

88 24

# UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO

FACULTAD DE INGENIERIA



## ANALISIS DE UNA CIMENTACION COMPENSADA EN LA ZONA DE LAGO DE LA CIUDAD DE MEXICO, UTILIZANDO EL REGLAMENTO DE CONSTRUCCIONES PARA EL DISTRITO FEDERAL DE 1987

T E S I S

QUE PARA OBTENER EL TITULO DE:  
Ingeniero Civil  
P R E S E N T A

RAFAEL LOPEZ GARCIA

Director de Tesis:

M. en I. Agustín Doméneghi Colina

MEXICO, D. F.

1990.

**TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN**



## **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.

# I N D I C E

## I. INTRODUCCION.

## II. REGLAMENTO DE CONSTRUCCIONES PARA EL DISTRITO FEDERAL 1987 EN SU PARTE RELACIONADA CON CIMENTACIONES COMPENSADAS.

- 2.1. Generalidades.
- 2.2. Estados límite de falla.
- 2.3. Estados límite de servicio.
- 2.4. Presiones sobre muros exteriores de la subestructura.

## III. DATOS DE PROYECTO.

- 3.1. Proyecto arquitectónico.
- 3.2. Análisis con carga viva máxima.
  - 3.2.1. Azotea.
  - 3.2.2. Entrepisos.
  - 3.2.3. Estacionamiento.
  - 3.2.4. Resumen de cargas.
- 3.3. Análisis con carga viva instantánea.
  - 3.3.1. Azotea.
  - 3.3.2. Entrepisos.
  - 3.3.3. Estacionamiento.
  - 3.3.4. Resumen de cargas.
- 3.4. Análisis con carga viva media.
  - 3.4.1. Azotea.
  - 3.4.2. Entrepisos.
  - 3.4.3. Estacionamiento.
  - 3.4.4. Resumen de cargas.

#### IV. ESTRATIGRAFIA Y PROPIEDADES DEL SUBSUELO.

##### 4.1. Estratigrafía.

##### 4.2. Ensayes de Laboratorio.

###### 4.2.1. Contenido natural de agua.

###### 4.2.2. Propiedades Mecánicas.

###### 4.2.3. Propiedades Índice.

###### 4.2.3.1. Densidad de sólidos.

###### 4.2.3.2. Relación de vacíos.

###### 4.2.3.3. Peso Volumétrico.

###### 4.2.3.4. Grado de saturación.

###### 4.2.4. Características de Compresibilidad.

#### V. ANALISIS DE LA CIMENTACION.

##### 5.1. Cargas de Preconsolidación.

##### 5.2. Análisis de los estados límite de falla.

5.2.1. Capacidad de carga para combinaciones de acciones permanentes y variables con intensidad de carga máxima.

5.2.2. Capacidad de carga para combinaciones de acciones permanentes y variables con intensidad de carga instantánea.

###### 5.2.2.1. Análisis en sentido X.

###### 5.2.2.2. Análisis en sentido Y.

##### 5.3. Análisis de los estados límite de servicio.

5.3.1. Movimientos instantáneos debidos a la carga total transmitida al suelo por la cimentación.

- 5.3.1.1. Asentamiento elástico al centro de la cimentación.
- 5.3.1.2. Asentamiento elástico en la esquina de la cimentación.
- 5.3.1.3. Asentamiento elástico en centro del lado largo de la cimentación.
- 5.3.1.4. Asentamiento elástico en centro del lado corto de la cimentación.
- 5.3.2. Deformaciones transitorias y permanentes del suelo de cimentación bajo cargas sísmicas.
  - 5.3.2.1. Obtención de la deformación transitoria o giro elástico.
    - 5.3.2.1.1. Cálculo del momento de volteo de la est. mediante un análisis sísmico estático.
    - 5.3.2.2. Deformación o giro permanente.
- 5.3.3. Movimientos diferidos debidos al incremento neto de carga en el contacto cimentación - suelo.
  - 5.3.3.1. Asentamiento diferido al centro de la cimentación.
  - 5.3.3.2. Asentamiento diferido en la esquina de la cimentación.
  - 5.3.3.3. Asentamiento diferido al centro del lado largo de la cimentación.
  - 5.3.3.4. Asentamiento diferido al centro del lado corto de la cimentación.

5.3.4. Relación entre el asentamiento diferencial y el claro.

5.4. Presiones sobre muros exteriores de la estructura.

VI. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.

6.1. Conclusiones.

6.2. Recomendaciones.

BIBLIOGRAFIA Y REFERENCIAS.

## P R O L O G O

La Mecánica de Suelos es sin duda una de las ramas más jóvenes en estudio de la Ingeniería Civil, y por lo tanto una de las más estudiadas actualmente para la elaboración de teorías y soluciones a los problemas que se presentan. Las características de los suelos son muy variables y son estos el punto inicial principal para la elaboración de las obras.

El mayor interés de los Ingenieros por esta área ha sido en el siglo XX, ya que los problemas prácticos que involucraban a los suelos han sido cada vez mayores. Es impresionante el crecimiento en un periodo corto de una de las ramas de la ingeniería y fue esto lo que motivó a mayores investigaciones.

Cabe recalcar que el estudio de los suelos compresibles de la Ciudad de México ha sido tarea ardua para la ingeniería de cimentaciones, por lo tanto cuando se requiere edificar una estructura, por lo regular se encuentra uno con problemas diferentes por la naturaleza del lugar. México, particularmente en su capital, es sin duda un sitio ideal para el estudio de la Mecánica de Suelos. Comentó en alguna ocasión el profesor Karl Terzaghi: "La Ciudad de México es el paraíso de la Mecánica de Suelos".

Esto nos lleva a un avance internacional considerable poniéndonos al nivel de muchos países con grandes logros en esta área.

Por lo tanto invito a los Ingenieros a la búsqueda de mejoras en las técnicas para lograr como hasta ahora cimentaciones estables y modernas.

**Rafael López García.**



## I . I N T R O D U C C I O N .

El objetivo principal de la presente tesis, es ejemplificar el análisis desde el punto de vista de la Mecánica de Suelos a una cimentación compensada de acuerdo al Reglamento de Construcciones del Distrito Federal de 1987 en la zona III.

Para estos fines se tomó en cuenta las cargas vivas y muertas de la estructura para uso como condominios, rodeada de jardín. Se realizó un sondeo mixto al centro del edificio para conocer las características del subsuelo.

El capítulo II contiene la parte del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal 1987 relacionada con el proyecto de cimentaciones compensadas. En él se definen conceptos importantes tales como Incremento Neto de Presión y Peso Unitario Medio. Se incluye la revisión de los estados límite de falla y estados límite de servicio, así como el cálculo de presiones sobre muros exteriores de la subestructura. Cabe aclarar que no se consideró en esta tesis la revisión de la seguridad de la excavación que se requiere para la construcción de la cimentación compensada.

En el capítulo III se presentan los geométricos del edificio, así como los valores de las cargas para las diferentes tipos de combinaciones de carga que especifica el R.C.D.F. 1987, como son el que incluye carga viva máxima, carga viva instantánea y carga viva media, los cuales se utilizan para la revisión de los diferentes estados de

seguridad de la cimentación.

En el capítulo IV se muestra la estratigrafía y propiedades del subsuelo, los cuales se obtuvieron de un sondeo mixto bajo el centro de la planta del proyecto del edificio.

En el capítulo V se presentan las cargas de preconsolidación del subsuelo, así como la previsión de los estados límite de falla y estados límite de servicio, para las diferentes combinaciones de carga obtenidas en el capítulo III. Se obtuvieron las presiones del subsuelo sobre los muros exteriores de la subestructura.

Por último se muestran las respectivas conclusiones del análisis en términos generales y se hacen breves recomendaciones para el buen funcionamiento de la cimentación compensada.

**II. REGLAMENTO DE CONSTRUCCIONES PARA EL DISTRITO FEDERAL**

**1987 EN SU PARTE RELACIONADA CON CIMENTACIONES COMPENSADAS.**

## 2.1. GENERALIDADES.

Las cimentaciones en edificios transmiten al subsuelo cargas medianas y en ocasiones excesivas, de los cuales los que se apoyan en suelos de mediana a alta compresibilidad, se solucionan en un buen número de casos con cimentaciones compensadas.

Estas se basan en el remover un cierto peso del suelo buscando que la carga de la estructura a cimentar sea la misma que la del suelo excavado.

Para el buen entendimiento de los párrafos siguientes definiremos a continuación conceptos referentes a este tipo de cimentación:

1) INCREMENTO NETO DE PRESION (INP) O CARGA APLICADA POR UNA SUBESTRUCTURA O POR UN ELEMENTO DE ELLA.-Es la presión debida a la estructura menos la presión del suelo al nivel de desplante de la cimentación.

2) PESO UNITARIO MEDIO DE UNA ESTRUCTURA.-A la suma de carga muerta y viva con intensidad media al nivel de apoyo de la estructura, dividida entre el área de la proyección en planta de la misma.

En la práctica es difícil que se logre que el peso de la estructura sea igual al peso excavado; por consiguiente distinguiremos tres casos con relación a las cimentaciones compensadas:

a) Para el caso en que el peso de la estructura sea igual al peso del suelo excavado, se trata de una cimentación

totalmente compensada, lo cual quiere decir que el INP es igual a cero.

b) Para el caso de que el peso del suelo excavado sea mayor que la carga de la estructura, se trata de una cimentación sobrecompensada, lo cual nos indica que el INP es negativo.

c) Y para cuando el peso del suelo excavado sea menor que la carga de la estructura, tenemos a una cimentación sub, semi o parcialmente compensada, en donde el INP es positivo.

Para el análisis de las cimentaciones compensadas se deben de tomar en cuenta los siguientes factores:

- a) Estados límite de falla.
- b) Estados límite de servicio.
- c) Y presiones sobre muros exteriores de la subestructura.

## 2.2 ESTADOS LIMITE DE FALLA.

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

Para cimentaciones desplantadas en suelos cohesivos:

$$\frac{EQF}{c} / A < \frac{c N F + p}{u c R v} \quad (1)$$

Para cimentaciones desplantadas en suelos friccionantes:

en donde:  $\Sigma QF_c/A < [\bar{p}_v(Nq-1) + rBNr/2] FR + p_v$  (2)

$\Sigma QF_c$  , es la suma de las acciones verticales a tomar en cuenta en la combinación considerada, afectada por su respectivo factor de carga.

A , área del cimiento ( $m^2$ ).

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

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

r , peso volumétrico del suelo ( $t/m^3$ ).

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

B , ancho de la cimentación (m).

$N_c$  , coeficiente de capacidad de carga dada por:

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

para  $D_f/B < 2$  y  $B/L < 1$

donde  $D_f$  es la profundidad de desplante (m); en caso de que  $D_f/B$  y  $B/L$  no cumplan las desigualdades anteriores, dichas relaciones se considerarán iguales a 2 y 1 respectivamente.

$N_q$  , coeficiente de capacidad de carga dado por:

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

$\phi$  , donde  $\phi$  es el ángulo de fricción interna del material.

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

$N$ , coeficiente de capacidad de carga dado por:

$$N = \frac{2(N+1)\tan\phi}{q}$$

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

$F$ , factor de resistencia relativos a la capacidad de carga de cimentaciones de acuerdo a todos los estados límite de falla alcanza los siguientes valores:

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

2)  $0.70 (1 - s/2)$ , en que  $s$  es la relación entre los máximos de la sollicitación sísmica y la sollicitación total que actúan sobre el pilote, para la capacidad de carga por adherencia de los pilotes de fricción ante la combinación de acciones que incluya las sollicitaciones sísmicas.

3)  $0.70$  para los otros casos.



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

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

- 1) El parámetro  $\phi$  estará dado por:

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

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

Para suelos arenosos con compactación relativa menor de 70%, el coeficiente  $\alpha$  será igual a 0.67. En cualquier otro caso, será igual a 1.

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

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

m

donde:

$\tau'$ , peso volumétrico sumergido ( $t/m^3$ ).

$r_m$ , peso volumétrico total del suelo arriba del nivel freático ( $t/m^2$ ).

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

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

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

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

5) En el caso de cimentaciones desplantadas en el subsuelo <sup>R</sup>estratificado o agrietado para el cual no sea aplicable el mecanismo de falla implícito en las ecuaciones (1) y (2), se verificará la estabilidad de la cimentación recurriendo a un método de análisis límite de los diversos mecanismos de falla compatibles con el perfil estatigráfico. Además de la falla global, se estudiarán las posibles fallas locales, es decir aquellas que pueden afectar solamente una parte del suelo que

soporta el cimiento, y la posible extrusión de estratos muy blandos. En las verificaciones anteriores, el momento o la fuerza resistentes serán afectados por el factor de resistencia que se menciona anteriormente en el apartado 1 de Factor de Resistencia.

6) No deberán cimentarse estructuras sobre zapatas aisladas en depósitos de limos no plásticos o arenas finas en estado suelto o saturado, susceptibles de presentar pérdida total o parcial de resistencia por licuación o de deformaciones volumétricas importantes bajo sollicitaciones sísmicas. Asimismo deberán tomarse en cuenta las pérdidas de resistencia ocasionadas por las vibraciones de maquinaria en la vecindad de las cimentaciones desplantadas en suelos no cohesivos de compacidad baja a media. Para condiciones severas de vibración, el factor de resistencia a considerar en las ecuaciones (1) y (2) deberá tomarse igual a la mitad del admisible para condiciones estáticas, a menos que se demuestre a satisfacción del Departamento que es aplicable otro valor.

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

- Tratamiento por medio de rellenos compactados, inyecciones, etc.
- Demolición o refuerzo de bóvedas.

- Desplante bajo el piso de las cavidades.

Además se comprobará que no pueda ocurrir flotación de la cimentación durante ni después de la construcción. Para esto se adoptará una posición conservadora del nivel freático.

También se prestará especial atención a la revisión de la posibilidad de falla local o generalizada del suelo bajo la combinación de carga que incluya el efecto de sismo.

### 2.3. ESTADOS LIMITE DE SERVICIO.

Para este tipo de cimentaciones se calcularán:

- a) Los movimientos instantáneos debidos a la carga total transmitida al suelo por la cimentación.
- b) Las deformaciones transitorias y permanentes del suelo de cimentación bajo cargas sísmicas.
- c) Los movimientos diferidos debidos al incremento neto de carga en el contacto cimentación-suelo.

Los asentamientos instantáneos bajo sollicitaciones estáticas se calcularán en primera aproximación usando los resultados de la teoría de elasticidad, previa estimación de los parámetros elásticos del terreno, a partir de la experiencia local o de pruebas directas o indirectas. Cuando el subsuelo esté constituido por estratos horizontales de características elásticas diferentes, se podrá despreciar la influencia de las distintas regideces de los estratos en la

distribución de esfuerzos. El desplazamiento horizontal y el giro transitorio de la cimentación bajo las fuerzas cortantes y el momento de volteo sísmicos se calcularán cuando proceda, como se indica a continuación (Art. 203 de Diseño por Sismo):

Las estructuras se analizarán bajo la acción de dos componentes horizontales ortogonales no simultáneos del movimiento del terreno. Las deformaciones y fuerzas internas que resulten se combinarán entre sí como lo especifiquen las Normas Técnicas Complementarias y se combinarán con los efectos de fuerzas gravitacionales y de las otras acciones que correspondan según los criterios que establece el Capítulo III (Criterios de Diseño Estructural) del R.C.D.F..

Según sean las características de la estructura de que se trate, esta podrá analizarse por sismo mediante el método simplificado, el método estático o uno de los dinámicos que describan las Normas Técnicas Complementarias para diseño por sismo, con las limitaciones que ahí se establezcan.

Como una aproximación a los efectos de interacción suelo-estructura será válido incrementar el período fundamental de vibración y los desplazamientos calculados en la estructura bajo la hipótesis de que ésta se apoya rígidamente en su base, de acuerdo con la siguiente expresión:

$$T_1 = (T_o^2 + T_x^2 + T_r^2)^{\frac{1}{2}}$$

en que  $T_1$  es el periodo fundamental de vibración de la estructura en la dirección que se analiza corregido por

interacción con el suelo,  $T_o$  el periodo fundamental que tendría la estructura si se apoyara sobre una base rígida,  $T_x$  el periodo natural que tendría la estructura si fuera infinitamente rígida y su base sólo pudiera trasladarse en la dirección que se analiza y  $T_r$  es el periodo natural que tendría la estructura si fuera infinitamente rígida y su base solo pudiera girar con respecto a un eje horizontal que pasara por el centroide de la superficie de desplante de la estructura y fuera perpendicular a la dirección que se analiza. Podrán en este caso desprejiciarse los efectos de la interacción en los periodos superiores de vibración de la estructura.

Para el cálculo de  $T_x$  en la expresión que antecede se supondrá que el desplazamiento de la base está restringido por un elemento elástico cuya rigidez vale  $K_x$ , en t/m:

$$T_x = 2 \left( \frac{W'_o}{gK_x} \right)^{\frac{1}{2}}$$

donde  $T_x$  está en segundos,  $W'_o$  es el peso neto de la construcción al nivel de su desplante, incluyendo el peso de los cimientos y descontando el del suelo que es desplazado por la infraestructura, en toneladas y  $g$  es la aceleración de la gravedad, en m/seg<sup>2</sup>. El valor de  $W'_o$  no se tomará menor de  $0.7 W_o$ . Para el cálculo de  $T_r$  se supondrá que la rotación de la base está restringida por un elemento elástico de rigidez  $K_r$ , en ton m/radián:

$$T_r = 2 \pi \left( \frac{J}{gK_r} \right)^{\frac{1}{2}}$$

donde  $T$  está en segundos y  $J$  es el momento neto de inercia del peso  $r$  de la construcción, en  $\text{ton m}^2$ , con respecto al eje de rotación, descontando el momento de inercia de la masa del suelo desplazado por la infraestructura. Esta diferencia no se tomará menor de 0.7 veces el momento de inercia calculado con el peso de la construcción.

Tratándose de construcciones que se apoyan sobre zapatas corridas con dimensión mayor en la dirección que se analiza o sobre losa o cascarón que abarque toda el área de cimentación, y que posean suficiente rigidez y resistencia para suponer que su base se desplaza como cuerpo rígido, los valores de  $K_x$  y  $K_r$  se obtendrán de la tabla 2.3.1, en que  $G$  es el módulo de rigidez medio, en  $\text{ton/m}^2$ , del estrato en que se apoya la construcción, y los radios equivalentes  $R_x$  y  $R_r$ , en metros, se calcularán empleando las expresiones:

$$R_x = (A/\pi)^{\frac{1}{2}}$$

$$R_r = (4I/\pi)^{\frac{1}{4}}$$

en las que  $A$ , en  $\text{m}^2$ , es el área de la superficie neta de cimentación, e  $I$ , en  $\text{m}^4$ , es el momento de inercia de dicha superficie neta con respecto a su eje centroidal perpendicular a la dirección que se analiza.

Tratándose de construcciones suficientemente rígidas y resistentes, cimentadas sobre zapatas corridas con dimensión corta en la dirección que se analiza, y de construcciones sobre zapatas aisladas, los coeficientes  $K_x$  y  $K_r$  de la

cimentación se calcularán mediante las fórmulas:

$$K_x = \sum K x_i$$

$$K_r = \sum x_i^2 K_{vi}$$

en las que  $i$  denota valores correspondientes a la zapata  $i$ -ésima;  $x_i$  es la distancia, en la dirección de análisis, entre el centroide de la zapata y el eje centroidal de la planta de cimentación, y  $K_{xi}$  y  $K_{vi}$  se determinan de la tabla 2.3.1 empleando el valor de  $R_x$  que corresponde a la zapata en cuestión.

En el caso de cimentaciones sobre pilotes de punta, su influencia en el valor de  $K_r$  se considera con el segundo término de la expresión correspondiente de la tablas 2.3.1, empleando para el cálculo de  $K_r$  la siguiente expresión:

$$K_r = \sum_{i=1}^n K_{pi} d_i^2$$

en la que  $n$  es el número de pilotes, y  $K_{pi}$  y  $d_i$  son respectivamente la rigidez vertical y distancia del pilote  $i$ ésimo al eje centroidal de rotación.

En la verificación de que la estructura no alcanza los estados límite por desplazamientos laterales y por rotura de vidrios no será necesario tener en cuenta el desplazamiento y rotación de la base. Para el cálculo de efectos de segundo orden debe tenerse en cuenta dicha rotación, dada por  $M_o / K_o r$ , en radianes, en que  $M_o$  es el momento de volteo que obra en la base de la estructura, en ton m; y en la revisión del estado límite por choques entre estructuras deben incluirse tanto



los desplazamientos debidos a esta rotación como el desplazamiento de la base, dado por  $V / K$ , en metros, en que  $V$  es la fuerza cortante basal, en toneladas.

El módulo de rigidez medio,  $G$ , se determinará mediante pruebas dinámicas de campo o laboratorio. A falta de tales determinaciones se tomará:

$$G = 2(H/T_s)^2$$

donde  $G$  está en  $\text{ton/m}^2$ ,  $T_s$  es el periodo dominante más largo del terreno, en segundos, en el sitio donde se halle la estructura y se obtendrá de la figura 2.3.1, y  $H$  es la profundidad, en metros, de los depósitos firmes profundos en dicho sitio, y se determinará a partir de estudios locales de mecánica de suelos o, si éstos son insuficientes para determinarla, se tomará de la figura 2.3.2.. En los sitios donde no se conoce el valor de  $G$ , si  $G$  no se determina experimentalmente, se adoptará el valor que resulte más desfavorable entre los límites de 400 y 900  $\text{ton/m}^2$ .

La magnitud de las deformaciones permanentes que pueden presentarse bajo cargas accidentales cíclicas se podrá estimar a partir de los resultados de pruebas de laboratorio representativas del fenómeno.

Los asentamientos diferidos se calcularán por medio de la relación:

$$\Delta H = \sum_0^H [\Delta e / (1 + e_0)] \Delta z$$

donde:

- $\Delta H$  , asentamiento de un estrato de espesor H.
- $e_o$  , relación de vacíos inicial.
- $\Delta e$  , variación de la relación de vacíos bajo el incremento de esfuerzo vertical  $p$  inducido a la profundidad  $z$  por la carga superficial. Esta variación se estimará a partir de una prueba de consolidación unidimensional realizada con material representativo del existente a esa profundidad.
- $\Delta z$  , espesores de estratos elementales en los cuales los esfuerzos pueden considerarse uniformes.

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

Además de estos movimientos diferidos, se tomará en cuenta la interacción con el hundimiento regional. En la zona III y en presencia de consolidación regional la sobrecompensación no será superior a 1.5 t/m<sup>2</sup>, a menos que se demuestre que un valor mayor no dará lugar a una emersión inaceptable ni a daños a construcciones vecinas o servicios públicos.

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

#### 2.4. PRESIONES SOBRE MUROS EXTERIORES DE LA SUBESTRUCTURA.

En los muros de retención perimetrales se considerarán empujes horizontales a largo plazo no inferiores a los del agua y el suelo en estado de reposo, adicionando los debidos a sobrecargas en la superficie del terreno y a cimientos vecinos. La presión horizontal efectiva transmitida por el suelo en estado de reposo se considerará por lo menos igual a 60% de la presión vertical actuante a la misma profundidad. Las presiones horizontales debidas a sobrecargas podrán estimarse por medio de la teoría de elasticidad.

En caso de que el diseño considere absorber fuerzas horizontales por contacto lateral entre subestructura y suelo, la resistencia del suelo considerada no deberá ser superior al empuje pasivo afectado de un factor de resistencia de 0.35, siempre que el suelo circundante esté constituido por materiales naturales o por rellenos bien compactados. Los muros perimetrales y elementos estructurales que transmitan dicho empuje deberán diseñarse expresamente para esa sollicitación.

Se tomarán medidas para que, entre las cimentaciones de estructuras contiguas, no se desarrolle fricción que pueda dañar a alguna de las dos como consecuencia de posibles movimientos relativos.

TABLA 2.3.1 VALORES DE  $K_x$ ,  $K_r$  Y  $K_v$

EN LA ZONA III

PROF. DE DESP.	$K_x$	$K_r$	$K_v$
		SOBRE EL TERRENO	
< 1 m	7GR <sub>x</sub>	<sup>3</sup> 6GR <sub>r</sub>	12GR <sub>x</sub>
> 3 m	8GR <sub>x</sub>	<sup>3</sup> 9GR <sub>r</sub>	16GR <sub>x</sub>

OBSERVACION:

- 1) PARA PROFUNDIDADES DE DESPLANTE INTERMEDIAS ENTRE 1 Y TRES METROS INTERPOLESE LINEALMENTE ENTRE LOS VALORES DE LA TABLA

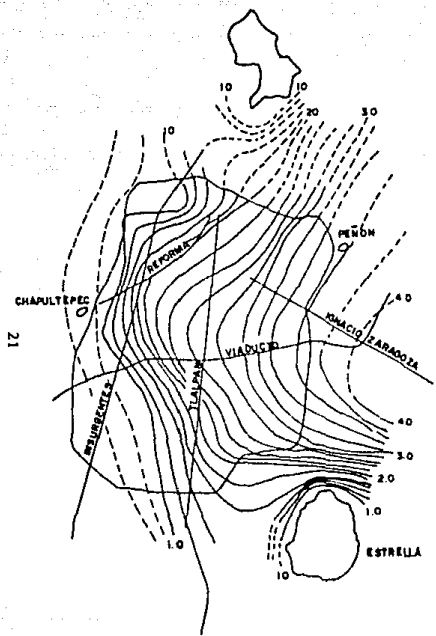


FIG. 2.3.1. VALORES DE  $T_s$  (SEG.).

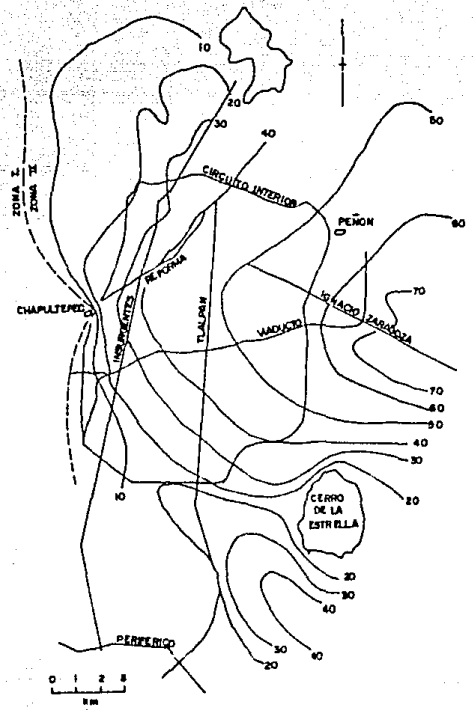


FIG. 2.3.2. VALORES DE H (M.).

### III. DATOS DE PROYECTO.

### 3.1. PROYECTO ARQUITECTONICO.

Se ejemplificará con un edificio cuya descripción se presenta a continuación, y la cimentación tendrá todas las restricciones que marca el R.C.D.F. 1987. Cabe mencionar que el edificio no tendrá colindancias con estructuras, puesto que estará rodeado de área verde para el mejor aprovechamiento para el cuál fué proyectado.

El análisis de la cimentación se hará mediante un cajón de cimentación y contratrabes, toda será de concreto armado. Esta cimentación sostendrá a un edificio ubicado en la zona III llamada de Lago, cuya planta tiene por dimensiones 16 m de largo x 9 m de ancho (ver figura 3.1.1).

La estructura será de concreto armado, con claros en losas de 3 y 4 m (ver fig. 3.1.1), con espesor de 0.10 m, trabes con peralte de 0.40 m y 0.20 m de ancho, las cargas bajarán a la cimentación a través de las columnas que tendrán una sección de 0.60 m x 0.40 m de cimentación a azotea.

La fachada frontal y trasera serán ventanales, y ambos costados serán muros de tabique rojo común y las divisiones interiores de este serán a base de tablaroca cubierta con un aplanado rústico, considerándose para el peso de los muros divisorios el 80% de la longitud total de los ejes interiores debido a datos proporcionados para el proyecto.

La cimentación será analizada para que el edificio tenga un uso como departamentos en su totalidad.

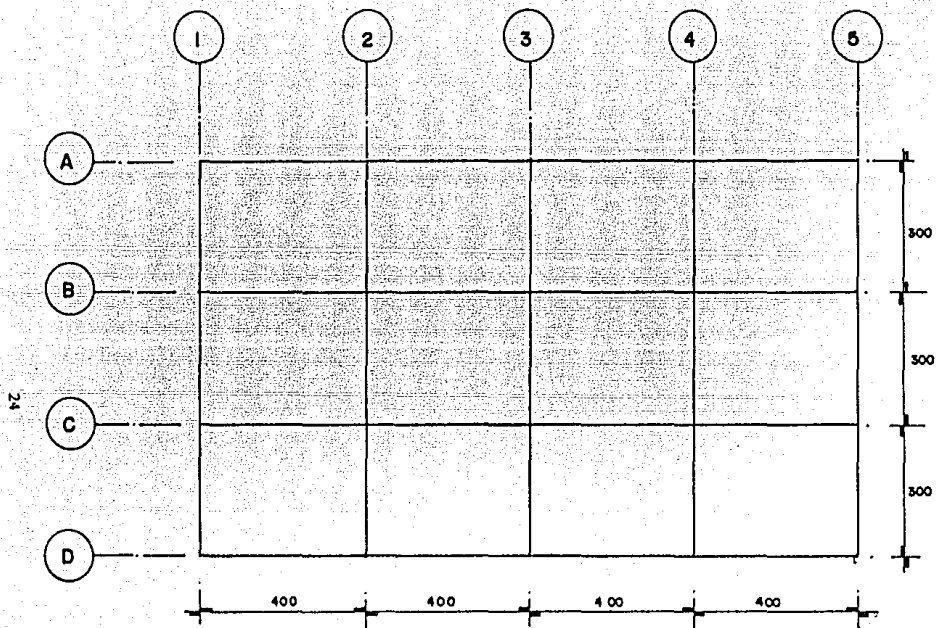
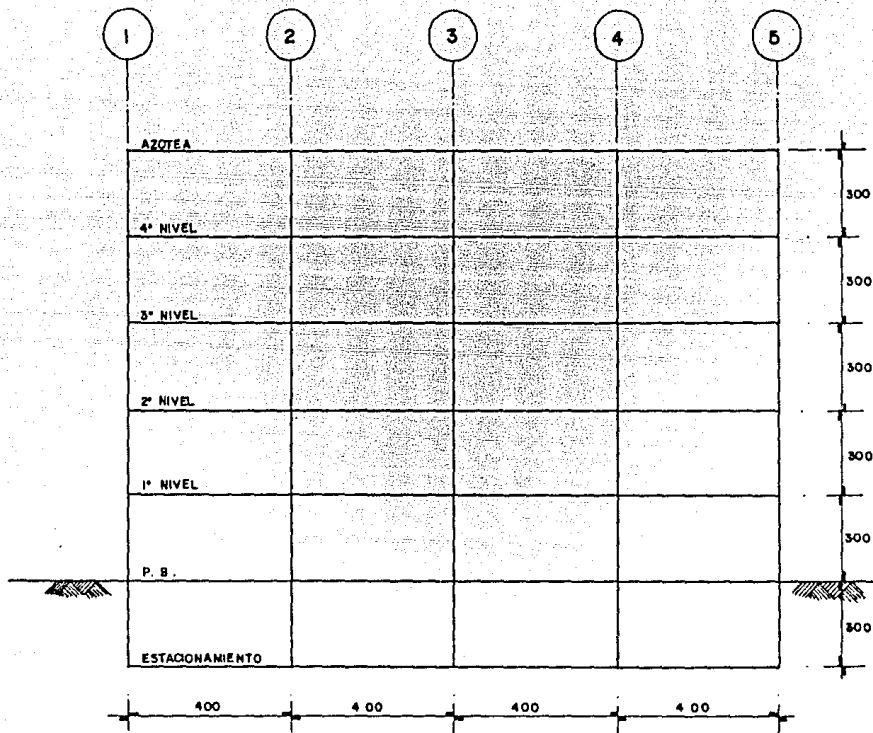


FIG. 3.11. PLANTA ARQUITECTONICA

ACOT: (cm)





25

FIG. 3.1.2. CORTE DE LA ESTRUCTURA  
ACOT.: (cm)

El edificio consta de un estacionamiento en el sótano, P.B. y 4 niveles (ver figura 3.1.2).

Por lo anterior mencionado podemos contar 7 losas de la estructura, que son la losa tapa, P.B., 1º, 2º, 3º, 4º nivel y azotea. Este cajón de cimentación será suficiente para sostener a la estructura debido a que el suelo lo permite.

El objetivo de esta cimentación es que sea parcialmente compensada, o sea que el peso del suelo excavado sea menor que la carga de la estructura.

### 3.2. ANALISIS CON CARGA VIVA MAXIMA.

Este análisis en nuestro caso lo emplearemos para el cálculo de asentamientos inmediatos de la cimentación y para el análisis de los Estados Límite de Falla.

#### 3.2.1. AZOTEA ( ver figura 3.1.1.).

##### a) Carga Muerta:

- Losa de Concreto	$(2.4 \text{ t/m}^3) \times (0.10 \text{ m})$	=0.24 t/m <sup>2</sup>
- Mortero	$(2.1 \text{ t/m}^3) \times (0.05 \text{ m})$	=0.11 t/m <sup>2</sup>
- Sobrecarga	(art.197, R.C.D.F. 1987)	=0.04 t/m <sup>2</sup>
		<hr/>
		0.39 t/m <sup>2</sup>

##### b) Carga Viva:

$$(R.C.D.F. 1987) = 0.10 \text{ t/m}^2$$

##### c) Peso propio de Trabes:

$$(2.4 \text{ t/m}^3) \times (0.40 \text{ m}) \times (0.20 \text{ m}) = 0.19 \text{ t/m}$$

Por lo que las cargas en azotea quedarán como se observa en la tabla 3.2.1., cuya simbología es:

- $A_t$  , Area tributaria en  $m^2$ .
- $C_v$  , Carga Viva en t.
- $C_m$  , Carga Muerta en t.
- PPT, Peso propio de Trabes en t.
- $C_t$  , Carga total en t.

### 3.2.2. ENTREPISOS (ver figura 3.2.2).

#### a) Carga Muerta:

- Losa		=0.24 t/m <sup>2</sup>
- Mortero	$(2.1 \text{ t/m}^3) \times (0.04 \text{ m})$	=0.084t/m <sup>2</sup>
- Sobrecarga		=0.04 t/m <sup>2</sup>
- Terrazo30x30		=0.055t/m <sup>2</sup>
		0.42 t/m <sup>2</sup>

#### b) Carga Viva:

(R.C.D.F.1987) =0.17 t/m<sup>2</sup>

#### c) Peso Propio de Trabes:

=0.19 t/m

#### d) Muro de tabique rojo común con aplanado:

$(0.30 \text{ t/m}^2) \times (2.5 \text{ m de alt.}) =0.75 \text{ t/m}$

#### e) Tablaroca:

$(1.5 \text{ t/m}^3) \times (0.0254 \text{ m}) \times (2.5 \text{ m}) \times (0.59 \text{ m}) \times (0.8) =4.50 \text{ t/niv}$

#### f) Peso Propio de Columnas:

$(2.4 \text{ t/m}^3) \times (0.60 \text{ m}) \times (0.40 \text{ m}) \times (3.00 \text{ m}) =1.73\text{t/c/niv}$

Por lo que las cargas de entrepiso quedará como se indica en la tabla 3.2.2.. La notación se completa con los siguientes símbolos:

- Pm , Peso de muro en t.
- Pv , Peso de ventanería en t.
- Pc , Peso de columna en t.

### 3.2.3. ESTACIONAMIENTO (ver figura 3.2.3).

#### a) Carga Muerta:

-Losa	=0.24 t/m <sup>2</sup>
-Mortero	=0.11 t/m <sup>2</sup>
-Sobrecarga	=0.04 t/m <sup>2</sup>
	<hr/>
	0.39 t/m <sup>2</sup>

#### b) Carga Viva:

(R.C.D.F.1987) =0.25 t/m<sup>2</sup>

#### c) Peso Propio de Trabes:

=0.19 t/m

#### d) Muro:

=0.75 t/m

#### f) Peso Propio de Columnas:

= 1.73 t/c/niv

Por lo que las cargas debidas al estacionamiento por nivel quedarán como se indica en la tabla 3.2.3..

### 3.2.4. RESUMEN DE CARGAS.

#### Consideraciones:

-Peso de Tablaroca equivalente a cada columna por nivel:

$$= \frac{(4.5 \text{ t/niv}) \times (5 \text{ niv})}{(20 \text{ columnas})} = 1.13 \text{ t/columna}$$

-Tomaremos como estimación que el peso de la cimentación es de 1.5 t/m<sup>2</sup> para fines de cálculo:

$$\text{Peso de cim.} = \frac{(1.5 \text{ t/m}^2) \times (16 \text{ m}) \times (9 \text{ m})}{(20 \text{ columnas})} = 10.8 \text{ t}$$

-El cajón de cimentación será utilizado como bodega en su parte superior, y la parte inferior (1.5 m) será un espacio no útil por lo que el R.C.D.F.87 marca que se debe de considerar saturado de agua.

$$\text{Peso agua} = \frac{(16 \text{ m}) \times (9 \text{ m}) \times (1.5 \text{ m}) \times (1.0 \text{ t/m}^3)}{(20 \text{ columnas})} = 10.8 \text{ t}$$

De acuerdo al resultado total de cargas de la estructura, en la tabla 3.2.4., y fig. 3.2.4. observamos que, Resultado:

$$\text{Esfuerzo prom. que transmite la estructura al suelo a la prof.de desplante.} = \frac{1,513.19 \text{ t}}{(16 \text{ m}) \times (9 \text{ m})} = 10.51 \text{ t/m}^2$$

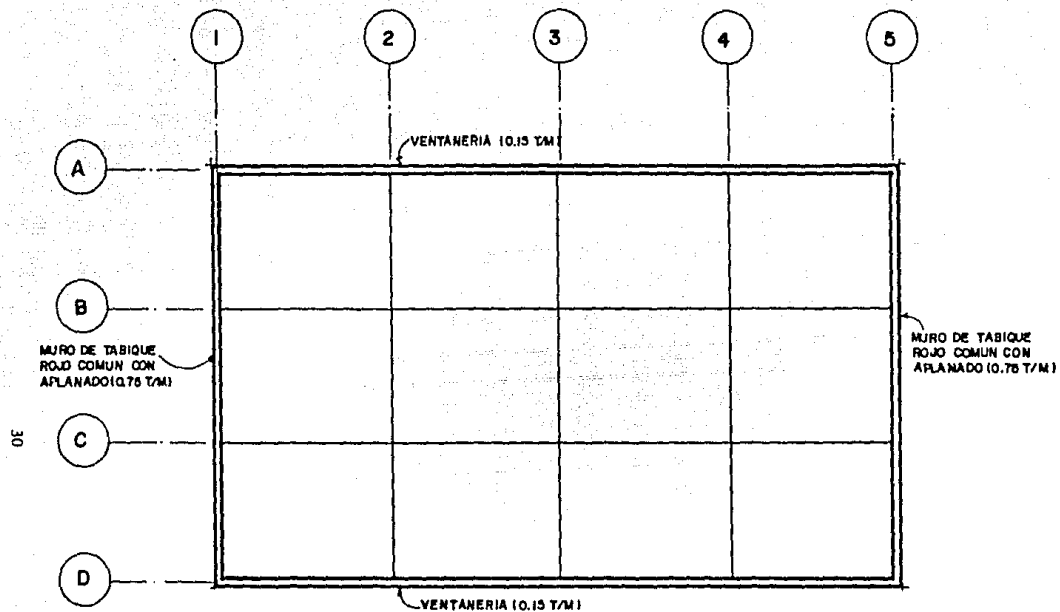


FIG. 3.2.2. CARGAS EN ENTREPISO (PLANTA)

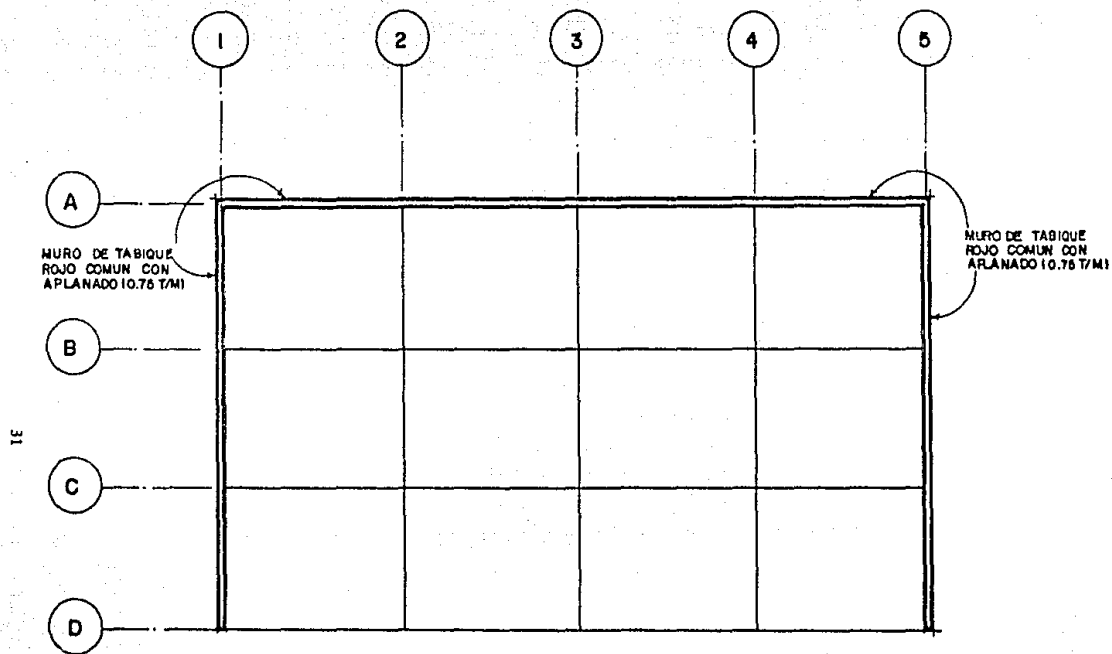


FIG. 3.2.3. CARGAS EN ESTACIONAMIENTO (PLANTA)

**TABLA 3.2.1.. CARGAS EN AZOTEA CON  
(Toneladas) CARGA VIVA MAXIMA.**

EJE	COL	A t	C v	C m	PPT	C t
1	A	3	0.30	1.17	0.67	2.14
	B	6	0.60	2.34	0.95	3.89
	C	6	0.60	2.34	0.95	3.89
	D	3	0.30	1.17	0.67	2.14
2	A	6	0.60	2.34	1.05	3.99
	B	12	1.20	4.68	1.33	7.21
	C	12	1.20	4.68	1.33	7.21
	D	6	0.60	2.34	1.05	3.99
3	A	6	0.60	2.34	1.05	3.99
	B	12	1.20	4.68	1.33	7.21
	C	12	1.20	4.68	1.33	7.21
	D	6	0.60	2.34	1.05	3.99
4	A	6	0.60	2.34	1.05	3.99
	B	12	1.20	4.68	1.33	7.21
	C	12	1.20	4.68	1.33	7.21
	D	6	0.60	2.34	1.05	3.99
5	A	3	0.30	1.17	0.67	2.14
	B	6	0.60	2.34	0.95	3.89
	C	6	0.60	2.34	0.95	3.89
	D	3	0.30	1.17	0.67	2.14
<b>TOTAL =</b>						<b>91.32</b>

At, área tributaria en m2

Cv, carga viva en ton.

Cm, carga muerta en ton.

PPT, peso propio de trabes en ton.

Ct, carga total en ton.



TABLA 3.2.2.. CARGAS EN ENTREPISO CON  
(Toneladas) CARGA VIVA MAXIMA.

EJE	COL	A <sub>t</sub>	C <sub>v</sub>	C <sub>m</sub>	PPT	P <sub>m</sub>	P <sub>v</sub>	P <sub>c</sub>	C <sub>t</sub>
1	A	3	0.51	1.26	0.67	1.13	0.30	1.73	5.60
	B	6	1.02	2.52	0.95	2.25	0.00	1.73	8.47
	C	6	1.02	2.52	0.95	2.25	0.00	1.73	8.47
	D	3	0.51	1.26	0.67	1.13	0.30	1.73	5.60
2	A	6	1.02	2.52	1.05	0.00	0.60	1.73	6.92
	B	12	2.04	5.04	1.33	0.00	0.00	1.73	10.14
	C	12	2.04	5.04	1.33	0.00	0.00	1.73	10.14
	D	6	1.02	2.52	1.05	0.00	0.60	1.73	6.92
3	A	6	1.02	2.52	1.05	0.00	0.60	1.73	6.92
	B	12	2.04	5.04	1.33	0.00	0.00	1.73	10.14
	C	12	2.04	5.04	1.33	0.00	0.00	1.73	10.14
	D	6	1.02	2.52	1.05	0.00	0.60	1.73	6.92
4	A	6	1.02	2.52	1.05	0.00	0.60	1.73	6.92
	B	12	2.04	5.04	1.33	0.00	0.00	1.73	10.14
	C	12	2.04	5.04	1.33	0.00	0.00	1.73	10.14
	D	6	1.02	2.52	1.05	0.00	0.60	1.73	6.92
5	A	3	0.51	1.26	0.67	1.13	0.30	1.73	5.60
	B	6	1.02	2.52	0.95	2.25	0.00	1.73	8.47
	C	6	1.02	2.52	0.95	2.25	0.00	1.73	8.47
	D	3	0.51	1.26	0.67	1.13	0.30	1.73	5.60
<b>TOTAL</b>									<b>158.64</b>

P<sub>m</sub>, peso de muro en ton.

P<sub>v</sub>, peso de ventanería en ton.

P<sub>c</sub>, peso de columna en ton.

**TABLA 3.2.3.. CARGAS EN ESTACIONAMIENTO**  
**(Toneladas) CON CARGA VIVA MAXIMA.**

EJE	COL	A <sub>t</sub>	C <sub>v</sub>	C <sub>m</sub>	PPT	P <sub>m</sub>	P <sub>c</sub>	C <sub>t</sub>
1	A	3	0.75	1.17	0.67	2.63	1.73	6.95
	B	6	1.50	2.34	0.95	2.25	1.73	8.77
	C	6	1.50	2.34	0.95	2.25	1.73	8.77
	D	3	0.75	1.17	0.67	1.13	1.73	5.95
2	A	6	1.50	2.34	1.05	3.00	1.73	9.62
	B	12	3.00	4.68	1.33	0.00	1.73	10.74
	C	12	3.00	4.68	1.33	0.00	1.73	10.74
	D	6	1.50	2.34	1.05	0.00	1.73	6.62
3	A	6	1.50	2.34	1.05	3.00	1.73	9.62
	B	12	3.00	4.68	1.33	0.00	1.73	10.74
	C	12	3.00	4.68	1.33	0.00	1.73	10.74
	D	6	1.50	2.34	1.05	0.00	1.73	6.62
4	A	6	1.50	2.34	1.05	3.00	1.73	9.62
	B	12	3.00	4.68	1.33	0.00	1.73	10.74
	C	12	3.00	4.68	1.33	0.00	1.73	10.74
	D	6	1.50	2.34	1.05	0.00	1.73	6.62
5	A	3	0.75	1.17	0.67	2.63	1.73	6.95
	B	6	1.50	2.34	0.95	2.25	1.73	8.77
	C	6	1.50	2.34	0.95	2.25	1.73	8.77
	D	3	0.75	1.17	0.67	1.13	1.73	5.95
<b>TOTAL =</b>								<b>174.04</b>

TABLA 3.2.4.. CARGAS TOTALES CON CARGA VIVA MAXIMA.  
(Toneladas)

NIV. AZO	4	3	2	1	PB	EST	TAB	CIM	AGUA	C
COL. TEA	CIM									t
1 A	2.14	5.60	5.60	5.60	5.60	6.95	1.13	10.80	10.80	59.82
B	3.89	8.47	8.47	8.47	8.47	8.77	1.13	10.80	10.80	77.74
C	3.89	8.47	8.47	8.47	8.47	8.77	1.13	10.80	10.80	77.74
D	2.14	5.60	5.60	5.60	5.60	5.95	1.13	10.80	10.80	58.82
2 A	3.99	6.92	6.92	6.92	6.92	9.63	1.13	10.80	10.80	70.95
B	7.21	10.14	10.14	10.14	10.14	10.74	1.13	10.80	10.80	91.38
C	7.21	10.14	10.14	10.14	10.14	10.74	1.13	10.80	10.80	91.38
D	3.99	6.92	6.92	6.92	6.92	6.62	1.13	10.80	10.80	67.94
3 A	3.99	6.92	6.92	6.92	6.92	9.63	1.13	10.80	10.80	70.95
B	7.21	10.14	10.14	10.14	10.14	10.74	1.13	10.80	10.80	91.38
C	7.21	10.14	10.14	10.14	10.14	10.74	1.13	10.80	10.80	91.38
D	3.99	6.92	6.92	6.92	6.92	6.62	1.13	10.80	10.80	67.94
4 A	3.99	6.92	6.92	6.92	6.92	9.63	1.13	10.80	10.80	70.95
B	7.21	10.14	10.14	10.14	10.14	10.74	1.13	10.80	10.80	91.38
C	7.21	10.14	10.14	10.14	10.14	10.74	1.13	10.80	10.80	91.38
D	3.99	6.92	6.92	6.92	6.92	6.62	1.13	10.80	10.80	67.94
5 A	2.14	5.60	5.60	5.60	5.60	6.95	1.13	10.80	10.80	59.82
B	3.89	8.47	8.47	8.47	8.47	8.77	1.13	10.80	10.80	77.74
C	3.89	8.47	8.47	8.47	8.47	8.77	1.13	10.80	10.80	77.74
D	2.14	5.60	5.60	5.60	5.60	5.95	1.13	10.80	10.80	58.82
<b>TOTAL =</b>										<b>1513.2</b>

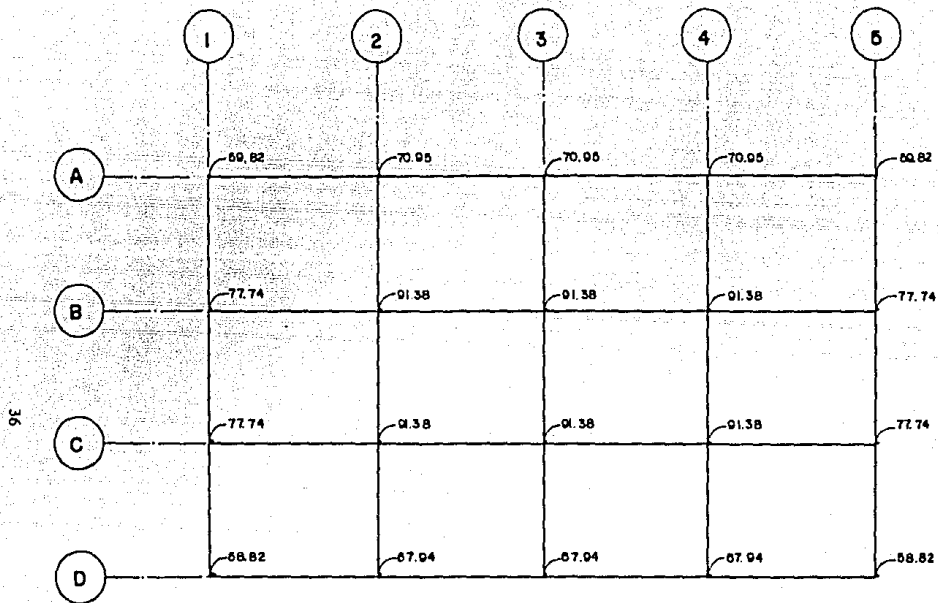


FIG. 3.2.4. CONJUNTO DE CARGAS EN TONELADAS QUE LLEGAN A LA PROFUNDIDAD DE DESPLANTE CONSIDERADO CARGA VIVA MAXIMA (PLANTA)

### 3.3. ANALISIS CON CARGA VIVA INSTANTANEA.

El siguiente cálculo servirá para poder realizar el análisis por sismo de la cimentación compensada. Todos los datos a excepción de la carga viva serán los mismos que en la sección 3.2., por lo tanto sólo indicaremos los cambios, y repetiremos los datos de carga muerta, peso propio de trabes, muro de tabique, tablaroca y peso propio de columnas.

#### 3.3.1. AZOTEA (ver figura 3.1.1.).

a) Carga Muerta		=0.39 t/m <sup>2</sup>
b) Carga Viva	(R.C.D.F.1987)	=0.07 t/m <sup>2</sup>
c) Peso Propio de Trabes		=0.19 t/m

Por lo que las cargas debidas a la azotea quedarán como se indica en la tabla 3.3.1..

#### 3.3.2. ENTREPISOS (ver figura 3.2.2.).

a) Carga Muerta		=0.42 t/m <sup>2</sup>
b) Carga Viva	(R.C.D.F.1987)	=0.09 t/m <sup>2</sup>
c) Peso Propio de Trabes		=0.19 t/m
d) Muro de tabique rojo común con aplanado		=0.75 t/m
e) Tablaroca		=4.5 t/niv
f) Peso propio de ventanería		=0.15 t/m
g) Peso propio de columnas		=1.73 t/c/niv

Por lo que las cargas debidas a cada entrepiso, quedarán como se indica en la tabla 3.3.2..

### 3.3.3. ESTACIONAMIENTO (ver figura 3.2.3).

a) Carga Muerta		=0.39 t/m <sup>2</sup>
b) Carga Viva	(R.C.D.F. 1987)	=0.07 t/m <sup>2</sup>
c) Peso propio de trabes		=0.19 t/m
d) Muro de tabique		=0.75 t/m
e) Peso propio de columnas		=1.73 t/c/niv

Por lo que las cargas debidas al estacionamiento quedarán como se indica en la tabla 3.3.3..

### 3.3.4. RESUMEN DE CARGAS.

Análogamente a la sección 3.2.4., en la tabla 3.3.4., y la fig. 3.3.4. se muestran las cargas de la estructura que llegan a la prof. de desplante,

Resultado:

$$\begin{array}{l} \text{Esfuerzo prom. que trans-} \\ \text{mite la estructura al sue-} \\ \text{lo a la prof.de desplante} \end{array} = \frac{(1,428.54 \text{ t})}{(144 \text{ m}^2)} = 9.92 \text{ t/m}^2$$

TABLA 3.3.1.. CARGAS EN AZOTEA CON  
(Toneladas) CARGA VIVA INST.

EJE	COL	A	C	C	PPT	C
		t	v	m		t
1	A	3	0.21	1.17	0.67	2.05
	B	6	0.42	2.34	0.95	3.71
	C	6	0.42	2.34	0.95	3.71
	D	3	0.21	1.17	0.67	2.05
2	A	6	0.42	2.34	1.05	3.81
	B	12	0.84	4.68	1.33	6.85
	C	12	0.84	4.68	1.33	6.85
	D	6	0.42	2.34	1.05	3.81
3	A	6	0.42	2.34	1.05	3.81
	B	12	0.84	4.68	1.33	6.85
	C	12	0.84	4.68	1.33	6.85
	D	6	0.42	2.34	1.05	3.81
4	A	6	0.42	2.34	1.05	3.81
	B	12	0.84	4.68	1.33	6.85
	C	12	0.84	4.68	1.33	6.85
	D	6	0.42	2.34	1.05	3.81
5	A	3	0.21	1.17	0.67	2.05
	B	6	0.42	2.34	0.95	3.71
	C	6	0.42	2.34	0.95	3.71
	D	3	0.21	1.17	0.67	2.05
<b>TOTAL =</b>						<b>87.00</b>

At, área tributaria en m2

Cv, carga viva en ton.

Cm, carga muerta en ton.

PPT, peso propio de traves en ton.

Ct, carga total en ton.

**TABLA 3.3.2.. CARGAS EN ENTREPISO CON  
(Toneladas) CARGA VIVA INST.**

EJE	COL	A	C	C	PPT	P	P	P	C
		t	v	m		m	v	c	t
1	A	3	0.27	1.26	0.67	1.13	0.30	1.73	5.36
	B	6	0.54	2.52	0.95	2.25	0.00	1.73	7.99
	C	6	0.54	2.52	0.95	2.25	0.00	1.73	7.99
	D	3	0.27	1.26	0.67	1.13	0.30	1.73	5.36
2	A	6	0.54	2.52	1.05	0.00	0.60	1.73	6.44
	B	12	1.08	5.04	1.33	0.00	0.00	1.73	9.18
	C	12	1.08	5.04	1.33	0.00	0.00	1.73	9.18
	D	6	0.54	2.52	1.05	0.00	0.60	1.73	6.44
3	A	6	0.54	2.52	1.05	0.00	0.60	1.73	6.44
	B	12	1.08	5.04	1.33	0.00	0.00	1.73	9.18
	C	12	1.08	5.04	1.33	0.00	0.00	1.73	9.18
	D	6	0.54	2.52	1.05	0.00	0.60	1.73	6.44
4	A	6	0.54	2.52	1.05	0.00	0.60	1.73	6.44
	B	12	1.08	5.04	1.33	0.00	0.00	1.73	9.18
	C	12	1.08	5.04	1.33	0.00	0.00	1.73	9.18
	D	6	0.54	2.52	1.05	0.00	0.60	1.73	6.44
5	A	3	0.27	1.26	0.67	1.13	0.30	1.73	5.36
	B	6	0.54	2.52	0.95	2.25	0.00	1.73	7.99
	C	6	0.54	2.52	0.95	2.25	0.00	1.73	7.99
	D	3	0.27	1.26	0.67	1.13	0.30	1.73	5.36
<b>TOTAL =</b>									<b>147.12</b>

Pm, peso de muro en ton.  
 Pv, peso de ventanería en ton.  
 Pc, peso de columna en ton.



**TABLA 3.3.3., CARGAS EN ESTACIONAMIENTO  
(Toneladas) CON CARGA VIVA INST..**

EJE	COL	A <sub>t</sub>	C <sub>v</sub>	C <sub>m</sub>	PPT	P <sub>m</sub>	P <sub>c</sub>	C <sub>t</sub>
1	A	3	0.12	1.17	0.67	2.63	1.73	6.32
	B	6	0.24	2.34	0.95	2.25	1.73	7.51
	C	6	0.24	2.34	0.95	2.25	1.73	7.51
	D	3	0.12	1.17	0.67	1.13	1.73	4.82
2	A	6	0.24	2.34	1.05	3.00	1.73	8.36
	B	12	0.48	4.68	1.33	0.00	1.73	8.22
	C	12	0.48	4.68	1.33	0.00	1.73	8.22
	D	6	0.24	2.34	1.05	0.00	1.73	5.36
3	A	6	0.24	2.34	1.05	3.00	1.73	8.36
	B	12	0.48	4.68	1.33	0.00	1.73	8.22
	C	12	0.48	4.68	1.33	0.00	1.73	8.22
	D	6	0.24	2.34	1.05	0.00	1.73	5.36
4	A	6	0.24	2.34	1.05	3.00	1.73	8.36
	B	12	0.48	4.68	1.33	0.00	1.73	8.22
	C	12	0.48	4.68	1.33	0.00	1.73	8.22
	D	6	0.24	2.34	1.05	0.00	1.73	5.36
5	A	3	0.12	1.17	0.67	2.63	1.73	6.32
	B	6	0.24	2.34	0.95	2.25	1.73	7.51
	C	6	0.24	2.34	0.95	2.25	1.73	7.51
	D	3	0.12	1.17	0.67	1.13	1.73	4.82
<b>TOTAL =</b>								<b>142,80</b>

TABLA 3.3.4.. CARGAS TOTALES CON CARGA VIVA INST..  
(Toneladas)

NIV. COL.	AZO TEA	4	3	2	1	PB	EST	TAB	CIM	AGUA CIM	C t
1 A	2.05	5.36	5.36	5.36	5.36	5.36	6.50	1.13	10.80	10.80	58.08
B	3.71	7.99	7.99	7.99	7.99	7.99	7.87	1.13	10.80	10.80	74.26
C	3.71	7.99	7.99	7.99	7.99	7.99	7.87	1.13	10.80	10.80	74.26
D	2.05	5.36	5.36	5.36	5.36	5.36	5.00	1.13	10.80	10.80	56.58
2 A	3.81	6.44	6.44	6.44	6.44	6.44	8.72	1.13	10.80	10.80	67.46
B	6.85	9.18	9.18	9.18	9.18	9.18	8.94	1.13	10.80	10.80	84.42
C	6.85	9.18	9.18	9.18	9.18	9.18	8.94	1.13	10.80	10.80	84.42
D	3.81	6.44	6.44	6.44	6.44	6.44	5.72	1.13	10.80	10.80	64.46
3 A	3.81	6.44	6.44	6.44	6.44	6.44	8.72	1.13	10.80	10.80	67.46
B	6.85	9.18	9.18	9.18	9.18	9.18	8.94	1.13	10.80	10.80	84.42
C	6.85	9.18	9.18	9.18	9.18	9.18	8.94	1.13	10.80	10.80	84.42
D	3.81	6.44	6.44	6.44	6.44	6.44	5.72	1.13	10.80	10.80	64.46
4 A	3.81	6.44	6.44	6.44	6.44	6.44	8.72	1.13	10.80	10.80	67.46
B	6.85	9.18	9.18	9.18	9.18	9.18	8.94	1.13	10.80	10.80	84.42
C	6.85	9.18	9.18	9.18	9.18	9.18	8.94	1.13	10.80	10.80	84.42
D	3.81	6.44	6.44	6.44	6.44	6.44	5.72	1.13	10.80	10.80	64.46
5 A	2.05	5.36	5.36	5.36	5.36	5.36	6.50	1.13	10.80	10.80	58.08
B	3.71	7.99	7.99	7.99	7.99	7.99	7.87	1.13	10.80	10.80	74.26
C	3.71	7.99	7.99	7.99	7.99	7.99	7.87	1.13	10.80	10.80	74.26
D	2.05	5.36	5.36	5.36	5.36	5.36	5.00	1.13	10.80	10.80	56.58
<b>TOTAL =</b>										<b>1428.6</b>	

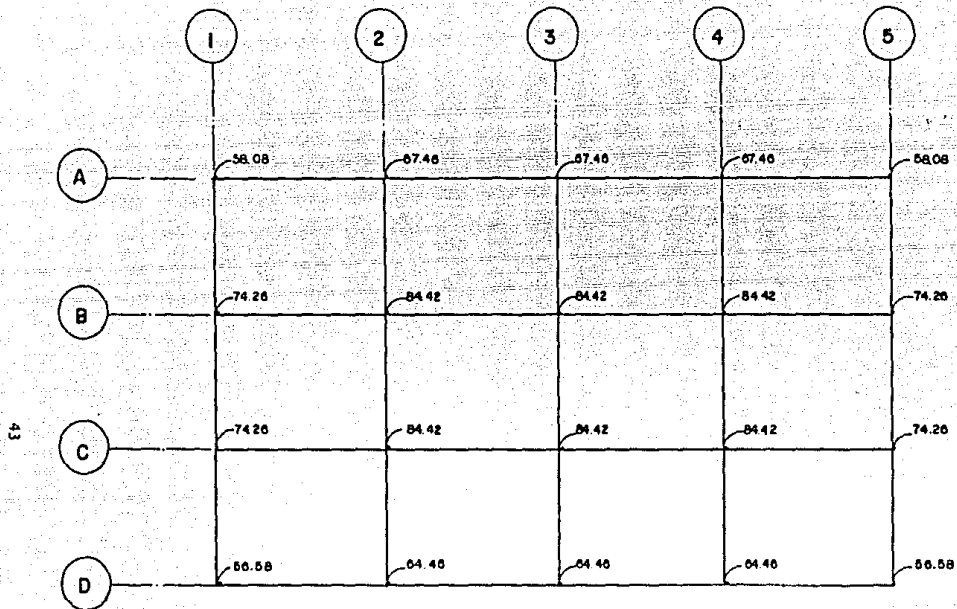


FIG. 3.3.4. CONJUNTO DE CARGAS EN TONELADAS QUE LLEGAN A LA PROFUNDIDAD DE DESPLANTE CONSIDERANDO CARGA VIVA INSTANTANEA (PLANTA)

### 3.4. ANALISIS DE CARGA VIVA MEDIA.

Este análisis nos ayudará para determinar los asentamientos diferidos del cajón de compensación. Al igual que en la sección 3.3. de este capítulo, sólo variará el dato de carga viva.

#### 3.4.1. AZOTEA (ver figura 3.1.1.).

a) Carga Muerta		=0.39 t/m <sup>2</sup>
b) Carga Viva	(R.C.D.F.1987)	=0.015t/m <sup>2</sup>
c) Peso propio de Traves		=0.19 t/m

Por lo que las cargas debidas a la losa de azotea quedará como se indica en la tabla 3.4.1..

#### 3.4.2. ENTREPISOS (ver figura 3.2.2.).

a) Carga Muerta		=0.42 t/m <sup>2</sup>
b) Carga Viva	(R.C.D.F.1987)	=0.07 t/m <sup>2</sup>
c) Peso propio de traves		=0.19 t/m
d) Muro de tabique con aplanado		=0.75 t/m
e) Tablaroca		=4.5 t/niv
f) Peso propio de ventanería		=0.15 t/m
g) Peso propio de columnas		=1.73 t/c/niv

Por lo que las cargas debidas a cada entrepiso quedarán

como se indica en la tabla 3.4.2..

### 3.4.3. ESTACIONAMIENTO (ver figura 3.2.3.).

a) Carga Muerta		=0.39 t/m <sup>2</sup>
b) Carga Viva	(R.C.D.F.1987)	=0.04 t/m <sup>2</sup>
c) Peso Propio de trabes		=0.19 t/m
d) Muro de tabique con aplanado		=0.75 t/m
e) Peso propio de columnas		=1.73 t/c/niv

Por lo que las cargas debidas al estacionamiento quedarán como se indica en la tabla 3.4.3..

### 3.4.4. RESUMEN DE CARGAS .

Análogamente a la sección 3.2.4., mostraré en la tabla 3.4.4. y en la figura 3.4.4., los resultados de las cargas de la estructura que llegan a la profundidad de desplante,

Resultado:

$$\begin{array}{l} \text{Esfuerzo prom. que trans-} \\ \text{mite la estructura al sue-} \\ \text{lo a la prof.de desplante} \end{array} = \frac{(1,397.70 \text{ t})}{(144 \text{ m}^2)} = 9.71 \text{ t/m}^2$$

**TABLA 3.4.1.. CARGAS EN AZOTEA CON  
(Toneladas) CARGA VIVA MEDIA.**

EJE	COL	A <sub>t</sub>	C <sub>v</sub>	C <sub>m</sub>	PPT	C <sub>t</sub>
1	A	3	0.05	1.17	0.67	1.89
	B	6	0.09	2.34	0.95	3.88
	C	6	0.09	2.34	0.95	3.88
	D	3	0.05	1.17	0.67	1.89
2	A	6	0.09	2.34	1.05	3.48
	B	12	0.18	4.68	1.33	6.19
	C	12	0.18	4.68	1.33	6.19
	D	6	0.09	2.34	1.05	3.48
3	A	6	0.09	2.34	1.05	3.48
	B	12	0.18	4.68	1.33	6.19
	C	12	0.18	4.68	1.33	6.19
	D	6	0.09	2.34	1.05	3.48
4	A	6	0.09	2.34	1.05	3.48
	B	12	0.18	4.68	1.33	6.19
	C	12	0.18	4.68	1.33	6.19
	D	6	0.09	2.34	1.05	3.48
5	A	3	0.05	1.17	0.67	1.89
	B	6	0.09	2.34	0.95	3.88
	C	6	0.09	2.34	0.95	3.88
	D	3	0.05	1.17	0.67	1.89
<b>TOTAL =</b>						<b>81.10</b>

At, área tributaria en m2.

Cv, carga viva en ton.

Cm, carga muerta en ton.

PPT, peso propio de trabes en ton.

Ct, carga total en ton.

TABLA 3.4.2.. CARGAS EN ENTREPISO CON  
(Toneladas) CARGA VIVA MEDIA.

EJE	COL	A	C	C	PPT	P	P	P	P	C
		t	v	m		m	v	c		t
1	A	3	0.21	1.26	0.67	1.13	0.30	1.73	5.30	
	B	6	0.42	2.52	0.95	2.25	0.00	1.73	7.87	
	C	6	0.42	2.52	0.95	2.25	0.00	1.73	7.87	
	D	3	0.21	1.26	0.67	1.13	0.30	1.73	5.30	
2	A	6	0.42	2.52	1.05	0.00	0.60	1.73	6.32	
	B	12	0.84	5.04	1.33	0.00	0.00	1.73	8.94	
	C	12	0.84	5.04	1.33	0.00	0.00	1.73	8.94	
	D	6	0.42	2.52	1.05	0.00	0.60	1.73	6.32	
3	A	6	0.42	2.52	1.05	0.00	0.60	1.73	6.32	
	B	12	0.84	5.04	1.33	0.00	0.00	1.73	8.94	
	C	12	0.84	5.04	1.33	0.00	0.00	1.73	8.94	
	D	6	0.42	2.52	1.05	0.00	0.60	1.73	6.32	
4	A	6	0.42	2.52	1.05	0.00	0.60	1.73	6.32	
	B	12	0.84	5.04	1.33	0.00	0.00	1.73	8.94	
	C	12	0.84	5.04	1.33	0.00	0.00	1.73	8.94	
	D	6	0.42	2.52	1.05	0.00	0.60	1.73	6.32	
5	A	3	0.21	1.26	0.67	1.13	0.30	1.73	5.30	
	B	6	0.42	2.52	0.95	2.25	0.00	1.73	7.87	
	C	6	0.42	2.52	0.95	2.25	0.00	1.73	7.87	
	D	3	0.21	1.26	0.67	1.13	0.30	1.73	5.30	
TOTAL =									144.24	

Pm, peso de muro en ton.  
Pv, peso de ventanería en ton.  
Pc, peso de columna en ton.

**TABLA 3.4.3.. CARGAS EN ESTACIONAMIENTO**  
**(Toneladas) CON CARGA VIVA MEDIA.**

EJE	COL	A <sub>t</sub>	C <sub>v</sub>	C <sub>m</sub>	PPT	P <sub>m</sub>	P <sub>c</sub>	C <sub>t</sub>
1	A	3	0.12	1.17	0.67	2.63	1.73	6.32
	B	6	0.24	2.34	0.95	2.25	1.73	7.51
	C	6	0.24	2.34	0.95	2.25	1.73	7.51
	D	3	0.12	1.17	0.67	1.13	1.73	4.82
2	A	6	0.24	2.34	1.05	3.00	1.73	8.36
	B	12	0.48	4.68	1.33	0.00	1.73	8.22
	C	12	0.48	4.68	1.33	0.00	1.73	8.22
	D	6	0.24	2.34	1.05	0.00	1.73	5.36
3	A	6	0.24	2.34	1.05	3.00	1.73	8.36
	B	12	0.48	4.68	1.33	0.00	1.73	8.22
	C	12	0.48	4.68	1.33	0.00	1.73	8.22
	D	6	0.24	2.34	1.05	0.00	1.73	5.36
4	A	6	0.24	2.34	1.05	3.00	1.73	8.36
	B	12	0.48	4.68	1.33	0.00	1.73	8.22
	C	12	0.48	4.68	1.33	0.00	1.73	8.22
	D	6	0.24	2.34	1.05	0.00	1.73	5.36
5	A	3	0.12	1.17	0.67	2.63	1.73	6.32
	B	6	0.24	2.34	0.95	2.25	1.73	7.51
	C	6	0.24	2.34	0.95	2.25	1.73	7.51
	D	3	0.12	1.17	0.67	1.13	1.73	4.82
<b>TOTAL =</b>								<b>142.80</b>



TABLA 3.4.4.. CARGAS TOTALES CON CARGA VIVA MEDIA.  
(Toneladas)

NIV. COL.	AZO TEA	4	3	2	1	PB	EST	TAB	CIM	AGUA CIM	C t
1 A	1.89	5.30	5.30	5.30	5.30	5.30	6.32	1.13	10.80	10.80	57.44
B	3.38	7.87	7.87	7.87	7.87	7.87	7.51	1.13	10.80	10.80	72.97
C	3.38	7.87	7.87	7.87	7.87	7.87	7.51	1.13	10.80	10.80	72.97
D	1.89	5.30	5.30	5.30	5.30	5.30	4.82	1.13	10.80	10.80	55.94
2 A	3.48	6.32	6.32	6.32	6.32	6.32	8.36	1.13	10.80	10.80	66.17
B	6.19	8.94	8.94	8.94	8.94	8.94	8.22	1.13	10.80	10.80	81.84
C	6.19	8.94	8.94	8.94	8.94	8.94	8.22	1.13	10.80	10.80	81.84
D	3.48	6.32	6.32	6.32	6.32	6.32	5.36	1.13	10.80	10.80	63.17
3 A	3.48	6.32	6.32	6.32	6.32	6.32	8.36	1.13	10.80	10.80	66.17
B	6.19	8.94	8.94	8.94	8.94	8.94	8.22	1.13	10.80	10.80	81.84
C	6.19	8.94	8.94	8.94	8.94	8.94	8.22	1.13	10.80	10.80	81.84
D	3.48	6.32	6.32	6.32	6.32	6.32	5.36	1.13	10.80	10.80	63.17
4 A	3.48	6.32	6.32	6.32	6.32	6.32	8.36	1.13	10.80	10.80	66.17
B	6.19	8.94	8.94	8.94	8.94	8.94	8.22	1.13	10.80	10.80	81.84
C	6.19	8.94	8.94	8.94	8.94	8.94	8.22	1.13	10.80	10.80	81.84
D	3.48	6.32	6.32	6.32	6.32	6.32	5.36	1.13	10.80	10.80	63.17
5 A	1.89	5.30	5.30	5.30	5.30	5.30	6.32	1.13	10.80	10.80	57.44
B	3.38	7.87	7.87	7.87	7.87	7.87	7.51	1.13	10.80	10.80	72.97
C	3.38	7.87	7.87	7.87	7.87	7.87	7.51	1.13	10.80	10.80	72.97
D	1.89	5.30	5.30	5.30	5.30	5.30	4.82	1.13	10.80	10.80	55.94
TOTAL =										1,397.70	

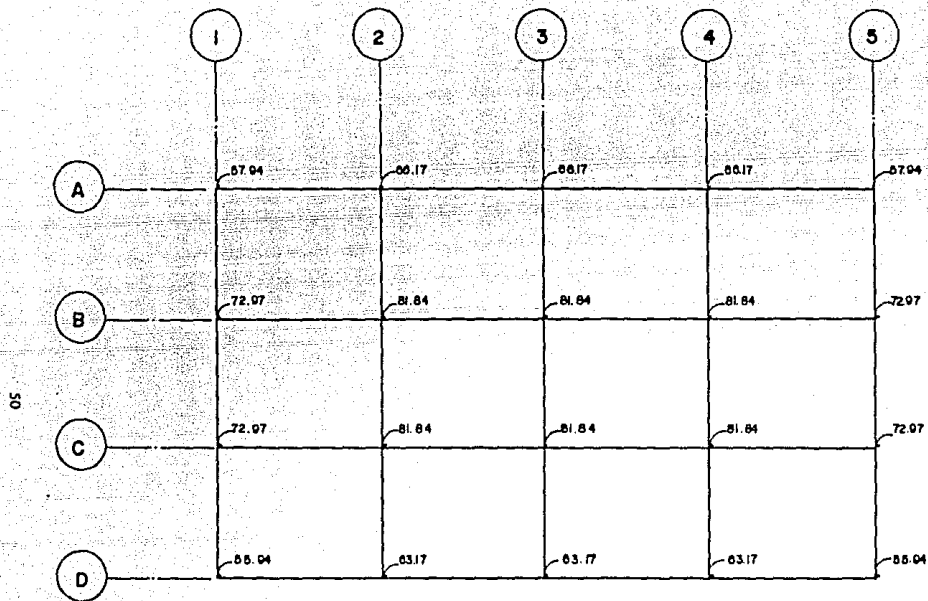


FIG. 3.4.4. CONJUNTO DE CARGAS EN TONELADAS QUE LLEGAN A LA PROFUNDIDAD DE DESPLANTE CONSIDERANDO CARGA VIVA MEDIA (PLANTA)

#### **IV. ESTRATIGRAFIA Y PROPIEDADES DEL SUBSUELO.**

#### 4.1. ESTRATIGRAFIA.

El suelo que se está analizando se encuentra en la zona llamada de Lago clasificada como tipo III para el Distrito Federal. Como era de esperarse tenemos una arcilla blanda de mediana a alta compresibilidad.

Podemos resumirla de la siguiente manera con el sondeo mixto SM-1: de la superficie tenemos aproximadamente 0.40 m en profundidad de relleno considerado como cascajo; hasta los 6.30 m arcilla café oscuro media firme, hasta los 6.70 m un lente de arena limosa; hasta los 9.80 m de arcilla blanda de mediana a alta compresibilidad, hasta los 10.20 m otro lente arenoso-limoso, hasta los 15.80 m arcilla blanda verde olivo y café hasta los 16.20 m otro lente areno-limoso, hasta los 26 m arcilla café blanda de mediana compresibilidad, hasta los 27.30 m de arcilla con grava, hasta los 42 m arcilla café rojizo y verde olivo blanda de alta compresibilidad, y finalmente un estrato de 1.5 m de espesor limo-arenoso de baja compresibilidad gris verdoso. Tomaremos en cuenta que el nivel de aguas freáticas se encuentra a los 3.50 m de profundidad partiendo de la superficie del terreno.

#### 4.2. ENSAYES DE LABORATORIO.

Las muestras inalteradas y representativas extraídas del sondeo SM-1 se clasificaron en el laboratorio, manual y

visualmente siguiendo de manera estricta los procedimientos del Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (SUCS); en la figura 4.2. se describe el suelo dividido por estratos.

#### 4.2.1. Contenido Natural de Agua.

El contenido natural de agua ( $w$ ) del suelo, representado por las muestras extraídas de los sondeos ya mencionados, se determinó de la manera siguiente: Por definición  $w$  es la relación entre el peso del agua contenida en el mismo y el peso de la fase sólida expresado como porcentaje:

$$w (\%) = \frac{W_w}{W_s} \times 100$$

Para obtener  $W_m$  se pesaron las muestras, después se secaron al horno para conocer  $W_s$ , por lo que  $W_w = W_m - W_s$ .

#### 4.2.2. Propiedades Mecánicas.

De las muestras antes mencionadas, se prepararon probetas que fueron ensayadas a la compresión no confinada para determinar los parámetros de resistencia al corte de los suelos arcillosos. Consistiendo esta prueba en llevar al espécimen a la falla aplicándole un esfuerzo axial para determinar su resistencia.

Conforme la muestra se acerca a la falla, deberá ser cuidadosamente observada para poder detectar sus grietas o

posibles planos de falla. Al finalizar la prueba, deben calcularse las deformaciones correspondientes a los diferentes esfuerzos, según los datos observados, calculando con áreas corregidas y dibujar una gráfica esfuerzo-deformación. Para el cálculo de estos parámetros se usó un aparato de compresión simple de deformación controlada.

#### 4.2.3. Propiedades Índice.

##### 4.2.3.1. Densidad de Sólidos.

La Densidad de Sólidos ( $S_s$ ) ó peso específico relativo de sólidos se determinó en el laboratorio haciendo uso de un matraz con marca de enrase y equipo de vacío y consiste:

El matraz se llena hasta su marca, primero con agua y después con agua y la muestra de suelo, el aire atrapado entre las partículas del suelo se desaloja exponiendo la suspensión al vacío.

Si la temperatura del agua es la misma que la de la suspensión, puede obtenerse con la fórmula siguiente:

$$S_s = \frac{W_s}{W_{fw} + W_s - W_{fsw}}$$

donde:

$S_s$ .- Densidad de Sólidos

$W_s$ .- Peso de Sólidos

$W_{fw}$ .- Peso del matraz lleno de agua

W<sub>fsw</sub>.- Peso del matraz con suelo y agua

#### 4.2.3.2. Relación de Vacíos.

La Relación de Vacíos es por definición la relación entre el volúmen de los vacíos y el de sólidos de un suelo,

$$e = \frac{V_v}{V_s}$$

se obtiene en el laboratorio de la sig. manera: con la muestra natural se determina su volúmen ( V<sub>m</sub> ); secada en horno se pesa y se tiene W<sub>s</sub>, aplicando:

$$V_s = \frac{W_s}{\rho_s \cdot \gamma_o} \quad \text{y} \quad V_v = V_m - V_s$$

La Relación de Vacíos se determinó de las probetas ensayadas en pruebas de resistencia al corte y de consolidación.

#### 4.2.3.3. Peso Volumétrico.

El Peso Volumétrico o Peso Específico de la masa de un suelo, es la relación entre el peso de la muestra y el volúmen de la misma:

$$r_m = \frac{W_m}{V_m}$$

Para su determinación directa deberán valuarse las dos magnitudes anteriores. El W<sub>m</sub> puede conocerse pesando la muestra de suelo; el V<sub>m</sub> se valuará, o bien labrando la

muestra original a una forma geométrica simple, o bien por inmersión de la muestra en mercurio ( el peso del mercurio desalojado entre el peso específico de ese elemento, da el volúmen desplazado, igual al volúmen de la muestra ). O con la fórmula deduciéndola de la siguiente manera: conociendo la relación de vacíos, la densidad de sólidos y el grado de saturación,

$$e = \frac{V_v}{V_s} \quad , \quad S_s = \frac{W_s}{V_s \gamma_w} \quad , \quad G_w = \frac{V_w}{V_v} \times 100$$

Volúmen		Peso			
$e V_s$ $V_w = G_w V_v (100)$ $V_s = \frac{W_s}{S_s \gamma_w}$	<table border="1" style="margin: auto; border-collapse: collapse;"> <tr><td style="text-align: center; padding: 5px;">a</td></tr> <tr><td style="text-align: center; padding: 5px;">w</td></tr> <tr><td style="text-align: center; padding: 5px;">s</td></tr> </table>	a	w	s	$W_a = 0$ $W_w = V_w \gamma_w$ $W_s = S_s V_s \gamma_w$
a					
w					
s					

de:

entonces:

$$V_v = V_a + V_w \quad , \quad V_a = V_v - V_w = e V_s - G_w V_v$$

sustituyendo:

$$\gamma_m = \frac{W_m}{V_m} = \frac{G_w V_v \gamma_w + S_s V_s \gamma_w}{e V_s + (W_s/S_s \gamma_w)} = \frac{G_w e V_s \gamma_w + S_s V_s \gamma_w}{e V_s + V_s}$$

$$\gamma_m = \frac{(G_w e + S_s) \gamma_w}{(e + 1)} = \frac{S_s + e}{1 + e}$$



#### 4.2.3.4. Grado de Saturación:

Se calcula como se vió en la desmostración anterior, 6 de la siguiente manera:

$$G_w = \frac{w S_s}{e}$$

La variación de las tres primeras propiedades índice con la profundidad, es la graficada en la fig. 4.2..

#### 4.2.4. CARACTERISTICAS DE COMPRESIBILIDAD.

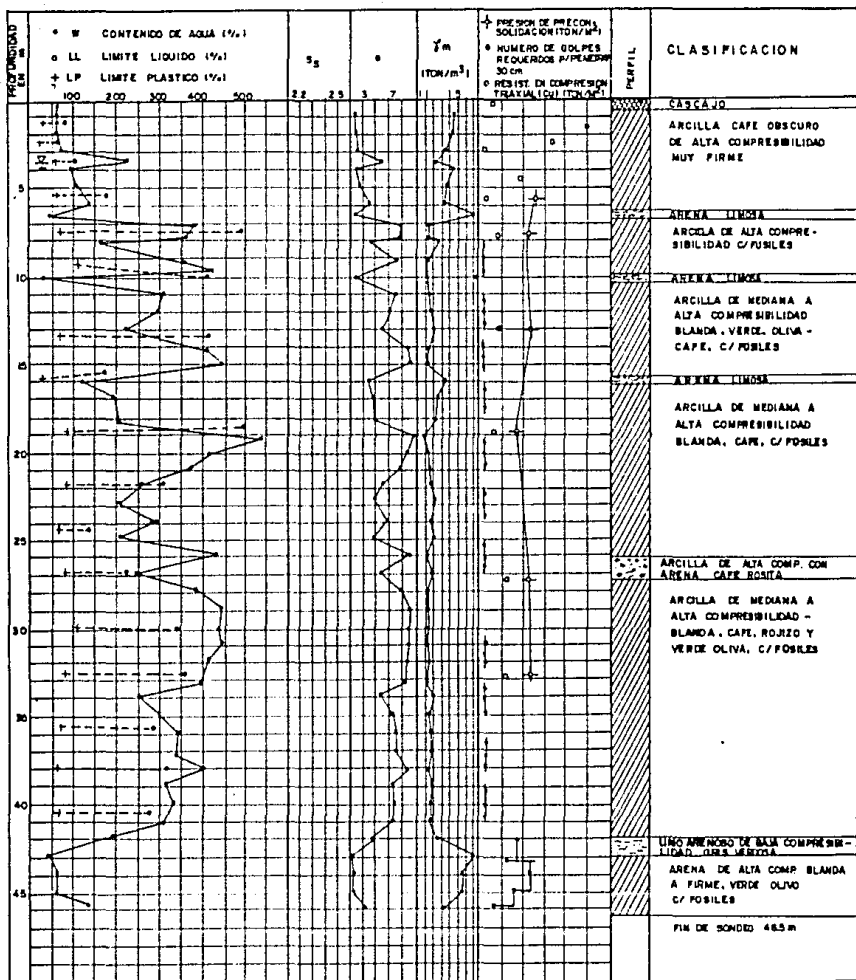
Para conocer las características de compresibilidad, las probetas fueron sometidas a presiones de 0.25, 0.50, 1, 2, 4 y 8 kg/cm<sup>2</sup>, permitiendo bajo cada una de ellas la consolidación primaria. El objeto de esta prueba es conocer el decremento de volumen producido a un espécimen de suelo, confinado lateralmente y sujeto a una carga axial.

Durante la prueba se aplican una serie de incrementos crecientes de carga axial y, por efecto de éstos, el agua tiende a salir del espécimen a través de piedras porosas colocadas en sus caras. El cambio de volumen se mide con un micrómetro debidamente adaptado.

Los datos registrados conducen a la obtención de la curva de consolidación y se obtiene para cada incremento de carga aplicado. Al terminar la prueba se tienen los datos necesarios para elaborar la gráfica de compresibilidad ( e -

$\log.p$  ), una para cada prueba de consolidación completa.

Las curvas: relación de vacíos (  $e$  ) - presión aplicada (  $p$  ), así como algunas de las propiedades índice determinadas en cada probeta, se reportan en las figuras 4.2.3.a , 4.2.3.b , 4.2.3.c , 4.2.3.d .



### SIMBOLOS

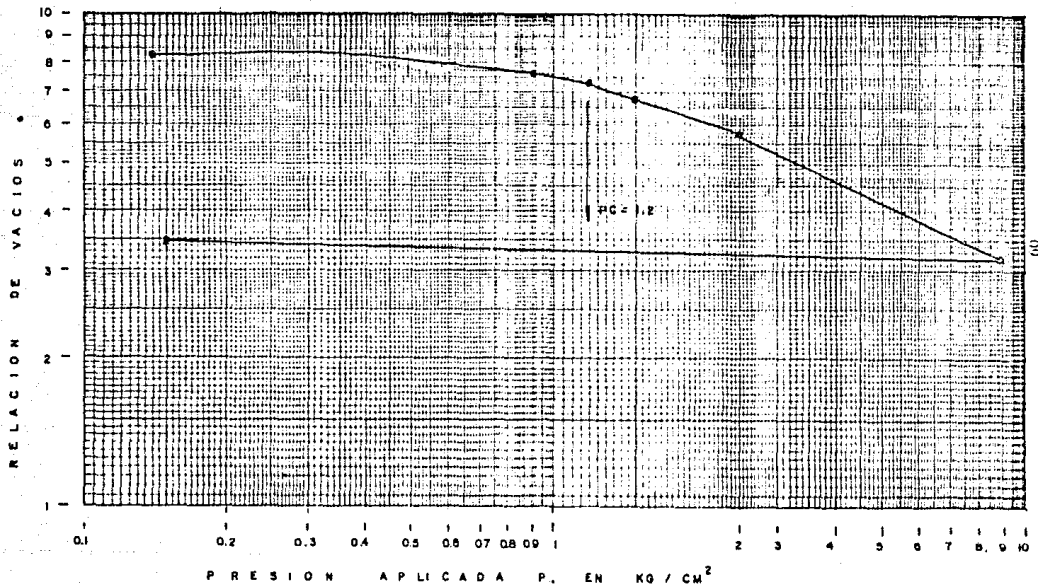
- $s_s$  : DENSIDAD DE SOLIDOS
- $e$  : RELACION DE VACIOS
- $\gamma_m$  : PESO VOLUMETRICO NATURAL

- ARCILLA
- LIMO
- ARENA
- GRAVA

FIG. 4.2. ESTUDIO DEL SUBSUELO SONDEO SM-1

SONDEO	PROF.(m)	S <sub>u</sub>	W %	G <sub>w</sub> %
SM-1	33.53	2.35	5.20%	99 %

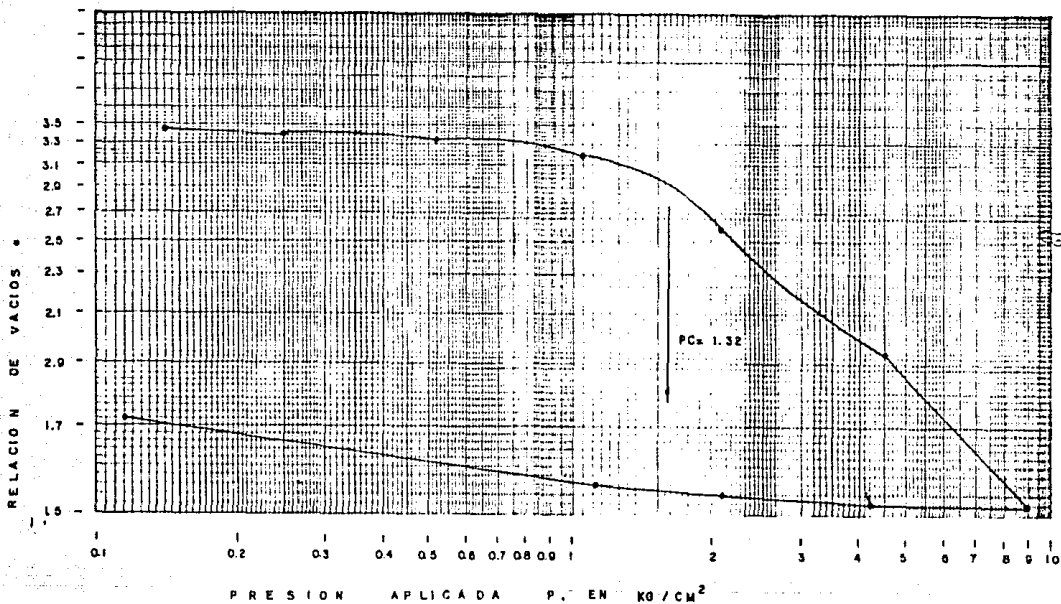
FIG. 4.2.3 d



CURVAS e-log p

SONDEO	PROF (m)	S <sub>s</sub>	W %	G <sub>w</sub> %
SM-1	7.50	2.20	3.70 %	100 %

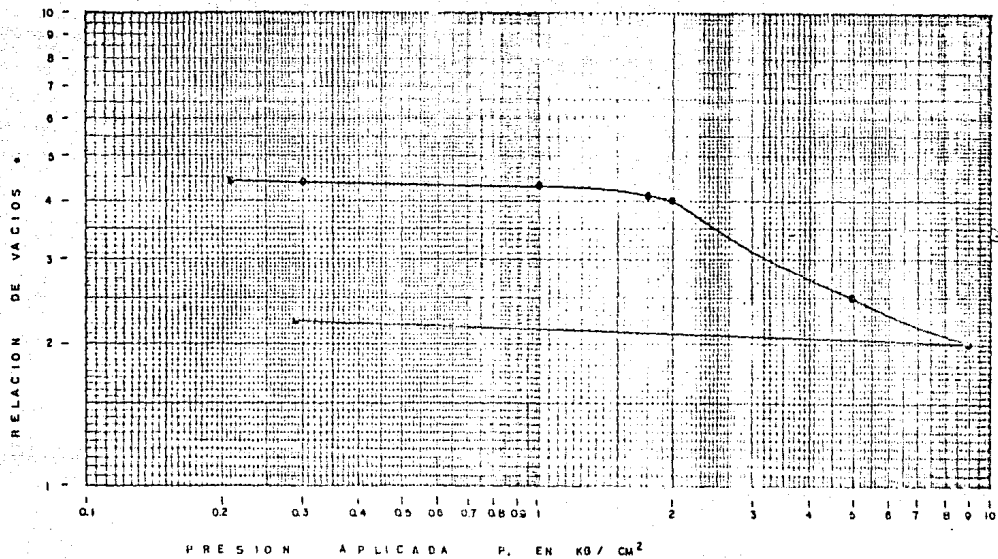
FIG. 4.2.3 a



CURVAS e - log p

SONDEO	PROF (m)	S <sub>s</sub>	W %	G w %
SM-1	12.02	2.30	2.60%	100

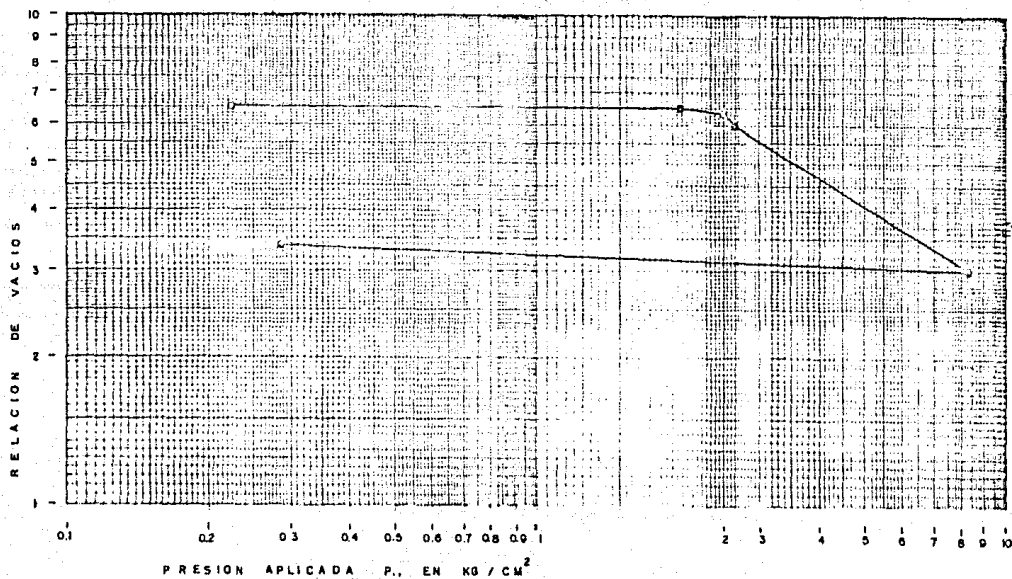
FIG. 4.2.3 b



CURVAS- e log p

SONDEO	PROF (m)	S <sub>s</sub>	W %	G w %
SM-1	20.32	2.40	4.00%	100

FIG. 42.3. C



CURVAS e-log p

## V. ANALISIS DE LA CIMENTACION.



### 5.1. CARGAS DE PRECONSOLIDACION.

Con objeto de evaluar los efectos de la estructura en el subsuelo, en la fig. 5.1. se dibujaron las curvas correspondientes a las presiones efectivas del terreno, las presiones de poro y las presiones totales. Se usará un incremento neto de presión de 2 ton/m<sup>2</sup>, obtenida de la siguiente manera a una profundidad de 5.60 m bajo la superficie del terreno:

Del punto 3.4. de esta Tesis, sabemos que la presión debida a la estructura analizada con carga viva media, es de 9.71 ton/m<sup>2</sup>.

De la fig. 5.1. de esta Tesis, sabemos que la presión total debida al suelo a la profundidad es de 7.71 ton/m<sup>2</sup>, por lo que

$$9.71 \text{ ton/m}^2 - 7.71 \text{ ton/m}^2 = 2.00 \text{ ton/m}^2$$

Las curvas de presiones (fig. 5.1.) se calcularon usando los datos la fig. 4.2., con la fórmula :

$$\sigma = \gamma_m z$$

donde:

$\sigma$  .- presión total.

$\gamma_m$ .- peso volumétrico del estrato.

$z$  .- espesor del estrato.

y, considerando un peso volumétrico representativo de cada estrato, tenemos que la presión total es de:

Profundidad ( m )		Esfuerzo $\sigma$ ( t/m <sup>2</sup> )	
0			
	z =0.40 m r <sub>m</sub> =1.50 t/m <sup>3</sup>		1.50 x 0.40 = 0.60 t/m <sup>2</sup>
0.40		0.60	
	z =3.10 m r <sub>m</sub> =1.41 t/m <sup>3</sup>		1.41 x 3.10 = 4.37 t/m <sup>2</sup>
3.50		4.97	
	z =2.80 m r <sub>m</sub> =1.33 t/m <sup>3</sup>		1.33 x 2.80 = 3.72 t/m <sup>2</sup>
6.30		8.69	
	z =0.40 m r <sub>m</sub> =1.70 t/m <sup>3</sup>		1.70 x 0.40 = 0.68 t/m <sup>2</sup>
6.70		9.40	
	z =3.10 m r <sub>m</sub> =1.16 t/m <sup>3</sup>		1.16 x 3.10 = 3.60 t/m <sup>2</sup>
9.80		12.97	
	z =0.40 m r <sub>m</sub> =1.78 t/m <sup>3</sup>		1.78 x 0.40 = 0.71 t/m <sup>2</sup>
10.20		13.68	
	z =5.60 m r <sub>m</sub> =1.16 t/m <sup>3</sup>		1.16 x 5.60 = 6.50 t/m <sup>2</sup>
15.80		20.18	
	z =0.40 m r <sub>m</sub> =1.37 t/m <sup>3</sup>		1.37 x 0.40 = 0.55 t/m <sup>2</sup>
16.20		20.72	
	z =9.80 m r <sub>m</sub> =1.18 t/m <sup>3</sup>		1.18 x 9.80 =11.56 t/m <sup>2</sup>
26.00		32.29	
	z =1.30 m r <sub>m</sub> =1.20 t/m <sup>3</sup>		1.20 x 1.30 = 1.56 t/m <sup>2</sup>
27.30		33.85	
	z=14.70 m r <sub>m</sub> =1.15 t/m <sup>3</sup>		1.15 x14.70 =16.91 t/m <sup>2</sup>
42.00		50.76	
	z =1.00 m r <sub>m</sub> =1.69 t/m <sup>3</sup>		1.69 x 1.00 = 1.69 t/m <sup>2</sup>
43.00		52.44	
	z =3.50 m r <sub>m</sub> =1.48 t/m <sup>3</sup>		1.48 x 3.50 = 5.18 t/m <sup>2</sup>
46.50		57.62	

La presión de poro  $u$  se obtiene considerando una presión hidrostática, para el caso de que no haya abatimiento de presión por bombeo.

Análogamente aplicando la fórmula:

$$\bar{\sigma} = \sigma - u$$

donde:

$\bar{\sigma}$  .- presión efectiva.

$\sigma$  .- presión total.

$u$  .- presión de poro.

podemos obtener la curva de presión efectiva como se ilustra en la fig. 5.1.

## 5.2. ANALISIS DE LOS ESTADOS LIMITE DE FALLA.

Este análisis se hará para combinaciones de acciones permanente y para permanentes con variables. Del punto - 2.2. de esta Tesis tenemos que,

$$\frac{\Sigma QF}{c} / A < c \frac{N}{u} \frac{F}{c} + \frac{p}{R} \frac{v}{v}$$

cumpliendo esta desigualdad, la capacidad de carga del terreno será mayor que la carga transmitida por la estructura al subsuelo.

Para el análisis de la capacidad de carga del suelo bajo diferentes condiciones de carga, se determinó la cohesión utilizando la resistencia a la compresión triaxial en prueba rápida ( de la fig. 4.2. ), como se muestra a continuación:

Cohesión = Ordenada al origen ( ver fig. 5.2. )  
(t/m<sup>2</sup>) (t/m<sup>2</sup>)

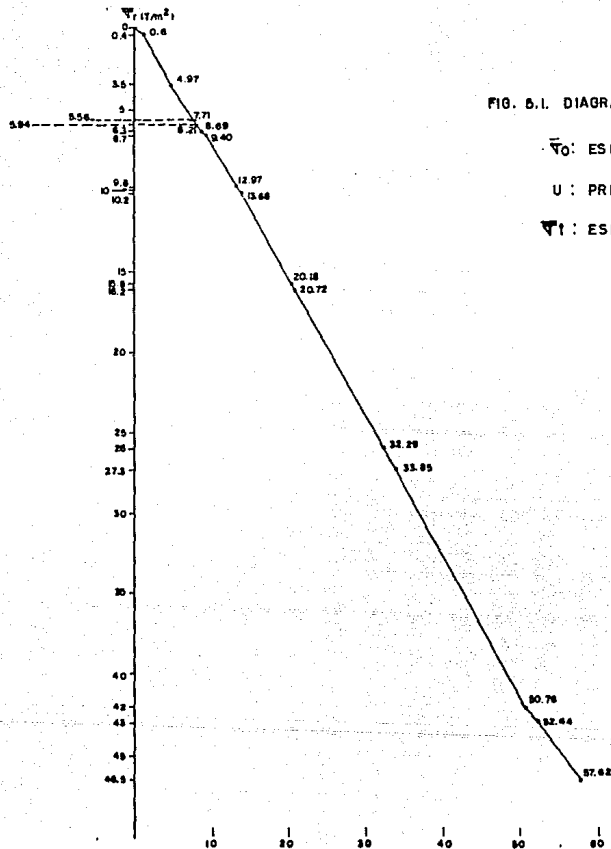


FIG. 5.1. DIAGRAMA DE PRESIONES DE SUELO

$\sigma_0$ : ESFUERZO EFECTIVO

$U$ : PRESION DE POZO

$\sigma_t$ : ESFUERZO TOTAL

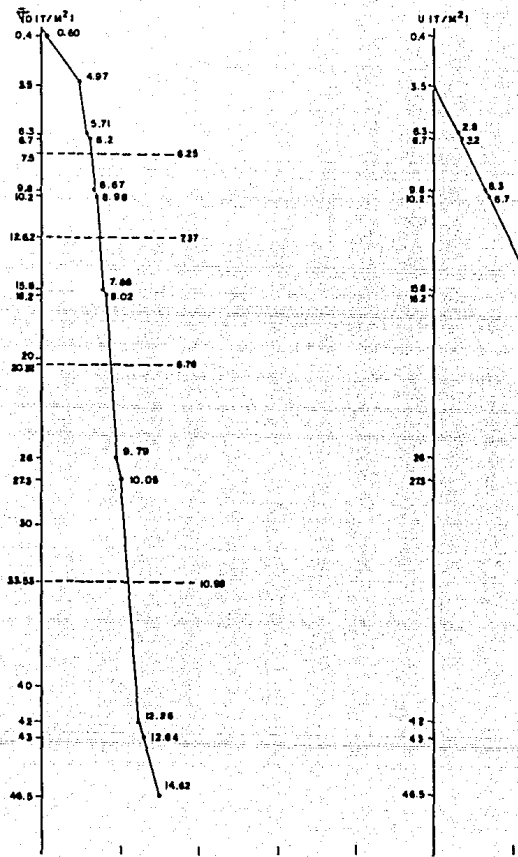


FIG. 51. DIAGRAMA DE PRESIONES DE SUELO

$\bar{\sigma}_t$ : ESFUERZO EFECTIVO

$U$ : PRESION DE POZO

$\sigma_t$ : ESFUERZO TOTAL

Profundidad de la muestra ( m )	Cohesión (t/m <sup>2</sup> )
4.50	1.95
5.50	0.40
7.80	0.95
13.00	1.00
13.80	0.75

5.2.1. CAPACIDAD DE CARGA PARA COMBINACIONES DE ACCIONES PERMANENTES Y VARIABLES CON INT. DE CARGA MAXIMA.

Para obtener la cohesión promedio bajo el cajón de cimentación, usamos la teoría de la falla plástica, con porcentajes para cada estrato en que actúe la falla, como se muestra en la fig. 5.2.1.

Para lo cual usaremos el análisis con carga viva máxima. tenemos que,

$$\Sigma Q = 1513.19 \text{ (ton)}$$

$$F = 1.40$$

$$A = 144 \text{ (m}^2\text{)}$$

$$C = 1.90 \times 0.60 + 2 \times 0.40 = 1.94 \text{ (t/m}^2\text{)}$$

$$N = 5.14 (1 + 0.25(5.60/9) + 0.25(9/16)) = 6.68$$

$$F = 0.70$$

$$P = 7.71 \text{ (t/m}^2\text{)}$$

sustituyendo tenemos:

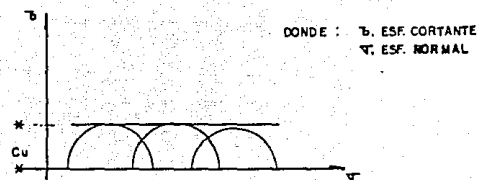


FIG. 5.2. COHESION, EN PRUEBA RAPIDA DE RESISTENCIA A LA COMPRESION TRIAXIAL.

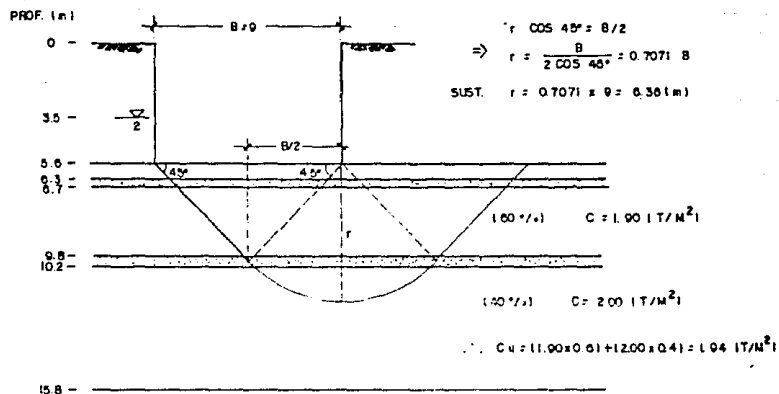


FIG. 5.2.1. OBTENCION DE COHESION PROMEDIO UTILIZANDO LA TEORIA DE LA FALLA PLASTICA

$$14.71 \text{ (t/m}^2\text{)} < 16.59 \text{ (t/m}^2\text{)}$$

por lo tanto se cumple la desigualdad y con ella comprobamos que la capacidad de carga (16.59 t/m<sup>2</sup>) para B=9 m, es mayor que la presión que ejerce la estructura con carga viva máxima (14.71 t/m<sup>2</sup>).

#### 5.2.2. CAPACIDAD DE CARGA PARA COMBINACIONES DE ACCIONES PERMANENTES Y VARIABLES CON INT. DE CARGA INSTANTANEA.

En este análisis por sismo, se requerirá hacerlo en ambos sentidos puesto que no sabemos cual sería el más desfavorable. Para capacidad de carga la fórmula quedará como sigue:

$$\frac{\Sigma Q F}{c} / A < \frac{C N F I + p}{u c R v}$$

donde: I.- Factor de Inercia.

La Cohesión que usaremos será la misma que en el punto 5.2.1. de esta Tesis. La Carga transmitida por la estructura al suelo, será la analizada con carga viva instantánea.

##### 5.2.2.1. Análisis en sentido X.

En otro análisis el ancho B sería igual a 16 m, pero en este análisis tendremos que aplicar un factor de reducción en ambos lados del área que obtendremos como sigue:



por definición  $e = \frac{M}{P}$  (a) , e.- excentricidad.  
 M.- momento de volteo.  
 P.- carga de la estructura.

de la fig. 5.2.1. tenemos que,  $B/2 = B'/2 + e$  ,  
 despejando  $B' = B - 2e$  (b)

y en el otro lado tenemos  $e' = \frac{0.3 M}{P}$  (c)

y  $L' = L - 2e'$  (d)

donde  $B'$  .- ancho de la base reducida.

$L'$  .- largo de la base reducida.

por último  $A' = B' \times L'$  (e)

De las fórmulas (a),(b),(c),(d) y (e) tenemos que:

$$B' = 14 \text{ m} , L' = 8.40 \text{ m} \text{ y } A' = 117.60 \text{ m}^2$$

El Factor de Inercia I lo obtendremos como:

$$I = 1 - 0.12 \frac{F_c a b r}{C_u R_u}$$

donde,  $F_c$  .- factor de carga (1.10)

$a$  .- coeficiente sísmico / 4

$b$  .- en metros mínimo de (  $d$  ,  $1.2 h$  ,  $20$  )  
 = (  $14$  ,  $43.68$  ,  $20$  )

$r$  .- peso volumétrico =  $1.16 \text{ t/m}^3$

$F_R$  .- factor de resistencia (0.70)

$C_u$  .- cohesión (  $1.94 \text{ t/m}^2$  )

sustituyendo nos queda  $I = 0.8421$

Sustituyendo los valores de  $B'$  y  $L'$  en la fórmula de  $N_c$ , como lo hicimos en cálculo de capacidad de carga para combinaciones de acciones permanentes nos queda  $N_c = 7.80$ .

Sustituyendo todos los datos en la fórmula de capacidad de carga nos queda:

$$1428.54 \times 1.10 / 117.60 < 1.94 \times 7.80 \times 0.7 \times 0.8421 + 7.71$$
$$13.36 \text{ t/m}^2 < 16.63 \text{ t/m}^2$$

por lo tanto concluimos que en el sentido X de la estructura no existe problema puesto que la capacidad de carga del terreno es mayor que la transmitida por la estructura.

5.2.2.2. Análisis en el sentido Y.

Análogamente tenemos:

$$B' = 7 \text{ m}$$

$$L' = 15.40 \text{ m}$$

$$A' = 107.80 \text{ m}^2$$

$$I = 0.9211$$

$$N_c = 6.75$$

$$p_v = 7.71 \text{ t/m}^2$$

sustituyendo en la fórmula de capacidad de carga para combinación de acciones permanentes y variables tenemos,

$$1428.54 \times 1.10 / 107.80 < 1.94 \times 6.75 \times 0.7 \times 0.9211 + 7.71$$
$$14.58 \text{ t/m}^2 < 16.15 \text{ t/m}^2$$

también concluimos que en el sentido Y no existe problema

puesto que la capacidad de carga del terreno es mayor que la de la estructura.

### 5.3. ANALISIS DE LOS ESTADOS LIMITE DE SERVICIO.

#### 5.3.1. MOVIMIENTOS INSTANTANEOS DEBIDOS A LA CARGA TOTAL TRANSMITIDA AL SUELO POR LA CIMENTACION.

Como mencioné en el capítulo II de esta Tesis, estos movimientos se calcularán usando la teoría de la elasticidad, en este caso usaremos la Ley de Hooke que consiste:

$$\epsilon_z = \frac{1}{E} [ \sigma_z - \nu ( \sigma_x + \sigma_y ) ]$$

donde:

$\epsilon_z$  .- deformación unitaria (m).

$\nu$  .- módulo de Poisson.

$\sigma_z$  .- esfuerzo vertical a la mitad del estrato ( $t/m^2$ ).

$\sigma_x$  .- esfuerzo a la mitad del estrato en sentido x ( $t/m^2$ ).

$\sigma_y$  .- esfuerzo a la mitad del estrato en sentido y ( $t/m^2$ ).

E .- módulo de elasticidad ( $t/m^2$ ).

Y para obtener el asentamiento total de cada estrato multiplicaremos la deformación unitaria por el espesor del estrato en metros:

$$\text{Asen. Estrato} = \epsilon_z \times \text{Esp. estrato}$$

Para obtener los esfuerzos  $\sigma_z$ ,  $\sigma_x$  y  $\sigma_y$  aplicaremos las fórmulas:

$$\sigma_z = \frac{q}{2\pi} * \left[ \frac{1}{x^2+z^2} + \frac{1}{y^2+z^2} + \frac{x*y*z}{\sqrt{x^2+y^2+z^2}} + \text{ang tan} \frac{x*y}{z*\sqrt{x^2+y^2+z^2}} \right]$$

$$\sigma_x = \frac{q}{2\pi} * \left[ \frac{\pi}{2} - \frac{x*y*z}{(y^2+z^2)*\sqrt{x^2+y^2+z^2}} - \text{ang tan} \frac{z*\sqrt{x^2+y^2+z^2}}{x*y} + \right.$$

$$\left. (1-2*) * \left( \text{ang tan} \frac{y}{x} - \text{ang tan} \frac{y*\sqrt{x^2+y^2+z^2}}{x*z} \right) \right]$$

$$\sigma_y = \frac{q}{2\pi} * \left[ \frac{\pi}{2} - \frac{x*y*z}{(y^2+z^2)*\sqrt{x^2+y^2+z^2}} - \text{ang tan} \frac{z*\sqrt{x^2+y^2+z^2}}{x*y} + \right.$$

$$\left. (1-2*) * \left( \text{ang tan} \frac{x}{y} - \text{ang tan} \frac{x*\sqrt{x^2+y^2+z^2}}{y*z} \right) \right]$$

donde:

q .- carga unitaria de la estructura (t/m<sup>2</sup>).

x .- ordenada al origen del punto a analizar (m).

y .- abscisa al origen del punto a analizar (m).

z .- profundidad al centro del estrato a partir de la profundidad de desplante (m).

Antes de aplicar la Ley de Hooke, es necesario que dividamos cada estrato en varios, para una mayor aproximación del asentamiento, esto hará que cada sub-estrato no sea mayor de 3.50 metros de profundidad.

```

10 CLS
20 REM LEY DE HOOKE
30 CLEAR
35 INPUT "ASENTAMIENTO EN UNA ESQUINA(1) O EN EL CENTRO(2)";R
37 PRINT
40 INPUT "CARGA UNITARIA (EN TON/M2)=";Q
45 PRINT
50 INPUT "X (EN M)=";X
55 PRINT
60 INPUT "Y (EN M)=";Y
65 PRINT
70 INPUT "Z (EN M)=";Z
75 PRINT
80 INPUT "MOD. DE POISSON=";M
85 PRINT
90 INPUT "MOD. DE ELASTICIDAD(EN TON/M2)=";E
95 PRINT
100 INPUT "ESPESOR DEL ESTRATO (EN M)=";H
110 A=Q/(2*3.1416)
120 B= SQR (X^2+Y^2+Z^2)
130 C=X^2+Z^2
140 D=Y^2+Z^2
150 Z(1)=(X*Y*Z)/B
160 Z(2)=(X*Y)/(Z*B)
170 Z(3)=(1/C)+(1/D)
180 Z(4)=A*((Z(3)*Z(1))+ATN(Z(2)))
190 X(1)=(X*Y*Z)/(C*B)
200 X(2)=(Z*B)/(X*Y)
210 X(3)=(Y*B)/(X*Z)
220 X(4)=A*((3.1416/2)-X(1)-ATN(X(2))+((1-(2*M))* (ATN(Y/X)-ATN(X(3)))))
230 Y(1)=(X*Y*Z)/(D*B)
240 Y(2)=(X*B)/(Y*Z)
250 Y(3)=A*((3.1416/2)-Y(1)-ATN(X(2))+((1-(2*M))* (ATN(X/Y)-ATN(Y(2)))))
260 F=(1/E)*(Z(4)-(M*(X(4)+Y(3))))
262 IF R=1 GOTO 270
264 IF R=2 GOTO 350
270 G=F*H
275 CLS
280 PRINT "ESFUERZO EN SENTIDO X (EN TON/M2)=";X(4)
285 PRINT
290 PRINT "ESFUERZO EN SENTIDO Y (EN TON/M2)=";Y(3)
295 PRINT
300 PRINT "ESFUERZO EN SENTIDO Z (EN TON/M2)=";Z(4)
305 PRINT
310 PRINT "ASENTAMIENTO ELASTICO BAJO LA ESQUINA (SEGUN LEY DE HOOKE) (EN M)=";G
315 PRINT
320 END
350 G=F*H*4
355 CLS
360 PRINT "ESFUERZO EN SENTIDO X (EN TON/M2)=";X(4)
365 PRINT
370 PRINT "ESFUERZO EN SENTIDO Y (EN TON/M2)=";Y(3)
375 PRINT
380 PRINT "ESFUERZO EN SENTIDO Z (EN TON/M2)=";Z(4)
385 PRINT
390 PRINT "ASENTAMIENTO ELASTICO BAJO EL CENTRO (SEGUN LEY DE HOOKE) (EN M)=";G
395 PRINT
400 END

```

FIG. BAS-1

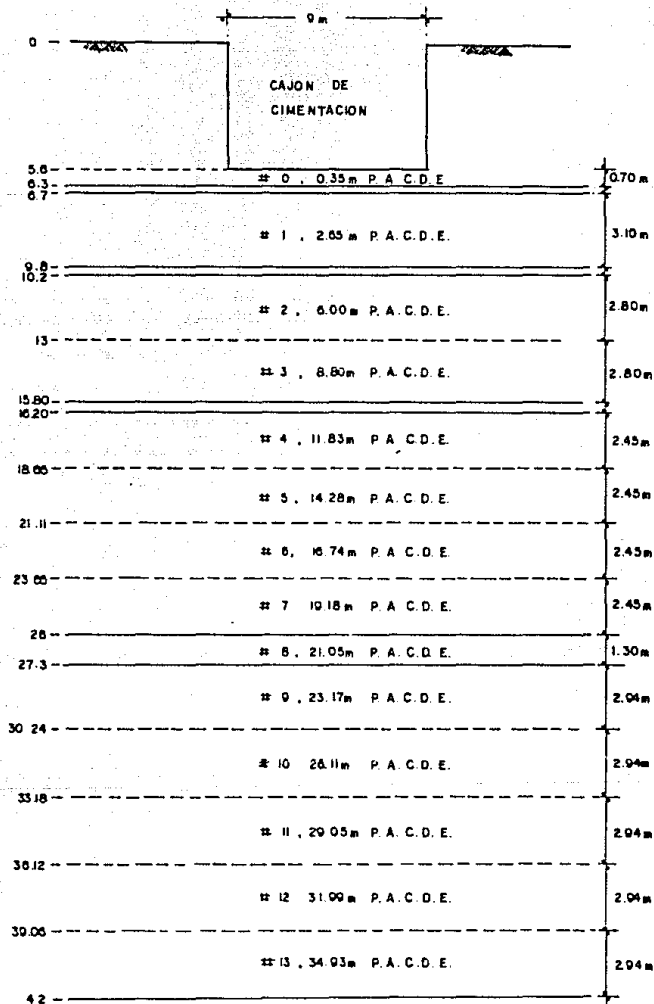


FIG. 5.3.1. ESTRATIGRAFIA MODIFICADA

\* P. A. C. D. E. : PROFUNDIDAD AL CENTRO DEL ESTRATO.

Estos sub-estratos (sólo para cuestiones de cálculo) estarán representados en la figura 5.3.1. .

También anexo un programa en lenguaje Basic, de manera sencilla para el cálculo de los asentamientos elásticos parciales con la ley de Hooke (fig. bas-1).

5.3.1.1. Asentamiento elástico al centro de la cimentación.  
(ver fig. 5.3.)

Tomando en cuenta la fig. 5.3.1.1., y con los datos:  
 $x = 8 \text{ m}$  ,  $y = 4.5 \text{ m}$  ,  $q = 10.51 \text{ t/m}^2$  ,  $E = 400 \text{ t/m}^2$  ,  $\nu = 0.43$ ,  
elaboramos la tabla de datos 5.3.1.1.:

donde: z.- profundidad al centro del estrato.

H.- espesor del estrato.

# estrato	(m) z	(m) H	(t/m <sup>2</sup> ) $\sigma_x$	(t/m <sup>2</sup> ) $\sigma_y$	(t/m <sup>2</sup> ) $\sigma_z$	(m) $\Delta H$
0	0.35	0.70	2.211	2.251	2.627	0.0050
1	2.65	3.10	1.227	0.906	2.450	0.0475
2	6.00	2.80	0.441	0.202	1.753	0.0413
3	8.80	2.80	0.186	0.061	1.242	0.0318
4	11.83	2.45	0.077	0.016	0.866	0.0202
5	14.28	2.45	0.395	0.004	0.662	0.0158
6	16.74	2.45	0.021	-0.001	0.517	0.0125
7	19.18	2.45	0.011	-0.003	0.413	0.0100
8	21.05	1.30	0.007	-3.3E-3	0.352	0.0046
9	23.17	2.94	0.004	-3.5E-3	0.298	0.0088

10	26.11	2.94	0.001	-0.003	0.240	0.0071
11	29.05	2.94	-5.4E-5	-3.1E-3	0.198	0.0059
12	31.99	2.94	-6.9E-4	-2.8E-3	0.165	0.0049
13	34.93	2.94	-9.97E-4	-2.5E-3	0.140	0.0042

---

0.2196 m

Tabla 5.3.1.1. Asentamiento instantáneo al centro de la cimentación.

Observamos que el asentamiento elástico al centro de la cimentación es de 21.96 cm < 30.00 cm que permite el R.C.D.F. 1987 para edificios sin colindancia.

5.3.1.2. Asentamiento elástico en la esquina de la cimentación. (ver fig. 5.3.)

Tomando en cuenta la fig. 5.3.1.1. y con los datos  $x=16$  m ,  $y=9$  m ,  $q=10.51$  t/m<sup>2</sup>,  $E=400$  t/m<sup>2</sup>, y  $\nu=0.43$ , elaboramos la tabla 5.3.1.2., donde: z.- profundidad al centro del estrato.

H.- espesor del estrato.

# estrato	(m) z	(m) H	(t/m <sup>2</sup> ) $\sigma_x$	(t/m <sup>2</sup> ) $\sigma_y$	(t/m <sup>2</sup> ) $\sigma_z$	(m) $\Delta H$
0	0.35	0.70	2.295	2.379	2.627	0.0011
1	2.65	3.10	1.757	1.585	2.599	0.0090



2	6.00	2.80	1.109	0.775	2.390	0.0111
3	8.80	2.80	0.726	0.411	2.102	0.0113
4	11.83	2.45	0.453	0.209	1.771	0.0091
5	14.28	2.45	0.309	0.123	1.525	0.0082
6	16.74	2.45	0.212	0.073	1.310	0.0073
7	19.18	2.45	0.147	0.044	1.128	0.0064
8	21.05	1.30	0.112	0.029	1.008	0.0031
9	23.17	2.94	0.082	0.018	0.890	0.0062
10	26.11	2.94	0.055	0.009	0.755	0.0053
11	29.05	2.94	0.037	0.003	0.645	0.0046
12	31.99	2.94	0.0251	3.0E-4	0.556	0.0040
13	34.93	2.94	0.017	-1.6E-3	0.482	0.0035

---

0.0902 m

Tabla 5.3.1.2. Asentamiento instantáneo en la esquina de la cimentación.

5.3.1.3. Asentamiento elástico en centro del lado largo de la cimentación. (ver fig. 5.3.)

Análogamente con la fig. 5.3.1., y los siguientes datos:  $x=8$  m,  $y=9$  m,  $q=10.51$  t/m<sup>2</sup>,  $E=400$  t/m<sup>2</sup> y  $\nu=0.43$ , elaboramos la tabla 5.3.1.3.:

donde z.- profundidad al centro del estrato.

H.- espesor del estrato.

# estrato	(m) z	(m) H	(t/m <sup>2</sup> ) $\sigma_x$	(t/m <sup>2</sup> ) $\sigma_y$	(t/m <sup>2</sup> ) $\sigma_z$	(m) $\Delta H$
0	0.35	0.70	2.311	2.297	2.627	0.0023
1	2.65	3.10	1.425	1.479	2.573	0.0205
2	6.00	2.80	1.108	0.775	2.390	0.0221
3	8.80	2.80	0.280	0.330	1.790	0.0214
4	11.83	2.45	0.125	0.156	1.375	0.0154
5	14.28	2.45	0.067	0.087	1.108	0.0128
6	16.74	2.45	0.036	0.049	0.899	0.0106
7	19.18	2.45	0.020	0.028	0.738	0.0088
8	21.05	1.30	0.012	0.018	0.640	0.0041
9	23.17	2.94	0.007	0.011	0.549	0.0080
10	26.11	2.94	0.002	0.005	0.450	0.0066
11	29.05	2.94	-1.4E-4	0.002	0.374	0.0055
12	31.99	2.94	-1.3E-3	0.002	0.316	0.0046
13	34.93	2.94	-1.9E-3	-8.0E-4	0.269	0.0040
						0.1467 m

Tabla 5.3.1.3. Asentamiento instantáneo en el centro del lado largo de la cimentación.

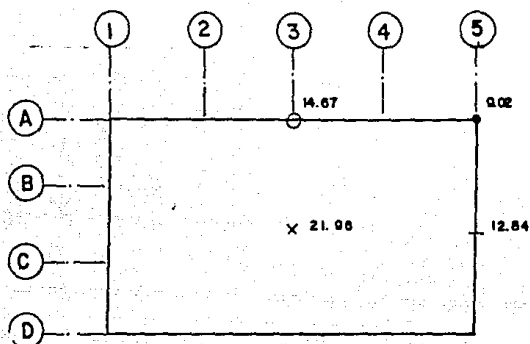
5.3.1.4. Asentamiento elástico en el centro del lado corto de la cimentación. (ver fig. 5.3.)

Tomando en cuenta la fig. 5.3.1., y con los datos:  
 $x=16$  m ,  $y=4.5$  m ,  $q=10.51$  t/m<sup>2</sup>,  $E=400$  t/m<sup>2</sup> y  $\nu=0.43$ ,  
 elaboramos la tabla 5.3.1.4.:  
 donde z.-profundidad al centro del estrato.  
 H.-espesor del estrato.

# estrato	(m) z	(m) H	(t/m <sup>2</sup> ) $\sigma_x$	(t/m <sup>2</sup> ) $\sigma_y$	(t/m <sup>2</sup> ) $\sigma_z$	(m) $\Delta H$
0	0.35	0.70	2.197	2.305	2.627	0.0024
1	2.65	3.10	1.444	0.951	2.467	0.0223
2	6.00	2.80	0.760	0.229	1.865	0.0202
3	8.80	2.80	0.455	0.076	1.432	0.0169
4	11.83	2.45	0.267	2.288	1.097	0.0119
5	14.28	2.45	0.176	0.006	0.899	0.0101
6	16.74	2.45	0.118	-0.001	0.746	0.0085
7	19.18	2.45	0.081	-0.004	0.626	0.0073
8	21.05	1.30	0.061	-0.005	0.551	0.0034
9	23.17	2.94	0.044	-0.006	0.481	0.0068
10	26.11	2.94	0.029	-0.006	0.402	0.0058
11	29.06	2.94	0.019	-0.006	0.340	0.0049
12	31.99	2.94	0.013	-0.005	0.290	0.0042
13	34.93	2.94	0.009	-0.005	0.250	0.0037
						0.1284

Tabla 5.3.1.4. Asentamiento instantáneo al centro  
 del lado corto de la cimentación.

FIG. 5.3. ASENTAMIENTOS ELASTICOS DE LA CIMENTACION (CM)



### SIMBOLOGIA

- x ASENTAMIENTO ELASTICO AL CENTRO DE LA CIMENTACION
- ASENTAMIENTO ELASTICO EN LA ESQUINA DE LA CIMENTACION
- ASENTAMIENTO ELASTICO AL CENTRO DEL LADO LARGO DE LA CIMENTACION
- ASENTAMIENTO ELASTICO AL CENTRO DEL LADO CORTO DE LA CIMENTACION

### 5.3.2.DEFORMACIONES TRANSITORIAS Y PERMANENTES DEL SUELO DE CIMENTACION BAJO CARGAS SISMICAS.

Para el cálculo de las Deformaciones transitorias y permanentes del suelo, existen varios métodos. Para nuestro ejemplo lo analizaremos con una combinación de la Teoría Elástica de Zeevaert ( Referencia 5 ) y la Teoría Elástica que marca el R.C.D.F. de 1987.

A continuación presentaré una descripción detallada de la obtención de las fórmulas para las Deformaciones Elásticas y Plásticas.

sea:

$\epsilon_{ep}$  .- deformación unitaria elasto-plástica.

$\epsilon_e$  .- deformación unitaria elástica.

$\epsilon_p$  .- deformación unitaria plástica.

$\sigma$  .- esfuerzo.

$M_{ep}$  .- módulo elasto-plástico.

$M_e$  .- módulo elástico.

$M_p$  .- módulo plástico.

$G$  .- módulo de rigidez al cortante.

$\nu$  .- módulo de Poisson.

tenemos que la deformación unitaria elasto-plástica es la suma de las deformaciones unitarias elástica y plástica:

$$\epsilon_{ep} = \epsilon_e + \epsilon_p ,$$

ahora, sabemos que:

$$M_p = \epsilon_p / \sigma$$

y sustituyendo tenemos:

$$M_{ep} \sigma = M_e \sigma + M_p \sigma$$

por lo tanto:

$$M_p = M_{ep} - M_e$$

para para conocer  $M_e$  :

$$E = \sigma / \epsilon e = 1 / M_e$$

por lo tanto despejando  $M_e$ :

$$M_e = 1 / E = \epsilon e / \sigma$$

ahora por definición:

$$G = E / 2(1+\nu)$$

y  $\nu = 0.5$  :

$$G = E / 3 ; E = 3 G$$

igualando en:

$$E = 1 / M_e ; 3 G = 1 / M_e$$

y

$$M_e = 1 / 3 G \dots (1)$$

de Zeevaert :

$$\tan \nu = \Delta \theta e$$

sustituyendo la definición de def. elástica(Ref. 6):

$$\tan \nu = \frac{4}{\pi} (1 - \nu^2) \frac{\bar{M}}{E B^2} , \text{ donde } \bar{M} = \text{Otb.-Momento de volteo por unidad de longitud.}$$

sustituyendo  $\nu = 0.5$  y  $M_e = 1 / E$  tenemos que:

$$\Delta (\Delta \theta) d = \frac{3 \text{ Otb}}{\pi B^2} (M_{ep} - M_e) \dots (2)$$

llamando  $K_{ep} = M_{ep} / M_e$

$$\Delta (\Delta \theta) d = \theta e (K_{ep} - 1) \dots (3)$$

sustituyendo en:

$$K_{ep} = \frac{M_{ep}}{M_e} = \frac{\epsilon_{ep} / \sigma}{\epsilon_e / \sigma} = \frac{\epsilon_{ep}}{\epsilon_e} ; \epsilon_{ep} = K_{ep} \epsilon_e$$

de nuestro punto inicial:

$$\epsilon_{ep} = \epsilon_p + \epsilon_e$$

despejamos  $\epsilon_p$ :

$$\epsilon_p = \epsilon_{ep} - \epsilon_e = K_{ep} \epsilon_e - \epsilon_e$$

y finalmente tenemos la fórmula de Def. Plástica:

$$\epsilon_p = \epsilon_e (K_{ep} - 1) \dots \text{Def. Plástica.}$$

### 5.3.2.1. Obtención de la Deformación Transitoria o Giro Elástico .

Para nuestro ejemplo en particular, tenemos que el Módulo de rigidez al cortante de acuerdo al R.C.D.F. 1987 se obtiene de la siguiente manera:

$$G = 2 ( H / T_s )^2$$

sustituyendo los datos de las figuras 2.3.1. y 2.3.2. de esta Tesis:

$$G = 2 ( 45 / 2.4 )^2 = 703 ( t/m^2 )$$

sustituyendo en ( 1 ):

$$M_e = 1 / ( 3 * 703 ) = 0.00047416$$

a) Para B = 16 m :

$$\Delta \theta_e = (3/\pi) (88.92/8^2) (0.00047416) = 0.00015725$$

b) Para B = 9 m :

$$\Delta \theta_e = (3/\pi) (158.08/4.5^2) (0.00047416) = 0.0035341$$

\* Nota.- Ver cálculo de esta en el punto 5.3.2.1.1.

5.3.2.1.1. Cálculo del Momento de Volteo de la Estructura mediante un Análisis Sísmico Estático.

$$F_i = (V_b * W_i H_i) / \sum W H$$

$$V_b = C \sum W / Q = (0.4 * 924.85) / 3 = 123.31 \text{ ton}$$

Nivel	(W) Peso (ton)	H (m)	W*H (ton*m)	F <sub>i</sub> (ton)	V (F <sub>i</sub> acum)
Azotea	215.71	15	3235.65	52.16	52.16
4	147.12	12	1765.44	28.46	80.62
3	147.12	9	1324.08	21.34	101.96
2	147.12	6	882.72	14.23	116.19
1	147.12	3	441.36	7.11	123.30
PB	120.66	0	0.00	0.00	
$\Sigma$	924.85		7649.25		

Sabemos que el momento de volteo (M<sub>v</sub>) se define:

$$M_v = F_1 * H_1 + F_2 * H_2 + F_i * H_i$$

sustituyendo los valores de la tabla:

$$M_v = 1,422.69 \text{ ton}$$

a) Para B=16 m:  $O_{tb} = 1422.69 / 16 = 88.92 \text{ ton/m}$

b) Para B= 9 m:  $O_{tb} = 1422.69 / 9 = 158.08 \text{ ton/m}$

5.3.2.2. Deformación o Giro Permanente.

Esta deformación se obtiene con la fórmula de Deformación Plástica obtenida anteriormente y se muestra a



continuación:

$$\Delta(\Delta\theta)d = \theta_e (K_{ep} - 1)$$

a) Para B=16 m:

$$\Delta(\Delta\theta)d = 0.00015725 (1.20-1) = 0.00003144$$

b) Para B= 9 m:

$$\Delta(\Delta\theta)d = 0.0035341 (1.20-1) = 0.00070682$$

Como el máximo permitido en la Ciudad de México para la deformación permanente es de 0.0025, que es mayor que las obtenidas anteriormente, decimos que la estructura cumple con el R.C.D.F. 1987 para esta sección.

### 5.3.3.MOVIMIENTOS DIFERIDOS DEBIDOS AL INCREMENTO NETO DE CARGA EN EL CONTACTO CIMENTACION-SUELO.

La profundidad de desplante será de 5.60 metros, y considerando la carga viva media=9.71 t/m<sup>2</sup> entramos al diagrama de presiones (fig. 5.1.) y obtenemos un incremento neto (w)=2 t/m<sup>2</sup> (este no dará lugar a una emersión inaceptable ni daños a construcciones vecinas ó construcciones).

Obtendremos primero los esfuerzos por Boussinesq para cada estrato.Me referiré al Tomo II del Juárez Badillo y Rico (Ref. 4) en la gráfica de Fadum y después se calculará el hundimiento por estrato para así obtener el asentamiento total.

5.3.3.1. Asentamiento diferido al centro de la cimentación.  
(ver fig. 5.3.)

a) Boussinesq:  $x=8\text{ m}$ ,  $y=4.5\text{ m}$  y  $z$ =profundidad de la prueba-  $5.60\text{ m}$

$z$ (m)	$(x/z)$ m	$(y/z)$ n	$W_0$	$\sigma = WxWox4$ z	$(t/m^2)$
5.95-5.60= 0.35	22.86	12.86	0.251		2.008
7.50-5.60= 1.90	4.21	2.37	0.243		1.944
12.62-5.60= 7.02	1.14	0.64	0.146		1.168
20.32-5.60=14.72	0.54	0.31	0.061		0.488
33.53-5.60=27.93	0.29	0.16	0.019		0.152

Tabla 5.3.3.1.a. Esfuerzos por Boussinesq.

b) Asentamientos a largo plazo:

De los datos obtenidos en laboratorio (cap. IV figs. 4.2.3.a,b,c,d, de esta Tesis) obtendremos la relación de vacíos y por lo tanto el asentamiento.

$z$	$\frac{\text{kg/cm}^2}{\sigma_0}$	$\frac{\text{kg/cm}^2}{\sigma_z}$	$\frac{\text{kg/cm}^2}{\sigma_1}$	$e_0$	$e_1$	$\Delta e$	$\frac{\Delta e}{1+e_0}$	$\frac{(\text{cm})}{H}$	$\frac{(\text{cm})}{\Delta e}$	$\frac{H}{1+e_0}$
0.35	0.560	0.201	0.761	3.33	3.28	0.05	0.012	70	0.84	
1.90	0.625	0.194	0.819	3.31	3.28	0.03	0.007	310	2.17	
7.02	0.737	0.117	0.854	4.38	4.36	0.02	0.003	560	1.68	
14.72	0.876	0.049	0.925	6.30	6.28	0.02	0.003	980	2.94	
27.93	1.100	0.015	1.115	7.33	7.30	0.03	0.004	1470	5.88	

Tabla 5.3.3.1.b. Asentamientos diferidos al centro  
de la cimentación.

Observamos que el asentamiento diferido al centro de la cimentación es de 13.51 cm < 30 cm que permite el R.C.D.F. 1987 para edificios sin colindancia.

5.3.3.2. Asentamiento diferido en la esquina de la cimentación  
(ver fig. 5.3.a.)

a) Boussinesq:  $x=16$  m ,  $y=9$  m y  $z$ =profundidad de la prueba- 5.60 m

$z$ (m)	$(x/z)$ m	$(y/z)$ n	$W_0$	$\sigma$ $\frac{(t/m^2)}{z} = W_x W_0$
5.95-5.60= 0.35	45.71	25.71	0.251	0.502
7.50-5.60= 1.90	8.42	4.74	0.250	0.500
12.62-5.60= 7.02	2.28	1.28	0.218	0.436
20.32-5.60=14.72	1.09	0.61	0.610	0.138
33.53-5.60=27.93	0.57	0.32	0.065	0.130

Tabla 5.3.3.2.a. Esfuerzos por Boussinesq.

b) Asentamientos a largo plazo:

De los datos obtenidos en laboratorio (cap.IV figs. 4.2.3.a,b,c,d, de esta Tesis) obtendremos la relación de vacíos y por lo tanto el asentamiento.

z	kg/cm <sup>2</sup> $\sigma_0$	kg/cm <sup>2</sup> $\sigma_z$	kg/cm <sup>2</sup> $\sigma_1$	e <sub>0</sub>	e <sub>1</sub>	$\Delta e$	$\frac{\Delta e}{1+e_0}$	(cm) H	(cm) $\frac{\Delta e}{1+e_0} H$
0.35	0.560	0.0502	0.6102	3.33	3.31	0.02	0.0046	70	0.32
1.90	0.625	0.0500	0.6750	3.31	3.30	0.01	0.0023	310	0.71
7.02	0.737	0.0436	0.7806	4.38	4.37	0.01	0.0019	560	1.06
14.72	0.876	0.0276	0.9036	6.30	6.29	0.01	0.0014	980	1.37
27.93	1.100	0.0130	1.1130	7.33	7.31	0.02	0.002	1470	3.53
									7.00

Tabla 5.3.3.2.b. Asentamientos diferidos en la esquina de la cimentación.

5.3.3.3. Asentamiento diferido al centro del lado largo de la cimentación. (ver fig. 5.3.a.)

a) Boussinesq:  $x=8$  m ,  $y=9$  m y  $z$ =profundidad de la prueba- 5.60 m

z (m)	(x/z) m	(y/z) n	W <sub>0</sub>	$\sigma = \frac{W_0 \times 2}{z}$ (t/m <sup>2</sup> )
5.95-5.60= 0.35	22.86	25.71	0.251	1.004

7.50-5.60= 1.90	4.21	4.74	0.250	1.000
12.62-5.60= 7.02	1.14	1.28	0.193	0.772
20.32-5.60=14.72	0.54	0.61	0.070	0.280
33.53-5.60=27.93	0.29	0.32	0.040	0.160

Tabla 5.3.3.3.a.Esfuerzos por Boussinesq.

b) Asentamientos a largo plazo:

De los datos obtenidos en laboratorio (cap.IV figs. 4.2.3.a,b,c,d, de esta Tesis) obtendremos la relación de vacíos y por lo tanto el asentamiento.

z	kg/cm <sup>2</sup> $\sigma_o$	kg/cm <sup>2</sup> $\sigma_z$	kg/cm <sup>2</sup> $\sigma_1$	e <sub>o</sub>	e <sub>1</sub>	$\Delta e$	$\frac{\Delta e}{1+e_o}$	(cm) H	(cm) $\frac{\Delta e}{1+e_o} H$
0.35	0.560	0.100	0.660	3.33	3.31	0.02	0.0046	70	0.32
1.90	0.625	0.100	0.725	3.31	3.29	0.02	0.0046	310	1.43
7.02	0.737	0.077	0.814	4.38	4.37	0.01	0.0019	560	1.06
14.72	0.876	0.028	0.904	6.30	6.29	0.01	0.0014	980	1.37
27.93	1.100	0.016	1.116	7.33	7.30	0.03	0.004	1470	5.29
									9.47

Tabla 5.3.3.3.b.Asentamientos diferidos al centro del lado largo de la cimentación.

5.3.3.4. Asentamiento diferido al centro del lado corto de la cimentación. (ver fig. 5.3.a.)

a) Boussinesq:  $x=16$  m ,  $y=4.5$  m y  $z$ =profundidad de la prueba- 5.60 m

$z$ (m)	$(x/z)$ m	$(y/z)$ n	$W_0$	$\sigma = \frac{WxWox2}{z}$ (t/m <sup>2</sup> )
5.95-5.60= 0.35	45.71	12.86	0.251	1.004
7.50-5.60= 1.90	8.42	2.37	0.244	0.976
12.62-5.60= 7.02	2.28	0.64	0.160	0.640
20.32-5.60=14.72	1.09	0.31	0.081	0.324
33.53-5.60=27.93	0.57	0.16	0.033	0.132

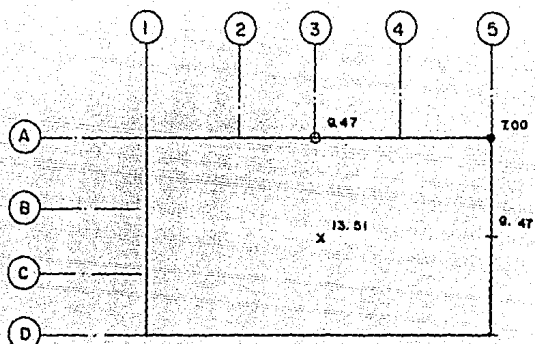
Tabla 5.3.3.4.a. Esfuerzos por Boussinesq.

b) Asentamientos a largo plazo:

De los datos obtenidos en laboratorio (cap.IV figs. 4.2.3.a,b,c,d, de esta Tesis) obtendremos la relación de vacíos y por lo tanto el asentamiento.

$z$	$\frac{kg/cm^2}{\sigma_o}$	$\frac{kg/cm^2}{\sigma_z}$	$\frac{kg/cm^2}{\sigma_1}$	$e_o$	$e_1$	$\Delta e$	$\frac{\Delta e}{1+e_o}$	(cm) H	$\frac{(\Delta e)}{1+e_o}$ H
0.35	0.560	0.100	0.660	3.33	3.31	0.02	0.0046	70	0.32
1.90	0.625	0.098	0.723	3.31	3.29	0.02	0.0046	310	1.43

FIG. 5.3.a. ASENTAMIENTOS A LARGO PLAZO DE LA CIMENTACION ( cm )



### SIMBOLOGIA

- X ASENTAMIENTO DIFERIDO AL CENTRO DE LA CIMENTACION
- ASENTAMIENTO DIFERIDO EN LA ESQUINA DE LA CIMENTACION
- O ASENTAMIENTO DIFERIDO AL CENTRO DEL LADO LARGO DE LA CIMENTACION
- ASENTAMIENTO DIFERIDO AL CENTRO DEL LADO CORTO DE LA CIMENTACION

7.02	0.737	0.064	0.801	4.38	4.37	0.01	0.0019	560	1.06
14.72	0.876	0.032	0.908	6.30	6.29	0.01	0.0014	980	1.37
27.93	1.100	0.013	1.113	7.33	7.30	0.03	0.004	1470	5.29

---

9.47

Tabla 5.3.3.4.b. Asentamientos diferidos al centro del lado corto de la cimentación.

#### 5.3.4. RELACION ENTRE EL ASENTAMIENTO DIFERENCIAL Y EL CLARO.

La Relación del asentamiento diferencial y el claro se obtiene de dividir la diferencia del asentamiento entre la longitud del claro, todo en las mismas unidades.

Considerando los asentamientos diferidos al centro del lado corto y centro del lado largo de la cimentación, obtenemos ésta relación (adimensional), como se muestra a continuación (ver fig. 5.3.4.):

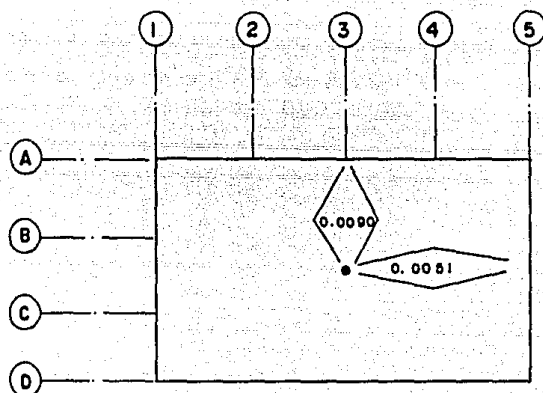
a) Entre el centro y centro del lado largo de la cim.:

$$\frac{13.51 \text{ cm} - 9.47 \text{ cm}}{450 \text{ cm}} = 0.0090$$

b) Entre el centro y centro del lado corto de la cim:



FIG. 5.3.4. RELACION ENTRE EL ASENTAMIENTO DIFERENCIAL Y EL CLARO



$$\frac{13.51 \text{ cm} - 9.47 \text{ cm}}{800 \text{ cm}} = 0.0051$$

Obtenemos las relaciones con respecto al centro, por ser el punto más desfavorable de los asentamientos.

Estas relaciones rebasan el permisible = 0.004, por lo que se tomarán ciertas precauciones en la construcción de la cimentación y para lo cual en el cap. VI, se describen algunas recomendaciones al respecto.

#### 5.4. PRESIONES SOBRE MUROS EXTERIORES DE LA SUBESTRUCTURA.

Como se mencionó en el capítulo II de esta Tesis, los muros perimetrales de la cimentación recibirán un empuje igual al 60 % de la presión efectiva vertical (  $\bar{p}$  ), una sobrecarga (  $q = 1.5 \text{ t/m}^2$  ), por ser jardín en la superficie y más la presión debido al agua (  $u$  ), por lo que la presión horizontal quedará como (  $0.6 (\bar{p}+q) + u$  ), y gráficamente como se muestran la fig. 5.4.a. .

Y utilizando las presiones del terreno a las profundidades requeridas, obtenemos éstas sobre los muros, que servirá para el diseño Estructural del mismo de la subestructura.

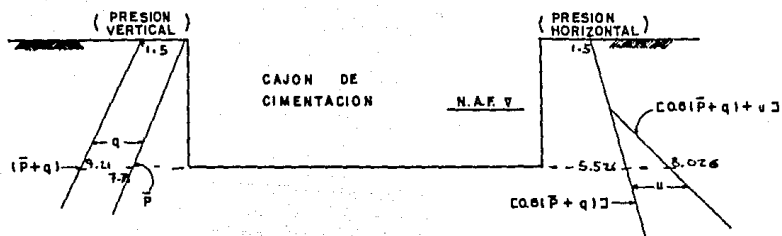


FIG. 5.4.o. ESQUEMA DE PRESIONES A LOS MUROS EXT. DE LA CIMENTACION

## **VI. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.**

## 6.1. CONCLUSIONES.

Partiendo de que esta tesis es un ejemplo para la ayuda del análisis de una cimentación compensada, podemos concluir lo siguiente:

El R.C.D.F 1987 en su parte relacionada con cimentaciones compensadas menciona básicamente el análisis mínimo constituido por tres puntos importantes.

El primero de ellos es el análisis de los estados límite de falla en el que se analiza la capacidad de carga del terreno de tal modo que la estructura no tenga problema durante y después de la construcción. En esta parte, la cimentación se analizó con dos diferentes combinaciones de cargas, que fueron:

1) Acciones Permanentes y Variables con Intensidad de Carga Máxima (ver 5.2.1.).- Aquí se una capacidad de carga superior superior a la ejercida por la estructura (con carga viva máxima); cabe mencionar que esta capacidad no está muy excedida siendo esto lo que se busca para lograr una obra económica.

2) Acciones Permanentes y Variables con Intensidad de Carga Instantánea (ver 5.2.2.).- En esta parte, igual que en la anterior, se obtuvo una capacidad de carga del terreno mayor que el peso unitario de la estructura con carga viva instantánea. Es necesario mencionar la gran importancia del Factor de Inercia "I", que toma en cuenta la fuerza de inercia del suelo bajo el desplante del cimiento, puesto que

de no considerarlo no se aceptaría este análisis.

El segundo es el análisis de los estados límite de servicio, el que abarca:

- 1) Movimientos instantáneos debidos a la carga total transmitida al suelo por la cimentación calculados con la teoría de elasticidad, que fueron menores que los permisibles.
- 2) Las deformaciones transitorias y permanentes del suelo de cimentación bajo cargas sísmicas, también calculadas con la teoría de elasticidad, siendo este cálculo menor al permisible. Este punto es importante debido a que es necesario preverlo para la vida útil de la estructura.
- 3) Y los movimientos diferidos debido al incremento neto de carga en el contacto cimentación-suelo. Estos si no se prevén pueden dañar a la estructura haciendo necesaria una reestructuración a la misma, (que puede consistir en aumentar la profundidad de desplante, reducir el número de niveles de la estructura o cambiar de tipo de cimentación). Estos resultaron menores al permisible y por lo tanto se pueden tomar como buenos.

Y el tercero son las presiones sobre muros exteriores de la subestructura, debido a que el empuje de la tierra a la cimentación es considerable en este tipo de suelo y por lo tanto peligroso para la estabilidad de la estructura. Se obtuvieron los empujes para que en el diseño estructural se tomen en cuenta para los muros colindantes con el terreno.

Aquí es muy importante el nivel de aguas freáticas (N.A.F.), porque esta es un empuje extra y considerable.

En general cada cimentación presenta diferentes condiciones aunque estén sobre el mismo tipo de terreno, pero con este análisis podemos pasar al diseño estructural y claro no está por demás si se quiere analizar otros aspectos de la cimentación, siendo en algunas necesario el análisis particular por las condiciones peculiares del lugar y de la estructura.

Es importante señalar que en este caso el considerar parte del cajón como zona no útil y por lo tanto saturado de agua, implicó que en esta cimentación el peso de esta agua prácticamente se igualara al peso del cajón en su totalidad. Por lo que aquí cabe recalcar que de no considerarse como lleno (podremos evitarlo con la recomendación 6.2.a. de esta tesis), sería de gran ayuda para tener una profundidad de desplante menor.

## 6.2. RECOMENDACIONES.

Los resultados de este Análisis ya en la práctica se puede mejorar durante la Construcción de la Obra tomando en cuenta:

- a) Evitando el paso total del agua a la cimentación mediante varios métodos como son la impermeabilización de muros o extracción de agua periódica con bomba, etc.

- b) Los asentamientos diferenciales pueden ser disminuidos si se rigidiza el cajón de cimentación en el proyecto.
- c) Para evitar expansiones del terreno al ser excavado, mediante la construcción por partes de la cimentación. Además, la colocación de una plantilla previa de concreto sobre inmediatamente después de la excavación, protege al suelo de alteración y facilita las operaciones durante la construcción de la cimentación.
- d) En el análisis debe tomarse de rigor los aspectos de inercia del suelo y los movimientos sísmicos, debido a que en este tipo de suelo tienden estos aspectos a ser muy variables.
- e) Debe tomarse en cuenta la Subpresión de agua en estratos permeables y la estabilidad de taludes.
- f) Como ya se mencionó anteriormente la presión a los muros debido al empuje del terreno.
- g) Definitivamente es punto de entera seguridad el respetar la profundidad del cajón (profundidad de desplante), pues un cambio en este variará de todos los resultados del análisis y, por lo tanto, se presentarán errores que a simple vista durante la construcción de la obra no se apreciarían pero en cambio podrían (dependiendo de que tanto varió la profundidad) afectar el comportamiento de la estructura durante la vida útil, y, por lo tanto ocasionar riesgos materiales, económicos y, los más importantes, los humanos.



## BIBLIOGRAFIA Y REFERENCIAS

- 1) REGLAMENTO DE CONSTRUCCIONES PARA EL DISTRITO FEDERAL DE 1987.
- 2) NORMAS TECNICAS COMPLEMENTARIAS DE DISEÑO POR SISMO.  
R.C.D.F. 1987.
- 3) MECANICA DE SUELOS EN LA PRACTICA DE LA GEOLOGIA APLICADA EN LA INGENIERIA.  
R.E. DASHKO Y A.A. KAGAN.  
EDITORIAL MIR.
- 4) MECANICA DE SUELOS. TOMO II.  
JUAREZ BADILLO Y RICO RODRIGUEZ.  
SEGUNDA EDICION.
- 5 Y 6) FOUNDATION IN ENGINEERING FOR DIFFICULT SUBSOIL CONDITION.  
LEONARDO ZEEVAERT. EDICION 1973.  
EDITORIAL VAN NOSTRAND REINHOLD.
- 7) EL SUBSUELO DE LA CIUDAD DE MEXICO.  
R.J.MARSAL Y M. MAZARIC.  
EDIT. UNAM, EDICION 1959.

**8) DISEÑO ESTRUCTURAL.**

**ROBERTO MELI PIRALLA Y BAZAN.**

**EDIT. TRILLAS.**