

2ej 156

ANALISIS COMPARATIVO DE DOS EDIFICIOS EN
RELACION CON LA INTERACCION SUELO-ESTRUCTURA

TESIS PROFESIONAL

MEXICO

1981

HECTOR SANGINES GARCIA



Universidad Nacional
Autónoma de México



UNAM – Dirección General de Bibliotecas
Tesis Digitales
Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS ©
PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

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

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

TESIS CON FALLA DE ORIGEN

I N D I C E

		PAG.
I.-	INTRODUCCION	1
II.-	CARACTERISTICAS DE LOS EDIFICIOS	3
II.1.-	CALCULO DE CARGAS PARA ASENTAMIENTOS A LARGO PLAZO	5
II.2.-	CARGA POR UNIDAD DE LONGITUD	9
II.3.-	MODULO DE ELASTICIDAD	12
II.4.-	MOMENTO DE INERCIA	13
II.5.-	CIMENTACION	16
III.-	CARACTERISTICAS DEL SUELO	17
III.1.-	PERFIL ESTRATIGRAFICO	18
III.2.-	CALCULO DE ESFUERZOS VERTICALES	20
III.3.-	VALORES DE INFLUENCIA	22
III.4.-	COEFICIENTES DE VARIACION VOLUMETRICA	31
IV.-	ANALISIS DE INTERACCION SUELO--ESTRUCTURA	40
IV.1.-	CIMENTACION TOTALMENTE RIGIDA	40
IV.2.-	INTERACCION SUELO--ESTRUCTURA PARA CIMENTACIONES RIGIDAS	46
V.-	ANALISIS COMPARATIVO	67
V.1.-	ELEMENTOS MECANICOS	67
V.2.-	ANALISIS COMPARATIVO	71
V.3.-	COMPARACION ENTRE EDIFICIOS	71
VI.-	CONCLUSIONES	73
	BIBLIOGRAFIA	74

I.- INTRODUCCION

En la ingeniería de cimentaciones con frecuencia se emplea el procedimiento de rigidizar la cimentación para reducir los asentamientos diferenciales, de tal manera que estos resulten tolerables en toda la estructura.

En una cimentación que sea suficientemente rígida comparada con las cargas, efecto, se reducen los asentamientos diferenciales, pero cambia el diagrama de reacción del terreno, alejándose de una reacción uniforme; la diferencia entre la reacción del terreno en una cimentación rígida y la reacción uniforme depende, en terminos generales, del tipo de estructura y de las características del suelo.

En esta tesis presentamos la comparación de dos estructuras notablemente diferentes en un mismo terreno, considerando que la cimentación de ambos es totalmente rígida; por lo tanto, el objetivo de este trabajo será observar qué tanto se aleja la reacción del terreno de una cimentación rígida de la reacción uniforme, en dos estructuras diferentes sobre un mismo suelo.

Las estructuras a las que me he estado refiriendo en los párrafos anteriores son un edificio de seis plantas con dos entre-ejes de columnas y de planta cuadrada y otro edificio de dos plantas con seis entre ejes de columnas y de planta rectangular, los cuales se describen detalladamente en el Capítulo II. En el mismo Capítulo II se presenta un análisis de cargas del edificio, incluyendo las propiedades mecánicas (módulo de elasticidad) y las características geométricas (momento de inercia) de los miembros estructurales de los edificios; así como el tipo de cimentación de ambos edificios.

En el capítulo III se describen las características del suelo de cimentación, principalmente la estratigrafía del terreno y las propiedades de compresibilidad del mismo, así como el cálculo de esfuerzos en el subsuelo y de valores de influencia, concepto este último de gran importancia para los estudios de interacción suelo-estructura.

El capítulo IV contiene un criterio para distinguir aquellos casos en los que se puede considerar que se trata de cimentaciones totalmente rígidas; se incluye además el análisis de interacción suelo-estructura para cimentación rígida en ambos edificios.

En el capítulo V se realiza el análisis comparativo de cada uno de los edificios con los diferentes tipos de cimentación, de las dos estructuras entre sí y la comparación de los elementos mecánicos (Momento Flexionante y Fuerza Cortante) de la cimentación rígida y de la reacción uniforme.

En el capítulo VI se presentan las conclusiones a que se llegaron durante la elaboración de esta tesis.

II. CARACTERISTICAS DE LOS EDIFICIOS.

El estudio se hará con dos estructuras de las siguientes características :

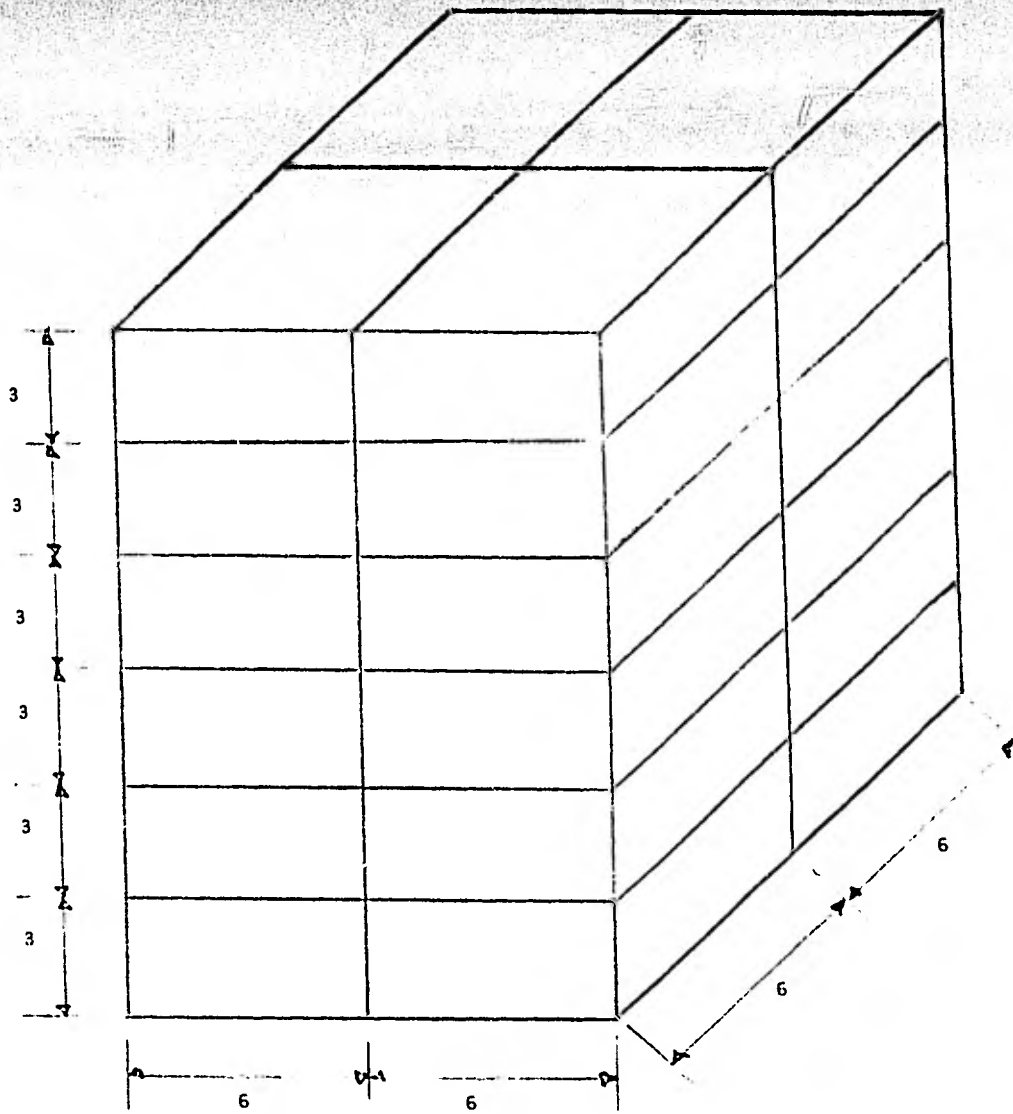
Edificio A ;

Consta de seis plantas tipo con una altura de 3 m por entrepiso; en dos entre ejes de columnas, en la dirección x y en la dirección y, de 6 m cada uno (figura 1).

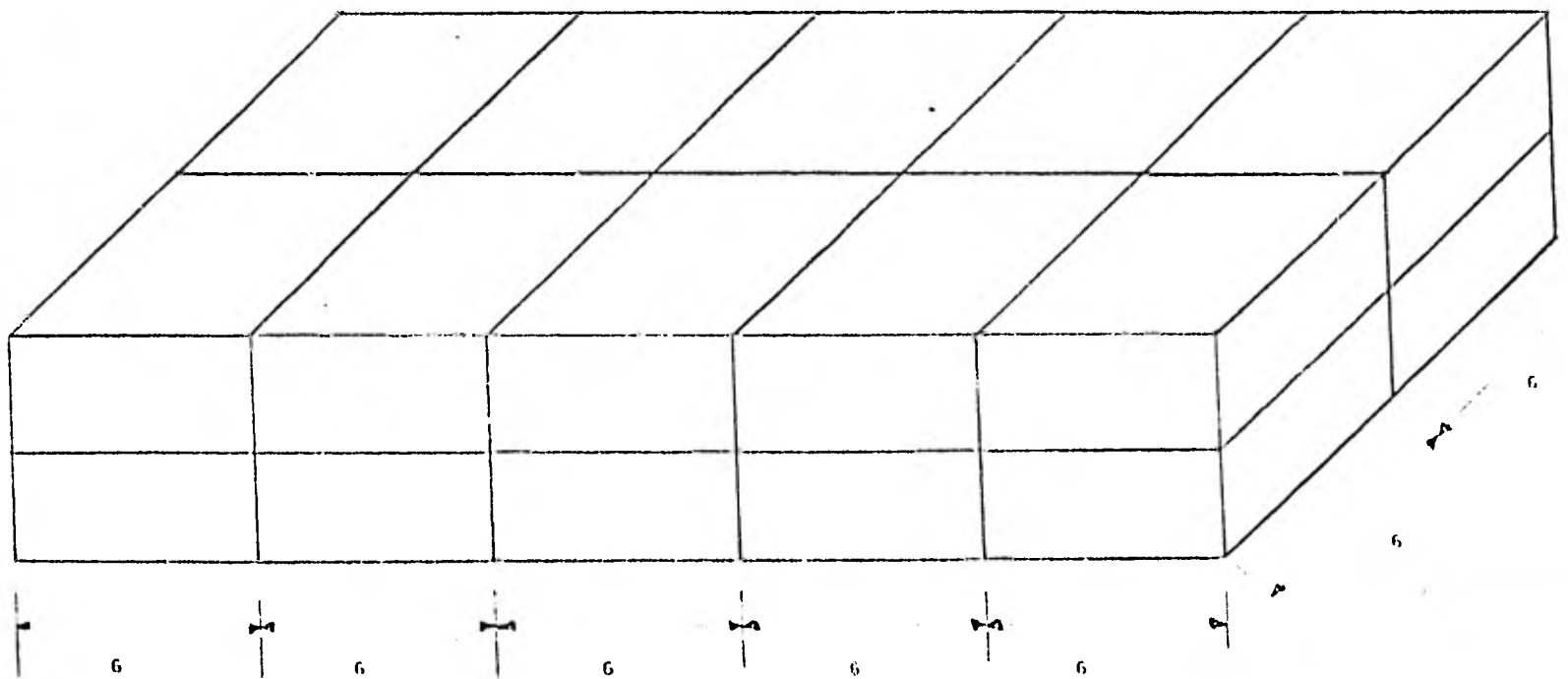
Edificio B ;

Consta con dos plantas tipo con una altura de 3 m por entrepiso; en cinco entre ejes de columnas en la dirección x y dos entre ejes en la dirección y, de 6 m cada uno (figura 2).

La estructura de ambos edificios está constituida por columnas de 40 x 40 cm. de sección transversal y trabes de 30 x 60 cm. de sección transversal.



(Figura 2.1)



(Figura 2.2)

II.1 CALCULO DE CARGAS PARA ASENTAMIENTOS A LARGO PLAZO.

II.1.1 Definición de cargas:

Se consideran dos tipos de cargas: las muertas, que son las que obran en forma continua en la estructura y cuya intensidad no varía con el tiempo; y las vivas, que son las fuerzas gravitacionales, que no tienen carácter permanente en la estructura.

En este caso se emplearán los siguientes tipos de cargas:

CARGAS MUERTAS:

- a) Peso propio de la losa (P.P. Losa)
- b) Relleno de tezontle
- c) Enladrillado
- d) Plafón e instalaciones
- e) Piso terminado
- f) Densidad de muros
- g) Peso propio de trabes (P.P. Trabes)
- h) Peso propio de columnas (P.P. Columnas)

CARGAS VIVAS:

En vista de que se está realizando un análisis de asentamientos sobre un suelo poco permeable saturado, se debe emplear la carga media W para el cálculo de asentamientos diferenciales en este caso dado que se trata de edificios para habitación u oficinas, se empleará una carga viva media $W = 70 \text{ Kg/m}^2$

II.1.2 Cálculo de las cargas:

Para Azotea:

	Edificio A	Edificio B
	Kg/m ²	Kg/m ²
P.P. losa de 10 cm de espesor	240	240
Relleno de tezontle	150	150
Enladrillado	50	0
Plafón e instalaciones	70	70
P.P. trabes	180	162
P.P. columnas	72	58
Cargas para asentamientos	70	70
Total de W	832 ≈ 850	750

Para planta tipo:

	Edificio A	Edificio B
	Kg/m ²	Kg/m ²
P.P. losa	240	240
Plafón e instalaciones	70	70
Piso terminado	120	120
Densidad de muros	192	134
P.P. trabes	180	162
P.P. columnas	72	58
Cargas para asentamientos	70	70
Total de W	944 ≈ 950	854 ≈ 850

Edificio A:

Dimensionamiento de trabes:

$$H = \frac{L}{10} = \frac{6.0}{10} = 0.60 \text{ m} = 60 \text{ cm}$$

$$B = \frac{H}{2} = \frac{0.60}{2} = 0.30 \text{ m} = 30 \text{ cm}$$

$$\text{P.P. trabes} = \frac{0.30 \times 0.50 \times 72 \times 2400}{144} = 180 \text{ Kg/m}^2$$

Columnas de 40 x 40 cm

$$\text{P.P. columnas} = \frac{0.4 \times 0.4 \times 3 \times 2400 \times 9}{144} = 72 \text{ Kg/m}^2$$

Muros de colindancia de tabique rojo

$$\text{Densidad de muros} = \frac{2.4 \times 0.15 \times 1600 \times 48}{144} = 192 \text{ Kg/m}^2$$

Edificio B:

Dimensionamiento de trabes:

$$H = \frac{L}{10} = \frac{6.0}{10} = 0.60 \text{ m} = 60 \text{ cm}$$

$$B = \frac{H}{2} = \frac{0.60}{2} = 0.30 \text{ m} = 30 \text{ cm}$$

$$\text{P.P. trabes} = \frac{0.5 \times 0.3 \times 2400 \times 162}{360} = 162 \text{ Kg/M}^2$$

Columna de 40 x 40 cm

$$\text{P.P. columnas} = \frac{0.4 \times 0.4 \times 2400 \times 3 \times 18}{360} = 58 \text{ Kg/m}^2$$

Muros de colindancia de tabique rojo

$$\text{Densidad de muros} = \frac{2.40 \times 0.15 \times 1600 \times 84}{360} = 134 \text{ Kg/m}^2$$

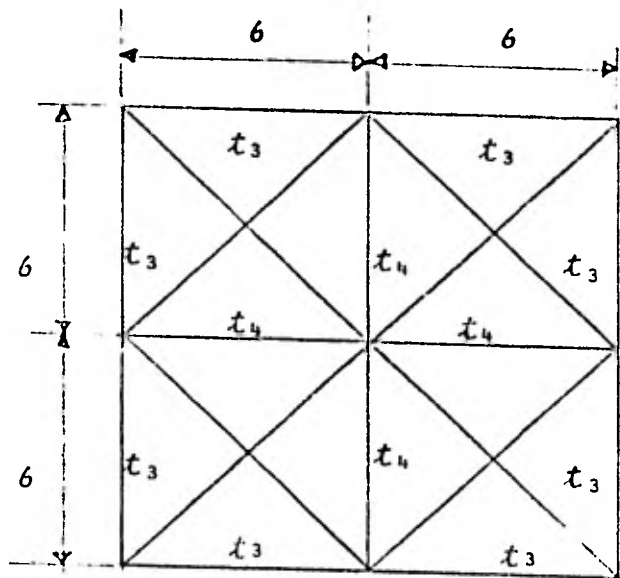
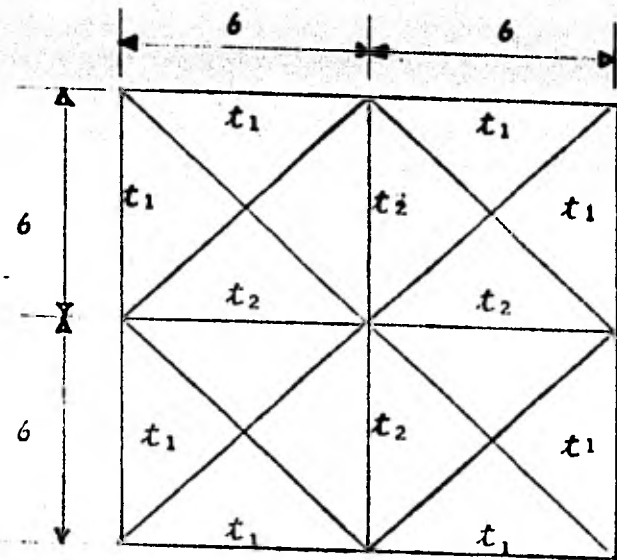
11.2.- Carga por unidad de longitud en cada trabe la carga por unidad -- longitud se calcula por medio del área de influencia de cada trabe.

En el cálculo del método del análisis de interacción suelo estructura, el análisis se hace en un solo plano, (figura 2,3 y 2,4) es decir se -- lleva a cabo un análisis bidimensional.

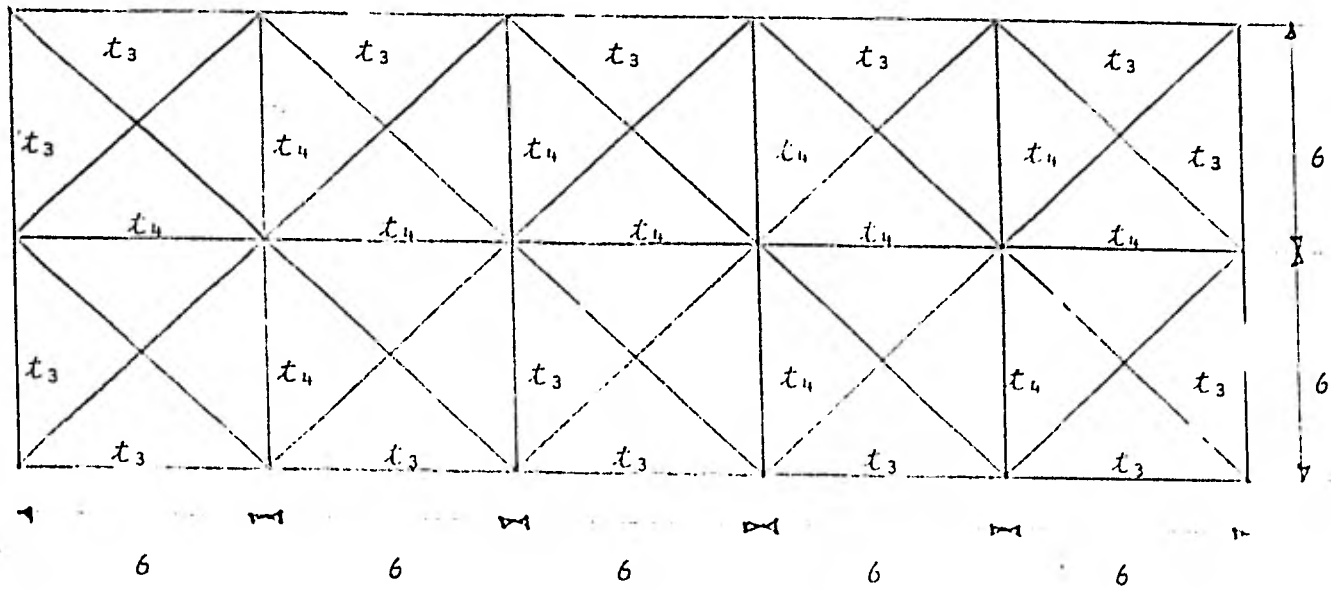
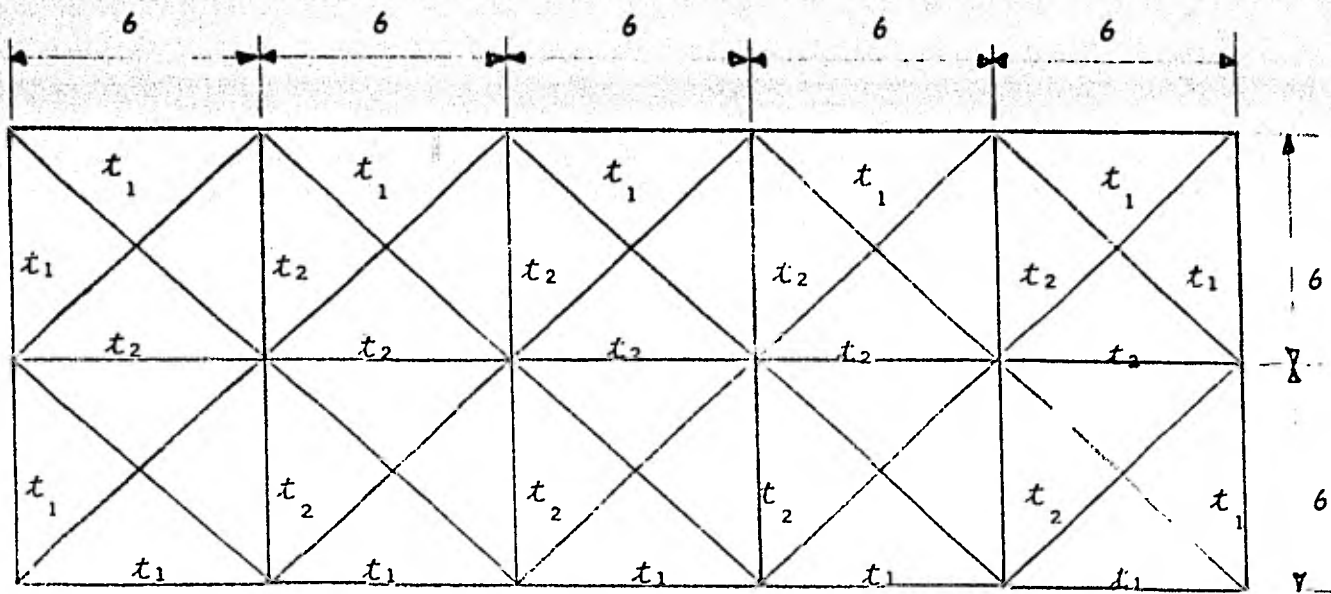
CONCEPTO	EDIFICIO " A "		EDIFICIO " B "	
	CALCULO	VALOR	CALCULO	VALOR
Área en planta (A)	12 x 12	144 m ²	30 x 12	360 m ²
Longitud de trabe (L)		6 m		6 m
Carga en azotea (W ₁)		850 Kg/M ²		750 Kg/M ²
Trabe de orilla (Azotea) (T ₁)	$\frac{850 \times 9}{6}$	1275 Kg/M	$\frac{750 \times 9}{6}$	1125 Kg/M
Trabe central (Azotea) (T ₂)	$\frac{850 \times 18}{6}$	2550 Kg/M	$\frac{750 \times 18}{6}$	2250 Kg/M
Carga en planta tipo (W ₂)		950 Kg/M ²		850 Kg/M ²
Trabe de orilla (planta tipo) (T ₃)	$\frac{950 \times 9}{6}$	1425 Kg/M	$\frac{850 \times 9}{6}$	1275 Kg/M
Trabe central (tipo) (T ₄)	$\frac{950 \times 18}{6}$	2850 Kg/M	$\frac{850 \times 18}{6}$	2550 Kg/M

Por lo tanto la carga por unidad de longitud en el plano representativo de los edificios será:

CONCEPTO	EDIFICIO " A "		EDIFICIO " B "	
	CALCULO	VALOR	CALCULO	VALOR
Carga por unidad de longitud (Azotea)	1275 x 2 + 2550	5.1 ton/M	1125x2+2250	4.5 ton/M
Carga por unidad de longitud (planta tipo)	1425 x 2 + 2850	5.7 ton/M	1275x2+2550	5.1 ton/M



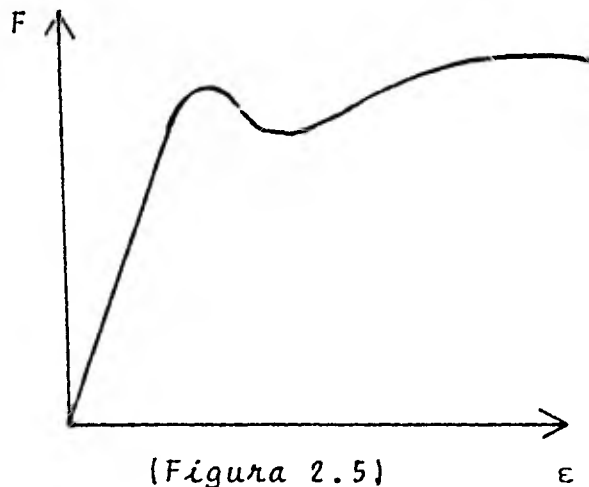
(Figura 2.3)



(Figura 2.4)

I.3 MODULO DE ELASTICIDAD.

Es la pendiente de la línea recta de la curva esfuerzo deforma-
n unitaria. (Figura 2.5)



En el caso del concreto, el módulo de elasticidad es:

$$E = 3000 \sqrt{f'_c}$$

Esta expresión se emplea al tomar en cuenta que los asentamientos totales ocurren a largo plazo (Flores Victoria, 1968)

Tomando: $f'_c = 250 \text{ Kg/cm}^2$

Entonces

$$E = 3000 \sqrt{250} = 47434.16 \text{ Kg/cm}^2$$

por lo tanto

$$E = 4.743416E4 \text{ Kg/cm}^2$$

Las vigas y las columnas tienen el mismo módulo de elasticidad, ya que son de concreto.

El módulo de elasticidad es el mismo para ambos edificios.

II.4 MOMENTO DE INERCIA.

El momento de inercia de una área con respecto a un eje contenido su plano, es igual a la suma de los productos de las áreas elementales - el cuadrado de sus distancias al eje:

$$I_x = y^2 dA.$$

II.4.1 Cálculo de los momentos de inercia de columnas.

Se utilizó la fórmula siguiente:

$$I = \frac{b h^3}{12}$$

lo que nos da:

$$I = \frac{0.4 \times 0.4^3}{12} = 0.0021 \text{ m}^4 = 213333.3 \text{ cm}^4$$

por lo tanto ya que tenemos tres ejes de columnas

$$I = 6.39999E5 \text{ cm}^4$$

para ambos edificios.

II.4.2 Cálculo de los momentos de inercia de trabes. Dado que se trata de figuras compuestas.

Se utilizaron las ayudas para diseño de estructuras (S.M.I.E.):

$$I = c b' h^3$$

Donde c es valor que se obtiene del nomograma de la página 59 de la - - cita mencionada, con las siguientes relaciones:

$$\frac{h_s}{h} ; \frac{b'}{b}$$

Utilizando las figuras 6 y 7, tanto para las traves de centro - -
como para las de esquina, se obtiene:

Traves de Centro:

$$\frac{h_s}{h} = \frac{10}{60} = 0.17$$

$$\frac{b'}{b} = \frac{30}{190} = 0.16$$

$$c = 0.161$$

$$I = 0.161 \times 30 \times 60^3 = 1043280 \text{ cm}^4$$

$$I = 1.04328E6 \text{ cm}^4$$

Traves de Esquina:

$$\frac{h_s}{h} = \frac{10}{60} = 0.17$$

$$\frac{b'}{b} = \frac{30}{110} = 0.27$$

$$c = 0.139$$

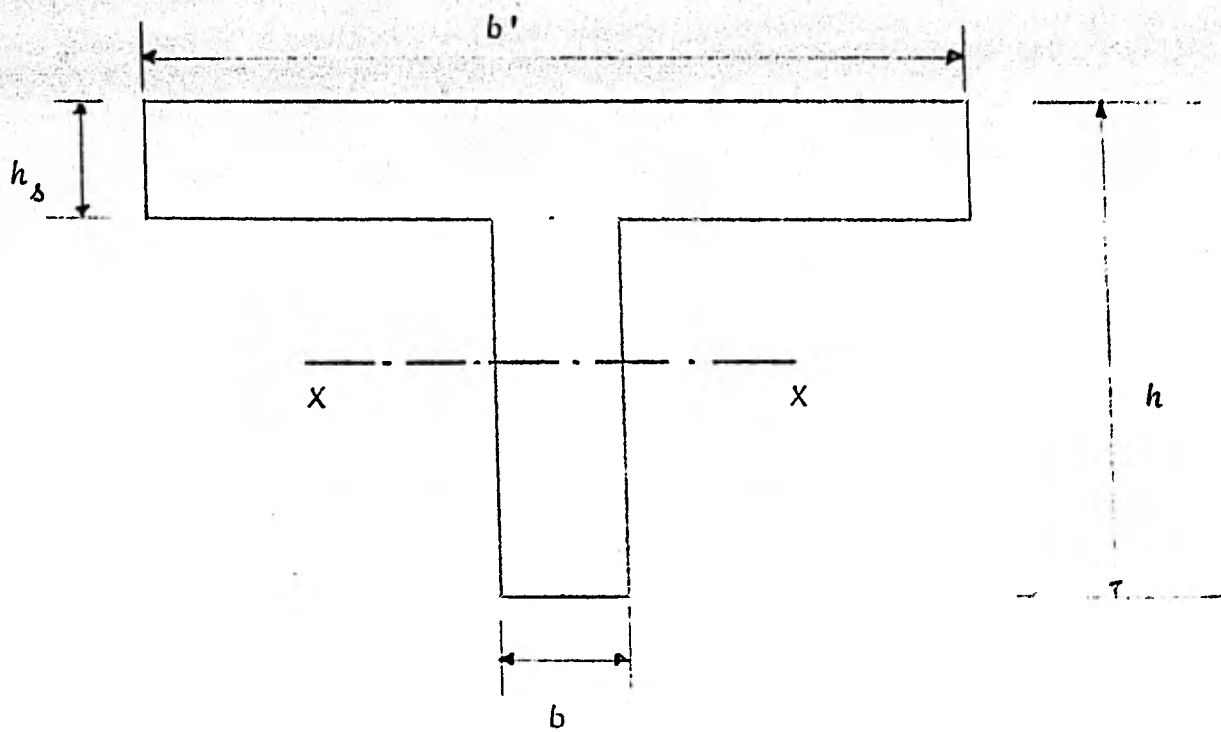
$$I = 0.139 \times 30 \times 60^3 = 900720 \text{ cm}^4$$

por lo tanto el momento de inercia es

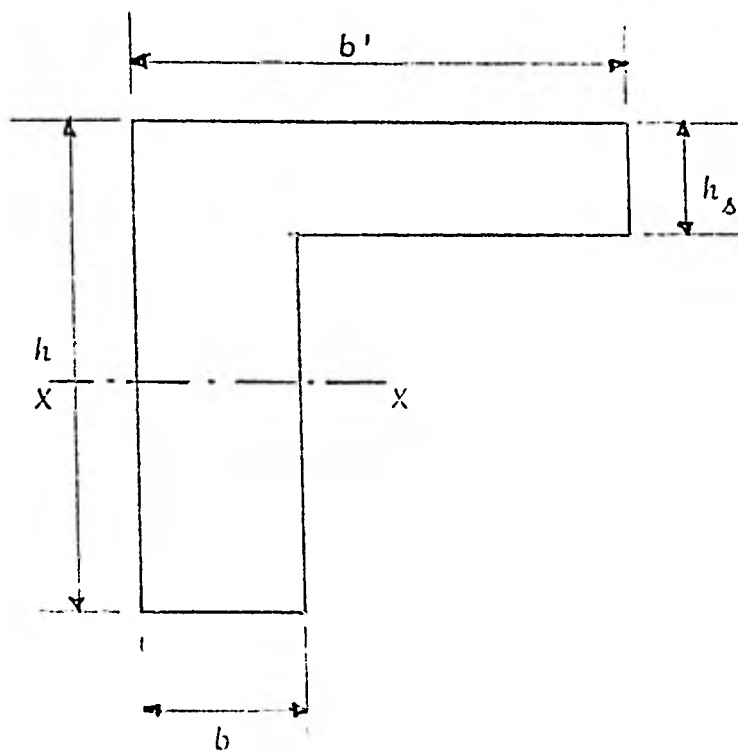
$$I = 1043280 + 900720 + 900720 = 2844720 \text{ cm}^4$$

$$I = 2.84472E6 \text{ cm}^4$$

Los valores son los mismos para ambos edificios.



(Figura 2.6)



(Figura 2.7)

II.5 CIMENTACION.

La cimentación del edificio A es a base de una losa de cimentación con un espesor de 25 cm. un ancho de 12 m y unas contratrabes de 60 cm. de p^ralte y un ancho de 30 cm.

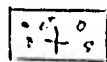
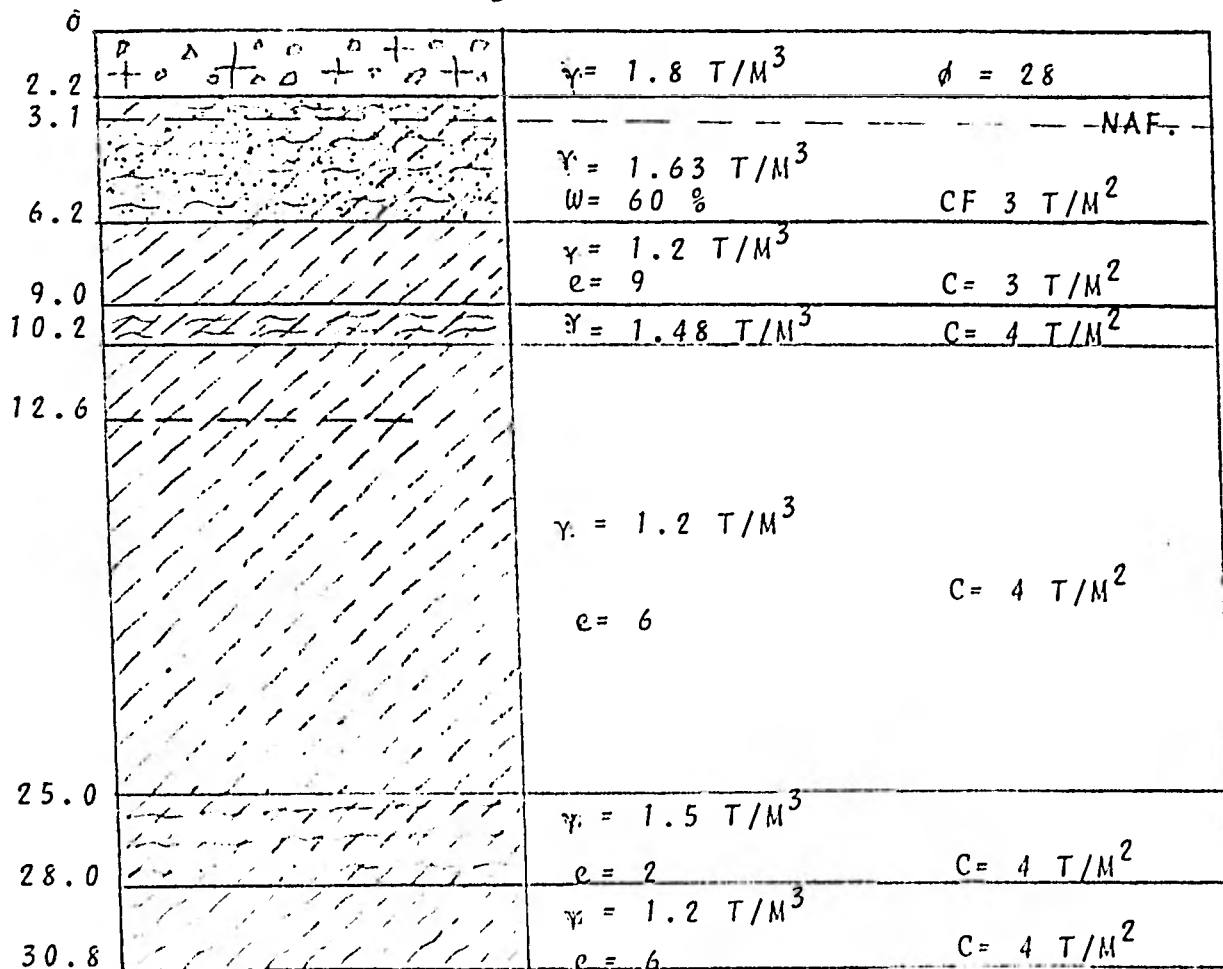
La cimentación del edificio B es a base de zapatas corridas con un ancho de 50 cm. y un p^ralte de 60 cm.

III.- CARACTERISTICAS DEL SUELO

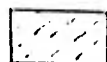
Las características son las de un suelo típico de la zona del lago de la Ciudad de México, distinguiéndose tres depósitos principales:

- Manto superficial hasta 3 Mts. de profundidad.
- Formación arcillosa de 3 Mts. a 30.8 Mts. de profundidad.
- Primera capa dura a 30.8 Mts. de profundidad. (Figura 3.1)

(Figura 3.1)



Relleno



Arcilla



Límó



Arena

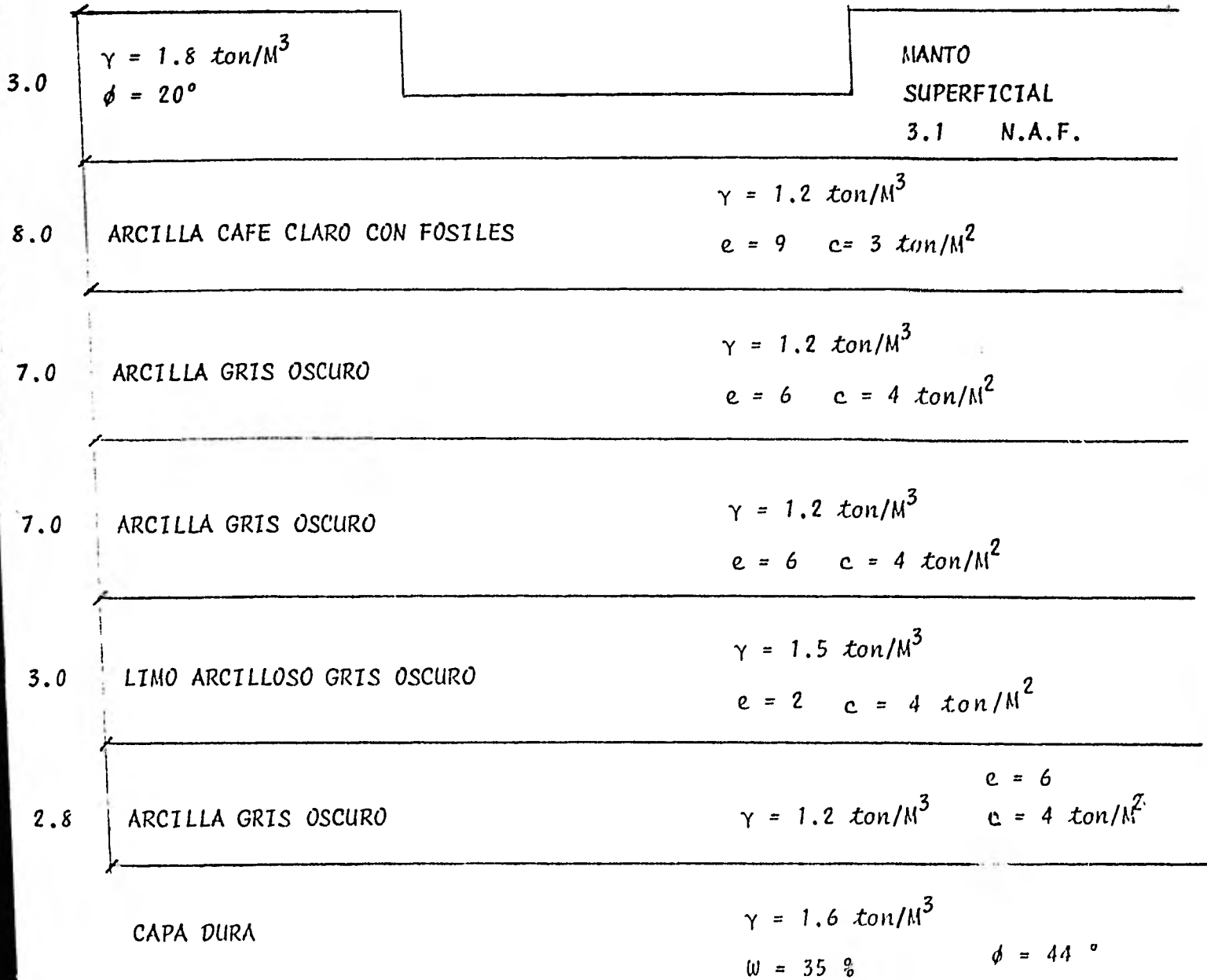
sea éste una lengua distinta al castellano. Si su tesis está escrita en español, ignore el renglón correspondiente a idioma y déjelo en blanco.

10. GRADO ACADEMICO: Tache la letra que corresponda al grado académico que obtiene mediante la presentación de la tesis: L para licenciatura, M para maestría, D para doctorado y E para especialización.
11. CARRERA: Escriba el nombre completo de la carrera objeto de la tesis de acuerdo a su denominación oficial en los planes de estudio de la universidad en la que la cursó. No utilice abreviaturas.
12. FACULTAD O ESCUELA: Anote el nombre completo oficial de la facultad a la que corresponda la tesis. No utilice abreviaturas.
13. UNIVERSIDAD: Si su tesis fue presentada en alguna facultad o escuela de la - - - U. N. A. M. , deje en blanco este renglón. En caso contrario, consigne el nombre completo y oficial de la universidad a la que pertenece la facultad en la que presentó la tesis.
14. TEMAS DE QUE TRATA LA TESIS: Anote los temas que más claramente definan el objeto de la investigación. Consígnelos de manera clara y concisa por orden de importancia.
15. GRADO ACADEMICO DEL ASESOR DE LA TESIS: Indíquelo -en caso de saberlo- de la misma manera que se pide en el punto 10 de este instructivo.
16. NOMBRE DEL ASESOR DE LA TESIS: Escríbalo en el siguiente orden: nombre(s), apellido paterno y apellido materno.
17. RESUMEN: Si la tesis que registra corresponde al nivel de doctorado, solicite -- hoja anexa para redactar un resumen no mayor de una cuartilla. Dicho resumen -- deberá presentarse --de preferencia-- en inglés.

III.1.- PERFIL ESTRATIGRAFICO

Determina las características del suelo en cada uno de los estratos (Figura 3.2 y 3.3)

Edificio " A "



(Figura 3.2)

Edificio " B "

MANTO SUPERFICIAL	$\gamma = 1.8 \text{ ton/M}^3$ $\phi = 20^\circ$ N.A.F.
ARCILLA CAFE CLARO CON FOSILES	$\gamma = 1.2 \text{ ton/M}^3$ $e = 9 \quad c = 3 \text{ ton/M}^3$
ARCILLA CAFE CLARO CON FOSILES	$\gamma = 1.2 \text{ ton/M}^3$ $e = 9 \quad c = 3 \text{ ton/M}^3$
ARCILLA GRIS OSCURO	$\gamma = 1.2 \text{ ton/M}^3$ $e = 6 \quad c = 4 \text{ ton/M}^3$
ARCILLA GRIS OSCURO	$\gamma = 1.2 \text{ ton/M}^3$ $e = 6 \quad c = 4 \text{ ton/M}^3$

(Figura 3.3)

III.2.- CALCULO DE LOS ESFUERZOS VERTICALES

El módulo de deformación volumétrica M_v del suelo depende del nivel de esfuerzos, como se verá en el inciso 3.4 por lo tanto para determinar dichos módulos se necesita calcular el esfuerzo normal vertical a la mitad de los estratos representativos del subsuelo, lo cual se llevo a cabo utilizando la gráfica de Fadum (Juarez Badillo - Rico 1973).

CALCULO DE LOS ESFUERZOS VERTICALES EDIFICIO " A "

ESTRATO 1

$$\begin{aligned}
 &= 5.0 \text{ mts.} \\
 &= \frac{6}{5} = 1.2 \\
 &= \frac{6}{5} = 1.2 \\
 &= 0.20 \times 4 = 0.8 \\
 &= 3 \times 0.8 = 2.4 \text{ ton/M}^2
 \end{aligned}$$

ESTRATO 2

$$\begin{aligned}
 Z &= 12.5 \text{ mts.} \\
 m &= \frac{6}{12.5} = 0.48 \\
 n &= \frac{6}{12.5} = 0.48 \\
 W_0 &= 0.077 \times 4 = 0.308 \\
 \sigma_z &= 3 \times 0.308 = 0.924 \text{ ton/M}^2
 \end{aligned}$$

ESTRATO 3

$$\begin{aligned}
 &= 17.5 \text{ mts.} \\
 &= \frac{6}{17.5} = 0.34 \\
 &= \frac{6}{17.5} \\
 &= 0.048 \times 4 = 0.192 \\
 &= 3 \times 0.192 = 0.576 \text{ ton/M}^2
 \end{aligned}$$

ESTRATO 4

$$\begin{aligned}
 Z &= 22.5 \text{ mts.} \\
 m &= \frac{6}{22.5} = 0.27 \\
 n &= \frac{6}{22.5} = 0.27 \\
 W_0 &= 0.032 \times 4 = 0.128 \\
 \sigma_z &= 3 \times 0.128 = 0.384 \text{ ton/M}^2
 \end{aligned}$$

ESTRATO 5

$$\begin{aligned}
 Z &= 27.4 \text{ mts.} \\
 M &= \frac{6}{27.4} = 0.22 \\
 n &= \frac{6}{27.4} = 0.22 \\
 W_0 &= 0.02 \times 4 = 0.08 \\
 \sigma_z &= 3 \times 0.08 = 0.24 \text{ ton/M}^2
 \end{aligned}$$

CALCULO DE LOS ESFUERZOS VERTICALES
EDIFICIO " B "

ESTRATO 1

$$Z = 4 \text{ mts.}$$

$$m = \frac{15}{4} = 3.75$$

$$n = \frac{6}{4} = 1.5$$

$$W_0 = 0.231 \times 4 = 0.924$$

$$\sigma_z = 2.45 \times 0.924 = 2.264 \text{ ton/M}^2$$

ESTRATO 3

$$Z = 11.75$$

$$m = \frac{15}{11.75} = 1.276$$

$$n = \frac{6}{11.75} = 0.510$$

$$W_0 = 0.139 \times 4 = 0.556$$

$$\sigma_z = 2.45 \times 0.556 = 1.362 \text{ ton/M}^2$$

ESTRATO 2

$$Z = 8$$

$$m = \frac{15}{8} = 1.875$$

$$n = \frac{6}{8} = 0.75$$

$$W_0 = 0.179 \times 4 = 0.716$$

$$\sigma_z = 2.45 \times 0.716 = 1.754 \text{ ton/M}^2$$

ESTRATO 4

$$Z = 15.25$$

$$m = \frac{15}{15.25} = 0.983$$

$$n = \frac{6}{15.25} = 0.393$$

$$W_0 = 0.10 \times 4 = 0.40$$

$$\sigma_z = 2.45 \times 0.40 = 0.980 \text{ ton/M}^2$$

III.3.- VALORES DE INFLUENCIA

Como se menciona anteriormente el concepto de valor de influencia (Zebar 1973) resulta de gran importancia en la interacción - - - - Suelo - Estructura.

Se define como valor de influencia al esfuerzo vertical producido por una presión unitaria colocada en A bajo un punto B.

La forma de utilizar los valores de influencia se explicara -- en el capítulo IV. Para el calculo de los valores de influencia se -- utilizo tambien la gráfica de Fandum.

EDIFICIO "A"

PRESION UNITARIA EN 1

1	2	3	4	5
0	1.5	4.5	7.5	10.5
.16650	.11970	.03636	.01007	.00324
.04547	.04304	.03168	.01976	.01135
.00159	.00149	.00124	.00094	.00066
.00099	.00095	.00084	.00070	.00055
.00078	.00076	.00069	.00059	.00049

PRESION UNITARIA EN 2

1	2	3	4	5
1.5	0x(2)	1.5	4.5	7.5
.18880	.33290	.18880	.05526	.01567
.08094	.09195	.08094	.05709	.03483
.00299	.00319	.00299	.00248	.00187
.00190	.00198	.00190	.00169	.00140
.00152	.00157	.00152	.00138	.00119

PRESION UNITARIA EN 3

1	2	3	4	5
4.5	1.5	0x(2)	1.5	4.5
.05526	.18880	.33290	.18880	.05526
.05709	.08094	.09195	.08094	.05709
.00248	.00299	.00319	.00299	.00248
.00169	.00190	.00198	.00190	.00169
.00138	.00152	.00157	.00152	.00138

PRESION UNITARIA EN 4

1	2	3	4	5
7.5	4.5	1.5	0x(2)	1.5
.01567	.05526	.18880	.33290	.18880
.03483	.05709	.08094	.09195	.08094
.00187	.00248	.00299	.00319	.00299
.00140	.00169	.00190	.00198	.00190
.00119	.00138	.00152	.00157	.00152

PRESION UNITARIA EN 5

1	2	3	4	5
10.5	7.5	4.5	1.5	0
.00324	.01007	.03636	.11970	.16650
.01135	.01976	.03168	.04304	.04547
.00066	.00094	.00124	.00149	.00159
.00055	.00070	.00084	.00095	.00099
.00049	.00059	.00069	.00076	.00078

PRESION UNITARIA EN 1

	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
ℓ	0	1.5	4.5	7.5	10.5	13.5	16.5	19.5	22.5	25.5	28.5
1	.10870	.06293	.01091	.00213	.00057	.00019	.00008	.00000	.00000	.00000	.00000
2	.03171	.02694	.01351	.00546	.00219	.00094	.00044	.00022	.00012	.00000	.00000
3	.00144	.00114	.00064	.00031	.00014	.00007	.00004	.00002	.00001	.00000	.00000
4	.00078	.00069	.00049	.00030	.00017	.00010	.00006	.00003	.00002	.00000	.00001

PRESION UNITARIA EN 2

	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
ℓ	1.5	0x(2)	1.5	4.5	7.5	10.5	13.5	16.5	19.5	22.5	25.5
1	.08995	.21740	.08995	.01554	.00319	.00082	.00031	.00013	.00006	.00000	.00000
2	.04692	.06342	.04692	.02219	.00890	.00458	.00158	.00076	.00039	.00022	.00013
3	.00229	.00287	.00229	.00129	.00061	.00029	.00014	.00007	.00004	.00002	.00001
4	.00137	.00155	.00137	.00097	.00060	.00035	.00020	.00011	.00007	.00004	.00003

PRESTON UNITARIA EN 3

	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
ℓ	4.5	1.5	0x(2)	1.5	4.5	7.5	10.5	13.5	16.5	19.5	22
1	.01554	.08995	.21740	.08995	.01554	.00319	.00082	.00031	.00013	.00006	.00001
2	.02219	.04692	.06342	.04692	.02219	.00890	.00458	.00158	.00076	.00039	.00019
3	.00129	.00229	.00287	.00229	.00129	.00061	.00029	.00014	.00007	.00004	.00002
4	.00097	.00137	.00155	.00137	.00097	.00060	.00035	.00020	.00011	.00007	.00004

PRESTON UNITARIA EN 4

	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
ℓ	7.5	4.5	1.5	0x(2)	1.5	4.5	7.5	10.5	13.5	16.5	19.
1	.00319	.01554	.08995	.21740	.08995	.01554	.00319	.00082	.00031	.00013	.00006
2	.00890	.02219	.04692	.06342	.04692	.02219	.00890	.00458	.00158	.00076	.00039
3	.00061	.00129	.00229	.00287	.00229	.00129	.00061	.00029	.00014	.00007	.00004
4	.00060	.00097	.00137	.00155	.00137	.00097	.00060	.00035	.00020	.00011	.00007

PRESION UNITARIA EN 5

	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
ℓ	10.5	7.5	4.5	1.5	0x(2)	1.5	4.5	7.5	10.5	13.5	16.5
1	.00082	.00319	.01554	.08995	.21740	.08995	.01554	.00319	.00082	.00031	.00013
2	.00458	.00890	.02219	.04692	.06342	.04692	.02219	.00890	.00458	.00158	.00076
3	.00029	.00061	.00129	.00229	.00287	.00229	.00129	.00061	.00029	.00014	.00007
4	.00035	.00060	.00097	.00137	.00155	.00137	.00097	.00060	.00035	.00020	.00011

PRESION UNITARIA EN 6

	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
ℓ	13.5	10.5	7.5	4.5	1.5	0x(2)	1.5	4.5	7.5	10.5	13.5
1	.00031	.00082	.00319	.01554	.08995	.21740	.08995	.01554	.00319	.00082	.00031
2	.00158	.00458	.00890	.02219	.04692	.06342	.04692	.02219	.00890	.00458	.00158
3	.00014	.00029	.00061	.00129	.00229	.00287	.00229	.00129	.00061	.00029	.00014
4	.00020	.00035	.00060	.00097	.00137	.00155	.00137	.00097	.00060	.00035	.00020

PRESION UNITARIA EN 7

	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
ℓ	16.5	13.5	10.5	7.5	4.5	1.5	0x(2)	1.5	4.5	7.5	10.5
1	.00013	.00031	.00082	.00319	.01554	.08995	.21740	.08995	.01554	.00319	.00013
2	.00076	.00158	.00458	.00890	.02219	.04692	.06342	.04692	.02219	.00890	.00076
3	.00007	.00014	.00029	.00061	.00129	.00229	.00287	.00229	.00129	.00061	.00007
4	.00011	.00020	.00035	.00060	.00097	.00137	.00155	.00137	.00097	.00060	.00011

PRESION UNITARIA EN 8

	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
ℓ	19.5	16.5	13.5	10.5	7.5	4.5	1.5	0x(2)	1.5	4.5	7.5
1	.00006	.00013	.00031	.00082	.00319	.01554	.08995	.21740	.08995	.01554	.00319
2	.00039	.00076	.00158	.00458	.00890	.02219	.04692	.06342	.04692	.02219	.00890
3	.00004	.00007	.00014	.00029	.00061	.00129	.00229	.00287	.00229	.00129	.00061
4	.00007	.00011	.00020	.00035	.00060	.00097	.00137	.00155	.00137	.00097	.00060

PRESION UNITARIA EN 9

	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
2	22.5	19.5	16.5	13.5	10.5	7.5	4.5	1.5	0x(z)	1.5	4.
1	.00000	.00006	.00013	.00031	.00082	.00319	.01554	.08995	.21740	.08995	.015
2	.00022	.00039	.00076	.00158	.00458	.00890	.02219	.04692	.06342	.04692	.022
3	.00002	.00004	.00007	.00014	.00029	.00061	.00129	.00229	.00287	.00229	.001
4	.00004	.00007	.00011	.00020	.00035	.00060	.00097	.00137	.00155	.00137	.000

PRESION UNITARIA EN 10

	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
2	25.5	22.5	19.5	16.5	13.5	10.5	7.5	4.5	1.5	0x(2)	1.5
1	.00000	.00000	.00006	.00013	.00031	.00082	.00319	.01554	.08995	.21740	.0899
2	.00013	.00022	.00039	.00076	.00158	.00458	.00890	.02219	.04692	.06342	.0469
3	.00001	.00002	.00004	.00007	.00014	.00029	.00061	.00129	.00229	.00287	.0022
4	.00003	.00004	.00007	.00011	.00020	.00035	.00060	.00097	.00137	.00155	.0013

PRESION UNITARIA EN JJ

	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
ℓ	28.5	25.5	22.5	19.5	16.5	13.5	10.5	7.5	4.5	1.5	0
1	.00000	.00000	.00000	.00000	.00008	.00019	.00057	.00213	.01091	.06293	.10870
2	.00000	.00000	.00012	.00022	.00044	.00094	.00219	.00546	.01351	.02694	.03171
3	.00000	.00001	.00001	.00002	.00004	.00007	.00014	.00031	.00064	.00114	.00144
4	.00001	.00001	.00002	.00003	.00006	.00010	.00017	.00030	.00049	.00067	.00078

III.4.- COEFICIENTES DE VARIACION VOLUMETRICA

Expresa la compresibilidad del suelo, relacionándola con su volumen inicial.

$$M_v = \frac{a_v}{(1+e)} = \frac{\Delta e}{(1+e)\Delta P}$$

DONDE:

Δp = Incremento de presiones

a_v = Coeficiente de compresibilidad

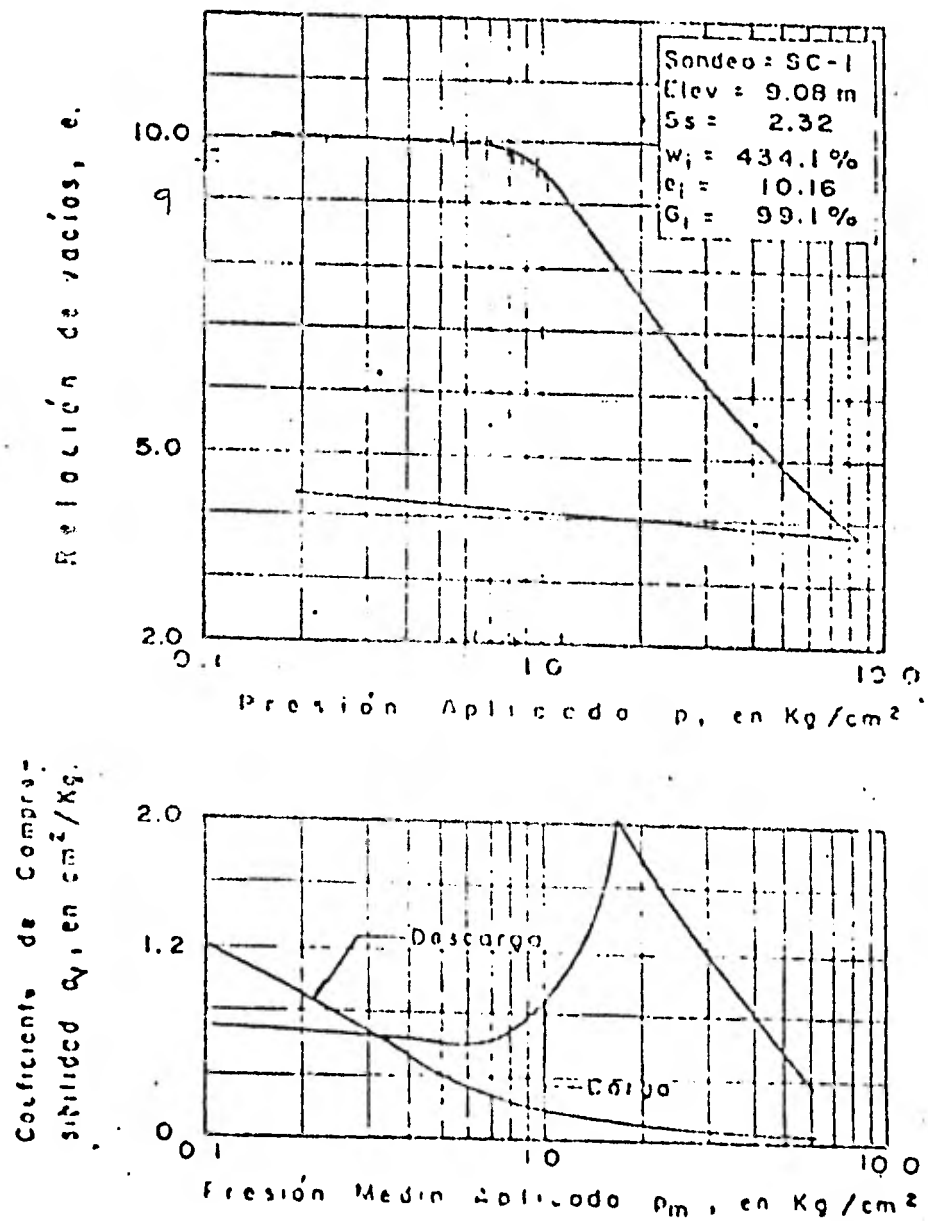
e = Relación de Vacíos?

Δe = Disminución de espesor de una muestra de suelo, de espesor total $1 + e$,

En el cálculo se utilizaron las curvas de compresibilidad y el diagrama de presiones -
rodinámicas del terreno. (Figuras 3,4; 3,5; 3,6; 3,7. y 3.8)

CONSOLIDACION

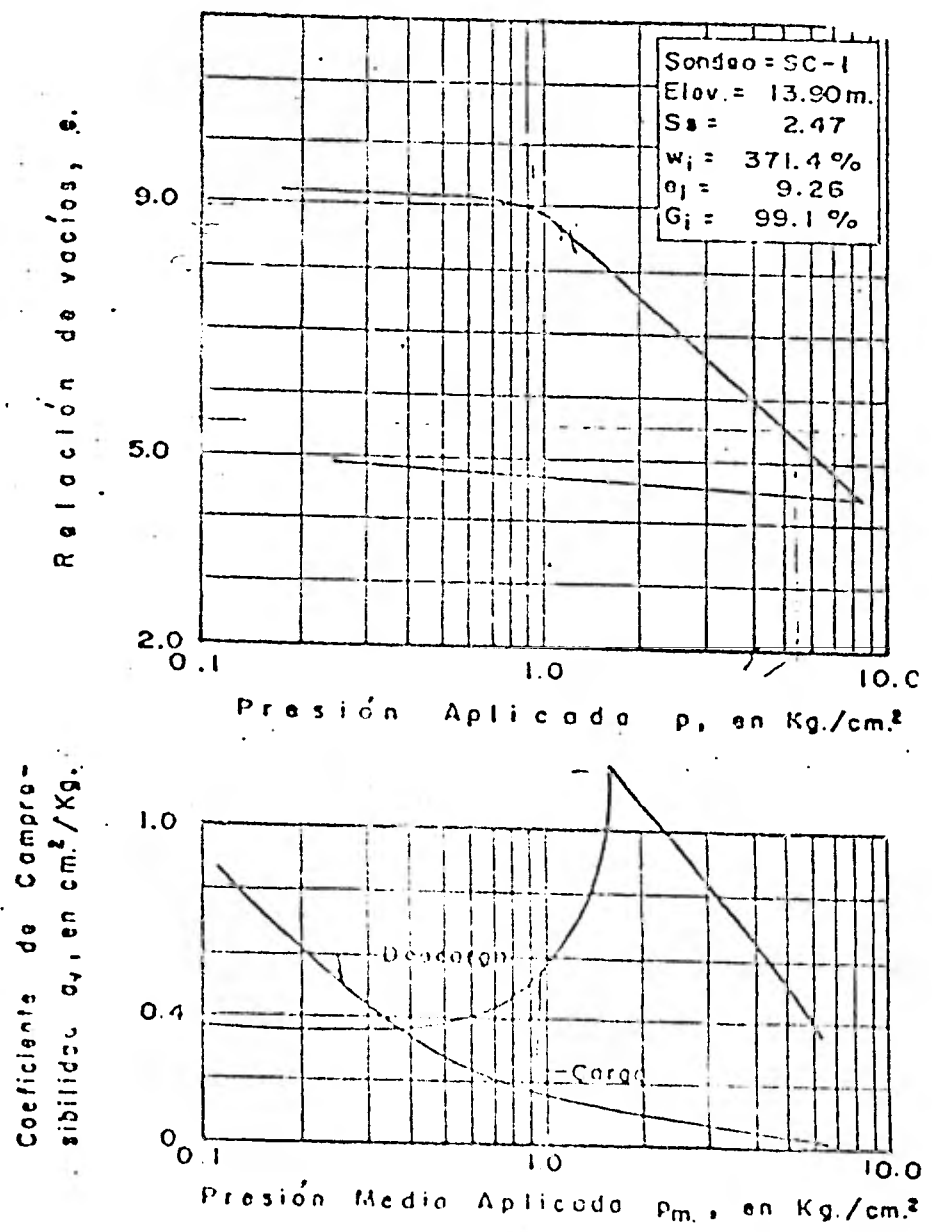
CURVAS $e-\log p$ y $a_v-\log p$



(FIGURA 3.4)

CONSOLIDACION

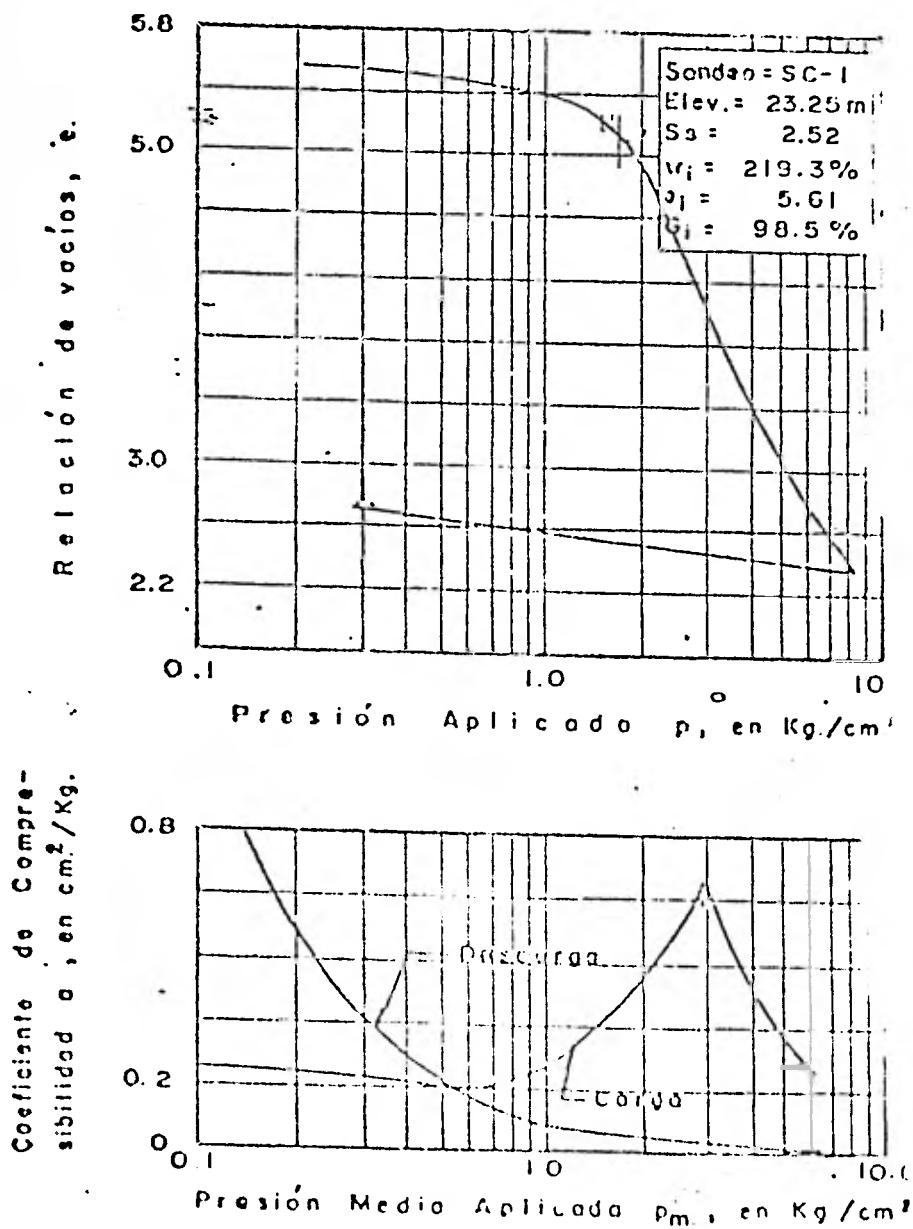
CURVAS $e-\log p$ y $a_v-\log p$



(FIGURA 3.5)

CONSOLIDACION

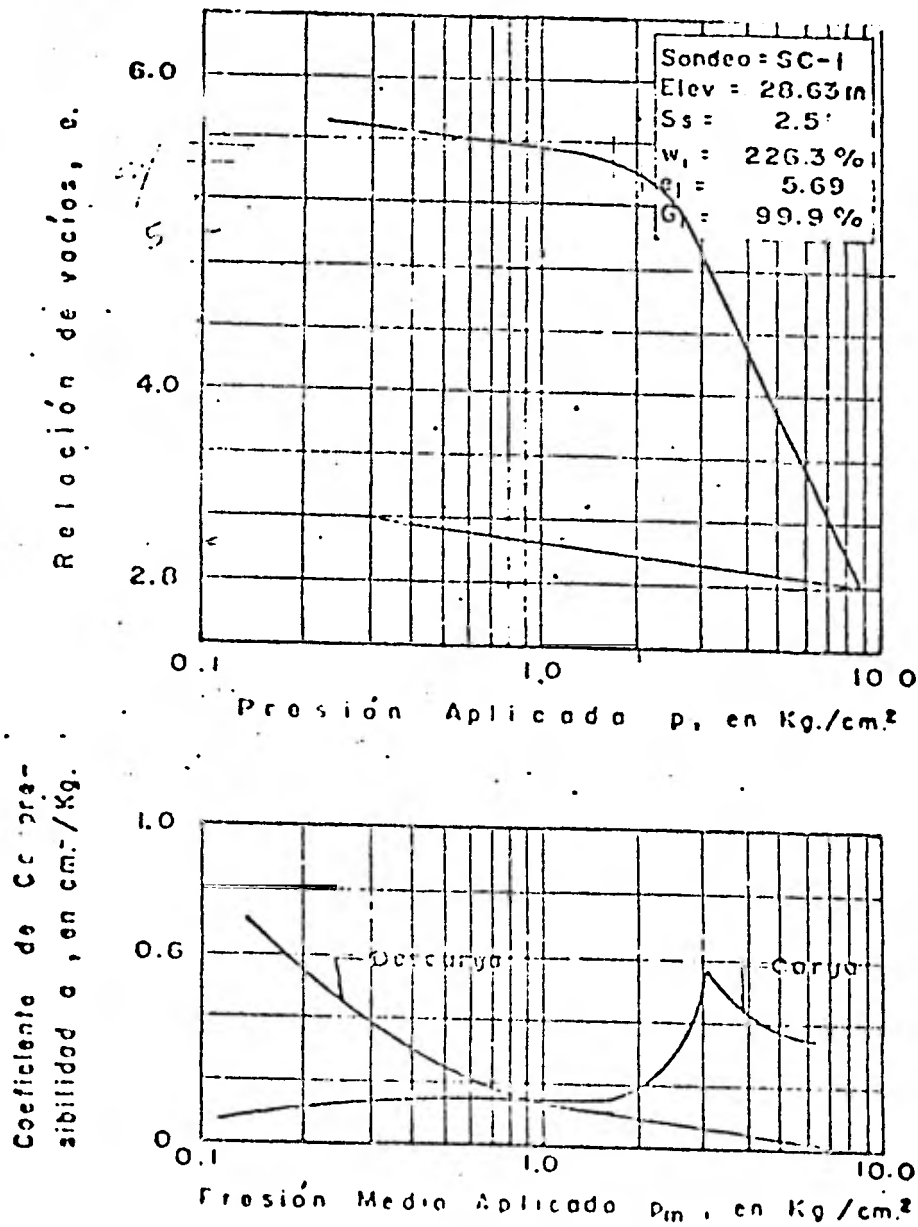
CURVAS $e-\log p$ y $a_v-\log p$



(FIGURA 3.6)

CONSOLIDACION

CURVAS $e-\log p$ y $a_v-\log p$



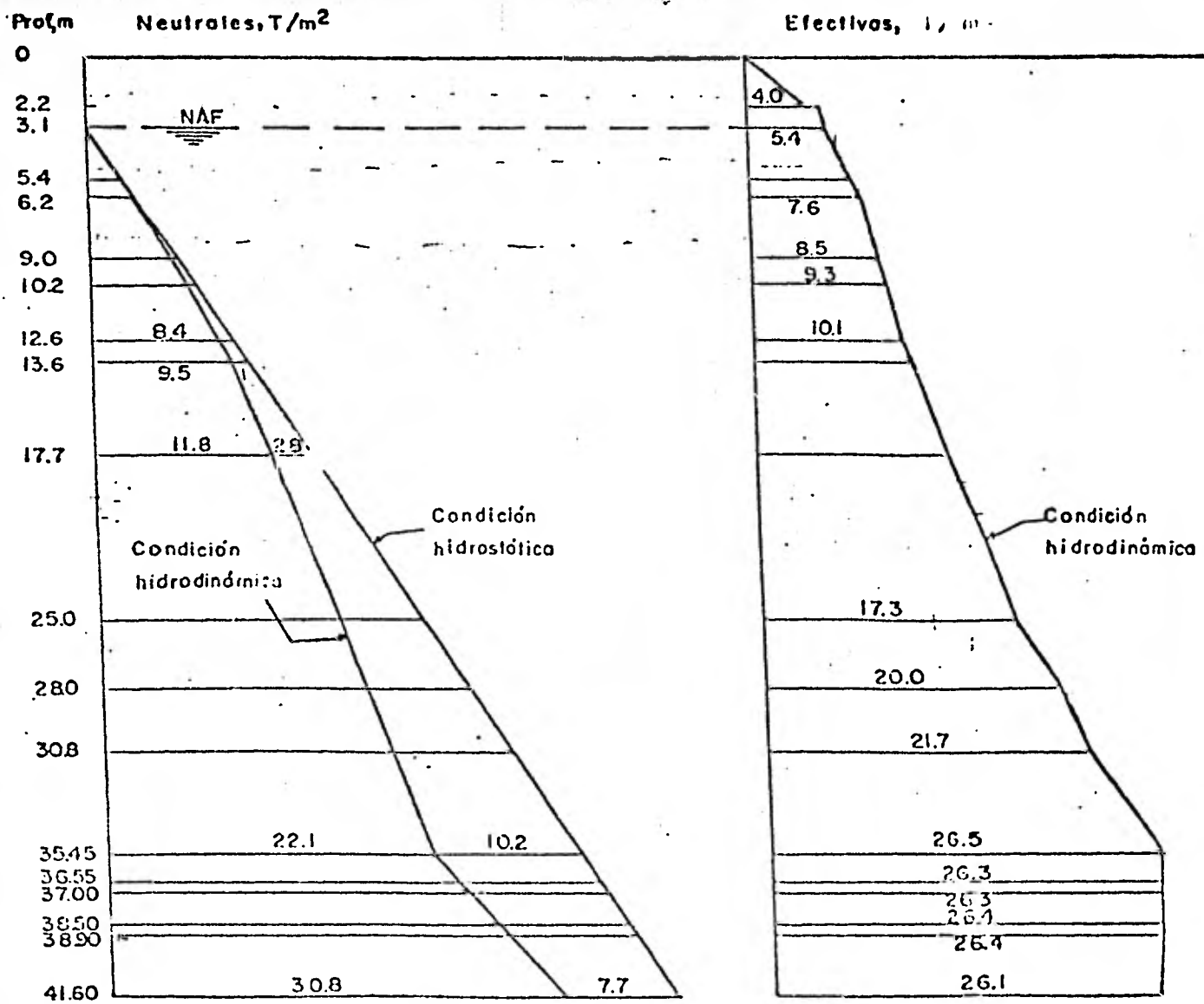


FIG. 5-7 DIAGRAMA DE PRESIONES PARA CONDICION HIDRODINAMICA

(FIGURA 3.8)

CALCULO DE LOS COEFICIENTES DE VARIACION
 VOLUMETRICA.
 UTILIZANDO LAS CURVAS DE COMPRESIBILIDAD
 Y EL DIAGRAMA DE PRESION EFECTIVA.

NEMOS :

ificio "A"

$$\begin{aligned} Z &= 5 \\ P_o &= 0.6 \text{ Kg/cm}^2 \\ \Delta e &= 0.2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} e_o &= 10 \\ mv &= \frac{0.2}{(1+10)0.24} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \sigma_z &= 0.24 \text{ Kg/cm}^2 \\ &= 0.0758 \text{ cm}^2/\text{Kg} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Z &= 12.5 \\ P_o &= 1.0 \text{ Kg/cm}^2 \\ \Delta e &= 0.3 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} e_o &= 8.9 \\ mv &= \frac{0.3}{(1+8.9)0.092} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \sigma_z &= 0.092 \text{ Kg/cm}^2 \\ &= 0.329 \text{ cm}^2/\text{Kg} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Z &= 19.5 \\ P_o &= 1.5 \\ \Delta e &= 0.05 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} e_o &= 5.2 \\ mv &= \frac{0.05}{(1+5.2)0.057} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \sigma_z &= 0.057 \text{ Kg/cm}^2 \\ &= 0.142 \text{ cm}^2/\text{Kg} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Z &= 24.5 \\ P_o &= 1.7 \text{ Kg/cm}^2 \\ \Delta e &= 0.05 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} e_o &= 5.1 \\ mv &= \frac{0.05}{(1+5.1)0.038} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \sigma_z &= 0.038 \text{ Kg/cm}^2 \\ &= 0.216 \text{ cm}^2/\text{Kg} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Z &= 27.4 \\ P_o &= 1.85 \text{ Kg/cm}^2 \\ \Delta e &= 0.01 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} e_o &= 5.3 \\ mv &= \frac{0.01}{(1+5.3)0.024} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \sigma_z &= 0.024 \text{ Kg/cm}^2 \\ &= 0.066 \text{ cm}^2/\text{Kg} \end{aligned}$$

Edificio " B "

$$\begin{aligned}Z &= 4 \\P_o &= 0.56 \text{ Kg/cm}^2 \\ \Delta e &= 0.1\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}e_o &= 10.0 \\mv &= \frac{0.1}{(1+10)0.226}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\sigma_z &= 0.226 \text{ Kg/cm}^2 \\ &= 0.0402 \text{ cm}^2/\text{Kg}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}Z &= 8 \\P_o &= 0.83 \text{ Kg/cm}^2 \\ \Delta e &= 0.3\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}e_o &= 9.8 \\mv &= \frac{0.3}{(1+9.8)0.175}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\sigma_z &= 0.175 \text{ Kg/cm}^2 \\ &= 0.1587 \text{ cm}^2/\text{Kg}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}Z &= 11.75 \\P_o &= 0.97 \text{ Kg/cm}^2 \\ \Delta e &= 0.3\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}e_o &= 8.8 \\mv &= \frac{0.3}{(1+8.8)0.136}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\sigma_z &= 0.136 \text{ Kg/cm}^2 \\ &= 0.2251 \text{ cm}^2/\text{Kg}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}Z &= 15.25 \\P_o &= 1.25 \text{ Kg/cm}^2 \\ \Delta e &= 0.2\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}e_o &= 8.4 \\mv &= \frac{0.2}{(1+8.4)0.098}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\sigma_z &= 0.098 \text{ Kg/cm}^2 \\ &= 0.2171 \text{ cm}^2/\text{Kg}\end{aligned}$$

RESUMEN DE ESFUERZOS Y DE COEFICIENTES
DE VARIACION VOLUMETRICA.

Edificio " A "

Z	5	12.5	19.5	24.5	27.4
Mts.					
σ_z ton/M ²	2.4	0.924	0.576	0.384	0.24
mv M ² /ton	0.00758	0.0329	0.0142	0.0216	0.0066

Edificio " B "

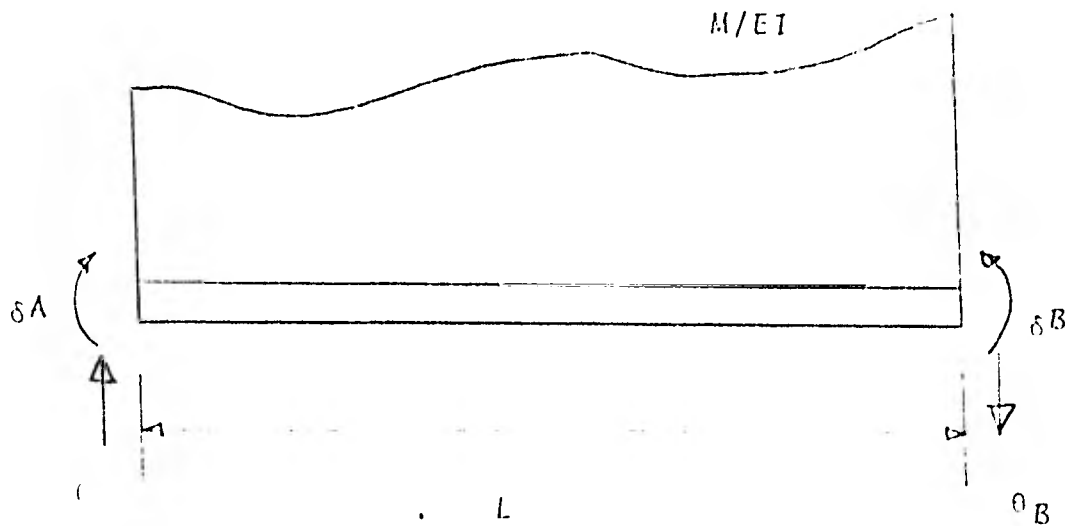
Z	4	8	11.75	15.25
Mts.				
σ_z ton/M ²	2.26	1.754	1.362	0.980
mv M ² /ton	0.00402	0.01587	0.02251	0.02117

IV.- ANALISIS DE INTERACCION SUELO-ESTRUCTURA

..-Cimentación totalmente rígida.

Se entenderá como cimentación totalmente rígida aquella en la cual los asentamientos diferenciales son de pequeña magnitud y no afectan para fines prácticos el comportamiento de toda la estructura. Ahora bien ¿bajo que condiciones se puede considerar que se presenta una cimentación totalmente rígida? Para responder a esta pregunta nos podemos auxiliar de los teoremas de la viga conjugada, para conocer en que caso los asentamientos diferenciales serán de pequeña magnitud.

Recordando que si tenemos una viga continua de sección constante sujeta a un cierto sistema de cargas y se obtiene en ella su diagrama de momento flexionante, el cual se divide entre el producto EI y se carga la viga con este cociente, a la viga ficticia cargada con el diagrama M/EI , se le denomina viga conjugada. Los apoyos de la viga conjugada deben ser la fuerza cortante, el giro real de la viga y el momento flexionante, el desplazamiento real de la viga, en los puntos externos (Figura 4.1)



(Figura 4.1)

Si nuestro cociente $\frac{M}{EI} L$ tiende a cero nos da por resultado que tanto los desplazamientos δ_A y δ_B como los giros θ_A y θ_B son iguales, lo cual resulta de la aplicación del 1er. y 2do. teorema de la viga conjugada.

Se puede considerar entonces que cuando el cociente $\frac{M}{EI} L$ resulta pequeño la cimentación se puede considerar como rígida (DEMENECHI 1980). El establecimiento de la pequeña magnitud de ese parametro es hasta cierto punto arbitraria pero podemos considerar que una precisión de 10^{-3} resulta suficientemente buena para fines prácticos.

Comprobando con los datos de la contratrabe propuesta para el edificio "A", si es una - - -
cimentación totalmente rígida tenemos :

$$W = 5.1 + 5.7 \times 6 = 39.30$$

$$= 39.30 \text{ ton/M}$$

$$= 6 \text{ mts.}$$

$$= 4.743416 \times 10^4$$

$$= 2.84472 \times 10^6$$

Como tenemos una viga empotrada en sus extremos y con una carga uniformemente repartida, momento flexionante es :

$$M = \frac{WL^2}{12} = \frac{39.30 \times 36}{12} = 117.90 \times 10^5 \text{ Kg-cm}$$

Por lo tanto el cociente:

$$\frac{ML}{EI} = \frac{117.90 \times 10^5 \times 600}{4.743416 \times 10^4 \times 2.84472 \times 10^6} = \frac{ML}{EI} = 0.0524$$

Por lo que se concluye que se necesita cambiar la contratrabe de - - - -
cimentación de 60 cm por una de 150 cm . la cual comprobaremos si cumple con nuestra condi-
ción., contratrabe de :

$$1.50 \text{ mts.} \times 0.40 \text{ mts.}$$

$$P.P. \text{ TRABE} = \frac{1.25 \times 0.40 \times 2400 \times 72}{144} = 600 \text{ Kg/M}^2$$

Calculo de cargas para planta cimentación

P. LOSA	Kg/M ²
P. TRABES	240
P. COLUMNAS	600
CARGA PARA ASENTAMIENTOS	72
TOTAL W	70
	<hr/>
	982

Si comparamos este resultado con las cargas de la planta tipo veremos que pueden considerarse las mismas cargas por unidad de longitud. Comprobamos si con los datos propuestos de la contratrabe del edificio "A" es la cimentación rpigida tenemos:

$$= 5.1 + 5.7 \times 6 = 39.30 \text{ ton/M}$$

$$= 6 \text{ mts.}$$

$$= 4.743416 \times 10^4 \text{ Kg/cm}^2$$

$$= 6.9525 \times 10^7 \text{ cm}^4$$

Momento de inercia trabe de centro

$$h = 150$$

$$b = 40$$

$$h_s = 25$$

$$b' = 16h_s + b$$

$$\therefore b' = 440 \text{ cm}$$

$$\frac{h_s}{h} = \frac{25}{150} = 0.1667$$

$$\frac{b}{b'} = \frac{40}{440} = 0.1$$

$$c = 0.185$$

$$I = cbh^3 = 0.185 \times 40 \times 150^3$$

$$I = 24975000$$

$$I = 2.4975 \times 10^7$$

Momento de inercia trabe de esquina

$$b' = 8 h_s + b$$

$$b' = 8 \times 25 + 40$$

$$\therefore b' = 240$$

$$\frac{h_s}{h} = 0.1667$$

$$\frac{b}{b'} = \frac{40}{240} = 0.16$$

$$c = 0.165$$

$$I = cbh^3 = 0.165 \times 40 \times 150^3 =$$

$$I = 2.2275 \times 10^7$$

$$I_T = 2 I_2 + I_1$$

$$I_{\text{Total}} = 6.9525 \times 10^7$$

$$M = \frac{39.3 \times 36}{12} = 117.90 \times 10^5 \text{ Kg-cm}$$

Por lo tanto :

$$\frac{ML}{EI} = \frac{117.9 \times 10^5 \times 600}{4.743416 \times 10^4 \times 6.9525 \times 10^7}$$

$$\frac{ML}{EI} = 0.0021 \approx 0$$

Lo que podemos considerar la cimentación como rígida. Los valores de la contratrabe, práctica son muy comunes en los edificios de este tipo.

Comprobando con los datos de las zapatas de cimentación propuesta para edificio "B" si es una cimentación rígida tenemos :

$$= 4.5 + 5.1 \times 2 = 14.70 \text{ ton/M}$$

$$= 14.70 \text{ ton/M}$$

$$= 6 \text{ mts.}$$

$$= 4.743416 \times 10^4$$

$$= 2.84472 \times 10^6$$

Como tenemos una viga empotrada en sus extremos y con una carga uniforme repartida, el momento flexionante es :

$$M = \frac{WL^2}{12} = \frac{14.70 \times 36}{12} = 44.10 \times 10^5 \text{ Kg-cm.}$$

Por lo tanto el cociente:

$$\frac{ML}{EI} = \frac{44.10 \times 10^5 \times 600}{4.743416 \times 10^4 \times 2.84472 \times 10^6} = \frac{ML}{EI} = 0.0196$$

Por lo que se concluye que se necesita cambiar la zapata de 60 cm. de - - peralte por una de 150 cm. de peralte y de 50 cm. de ancho por 150 cm. de ancho y seguidamente comprobaremos si cumple con nuestra condición.

Se puede considerar para fines prácticos la misma carga por unidad de longitud por lo que :

$$W = 4.5 + 5.1 \times 2 = 14.70 \text{ ton/M}$$

$$L = 6 \text{ mts.}$$

$$E = 4.743416 \times 10^4 \text{ Kg/cm}^2$$

$$I = 1.265625 \times 10^8$$

$$I = \frac{bh^3}{12} = \frac{150 \times 150^3}{12} = 4.21875 \times 10^7$$

$$I = 4.21875 \times 10^7 \times 3 = 1.265625 \times 10^8$$

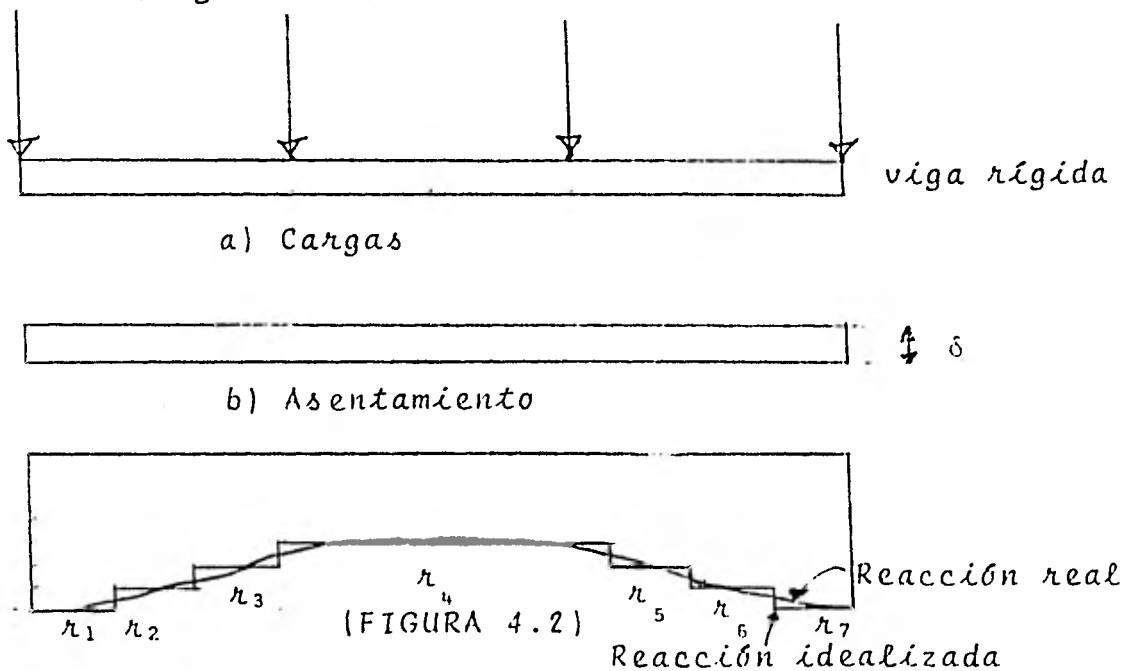
$$M = \frac{WL^2}{12} = \frac{14.7 \times 36}{12} = 44.10 \times 10^5 \text{ Kg-cm}$$

Por lo tanto el cociente :

$$\frac{ML}{EI} = \frac{44.10 \times 10^5 \times 600}{4.743416 \times 10^4 \times 1.265625 \times 10^8} = 0.0004 \approx 0$$

Por lo que podemos considerar la cimentación como rígida, dichos valores - las zapatas en la práctica son muy comunes en los edificios de este tipo.--

2. Interacción Suelo - Estructura para cimentaciones rígidas (Deméneghi 1980)
Consideramos una cimentación totalmente rígida sujeta a un sistema de -- cargas verticales (Figura 4.2)



Dado que se trata de una cimentación totalmente rígida, el asentamiento - será uniforme y lo denominaremos δ . por otro lado, el asentamiento bajo el - punto i , δ_i valdrá :

$$\sigma_i = \sum_{J=1}^{NP} m v_j \delta_j + \sum_{K=1}^m \frac{I_{i,J,K} \cdot r_K}{b_K}$$

En donde :

m = Número de reacciones

NP = Número de estratos

H = Espesor del estrato

Mv = Coeficiente de variación volumétrica.

I_i, J, K = Valor de influencia

r_K = Reacción del terreno

b_K = Ancho de la cimentación

Esta ecuación la aplicamos a cada uno de los puntos donde se encuentran las reacciones r_i . Como se tiene un solo asentamiento δ , todos los i serán iguales entre sí e igual a δ , por lo tanto tendremos M ecuaciones. El número de incógnitas será igual al número de reacciones M más el desplazamiento es decir falta una ecuación, la cual puede ser la de equilibrio de fuerzas verticales, por lo que:

$$F = \sum_{i=1}^m W_i = \sum_{i=1}^m r_i l$$

Por lo tanto el problema se resuelve con un sistema de ecuaciones de la siguiente forma:

$$\alpha_{11}r_1 + \alpha_{12}r_2 + \alpha_{13}r_3 + \dots + \alpha_{1n}r_n - \delta = 0$$

$$\alpha_{21}r_1 + \alpha_{22}r_2 + \alpha_{23}r_3 + \dots + \alpha_{2n}r_n - \delta = 0$$

$$\alpha_{31}r_1 + \alpha_{32}r_2 + \alpha_{33}r_3 + \dots + \alpha_{3n}r_n - \delta = 0$$

$$\alpha_{n1}r_1 + \alpha_{n2}r_2 + \alpha_{n3}r_3 + \dots + \alpha_{nn}r_n - \delta = 0$$

$$\sum F_y = 0$$

DONDE:

$$\delta = m \nu P H$$

$$\Delta P = \frac{I r}{b}$$

$$\alpha = m \nu I H$$

Resolviendo el método para las dos estructuras tenemos:

edificio " A "

Explotando la simetría tenemos :

$$u_1 = u_5$$

$$u_2 = u_4$$

$$u_4$$

$$(1) 0.0237256u_1 + 0.0398079u_2 + 0.0168803u_3 - \delta = 0$$

$$(2) 0.0227055u_1 + 0.0587178u_2 + 0.0305777u_3 - \delta = 0$$

$$(3) 0.0193824u_1 + 0.0609784u_2 + 0.0418375u_3 - \delta = 0$$

$$(4) 12u_1 + 24u_2 + 12u_3 - 0 \delta = 1886.4$$

Resolviendo el sistema nos da :

$$u_1 = 163.986266$$

$$u_2 = -30.670554$$

$$u_3 = 54.554842$$

$$\delta = 29 \text{ cm.}$$

EDIFICIO " B "

Explotando la simetría tenemos :

$$h_1 = h_{11}$$

$$h_2 = h_{10}$$

$$h_3 = h_9$$

$$h_4 = h_8$$

$$h_5 = h_7$$

$$h_6$$

$$\begin{aligned} &.003940h_1 + 0.004720h_2 + 0.001853h_3 + 0.000744h_4 + 0.000417h_5 + 0.000132h_6 - \delta = 0 \\ &.0028658h_1 + 0.0078842h_2 + 0.0047436h_3 + 0.001898h_4 + 0.0004414h_5 + 0.0003534h_6 - \delta = 0 \\ &.0011249h_1 + 0.0047436h_2 + 0.0079298h_3 + 0.0048409h_4 + 0.0021872h_5 + 0.0007099h_6 - \delta = 0 \\ &.0004459h_1 + 0.001898h_2 + 0.0048409h_3 + 0.008219h_4 + 0.0054193h_5 + 0.0018338h_6 - \delta = 0 \\ &.0002090h_1 + 0.0008414h_2 + 0.0021872h_3 + 0.0054193h_4 + 0.0096994h_5 + 0.0047094h_6 - \delta = 0 \\ &.0001516h_1 + 0.0007068h_2 + 0.0014198h_3 + 0.0036676h_4 + 0.0094188h_5 + 0.0078656h_6 - \delta = 0 \end{aligned}$$

$$12h_1 + 24h_2 + 24h_3 + 24h_4 + 24h_5 + 12h_6 - 0\delta = 1763.999969$$

Resolviendo el sistema nos da:

$$h_1 = 157.953759$$

$$h_2 = -2.7345037$$

$$h_3 = 96.040250$$

$$h_4 = -49.112330$$

$$h_5 = 16.170652$$

$$h_6 = 65.870159$$

$$\delta = 6 \text{ cm.}$$

Por las ecuaciones anteriores, y por los resultados obtenidos se observa que se presentan valores negativos en algunas reacciones del suelo, cual no es lógico; Estos valores se debieron a que los espesores de los estratos son muy grandes, y el cálculo del asentamiento en un suelo en rigor debe realizarse como una integral es decir:

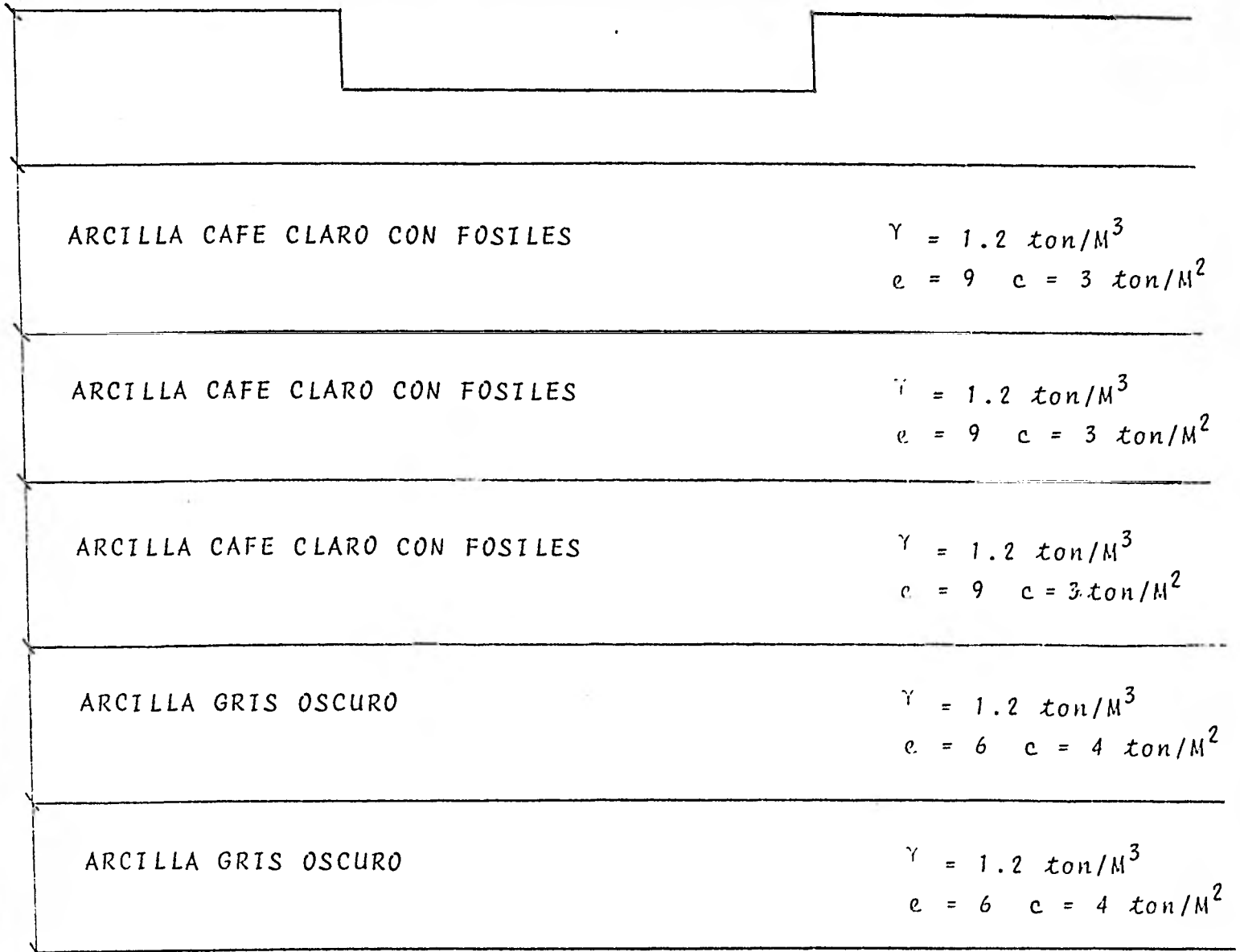
$$\delta = \int mv APdz$$

Al hacer los incrementos de dz muy grandes, al resolver numéricamente el problema, los estratos no son muy representativos. Por otro lado se puede ver que van a dar resultados negativos al observar la matriz del sistema de ecuaciones, debido a que no es una matriz dominante, lo importante en este tipo de problemas es reducir el espesor de los estratos, lo cual a su vez conduce en general a que la matriz sea dominante.

Debido a la conclusión anterior se procede a cambiar los espesores de los primeros estratos para lograr que el suelo trabaje coherentemente y den resultados positivos en las reacciones del terreno.

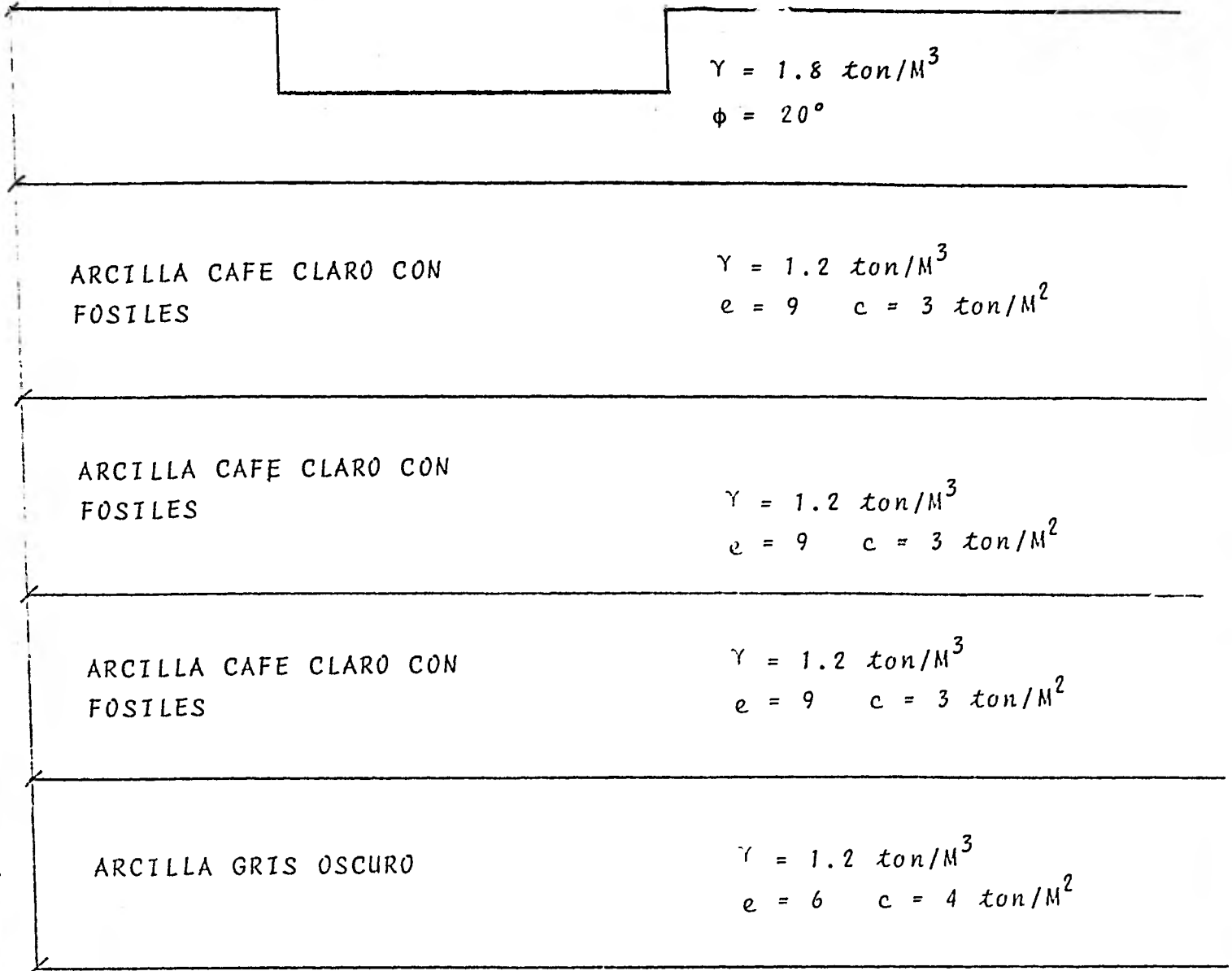
Por lo que es necesario dividir en 3 el 1er. estrato en el caso A y en 2 el 1er. estrato en el caso B.

PERFIL ESTRATIGRAFICO
EDIFICIO " A "



PERFIL ESTRATIGRAFICO

Edificio "B"



CALCULO DE LOS ESFUERZOS VERTICALES
EDIFICIO " A "

STRATO 1

$$= 2$$

$$= \frac{6}{2} = 3$$

$$= \frac{6}{2} = 3$$

$$w_0 = 0.245 \times 4 = 0.980$$

$$w_z = 0.9800 \times 3 = 2.94 \text{ ton/M}^2$$

STRATO 2

$$= 4$$

$$= \frac{6}{4} = 1.5$$

$$= \frac{6}{4} = 1.5$$

$$w_0 = 0.217 \times 4 = 0.868$$

$$w_z = 0.8680 \times 3 = 2.604 \text{ ton/M}^2$$

STRATO 3

$$= 7$$

$$= \frac{6}{7} = 0.8571$$

$$= \frac{6}{7} = 0.8571$$

$$w_0 = 0.158 \times 4 = 0.632$$

$$w_z = 0.6320 \times 3 = 1.896 \text{ ton/M}^2$$

ESTRATO 4

$$z = 12.5$$

$$m = \frac{6}{12.5} = 0.48$$

$$n = \frac{6}{12.5} = 0.48$$

$$w_0 = 0.078 \times 4 = 0.312$$

$$\sigma_z = 0.3120 \times 3 = 0.936 \text{ ton/M}^2$$

ESTRATO 5

$$z = 19.5$$

$$m = \frac{6}{19.5} = 0.3070$$

$$n = \frac{6}{19.5} = 0.3070$$

$$w_0 = 0.0400 \times 4 = 0.160$$

$$\sigma_z = 0.160 \times 3 = 0.480 \text{ ton/M}^2$$

CALCULO DE LOS ESFUERZOS VERTICALES
EDIFICIO " B "

RATO 1

$$\frac{3}{3} = 1$$

$$\frac{6}{3} = 2$$

$$\frac{15}{3} = 5$$

$$0.24 \times 4 = 0.96$$

$$2.45 \times 0.96 = 2.352 \text{ ton/M}^2$$

RATO 2

$$\frac{5}{5} = 1$$

$$\frac{6}{5} = 1.20$$

$$\frac{15}{5} = 3$$

$$0.218 \times 4 = 0.872$$

$$2.45 \times 0.872 = 2.1364 \text{ ton/M}^2$$

RATO 3

$$\frac{8}{8} = 1$$

$$\frac{6}{8} = 0.75$$

$$\frac{15}{8} = 1.875$$

$$0.175 \times 4 = 0.700$$

$$2.45 \times 0.70 = 1.715 \text{ ton/M}^2$$

ESTRATO 4

$$z = 11.75$$

$$m = \frac{6}{11.75} = 0.5106$$

$$n = \frac{15}{11.75} = 1.2766$$

$$W_0 = 0.133 \times 4 = 0.5320$$

$$\sigma_z = 2.45 \times 0.5320 = 1.3034 \text{ ton/M}^2$$

VALORES DE INFLUENCIA
 EDIFICIO " A "
 PRESION UNITARIA EN 1

	1	2	3	4	5
0	0	1.5	4.5	7.5	10.5
1	.35580	.10061	.00730	.00117	.00030
2	.20954	.13065	.02836	.00653	.00192
3	.01516	.00868	.00268	.00080	.00027
4	.00413	.00350	.00226	.00125	.00065
5	.00159	.00149	.00124	.00094	.00066

PRESION UNITARIA EN 2

	1.5	0(X2)	1.5	4.5	7.5
1	.12476	.71165	.12476	.01001	.00173
2	.19344	.41908	.19344	.04157	.00997
3	.01735	.03032	.01735	.00536	.00159
4	.00700	.00825	.00700	.00452	.00250
5	.00299	.00319	.00299	.00248	.00187

PRESION UNITARIA EN 3

	1	2	3	4	5
2	4.5	1.5	0(X2)	1.5	4.5
1	.01001	.12476	.71165	.12476	.01001
2	.04157	.19344	.41908	.19344	.04157
3	.00536	.01735	.03032	.01735	.00536
4	.00452	.00700	.00825	.00700	.00452
5	.00248	.00299	.00319	.00299	.00248

PRESION UNITARIA EN 4

	1	2	3	4	5
2	7.5	4.5	1.5	0(X2)	1.5
1	.00173	.01001	.12476	.71165	.12476
2	.00997	.04157	.19344	.41908	.19344
3	.00159	.00536	.01735	.03032	.01735
4	.00250	.00452	.00700	.00825	.00700
5	.00187	.00248	.00299	.00319	.00299

PRESION UNITARIA EN 5

	1	2	3	4	5
2	10.5	7.5	4.5	1.5	0
1	.00030	.00117	.00730	.10061	.35580
2	.00192	.00653	.02836	.13065	.20954
3	.00027	.00080	.00268	.00868	.01516
4	.00065	.00125	.00226	.00350	.00413
5	.00066	.00094	.00124	.00149	.00159

EDIFICIO " B "
PRESION UNITARIA EN 1.

	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
ℓ	0	1.5	4.5	7.5	10.5	13.5	16.5	19.5	22.5	25.5	28.5
1	.16800	.07230	.00720	.00112	.00027	.00009	.00000	.00000	.00000	.00000	.00000
2	.07470	.05117	.01325	.00322	.00095	.00034	.00014	.00007	.00000	.00000	.00000
3	.00379	.00217	.00067	.00020	.00007	.00003	.00001	.00001	.00000	.00000	.00000
4	.00144	.00114	.00064	.00031	.00014	.00007	.00004	.00002	.00001	.00001	.00000

PRESION UNITARIA EN 2.

ℓ	1.5	0(x2)	1.5	4.5	7.5	10.5	13.5	16.5	19.5	22.5	25.5
1	.09466	.33610	.09466	.00985	.00165	.00042	.00014	.00006	.00000	.00000	.00000
2	.07852	.14940	.07852	.01965	.00492	.00151	.00056	.00024	.00012	.00006	.00000
3	.00434	.00758	.00434	.00134	.00040	.00014	.00005	.00002	.00001	.00001	.00000
4	.00229	.00287	.00229	.00129	.00061	.00029	.00014	.00007	.00004	.00002	.00001

PRESION UNITARIA EN 3.

ℓ	4.5	1.5	0(x2)	1.5	4.5	7.5	10.5	13.5	16.5	19.5	22.5
1	.00985	.09466	.33610	.09466	.00985	.00165	.00042	.00014	.00006	.00001	.00000
2	.01965	.07852	.14942	.07852	.01965	.00492	.00151	.00056	.00024	.00012	.00006
3	.00134	.00434	.00758	.00434	.00134	.00040	.00014	.00005	.00002	.00001	.00001
4	.00129	.00229	.00287	.00229	.00129	.00061	.00029	.00014	.00007	.00004	.00002

PRESION UNITARIA EN 4.

	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
ℓ	7.5	4.5	1.5	0(x2)	1.5	4.5	7.5	10.5	13.5	16.5	19.5
1	.00165	.00985	.09466	.33610	.09466	.00985	.00165	.00042	.00014	.00006	.00000
2	.00492	.01965	.07852	.14940	.07852	.01965	.00492	.00151	.00056	.00024	.00012
3	.00040	.00134	.00434	.00758	.00434	.00134	.00040	.00014	.00005	.00002	.00001
4	.00061	.00129	.00229	.00287	.00229	.00129	.00061	.00029	.00014	.00007	.00004

PRESION UNITARIA EN 5.

ℓ	10.5	7.5	4.5	1.5	0(x2)	1.5	4.5	7.5	10.5	13.5	16.5
1	.00042	.00165	.00985	.09466	.33610	.09466	.00985	.00165	.00042	.00014	.00006
2	.00151	.00492	.01965	.07852	.14940	.07852	.01965	.00492	.00151	.00056	.00024
3	.00014	.00040	.00134	.00434	.00758	.00434	.00134	.00040	.00014	.00005	.00002
4	.00029	.00061	.00129	.00229	.00287	.00229	.00129	.00061	.00029	.00014	.00007

PRESION UNITARIA EN 6.

ℓ	13.5	10.5	7.5	4.5	1.5	0(x2)	1.5	4.5	7.5	10.5	13.5
1	.00014	.00042	.00165	.00985	.09466	.33610	.09466	.00985	.00165	.00042	.00014
2	.00056	.00151	.00492	.01965	.07852	.14940	.07852	.01965	.00492	.00151	.00056
3	.00005	.00014	.00040	.00134	.00434	.00758	.00434	.00134	.00040	.00014	.00005
4	.00014	.00029	.00061	.00129	.00229	.00287	.00229	.00129	.00061	.00029	.00014

PRESION UNITARIA EN 7.

	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
z	16.5	13.5	10.5	7.5	4.5	1.5	0(x2)	1.5	4.5	7.5	10.5
1	.00006	.00014	.00042	.00165	.00985	.09466	.33610	.09466	.00985	.00165	.00042
2	.00024	.00056	.00151	.00492	.01965	.07852	.14940	.07852	.01965	.00492	.00151
3	.00002	.00005	.00014	.00040	.00134	.00434	.00758	.00434	.00134	.00040	.00014
4	.00007	.00014	.00029	.00061	.00129	.00229	.00287	.00229	.00129	.00061	.00029

PRESION UNITARIA EN 8.

	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
z	19.5	16.5	13.5	10.5	7.5	4.5	1.5	0(x2)	1.5	4.5	7.5
1	.00000	.00006	.00014	.00042	.00165	.00985	.09466	.33610	.09466	.00985	.00165
2	.00012	.00024	.00056	.00151	.00492	.01965	.07852	.14940	.07852	.01965	.00492
3	.00001	.00002	.00005	.00014	.00040	.00134	.00434	.00758	.00434	.00134	.00040
4	.00004	.00007	.00014	.00029	.00061	.00129	.00229	.00287	.00229	.00129	.00061

PRESION UNITARIA EN 9.

	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
z	22.5	19.5	16.5	13.5	10.5	7.5	4.5	1.5	0(x2)	1.5	4.5
1	.00000	.00000	.00006	.00014	.00042	.00165	.00985	.09466	.33610	.09466	.00985
2	.00005	.00012	.00024	.00056	.00151	.00492	.01965	.07852	.14940	.07852	.01965
3	.00001	.00001	.00002	.00005	.00014	.00040	.00134	.00434	.00758	.00434	.00134
4	.00002	.00004	.00007	.00014	.00029	.00061	.00129	.00229	.00287	.00229	.00129

PRESION UNITARIA EN 10.

	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
ℓ	5.5	22.5	19.5	16.5	13.5	10.5	7.5	4.5	1.5	0(x2)	1.5
1	.00000	.00000	.00000	.00006	.00014	.00042	.00165	.00985	.09466	.33610	.09466
2	.00000	.00006	.00012	.00024	.00056	.00151	.00492	.01965	.07852	.14940	.07852
3	.00000	.00001	.00001	.00002	.00005	.00014	.00040	.00134	.00434	.00758	.00434
4	.00001	.00002	.00004	.00007	.00014	.00029	.00061	.00129	.00229	.00287	.00229

PRESION UNITARIA EN 11.

	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
ℓ	28.5	25.5	22.5	19.5	16.5	13.5	10.5	7.5	4.5	1.5	0
1	.00000	.00000	.00000	.00000	.00000	.00009	.00027	.00112	.00720	.07233	.16800
2	.00000	.00000	.00000	.00007	.00014	.00034	.00095	.00322	.01325	.05117	.07470
3	.00000	.00000	.00000	.00001	.00001	.00003	.00007	.00020	.00067	.00217	.00379
4	.00000	.00001	.00001	.00002	.00004	.00007	.00014	.00031	.00064	.00114	.00144

CALCULO DE LOS COEFICIENTES DE VARIACION
VOLUMETRICA.

Edificio "A"

= 2

$$p = 0.35 \text{ Kg/cm}^2$$

$$e = 0.05$$

$$e_0 = 10.0$$

$$mv = \frac{0.05}{(1+10)}$$

$$= 0.0155 \text{ cm}^2/\text{Kg}$$

$$\sigma_z = 0.294 \text{ Kg/cm}^2$$

= 4

$$p = 0.56 \text{ Kg/cm}^2$$

$$e = 0.1$$

$$e_0 = 10.0$$

$$mv = \frac{0.1}{(1+10)}$$

$$= 0.0349 \text{ cm}^2/\text{Kg}$$

$$\sigma_z = 0.2604 \text{ Kg/cm}^2$$

= 7

$$p = 0.835 \text{ Kg/cm}^2$$

$$e = 0.1$$

$$e_0 = 9.9$$

$$mv = \frac{0.1}{(1+9.9)}$$

$$= 0.04814 \text{ cm}^2/\text{Kg}$$

$$\sigma_z = 0.1896 \text{ Kg/cm}^2$$

= 12.5

$$p = 1.0 \text{ Kg/cm}^2$$

$$e = 0.2$$

$$e_0 = 8.9$$

$$mv = \frac{0.2}{(1+8.9)}$$

$$= 0.2158 \text{ cm}^2/\text{Kg}$$

$$\sigma_z = 0.0936 \text{ Kg/cm}^2$$

= 19.5

$$p = 1.5 \text{ Kg/cm}^2$$

$$e = 0.05$$

$$e_0 = 5.2$$

$$mv = \frac{0.05}{(1+5.2)}$$

$$= 0.168 \text{ cm}^2/\text{Kg}$$

$$\sigma_z = 0.0480 \text{ Kg/cm}^2$$

Edificio "B"

$$z = 3$$

$$P_o = 0.53 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\Delta e = 0.2$$

$$e_o = 10$$

$$mv = \frac{0.2}{(1+10)0.2352}$$

$$\sigma_z = 0.2352 \text{ Kg/cm}^2$$

$$= 0.0773 \text{ cm}^2/\text{Kg}$$

$$z = 5$$

$$P_o = 0.6 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\Delta e = 0.1$$

$$e_o = 10$$

$$mv = \frac{0.1}{(1+10)(0.2136)}$$

$$\sigma_z = 0.21364 \text{ Kg/cm}^2$$

$$= 0.0426 \text{ cm}^2/\text{Kg}$$

$$z = 8$$

$$P_o = 0.83 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\Delta e = 0.1$$

$$e_o = 9.9$$

$$mv = \frac{0.1}{(1+9.9)0.1715}$$

$$\sigma_z = 0.1715 \text{ Kg/cm}^2$$

$$= 0.535 \text{ cm}^2/\text{Kg}$$

$$z = 11.15$$

$$P_o = 0.97 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\Delta e = 0.3$$

$$e_o = 8.9$$

$$mv = \frac{0.3}{(1+8.9)0.1303}$$

$$\sigma_z = 0.13034 \text{ Kg/cm}^2$$

$$= 0.2326 \text{ cm}^2/\text{Kg}$$

RESUMEN DE ESFUERZOS Y DE COEFICIENTES
DE VARIACION VOLUMETRICA.

Edificio " A "

z mts.	2	4	7	12.5	19.5
σ_z ton/M ²	2.94	2.604	1.896	0.936	0.480
mv M ² /ton	0.00155	0.00349	0.00484	0.02158	0.0168

Edificio " B "

z mts.	3	5	8	11.75
σ_z ton/M ²	2.352	2.1364	1.715	1.3034
mv M ² /ton	0.00773	0.00426	0.00535	0.02326

Volviendo a resolver las estructuras tenemos:

Edificio "A"

Explotando la simetria tenemos que:

$$k_1 = k_5$$

$$k_2 = k_4$$

$$k_3$$

$$0.003707k_1 + 0.004185k_2 + 0.004468k_3 - \delta = 0$$

$$0.002148k_1 + 0.008739k_2 + 0.001409k_3 - \delta = 0$$

$$0.001520k_1 + 0.006964k_2 + 0.007340k_3 - \delta = 0$$

$$12k_1 + 24k_2 + 12k_3 - 0\delta = 1886.4$$

Resolviendo el sistema se tiene

$$k_1 = 68.4747$$

$$k_2 = 35.435$$

$$k_3 = 17.8552$$

$$\delta = 12 \text{ cm.}$$

EDIFICIO " B "

Explotando la simetria tenemos que :

$$u_1 = u_{11}$$

$$u_2 = u_{10}$$

$$u_3 = u_9$$

$$u_4 = u_8$$

$$u_5 = u_7$$

$$u_6$$

$$\begin{aligned} 0.003438u_1 + 0.002413u_2 + 0.002867u_3 + 0.000130u_4 + 0.000055u_5 + 0.000019u_6 - \delta &= 0 \\ 0.001662u_1 + 0.006667u_2 + 0.002247u_3 + 0.000462u_4 + 0.000155u_5 + 0.000046u_6 - \delta &= 0 \\ 0.000190u_1 + 0.002416u_2 + 0.006874u_3 + 0.002431u_4 + 0.000499u_5 + 0.000126u_6 - \delta &= 0 \\ 0.000076u_1 + 0.000462u_2 + 0.002431u_3 + 0.006911u_4 + 0.002538u_5 + 0.000453u_6 - \delta &= 0 \\ 0.000030u_1 + 0.000145u_2 + 0.000579u_3 + 0.002538u_4 + 0.007318u_5 + 0.002412u_6 - \delta &= 0 \\ 0.000022u_1 + 0.000092u_2 + 0.000252u_3 + 0.000906u_4 + 0.004824u_5 + 0.006865u_6 - \delta &= 0 \\ 12u_1 + 24u_2 + 24u_3 + 24u_4 + 24u_5 + 12u_6 - 0 \delta &= 1763.999969 \end{aligned}$$

Resolviendo el sistema se tiene.

$$u_1 = 28.60984$$

$$u_2 = 12.5828$$

$$u_3 = 13.87136$$

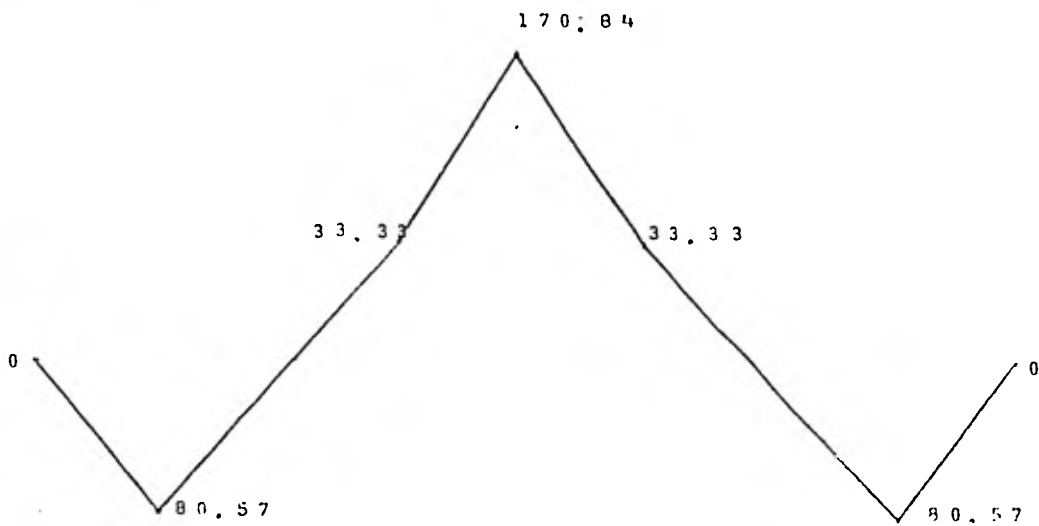
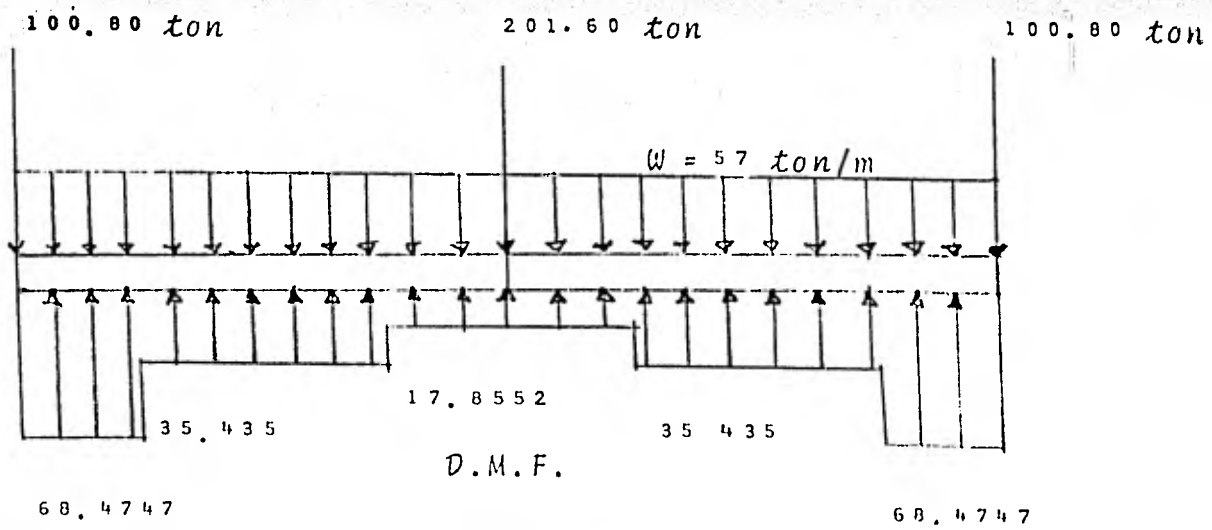
$$u_4 = 13.08452$$

$$u_5 = 13.004558$$

$$u_6 = 13.2987$$

$$\delta = 4 \text{ cm.}$$

V. ANALISIS COMPARATIVO
 V.1: ELEMENTOS MECANICOS (MOMENTO FLEXIONANTE Y
 FUERZA CORTANTE.) FIGURAS V.1, V.2, V.3, V.4



D.F.C.

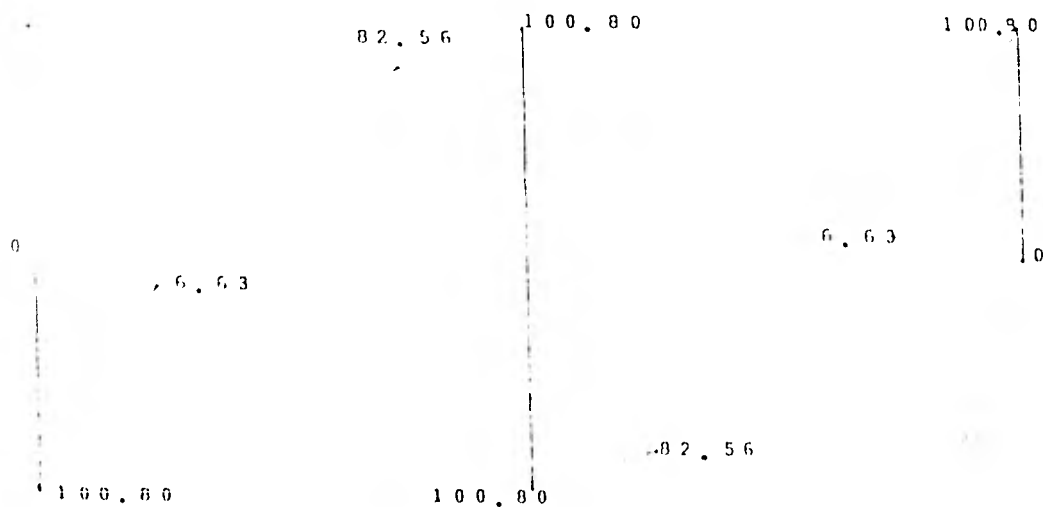
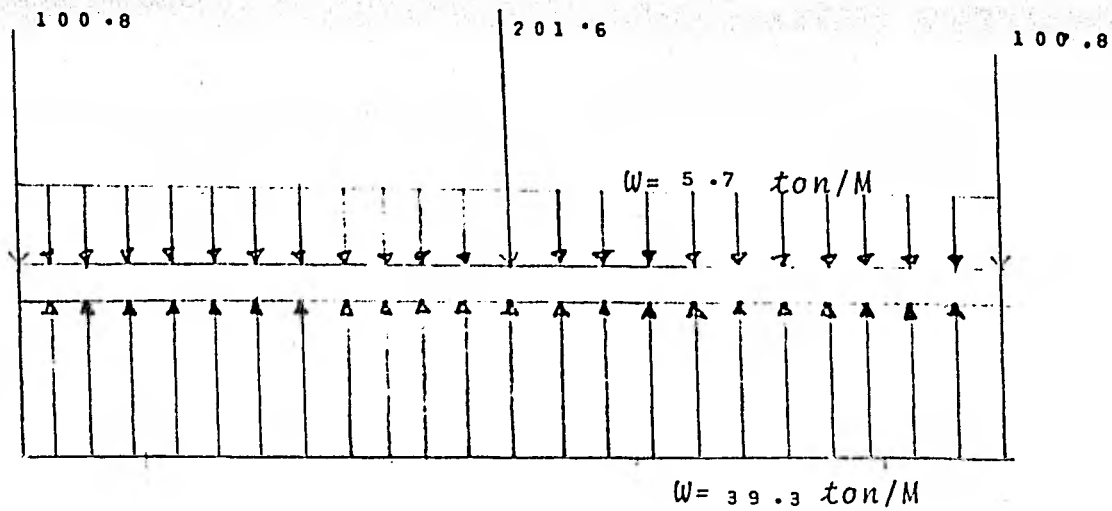
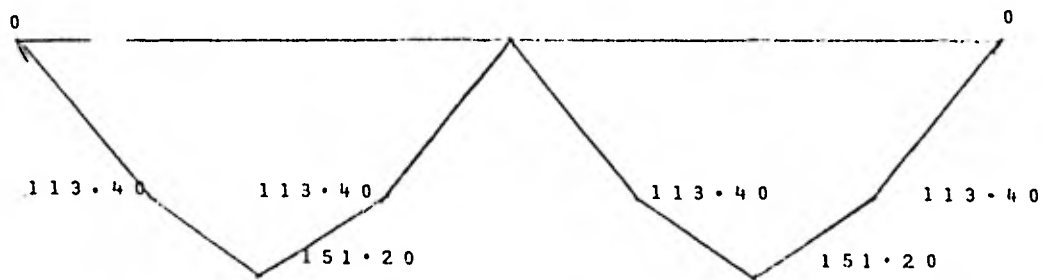


FIGURA V. 1



D.M.F.



D.F.C.

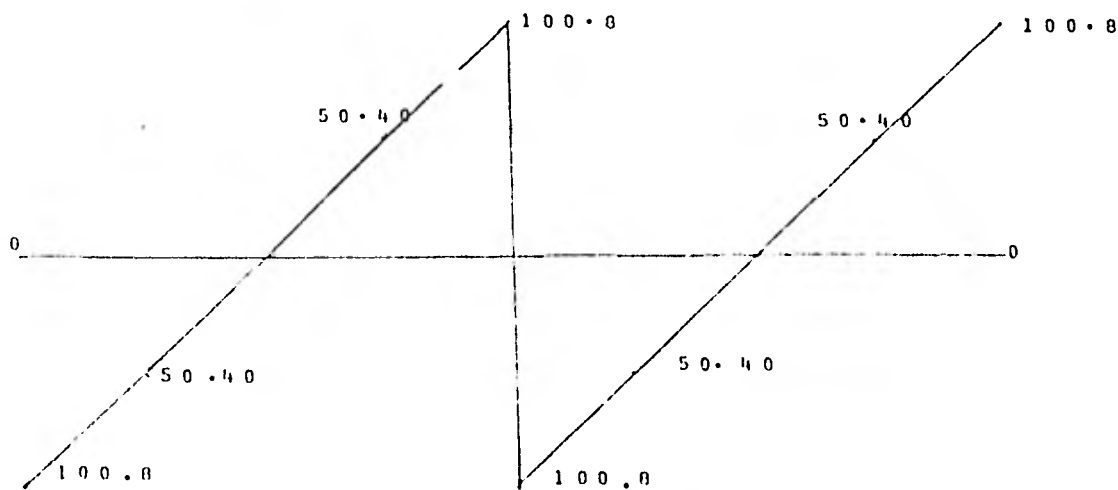
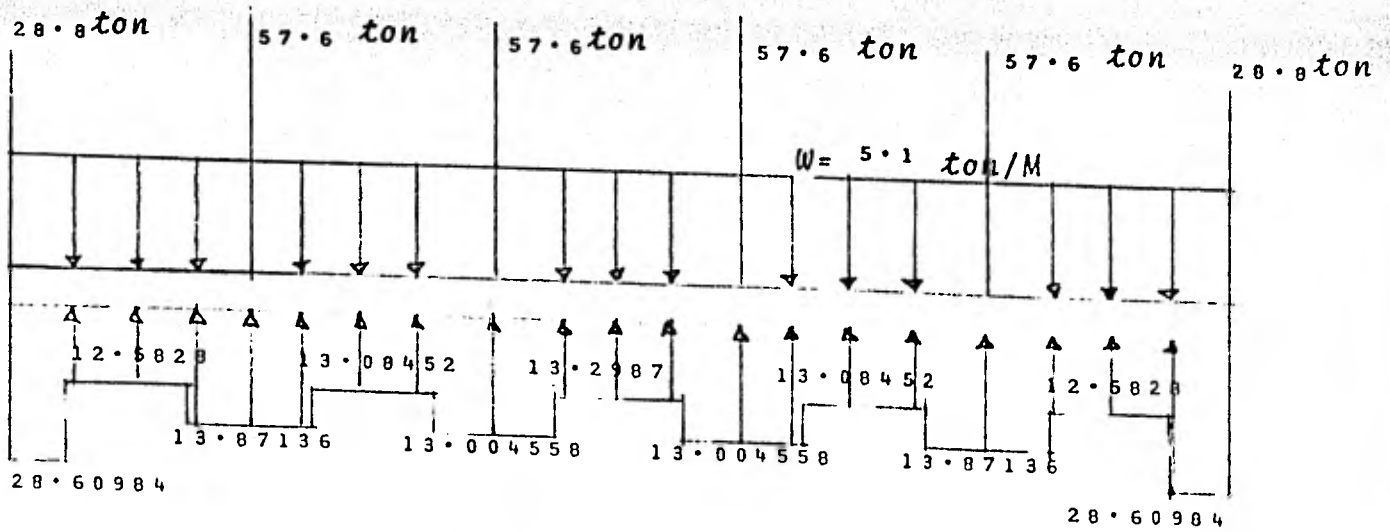
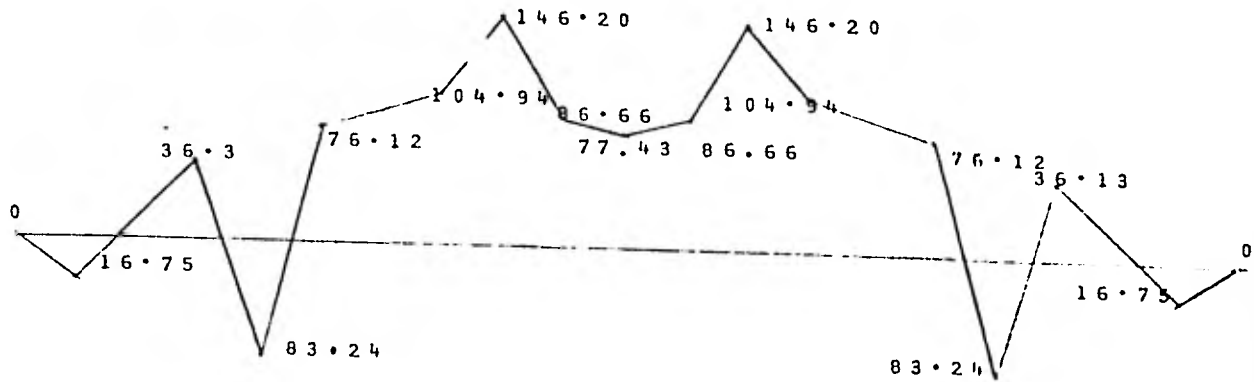


FIGURA V.2



D.M.F.



D.F.C.

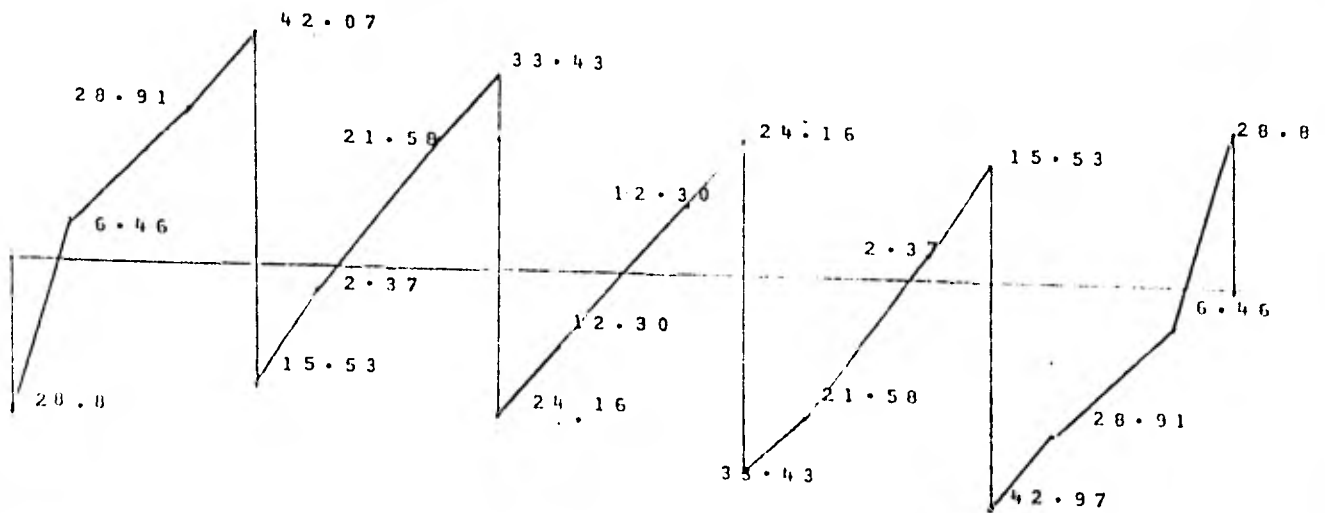
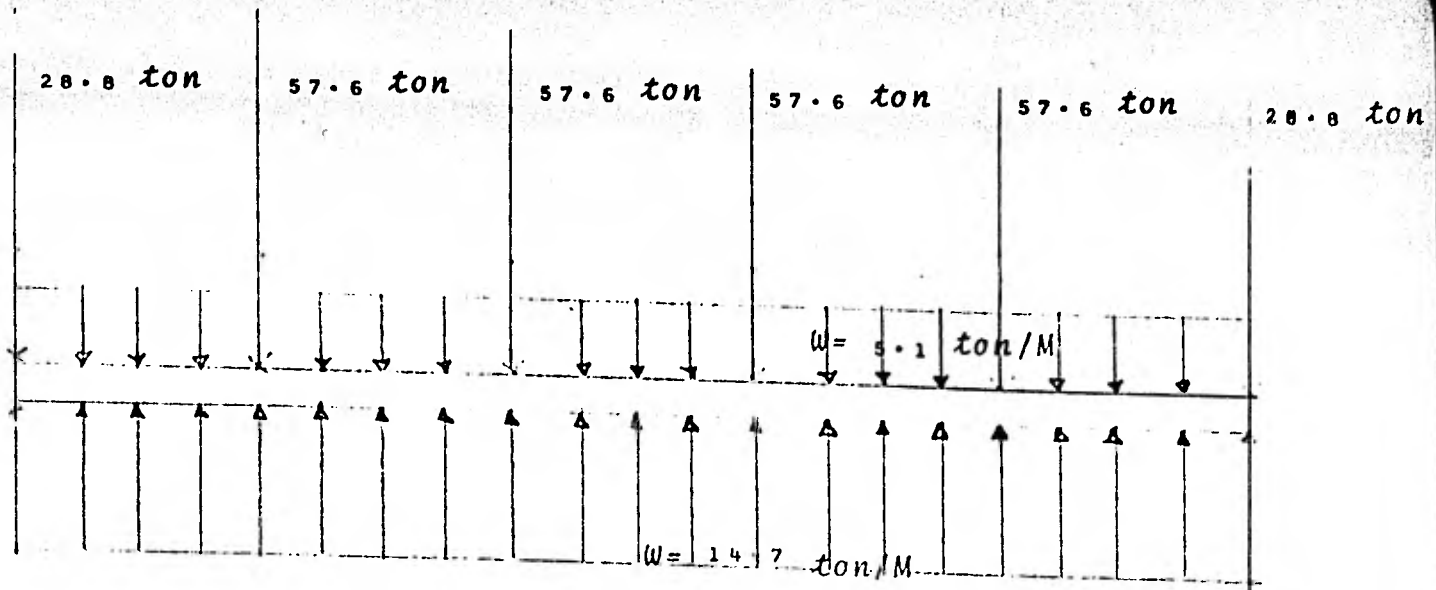
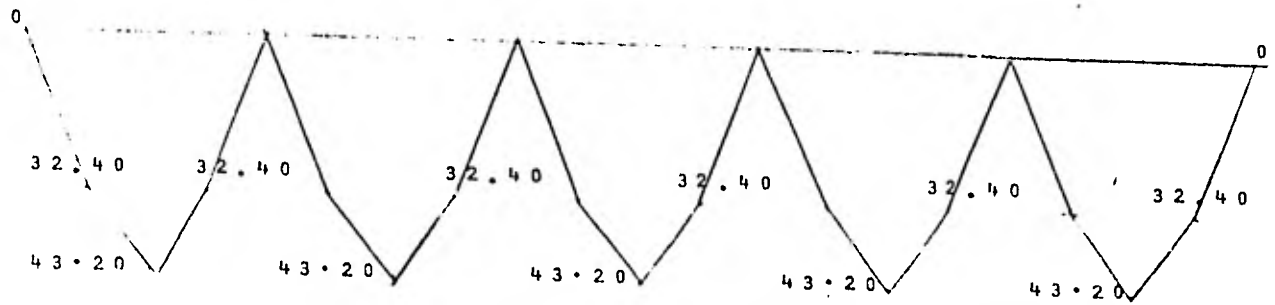


FIGURA V. 3



D.M.F.



D.F.C.

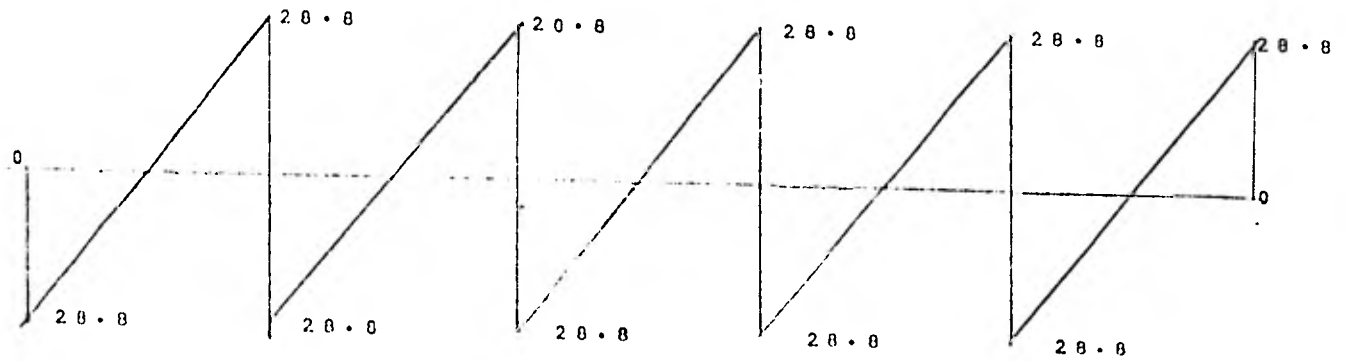


FIGURA V. 4

V.2 ANALISIS COMPARATIVO

En los momentos flexionantes se observa una diferencia bastante considerable entre la cimentación uniforme y la rígida ya que en la cimentación uniforme se presenta solamente momentos negativos, en cambio en la cimentación rígida se presentan tanto momentos negativos como positivos. En el edificio "A" el momento negativo en la cimentación uniforme resulta el 40% mayor que en la rígida. en cambio en el edificio "B" el momento negativo de la cimentación rígida resulta 93% mayor que la uniforme. Como ya se mencionó no existen momentos positivos en la cimentación uniforme en nuestros edificios, pero sí existen en la cimentación rígida que varía en el edificio "A" de 0 a 173.84 ton-m, y en el edificio "B" de 0 a 146.2 ton/m. En la fuerza cortante se observa una pequeña diferencia en el edificio "A" con respecto a las dos cimentaciones; en cambio en el edificio "B" se presenta una situación variable en las dos cimentaciones este cambio depende de los entre-ejes; por ejemplo en el primer entre-eje existe una diferencia del 46% mayor en la cimentación rígida con respecto a la uniforme, en el segundo entre eje la uniforme resulta el 85% mayor que la rígida.

112

V.3. COMPARACION ENTRE EDIFICIOS

En el edificio alto, aun cuando se presentan ciertas diferencias en los momentos, la receta práctica de duplicar el máximo momento y la colocación del acero longitudinal en ambos leños: superior e inferior cubre esta diferencia. Aparentemente en esfuerzo cortante no se presentan problemas de diseño. En cambio en el edificio "B", (relación largo-ancho-grande) la suposición de una reacción uniforme puede conducir aun comportamiento poco satisfactorio de la cimentación. El diseño estructural basado en el empleo del máximo momento multiplicado por γ queda escaso de refuerzo con respecto al máximo momento considerando una cimentación totalmente rígida; por esta razón en edificios de gran longitud resulta muy recomendable el uso de juntas constructivas en forma tentativa a cada 12 M,

pues la construcción de estructuras continuas de longitud mayor de 12M. da lugar a diferencias sumamente grandes en los momentos flexionantes y puede conducir a diseños estructurales que pongan en peligro la estabilidad de la estructura.

En el cortante ocurre un fenómeno contrario al del momento flexionante; la máxima diferencia ocurre a favor de la estabilidad de la estructura, es decir, en este caso la estructura queda demasiado sobrada por cortante.

Como colorario de lo anterior podemos decir que resulta muy importante considerar la rigidez de la cimentación en lugar de suponer una reacción uniforme. Dentro de los elementos mecánicos el que resulta más afectado es el momento flexionante; sin embargo, en edificios de poca longitud la diferencia se puede cubrir con factores de seguridad establecidos en la práctica (del orden de 2). En cambio, en edificios de gran longitud la hipótesis de reacción uniforme resulta peligrosa pues aun con los factores de seguridad usuales, la estabilidad puede resultar crítica, como se mencionó anteriormente.

En algunos casos la situación anterior posiblemente podría dar lugar inclusive a la falla de estructuras. Consideremos por ejemplo el caso de una estructura de gran longitud y de cimentación rígida sin juntas constructivas intermedias, desplantada sobre un suelo de alta compresibilidad; como ya mencionamos, con el diseño estructural usual, el factor de seguridad baja considerablemente, aunque no necesariamente resulta menor de 1; si en estas condiciones se presenta una sollicitación externa adicional, que puede ser sismo, viento, etc., encuentra la estructura ya debilitada con un factor de seguridad ligeramente mayor que la unidad. Cualquier incremento en los momentos flexionantes pueden ocasionar que el factor de seguridad sea menor que la unidad y se presente el colapso parcial o total de la estructura; es probable que por esta causa se hayan presentado daños en estructuras de cimentación rígida sobre suelos compresibles. También resulta importante hacer notar que lo que más influye en la diferencia entre reacción uniforme y cimentación rígida es la longitud de la estructura y hasta cierto punto pasa a un segundo término la altura de la estructura. Por otro lado ya vimos la necesidad de las juntas constructivas en estructuras de gran longitud (En forma tentativa mayores de 12 M.). El tomar en cuenta la rigidez de la estructura puede permitir una localización más racional de las juntas constructivas, con el consiguiente abaratamiento de la obra al reducir las dimensiones de las secciones y el porcentaje de acero de esfuerzo.

VI. CONCLUSIONES

Se ha presentado en este trabajo el análisis de interacción suelo-estructura para cimentaciones totalmente rígida. Si bien en la práctica ninguna cimentación es en rigor, totalmente rígida, la elevada rigidez de las contratrabes de la cimentación comparadas con el nivel de cargas al terreno y la rigidez del suelo, dan como resultado que en muchas ocasiones el comportamiento de una cimentación se asemeje más a una de tipo rígido que a una de tipo flexible. Cuando los resultados obtenidos en este trabajo son de carácter normativo, permiten de todas maneras visualizar algunos fenómenos de interés para el ingeniero; a continuación se presentan las conclusiones obtenidas en estas condiciones:

- .- Los espesores de los primeros estratos deben ser pequeños debido a que el cálculo del asentamiento en el suelo trabaja como una integral.
- .- Al considerar la cimentación como rígida, y al realizar el método Interacción Suelo - Estructura, tenemos diferentes reacciones en el suelo, y no la reacción uniforme que se supone que se tiene.
- .- Al tener diferentes reacciones del suelo, se obtienen unos elementos mecánicos diferentes, a los que se obtienen al considerar la reacción uniforme.
- .- En estructuras de gran longitud se recomienda el uso de juntas constructivas a cada 12 mts. Si se quiere una mayor distancia se necesita un análisis de interacción Suelo-Estructura.
- .- Es muy importante considerar la rigidez de la cimentación, en lugar de suponer una reacción uniforme, debido a que los momentos flexionantes que se presentan son ... y diferentes y pueden poner en peligro la estabilidad de la estructura.
- .- En principio parece ser que lo que más influye en la diferencia entre cimentación rígida y reacción uniforme es la longitud de la estructura.
- .- Resulta importante continuar con los estudios de interacción Suelo-Estructura para corroborar las afirmaciones anteriores.

BIBLIOGRAFIA

- 1.- POZAS E. MIGUEL, " UN EJEMPLO DEL ANALISIS DE LA INTERACCION SUELO_ESTRUCTURA TESIS PROFECIONAL " , 1980.
- 2.- JUAREZ BADILLO_RICO RODRIGUEZ, " MECANICA DE SUELOS " TOMO I, 1979
- 3.- JUAREZ BADILLO_RICO RODRIGUEZ, " MECANICA DE SUELOS " TOMO II, 1979
- 4.- DEMENEGHI A," UN METODO PARA EL ANALISIS CONJUNTO DE LA ESTRUCTURA Y EL SUELO " REVISTA INGENIERIA, NUEVA EPOCA, XLIX, No. 3 FEBRERO DE 1980.
- 5.- DEMENEGHI A," CIMENTACIONES RIGIDAS ", COMUNICACION PERSONAL, 1981
- 6.- SOCIEDAD MEXICANA DE INGENIERIA ESTRUCTURAL " AYUDAS PARA DISEÑO DE ESTRUCTURAS " 1978.
- 7.- DEPARTAMENTO DEL DISTRITO FEDERAL, " REGLAMENTO DE CONSTRUCCION PARA EL - - - - DISTRITO FEDERAL " , 1976.