

5351

DESCARTE



**UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA
DE MEXICO**
FACULTAD DE INGENIERIA

**DISEÑO ESTRUCTURAL: UN EJEMPLO DE
CIMENTACION PARCIALMENTE COMPENSADA
EN TERRENO COMPRESIBLE**

T E S I S

Para obtener el título de
INGENIERO CIVIL

Presenta
ANTONIO ARREDONDO SOTO



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.

Con todo cariño a mis padres

Antonio Arredondo Aguirre

Concepción Soto Aguilar

Que con su esfuerzo y dedicación

hicieron de mí un profesionista.

Les estaré eternamente agradecido.

A la compa^ñera de mi vida
María del Pilar Vargas Salas,
como un testimonio de mi
gratitud por su cooperación
ayuda espiritual y empeño
en verme convertido en un
profesionista.

A mis hermanos, como un ejemplo de
voluntad y con la esperanza de que
este esfuerzo sea norma en su vida.



FACULTAD DE INGENIERIA
Exámenes Profesionales
Núm. 40-3 C.U.
Exp. Núm. 40/214.2/

UNIVERSIDAD NACIONAL
AUTÓNOMA DE
MÉXICO

Al Pasante señor ANTONIO ARREDONDO SCTO,
P r e s e n t e .

En atención a su solicitud relativa, me es grato transcribir a usted a continuación el tema que aprobado por esta Dirección propuso el Profesor Ing. Alberto Gutiérrez C., - para que lo desarrolle como tesis en su Examen Profesional de Ingeniero CIVIL.

"DISEÑO ESTRUCTURAL: UN EJEMPLO DE CIMENTACION PARCIALMENTE COMPENSADA EN TERRENO COMPRESIBLE".

- I. Objetivo de la tesis.
- II. Planteamiento del problema
- III. Investigación de las características del sitio y estructuras vecinas.
- IV. Alternativas probables de cimentación.
- V. Análisis estructural de la cimentación - adecuada.
- VI. Conclusiones y recomendaciones.

Ruego a usted tomar debida nota de que en cumplimiento de lo especificado por la Ley de Profesiones, deberá prestar Servicio Social durante un tiempo mínimo de seis meses como requisito indispensable para sustentar Examen Profesional; así como de la disposición de la Dirección General de Servicios Escolares en el sentido de que se imprima en lugar visible de los ejemplares de la tesis, el título del trabajo realizado.

A t e n t a m e n t e
"POR MI RAZA HABLARA EL ESPIRITU"
México, D.F., a 3 de Enero de 1974.
EL DIRECTOR

Dr. Juan Casillas G. de L.

I

OBJETIVO DE LA TESIS.

Uno de los problemas que más frecuentemente se presenta en el curso de Diseño Estructural es la falta de ejemplos. Para resolverlo en forma parcial, es que se ha fijado como objetivo de esta tesis ejemplificar un tipo de cimentación que se utilice con frecuencia para terrenos compresibles como son los que se encuentran en la mayor parte del área que ocupa la Ciudad de México.

Este ejemplo de cimentación se ha desarrollado manteniendo en mente el objetivo didáctico del problema, por ello se ha tratado de exponer en forma simple el proceso necesario para determinar el tipo de cimentación más adecuado.

En una forma racional se presenta, primeramente, el planteamiento del problema (Capítulo II) en el cual se describe el tipo de estructura y las características generales a tomar en cuenta la cimentación; en el capítulo III se describe la investigación realizada de las características del predio y de las condiciones estructurales de los edificios vecinos con objeto de establecer las implicaciones en el tipo de cimentación que se juzga adecuado. A continuación, en el capítulo IV se establecen las probables alternativas de cimentación y, a la luz de la investigación realizada, tanto del sitio como de las estructuras vecinas, se decide el tipo de cimentación idóneo.

Finalmente, en los capítulos V y VI, se establecen criterios para el análisis estructural de los elementos que constituirán la cimentación escogida dándose las recomendaciones que se juzgan pertinentes para el dimensionamiento de los mencionados elementos estructurales y que no se trata en esta tesis, ya que consideramos que este aspecto está ampliamente tratado en la materia de Resistencia de Materiales.

II

PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA.

- a) Descripción del edificio.
- b) Estructuración del edificio.
- c) Problema de cimentar.

DESCRIPCION DEL EDIFICIO.

Se trata de un edificio con estructura de concreto que consta de cinco niveles los cuales serán destinados para departamentos, con excepción del nivel planta baja que se utilizará para estacionamiento y como local comercial.

Esta obra estará ubicada en el predio de la calle de Sinaloa No. 64 colonia Roma, en la Ciudad de México. En la figura 2.1 se muestra en forma esquemática una planta del edificio y una elevación en la figura 2.2, en ellas se localizan los ejes principales en ambas direcciones, los cuales sirvieron para el análisis y diseño del edificio.

ESTRUCTURACION DEL EDIFICIO.

Entendemos por estructuración del edificio la disposición de un conjunto de elementos : muros, vigas y columnas, unidos entre sí con la finalidad de transmitir las cargas que reciben de las losas o la cimentación, y para lo cual se requiere que:

- 1.-) El conjunto sea estable.
- 2.-) La resistencia de cualquier elemento sea suficiente.
- 3.-) Las deformaciones y desplazamientos en cualquier punto del edificio sean suficientemente pequeños para que la estructura pueda desempeñar su función.
- 4.-) Que se tomen en cuenta los factores estéticos, económicos y funcionales.

Así, la estructuración que logremos tendrá como función básica la de soportar las sollicitaciones producidas por las cargas consideradas, permanentes y ---

accidentales. Haciendo referencia a las condiciones anteriores se formó la estructuración del edificio, formando primero marcos estables localizados en los ejes principales en ambos sentidos (longitudinal y transversal) del edificio, formados por trabes y columnas en la planta esquemática de la figura 2.1 se pueden localizar.

En seguida, se trató de que los claros de las losas no fueran excesivamente grandes, haciendo uso de vigas secundarias apoyadas sobre las trabes de los ejes principales respetando hasta donde fuera posible los pasos de ductos y demás problemas secundarios y procurando también que los muros interiores, que existen, caigan directamente sobre dichas vigas, se evita así que las cargas se apoyen directamente sobre las losas. En general de una buena estructuración depende en gran parte el buen funcionamiento y economía del edificio.

Cabe mencionar que sobre los ejes A y E hay muros de rigidez en toda la altura y longitud, los que ayudarán a resistir parte de las cargas horizontales; fuera de esto, el edificio estará formado por columnas y trabes.

EL PROBLEMA DE CIMENTAR.

Con el objeto de asentar las ideas recordaremos que toda estructura debe estar soportada por medio de una cimentación.

El objeto de la cimentación es transmitir la carga a un estrato del terreno dando seguridad contra falla del suelo, limitando los asentamientos con el fin de no dañar la estructura que sobre ella se apoya. Entenderemos por asentamiento

el desplazamiento vertical que sufra el edificio o una parte del mismo, estos se pueden producir por distintos motivos, siendo los más importantes:

- 1.- La compresibilidad del terreno.
- 2.- El descenso del nivel freático.
- 3.- Hundimiento de partes sobrecargadas, por sobrepasar la resistencia del terreno.

El tipo de cimentación debe determinarse a partir de las condiciones del terreno, en especial considerando los asentamientos probables, teniendo en cuenta la magnitud de la carga y la economía de la obra.

En estructuras sujetas a cargas dinámicas apreciables como en edificios industriales con maquinaria, la cimentación debe evitar, además vibraciones excesivas.

Se pueden clasificar las cimentaciones como:

a) Superficiales. Son aquellas en que las cargas de la estructura se transmiten directamente al terreno resistente en forma superficial.

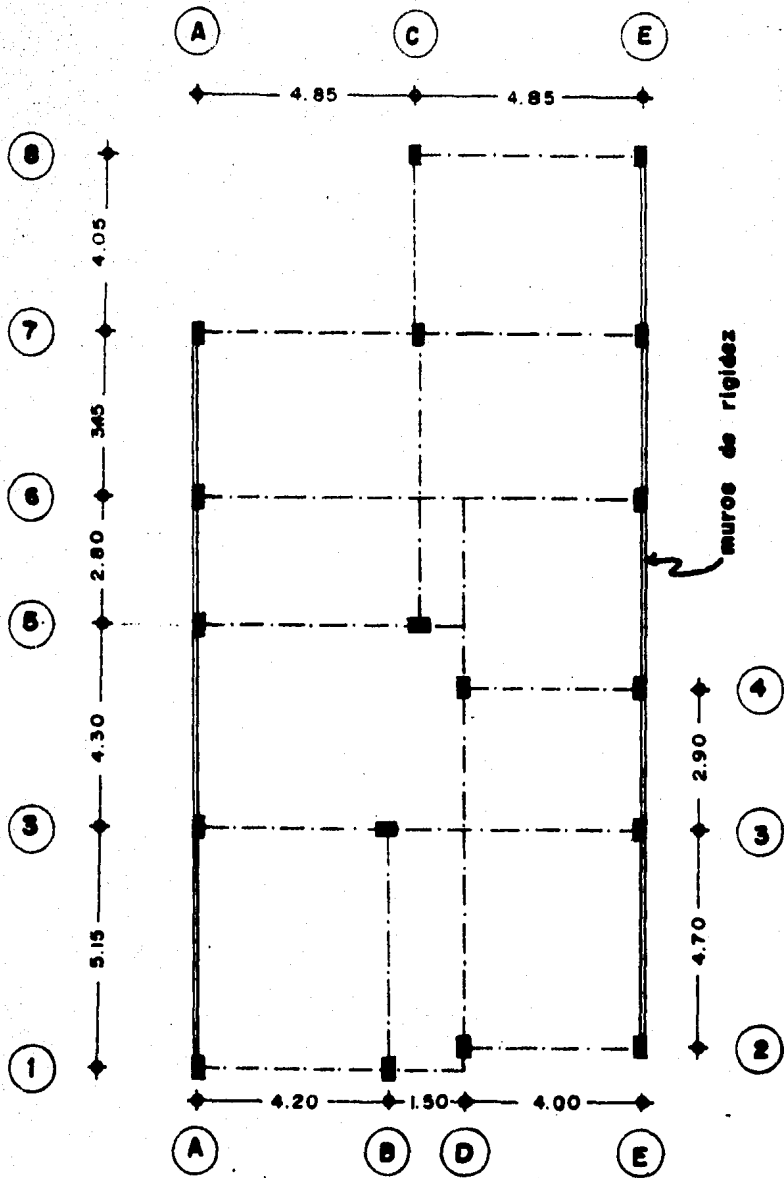
b) Profundas. Las que transmiten cargas a formaciones profundas del subsuelo a través de pilotes pilas o pozos indios, ya que las capas superficiales no tienen características adecuadas para resistir las cargas.

c) Compensadas. Cuando el terreno resistente no se puede alcanzar en forma económica, este tipo de cimentación transmite la carga al terreno por apoyo directo substituyendo al menos parte de la carga con el peso del suelo excavado.

d) Sobrecompensadas. Aquellas que transmiten carga menor que la que se compensa por excavación.

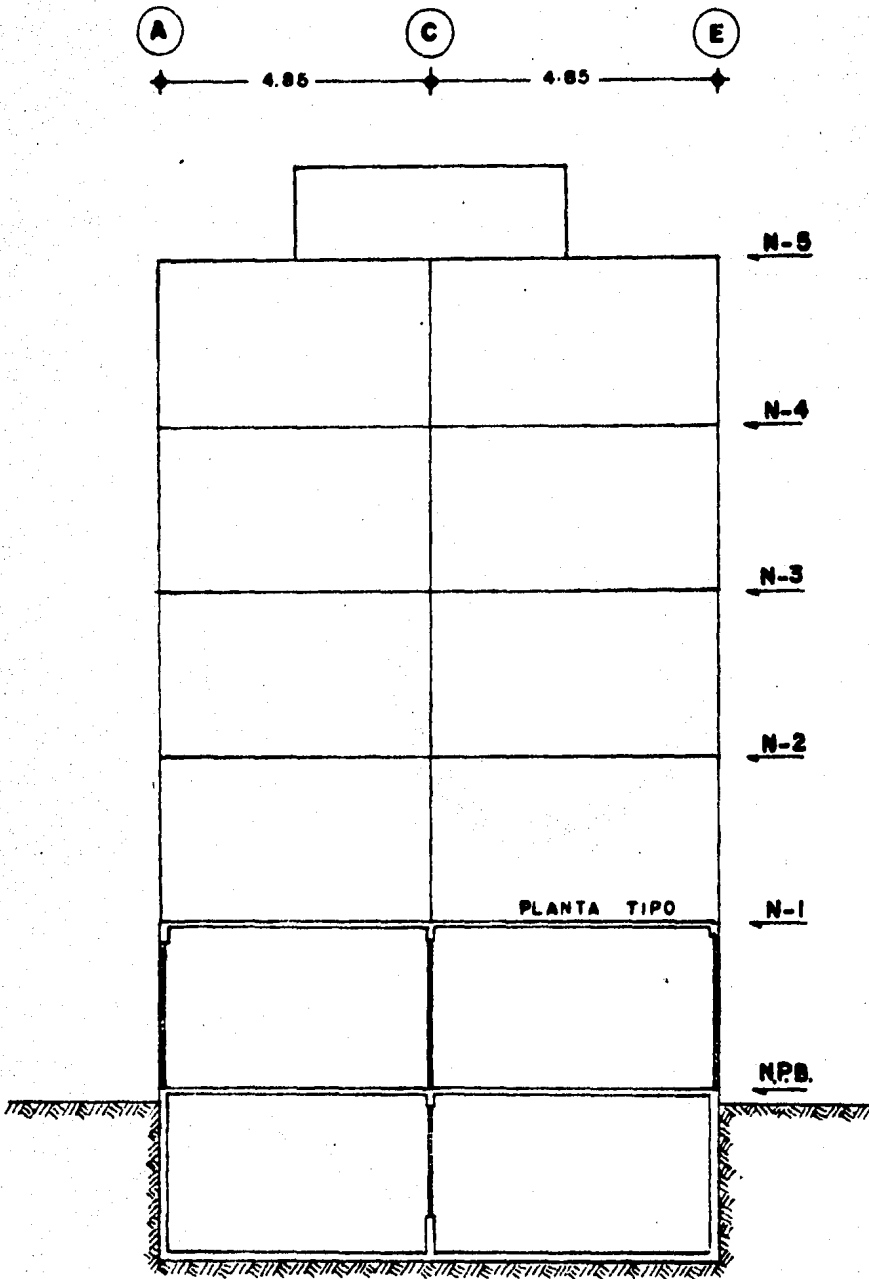
e) Mixtas. Las que combinan dos o más de los tipos anteriores.

El tipo de cimentación elegido, así como su diseño y ejecución deberán asegurar que los movimientos verticales (totales y diferenciales) que ocurren durante la construcción del edificio y la vida del mismo, no afectan su estabilidad - ni la de construcciones vecinas y además, no interfieran al buen funcionamiento de las instalaciones en la vía pública.



PLANTA ESTRUCTURAL · ESQUEMATICA

FIGURA 2.1



CORTE ESQUEMATICO

FIGURA 2.2

III

**INVESTIGACION DE LAS CARACTERISTICAS DEL SITIO Y ESTRUCTURAS
VECINAS.**

3.-) Investigación De las Características Del Sitio y Estructuras Vecinas:

En una visita preliminar al predio, se observó que en las edificaciones vecinas no se presentan cuarteaduras ni desplomes, tampoco existen indicios de grietas en la banqueta ni inclinaciones que pudieran denotar hundimientos apreciables en el terreno al actuar cargas sobre él.

Después se hizo un muestreo representativo de los depósitos del subsuelo, midiendo simultáneamente la resistencia a la penetración estándar; para ello se empleó el siguiente equipo:

Tubo muestreador estándar de 60 cm. de longitud, 5 cm. de diámetro exterior y 3.5. cm. de diámetro interior.

Peso del martillo 63.4 Kg.

Altura de caída 76 cm.

La resistencia a la penetración estándar se determinó contando el número de golpes aplicados para hincar 30 cm. el muestreador. El sondeo se efectuó en el centro geométrico de la figura del terreno.

Sobre las muestras representativas obtenidas se efectuaron pruebas para determinar su contenido de agua natural y sus límites líquido y plástico.

Los resultados de las pruebas se encuentran graficados y tabulados en la figura (3.1).

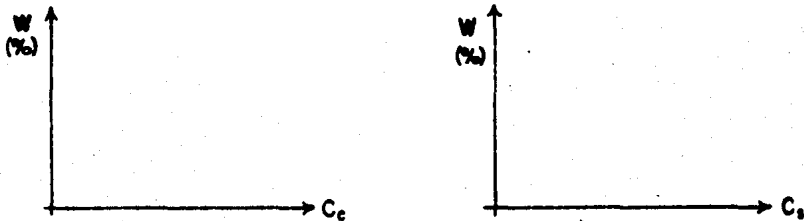
El cálculo de asentamientos lo determinaremos utilizando la siguiente secuencia:

1°. Zonificar el subsuelo, dividiéndolo en diferentes estratos, de tal manera que cada uno de ellos tenga aproximadamente el mismo contenido de agua.

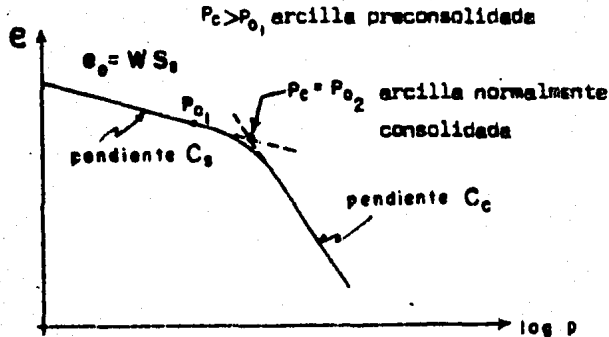
2°. En el caso, como es el presente, de que no se tengan curvas de compresibilidad ($e - \log p$) puedan construirse por medio de dos formas:

a.-) Obtenerse de estudios cercanos al lugar (ver p.ej: " El subsuelo de la Ciudad de México" de R.J. Marsal) o

b.-) Construirse a partir de los valores del contenido de agua ($W \%$) y densidad de sólidos (S_s) relacionando estos con los coeficientes C_c y C_s para las arcillas de la ciudad de México.

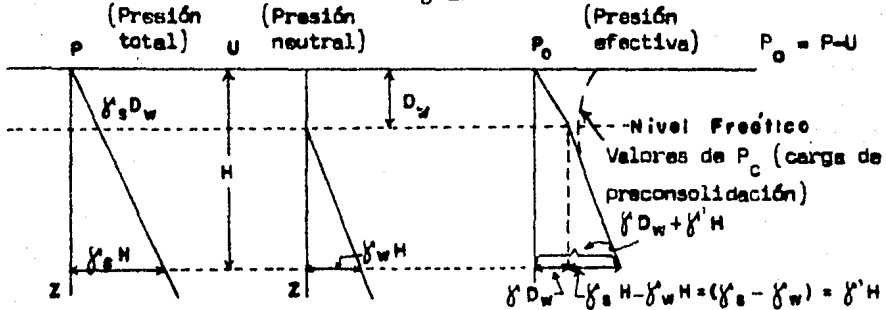


Con los datos anteriores se construyen las curvas de compresibilidad para cada estrato así :



Los valores de \bar{P}_{o1} o \bar{P}_{o2} se obtienen de estudios cercanos al lugar -

de la obra o se construyen graficas de P_o vs profundidad, así:



γ_s - Peso volumétrico saturado del suelo.

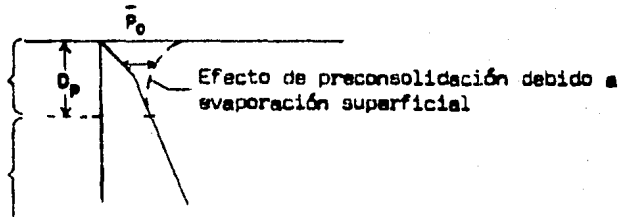
γ_w - Peso volumétrico del agua.

γ' - Peso volumétrico sumergido del suelo.

Los valores de P_c unicamente se pueden obtener a partir de pruebas de consolidación efectuadas a diferentes profundidades, o también de estudios cercanos al lugar de la obra. De no ser posible obtenerles en alguna de estas formas no quedará más que estimarlas de acuerdo con las siguientes observaciones:

En este tramo las arcillas son preconsolidadas ($\bar{P}_o < \bar{P}_c$)

En este tramo las arcillas son normalmente consolidadas ($\bar{P}_o = \bar{P}_c$)



D_p puede considerarse aquí = 15 m. aproximadamente. Ver figura 3.2

3°. Se trazará una curva e-log. P para cada uno de los estratos en que -

se halla dividido el subsuelo.

4°. Calcular utilizando Boussinesq o la carta de Newmark los esfuerzos — producidos por la aplicación de la sobrecarga debida al peso del edificio, en — cada una de las profundidades medias de los estratos en que se halla dividido — el subsuelo.

Para el cálculo de esfuerzos se utilizó Boussinesq, que determinó el es— fuerzo σ_z bajo una esquina de una superficie rectangular uniformemente carga da integrando la ecuación:

$$\sigma_z = \frac{3}{2} \frac{P}{\pi} \frac{\cos^5 \psi}{z^2}$$

en toda el area y llegó al siguiente resultado:

$$\sigma_z = \frac{W}{4} \left(\frac{2XYZ (x^2+y^2+z^2)^{\frac{1}{2}}}{z^2 (x^2+y^2+z^2) + x^2y^2} \frac{x^2+y^2+z^2}{x^2+y^2+z^2} + \text{ang tg} \frac{2XYZ (y^2+x^2+z^2)^{\frac{1}{2}}}{z^2 (x^2+y^2+z^2) - x^2y^2} \right)$$

Si se adoptan los parametros $m = \frac{x}{z}$ y $n = \frac{y}{z}$ la ecuación puede escribirse adimensionalmente como:

$$\frac{\sigma_z}{W} = \frac{I}{4\pi} \left(\frac{2mn(m^2+n^2+1)^{\frac{1}{2}}}{(m^2+n^2+1) + m^2n^2} \frac{m^2+n^2+1}{m^2+n^2+1} + \text{ang tg} \frac{2mn(m^2+n^2)}{(m^2+n^2+1)} \right)$$

Si al segundo miembro de la ecuación se le llama W_0 se puede tabular su — valor en función de distintos m y n y trazar la grafica de la figura. 3.7

5°. Finalmente los asentamientos los calculamos utilizando la expresión.

$$\Delta H = \frac{\Delta e}{1 + e_0} H_0$$

Donde:

e_0 .- Relación de vacíos inicial.

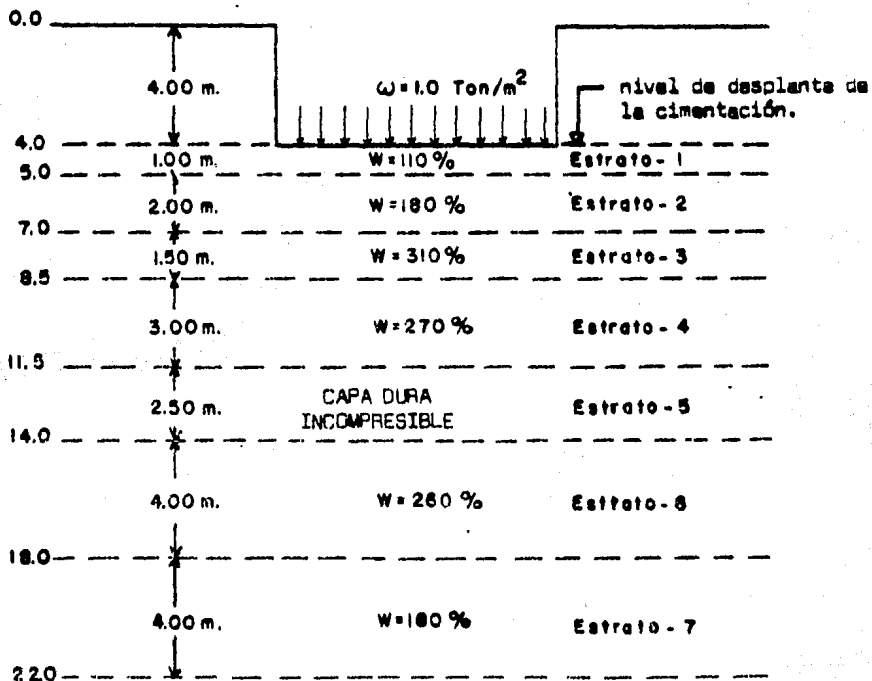
H_0 .- Espesor inicial del estrato.

Δe .- Disminución que sufre la relación de vacíos del estrato cuando se le aplica el esfuerzo \bar{v}_2 .

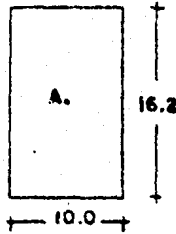
ΔH .- Asentamiento.

De acuerdo con la secuela mencionada anteriormente, procederemos a efectuar los cálculos del asentamiento que sufriría el terreno, para éste problema en particular; si aplicaremos en él una sobrecarga de 1 T/m^2 .

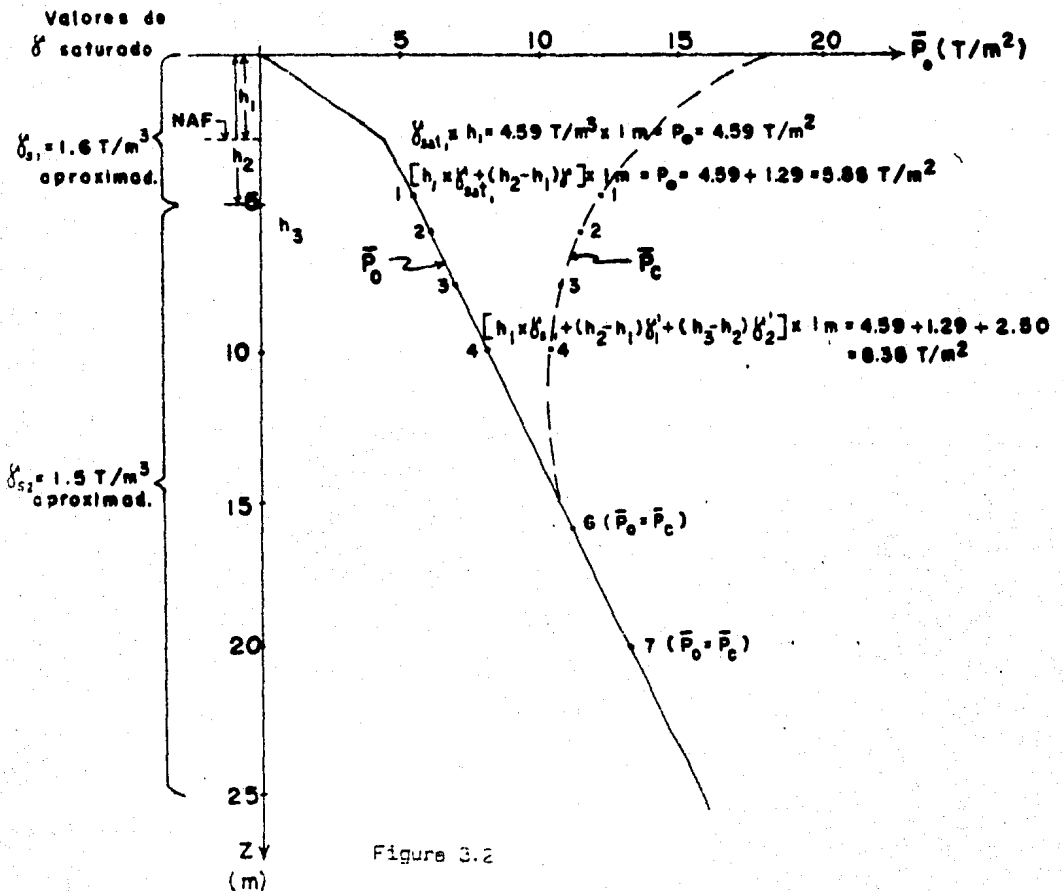
1°. Zonificación del subsuelo. (De la figura 3.1).



El asentamiento lo determinaremos para el centro de la figura, indicado por el punto A.



2°. Construcción de las curvas de compresibilidad $e-\log \bar{P}$. Para obtener los valores de \bar{P}_0 y \bar{P}_c se usó la siguiente gráfica construida en la forma ya explicada:



Ahora construiremos las curvas $e\text{-log } \bar{P}$ para cada estrato utilizando los siguientes datos:

Estratos	Prof. m	Prof. media m	W %	C_c	C_s	$e=WS$ ($S_s=2.4$)	P_o T/m ²	P_c T/m ²
1	4.0 - 5.0	4.5	110	1.25	0.12	2.64	5.3	11.5
2	5.0 - 7.0	6.0	180	2.70	0.23	4.32	6.3	10.8
3	7.0 - 8.5	7.75	310	5.0	0.40	7.43	7.3	10.4
4	8.5 - 11.5	10.0	270	4.2	0.35	6.50	8.38	10.3
5	11.5 - 14.0	12.75	I N C O M P R E S I B L E .					
6	14.0 - 18.0	16.0	260	5.0	0.31	6.23	11.5	11.5
7	18.0 - 22	20.0	180	2.70	0.23	4.32	13.7	13.7

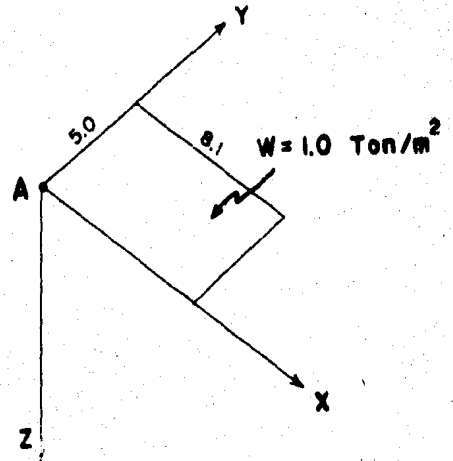
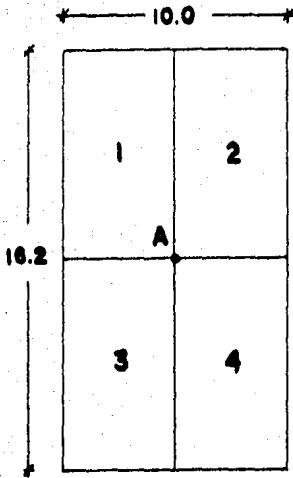
En las figuras 3.5 y 3.6 se muestran las curvas $e\text{-log } \bar{P}$ que se proponen para el cálculo de los asentamientos pedidos.

4o. Cálculo de esfuerzos.

Determinaremos que esfuerzos se van a producir en los estratos del sub-suelo al actuar en el punto A una sobrecarga de 1 T/m^2 . Para ello dividiremos la figura en 4 partes y obtendremos el esfuerzo en una esquina de un cuadrante, aplicando la teoría de Boussinesq y finalmente el resultado lo multiplicaremos por 4

Eligiendo por ejemplo el 4o.

cuadrante tenemos:



Prof. Z(m)	m $\frac{x}{z} = \frac{8.1}{z}$	n $\frac{y}{z} = \frac{5}{z}$	w_0	$w_0 \times w$ T/m^2	$4 \cdot w_0 \times w$ T/m^2
0.5	16.2	10.00	0.250	0.250	1.000
2.0	4.05	2.50	0.243	0.243	0.972
3.75	2.16	1.33	0.217	0.217	0.868
6.0	1.35	0.83	0.178	0.178	0.712
12.0	0.67	0.42	0.088	0.088	0.352
16.0	0.51	0.31	0.060	0.060	0.240

Finalmente las operaciones para el cálculo del asentamiento que se presentará en el punto A se resumen en la siguiente tabla:

ESI.	Prof. Media Z (m).	H (m).	\bar{P}_0 (T/m ²).	e_0	$\Delta \bar{P}$ (T/m ²)	$\bar{P}_0 + \Delta \bar{P}$ (T/m ²)	e_1	Δe	$\frac{\Delta e}{1 + e_0}$	ΔH (cm).
1	4.5	1.0	5.8	2.578	1.000	6.80	2.563	0.015	0.0042	0.42
2	6.0	2.0	6.3	4.085	0.972	7.272	4.055	0.030	0.0059	1.18
3	7.75	1.5	7.3	7.065	0.868	8.168	7.035	0.030	0.0038	0.57
4	10.0	3.0	8.38	6.150	0.712	9.092	6.130	0.020	0.0028	0.84
5	----- I N C O M P R E S I B L E -----									
6	16.0	4.0	11.5	5.570	0.352	11.852	5.520	0.050	0.0076	3.04
7	20.0	4.0	13.7	3.975	0.240	13.940	3.950	0.025	0.0050	2.00
										<hr/> 8.05

De donde el asentamiento que sufrirá el terreno al actuar una sobrecarga de 1 T/m² en él será: $\Delta H = 8$ cm.

Con igual criterio se calculó el hundimiento en la orilla y se obtuvo un asentamiento igual a 4.2 cm.

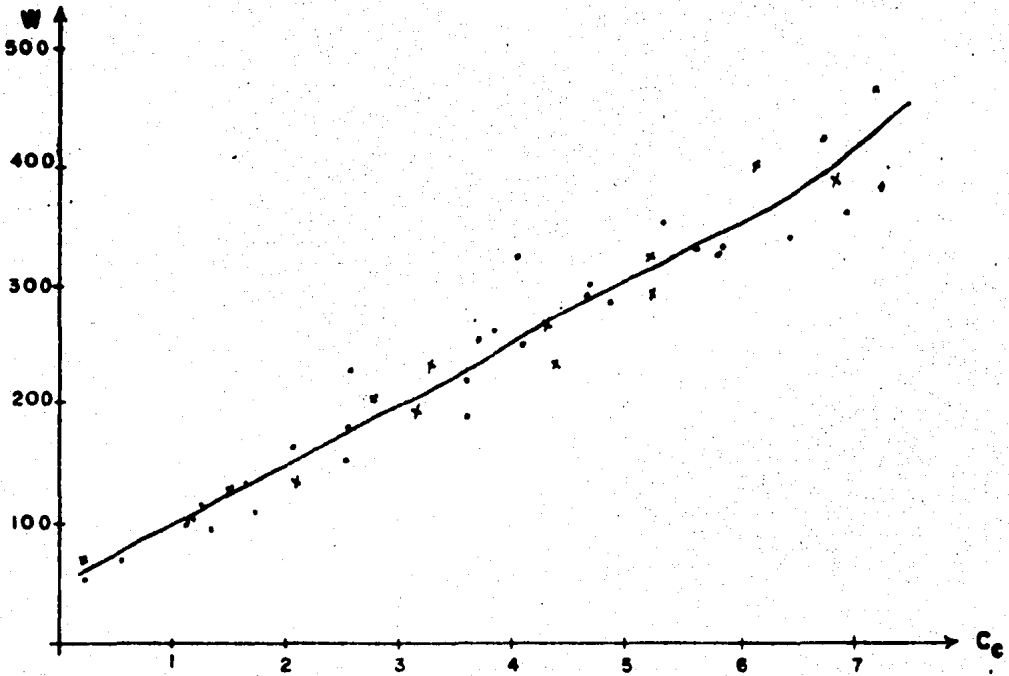


Figura 3.3

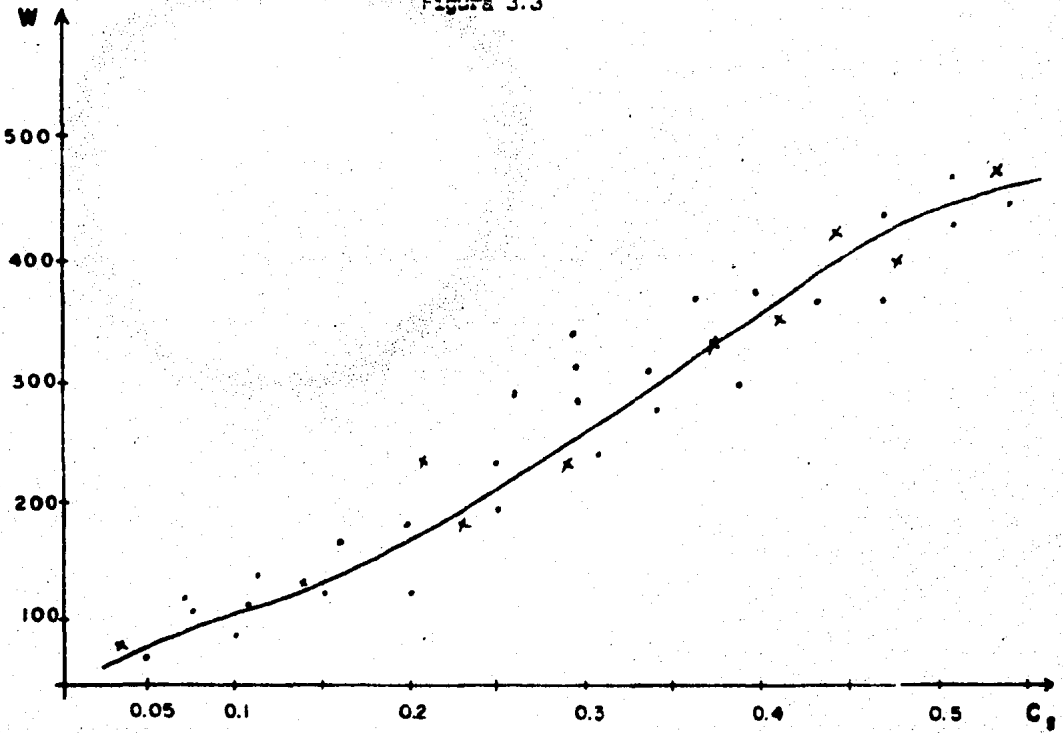


Figura 3.4

Laboratorio de mecánica de Suelos
PRUEBA DE CONSOLIDACION

Obra N° _____ Sondeo _____ Localización _____

SIMBOLO MUESTRA PROFUNDIDAD (m) w (%) e_0 S_r (%) p (kg/cm²) \bar{p} (kg/cm²) p_c (kg/cm²)

CURVAS PARA LOS ESTRATOS 1, 2 Y 7

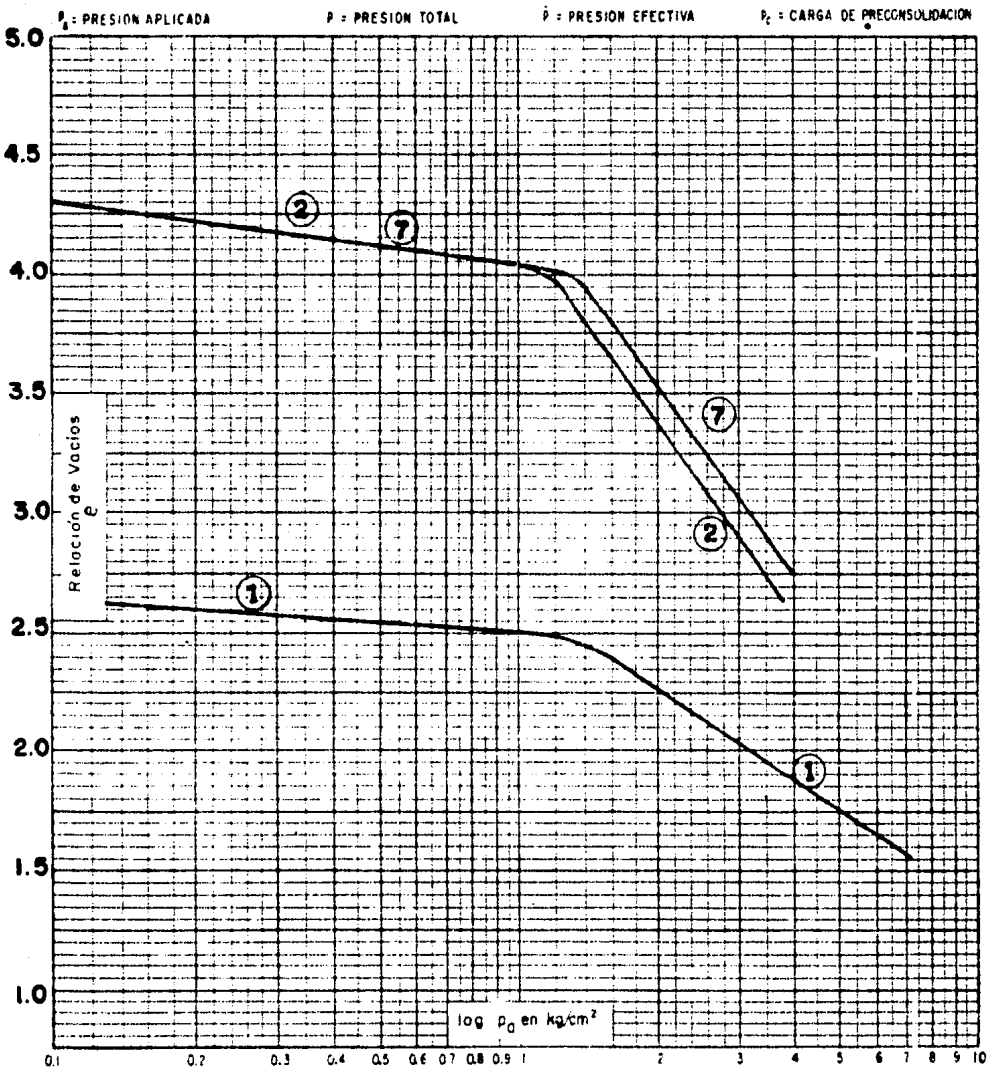


FIGURA N° 3.5

Laboratorio de Mecánica de Suelos
PRUEBA DE CONSOLIDACION

Obra N° _____ Sondeo _____ Localización _____

SIMBOLO MUESTRA PROFUNDIDAD ω (%) e_0 S_r (%) p (kg/cm²) \bar{p} (kg/cm²) p_c (kg/cm²)
 (m)

CURVAS PARA LOS ESTRATOS 3, 4 Y 6

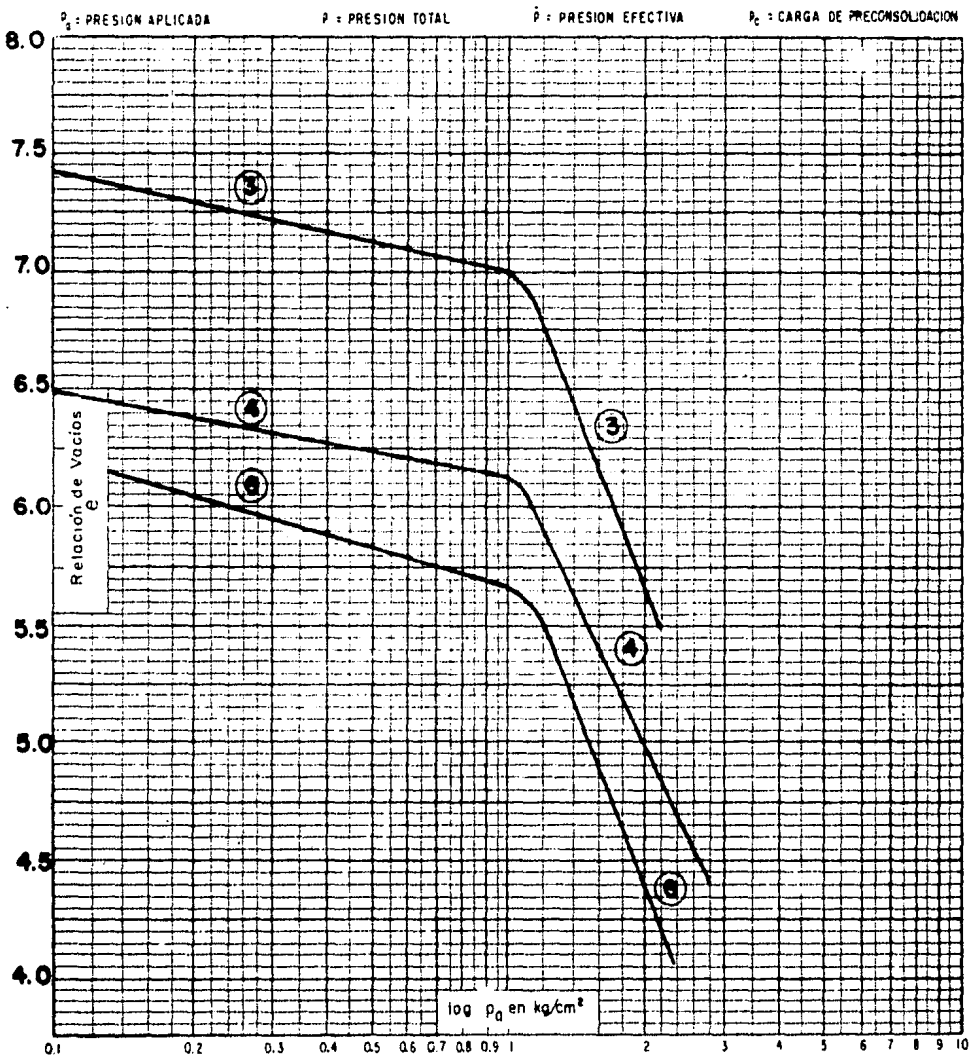
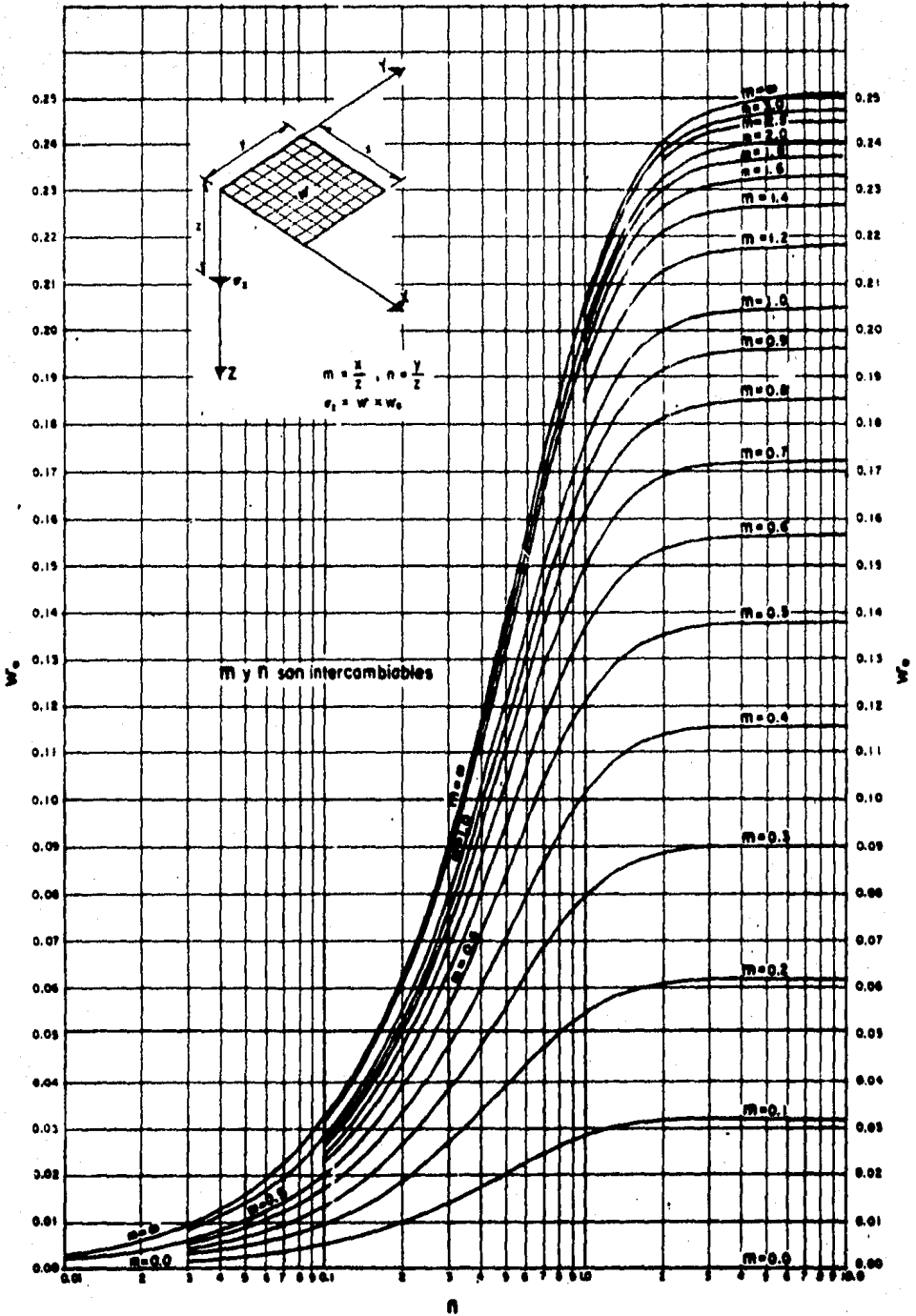


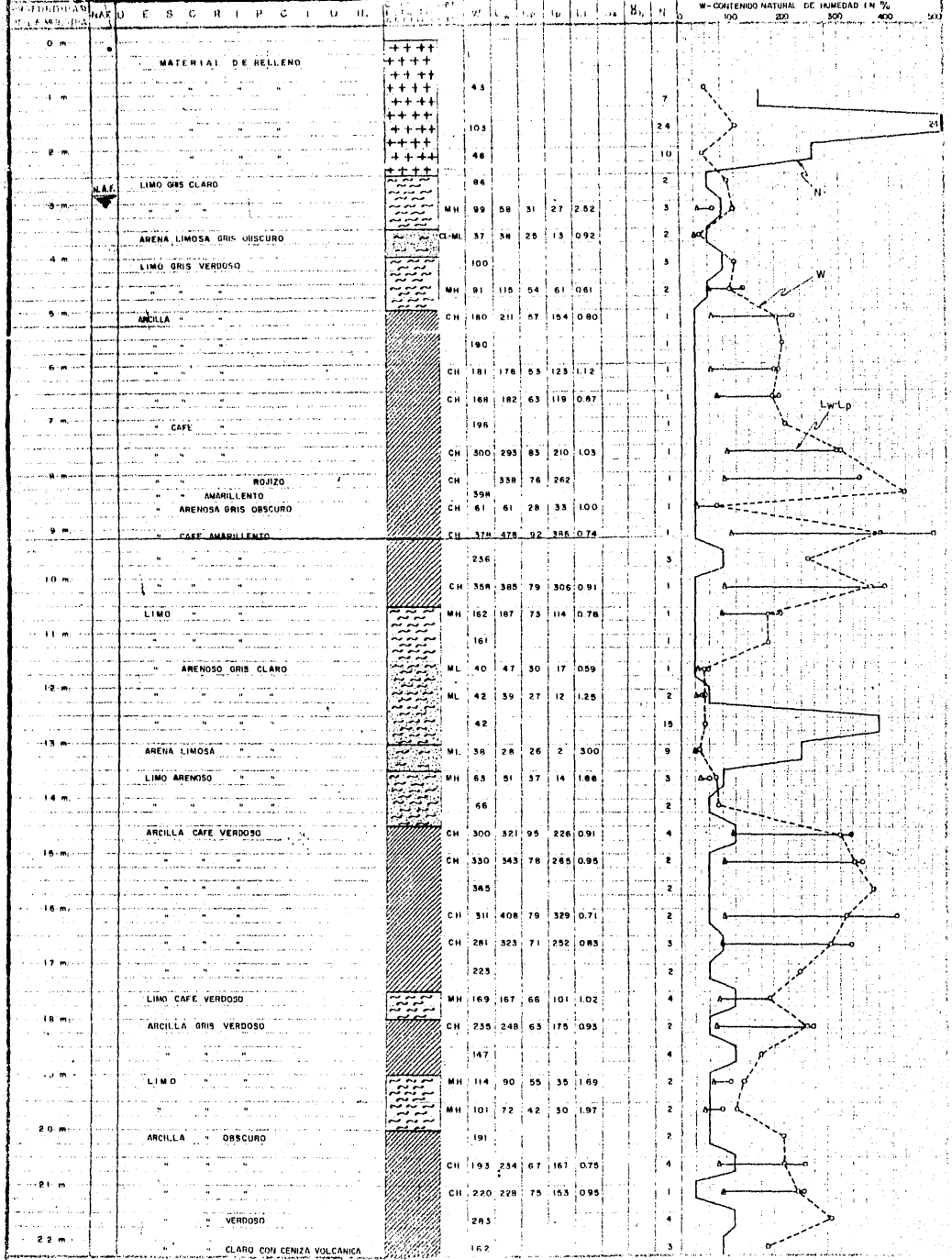
FIGURA N° 3.6



ANEXO II - d. AREA RECTANGULAR UNIFORMEMENTE CARGADA. (CASO DE BOUSSINESQ).

U. N. A. H.
 FACULTAD DE INGENIERIA
 TESTIS PROFESIONAL
 ANTONIO ARREDONDO SOTO

SONDED DEL SUBSUELO
 FIGURA 3.1
 MEXICO, D. F.



IV -

ALTERNATIVAS PROBABLES DE CIMENTACION.

BIBLIOTECA CENTRAL
U. N. A. M.

Las características de compresibilidad del suelo descritas en el capítulo III, nos llevan a pensar como solución más adecuada, para la estructura proyectada en, una cimentación profunda. La capacidad de carga de los estratos superiores existentes, hacen que desechemos como solución, la cimentación superficial a base de zapatas. Los hundimientos que se presentarán en caso de utilizar una losa corrida superficial son grandes, ya que si aplicamos 1.0 Ton./m^2 en el área los hundimientos máximos resultaron ser igual a 8 cm.

Como solución de cimentación profunda podríamos elegir entre dos alternativas:

1.- Apoyar en un estrato a mayor profundidad con menores hundimientos lo cual no sería económico y

2.- Utilizar como apoyo los terrenos blandos y poco resistentes de que se dispone, contando con elementos de cimentación que distribuyan la carga adecuadamente y compensando parcialmente lo necesario para limitar los hundimientos.

Como la capa resistente, en el primer caso, se encuentra a una profundidad de 45 m. eliminaremos esta alternativa y optamos por la segunda solución. En esta solución, por las características del suelo, y la magnitud de las cargas que se tendrán a nivel de desplante, se considera como tipo de cimentación indicado, aquel que aproveche el efecto de descarga producida por excavación para limitar la sobrecarga efectiva aplicada a nivel de desplante. Para cumplir con esta condición la solución podría ser una cimentación del tipo cajón con losa corrida tanto en cimentación como en planta baja con contratrabes y muros de contención.

Puede pensarse en sustituir la losa de cimentación por bóvedas invertidas con

lo que se obtendría más economía, al eliminar la flexión en la losa.

Emplearemos la losa corrida con contratabes (la forma en que se estructuró la cimentación, está indicada en la figura 4.2) y para ello definiremos la siguiente secuela:

- 1.- Determinación de la profundidad de desplante asignando un peso a la cimentación.
- 2.- Estimación del peso de la cimentación para obtener las descargas totales.
- 3.- Determinación de las resultantes de cargas y presiones; en caso de no ser colineales estimación del lastre para eliminar excentricidades.
- 4.- Análisis estructural de los diferentes elementos que constituyen la cimentación.
- 5.- Dimensionamiento de los elementos estructurales en base a los momentos flexionantes y fuerzas cortantes obtenidas.

1.- Determinación de la profundidad de desplante.

El área de la cimentación sobre la cual va a descansar el edificio es de 181.3 m^2 y la descarga de la estructura sin incluir el peso de la cimentación es de 895 Ton. El peso volumétrico promedio (en los estratos superiores) del material es 1.6 T/m^3 .

Determinaré la profundidad h a la cual excavaremos para compensar el material que se extraiga. Para darnos una idea más o menos de la altura del cajón.

descargas = 895 Ton.

área $\times h$ = volumen.

pero

$$A \times h \times \gamma = P$$

$$h = \frac{P}{A \times \gamma} = \frac{895}{181.3 \times 1.6} = 3.08 \text{ m.}$$

Este valor es sin tomar en cuenta el peso de la cimentación.

Suponiendo una altura de 4.00 m. determinaremos el peso de la cimentación y las descargas de la estructura para verificar que el peso total sea igual al peso del material que extraeremos hasta esa profundidad.

2.- Estimación del peso de la cimentación para obtener las descargas totales.

Para efecto de obtener el peso de la cimentación, determinaremos de una manera aproximada las secciones de los miembros (muros, losas y traveses) a reserva de que cuando hayamos determinado los elementos mecánicos, se verifique que las secciones anteriormente propuestas sean aceptables para las solicitaciones a que estarán sujetas.

2.1 Losas

Dimensionamiento preliminar de los tableros de losa de planta baja. Seleccionando el tablero más desfavorable que tiene por dimensiones 4.25 x 5.30 m. o sea un perímetro de 19.10 m. y considerando que la losa es continua por todos los lados ya que existen muros de contención, aplicaremos el criterio de limitación de deflexiones, para que la losa bajo condiciones de servicio o de trabajo esté dentro de un límite aceptable. El peralte efectivo lo hallamos aplicando la fórmula que se consigna en el Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal:

$$d = \frac{P}{300} \sqrt[4]{\frac{w_d}{w_p}}$$

En donde:

p .- Perímetro de la losa en centímetros.

w_d .- Carga total de diseño por unidad de área.

w_p .- Carga total por unidad de área considerada en función de la resistencia del acero.

Cargas:

Para acero de $f_s = 2000 \text{ Kg/cm}^2$	_____	380 Kg/m^2
Acabado en piso	_____	100 "
Carga viva	_____	150 "
		630 Kg/m^2

Por lo tanto obtenemos:

$$d = \frac{1910}{300} \sqrt[4]{\frac{630}{380}} = 6.36 \times 1.14 = 7.2 \text{ cm.}$$

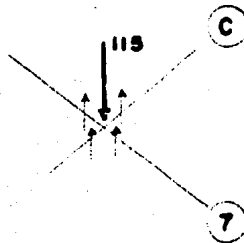
La altura de la losa h será igual a la suma del peralte efectivo más el recubrimiento libre más un diámetro de la varilla:

$$h = 7 + 2 + 1 = \underline{10 \text{ cm.}}$$

2.2 Losa de cimentación.- En ésta losa no es importante el criterio de deformación ya que estará confinada; la resistencia será la que nos haga determinar su peralte, pero para efectos de peso supondremos $h = 20 \text{ cm.}$

2.3 Trabes.

La determinación preliminar de las secciones de contratrabes la haremos basados en una estimación preliminar del cortante. Para ello, analizaremos la descarga más desfavorable que se presenta en el cruce de los ejes 7 y C y que es igual a 115 Ton.



Esa descarga será transmitida por las cuatro contratrabes de la cimentación que inician en ese nudo o sea que cada una tendrá un cortante.

$$V = \frac{115}{4} = 29 \text{ Ton. aproximadamente.}$$

Con relación a la fuerza cortante el Reglamento de Construcciones del Dis-

trito Federal en su artículo 221, establece que el esfuerzo cortante debido a una carga concentrada distante menos de un peralte del apoyo, puede reducirse en dicho tramo a los $\frac{2}{3}$ de su valor calculado. Esto es debido al confinamiento que se produce por los momentos flexionantes asociados a los peraltes relativamente grandes de contratraves en el valor a que esté sometida la sección a medio peralte del eje de la columna. Entonces podemos considerar:

$$V = \frac{2}{3} 29 = 19.3 \text{ Ton.}$$

Si suponemos que nuestra trabe tiene un peralte total $h = 1.20 \text{ m.}$ y consideremos un recubrimiento de 7.5 cm. tendremos un peralte efectivo incluyendo el diámetro de la varilla de $d = 110 \text{ cm.}$

Si usamos un concreto de $f'c = 200 \text{ Kg/cm}^2$ el cortante permisible.

$$V_p = 0.25 \sqrt{f'c} = 3.5 \text{ Kg/cm}^2$$

Este esfuerzo lo tomaría únicamente el concreto, pero como vamos a adicionar estribos, el esfuerzo cortante actuante puede ser el doble de ese valor o sea $V_2 = 7.0 \text{ Kg./cm}^2$.

Tenemos; por tanto;

$$V = V_c b d \implies b = \frac{V}{V_c d} = \frac{19300 \text{ Kg.}}{7 \text{ Kg/cm}^2 \times 110 \text{ cm.}} = 27 \text{ cm.}$$

O sea las trabes resultan de 30×120

La losa de planta baja estará soportada por las contratrabes mediante unas dalas de 15 X 30 y entre éstas y la contratabe propiamente dicha colocaremos un muro de tabique el que proporcionará rigidez tanto a la cimentación como a las columnas.

2.4 Muros.

Para efectos de peso los supondremos de 20 cm. de espesor ya que son admisibles tambien desde el punto de vista constructivo, después se revisarán por las solicitaciones a que estén sometidos.

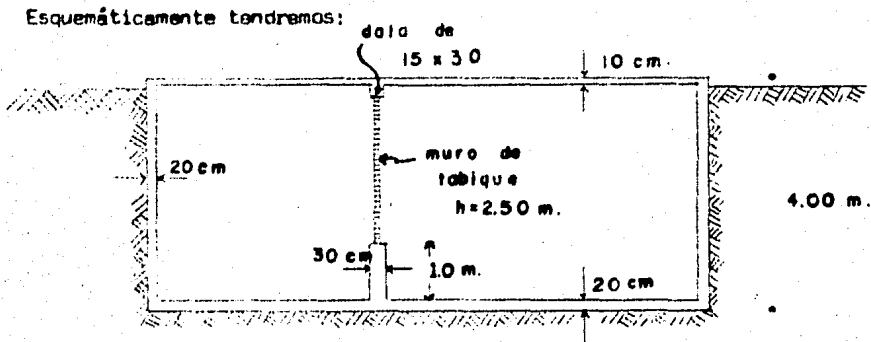


Fig. 4.1

Una vez definidas, las secciones de los diferentes elementos en forma preliminar, estimaremos el peso total de la cimentación.

Losas: superior (planta baja) e inferior (cimentación).

$$\text{espesor total} = 10 + 20 = 30 \text{ cm.}$$

el volumen de concreto será por lo tanto:

$$V = 181.3 \text{ m}^2 \times 0.30 \text{ m} = 54.4 \text{ m}^3$$

Trabes: longitud total de contratrabes.

eje 3	---	9.60 m.
4	---	4.50 m.
5	---	4.50 m.
6	---	9.60 m.
7	---	4.90 m.
8	---	14.80 m.
0	---	<u>4.50 m.</u>
Total.		52.40 m.

La sección de contratrabes de cimentación las hemos supuesto de 0.30 X 1.20 m. pero el peso de la losa inferior ya quedó incluida, por tanto, su volumen es:

$$V = 52.4 \text{ m} \times 0.30 \text{ m} \times 1.0 \text{ m} = 15.7 \text{ m}^3$$

Tabique.

Los muros de tabique que colocaremos ocuparán una área.

$$A = 25.50 \times 52.40 \text{ m} = 131 \text{ m}^2.$$

Como el peso del tabique rojo recocido es igual a 225 Kg/m², el peso total será:

$$W = 131 \text{ m}^2 \times 225 \text{ Kg/m}^2 = 29.5 \text{ Ton.}$$

Dalas de repartición en losa de planta baja.

Quitando el espesor de losa que ya incluimos en la estimación del espesor total de losas:

$$V = 52.4 \text{ m} \times 0.15 \text{ m} \times 0.20 \text{ m} = 1.6 \text{ m}^3$$

Muros de contención de concreto.

Longitud total de muros	2 X 20.25 m	40.50 m.
	2 X 9.60 m	19.20 m.
		<hr/>
		59.70 m.

Por razones anteriormente expuestas, disminuirémos el peralte total, puesto que se han considerado las losas.

$$V = 59.7 \text{ m} \times 0.20 \text{ m} \times 3.7 \text{ m} = 44.2 \text{ m}^3.$$

El volumen total de concreto que se requiere en ésta cimentación si se excava hasta un profundidad de 4.00 m. es :

losas	54.4 m ³
trabes.	15.7 m ³
dalas.	1.6 m ³
muros.	44.2 m ³
	<hr/>
	115.9 m ³ .

Este concreto pesará.

$$W = 115.9 \text{ m}^3 \times 2.4 \text{ T/m}^3 = 278 \text{ Ton.}$$

De donde el peso total de la cimentación podemos considerarlo igual a:

$$W \text{ cim} = \text{concreto} + \text{tabique} = 278.0 + 29.5 = 307.5 \text{ Ton.}$$

y, por tanto, el peso total del edificio es:

Estructura	895.0 Ton.
cimentación.	<u>307.5 Ton.</u>
	1202.5 Ton.

Comparando éste peso por el peso del material que se extrae.

$$W = \text{área} \times h \times \gamma = 181.3 \text{ m}^2 \times 4.00 \text{ m} \times 1.6 \text{ T/m}^3 = 1160 \text{ Ton.}$$

Exista aún una diferencia de:

$$1202.5 - 1160.0 = 42.5 \text{ Ton.}$$

O sea al terreno se le aplica una sobrecarga igual a :

$$\frac{42.5 \text{ Ton}}{181.3 \text{ m}^2} = 0.23 \text{ T/m}^2$$

En el capítulo 3, habíamos obtenido que para una sobrecarga en el terreno -

de 1.0 T/m^2 se presentaría un asentamiento aproximado de 8 cm. en toda la estructura, para el nivel de desplante 4.00 m.

Si consideramos la profundidad de 4.00 m. de la cimentación pero desplazamos a 3.60 m. se tendrá una sobrecarga adicional de:

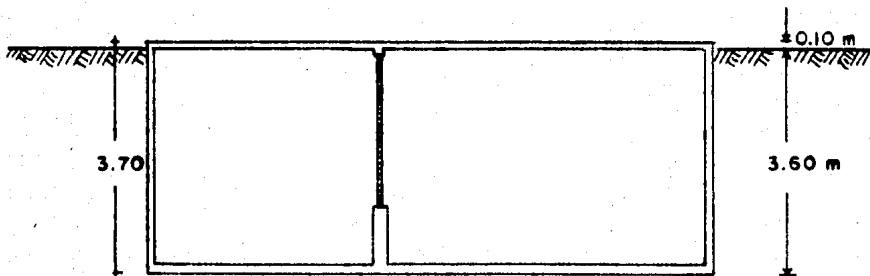
$$0.4 \text{ m.} \times 1.6 \text{ T/m}^3 = 0.64 \text{ T/m}^2$$

O sea la sobrecarga total que actuará será:

$$0.23 + 0.64 = 0.87 \text{ T/m}^2$$

Lo dejaremos tal cual y así habremos limitado los hundimientos, a 8 cm.

Esquemáticamente queda:



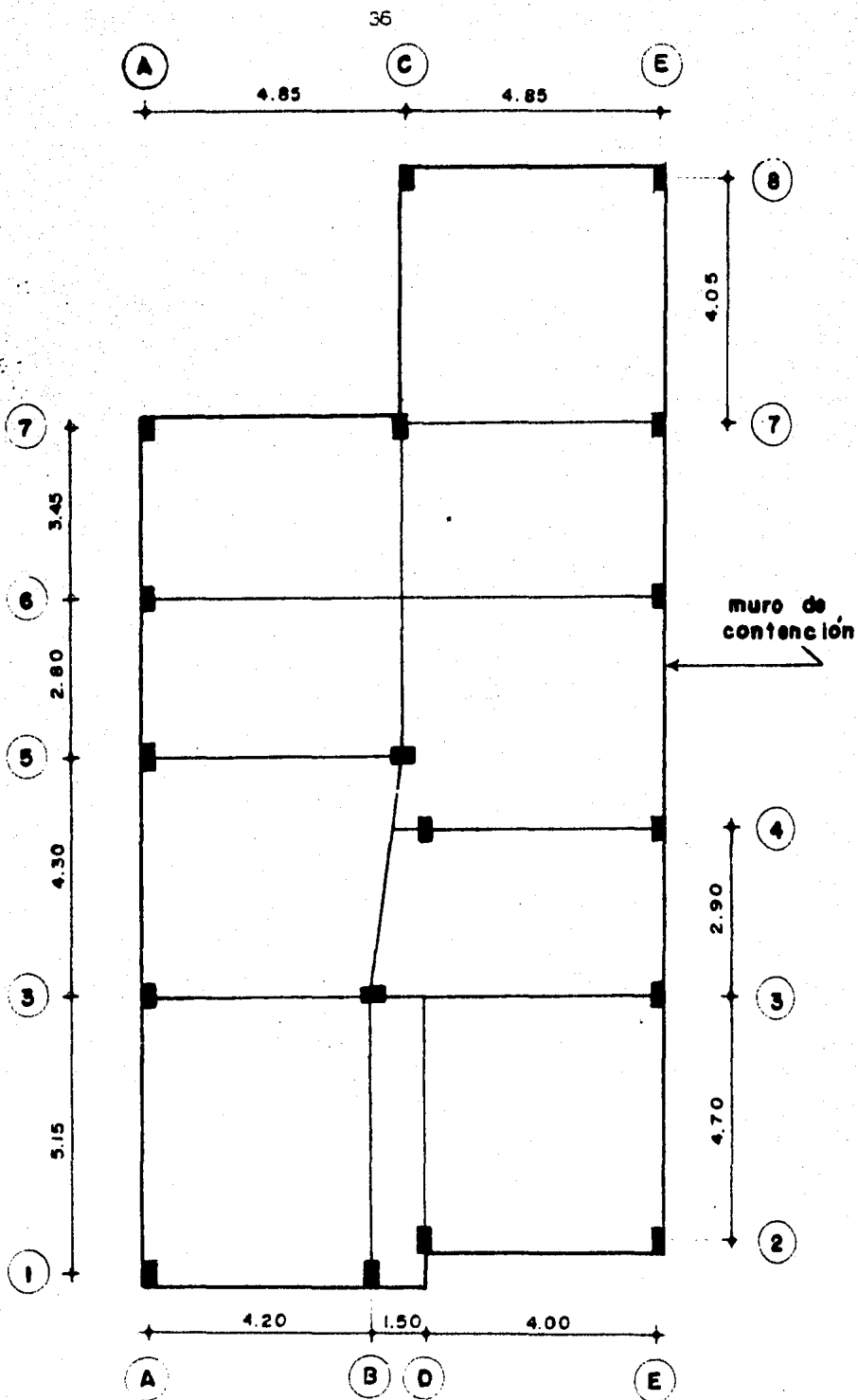
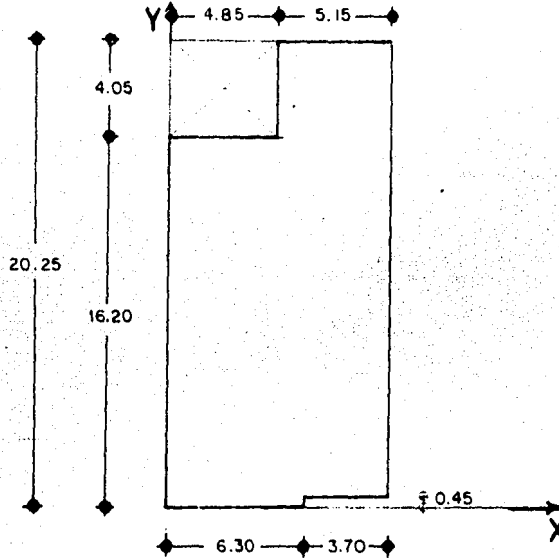


Figura 4.2

3.- Determinación de las resultantes de cargas y presiones.

Determinaremos ahora el centro de gravedad de la figura sobre la cual estará descansando la cimentación.



$$x_c = \frac{(10.0)(20.25)(5) - (4.05)(4.85)(2.42) - (3.70)(0.45)(8.15)}{(10.0)(20.25) - (4.85)(4.05) - (3.70)(0.45)}$$

$$x_c = \frac{951.50}{181.30} = \underline{5.25 \text{ m.}}$$

$$y_c = \frac{(10.0)(20.25)(10.12) - (4.05)(4.85)(18.22) - (3.70)(0.45)(0.22)}{181.30}$$

$$y_c = \frac{1691.2}{181.3} = \underline{9.33 \text{ m.}}$$

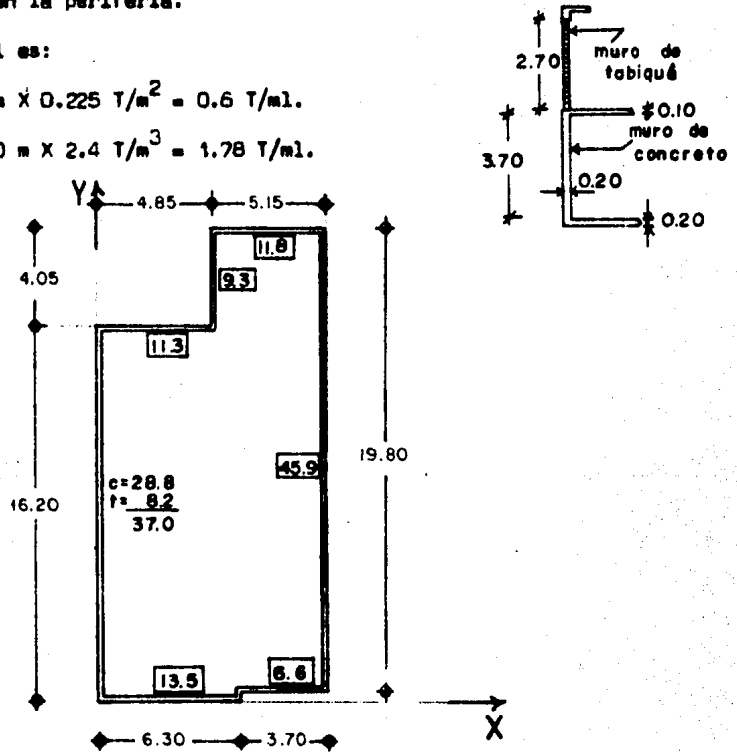
Como las losas tienen exactamente la misma forma que el terreno su resultante de cargas $0.30 \text{ m} \times 181.3 \text{ m}^2 \times 2.4 \text{ T/m}^3 = 130.5 \text{ Ton.}$ estará también concentrada en esas coordenadas según nuestros ejes. Nos referimos desde luego a las losas de cimentación y planta baja.

Determinaremos ahora el centro de gravedad de cargas de los muros de tabique y concreto que van en la periferia.

Su peso por metro lineal es:

$$\text{Tabique} = 2.70 \text{ m} \times 1.0 \text{ m} \times 0.225 \text{ T/m}^2 = 0.6 \text{ T/ml.}$$

$$\text{Concreto} = 0.20 \text{ m} \times 3.70 \text{ m} \times 2.4 \text{ T/m}^3 = 1.78 \text{ T/ml.}$$



$$W_T = 11.8 + 9.3 + 11.3 + 37.0 + 13.5 + 6.6 + 45.9 = 135.4 \text{ Ton.}$$

$$X = \frac{37.0(0.10) + 11.3(2.42) + 9.3(4.95) + 11.8(7.43) + 45.9(9.9) + 6.6(8.15) + 13.5(3.15)}{135.4}$$

$$X = \frac{715.6}{135.4} = \underline{5.26 \text{ m.}}$$

$$Y = \frac{37.0(8.1) + 11.3(16.3) + 9.3(18.22) + 11.8(20.15) + 45.9(10.35) + 6.6(0.55) + 13.5(0.10)}{135.4}$$

$$Y = \frac{1371.0}{135.4} = \underline{10.12 \text{ m.}}$$

Tratando ahora con las trabes, dalas y muros interiores, quitando el espesor de las losas, el peso de las trabes y dalas es:

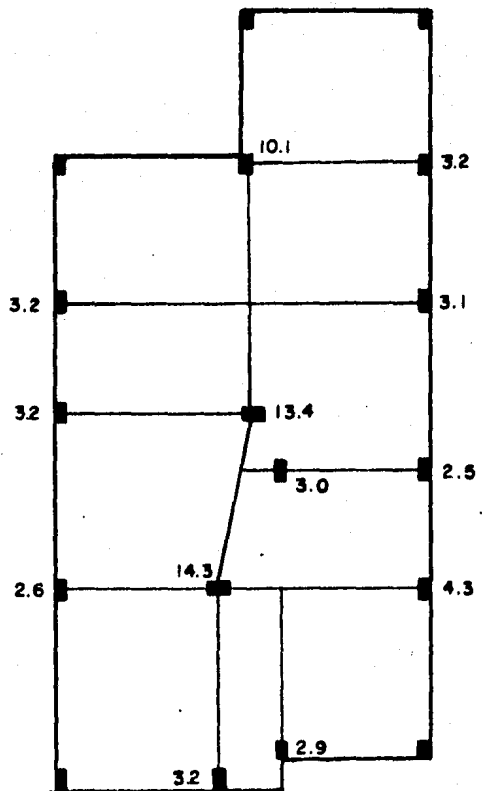
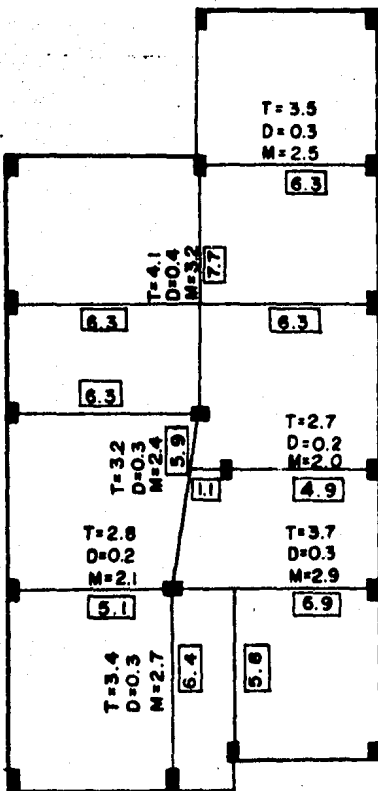
Trabes $0.30 \text{ m} \times 1.0 \text{ m} \times 2.4 \text{ T/m}^3 = 0.72 \text{ T/ml.}$

Dalas $0.15 \text{ m} \times 0.20 \text{ m} \times 2.4 \text{ T/m}^3 = 0.07 \text{ T/ml.}$

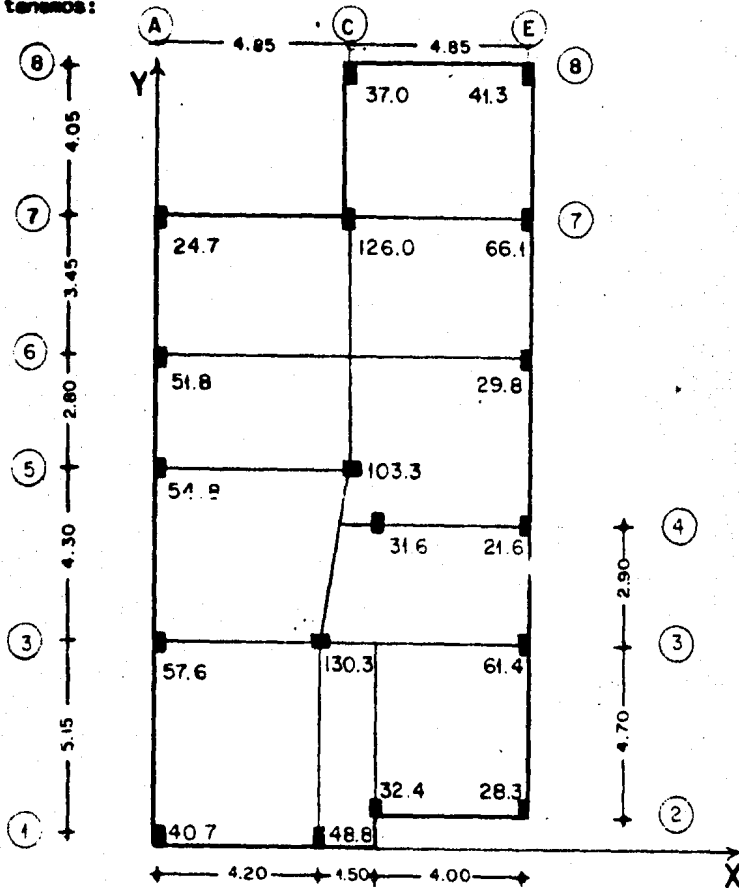
Muro de Tabique $2.50 \text{ m} \times 1.0 \text{ m} \times 0.225 \text{ T/m}^2 = 0.56 \text{ T/ml.}$

Las cargas que reciben las trabes son:

Las acciones de las trabes sobre las columnas son:



Las columnas tienen una sección de 30 X 50 su peso propio es el siguiente;
 $0.30 \times 0.50 \times 3.70 \times 2.4 = 1.3$ Ton. Sumando las descargas de la estructura, —
 más las que recibe de la cimentación, más su peso propio y obteniendo su centro
 de cargas tenemos:



$$x = \frac{229.6(0.15) + 179.1(4.35) + 266.3(5.0) + 64.0(5.85) + 248.5(9.85)}{987.5}$$

$$987.5$$

$$x = \frac{4967.0}{987.5} = 5.03 \text{ m.}$$

$$y = \frac{89.5(0.25) + 60.7(0.70) + 249.3(5.40) + 53.2(8.30)}{987.5}$$

$$\frac{158.1(9.70) + 81.6(12.5) + 216.8(15.95) + 78.3(20.0)}{987.5} = \frac{9430.2}{987.5} = 9.55 \text{ m.}$$

Finalmente obtendremos la resultante total de cargas:

	W	X	Y	WX	WY
Losas	130.5	5.25	9.33	685.1	1217.5
Muros	135.4	5.28	10.12	714.9	1370.2
Columnas	987.5	5.03	9.55	4967.1	9430.6
Peso Total	1253.4 Ton.			$\Sigma = 6367.1$	$\Sigma = 12018.3$

El centro de cargas se encuentra entonces a :

$$X = \frac{WX}{W} = \frac{6367.1}{1253.4} = 5.08 \text{ m.}$$

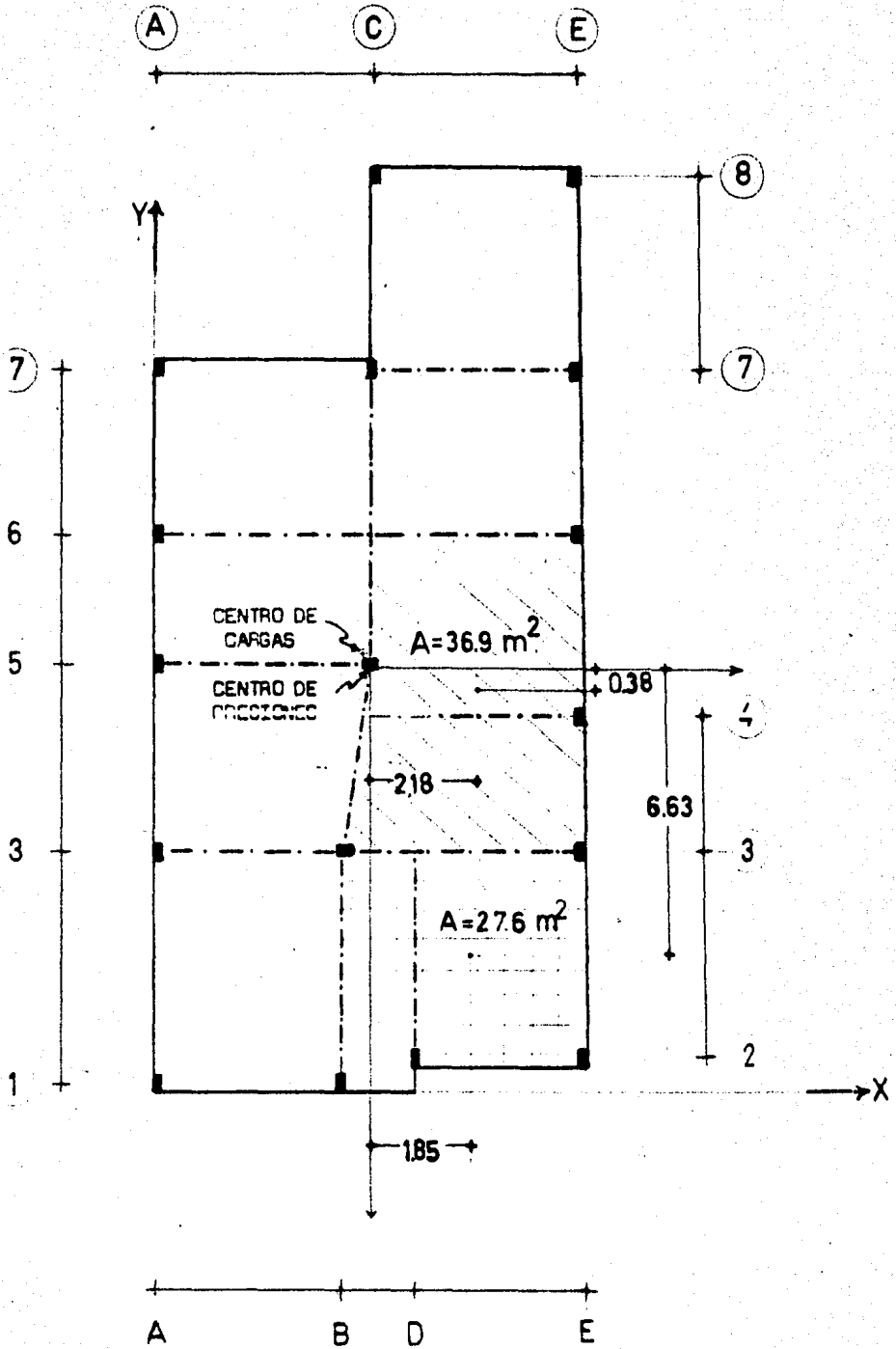
$$Y = \frac{WY}{W} = \frac{12018.3}{1253.4} = 9.59 \text{ m.}$$

Y habíamos encontrado que el centro de presiones se halla a $X = 5.25 \text{ m.}$ e $Y = 9.33 \text{ m.}$ Luego entonces el centro de cargas y el centro de presiones no coinciden existen excentricidades $e_x = 17 \text{ cm.}$ y $e_y = 26 \text{ cm.}$ que provocarían momentos y por tanto un incremento o disminución de presiones:

$$M_x = 1253.4 \times 0.17 = 213 \text{ t-m.}$$

$$M_y = 1253.4 \times 0.26 = 326 \text{ t-m.}$$

Anularemos esas excentricidades colocando lastre, éste lo colocaremos en -- los tableros asiurados que se muestran a continuación:



Igualando momentos tenemos:

$$36.9 \times 2.18 \times W_1 + 27.6 \times 1.85 \times W_2 = 213$$

$$36.9 \times 0.38 \times W_1 + 27.6 \times 6.63 \times W_2 = 326$$

Tenemos 2 ecuaciones con 2 incógnitas resolviendo:

$$80.4W_1 + 51 W_2 = 213$$

$$14 W_1 + 183W_2 = 326$$

$$W_1 + 0.63 W_2 = 2.65 \text{ --- (A)}$$

$$W_1 + 13.07 W_2 = 23.30 \text{ --- (B)}$$

de (A):

$$W_1 = 2.65 - 0.63 W_2 \text{ --- (C)}$$

de (C) en (B):

$$2.65 - 0.63 W_2 + 13.07 W_2 = 23.30$$

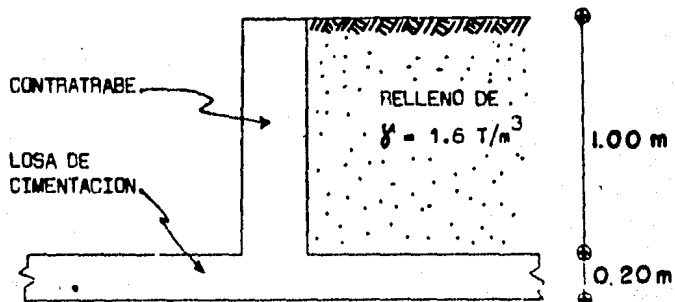
$$W_2 = \frac{20.65}{12.44} = 1.66 \text{ T/m}^2.$$

Sustituyendo éste valor en (C):

$$W_1 = 2.65 - (0.63)(1.66) = 2.65 - 1.04 = 1.61 \text{ T/m}^2$$

o sea que en los tableros se necesita colocar un material (para un metro de altura), que tenga $\gamma = 1.6 \text{ T/m}^3$.

Esquemáticamente:



El peso total del lastre será :

$$1.6 \text{ Ton./m}^3 \times 1 \text{ m.} \times 64.5 = 103.2 \text{ Ton.}$$

La presión bajo hipótesis de presión uniforme que actuará en el terreno — será :

$$\bar{w} = \frac{\text{descargas totales} + \text{lastre}}{\text{area.}} = \frac{1253.4 + 103.2}{181.3} = \frac{1356.6}{181.3} = 7.48 \text{ T/m}^2$$

y en las zonas donde existe lastre tendremos:

$$\bar{w} = \frac{\text{descargas totales} - \text{lastre}}{\text{area.}} = \frac{1253.4 - 103.2}{181.3} = \frac{1150.2}{181.3} = 6.34 \text{ T/m}^2$$

Una vez determinadas las cargas totales y habiendo lastrado para centrar — la resultante de cargas y presiones podemos plantear el problema del análisis de la cimentación para obtener los elementos mecánicos de diseño (momento flexionante y fuerza cortante)..

v

ANALISIS ESTRUCTURAL DE LA CIMENTACION.

El análisis estructural de cimentaciones (compensadas o profundas) puede llevarse a cabo bajo la siguiente secuela:

a) Si la cimentación fuese infinitamente rígida calcúlense las cargas y momentos flexionantes que le transmitiría la superestructura.

b) Elíjanse un conjunto de diagramas de momentos flexionantes económicos para las trabes de cimentación. Los diagramas escogidos deben satisfacer requisitos estáticos congruentes con las cargas y momentos del primer paso y con una distribución de presiones de contacto que en ningún sitio arroje esfuerzos sobre el terreno o los pilotes que excedan los valores permisibles. En muchos casos, -baste tomar para éste fin una distribución uniforme de las presiones de contacto con el terreno y asegurarse de que no se desplazan verticalmente las bases de las columnas.

c) Calcúlense los asentamientos que produciría la distribución de presiones de contacto con el terreno. (Véase capítulo 3).

d) Decídase si éstos asentamientos y los cambios angulares correspondientes son suficientemente pequeños para no causar un daño excesivo a elementos no estructurales. Verifíquese, también si las rotaciones para las articulaciones plásticas que se originan al considerar una distribución más o menos arbitraria de las cargas de columnas no son demasiado grandes. Si se llenan éstas condiciones, diseñese la cimentación para los diagramas de momentos elegidos en el paso b).

Si los asentamientos diferenciales calculados en el paso c) son excesivamente

ta grandes, deben hacerse las siguientes consideraciones:

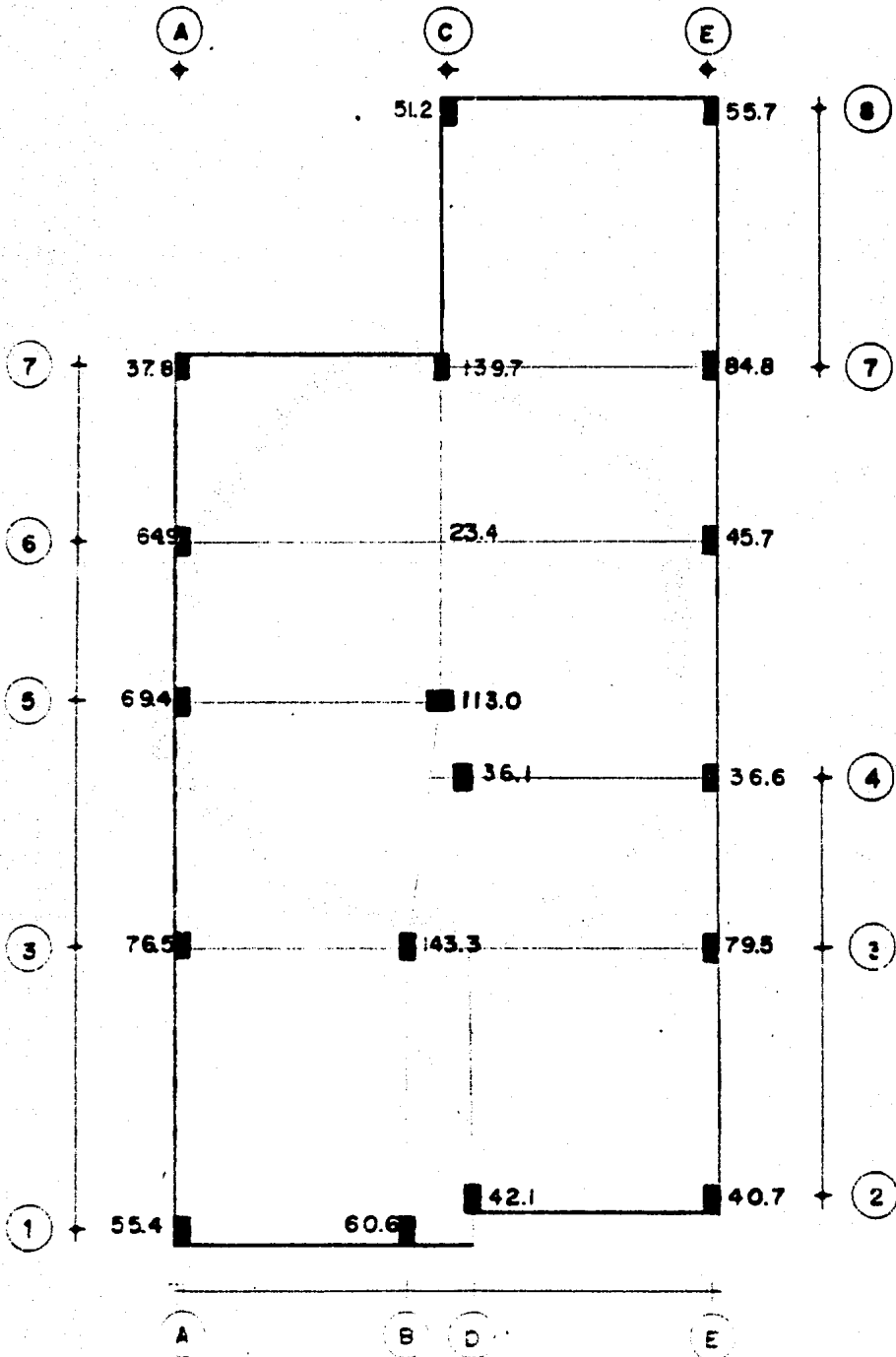
e) Supóngase que la cimentación es infinitamente rígida y estimense las presiones de contacto.

f) Calcúlense las fuerzas cortantes y los momentos flexionantes en la cimentación para satisfacer las condiciones de la estática para las fuerzas y momentos de la etapa a) y las presiones de contacto de la etapa e). En cada intersección de una columna y dos trabes de cimentación que corren en distintas direcciones, puede distribuirse una parte de la carga de columnas a una trabe y el resto a la otra. Cuando dos trabes se intersectan sin que exista una columna pueden estimarse las reacciones de ambas trabes tomando en cuenta en forma aproximada las rigideces relativas y las deformaciones impuestas por otras fuerzas.

g) Compruébese que sean aceptables los esfuerzos, los asentamientos diferenciales y las rotaciones de las articulaciones plásticas asociadas con los momentos y cortantes calculados, suminístrense las áreas de refuerzo de acuerdo con lo anterior, modifíquese las secciones transversales si es necesario y calcúlense nuevamente los elementos mecánicos si los cambios son suficientemente drásticos para ameritarlo. En esta etapa puede suponerse que algunas trabes (por ejemplo las que corren en una dirección y las trabes extremas en la dirección normal a ésta) permanezcan en el rango elástico y todas las otras desarrollan articulaciones plásticas. Si las rotaciones exceden a los valores permisibles, hágase un segundo tanteo introduciendo algunas articulaciones plásticas en las trabes que se habían supuesto que permanecían elásticas.

h) Terminese el diseño para las condiciones establecidas en los últimos dos párrafos.

De la escuela antes mencionada de acuerdo al inciso a) mostramos las descargas totales de la estructura (Sistema de Cargas W). Figura 5.1



EFFECTOS EN LOS NUDOS DEBIDOS A LA REACCION DEL TERRENO (R)

SISTEMA DE CARGAS (P)

HIPOTESIS:

- 1.-) Distribución de presión uniforme.
- 2.-) Sin desplazamiento vertical de columnas.
- 3.-) Sin considerar continuidad.

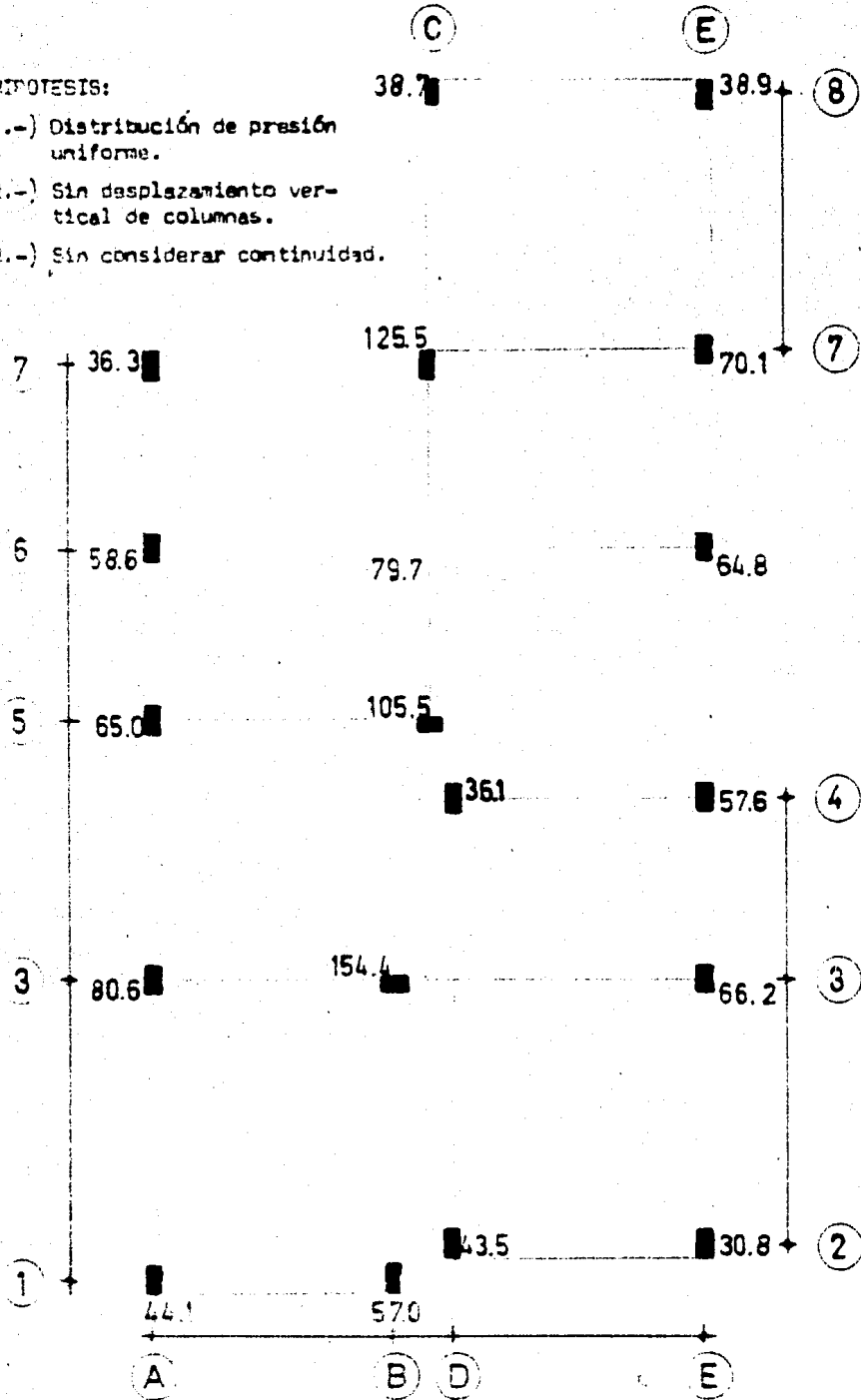


Figura 5.1

DESCARGAS TOTALES EN LOS MUROS.

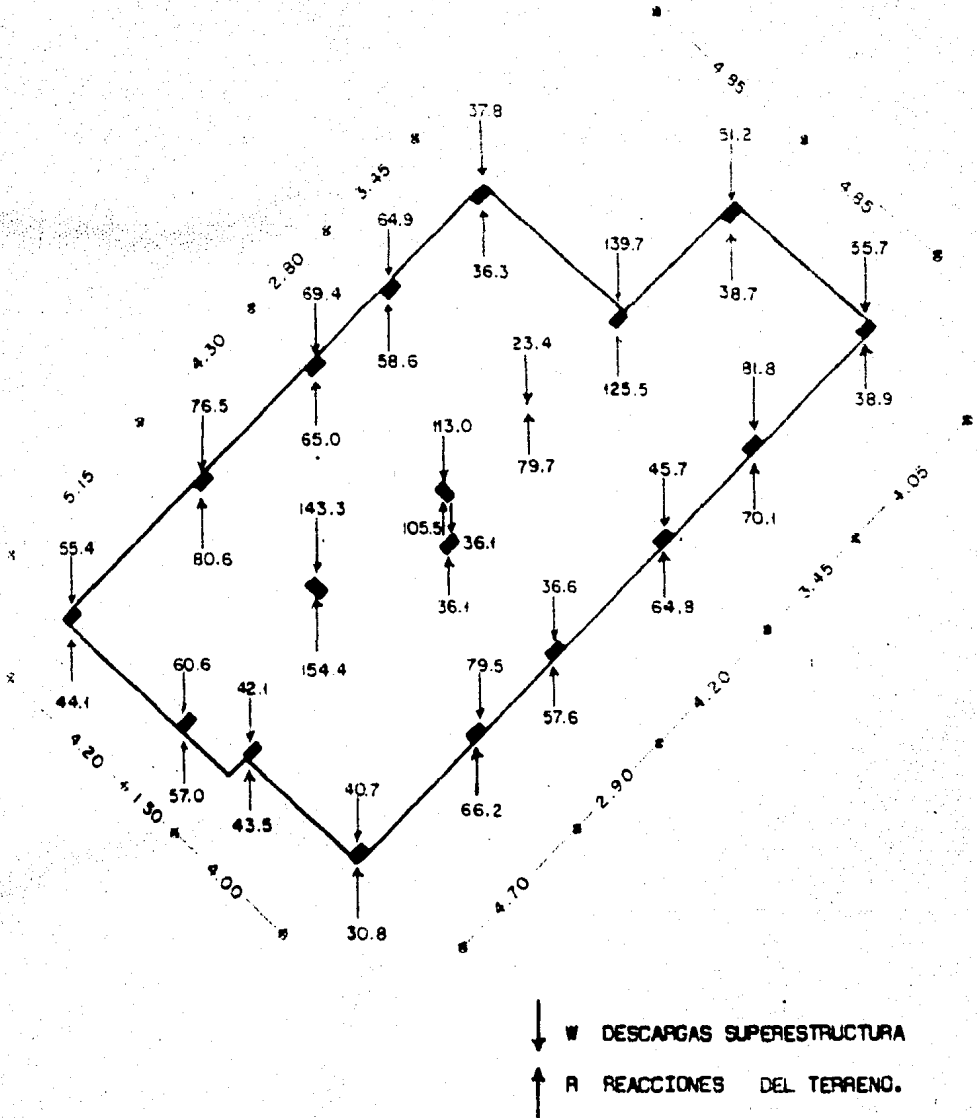
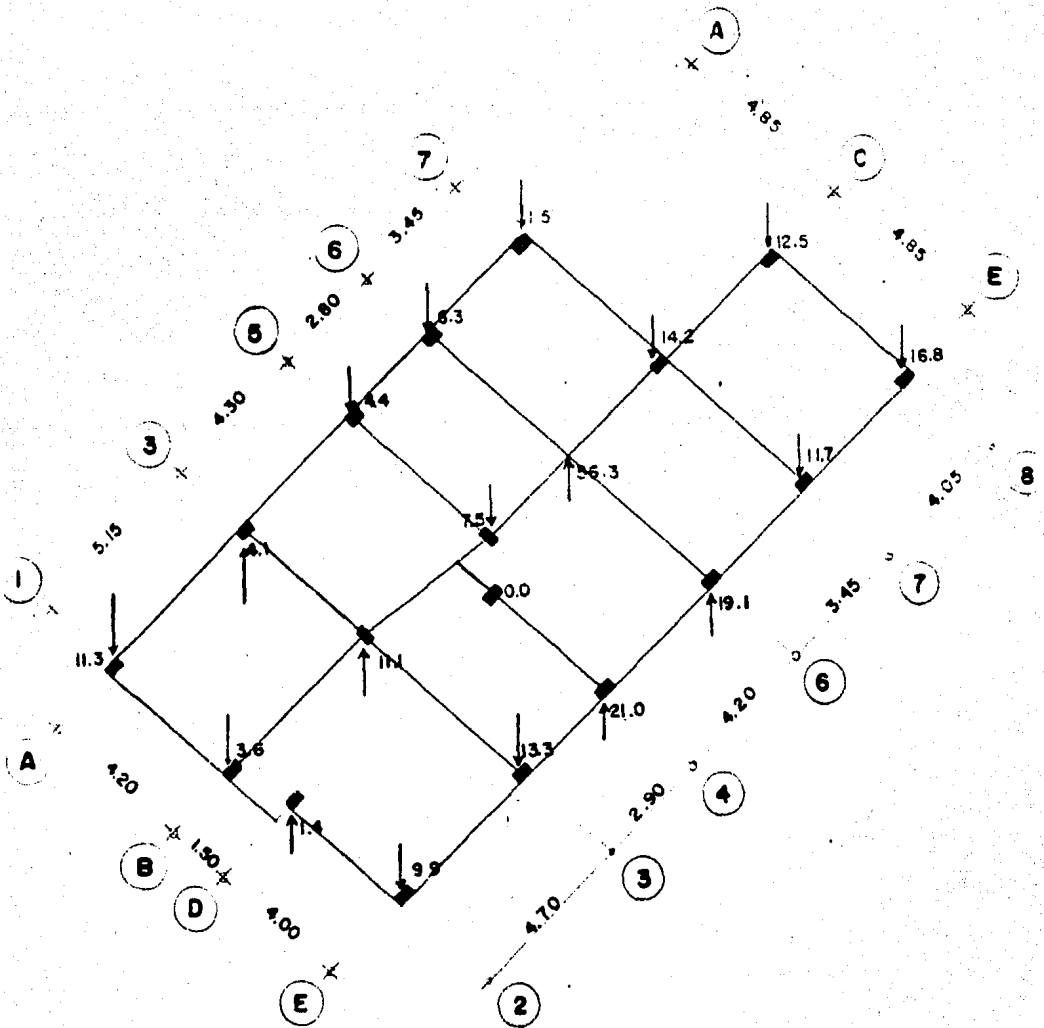
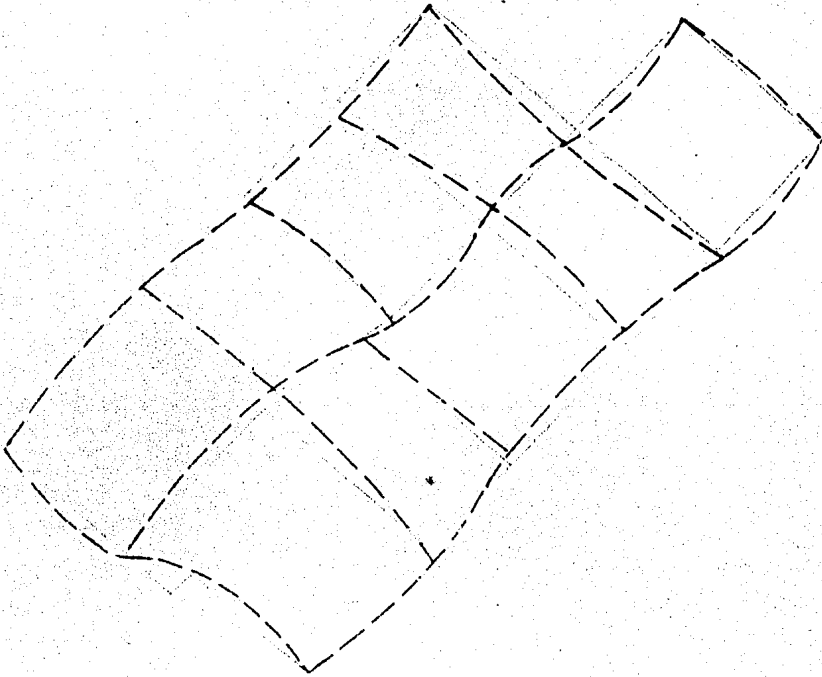


Figura 5.3

Finalmente la reticula que tendremos que analizar estará sujeta al siguiente sistema de cargas producto de la diferencia entre cargas gravitacionales y presiones de contacto al cual denominaremos sistema Q:



Según esto se presentarán las siguientes deformaciones:



Para efectos de análisis las cargas Q que obran en los muros perimetrales, las tomaremos integras al analizar estos, pero en las contratraveses del eje 8 que se cruzan con los ejes letras, haremos que un 50% de la descarga la tomen los ejes letras y el 20% restante lo tomará la contratravesa del eje 8 a excepción del cruce con el eje 5, en que se tomará toda la carga esto con el fin de disminuir el momento que va a producir las fuerzas hacia arriba de los ejes 3 y 6.

De la figura 5.4 por ejemplo :

En la intersección de 3 y B se tiene una reacción concentrada hacia arriba — de 11.1 Ton. la contratrabe del eje 3 transmitirá un 80% de la carga o sea 8.9 Ton. y la contratrabe del eje 8 2.2 Ton. La contratrabe del eje 3 tendrá un diagrama de momentos correctivo que se sumará con el diagrama de momento isostático de la carga repartida para obtener el momento final.

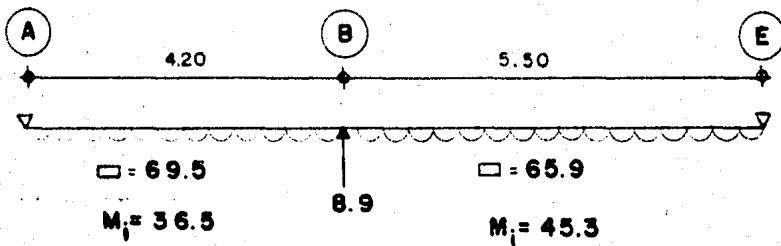
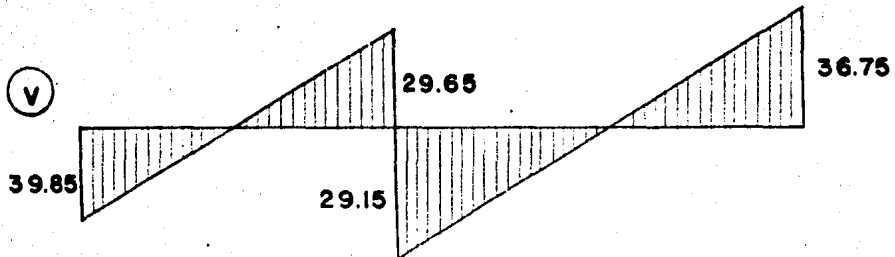
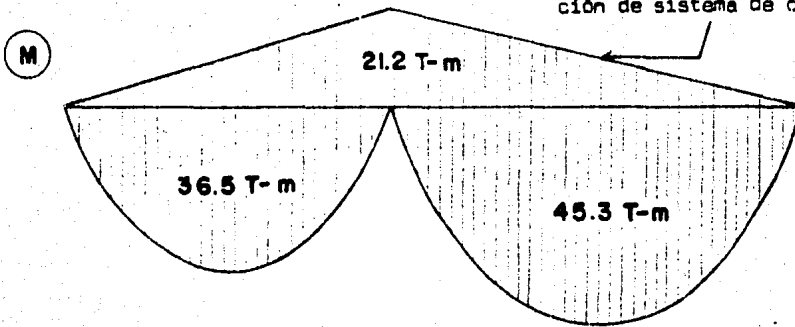


Diagrama suponiendo distribución de sistema de cargas Q



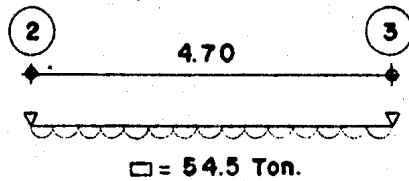
Analizaremos las demás contratraves:

EJE D

En zona de lastre:

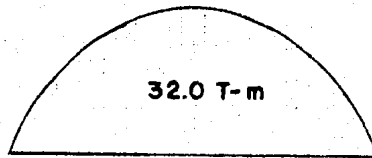
$$W = 8.6 \text{ m}^2 \times 6.34 \text{ Ton/m}^2 = 54.5 \text{ Ton.}$$

$$R_2 = R_3 = 27.25 \text{ Ton.}$$

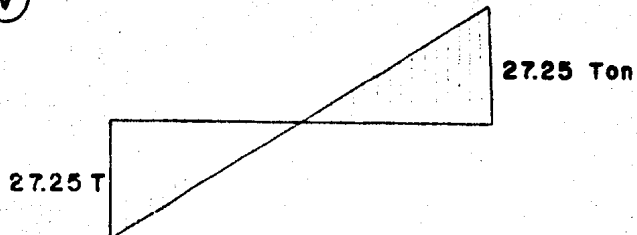


$$M = \frac{WL}{8} = \frac{(54.5)(4.70)}{8} = 32.0 \text{ Ton-m}$$

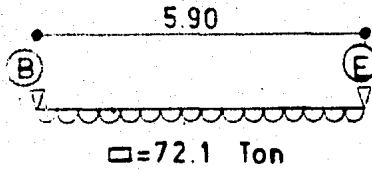
(M)



(V)



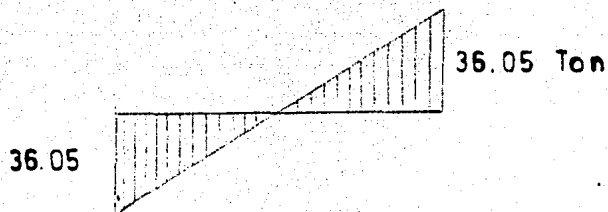
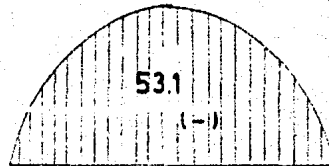
EJE 4



$$M = \frac{wL}{8} = \frac{(72.1)(5.90)}{8} = 53.1 \text{ t-m.}$$

$$R_B = R_E = 36.05$$

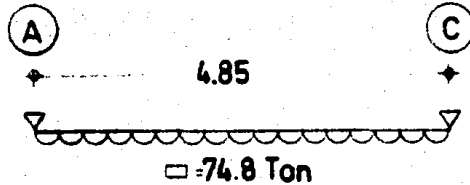
Diagrams.



EJE S

Area tributaria = 10.0 m^2

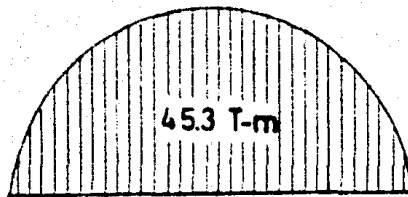
Tendré una carga de $7.48 \text{ T/m}^2 \times 10.0 \text{ m}^2 = 74.8 \text{ Ton.}$



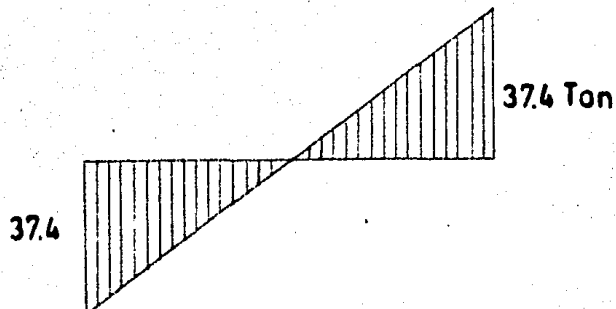
$$M = \frac{WL}{8} = \frac{(74.8)(4.85)}{8} = 45.3 \text{ T.-m.}$$

Diagramas.

M

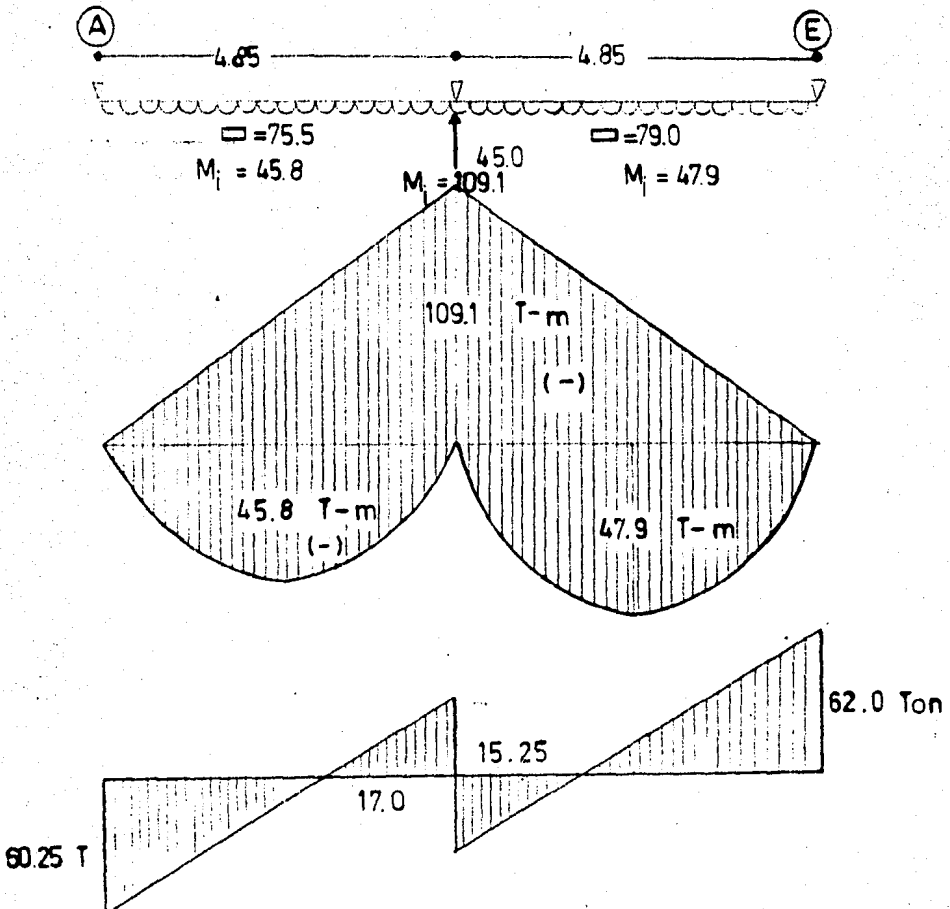


V



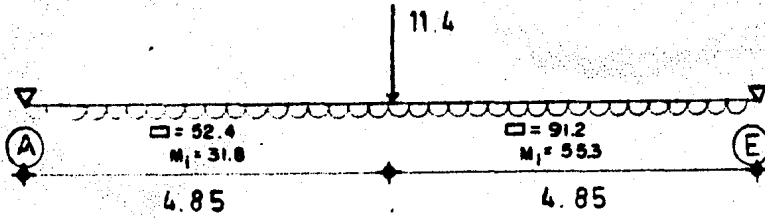
EJE 6

En las traveses de los ejes número que se apoyan en los muros de los ejes laterales, la carga repartida que soportan no la tomamos en cuenta para efectos de diseño de carga, únicamente las concentradas, debido a que ya se consideró cuando obtuvimos la reacción del terreno. Por ejemplo el eje 3 soporta 8.9 Ton. de carga concentrada hacia arriba, de esa fuerza al eje A le transmitirá 5.1 Ton. y al eje E 3.8 Ton. A su vez el eje A en el cruce con 3 tiene una fuerza hacia arriba de 4.1 Ton., si adicionamos la descarga del eje 3 se analizará para una fuerza total de 9.2 Ton. En igual forma se efectuó el análisis para los demás ejes.



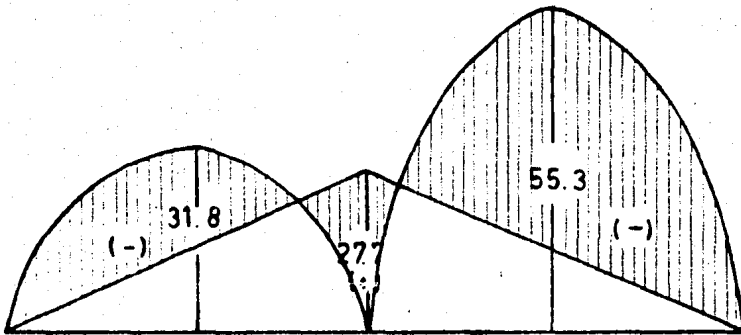
EJE 7

$$14.2 \times 0.8 = 11.4 \text{ Ton.}$$

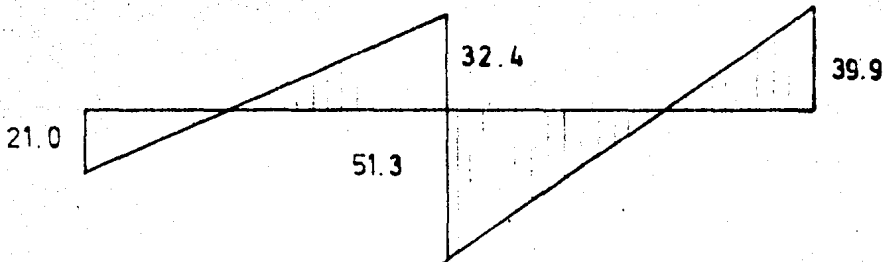


$$M_{(+)} = \frac{PL}{4} = \frac{(11.4)(9.70)}{4} = 27.7 \text{ t-m.}$$

(M)



(P)

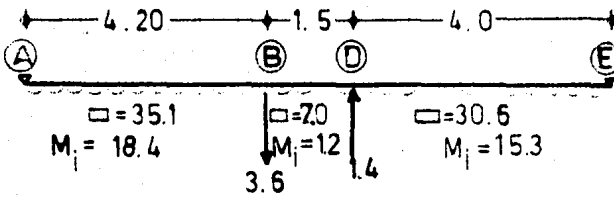


EJE 1

$$\Sigma M_A = 0 \quad \curvearrowright +$$

$$R_E = 0.73 \text{ Ton.}$$

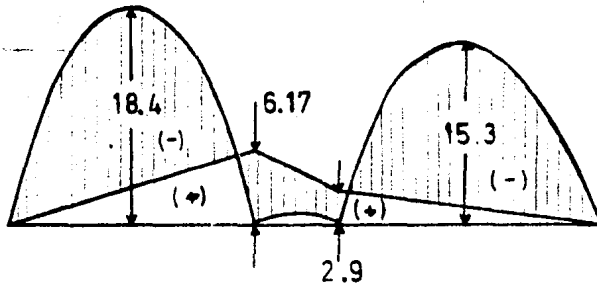
$$R_A = 1.47 \text{ Ton.}$$



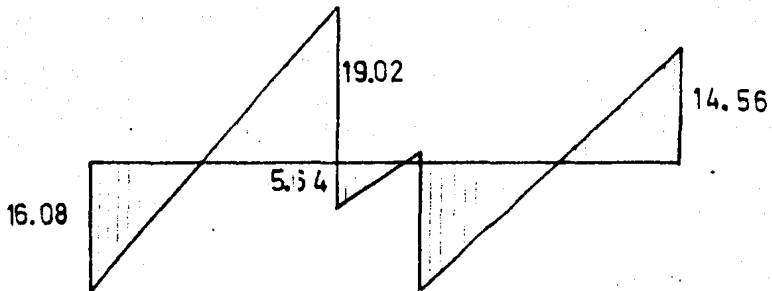
$$M_B = (1.47) (4.20) = 6.17 \text{ t-m.}$$

$$M_D = (0.73) (4.00) = 2.92 \text{ t-m.}$$

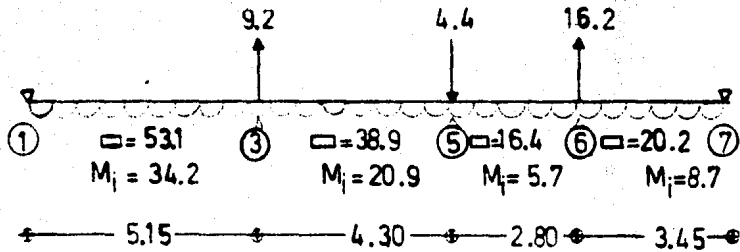
(M)



(V)



EJE A



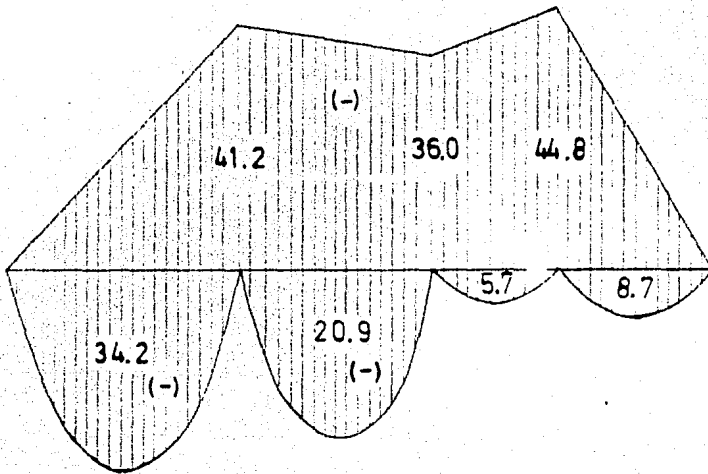
$\Sigma M_1 = 0$ \curvearrowright $R_7 = 13.0 \text{ Ton.}$ $R_1 = 8.0 \text{ Ton.}$

$M_3 = (-8.0)(5.15) = -41.2 \text{ t-m.}$

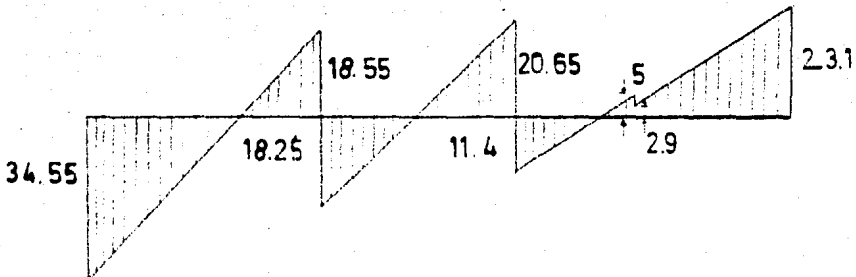
$M_5 = (-8.0)(9.45) + 9.2(4.30) = -36.0 \text{ t-m.}$

$M_6 = (-13.0)(3.45) = -44.8 \text{ t-m.}$

(M)

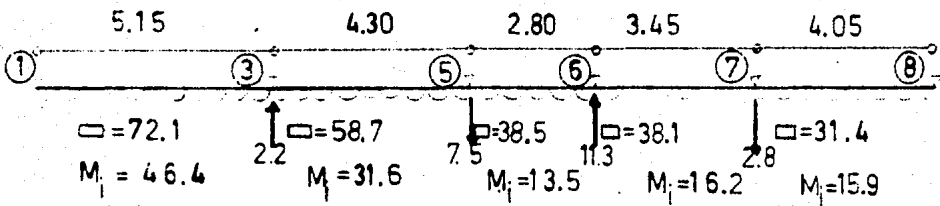


(V)



EJE B

$$\Sigma M_1 = 0 \quad R_B = 1.8 \text{ Ton.} \quad R_1 = -1.4 \text{ Ton.}$$

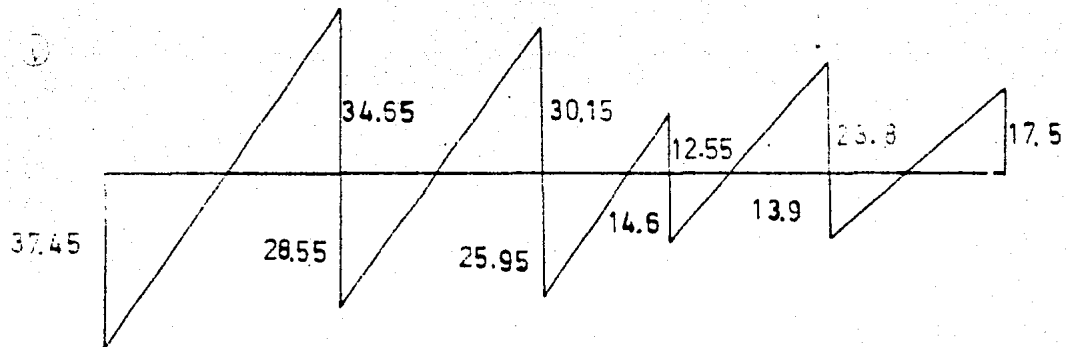
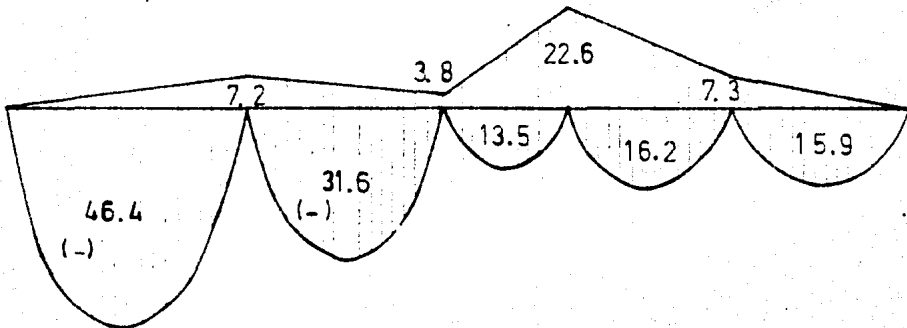


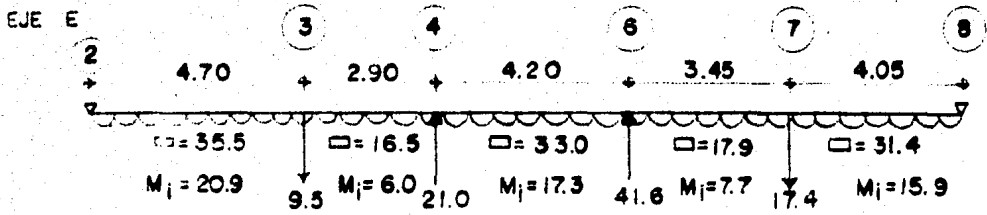
$$M_3 = (-1.4)(5.15) = -7.2 \text{ t-m.}$$

$$M_5 = (-1.4)(9.50) + 2.2(4.30) = -3.8 \text{ t-m.}$$

$$M_6 = (-1.4)(12.3) + 2.2(7.1) - 7.5(2.8) = -22.6 \text{ t-m.}$$

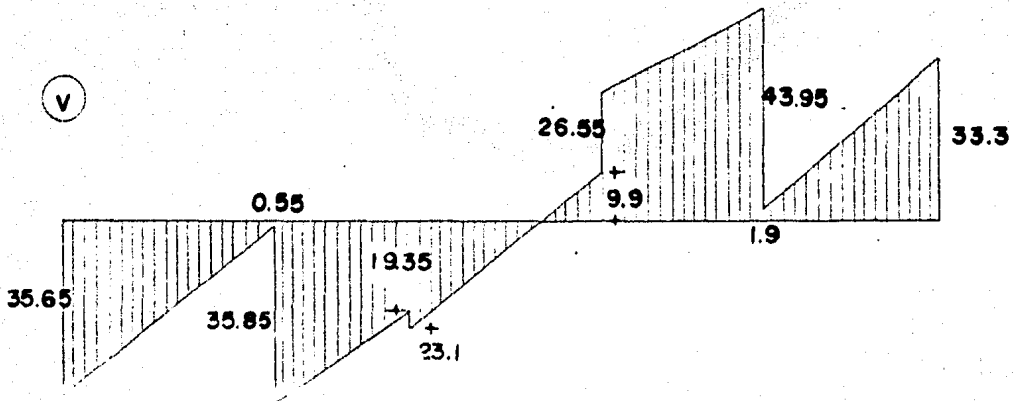
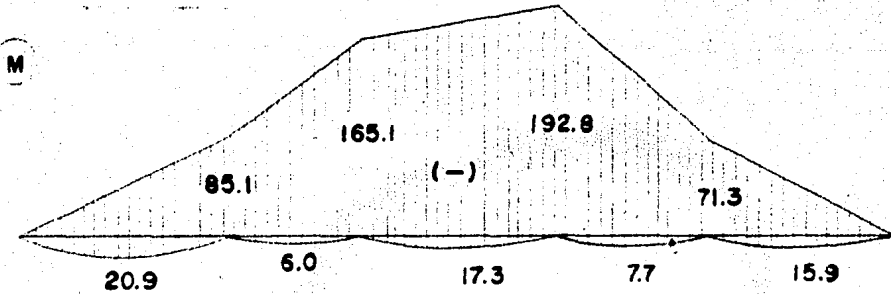
$$M_7 = (-1.8)(4.05) = -7.3 \text{ t-m.}$$





$\Sigma M_2 = 0$ $R_B = 17.6 \text{ Ton.}$ $R_2 = 18.1 \text{ Ton.}$

$M_3 = (-18.1)(4.7) = -85.1 \text{ t-m.}$
 $M_4 = (-18.1)(7.6) - (9.5)(2.9) = -165.1 \text{ t-m.}$
 $M_6 = (-18.1)(11.8) - 9.5(7.1) + 21(4.20) = -192.8 \text{ t-m.}$
 $M_7 = (-17.6)(4.05) = -71.3 \text{ t-m.}$



VI

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.

El dimensionamiento de elementos estructurales consiste en la determinación de las dimensiones y características que estos requieren para cumplir una cierta función con un grado de seguridad razonable y de manera que su comportamiento bajo condiciones de servicio o de trabajo sea satisfactorio.

La primera condición que debe satisfacer un elemento estructural es que sea lo suficientemente resistente, al dimensionarlo se debe procurar que tenga un factor de seguridad razonable. Mediante este factor se trata de tomar en cuenta la incertidumbre sobre los efectos de ciertas acciones y sobre los valores usados en varias etapas del proceso. Entre las principales incertidumbres se pueden mencionar el desconocimiento de las solicitaciones reales y su distribución, la validez de las hipótesis y simplificaciones utilizadas en el análisis, la diferencia entre el comportamiento real y el supuesto, y la discrepancia entre los valores reales de las dimensiones y de las propiedades de los materiales con los especificados.

El diseño de nuestros elementos lo podemos efectuar empleando cualquiera de los dos métodos siguientes:

1.-) Método de los esfuerzos permisibles o de trabajo.

Consiste en dimensionar los elementos estructurales de tal manera que se tenga un margen de seguridad razonable manteniendo los esfuerzos producidos por las solicitaciones de trabajo por debajo de los esfuerzos permisibles. Estos esfuerzos permisibles se especifican como una fracción de la resistencia de los materiales a la acción considerada.

Los esfuerzos permisibles se fijan con base en la experiencia de manera - que la seguridad y el comportamiento de los elementos sean adecuados.

Un inconveniente de este método, es que el grado de seguridad no es uni-
forme ya que la relación entre la resistencia del material y los esfuerzos de
trabajo no son siempre iguales a la relación entre la resistencia del elemento
y sus solicitaciones de servicio.

2.-) Método Plástico o de resistencia última.

Este procedimiento de dimensionamiento es el que se tiende en la actuali-
dad, y consiste en multiplicar las solicitaciones de servicio por un factor --
de carga para obtener así la resistencia que deba darse al elemento para con-
tar con la seguridad deseada.

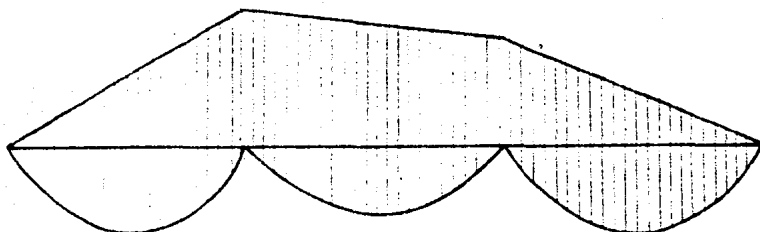
Una recomendación propia para el diseño de contratraves de cimentación, -
es que, el esfuerzo de diseño en el acero depende del análisis que se halla --
efectuado, así por ejemplo:

En el caso en que los apoyos o columnas estén fijos, o sea no se produz-
can desplazamientos sudiagrama de momentos será de la forma:



y deberá utilizarse un esfuerzo para diseño del acero de $f_s = 2000 \text{ Kg/cm}^2$.

En el caso en que las contratraves se hallan considerado como vigas flotantes, como es el caso en que nosotros analizamos, su diagrama de momentos bajo la combinación de carga vertical y desplazamientos será de la forma:



y deberá utilizarse un esfuerzo para diseño del acero igual a $f_s = 3000 \text{ Kg/cm}^2$.

Finalmente en el capítulo III obtuvimos que para una sobrecarga en el terreno de 1 ton/m^2 se presentaría un asentamiento de 8 cm., sin embargo es posible aplicar una sobrecarga mayor hasta llegar a un hundimiento máximo de 15 cm. en el centro del terreno sobre el cual estará desplantado el edificio, sin que éste afecte a la estructura. Se puede entonces modificar el nivel de desplante de la cimentación, aprovechando que podemos adicionarle al terreno una sobrecarga mayor.

Al aplicar una sobrecarga de 2 T/m^2 y calcular los hundimientos como lo hicimos en el capítulo III, obtenemos que la orilla del edificio sufrirá un desplazamiento vertical de 9 cm. y el hundimiento máximo será de 15.3 cm. por lo cual decidimos ubicar el nivel de desplante de la cimentación a los 3.00 m. de profundidad.