

219



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO

**ESCUELA NACIONAL DE ESTUDIOS PROFESIONALES
"ARAGON"
INGENIERIA CIVIL**

**"COMPARACION DE DOS ALTERNATIVAS DE
DISEÑO ESTRUCTURAL PARA UN EDIFICIO DE
DEPARTAMENTOS DE INTERES SOCIAL"**

T E S I S

**QUE PARA OBTENER EL TITULO DE
INGENIERO CIVIL**

P R E S E N T A :

MARIO MORALES

San Juan de Aragón, México

1986



Universidad Nacional
Autónoma de México



UNAM – Dirección General de Bibliotecas Tesis Digitales Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS © PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

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

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

I N D I C E

Introducción.

I.- Preliminares para el Diseño.

I.A.- Acciones.

- I.A.1.- Acciones Permanentes
- I.A.2.- Acciones Variables.
- I.A.3.- Acciones Accidentales.

I.B.- Estructuración.

- I.B.1.- Alternativas de Diseño.
- I.B.2.- Solicitaciones del Diseño.

II.- Aplicación del Método Detallado de Diseño.

II.A.- Revisión de los Muros de Carga (Alternativa 1).

- II.A.1.- Resistencia a la Carga Vertical.
- II.A.2.- Resistencia a la Carga Lateral
- II.A.3.- Resistencia a la Flexocompresión.

II.B.- Revisión de los Muros de Carga (Alternativa 2).

- II.B.1.- Resistencia a la Carga Vertical.
- II.B.2.- Resistencia a la Carga Lateral
- II.B.3.- Resistencia a la Flexocompresión.

III.- Diseño Estructural del Marco de la Zona de Escaleras.

III.A.- Análisis Sísmico

- III.A.1.- Obtención de los Desplazamientos.
- III.A.2.- Obtención de los Elementos Mecánicos.

III.B.- Dimensionamiento.

- III.B.1.- Trabes.
- III.B.2.- Columnas.
- III.B.3.- Losas.

IV.- Cimentación.

IV. A.- Información del Estudio de Mecánica de Suelos.

- IV. A. 1.- Estratigrafía y Propiedades Mecánicas del Subsuelo.
- IV. A. 2.- Análisis de Capacidad de Carga y Asentamientos.
- IV. A. 3.- Recomendaciones y Alternativas del Diseño de la Cimentación.

IV. B.- Diseño de Zapatas Corridas Rigidizadas con Contratraves. (Alternativa 1)

- IV. B. 1.- Solicitaciones
- IV. B. 2.- Zapata corrida del edificio.
- IV. B. 3.- Zapata corrida de la zona de escaleras.

IV. C.- Diseño de Losas de Cimentación.

- IV. C. 1.- Solicitaciones.
- IV. C. 2.- Losa de Cimentación del Edificio
- IV. C. 3.- Losa de Cimentación de la Zona de Escaleras.

V.- Especificaciones.

V.A.- De la Superestructura.

- V. A. 1.- Planos del Edificio.
- V. A. 2.- Planos de la Zona de Escaleras

V. B.- De la Subestructura.

- V. B. 1.- Planos de la Cimentación del Edificio.
- V. B. 2.- Planos de la Cimentación de la Zona de Escaleras.

VI.- Conclusiones.

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

El presente trabajo tiene el propósito de aportar a las generaciones venideras de compañeros de la carrera de ingeniería civil, la aplicación paso por paso del Método Detallado de Diseño de Estructuras de Mampostería y la solución de un marco de concreto bajo las disposiciones de las Normas Técnicas Complementarias del Reglamento de Construcciones del Distrito Federal; dicho propósito, surge de la necesidad de contar con un documento de consulta de la materia de diseño estructural, que sea de gran ayuda en este tópico tan interesante que toca esta materia tan importante. Otro propósito, y que toda tesis intrínsecamente conlleva, es el de sembrar la inquietud en el estudio de las construcciones de mampostería, que muy pronto den sus frutos, aportando nuevos trabajos que aumenten el acervo en estos temas.

Por otra parte, la aplicación de este Método, el cual se exige emplear cuando no se cumplen con ciertas condiciones de altura de muros, claros y uniformidad de la estructuración de las cargas, y por lo tanto no es posible utilizar el Método Simplificado de Diseño; pero cuando se desea en forma más precisa un diseño, para obtener conclusiones acerca del comportamiento de los elementos estructurales, resulta entonces de un provecho enorme el uso del Método Detallado de Diseño.

Una descripción somera del proyecto arquitectónico de la estructura que va a ser analizada mediante el método antes descrito, es a grandes rasgos "un Edificio de cuatro niveles de departamentos de interés social", descripción que ya ha sido enunciada en el título de la portada; no obstante la descripción en forma amplia es necesaria, para conseguir con ello una mayor perspec-

tiva, en el diseño estructural. El proyecto consiste en dos alternativas de diseño; la primera alternativa, contempla la posibilidad de construir los muros de mampostería con tabiques huecos de barro, mientras la segunda alternativa propone muros de tabique de barro recocido. Ambas alternativas reúnen las siguientes características: el suelo de desplante de la construcción es zona de terreno firme, localizado en el Municipio de Ecatepec, Estado de México; la altura libre del entrepiso es de 2.3 m (altura a ejes 2.50 m); el área construida es de 192 m². La distribución de los muros, longitudes, etc. podrán ser visualizadas con detenimiento en los planos a escala adjuntos.

En cada uno de los capítulos siguientes se puede observar el propósito de todo diseño, el cual consiste en encontrar una resistencia adecuada; por adecuada debe comprenderse, no el que no fallen, esa no es la finalidad del diseño, porque las variables y parámetros que deben considerarse son de naturaleza aleatoria, y no es posible asignar límites a los valores de estas variables de manera que se pueda confiar que jamás serán rebasados. Por lo tanto no se pueden satisfacer exigencias que algunos profesionistas pretenden, las de diseñar una estructura para cualquier tipo de sismo, porque ciertamente las acciones sísmicas no han sido posible predecirlas para su máximo efecto, aún más difícil de conocer su intensidad, el grado de afirmar que, aunque una estructura haya sido diseñada con el método más preciso, terminará por fallar, obviamente, si no se ha demolido antes que sobrevenga un sismo de máxima intensidad del cual no es posible tener información. Es entonces la meta del diseño conjugar dos requisitos a saber: seguridad razonable y condiciones normales de servicio. Por seguridad razonable entendemos el que un elemento estructural no produzca pánico en sus usuarios, sino que inspire confianza, una columna muy delgada que soporte una gran carga, puede inspirar inseguridad y desconfianza, aún cuando se garantice su resistencia.

cia. Por condiciones normales de servicio, se debe comprender el hecho de que una estructura cumpla satisfactoriamente las funciones para las que se destinó no podríamos hablar éste, de una trabe que se flexiona tanto que no es posible caminar por ella sin la incomodidad inherente de su condición de servicio, por lo tanto no funciona para lo que fue destinado.

En particular, cada capítulo contiene en forma sucinta el diseño de la estructura indicada, así es como en el capítulo I se sientan las bases para calcular la estructuras de los posteriores capítulos; la información necesaria para el diseño son las solicitaciones y la estructuración. Los capítulos siguientes entran en detalle y paso a paso con la solución de las estructuras que son a saber: el edificio propiamente dicho, la estructura de la zona de las escaleras y las subestructuras de ambas. En las conclusiones se presentan recientemente el comportamiento de los diferentes materiales, para finalmente determinar que estructura resulta con una resistencia adecuada con el punto de vista anteriormente expuesto.

4

CAPITULO I
PRELIMINARES PARA EL DISEÑO.

I.A.- Acciones.

Las fuerzas que actúan sobre una estructura reciben el nombre de acciones, siendo su determinación de importancia esencial para el diseño de cualquier edificación, podría parecer una etapa sencilla, sin embargo el que estén involucradas ciertas variables aleatorias arroja incertidumbres, desde luego sin trascendencia. Dichas acciones son clasificadas de acuerdo a la forma que obran en la vida útil de la estructura, como puede ser de modo permanente, variable o accidental.

I.a.i.- Acciones Permanentes.

Las acciones que consisten en las cargas de carácter permanente, son el peso propio de la estructura, así como cargas concentradas; en el diseño que nos ocupa, el edificio sólo tiene cargas distribuidas y el marco de la zona de las escaleras tiene cargas concentradas propias del peso de la rampa de las escaleras, y la losa del pasillo. El Reglamento de Construcciones en el Capítulo XXXII del título IV, proporciona para la revisión de los elementos estructurales valores de las acciones según sea su carácter en la estructura: permanentes, variables y accidentales. La determinación de las acciones permanentes o cargas muertas se hace tomando en cuenta el peso volumétrico del material de construcción como son: concreto, mampostería artificial o natural.

I. A. 2.- Acciones variables.

Las cargas variables o cargas vivas son las que tienen un carácter de cambio durante la vida útil de la estructura, es decir no permanecen de manera fija, la determinación de la carga viva se hace mediante los valores nominales especificados en el Reglamento por unidad de área y en función del uso del sistema de piso. Son tres tipos de carga viva: La carga viva máxima w_m , empleada en el diseño estructural por fuerzas gravitacionales y para calcular asentamientos inmediatos en suelos. La carga instantánea, w_a utilizada para el diseño sísmico y por viento. La carga media w se deberá usar en el cálculo de asentamientos diferidos en materiales poco permeables (limos y arcillas) saturados.

I. A. 3.- Acciones accidentales.

Las cargas accidentales son las que representan un accidente en la vida de las estructuras y su control queda fuera del proyectista, por desconocerse el momento en el que tienen lugar en la estructura, pues en ocasiones pueden ser mayores a las que se predicen en investigaciones, sin embargo instituciones serias han procurado intensamente encontrar información útil para el diseño de estructuras resistentes a las fuerzas laterales y métodos de diseño para proyectarlas adecuadamente lográndose una gran confianza en los resultados. Las acciones accidentales se calcularán mediante el Método Estático el cual arroja resultados precisos, además de su fácil manejo.

I. B.- Estructuración.

El proceso de selección del material más adecuado para construir una estructura y de disponer de los elementos estructurales como columnas, muros y su arreglo en un espacio limitado se le denomina Estructuración. Es recomendable en esta fase del diseño, contar con un criterio que establezca que tan rígida ante fuerzas horizontales es la estructura del edificio, para lo cual se debe tomar en cuenta la naturaleza del material, siendo la estructura que nos ocupa de un material relativamente frágil no podrá admitir grandes deformaciones, entonces se diseñará una estructura rígida capaz de resistir fuerzas sísmicas sin que tenga desplazamientos considerables con los cuales se rompería el material, para tal objetivo se compararán dos alternativas de diseño estructural que se describirán a continuación.

I. B. 1.- Alternativas de Diseño.

La selección del material más adecuado por medio de las alternativas de diseño estructural contemplan la necesidad de estructurar conjuntamente muros de concreto con mampostería para suplir la resistencia a la carga vertical. En la alternativa 1 se usarán tabiques huecos de barro y en la alternativa 2 ladrillo (tabique) macizo de barro cocido. Los materiales de ambas alternativas, deberán cumplir con los requisitos generales de calidad especificados por la Dirección General de Normas para cada material, asimismo la losa será de vigueta y bovedilla y se usará losa maciza en la zona de baños. La estructuración de la zona de escaleras será a base de dos marcos de concreto en la dirección x-x, y en dirección y-y de muros de mampostería; se empleará una losa maciza para rampas y patillos, y se separará de los departamentos por medio de una junta construc-

tiva con la finalidad de hacer la citada zona independiente de los edificio lo-
grando eliminar ventajosamente problemas de torsión difíciles de resolver, ade-
más de una simplificación indiscutible en el análisis.

I. B. 2.- Solicitaciones.

Las sollicitaciones son la suma de las acciones que tienen lugar en la es-
tructura, su distribución y magnitud tendrá importancia en el diseño. Así por
ejemplo para los muros de concreto se ha tomado una dimensión supuesta a las
acciones que se van a desarrollar en ellos ya sea por carga permanente viva y
accidental. Para darnos idea acerca de la magnitud y distribución de las ac-
ciones en una estructura en ocasiones un modelo es de muchísima utilidad, y el
cuerpo aislado del cubo de las escaleras tiene un comportamiento particular con
respecto al resto de las edificaciones, un modelo a escala de castorillo nos
sirve para observar en que dirección tienen lugar los desplazamientos y en esa
dirección rigidizar a fin de no permitir movimientos secos producidos por ac-
ciones laterales de sismos, y de esta manera eliminar toda duda del comporta-
miento real de la estructura de la zona de escaleras; estas consideraciones cum-
plen con el propósito de buscar el equilibrio entre fuerzas externas e internas
de tal manera que se obtiene una estructura resistente a las sollicitaciones es-
tablecidas.

ANALISIS DE CARGAS ESTATICAS DEL EDIFICIO

AZOTEA

W	Losa	=	220 Kg/m ²
W	Acabados	=	110 Kg/m ²
W	Carga Viva	=	<u>100 Kg/m²</u>
W _{Azotea}		=	430 Kg/m ²

ENTREPISO

W	Losa	=	220 Kg/m ²
W	Acabados	=	<u>110 Kg/m²</u>
W _{Ent}		=	330 Kg/m ²

BAÑOS

W	Losa	=	240 Kg/m ²
W	Acabados	=	110 Kg/m ²
W	Relleno	=	<u>310 Kg/m²</u>
W _B		=	660 Kg/m ²

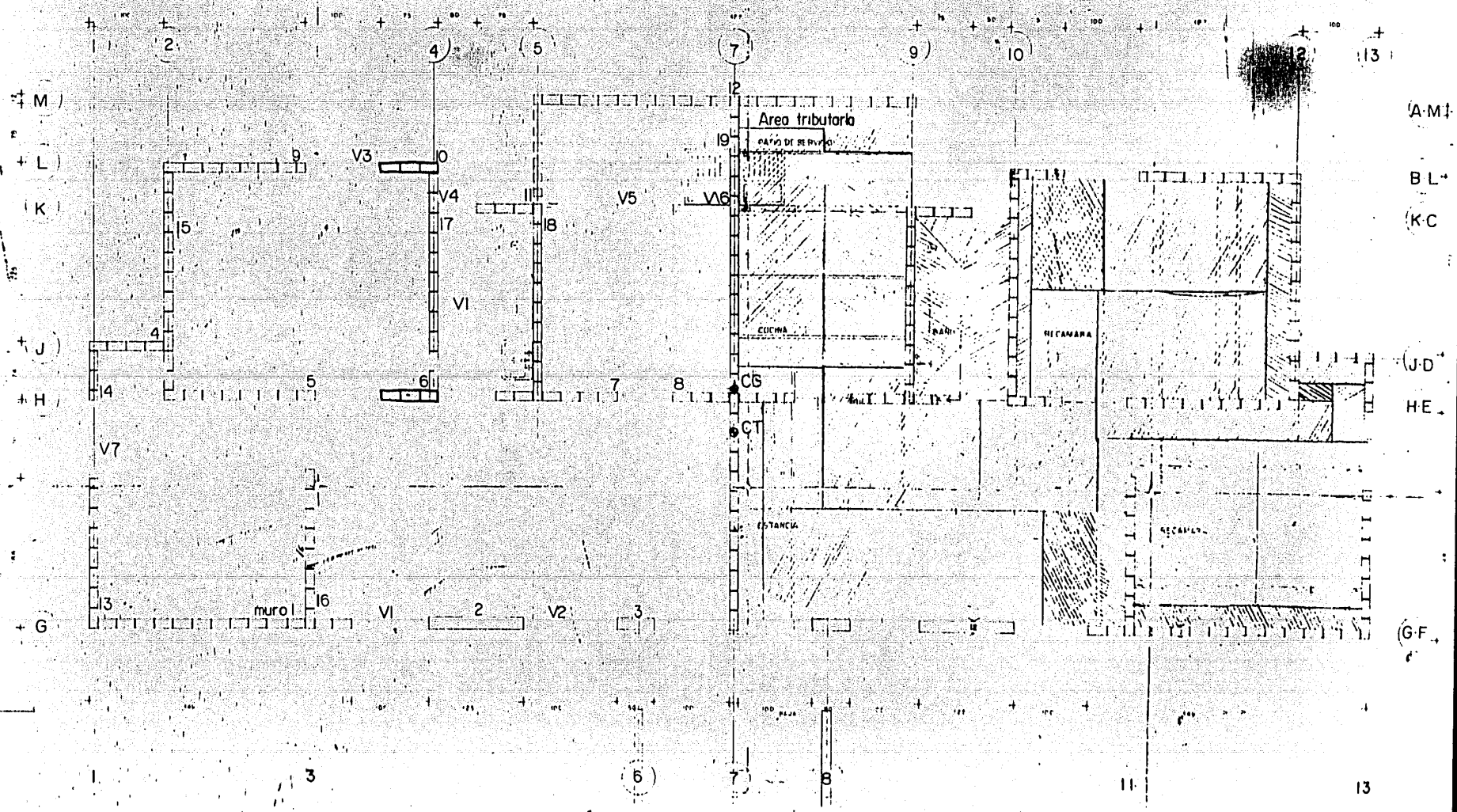
TINACOS

P	Tinacos	=	12,000 kg
A	Area	=	5.62 m ²
W _T	= P/A	=	2135 kg/m ²

W Carga Viva = $W_{Vm} = 120 + \frac{420}{\sqrt{3} \times A_{trib}}$, se calculará para cada muro.

La carga viva depende del área tributaria de cada muro. Para los muros de la planta baja el área tributaria es la suma de las áreas tributarias en cada nivel exceptuando el nivel de azotea, puesto que difiere cuantitativamente de los entrepisos, por lo que se agregará en forma independiente en el proceso de cálculo.

Fallas de origen



A-M
B-L
K-C
J-D
H-E
G-F

CARGA VIVA PARA DISEÑO POR CARGAS VERTICALES EN MUROS DE PLANTA BAJAMURO 1

$$A_{\text{trib}} = 2.90 \times 0.40 + 1.50 = 0.75$$

$$A_{\text{trib}} = 2.32 \text{ m}^2$$

$$w_{Vm} = 120 + \frac{420}{\sqrt{3 \times 2.32}}$$

$$w_{Vm} = 279 \text{ kg/m}^2$$

MURO 2

$$A_{\text{trib}} = 1.50 \times 2.25$$

$$A_{\text{trib}} = 3.49 \text{ m}^2$$

$$w_{Vm} = 120 + \frac{420}{\sqrt{3 \times 3.49}}$$

$$w_{Vm} = 250 \text{ kg/m}^2$$

MURO 3

$$A_{\text{trib}} = 1.50 \times 1.65$$

$$A_{\text{trib}} = 2.60 \text{ m}^2$$

$$w_{Vm} = 120 + \frac{420}{\sqrt{3 \times 2.60}}$$

$$w_{Vm} = 270 \text{ kg/m}^2$$

MURO 4

$$A_{\text{trib}} = 0.40 \times 1.06$$

$$A_{\text{trib}} = 0.42$$

$$w_{Vm} = 120 + \frac{420}{\sqrt{3 \times 0.42}}$$

$$w_{Vm} = 494 \text{ kg/m}^2$$

MURO 5

$$A_{\text{trib}} = 2.0(1.50 + 0.40) + 0.5 = 0.90$$

$$A_{\text{trib}} = 3.95 \text{ m}^2$$

$$w_{Vm} = 120 + \frac{420}{\sqrt{3 \times 3.95}}$$

$$w_{Vm} = 242 \text{ kg/m}^2$$

MURO 6

$$A_{\text{trib}} = 1.40 \times 1.50 + 0.90 \times 1.43 + 0.2$$

$$A_{\text{trib}} = 3.65 \text{ m}^2$$

$$w_{Vm} = 120 + \frac{420}{\sqrt{3 \times 3.65}}$$

$$w_{Vm} = 247 \text{ kg/m}^2$$

MURO 7

$$A_{\text{trib}} = 1.50 \times 2.10 + 1.2 \times 0.4 + 0.2$$

$$A_{\text{trib}} = 3.8 \text{ m}^2$$

$$w_{Vm} = 120 + \frac{420}{\sqrt{3 \times 3.80}}$$

$$w_{Vm} = 244 \text{ kg/m}^2$$

MURO 8

$$A_{\text{trib}} = (1.50 \times 0.8 + 0.4 \times 0.45 + 0.75 \times 0.35) \times 2$$

$$A_{\text{trib}} = 3.05 \text{ m}^2$$

$$w_{Vm} = 120 + \frac{420}{\sqrt{3 \times 3.05}}$$

$$w_{Vm} = 259 \text{ kg/m}^2$$

MURO 9

$$A_{\text{trib}} = 1.90 \times 1.50$$

$$A_{\text{trib}} = 2.85 \text{ m}^2$$

$$w_{Vm} = 120 + \frac{420}{\sqrt{3 \times 2.85}}$$

$$w_{Vm} = 271 \text{ kg/m}^2$$

MURO 10

$$A_{\text{trib}} = 1.50 \times 1.0$$

$$A_{\text{trib}} = 1.50 \text{ m}^2$$

$$w_{Vm} = 120 + \frac{420}{\sqrt{3 \times 1.5}}$$

$$w_{Vm} = 325 \text{ kg/m}^2$$

MURO 11

$$A_{\text{trib}} = 1.25^2 / 4$$

$$A_{\text{trib}} = 0.4 \text{ m}^2$$

$$w_{Vm} = 120 + \frac{420}{\sqrt{3 \times 0.4}}$$

$$w_{Vm} = 503 \text{ kg/m}^2$$

MURO 12

$$A_{\text{trib}} = (2.43 \times 0.4 + 2.43 \times 0.75 \times 0.5) \times 2.0$$

$$A_{\text{trib}} = 3.80 \text{ m}^2$$

$$w_{Vm} = 120 + \frac{420}{\sqrt{3 \times 3.8}}$$

$$w_{Vm} = 244 \text{ kg/m}^2$$

MURO 13

$$A_{\text{trib}} = 1.5 \times 2.10$$

$$A_{\text{trib}} = 3.15 \text{ m}^2$$

$$w_{Vm} = 120 + \frac{420}{\sqrt{3 \times 3.15}}$$

$$w_{Vm} = 257 \text{ kg/m}^2$$

MURO 14

$$A_{\text{trib}} = 0.55 \times 0.75 = 0.4$$

$$A_{\text{trib}} = 0.40 \text{ m}^2$$

$$w_{Vm} = 120 + \frac{420}{\sqrt{3 \times 0.4}}$$

$$w_{Vm} = 503 \text{ kg/m}^2$$

MURO 15

$$A_{\text{trib}} = 3.0 \times 0.4$$

$$A_{\text{trib}} = 1.2 \text{ m}^2$$

$$w_{Vm} = 120 + \frac{420}{\sqrt{3 \times 1.2}}$$

$$w_{Vm} = 341 \text{ kg/m}^2$$

MURO 16

$$A_{\text{trib}} = 2.5 \times 1.50 + 0.5 \times 0.4$$

$$A_{\text{trib}} = 4.1 \text{ m}^2$$

$$w_{Vm} = 120 + \frac{420}{\sqrt{3 \times 4.1}}$$

$$w_{Vm} = 240 \text{ kg/m}^2$$

MURO 17

$$A_{\text{trib}} = 0.75 \times 3.00 \times 0.5 + 1.0$$

$$A_{\text{trib}} = 2.12 \text{ m}^2$$

$$w_{Vm} = 120 + \frac{420}{\sqrt{3 \times 2.12}}$$

$$w_{Vm} = 287 \text{ kg/m}^2$$

MURO 18

$$A_{\text{trib}} = 1.20 \times 2.70 + 1.0$$

$$A_{\text{trib}} = 4.24 \text{ m}^2$$

$$w_{\text{Vm}} = 120 + \frac{420}{\sqrt{3 \times 4.24}}$$

$$w_{\text{Vm}} = 238 \text{ kg/m}^2$$

MURO 19

$$A_{\text{trib}} = (0.4 \times 3.00 + 1.25 \times 3.00) \times 2$$

$$A_{\text{trib}} = 9.9 \text{ m}^2$$

$$w_{\text{Vm}} = 120 + \frac{420}{\sqrt{3 \times 9.9}}$$

$$w_{\text{Vm}} = 197 \text{ kg/m}^2$$

CARGA VERTICAL ACTUANTE DE DISEÑO EN MUROS DE PLANTA BAJA
AGREGANDO CARGA VIVA MÁXIMA

MURO 1

CARGAS UNITARIAS:

Niveles 1,2,3.
 $w_M = 330 \text{ kg/m}^2$
 $w_{Vm} = \underline{279 \text{ kg/m}^2}$
 $w_L = 609 \text{ kg/m}^2$
 $P_1 = 1.4(609)2.32$
 $P_1 = 2.0 \text{ ton.}$

CARGAS TOTALES:

$P_{LN.4} = 2.32 \times 0.43 = 1.0 \text{ ton}$
 $P_{LN.3,2,1} = 2.32 \times 3 \times 0.61 = 4.2 \text{ ton}$
 $P_{muros} = 3.49 \times 0.575 \times 4 = \underline{8.0 \text{ ton}}$
 $P_{total} = 13.2 \text{ ton}$
 $P_u = 1.4 \times 13.2 = 18.5 \text{ ton}$

MURO 2

CARGAS UNITARIAS:

Niveles 1,2,3.
 $w_M = 330 \text{ kg/m}^2$
 $w_{Vm} = \underline{250 \text{ kg/m}^2}$
 $w_L = 580 \text{ kg/m}^2$
 $P_1 = 1.4(580)3.49$
 $P_1 = 2.8 \text{ ton}$

CARGAS TOTALES:

$P_{LN.4} = 3.49 \times 0.43 = 1.5 \text{ ton}$
 $P_{LN.3,2,1} = 3.49 \times 3 \times 0.58 = 6.1 \text{ ton}$
 $P_{muros} = 1.25 \times 0.662 \times 4 = \underline{3.3 \text{ ton}}$
 $P = 10.9 \text{ ton}$
 $P_u = 1.4 \times 10.9 = 15.3 \text{ ton}$

MURO 3

CARGAS UNITARIAS:

Niveles 1,2,3.
 $w_M = 330 \text{ kg/m}^2$
 $w_{Vm} = \underline{270 \text{ kg/m}^2}$
 $w_L = 600 \text{ kg/m}^2$
 $P_1 = 1.4(600)2.6$
 $P_1 = 2.2 \text{ ton}$

CARGAS TOTALES:

$P_{LN.4} = 2.60 \times 0.43 = 1.1 \text{ ton}$
 $P_{LN.3,2,1} = 2.60 \times 3 \times 0.6 = 4.7 \text{ ton}$
 $P_{muros} = 0.50 \times 0.662 \times 4 = \underline{1.3 \text{ ton}}$
 $P = 7.1 \text{ ton}$
 $P_u = 1.4 \times 7.1 = 9.9 \text{ ton}$

MURO 4CARGAS UNITARIAS:

Niveles 1,2,3.

$$w_M = 330 \text{ kg/m}^2$$

$$w_{Vm} = \frac{494 \text{ kg/m}^2}{}$$

$$w_L = 824 \text{ kg/m}^2$$

$$P_1 = 1.4(824)0.42$$

$$P_1 = 0.5 \text{ ton}$$

CARGAS TOTALES:

$$P_{IN.4} = 0.42 \times 0.43 = 0.2 \text{ ton}$$

$$P_{IN.3,2,1} = 0.42 \times 3 \times 0.82 = 1.0 \text{ ton}$$

$$P_{muros} = 1.12 \times 0.575 \times 4.00 = \underline{2.6 \text{ ton}}$$

$$P = = = 3.8 \text{ ton}$$

$$P_u = 1.4(3.8) = 5.3 \text{ ton}$$

MURO 5CARGAS UNITARIAS:

Niveles 1,2,3.

$$w_M = 330 \text{ kg/m}^2$$

$$w_{Vm} = \frac{242 \text{ kg/m}^2}{}$$

$$w_L = 572 \text{ kg/m}^2$$

$$P_1 = 1.4(572)3.95$$

$$P_1 = 3.2 \text{ ton}$$

CARGAS TOTALES:

$$P_{IN.4} = 3.95 \times 0.43 = 1.7 \text{ ton}$$

$$P_{IN.3,2,1} = 3.95 \times 3 \times 0.57 = 6.8 \text{ ton}$$

$$P_{muros} = 2.00 \times 0.575 \times 4 = \underline{4.6 \text{ ton}}$$

$$P = = = 13.1 \text{ ton}$$

$$P_u = = = 18.3 \text{ ton}$$

MURO 6CARGAS UNITARIAS:

Niveles 1,2,3.

$$w_M = 330 \text{ kg/m}^2$$

$$w_{Vm} = \frac{247 \text{ kg/m}^2}{}$$

$$w_L = 577 \text{ kg/m}^2$$

$$w_M = 660 \text{ kg/m}^2$$

$$w_{Vm} = \frac{247 \text{ kg/m}^2}{}$$

$$w_{LD} = 907 \text{ kg/m}^2$$

$$P_1 = 1.4(0.58 \times 3.45 + 0.91 \times 0.2)$$

$$P_1 = 3.1 \text{ ton}$$

CARGAS TOTALES:

$$P_{IN.4} = 3.65 \times 0.43 = 1.6 \text{ ton}$$

$$P_{IN.3,2,1} = 3.45 \times 3 \times 0.58 = 6.0 \text{ ton}$$

$$P_{muros} = 0.75 \times 0.575 \times 4 = 1.7 \text{ ton}$$

$$P_{Tinaco} = 0.2 \times 2.14 = 0.4 \text{ ton}$$

$$P_{L.Baño} = 0.2 \times 3 \times 0.91 = \underline{0.6 \text{ ton}}$$

$$P = = = 10.3 \text{ ton}$$

$$P = 1.4 \times 10.4 = 14.5 \text{ ton}$$

MURO 7CARGAS UNITARIAS:

Niveles 1,2,3

$$w_M = 330 \text{ kg/m}^2$$

$$w_{Vm} = \frac{244 \text{ kg/m}^2}{}$$

$$w_L = 574 \text{ kg/m}^2$$

$$w_M = 660 \text{ kg/m}^2$$

$$w_{Vm} = \frac{244 \text{ kg/m}^2}{}$$

$$w_{LB} = 904 \text{ kg/m}^2$$

$$P_1 = 1.4(0.57 \times 3.6 + 0.9 \times 0.2)$$

$$P_1 = 3.1 \text{ ton}$$

CARGAS TOTALES:

$$P_{LN.4} = 3.80 \times 0.43 = 1.6 \text{ ton}$$

$$P_{LN.3,2,1} = 3.60 \times 3 \times 0.57 = 6.2 \text{ ton}$$

$$P_{muros} = 1.37 \times 0.575 \times 4 = 3.2 \text{ ton}$$

$$P_{Tinaco} = 0.2 \times 2.14 = 0.5 \text{ ton}$$

$$P_{L.Baños} = 0.2 \times 3 \times 0.9 = 0.5 \text{ ton}$$

$$P = = 12.0 \text{ ton}$$

$$P_u = 1.4 \times 12.0 = 16.7 \text{ ton}$$

MURO 8CARGAS UNITARIAS:

Niveles 1,2,3.

$$w_M = 330 \text{ kg/m}^2$$

$$w_{Vm} = \frac{259 \text{ kg/m}^2}{}$$

$$w_L = 589 \text{ kg/m}^2$$

$$P_1 = 1.4(589)3.05$$

$$P_1 = 2.5 \text{ ton}$$

CARGAS TOTALES:

$$P_{LN.4} = 3.05 \times 0.43 = 1.3 \text{ ton}$$

$$P_{LN.3,2,1} = 3.05 \times 3 \times 0.6 = 5.5 \text{ ton}$$

$$P_{muros} = 1.62 \times 0.575 \times 4 = 3.7 \text{ ton}$$

$$P = = 10.5 \text{ ton}$$

$$P_u = 1.4(10.5) = 14.7 \text{ ton}$$

MURO 9CARGAS UNITARIAS:

Niveles 1,2,3.

$$w_M = 330 \text{ kg/m}^2$$

$$w_{Vm} = \frac{271 \text{ kg/m}^2}{}$$

$$w = 601 \text{ kg/m}^2$$

$$P_1 = 1.4(601)2.57$$

$$P_1 = 2.2 \text{ ton}$$

CARGAS TOTALES:

$$P_{LN.4} = 2.57 \times 0.43 = 1.1 \text{ ton}$$

$$P_{LN.3,2,1} = 2.57 \times 3 \times 0.6 = 4.6 \text{ ton}$$

$$P_{muros} = 1.87 \times 0.575 \times 4 = 4.3 \text{ ton}$$

$$P = = 10.0 \text{ ton}$$

$$P_u = 1.4 \times 10.0 = 14.0 \text{ ton}$$

MURO 10CARGAS UNITARIAS:

Niveles 1,2,3.
 $w_M = 330 \text{ kg/m}^2$
 $w_{Vm} = \frac{325 \text{ kg/m}^2}{}$
 $w_L = 655 \text{ kg/m}^2$
 $P_1 = 1.4(655)1.4$
 $P_1 = 1.3 \text{ ton}$

CARGAS TOTALES:

$P_{LN.4} = 1.40 \times 0.43 = 0.6 \text{ ton}$
 $P_{LN.3,2,1} = 1.40 \times 3 \times 0.66 = 2.8 \text{ ton}$
 $P_{muros} = 0.75 \times 0.575 \times 4 = 1.7 \text{ ton}$
 $P = 5.1 \text{ ton}$
 $P_u = 1.4 \times 5.1 = 7.1 \text{ ton}$

MURO 11CARGAS UNITARIAS:

Niveles 1,2,3.
 $w_M = 660 \text{ kg/m}^2$
 $w_{Vm} = \frac{503 \text{ kg/m}^2}{}$
 $w_{LB} = 1163 \text{ kg/m}^2$
 $P_1 = 1.4(1163)0.4$
 $P_1 = 0.7 \text{ ton}$

CARGAS TOTALES:

$P_{LN.4} = 0.40 \times 0.43 = 0.2 \text{ ton}$
 $P_{LN.3,2,1} = 0.40 \times 3 \times 1.16 = 1.4 \text{ ton}$
 $P_{muros} = 0.75 \times 0.575 \times 4 = 1.7 \text{ ton}$
 $P_{Tinaco} = 0.4 \times 2.14 = 0.9 \text{ ton}$
 $P = 4.2 \text{ ton}$
 $P_u = 1.4 \times 4.2 = 5.9 \text{ ton}$

MURO 12CARGAS UNITARIAS:

Niveles 1,2,3.
 $w_M = 330 \text{ kg/m}^2$
 $w_{Vm} = \frac{244 \text{ kg/m}^2}{574 \text{ kg/m}^2}$
 $P_1 = 1.4(574)3.80$
 $P_1 = 3.1 \text{ ton}$

CARGAS TOTALES:

$P_{LN.4} = 3.80 \times 0.43 = 1.6 \text{ ton}$
 $P_{LN.3,2,1} = 3.8 \times 3 \times 0.57 = 6.5 \text{ ton}$
 $P_{muros} = 4.86 \times 0.575 \times 4 = 11.2 \text{ ton}$
 $P = 19.3 \text{ ton}$
 $P_u = 1.4 \times 19.3 = 27.0 \text{ ton}$

MURO 13CARGAS UNITARIAS:

$$\begin{aligned} \text{Niveles 1,2,3} \\ w_M &= 330 \text{ kg/m}^2 \\ w_{Vm} &= \underline{257 \text{ kg/m}^2} \\ w_L &= 587 \text{ kg/m}^2 \\ P_1 &= 1.4(587)3.15 \\ P_1 &= 2.6 \text{ ton} \end{aligned}$$

CARGAS TOTALES:

$$\begin{aligned} P_{LN.4} &= 3.15 \times 0.43 &= 1.4 \text{ ton} \\ P_{LN.3,2,1} &= 3.15 \times 3 \times 0.59 &= 5.6 \text{ ton} \\ P_{muros} &= 1.88 \times 0.575 \times 4 &= \underline{3.2 \text{ ton}} \\ P &= &= 10.2 \text{ ton} \\ P_u &= 1.4 \times 10.2 &= 14.3 \text{ ton} \end{aligned}$$

MURO 14CARGAS UNITARIAS:

$$\begin{aligned} \text{Niveles 1,2,3} \\ w_M &= 330 \text{ kg/m}^2 \\ w_{Vm} &= \underline{503 \text{ kg/m}^2} \\ w_L &= 833 \text{ kg/m}^2 \\ P_1 &= 1.4(833)0.40 \\ P_1 &= 0.5 \text{ ton} \end{aligned}$$

CARGAS TOTALES:

$$\begin{aligned} P_{LN.4} &= 0.40 \times 0.43 &= 0.2 \text{ ton} \\ P_{LN.3,2,1} &= 0.40 \times 3 \times 0.83 &= 1.0 \text{ ton} \\ P_{muros} &= 0.74 \times 0.575 \times 4 &= \underline{1.7 \text{ ton}} \\ P &= &= 2.9 \text{ ton} \\ P_u &= 1.4 \times 2.9 &= 4.1 \text{ ton} \end{aligned}$$

MURO 15CARGAS UNITARIAS:

$$\begin{aligned} \text{Niveles 1,2,3} \\ w_M &= 330 \text{ kg/m}^2 \\ w_{Vm} &= \underline{341 \text{ kg/m}^2} \\ w_L &= 671 \text{ kg/m}^2 \\ P_1 &= 1.4(671)1.2 \\ P_1 &= 1.1 \text{ ton} \end{aligned}$$

CARGAS TOTALES:

$$\begin{aligned} P_{LN.4} &= 1.2 \times 0.43 &= 0.5 \text{ ton} \\ P_{LN.3,2,1} &= 1.2 \times 3 \times 0.67 &= 2.4 \text{ ton} \\ P_{muros} &= 3.00 \times 0.575 \times 4 &= \underline{6.9 \text{ ton}} \\ P &= &= 9.8 \text{ ton} \\ P_u &= 1.4 \times 9.8 &= 13.7 \text{ ton} \end{aligned}$$

MURO 16

CARGAS UNITARIAS:

Niveles 1,2,3
 $w_H = 330 \text{ kg/m}^2$
 $w_{Vm} = \frac{240 \text{ kg/m}^2}{}$
 $w_L = 570 \text{ kg/m}^2$
 $P_1 = 1.4(570)4.1$
 $P_1 = 3.3 \text{ ton}$

CARGAS TOTALES:

$P_{LN.4} = 4.1 \times 0.43 = 1.8 \text{ ton}$
 $P_{LN.3,2,1} = 4.1 \times 3 \times 0.57 = 7.0 \text{ ton}$
 $P_{muros} = 2.0 \times 0.575 \times 4 = 4.6 \text{ ton}$
 $P = 13.4 \text{ ton}$
 $P_u = 1.4 \times 13.4 = 18.8 \text{ ton}$

MURO 17

CARGAS UNITARIAS:

Niveles 1,2,3
 $w_H = 330 \text{ kg/m}^2$
 $w_{Vm} = \frac{287 \text{ kg/m}^2}{}$
 $w_L = 617 \text{ kg/m}^2$
 $w_H = 660 \text{ kg/m}^2$
 $w_{Vm} = \frac{287 \text{ kg/m}^2}{}$
 $w_L = 947 \text{ kg/m}^2$

CARGAS TOTALES:

$P_{LN.4} = 2.12 \times 0.43 = 0.9 \text{ ton}$
 $P_{LN.3,2,1} = 2.12 \times 3 \times 0.62 = 2.1 \text{ ton}$
 $P_{muros} = 3.0 \times 0.575 \times 4 = 6.9 \text{ ton}$
 $P_{Tinaco} = 1.0 \times 2.14 = 2.2 \text{ ton}$
 $P_{L.Baño} = 1.0 \times 3 \times 0.95 = 2.9 \text{ ton}$
 $P = 15.0 \text{ ton}$
 $P_u = 1.4 \times 15.0 = 21.0 \text{ ton}$

$P_1 = 1.4(617 \times 1.12 + 947 \times 1.0)$
 $P_1 = 2.3 \text{ ton}$

MURO 18

CARGAS UNITARIAS:

Niveles 1,2,3.
 $w_H = 330 \text{ kg/m}^2$
 $w_{Vm} = \frac{238 \text{ kg/m}^2}{}$
 $w_L = 568 \text{ kg/m}^2$

 $w_H = 660 \text{ kg/m}^2$
 $w_{Vm} = \frac{238 \text{ kg/m}^2}{}$
 898 kg/m^2

$P_1 = 1.4(568 \times 3.24 + 898 \times 1.0)$
 $P_1 = 3.8 \text{ ton}$

CARGAS TOTALES:

$P_{LN.4} = 4.24 \times 0.43 = 1.8 \text{ ton}$
 $P_{LN.3,2,1} = 3.24 \times 3 \times 0.57 = 5.5 \text{ ton}$
 $P_{muros} = 2.5 \times 0.575 \times 4 = 5.8 \text{ ton}$
 $P_{tinaco} = 1.0 \times 2.14 = 2.1 \text{ ton}$
 $P_{L. Baños} = 1.0 \times 3 \times 0.9 = 2.7 \text{ ton}$
 $P = 17.9 \text{ ton}$
 $P_u = 1.4 \times 17.9 = 25.1 \text{ ton}$

MURO 19

CARGAS UNITARIAS:

Niveles 1,2,3.
 $w_H = 330 \text{ kg/m}^2$
 $w_{Vm} = \frac{197 \text{ kg/m}^2}{}$
 $w_L = 527 \text{ kg/m}^2$

$P_1 = 1.4(527)9.9$
 $P_1 = 7.3 \text{ ton}$

CARGAS TOTALES:

$P_{LN.4} = 9.9 \times 0.43 = 4.3 \text{ ton}$
 $P_{LN.3,2,1} = 9.9 \times 3 \times 0.53 = 15.7 \text{ ton}$
 $P_{muros} = 6.75 \times 0.575 \times 4 = 15.5 \text{ ton}$
 $P = 35.5 \text{ ton}$
 $P_u = 1.4 \times 35.5 = 49.7 \text{ ton}$

ANALISIS DE CARGAS SISMICAS DEL EDIFICIO

AZOTEA

W	Losa	= 220 Kg/m ²
W	Acabados	= 110 Kg/m ²
W	Carga Viva	= <u>70 Kg/m²</u>
		400 Kg/m ²

ENTREPISO

W	Losa	= 220 Kg/m ²
W	Acabados	= 110 Kg/m ²
W	Carga Viva	= <u>90 Kg/m²</u>
		420 Kg/m ²

BAÑOS

W	Losa	= 240 Kg/m ²
W	Acabados	= 110 Kg/m ²
W	Relleno	= 310 Kg/m ²
W	Carga Viva	= <u>90 Kg/m²</u>
		750 Kg/m ²

MUROS DE TABIQUE Y DE CONCRETO

W	Tabique	= 1.00 x 2.3 x 0.25
W	Tabique	= 0.575 ton/m
W	Concreto	= 1.00 x 2.3 = 0.12 x 2.4
W	Concreto	= 0.662 ton/m

MUROS DE LOS ANTEPECHOS

W	Ventanas	= 1.00 x 0.8 x 0.25
W	Ventanas	= 0.2 ton/pieza/m.

CALCULO DEL PESO TOTAL DEL EDIFICIO PARA DISEÑO SISMICO

PESO DE LA AZOTEA

W_{Losa}	$= 95.965 \times 0.4$	$= 38.4 \text{ ton}$
$W_{Tinacos}$	$= 8.0 \times 1.5$	$= 12.0 \text{ ton}$
W_{Protel}	$= (16.6 \times 2 + 5.87 \times 2 + 0.5 \times 2 + 1.25 \times 2) \times 0.5 \times 0.25$	$= 6.1 \text{ ton}$
W_{Muros}	$= (25.21 \times 2 + 11.49) \times 0.5 \times 0.575$	$= 17.8 \text{ ton}$
W_{Muros*}	$= 1.75 \times 2 \times 0.662 \times 0.5$	$= \underline{1.2 \text{ ton}}$
		75.5 ton

PESO DE CADA ENTREPISO

W_{Losa}	$= 95.965 \times 0.42$	$= 40.3 \text{ ton}$
$W_{Charola}$	$= 2.81 \times 2 \times 0.33$	$= 1.9 \text{ ton}$
W_{Muros}	$= (25.21 \times 2 + 11.49) \times 0.575$	$= 35.6 \text{ ton}$
W_{Muros*}	$= 1.75 \times 2 \times 0.662$	$= 2.3 \text{ ton}$
$W_{Muros**}$	$= 6.0 \times 2 \times 0.2$	$= \underline{2.4 \text{ ton}}$
		82.8 ton
W_{TOTAL}	$= 75.5 + 3 \times 82.8 = 323.9 \text{ ton}$	$= 323.9 \text{ ton}$

CARGA VERTICAL ACTUALIZADA DE DISEÑO EN MUROS DE PLANTA BAJA
AGREGANDO CARGA VIVA ACCIDENTAL

MURO 1

CARGAS TOTALES:

$$\begin{aligned}
 P_{LN.4} &= 2.32 \times 0.40 &= 0.9 \text{ ton} \\
 P_{LN.3,2,1} &= 2.32 \times 3 \times 0.42 &= 2.9 \text{ ton} \\
 P_{muros} &= 3.49 \times 0.575 \times 4 &= \underline{8.0 \text{ ton}} \\
 P_{total} &= &= 11.8 \text{ ton} \\
 P_u &= 1.1 \times 11.8 &= 13.0 \text{ ton}
 \end{aligned}$$

MURO 2

CARGAS TOTALES:

$$\begin{aligned}
 P_{LN.4} &= 3.49 \times 0.40 &= 1.4 \text{ ton} \\
 P_{LN.3,2,1} &= 3.49 \times 3 \times 0.42 &= 4.4 \text{ ton} \\
 P_{muros} &= 1.25 \times 0.662 \times 4 &= \underline{3.3 \text{ ton}} \\
 P_{total} &= &= 9.9 \text{ ton} \\
 P_u &= 1.1 \times 9.9 &= 10.9 \text{ ton}
 \end{aligned}$$

MURO 3

CARGAS TOTALES:

$$\begin{aligned}
 P_{LN.4} &= 2.60 \times 0.40 &= 1.0 \text{ ton} \\
 P_{LN.3,2,1} &= 2.60 \times 3 \times 0.42 &= 3.3 \text{ ton} \\
 P_{muros} &= 0.50 \times 0.662 \times 4 &= \underline{1.3 \text{ ton}} \\
 P_{total} &= &= 5.6 \text{ ton} \\
 P_u &= 1.1 \times 5.6 &= 6.2 \text{ ton}
 \end{aligned}$$

MURO 4CARGAS TOTALES:

$$\begin{aligned}
 P_{\text{LN.4}} &= 0.42 \times 0.4 &= 0.2 \text{ ton} \\
 P_{\text{LN.3,2,1}} &= 0.42 \times 3 \times 0.42 &= 0.5 \text{ ton} \\
 P_{\text{muros}} &= 1.12 \times 0.575 \times 4 &= \underline{2.6 \text{ ton}} \\
 P_{\text{total}} &= &= 3.3 \text{ ton} \\
 P_u &= 1.1 \times 3.3 &= 3.6 \text{ ton}
 \end{aligned}$$

MURO 5CARGAS TOTALES:

$$\begin{aligned}
 P_{\text{LN.4}} &= 3.95 \times 0.4 &= 1.6 \text{ ton} \\
 P_{\text{LN.3,2,1}} &= 3.95 \times 3 \times 0.42 &= 5.0 \text{ ton} \\
 P_{\text{muros}} &= 2.00 \times 0.575 \times 4 &= \underline{4.6 \text{ ton}} \\
 P_{\text{total}} &= &= 11.2 \text{ ton} \\
 P_u &= 1.1 \times 11.2 &= 12.3 \text{ ton}
 \end{aligned}$$

MURO 6CARGAS TOTALES:

$$\begin{aligned}
 P_{\text{LN.4}} &= 3.65 \times 0.4 &= 1.5 \text{ ton} \\
 P_{\text{LN.3,2,1}} &= 3.45 \times 3 \times 0.42 &= 4.3 \text{ ton} \\
 P_{\text{muros}} &= 0.75 \times 0.575 \times 4 &= 1.7 \text{ ton} \\
 P_{\text{tinaco}} &= 0.2 \times 2.14 &= 0.4 \text{ ton} \\
 P_{\text{L. Baño}} &= 0.2 \times 3 \times 0.75 &= \underline{0.5 \text{ ton}} \\
 P_{\text{total}} &= &= 8.4 \text{ ton} \\
 P_u &= 1.1 \times 8.4 &= 9.2 \text{ ton}
 \end{aligned}$$

MURO 7

CARGAS TOTALES:

$P_{LN.4}$	$= 3.80 \times 0.40$	$= 1.5 \text{ ton}$
$P_{LN.3,2,1}$	$= 3.60 \times 3 \times 0.42$	$= 4.5 \text{ ton}$
P_{muros}	$= 1.37 \times 0.575 \times 4$	$= 3.2 \text{ ton}$
P_{tinaco}	$= 0.2 \times 2.14$	$= 0.5 \text{ ton}$
$P_{L.Baños}$	$= 0.2 \times 3 \times 0.75$	$= 0.5 \text{ ton}$
P_{total}	$=$	$= 10.2 \text{ ton}$
P_u	$= 1.1 \times 10.2$	$= 14.3 \text{ ton}$

MURO 8

CARGAS TOTALES:

$P_{LN.4}$	$= 3.05 \times 0.40$	$= 1.2 \text{ ton}$
$P_{LN.3,2,1}$	$= 3.05 \times 3 \times 0.42$	$= 3.8 \text{ ton}$
P_{muros}	$= 1.62 \times 0.575 \times 4$	$= 3.7 \text{ ton}$
P_{total}	$=$	$= 8.7 \text{ ton}$
P_u	$= 1.1 \times 8.7$	$= 9.6 \text{ ton}$

MURO 9

CARGAS TOTALES:

$P_{LN.4}$	$= 2.57 \times 0.40$	$= 1.0 \text{ ton}$
$P_{LN.3,2,1}$	$= 2.57 \times 3 \times 0.42$	$= 3.2 \text{ ton}$
P_{muros}	$= 1.87 \times 0.575 \times 4$	$= 4.3 \text{ ton}$
P_{total}	$=$	$= 8.5 \text{ ton}$
P_u	$= 1.1 \times 8.5$	$= 9.4 \text{ ton}$

MURO 10CARGAS TOTALES:

$$\begin{aligned}
 P_{LN.4} &= 1.40 \times 0.40 &= 0.6 \text{ ton} \\
 P_{LN.3,2,1} &= 1.40 \times 3 \times 0.42 &= 1.8 \text{ ton} \\
 P_{muros} &= 0.75 \times 0.575 \times 4 &= \underline{1.7 \text{ ton}} \\
 P_{total} &= &= 4.1 \text{ ton} \\
 P_u &= 1.1 \times 4.1 &= 4.5 \text{ ton}
 \end{aligned}$$

MURO 11CARGAS TOTALES:

$$\begin{aligned}
 P_{LN.4} &= 0.40 \times 0.40 &= 0.2 \text{ ton} \\
 P_{LN.3,2,1} &= 0.40 \times 3 \times 0.42 &= 0.5 \text{ ton} \\
 P_{muros} &= 0.75 \times 0.575 \times 4 &= \underline{1.7 \text{ ton}} \\
 P_{total} &= &= 3.4 \text{ ton} \\
 P_u &= 1.1 \times 3.4 &= 3.7 \text{ ton}
 \end{aligned}$$

MURO 12CARGAS TOTALES:

$$\begin{aligned}
 P_{LN.4} &= 3.80 \times 0.40 &= 1.5 \text{ ton} \\
 P_{LN.3,2,1} &= 3.80 \times 3 \times 0.42 &= 4.8 \text{ ton} \\
 P_{muros} &= 4.86 \times 0.575 \times 4 &= \underline{11.2 \text{ ton}} \\
 P &= &= 17.5 \text{ ton} \\
 P_u &= &= 19.3 \text{ ton}
 \end{aligned}$$

MURO 13

CARGAS TOTALES:

$$\begin{aligned}
 P_{LN.4} &= 3.15 \times 0.40 &= 1.3 \text{ ton} \\
 P_{LN.3,2,1} &= 3.15 \times 3 \times 0.42 &= 4.0 \text{ ton} \\
 P_{muros} &= 1.88 \times 0.575 \times 4 &= \underline{3.2 \text{ ton}} \\
 P_{total} &= &= 8.5 \text{ ton} \\
 P_u &= 1.1 \times 8.5 &= 9.4 \text{ ton}
 \end{aligned}$$

MURO 14

CARGAS TOTALES:

$$\begin{aligned}
 P_{LN.4} &= 0.40 \times 0.40 &= 0.2 \text{ ton} \\
 P_{LN.3,2,1} &= 0.40 \times 3 \times 0.42 &= 0.5 \text{ ton} \\
 P_{muros} &= 0.74 \times 0.575 \times 4 &= \underline{1.7 \text{ ton}} \\
 P_{total} &= &= 2.4 \text{ ton} \\
 P_u &= 1.1 \times 2.4 &= 2.6 \text{ ton}
 \end{aligned}$$

MURO 15

CARGAS TOTALES:

$$\begin{aligned}
 P_{LN.4} &= 1.20 \times 0.40 &= 0.5 \text{ ton} \\
 P_{LN.3,2,1} &= 1.20 \times 3 \times 0.42 &= 1.5 \text{ ton} \\
 P_{muros} &= 3.00 \times 0.575 \times 4 &= \underline{6.9 \text{ ton}} \\
 P_{total} &= &= 8.9 \text{ ton} \\
 P_u &= 1.1 \times 8.9 &= 9.8 \text{ ton}
 \end{aligned}$$

MURO 16

CARGAS TOTALES:

$P_{LN.4}$	$= 4.1 \times 0.4$	$= 1.6 \text{ ton}$
$P_{LN.3,2,1}$	$= 4.1 \times 3 \times 0.42$	$= 5.2 \text{ ton}$
P_{muros}	$= 2.0 \times 0.575 \times 4$	$= \underline{4.6 \text{ ton}}$
P_{total}	$=$	$= 11.4 \text{ ton}$
P_u	$= 1.1 \times 11.4$	$= 12.5 \text{ ton}$

MURO 17

CARGAS TOTALES:

$P_{LN.4}$	$= 2.12 \times 0.4$	$= 0.9 \text{ ton}$
$P_{LN.3,2,1}$	$= 2.12 \times 3 \times 0.42$	$= 2.7 \text{ ton}$
P_{muros}	$= 3.0 \times 0.575 \times 4$	$= 6.9 \text{ ton}$
P_{tinaco}	$= 1.0 \times 2.14$	$= 2.2 \text{ ton}$
$P_{L.Baño}$	$= 1.0 \times 3 \times 0.75$	$= \underline{2.3 \text{ ton}}$
P	$=$	$= 15.0 \text{ ton}$
P_u	$= 1.1 \times 15$	$= 16.5 \text{ ton}$

MURO 18

CARGAS TOTALES:

$P_{LN.4}$	$= 4.24 \times 0.4$	$= 1.7 \text{ ton}$
$P_{LN.3,2,1}$	$= 3.24 \times 3 \times 0.42$	$= 4.1 \text{ ton}$
P_{muros}	$= 2.5 \times 0.575 \times 4$	$= 5.8 \text{ ton}$
P_{tinaco}	$= 1.0 \times 2.14$	$= 2.1 \text{ ton}$
$P_{L.Baños}$	$= 1.0 \times 3 \times 0.75$	$= \underline{2.3 \text{ ton}}$
P_{total}	$=$	$= 16.0 \text{ ton}$
P_u	$= 1.1 \times 16.0$	$= 17.6 \text{ ton}$

MURO 19CARGAS TOTALES:

$$P_{IN.4} = 9.9 \times 0.4 = 4.0 \text{ ton}$$

$$P_{IN.3,2,1} = 9.9 \times 3 \times 0.42 = 12.5 \text{ ton}$$

$$P_{muros} = 6.75 \times 0.575 \times 4 = 15.5 \text{ ton}$$

$$P_{total} = = 32.0 \text{ ton}$$

$$P_u = 1.1 \times 32.0 = 35.2 \text{ ton}$$

ANALISIS CARGAS ESTATICAS DE LA ESCALERA

AZULEJA

- W Losa = 240 kg/m²
- W Acabado = 110 kg/m²
- W Carga Viva = $\frac{100 \text{ kg/m}^2}{}$
- 450 kg/m²

PASILLOS

- W Losa = 240 kg/m²
- W Acabado = 110 kg/m²
- W Carga Viva = $\frac{440 \text{ kg/m}^2}{}$
- 790 kg/m²

ESCALERA

- W Losa = 240 kg/m²
- W Acabado = 110 kg/m²
- W* Escalera = 180 kg/m²
- W Carga Viva = $\frac{440 \text{ kg/m}^2}{}$
- 970 kg/m²

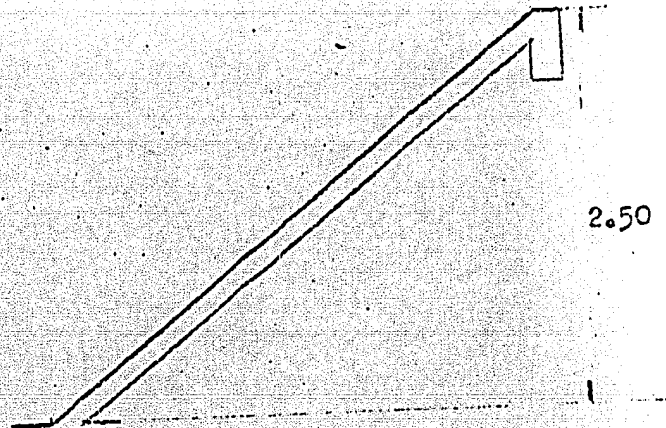


figura de la rampa

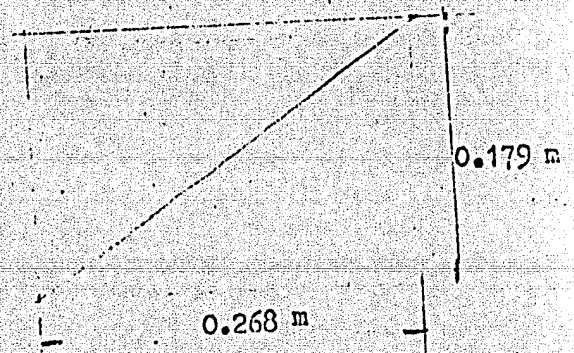


figura de un escalón

W* Escalera = Peso de los escalones / El Area de Contacto de los mismos

Peso de un escalón = Volumen del Escalón por el peso volumétrico del concreto.

Vol. de un escalón = Ancho del Escalón por el Area del triángulo descrito en la figura.

W Escalera = $((0.268 \times 0.179 / 2) \times 1.20) \times 2,400 / (1.2 \times 4.18)$

W Escalera = 180 kg/m²

W Trabe* = Área de la Sección Transversal x Peso Volumétrico del Concreto

W Trabe* = $0.30 \times 0.20 \times 2.4$

W Trabe* = 0.144 ton/m

W Trabe** = Área de la Sección Transversal x Peso Volumétrico del Concreto

W Trabe** = $0.20 \times 0.15 \times 2.4$

W Trabe** = 0.072 ton/m

* Trabe del Marco Principal.

** Trabea de los Fajillos y de los Respaldos.

W Trabe* = Area de la Sección Transversal x Peso Volumétrico del Concreto

W Trabe* = $0.30 \times 0.20 \times 2.4$

W Trabe* = 0.144 ton/m

W Trabe** = Area de la Sección Transversal x Peso Volumétrico del Concreto

W Trabe** = $0.20 \times 0.15 \times 2.4$

W Trabe** = 0.072 ton/m

* Trabe del Marco Principal.

** Trabes de los Pórticos y de los Reques.

ANALISIS DE CARGAS SISMICAS DE LA ESCALERA

AZOTEA

- W Losa = 240 Kg/m²
- W Acabados = 110 Kg/m²
- W Carga Viva = 70 Kg/m²
- 420 Kg/m²

PASILLOS:

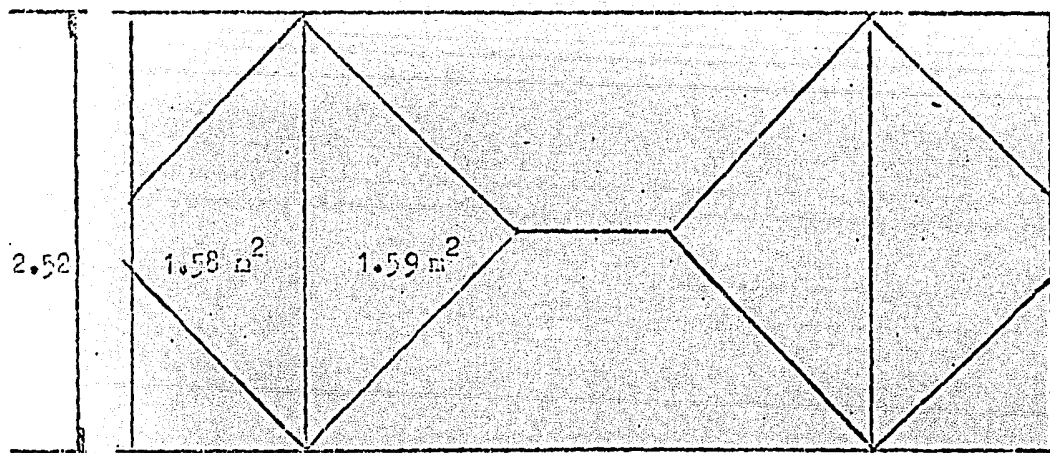
- W Losa = 240 Kg/m²
- W Acabados = 110 Kg/m²
- W Carga Viva = 150 Kg/m²
- 500 Kg/m²

ESCALERA

- W Losa = 240 Kg/m²
- W Acabados = 110 Kg/m²
- W Carga Viva = 150 Kg/m²
- W Escalera = 180 Kg/m²
- 680 Kg/m²

CALCULO DE LAS AREAS TRIANGULARES DEL MARCO DE LA ZONA DE LAS ESCALERAS

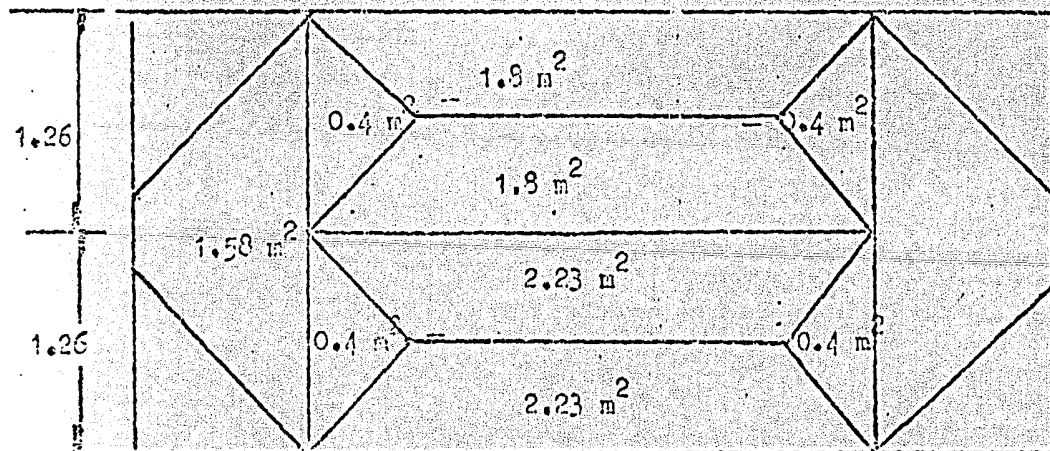
CROQUIS DE LA AZOTEA



5.28 m

CROQUIS DEL ENTREPISO TIPO

3.48



1.20

3.48

1.20

ANALISIS ESTADISTICO DEL MARCO DE LAS ESCALERAS

AZOTEA

$$W \text{ Losa} = (1.58 + 1.59) \times 0.45 = 1.4 \text{ ton}$$

$$W \text{ Trabe} = 0.144 \times 2.52 = \underline{0.4 \text{ ton}}$$

$$1.8 \text{ ton} \quad w = 1.8/2.7 = 0.666 \text{ ton/m}$$

$$M_i = 1.8 \times \frac{2.52}{8} = 0.6 \text{ ton-m}$$

$$M_e = 0.67 \times 0.6 = 0.4 \text{ ton-m}$$

$$V = 1.8/2 = 0.9 \text{ ton}$$

ENTREPISO

$$W \text{ Losa} = (1.58 + 0.4)0.74 = 1.6 \text{ ton}$$

$$W \text{ Esc.} = (0.4) \times 0.97 = 0.4 \text{ ton}$$

$$W \text{ Trabe} = 0.4 = \underline{0.4 \text{ ton}}$$

$$2.4 \text{ ton} \quad w = 2.4/2.7 = 0.888 \text{ ton/m}$$

$$M_i = 2.4 \times \frac{2.52}{8} = 0.8 \text{ ton-m}$$

$$M_e = 0.67 \times 0.8 = 0.5 \text{ ton-m}$$

$$V = 2.4/2 = 1.2 \text{ ton}$$

CARGA P

$$W \text{ Losa y Escalera} = 0.9 \times 0.79 + \frac{2.23 \times 0.97}{2} = 1.8 \text{ ton}$$

$$W \text{ Trabe} = (3.48 + 4.18)0.5 \times 0.072 = \underline{0.3 \text{ ton}}$$

$$2.1 \text{ ton}$$

$$M_i = 2.1 \times 2.52/4 = 1.3 \text{ ton-m}$$

$$M_e = 0.5 \times 1.3 = \underline{0.7 \text{ ton-m}}$$

$$V = 2.1 \times 0.5 = 1.1 \text{ ton}$$

ANALISIS SIEMICO DEL MARCO DE LAS ESCALERAS

AZOTEA

$$\begin{aligned}
 W \text{ Losa} &= (1.58 + 1.59) \times 0.42 = 1.3 \text{ ton} \\
 W \text{ Trabe} &= 0.144 \times 2.52 = \underline{0.4 \text{ ton}} \\
 & \qquad \qquad \qquad 1.8 \text{ ton}
 \end{aligned}$$

ENTREPISO

$$\begin{aligned}
 W \text{ Losa} &= (1.58 + 0.4) \times 0.5 = 1.0 \text{ ton} \\
 W \text{ Esc.} &= (0.4) \times 0.68 = 0.3 \text{ ton} \\
 W \text{ Trabe} &= 0.4 = \underline{0.4 \text{ ton}} \\
 & \qquad \qquad \qquad 1.7 \text{ ton}
 \end{aligned}$$

CARGA P

$$\begin{aligned}
 W \text{ Losa y Escalera} &= 0.9 \times 0.5 + (2.23/2) \times 0.68 = 1.2 \text{ ton} \\
 W \text{ Trabe} &= (0.49 + 4.10) \times 0.5 \times 0.072 = \underline{0.3 \text{ ton}} \\
 & \qquad \qquad \qquad 1.5 \text{ ton}
 \end{aligned}$$

ANALISIS SINTICO DE LA ZONA DE ESCALERAS

AZOTEA

W	Losa	$= (5.88 \times 2.64) \times 0.42$	= 6.5 ton
W	Trabe	$= (5.88 + 2.52 \times 2) \times 0.072$	= 1.6 ton
W	Muros	$= (0.575 \times 3.48 \times 2) / 2$	= 2.0 ton
W	Columnas	$= (0.2 \times 2.5 \times 2) / 2$	= <u>0.5 ton</u>
W	SUMA		= 10.6 ton

ENTREPISO

W	Losa	$= (5.88 \times 2.64 - 3.4 \times 1.26) \times 0.5$	= 5.6 ton
W	Trabes	$= (1.6) + (3.48 + 4.18) \times 0.072$	= 2.2 ton
W	Escalera	$= (4.18 \times 1.26 \times 0.68)$	= 3.6 ton
W	Muros	$= (0.575 \times 3.48 \times 2)$	= 4.0 ton
W	Columnas	$= (0.2 \times 2.5 \times 2)$	= 1.0 ton
W	Antepedros	$= (0.25 \times 1.0 \times 0.8 \times 4)$	= <u>0.8 ton</u>
W	SUMA		= 17.2 ton

CAPITULO II

APLICACION DEL METODO DETALLADO DE DISEÑO EN EL EDIFICIO

II. A.- Revisión de los muros de carga (Alternativa 1).

La aplicación del método detallado se hace con el propósito de realizar un diseño más refinado, pues los muros cumplen las condiciones que permiten utilizar el método simplificado.

Las expresiones del método detallado que hacen posible determinar la resistencia de diseño, a partir de plantear un criterio general de diseño racional de elementos de mampostería ante diferentes estados de carga, serán afectadas por un factor de reducción para tomar en cuenta las incertidumbres en la predicción de los esfuerzos-resistentes de la mampostería, f_m y v , así como la aproximación de dichas expresiones y la diferencia entre los resultados de ensayos de especímenes de laboratorio y los de muros de tamaño natural. Las fuerzas internas en los muros se determinan por medio de un análisis elástico, tomando en cuenta que un muro no resiste tensiones en dirección normal a las juntas se utilizan las propiedades de las secciones agrietadas transformadas cuando dichas tensiones aparezcan.

II. A. 1.- Resistencia a la Carga Vertical.

El análisis por carga vertical toma en cuenta que los muros que soportan losas de concreto en sus juntas tienen la suficiente capacidad de rotación para que pueda considerarse que para efectos de la distribución de momentos en el muro la rigidez de los muros es nula. Por lo que sólo se tomarán momentos debidos a desplazamientos sísmicos y los debidos a la excentricidad de la carga vertical.

OBSECCION DE LA RESISTENCIA DE DISEÑO DE LOS MUROS DE LA
PLANTA BAJA SOMETIDOS A CARGA VERTICAL (Alternativa # 1)

FORMULAS:

W_H	$= 330 \text{ kg/m}^2$	Carga muerta.
W_{Vm}	$= 120 + 420/(A_{trib})^{1/3}$	Carga viva para diseño por cargas verticales.
W_{muros}	$= 575 \text{ kg/m}$	Peso de muros de tabique.
W_{muros}	$= 662 \text{ kg/m}$	Peso de muros de concreto.
A_{trib}	$=$	Area Tributaria.
L	$=$	Longitud del muro.
P_i	$=$	Carga axial del entrapiso que obra sobre el muro.
P_u	$=$	Carga axial total que obra sobre el muro multiplicada por el factor de carga.
P_c	$= \frac{2EI}{H^2}$	Carga crítica de pandeo del muro.
E	$= 250f_m^*$	Módulo de elasticidad de la mampostería para esfuerzos de compresión normales a las juntas bajo carga sostenida. (tabique de barro hueco)
I	$= Lt^3/12$	Momento de Inercia de la sección transversal bruta.
$\cdot EI$	$= EI(0.25 + P_u/P_{NO})$	Producto reducido por agrietamiento.

H	$= 230 \text{ cm}$	Altura no restringida del muro.
H'	$= 0.75H$	Altura efectiva del muro.
t	$= 12 \text{ cm}$	Espesor del muro.
t	$= 12 \text{ cm}$	Espesor del muro de concreto.
f_m^*	$= 40 \text{ kg/cm}^2$	Resistencia nominal en compresión del muro.
e_c	$= P_1 e_{c1} / P_u$	Excentricidad calculada de la carga vertical para muros exteriores.
e_c	$= 0$	Excentricidad calculada de la carga vertical para muros interiores.
e_{c1}	$= t/2 - b/3 = t/6$	Excentricidad menor calculada en los extremos de un muro.
b	$= t$	Longitud de apoyo de una losa soportada sobre el muro.
F_a	$= C_m (1 - P_u / P_c)$	Factor de incremento de excentricidad por efectos de esbeltez en muros.
C_m	$= 1$	Factor para el cálculo de los efectos de esbeltez para muros interiores.
e_1/e_2	$= e_a / (e_a + e_c)$	Relación obtenida de considerar en un extremo la excentricidad accidental y en el otro la excentricidad accidental más la calculada.
e_a	$= K(t + H/10)$	Excentricidad accidental.
K	$= 1/50$	Coefficiente para determinar la excentricidad accidental, considerando que se trata de pie

zas producidas industrialmente con buen control de calidad en sus dimensiones.

$$P_R = F_R F_e C_m A_T$$

Resistencia de diseño del muro a carga vertical.

$$F_R = 0.6$$

Factor de reducción de resistencia.

$$F_e = 1 - 2e'/t$$

Factor de reducción por efectos de excentricidad y esbeltez.

$$e' = F_a (\epsilon_c + \alpha_a)$$

Excentricidad de diseño incrementada por efectos de esbeltez.

$$A_T = Lt$$

Area bruta de la sección transversal del muro.

$$C_m = 0.6 + 0.4 \frac{e_1}{e_2}$$

Factor para el cálculo de los efectos de esbeltez en muros exteriores.

70

MOMENTOS DE INERCIA CON RESPECTO AL EJE HORIZONTAL *

MURO 1

$$y = \frac{2(29.25)414 + 6 \times 4,188}{5,016}$$

$$y = 9.8 \text{ cm}$$

$$I_{A_1} = 34.5^3 \times 12/12 = 41,063.6 \text{ cm}^4$$

$$I_{A_2} = 12^3 L/12 = 144L \text{ cm}^4$$

$$I = 2(41,063.6) + 144 \times 349 + 2(414)(29.25 - 9.8)^2 + 4,188(6.0 - 9.8)^2$$

$$I = 82,127.2 + 50,256 + 313,234.47 + 60,474.72$$

$$I = 506,092.39 \text{ cm}^4$$

MURO 2

$$I = 144(125)$$

$$I = 18,000 \text{ cm}^4$$

MURO 3

$$I = 144(50)$$

$$I = 7,200 \text{ cm}^4$$

MURO 4

$$y = \frac{2(17.25)414 + 63.75(414) + 40.5(1,344)}{2,586}$$

$$y = 36.8 \text{ cm}$$

$$I = 3(41,063.6) + 144(112) + 2(414)(17.25 - 36.8)^2 + 414(36.8 - 63.75)^2 + 1,344(36.8 - 40.5)^2$$

$$I = 123,190.8 + 46,368 + 316,463.67 + 300,669.24 + 18,399.36$$

$$I = 805,111.07 \text{ cm}^4$$

*Ver figuras de los muros en las pag. 51 al 65.

MURO 5

$$y = \frac{(29.25)(414) + 6 \pi 2400}{2,814}$$

$$y = 9.4 \text{ cm}$$

$$I = 41,053.6 + 144(200) + 414(29.25 - 9.4)^2 + 2,400(6 - 9.4)^2$$

$$I = 41,053.6 + 28,800 + 163,125.32 + 27,744$$

$$I = 260,732.9 \text{ cm}^4$$

MURO 6 y 10

$$y = \frac{29.25(414) + 6 \pi 900}{1,314}$$

$$y = 13.3 \text{ cm}$$

$$I = 41,053.6 + 144(75) + 414(29.25 - 13.3)^2 + 900(6 - 13.3)^2$$

$$I = 41,053.6 + 10,800 + 165,322.6 + 47,964$$

$$I = 205,147.2 \text{ cm}^4$$

MURO 7

$$y = \frac{29.24(414) + 6 \pi 1,644}{2,058}$$

$$y = 10.7 \text{ cm}$$

$$I = 41,053.6 + 144(137) + 414(29.25 - 10.7)^2 + 1,644(6.0 - 10.7)^2$$

$$I = 41,053.6 + 19,728 + 142,458.4 + 36,315.96$$

$$I = 239,565.96 \text{ cm}^4$$

MURO 5

$$y = \frac{29.25(414) + 6 \times 2400}{2,814}$$

$$y = 9.4 \text{ cm}$$

$$I = 41,063.6 + 144(200) + 414(29.25 - 9.4)^2 + 2,400(6 - 9.4)^2$$

$$I = 41,063.6 + 28,800 + 163,125.32 + 27,744$$

$$I = 260,732.9 \text{ cm}^4$$

MURO 6 y 10

$$y = \frac{29.25(414) + 6 \times 900}{1,314}$$

$$y = 13.3 \text{ cm}$$

$$I = 41,063.6 + 144(75) + 414(29.25 - 13.3)^2 + 900(6.0 - 13.3)^2$$

$$I = 205,147.2 \text{ cm}^4$$

MURO 7

$$y = \frac{29.24(414) + 6 \times 1,644}{2,058}$$

$$y = 10.7 \text{ cm}$$

$$I = 41,063.6 + 144(137) + 414(29.25 - 10.7)^2 + 1,644(6.0 - 10.7)^2$$

$$I = 239,565.96 \text{ cm}^4$$

MURO 8

$$y = \frac{17.25(414) + 63.75(414) + 40.5(1,944)}{2,772}$$

$$y = 40.5 \text{ cm}$$

$$I = 2(41,063.6) + 144(162) + 414(40.5 - 17.25)^2 + 414(40.5 - 63.75)^2$$

$$I = 82,127.25 + 23,328 + 223,792.88 + 223,792.88$$

$$I = 553,041.01 \text{ cm}^4$$

MURO 9

$$y = \frac{17.25(414) + 40.5(2,244)}{2,658}$$

$$y = 36.9 \text{ cm}$$

$$I = 41,063.6 + 144(187) + 414(36.9 - 17.25)^2 + 2,244(36.9 - 40.5)^2$$

$$I = 41,063.6 + 26,928 + 159,854.72 + 29,082.24$$

$$I = 256,928.56 \text{ cm}^4$$

MURO 11

$$y = \frac{17.25(414) + 40.5(900)}{1,458}$$

$$y = 29.9 \text{ cm}$$

$$I = 41,063.6 + 144(75) + 414(29.9 - 17.25)^2 + 900(29.9 - 40.5)^2$$

$$I = 41,063.6 + 10,800 + 66,249.3 + 101,124$$

$$I = 219,236.9 \text{ cm}^4$$

MURO 12

$$y_3 = \frac{17.25(414) + 40.5(5,832)}{6,286}$$

$$y = 38.7 \text{ cm}$$

$$I = 41,063.6 + 144(486) + 414(38.7 - 17.25)^2 + 5,832(38.7 - 40.5)^2$$

$$I = 41,063.6 + 69,984 + 190,482.4 + 18,895.68$$

$$I = 320,425.68 \text{ cm}^4$$

MURO 13

$$y = \frac{17.25(414) + 40.5(2256)}{2,670}$$

$$y = 36.9 \text{ cm}$$

$$I = 41,063.6 + 144(188) + 414(36.9 - 17.25)^2 + 2,256(36.9 - 40.5)^2$$

$$I = 41,063.6 + 27,072 + 159,854.72 + 29,237.76$$

$$I = 257,228.1 \text{ cm}^4$$

MURO 14

$$y = \frac{29.25(414) + 6 \times 888}{1,302}$$

$$y = 13.4 \text{ cm}$$

$$I = 41,063.6 + 144(74) + 414(29.25 - 13.4)^2 + 888(6.0 - 13.4)^2$$

$$I = 205,009.7 \text{ cm}^4$$

MURO 15 y 17

$$y = \frac{2(17.25)414 + 40.5(3,600)}{4,428} = 36.2 \text{ cm}$$

$$I = 41,063.6 \times 2 + 144(300) + 414(36.2 - 17.25)^2 \times 2$$

$$I = 82,127.2 + 43,200 + 297,336.88$$

$$I = 422,663.6 \text{ cm}^4$$

NUMERO 16

$$y = 40.5 \text{ cm}$$

$$I = 2(41,063.6) + 144(200) + 414(40.5 - 17.25)^2 + 414(40.5 - 63.75)^2$$

$$I = 82,126 + 28,800 + 2 \times 223,792.88$$

$$I = 558,511.76 \text{ cm}^4$$

NUMERO 18

$$y = 40.5 \text{ cm}$$

$$I = 2(41,063.6) + 144(250) + 414(40.5 - 17.25)^2 + 414(40.5 - 63.75)^2$$

$$I = 82,126 + 36,000 + 2 \times 223,792.88$$

$$I = 565,711.76 \text{ cm}^4$$

NUMERO 19

$$y = 40.5 \text{ cm}$$

$$I = 4(41,063.6) + 144(675) + 4(414)(23.25)^2$$

$$I = 164,254.4 + 97,200 + 895,171.52$$

$$I = 1,156,625.9 \text{ cm}^4$$

T A B I L A N º
 REVISION POR CARGAS VERTICALES DE LOS MUROS DE LA PLANTA BAJA
 (Alternativa Número 1)

Muro	L	I	P ₁	P _u	c _o	P _{PO}	P _c	C _m	F _o	σ'	F _B	F _R	OBSERVACIONES
Nº	cm	cm ⁴	ton	ton	cm	ton	ton			cm		ton	
1,	1'	349	506,092	2.0	18.5	0.216	168.0	604.5	0.906	0.935	0.856	0.857	86.4
2,	2'	125	18,000	2.8	15.3	0.366	225.0	197.6	0.863	1.084	0.920	0.847	114.3
3,	3'	50	7,200	2.2	9.9	0.444	90.0	89.5	0.845	1.845	0.966	0.839	45.3
4,	4'	100	805,110	0.5	5.3	0.189	48.0	562.5	0.915	0.920	0.818	0.864	24.9
5,	5'	200	260,732	3.2	18.3	0.000	96.0	381.1	1.0	1.050	0.735	0.878	42.3
6,	6'	75	205,147	3.1	14.5	0.000	36.0	444.2	1.0	1.034	0.724	0.879	15.6
7,	7'	137	239,565	3.1	16.7	0.000	65.8	400.3	1.0	1.044	0.731	0.878	34.7
8,		162	548,254	2.5	14.7	0.000	37.5	1167.5	1.0	1.013	0.709	0.882	19.1
9,	9'	187	256,923	2.2	14.0	0.314	89.8	538.9	0.876	0.899	0.912	0.848	45.7
10,	10'	75	205,147	1.3	7.1	0.366	36.0	304.3	0.863	0.884	0.942	0.843	18.2
11,	11'	75	219,236	0.7	5.9	0.237	36.0	301.6	0.892	0.910	0.853	0.858	18.5
12,		486	320,425	3.1	27.0	0.230	233.3	388.7	0.901	0.968	0.900	0.850	118.0
13,	13'	176	257,228	2.6	14.3	0.364	84.5	357.7	0.863	0.899	0.957	0.841	42.6
14,	14'	62	205,009	0.5	4.1	0.244	29.8	263.5	0.897	0.911	0.860	0.856	15.4
15,	15'	275	422,663	1.1	13.7	0.160	132.0	496.6	0.926	0.952	0.818	0.864	68.4
16,	16'	187	558,511	3.3	15.0	0.000	89.8	772.6	1.0	1.020	0.714	0.881	47.5
17,	17'	275	422,663	2.3	21.0	0.000	132.0	573.5	1.0	1.038	0.727	0.879	69.6
18,	18'	250	565,711	3.8	25.1	0.000	145.2	872.2	1.0	1.030	0.721	0.880	63.3
19,		675	1,156,625	7.3	49.7	0.000	324.0	1547.6	1.0	1.033	0.723	0.880	171.0

II. A. 2.- Resistencia a la Carga Lateral.

Para calcular las fuerzas cortantes sísmicas, se empleará el método estático en cada uno de los elementos que vayan a resistir esta acción accidental, se supondrá que se trata de una construcción del grupo B, localizada en un terreno firme, con el tipo de estructuración detallado en las hojas de fórmulas. En cada uno de los pisos se calcularán los centroides de cargas de cada entrepiso tipo, cuyos valores se desglosan en tablas elaboradas en este estudio; todo el desarrollo del cálculo ha sido establecido cuidadosamente en tablas. A continuación se calculará la deformación de cada nivel idealizando el edificio como una viga de cortante. En función del período fundamental se ha reducido el coeficiente sísmico según el Art 240 del Reglamento el cual resulta al emplear el método estático de análisis sísmico del mismo artículo. El coeficiente para terreno firme se obtiene de la tabla del Art. 234. Los centroides de carga en cualquiera de las dos alternativas definen el deslizamiento de los vectores de las fuerzas sísmicas obtenidas del entrepiso tipo de cada entrepiso respectivamente, la fuerza cortante se obtiene como la suma de las fuerzas sísmicas aplicadas en los niveles arriba del entrepiso que se analiza.

La posición de los centroides de carga varían en una y otra alternativa por lo que variará también la posición de la fuerza cortante. La distribución de esta fuerza cortante se hace en cada elemento resistente del edificio, ya sea del edificio propiamente dicho como en la zona de escaleras. Estos principios son válidos en ambos casos.

Para el cálculo de la rigidez de los muros a la flexión se considera la contribución de los muros transversales actuando como patines, siendo el an-

cho del patín como el menor de comparar $6t$ y $H_g/16$, siendo t y H_g el espesor del muro y la altura del muro arriba del nivel en cuestión. Se ha considerado un 10% de excentricidad accidental en ambos ejes, adicionando la excentricidad producida por las diferentes posiciones del centro de gravedad y el centro de rigideces en el eje "y", la cual ocasiona momentos torsionantes y por ende dan lugar a fuerzas cortantes adicionales en los muros; aunque suelen ser poco significativas, estas fuerzas cortantes se tomaron en cuenta en algunos muros y en otros se despreciaron por su pequeñez. El cortante último será la suma del cortante encontrado a través de la distribución proporcional a cada rigidez entre la rigidez total de la edificación y el cortante ocasionado por el momento torsionante todo esto multiplicado por un factor de seguridad 1.1 estipulado en el Reglamento, el esfuerzo producido en los distintos muros por las acciones internas se comparan con el esfuerzo cortante nominal resistente que depende de la carga axial actuante sobre el muro, la cual se determina sin factores de carga y con larga vida instantánea.

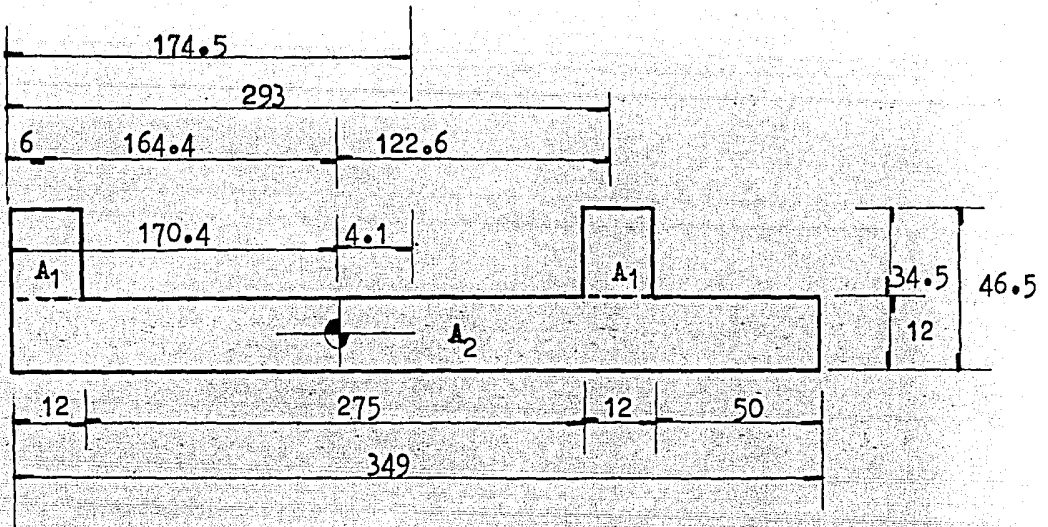
CALCULO DE LA RIGIDEZ LATERAL EN LOS MUROS DE PLANTA BAJA
(Alternativa 1)

FORMULAS :

H	= 250 cm	Altura a ejes de entregista.
f_m^*	= 40 kg/cm ²	Resistencia nominal de diseño a compresión de la mampostería, referida al área bruta.
E	= 400f _m [*] = 16,000 kg/cm ²	Módulo de elasticidad de la mampostería, calculado en forma aproximada según las Normas Técnicas Complementarias del Reglamento de Construcciones del D. F. Publicación 403, para cargas de corta duración.
G	= 0.3E = 4,800 kg/cm ²	Módulo de cortante de la mampostería.
H _s	= 3H = 750 cm	Altura del muro arriba del nivel en cuestión.
b	= H _s /16 = 46.5 cm	Ancho del patín para considerar la contribución de los muros transversales en la rigidez lateral del muro en cuestión, siendo menor a seis veces el espesor del muro.
E _c	= 8,500/f' _c = 104,100 kg/cm ²	Módulo de elasticidad de los muros de concreto.
f' _c	= 150 kg/cm ²	Resistencia a la compresión de los muros de concreto.
K _i	$= \frac{1}{H(N^2/3EI + 1/AG)}$	Rigidez lateral en flexión de los muros.
i		Índice del muro en cuestión.
I		Momento de Inercia.

A_1	$= t \times (b - t) = 414 \text{ cm}^2$	Área del patín del muro transversal descontando el espesor del muro.
A_2	$= t \times L$	Área del muro en cuestión.
SA		Suma del área uno más el área dos, es decir suma total del muro en cuestión.
L		Longitud del muro que se trate.
\bar{x}		Centroide del muro en el eje x.
I_{A_1}	$= (b-t) \times t^3 / 12$ $= 4,968 \text{ cm}^4$	Momento de Inercia del patín.
x_i		Distancia centroidal para aplicar el teorema de los ejes paralelos y encontrar el momento de inercia. (véase cada figura).

M U R O 1



$$A_1 = 414 \times 2 = 828 \text{ cm}^2$$

$$A_2 = 12 \times 349.0 = 4,188 \text{ cm}^2$$

$$SA = 5,016 \text{ cm}^2$$

$$\bar{x} = \frac{6 \times 414 + 293 \times 414 + 174.5 \times 4188}{5,016}$$

$$= 170.4 \text{ cm}$$

$$I_{A_1} = 4,968 \text{ cm}^4$$

$$I = 2 \times 4,968 + 12 \times 349^3/12 + 414(164.4)^2 + 414(122.6)^2 + 4188(4.1)^2$$

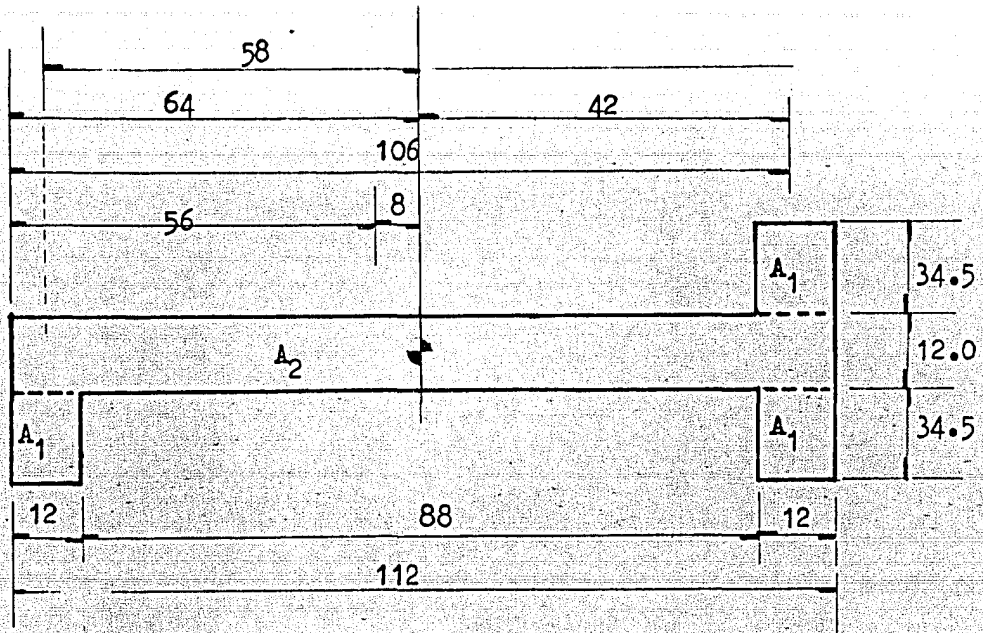
$$= 60,000,947.0 \text{ cm}^4 = 60.0 \times 10^6$$

$$K_1 = \frac{1}{250(250^2/(48.0 \times 10^3)(60.0 \times 10^6) + 1/(4,188)(4,800))}$$

$$= 55,985.796 \text{ kg/cm}$$

$$K_1 = 56.0 \text{ ton/cm}$$

M U R O 4



$$A_1 = 414 \times 3 = 1,242 \text{ cm}^2$$

$$A_2 = 12 \times 112 = 1,344 \text{ cm}^2$$

$$SA = 2,586 \text{ cm}^2$$

$$x = \frac{(6 + 106 + 106) 414 + 56 \times 1344}{2,586}$$

$$= 64.0 \text{ cm}$$

$$I = 3 \times 4,968 + 12 \times 112^3/12 + 414(58)^2 + 414(42)^2(2) + 1344(8)^2$$

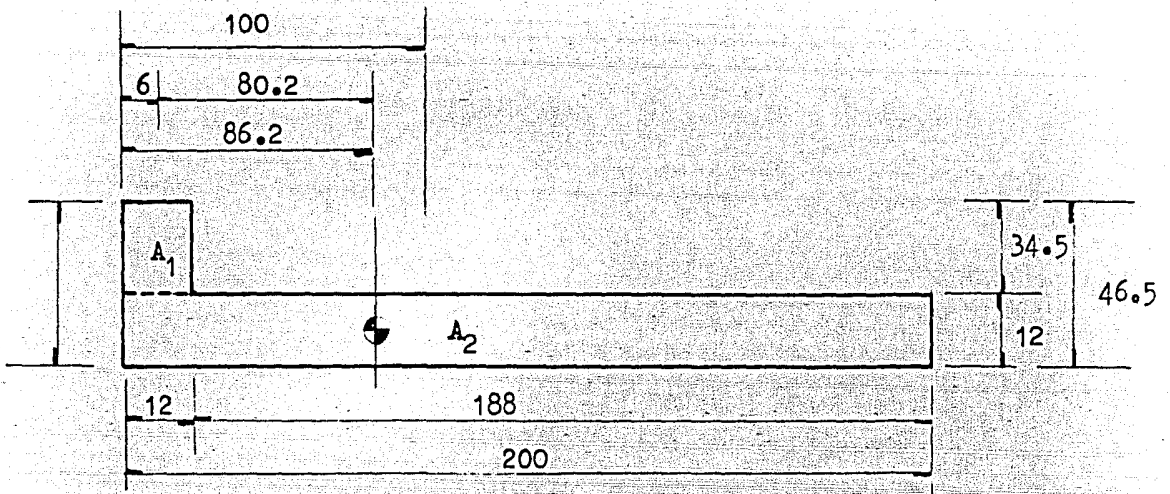
$$= 4'359,136 \text{ cm}^4$$

$$K_4 = \frac{1}{250(250^2/48.0 \times 10^3)(4.36 \times 10^6) + 1/(1.3 \times 10^3)(4.8 \times 10^3)}$$

$$K_4 = 8,816.2 \text{ kg/cm}$$

$$K_4 = 8.8 \text{ ton/cm.}$$

M U R O 5



$$A_1 = 414 \text{ cm}^2$$

$$A_2 = 12 \times 200 = 2,400 \text{ cm}^2$$

$$= 2,814 \text{ cm}^2$$

$$x = \frac{414(6) + 2,400(100)}{2,814}$$

$$= 86.2 \text{ cm}$$

$$I = 4,968 + 12(200)^3/12 + 414(80.2)^2 + 2,400(13.8)^2$$

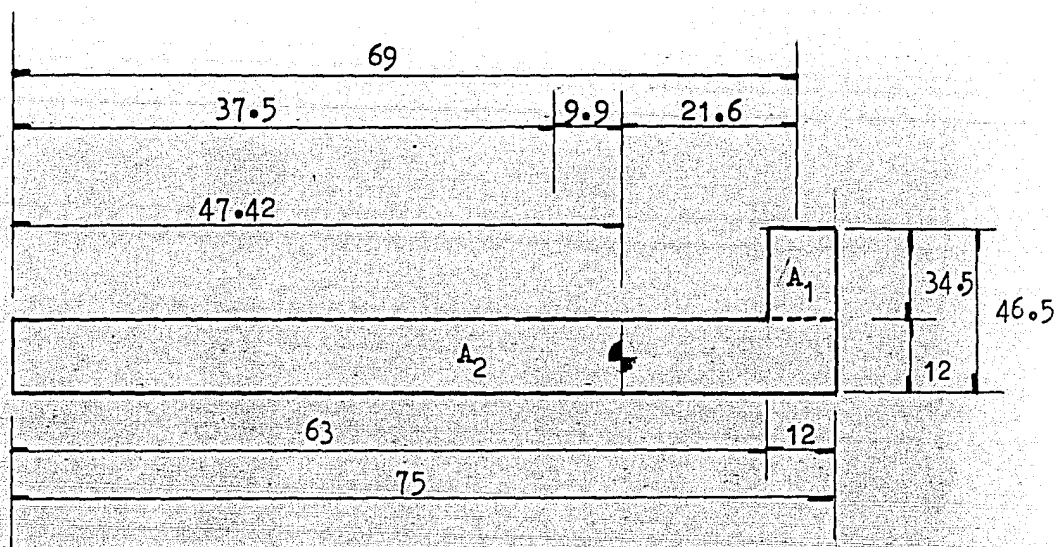
$$I = 11,124,889.0 \text{ cm}^4$$

$$K_5 = \frac{1}{250(250^2/48.0 \times 10^{-3})(11.12 \times 10^6) + 1/(2,400)(4.8 \times 10^{-3})}$$

$$K_5 = 19,622.47 \text{ kg/cm}$$

$$K_5 = 19.6 \text{ ton/cm}$$

M U R O 6 y 10



$$A_1 = 414 \text{ cm}^2$$

$$A_2 = 12 \times 75 = 900 \text{ cm}^2$$

$$SA = 1,314 \text{ cm}^2$$

$$x = \frac{414(69) + 900(37.5)}{1314} =$$

$$x = 47.42 \text{ cm}$$

$$I = 4,968 + 12(75)^3/12 + 414(21.6)^2 + 900(9.9)^2$$

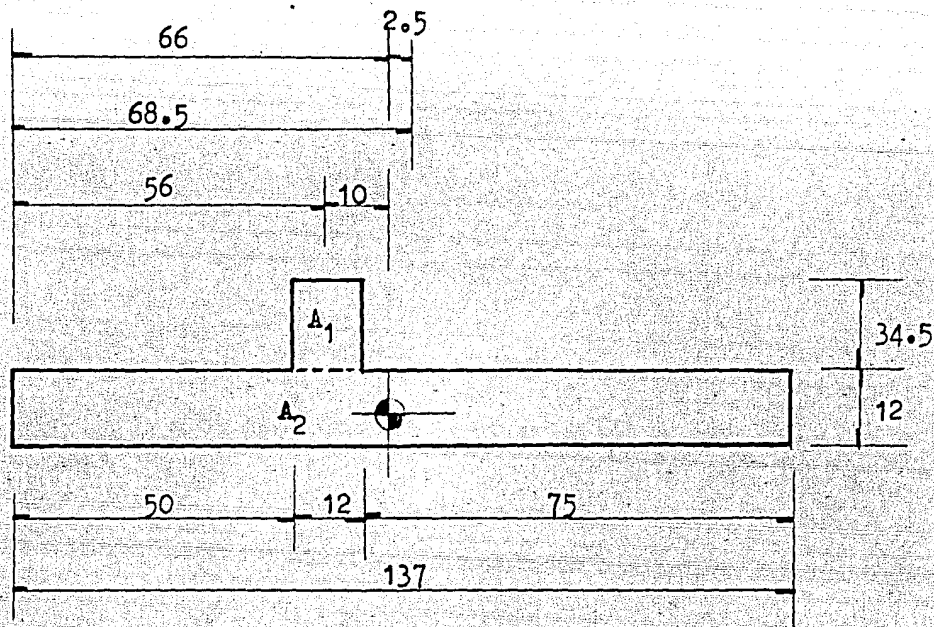
$$I = 708,207.84 \text{ cm}^4$$

$$K_6 = \frac{1}{250(250^2/48.0 \times 10^3)(708.21 \times 10^3) + 1/(900)(4.8 \times 10^3)}$$

$$K_6 = 1932.53 \text{ kg/cm}$$

$$K_6 = 1.9 \text{ ton/cm}$$

M U R O 7



$$A_1 = 414 \text{ cm}^2$$

$$A_2 = 12 \times 137 = 1,644 \text{ cm}^2$$

$$2,058 \text{ cm}^2$$

$$x = \frac{414(56 + 1644(68.5))}{2058}$$

$$= 66 \text{ cm}$$

$$I = 4,968 + 137^3 + 414(10)^2 + 1,644(2.5)^2$$

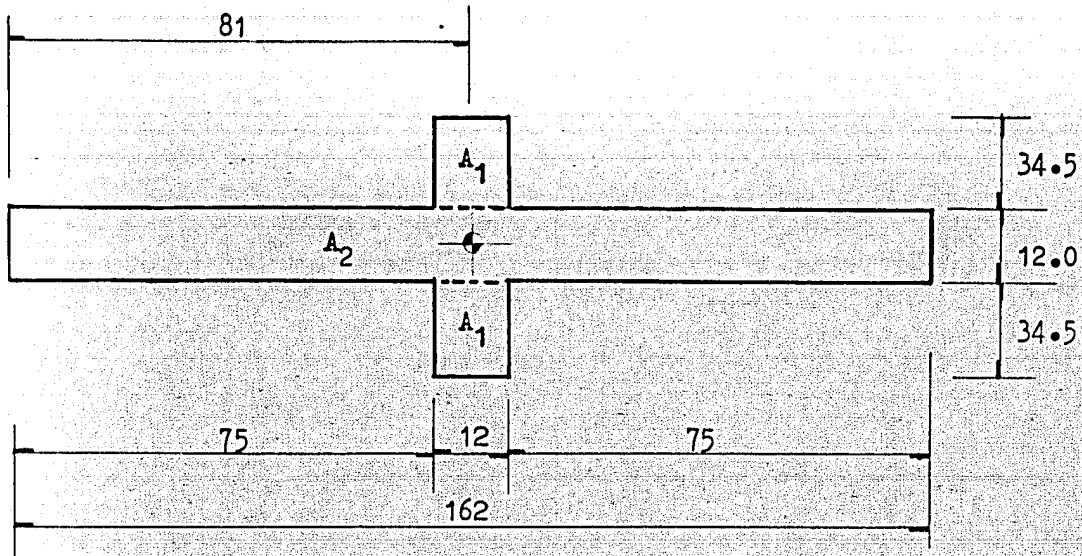
$$I = 2,627,996$$

$$K_7 = \frac{1}{250(250^2/48.0 \times 10^3)(2.63 \times 10^6) + 1/(1,644)(4,800)}$$

$$K_7 = 6,428.91 \text{ kg/cm}$$

$$K_7 = 6.4 \text{ ton/cm}$$

M U R O 8



$$A_1 = 414 \times 2 = 828 \text{ cm}^2$$

$$A_2 = 12 \times 162 = \frac{1,944 \text{ cm}^2}{2,772 \text{ cm}^2}$$

$$I = 4,968 \times 2 + 12(162)^3/12 =$$

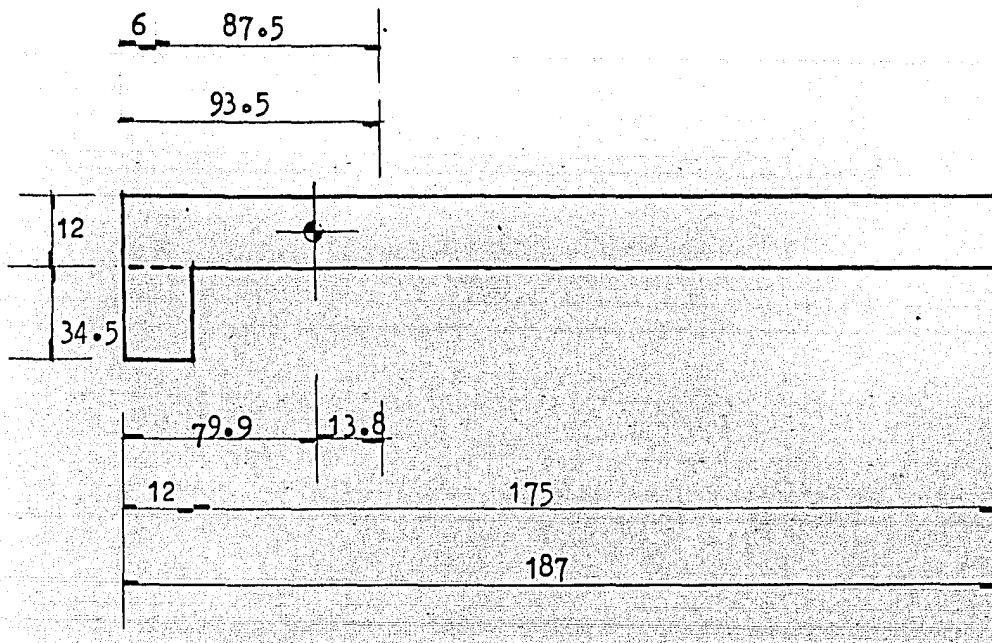
$$I = 4,261,464 \text{ cm}^4$$

$$K_8 = \frac{1}{250(250^2/48.0 \times 10^3)(4.26 \times 10^6) + 1/(1,944)(4,800)}$$

$$K_8 = 9,691.90 \text{ kg/cm.}$$

$$K_8 = 9.7 \text{ ton/cm}$$

M U R O 9



$$A_1 = 414 \text{ cm}^2$$

$$A_2 = 12 \times 187 = 2,244 \text{ cm}^2$$

$$2,658 \text{ cm}^2$$

$$x = \frac{414(6) + 2,244(93.5)}{2658}$$

$$I = 4,968 + 187^3 + 414(87.5)^2 + 2,244(13.8)^2$$

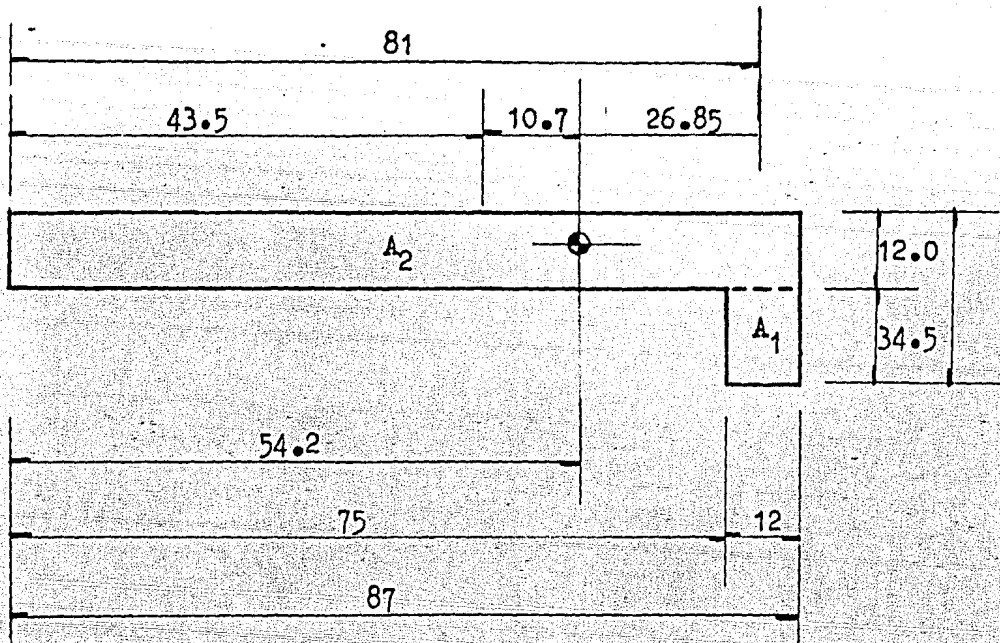
$$I = 10,141,206.0 \text{ cm}^4$$

$$K_g = \frac{1}{(250(250^2/48.0 \times 10^3)(10.141 \times 10^6) + 1/(2,244)(4,800))}$$

$$K_g = 18,080.28 \text{ kg/cm}$$

$$K_g = 18.1 \text{ ton/cm}$$

M U R O 1 1



$$A_1 = 414 \text{ cm}^2$$

$$A_2 = 12 \times 87 = 1,044 \text{ cm}^2$$

$$1,458 \text{ cm}^2$$

$$\bar{x} = \frac{414(81) + 1,044(43.5)}{1,458} = 54.2$$

$$I = 4,968 + 87^3 + 414(26.85)^2 + 1,044(10.7)^2$$

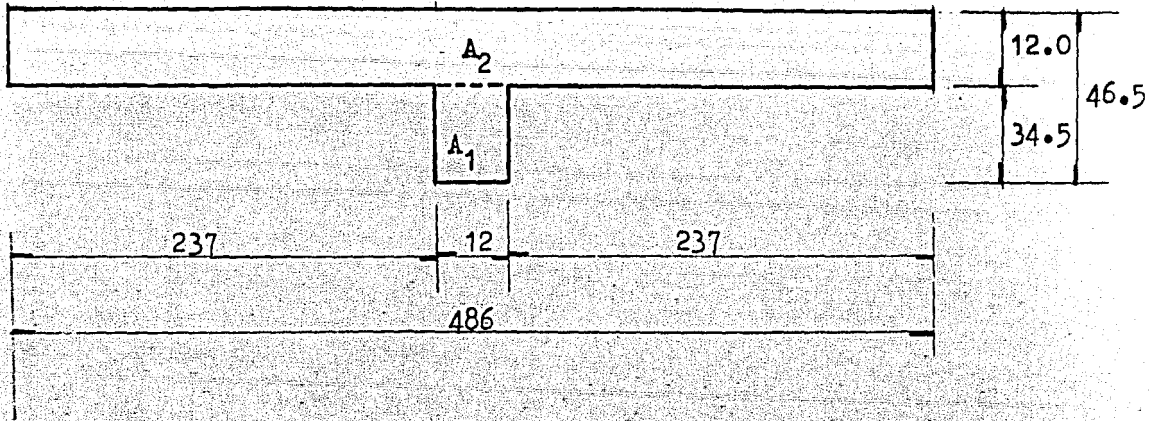
$$I = 1,081,460.5 \text{ cm}^4$$

$$K_{11} = \frac{1}{250(250^2/48.0 \times 10^3)(1.081 \times 10^6) + 1/(1,044 \text{ cm}^2)(4,800)}$$

$$K_{11} = 2,849.9 \text{ kg/cm}$$

$$K_{11} = 2.9 \text{ ton/cm}$$

M U R O 1 2



$$A_1 = 12 \times 34.5 = 414 \text{ cm}^2$$

$$A_2 = 12 \times 46.5 = 558 \text{ cm}^2$$

$$I = 4,968 + 486^3$$

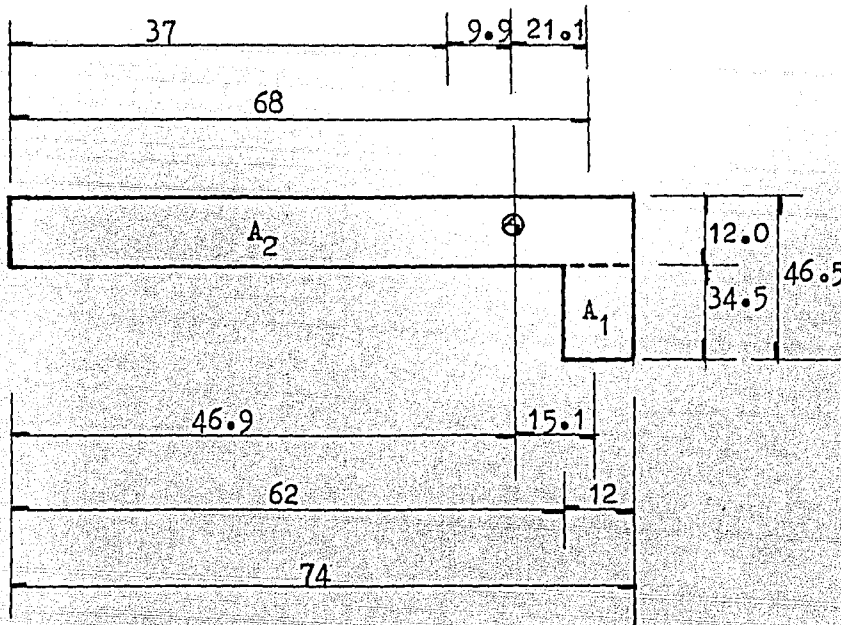
$$I = 114,796,220 \text{ cm}^4$$

$$K_{12} = \frac{1}{250(250^2/48.0 \times 10^3)(114.8 \times 10^6) + 1/(5,832)(4,800)}$$

$$K_{12} = 84,988.821 \text{ kg/cm}$$

$$K_{12} = 85.0 \text{ ton/cm}$$

M U R O 1 4



$$A_1 = 414 \text{ cm}^2$$

$$A_2 = 12 \times 74 = 888 \text{ cm}^2$$

$$1,302 \text{ cm}^2$$

$$\bar{x} = \frac{68(414) + 37(888)}{1,302} = 46.9$$

$$\bar{x} = 46.9 \text{ cm}$$

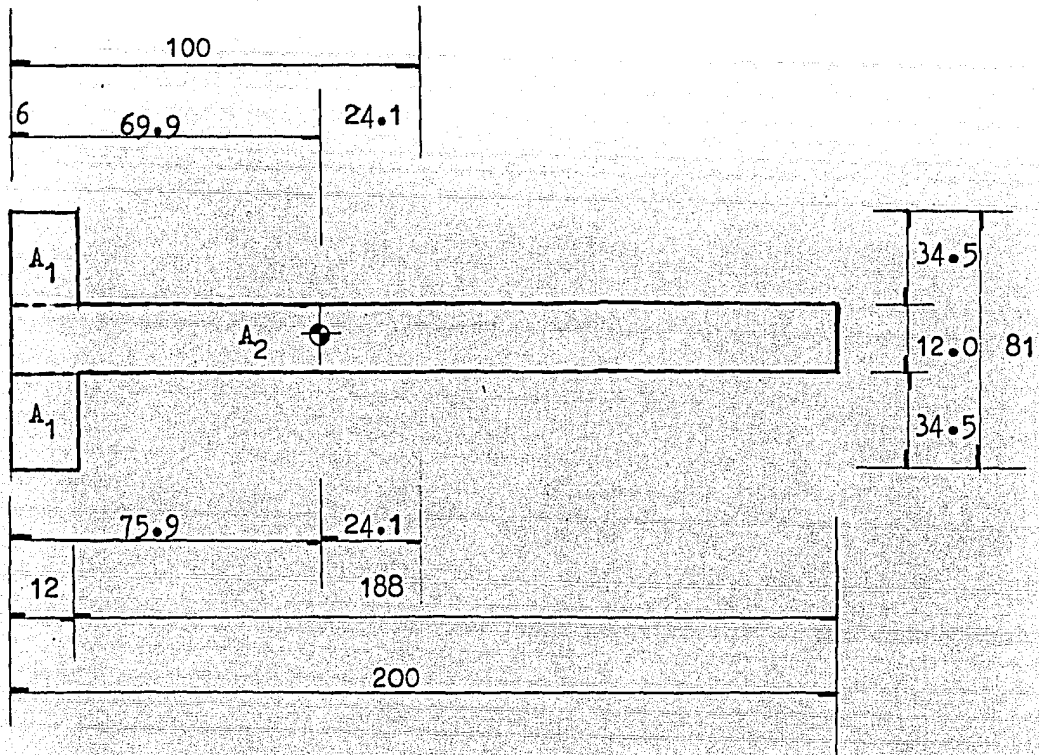
$$I = 4,968 + 74^3 + 414(21.1)^2 + 888(9.9)^2$$

$$I = 681,541.82 \text{ cm}^2$$

$$K_{14} = \frac{1}{250(250^2/48.0 \times 10^3)(6.8 \times 10^5) + 1/(888)(4,800)}$$

$$K_{14} = 1,864.71 \text{ kg/cm} = 1.9 \text{ ton/cm}$$

M U R O 16



$$A_1 = 2 (414) = 828 \text{ cm}^2$$

$$A_2 = 12 \times 200 = \frac{2,400 \text{ cm}^2}{3,228 \text{ cm}^2}$$

$$\bar{x} = \frac{414(6)^2 + 2,400 \times 100}{3,228}$$

$$\bar{x} = 75.9$$

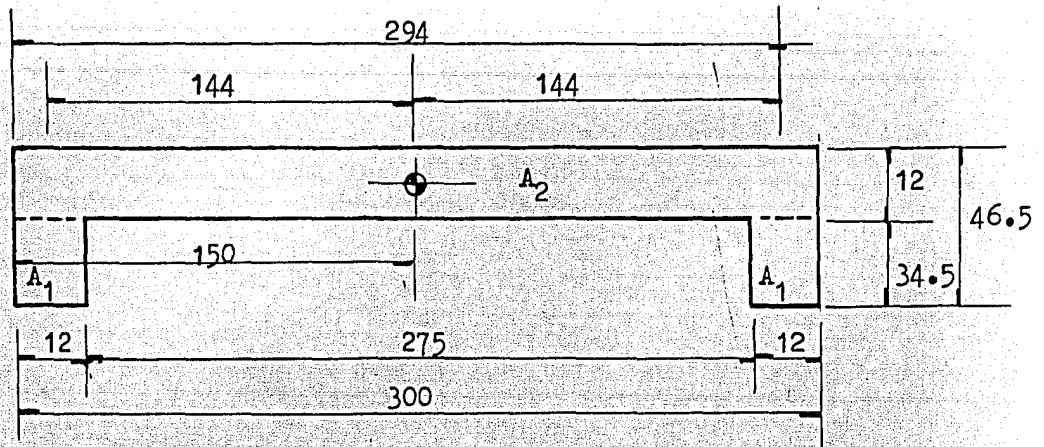
$$I = (4,968)^2 + 200^3 + 414(75.9)^2 + 2,400(24.1)^2$$

$$I = 14,173,831.0$$

$$K_{16} = \frac{1}{250(250^2/48.0 \times 10^3)(14.2 \times 10^6) + 1/(2,400)(4,800)}$$

$$K_{16} = 22,387.50 \text{ kg/cm} \quad K_{16} = 22.4 \text{ ton/cm}$$

M U R O 15 y 17



$$A_1 = \quad = 414 \text{ cm}^2$$

$$A_1 = \quad = 414 \text{ cm}^2$$

$$A_2 = 12 \times 300 = \frac{3,600 \text{ cm}^2}{4,428 \text{ cm}^2}$$

$$\bar{x} = \frac{150(3,600) + 6(414) + 294(414)}{4,428}$$

$$\bar{x} = 150 \text{ cm}$$

$$I = 2(4,968) + 300^3 + 414(144)^2 + 414(144)^2$$

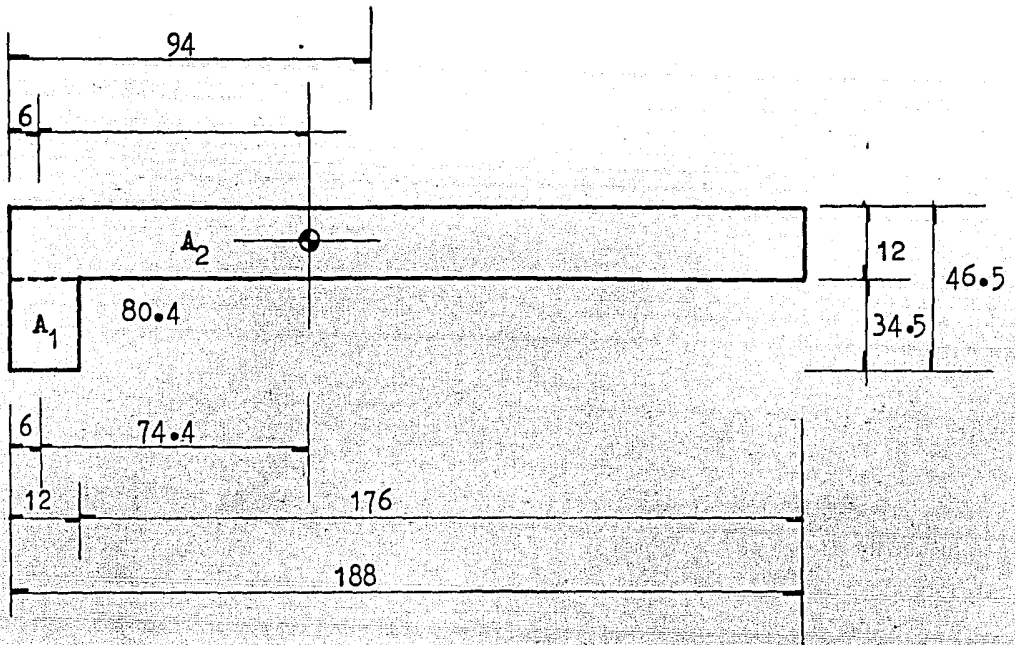
$$I = 44,179,344 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{1}{250(250^2/48.0 \times 10^3)(44.2 \times 10^6) + 1/(3,600)(4,800)}$$

$$K = 45,796.43 \text{ kg/cm}$$

$$K = 45.8 \text{ ton/cm}$$

M U R O 13



$$A_1 = 6 \times 94 = 414 \text{ cm}^2$$

$$A_2 = 12 \times 188 = \frac{2,256 \text{ cm}^2}{2,670 \text{ cm}^2}$$

$$\bar{x} = \frac{6 \times 414 + 94 (2,256)}{2,670}$$

$$I = 4,968 + 188^3 + 414(74.35)^2 + 2,256(13.65)^2$$

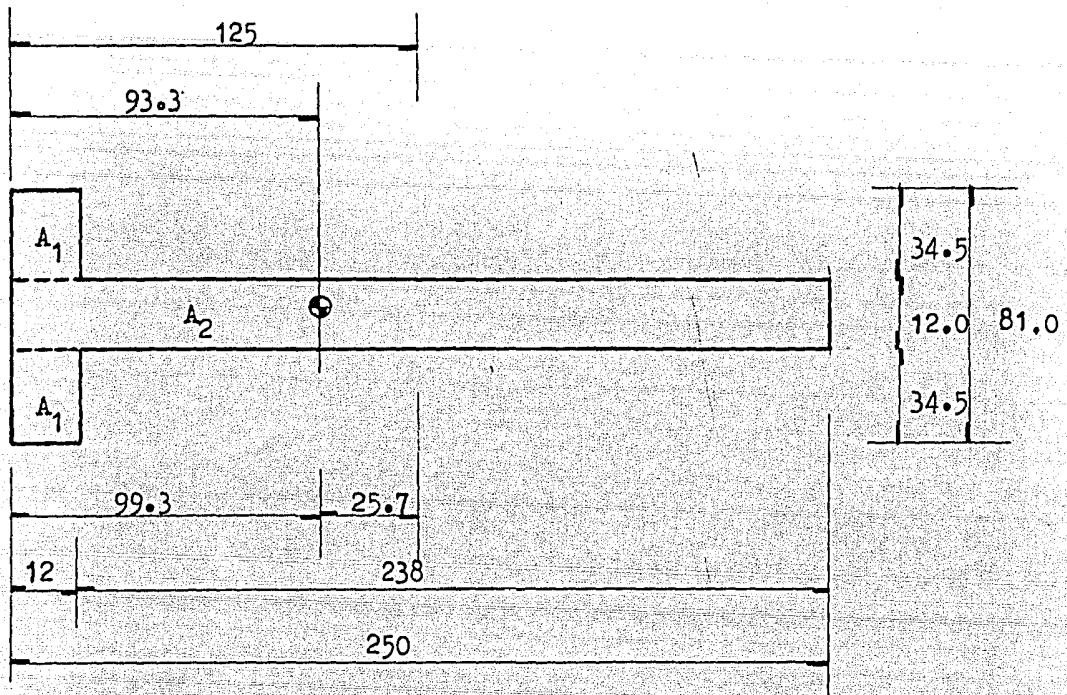
$$I = 9,358,543.5 \text{ cm}^4$$

$$K_{13} = \frac{1}{250(250^2/48.0 \times 10^3(9.36 \times 10^6) + 1/(2,256)(4,800))}$$

$$K_{13} = 17,280.15 \text{ kg/cm}$$

$$K_{13} = 17.3 \text{ ton/cm}$$

M U R O 1 8



$$A_1 = 414 \times 2 = 828 \text{ cm}^2$$

$$A_2 = 12 \times 250 = 3,000 \text{ cm}^2$$

$$= 3,828 \text{ cm}^2$$

$$\bar{x} = \frac{414(6)^2 + 3,000(125)}{3,828}$$

$$\bar{x} = 99.3 \text{ cm}$$

$$I = (4,968)^2 + 250^3 + (414)(93.3)^2 + 3,000(25.7)^2$$

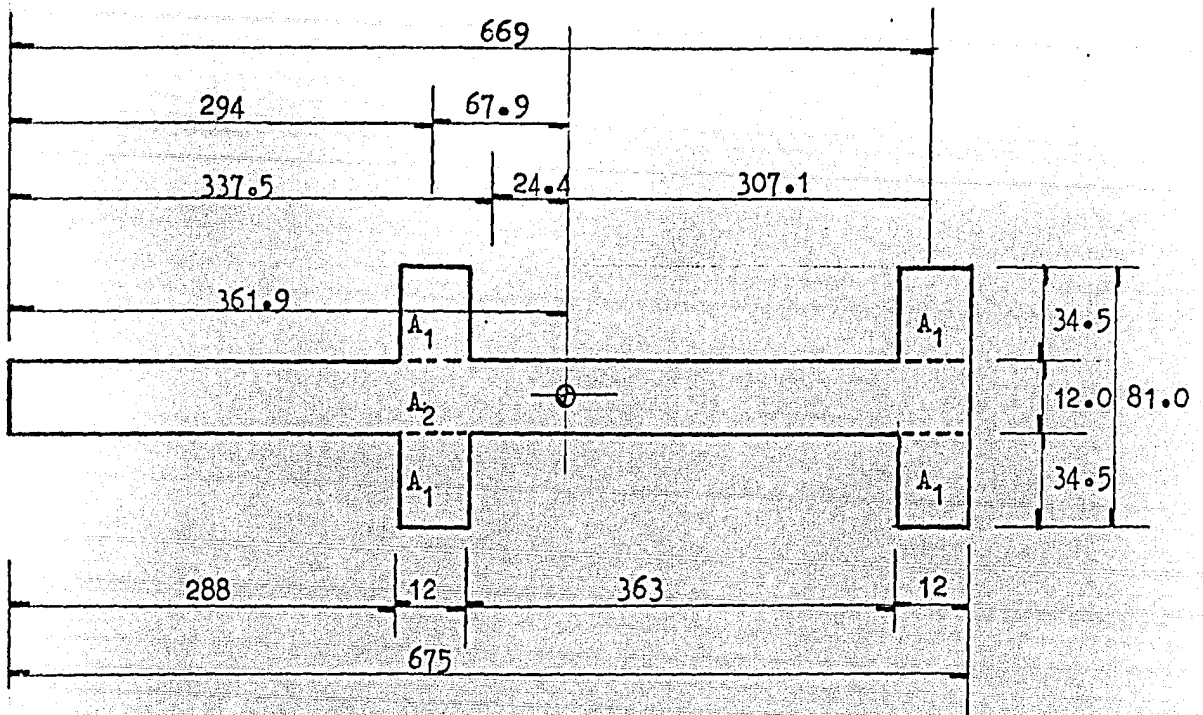
$$I = 24,824,055 \text{ cm}^3$$

$$K_{18} = \frac{1}{250(250^2/48.0 \times 10^3)(24.8 \times 10^6) + 1/(3,000)(4,800)}$$

$$K_{18} = 32,814.6 \text{ kg/cm}$$

$$K_{18} = 32.8 \text{ ton/cm}$$

M U R O 1 9



$$A_1 = 4(414) = 1,656 \text{ cm}^2$$

$$A_2 = 12 \times 675 = \frac{8,100 \text{ cm}^2}{9,756 \text{ cm}^2}$$

$$\bar{x} = \frac{2(414)(294) + 2(414)(669) + 8,100(337.5)}{9,756}$$

$$I = 4,968(4) + 675^3 + 2(414)67.9^2 + 2(414)307.1^2 + 8,100(24.4)^2$$

$$I = 394,295,600 \text{ cm}^4$$

$$K_{19} = \frac{1}{250(250^2/48.0 \times 10^3)(394.3 \times 10^6) + 1/(8,100)(4,800)}$$

$$K_{19} = 137,824.3 \text{ Kg/cm}$$

$$K_{19} = 137.8 \text{ ton/cm}$$

MURO 2
(CONCRETO)

$$A_2 = 12 \times 125 = 1,500 \text{ cm}^2$$

$$I = 12(125)^3/12 = 1,953,125 \text{ cm}^4$$

$$I = 1.95 \times 10^6$$

$$K_2 = \frac{1}{250(250^2/(312,300)(1.95 \times 10^6) + 1/(1,500)(0.3 \times 104,100))}$$

$$K_2 = 32,306.897 \text{ kg/cm}$$

$$K_2 = 32.3 \text{ ton/cm}$$

MURO 3
(CONCRETO)

$$A_2 = 12 \times 50 = 600 \text{ cm}^2$$

$$I = 12(50)^3/12 = 125,000 \text{ cm}^4$$

$$K_3 = \frac{1}{250(250^2/(312,300)(1.25 \times 10^5) + 1/(600)(0.3 \times 104,100))}$$

$$K_3 = 2,417.807 \text{ kg/cm}$$

$$K_3 = 2.4 \text{ ton/cm}$$

M U R O N° 6
(CONCRETO)

$$A_2 = 12 \times 75 = 900 \text{ cm}^2$$

$$I = 12(75)^3/12 = 421,875 \text{ cm}^4$$

$$K_6 = \frac{1}{250(250^2/(312,300)(421,875) + 1/(900)(0.3 \times 104,100))}$$

$$K_6 = 7,843.8 \text{ kg/cm}$$

$$K_6 = 7.8 \text{ ton/cm}$$

M U R O N° 7
(CONCRETO)

$$A_2 = 12 \times 137 = 1644 \text{ cm}^2$$

$$I = 12(137)^3/12 = 2,571,353 \text{ cm}^4$$

$$K_7 = \frac{1}{250(250^2/(312,300)(2,571,353) + 1/(1644)(0.3 \times 104,100))}$$

$$K_7 = 41,106.986 \text{ kg/cm}$$

$$K_7 = 41.1 \text{ ton/cm}$$

M U R O 18

(CONCRETO)

$$A_2 = 12 \times 250 = 3,000 \text{ cm}^2$$

$$I = 12(250^3)/12 = 15'625,000.0$$

$$K_{18} = \frac{1}{250(250^2/(312,300)(15'625,000.0) + 1/(3,000)(0.3 \times 104,100)}$$

$$K_{18} = 170,345.45 \text{ kg/cm}$$

$$K_{18} = 170.3 \text{ ton/cm}$$

A
y

CENTRO DE GRAVEDAD DE LA LOSA

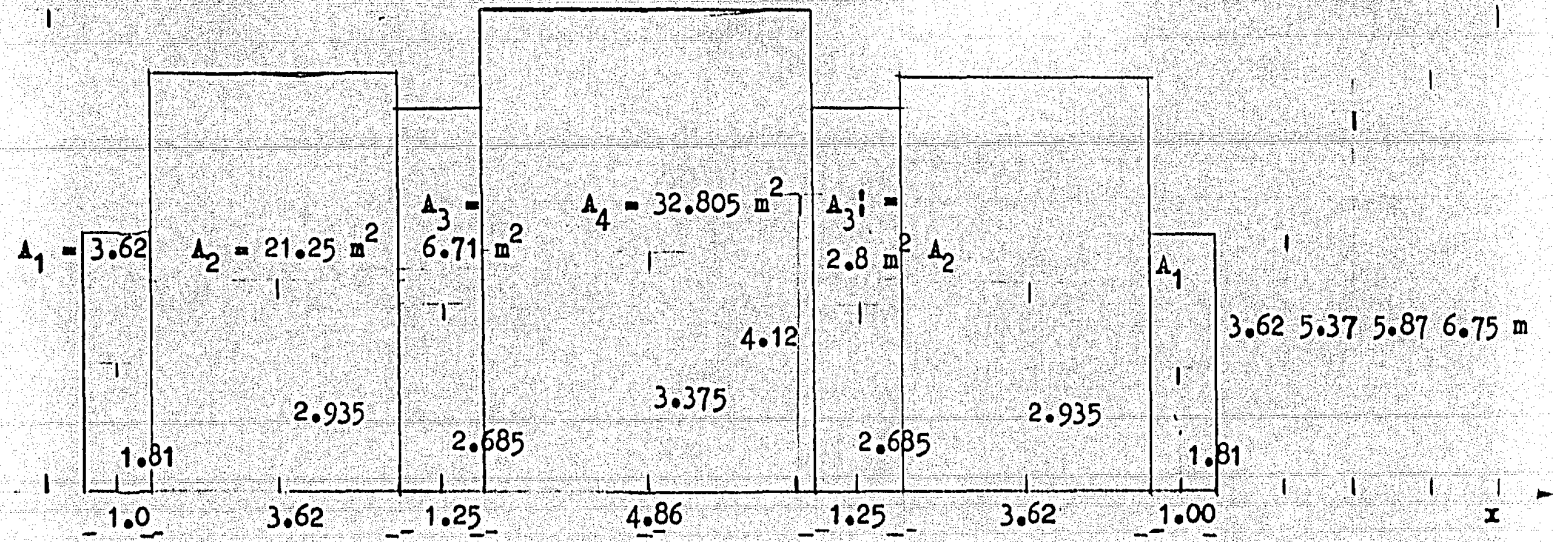
$$\text{Area} = 2(3.62 \text{ m}^2 + 21.25 \text{ m}^2 + 6.71 \text{ m}^2) + 32.805 = 95.965 \text{ m}^2$$

$$\bar{y} = \frac{2(3.62 \times 1.81 + 21.25 \times 2.935 + 6.71 \times 2.685) + 32.805 \times 3.375}{95.965}$$

$$\bar{y} = \frac{284.59 \text{ m}^3}{95.965 \text{ m}^2} = 2.965$$

NOTA: El Area A_3 , no interviene en el desarrollo de la fórmula anterior.

A_3 es la charola del baño.



CALCULO DEL CENTRO DE GRAVEDAD DEL ENTREPISO TIPO

CONCEPTO	y (m)	Medida	Peso (ton)	Py (ton-m)
L o s a	2.965	95.965	40.31	119.51
Charola del Baño	4.12	2.81	1.74	7.18
$M_1 \times 2$	0.06	3.49	4.0135	0.24
$(M_2 + M_3)2$	0.06	1.75	2.32	0.14
$M_4 \times 2$	3.56	1.00	1.15	4.09
$(M_5 + M_6 + M_7 + M_8)2$	2.94	4.51	5.19	15.25
$(M_9 + M_{10})2$	5.81	2.38	2.737	15.90
$(M_{11} \times 2)$	5.31	0.75	0.86	4.58
M_{12}	6.69	4.86	2.79	18.69
$(A_1 + A_2)2$	0.06	1.0	0.8	0.05
$A_3 \times 2$	5.81	1.0	0.4	2.32
$A_4 \times 2$	5.31	0.5	0.45	2.39
$(A_5 + A_6) \times 2$	5.31	1.5	0.75	3.98
$M_{13} \times 2$	1.00	1.76	2.024	2.02
$A_7 \times 2$	2.38	1.0	0.4	0.95
$M_{14} \times 2$	3.19	0.62	0.713	2.27
$(M_{15} + M_{17}) \times 2$	4.38	6.0	6.90	30.22
$M_{16} \times 2$	1.06	1.88	2.162	2.29
$M_{18} \times 2$	4.13	2.5	2.875	11.87
M_{19}	3.315	6.63	3.812	12.64
SUMA			82.40	256.58

$$y = Py/P = 256.58/82.40 = 3.11 \text{ m}$$

A_i Antepecho.

M_i Muro

CALCULO DEL CENTRO DE RIGIDECES EN LA ALTERNATIVA 1

MURO	Nº	K_i (ton/cm)	d_i (cm)	$K_i d_i$ (ton)	x_{cT}	y	y_{cT}
1,	1'	56.0	6.0	336.0			
2,	2'	32.3	6.0	193.8			
3,	3'	2.4	6.0	14.4			
4,	4'	8.8	356.0	3,132.8			
5,	5'	19.6	294.0	5,762.4			
6,	6'	1.9	294.0	558.6			
7,	7'	6.4	294.0	1,881.6			
8		9.7	294.0	2,851.8			
9,	9'	18.1	581.0	10,516.1			
10,	10'	1.9	581.0	1,103.9			
11,	11'	2.9	531.0	1,539.9			
12		85.0	669.0	56,865.0			
S U M A		395.3		109,795.8			$y_{cT} = 277.75$ cm
13,	13'	17.3	1660.0	28,718.0			
14,	14'	1.9	1660.0	3,154.0			
15,	15'	45.8	1660.0	76,028.0			
16,	16'	22.4	1660.0	37,184.0			
17,	17'	45.8	1660.0	76,028.0			
18,	18'	32.8	1660.0	54,448.0			
19		137.8	830.0	114,374.0			
S U M A		469.8		389,934.0			$x_{cT} = 830.00$ cm

METODO ESTATICO PARA CALCULAR FUERZAS CORTANTES

SISMICAS EN EL EDIFICIO

FORMULAS :

$$T = 6.3 \left(\frac{1}{g} \sum W_i x_i^2 / \sum P_i x_i \right)^{1/2} \text{ (seg)}$$

Período fundamental de vibración T. No se permitirá reducción del coeficiente sísmico si T se encuentra comprendido entre T_1 y T_2 .

$$T_1, T_2 \text{ (seg)}$$

Períodos característicos de los espectros de diseño.

$$T \text{ (seg)}$$

Período natural.

S

Sumatoria.

$$g = 981 \text{ cm/seg}^2$$

Valor de la aceleración gravitacional.

$$W \text{ (ton)} \text{ o } w_i$$

Peso de la construcción (carga muerta mas carga viva).

$$W_i \text{ (ton)}$$

Peso de la masa i concentrada en un punto.

$$P_i \text{ (ton)}$$

Fuerza horizontal que actúa sobre la masa i.

$$x_i \text{ (cm)}$$

El correspondiente desplazamiento en la dirección de la fuerza.

$$\frac{V}{W} = (a_0 + (c-a_0) \frac{T}{T_1}) / Q'$$

Coficiente sísmico reducido cuando se cumpla que T sea menor que T_1 y V/W en la base sea igual a c/Q pero no menor que a_0 .

$$a_0 \text{ (adimensional)}$$

Ordenada de los espectros de diseño, si $T = 0$.

Q' (adimensional)	Factor reductivo de fuerzas sísmicas para fines de diseño.
c (adimensional)	V/W = coeficiente sísmico, se entiende por coeficiente sísmico c el cociente de la fuerza cortante horizontal en la base de la construcción, sin reducir por ductilidad, y el Peso W de la misma sobre dicho nivel.
$Q' = 1 + (Q-1) T/T_1$	Expresión para encontrar el factor reductivo de fuerzas sísmicas para fines de diseño cuando T es menor que T_1 .
V (ton)	Fuerza cortante horizontal en la base de la construcción.
k (ton/cm) o R	Rigidez del entrepiso, puede ser en dirección del eje x o el eje y .
Q (adimensional)	Factor de ductilidad.

T A B L A N^o II
ANALISIS SISMICO ESTATICO DEL EDIFICIO EN LA ALTERNATIVA 1

Nivel	Entre piso.	h_i m	w_i ton	$w_i h_i$ ton-m	F_i ton	V_i ton	V_i/K_x	x cm	$w_i x_i^2$	$F_i x_i$	V_i/K_y	y cm	$w_i y_i^2$	$F_i y_i$
4	4	10.0	76.7	767.0	13.2	13.2	0.03	0.26	5.18	3.4	0.03	0.22	3.71	2.90
3	3	7.5	82.4	618.0	10.7	23.9	0.06	0.23	4.35	2.5	0.05	0.19	2.97	2.03
2	2	5.0	82.4	412.0	7.1	31.0	0.08	0.17	2.38	1.2	0.07	0.14	1.62	1.00
1		2.5	82.4	206.0	3.6	34.6	0.09	0.09	0.66	0.3	0.07	0.07	0.40	0.25
SUMA			323.9	2003.0	34.6				12.57	7.4			8.70	6.18

TIPO DE ESTRUCTURACION: 1

CASO : 4

COEFICIENTE SISMICO "C" = 0.16

COEFICIENTE DE DUCTILIDAD "Q" = 1.5

c/q = 0.107

c_0 = 0.03

$V_{base} = CW = (0.107)323.9$

$V_{base} = 34.7$ ton

TERRENO FIRME

$K_x = 395.3$ ton/cm

$K_y = 469.8$ ton/cm

CALCULO DE "T" PARA UNA POSIBLE REDUCCION DEL COEFICIENTE SISMICO "C"

$$T_x = 6.3 \left(\frac{12.57}{981 \times 7.40} \right)^{\frac{1}{2}} = 0.262, \quad T_y = 6.3 \left(\frac{8.7}{981 \times 6.18} \right)^{\frac{1}{2}} = 0.2386$$

$$C_x = \frac{0.03 + (0.16 - 0.03) \frac{0.262}{0.300}}{1 + (1.5 - 1) \frac{0.262}{0.300}}, \quad C_y = \frac{0.03 + (0.16 - 0.03) \frac{0.2386}{0.3000}}{1 + (1.5 - 1.0) \frac{0.2386}{0.3000}}$$

$C_x = 0.10$

$C_y = 0.10$

Se procedió a la reducción del coeficiente sísmico en vista de que "T" se encuentra fuera del intervalo: $0.3/T/0.8$.

REVISION POR CORTANTE SISMICO DE LOS
MUROS DE LA PLANTA BAJA EN LA -
(Alternativa N^o 1)

FORMULAS :

K_i (ton/cm)	Rigidez del muro en cuestión.
d_i (cm)	Distancia perpendicular del muro al eje cordenado x, y .
d_m (cm)	Distancia perpendicular del muro al eje centroidal x_{ct}, y_{ct} , o centro de torsiones.
V_D (ton)	Cortante directo.
$V_D = \frac{K_i}{\sum K_i} V$	Expresión del Cortante Directo.
\sum	Sumatoria.
V (ton)	Fuerza cortante sísmica en la base del edificio, (reducida por el Art 240).
$V = \frac{c}{Q} W_s$	Expresión de la fuerza cortante sísmica reducida por ductilidad.
$V = c W_s = 32,4 \text{ ton}$ ($c = 0.10$) ($W_s = 323.9 \text{ ton}$)	Expresión de la fuerza cortante sísmica reducida por el Art 240 del Reglamento. (ver reducción de coeficientes sísmicos).
$V_{Ti} = M_T \frac{K_i d_m}{\sum K_i d_m^2}$	Expresión del cortante torsionantes.
$M_{Tx} = V_x e_y$	Expresión del momento torsionante, donde $V_x = V$.

$$e_x = x (0.10) \text{ o } e_a \text{ (cm)}$$

$$e_x = 675(0.10) = 67.5 \text{ cm}$$

$$e_y = 1660(0.10) = 166.0 \text{ cm}$$

Excentricidad accidental del edificio, se considera un 10% de la longitud del edificio en el eje coordinado al que corresponda el cálculo del momento torsionante.

$$V_u = 1.1(V_D + V_T)$$

Cortante último.

$$V_R = F_R(0.5v^*A_T + 0.3P)$$

menor que $1.5F_R v^* A_T$

Expresión del cortante resistente en un muro

$$M_{Tx} = 32.4 \times 1.17 = 37.9$$

Cálculo del momento torsionante en ton-m.

$$M_{Ty} = 32.4 \times 1.66 = 53.8$$

Cálculo del momento torsionante en ton-m.

$$x_{cT} = SK_i x_{cT} / SK_i = 830 \text{ cm}$$

Expresión para calcular la componente x del centro torsionante.

$$y_{cT} = SK_i y_{cT} / SK_i =$$

$$= 277.8 \text{ cm}$$

Ordenada del centro de torsión.

$$e_o = y_{cT} - y_{CG}$$

$$= 277.8 - 311$$

$$= 33.2 \text{ cm}$$

Excentricidad calculada: ordenada del centro de torsión menos ordenada del centro de gravedad.

$$e = 1.5(e_o) + e_a$$

$$e = 1.5(0.332) + 0.675$$

$$e = 1.173 \text{ m}$$

Excentricidad de diseño.

$$V_{Tx} = M_{Tx} \frac{K_i d_i}{SK_i d_i^2}$$

Expresión para encontrar el cortante torsionante. (desarrollada).

$$V_{Tx} = 2.85714 \times 10^{-5} K_i d_i$$

$$V_{Ty} = 4.02168 \times 10^{-5} K_i d_i$$

v^* esfuerzo nominal por cortante de diseño, sobre área bruta. Establecido en las Normas Complementarias del Reglamento del D. F. para Estructuras de mampostería.

$v^* = 3.5 \text{ kg/cm}^2$ Esfuerzo cortante nominal para mampostería con piezas de tabique de barro recocido, y mortero tipo I, (confinado con dalas y castillos).

$v^* = 3 \text{ kg/cm}^2$ Esfuerzo cortante nominal para mampostería con piezas de tabique con huecos verticales que cumple la relación de áreas neta y bruta no menor de 0.45 exigida en el Reglamento.

$v^* = 0.85 F_R / \sqrt{f'_c}$
 $= 0.85(0.8) / \sqrt{120}$
 $= 7.5 \text{ kg/cm}^2$ Esfuerzo cortante para muros de concreto.

$f^*_c = 0.8 f'_c$
 $= 0.8(150)$
 $= 120 \text{ kg/cm}^2$ Esfuerzo a compresión nominal del concreto, considerando la probabilidad de ser un 20 % menor que la resistencia especificada f'_c .

a_s mayor a $\frac{1000 s}{f_y d_c}$ Area de refuerzo transversal, siendo s la separación de los estribos y d_c el peralte del castillo. La separación de los estribos no excedera $1.5 d_c$ ni 20 cm.

a_s mayor que $(.2 f'_c / f_y) A_c$ Refuerzo longitudinal de dalas y castillos.

REVISION POR SISMO

(Alternativa #1)

$$V = cW_g, \quad V = 323.9(0.10) = 32.4 \text{ ton} \quad (c = 0.10 \text{ reducido}).$$

$$V_{Ti} = M_T \frac{K_i d_i}{SK_i d_i^2}, \quad M_{Tx} = V e_y, \text{ en el sentido "x"}$$

$$M_{Ty} = V e_x, \text{ en el sentido "y"}$$

Sentido "x"

$$y_{CT} = \frac{SK_{ix} y}{SK_{ix}} = \frac{109,795.8}{395.3} = 277.8 \text{ cm}$$

$$e_{calculada} = \text{centro de torsión} - \text{centro de gravedad} = 277.8 - 311 = 33.2$$

$$e_{accidental} = 0.1(6.75) = 0.675 \text{ m} \quad (10\% \text{ de la dimensión normal al eje "x"})$$

$$e_{diseño} = 1.5 e_{calculada} + e_{accidental} = 1.5(0.332) + 0.675 = 1.173$$

$$e_{diseño} = e_{calculada} - e_{accidental} = 0.332 - 0.675 = 0.343$$

$$M_{Tx} = V e_y = 32.4(1.173) = 38.0 \text{ ton-m} \quad (\text{se toma la más desfavorable}).$$

Sentido "y"

$$e_{accidental} = 0.1(16.60) = e_{diseño} = 1.66 \text{ m}$$

$$M_{Ty} = V e_x = 32.4(1.66) = 53.784 \text{ ton-m.}$$

$$V_{Tx} = \frac{38.0 \times 100 K_i d_i}{133735 \times 10^3}$$

$$V_{Ty} = \frac{53.78 \times 100 K_i d_i}{133735 \times 10^3}$$

$$V_{Tx} = 2.85714 \times 10^{-5} K_i d_i$$

$$V_{Ty} = 4.02168 \times 10^{-5} K_i d_i$$

II. A. 3.- Resistencia a la Flexocompresión.

El edificio será capaz de resistir momentos de volteo, para encontrar dichos momentos se idealiza el edificio como en el cálculo de los cortantes sísmicos como una viga de cortante en voladizo, introduciendo momentos flexionantes directamente proporcionales al producto de las fuerzas laterales actuantes en cada nivel por el brazo correspondiente, reduciendo dichas fuerzas con la expresión $0.8 + 0.2z$, siendo z la relación entre la altura a la que se desea el factor reductivo, h , y la altura total, H , conforme al artículo 240 título VI. La resistencia a la flexocompresión se calcula con la teoría comúnmente utilizada en concreto reforzado, en este caso se ha hecho mediante las fórmulas simplificadas de las ecuaciones especificadas en las normas. El P_u utilizado en el cálculo de las ecuaciones simplificadas es la carga axial actuante multiplicada por el factor de carga 1.1 y la carga viva reducida. La resistencia en carga axial de los muros se incrementa por la contribución del refuerzo colocado en los extremos en forma análoga a una columna de concreto reforzado. Los muros de concreto se analizarán en forma similar, pues como se ha indicado la resistencia a flexocompresión se calcula con la teoría comúnmente utilizada en concreto reforzado, además de armarse por temperatura, ya sea en muros de 12 o 13 cm, como se muestra a continuación.

$$a_s = \frac{450(12)}{4,200(12+100)} = (0.01148 \text{ cm}^2/\text{cm}) \times 100 = 1.15 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$s = \frac{100 \times 0.49 \text{ cm}^2}{1.15 \text{ cm}^2/\text{m}} = 42 \text{ cm} \quad \text{varillas del } \# 2.5. \text{ igual a } s = 3.5(12) 42$$

$$a_s = \frac{450(13)}{4200(13 + 100)} = 0.012 \quad \text{implica una separación de } 39 \text{ cm.}$$

$$s = \frac{100 \times 0.49}{1.2 \text{ cm}^2/\text{m}} = 39 \text{ cm} \quad \text{rige sobre } 3.5(13) = 45.5 \text{ cm}$$

REVISIÓN DEL REFUERZO POR MOMENTO DE VOLTEO
EN LA ALTERNATIVA 1 DEL EDIFICIO.

F O R M U L A S :

$$F_i = \frac{h_i}{Sh_i} V$$

Fuerza lateral actuante en cada nivel.

$$M = SF_1 h_i = V \frac{Sh_i^2}{Sh_i}$$

Expresión para calcular el momento de volteo suponiendo que cada muro es un voladizo independiente y se introducen en él momentos flexionantes iguales al producto de las fuerzas laterales actuantes en cada nivel por el brazo correspondiente.

$$Sh_i = (4 + 3 + 2 + 1) 2.5 = 25$$

$$Sh_i^2 = (4^2 + 3^2 + 2^2 + 1^2) 2.5^2 = 181.25$$

$$M = 7.25 V$$

$$M_u = 7.25 V_u \left(0.8 + 0.2 \frac{h}{H} \right) = 6.2 V_u$$

Momento de volteo calculado en la forma anterior es reducido según el Art 240. VI.

$$z = \frac{h}{H}$$

relación entre la altura a la que se calcula el factor reductivo y la altura total H.

$$M_R = M_o + 0.3 P_u d; \text{ si } P_u \text{ es}$$

menor o igual a $P_R/3$ y

$$M_R = (1.5 M_o + 0.15 P_R d) (1 - P_u/P_R)$$

si P_u es mayor que $P_R/3$

Momento flexionante, aplicado en el plano, que resiste el muro en flexocompresión.

P_R (ton)		Resistencia de diseño del muro a carga vertical.
$M_o = F_R A_s f_y d'$		Momento flexionante, aplicado en el plano, que resiste el muro en flexión pura.
$d = L - 20 \text{ cm}$		Distancia entre el centroide del acero de tensión y el extremo opuesto de un muro.
L (cm)		Longitud del muro.
$f_y = 4,200 \text{ kg/cm}^2$		Esfuerzo de fluencia del acero de refuerzo.
$A_s =$		Area de acero de refuerzo colocado en el extremo de un muro. (supuesto).
$F_R = 0.6$ (adimensional)		Factor de reducción de resistencia.
P_u		Carga axial que obra sobre el muro en forma total y multiplicada por su factor de carga.
$P_R = F_R (F_E f_m^* A_T + 2 A_s f_y)$		Resistencia de diseño del muro a carga vertical considerando también el área de acero.
F_E		Factor de reducción de resistencia.
$f_m^* = 40 \text{ kg/cm}^2$		Resistencia nominal de diseño a compresión de la mampostería referida al área bruta.
$A_T = t \times L$		Area bruta de la sección transversal del muro.

Tabla N^o
 REVISION DEL REFUERZO POR MOMENTO DE VOLTEO EN PLANTA BAJA
 (Alternativa 1)

Muro N ^o	V _u (ton)	M _u (ton-m)	F _E	P _u (ton)	M _o (ton-m)	P _R (ton)	M _R (ton-m)	A _s (cm ²)	d'	d	OBSERVACIONES
									(cm)	(cm)	
1, 1'	5.7	44.5	0.857	13.0	44.4	100.8	57.2	5.7	309	329	
2, 2'	3.3	25.7	0.847	11.1	27.5	146.6	31.0	12.82	85	105	MURO DE CONCRETO
3, 3'	0.2	1.6	0.839	5.6	1.4	14.4	1.9	5.70	10	30	MURO DE CONCRETO
4, 4'	0.8	6.2	0.864	4.5	6.0	31.3	6.8	3.96	60	80	
5, 5'	1.8	14.0	0.878	12.4	10.2	45.9	16.2	2.54	160	180	
6, 6'	0.2	1.6	0.879	6.7	1.3	30.0	2.4	1.42	35	55	
7, 7'	0.6	4.7	0.878	11.0	3.5	38.3	6.7	1.42	97	117	
8	0.9	7.0	0.882	9.7	7.8	22.7	7.7	2.54	122	142	
9, 9'	1.9	14.8	0.848	9.9	12.7	51.8	17.7	3.96	147	167	
10, 10'	0.2	1.6	0.843	5.0	1.3	21.8	1.7	1.42	35	55	
11, 11'	0.2	1.6	0.858	4.0	1.3	22.1	2.0	1.42	35	55	
12	9.1	71.0	0.850	19.3	45.0	128.0	72.0	3.96	446	466	
13, 13'	1.8	14.0	0.841	9.4	13.6	52.6	18.0	3.96	136	156	
14, 14'	0.3	2.3	0.856	2.2	2.2	25.4	2.5	1.42	22	42	
15, 15'	4.5	35.1	0.864	9.8	33.8	82.8	40.7	5.7	235	255	
16, 16'	2.0	15.6	0.881	12.5	14.7	57.5	21.0	3.96	147	167	
17, 17'	4.1	32.0	0.879	12.5	23.5	79.7	33.1	3.96	235	255	
18, 18'	2.8	21.8	0.880	16.5	13.4	69.7	24.8	2.54	210	230	
19	10.8	84.2	0.880	35.6	22.7	177.4	92.7	1.42	635	655	

II. B.- Revisión de los Muros de Carga (Alternativa 2).

Es de esperar que la revisión de esta alternativa de diseño muestre la ductilidad del tabique rojo de arcilla superior al tabique con huecos verticales de arcilla. El encajonar el material en castillos y dalas para formar un muro proporciona un incremento en la resistencia a la compresión en más de un 25% es decir 4 kg/cm^2 alcanzando dicha resistencia un valor de 19 kg/cm^2 , sin la estructura perimetral de dalas y castillos, la falla del muro se presenta con carácter de frágil, sobre todo si la citada estructura tiene un material poco dúctil; el ladrillo o tabique de barro recocido ya de por sí dúctil en comparación con el bloque hueco de arcilla es aumentada al confinarse los muros con dalas y castillos, reduciendo al mismo tiempo los efectos por pandeo del muro propio de las secciones esbeltas; el concreto armado presenta la ventaja de que además que se adapta a cualquier forma, con resistencia a la compresión y a tensión, es raro que este tipo de material, para proyectos normales, llegue a presentar esfuerzos críticos por pandeo, es esta la razón de su elección como material confinador y sustituto de muros que colapsen.

II. B. 1.- Resistencia a la Carga Vertical.

El objeto de someter esta alternativa al análisis por carga vertical es el de observar que muros son susceptibles a fallar; los muros de poca longitud corren este riesgo; la excentricidad en los muros de carga también contribuyen a reducir la resistencia a la compresión, dicha excentricidad es mayor en los muros de fachada, pues un muro que soporte una carga en el interior de la planta con su losa perfectamente apoyada en sus extremos así funciona

OBTENCION DE LA RESISTENCIA DE DISEÑO DE LOS MUROS DE LA
PLANTA RAJA, SOMETIDOS A CARGA VERTICAL (Alternativa 2)

FORMULAS :

w_N	$= 330 \text{ kg/m}^2$	Carga muerta.
w_{Vm}	$= 120 + 420/(A_{trib})^{\frac{1}{2}}$	Carga viva para diseño por cargas verticales.
w_{muros}	$= 575 \text{ kg/m}$	Peso de muros de tabique.
A_{trib}		Area tributaria.
L		Longitud del muro.
P_1		Carga axial parcial que obra sobre el muro
P_u		Carga axial total que obra sobre el muro multiplicada por el factor de carga.
P_o	$= \pi^2 EI/H^2$	Carga crítica de pandeo del muro.
E	$= 250 f'_m$	Módulo de elasticidad de la mampostería para esfuerzos de compresión normales a las juntas bajo carga sostenida.
I	$= Lt^3/12$	Momento de Inercia de la sección transversal bruta.
EI	$= EI(0.25 + P_u/P_{RO})$	Producto reducido por agrietamiento.
w_{muros}	$= 662 \text{ kg/m}$	Peso de muros de concreto.

H	= 230 cm	Altura no restringida del muro.
H'	= 0.75H	Altura efectiva del muro.
t	= 13 cm	Espesor del muro.
t	= 15 cm	Espesor del muro de concreto.
f_m^*	= 15 + 4 kg/cm ²	Resistencia nominal en compresión del muro más el incremento por tratarse de muro <u>confi</u> nado con dalas y castillos.
e_c	= $P_1 e_{c1} / P_u$	Excentricidad calculada de la carga vertical para muros exteriores.
e_c	= 0	Excentricidad calculada de la carga vertical para muros interiores.
e_{c1}	= $t/2 - b/3 = t/6$	Excentricidad menor calculada en los extre- mos de un muro.
b	= t	Longitud de apoyo de una losa soportada so- bre el muro.
F_a	= $C_m / (1 - P_u / P_c)$	Factor de incremento de excentricidad por efectos de esbeltez en muros exteriores, e interiores.
C_m	= 0.6 + 0.4 e_1 / e_2	Factor para el cálculo de los efectos de es- beltez para muros exteriores.
C_m	= 1	Factor para el cálculo de los efectos de es- beltez para muros interiores.
e_1 / e_2	= $e_a / (e_a + e_c)$	Relación obtenida de considerar en un extremo la excentricidad accidental y en el otro la

excentricidad accidental más la calculada.

$$e_a = K(t + H/10)$$

Excentricidad accidental.

$$K = 1/30$$

Coefficiente para determinar la excentricidad accidental, considerando que se trata de piezas producidas industrialmente con buen control de calidad en sus dimensiones.

$$P_R = F_R F_E f_m^* A_T$$

Resistencia de diseño del muro a carga vertical.

$$F_R = 0.6$$

Factor de reducción de resistencia.

$$F_E = 1 - 2e'/t$$

Factor de reducción por efectos de excentricidad y esbeltez.

$$e' = F_a (e_c + e_a)$$

Excentricidad de diseño incrementada por efectos de esbeltez..

$$A_T = Lt$$

Area bruta de la sección transversal del muro.

T A B L A N^o III
 REVISION POR CORTANTE SISMICO DE LOS MUROS DE PLANTA BAJA
 (Alternativa N^o 1)

Muro N ^o	d _m (cm)	K _i d _m (ton)	K _i d _m ² (ton-cm)	V _D (ton)	V _T (ton)	V _u (ton)	P (ton)	V _R / 1.5 F _R v _A T (ton)	(ton)	OBSERVACIONES
1, 1'	271.8	15,220.8	4'137,013.4	4.6	0.6	5.7	11.8	6.5	11.3	
2, 2'	271.8	8,779.1	2'386,170.3	2.6	0.4	3.3	9.9	3.4	4.1	MURO DE CONCRETO
3, 3'	271.8	652.3	1,565.7	0.2		0.2	5.6	1.6		MURO DE CONCRETO
4, 4'	78.2	688.2	53,817.2	0.7		0.8	3.3	1.9	3.2	
5, 5'	16.2	317.5	5,143.8	1.6		1.8	2.0	4.5	6.5	
6, 6'	16.2	30.8	498.6	0.2		0.2	8.4	2.5	2.4	
7, 7'	16.2	103.7	1,679.6	0.5		0.6	10.2	3.5	4.4	
8	16.2	157.1	2,545.7	0.8		0.9	8.7	3.5	5.2	
9, 9'	303.2	5,487.9	1'663,937.3	1.5	0.2	1.9	8.5	3.9	6.1	
10, 10'	303.2	576.1	174,667.5	0.2		0.2	4.1	0.2	2.4	
11, 11'	253.2	734.3	185,919.7	0.2		0.2	3.4	0.2	2.4	
12,	391.2	33,252.0	13'008,182.0	7.0	1.3	9.1	17.5	9.3	15.7	
13, 13'	824.0	14,255.2	11'746,285.0	1.2	0.4	1.8	8.5	3.7	5.7	
14, 14'	824.0	1,565.6	1'290,054.4	0.1	0.1	0.3	2.4	1.2	2.4	
15, 15'	724.0	33,159.2	24'007,261.0	3.2	0.9	4.5	8.9	5.1	8.9	
16, 16'	537.0	12,028.8	6'459,465.6	1.5	0.3	2.0	11.4	4.5	6.1	
17, 17'	374.0	17,129.2	6'406,320.8	3.2	0.5	4.1	15.0	6.2	8.9	
18, 18'	237.0	7,773.6	1'842,343.2	2.3	0.2	2.8	16.0	6.1	8.1	
19	0.0	0.0	0.0	9.5		10.8	32.0	19.0	21.2	

133'735,000.0

T A B L A N^o V
 REVISION POR CARGAS VERTICALES DE LOS MUROS DE LA PLANTA BAJA
 (Alternativa Número 2)

Muro	L	I	P ₁	P _u	e _o	P _{RO}	P _c	C _m	F _a	e'	F _E	P _R	OBSERVACIONES
N ^o	cm	cm ⁴	ton	ton	cm	ton	ton			cm		ton	
1,	1' 349	64,079	2.0	18.5	0.234	86.5	36.3	0.935	1.697	2.433	0.626	32.5	
2,	2' 125	18,000	2.8	15.3	0.397	225.0	197.6	0.863	1.084	0.920	0.847	114.3	
3,	3' 50	7,200	2.2	9.9	0.444	90.0	89.5	0.845	1.845	0.966	0.839	45.3	
4,	4' 100	18,308	0.5	5.3	0.204	24.7	13.4	0.941	1.558	2.188	0.663	9.8	
5,	5' 200	36,616	3.2	18.3	0.000	49.4	35.8	1.000	2.046	2.455	0.622	18.5	
6,	6' 75	13,731	3.1	14.5	0.000	18.5	22.4	1.000	2.835	3.402	0.477	5.3	NO PASA
7,	7' 137	25,082	3.1	16.7	0.000	33.8	29.4	1.000	1.001	1.200	0.815	16.5	NO PASA
8,	162	29,660	2.5	14.7	0.000	40.0	28.9	1.000	2.035	2.442	0.624	15.0	
9,	9' 187	34,237	2.2	14.0	0.340	46.2	29.8	0.917	1.720	2.648	0.593	16.4	
10,	10' 75	13,731	1.3	7.1	0.397	18.5	13.7	0.901	1,869	2.985	0.502	5.6	NO PASA
11,	11' 75	13,731	0.7	5.9	0.257	18.5	12.3	0.929	1.786	2.602	0.600	6.7	
12,	486	88,979	3.1	27.0	0.249	120.0	66.6	0.931	1.201	1.740	0.732	52.7	
13,	13' 176	32,223	2.6	14.3	0.394	43.5	29.4	0.901	1.342	2.190	0.671	17.5	
14,	14' 62	11,351	0.5	4.1	0.264	15.3	9.3	0.928	1.660	2.429	0.626	5.7	
15,	15' 275	50,348	1.1	13.7	0.174	67.9	35.8	0.949	1.189	1.634	0.728	29.6	
16,	16' 187	34,237	3.3	15.0	0.000	46.2	31.0	1.000	1.938	2.325	0.642	17.8	
17,	17' 275	50,348	2.3	21.0	0.000	67.9	44.4	1.000	1.897	2.277	0.650	26.5	
18,	18' 250	45,771	3.8	25.1	0.000	61.8	47.3	1.000	2.131	2.557	0.607	22.5	NO PASA
19,	675	123,581	7.3	49.7	0.000	166.7	106.7	1.000	1.872	2.246	0.712	71.2	

r  mejor en cuanto a excentricidad se refiere, que un muro situado en los extremos, el cual por sus excentricidades provoca una disminuci3n de la resistencia del muro.

II. B. 2.- Resistencia a la Carga Lateral.

El primer paso para el c culo consiste en determinar la rigidez de cada muro, dicha rigidez se obtendrá aplicando la definici3n ya citada anteriormente, la cual supone que el muro se comporta como una viga de gran peralte, empotrada en sus extremos y con una carga distribuida a lo largo de su claro, donde el peralte será igual a la altura efectiva del muro. Esta alternativa no toma en cuenta la contribuci3n de rigidez de los patines, por tratarse de una estructuraci3n bastante diferente a la alternativa 1. Las aberturas como ventanas y puertas reducen la resistencia al sismo por tener una rigidez despreciable, por lo que no se tomar  en cuenta dicha rigidez. Existe la contribuci3n de la carga axial que soporta el muro en la resistencia a la carga lateral, por lo que a mayor carga axial que soporte el muro tendrá un efecto b nfico en el comportamiento a los desplazamientos laterales que sufra el muro, este incremento por la acci3n de la carga vertical actuante ha sido valuada te3ricamente y comprobado experimentalmente, siendo el valor 0.3P una aproximaci3n conservadora de los resultados obtenidos.

II. B. 3.- Resistencia a la flexocompresi3n.

Es importante señalar que no nadam s las fuerzas laterales de sismo producen cortantes en los muros, sino también momentos flexionantes y por lo tanto requieren un refuerzo especial por flexi3n en los extremos de los muros. El Reglamento proporciona f3rmulas simplificadas para evitar un an li-

sis riguroso, dichas fórmulas se deducen al considerar el diagrama de interacción en flexocompresión o sea la representación gráfica de las combinaciones de carga axial y momento flexionante que ocasiona la falla del elemento, formado por dos tramos rectos.

CALCULO DE LA RIGIDEZ LATERAL DE LOS MUROS DE PLANTA BAJA
(Alternativa 2)

FORMULAS :

H	= 250 cm	Altura a ejes de entrepiso.
f_m^*	= 15 + 4 kg/cm ²	Resistencia nominal en compresión del muro más el incremento por tratarse de muro con finado con dalas y castillos.
E	= 400 f_m^* = 7,600 kg/cm ²	Módulo de elasticidad de la mampostería, calculado en forma aproximada para cargas de corta duración.
G	= 0.3E = 2,280 kg/cm ²	Módulo de cortante de la mampostería.
E_c	= 10,000/ $\sqrt{f'_c}$	Módulo de elasticidad de los muros de concreto.
K_i	= $\frac{1}{H(H^2/3EI + 1/AG)}$	Rigidez lateral en flexión del muro en cuestión.
i		Indice del muro en cuestión.
I		Momento de Inercia.
A		Area del muro en cuestión.
L		Longitud del muro en cuestión.

CALCULO DE RIGIDEZES DE LA ALTERNATIVA Nº 2.

Muro Nº	Longitud (cm)	Momento de Inercia (cm ⁴)	Area (cm ²)	R I G I D E Z E S		
				(kg/cm)	(ton/cm)	
1, 1'	350	4.6447817	$\times 10^7$	4,550	16,090.3	16.1
2, 2'	125	1.953125	$\times 10^6$	1,500	32,306.897	32.3
3, 3'	50	1.25	$\times 10^5$	600	2,417.807	2.4
4, 4'	100	1.0833	$\times 10^6$	1,300	872.8	0.9
5, 5'	200	8.666	$\times 10^6$	2,600	5,159.2	5.2
6, 6'	75	4.21875	$\times 10^5$	900	7,843.8	7.8
7, 7'	137	2.571353	$\times 10^6$	1,644	41,106.986	41.1
8	162	4.605822	$\times 10^6$	2,106	3,114.7	3.1
9, 9'	187	7.084136	$\times 10^6$	2,431	4,410.3	4.4
10, 10'	75	4.57031	$\times 10^5$	975	8,035.3	8.0
11, 11'	75	4.57031	$\times 10^5$	975	388.2	0.4
12	486	1.2435719	$\times 10^8$	6,318	27,179.2	27.2
SUMA:						267.5
13, 13'	176	5.9060907	$\times 10^6$	2,288	3,798.3	3.8
14, 14'	62	2.38328	$\times 10^5$	806	210.1	0.2
15, 15'	275	2.2529948	$\times 10^7$	3,575	10,245.0	10.2
16, 16'	187	7.0841366	$\times 10^6$	2,805	4,623.5	4.6
17, 17'	275	2.2529948	$\times 10^7$	3,575	10,245.0	10.2
18, 18'	250	7.1983947	$\times 10^6$	3,250	4,838.3	4.8
19	675	3.3317578	$\times 10^8$	8,775	42,248.0	42.2
SUMA:						109.8

.61

T A B L A N^o VI
ANALISIS SISMICO ESTATICO DEL EDIFICIO EN LA ALTERNATIVA 2

Nivel	Entre piso	h_i m	w_i ton	$w_i h_i$ ton-m	F_i ton	V_i ton	V_i/K_x	x cm	$w_i x_i^2$	$F_i x_i$	V_i/K_y	y cm	$w_i y_i^2$	$F_i y_i$
4	4	10.0	76.7	767.0	9.9	9.9	0.04	0.30	6.9	3.0	0.02	0.17	2.2	1.7
3	3	7.5	82.4	618.0	8.0	17.9	0.07	0.26	5.6	2.1	0.04	0.15	1.9	1.2
2	2	5.0	82.4	412.0	5.3	23.2	0.09	0.19	3.0	1.0	0.05	0.11	1.0	1.0
1	1	2.5	82.4	206.0	2.7	25.9	0.10	0.10	0.8	0.3	0.06	0.06	0.3	0.3
SUMA			323.9	2003.0					16.3	6.4			5.4	4.2

TIPO DE ESTRUCTURACION: 1

CALCULO DE "T" PARA UNA POSIBLE REDUCCION DEL COEFICIENTE SISMICO "C".

CASO: 4

COEFICIENTE SISMICO: "C" = 0.16

COEFICIENTE DE DUCTILIDAD

"Q" = 2.0

C/Q = 0.08

$V_{base} = CW = (0.08)323.9 = 25.9 \text{ ton}$

$$T_x = 6.3 \left(\frac{16.3}{981 \times 6.40} \right)^{\frac{1}{2}} = 0.321$$

$$T_y = 6.3 \left(\frac{5.4}{981 \times 4.2} \right)^{\frac{1}{2}}$$

$$T_x = 0.321$$

$$T_y = 0.228$$

NO SE PERMITE REDUCCION DEL COEFICIENTE SISMICO.

$$(0.3/T/0.8) \quad T_1 = 0.3, \quad T_2 = 0.8 \quad T = 0.321$$

TERRENO FIRME

$k_x = 267.1 \text{ ton/cm}$

$k_y = 440.8 \text{ ton/cm}$

CALCULO DEL CENTRO DE RIGIDECES EN LA ALTERNATIVA 2

MURO	Nº	K_i (ton/cm)	d_i (cm)	$K_i d_i$ (ton)	x_{OT} y y_{OT}
1,	1'	16.1	6.5	104.7	
2,	2'	32.3	6.0	193.8	
3,	3'	2.4	6.0	14.4	
4,	4'	0.9	355.5	320.0	
5,	5'	5.2	293.5	1,526.2	
6,	6'	7.8	293.5	2,289.3	
7,	7'	41.1	293.5	12,062.9	
8		3.1	293.5	909.9	
9,	9'	4.4	580.5	2,554.2	
10,	10'	7.8	580.5	4,527.9	
11,	11'	0.4	530.5	212.2	
12		27.2	668.5	18,183.2	
SUMA		267.1		66,704.3	$y_{OT} = 249.7$ cm
13,	13'	3.8	1660.0	6,308.0	
14,	14'	0.2	1660.0	332.0	
15,	15'	10.2	1660.0	16,932.0	
16,	16'	4.6	1660.0	7,636.0	
17,	17'	10.2	1660.0	16,932.0	
18,	18'	170.3	1660.0	282,698.0	
19		42.2	830.0	35,026.0	
		440.8		365,864.0	$x_{OT} = 830.0$ cm

REVISION POR CORTANTE SISMICO DE LOS

MUROS DE LA PLANTA BAJA EN LA

(Alternativa N° 2)

FORMULAS:

K_i (ton/cm)	Rigidez del muro en cuestión.
d_i (cm)	Distancia perpendicular del muro al eje coordenado x, y .
d_m (cm)	Distancia perpendicular del muro al eje centroidal x_{CT}, y_{CT} , o centro de torsiones.
V_D (ton)	Cortante directo.
$V_D = \frac{K_i}{\sum K_i} V$	Expresión del Cortante Directo.
\sum	Sumatoria.
V (ton)	Fuerza cortante sísmica en la base del edificio.
$V = \frac{c}{Q} W_s$	Expresión de la fuerza cortante sísmica reducida por ductilidad.
$V = c W_s = 25.9 \text{ ton}$ ($c = c/Q = 0.16/2 = 0.08$) ($W_s = 323.9 \text{ ton}$).	Expresión de la fuerza cortante sísmica.
$V_u = 1.1(V_D + V_T)$	Cortante último.
$V_R = F_R(0.5v A_{TT} + 0.3P)$	Expresión del cortante resistente en un muro.
$y_{CT} = 249.7 \text{ cm}$	Ordenada del centro de torsión.

$$M_{Tx} = V_x e_y = 25.9 (1.59)$$

$$= 41.3 \text{ ton-m}$$

Cálculo del momento torsionante en ton-m.

$$M_{Ty} = V_y e_x = 25.9 (1.66)$$

$$= 43.0 \text{ ton-m.}$$

Cálculo del momento torsionante en ton-m.

$$e_o = y_{CT} - y_{CG}$$

$$= 249.7 - 311$$

$$= 61.3 \text{ cm}$$

Excentricidad calculada: ordenada del centro de torsión menos ordenada del centro de gravedad.

$$e = 1.5 e_o + e_a$$

$$e = 1.5(0.613) + 0.675$$

$$e = 1.59$$

Excentricidad de diseño, en el sentido "x"

$$V_{Tx} = 7.59027 \times 10^{-5} K_i d_i$$

Expresión desarrollada para encontrar el cortante torsionante.

$$V_{Ty} = 7.9027 \times 10^{-5} K_i d_i$$

REVISION POR SISMO
(Alternativa #2)

$$V = \frac{c}{Q} W_s, \text{ de donde: } W_s = 323.9 \text{ ton, } c = 0.16, \quad Q = 2.0$$

$$V = \frac{0.16}{2.0}(323.9) = 25.9 \text{ ton.}$$

$$V_i = \frac{K_i}{SK_i} V \quad (\text{ton})$$

Expresión para calcular el cortante directo.

$$V_{Ti} = M_{Ti} \frac{K_i d_i}{SK_i d_i},$$

$$M_{Tx} = V_x e_y, \text{ en el sentido "x"}$$

$$M_{Ty} = V_y e_x, \text{ en el sentido "y"}$$

Sentido "x"

$$y_{CT} = \frac{SK_i x y}{SK_i x} = \frac{267.1}{66,704.3} = 249.7 \text{ cm (coordenada del centro de torsión)}$$

$$e_{calculada} = \text{centro de torsión} - \text{centro de gravedad} = 249.7 - 311 = 61.3 \text{ cm}$$

$$e_{accidental} = 0.1(6.75) = 0.675 \text{ m (10\% de la dimensión normal al eje "x")}$$

$$e_{diseño} = 1.5 e_{calculada} + e_{accidental} = 1.5(0.613) + 0.675 = 1.59 \text{ cm}$$

$$e_{diseño} = e_{calculada} - e_{accidental} = 0.613 - 0.675 = 0.062 \text{ cm}$$

$$M_{Tx} = V_x e_y = 25.9 (1.59) = 41.3 \text{ ton-m}$$

Sentido "y"

$$e_{accidental} = 0.1(16.60) = e_{diseño} = 1.66 \text{ m}$$

$$M_{Ty} = V_y e_x = 25.9 (1.66) = 43.0 \text{ ton.}$$

$$V_{Tx} = \frac{41.3 \times 100 K_i d_i}{54,411,730}$$

$$V_{Ty} = \frac{43.0 \times 100 K_i d_i}{54,411,730}$$

T A B L A N.º VII
 REVISION POR CORTANTE SISMICO DE LOS MURCS DE LA PLANTA BAJA
 (Alternativa N.º 2)

Muro N.º	d_m (cm)	K_{1m}^d (ton)	K_{1m}^d (ton-cm)	V_D (ton)	V_T (ton)	V_u (ton)	P (ton)	$V_{R/1.5F_{RVT}}$ (ton)	OBSERVACIONES
1, 1'	243.2	3,915.5	952,249.6	1.6	0.3	2.1	11.8	6.9	14.3
2, 2'	243.7	7,871.5	1,918,284.6	3.1	0.6	4.1	9.9	3.56	5.2 MURO DE CONCRETO
3, 3'	243.7	584.9	142,540.1	0.2		0.3	5.6	1.76	2.4 MURO DE CONCRETO
4, 4'	105.8	95.2	10,072.3	0.1		0.2	3.3	2.0	4.1
5, 5'	43.8	227.8	9,977.6	0.5		0.6	11.2	4.7	8.2
6, 6'	43.8	341.6	14,963.8	0.8		0.9	8.4	2.56	3.5 MURO DE CONCRETO
7, 7'	43.8	1,800.2	78,847.8	4.0	0.1	4.5	10.2	3.76	5.5 MURO DE CONCRETO
8	43.8	135.8	5,947.2	0.3		0.4	8.7	4.0	6.6
9, 9'	330.8	1,455.2	481,486.0	0.4	0.1	0.6	8.5	4.1	7.7
10, 10'	330.8	2,580.2	853,543.4	0.8	0.2	1.1	4.1	1.86	2.7 MURO DE CONCRETO
11, 11'	280.8	112.3	31,539.5	0.1		0.1	3.4	1.6	3.1
12	418.8	11,391.4	4,770,701.6	2.6	0.9	3.9	17.5	9.8	19.9
13, 13'	823.5	3,129.3	2,576,978.6	0.2	0.3	0.6	8.5	3.9	7.2
14, 14'	823.5	164.7	135,630.5	0.1		0.1	2.4	1.6	2.5
15, 15'	723.5	7,379.7	5,339,213.0	0.6	0.6	1.3	8.9	5.4	11.3
16, 16'	536.5	2,468.0	1,324,028.4	0.3	0.2	0.6	11.4	4.6	7.7
17, 17'	373.5	3,809.7	1,422,923.0	0.6		0.7	15.0	6.5	11.3
18, 18'	236.5	40,276.0	9,525,262.2	10.0	3.0	14.3	16.0	6.36	22.5 MURO DE CONCRETO
19	0.0	0.0	0.0	2.5		2.8	32.0	15.0	27.6

Tabla N^o VIII
 REVISION DEL REFUERZO POR MOMENTO DE VOLTEO EN PLANTA BAJA
 (Alternativa 2)

Muro N ^o	V _u (ton)	M _u (ton-m)	F _E	P _u (ton)	M _o (ton-m)	P _R (ton)	M _R (ton-m)	A _s (cm ²)	d' (cm)	d (cm)	OBSERVACIONES
1, 1'	2.1	16.4	0.625	13.0	11.1	36.1	22.1	1.42	309	329	
2, 2'	4.1	32.0	0.847	11.1	33.9	154.2	37.4	15.84	85	105	MURO DE CONCRETO
3, 3'	0.3	2.3	0.839	5.6	2.0	64.9	2.5	7.76	10	30	MURO DE CONCRETO
4, 4'	0.2	1.6	0.663	4.5	2.1	13.4	2.8	1.42	60	80	
5, 5'	0.6	4.7	0.622	12.4	5.7	22.1	11.4	1.42	160	180	
6, 6'	0.9	7.0	0.477	6.7	6.8	100.6	7.9	7.76	35	55	MURO DE CONCRETO
7, 7'	4.5	35.1	0.815	11.0	33.9	160.5	37.4	15.84	97	117	MURO DE CONCRETO
8	0.4	3.1	0.624	9.7	3.5	18.6	4.4	1.42	122	142	
9, 9'	0.6	4.7	0.593	9.9	5.3	20.0	6.5	1.42	147	167	
10, 10'	1.1	8.6	0.502	5.0	8.9	66.2	9.7	10.14	35	55	MURO DE CONCRETO
11, 11'	0.1	0.8	0.600	4.0	1.3	10.3	1.7	1.42	35	55	
12	3.9	30.4	0.732	19.3	16.0	56.3	41.6	1.42	446	466	
13, 13'	0.6	4.7	0.671	9.4	4.9	21.1	7.9	1.42	136	156	
14, 14'	0.1	0.8	0.625	2.2	4.4	9.3	4.4	1.42	22	42	
15, 15'	1.3	10.1	0.728	9.8	8.4	33.2	15.9	1.42	235	255	
16, 16'	0.6	4.7	0.642	12.5	6.0	21.4	6.0	1.42	147	167	
17, 17'	0.7	5.5	0.650	12.5	9.1	30.1	14.7	1.42	235	255	
18, 18'	14.3	111.5	0.607	15.5	101.4	212.4	112.8	19.16	210	230	MURO DE CONCRETO
19,	2.8	21.8	0.712	35.5	22.7	74.8	49.4	1.42	635	655	

CAPITULO III

DISEÑO ESTRUCTURAL DEL MARCO DE LA ZONA DE LAS ESCALERAS

III. A.- Análisis Sísmico.

La estructura del marco de la zona de las escaleras se analizará suponiendo que el sismo actúa según dos direcciones ortogonales, las cuales coinciden con los marcos principales en dirección $x-x'$, y con los muros transversales en la dirección $y-y'$. La estructura se diseñará para resistir las fuerzas por sismo aplicando el Método Estático de análisis sísmico, el cual proporciona un criterio simplificado, conservador, adecuado para este tipo de estructuras, pues no se justifica un análisis dinámico el cual puede ser demasiado complicado. En el análisis estático se calculan las fuerzas cortantes de diseño a diferentes niveles del edificio y se distribuyen entre los elementos resistentes en forma proporcional.

III. A.-1.- Obtención de desplazamientos.

Los desplazamientos se obtuvieron por medio del análisis sísmico y del análisis estructural, el primero se trató con el método estático, en el segundo caso se llevó a cabo el análisis por medio de un lenguaje de programación, denominado STRUDL, abreviaturas en inglés de STRUCTURAL DESIGN LANGUAGE, en su II versión desarrollado en el Instituto Tecnológico de Massachusetts. El módulo de elasticidad del concreto utilizado aquí ($E_c = 8,500/f'_c$) difiere del especificado por el Reglamento ($E_c = 10,000/f'_c$), su uso es debido a que se ha comprobado según estudios más recientes del Instituto de Ingeniería de la U. N. A. M. que el módulo de elasticidad del concreto se ajusta más a $E_c = 8,500/f'_c$ para arena andesítica y no al que se especifica en el Reglamento.

Se evitarán choques entre construcciones colindantes dejando una separación según el Art 244 del R. C. D. F., de $0.006H$, la cual corresponde a una zona I de terreno firme, y utilizada cuando se omite el cálculo en el que interviene con rigor el desplazamiento horizontal acumulado; siendo H la altura total de la estructura, en metros. Desarrollando la expresión mencionada queda una separación igual a $0.006(10.0 \text{ m}) = 0.06 \text{ m}$.

La rigidez es indispensable en las columnas para limitar los desplazamientos del marco ocasionados por las fuerzas laterales al ser distribuidas las fuerzas cortantes horizontales entre los elementos resistentes a la acción del sismo.

La rigidez es la fuerza necesaria para mover una masa de un centímetro por unidad de desplazamiento, la rigidez así definida no es independiente del sistema de fuerzas laterales. Por lo tanto, para calcularla con rigor debe conocerse el diseño sísmico, lo cual en general no es posible, esto ocasiona hacer un tanteo: primeramente proponiendo las secciones de columnas y trabes y con estos datos calcular las rigideces por las fórmulas de Wilbur; hubo necesidad de dos tanteos, aumentando la dimensión de las columnas se llegó un desplazamiento permitido por el Reglamento igual a $0.008(H) = 0.008(10.0) = 0.08 \text{ m}$.

III. A. 2.- Obtención de los elementos mecánicos.

La obtención de los elementos mecánicos, momentos flexionantes y fuerzas cortantes, resultan de superponer los correspondientes a diferentes condiciones de carga. Los análisis por carga vertical y por sismo se realizan por separado, por medio del lenguaje de Programación STRUDL, obteniendo los diagramas de cada elemento mecánico. La razón de este proceso es que los factores de carga recomendables son distintos para cada condición de carga.

Los diagramas de momento flexionantes y fuerzas cortantes de las trabes que pertenecen al marco de la zona de escaleras se obtienen del análisis mencionado el cual proporciona los elementos mecánicos en los apoyos y presentando la variación concerniente a cada décimo de la longitud del claro en forma notable, lo que hace posible distribuir adecuadamente el refuerzo.

METODO ESTADISTICO PARA CALCULAR FUERZAS CORTANTES
SISMICAS EN LA ZONA DE ESCALERAS

FORMULAS :

$$T = 6.3 \left(\frac{1}{g} \sum W_i x_i^2 / \sum P_i x_i \right)^{\frac{1}{2}} \text{ (seg)}$$

Período fundamental de vibración T. No se permitirá reducción del coeficiente sísmico si T se encuentra comprendido entre T_1 y T_2 .

$$T_1, T_2 \text{ (seg)}$$

Períodos característicos de los espectros de diseño.

$$T \text{ (seg)}$$

Período natural.

S

Sumatoria.

$$g = 981 \text{ cm/seg}^2.$$

Valor de la aceleración gravitacional.

$$W \text{ (ton)}$$

Peso de la construcción (carga muerta más carga viva).

$$W_i \text{ (ton)}$$

Peso de la masa i concentrada en un punto.

$$P_i \text{ (ton)}$$

Fuerza horizontal que actúa sobre la masa i.

$$x_i \text{ (cm)}$$

El correspondiente desplazamiento en la dirección de la fuerza.

$$\frac{V}{W} = (a_0 + (c-a_0) \frac{T}{T_1}) / Q'$$

Coficiente sísmico reducido cuando se cumpla que T sea menor que T_1 y V/W en la base sea igual a c/Q pero no menor que a_0

$$a_0 \text{ (adimensional)}$$

Ordenada de los espectros de diseño, si $T = 0$.

Q' (adimensional)	Factor reductivo de fuerzas sísmicas para fines de diseño.
c (adimensional)	V/W = coeficiente sísmico, se entiende por coeficiente sísmico c el cociente de la fuerza cortante horizontal en la base de la construcción, sin reducir por ductilidad, y el peso W de la misma sobre dicho nivel.
$Q' = 1 + (Q-1) T/T_1$	Expresión para encontrar el factor reductivo de fuerzas sísmicas para fines de diseño cuando T es menor que T_1 .
V (ton)	Fuerza cortante horizontal en la base de la construcción.
k (ton/cm) o R	Rigidez del entrepiso, puede ser en dirección del eje x o el eje y .
Q (adimensional)	Factor de ductilidad.

OBTENCION DE LA RIGIDEZ DEL MARCO DE LA ZONA DE LAS
ESCALERAS POR MEDIO DE LAS FORMULAS DE WILBUR

FORMULAS :

$$K_1 = \frac{48E}{h_1 \left(\frac{4h_1}{SK_{c1}} + \frac{h_1 + h_2}{SK_{t1} + \frac{SK_{c1}}{12}} \right)}$$

Fórmula para obtener la rigidez del Marco en el
entrepiso 1.

$$K_2 = \frac{48E}{h_2 \left(\frac{4h_2}{SK_{c1}} + \frac{h_1 + h_2}{SK_{t1} + \frac{SK_{c1}}{12}} + \frac{h_2 + h_3}{SK_{t2}} \right)}$$

Fórmula para obtener la rigidez del Marco en el
entrepiso 2.

$$K_n = \frac{48E}{h_n \left(\frac{4h_n}{SK_{cn}} + \frac{h_o + h_n}{SK_{tn}} + \frac{h_n + h_m}{SK_{tm}} \right)}$$

Fórmula para obtener la rigidez del Marco en el
entrepiso "n".

S

Sumatoria.

h_n

Altura del entrepiso "n".

K_{cn}

Rigidez relativa (I/h_n) de las columnas del en-
trepiso "n"

K_{tn}

Rigidez relativa de las trabes superiores del -
entrepiso "n", (I/l).

m, n, o.

Niveles consecutivos de abajo hacia arriba.

K_{tn}

Rigidez relativa de las trabes inferiores del -
entrepiso "n".

K_n

Rigidez del entrepiso "n".

$$I_t = \frac{bh^3}{12}$$

Momento de Inercia de la trabe.

$$I_c = \frac{bh^3}{12}$$

Momento de Inercia de la columna.

$$E = 8,500,000 \text{ kg/cm}^2$$

$$= 120,208 \text{ kg/cm}^2$$

Módulo de elasticidad del concreto.

$$h_o = h_n = h_m = 250 \text{ cm}$$

Alturas en los niveles consecutivos de abajo
hacia arriba.

$$l = 270 \text{ cm}$$

Longitud del claro.

DESARROLLO DE LAS FORMULAS DE WILBUR

$$I_t = 20 \times 40^3 / 12 = 106,666.7 \text{ cm}^4$$

$$K_{tn} = 106,666.7 \text{ cm}^4 / 270 \text{ cm} = 395 \text{ cm}^3$$

$$I_c = 30 \times 40^3 / 12 = 160,000.0 \text{ cm}^4$$

$$K_{cn} = 160,000.0 \text{ cm}^4 / 250 \text{ cm} = 640 \text{ cm}^3$$

Rigidez del Primer Nivel:

$$K_1 = \frac{48(120,205.15)}{0.781 + 0.997 + \frac{500}{395 + \frac{1,080}{12}}} = \frac{23,080.0}{(0.781 + 0.997)} = 12,550.0 \text{ kg/cm}$$

Rigidez del Segundo Nivel:

$$K_2 = \frac{23,080.0}{(0.781 + 0.997 + \frac{500}{395})} = \frac{23,080.0}{(0.781 + 0.997 + 1.266)} = 7,550.0 \text{ kg/cm}$$

$$K_2 = 7.6 \text{ ton/cm}$$

Rigidez del Tercer Nivel:

$$K_3 = \frac{23,080.0}{(0.781 + 1.266 + 1.266)} = 6,966.5 \text{ kg/cm}$$

$$K_3 = 7.0 \text{ ton/cm}$$

Rigidez del Cuarto Nivel

$$K_4 = \frac{23,080}{(0.781 + \frac{250}{395} + 1.266)} = \frac{23,080.0}{(0.781 + 0.631 + 1.266)} = 8,621.6 \text{ kg/cm}$$

$$K_4 = 8.6 \text{ ton/cm}$$

T A B L A N^o
ANALISIS SISMICO ESTATICO EN EDIFICIO EN LA ZONA DE CALERAS

Nivel	Entre piso.	h_i m	w_i ton	$w_i h_i$ ton-m	F_{ix} ton	F_{iy} ton	V_{ix} ton	V_{iy} ton	V_{ix}/K_x	V_{iy}/K_y	x cm	$w_i x_i^2$	F_{ix}^2	V_{ix}^2	y cm	$w_i y_i^2$	F_{iy}^2
4	4	10.0	10.6	106.0	1.5	0.9	1.5	0.9	0.05	0.45	2.1	0.7	0.05	0.49	2.5	0.4	
3	3	7.5	17.2	129.0	1.8	1.1	3.3	2.0	0.10	0.40	2.8	0.7	0.14	0.44	3.3	0.5	
2	2	5.0	17.2	86.0	1.2	0.7	4.5	2.7	0.10	0.30	1.5	0.7	0.19	0.30	1.5	0.2	
1	1	2.5	17.2	43.0	0.6	0.4	5.0	3.1	0.16	0.16	0.4	0.1	0.12	0.12	0.3	0.0	
SUMA			62.2	364.0							6.8	1.9			7.6	1.2	

TIPO DE ESTRUCTURACION: y
en "x" y en "y"

CALCULO DE "C" PARA LA POSIBLE REDUCCION DEL COEFICIENTE SISMICO "C".

COEFICIENTE SISMICO: "C" = 0.16

$$T_x = 6.3 \left(\frac{6.8}{1.9} \right)^{0.75} = 0.380 \quad T_x = 0.380$$

CASO:

COEFICIENTE DE DUCTILIDAD "Q" = 2.0 en eje "x" $C/2 = 0.08$
"Q" = 3.0 en eje "y" $C/2 = 0.05$

$$T_y = 6.3 \left(\frac{7.6}{2.4} \right)^{0.75} = 0.528 \quad T_y = 0.528$$

$$V_{base} = CW = (0.08)62.2 = 5.0 \text{ ton en eje "x"}$$

NO SE PUEDE REDUCIR EL COEFICIENTE SISMICO

$$V_{base} = CW = (0.05)62.2 = 3.1 \text{ ton en eje "y"}$$

$$(0.3/T/0.6) = 0.3, T_2 = 0.8 \quad T = 0.528$$

TERMINO FIRME

$$k_x = 32.2 \text{ ton/cm} \quad k_{y1} = 17.2 \text{ ton/cm} \quad k_{y2} = 14.0 \text{ ton/cm} \quad k_{y2} = 15.2 \text{ ton/cm} \quad k_{y2} = 26.0 \text{ ton/cm}$$

CALCULO DE LOS CORTANTES ULTIMOS DEL MARCO DE LA ZONA DE LAS ESCALERAS

Nivel N ^o	M _{Ty} V _y e _a	K _i ton/cm	K _i d _m	K _i d _m ²	V _T ton	V _D ton	V _u ton
4	52.9	8.6	1,505	263,375	0.07	0.5	0.7
			1,505	263,375	0.07	0.5	0.7
SUMA				1'153,950			
3	117.6	7.6	1,276	211,376	0.14	1.0	1.3
			1,276	211,376	0.14	1.0	1.3
			2,240	313,600			
			2,240	313,600			
SUMA				1'055,950			
2	158.8	7.6	1,330	232,750	0.19	1.4	1.8
			1,330	232,750	0.19	1.4	1.8
			2,240	313,600			
			2,240	313,600			
SUMA				1'092,700			
1	182.3	13.0	2,275	398,125	0.3	1.5	2.0
			2,275	398,125	0.3	1.5	2.0
			2,240	313,600			
			2,240	313,600			
				<u>1'423,450</u>			

$$e_a = 0.1(5.88) = 0.0588 \text{ m} = 58.8 \text{ cm}$$

CALCULO DEL ACERO DE REFUERZO DE LAS TRABES DEL
MARCO DE LA ZONA DE ESCALERAS

FORMULAS:

M_R	$= F_R b d^2 f'_c q (1 - 0.5q)$	Expresión para calcular resistencias a flexión, a partir de la cual se calcula la cuantía q .
$q^2 - 2q + C = 0$		Expresión desarrollada de la fórmula anterior, fórmula de ecuaciones de segundo grado.
C	$= M_u / 1'499,450$	Constante obtenida al efectuar operaciones y despejar q debidamente.
M_u	$= M_R$	Momento último obtenido de los diagramas y multiplicado por el factor de carga.
ϕ		Factor de resistencia o factor de reducción que valdrá 0.9 para flexión, y 0.8 para cortante y torsión.
b	$= 20 \text{ cm}$	Ancho de la sección rectangular.
d	$= 35 \text{ cm}$	Peralte efectivo (distancia entre el centroide del acero a tensión y la fibra extrema a compresión).
h	$= 40 \text{ cm}$	Peralte total de un elemento.
f'_c	$= 200 \text{ kg/cm}^2$	Resistencia especificada del concreto a compresión.
f_y	$= 4,200 \text{ kg/cm}^2$	Esfuerzo especificado de fluencia del acero.
f_c^*	$= 0.8 f'_c = 0.8 \times 200$ $= 160 \text{ kg/cm}^2$	Resistencia Nominal del concreto a compresión.

$$f''_c = 0.85 f'_c = 0.85 \times 160$$

$$= 136 \text{ kg/cm}^2$$

Resistencia del concreto a compresión por falla balanceada, por ser f'_c menor de 250 kg/cm^2 .

$$p_b = \frac{f''_c}{f_y} \cdot \frac{4800}{f_y + 6000}$$

$$= \frac{136}{4200} \cdot \frac{4800}{4200 + 6000}$$

$$= 0.017$$

Porcentaje correspondiente a falla balanceada.

$$i_{\text{mín}} = 0.017 = 0.017$$

Porcentaje mínimo de acero a tensión.

$$p_{\text{mín}} = \frac{0.7 \left(\frac{f'_c}{f_y}\right)^2}{f_y} = 0.00236$$

Porcentaje mínimo de acero a tensión.

$$A_s = p_b d \quad \text{de donde}$$

$$p = \frac{A_s}{b d} = \frac{A_s}{b d}$$

Area del refuerzo longitudinal en tensión en vigas, (debe tenerse en cuenta el porcentaje de acero).

$$L_d = L_{db} \times \text{Factor}$$

Longitud de desarrollo.

$$L_{db} = 0.06 \frac{a_s f_y}{f'_c}$$

$$= 0.006 d_b f_y$$

Ecuación de la longitud de desarrollo básica.

Factor

Factor que depende de las condiciones señaladas en la tabla 3.1 al refuerzo, del Reglamento.

d_b

Diámetro de la barra, en cm.

a_s

Area transversal, en cm^2 ; f_y y f'_c , en kg/cm^2 , de cada varilla.

$$m_R = \frac{a_{sR}}{A_c}$$

Momento resistente de cada grupo de barras.

$$f'_c = 0.85f_c^* = 0.85 \times 160 = 136 \text{ kg/cm}^2$$

Resistencia del concreto a compresión por falla balanceada, por ser f_c^* menor de 250 kg/cm^2

$$P_b = \frac{f'_c}{f_y} \cdot \frac{4800}{f_y + 6000}$$

$$= \frac{136}{4200} \cdot \frac{4800}{4200 + 6000}$$

$$= 0.0124$$

Porcentaje correspondiente a falla balanceada.

$$P_{máx} = 0.75\rho_t = 0.0114$$

Porcentaje máximo de acero a tensión.

$$P_{mín} = \frac{0.7(f'_c)^2}{f_y} = 0.00236$$

Porcentaje mínimo de acero a tensión.

$$A_s = \rho b d \text{ de donde}$$

$$\rho = \rho f'_c / f_y$$

Area de refuerzo longitudinal en tensión en viga, (área transversal por porcentaje de acero).

$$L_d = L_{db} \times \text{Factor}$$

Longitud de desarrollo.

$$L_{db} = 0.06 \frac{a_s f_y}{f'_c} \text{ mayor que}$$

$$0.006 d_b f_y$$

Ecuación de la longitud de desarrollo básica

Factor

Factor que depende de condiciones señaladas en la tabla 3.1 al refuerzo, del R. de C. del D.F.

d_b

Diámetro de la barra, en cm.

a_s

Area transversal, en cm^2 ; f_y y f'_c , en kg/cm^2 , de cada varilla.

$$m_R = \frac{a_s}{A_s}$$

Momento resistente de cada grupo de barras.

III. B.- Dimensionamiento.

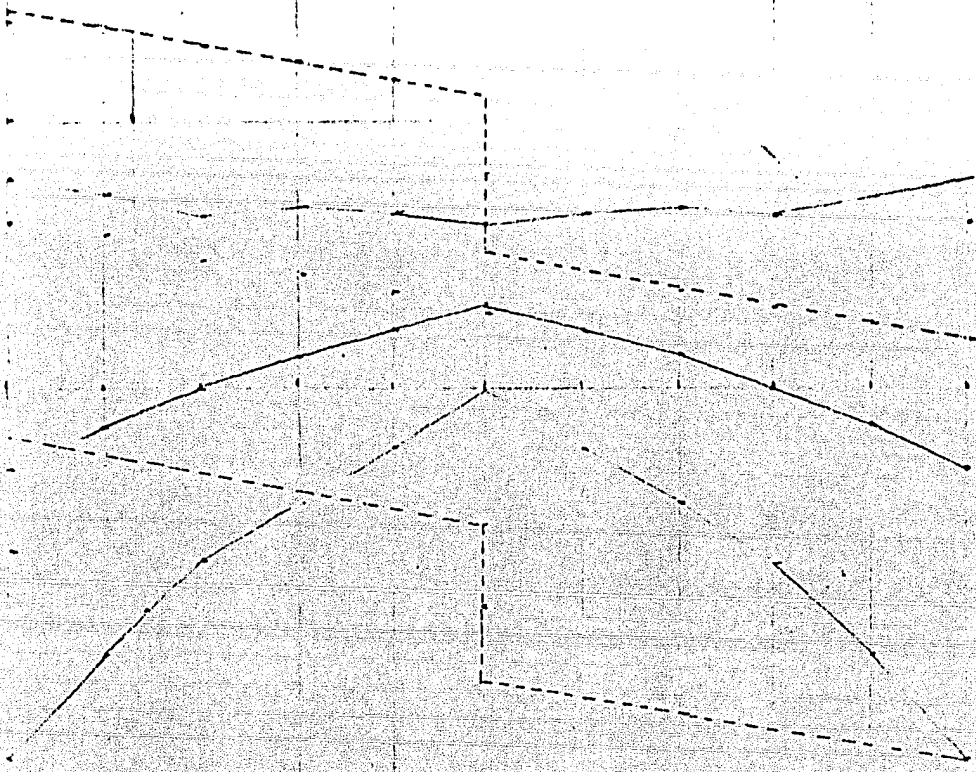
Los marcos en la zona de la escalera y exclusivamente en la dirección de su máxima rigidez será capaz de resistir las fuerzas gravitacionales y accidentales, en la otra dirección estará rigidizada con muros de tabique; dichas fuerzas serán transmitidas a la cimentación. Los elementos que constituyen los marcos mencionados habrá de dimensionarlos para resistir los elementos mecánicos que resultan de superponer diferentes condiciones de carga. Los análisis por carga vertical y lateral se realizan por separado para aplicarles a cada condición de carga los factores de carga recomendables en cada caso.

III. B. 1.- Trabes.

Los diagramas obtenidos, muestran los momentos flexionantes y cortantes de las trabes de cada entrepiso. Los momentos en los apoyos son los que se han obtenido en el análisis del marco. Los diagramas de momento y fuerza cortante en cada caso son por carga vertical multiplicado por el factor de carga 1.4. El diagrama correspondiente a fuerza sísmica se somete a la consideración de un cambio de sentido de la fuerza sísmica. Estos resultados se suman gráficamente, sumados de esta manera el resultado se multiplica por un factor de carga = 1.1; los valores obtenidos se denominan de diseño y son importantes para distribuir adecuadamente el acero de refuerzo a lo largo de la trabe pues se toma en cuenta la variación de los elementos mecánicos.

La distribución del acero de refuerzo se encuentra detalladamente dispuesta en las tablas correspondientes.

TRABE NIVEL 1

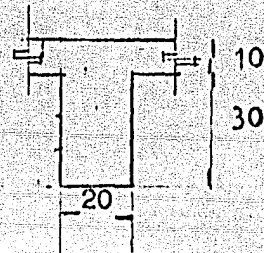


3 # 5

3 # 4

EN2

C 9



Escala:

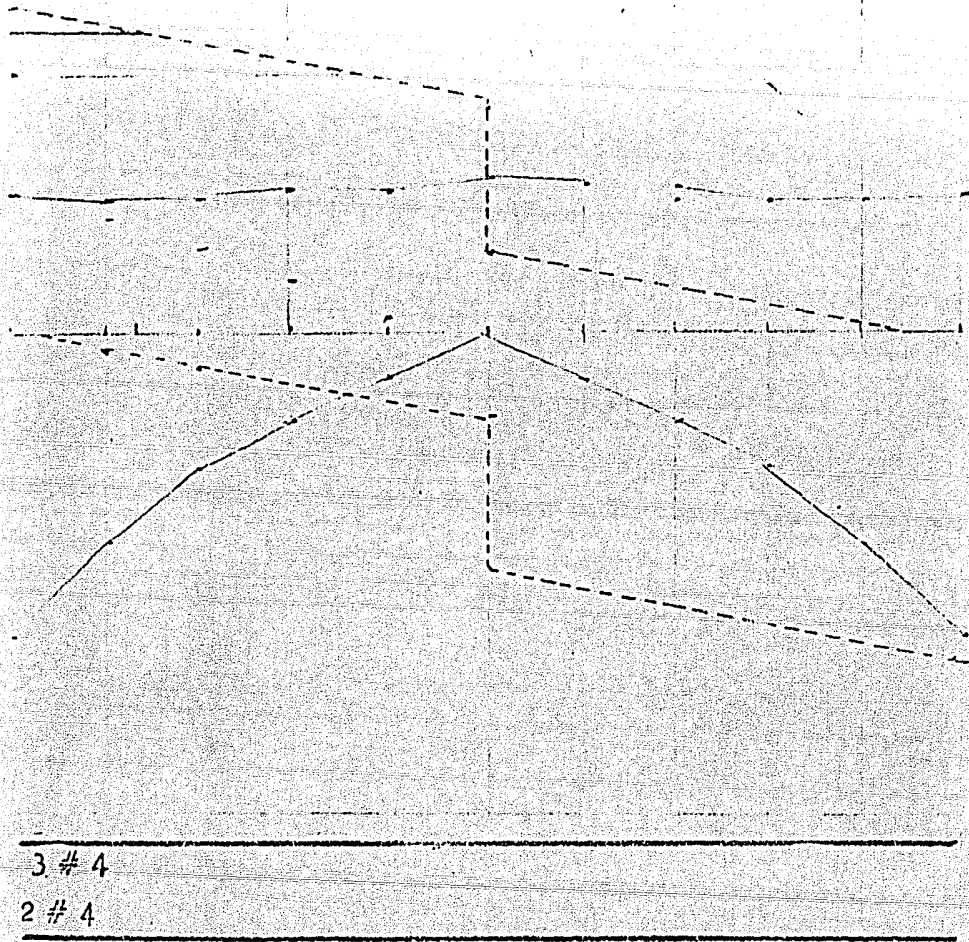
Esc. Vertical:

Momentos flexionantes: 1 cm es 1 ton-m

Fuerzas Cortantes: 1 cm es 1 ton.

Esc. Horizontal: 1 cm es a 20 cm

TRABE NIVEL 2



EN2

-018-

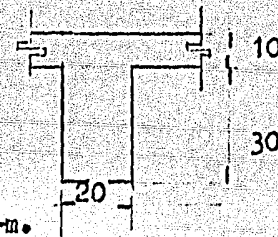
Escala:

Esc. Vertical:

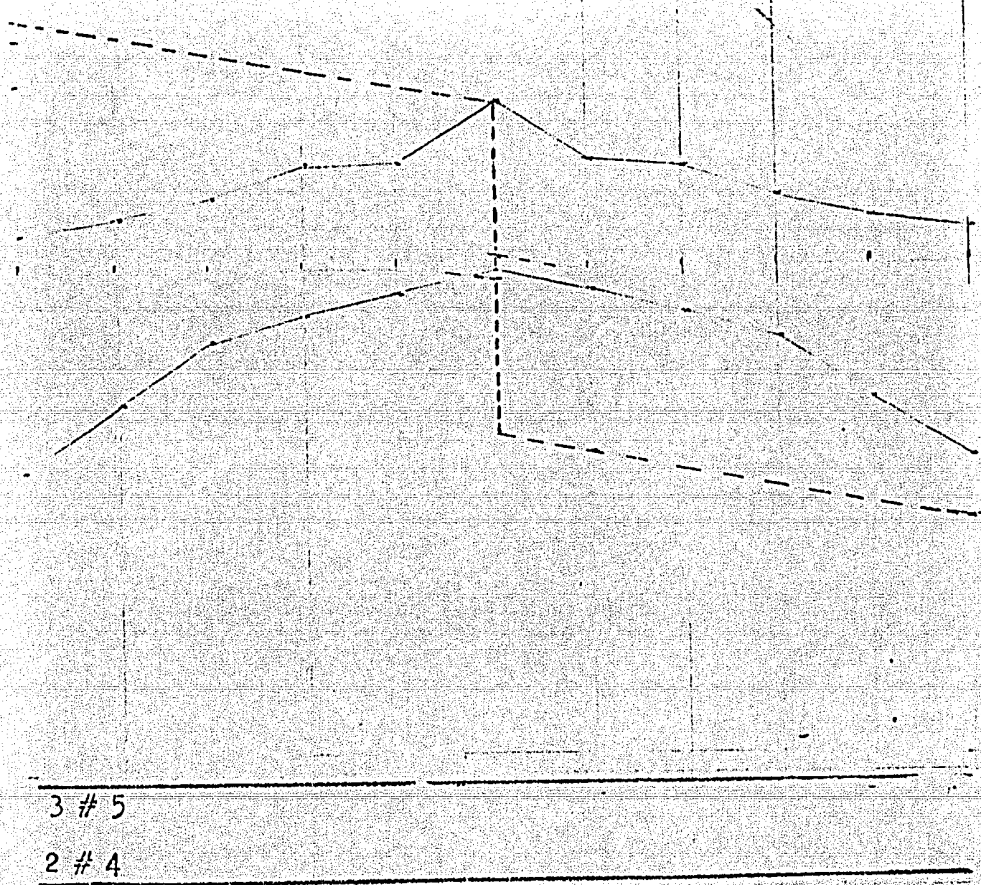
Momentos flexionantes: 1 cm es a 1 ton-m.

Fuerzas Cortantes: 1 cm es a 1 ton

Esc. Horizontal: 1 cm es a 20 cm

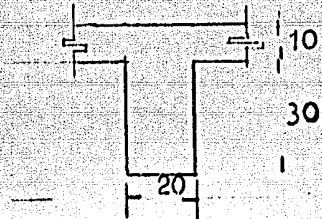


TRABE NIVEL 3



EN2

C18
270



Escala:

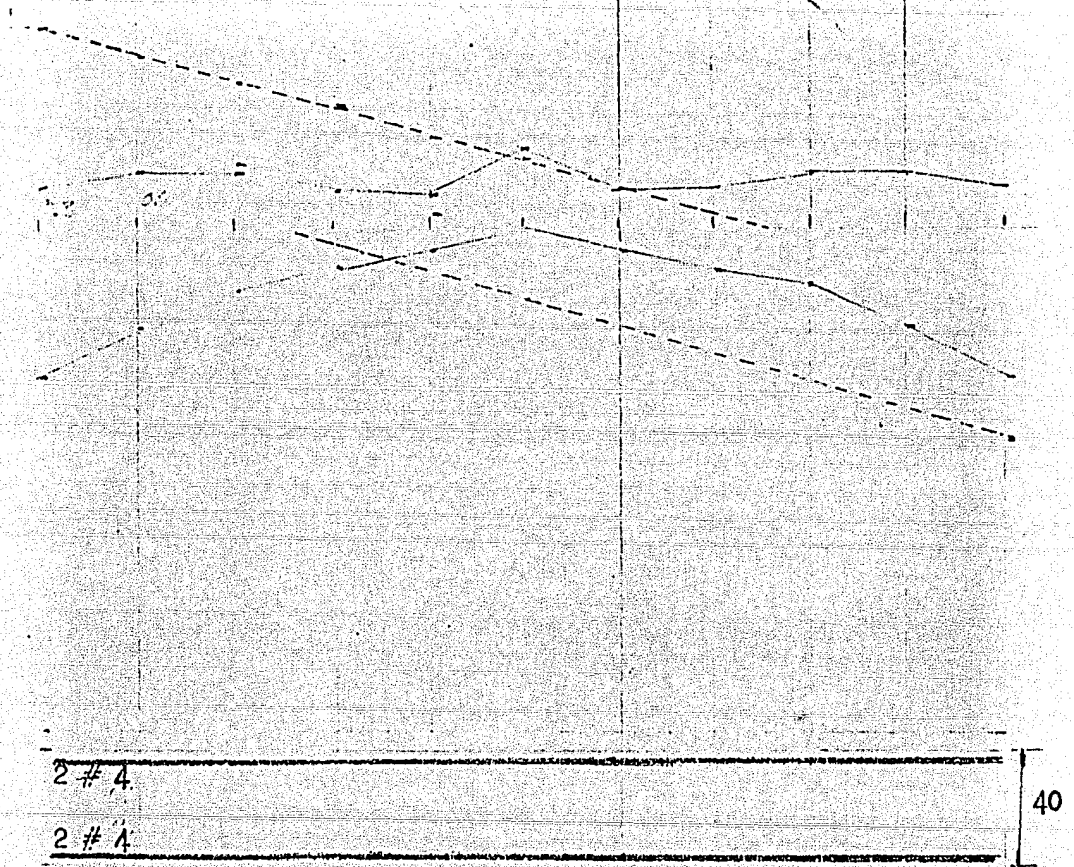
Esc. Vertical:

Momentos flexionantes: 1 cm es 1 ton-m.

Fuerzas cortantes: 1 cm es 1 ton.

Esc. Horizontal: 1 cm es a 20 cm.

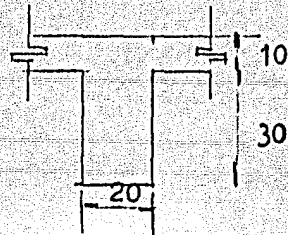
TRABE NIVEL 4



EN2

_ C18 _

270



Escala:

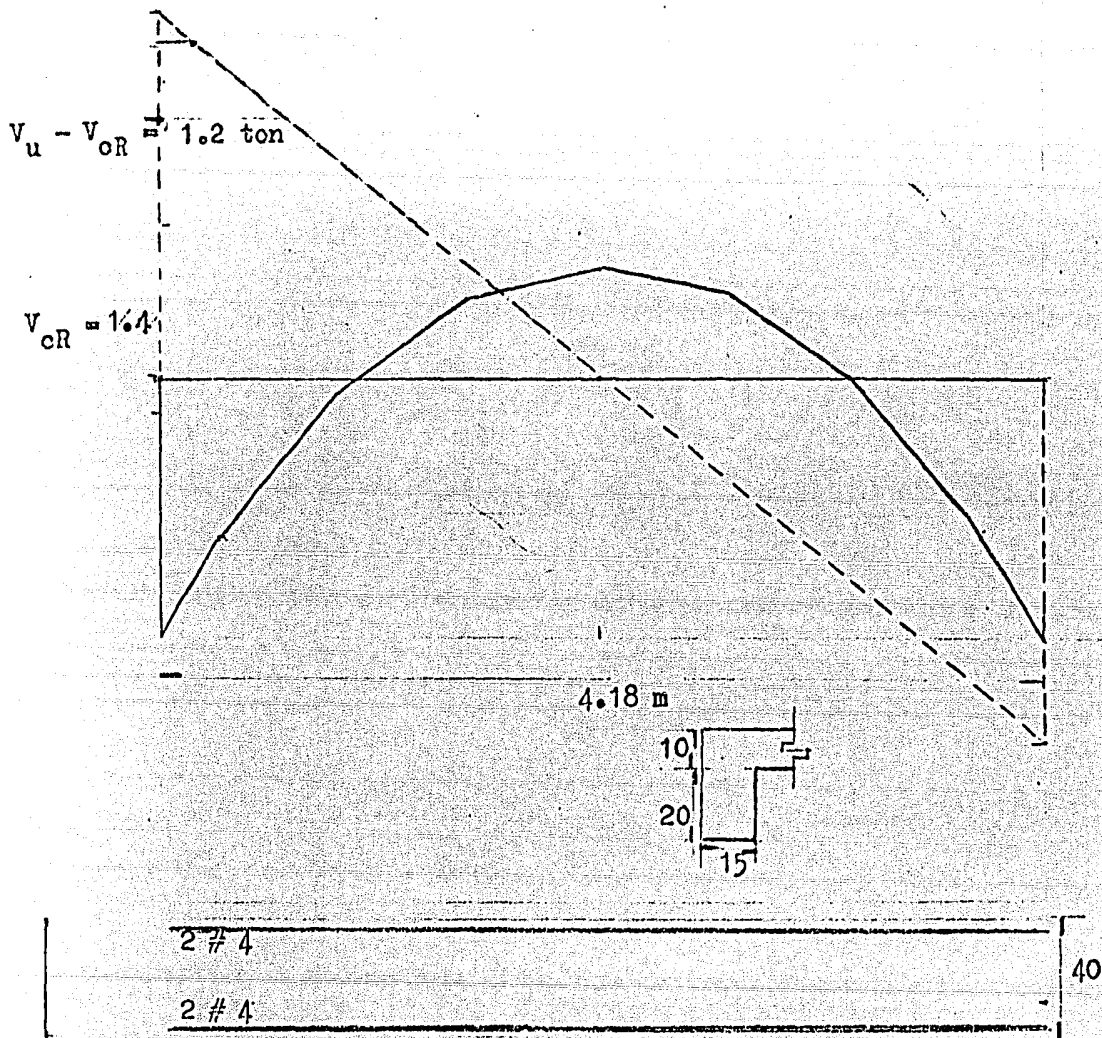
Esc. Vertical:

Momentos flexionantes: 1 cm es 1 ton-m.

Fuerzas cortantes: 1 cm es 2 ton.

Esc. Horizontal: 1 cm es a 20 cm.

TRABE DE LA ESCALERA TE



EN2

_ 019 _

Escala:

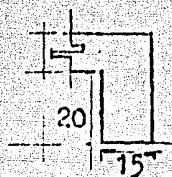
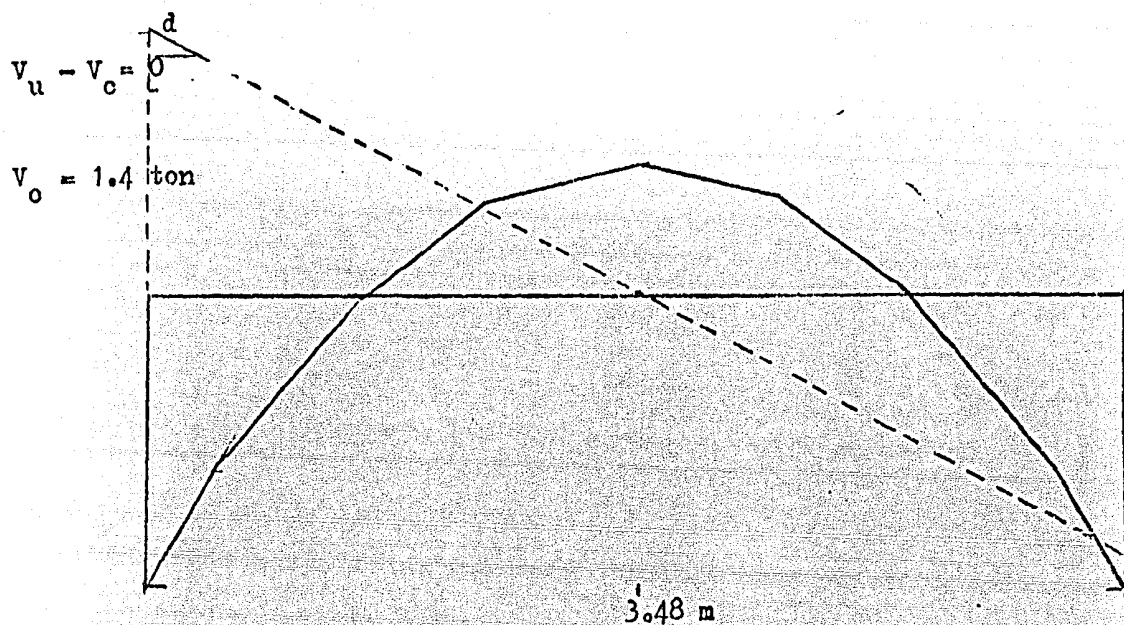
E. Vertical:

E. de Momentos Flexionantes: 1 cm es 0.4 ton-m

E. de Fuerzas Cortantes: 1 cm es 0.4 ton-m

E. Horizontal: 1 cm es a $33 \frac{1}{3}$ cm

TRABE DEL PASILLO TF



2

EN2

C24

Escala:

Escala Vertical:

E. de Momentos Flexionantes: 1 cm es 0.125 ton-m.

E. de Fuerzas Cortantes: 1 cm es 0.25 ton

E. Horizontal: 1 cm a 25 cm

MOMENTOS DE EMPOTRAMIENTO DE LA TRABE DEL PASILLO
Y DE LA RAMPA DE LA ZONA DE ESCALERA

PASILLO

$$W_{\text{losa}} = 1.8 \times 0.79 = 1.4 \text{ ton}$$

$$W_{\text{trabe}} = 3.48 \times 0.072 = \underline{0.3 \text{ ton}}$$

$$1.7 \text{ ton}$$

$$M_i = 1.7 \times 3.48/8 = 0.7 \text{ ton-m}$$

$$M_e = 0.67 \times 0.7 = 0.5 \text{ ton-m}$$

$$V_i = P/2 = 1.7/2 = 0.9 \text{ ton}$$

ESCALERA

$$W_{\text{losa}} = 2.23 \times 0.97 = 3.6 \text{ ton}$$

$$W_{\text{trabe}} = 4.18 \times 0.072 = \underline{0.3 \text{ ton}}$$

$$3.9 \text{ ton}$$

$$M_i = 3.9 \times 4.18/8 = 2.0 \text{ ton-m}$$

$$M_e = 0.67 \times 2.0 = 1.4 \text{ ton-m}$$

$$V_i = P/2 = 3.9/2 = 2.0 \text{ ton}$$

Tabla N^o X

ARMADO Y LONGITUDES DE DESARROLLO EN LAS TRABES DE LA ZONA DE LAS ESCALERAS

Nivel N ^o	M _R ton-m	q ₁	q ₂	p	A _{s2} cm	ARMADO	L _{db} cm	A _{s2} cm	m _r ton-m
1	-6.4	0.2043	1.7956	0.0066	5.27	3 # 5	80	5.94	2.1
	3.7	0.1131	1.8866	0.0036	3.02	3 # 4	65	3.81	1.1
2	-5.4	0.1674	1.8325	0.0054	4.32	3 # 5	80	5.94	1.8
	2.9	0.0877	1.9128	0.0028	2.81	2 # 4	65	3.81	1.5
3	-3.5	0.1056	1.8943	0.0034	2.81	3 # 4	80	3.81	1.2
	2.9	0.0872	1.9128	0.0028	2.30	2 # 4	65	2.54	1.5
4	-1.3	0.4260	1.9574	0.00138	1.66	2 # 4	80	2.54	0.63
	0.7	0.02021	1.97	0.00654	1.66	2 # 4	65	2.54	0.35
Esca- lera	-1.4	0.1425	1.8574	0.00461	1.25	2 # 4	80	2.54	0.7
	0.8	0.0787	1.9212	0.00255	0.69	2 # 4	65	2.54	0.4
Fasillos	-0.5	0.04845	1.9515	0.00156	0.42	2 # 4	80	2.54	0.2
	0.3	0.02878	1.9712	0.0009	0.25	2 # 4	65	2.54	0.2
Volacos	-0.15	0.0051	1.9949	0.000164	1.66	2 # 4	80	2.54	0.1

$$M_R = 0.8(15)(18)^2 136q(1 - 0.5q) = 528,768q(1 - 0.5q)$$

$$M_R = 528,768q - 264,384q^2$$

$$q - 2q^2 + M_R/528,768 = 0$$

CALCULO DE LA SEPARACION DE ESTRIBOS EN
LAS TRABES DE LA ZONA DE ESCALERAS

Nivel Nº	V ton	V _u ton	(V _u - V _{CR}) ton	separación cm
1	5.9	8.2	4.6	9
2	4.4	6.2	2.6	17
3	3.6	5.0	1.4	18
4	1.5	1.7		18
Escalera y Pasillo	2.0 0.7	2.8 1.0	1.0	24 24

Para la Escalera y el Pasillo:

$$V_{CR} = F_R b d (0.2 + 30p) / f_c^* = 0.8 (15)(30)(0.2 + 30(0.007)) 12.65 = 1,800 \text{ kg}$$

$$p = A_s / b d = 2.54 / (15)(26) = 0.0065$$

$$s_{\text{máx}} = \frac{F_R A_s f_y}{3.5 b} = 24 \text{ cm Estribos del \# 2}$$

$$s = \frac{F_R A_s f_y d}{V_u - V_{CR}} = \frac{33,546.24}{V_u - V_{CR}} =$$

CALCULO DE LA SEPARACION DE ESTIBOS EN LAS
TRABES DE LA ZONA DE LAS ESCALERAS

FORMULAS:

$$p = \frac{A_s}{bd} = 2.54/35(40) = 0.0018$$

para 2 # 4

Porcentaje de acero, considerado en la resistencia del esfuerzo cortante y corresponde al área de dos varillas que llegan a ese extremo de la trabe.

$$V_{cR} = F_R bd(0.2 + 30p)\sqrt{f'_c} = 3.6 \text{ ton}$$

Cortante que toma el concreto.

$$V_u \text{ menor que } 2.5F_R bd/\sqrt{f'_c}$$

$$\text{menor que } 35.4 \text{ ton}$$

Restricción para el cortante último.

$$s = \frac{F_R A_s f_y d}{V_u - V_{cR}}$$

Expresión para encontrar la separación de estribos.

$$s_{\text{máx}} = \frac{F_R A_s f_y}{3.5b} = 18 \text{ cm} = 0.5d$$

Separación máxima de los estribos.

$$V_u \text{ menor que } 1.5F_R bd/\sqrt{f'_c}$$

$$V_u \text{ menor que } 26.6 \text{ ton.}$$

Limitación de s; cuando V_u es mayor que V_{cR} "s" no deberá ser mayor que $0.5d$.

$$V_u \text{ mayor que } 1.5F_R bd/\sqrt{f'_c}$$

$$V_u \text{ mayor que } 26.6 \text{ ton}$$

Limitación de s, implicará que "s" no deberá ser mayor que $0.25d$.

$$A_v = 0.64 \text{ cm}^2 \text{ (Varilla del \# 2)}$$

Área de acero.

$$f'_c = 0.8f'_c = 160 \text{ kg/cm}^2$$

$$f''_c = 0.85f'_c = 136 \text{ kg/cm}^2$$

III. 3. 2.- Columnas.

Los resultados obtenidos en el análisis estructural, bajo diferentes condiciones de carga (carga vertical y lateral), se aplican a las columnas en una sola dirección, teniendo en cuenta que los elementos mecánicos por sí mismos pueden cambiar de sentido, según la dirección en que actúan las fuerzas sísmicas; el Reglamento establece que la estructura se diseña sumando en cada sección crítica, los efectos producidos por las cargas gravitacionales y sísmicas, los de una componente del movimiento del terreno y 0.3 de los efectos producidos por la otra componente. A estos valores se les incrementa los efectos de esbeltez los cuales reducen, cuando son apreciables la resistencia de un elemento sujeto a la compresión axial o flexocompresión.

La obtención de los efectos de esbeltez se hace mediante el método de amplificación de momentos, que establece el Reglamento, el cual consiste en obtener el valor de la carga axial P , y el momento flexionante M , en las columnas de la estructura analizada por el programa STRUCL ya mencionado.

DIMENSIONAMIENTO DE LAS COLUMNAS DE LA

ZONA DE LAS ESCALERAS

Efectos Gravitacionales:

$$P_u = 10.8 \text{ ton}$$

$$M_u = 0.6 + 10.8(0.02) = 0.82$$

$$M_u = 0.7 + 10.8(0.02) = 0.92$$

Efectos Sísmicos:

$$P_u = 7.5 \text{ ton}$$

$$M_u = 5.6 + 7.5(0.02) = 5.75 \text{ ton-m.}$$

$$M_u = 2.7 + 7.5(0.02) = 2.85 \text{ ton-m.}$$

$$P_u = 10.8 \text{ ton.}$$

$$M_{2x} = 0.92 + 5.75 = 6.67 \text{ ton-m.}$$

$$M_{cx} = F_a M_{2x} = 6.67(1.05) = 7.00 \text{ ton-m.}$$

Proponiendo varillas del # 6 (4 # 6)

$$p = A_s/bd = 11.40/30 \times 36 = 0.0106$$

$$e_x = M/P = 7 \text{ ton-m}/10.8 \text{ ton} = 0.65 \text{ m}$$

$$q = p f_y / f_c'' = 0.0106(4,200)/136 = 0.33$$

De las ayudas de diseño:

$$R = 0.16, \quad K = 0.1$$

$$P_{Rx} = K F_R b h f_c'' = 0.1(0.85)(136)40(30) = 76,296 \text{ kg}, 76.3 \text{ ton.}$$

$$M_{Rx} = R F_R b h^2 f_c'' = 0.16(0.85)(30)(40)^2 136 = 887,808 \text{ kg-cm} = 8.9 \text{ ton-m.}$$

Siendo el Momento Resistente mayor que el momento actuante se armarán las columnas con 4 varillas del número 6.

CAMBIO DE LA DISTRIBUCION DE LOS MOMENTOS EN LAS COLUMNAS DE LA VIGA DE LAS ESCUELAS.

FORMULA :

- V_u (ton) Cortante último del muro en cuestión.
- $p = \frac{A}{bd}$ Porcentaje de acero considerado en la resistencia del concreto a cortante correspondiente a las dos barras del # 6 que corren en toda la longitud de la columna.
- $V_{CR} = F_R bd(0.2 + 30p) \sqrt{f'_c}$ Fuerza cortante que toma el concreto. (= 3.4 ton)
- V_u menor que $2.5F_R bd \sqrt{f'_c}$ Restricción para ver si se admite la sección propuesta.
- $s = \frac{F_R A_v f_d}{V_u - V_{CR}}$ Expresión para calcular el espaciamiento, s.
- V_u menor que $1.5F_R bd \sqrt{f'_c}$ Limitación de s; cuando V_u es mayor que V_{CR} "s" no deberá ser mayor que 0.5d.
menor que 1 ton
- V_u mayor que $1.5F_R bd \sqrt{f'_c}$ Limitación de s, implicará que s no deberá ser mayor que 0.25d, cuando esta se cumpla.
- $s_{m\acute{o}x}$ menor que $\frac{F_R A_v f_d}{3.5b} = 15$ cm Separación máxima de los estribos. (Verilla # 2)
- $(1 + 0.007(F_u/A_g))$ Multiplicador para obtener el V_{CR} del concreto.
- A_g (cm²) Area bruta de la sección transversal.

CALCULO DE LA SEPARACION DE ESTRIBOS EN LAS
CORNISAS DE LA ZONA DE LAS ESCALERAS

Hivel No.	V_u	$V_u - V_{CR}$	separación en
1	2.6 ton		15
2			15
3			15
4			15

$$s_{\max} = \frac{F_R A_v f_y}{3.5b} = 15 \text{ cm, estribos del \# 2.}$$

$$p = \frac{5.7}{25 \times 36} = 0.006 \text{ menor que } 0.01, \text{ dos varillas del \# 6.}$$

$$V_R = F_R b d (0.2 + 30p) / F_c = 0.8(25)(36)(0.2 + 30 \times 0.006) \times 12.65 = 3.5 \text{ ton}$$

$$p = \frac{2.64}{25 \times 36} = 0.00114 \text{ menor que } 0.01, \text{ dos varillas del \# 4}$$

$$V_R = F_R b d (0.2 + 30p) / F_c = 0.8(25)(36)(0.2 + 30 \times 0.00114) \times 12.65 = 2.6 \text{ ton}$$

CALENTOS PARA COMPLETAR LOS MIEMBROS EN ALTERNANZA
EN LAS COLUMNAS DE LA BOLA EN ESCALERAS

FORMULAS :

$\frac{H^2}{r}$ menor que 22

Relación que de cumplirse se podrán despreciar los efectos de esbeltez.

$H^2 = kH$ (cm)

Longitud efectiva de un miembro a flexocompresión, depende del grado de restricción al giro de sus extremos se determina mediante los nomogramas del Reglamento.

$H = 210$ cm

Longitud libre de un miembro a flexocompresión. Será la distancia libre entre el piso y la cara inferior de la viga más apertada que llega a la columna en la dirección que se considera la flexión.

$r = 0.3 h = 7.5$ cm

Radio de giro.

$h = 25$ cm

Mínima dimensión de la columna.

Nudo a fi = 0

Para columna empotrada en la cimentación.

Nudo c fi = $\frac{533 + 533}{395} = 2.7$

Relación de rigideces relativas de columnas y trabes para encontrar el coeficiente k del grado de restricción al giro en los extremos de las columnas, para el nudo c y los nudos superiores a este nivel en que se encuentra dicho nudo.

$k = 1.35$

Coficiente del primer nivel.

$k = 1.8$

Coficiente del segundo y restantes niveles.

- $H' = 1.35 \times 210 = 283.5 \text{ cm}$ Longitud efectiva para la columna de la columna de la planta baja.
- $H' = 1.8 \times 210 = 378.0 \text{ cm}$ Longitud efectiva de las columnas de los niveles superiores a la planta baja.
- $\frac{H'}{r} = \frac{283.5}{7.5} = 37.8$ Es mayor que 22 por lo tanto no cumple con el requisito antes mencionado.
- $\frac{H'}{r} = \frac{378}{7.5} = 50.4$ Es mayor que 22, no cumple.
- $M_c = \frac{P_u H'}{2}$ Expresión para calcular el momento amplificado.
- M_2 El mayor de los momentos, en valor absoluto, que actúa en los extremos del miembro.
- $P_a = \frac{C_m}{1 - P_u/P_c}$ Factor de amplificación del momento anterior, será siempre mayor o igual a la unidad.
- P_u Fuerza axial de diseño.
- $P_c = \frac{F_R \pi^2 EI}{(H')^2}$ Carga crítica del elemento.
- $C_m = 1$ En miembros con extremos no restringidos lateralmente.
- $P_a = \frac{1}{1 - SP_u/SP_c}$ En miembros con extremos no restringidos lateralmente.
- S Sumatoria de cargas en el entrepiso correspondiente.

$$MI = 0.4 \frac{E_c I_c}{(1+u)}$$

Producto del módulo de elasticidad y el momento de inercia.

$$E_c = 8,500 \sqrt{f'_c} \text{ (en kg/cm}^2\text{)}$$

Módulo de elasticidad del concreto.

$$f'_c = 200 \text{ kg/cm}^2$$

Resistencia especificada del concreto a compresión.

$$E_c = 120,208 \text{ kg/cm}^2$$

Valor obtenido de E_c

$$I_c = 40 \times 25^3 / 12$$

$$= 52,083 \text{ cm}^4$$

Momento de inercia centroidal de la sección bruta del concreto, corresponderá a la mínima dimensión.

u

Relación entre el máximo momento de diseño por carga muerta y el máximo momento de diseño total, (ver tabla).

DISEÑO DE LA LOSA EN LA ZONA
DE ESCALERAS

FORMULAS:

$f_c^* = 0.8 f_c' = 0.8 \times 200$ $= 160 \text{ kg/cm}^2$	<p>Valor nominal de la resistencia del concreto en la estructura.</p>
$f_c'' = 0.85 f_c^* = 0.85 \times 160$ $= 136 \text{ kg/cm}^2$	<p>Expresión de la resistencia del concreto por falla balanceada.</p>
$P_{m\acute{a}x} = P_b = \frac{136}{4200} \cdot \frac{4800}{f_y + 6000}$	
$P_{m\acute{a}x} = \frac{136}{4200} \cdot \frac{4800}{4200 + 6000}$	
$P_{m\acute{a}x} = 0.0152$	<p>Porcentaje de acero por falla balanceada.</p>
a_1/a_2	<p>Relación entre el claro corto y largo.</p>
d^3/a_1	<p>Rigidez del tablero.</p>
$d = \frac{2(a_1 + a_2)}{300}$	<p>Peralte efectivo, del tablero crítico.</p>
$d_{m\acute{i}n} = d \times 0.034 (f_s w)^2$	<p>Peralte efectivo mínimo.</p>
$f_s = 2,520 \text{ kg/cm}^2$	<p>Esfuerzo en el acero en condiciones de servicio.</p>
$w = 790 \text{ kg/m}^2$	<p>Carga de servicio.</p>
$w_u = 1,106 \text{ kg/m}^2$	<p>Carga de diseño.</p>

DISEÑO DE LA LOSA EN LA ZONA
DE ESCALERAS

FORMULAS :

$f_c^* = 0.8 f_c' = 0.8 \times 200$ $= 160 \text{ kg/cm}^2$	<p>Valor nominal de la resistencia del concreto en la estructura.</p>
$f_c'' = 0.85 f_c^* = 0.85 \times 160$ $= 136 \text{ kg/cm}^2$	<p>Expresión de la resistencia del concreto por falla balanceada.</p>
$p_{\text{máx}} = p_b \frac{136}{4200} \cdot \frac{4800}{f_y + 6000}$	
$p_{\text{máx}} = \frac{136}{4200} \cdot \frac{4800}{4200 + 6000}$	
$p_{\text{máx}} = 0.0152$	<p>Porcentaje de acero por falla balanceada.</p>
a_1/a_2	<p>Relación entre el claro corto y largo.</p>
d^3/a_1	<p>Rigidez del tablero.</p>
$d = \frac{2(a_1 + a_2)}{300}$	<p>Peralte efectivo, del tablero crítico.</p>
$d_{\text{mín}} = d \times 0.034(f_s w)^2$	<p>Peralte efectivo mínimo.</p>
$f_s = 2,520 \text{ kg/cm}^2$	<p>Esfuerzo en el acero en condiciones de servicio.</p>
$w = 790 \text{ kg/m}^2$	<p>Carga de servicio.</p>
$w_u = 1,106 \text{ kg/m}^2$	<p>Carga de diseño.</p>

Tabla N^o 2

CALCULO DEL FACTOR DE AMPLIFICACION DE MOMENTOS FLEZIONANTES EN LAS COLUMNAS DE LA ZONA DE ESCALERAS

Nivel N ^o	H ^o cm	SP _u ton	EI	u	P _c ton	SP _c ton	P _a
1	284	43.1	2.216×10^9	0.13	230.5	922	1.05
2	378	30.2	2.053×10^9	0.22	120	480	1.07
3	378	17.6	1.941×10^9	0.29	114	456	1.04
4	378	5.2	1.383×10^9	0.33	110.6	442.	1.01

III. B. 3.- Losas.

El sistema de piso y la rampa de la zona de escaleras estará constituido de la combinación de elementos estructurales como son losas macizas y trabes perimetrales con el fin de lograr una superficie horizontal de apoyo capaz de resistir las distintas sollicitaciones en ella aplicadas. El Reglamento establece acciones especiales para pasillos para lo cual se ha tomado en cuenta que los pasillos sirven 192 m^2 por nivel, en todo el edificio esa área sobrepasa los 400 m^2 , por lo que se utilizará la expresión $150 + 600A^{1/2}$, en donde el área tributaria es igual 1.59 m^2 . Se adoptó una forma usual de combinar losas y trabes, colados monolíticamente logrando una resistencia mayor a consecuencia del conjunto así formado puesto que se mejora la rigidez de la losa, se consigue menor penalte comparado con una losa de vigueta bovedilla. Para la solución de este sistema de piso que sirve como pasillo y la rampa de las escaleras, deberá resistir un determinado tipo de carga para lo cual las siguientes variables serán determinantes en su diseño: espesor y armado de la losa, separación de las vigas o trabes, modificando por lo tanto el claro de la losa. El espesor de la losa es de 10 cm y el armado por encontrarse la estructura a la intemperie se aumento en el doble el área de acero de refuerzo, que se calculó por cambios volumétricos siguiendo las Normas Técnicas Complementarias del Reglamento del Distrito Federal (Inciso 3.10).

LOSA LA 14 BOMA DE LAS ESCALERAS

ESTIMACIONES PRELIMINARES

Estimación de la Carga.

Suponiendo una losa de 10 cm

$$0.10 \text{ cm} \times 2.4 \text{ ton/m}^2 = 0.240 \text{ ton/m}^2$$

$$\text{Acabado} + 0.02 \text{ ton de carga adicional} = \underline{0.110 \text{ ton/m}^2}$$

$$\text{Carga Muerta} = 0.350 \text{ ton/m}^2$$

$$\text{Carga Viva} = \underline{0.410 \text{ ton/m}^2}$$

$$\text{Carga de Servicio} \quad W = 0.790 \text{ ton/m}^2$$

$$\text{Carga de Diseño, } W_u = F.C. \times W = 1.106 \text{ ton/m}^2$$

$$W_u = 1.4 \times 0.790 \text{ ton/m}^2 = 1,106 \text{ kg/m}^2$$

ESTIMACION DEL PERALTE

$$d = \frac{2(418 + 92)}{300} = 3.4 \text{ cm}$$

$$d_{\text{mín}} = 3.4 \times 0.034(2,520 \times 790)^{1/2} = 4.7 \text{ cm, equivale a 5 cm.}$$

considerese $h = 10 \text{ cm.}$

$$d = 10 - 2 - 2 = 6 \text{ cm, refuerzo negativo.}$$

$$d = 10 - 2 = 8 \text{ cm, refuerzo positivo.}$$

REVISION POR FLEXION

$$m = \frac{92}{348} = 0.264, \quad K = 0.0949 \times 1,106 \times 0.92^2 = 0.0333 \text{ ton-cm}$$

$$\frac{W_u}{bd^2} = \frac{3300}{100 \times 6^2} = 0.91 \text{ kg/cm}^2, \text{ porcentaje} = 0.001 \text{ mayor que el porcentaje máximo} = 0.0112$$

REVISIÓN POR CORTANTE

$$V_u = \frac{(0.5a_1 - a) W_u}{1 + \left(\frac{a_1}{a_2}\right)^6} = \frac{(0.5 \times 0.92 - 0.10) 1106}{1 + \left(\frac{0.92}{4.15}\right)^6} = 393.2 \text{ kg}$$

$$V_{CR} = 0.5F_R bd/\sqrt{f_c} = 0.5 \times 0.8 \times 100 \times 6 \times \sqrt{160} = 3035.8 \text{ mayor que } 393.2 \text{ kg.}$$

por lo tanto se acepta por cortante.

REFORZO MÍNIMO DE LA LIGA

$$a_{sm} = \frac{450x_1}{f_y(x_1 + 100)} = \frac{450 \times 10}{4,200(10 + 100)} = 0.0097403 \text{ cm}^2/\text{cm}$$

En un ancho de 100 cm:

$$A_{s_{\text{mín}}} = 0.0097403 \times 100 = 0.97403 \text{ cm}^2/\text{m.}$$

Sometida al intemperismo: $A_{sm} = 2 \times 0.0097403 = 0.0194 \text{ cm}^2/\text{cm} = 1.94 \text{ cm}^2/\text{cm}$

$$s = \frac{100 \times 0.49}{1.94} = 25.3 \text{ cm equivale a } 25 \text{ cm, rige sobre las siguientes}$$

separaciones: $3.5 h = 3.5 \times 10 = 35 \text{ cm}$ y 50 cm , de donde se usará con varilla del # 2.5 a cada 25 cm como mínimo.

RIGIDECES DE TABLEROS

$$\text{Tableros I y III: } 8^3/100 = 5.12, \quad \text{Tableros II y IV: } 8^3/100 = 5.12$$

Tabla N°

DE MOMENTOS FLEXIONANTES Y SEPARACION DE VARILLAS EN LOSA DE LA ZONA DE ESCALERAS*

Tablero	$\frac{a_1}{a_2} = m$	Momento	Claro	K	M_u ton-m	$M_{Ajust.}$ ton-m	Separación F. Central cm	Separación F. Extrema cm
I	$\frac{100}{224} = 0.45$	(-) Bordes Interiores	Largo	979	0.1083		25	25
V		(-) Bordes Discontinuos	Corto	368	0.0407	0.0427	25	25
III			Largo	215	0.0238		25	25
		(+) Positivo	Corto	736	0.0814		25	25
			Largo	430	0.0476		25	25
II	$\frac{24}{3.3} = 0.26$	(-) Bordes Interiores	Corto	450	0.0421		25	25
		(-) Bordes Discontinuos	Largo	469	0.0439	0.0428	25	25
		(+) Positivo	Corto	938	0.0978		25	25
			Largo	350	0.0328		25	25
IV	$\frac{82}{418} = 0.22$	(-) Bordes Interiores	Corto	450	0.0421		25	25
		(-) Bordes Discontinuos	Largo	475	0.0445	0.0432	25	25
		(+) Positivo	Corto	949	0.0888		25	25
			Largo	350	0.0328		25	25

*Varillas del # 2.5

Tabla N^o
 CALCULO DE LOS MOMENTOS PERMANENTES AJUSTADOS EN LA LOSA EN LA ZONA DE LAS ESCALERAS

Distribución entre las Tableros	Momento de Desequilibrio K _{des} (ton-m)	Momento a Distribuir (2/3)K _{des}	Rigidez	Factor	Ajusto de momentos entre los tableros	
					I	II
I	-0.0407		5.12	-0.48	-0.0407	+0.0439
II	+0.0439		5.56	-0.52	-0.0310	-0.0311
	+0.0032	+0.0021	10.68	-1.00	-0.0427	+0.0428
					I	IV
I	-0.0407		5.12	-0.48	-0.0407	+0.0445
IV	+0.0445		5.56	-0.52	-0.0312	-0.0313
	+0.0038	0.0025	10.68	-1.00	-0.0419	+0.0432

DESIGNO DE LA LOSA DE LA ZONA
DE LAS ESCALERAS

FORMULAS :

$$f_c^* = 0.8 f_c' = 0.8 \times 200 \\ = 160 \text{ kg/cm}^2$$

Valor nominal de la resistencia del concreto en la estructura.

$$f_c'' = 0.85 f_c' = 0.85 \times 160 \\ = 136 \text{ kg/cm}^2$$

Expresión de la resistencia del concreto por falla balanceada.

$$p_{m\acute{a}x} = P_b \frac{136}{4200} \cdot \frac{4800}{f_y + 6000}$$

$$p_{m\acute{a}x} = \frac{136}{4200} \cdot \frac{4800}{4200 + 6000}$$

$$p_{m\acute{a}x} = 0.0152$$

Porcentaje de acero por falla balanceada.

$$a_1/a_2$$

Relación entre el claro corto y largo.

$$d^3/a_1$$

Rigidez del tablero.

$$d = \frac{2(a_1 + a_2)}{300}$$

Peralto efectivo, del tablero crítico.

$$d_{m\acute{i}n} = d \times 0.034 (f_y w)^{1/4}$$

Peralto efectivo mínimo.

$$f_s = 2,520 \text{ kg/cm}^2$$

Esfuerzo en el acero en condiciones de servicio.

$$w = 700 \text{ kg/m}^2$$

Carga de servicio.

$$w_u = 1,106 \text{ kg/m}^2$$

Carga de diseño.

$$V = (a_1/d-1) \cdot u / (1 + (\frac{a_1}{a_2})^2)$$

Expresión para la revisión de la resistencia a fuerza cortante que actúa en un ancho unitario, incrementada en un 15 % por bordes continuos y discontinuos.

$$V = 0.57 R_b (f_c')^2$$

Función para calcular la resistencia de la losa a fuerza cortante.

k (adimensional)

Coefficiente del Momento flexionante en el tablero.

$$M_u = K_f a_1^2$$

Momento flexionante de diseño.

$$a_{sm} = \frac{450 x_1}{f_y (x_1 + 100)}$$

Refuerzo mínimo por cambios volumétricos, en cm^2 .

x_1 (cm)

Dimensión mínima del miembro medida perpendicularmente al refuerzo.

A_s mín

Área de acero mínimo en un ancho de 100 cm.

$$s = \frac{100 a_s}{A_s} \quad (cm)$$

Separación en un ancho de 100 cm, se debe comparar con 3.5 h y 50 cm, que son las separaciones máximas.

h (cm) o H

Peralte total, incluyendo 2 cm de recubrimiento por estar sujeta a la intemperie.

CAPITULO IV

CIMENTACION

IV. A.- Información del Estudio de Mecánica de Suelos.

El informe del Estudio de Mecánica de suelos cumple con el propósito de dar las recomendaciones necesarias para diseñar una cimentación adecuada tanto económica como estructuralmente; de soportar la construcción con un grado de seguridad razonable y de condiciones de servicio satisfactorias, dentro de los límites fijados por las solicitaciones y la solución constructiva.

La recabación de datos del subsuelo se llevó a cabo mediante pozos a cielo abierto PCA - 1,2,3,4,5, y 6 cuya localización se muestra en la fig. 1 y se hizo aproximadamente donde se localizarán las distintas estructuras, logrando conocer la estratigrafía y las propiedades mecánicas del sitio en estudio.

La profundidad máxima explorada fue de 3,0 m con respecto al nivel del terreno natural y se obtuvieron muestras intactas en sitios estratégicamente seleccionadas y muestras alteradas representativas a cada metro o donde cambiaba el material.

No se localiza en la profundidad explorada al nivel de agua freática, y la dureza del material no permitió con el procedimiento empleado explorar más la estratigrafía del subsuelo.

A las muestras debidamente etiquetadas se les envió al Laboratorio donde se les hicieron las siguientes pruebas:

De las muestras alteradas:

Humedad natural

Límites de plasticidad (Límite líquido y Límite plástico).

Granulometría

Clasificación SUSS (Sistema Unificado de Clasificación de Suelos).

Además en las muestras inalteradas se procesaron los siguientes ensayos:

Compresión simple

Triaxial rápida.

Consolidación.

Los resultados se muestran gráficamente en las figuras 2 a 12 y en la Tabla

1.

IV. A. 1.- Estratigrafía y Propiedades Mecánicas del Subsuelo.

De acuerdo a los datos de las columnas estratigráficas de las figuras 2 a 7 se puede concluir que se tiene la siguiente estratigrafía:

Superficialmente se encontró una capa de tierra vegetal con espesor variable entre 0.30 m en el PCA-5 y 0.50 m en el PCA 2.

Subyacente y hasta la profundidad explorada aparece un tipo arcilloso poco arenoso de consistencia firme a dura conforme se profundiza al estrato, en algunos sitios, donde se indica, aparecen raíces y en la parte inferior de las excavaciones se encontraron grumos hierrellosos lo que hacía al estrato más arenoso.

La relación a la compresión simple como se observa en la Tabla 1 y 2.

IV. 1. 3.- Recomendaciones y Alternativa del Diseño de la Cimentación.

De acuerdo a la estratigrafía encontrada y al tipo de estructura, las alternativas de cimentación son:

- Zapatas corridas rigidizadas con contratraveses.
- Losa de cimentación.

Se estima que la primera alternativa es la más económica, pues la capacidad de carga admisible para esta alternativa puede ser hasta de 10 Ton/m^2 , con lo que se tendrán anchos de zapata menores a 1.5 m.

Por otro lado con el fin de minimizar los movimientos diferenciales se deben rigidizar las zapatas con contratraveses de liga.

Respecto a la losa de cimentación puede tener hundimientos totales al centro de la losa del orden de 20 cm y diferenciales entre el centro y uno de sus vértices de 10 cm, por lo que se tendrá que rigidizar la cimentación, lo cual incrementaría su costo.

Por lo anteriormente expuesto, se propone como cimentación zapatas corridas rigidizadas con contratraveses.

Tomando en cuenta la estratigrafía y las propiedades mecánicas del sitio en estudio así como el tipo de estructura, las recomendaciones para diseñar la cimentación serán:

de 7.2 Ton/m^2 a 1.0 m de profundidad a 34.2 Ton/m^2 a 3.0 m de profundidad.

En pruebas triaxiales rápidas éste estrato tuvo como parámetros de resistencia:

Angulo de fricción = 20°

Cohesión aparente $c = 8 \text{ Ton/m}^2$

según se muestra en la fig. 11

Este estrato a pesar de tener una consistencia firme es esencialmente fino y tiene una relación de vacíos de 1.74 como se muestra en la fig. 12, por lo que sujeta a sobrecargas puede sufrir asentamientos.

Debe aclararse que entre 2.5 y 3.0 m de profundidad apareció una capa muy compacta de limo arenoso con carbonatos que tienen más de 20 cm de espesor, por lo que con el procedimiento empleado no se pudieron profundizar más los sondeos.

IV. A. 2.- Análisis de capacidad de carga y asentamientos del subsuelo.

Para determinar la capacidad de carga admisible se usaron los criterios de K. Terzaghi 1967 y Meyerhof 1963, los parámetros de resistencia que se usaron fueron:

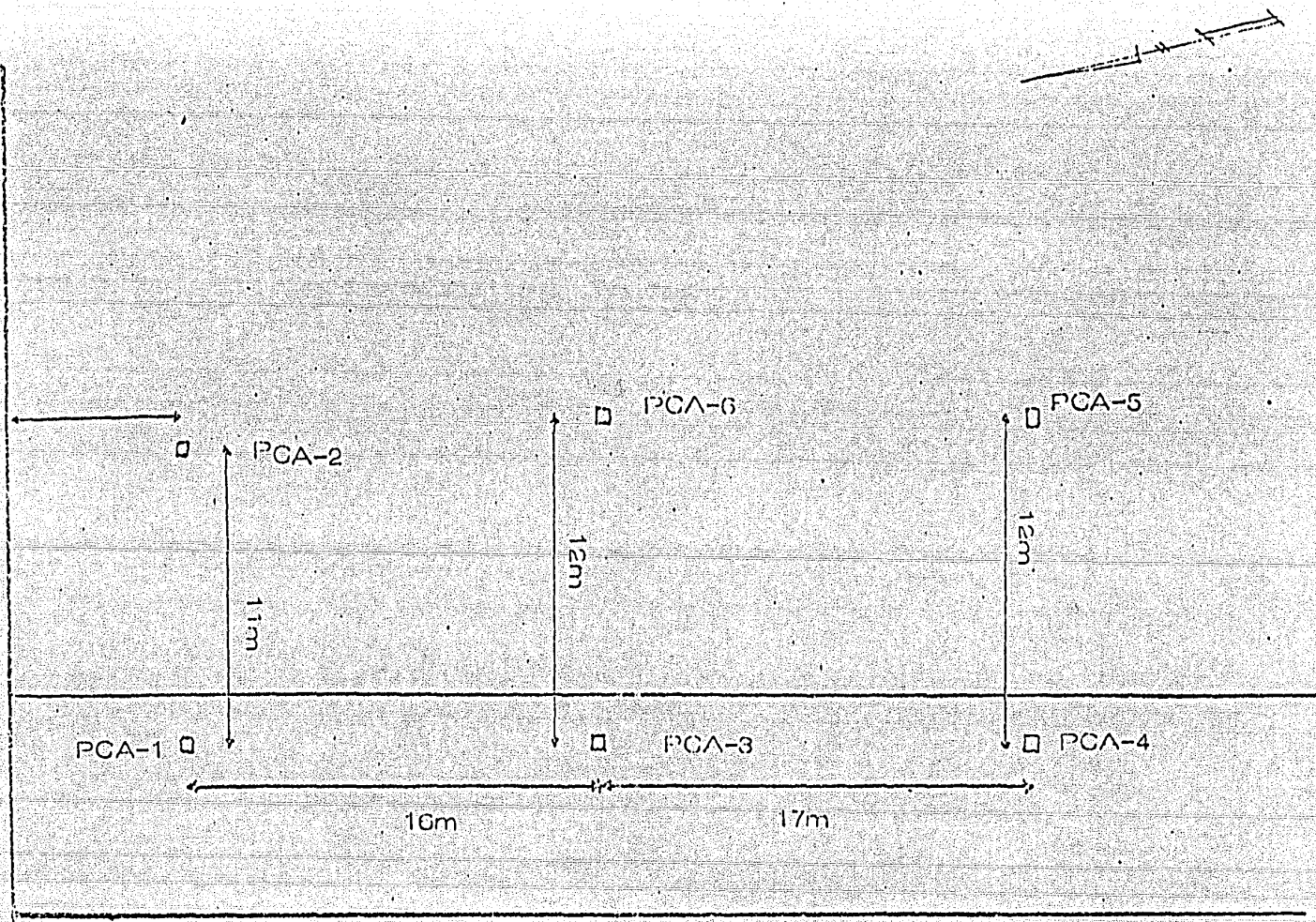
c = cohesión aparente -- 5 Ton/m^2

obtenido de los resultados de resistencia a la compresión simple.

D_f = Profundidad de desplante del cimiento respecto al nivel del terreno actual, de esta manera la capacidad de carga admisible para zapatas corridas resultó de 10 Ton/m^2 .

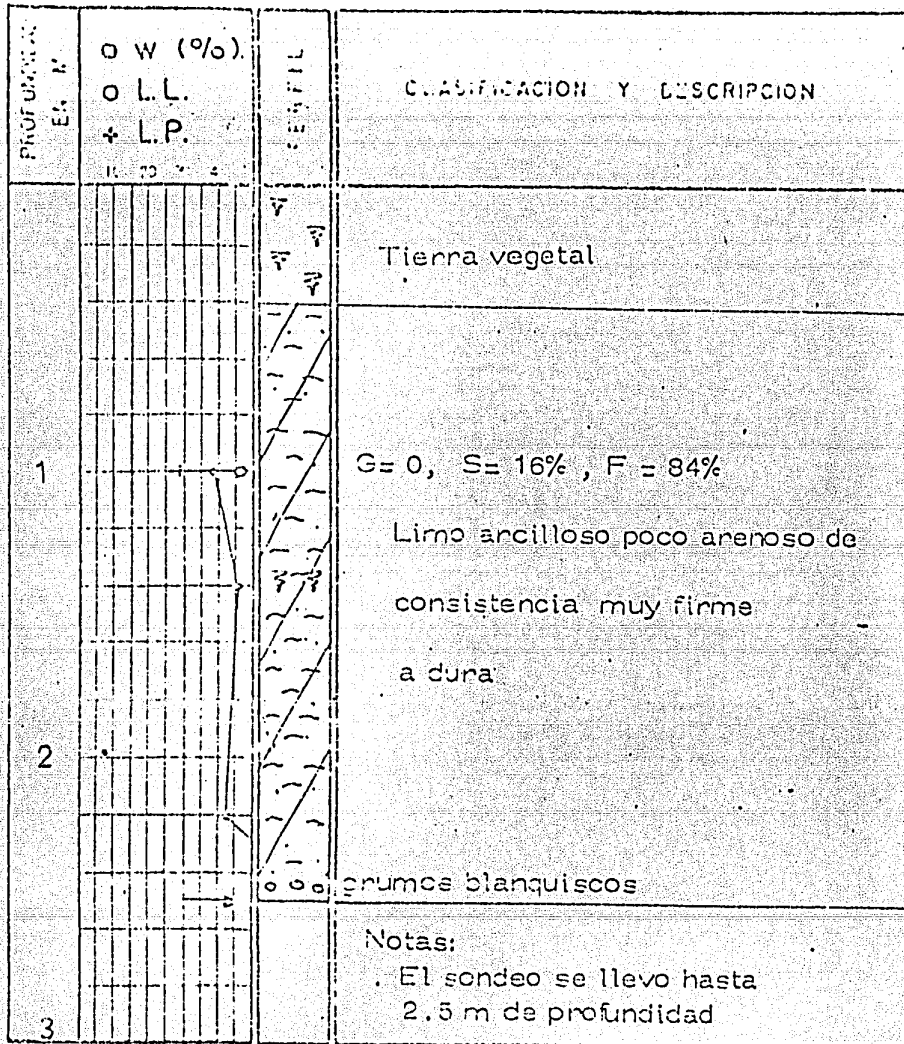
- 1.- Hacer el desplante eliminando la capa de tierra vegetal con un espesor variable entre 0.3 m en el FCA - 5 y 0.5 m en el FCA -2.
- 2.- Cimentación por superficie mediante zapatas corridas de mampostería o de concreto reforzado según convenga económica y estructuralmente.
- 3.- Profundidad mínima de desplante de 1.20 m respecto al nivel del terreno en el momento de hacer la exploración que coincidió con el nivel de banqueta.
- 4.- Capacidad de carga admisible de 10 Tcn/m^2 .
- 5.- Con el fin de minimizar los movimientos diferenciales, a las zapatas corridas se les deberá rigidizar con contratrabes de liga.
- 6.- Los taludes de las excavaciones para alojar la cimentación serán verticales.
- 7.- Para determinar los asentamientos será necesario conocer la geometría de las zapatas y en cuanto se cuente con esa información se proporcionarán, sin embargo se estima que estos serán tolerables.

CALLE DE JUAREZ

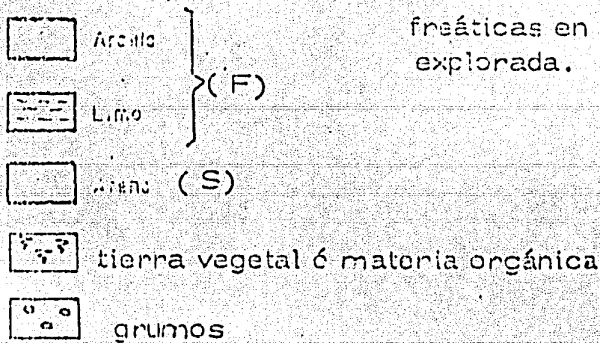


CROQUIS DE LOCALIZACION
ECATEPEC DE MORELOS
EDO. DE MEXICO.

FIG. 1

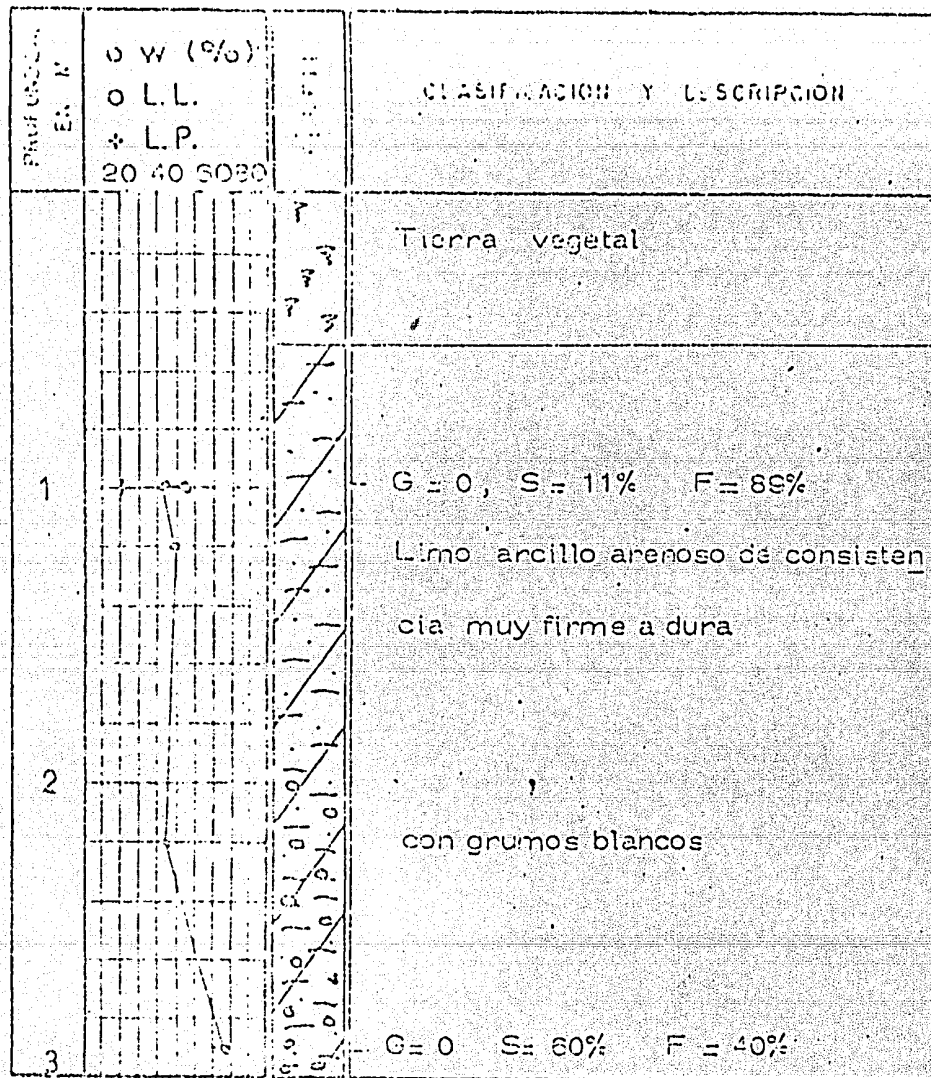


No se encontro el nivel de aguas freáticas en la profundidad explorada.



CONDOMINIOS EGATEPEC

FIG. 2 ESTRATIGRAFIA Y PROPIEDADES DEL SUBSUELO EN EL SONDEO PCA No. 1

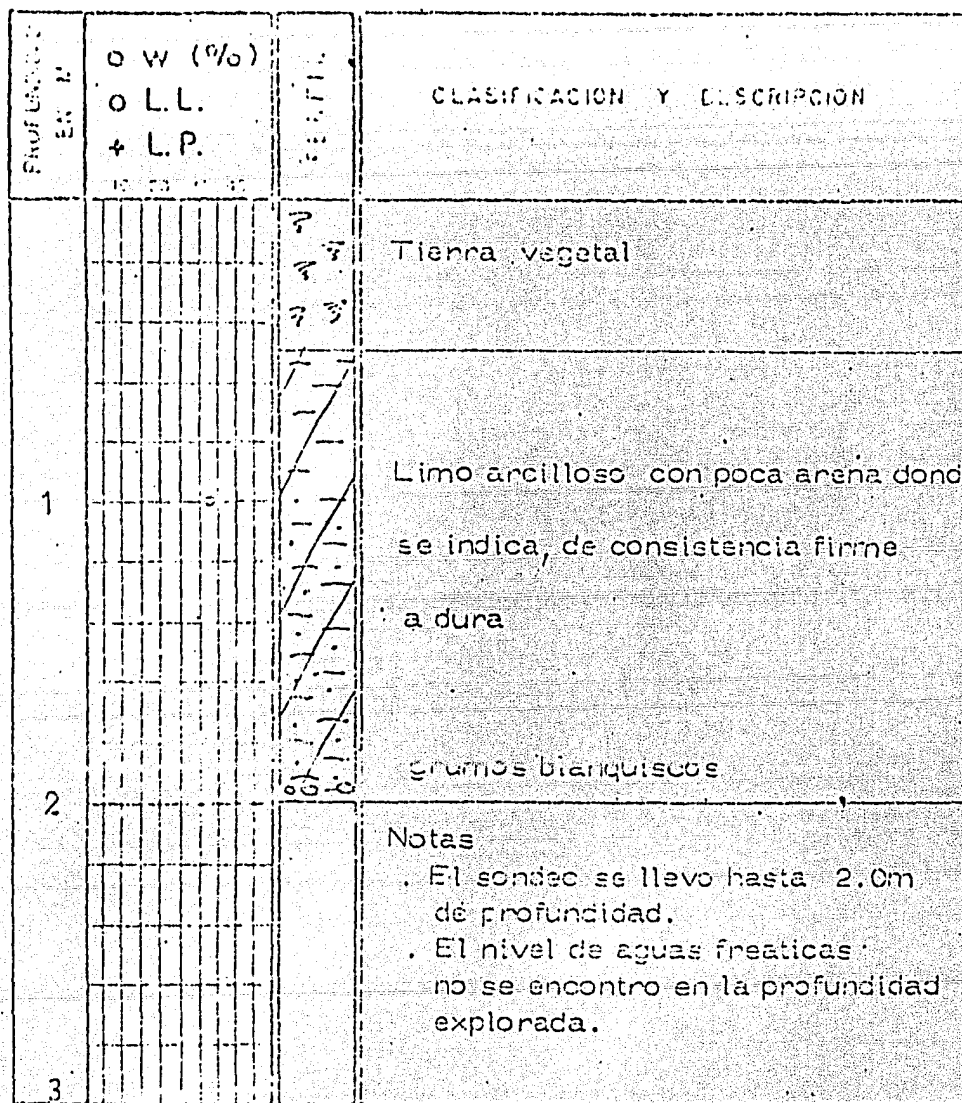


- Arena (F)
- Limo (F)
- Arena (S)
- tierra vegetal
- grumos

Notas:
 . El sondeo se llevo hasta 2.90m de profundidad.
 . No se encontro el nivel de aguas freáticas en la profundidad explorada

CONDOMINIOS ECATEPEC.

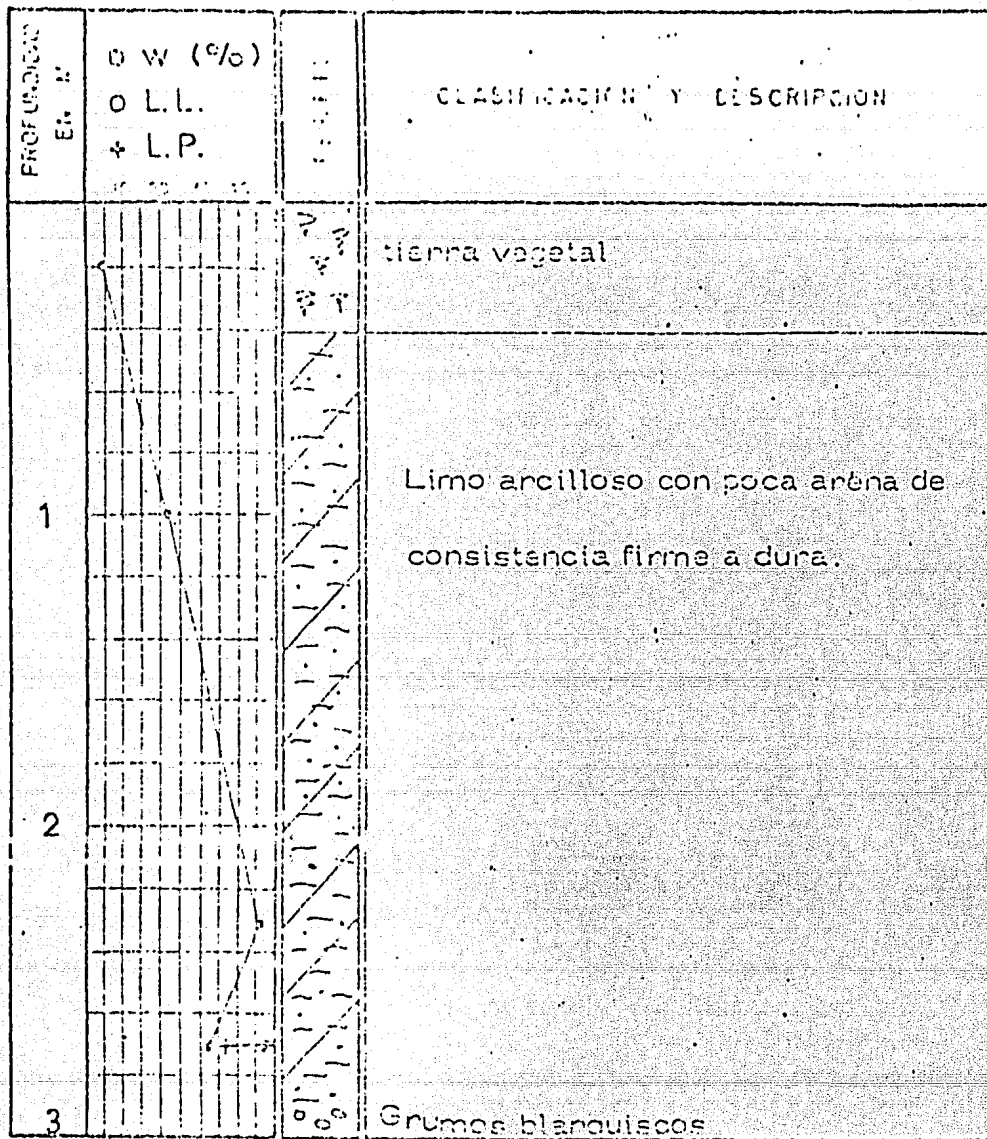
FIG 3 ESTRATIGRAFIA Y PROPIEDADES DEL SUBSUELO EN EL SONDEO PCA- No.2



- Arcillo
- Limo
- Arena
- tierra vegetal
- grumos

CONDOMINIOS ECAPITEC

FIG. 4 ESTRATIGRAFIA Y PROPIEDADES DEL SUBSUELO EN EL SONDEO PCA-3



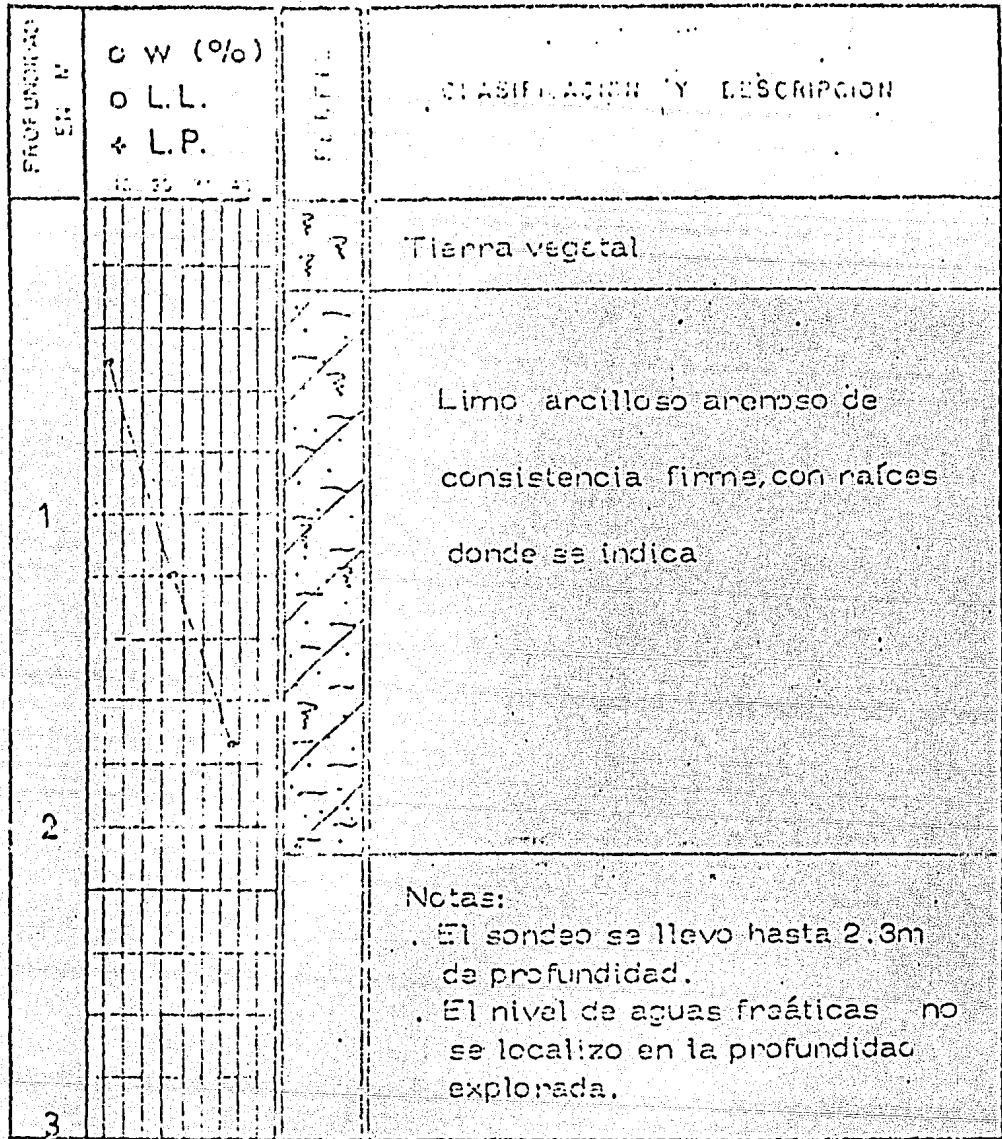
- Arreglo
- Limo
- Arena
- tierra vegetal
- grumos

Notas:

- . El sondeo se llevo hasta 3.0m de profun profundidad.
- . En la profundidad explorada no aparecio el nivel de aguas freaticas.

Condominio Ecatepec.

FIG. 5 ESTRATIGRAFIA Y PROPIEDADES DEL SUBSUELO EN EL SONDEO ECA No.4



- Arcillo
- Limo
- Arena
- tierra vegetal

CONDOMINIOS ECATEPEC.

FIG. 6 ESTRATIGRAFIA Y PROPIEDADES DEL SUBSUELO EN EL SONDEO PCA, No. 5

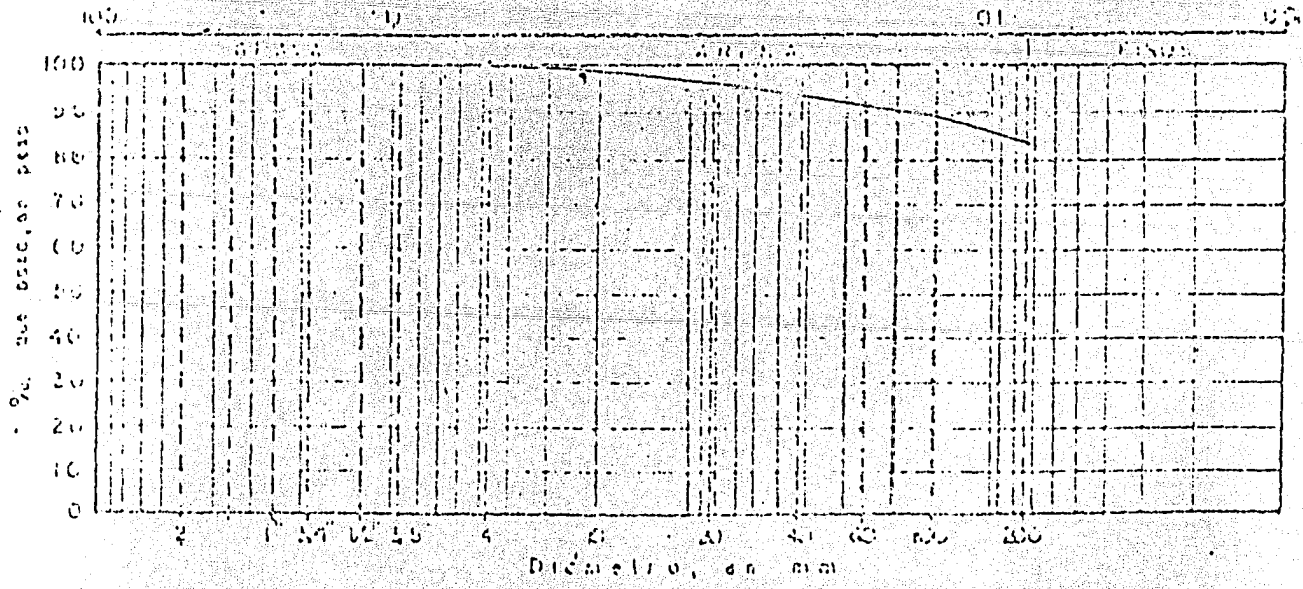
Condominio Bateense

UBICACIÓN: Var croquis Localización
 CÓDIGO DE PCA: 1
 ESCALA: 1:0

GRANULOMETRIA
 POR MALLAS

Abertura	Tamaño de la abertura	Porcentaje retenido	Porcentaje que pasa	Abertura	Tamaño de la abertura	Porcentaje retenido	Porcentaje que pasa
mm	φ	%	%	mm	φ	%	%
75.00			100	10	0.075	1.2	99.1
50.00			100	20	0.150	5.6	93.6
25.00			100	40	0.300	3.7	94.0
19.00			100	60	0.425	2.6	97.2
12.50			100	100	0.750	4.5	89.0
9.50			100	200	0.850	6.7	84.3
4.75			100	Pass. No.		119.7	84.3
				SUMA		142.0	

CLASIFICACION SISTEMA UNIFICADO



$> 3'' = 0$ %
 $G = 0$ %
 $S = 16$ %
 $F = 84$ %

MH

Clasificación SUCS: _____
 Observaciones: Limpieza adecuada

FIG. 8

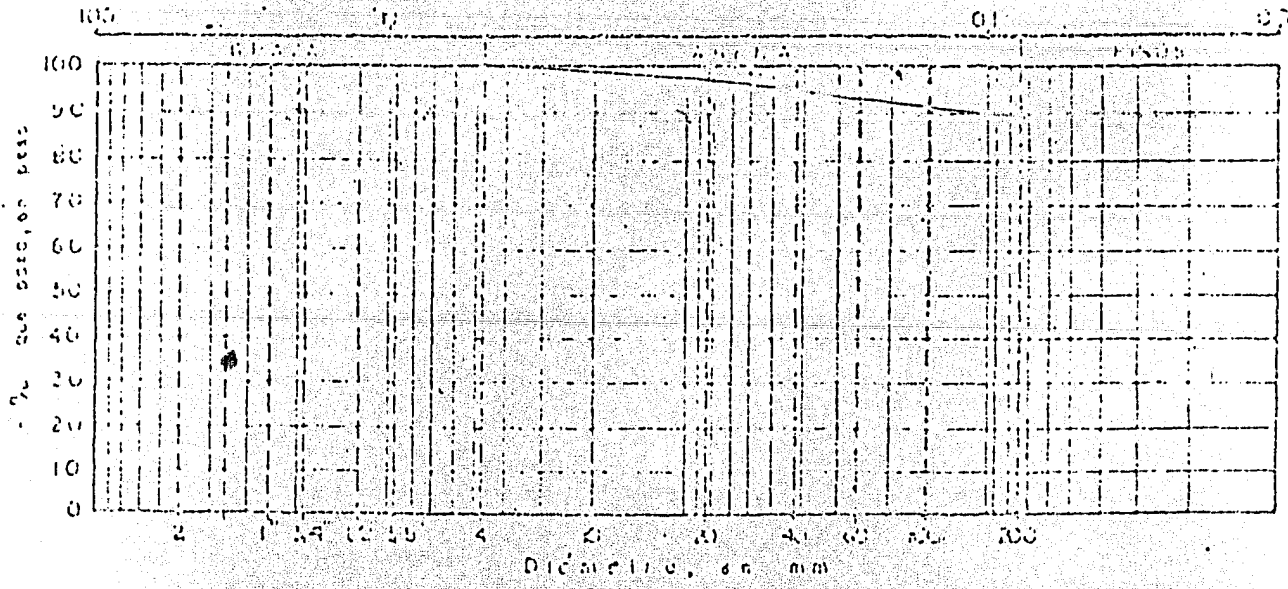
Comunidad Ecatepec

Proyecto de Vías de Comunicación
 P.O.A. 2
 Muestra No. 1
 Masa 1.0 1.50m

GRANULOMETRIA
 POR MALLAS

Abertura	Tamaño Nominal	Porcentaje	Porcentaje	Malla No.	Abertura	Tamaño Nominal	Porcentaje	Porcentaje
mm	qt	%	%		mm	qt	%	%
75.00			100	10	2.000	1.3	0.9	99.1
30.00			100	20	0.840	2.1	1.5	97.1
20.00			100	40	0.470	2.5	1.8	95.8
15.00			100	60	0.250	1.8	1.3	94.5
12.50			100	100	0.149	3.5	2.5	92.0
9.50			100	200	0.075	4.9	3.5	88.5
4.75			100	100 No.		125.0	88.5	
				SUMA		140.0	100.0	

CLASIFICACION SISTEMA UNIFICADO



$U = \frac{0}{0} \%$
 $G = \frac{0}{0} \%$
 $S = \frac{11}{89} \%$
 $F = \frac{89}{89} \%$

Clasificación SUCS: ML
 Observaciones: Limo poco arenoso

FIG. 9

Condorminio Ecatepec

VERDE ver cuadro de localización

LOCALIZACIÓN PCA 2

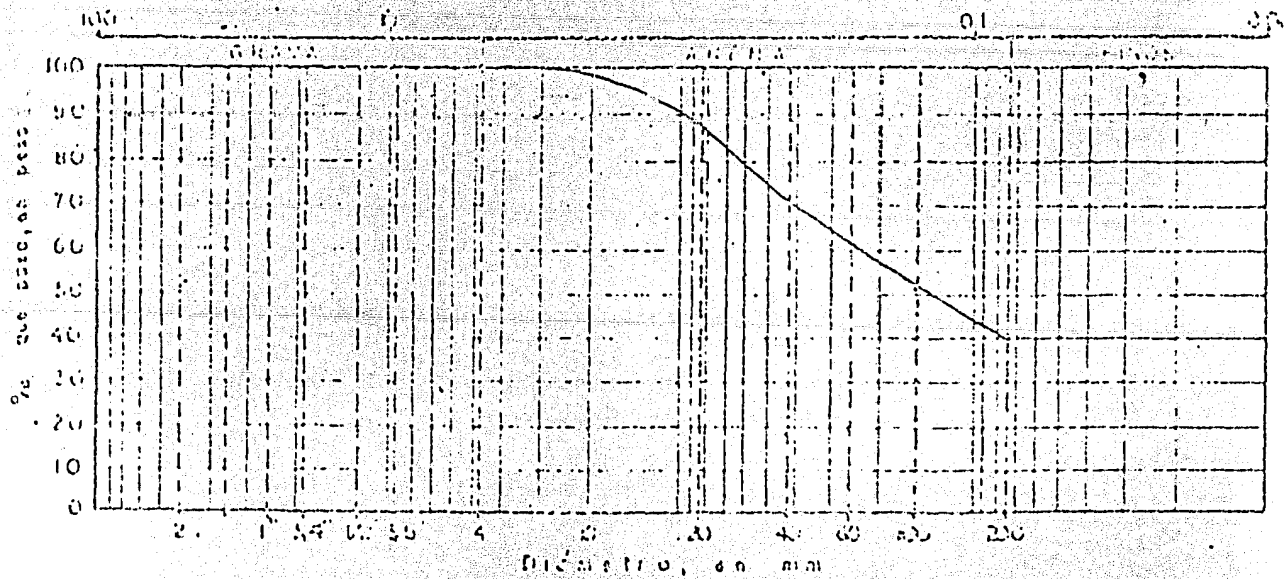
SONDIO N.º _____ MUESTRA N.º 8

PROY _____

GRANULOMETRIA POR MALLAS

Abertura	Peso Seco de la muestra	Porcentaje de retenidos	Porcentaje que pasa	Malla No	Altura	Peso Seco de la muestra	Porcentaje retenidos	Porcentaje que pasa
mm	gr	%	%		mm	gr	%	%
20.00			100	10	2.000	1.1	0.8	99.2
30.00			100	20	0.850	17.1	11.7	87.5
40.00			100	40	0.470	24.4	16.3	71.2
75.00			100	60	0.250	13.1	8.7	62.8
125.00			100	100	0.149	18.4	10.9	51.6
250.00			100	200	0.074	17.3	11.5	40.1
475.00			100	400/475		60.1	40.1	
				SUMAS		150.0	100.0	

CLASIFICACION SISTEMA UNIFICADO



$> 2'' =$	0	%
$G =$	0	%
$S =$	60	%
$F =$	40	%

SM

Clasificación SUCS _____

OBSERVACIONES Arena limosa _____

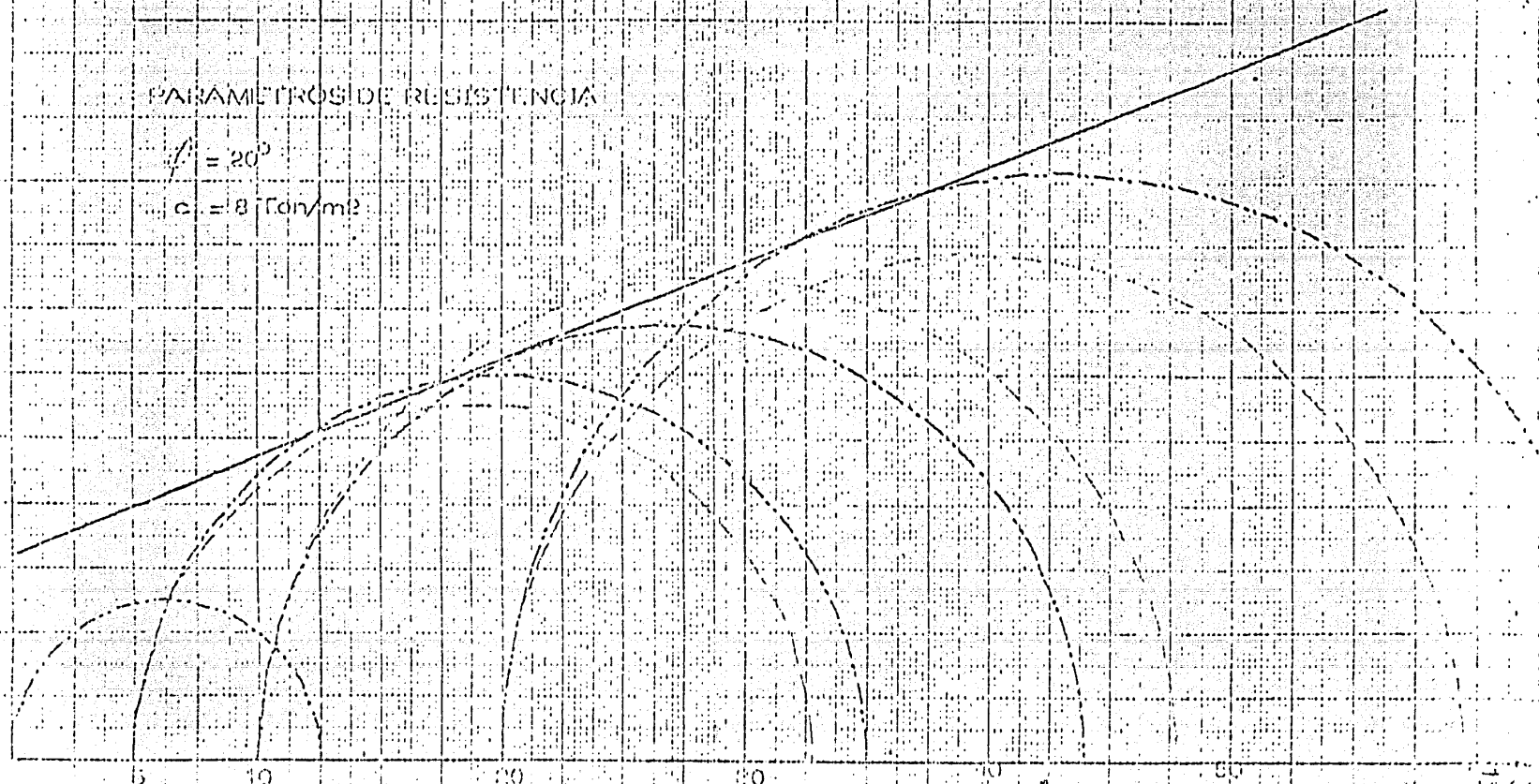
FIG. 10

Simbología	Prof.	Humedad w %	Peso Vol. γ_{m} Ton/m ³	U_{m} Ton/m ²	$\Delta \sigma$ Ton/m ²	Descripción
PCA	1.00	34.5	1120	0	12.5	Limo arcilloso, azonoso café oscuro
		34.0	1130	15.0	30.0	
No. 2	1.00	32.0	1137	10.0	31.0	
		40.5	1133	20.0	45.0	
PCA	1.0	41.8	1129	5.0	27.6	Limo arcillo arenoso
		41.1	1133	10.0	37.7	
No. 0	1.35	49.8	1.20	20.0	39.4	

PARAMETROS DE RESISTENCIA

$\phi = 20^\circ$

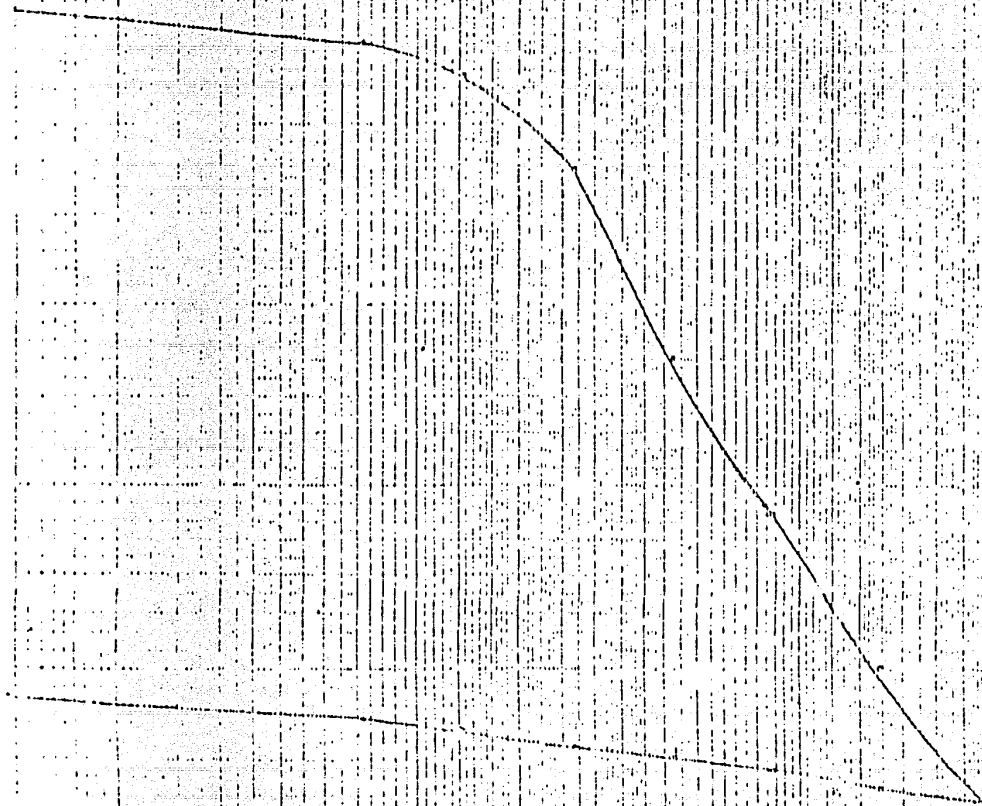
$c = 8 \text{ Ton/m}^2$



RESULTADOS DE ENSAYES TRIAXIALES RAPIDOS EN
CONDUCIMIO ECATEPEC.

FIG. 11

Sondeo	Prof. (m)	e ₁	e ₂	G ₁ %	G ₂ %	CLASIFICACION
PCA 2	1.00 1.50	1.739	0.843	52.0	100.0	Limo arenoso poco arenoso, de consistencia firme



CURVA DE COMPRESIBILIDAD

CONDOMINIOS ECATEPEC.

FIG. 12

PCA No.	Prof. m	Humedad natural %	Peso Volumétrico m Ton/m ³	Límite líquido %	Índice plástico %	Granulometría en %			Resistencia a la compresión simple q _u Ton/m ²	Clasificación SUCS
						gravas	arenas	finos		
1	1.00	33.6	1.41	46.3	17.1	0	16	84	14.75	Limo arcillo arenoso
		41.4	1.27						7.20	
		38.1	1.38						11.20	
2	1.00	42.4	1.30	54.3	21.0	0	11	89	9.43	Limo arcilloso
	1.50	34.5	1.28	54.3	21.0	0	11	89	12.5	arcilloso
4	2.50	39.0	1.45	55.4	18.8	---	---	---	23.2	Limo arcillo arenoso
		33.0	1.40						25.6	
		31.5	1.43						34.21	

RESULTADOS DE RESISTENCIA A LA
COMPRESION SIMPLE

CONDOMINIOS ECATEPEC.

TABLA 1

IV. B.- Diseño de Zapatas Corridas Rigidizadas con Contratraveses (Alternativa 1).

De acuerdo a la información del estudio de mecánica de suelos, hebré de diseñar zapatas corridas rigidizadas con contratraveses, pues resulta ser una solución adecuada pues por tener el suelo una capacidad de carga admisible de $10 \cdot 10 \text{ Ton/m}^2$ se tendrán anchos de zapata menores de 1.5 m, con el consiguiente ahorro de material, redundando económicamente. Además se estima que con esta alternativa los asentamientos son tolerables.

Las contratraveses de liga tendrán la función de rigidizar las zapatas y lográndose de esta manera minimizar los movimientos diferenciales.

IV. B. 1.- Solicitaciones.

Las sollicitaciones que deberán de resistir las zapatas corridas del edificio será la carga vertical actuante de los muros de la planta baja con carga viva máxima, calculada en el capítulo I. Con las sollicitaciones calculadas se determinará el ancho de zapatas.

CALCULO DEL LUGAR DE LAS ZAPATAS CONTINuas DE LA CIMENTACION

EJE G

$$W = 13.2 + 10.9 + 7.1 = 31.2 \text{ ton.}$$

$$A = \frac{31.2}{10(3.24 - 0.25)} = 0.39 \text{ m} \approx 50 \text{ cm} \quad (\text{Ancho m\u00ednimo})$$

EJE I

$$W = 10.2 + 2.9 = 13.1 \text{ ton.}$$

$$A = \frac{13.1}{10(3.5 - 0)} = 0.37 \approx 50 \text{ cm}$$

EJE L

$$W = 10.0 + 5.1 = 15.1 \text{ ton}$$

$$A = \frac{15.1}{10(3.50 - 0)} = 0.43 \approx 50 \text{ cm}$$

EJE J

$$W = 3.8 \text{ ton.}$$

$$A = \frac{3.8}{10(1.0 - 0.25)} = 0.50 \approx 50 \text{ cm}$$

EJE K

$$W = 4.2 \text{ ton.}$$

$$A = \frac{4.2}{10(1.37 - 0.25)} = 0.38 \approx 50 \text{ cm}$$

EJE 5

$$W = 17.9 \text{ ton.}$$

$$A = \frac{17.9}{10(3.75 - 0.25)} = 0.51 \quad \approx 0.55 \text{ cm}$$

EJE 6

$$W = 19.3 \text{ ton}$$

$$A = \frac{19.3}{10(4.74 - 0.25)} = 0.43 \quad \approx 0.50 \text{ cm}$$

EJE 7

$$W = 35.5 \text{ ton}$$

$$A = \frac{35.5}{10(6.75 - 0.25)} = 0.55 \quad \approx 0.55 \text{ cm}$$

EJE 8

$$W = 13.1 + 10.3 + 12.0 + 10.5 = 45.9 \text{ ton.}$$

$$A = \frac{45.9}{10(8.35 - 1.0)} = 0.62 \quad \approx 0.65 \text{ cm}$$

EJE 9

$$W = 13.4 \text{ ton.}$$

$$A = \frac{13.4}{10(2.35 - 0.25)} = 0.51 \quad \approx 0.55 \text{ cm}$$

EX 1

$$W = 15.0 \text{ ton}$$

$$A = \frac{15.0}{10(2.87 - 0.25)} = 0.57 \text{ m} \quad \approx 60 \text{ cm}$$

EX 2

$$W = 9.8 \text{ ton}$$

$$A = \frac{9.8 \text{ ton}}{10(2.87 - 0.25)} = 0.37 \quad \approx 50 \text{ cm}$$

IV. B. 2.- Diseño de Zapatas Corridas Rigidizadas con Contratraves del Edificio.

Las zapatas corridas se diseñarán por flexión y por cortante, tomando el ancho de zapatas calculado con el peso de cada muro que descansa en las contratraves de rigidización y el dato de la capacidad del terreno multiplicado por la longitud de la zapata. El diseño por flexión se hará dimensionándola como una viga de un metro de base en un voladizo equivalente a la mitad de su ancho, y con la geometría indicada en la figura de cálculo. El cortante se encontrará idealizando también la viga en voladizo, cuya longitud será la mitad del ancho, la fuerza cortante crítica ocurre a una distancia equivalente al peralte "d" del eje de simetría de la zapata. La profundidad de desplante de la zapata se hará consultando la información del estudio de suelos.

IV. B. 3.- Diseño de zapatas corridas rigidizadas con contratraves de la zona de escaleras.

El diseño de zapatas de la escalera se hará considerando el peso total de la estructura de esa zona, sobre la capacidad de carga esta a su vez multiplicada por la longitud total de zapatas, encontrando de esta manera el ancho de zapatas. El diseño por flexión y por cortante es el mismo del inciso anterior.

DETERMINACION DEL ANCHO DE ZAPATA CORRIENTE DE LA ZONA DE LA ESTACION DEL SEÑORITO.

Ancho de la Zapata Corriente.

$$\text{Area} = \frac{\text{Peso Total de la Estructura de la Zona de Brealesca}}{\text{Capacidad de Carga del Terreno}}$$

Area = ancho de la zapata x la longitud de las zapatas .

$$W = 95 \text{ ton}$$

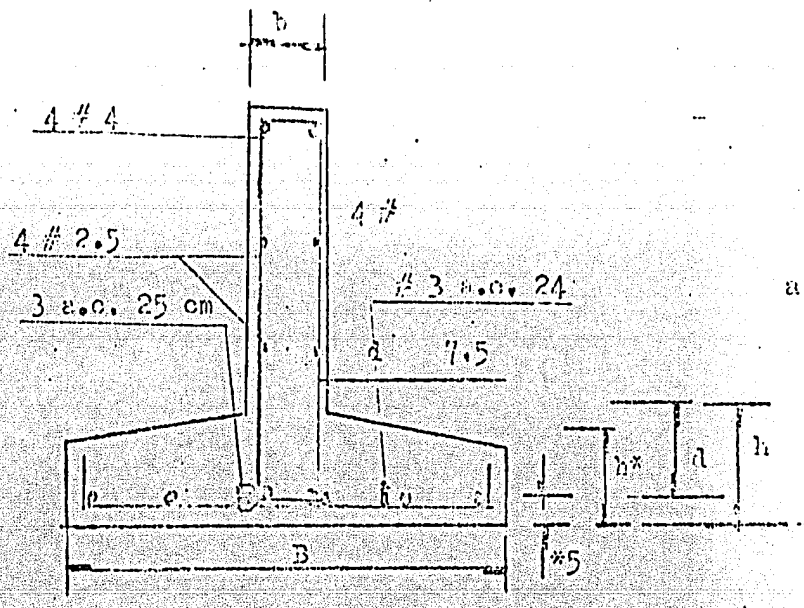
$$A = \frac{95}{10(5.58 \times 2 + 2 \times 2)} = 0.60 \text{ m.}$$

de donde el ancho de zapata A = 60 cm.

DISEÑO POR FLEXIÓN Y POR CORTANTE DE LAS ZAPATAS CORRIENTES DEL REACTIVO

DATOS :

- $w = 10 \text{ ton/m}^2$
- $b = 20 \text{ cm}$
- $B = 65 \text{ cm}$
- $h^* = 15 \text{ cm}$
- $h = 20 \text{ cm}$
- $d = 15 \text{ cm}$
- $f'_c = 200 \text{ kg/cm}^2$
- $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$



figura

$$M_u = 1.4 \left(\frac{10 \times (0.325)^2}{2} \right) = 0.74 \text{ ton-m}$$

$$V_u = (0.075 \times 10) 1.4 = 1.05 \text{ ton}$$

$$\frac{M_R}{bd^2} = \frac{0.74 \times 10^5}{100 \times 15^2} = 3.3 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{corresponde a un } p_{\min} = 0.002$$

$$A_s = pbd = 0.002(100)(15) = 3 \text{ cm}^2/\text{m} \quad s = \frac{100 \times 0.71}{3} = 24 \text{ cm Var \# 3.}$$

$$V_{CR} = 0.53 \frac{R b d \sqrt{f'_c}}{100} = 0.5 \times 0.8 \times 100 \times 11.7 \sqrt{160} = 5,919.8 \text{ kg}$$

$V_{CR} = 5.9 \text{ ton}$, la zapata es adecuada por cortante.

IV. C.- Diseño de Losas de Cimentación.

Las losas de cimentación se diseñarán en forma análoga a una losa de concreto utilizada para sistemas de piso, únicamente que la carga de diseño será calculada a partir de la descarga al terreno, además la posición de la losa será a la inversa de una losa común por el empuje de sustrato del terreno. Además se rigidizará la losa con contratrabes.

El tamaño de la losa se verá afectado por el intemperismo del suelo, por lo que el Reglamento recomienda aumentar al doble las áreas de acero, consideración que se debe tomar en cuenta para proteger la losa de cimentación, además se debe dejar un recubrimiento del acero de refuerzo de 3 cm mínimo, para proteger al suelo de posible contaminación, pues la corrosión del metal por un recubrimiento insuficiente produce oxidación del suelo y también perjudica la estructura.

IV. C. 1.- Solicitaciones.

El peso propio del edificio, así como su carga máxima transmiten al terreno una descarga que habrá de soportar adecuadamente la cimentación. Para el cálculo de las solicitaciones se han tomado en cuenta: la carga viva máxima del edificio, la carga especial de la zona de baños (debido al peso de rellenos y losa de concreto), la carga de los tinacos y su losa respectiva. En la cimentación de la zona de las escaleras también ha recurrido a considerar la carga viva máxima y carga muerta de los elementos estructurales.

Teniendo en cuenta las solicitaciones debidamente calculadas en las hojas correspondientes, puede entonces procederse al diseño estructural.

IV. C. 2.- Diseño de las losas de cimentación del edificio.

Se diseñará la losa de cimentación bajo los siguientes parámetros: espesor de la losa constante definido por el tablero crítico, o sea el de mayor perimetro, alguno de las losas determinado por las celdas de cimentación donde se apoyan los muros de la zona de estancia y corredor, las cuales dividen una losa que de otra manera determinaría un espesor bastante grueso de losa, dimensiones y armados de las columnas de cimentación y trabes, resistencia del concreto, todas estas variables se tendrán en cuenta en el diseño de la losa de cimentación del edificio propiamente dicho y de la estructura de la zona de escaleras.

La losa se diseñará teniendo en cuenta que no va a resistir sismo a flexión por lo tanto la cuantía máxima admisible será igual a R_p , y no a $0.75R_p$.

A los peraltes obtenidos, conviene comprobar su resistencia al corte y a la flexión. El recubrimiento que recomienda el Reglamento es de 3 cm por tratarse de cimentaciones en contacto con el terreno, además de una plantilla de concreto ponda de 100 kg/cm^2 de resistencia a la compresión. Cada tablero tiene un momento de desequilibrio el cual debe distribuirse en una proporción de dos tercios por los bordes cortos de los tableros adyacentes, porque la tercera parte restante es tomada por la viga en torsión (en este caso la cadena de cimentación). Las separaciones técnicas conseguidas se obtuvieron con las figuras 16 y 17 de las ayudas de Diseño del Reglamento, cuando rigió la separación máxima se adoptó el valor de 25 cm. Se calculará, además la contratrabe que divide el tablero en la zona de estancia, con las fórmulas y procedimientos anotados en la tabla.

CARGAS CONSIDERADAS EN LA DISEÑACIÓN DEL EDIFICIOAZOTEA

W Losa	=	220 kg/m ²
W Acabados	=	110 kg/m ²
W Carga Viva Estática	=	<u>100 kg/m²</u>
W		430 kg/m ²

ENTREPISO

W Losa	=	220 kg/m ²	$w_{Vm} = 120 + 420 / (3A_{trib})^{1/2}$
W Acabados	=	110 kg/m ²	$w_{Vm} = 120 + 420 / (3 \times 3.38 \times 2.75)^{1/2}$
W Carga Viva Estática	=	<u>200 kg/m²</u>	$w_{Vm} = 120 + 80$
		530 kg/m ²	$w_{Vm} = 200 \text{ kg/m}^2$

BAÑOS

W Losa	=	240 kg/m ²	$w_{Vm} = 120 + 420 / (3 \times 1.25 \times 2.25)^{1/2}$
W Acabados	=	110 kg/m ²	$w_{Vm} = 120 + 145$
W Relleno	=	310 kg/m ²	$w_{Vm} = 265 \text{ kg/m}^2$
W Carga Viva Estática	=	<u>265 kg/m²</u>	
		925 kg/m ²	

TINACOS

Se consideraron 8 tinacos de 1.5 ton cada uno. Total = 12 ton.

CONSIDERACION DE LA DESCARGA

Area: 90.4 m^2 Area sin baños: + 5.6 m^2 Area del Baño.

AZOTEA

Losa	= $430 \text{ kg/m}^2 \times 96.0 \text{ m}^2$	= 41.3 ton
Muros	=	= 41.0 ton
Tinacos	=	= <u>12.0 ton</u>
		94.3 ton

INTERPISOS

Losa	= $530 \text{ kg/m}^2 \times 90.4 \text{ m}^2$	= 47.9 ton
Muros	=	= 41.0 ton
Losa de Baños	= $925 \text{ kg/m}^2 \times 5.6 \text{ m}^2$	= <u>5.2 ton</u>
		94.1 ton

DESCARGA DEL EDIFICIO EN LA CIMENTACION

$$94.3 \text{ ton} + 3 \times 94.0 \text{ ton} = 376.3 \text{ ton}$$

$$\text{Descarga} = \frac{376.3 \text{ ton}}{96 \text{ m}^2} = 3.9 \text{ ton/m}^2$$

Multiplíquese por el factor de carga 1.4.

$$\text{Descarga Ultima} = 1.4 \times 3.9 = 5.461 \text{ ton/m}^2$$

DISEÑO DE LA LOSA DE CIMENTACION DE TUBERIAS
APOYADA BAJO CARGA UNIFORME

FORMULAS:

$$f_c^* = 0.8f_c' = 0.8 \times 200 \text{ kg/cm}^2$$

$$= 160 \text{ kg/cm}^2$$

Valor nominal de la resistencia del concreto en la estructura, para que sea válida deberán cumplirse los requisitos del inciso 10.3 del Reglamento del Distrito Federal.

$$f_c'' = 0.85f_c^* = 0.85 \times 160$$

$$= 136 \text{ kg/cm}^2$$

Expresión de la resistencia del concreto en plcada en la ecuación para calcular en las secciones rectangulares de falla balanceada con porcentaje máxima de acero.

$$P_{m\acute{a}x} = P_b = \frac{f_c''}{f_y} \cdot \frac{4800}{f_y + 6000}$$

Porcentaje de acero por falla balanceada.

$$P_{m\acute{a}x} = \frac{136}{4200} \cdot \frac{4800}{4200 + 6000}$$

$$P_{m\acute{a}x} = 0.0152$$

$$a_1/a_2$$

Relación de claro y claro largo para entrar a las tablas correspondientes a tableros de finidos.

$$d^3/a_1$$

Relación que nos dá la rigidez del tablero de manera proporcional.

$$d = \frac{2(a_1 + a_2)}{300}$$

Peralte efectivo mínimo en un tablero crítico.

$$d_{\min} = d \times 0.034 (f_s w)^{1/4}$$

Peralte efectivo mínimo.

$$f_s \text{ (kg/cm}^2\text{)}$$

Esfuerzo en el acero en condiciones de servicio.

$$w_u \text{ (kg/cm}^2\text{)}$$

Descarga en la cimentación.

$$V = (a_1/2 - a) w_u / (1 + (\frac{a_1}{a_2})^6)$$

Expresión para la revisión de la resistencia a fuerza cortante que actúa en un ancho unitario, incrementada en un 15 % por bordes continuos y discontinuos.

$$V = 0.5 F_R b d (f_c')^{3/4}$$

Ecuación para calcular la resistencia de la losa a fuerza cortante.

$$k \text{ (adimensional)}$$

Coefficiente de Momento en tablero rectangulares de franjas centrales; en los extremos se multiplicarán por 0.6.

$$K_u = K w_u a_1^2$$

Momento flexionante de diseño.

$$a_{\text{em}} = \frac{450 x_1}{f_y (x_1 + 100)}$$

Refuerzo mínimo por cambios volumétricos, en cm².

$$x_1 \text{ (cm)}$$

Dimensión mínima del miembro medida perpendicularmente al refuerzo

$$A_s \text{ mín}$$

Área de acero mínimo en un ancho de 100 cm.

$$s = \frac{100 a_s}{A_s} \text{ (cm)}$$

Separación en un ancho de 100 cm, se debe de comparar con: 3.5 h y 50 cm, que son las separaciones máximas.

$$h \text{ (cm)} \text{ o } H$$

Peralte total. Incluirse 3 cm de recubrimiento por estar sujeta a intemperismo.

BOA DE ORIENTACION PARA EDIFICIO

DEFINICION DE PARALELO

$$d = \frac{2(230 + 265)}{300} = 3.97 \text{ cm}$$

$$d_{\text{min}} = 3.97 \times 0.034 \times (2,520 \times 3,900)^{0.5} = 7.6 \text{ cm.}$$

$$d_{\text{min}} = 8 \text{ cm aproximadamente.}$$

$$h = d_{\text{min}} + recubrimiento = 8 + 3 = 11 \text{ cm.}$$

REVISION POR FLEXION

$$m = \frac{265}{330} = 0.803, \quad K = 0.0419, \quad K_u = 0.0419 \times 5,461 \times 2.65^2 = 1.73042 \text{ ton-m.}$$

$$\frac{K_r}{bd^2} = \frac{1.73042}{100 \times 8^2} = 27.03 \text{ kg/cm}^2, \quad p = 6.6631 \text{ se acepta por flexion por ser menor que } p_{\text{max}} = 3.0152.$$

REVISION POR CORTANTE

$$V_{CR} = 0.57 f_{cr} bd / \sqrt{160} = 0.5 \times 0.8 \times 100 d / \sqrt{160} = 506d$$

$$V_{CR} = V_u = \left(\frac{(0.5a_1 - d)w_u}{1 + \left(\frac{a_1}{a_2}\right)^6} \right) 1.15 = (0.982 \times 5,461) 1.15 = 6,167.1 \text{ kg.}$$

$$d = \frac{6,167.1}{506d} = 12.2 \text{ cm, aproximadamente } 12 \text{ cm. } H = 12 + 3 = 15 \text{ cm.}$$

peralte adecuado por cortante.

Nota: El factor 1.15 está especificado en el Reglamento por tratarse de tablero de lados continuos y discontinuos.

REFUERZO MINIMO DE LA LCSA:

$$A_{sm} = \frac{450x_1}{f_y(x_1 + 100)} = \frac{450 \times 15}{4,200(15 + 100)} = 0.014 \text{ cm}^2/\text{cm} \text{ ó } 1.4 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Sometida al intemperismo: $A_{sm} = 2 \times 0.014 = 2.8 \text{ cm}^2/\text{m}$

Separación = $\frac{100 \times 0.71}{2.8} = 25.35$ equivale a 25 cm. Varillas del # 3.

25 cm rige sobre las siguientes separaciones:

$3.5 h = 3.5 \times 15 = 52.5 \text{ cm.}$

y 50 cm.

RIGIDEZ DE TABLEROS

TABLERO	(d^3/a_1)
I	$12^3/265 = 6.521$
II	$12^3/265 = 6.521$
III	$12^3/215 = 8.037$
IV	$12^3/215 = 8.037$
V	$12^3/115 = 15.026$
VI	$12^3/115 = 15.026$
VII	$12^3/265 = 6.521$
VIII	$12^3/80 = 21.6$

T A B L A N^o

CALCULO DE LOS MOMENTOS FLEXIONANTES AJUSTADOS EN LA LOSA DE CIMENTACION

Distribución entre los Tableros	Momento de Desequilibrio M _{des.}	Momento a Distribuir (2/3)M _{des.}	Rigidez	Factor	Ajuste de Momentos entre los tableros:	
I	-1.2334		6.521	-0.5	I	II
	<u>+1.19042</u>		<u>6.521</u>	<u>-0.5</u>	<u>-1.2334</u>	<u>+1.19042</u>
	-0.04298	<u>-0.028653</u>	13.042	-1.0000	<u>+0.0143</u>	<u>+0.0143</u>
					<u>-1.21907</u>	<u>+1.20472</u>
II	-1.19042		6.521	-0.446	II	III
	<u>+0.97979</u>		<u>8.037</u>	<u>+0.554</u>	<u>-1.19042</u>	<u>+0.97979</u>
	-0.21063	<u>-0.14042</u>	14.608	1.000	<u>+0.06862</u>	<u>+0.07779</u>
					<u>-1.1278</u>	<u>+1.07753</u>
II	-1.28391		6.521	-0.3026	II	VI
	<u>+0.28372</u>		<u>15.026</u>	<u>-0.6974</u>	<u>-1.28391</u>	<u>+0.2837209</u>
	-0.99519	<u>-0.663459</u>	21.547	-1.0000	<u>+0.28376</u>	<u>+0.4586963</u>
					<u>-1.08315</u>	<u>+0.7514172</u>
II	-1.28391		6.521	-0.5	II	VII
	<u>+1.59528</u>		<u>6.521</u>	<u>-0.5</u>	<u>-1.28391</u>	<u>+1.5952999</u>
	+0.31117	<u>+0.2074466</u>	13.042	-1.0	<u>-0.10072</u>	<u>-0.1637233</u>
					<u>-1.38763</u>	<u>+1.4913666</u>
III	-0.86036		8.037	-0.5	III	IV
	<u>+0.721637</u>		<u>8.037</u>	<u>-0.5</u>	<u>-0.86036</u>	<u>+0.7216369</u>
	-0.139173	<u>-0.0927819</u>	16.074	-1.0000	<u>+0.01639</u>	<u>+0.016391</u>
					<u>-0.81147</u>	<u>+0.7089779</u>
IV	-0.721637		8.037	-0.3485	IV	V
	<u>+0.335522</u>		<u>15.026</u>	<u>-0.6515</u>	<u>-0.721637</u>	<u>+0.335522</u>
	-0.386165	<u>-0.386165</u>	23.063	-1.0000	<u>+0.089719</u>	<u>+0.1677212</u>
					<u>-0.631968</u>	<u>+0.503246</u>

T A B L A N.º

CALCULO DE LOS MOMENTOS FLEXIONANTES AJUSTADOS EN LA LOSA DE CIMENTACION

Distribución entre los Tableros	Momento de Desequilibrio N.º des	Momento a Distribuir (2/3)N.º dos.	Rigidez	Factor	Ajuste de Momentos entre los Tableros:	
IV	-0.721687		8.037	-0.3485	IV	VI
VI	+0.391442		15.026	-0.6515	-0.721687	+0.391442
	<u>-0.330245</u>	<u>-0.2201631</u>	<u>23.063</u>	<u>-1.0000</u>	<u>+0.076727</u>	<u>+0.1434363</u>
					-0.64496	+0.5348783
VI	-0.3914423		15.026	-0.6974	VI	VII
VII	+1.499175		6.521	-0.3026	-0.391442	+1.499175
	<u>+1.1067752</u>	<u>+0.7389834</u>	<u>21.547</u>	<u>-1.0000</u>	<u>-0.515367</u>	<u>-0.2034101</u>
					-0.908809	+1.2703011
VII	-1.499175		6.521	-0.2319	VII	VIII
VIII	+0.043		21.6	-0.7682	-1.499175	+0.043
	<u>-1.542175</u>	<u>-1.02511</u>	<u>23.121</u>	<u>-1.0000</u>	<u>+0.23842</u>	<u>+0.2007</u>
					-1.26149	+0.8527
VII	-1.5950899		6.521	-0.5	VII	I
I	+1.2334		6.521	-0.5	-1.5950899	+1.2334
	<u>-0.36159</u>	<u>-0.2411264</u>	<u>13.042</u>	<u>-1.0</u>	<u>+0.10056</u>	<u>+0.10056</u>
					-1.47453	+1.31198
VIII	-0.0555		21.6	+0.7682	VIII	I
I	+1.2334		6.521	+0.23189	-0.0555	+1.2334
	<u>+1.1779</u>	<u>+0.78526</u>	<u>28.121</u>	<u>+1.00000</u>	<u>-0.6032</u>	<u>-0.10000</u>
					-0.6537	+1.051305

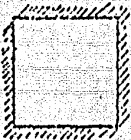

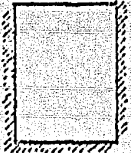
T A B L A N.º

DE MOMENTOS FLEXIONANTES Y SEPARACION DE VARILLAS EN LOSA DE LA CIMENTACION*

Tablero	$\frac{a_1}{a_2} = m$	Momento	Claro	K	M_u ton-m	M Ajust. F. ton-m	Separación F. Central	Separación F. Extrema		
I	$\frac{265}{265} = 1.00$	(-) Bordes Interiores	Corto	324	1.23	1.22	25	25		
			Largo	324	1.23	1.35	17	25		
		(-) Bordes Discontinuos	Corto	190	0.72		25	25		
			Largo	190	0.72		25	25		
		(+) Positivo	Corto	137	0.52		25	25		
			Largo	137	0.52		25	25		
		II	$\frac{265}{260} = 0.95$	(-) Bordes Interiores	Corto	337	1.28	1.39	17	25
					Largo	312	1.19	1.20	25	25
(-) Bordes Discontinuos	Largo			199	0.76		25	25		
	(+) Positivo			Corto	151	0.58		25	25	
Largo				129	0.49		25	25		
III	$\frac{215}{265} = 0.82$			(-) Bordes Interiores	Corto	391	0.98	1.06	25	25
		Largo	344		0.86	0.81	25	25		
		(-) Bordes Discontinuos	Corto	218	0.55		25	25		
			(+) Positivo	Corto	193	0.48		25	25	
		Largo		131	0.33		25	25		

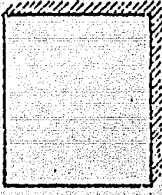

* Varillas del # 3

T A B L A N O
DE MOMENTOS FLEXIONANTES Y SEPARACION DE VARILLAS EN LOSA DE LA CIMENTACION*

Tablero	$\frac{a_1}{a_2} = m$	Momento	Clase	K	M_u ton-m	M Ajust. ton-m	Separación F. Central cm	Separación F. Extrema cm
IV	$\frac{215}{215} = 1.00$	(-) Bordos Interiores	Corto	288	0.72	0.63	25	25
			Largo	288	0.72	0.64	25	25
		(+) Positivo	Corto	126	0.32		25	25
			Largo	126	0.32		25	25
								
V	$\frac{115}{215} = 0.54$	(-) Bordos Interiores	Corto	562	0.40	0.50	25	25
			Largo	468	0.34		25	25
		(-) Bordos discontinuos	Corto	348	0.25	25	25	
			Largo	254	0.39	25	25	
		(+) Positivo	Corto	340	0.24	25	25	
			Largo	150	0.11	25	25	
								
VI	$\frac{115}{215} = 0.54$	(-) Bordos Interiores	Corto	546	0.39	0.91	17	25
			Largo	403	0.29	0.75	17	25
		(-) Bordos Discontinuos	Corto	255	0.18		25	25
			(+) Positivo	Corto	316	0.23		25
			Largo	140	0.10		25	25
								

* Varillas del # 3

T A B L A N^o
DE MOMENTOS FLEXIONANTES Y SEPARACION DE VARILLAS EN LOSA DE LA CIMENTACION*

Tablero	$\frac{a_1}{a_2} = m$	Momento	Claro	K	M_u ton-m	M Ajust. ton-m	Separación F. Central cm.	Separación F. Extrema cm.		
VII	$\frac{265}{330} = 0.80$ 	(-) Bordes Interiores	Corto	419	1.60	1.47	17	25		
			Largo	394	1.50	1.28	17	25		
		(-) Bordes Discontinuos	Corto	250	0.95		25	25		
			Largo	222	0.85		25	25		
		(+) Positivo	Corto	216	0.82		25	25		
			Largo	140	0.53		25	25		
		VIII	$\frac{42}{80} = 0.54$ 	(-) Bordes Interiores	Corto	581	0.06	0.66	17	25
					Largo	490	0.04	0.83	17	25
(-) Bordes Discontinuos	Corto			352	0.03		25	25		
	Largo			256	0.02		25	25		
(+) Positivo	Corto			345	0.03		25	25		
	Largo			150	0.01		25	25		

*Varillas del #3

IV. C. 3.-- Losa de cimentación en la zona de escaleras.

El diseño de la losa de cimentación en la zona de las escaleras, se hará tomando en cuenta las contrarribas que se indican en el dibujo; la disposición de cadenas de cimentación y trabes proporcionan una losa aislada la cual es fácil de diseñar pues no intervienen momentos de desequilibrio. Se hacen las mismas consideraciones de diseño que la losa de cimentación del edificio.

LOSA EN LA CIMENTACION DE LA ZONA DE LOS ESCALERAS

CALCULO DE LA PESQUINA EN LA CIMENTACION

Anotca:

$$\begin{aligned}
 W_{\text{Losa}} &= (5.88 \times 2.64) \times 0.450 &= 7.0 \text{ ton} \\
 W_{\text{Trabe}} &= (5.88 \times 2.52 \times 2) \times 0.144 &= 1.6 \text{ ton} \\
 W_{\text{Muro}} &= (0.575 \times 3.48) \times 2 &= 4.0 \text{ ton} \\
 W_{\text{Columna}} &= (0.2 \times 2.5 \times 2) &= 1.0 \text{ ton} \\
 W_{\text{Antepecho}} &= (0.25 \times 1 \times 0.8 \times 4) &= \underline{0.8 \text{ ton}} \\
 &&14.4 \text{ ton}
 \end{aligned}$$

Entrepiso:

$$\begin{aligned}
 W_{\text{Losa}} &= (5.88 \times 2.64 - 3.48 \times 1.26) \times 0.790 &= 8.8 \text{ ton} \\
 W_{\text{Trabe}} &= (1.6 + (3.48 + 4.18) \times 0.72) &= 7.1 \text{ ton} \\
 W_{\text{Rampa}} &= 4.18 \times 1.26 \times 0.968 &= 5.1 \text{ ton} \\
 W_{\text{Muro}} &= 4.0 &= 4.0 \text{ ton} \\
 W_{\text{Columna}} &= 1.0 &= 1.0 \text{ ton} \\
 W_{\text{Antepecho}} &= 0.8 &= \underline{0.8 \text{ ton}} \\
 &&26.8 \text{ ton}
 \end{aligned}$$

$$P_{\text{total}} = 26.8 \times 3 + 14.4 = 94.8 \text{ ton}$$

$$\text{Descarga} = \frac{94.8 \text{ ton}}{\text{Area}} = 3.9 \text{ ton/m}^2 \quad (\text{Descarga del Edificio en la Cimentación})$$

$$\text{Area} = \frac{94.8 \text{ ton}}{3.9 \text{ ton/m}^2}$$

$$\text{Area} = 24.3 \text{ m}^2 \quad (5.88 \times 4.13)$$

$$\text{Descarga Ultima} = 1.4 \times 3.9 = 5.461 \text{ ton/m}^2$$

LOSA DE CIMENTACION EN LA FORMA DE LAS ALAS DEL PERALTE

DEFINICION DEL PERALTE

$$d = \frac{2(270 + 348)}{300} = 4.1 \text{ cm}$$

$$d_{\min} = 4.1 \times 0.034 \times (2,520 \times 3,920)^{-1/2}$$

$$d_{\min} = 7.8 \text{ cm, aproximadamente } 8 \text{ cm. } F = 8 + 3 = 11 \text{ cm.}$$

(recubrimiento de 3 cm por intemperismo de la losa con el suelo).

REVISION POR FLEXION

$$m = \frac{270}{348} = 0.776, \quad K = 0.0393, \quad M_u = 0.0393 \times 5.461 \times 2.7^2 = 1.5645 \text{ ton-m.}$$

$$\frac{M_r}{bd^2} = \frac{1.56456 \times 10^5}{100 \times 8^2} = 24.44 \text{ kg/cm}^2, \quad \rho = 0.007 \text{ menor que } \rho_{\max} = 0.0152, \text{ por lo tanto el peralte es adecuado por flexión.}$$

REVISION POR CORTANTE

$$V_{cR} = 0.5F_R b d / \sqrt{160} = 0.5 \times 0.8 \times 100 d / \sqrt{160} = 506d,$$

$$V_{cR} = V_u = \left(\frac{(0.5a_1 - d)w_u}{1 + \left(\frac{a_1}{a_2}\right)^6} \right) 1.15 = (1.042 \times 5,461) 1.15 = 6,546.3 \text{ kg.}$$

$$d = \frac{6,546.3}{506} = 12.94, \text{ aproximadamente } 13 \text{ cm.}$$

$$H = 13 + 3 = 16 \text{ cm}$$

Nota: El Factor 1.15 está especificado en el Reglamento por tratarse de tablero de lados continuos y discontinuos.

PROBLEMA NÚMERO 13. LA ICA

$$a_{min} = \frac{450 \times 1}{2 \times (x_1 + 100)} = \frac{450 \times 16}{4,200(16 + 100)} = 0.0148 \text{ cm}^2/\text{cm}$$

Sensitiva al intemperismo: $k_{sin} = 2 \times 0.0148 \times 100 = 2.96 \text{ cm}^2/\text{m}$

$$\text{Separación} = \frac{100 \times 0.71}{2.96} = 24.02 \approx 24 \text{ cm, varillas del \#3.}$$

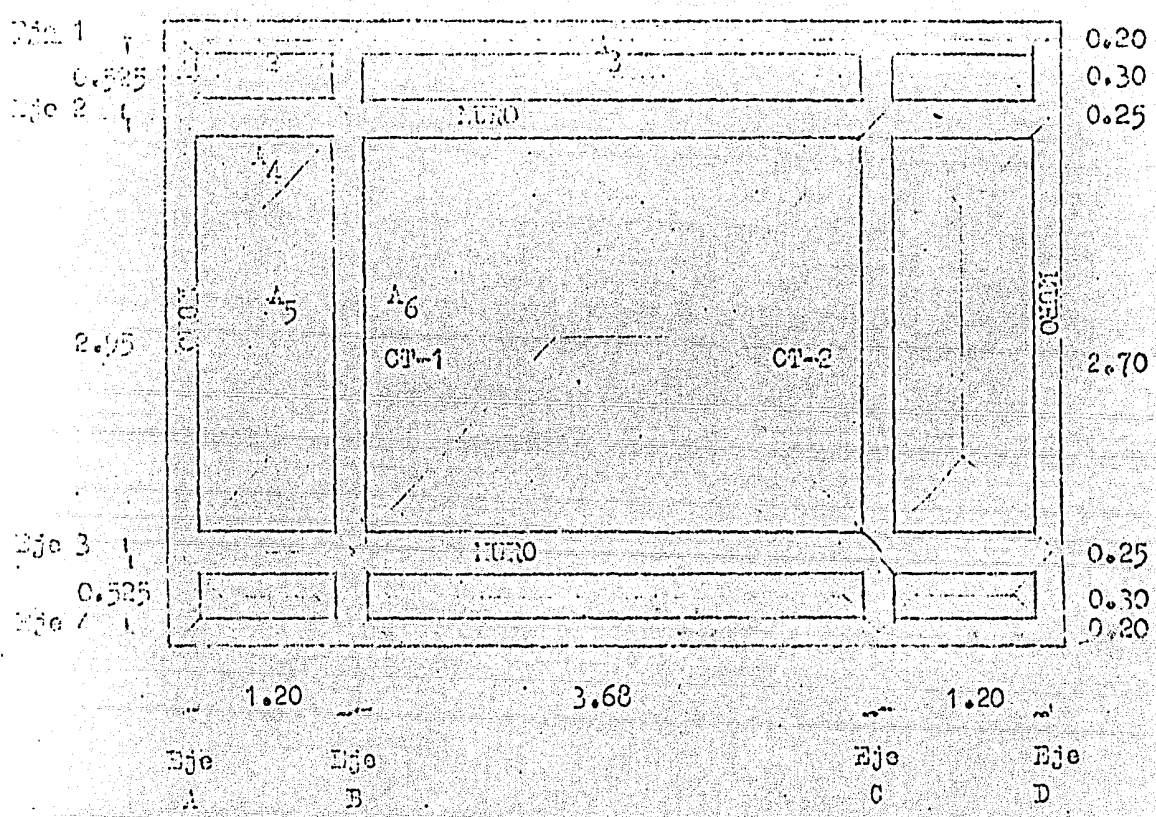
24 cm rige sobre las siguientes separaciones:

$$3.5S = 3.5 \times 16 = 56 \text{ cm y } 50 \text{ cm,}$$

NÚMERO DE TABLEROS:

Tablero	(a^3/a_1)
I	$13^3/30 = 73.233$
II	$13^3/100 = 21.97$
III	$13^3/270 = 8.137$
IV	$13^3/30 = 73.233$

ANEXO 1: PLAN DE LA PLANTA DE UN PISO DE UN EDIFICIO EN LA ESCALA DE VERTICALIDAD



CALCULO DE AREAS

$$A_1 = \frac{0.525^2}{4} = 0.0689 \text{ m}^2$$

$$A_6 = \frac{2.95^2}{4} = 2.18 \text{ m}^2$$

$$A_2 = \left(\frac{1.2 + 0.9}{2} \right) 0.25 = 0.2625 \text{ m}^2$$

$$A_3 = \left(\frac{3.68 + 3.18}{2} \right) 0.25 = 0.8575 \text{ m}^2$$

$$A_4 = \frac{1.2^2}{4} = 0.36 \text{ m}^2$$

$$A_5 = \left(\frac{2.95 + 1.75}{2} \right) 0.60 = 1.41 \text{ m}^2$$

Tabla. N^o
DE MOMENTOS FLEXIONANTES Y SEPARACION DE VARILLAS EN LA LOSA DE ORIENTACION DE LAS ESCALERAS

Calculo	$\frac{s_1}{s_2} = m$	Momento	Clase	K	M _u ton-m	M _{ajust.} ton-m	Separación F. Central cm	Separación F. Extrema cm		
I	$\frac{30}{100} = 0.3$	(-) Bordes Interiores	Corto	783	0.0335	0.0920	24	24		
			Largo	578	0.0284	0.0287	24	24		
		(-) Bordes Discontinuos	Corto	478	0.0235		24	24		
			Largo	285	0.0140		24	24		
		(+) Positivo	Corto	515	0.0253		24	24		
			Largo	168	0.0082		24	24		
		II	$\frac{100}{270} = 0.37$	(-) Bordes Interiores	Corto	707	0.3861	0.4500	24	24
					Largo	495	0.2703	0.2543	24	24
(-) Bordes Discontinuos	Largo			437	0.2306		24	24		
	Corto			442	0.2414		24	24		
(+) Positivo	Largo			157	0.0357		24	24		
III	$\frac{30}{340} = 0.09$			(-) Bordes Interiores	Corto	978	0.0431	0.1252	24	24
					Largo	566	0.0278	0.0279	24	24
		(-) Bordes Discontinuos	Corto	601	0.0295		24	24		
		(+) Positivo	Corto	685	0.0337		24	24		
			Largo	178	0.0038		24	24		

Tabla N^o

CALCULO DE LOS MOMENTOS FLEXIONANTES AJUSTADOS EN LA LOSA DE CIMENTACION DE LAS ESCALERAS

Distribución entre los Tableros	Momento de Desequilibrio des (ton-m)	Momento a Distribuir (2/3) des	Rigidez	Factor	Ajuste de momentos entre los tableros	
					I	II
I	-0.0385		73.233	-0.77	-0.0385	+0.2703
II	+0.2703		21.970	-0.23	-0.0535	-0.0160
	<u>+0.2318</u>	<u>+0.0695</u>	<u>95.303</u>	<u>-1.00</u>	<u>-0.0920</u>	<u>+0.2543</u>
					II	IV
III	-0.386		21.970	-0.23	-0.386	+1.3138
IV	+1.3138		73.233	-0.77	-0.0540	-0.2143
	<u>+0.9278</u>	<u>+0.2783</u>	<u>95.303</u>	<u>-1.00</u>	<u>-0.4501</u>	<u>+1.00995</u>
					III	IV
III	-0.0436		8.137	-0.10	-0.0431	+1.7517
IV	+1.7517		73.233	-0.90	-0.0511	-0.4598
	<u>+1.7081</u>	<u>+0.5109</u>	<u>81.370</u>	<u>-1.00</u>	<u>-0.0992</u>	<u>+1.2919</u>
					I	III
I	-0.0234		73.233	-0.9	-0.0234	+0.0278
III	+0.0278		8.137	-0.1	+0.0203	+0.0200
	<u>-0.0005</u>	<u>-0.0003</u>	<u>81.370</u>	<u>-1.0</u>	<u>-0.0227</u>	<u>+0.0278</u>

Tabla N^o

DE MOMENTOS FLEXIONANTES Y SEPARACION DE VARILLAS EN LA LOSA DE CIMENTACION DE LAS ESCALERAS*

Tablero	$\frac{a_1}{a_2} = m$	Momento	Clase K	M_u ton-m	$M_{Ajust.}$ ton-m	Separación F. Central cm	Separación F. Extrema cm
IV	$\frac{270}{348} = 0.78$	(-) Bordes Interiores	Corto 440	1.7517	1.2919	24	24
			Largo 330	1.3138	1.1246	24	24
		(+) Positivo	Corto 659	2.6235		10	24
			Largo 500	1.9905		24	24

*Varillas del #3.

CALCULO DEL ACERO DE REFUERZO DE LAS COLUMNAS

FORMULAS:

$M_R = F_R b d^2 f'_c q (1 - 0.5q)$	Expresión para calcular resistencias a flexión, a partir de la cual se calcula la cuantía q .
$q^2 - 2q + C =$	Expresión desarrollada de la fórmula anterior, para calcular la cuantía q , recurriendo a la fórmula de ecuaciones de segundo grado.
$M_u = M_R$	Momento último obtenido de los diagramas y multiplicado por el factor de carga.
$C = M_u / 1'499,400$	Constante obtenida al efectuar operaciones y despejar q debidamente.
F_R (adimensional)	Factor de resistencia o factor de reducción, que valdrá 0.9 para flexión, y 0.8 para corte y torsión.
$b = 20 \text{ cm}$	Ancho de la sección rectangular.
$d = 35 \text{ cm}$	Peralte efectivo (distancia entre el centro de del acero a tensión y la fibra extrema a compresión).
$h = 40 \text{ cm}$	Peralte total de un elemento.
$f'_c = 200 \text{ kg/cm}^2$	Resistencia especificada del concreto a compresión.
$f_y = 4,200 \text{ kg/cm}^2$	Esfuerzo especificado de fluencia del acero.
$f'_c = 0.8 f'_c = 160 \text{ kg/cm}^2$	Resistencia Nominal del concreto a compresión.

CÁLCULO DE LOS MOMENTOS DE FLECTAMIENTO EN LA
CENTRACIÓN DE LA ESCALA DE ESCALERAS

CONTRATEADO 1 y 2:

Tramo: 1 - 2 y 3 - 4, longitud $l_1 = 0.525$ m

$$w = 3.9 \text{ ton/m}^2 \left(\frac{2A_1}{l_1} \right) = 3.9 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2} \left(\frac{2 \times 0.07 \text{ m}^2}{0.525 \text{ m}} \right) = 1.04 \text{ ton/m}$$

$$P = 3.9 \text{ ton/m}^2 \left(\frac{A_3}{2} + \frac{A_2}{2} + \left(\frac{3.68 \text{ m} + 1.2 \text{ m}}{2} \right) 0.10 \right) =$$

$$P = 3.9 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2} \left(\frac{0.9 + 0.3 + 0.5}{2} \right) = 3.29 \text{ ton}$$

$$M_i = Pl_1 + \frac{wl_1^2}{2} = 3.29(0.525) + 1.04(0.525)^2/2 = 1.87 \text{ ton-m}$$

$$V_i = P + wl_1 = 3.29 + 1.04(0.525) = 3.84 \text{ ton}$$

Tramo: 2 - 3, longitud $l_2 = 2.95$ m.

$$w = 3.9 \text{ ton/m}^2 \left(\frac{A_5 + A_6}{l_2} \right) = 3.9 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2} \left(\frac{1.41 \text{ m}^2 + 2.18 \text{ m}^2}{2.95 \text{ m}} \right) = 4.75 \text{ ton/m}$$

$$M_i = \frac{wl_2^2}{8} = \frac{4.75(2.95)^2}{8} = 5.17 \text{ ton-m}$$

$$V_i = \frac{wl_2}{2} = \frac{4.75(2.95)}{2} = 7.01 \text{ ton}$$

La contratrabe 2 tiene una carga concentrada en el centro del claro.

$$P = 2.1 \text{ ton}$$

$$M_i = \frac{Pl_2}{4} = \frac{2.1(2.95)}{4} = 1.55 \text{ ton-m}$$

$$V_i = \frac{P}{2} = 1.05 \text{ ton}$$

P = 3.29 ton

CONTRAPASE CP-2

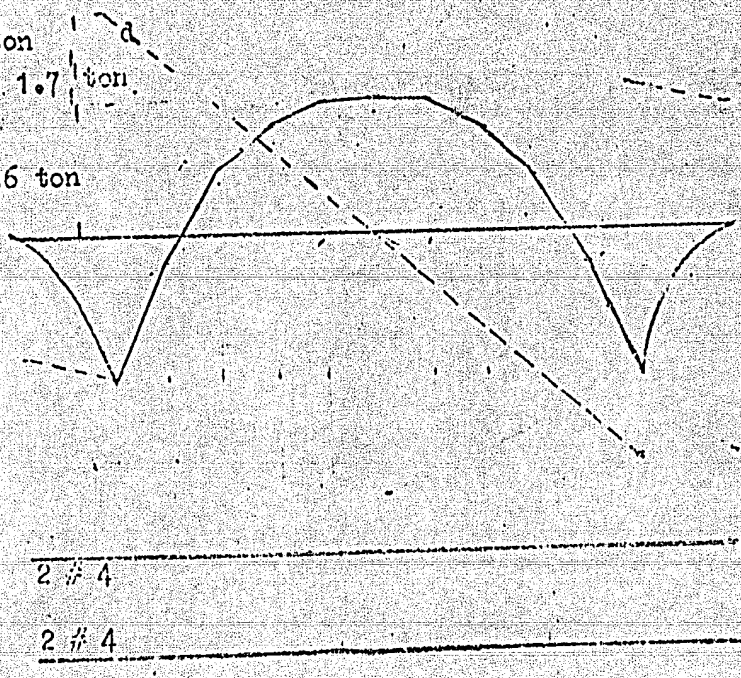
P = 3.29 ton

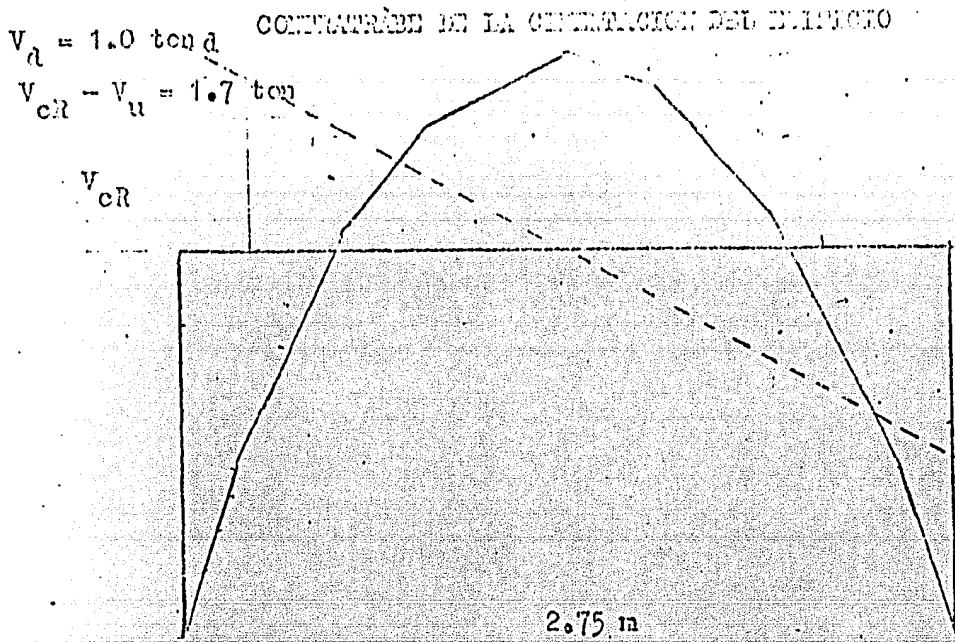
w = 1.03 ton/m v = 4.75 ton/m w = 1.03 ton/m

P = 2.1 ton/m
2.95 m

	0.525 m		0.525 m
L. Esp.	1.87	1.87	1.87
V. Isost.	3.84	7.01	3.84
V. Isost.	1.05	-1.05	
V. Total.	3.84	5.96	3.84
Reacción	9.8	9.8	
E. Vertical.		E. Horizontal.	
M. Flexionante:	1 cm es 1 ton-m.	1 cm es a 40 cm.	
V.	1 cm es 2 ton		

$W_d = 1.63 \text{ ton}$
 $V_u = V_{CR} = 1.7 \text{ ton}$
 $V_{CR} = 3.6 \text{ ton}$





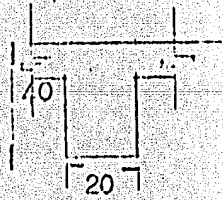
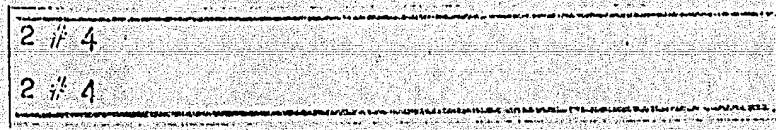
Escala Vertical:

Escala Horizontal:

M. F. 1 cm es $\frac{1}{3}$ ton-m

1 cm es a 25 cm

F. C. 1 cm es 2 ton.



EN2

C18

CALCULO DE LOS MOMENTOS DE EMPOTRAMIENTO

$$w = 3.9 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2} \left(\frac{3.85 \text{ m}^2}{2.75 \text{ m}} \right) = 4.1 \text{ ton-m}$$

$$M_e = \frac{4.1(2.75)(2.75)}{12} = 2.58 \text{ ton-m}$$

$$M_i = \frac{4.1(2.75)(2.75)}{8} = 3.88 \text{ ton-m}$$

$$V_i = \frac{4.1(2.75)}{2} = 5.61 \text{ ton-m}$$

CALCULO DE LA SEPARACION DE PISTONES EN LAS

CONSTRUCCIONES DE LA ZONA DE PISOS Y DEL EDIFICIO

Construcción	V ton	V _u ton	V _d ton	(V _u - V _{GR}) ton	separación. cm
1	7.0	9.8	1.5	4.7	9
2	6.0	8.4	1.3	3.5	18
3*	5.6	7.9	1.0	3.3	18

Tabla No.

ARMADO Y LONGITUDES DE DESARROLLO EN LAS CONTRAMIBES DE LA CIMENTACION DE LA ZONA DE ESCALERAS

Concreto ton-m	M_R ton-m	q_1	q_2	$p = \frac{q_1''}{f_y}$	A_s cm ²	ARMADO	L_{db} cm	A_s cm ²	m_r ton-m
1	4.6	0.1674	1.8325	0.0054	3.90	4 # 4	80	5.08	1.15
	2.6	0.0894	1.9106	0.002894	2.08	2 # 4	65	2.54	1.31
2	2.6	0.0894	1.9106	0.002894	2.08	2 # 4	80	2.54	1.31
	2.6	0.0894	1.9106	0.002894	2.08	2 # 4	65	2.54	1.31
Esfuerzo	2.0	0.06979	1.9309	0.00224	1.66	2 # 4	80	2.54	1.00
	3.6	0.1282	1.8717	0.00415	2.91	3 # 4	65	3.81	1.2

CAPITULO V

ESPECIFICACIONES

V.A.- De la Superestructura.

En esta fase final del diseño conviene comunicar los resultados del proceso descrito a las personas que ejecutarán la obra esta comunicación de datos para la consecución del diseño, contendrá planos necesarios y allí quedarán plasmadas las recomendaciones que se le hagan al constructor.

La superestructura se ha dividido en dos estructuras la del edificio propiamente dicho y la zona de escaleras, la cual como hemos visto, el diseño ha sido diferente en virtud de su estructuración especial contra desplazamientos fuerte en el eje de menor inercia.

V. A. 1.- Planos del Edificio.

Contendrá datos generales de los materiales utilizados, nomenclatura, indicaciones; tanto de muros, dadas, recubrimientos y anclajes de estribos. En losas contendrá las separaciones de varillas espesores, etc.

V. A. 2.- Planos de la zona de escalera.

Contendrá una ampliación de las notas anteriores, porque la estructuración requiere columnas, detalles de anclaje, recubrimientos, losas de pasillos y rampa de escaleras. Detalles relativos y concernientes a la posición de trabes de apoyo de losas, etc.

V. B.- De la Subestructura.

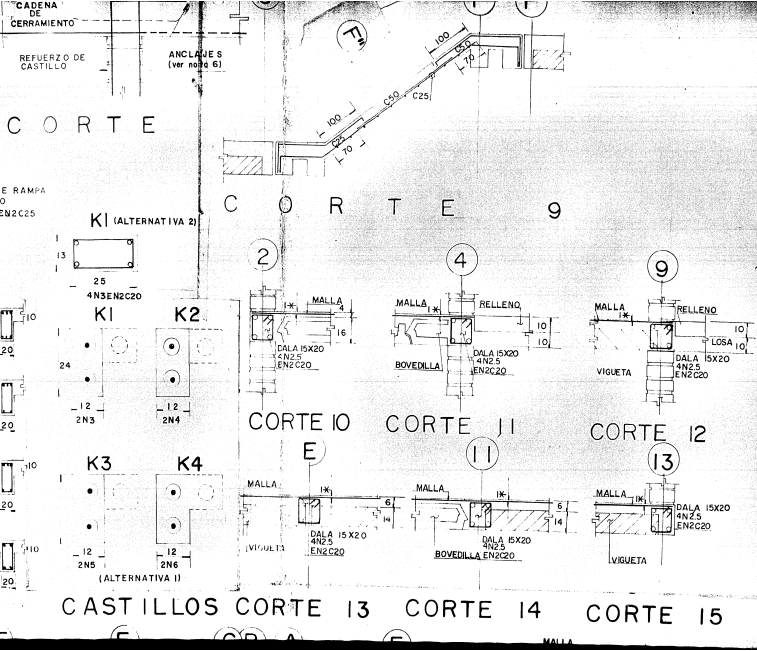
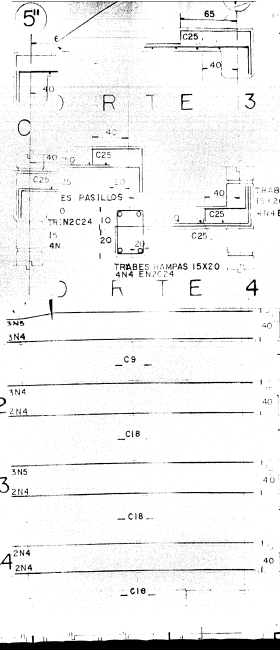
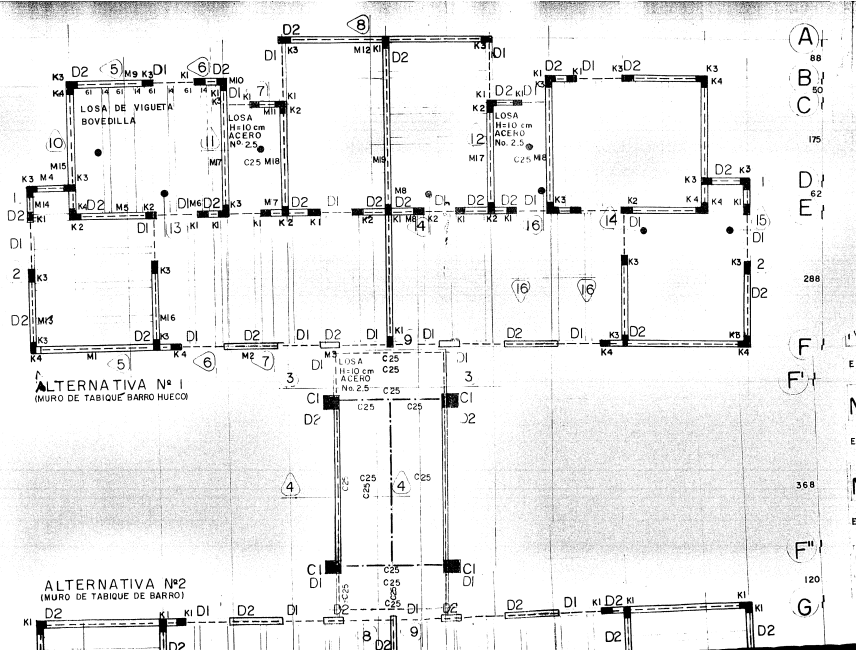
Conviene también para este ítem dividir en dos partes esta subestructura de cimentación, y se hará teniendo en cuenta la diferente estructuración definida en el capítulo anterior, la losa de cimentación del edificio y la losa de la zona de escaleras.

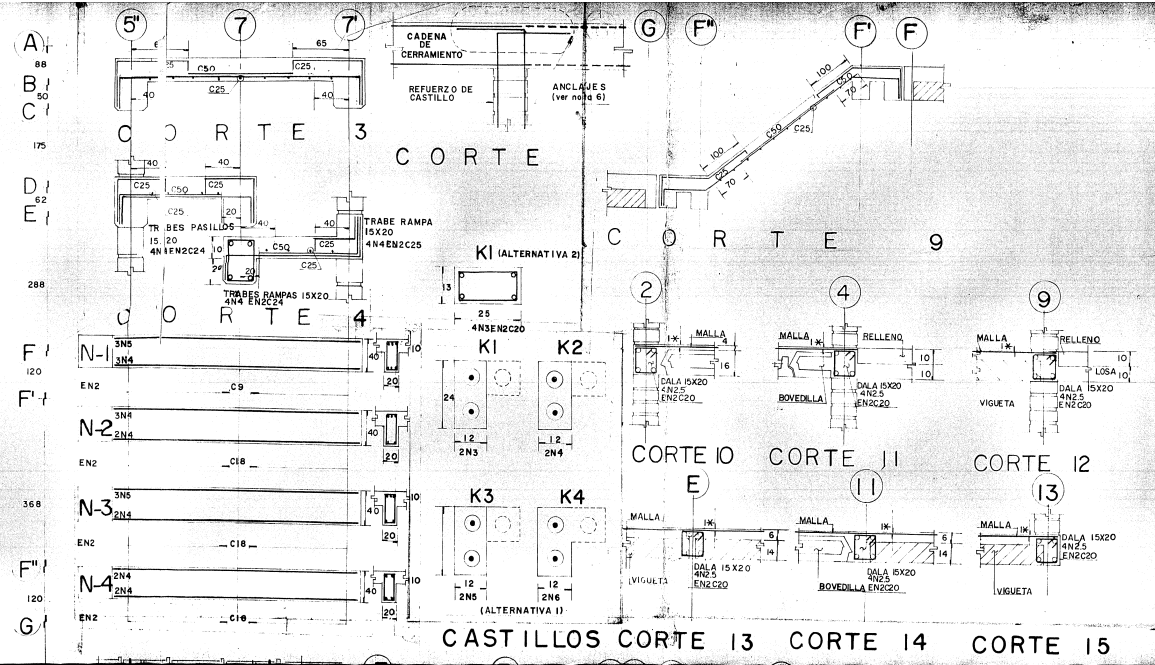
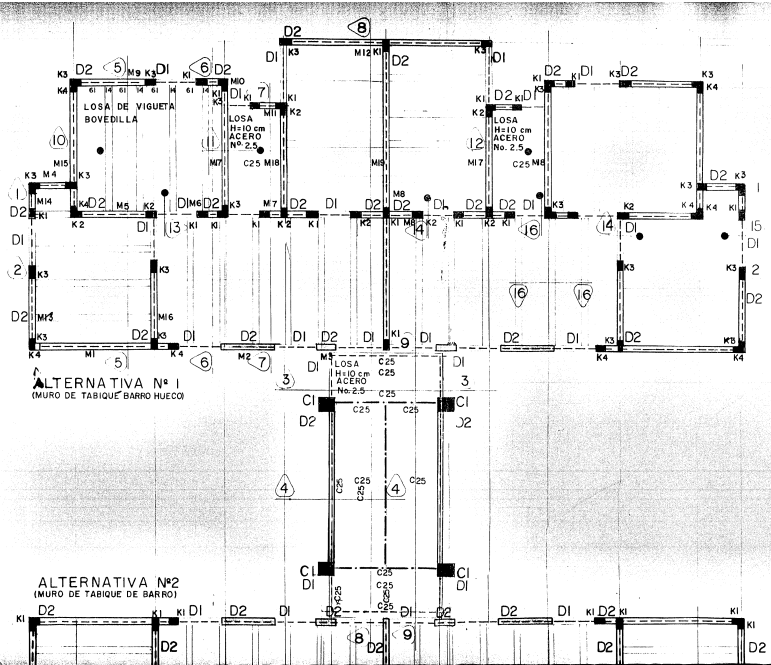
V. B. 1.- Planos de la cimentación del edificio.

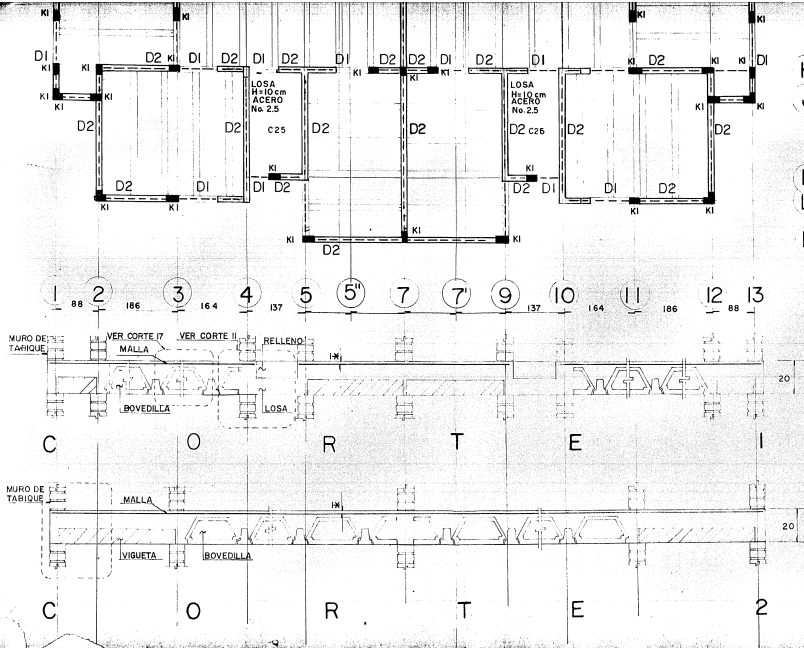
Contendrá la distribución de la varilla en la losa, datos generales, indicaciones, datos de anclaje, nomenclatura, y todas las convenientes para la realización del proyecto. También contendrán los armados de las contratrabes.

V. B. 2.- Planos de la cimentación de la escalera.

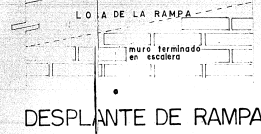
Contendrán las contratrabes y zapatas de la cimentación, datos de plantillas, y las necesarias para la buena comprensión durante la construcción de la zona de escaleras.



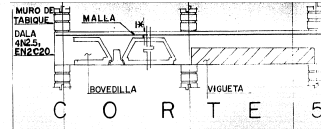




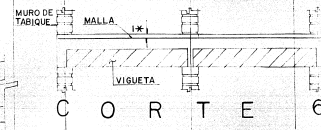
REFUERZO MURO



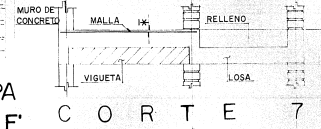
DESPLANTE DE RAMPA



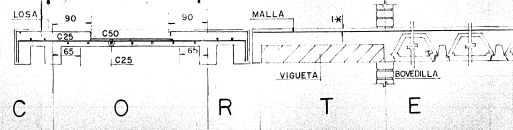
CORTE 5



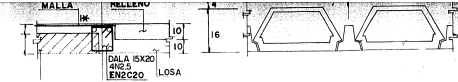
CORTE 6



CORTE 7

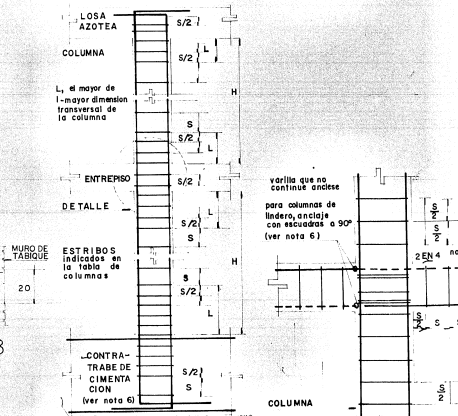


CORTE 8

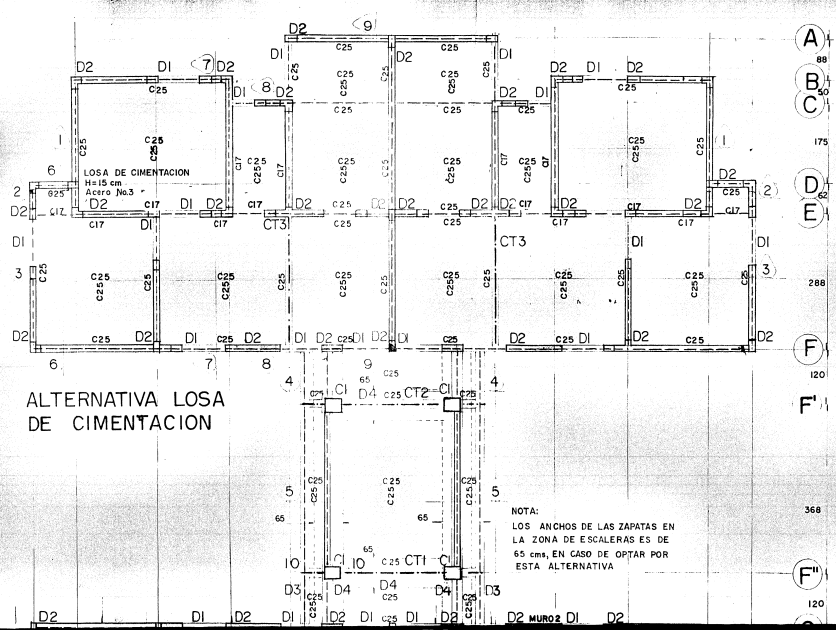


CORTE 16

CORTE 17

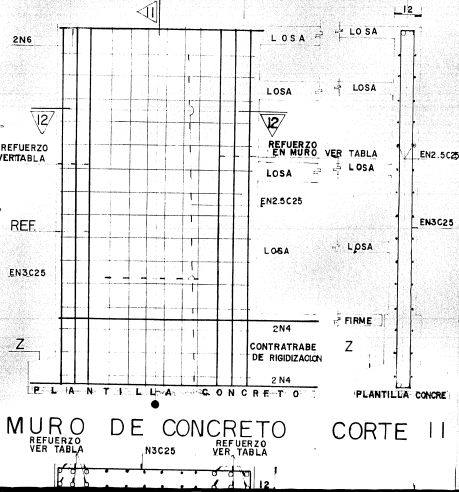
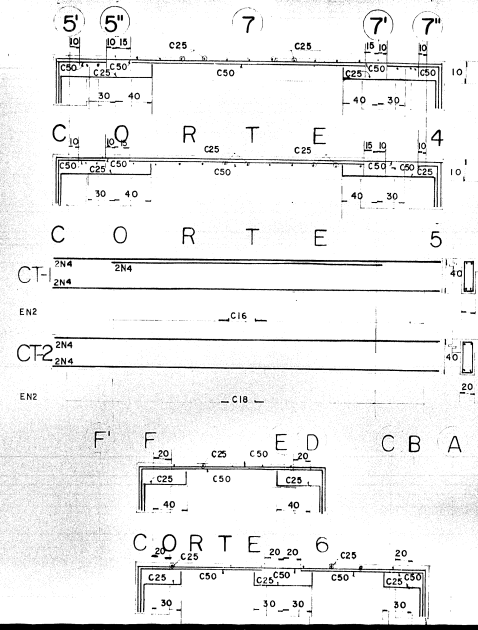


ESTRIBOS EN COLUMNAS DETALLE



ALTERNATIVA LOSA DE CIMENTACION

A 88
B 90
C 175
D 62
E 288
F 120
G 368
F 120



MURO DE CONCRETO CORTE II

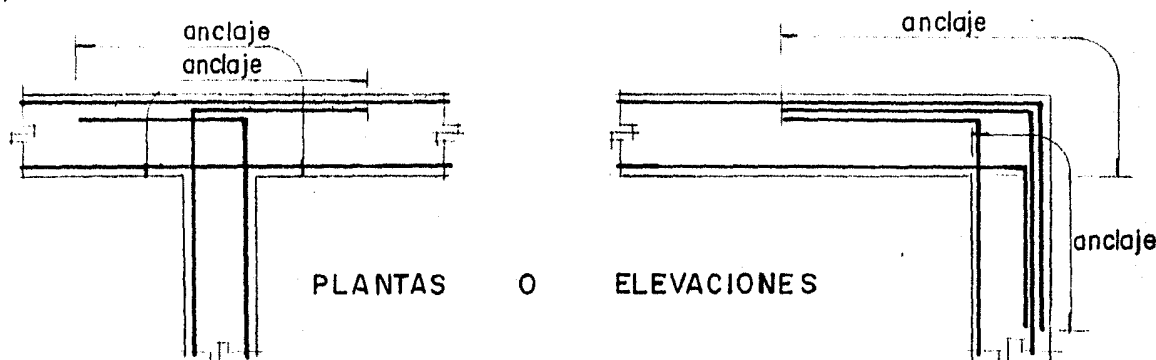
NOTAS:

ESTAS RECOMENDACIONES SE COMPLEMENTAN CON LAS CORRESPONDIENTES DEL REGLAMENTO DE CONSTRUCCIONES DE LA LOCALIDAD, DGN, ACI, AISC, AWS, ETC.

- 1.- ACOTACIONES en centímetros. Tamaños de soldaduras en milímetros.
- 2.- NIVELES en metros.
- 3.- DIMENSIONES Y DETALLES deberán consultarse en planos dimensionales o arquitectónicos.
- 4.- ACERO de alta resistencia con un límite elástico $f_y = 4200 \text{ Kg/cm}^2$
- 5.- CONCRETO de resistencia a la ruptura a los 28 días de $f'_c = 200 \text{ Kg/cm}^2$.
- 6.- ANCLAJES Y TRASLAPES indicados en la tabla. No se permitirá en una sección traslapes mayores del 33% del área de acero, por lecho armado longitudinal.

IMPORTANTE:

El buen comportamiento de una estructura depende del proceso constructivo de las juntas de colado y del anclaje de las varillas extremas de los elementos que la forman.



DETALLES DE ANCLAJE

V A R I L L A S		A R E A cms. ²	ANCLAJE L_A en cms.	TRASLAPE L_T en cms.
NUMERO: N	DIAM. EN PULGS.			
2	2/8 ó 1/4	0.3	30	45
2.5	2.5/8 ó 5/16	0.5	30	45
3	3/8	0.7	40	60
4	4/8 ó 1/2	1.3	50	70
5	5/8	2.0	60	90
6	6/8 ó 3/4	2.9		
7	7/8	3.9		
8	8/8 ó 1	5.1		
10	10/8 ó 1 1/4	7.9		
12	12/8 ó 1 1/2	11.4		

7.- ESTRIBOS CERRADOS de dos ramas, salvo indicación diferente. El primero se colocará a la mitad de la separación indicada, a partir del paño del apoyo (nota 10)

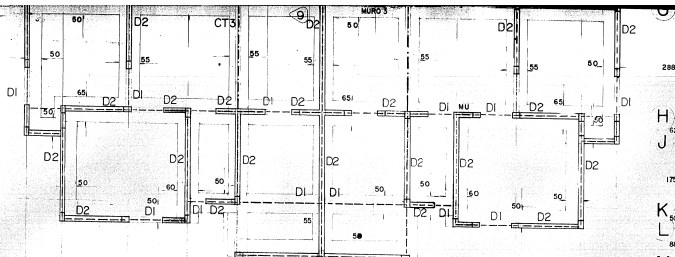
8.- RECUBRIMIENTOS LIBRES:

Columnas: 2.5 cms.
 Castillos: 2.0 cms.
 Dals y Trabes: 2.0 cms.
 Losas: Ver cortes de losas.

9.- INDICACIONES:

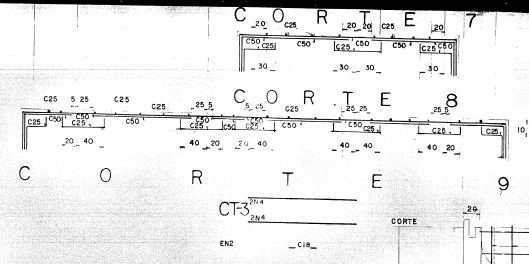


Columnas o castillos que empiezan en este nivel (prever anclaje, ver nota 6)



ALTERNATIVA ZAPATA CORRIDA

- 1 2 3 4 5 6 7 8 9 10 11 12 13



CORTE 12

ALTERNATIVA 1		ALTERNATIVA 2	
MURO N°	REFUERZO	MURO N°	REFUERZO
2	6N6	2	6N6
3	6N4	3	6N4
		6	6N4
		7	6N6
		10	6N5
		18	10N5

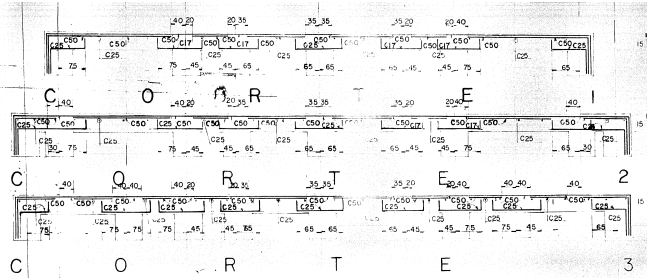
10- ANCLAJE DE ESTRIBOS DE COLUMNAS Y TRABES

El estribo tipo A es obligatorio en todas las columnas y trabes principales.

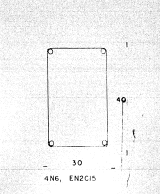
El estribo tipo B solo es usado en trabes y nervaduras secundarias.

11- LA CAPACIDAD DE CARGA DEL TERMINO considerado en el diseño de cimentación es de 10 T/m², si ésta es menor, el plano no tiene validez
12- LOS RELLENOS se comportarán en capas de 15 cm de espesor, en grado de humedad óptimo y compactados con el porcentaje de compactación Práctico Indicado.
13- CORTES DE LOSAS:

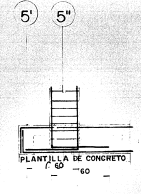
Columna corte; L: Lado largo
 W: ancho o corte de placa



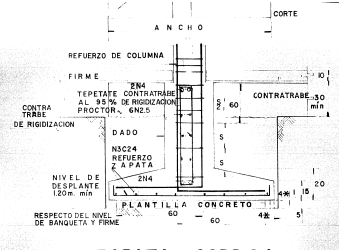
C O R T E 3



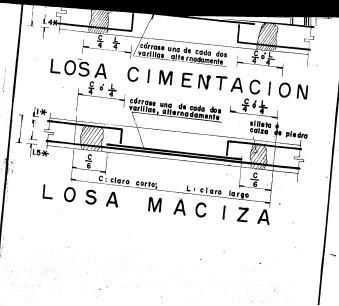
C O R T E 10



C O R T E 10



ZAPATA CORRIDA



LOSA CIMENTACION

LOSA MACIZA

CAPITULO VI

CONCLUSIONES

- 1.- La conveniencia de emplear el Método Detallado de Diseño, reside en poder establecer la rigidez de cada estructuración por medio de un modelo matemático de modo que se pueda sentir como se va a comportar la estructura en un momento dado comparando ambas alternativas, pues reproduce aproximadamente las respuestas de cada elemento estructural ante las diferentes combinaciones posibles de acciones y características teniendo como base racional el Método Detallado de Diseño.
- 2.- La rigidez que establece el método es con respecto a fuerzas horizontales de sismo, resistente; es decir, la resistencia de un muro es directamente proporcional a su rigidez la cual depende también del material, puesto que si se trata de un material con un módulo de elasticidad alto contribuirá en su rigidez.
- 3.- En el caso de estructuras compuestas de materiales frágiles, como lo son los muros de mampostería que toman casi la totalidad de las cargas laterales en un sismo, la rigidez es de gran importancia, puesto que el método nos ha mostrado que en cuanto más rígida sea una estructura tendrá más capacidad de resistencia a las fuerzas sísmicas dentro de los límites especificados.
- 4.- La alternativa 2 al ser sometida a la acción de la carga vertical se observa la falla de varios muros, a consecuencia de su baja resistencia a la compresión en comparación con la alternativa 1; podría pensarse que la

resistencia a la carga vertical depende directamente de su capacidad de compresión, sino también a consecuencia de las excentricidades se reduce la resistencia; y en el caso del muro # 10 por encontrarse en el extremo, aumenta la excentricidad, y con ello se reduce su resistencia por los efectos de esbeltez los cuales aumentan al aumentar la excentricidad.

- 5.- Al comparar el grado de rigidez de las estructuras, encontramos que la rigidez puede ser indeseable cuando se somete el edificio a flexocompresión, dado que la estructura de más alta rigidez demuestra una mayor necesidad de reforzarlas con áreas de acero mayores en comparación con la alternativa 2, la cual al admitir deformaciones amplias absorbe energía, a consecuencia de su ductilidad, pues es mayor en un 33% el coeficiente de ductilidad de una estructuración a base de muros confinados con castillos y dalas que el de piezas huecas, teniendo como resultado una resistencia adecuada a la flexocompresión con menos refuerzo.
- 6.- Sin embargo, la ductilidad de la alternativa 2, provoca al ser sometida a fuerzas cortantes, fallas como la localizada en el muro número 19, lo que inclina la balanza en favor de las estructuras rígidas, por su capacidad de resistir fuerzas de cortante satisfactoriamente.
- 7.- Aunque la propiedad de ductilidad en una estructura es deseable, porque es a través de sus deformaciones donde se libera energía, y la alternativa 2 tiene una alta ductilidad, pudiendo ante sismos moderados, sus muros tomar casi la totalidad de las fuerzas laterales, pero ante movimientos mayores estos muros necesariamente fallarán en forma inevitable, por lo tanto es poco recomendable proyectar una estructura frágil.

BIBLIOGRAFIA

Requisitos de seguridad y servicio para las estructuras.
Título IV del Reglamento de construcciones para el Distrito Federal.
Con Comentarios
Publicación del Instituto de Ingeniería. UNAM. No. 400.

Diseño y construcción de estructuras de concreto.
Normas Técnicas Complementarias del Reglamento de Construcciones para el
Distrito Federal.
Con comentarios, Ayudas de Diseño y Ejemplos.
Publicación del Instituto de Ingeniería. UNAM. No. 401.

Diseño y construcción de estructuras de mampostería.
Normas Técnicas Complementarias del Reglamento de construcciones para el
Distrito Federal.
Con Comentarios y Ejemplos.
Publicación del Instituto de Ingeniería. UNAM. No. 403.

Manual de Diseño por Sismo.
Publicación del Instituto de Ingeniería No. 406

Apuntes de Diseño Estructural y
Apuntes de Análisis Estructural.
Facultad de Ingeniería, UNAM.

EL SUBSUELO Y LA INGENIERIA DE CIMENTACIONES EN EL
AREA URBANA DEL VALLE DE MEXICO
SERVICIO DE LA SOCIEDAD MEXICANA DE MECANICA DE SUELOS
Marzo de 1934.

6 *ADD P-0002190COTLA*POCOTLAN*PARID
 7 *L-SIMUUL *PPUEBA-MARCO-EN-EL-PLANO*

8 *****

9 *
 10 * ICES-STRUJL=II *
 11 * THE-STRUCTURAL-DESIGN-LANGUAGE *
 12 *

13 * CIVIL ENGINEERING SYSTEMS LABORATORY *
 14 * MASSACHUSETTS INSTITUTE OF TECHNOLOGY *
 15 * CAMBRIDGE, MASSACHUSETTS *
 16 *

17 * 19.51.11 28-OCT-85 *

18 * UNIVAC 1100 SERIES EXEC 8 *
 19 * VERSION 2.7 *
 20 *
 21 *
 22 *****

23 2. UNITS - CM-MTON

24 3. TYPE-PLANE FRAME

25 4. JOINT COORDINATES

26 5. 1	0.0	0.0	5
27 6. 2	270.0	0.0	5
28 7. 3	0.0	250.0	
29 8. 4	270.0	250.0	
30 9. 5	0.0	500.0	
31 10. 6	270.0	500.0	
32 11. 7	0.0	750.0	
33 12. 8	270.0	750.0	
34 13. 9	0.0	1000.0	
35 14. 10	270.0	1000.0	

36 15. MEMBER INCIDENCES

37 16. 1	1	3
38 17. 2	2	4
39 18. 3	3	4
40 19. 4	3	5
41 20. 5	4	6
42 21. 6	5	6
43 22. 7	5	7
44 23. 8	6	8
45 24. 9	7	8
46 25. 10	7	9
47 26. 11	8	10
48 27. 12	9	10

49 28. MEMBER PROPERTIES PRISMATIC

50 29. 1 2 4 5 7 8 10 11 AX 1200 IZ 160000.0
 51 30. 3 6 9 12 AX 800 IZ 106666.7

52 31. CONSTANTS

53 32. E-120.208 ALL

54 33. LOADING-1 *CARGA MUERTA * CARGA VIVA *

55 34. MEMBER LOADS FORCE Y GLOBAL

56 35. 3 6 9 UNI W -D. (11.0)

57 36. 12 UNI W -D. COBO

58 37. 3 6 9 CONC P -2.1 L 135

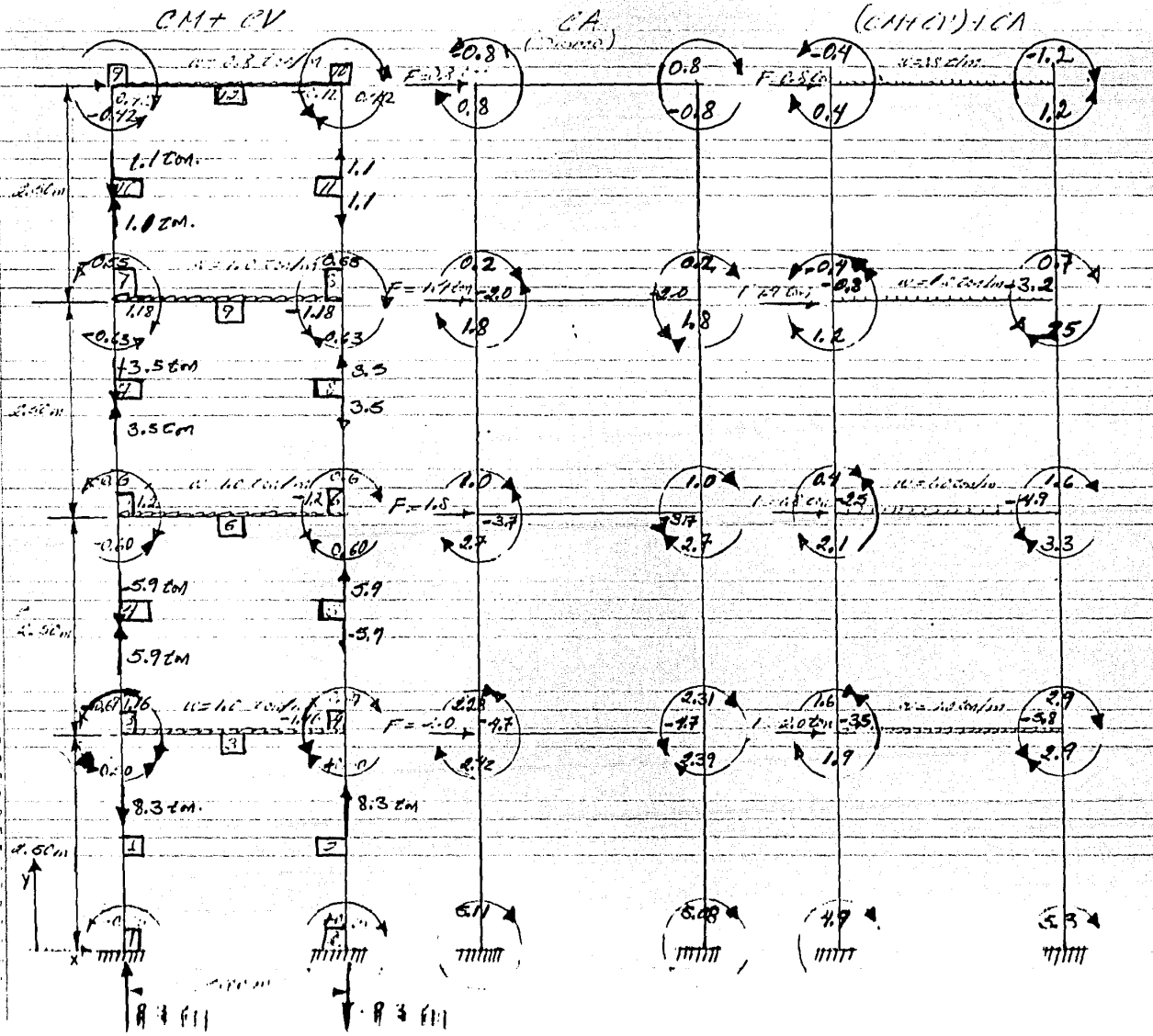
59 38. LOADING-2 *FUERZA SISMO EN X *

60 39. JOINT LOADS

61 40. 3 FOR X 2.00

62 41. 5 FOR X 1.00

42.7 FOR X 1.40
 43.9 FOR X 0.80
 44. STIFFNESS ANALYSIS
 45. LOA COMB 3 *CM + CV + SIS EN X
 46. COMB 3 1 1.0 2 1.0
 47. LIST FOR REA DISP ALL



 RESULTS OF LATEST ANALYSIS

PROBLEM -- PRUEBA MARCO TITLE - NONE GIVEN

ACTIVE UNITS -- CM -- MIN -- RADIAN DEGF -- SECOND

ACTIVE STRUCTURE TYPE PLANE FRAME

ACTIVE COORDINATE AXES -- X -- Y

LOADING - 1 CARGA MUERTA + CARGA VIVA

MEMBER FORCES

MEMBER	JOINT	AXIAL	SHEAR Y	SHEAR Z	TORSIONAL	BENDING Y	BENDING Z
1	1	8.2799997	-.2985421				-75.0623786
1	3	-8.2799997	.2985421				75.0623786
2	2	8.2799997	-.2985421				-75.0623786
2	4	-8.2799997	.2985421				75.0623786
3	3	-.2128161	2.3999999				116.4998940
3	4	.2128161	-2.3999999				-116.4998940
4	3	5.8799998	-.5113582				-66.9217587
4	5	-5.8799998	.5113582				66.9217587
5	4	5.8799998	-.5113582				-66.9217587
5	6	-5.8799998	.5113582				66.9217587
6	5	.0211908	2.3999999				170.2010889
6	6	-.0211908	-2.3999999				-170.2010889
7	5	3.4799999	-.4901674				-59.2832603
7	7	-3.4799999	.4901674				59.2832603
8	6	3.4799999	-.4901674				-59.2832603
8	8	-3.4799999	.4901674				59.2832603
9	7	.1031468	2.3999999				117.7471437
9	8	-.1031468	-2.3999999				-117.7471437
10	7	1.0800000	-.3870206				-54.488587
10	9	-1.0800000	.3870206				54.488587
11	8	1.0800000	-.3870206				-54.488587
11	10	-1.0800000	.3870206				54.488587
12	9	.3970206	1.0800000				42.2665776
12	10	-.3970206	-1.0800000				-42.2665776

RESULTANT JOINT LOADS - SUPPORTS

JOINT	X FORCE	Y FORCE	Z FORCE	X MOMENT	Y MOMENT	Z MOMENT
1	0.0000000	8.2799997				
2	0.0000000	-8.2799997				

RESULTANT JOINT DISPLACEMENTS - SUPPORTS

JOINT	GLO	DISPLACEMENTS			ROTATIONS		
		X DISPL	Y DISPL	Z DISPL	X ROT	Y ROT	Z ROT
1		.0700000	.0000000				.0000000
2		.0700000	.0000000				.0000000

RESULTANT JOINT DISPLACEMENTS - FREE JOINTS

JOINT	GLO	DISPLACEMENTS			ROTATIONS		
		X DISPL	Y DISPL	Z DISPL	X ROT	Y ROT	Z ROT
3		-.0002988	-.0143501				-.0001593
4		.0002988	-.0143501				.0001593
5		.0000297	-.0245408				-.0001203
6		-.0700298	-.0245408				.0001203
7		.0001448	-.0305720				-.0001461
8		-.0001448	-.0305720				.0001461
9		.0005433	-.0324438				-.0000667
10		-.0005433	-.0324438				.0000667

LOADING - 2 FUERZA SISMO EN X

MEMBER FORCES

MEMBER	JOINT	FORCES			MOMENTS		
		AXIAL	SHEAR Y	SHEAR Z	TORSIONAL	BENDING Y	BENDING Z
1	1	-8.2629199	3.7136119				511.4876709
1	3	3.2629199	-3.0136119				241.9152389
2	2	8.2629199	2.9863880				507.5238571
2	4	-8.2629199	-2.9863880				239.0731392
3	3	.9809954	-3.4662526				-468.2902985
3	4	-.9809954	3.4662526				-467.5979042
4	3	-1.7966673	1.9946073				226.3750076
4	5	1.7966673	-1.9946073				272.2768173
5	4	1.7966673	2.0053926				228.5247669
5	6	-1.7966673	-2.0053926				272.8233795
6	5	.9361580	-2.7176226				-366.7304306
6	6	-.9361580	2.7176226				-367.0276586
7	5	-1.0790447	1.0007653				94.4536133
7	7	2.0790447	-1.1007653				180.7377090
8	6	1.0790447	1.0992346				94.2042885
8	8	-2.0790447	-1.0992346				180.6043701
9	7	.6979636	-1.4768973				-199.2683105
9	8	-.6979636	1.4768973				-199.4939537
10	7	.6021474	-.3987290				18.5306013
10	9	-.6021474	-.3987290				81.1516371
11	6	.6021474	.4012710				18.8895912
11	10	-.6021474	-.4012710				81.4281731
12	9	.4012710	-.6021474				-81.1516371
12	10	-.4012710	.6021474				-81.4281731

RESULTANT JOINT LOADS - SUPPORTS

JOINT		FORCES			MOMENTS		
		X FORCE	Y FORCE	Z FORCE	X MOMENT	Y MOMENT	Z MOMENT
1	GLU	-3.0136119	-8.2629199				511.4076785
2	GLU	-2.9863880	8.2629199				507.5238647
TOTALS		-5.9999999	.0000000				1019.0115433

RESULTANT JOINT DISPLACEMENTS - SUPPORTS

JOINT		DISPLACEMENTS			ROTATIONS		
		X DISPL	Y DISPL	Z DISPL	X ROT	Y ROT	Z ROT
1	GLU	.0000000	.0000000				.0000000
2	GLU	.0000000	.0000000				.0000000

RESULTANT JOINT DISPLACEMENTS - FREE JOINTS

JOINT		DISPLACEMENTS			ROTATIONS		
		X DISPL	Y DISPL	Z DISPL	X ROT	Y ROT	Z ROT
3	GLU	.4230190	.0143205				-.0017520
4	GLU	.4232647	-.0143205				-.0017447
5	GLU	.9587604	.0226337				-.0014537
6	GLU	.9562163	-.0226337				-.0014568
7	GLU	1.3266022	.0262369				-.0008929
8	GLU	1.3246426	-.0262369				-.0008953
9	GLU	1.5259469	.0272805				-.0004859
10	GLU	1.5248203	-.0272805				-.0004888

LOADING - 3 CM + CV + SIS EN X

MEMBER FORCES

MEMBER	JOINT	FORCES			MOMENTS		
		AXIAL	SHEAR Y	SHEAR Z	TORSIONAL	BENDING Y	BENDING Z
1	1	.0170798	2.7150698				486.4252930
1	3	-.0170798	-2.7150698				192.3421555
2	2	15.5429194	3.2849301				532.5862350
2	4	-15.5429194	-3.2849301				288.6462745
3	3	.7681793	-1.7662527				-351.7954063
3	4	-.7681793	1.7662525				-584.6927963
4	3	1.0833324	1.4832491				159.4532490
4	5	-1.0833324	-1.4832491				211.3590298
5	4	11.6766671	2.5167568				295.4465255
5	6	-11.6766671	-2.5167568				333.7411552
6	5	.9273488	-.3176227				-246.5293008
6	6	-.9273488	5.1176226				-487.2287178
7	5	1.4009551	.6165979				35.1703529

7	7	1.4009551	1.4009551	117.9791250
8	8	1.5099021	1.5099021	155.9075900
8	8	-1.5099020	-1.5099020	243.0029551
9	7	.0111100	.2231036	-01.5211678
9	8	-.0011100	3.9768977	-317.2410765
10	7	.4778525	.0117084	-35.9579573
10	8	-.4778525	-.0117084	50.8850551
11	8	1.6821474	.7882916	73.3781414
11	10	-1.6821474	-.7882916	123.6947527
12	9	.7882916	.4778525	-38.8850551
12	10	-.7882916	1.6821474	-123.6947527

RESULTANT JOINT LOADS - SUPPORTS

JOINT		FORCES			MOMENTS	
		X FORCE	Y FORCE	Z FORCE	X MOMENT	Z MOMENT
1	GLO	-2.7150698	.0170798			486.4253006
2	GLO	-3.2849301	16.5429194			532.5862427
TOTALS		-5.9999999	15.5599992			1019.0115433

RESULTANT JOINT DISPLACEMENTS - SUPPORTS

JOINT		DISPLACEMENTS			ROTATIONS	
		X DISPL	Y DISPL	Z DISPL	X ROT	Z ROT
1	GLO	.0000000	.0000000			.0000000
2	GLO	.0000000	.0000000			.0000000

RESULTANT JOINT DISPLACEMENTS - FREE JOINTS

JOINT		DISPLACEMENTS			ROTATIONS	
		X DISPL	Y DISPL	Z DISPL	X ROT	Z ROT
3	GLO	.4227202	-.0000296			-.0019113
4	GLO	.4205634	-.0286707			-.0015854
5	GLO	.9587902	-.0019071			-.0015739
6	GLO	.9561865	-.0471745			-.0013365
7	GLO	1.3267477	-.0043351			-.0010393
8	GLO	1.3244978	-.0568069			-.0007492
9	GLO	1.5264902	-.0151633			-.0005526
10	GLO	1.5242770	-.0597242			-.0004221

 RESULTS OF LATEST ANALYSIS

PROBLEM - PROGRA MARCO TITLE - NONE GIVEN

ACTIVE UNITS CH MTON RADIAN DEGF SECOND

ACTIVE STRUCTURE TYPE PLANE FRAME

ACTIVE COORDINATE AXES X Y

INTERNAL MEMBER RESULTS

MEMBER FORCE ENVELOPE

MEMBER 1

DISTANCE FROM START	FORCE				MOMENT	
	AXIAL	Y SHEAR	Z SHEAR	TORSION	Y BENDING	Z BENDING
.000 FR	8.2629199	.2985421	.0000000	.0000000	.0000000	25.0623786
	2	1				
	-8.2799997	-3.0136119	.0000000	.0000000	.0000000	-511.4876747
	1	2				
.100	8.2629199	.2985421	.0000000	.0000000	.0000000	17.5988276
	2	1				
	-8.2799997	-3.0136119	.0000000	.0000000	.0000000	-436.1473770
	1	2				
.200	8.2629199	.2985421	.0000000	.0000000	.0000000	10.1352763
	2	1				
	-8.2799997	-3.0136119	.0000000	.0000000	.0000000	-360.8070831
	1	2				
.300	8.2629199	.2985421	.0000000	.0000000	.0000000	2.6717252
	2	1				
	-8.2799997	-3.0136119	.0000000	.0000000	.0000000	-285.4667892
	1	2				
.400	8.2629199	.2985421	.0000000	.0000000	.0000000	-4.7918260
	2	1				
	-8.2799997	-3.0136119	.0000000	.0000000	.0000000	-214.9183235
	1	2				
.500	8.2629199	.2985421	.0000000	.0000000	.0000000	-12.2553772
	2	1				
	-8.2799997	-3.0136119	.0000000	.0000000	.0000000	-147.0415783
	1	2				
.600	8.2629199	.2985421	.0000000	.0000000	.0000000	-19.7189281
	2	1				
	-8.2799997	-3.0136119	.0000000	.0000000	.0000000	-79.1648340
	1	2				

UNIVAC 1100 SERIES ICES

DATE 102885

PAGE

9

.700	8.2629199	.2985421	.0000000	.0000000	.0000000	15.8943905
	2	1				2
	-8.2799997	-3.0136119	.0000000	.0000000	.0000000	-27.1824794
	1	2				1
.800	8.2629199	.2985421	.0000000	.0000000	.0000000	91.2346849
	2	1				2
	-8.2799997	-3.0136119	.0000000	.0000000	.0000000	-34.6460304
	1	2				1
.900	8.2629199	.2985421	.0000000	.0000000	.0000000	165.5749779
	2	1				2
	-8.2799997	-3.0136119	.0000000	.0000000	.0000000	-42.1095819
	1	2				1
1.000	8.2629199	.2985421	.0000000	.0000000	.0000000	241.9152756
	2	1				2
	-8.2799997	-3.0136119	.0000000	.0000000	.0000000	-49.5731330
	1	2				1

MEMBER 2

DISTANCE FROM START		AXIAL	Y SHEAR	Z SHEAR	TORSION	Y BENDING	Z BENDING
.000	FR	-8.2629199	.2985421	.0000000	.0000000	.0000000	-25.0623767
		2	1				1
		-16.5429196	-3.2849301	.0000000	.0000000	.0000000	-532.5862350
		3	3				3
.100		-8.2629199	.2985421	.0000000	.0000000	.0000000	-17.5988259
		2	1				1
		-16.5429196	-3.2849301	.0000000	.0000000	.0000000	-450.4629822
		3	3				3
.200		-8.2629199	.2985421	.0000000	.0000000	.0000000	-10.1352746
		2	1				1
		-16.5429196	-3.2849301	.0000000	.0000000	.0000000	-368.3397331
		3	3				3
.300		-8.2629199	.2985421	.0000000	.0000000	.0000000	-2.6717235
		2	1				1
		-16.5429196	-3.2849301	.0000000	.0000000	.0000000	-286.2164879
		3	3				3
.400		-8.2629199	.2985421	.0000000	.0000000	.0000000	4.7912277
		2	1				1
		-16.5429196	-3.2849301	.0000000	.0000000	.0000000	-278.8857651
		3	3				3
.500		-8.2629199	.2985421	.0000000	.0000000	.0000000	12.2553747
		2	1				1
		-16.5429196	-3.2849301	.0000000	.0000000	.0000000	-134.2253685
		3	3				3
.600		-8.2629199	.2985421	.0000000	.0000000	.0000000	19.7180298
		2	1				1
		-16.5429196	-3.2849301	.0000000	.0000000	.0000000	-59.5656586
		3	3				3
.700		-8.2629199	.2985421	.0000000	.0000000	.0000000	42.2765098
		2	1				1
		-16.5429196	-3.2849301	.0000000	.0000000	.0000000	-15.0940244
		3	3				3
.800		-8.2629199	.2985421	.0000000	.0000000	.0000000	124.1997807
		2	1				1
		-16.5429196	-3.2849301	.0000000	.0000000	.0000000	-44.8461114
		3	3				3

DISTANCE FROM STAKE	FORCE		MOMENT	
	AXIAL	SHEAR	TORSION	BENDING
.200	1	3,466,2526	468,292,2985	
	2	-2,399,9999	-116,499,8950	
	3	3,466,2526	374,701,4847	
.300	1	3,466,2526	55,339,8986	
	2	-2,132,0000	-281,112,6633	
	3	3,466,2526	232,623,3955	
.400	1	3,466,2526	45,103,9777	
	2	-1,867,0000	-178,323,1199	
	3	3,466,2526	178,323,1199	
.500	1	3,466,2526	84,385,7946	
	2	-1,327,0000	-116,726,3098	
	3	3,466,2526	116,726,3098	
.600	1	3,466,2526	346,7114	
	2	-1,057,0000	-84,385,1061	
	3	3,466,2526	84,385,1061	
.700	1	1,319,9999	-93,242,6090	
	2	1,589,9999	45,100,1110	
	3	5,056,2525	-185,831,0299	
.800	1	1,589,9999	-1,474,8807	
	2	5,326,2525	281,895,1111	
	3	1,859,9999	-55,339,8709	
.900	1	2,179,9998	-429,348,1151	
	2	5,596,2525	116,499,8597	
	3	2,179,9998	584,092,7280	
1.000	1	5,866,2525		
	2	2,179,9998		
	3	2,179,9998		

MEMBER 3

100	4.7966674	2.5167508	.0000000	.0000000	.0000000	169.6089821
	2	1				
	3	3				
200	4.7966674	2.5167508	.0000000	.0000000	.0000000	169.6089821
	2	1				
	3	3				
300	4.7966674	2.5167508	.0000000	.0000000	.0000000	169.6089821
	2	1				
	3	3				
400	4.7966674	2.5167508	.0000000	.0000000	.0000000	169.6089821
	2	1				
	3	3				
500	4.7966674	2.5167508	.0000000	.0000000	.0000000	169.6089821
	2	1				
	3	3				
600	4.7966674	2.5167508	.0000000	.0000000	.0000000	169.6089821
	2	1				
	3	3				
700	4.7966674	2.5167508	.0000000	.0000000	.0000000	169.6089821
	2	1				
	3	3				
800	4.7966674	2.5167508	.0000000	.0000000	.0000000	169.6089821
	2	1				
	3	3				
900	4.7966674	2.5167508	.0000000	.0000000	.0000000	169.6089821
	2	1				
	3	3				
1000	4.7966674	2.5167508	.0000000	.0000000	.0000000	169.6089821
	2	1				
	3	3				

MEMBER 0

DISPLACEMENT FROM START	FORCE			MOMENT		
	AXIAL	Y SHEAR	Z SHEAR	TORSION	Y BENDING	Z BENDING
000 FR	-.0211908	2.7176226	.0000000	.0000000	.0000000	366.7304306
	1	2				
	3	1				
.100	-.0211908	2.7176226	.0000000	.0000000	.0000000	293.3546257
	1	2				
	3	1				
.200	-.0211908	2.7176226	.0000000	.0000000	.0000000	219.9798170
	1	2				
	3	1				

1	400	2.0790448	.4901674	.0000000	.0000000	.0000000	43.1420450
2		-1.4790447	-1.1007653	.0000000	.0000000	.0000000	1.7874614
3	1		2				1
4	600	2.0790448	.4901674	.0000000	.0000000	.0000000	70.6611776
5		-3.4799999	-1.1007653	.0000000	.0000000	.0000000	-14.2418456
6	1		2				1
7	700	2.0790448	.4901674	.0000000	.0000000	.0000000	98.1803093
8		-3.4799999	-1.1007653	.0000000	.0000000	.0000000	-26.4960299
9	1		2				1
10	800	2.0790448	.4901674	.0000000	.0000000	.0000000	125.6994410
11		-3.4799999	-1.1007653	.0000000	.0000000	.0000000	-38.7502141
12	1		2				1
13	900	2.0790448	.4901674	.0000000	.0000000	.0000000	153.2185726
14		-3.4799999	-1.1007653	.0000000	.0000000	.0000000	-51.0043979
15	1		2				1
16	1000	2.0790448	.4901674	.0000000	.0000000	.0000000	180.7370333
17		-3.4799999	-1.1007653	.0000000	.0000000	.0000000	-63.2595821
18	1		2				1

MEMBER 8

DISTANCE FROM START	/	FORCE			MOMENT		
		AXIAL	R SHEAR	Z SHEAR	TORSION	Y BENDING	Z BENDING
1	000	2.0790448	.4901674	.0000000	.0000000	.0000000	-59.2832603
2		-5.5590447	-1.5894020	.0000000	.0000000	.0000000	-153.4875469
3	1		3				3
4	100	2.0790448	.4901674	.0000000	.0000000	.0000000	-47.0290756
5		-5.5590447	-1.5894020	.0000000	.0000000	.0000000	-113.7524977
6	1		3				3
7	200	2.0790448	.4901674	.0000000	.0000000	.0000000	-34.7748919
8		-5.5590447	-1.5894020	.0000000	.0000000	.0000000	-74.0174484
9	1		3				3
10	300	2.0790448	.4901674	.0000000	.0000000	.0000000	-11.7616923
11		-5.5590447	-1.5894020	.0000000	.0000000	.0000000	-34.2823987
12	1		3				3
13	400	2.0790448	.4901674	.0000000	.0000000	.0000000	15.7191731
14		-5.5590447	-1.5894020	.0000000	.0000000	.0000000	-10.2665235
15	1		3				3
16	500	2.0790448	.4901674	.0000000	.0000000	.0000000	45.1877003
17		-5.5590447	-1.5894020	.0000000	.0000000	.0000000	1.9876608
18	1		3				3
19	600	2.0790448	.4901674	.0000000	.0000000	.0000000	84.9227486
20		-5.5590447	-1.5894020	.0000000	.0000000	.0000000	14.2418450
21	1		3				3
22	700	2.0790448	.4901674	.0000000	.0000000	.0000000	124.6577997

DISTANCE FROM START	AXIAL	FORCE Y SHEAR	Z SHEAR	TORSION	Y BENDING	Z BENDING
MEMBER 10						
0.000	FR	.6021475	.3870206	.0000000	.0000000	54.4885583
		2	1			
		-1.0800000	-.3987290	.0000000	.0000000	-18.5337602
		1	2			
.100		.6021475	.3870206	.0000000	.0000000	44.8130445
		2	1			
		-1.0800000	-.3987290	.0000000	.0000000	-8.5623785
		1	2			
.200		.6021475	.3870206	.0000000	.0000000	36.5433760
		2	1			
		-1.0800000	-.3987290	.0000000	.0000000	1.4058452
		1	2			
.300		.6021475	.3870206	.0000000	.0000000	36.8360858
		2	1			
		-1.0800000	-.3987290	.0000000	.0000000	11.3780690
		1	2			
.400		.6021475	.3870206	.0000000	.0000000	37.1287961
		2	1			
		-1.0800000	-.3987290	.0000000	.0000000	15.7855027
		1	2			
.500		.6021475	.3870206	.0000000	.0000000	37.4215059
		2	1			
		-1.0800000	-.3987290	.0000000	.0000000	6.1109887
		1	2			
.600		.6021475	.3870206	.0000000	.0000000	41.2737399
		2	1			
		-1.0800000	-.3987290	.0000000	.0000000	3.5645252
		1	2			
.700		.6021475	.3870206	.0000000	.0000000	51.2469640
		2	1			
		-1.0800000	-.3987290	.0000000	.0000000	-13.2400390
		1	2			
.800		.6021475	.3870206	.0000000	.0000000	61.2151880
		2	1			
		-1.0800000	-.3987290	.0000000	.0000000	-22.9155529
		1	2			
.900		.6021475	.3870206	.0000000	.0000000	71.1834116
		2	1			
		-1.0800000	-.3987290	.0000000	.0000000	32.5910668
		1	2			
1.000		.6021475	.3870206	.0000000	.0000000	81.1516357
		2	1			
		-1.0800000	-.3987290	.0000000	.0000000	-42.2665001
		1	2			

