

UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO
FACULTAD DE INGENIERIA



DISEÑO DE ESTRUCTURA CON MUROS DE
CARGA SOBRE UN MARCO FLEXIBLE

T E S I S
QUE PARA OBTENER EL TITULO DE
I N G E N I E R O C I V I L
P R E S E N T A

JOSE LUIS ANGELES VIGUERAS

México, D. F.

1979



Universidad Nacional
Autónoma de México



UNAM – Dirección General de Bibliotecas
Tesis Digitales
Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS ©
PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

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

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



UNIVERSIDAD NACIONAL
AUTÓNOMA DE
MÉXICO

Al Pasante señor JOSE LUIS ANGELES VIGUERAS,
P r e s e n t e .

En atención a su solicitud relativa, me es grato transcribir a usted a continuación el tema que aprobado por esta Dirección propuso el Prof. Ing. Jorge Sandoval García, para que lo desarrolle como tesis en su Examen Profesional de Ingeniero CIVIL.

"DISEÑO DE ESTRUCTURA CON MUROS DE CARGA SOBRE UN MARCO FLEXIBLE"

- I. Estructuración. Descripción. Justificación.
- II. Análisis. Criterios. Cargas verticales. Sismo.
- III. Dimensionamiento.
- IV. Cimentación. Estudios. Hundimientos. Diseño.

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

Atentamente
"POR MI RAZA HABLARA EL ESPIRITU"
Cd. Universitaria, a 8 de febrero de 1978
EL DIRECTOR

ING. ENRIQUE DEL VALLE CALDERON

EVC/GSA/ssr

INDICE		PAGINA
CAPITULO I	DESCRIPCION Y LOCALIZACION, ESTRUCTURACION Y JUSTIFICACION.	1
CAPITULO II	ANALISIS :	
	a) Cargas verticales	12
	b) Cargas horizontales (Sismo)	53
CAPITULO III	DIMENSIONAMIENTO	101
CAPITULO IV	CIMENTACION	130

CAPITULO I

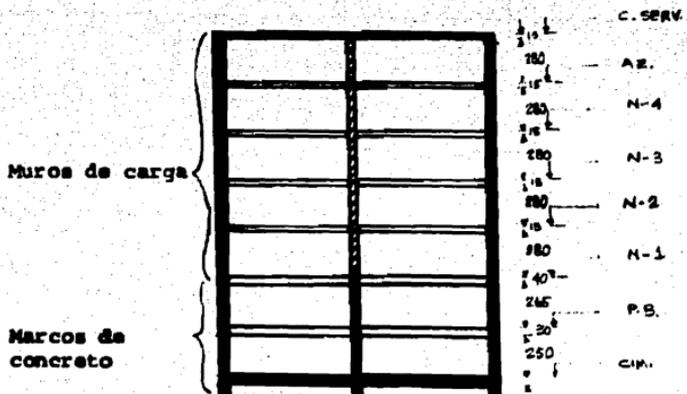
DESCRIPCION Y LOCALIZACION

El motivo del presente trabajo, es la elaboración del análisis y diseño de los diferentes elementos estructurales que forman la estructura de uno de tres edificios de condominios estructurados de forma similar, localizados al sur del Distrito Federal, donde actualmente el incremento de construcciones para vivienda se extiende en esa zona para absorber en parte las necesidades del país que exige mayor área disponible para albergar construcciones de inmuebles que aporten cierto patrimonio a los intereses de la familia mexicana.

En forma lineal enmarcaremos aspectos descriptivos del inmueble para introducirnos en el conocimiento de tal construcción.

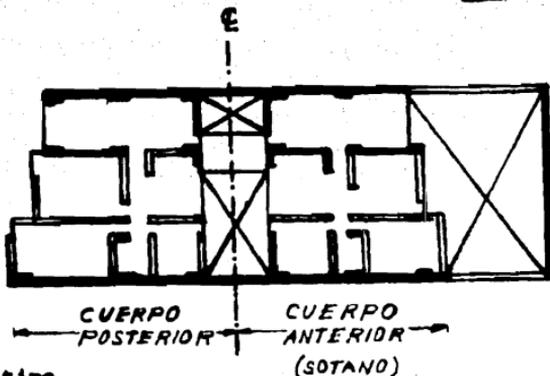
El edificio consta de 7 niveles, 4 niveles tipo los cuales sirven para alojar 2 departamentos en c/u, cuya área en distribución abarca ciertas comodidades para familias de cierto nivel económico; además de 2 niveles que sirven como área para estacionamiento. Finalmente un nivel para servicios individuales del edificio. Para aumentar este aspecto descriptivo, se muestra una planta y una elevación del inmueble.

En conclusión se puede decir que este edificio es una estructura mixta, es decir parte de la super estructura se compone de muros de carga y la otra parte restante se compone de columnas de concreto reforzado formando marcos con el sistema de piso reticular.



Elevación esquemática de niveles

MURO DE LADRILLO
 MURO DE TABIQUE



Planta tipo

Nivel 1 a Nivel 4

FIG. 1

PLANTA DE LOCALIZACION

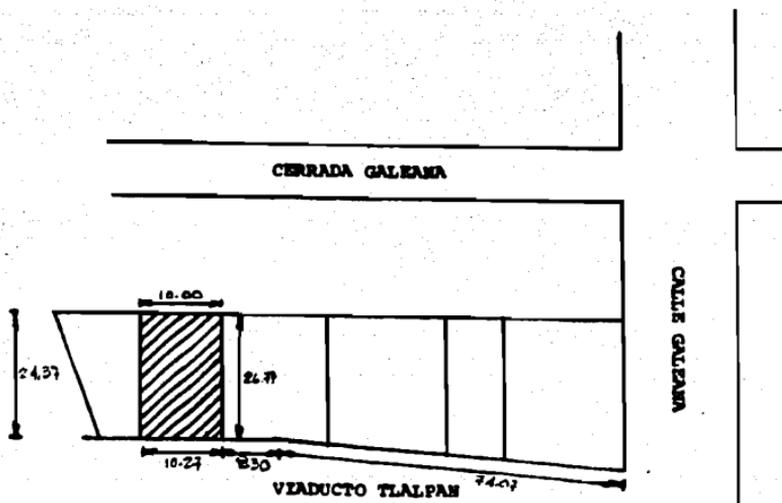


FIG. 2

ESTRUCTURACION

La construcción que a continuación se menciona estructuralmente, se basa esencialmente en su solución en elementos con capacidad a - - solicitaciones, por ejemplo sismo, de relevante importancia en cuanto a su rigidez. Es decir la estructura se compone de cinco niveles a base de muros de carga y los dos restantes se conciben formando - - - marcos.

En cuanto al sistema de piso, se resolvieron en función de losa enca setonada; se ha visto que es un sistema económico para la construcción de pisos con claros medianos, bajo cargas vivas ligeras ó medianas - - -

Finalmente en la superestructura en los dos niveles inferiores la losa reticular estará apoyada en columnas. El cálculo de losas aligeradas - a base de casetones de fibra de vidrio, se hizo con el siguiente - - - criterio;

1. Se calcularon los anchos promedios de las nervaduras en ambas - - - direcciones.
2. Se determinó el promedio de las nervaduras calculadas en el - - - - - anterior. inciso

3. Para el cálculo del peso se empleó un tablero o modulo formado a base de nervaduras promedio y casetones reales.

Las losas se diseñaron tomando en cuenta el peso del capitel, en la siguiente proporción:

1.1, Para casetones de fibra de vidrio.

Esencialmente el comportamiento de este edificio será el de un muro de cortante, es decir se deforma principalmente en modo flexionante como un voladizo vertical, los cubos de elevadores, los de escaleras y los muros de concreto reforzado normalmente trabajan así, en esta estructura todas las unidades verticales se comportaran en la misma forma bajo el efecto de cargas laterales; luego entonces el análisis, sensiblemente es sencillo; la carga puede distribuirse a las unidades, directamente en proporción a sus rigideces, en este caso ya sea a muros ó marcos como en este edificio.

Para el análisis, normalmente se consideran las losas de los pisos como completamente rígidas dentro de sus propios planos, esto significa que no habrá movimiento relativo entre las unidades verticales en cada nivel de piso, puede tomarse en cuenta la deformación en el plano de losa, pero rara vez ésta es importante.

Al flexionarse fuera de su plano, las losas de los pisos contribuyen a

la estabilidad lateral de una estructura funcionando como vigas entre miembros verticales, y por ásto las losas planas, por ejemplo, trabajan eventualmente como si fuesen marcos rígid^{os}. Sin embargo, la resistencia de las uniones entre columnas y losas planas deben revisarse cuidadosamente si se pretende usarla para resistir fuerzas laterales.

La planta de esta estructura es completamente simétrica, es decir la carga lateral aplicada teóricamente no causa efecto de torsión.

JUSTIFICACION

Sistema de piso.-

En la construcción de losas aligeradas de concreto armado se ha encontrado un sistema de construcción con gran versatilidad y de uso económico, La economía de las losas planas se incrementa al hacer desaparecer los tableros de engrosamiento y los capiteles de las columnas. El uso de losas planas aligeradas requiere un menor espesor de los entrepisos en comparación con el espesor de la mayoría de los otros sistemas convencionales y ésta representa menor altura en los edificios. El concreto de las losas tipo plana se puede colar con la cimbra más sencilla y económica que se conoce. El resultado de todo lo anterior es un tipo de losa que además de las ventajas de funcionalidad y economía, se adapta fácilmente en las construcciones a huecos para toda clase de instalaciones y a huecos para escaleras y elevadores.

El sistema moderno de entrepisos generalmente en uso es la losa plana aligerada, con la que se logra eliminar las trabes y las vigas que antes se consideraron indispensables. En forma preliminar se puede decir que con las losas planas, las trabes y vigas se substituyen por capiteles y abacos sobre las columnas, haciendo que estos elementos resistan los esfuerzos cortantes que no pueden resistir las losas simples. Con ello se logra mejorar el aspecto de la obra y se obtienen ventajas económicas

al reducir sensiblemente la altura de la construcción, afectando solo en parte con el capitel, la altura libre requerida.

Posteriormente esos elementos fueron también suprimidos, eliminándose así los grandes inconvenientes que presentaba su uso en construcciones comerciales e industriales, por la obligada deformación de los muros y cancelas que tienen que seguir el contorno de los capiteles, quitándole la flexibilidad al partido arquitectónico ofreciendo un mal aspecto. Otros de los inconvenientes de este sistema es la dificultad y mayor costo de su construcción, ya que requiere un cimbrado laborioso y aumenta el costo del enyesado y de otros aspectos de terminación, quedando restringido su uso casi exclusivamente a bodegas, locales para estacionamiento de automóviles, etc.

Finalmente se ha llegado al sistema de "placas planas", que consiste en una losa de concreto aligerada con algún sistema que deje huecos entre nervaduras, por lo general se utiliza formas o cimbras de barro, yeso ó acero; también se utilizan casetones de fibra de vidrio, tubos de cartón, etc.

Lo que se pretende es tener un grueso uniforme, apoyada sobre columnas de sección uniforme, sin traveses ni capiteles, ni abacos o tableros de engrosamiento, lo que se aproxima al entrepiso ideal de la construcción. Este sistema presenta muchas ventajas; para el arquitecto por que le permite una gran libertad para la distribución interior, para el empres

sario, por que reduce el costo de la construcción; y para el constructor por que facilita el trabajo y acorta el tiempo requerido para ejecutarlo.

Se pueden enumerar otras ventajas, como en el colado que se puede reducir hasta en un 40% sobre el tiempo empleado y a que no se interrumpe la superficie horizontal para armar traveses y cimbrarias, y también el ahorro en costo del material y mano de obra para el cimbrado, por lo sencillo y el desperdicio reduce notablemente al evitarse cortes para acomodar traveses y hacer costados para las migas y además el decimbrado produce ventajas como el maltratarse menos la madera y ésta se puede usarse mayor número de veces, etc.

Con lo anterior se ha tratado de mostrar el sistema más moderno y práctico de entresijos describiendo gran parte de sus ventajas. Solo restaría apuntar desventajas de sistemas: al convertir la "losa plana" en "placa plana", suprimiendo los capiteles y abacos de las columnas, se obliga a la losa de entresijo resistir el esfuerzo cortante producido por las columnas que la sostiene; para ello, y con objeto de reducir ese esfuerzo cortante se disminuyen los espacios entre columnas, y se aumenta el peralte de las losas y, en general se adoptan medidas que reducen las enormes ventajas de éste tipo de construcción.

Para evitar este inconveniente se hace uso de un sistema de refuerzo adicional, en el interior de la losa y precisamente sobre el apoyo, para

que resista el esfuerzo cortante producido y no sea necesario aumentar el peralte de la losa, ni cortar claros, es decir se forman los capiteles.

Finalmente para resistir las fuerzas laterales y verticales se utilizaron muros de tabique rojo cocido, y columnas de concreto reforzado formando marcos con la losa reticular, por separado. La separación sucede en el nivel 1, donde terminan los niveles de habitaciones para luego albergar dos niveles (sotano y P-B) para estacionamiento, es decir la justificación de interrumpir los muros de carga y no hacerlos llegar hasta el sotano, es que se necesitaba área para estacionamiento, y bajando los muros hasta el sotano complicaría el aspecto de estacionamiento para automóviles.

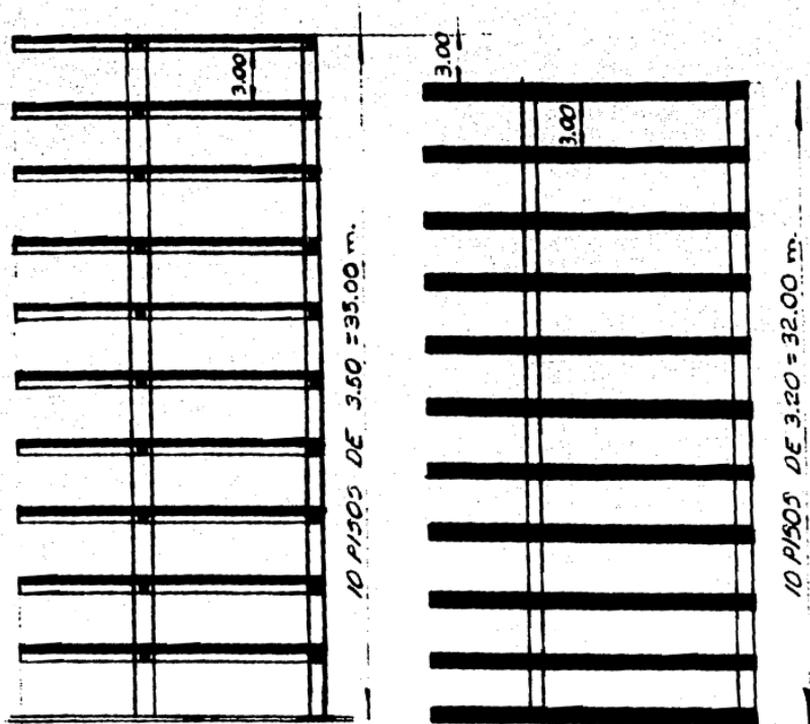


FIG. 3

ESTRUCTURAS TÍPICAS
 COMPARACION DE UN EDIFICIO DE 10 PISOS
 (SE REDUCE LA ALTURA DE UN EDIFICIO APROXIMADAMENTE
 10 cm. POR PISO, SIN AFECTAR LA ALTURA LIBRE ESCOGIDA)

CAPITULO II

a) ANALISIS POR CARGAS VERTICALES

ACCIONES.-

Una vez que se ha definido el tipo de comportamiento que se requiere para esta construcción, es necesario tomar en cuenta cuales son las acciones o las sollicitaciones que pueden afectar la estructura y que pueden llevarla a un estado crítico de un posible colapso, y a las cuales se les llama usualmente cargas, incluyendo en ellas los efectos de deformaciones impuestas por cargas y los efectos ambientales. Por ello la estructura deberá revisarse para las combinaciones más desfavorables de las acciones que pueden presentarse.

Para formar las distintas combinaciones es conveniente clasificar las acciones según la duración en que actúan con su intensidad máxima. Se distinguen entre acciones permanentes que obran en forma continúa sobre la estructura y cuya intensidad puede considerarse que no varía con el tiempo, como las cargas muertas y los empujes de tierra; acciones variables que obran sobre la estructura en un lapso considerable pero con una intensidad que varía en forma significativa con el tiempo como la carga viva y los efectos de temperatura; y acciones accidentales que pueden tomar valores significativos solo durante periodos muy cortos, como los efectos de un sismo.

Sin embargo los tres tipos de acciones son variables con el tiempo pues la carga muerta varía con los cambios de humedad y con los efectos de intemperismo aunque para efectos de diseño pueden considerarse constantes. También la carga viva varía porque esta compuesta por una parte semipermanente debido a pesos de consideración, como determinados equipos y que solo cambia significativamente con el tipo de ocupación del inmueble o aglomeración de personas.

La determinación de los efectos de las acciones, se consigue ----- mediante un análisis estructural como veremos más adelante. Como generalmente ocurre el efecto combinado de las acciones debe verificarse que éstas no afecten la seguridad de la estructura. Se considerarán dos categorías; combinaciones que incluyan acciones permanentes y acciones variables, de las cuales se tomará la más desfavorable con una intensidad máxima, debiendo revisarse todos los posibles estados límite tanto de falla de carga viva máxima y combinaciones que incluyan acciones permanentes, acciones variables y acciones accidentales, todas las cuales se tomarán con sus intensidades nominales y sus efectos deberán multiplicarse por sus factores de carga.

Obviamente existen criterios para determinar una intensidad nominal de acciones no-especificadas, es decir para solicitaciones diferentes a cargas muertas, cargas vivas, sismo y viento, así como para casos no incluidos expresamente por ejemplo en el reglamento. la intensidad no-

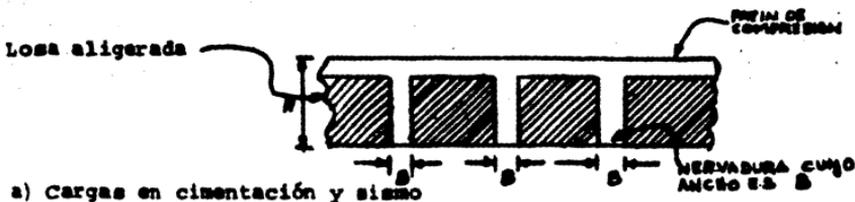
minal se determinará de manera que la probabilidad de que sea excedida en el lapso de interés, según se trate de intensidad media instantánea ó máxima, sea de 2%, excepto cuando el efecto de la acción sea favorable para la estabilidad de la estructura en cuyo caso se tomará como valor nominal el que tenga una probabilidad de 2% de no ser excedido.

ESPECIFICACIONES DE CARGA

Para el caso particular de este edificio, la evaluación de cargas ó acciones que se involucraron en el diseño de la estructura de este inmueble se verificó para el efecto combinado de todas las acciones a la que probablemente estaría involucrada la construcción, es decir se consideró las combinaciones de acciones permanentes (cargas muertas) y acciones variables (cargas vivas), como también junto con las acciones accidentales (sismo).

La descripción de éstas sollicitaciones estará de acuerdo a las situaciones que presentan las normas del D.D.F., como también los pesos volumétricos y será como sigue:

PLANTA TIPO



Losa aligerada (H=15) = 0.240 t/m²

Yeso - 0.02 x 1.5 = 0.030

Carga muerta = 0.270 t/m²

Carga viva = $\frac{0.150 \text{ t/m}^2}{0.420 \text{ t/m}^2}$

w = 0.420 t/m²

b) Diseño estructural

Carga muerta = 0.270 t/m²

Carga viva = $\frac{0.250 \text{ t/m}^2}{0.520}$

w = 0.520 t/m²

AZOTEA

a) Carga en cimentación y sismo

Losa maciza H=10 - 0.10 x 2.4 = 0.240 t/m²

Relleno, entortado y enlad. = 0.250 t/m²

Yeso - 0.02 x 1.5 = 0.03 t/m²

Carga Muerta = 0.520 t/m²

Carga Viva = $\frac{0.040 \text{ t/m}^2}{0.560 \text{ t/m}^2}$

w = 0.560 t/m²

b) Diseño estructural

Carga muerta = 0.520 t/m²

Carga viva = $\frac{0.100 \text{ t/m}^2}{0.620 \text{ t/m}^2}$

w = 0.620 t/m²

CUBIERTA DE SERVICIOS

a) Cargas en cimentación y sismo

Losa maciza H=10 0.10 x 0.240 = 0.240 t/m²

Enladrillado 0.02 x 1.6 = 0.032 t/m²

Mezcla 0.01 x 2.2 = 0.022 t/m²

Yeso	$0.02 \times 1.5 =$	<u>0.030 t/m^2</u>	
Carga muerta		$= 0.324 \text{ t/m}^2$	
Carga viva		$= \frac{0.040 \text{ t/m}^2}{0.364 \text{ t/m}^2}$	$w = \underline{\underline{0.364 \text{ t/m}^2}}$

b) Diseño estructural

Carga muerta		$= 0.324 \text{ t/m}^2$	
Carga viva		$= 0.100 \text{ t/m}^2$	$w = \underline{\underline{0.424 \text{ t/m}^2}}$

PLANTA BAJA

a) Cargas en cimentación y mismo

Losa aligerada H=30 cms.		$= 0.525 \text{ t/m}^2$	
Yeso	0.02×1.5	$= \frac{0.30 \text{ t/m}^2}{0.555}$	
Carga muerta		$= 0.555$	
Carga viva		$= \frac{0.150}{0.705 \text{ t/m}^2}$	$w = \underline{\underline{0.705 \text{ t/m}^2}}$

b) Diseño estructural

Carga muerta		$= 0.555 \text{ t/m}^2$	
Carga viva		$= \frac{0.250 \text{ t/m}^2}{0.805 \text{ t/m}^2}$	$w = \underline{\underline{0.805 \text{ t/m}^2}}$

PLANTA NIVEL 1

a) Carga en cimentación y mismo

Losa aligerada H=40 cms.		$= 0.685 \text{ t/m}^2$	
Yeso	0.02×1.5	$= \frac{0.030 \text{ t/m}^2}{0.685 \text{ t/m}^2}$	
Carga muerta		$= 0.685 \text{ t/m}^2$	
Carga viva		$= \frac{0.150 \text{ t/m}^2}{0.835 \text{ t/m}^2}$	$w = \underline{\underline{0.835 \text{ t/m}^2}}$

b) Diseño estructural

Carga muerta = 0.685 t/m²

Carga viva = $\frac{0.250 \text{ t/m}^2}{0.935 \text{ t/m}^2}$

$w = \underline{0.935 \text{ t/m}^2}$

OTRAS CARGAS

Muros de tabique rojo recocido 0.30 t/m²

La carga lineal uniformemente repartida será $w=0.30 \times 2.30=\underline{0.69 \text{ t/m}^2}$

Muro con ventana = 0.57 t/m

Pretil en azotea = 0.105 t/m

OBSERVACIONES.-

En las descripciones de cargas muertas, los pesos unitarios fueron concebidos al través del reglamento del D.D.F., tomando el valor máximo de cada peso volumétrico de cada material involucrado en el aspecto de carga permanente, por otro lado en la carga viva y estrictamente enfocado este tipo de sollicitación, se debe de combinar tres valores diferentes con la carga muerta a saber: Una carga viva de valor medio para

el cálculo de efectos a largo plazo (asentamientos), una carga viva máxima para el diseño estructural por fuerzas gravitacionales y para cualquier asentamientos inmediatos en suelos, así como en el diseño estructural ante cargas verticales de los cimientos. Finalmente una carga viva instantánea que se usa para el diseño sísmico o viento y cuando se revisen distribuciones de carga más desfavorables - que la uniformemente repartida sobre toda el área.

Adicionalmente cuando el efecto de la carga viva sea favorable para la estabilidad de la estructura como en el caso de problemas de flotación y volteamiento, su intensidad se considera nula sobre toda el área.

Basándose en lo expuesto anteriormente y justificando el caso particular del edificio en consideración, la carga muerta para su evaluación no sufrió consideración alguna ya que se involucró en todas las sollicitaciones con probabilidad no despreciable de actuar en la estructura del inmueble. Por otro lado en la carga viva se consideró solamente dos, por considerar que el valor medio y el valor instantáneo de la carga viva se asemejan, tomando el valor mas alto de estos dos; fué el 1º valor que se tomó para la evaluación de cargas en cimentación y sismo, seguidamente el segundo valor o sea para el diseño estructural, se tomó el valor máximo dado por la formula:

$$w_{v_m} = 120 + 420 A^{-1/2}$$

w_{vm} = Carga viva máxima

A = Área tributaria del elemento estructural

Estrictamente se debe calcular el área tributaria de cada elemento estructural y en cada nivel; pero no se comete gran error si se considera una carga viva constante en cada nivel, lo que significaría una área tributaria promedio en todos los niveles.

Lo antes expuesto fué lo que se hizo en este edificio pues en cada nivel se consideró una carga viva constante en función del destino del piso o cubierta.

ANÁLISIS Y DISEÑO DE LA SUPERESTRUCTURA

Análisis por cargas verticales (carga muerta + carga viva)

Para desarrollar y cuantificar el efecto de este tipo de sollicitación en los elementos estructurales, este edificio se resolvió a base de muros de carga, hasta el nivel 1. Donde la situación se torna diferente hacia niveles inferiores, por lo que el procedimiento de análisis será tratado de forma diferente.

El procedimiento a seguir para distribuir, la carga vertical en cada muro, será como tradicionalmente se viene practicando en situaciones -

similares.

De acuerdo con la práctica usual se considera para cargas superficiales una distribución de líneas de fluencia según se indica la Fig. 4, que muestra los tableros que forman los ejes de los muros.

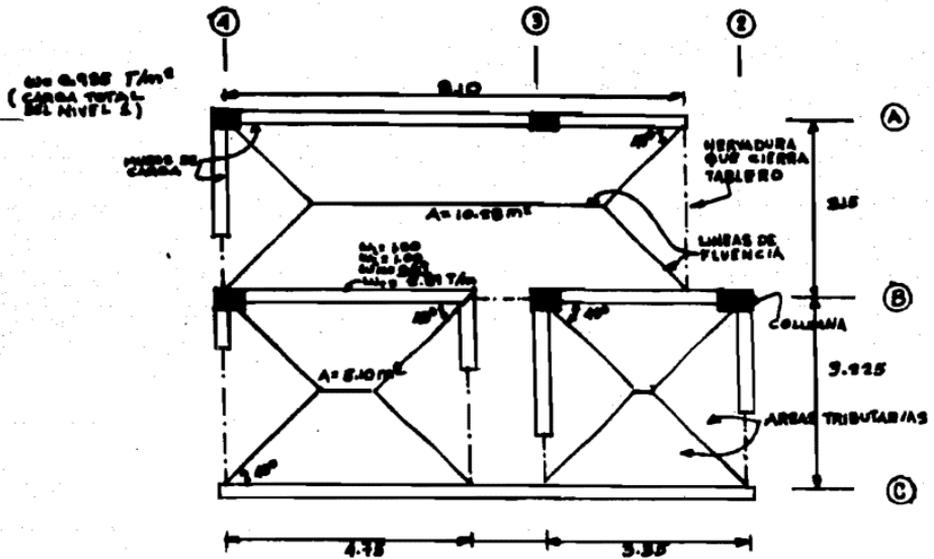


FIG. 4

La carga vertical (w_t) estará compuesta por el peso de las áreas tributarias de losa (w_1) que contribuyan al peso total que va a soportar el muro, adicionando finalmente su peso propio (w_m). Esta carga total producida por cargas muertas más cargas vivas, tiene que ser traducida un sistema de carga, uniformemente repartida (t/m). Las operaciones a seguir, serán multiplicar la carga del nivel 1, en consideración, cuyas dimensiones son t/m², por el área (m²) tributaria de cada tablero formado por intersecciones de los ejes de los muros, para luego dividir este producto entre la longitud del muro (a ó b).

Actualmente se pueden recurrir a gráficas que sirven para ayudar al proyectista, y entre estas están las gráficas para obtener los "coeficientes de distribución de carga" (e_1 y e_2), que al multiplicar la carga vertical total del nivel considerado por cada uno de estos -- coeficientes nos dan la carga ya traducida linealmente o sea por unidad de longitud. Pero se puede prescindir de estas gráficas y calcularlos geométricamente, es decir se puede hacer el análisis siguiente.

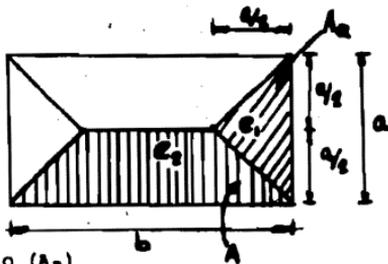
Se tiene lo siguiente a considerar

$$w = t/m^2$$

$$A = m^2$$

e_1, e_2 - Factores de distribución de carga

a) Área tributaria que define el triángulo (A_A)



$$A_1 = 2 \left[\frac{a}{2} \cdot \frac{a}{2} \right] \frac{1}{2} = \frac{a^2}{4}$$

Dividiendo entre el claro (a) para convertirla en carga lineal (l/m).

$$\frac{a^2}{4} \cdot \frac{1}{a} = \frac{a}{4}$$

Es decir: $e_1 = \frac{a}{4}$

b) $A = \frac{ab}{2} - \frac{a^2}{4}$ (Área del rectángulo)

Dividiendo entre el claro para - convertirla en carga lineal.

$$\left[\frac{ab}{2} - \frac{a^2}{4} \right] \frac{1}{b} = \frac{a}{2} - \frac{a^2}{4b}$$

FACTORIZADO

$$e_2 = \frac{a}{4} \left[\frac{2-a}{b} \right]$$

De tal forma que no se necesita obtener las áreas tributarias numéricas sino que únicamente las dimensiones del lado corto (a) y lado largo (b) del tablero definido por los diferentes elementos estructurales. Con las simplificaciones anteriores se puede empezar a "Bajar cargas" al nivel considerado, en este caso al nivel 1. Es decir, basta con multi

plicar la carga total (w) cuyas dimensiones son T/m^2 por los coeficientes de distribución de carga (e_1, e_2) cuyas dimensiones son metros (m).

La carga w solamente estará integrada por la carga muerta más la carga viva, es decir se tendrá que adicionar la carga de los muros y ventanería según sea el caso. Seguidamente se muestra una planta del nivel 1, con la carga que recibe cada muro (fig. 5).

Se mostrará solo parte del edificio, porque es simétrico. La parte dibujada es el cuerpo anterior ya que el posterior es bastante similar .

La revisión por cargas verticales se hizo en base a la información expuesta en el dibujo de la figura 5, donde se presenta la planta del nivel 1., En la cuál se muestran los muros que son desplantados en este nivel, además de los que bajarán hasta cimentación; dicha información será contemplada dentro de un criterio simplificado de resistencia ante las cargas verticales, el cuál expone la carga vertical que resiste un muro, en la siguiente forma:

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

A_T - Area transversal del muro

f_m^* - Resistencia nominal en compresión de la mampostería

F_R - Factor de reducción de la resistencia que se toma como 0.6

F_E - Factor reductivo por excentricidad y esbeltez que se tomará como

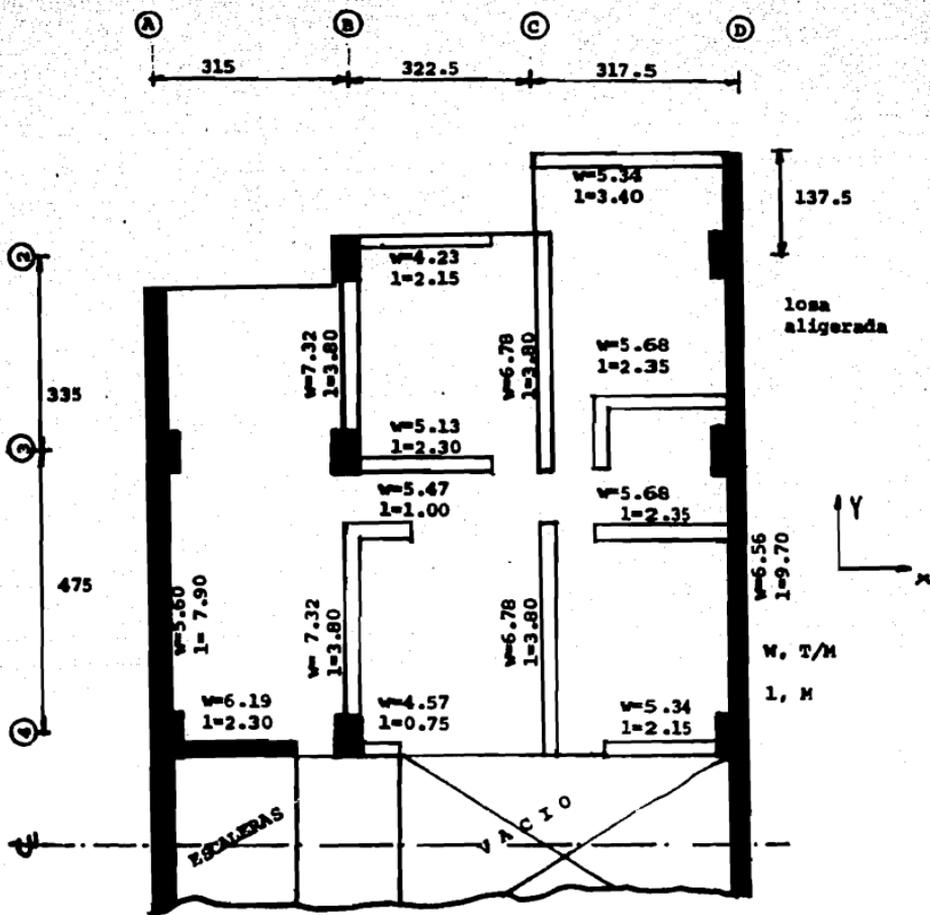


FIGURA 5

PLANTA NIVEL 1
(CUERPO ANTERIOR)

 COLUMNA

 MURO DE CARGA, DE CONCRETO

 MURO DE TABIQUE QUE SE DESPLANTA EN ESTE NIVEL, TAMBIEN DE CARGA

0.7 para muros interiores con características especificadas en el reglamento del D.D.F.

Y como 0.6 para muros extremos.

El esfuerzo f_m^* se tomará como un valor indicativo que ofrece el reglamento del D.D.F., cuando no se realizan determinaciones experimentales para la determinación de este esfuerzo a compresión. - Luego entonces de la tabla de resistencia nominal a compresión de la mampostería:

$$f_m^* = 15 \text{ Kg/cm}^2 + *4 \text{ Kg/cm}^2 = 19 \text{ Kg/cm}^2$$

Sustituyendo valores de f_m^* , F_R y F_E , para un muro interior

$$P_R = 0.6 \times 0.7 \times 19 A_T$$

$$P_R = 8.0 A_T; \quad \frac{P_R}{A_T} = 8.0 \text{ Kg/cm}^2 \text{ ESFUERZO ADMISIBLE}$$

Evidentemente para fines de revisión, el esfuerzo resistente o admisible para un muro interior se compara con el esfuerzo actuante que se deducirá de la planta esquematizada en la hoja anterior, que se tomará la carga más grande incrementada por un factor de carga - $F_C = 1.4$ La carga más desfavorable se localiza en los muros interiores del eje (B).

$$w = 7.32 \text{ t/m}$$

$$w_D = 7.32 \times 1.4 = 10.2 \text{ t/m}; \times \frac{1}{0.14} = 7.3 \text{ Kg/cm}^2 \text{ ESFUERZO ACTUANTE}$$

* ver hoja siguiente

* Como los muros serán reforzados con dalas y castillos el esfuerzo resistente a compresión, $f_{\underline{c}}$, calculado para la mampostería sin refuerzo podrá incrementarse en 4 Kg/cm^2 (reglamento del D. D. F.)

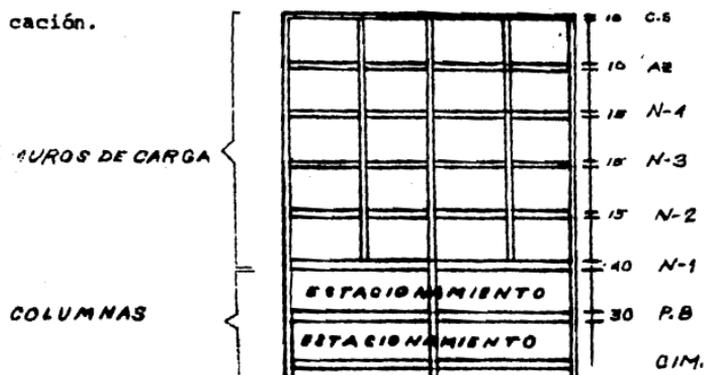
De lo anteriormente expuesto podemos concluir que por cargas verticales los muros de tabique son adecuados, es decir; el esfuerzo actuante es menor que el permisible, como sigue:

$$7.3 \text{ Kg/cm}^2 < 8.0 \text{ Kg/cm}^2 \quad \text{O.K}$$

Para un muro extremo no nos preocuparemos puesto que la carga uniforme actuante, con respecto a la que usamos para calcular el esfuerzo de 7.3 Kg/cm^2 , será menor que éste, luego entonces estamos seguros que los muros extremos también serán adecuados.

Con esto concluimos el análisis por carga vertical de lo que corresponde hasta el nivel I; a partir de este nivel hacia abajo el análisis será de una forma más elaborada.

Para aclarar la idea antes expuesta, con respecto a los siguientes análisis de este edificio, en la figura siguiente se mostrará la justificación.



En esta elevación esquemática de niveles se pueda observar, que el peso de 5 niveles mediante muros cae en el nivel 1, que a su vez trasmite este peso, mediante un sistema de piso de losa aligerada de $H= 40$ cm . y columnas que formando marcos llevando la carga total hasta la cimentación, pasando por la planta baja cuya situación es similar a la del nivel 1.

Por lo antes expuesto, el tratamiento de análisis a partir del nivel 1, hacia abajo, ó sea la parte inferior del edificio debe recibir un tratamiento de análisis diferente al de la parte superior de la construcción, ya que sus elementos estructurales también lo son.

El análisis de los marcos del nivel 1, hacia niveles inferiores por carga vertical se hizo considerando primero, que la contribución de áreas para cargar el marco, sería un ancho de $L/2$ siendo L el claro perpendicular al eje del marco considerado, involucrando todo tipo de carga que se encuentre dentro del área tributaria del marco en estudio.

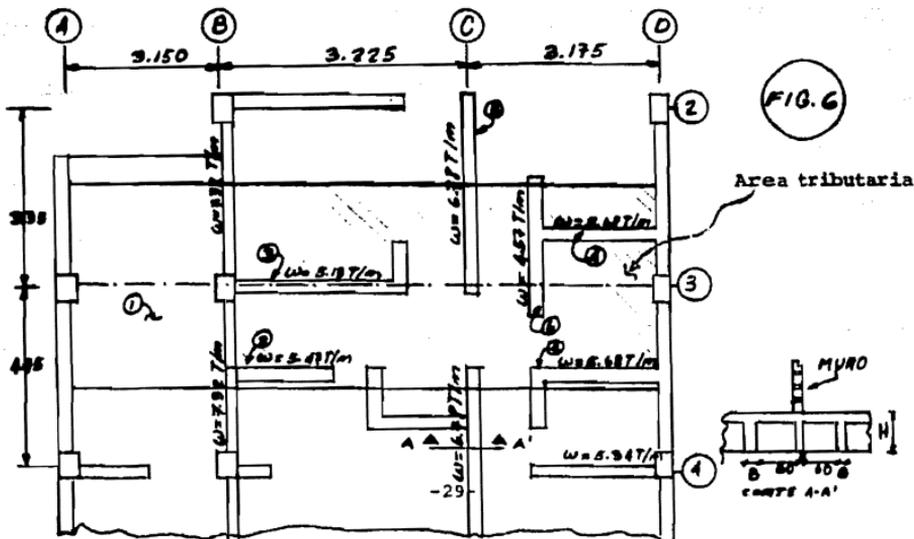
Seguidamente se procede a cuantificar las rigideces de los elementos del marco, que son las columnas y trabes; finalmente se somete el marco en consideración a un análisis estructural para evaluar sus elementos mecánicos. Tales elementos son los momentos flexionantes y fuerzas cortantes que a su vez se valoraron por el método iterativo de Cross.

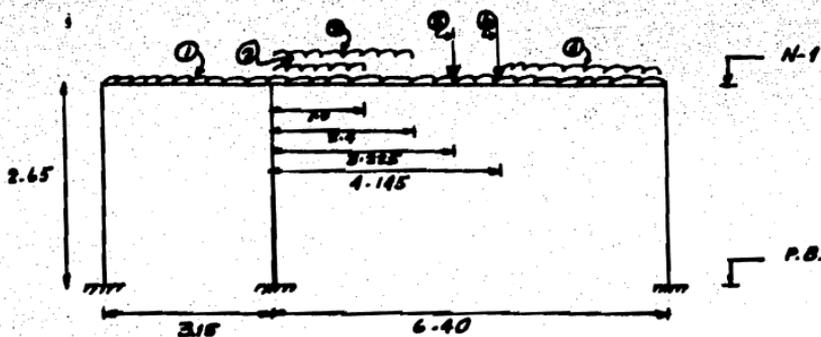
A continuación se describe lo expuesto en líneas anteriores para el análisis por carga vertical de los marcos así formados, enfatizando que el sistema de piso es losa aligerada.

FORMACION DE LOS MARCOS

Para formar este sistema de columnas y traveses, se considera un marco cuya área de influencia esta formado por las áreas tributarias - que deban de considerarse para " cargar el marco" es decir todo tipo de carga que se encuentre dentro de esta área de influencia se debe considerar actuando en el marco traduciendo estas cargas a un sistema de cargas uniformemente distribuidas ó cargas concentradas, según sea el caso.

En la fig. 6 se trata de aclarar la idea antes expuesta.





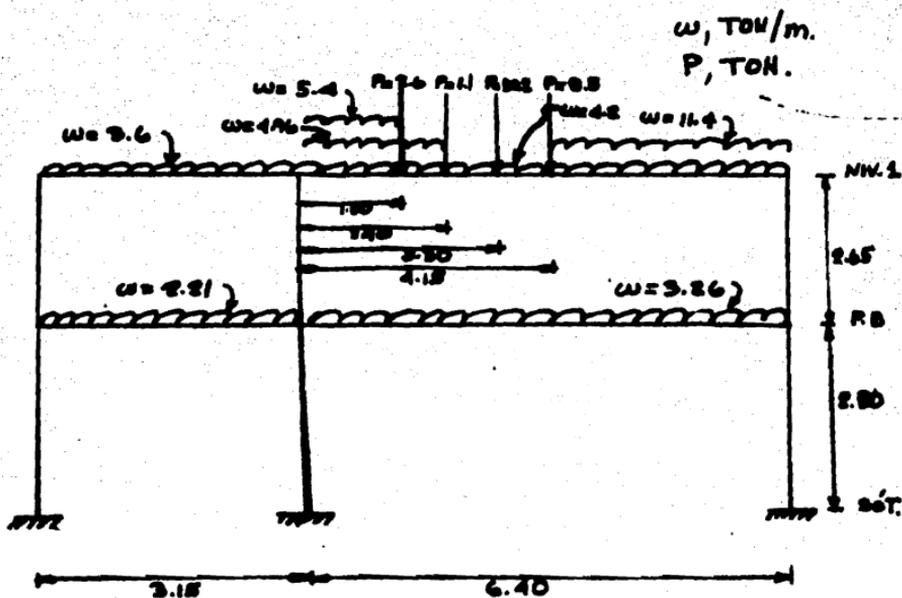
Suponiendo que se trata del nivel 1 del cuerpo anterior, cuyo peso total es $w = 0.935 \text{ t/m}^2$. No incluye el peso de los muros de este nivel, por otra parte los pesos de los muros son los totales, que reciben a través de todos los niveles superiores a partir del nivel 1. Estos muros se apoyan en este nivel, es decir se desplantan en este piso.

Ancho del área tributaria = 4.05 m

- 1.- $w = 4.05 \times 0.935 = 3.8 \text{ t/m}$
 - 2.- $w = 5.47 \text{ t/m}$, peso del muro paralelo al eje 3
 - 3.- $w = 5.13 \text{ t/m}$, peso del muro paralelo al eje 3
 - 4.- $w = 4.4 \text{ t/m}$, peso de dos muros paralelos al eje 3
 - 5.- $p = 11.4 \text{ ton}$, peso del muro perpendicular al eje 3
 - 6.- $p = 4.6 \text{ ton}$, peso del muro perpendicular al eje 3
- etc., y así sucesivamente.

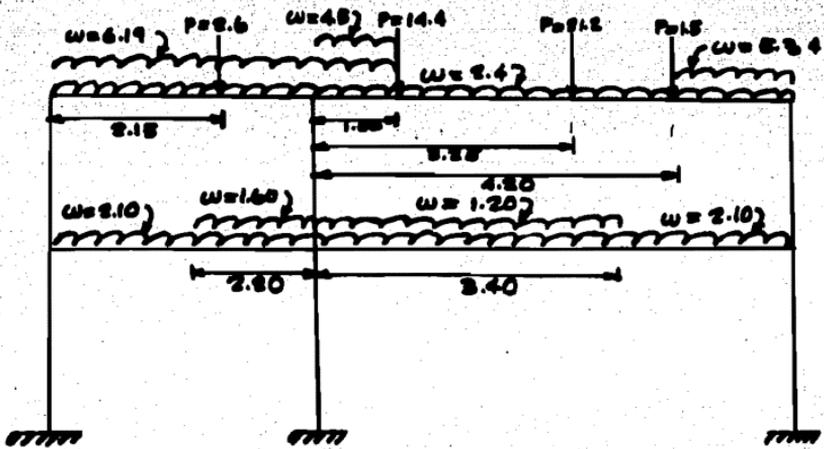
Los muros del eje (B), (A) y (D) no se incluyen en este marco, por la razón de que cuando se formen los marcos de estos mismos ejes se tendrán que incluir. En la hoja sig. se muestra todos los marcos "cargados".

FORMACION MARCOS SENTIDO " X "

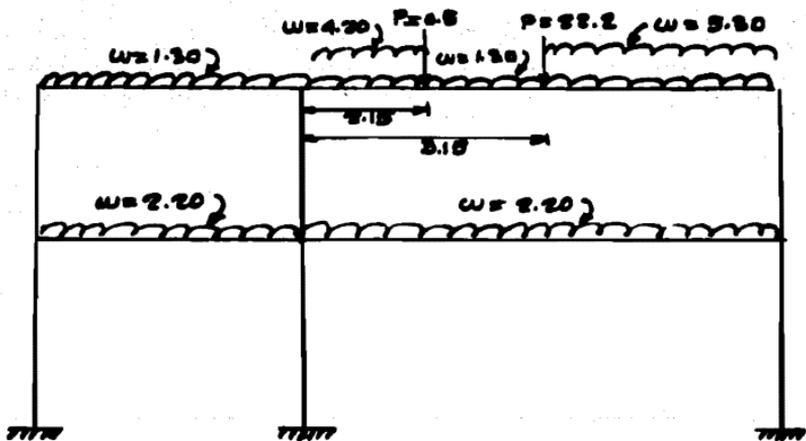


MARCO EJE (3)

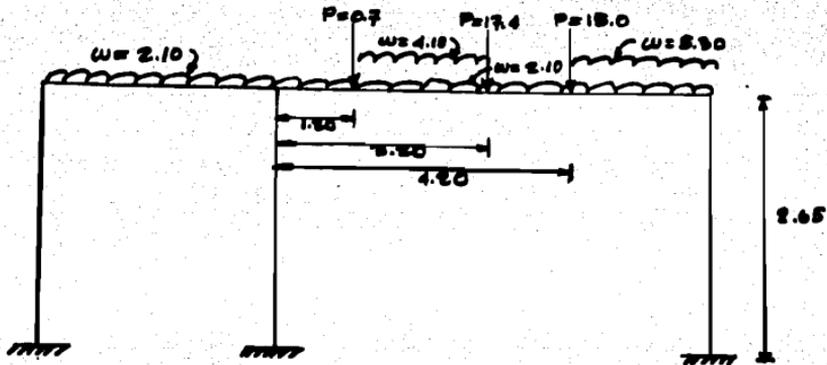
(Este marco se usará en lo sucesivo como modelo para efecto de análisis, diseño ó cualquier referencia estructural)



MARCO EJE ④

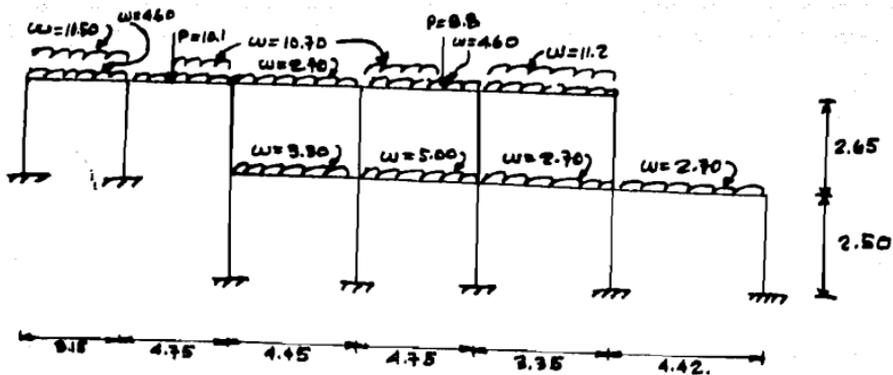


MARCO EJE ②



MARCO EJE (7-8-9)

FORMACION MARCOS SENTIDO " Y "



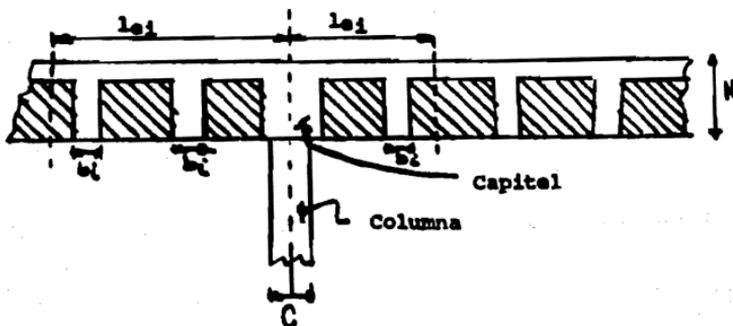
MARCO EJE (B)

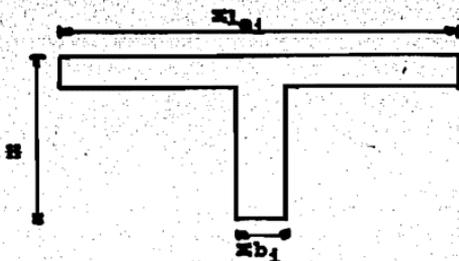
CUANTIFICACION DE LAS RIGIDEZES

Para el cálculo de Rigideces se considera única y exclusivamente secciones gruesas de concreto sin agrietar y sin tomar el acero de refuerzo.

Para poder formar un marco, la losa nervada con las columnas ; en las cuáles descansa este sistema de piso en el nivel 1., hacia niveles inferiores, trataremos de cuantificar un ancho equivalente de losa plana y así poder formar una sección regular del cabezal de dicho marco. Este sistema estructural, así formado deberá tener deformaciones permisibles gracias a tal rigidez de marco.

Para poder valorar este ancho equivalente de losa, se puede seguir un procedimiento dictado por ACI, que es el que se menciona enseguida, aunque también existen gráficas como ayudas de diseño.





$$l_{e1} = \frac{0.5 L_2}{1 + \frac{1.67 L_2}{L_1}} + 0.3 C \leq 0.5 L_2$$

$x b_1$ = Suma de los anchos del alma de las nervaduras consideradas dentro del ancho equivalente.

$x l_{e1}$ = Ancho equivalente

L_1 = Claro en la dirección que se analiza

L_2 = Claro del tablero que se considera, en la dirección en que se mide el ancho equivalente.

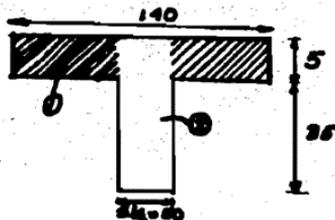
C = Lado de la columna en la dirección de L_2 , (si no hay capitel) si existe capitel, C es el diámetro de la intersección, con la losa ó el abaco, del mayor cono circular recto que pueda inscribirse en el capitel.

Con lo antes expuesto quedaría definido el criterio, para valuar ancho tributario ó equivalente para efecto de valuación de rigidez del mencionado marco. Antes de pasar al análisis estructural del mismo, se puede decir que no se comete gran error si se toma $L_2/4$ como ancho tributario ó equivalente en lugar de $x l_{e1}$.

RIGIDEZ RELATIVA DE LA TRABE MARCO EJE ③

Nivel 1.-

DE ① a ②

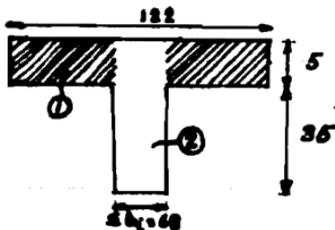


SECC.	AREA (cm ²)	Y	AY	
1	140 x 5 = 700	0	0	700 x (13.0) ² = 118,300 cm ⁴
2	40 x 50 = <u>2000</u>	175	<u>35000</u>	700 x (3/12) ² = 1458
Σ	2700		35000	2000 x (4.5) ² = 40,500
				2000 x (40) ² / 12 = <u>266666.66</u>
				427,000 cm ⁴

$$\bar{Y} = \frac{35000}{2700} = 13 \text{ cm}$$

$$\frac{I}{L} = \frac{427000}{315} = 1356 \text{ cm}^3$$

DE ② a ③



SECC.	A	Y	AY	
1	$122 \times 5 = 610$	0	0	$610 \times (5/12)^2 = 1271$
2	$68 \times 40 = 2720$	17.5	47600	$2720 \times (0.2)^2 = 27853$
Σ	3330 cm^2		47600	$2720 \times (40/12)^2 = \frac{362667}{I = 516530 \text{ cm}^4}$

$$\bar{Y} = \frac{47600}{3330} = 14.3 \text{ cm} ; \quad I = \frac{516530}{L} = 640 \text{ cm}^3$$

PLANTA BAJA

RIGIDEZ RELATIVA DE COLUMNAS

Nivel 1.-

Secc 45 x 30

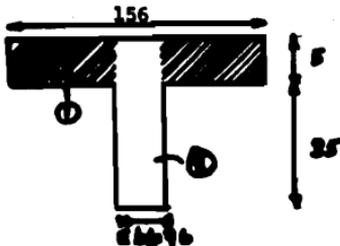
A = 1350 cm^2

I = $\frac{1350 \times 30}{12} = 101250 \text{ cm}^4$

I = $\frac{101250}{L} = 382 \text{ cm}^2$
L 265

RIGIDEZ DE TRABES

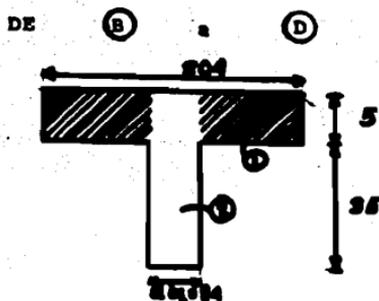
de (A) a (B)



SECC.	AREA	Y	AY	
1	$80 \times 5 = 400$	0	0	$400 \times (10.63)^2 = 45198.76$
2	$76 \times 30 = \underline{2280}$	12.5	<u>88500</u>	$400 \times (5)^2 / 12 = 833.33$
	2680		28500	$2280 \times (1.87)^2 = 7972.93$
				$2280 \times (30)^2 / 12 = \underline{171000}$
				<u>225005.02</u>

$$\bar{Y} = \frac{28500}{2680} = 10.63 \text{ cm.}$$

$$\frac{I}{L} = \frac{225005}{315} = 714 \text{ cm}^3$$



SECC.	AREA	Y	AY	
1	$120 \times 5 = 600$	0	0	$600 \times (10.1)^2 = 61206$
2	$84 \times 30 = \underline{2520}$	12.5	<u>31500</u>	$600 \times (5)^2 / 12 = 1250$
	3120		31500	$2520 \times (2.4)^2 = 14515.2$
				$2520 \times (30)^2 / 12 = \underline{189000}$
				<u>265971.2 cm⁴</u>

$$\bar{Y} = \frac{31500}{3120} = 101.1 \text{ cm}$$

$$\frac{I}{L} = \frac{265971.2}{640} = 416 \text{ cm}^3$$

PLANTA BAJA

Secc. 45 x 30

Área = 1350 cm²

$$I = \frac{1350 \times (30)^2}{12} = 101250 \text{ cm}^4$$

$$k = \frac{I}{L} = \frac{101250}{250} = 406$$

Las columnas de los ejes (A) y (D) se le considera contribución del muro para efectos de rigidez, es decir:



Se considera una contribución de 6t = 90 cm de muro, para efecto de Rigidez.

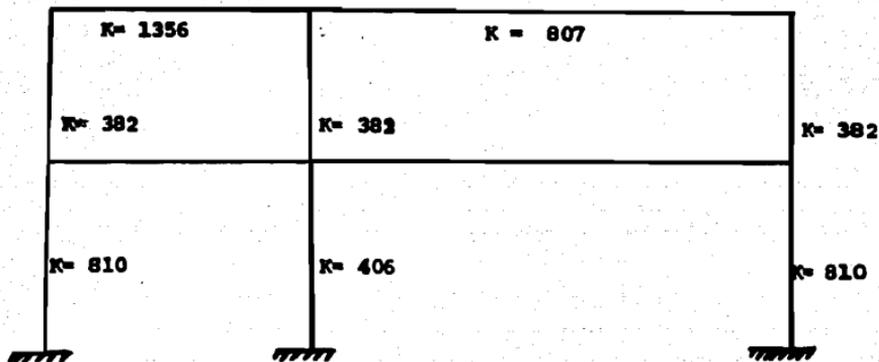
SECC.	AREAS (cm ²)	Y	AY	
1	180x15 = 2700	0	0	2700 x (2.5) ² = 16875 cm ⁴
2	45 x 30 = <u>1350</u>	7.5	<u>10125</u>	2700 x (15) ² / 12 = 50625 cm ⁴
	4050 cm ²		10125	1350 x (5) ² = 33750 cm ⁴
				1350 x (30) ² / 12 = <u>101250 cm⁴</u>
				202500 cm ⁴

$$\bar{Y} = \frac{10125}{4050} = 2.5 \text{ cm}$$

$$k = \frac{I}{L} = \frac{202500}{250} = 810 \text{ cm}^3$$

Finalmente el marco queda integrado por las rigideces relativas - siguientes:

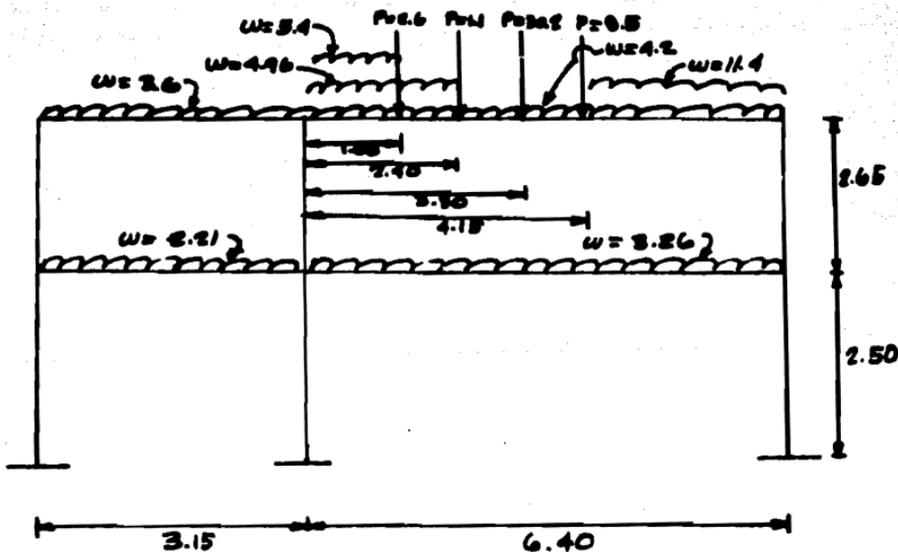
MARCO EJE ③

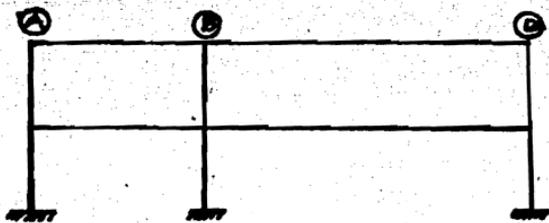


ANÁLISIS ESTRUCTURAL

La obtención de los momentos flexionantes y fuerzas cortantes se practicó a través del método de Cross, en función de las condiciones de carga que se ejemplificaron anteriormente. En el ejercicio siguiente se muestran algunos cálculos. Se presenta el mismo marco Eje ③ con todos los sistemas finales de carga.

MARCO EJE ③





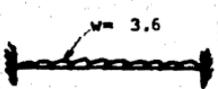
Momentos de empotramiento y cortantes isostaticos:

Eje (A) Utilizando tablas de momentos de empotramiento como ayudas de diseño (tables and formulas for fixed end moments, rogers)

NIVEL 1

DE (A) a (B)

w, t/m
L, m



$$\frac{wL^2}{12} = \frac{3.6 \times (3.15)^2}{12} = 3.14$$

$$\frac{wL}{2} = \frac{3.6 \times 3.15}{2} = 5.70$$

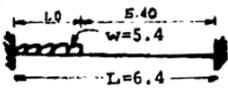
M 3.0 3.0
Vi 5.7 5.7

DE (B) a (C)

$$a/L = \frac{1}{6.4} = 0.16$$

$$wL = 5.4 \times 1.0 = 5.4$$

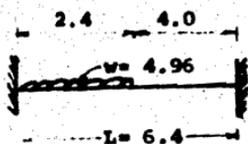
$$wL^2 = 5.4 \times (6.4)^2 = 221.2 \quad \frac{P}{L} = \frac{5.4}{6.4} = 0.84$$



$$221.2 \times \begin{cases} 0.0112 = 2.3 \\ 0.0012 = 0.27 \end{cases}$$

$$0.84 \times \begin{cases} 0.5 = 0.4 \\ 5.9 = 5.0 \end{cases}$$

M 2.3 0.27
Vi 5.0 0.40



$$a/L = \frac{2.4}{6.4} = 0.38$$

$$wL = 4.96 \times 2.4 = 11.9$$

$$wL^2 = 4.96 \times 6.4 = 203.2 \quad P/L = \frac{11.9}{6.4} = 1.86$$

$$M \quad 8.3$$

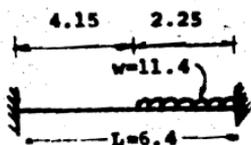
$$2.7$$

$$203.2 \times \left\{ \begin{array}{l} 0.0408 = 8.3 \\ 0.0131 = 2.7 \end{array} \right.$$

$$1.86 \cdot \left\{ \begin{array}{l} 1.2 = 2.2 \\ 5.2 = 9.7 \end{array} \right.$$

$$V_i \quad 9.7$$

$$2.2$$



$$a/L = \frac{2.25}{6.4} = 0.35$$

$$wL = 11.4 \times 2.25 = 25.7$$

$$wL^2 = 11.4 \times 6.4 = 467.0 \quad P/L = \frac{25.7}{6.4} = 4.0$$

$$M \quad 4.9$$

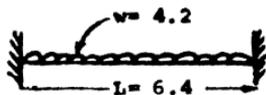
$$17.0$$

$$467 \times \left\{ \begin{array}{l} 0.0364 = 17.0 \\ 0.0105 = 4.9 \end{array} \right.$$

$$4.0 \times \left\{ \begin{array}{l} 1.13 = 4.5 \\ 5.27 = 21.1 \end{array} \right.$$

$$V_i \quad 4.5$$

$$21.1$$



$$\frac{wL^2}{12} = \frac{4.2 \times (6.4)^2}{12} = 14.3$$

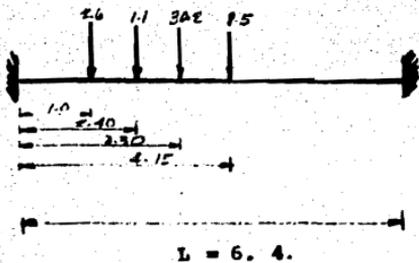
$$M \quad 14.3$$

$$14.3$$

$$\frac{wL}{2} = \frac{4.2 \times 6.4}{2} = 13.4$$

$$V_i \quad 13.4$$

$$13.4$$

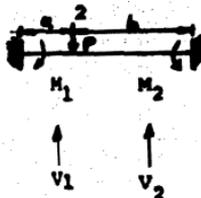


M_1		M_2
1.8		0.3
1.0		0.6
<u>23.3</u>		24.8
<u>4.3</u>		<u>7.9</u>
30.4	M	33.6

V_1		V_2
2.2		0.4
0.7		0.4
14.6		15.5
<u>2.9</u>		<u>5.4</u>
20.4	V_1	21.7

$$\frac{Pab}{L^2} = 0.34, 0.26, 7.5, 1.9$$

$$P = 0.41, 0.17, 4.7, 1.3$$



$$M_1 = \frac{Pab^2}{L^2}$$

$$M_2 = \frac{Pa^2b}{L^2}$$

$$V_1 = \frac{Pab^2}{L}$$

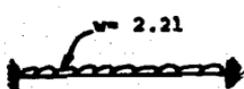
$$V_2 = \frac{Pa^2b}{L}$$

Finalmente el tramo (B) a (D) del eje (3)

	14.3	14.3		13.4	13.4
	2.3	0.27		5.0	0.4
	8.3	2.7		9.7	2.2
	4.9	17.0		4.5	21.1
	<u>30.4</u>	<u>33.6</u>		<u>20.4</u>	<u>21.7</u>
M	60.2	67.9	V _i	53.0	58.8

EJE (3) PLANTA BAJA

DE (A) a (B)



$$L = 3.15$$

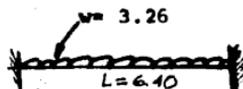
$$\frac{wL^2}{12} = \frac{2.21 \times (3.15)^2}{12} = 1.8$$

$$\frac{wL}{2} = \frac{2.21 \times 3.15}{2} = 3.5$$

$$M \quad 1.8 \quad 1.8$$

$$V_i \quad 3.5 \quad 3.5$$

DE (B) a (D)



$$M \quad 11.1 \quad 11.1$$

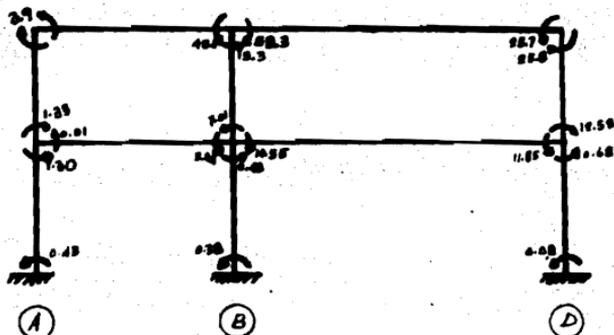
$$V_i \quad 10.4 \quad 10.4 \quad \frac{wL}{2} = \frac{3.26 \times 6.4}{2} = 10.4$$

ANALISIS POR CARGA VERTICAL , A TRAVES DEL METODO DE CROSS

-426		-4134 +5737		-2616
1200		-206 -129		+111
+238		1209 +155		-144
+47		-425 -282		+207
-836		+577 +206		-336
+1197		-112 -678		+632
-1516		-112 +23.09		-915
-536		-30.72 -1230		+4617
13.0		-3.0 +60.2		-679
0.78		0.53 0.32		0.68
1356		1356 807		807
392		392		392
0.22		0.15		0.32
				12173
-266		-858		+1.83
-218		-0.73		+2.50
+337		-3.15		-1.18
-1.71		+0.32		+1.45
+1.18		-1.35		-0.17
-523		+0.25		+0.52
+0.57		-0.58		+26.16
-426		-14.82		+12.53
+1.33		-7.01 +10.55		-11.85
-0.81		+8.26 +8.89		-0.86
1834		-0.48 -0.21		+0.28
-0.42		+0.10 +0.25		-0.42
+0.67		-1.08 -1.28		+0.35
-0.33		+0.09 +0.20		+1.21
-0.32		-4.23 +6.65		-2.56
		-1.26 -5.01		+1.83
				+2.62
		+11.1		-11.1
0.2		0.20 0.22		0.26 0.24
392		392 416		416 392
810	714	714 806		810
0.42	0.37	0.27 0.21		0.50
	1.8	-1.8		
-0.76	-0.67	-3.41 -1.95		5.55
	-1.72	-0.34		-4.92
+0.86	+0.76	+1.18 +0.67		-0.60
	+0.59	+0.37		-0.51
-0.96	-0.84	+0.92 +0.52		-0.68
	+0.46	-0.42		
-0.44	-0.37	+1.48 +0.78		
-130	-1.01	-3.04 -0.48		
				-0.08
		-0.36		-0.40
		+0.26		-2.46
		+0.24		+2.78
		-0.98		

MARCO EJE (3)

Finalmente los momentos flexionantes del marco Eje ① quedarán como sigue:



Valuación de cortantes (V_g) y reacciones (R), finales :

V_i	5.7	5.7	53.0	58.8
ΔV	-15.5	15.5	5.13	-5.13
V_g	-9.8	21.2	58.13	53.67
R	-1.8	7.83		53.67

niv. 1.

V_i	3.5	3.5	10.4	10.40
ΔV	-0.96	+0.96	-0.20	+0.20
V_g	2.54	4.46	10.20	10.40
R	2.54	14.66		10.60

P.B.

Todo el análisis, antes expuesto fué aplicado para todos los marcos ejes

① y ②, ③ y ④, ⑤ y ⑥, ⑦ y ⑧

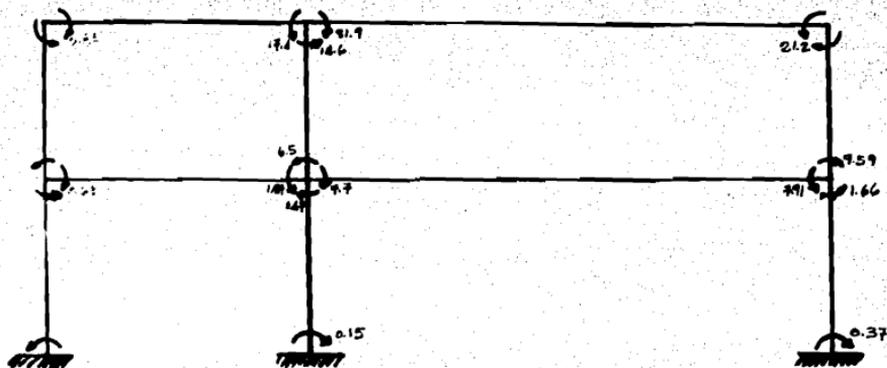
-0.73		-17.1	131.9		-21.82
15.18		-0.67	-0.72		10.41
-3.17		10.78	10.88		-0.93
11.53		-1.74	-1.90		11.76
-1.91		12.05	11.77		-1.57
15.10		-5.45	-3.93		15.31
-4.57		-0.49	11.00		-7.13
-0.97		-13.15	-14.23		-40.21
11.1		-1.1	130.6		0.58
0.88		0.25	2.5		52.8
494		446	5.26		
64		382			312
0.18		0.27			0.42
-0.78		-10.18			116.9
-0.16		-0.23			11.02
10.81		-2.49			12.31
10.85		10.30			-1.01
10.81		-1.30			11.71
-0.01		10.24			10.24
10.11		-0.51			10.30
10.84		-10.68			57.90
-0.41		-6.5	3.30		-7.91
-0.05		10.30	10.21		-0.71
10.11		-0.45	-0.45		-0.27
-10.16		10.81	10.10		10.84
-10.01		10.10	10.67		-0.07
10.10		-2.40	10.91		10.46
-0.00		10.18	10.64		-1.24
-0.17		-5.00	-1.03		-1.35
		7.65	17.5		-0.52
					10.45
					+2.03
0.15		0.29	0.18		-7.5
64		312	245		0.12
64	298	298	406		0.27
0.15	0.70	0.22	0.31		245
	11.80	-1.8			312
-0.27	-1.26	-1.25	-1.77		245
	-0.63	-0.63			810
10.25	10.85	+1.11	11.37		0.56
	10.56	-0.43			
-0.15	-0.68	10.45	10.51		+0.71
	10.23	-0.34			-4.06
-1.05	-0.24	10.26	10.36		-0.97
-0.22	10.63	-1.87	10.67		-0.44
					-1.60
-0.09		1.15			
-0.09		-10.26			0.37
10.15		10.78			10.49
-0.14		-0.89			12.22
					12.1

MARCO EJE ②

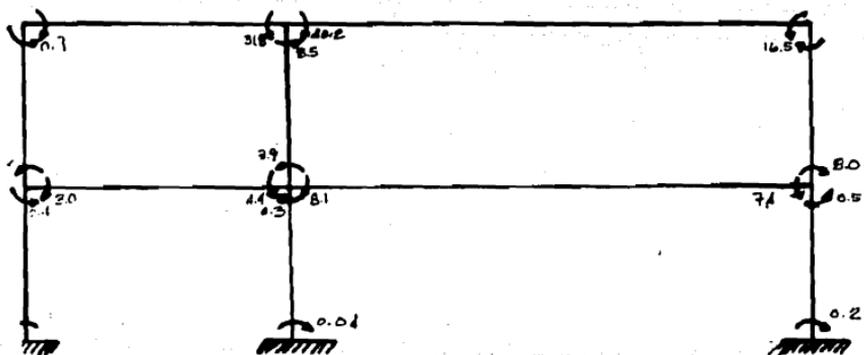
-0.82		-31.20 +0.820		-16.80
1121		-0.81 -0.80		-10.50
-1.42		+0.75 +0.53		-0.30
71.50		-2.25 -1.39		+1.18
-2.10		+3.78 +1.12		-1.05
17.43		-0.81 -2.10		+2.84
-4.27		-2.80 +1.70		-4.85
-5.93		-18.51 -2.10		+22.57
17.8		-6.60 +0.63		-36.7
+0.76		0.58 0.27		0.01
1199		1199 570		570
382		382		382
0.28		0.18		0.29
-1.87		-6.07		+1.83
-0.50		-0.47		+6.83
72.34		-7.40		1.40
+0.17		+0.31		-0.81
+0.07		-0.93		+0.73
-0.17		+0.15		0.13
+0.32		-0.26		+4.32
+0.87		-7.34		76.8
-0.84		-3.97	+2.07	-7.43
-0.08		-0.57	+0.22	-0.19
+0.33		-0.42	-0.18	0.18
+0.25		+0.29	+0.31	+0.14
+1.07		-0.70	-0.84	-0.77
+1.84		+0.61	+0.67	+0.72
-0.08		-3.60	+0.90	-1.68
-1.06		-0.84	-0.91	-0.45
				+7.16
				+1.73
0.22		+7.9		-7.20
382		0.22 0.24		0.25 0.24
370	519	382 405		405 382
0.49	0.30	519 806		870
		0.30 0.24		0.51
		-4.1		
-2.13	-1.35	-1.14	-0.91	73.67
+0.92	+0.60	-0.68		-3.10
	+0.96	+0.74	+2.67	-0.54
-0.75	+0.47	+0.23		-0.27
	+0.47	+0.40	+0.31	
-0.20	+0.20	-0.24		
-2.80	-0.13	+0.26	+0.70	0.58
	+3.02	-4.43	0.27	
-1.10		11.04		0.16
-0.38		+0.16		-0.30
+0.34		+0.34		-1.70
-1.06		-0.46		+1.84
TTTTT		TTTTT		TTTTT

MARCO EJE (4)

FINALMENTE LOS MOMENTOS FLEZIONANTES FINALES:



MARCO EJE ②



MARCO EJE ④

VALORES DE CONSTANTES Y REACCIONES FINALES (V_f y R, SENSAMENTE)

MARCO EJE (2)

V_i	1.30		1.30	31.20		33.40
ΔV	-5.80		+5.80	+1.70		-1.70
V_f	-4.50		+7.10	+32.90		+31.70
R	-4.50		40.00			+31.70

V_i	3.50		3.50	7.00		7.10
ΔV	-0.40		+0.40	—		—
V_f	3.10		+3.90	+7.00		7.0
R	3.10		11.00			7.0

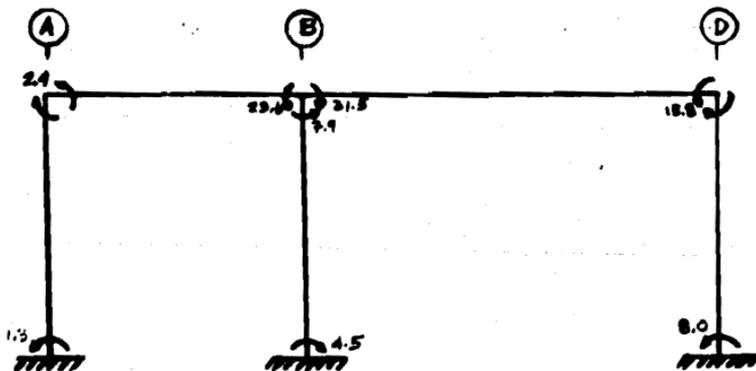
MARCO EJE (4)

V_i	13.70		11.70	28.60		32.10
ΔV	-10.40		+10.40	+3.70		-3.70
V_f	+3.30		+22.10	+42.30		+29.40
R	+3.30		64.40			+29.40

V_i	4.50		5.60	9.70		7.80
ΔV	-0.45		+0.45	+0.10		-0.10
V_f	+4.05		+6.05	+9.80		+7.70
R	+4.05		14.85			+7.70

Analogamente se presenta la obtención de momentos flexionantes finales por carga vertical a través del método Cross, así como sus cortantes y reacciones finales de este marco, Eje **(7-8-9)**

	A			B				D	
	K_A	T_A		T_B	K_B	T_B		T_D	K_D
V_0	378	1174		1174	378	578		578	378
f_d	0.85	0.75		0.85	0.18	0.28		0.60	0.40
M_E		+1.7		-1.7		+21.8		-34.5	
	-0.4	-1.3		-16.6	-5.6	-8.1		+22.6	+12.3
		-2.3		-0.7		+14.9		-4.1	
	+2.1	+0.2		-5.3	-1.7	-2.6		+2.5	+1.6
		-2.7		+2.1		+1.3		-1.3	
	+1.7	+2.0		-2.4	-0.8	-1.2		+0.8	+0.5
M_F	+2.4	-2.4		-22.6	-7.9	+11.5		-15.8	+18.5
V_i		2.3		2.3		24.1		22.9	
ΔV		-1.2		12.2		12.4		-2.4	
V_f		-4.9		4.5		26.4		26.5	
R	-4.9				37.9				26.5



MARCO **(7-8-9)**

b) ANÁLISIS POR CARGAS LATERALES (SISMO)

Nuevamente haciendo mención al Reglamento del Distrito Federal se puede mencionar, que para estructuras con altura superior a 60 metros se exige el análisis dinámico, en vista de que la importancia de tales estructuras justifica el desarrollo de estudios que puedan predecir fenómenos especiales, fuera del alcance de los métodos estáticos.

Por otra parte el edificio en consideración se somete a las consideraciones para aceptar el método estático simplificado, que se puede aplicar hasta construcciones de 13 metros con lo cual se cubren edificios de vivienda hasta 3 ó 4 niveles.

Finalmente para valuar la resistencia de muros ante cargas laterales se debe recordar que deben revisarse para el efecto de la fuerza cortante, del momento flexionante en su plano y eventualmente también de momentos flexionantes debido a empujes normales a su plano.

Para poder aclarar estas situaciones mecánicas, se parte de la evaluación de la resistencia de cada muro ante sollicitaciones sísmicas.

Para esto se cuenta con métodos para el cálculo de resistencia de muros a cargas laterales, enfatizando que el empleo del método simplificado se restringe a muros que tengan una cantidad mínima de refuerzo interior; $P_h + P_v \geq 0.002$, P_h - refuerzo horizontal y P_v = refuerzo vertical.

o' de castillos y dadas, para asegurar una ductibilidad razonable, cuando llegue al agrietamiento ante efectos sísmicos. Para muros que no cumplan esos requisitos será necesario el empleo del método detallado de diseño.

La expresión que se propone en este método toma en cuenta en forma burda y conservadora el efecto benéfico que sobre la resistencia a cargas laterales tiene la fuerza axial aplicada al muro.

La resistencia ante cargas laterales se expresa en términos de un esfuerzo cortante resistente de la mampostería, el cual depende principalmente de la resistencia de la pieza y en menor grado de la del mortero.

La mejor forma de conocer la resistencia al corte de la mampostería es mediante el ensaye de muretes en compresión diagonal con las piezas y morteros que se emplearán en la obra. El murete debe de estar formado por una pieza y media en una dirección y un número tal de hiladas que haga que el murete tenga forma aproximadamente cuadrada. El procedimiento de ensaye consiste en dar una compresión diagonal hasta la falla. - El esfuerzo cortante resistente se calculará como la proyección de la fuerza en la dirección de las hiladas divididas entre el área transversal bruta.

La determinación deberá efectuarse sobre un mínimo de 9 muretes siendo la resistencia nominal, V^* , la calculada por la expresión.

$$V^* = \frac{\bar{V}}{1 + 2.5 C.V.}$$

Donde \bar{V} es la resistencia promedio al corte de muretes, y C.V. coeficiente de variación de la resistencia.

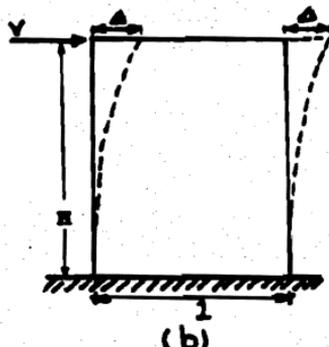
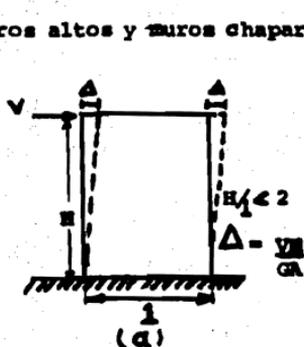
El D.F. proporciona una tabla donde consignan valores de V^* para materiales, en los cuales se han realizado pruebas de laboratorios, suficientes para poder recomendar un valor de la resistencia al corte. Para materiales no anotados en dicha tabla deberá efectuarse la determinación de la resistencia al corte.

En el diseño por cargas laterales deberá revisarse no sólo el efecto de las fuerzas cortantes sino también el de los momentos flexionantes que producen dichas cargas laterales. Puede requerirse refuerzo adicional en los extremos del muro para resistir dichos momentos. El análisis se basará en los criterios generales de flexocompresión.

Para efectuar el análisis por cargas laterales se considera conveniente que la rigidez de los muros se calcule tomando en cuenta que se incluyan tanto deformaciones por flexión, como por cortante.

$$\Delta_{TOT} = \frac{VH^3}{3EI} + \frac{VH}{GA}$$

Aunque rígidamente desde el punto de vista teórico se debe analizar estos sistemas que son a base de muros de rigidez, cuando - - - - las deformaciones por flexión o por cortante son más importantes una de otra, es decir se deben contemplar dos casos de muros, a saber: muros altos y muros chaparros.



$$H/l > 2$$

$$\Delta = \frac{VH^3}{3EI}$$

a) Muros Chaparros
(Efecto de deformación por cortante principalmente)

b) Muros Altos
(Efecto de deformación por Flexión principalmente)

$$\Delta_{TOT} = \frac{VH}{GA}$$

$$\Delta_{TOT} = \frac{VH^3}{3EI}$$

De tal forma que en cada muro se debe puntualizar qué tipo de deformación es la que impera y así valuar su rigidez, esto es inoperante pues habrán muros intermedios en cuanto a relación de altura a su longitud, por tanto se debe cuantificar su rigidez total como la suma de deforma

ciones por cortante y por flexión.

En conclusión, las deflexiones de un muro sujeto a una fuerza lateral en su plano son debidas a efectos cortantes y de flexión.- Las deformaciones de cortante se pueden calcular como:

$$\Delta_v = \frac{vh}{GA}$$

V- Cortante sísmica
h- Altura del muro
G- Módulo de cortante
A- Area transversal del muro

Y las deformaciones por flexión se pueden valuar a través de la fórmula siguiente :

$$\Delta_f = \frac{vh^3}{\alpha EI}$$

EI = Propiedad Elasto-geométrica del muro.

Siendo α un factor que depende de las condiciones de empotramiento del muro. La suposición más simple es la de considerar que en cada nivel el muro es un voladizo y por tanto $\alpha = 3$. La rigidez se obtiene como los recíprocos de la suma de las dos rigideces, a saber :

$$K_v = \frac{V}{\Delta_v} \quad ; \quad K_f = \frac{V}{\Delta_f}$$

$$K_{TOT.} = \frac{1}{\frac{1}{K_v} + \frac{1}{K_f}}$$

A continuación se deduce la fórmula de la rigidez con la cual se distribuye la cortante sísmica en todos los muros.

$$K_{TOT} = \frac{1}{\frac{1}{K_V} + \frac{1}{K_F}}$$

$$K_V = \frac{G e l}{h} \quad K_F = \frac{3 E I}{h^3}$$

$$\frac{1}{K_V} + \frac{1}{K_F} = \frac{h}{G e l} + \frac{h^3}{3 E I}$$

DONDE LOS VALORES DE "G" e "I" SON:

$$G = 0.3 E, \quad I = \frac{e l^3}{12} m$$

(Adicionalmente $m \approx 1.0$, factor que incrementa el momento de inercia (I) por efecto de muros perpendiculares al muro en estudio.)

$$\therefore \frac{1}{K_V} + \frac{1}{K_F} = \frac{h}{0.3 E e l} + \frac{h^3}{3 E \frac{e l^3}{12} m}$$

$$= \frac{h}{0.3 E e l} + \frac{4 h^3}{E e l^3 m}$$

$$= \frac{h}{E e l} \left(\frac{1}{0.3} + \frac{4 h^2}{m l^2} \right)$$

$$= \frac{h}{E e l} \left[3.33 + \frac{4}{m} \left(\frac{h}{l} \right)^2 \right]$$

$$K_{TOT} = \frac{Ee l}{h} \left[\frac{1}{3.33 + \frac{4}{m} \left(\frac{h}{l} \right)^2} \right]$$

Si $\frac{Ee}{h}$ = constante

$$K_{TOT} = 1 \left[\frac{1}{3.33 + \frac{4}{m} \left(\frac{h}{l} \right)^2} \right] \quad \text{--- } \textcircled{1}$$

K_{TOT} = Rigidez total, tomando en cuenta deformaciones por cortante y por flexión.

l = Longitud del muro

h = Altura total del muro

m = Factor que toma en cuenta los muros transversales - trabajando como patines - del muro en estudio.

$$m = \frac{I_{total}}{I_{muro}} > 1.0$$

Lo anterior es una forma sumamente burda de calcular las rigideces, que no toma en cuenta la liga que el sistema de piso proporciona a los -- distintos muros, sin embargo, intentar tomar en cuenta este factor, -- lleva a procedimientos de análisis cuya complejidad no parece justificarse en vista de las grandes incertidumbres que existen en las variables a considerar.

Por otro lado para efectuar el análisis por cargas laterales se considera conveniente también que se tome el módulo de elasticidad correspondiente a cargas de corta duración, es decir, el reglamento del D. - D.F. contempla este aspecto exigiendo que el módulo de elasticidad de la mampostería, se podrá determinar experimentalmente o calcularse en forma aproximada como sigue:

- Para mampostería de tabiques y bloques de concreto:

$$E = 600 f^*m, \text{ para cargas de corta duración}$$

$$E = 250 f^*m, \text{ para cargas sostenidas}$$

- Para mampostería de tabique de barro y otras piezas, excepto las de concreto:

$$E = 400 f^*m, \text{ para cargas de corta duración}$$

$$E = 250 f^*m, \text{ para cargas sostenidas}$$

Seguidamente se debe de considerar en el cálculo de momento de inercia la formación de secciones T, L, E ó I en las intersecciones entre muros es decir: Para la rigidez en flexión de los muros hay que considerar la contribución de los muros transversales trabajando como patines del muro en estudio. (ver el factor $m > 1.0$ en la fórmula anterior)

Las normas del reglamento de D.D.F. en cuanto a esto expone la contribución de muros transversales que intersectan al considerado; por tanto podrá considerarse para el cálculo de las propiedades del muro, que se forman secciones T ó I, para las que el ancho efectivo de los patines no excederá de una sexta parte de la altura del muro arriba del nivel que se está analizando, ni doce veces el espesor del muro. Cuando se formen en las intersecciones secciones L ó I, el ancho del patín será 1/16 de la altura del muro arriba del nivel que se está analizando o 6 veces el espesor del muro. Se toma en cuenta la sección agrietada reduciendo el momento de inercia de la sección bruta.

Basándonos en lo antes estipulado, preliminarmente haremos el reconocimiento de cargas o se deducir el peso por nivel para efectuar el cálculo de cortantes estáticos.

Como los dos cuerpos están desligados por una zona de losa muy pequeña (escaleras) se analizará el edificio en dos cuerpos, el cuerpo anterior que tiene sótano y el cuerpo posterior que no tiene sótano (Fig. 7).

Cubierta de Servicios.

$$\text{Area losa} = 3.40 \times 9.70 + 2.2 \times 1.75 + 2.15 \times 4.08 = 45.6 \text{ m}^2$$

$$W = 45.6 \times 0.37 = 16.9 \text{ TON.}$$

$$\text{Longitud de muros sentido "X"} = 5 \times 3.4 + 1.40 + 1.60 + 2.90 = 22.9$$

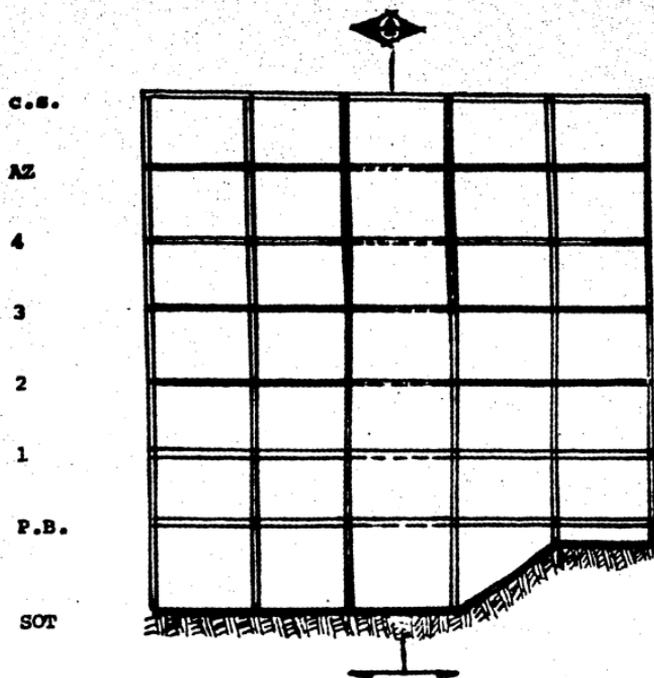


FIG. 7 Corte longitudinal donde se muestra la elevación esquemática de niveles, aquí se muestra el criterio de análisis sísmico, como se puede ver el edificio, se analiza como si fuera dos - enteramente independientes. (Las líneas punteadas muestran - la junta constructiva que desliga estructuralmente los cuer - pos simétricos del inmueble, permitiendo así el libre movimien - to de ambos, ocasionando un análisis sísmico convencional por separado.)

Longitud de muros sentido "y" =

$$9.70 + 0.90 + 1.90 + 1.00 + 2 \times 2 = 17.5 \text{ m}$$

Longitud total de muros =

$$22.9 + 17.5 - 12 \times 0.15 = 38.6 \text{ m}$$

Peso total de muros. -

$$W = 38.6 \times 0.69/2 = 13.3 \text{ TON}$$

Muros con ventana = 6 m

$$W = 6 \times 0.57 = 3.4 \text{ TON}$$

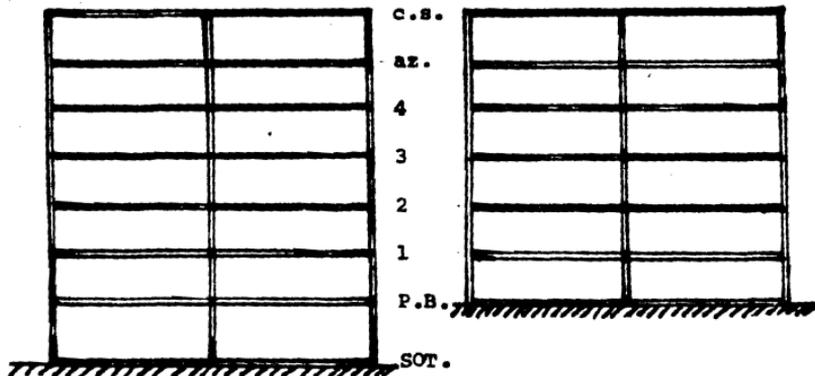
Pretil perimetral

$$2 (9.70 + 3.1) + 3.9 + 4.1 + 1.60 + 3.8 = 39 \text{ m}$$

$$W = 39 \times 0.105 = 4.1 \text{ TON}$$

CUERPO ANTERIOR
(CON SOTANO)

CUERPO POSTERIOR
(NO HAY SOTANO)



CORTE A

Muros capuchinos =

$$8.20 \times 0.28 = 2.3 \text{ TON}$$

Trabes =

$$7.50 \times 0.15 \times 0.25 \times 2.4 = 0.7 \text{ TON}$$

$$W_{\text{total}} = 39.8 + 38.0 + 5.0 + 2.3 + 0.7 = 85.8 \text{ TON}$$

$$W = \frac{85.8}{94.84} = 0.9 \text{ t/m}^2$$

AZOTEA

Area Losa =

$$94.84 \text{ m}^2 ; \times 0.56 \text{ t/m}^2 = 53.1 \text{ TON}$$

$$\text{Muros} = 13.3 \text{ TON} \quad (\text{cubierta de servicios})$$

$$\text{Pretil} = 15.50 \times 0.105 = 1.6 \text{ TON}$$

$$\text{Muros} = 19.0 \text{ TON} \quad (\text{planta tipo})$$

$$\text{Muros con ventana} = 2.5$$

$$W_{\text{TOT}} = 53.1 + 13.3 + 1.6 + 19.0 + 2.5 = 89.5 \text{ TON.}$$

$$W = \frac{89.5}{94.84} = 0.94 \text{ TON/m}^2$$

$$\text{Data eje } \odot = 9.70 \times 0.15 \times 0.10 \times 2.4 = 0.35 \text{ m}$$

$$W = 0.35 \text{ TON}$$

$$W_{\text{TOTAL}} = 16.9 + 13.3 + 3.4 + 4.1 + 0.4 = 38.1 \text{ TON}$$

$$W = \frac{38.1}{45.6} = 0.84 \text{ T/m}^2$$

NIVEL TIPO

$$\begin{aligned} \text{Area losa} &= 9.85 \times 8.80 \times 2 \times 4.08 = 94.84 \text{ m}^2; \\ &\times 0.42 \text{ T/m}^2 = W = 39.8 \text{ TON} \end{aligned}$$

Longitud de muros en "X" =

$$\begin{aligned} &3.40 + 2.15 + 2.35 + 2.30 + 1.00 + 2.35 \\ &+ 2.30 + 0.75 + 2.15 = 18.75 \text{ m} \end{aligned}$$

Longitud de muros en "Y" =

$$\begin{aligned} &9.90 + 3.80 + 3.80 + 3.80 + 1.00 + 9.70 \\ &+ 2.00 = 37.80 \text{ m} \end{aligned}$$

Longitud total de muros =

$$18.75 + 37.80 - 10 (0.15) = 55.05 \text{ m}$$

$$W_{\text{MUROS}} = 55.05 \times 0.69 \text{ t/m} = 38.0 \text{ TON}$$

Muros con ventana =

$$8.65 \times 0.57 = 5.0 \text{ TON}$$

NIVEL 1

Area Losa =

$$94.84 \text{ m}^2 \times 0.84 \text{ t/m}^2 = 79.7 \text{ TON}$$

Muros = 19.0 TON

Columnas =

$$\frac{1}{2} (6 \times 0.30 \times 0.45 \times 2.30 \times 2.4) = 2.2 \text{ TON}$$

(P.B.)Muros =

$$32.2 \times 0.69/2 = 11.1 \text{ TON}$$

$$W_{\text{TOT}} = 112.0 \text{ TON}$$

$$W = \frac{112}{94.84} = 1.18 \text{ t/m}^2$$

PLANTA BAJA

Area Losa =

$$9.15 \times 16.97 - 3.15 \times 5.07 - 4.15 \times 3.15 =$$
$$= 138.1 \text{ m}^2$$

$$W = 138.1 \times 0.705 = 97.4 \text{ TON}$$

Columnas = 4.4 TON

Muros = 22.2 TON

$$W_{\text{TOT}} = 124.0 \text{ TON}$$

$$W = \frac{124}{138.1} = 0.9 \text{ T/m}^2$$

Después de este cálculo de pesos por nivel lo que seguirá es la valuación de las fuerzas sísmicas de acuerdo con el reglamento propuesto, - así como a la distribución de sus efectos entre los elementos resistentes en cada entrepiso.

Las consideraciones a seguir para el análisis sísmico de edificios serán los siguientes:

- a) La fuerza cortante sísmica en cualquier entrepiso actúa de tal forma que es paralela al sistema de elementos resistentes a estos empujes laterales en una sola dirección, paralela a su plano.

Adicionalmente se supone que en todos los entrepisos existen dos sistemas ortogonales de elementos resistentes y ambos trabajan in dependientemente, de tal suerte que siempre será posible descomponer la cortante sísmica en un entrepiso en dos componentes que satisfagan la condición impuesta.

- b) En cuanto a rigideces de entrepiso de cada marco ó muro se supone que se puede valorar en forma aproximada para fines de una distribución preliminar ya que posteriormente se puede practicar un cálculo más sofisticado en función de la primera aproximación.
- c) Los sistemas de piso son indeformables, aunque esta hipótesis es

inoperante en construcciones cuya longitud en planta sea varias veces su ancho y cuya rigidez ante cargas laterales no esta distribuida de manera sensiblemente uniforme en todo su largo.

Esto ocurre en edificios de losas precoladas, también aquellos que poseen elementos verticales resistentes a cargas laterales cuya rigidez sea comparable a la de las losas.

- d) Finalmente se supone que el efecto del temblor, equivale al de un sistema de fuerzas horizontales que actuan en dirección paralela a uno de los sistemas de elementos resistentes y obran en el centro de gravedad de cada nivel.

SECUELA DE CALCULO

En el centro de gravedad de cada nivel actua una fuerza horizontal F_i ($i = 1, 2, 3, \dots, n$, niveles) dada por la formula:

$$F_i = \frac{W_i h_i}{\sum W_i h_i} \quad c \sum W_i$$

F_i = Fuerza aplicada en el entrepiso i

W_i = Peso del entrepiso i

H_i = Altura del nivel i

C = Coeficiente sísmico especificado en el reglamento.

La estructura en cuestión corresponde al grupo B, según su uso, y con respecto a su estructuración, al tipo I (ya que las fuerzas sísmicas serán resistidas por muros).

El edificio se localiza en zona firme, por lo tanto le corresponde un coeficiente sísmico de:

$$C = 0.16$$

Con respecto a su ductilidad usar un factor $Q = 2$, dado por el reglamento.

Fuerza cortante sísmica en la base del inmueble.

$$F = \frac{C}{Q} W, \quad W = \text{Peso total del edificio}$$

COSTANTE SISMICA PARA EL CUERPO ANTERIOR (con sctano)

TABLA I

NIV	w	Δh	h	Wh	fd	F	v	ΔM	M
c.s.	38.1		17.63	689	0.123	6.1			0
		2.45					6.1	14.9	
AZ	89.5		15.18	1339	0.243	12-1			14.9
		2.45					18.2	44.6	
4	85.8		12.71	1092	0.195	9.7			59.5
		2.45					27.9	68.4	
3	85.8		10.28	882	0.157	7.8			127.8
		2.45					35.7	87.5	
2	85.8		7.83	672	0.120	6.0			215.4
		2.58					41.7	107.6	
1	112		5.25	588	0.105	5.2			323.6
		2.65					46.9	124.3	
P.B.	124		2.60	322	0.057	2.8			447.3
		2.60					49.7	129.2	
SOT	0		0	0					576.5
Σ	621			5604	1.000				

$$v_{base} = \frac{0.16}{2} \times 621 = 49.7 \text{ TON}$$

CONSTANTE SIMICA PARA EL CUERPO POSTERIOR (no hay sótano)

TABLA 2

Niv	W	Δh	h	Wh	ξh	F	V	ΔM	M
c.s.	38.1		15.03	573	0.144	5.7			0
		2.45					5.7	14.0	
AE	89.5		12.58	1.26	0.283	11.3			14.0
		2.45					17.0	41.7	
4	85.8		10.13	869	0.219	8.7			55.7
		2.45					25.7	63.0	
3	85.8		7.68	659	0.166	6.6			118.7
		2.45					32.3	79.1	
2	85.8		5.23	449	0.113	4.5			197.8
		2.45					32.3	79.1	
2	85.8		5.23	449	0.113	4.5			197.8
		2.58					36.8	94.9	
1	112.0		2.65	297	0.075	3.0			292.7
		2.65					39.8	10.55	
P.B.			0						398.2
	497			39.73	1.000				

$$V_{base} = \frac{0.16}{2} \times 497 = 39.8 \text{ TON}$$

siguiendo nuestros cálculos consideramos el cálculo de la capacidad de cortante de los muros de tabique rojo recocido de 14 cm. de espesor. Con el método simplificado de diseño.

$$V_R = FR (0.7 v^* A_T)$$

A_T = Area transversal bruta del muro

F_R = 0.6 (Muros confinados con dadas y castillos que cumplen con los requisitos estipulados por el nuevo reglamento)

v^* = Esfuerzo cortante nominal, se da en una tabla que ofrece el reglamento del D.D.F.

$$v^* \left\{ \begin{array}{l} 3.5 \text{ Kg/cm}^2 - \text{mortero tipo I} \\ 3.0 \text{ Kg/cm}^2 - \text{mortero tipo II y III} \end{array} \right.$$

Estos morteros son de usual uso en elementos estructurales de mampostería, y que cumplen ciertos requisitos.

- 1.- Resistencia nominal en compresión por lo menos de 40 Kg/cm²
- 2.- La relación volumetrica entre arena y la suma de cementantes se encontrará entre 2.25 y 3.0

3.- La resistencia se determinará según lo especificado en las normas que dicta el Reglamento del D.D.F.

4.- Se empleará la mínima cantidad de agua que da como resultado un mortero fácilmente trabajable.

Usando mortero tipo I

$$V_R = 0.6 \times 0.7 \times 3.5 = 1.47 \text{ Kg/cm}^2$$

Por comparación calcularemos el V_R con el método detallado de - -
dado: :

$$V_R = F_R (0.5 V^* A_T + 0.3 P) \cong 1.5 F_R V^* A_T$$

P = Carga vertical que actúa sobre el muro sin multiplicar por factor de carga.

En nuestro caso , tomaremos un valor mínimo

$$P = 5.34 \text{ T/M (FIG. 5)}; \frac{5.34}{0.14} = 38.14 \text{ T/M}^2 = 3.81 \text{ Kg/cm}^2$$

Haciendo operaciones:

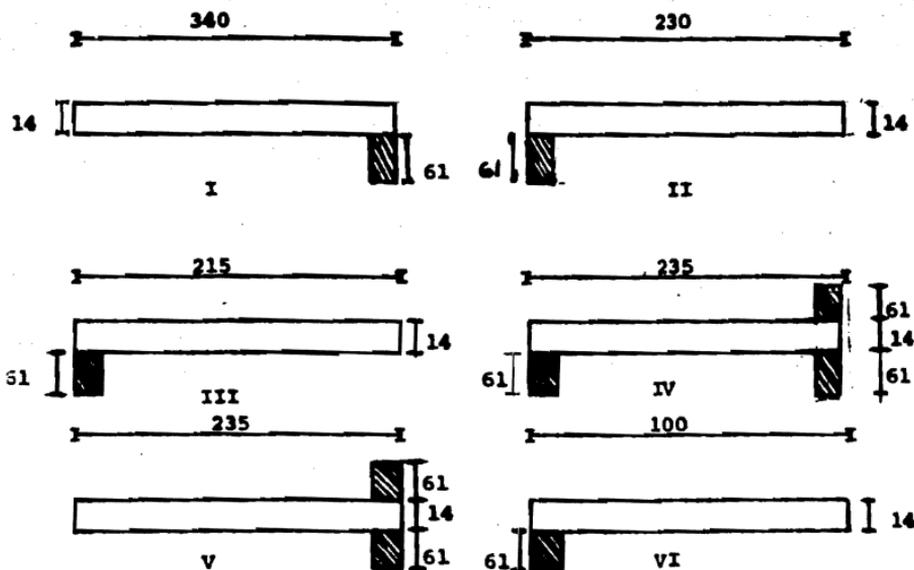
$$\begin{aligned} V_R &= 0.6 (0.5 \times 3.5 + 0.3 \times 3.81) = \\ &= 0.6 (1.75 + 1.14) = 1.74 \text{ Kg/cm}^2 \cong 1.5 \times 0.6 \times 3.5 = 3.15 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2} \end{aligned}$$

Emplearemos este último valor, por tratarse de un valor que contempla la fuerza resistente en función de la carga axial actuante sobre el muro, la cual se calcula sin factor de carga y con la carga viva instántanea (reducida para efectos de diseño, sísmico). Luego entonces el esfuerzo resistente es:

$$V_R = 1.74 \text{ Kg/cm}^2$$

ANÁLISIS SENTIDO "X"

Continuando, se calcularán las inercias de los muros resistentes, sentido X (FIG. 5), considerando la contribución de los muros transversales, trabajando como patines:



Determinación del peralte de patines de los muros que contribuirán a la rigidez :

$$\frac{H_2}{16} = \frac{980}{16} = 61 \text{ cm}$$

$$6t = 6 \times 15 = 90$$

t = espesor del muro

RIGE EL MENOR

H₂ = altura a partir del nivel considerado.

I .-

A (cm ²)	X (cm)	AX (cm ²)
14x340 = 4760	0	0
14x 61 = <u>854</u> 5614	163	139,202
$\bar{X} = 22.6 \text{ cm}$		

$$4760 \times 24.8^2 = 2.93 \times 10^6$$

$$854 \times 138.2^2 = 16.31 \times 10^6$$

$$4760 \times 340^2/12 = 45.85 \times 10^6$$

$$854 \times 14^2/12 = \frac{0.01 \times 10^6}{65.1 \times 10^6}$$

$$m = \frac{65.1 \times 10^6}{45.85 \times 10^6} = 1.42$$

II .-

A (cm ²)	X (cm)	AX (cm ³)
14x230 = 3220	0	0
14x61 = <u>854</u> 4074	100	92232
$\bar{X} = 22.6 \text{ cm}$		

$$3220 \times 22.6^2 = 1.64 \times 10^6$$

$$854 \times 85.4^2 = 6.23 \times 10^6$$

$$3220 \times 230^2/12 = \underline{14.19 \times 10^6}$$

$$22.06 \times 10^6$$

$$m = \frac{22.06 \times 10^6}{14.19 \times 10^6} = 1.55$$

III .-

A	X	AX
cm ²	(cm)	(cm ³)
14 x 215 = 3010	0	0
14 x 61 = <u>854</u> 3864	100	85400
$\bar{X} = 22.1$ CM		

$$3016 \times 22.1^2 = 1.47 \times 10^6$$

$$854 \times 77.9^2 = 5.18 \times 10^6$$

$$3010 \times 215^2/12 = \underline{11.59 \times 10^6}$$

$$18.24 \times 10^6$$

$$m = \frac{18.24 \times 10^6}{11.59 \times 10^6} = 1.57$$

IV .-

	A (cm ²)	X (cm ²)	AX (cm ³)
14X51 =	854	-110	-93940
14X235 =	3290	0	0
14X122 =	<u>1708</u>	+110	<u>+187880</u>
	5852		93940

$$\bar{X} = 16.1 \text{ cm}$$

$$\begin{aligned}
 854 \times 126.1^2 &= 13.58 \times 10^6 \\
 3290 \times 16.1^2 &= 0.85 \times 10^6 \\
 1708 \times 93.9^2 &= 15.06 \times 10^6 \\
 3290 \times 235^2/12 &= 15.14 \times 10^6 \\
 \hline
 &44.63 \times 10^6
 \end{aligned}$$

$$m = \frac{44.63 \times 10^6}{15.14 \times 10^6} = 2.95$$

V .-

	A (cm ²)	X (cm)	AX (cm ³)
14X235 =	3290	0	0
14X122 =	<u>1708</u>	110	187880
	4998		

$$\bar{X} = 37.6 \text{ cm}$$

$$\begin{aligned}
 3290 \times 37.6^2 &= 4.65 \times 10^6 \\
 1708 \times 72.4^2 &= 8.95 \times 10^6 \\
 3290 \times 235^2/12 &= \underline{15.14 \times 10^6} \\
 &28.74 \times 10^6
 \end{aligned}$$

$$m = \frac{28.74 \times 10^6}{15.14 \times 10^6} = 1.90$$

VI .-

A (cm ²)	X (cm)	AX (cm ³)
14 X 61 = 854	43	36550
14 X 100 = 1400	0	0

$$\bar{X} = 16.2 \text{ cm}$$

$$\begin{aligned}
 854 \times 26.8^2 &= 0.61 \times 10^6 \\
 1400 \times 16.2^2 &= 0.37 \times 10^6 \\
 1400 \times 100^2/12 &= 1.17 \times 10^6 \\
 &\underline{2.15 \times 10^6}
 \end{aligned}$$

$$m = \frac{2.15 \times 10^6}{1.17 \times 10^6} = 1.84$$

Para distribuir el sismo entre los elementos resistentes del edificio que son a base de muros de carga y que nacen en el nivel 1, se utilizará la formula 1 que involucra deformaciones por cortante y por flexión, para ellos utilizaremos una tabla para facilidad de calculo

$$K = \frac{E e l}{h} \left[\frac{1}{3.33 + \frac{4}{m} (h/l)^2} \right]$$

TABLA 1:

LA DISTRIBUCION DE CONSTANTE SIMICA ENTRE LOS MUROS

SENTIDO "X"

m	l	e	e1	h/l	$(a/l)^2$	$\frac{4}{3} \frac{h^3}{l^3}$	$\frac{3.33 + \frac{4}{3} \frac{h^3}{l^3}}{m^2}$	$\frac{A}{m^2}$	K_{rel}	NO. MUROS	rel X No. Mu-ros	fd	mf_d	$\frac{c-t}{-a/l}$	F VERL	F+C	P-T
1.42	3.40	0.14	0.48	3.68	13.54	38.14	41.47	0.024	0.012	1	0.012	0.31	0.31	75.0	2.2		
1.55	2.30	0.14	0.32	5.43	29.48	76.08	79.41	0.013	0.004	2	0.008	0.10	0.20	24.2	10.5		
1.57	2.15	0.14	0.30	5.81	33.76	86.01	89.34	0.011	0.003	2	0.006	0.08	0.16	19.4	9.0		
2.95	2.35	0.14	0.35	5.32	28.30	38.37	41.70	0.024	0.008	1	0.008	0.21	0.21	50.9	21.7		
1.90	2.35	0.14	0.33	5.32	28.30	59.58	62.91	0.016	0.005	1	0.005	0.13	0.13	31.5	13.4		
1.84	1.00	0.14	0.14	12.50	156.25	339.7	343.03	0.003	0.000	1	0.000	0.00	0.00	0.00			
2.00	0.75	0.14	0.11	16.67	277.90	555.8	559.13	0.002	0.000	1	0.000	0.00	0.00	0.00			
											0.039		1.00				

Nota:

no se terminó la tabla en cuanto al cálculo por considerar que el muro de 3.40 m no - - pasaba.

Verificaremos el esfuerzo actuante para el muro de longitud de 3.40 m. tomando el valor de cortante sísmico de la tabla 1, y multiplicando - por su factor de distribución.

$$V = 41.7 \times 0.31 = 13 \text{ TON.}$$

$$v = \frac{13}{3.4 \times 0.14} = 27.3 \text{ TON/m}^2 = 2.73 \text{ Kg/cm}^2$$

$$2.73 \text{ Kg/cm}^2 > 1.74 \text{ Kg/cm}^2 \quad \therefore \text{ no pasa}$$

De aquí se tendría que pensar en una solución para que la cortante - sísmica esté distribuida más uniforme y a la vez que provoque esfuer - zos dentro de lo permisible.

En este caso se decidió involucrar un muro de concreto, ocasionando - además de una distribución de cortante sísmica diferente, una mejor disposición de esfuerzos en los muros restantes que, evidentemente - serán inferiores al permisible.

Por esta razón haremos una nueva distribución :

espesor equivalente (e) del muro de concreto :

$$E_{\text{concreto}} = 10\,000 \sqrt{200} = 141\,400 \text{ Kg/cm}^2$$

$$E_{\text{tabique}} = 400 \times 19 = 8000 \text{ Kg/cm}^2$$

$$e = 18 \times 14 = 252 \text{ cm}$$

Según el Reglamento del D.D.F. , un muro confinado con dadas y --
castillos que cumpla ciertos requisitos se podrá incrementar en --
4 Kg/cm² . Así que la tabla que ofrece el D.D.F. para valores nomi-
nales de f_m^* y para tabique de barro recocido se toma un valor de --
15 Kg/cm² , adicionando los 4 kg/cm² que se pueden aumentar ; son --
los 19 Kg/cm² que se involucran en el cálculo del valor del Módulo
de Elasticidad del tabique para cargas de corta duración.

TABLA 2 :

2ª DISTRIBUCION DE CONSTANTE SIMICA ENTRE LOS MUROS

SENTIDO "X"

m	l	e	e1	b/l	(b/l) ²	$\frac{4(h_1)^2}{(l)^2}$	$\frac{3.33}{(l)^2} + \frac{4(h_1)^2}{(l)^2}$	$\frac{1}{(l)^2}$	K _{rel}	NO. MUROS	K _{rel X} No. Mu- ros	fd	K _{fd} - 1.0	$\frac{K_{rel X}}{K_{fd}}$	c = t -M/l	F VERT	F+C	F-T
1.42	3.40	0.14	0.48	3.68	13.54	38.14	41.47	0.024	0.012	1	0.012	0.148	0.148	35.9	10.6	2	12.6	-8.6
1.55	2.30	2.52	5.80	5.43	29.48	117.9	121.23	0.008	0.046	1	0.046	0.568	0.568	137.6	5.00	8.0	68.0	5.2
1.55	2.30	0.14	0.32	5.43	29.48	76.08	79.41	0.013	0.004	1	0.004	0.049	0.049	11.9	5.2	2.4	7.6	-2.8
1.57	2.15	0.14	0.30	5.81	33.76	86.01	89.34	0.011	0.003	2	0.006	0.037	0.076	9.00	4.2	8.5	4.7	-3.7
2.95	2.35	0.14	0.33	5.32	28.30	38.37	417	0.024	0.008	1	0.008	0.099	0.099	24.0	10.2	1.46	11.66	-8.7
1.90	2.35	0.14	0.33	5.32	28.30	59.58	62.91	0.016	0.005	1	0.005	0.062	0.062	15.0	5.5	2.3	8.8	-4.2
1.84	1.00	0.14	0.14	12.50	156.25	339.7	343.0	0.003	0.00	1	0.000	0.000	0.000	0.00	-	2.7	2.7	2.7
											0.081		K _{fd} - 1.0					

* Diseño de castillos

Para estar dentro de la seguridad subiremos este muro de concreto hasta el nivel 3, éste muro se presentará en el capítulo de dimensionamiento, junto con su análisis de diseño.

La cortante que toma el muro de tabique de 3.40 m (ver tabla 2)

$$V = 41.7 \times 0.148 = 6.2 \text{ TON.}$$

$$v = \frac{6.2}{3.4 \times 0.14} = 13 \text{ T/m}^2 = 1.3 \text{ Kg/cm}^2 < 1.7 \text{ Kg/cm}^2 \text{ O.K.}$$

Con respecto al momento de volteo en cada nivel se tomará con acero en los extremos de cada muro. (* Diseño de castillos)

De la tabla que muestra la 2ª distribución del sismo entre los muros se logra ver que los castillos serán de sección y armado mínimo de nivel 3 hacia abajo ya que el muro de concreto subirá hasta el nivel 3.

De este nivel al siguiente (ya todos los muros son de tabique) - se tiene un momento de volteo de 127.9 T-m (ver tabla I " Cortante sísmica para el cuerpo anterior") y el acero del castillo en los extremos del muro de mayor factor de distribución, con respecto a la primera distribución es de :

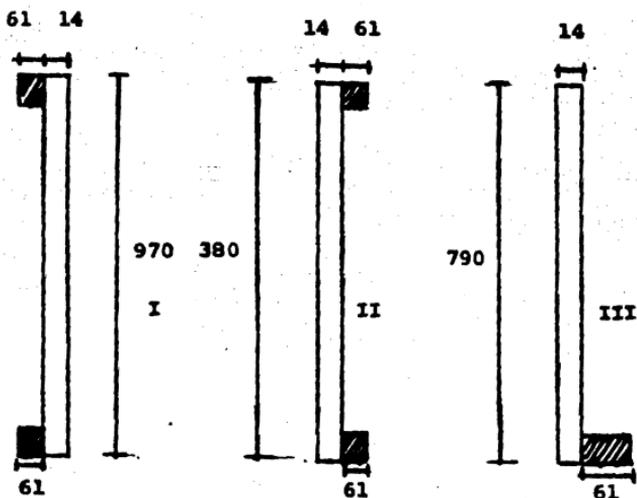
$$0.75 \times 127.9 = 96 \text{ TON.} ; 96/242.3 = 0.4 ; \times 13 = 5.2 \text{ TON.}$$

$$A \text{ COMPRESION } - P-T = 5.2 ; A_s = 5200/3000 = 1.7 \text{ cm}^2 \text{ (} A_{s_{\min}} = 4 \# 2.5 \text{)}$$

En conclusión todos los castillos serán de 15 X 15, 4 # 2.5 y E ϕ 2 @15 en toda su altura.

ANÁLISIS SENTIDO "Y" (ver figura 5)

Cálculo del momento de inercia de los muros en sentido "Y"



I .-

$$\frac{14 \times 970^3}{12} = 1.06 \times 10^9$$

$$2 \times 14 \times 61 \times 478^2 = 0.39 \times 10^9$$

$$\left. \begin{array}{l} \\ \end{array} \right\} 1.45 \times 10^9$$

$$m = \frac{1.45}{1.06} = 1.37$$

$$\text{II .- } \frac{14 \times 380^3}{12} = 64 \times 10^7$$

$$2 \times 14 \times 61 \times 183^2 = \frac{5.7 \times 10^7}{12.1 \times 10^7}$$

$$m = \frac{12.1}{6.4} = 1.89$$

III.-	SECC	A ₂ (CM ²)	Y (CM)	AY (CM ²)	
	1	790x14=11060	0	0	$\bar{Y} = 27.8 \text{ cm}$
	2	61 X 14 = $\frac{854}{11914}$	388	331352	

$$11060 \times 27.8^2 = 8,55 \times 10^6$$

$$854 \times 360.2^2 = 11080 \times 10^6$$

$$11060 \times 790^2/12 = \underline{575.21 \times 10^6}$$

$$694.56 \times 10^6 = 0.69 \times 10^9$$

$$m = \frac{695}{575} = 1.21$$

Analogamente para el sentido "y" (Fig. 5), haremos la distribución de la Fuerza cortante sísmica.

DISTRIBUCION DE CORTANTE SISMICA ENTRE LOS MUROS

SENTIDO "Y"

L	e	el	h/1	(h/1) ²	$\frac{4h^2}{3l^2}$	$\frac{3.33}{l^2} + \frac{1}{3}$	$\frac{1}{3} \frac{h^2}{l^2}$	K _{rel}	No. muros	K _{rel} X No. Muros	fd	K _d = 1.0	M VOLTEO =m/1	c=t	PUERT	P+C	P-T
9.7	0.14	1.36	1.3	1.69	4.93	8.26	0.12	0.16	1	0.16	0.52	0.52	27.21	3.11			
7.9	0.14	1.11	1.6	2.56	8.46	11.79	0.08	0.09	1	0.09	0.29	0.29	70.34	9.0			
3.8	0.14	0.53	3.3	10.89	23.05	26.38	0.04	0.02	2	0.04	0.06	0.12	14.4	3.8			
3.8	0.14	0.53	3.3	10.89	43.56	46.89	0.02	0.01	2	0.02	0.03	0.06	8.00	2.1			
Σ										0.31		1.00					

Esfuerzo actuante en el muro de 9.70 m de largo

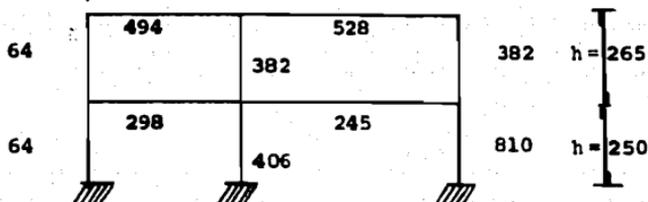
$$\tau = \frac{0.52 \times 41.7}{1.7 \times 0.14} = 15.9 \text{ T/m}^2 = 1.59 \text{ Kg/cm} \leq 1.7 \text{ OK}$$

TODOS LOS CASOS DE LOS MUROS

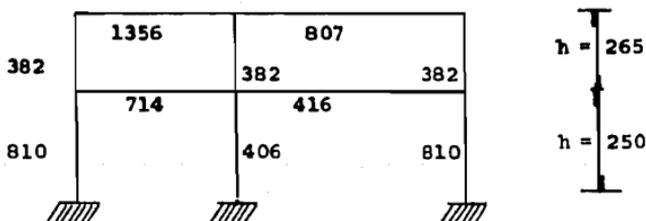
Como anteriormente se expuso, la estructuración del edificio, se compo-
 nía de 6 niveles a base de losa reticular y muros de carga y 2 niveles
 estructurados como marcos de concreto y también losa reticular de dife-
 rente peralte. Luego entonces el análisis por cargas laterales será -
 diferente en estos últimos dos niveles.

Rígideces de marcos del cuerpo anterior.

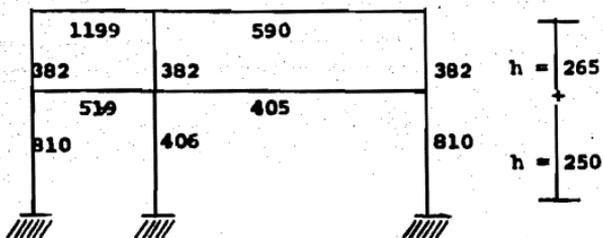
MARCO ②



MARCO ③



MARCO ④



Utilizando fórmulas de Wilbur para rigideces de los marcos:

$$E = 10,000 \sqrt{200} = 14.14 \times 10^4$$

$$48E = 678.82 \times 10^4$$

$$R_2 = \frac{678.82 \times 10^4}{660} = 1. \times 10^4$$

$$265 \left[\underbrace{\frac{4(265)}{8.28}}_{1.28} + \underbrace{\frac{250 + 265}{543}}_{0.95} + \underbrace{\frac{265}{1022}}_{0.26} \right]$$

$$R_3 = \frac{678.82 \times 10^4}{398} = 1.7 \times 10^4$$

$$265 \left[\underbrace{\frac{4(265)}{1146}}_{0.92} + \underbrace{\frac{250 + 265}{1130}}_{0.46} + \underbrace{\frac{265}{2163}}_{0.12} \right]$$

$$R_4 = \frac{678.82 \times 10^4}{265 \left[\frac{4(265)}{1146} + \frac{250+265}{924} + \frac{265}{1789} \right]} = \frac{678.82 \times 10^4}{432} = 1.6 \times 10^4$$

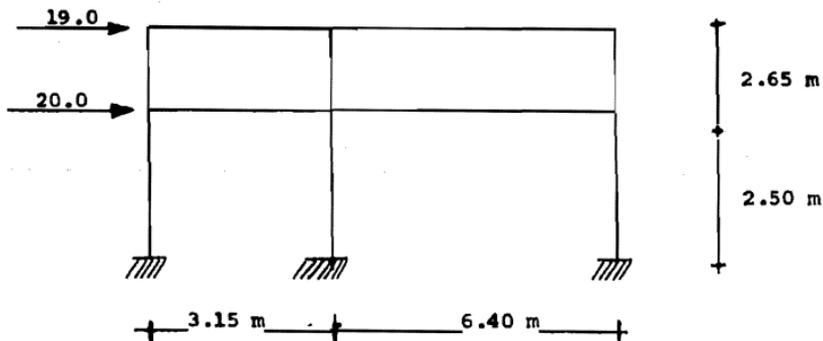
$\frac{4(265)}{1146}$
 $\frac{250+265}{924}$
 $\frac{265}{1789}$

0.92
0.56
0.15

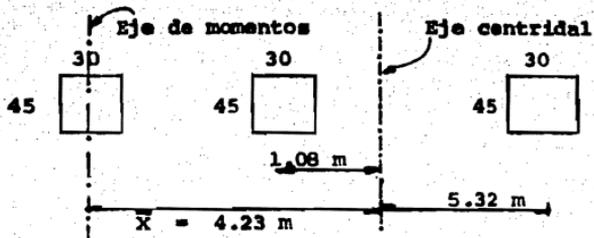
El sismo a partir del nivel 1 hacia niveles inferiores será tomado por marcos de concreto, según ejes ②, ③ y ④ y cada uno de estos elementos estructurales tomará un porcentaje de cortante sísmica según las rigideces anteriormente calculadas R_2 , R_3 y R_4 .

EJE	K Kg/cm	%	V _{Nivel.1} TON	V _{P.B.} TON	V/MARCO TON	
					N-1	P.B
②	1.0	0.23	46.9	49.7	11.0	11.4
③	1.7	0.40	46.9	49.7	19.0	20.0
④	1.6	0.37	46.9	49.7	17.0	18.4
	4.3					

ANALISIS SIMICO POR EL METODO DEL CANTILIVER :



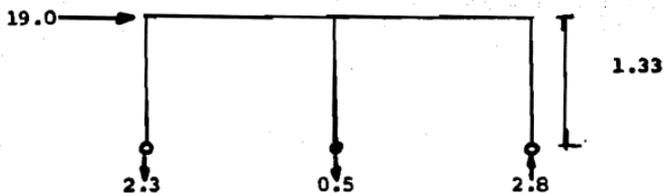
MARCO EJE ③



$$\bar{X} = \frac{(0.45 \times 0.30 \times 0.0) + (0.45 \times 0.30 \times 3.15) + (0.45 \times 0.30 \times 9.55)}{0.45 \times 0.30 \times 3} =$$

$$\frac{0.425 + 1.284}{0.405} = 4.23 \text{ m}$$

NIVEL 1



$$M = 19 \times 1.33 = 25.3 \text{ T-m}$$

$$I_y = I + \sum AY^2 \quad (I=0) \text{ LOS MOMENTOS CENTROIDALES SE DESPRECIAN}$$

$$AY^2 = 0.45 \times 0.30 \times 4.23^2 + 0.45 \times 0.30 \times 1.08^2 + 0.45 \times 0.30 \times 5.32^2 =$$

$$AY^2 = 2.42 + 0.16 + 3.82 = 6.4 \text{ m}^4$$

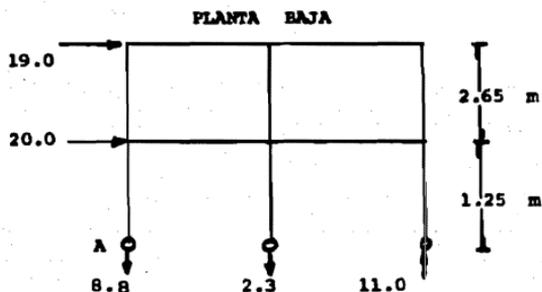
$$Y_1 = \frac{25.3}{6.4} \times 0.45 \times 0.30 \times 4.23 = 2.3$$

$$Y_2 = \frac{25.3}{6.4} \times 0.45 \times 0.30 \times 1.08 = 0.5$$

$$Y_3 = \frac{25.3}{6.4} \times 0.45 \times 0.30 \times (-5.32) = -2.8$$

COMPROBACION :

$$\Sigma MA = 19.0 \times 1.33 + 0.5 \times 3.15 - 2.8 \times 9.55 = 25.3 + 1.6 - 26.7 = 0$$



$$M = 19 \times 3.9 + 20 \times 1.25 = 74.1 + 25 = 99.1 \text{ t-m}$$

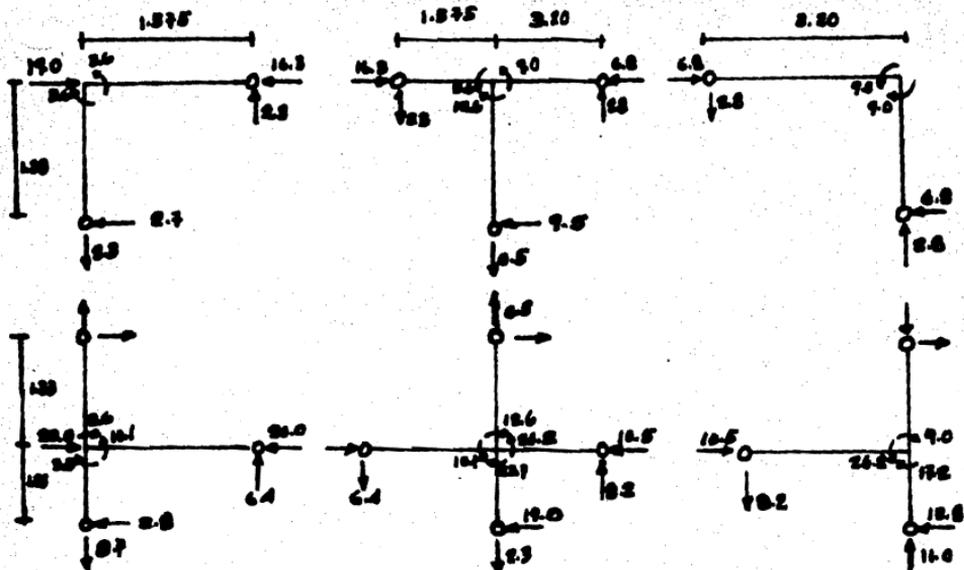
$$Y_1 = \frac{99.1}{6.4} \times 0.45 \times 0.30 \times 4.23 = 8.8$$

$$Y_2 = \frac{99.1}{6.4} \times 0.45 \times 0.30 \times 1.08 = 2.3$$

$$Y_3 = \frac{99.1}{6.4} \times 0.45 \times 0.30 \times (-5.32) = 11.0$$

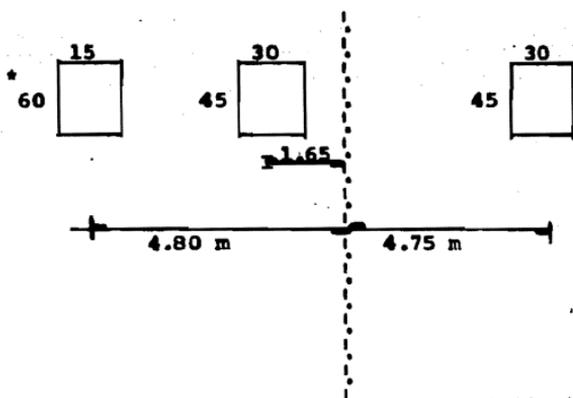
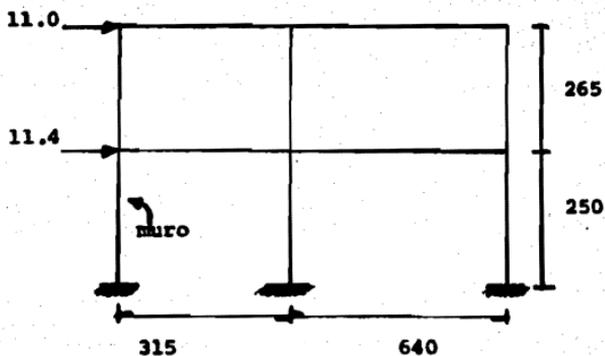
$$\Sigma MA = 19 \times 3.9 + 20 \times 1.25 + 2.3 \times 3.15 - 11 \times 9.55 = 74.1 + 25.0 + 7.2 - 105.1 = 0$$

Estableciendo el equilibrio, se obtienen los momentos flexionantes.



ANALISIS SISMICO, POR EL METODO CANTILIVER.-

MARCO EJE (2)

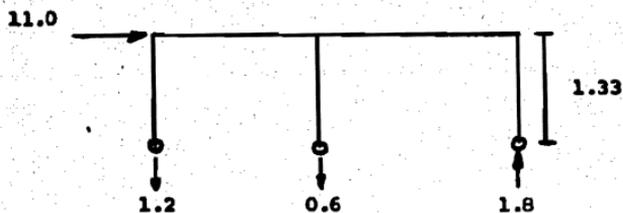


$$\bar{x} = \frac{(0.60 \times 0.15 \times 0.00) + (0.45 \times 0.30 \times 3.15) + (0.45 \times 0.30 \times 9.55)}{(0.60 \times 0.15) + 2 \times (0.45 \times 0.30)} =$$

$$\frac{0.0 + 0.425 + 1.30}{0.36}$$

$$\bar{x} = 4.8 \text{ m}$$

NIVEL 1



$$m = 11.0 \times 1.33 = 14.6 \text{ t-m}$$

$$I_{Y'} = 0.60 \times 0.15 \times 4.8^2 + 0.45 \times 0.30 \times 1.65^2 + 0.45 \times 0.30 \times 4.75^2$$

$$I_{Y'} = 2.07 + 0.37 + 0.30 = 5.44 \text{ m}^4$$

* Se considero una contribución de 4t del muro siendo t = 15 cm espesor del muro.

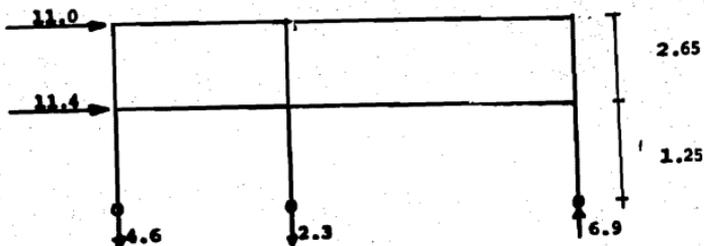
$$Y_1 = \frac{14.6 \times 0.60 \times 0.15 \times 4.80}{5.4} = 1.2$$

$$Y_2 = \frac{14.6 \times 0.45 \times 0.30 \times 1.65}{5.4} = 0.60$$

$$Y_3 = \frac{14.6 \times 0.45 \times 0.30 \times -4.75}{5.4} = -1.8$$

$$\begin{aligned} \Sigma M_A &= 11.0 \times 1.33 + 0.6 \times 3.15 - 1.8 \times 9.55 \\ &= 14.6 + 1.9 - 17.2 \approx 0 \quad \text{O.K} \\ &=== \end{aligned}$$

PIANTA BAJA



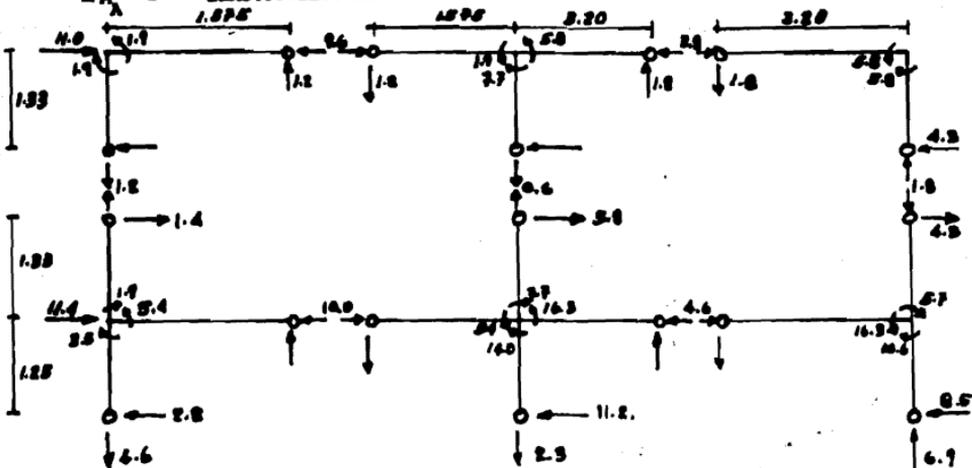
$$M = 11 \times 3.90 \times 11.4 \times 1.25 = 57.2 \text{ t-m}$$

$$Y_1 = \frac{57.2 \times 0.60 \times 0.15 \times 4.80}{5.4} = 4.6$$

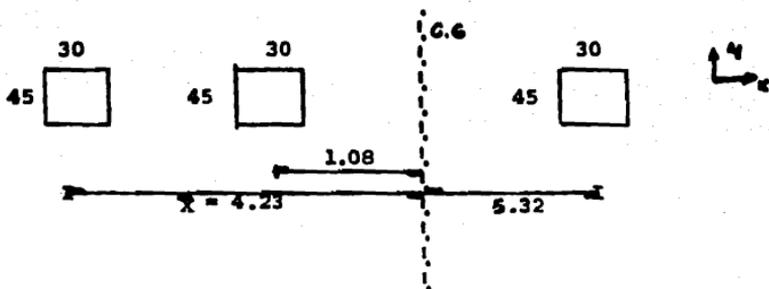
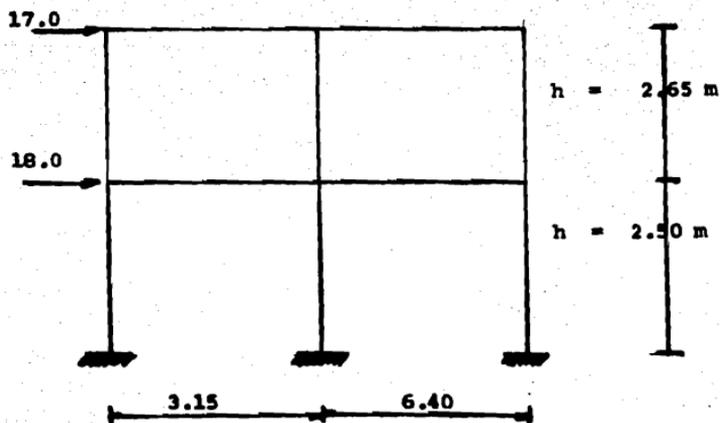
$$Y_2 = \frac{57.2 \times 0.45 \times 0.30 \times 1.65}{5.4} = 2.3$$

$$Y_3 = \frac{57.2 \times 0.45 \times 0.30 \times (-4.75)}{5.4} = -6.9$$

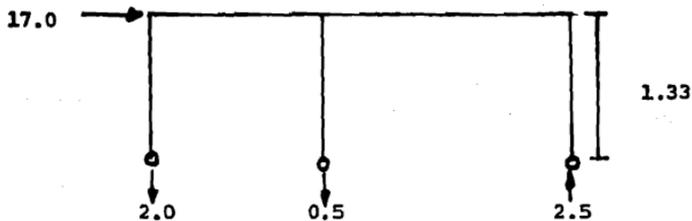
$$\sum M_A = 11 \times 3.90 + 11.4 \times 1.25 + 2.3 \times 3.15 - 6.9 \times 9.55 = 42.9 + 14.25 + 7.2 - 66.0 = 0$$



MARCO EJE ④

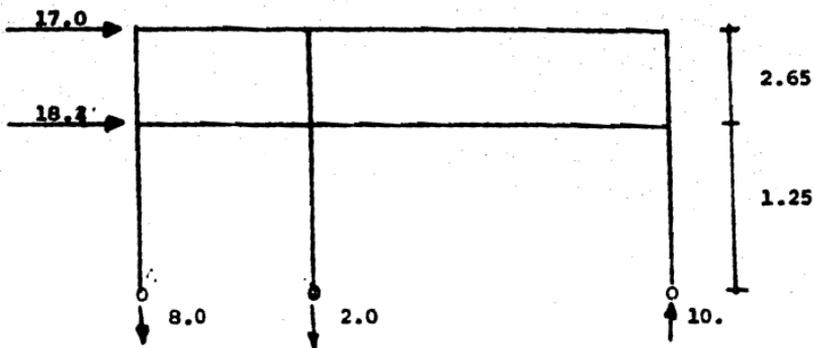


NIVEL 1



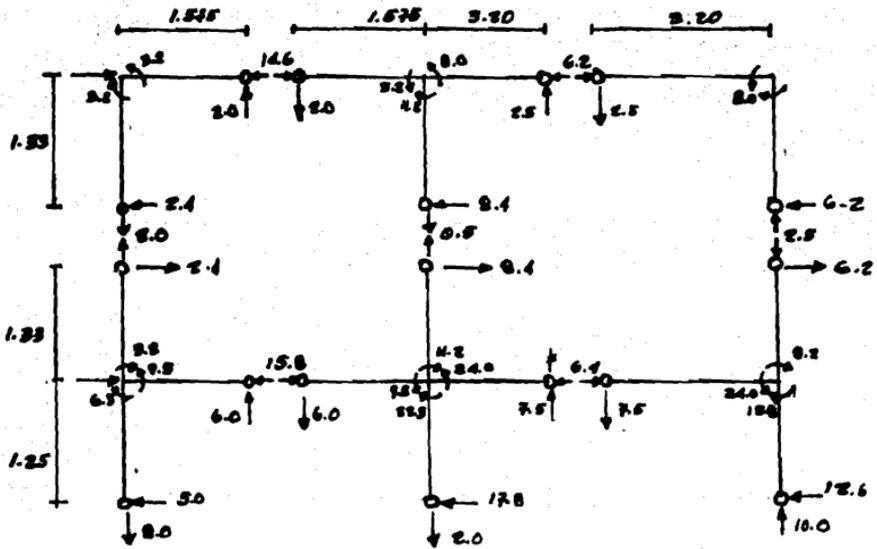
$$\begin{aligned}
 M &= 17.0 \times 1.33 = 22.6 \text{ t-m} \\
 I_{y1} &= 6.4 \text{ m}^4 \\
 Y_1 &= \frac{22.6 \times 0.45 \times 0.30 \times 4.23}{6.4} = 2.0 \\
 Y_2 &= \frac{22.6 \times 0.45 \times 0.3 \times 1.08}{6.4} = 0.5 \\
 Y_3 &= \frac{22.6 \times 0.45 \times 0.3 \times 5.32}{6.4} = -2.5
 \end{aligned}$$

PLANTA BAJA



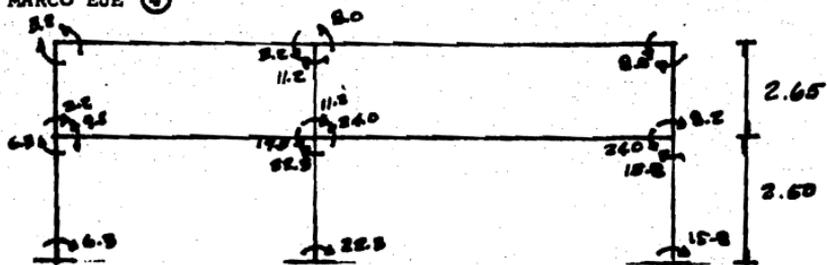
$$\begin{aligned}
 M &= 17.0 \times 3.90 + 18.4 \times 1.25 = 66.3 + 23.0 = 89.3 \\
 M &= 89.3 \text{ t-m} \\
 Y_1 &= \frac{89.3 \times 0.45 \times 0.30 \times 4.23}{6.4} = 8.0 \\
 Y_2 &= \frac{89.3 \times 0.45 \times 0.30 \times 1.08}{6.4} = 2.0 \\
 Y_3 &= \frac{89.3 \times 0.45 \times 0.30 \times -5.32}{6.4} = -10.0
 \end{aligned}$$

RESOLVIENDO ESTATICAMENTE EL SISTEMA :

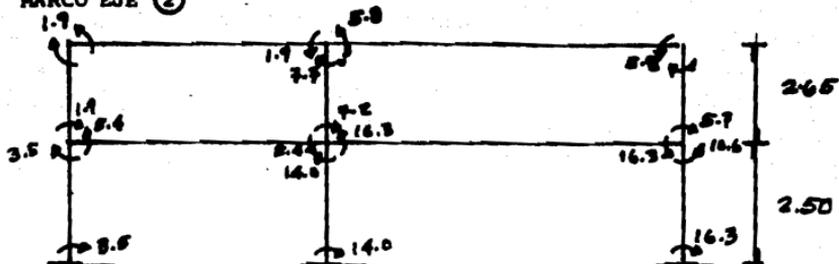


Finalmente los momentos debido al sismo son:

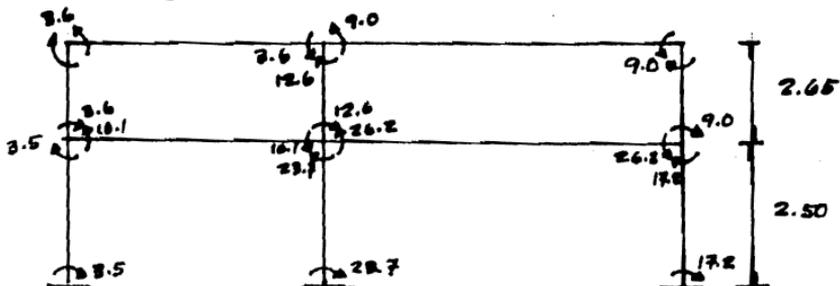
MARCO EJE ④



MARCO EJE ②



MARCO EJE ③



CAPITULO III

DIMENSIONAMIENTO

Uno de los aspectos fundamentales del diseño de una estructura, es el dimensionamiento de los diferentes elementos que componen dicha estructura.

De hecho el dimensionamiento se concluye con la determinación de las propiedades geométricas y de la cantidad de acero que se requiere. Generalmente las características geométricas deben seleccionarse de manera que satisfagan ciertos requisitos prestables de seguridad y de comportamiento, bajo cargas nominales (cargas en condiciones de servicio)

Finalmente, se debe de cuidar la estética de la estructura es - - decir, debe ser aceptable en apariencia externa. Utilizando como preámbulo lo antes expuesto, se sigue que después de definidas las características geométricas de la sección de manera que tenga las características estructurales requeridas, se continúa con una revisión de la respuesta del elemento estructural, es decir se trata - de conocer las características acción-respuesta del elemento por - dimensionar.

Las solicitaciones que obran sobre un elemento estructural, son las fuerzas ó acciones a las que está sujeto. Entre éstas se cuentan el peso propio, cargas vivas, etc., la respuesta de un elemento estructural es

su comportamiento bajo una determinada acción; puede expresarse como deformación, agrietamiento, durabilidad, etc., Desde luego, la respuesta es función de las características del elemento estructural considerado.

Para todas las combinaciones posibles de acciones y características de un elemento estructural se tendrá una base racional para establecer un método de dimensionamiento, Dada la cantidad de variables -- que intervienen, no es posible establecer un conjunto de reglas rígidas para dimensionar sin embargo, existen unos cuantos principios generales que conviene respetar.

Fundamentalmente, debe buscarse la sencillez constructiva y la uniformidad, y deben evitarse las discontinuidades tanto en las dimensiones del concreto como en la distribución del refuerzo, Los cambios bruscos de sección no suelen ser convenientes, El refuerzo se detalla considerando la posibilidad de condiciones de carga no previstas en el cálculo y los efectos de las redistribuciones de momentos, Finalmente las economías logradas reduciendo materiales son evidentes y fáciles de cuantificar, sin embargo, un análisis completo y cuidadoso de los costos totales de construcción lleva con frecuencia a la conclusión de que la sencillez constructiva disminuye los costos totales aún cuando el logro de la sencillez implique mayor consumo de materiales, La sencillez constructiva conduce a tiempos de ejecución menores y costos de mano de obra inferiores.

para lograr sencillez y rapidez constructiva, es necesario estandarizar secciones en el mayor grado posible, no solamente en las estructuras prefabricadas, donde ésta es obvio, sino también en las estructuras coladas en el lugar. La estandarización de secciones trae consigo la simplificación de la mano de obra y la posibilidad de lograr una planeación eficiente del uso de cimbras. Como es natural conviene también que los elementos estructurales tengan formas geométricas sencillas.

También es aconsejable la estandarización de los detalles de refuerzo, de manera que pueda reducirse a un mínimo el número de barras de características distintas. La estandarización del refuerzo facilita las labores de habilitado y de colocación, al mismo tiempo que simplifica la supervisión y control de costos.

El dimensionamiento se llevó a cabo mediante clasificación de - situaciones de trabajo, es decir se distinguieron casos de losas que trabajaban en una dirección en cuyo caso se hizo patente - la aplicabilidad de las disposiciones para vigas.

Las losas perimetralmente apoyadas se trataron en forma diferente, es decir los momentos flexionantes se calcularon con los coeficientes del D.B.F.

Para la consideración del refuerzo, la losa se le consideró dividida en cada dirección; dos franjas extremas y una central. Seguidamente la distribución de momentos entre tableros adyacentes se practicó considerando 2/3 del momento de desequilibrio entre los dos tableros, si estos son monolíticos con sus apoyos, ó la - totalidad de dicho momento si no lo son.

las nervaduras de las losas encasetonadas se dimensionaron como - vigas

Finalmente, la distribución de los momentos en las franjas se hizo de acuerdo a ciertos porcentajes, es decir los momentos flexionantes en secciones críticas a lo largo de las losas de cada marco se distribuirán entre las franjas de columna y las franjas centrales, de acuerdo con los porcentajes indicados en la tabla siguiente:

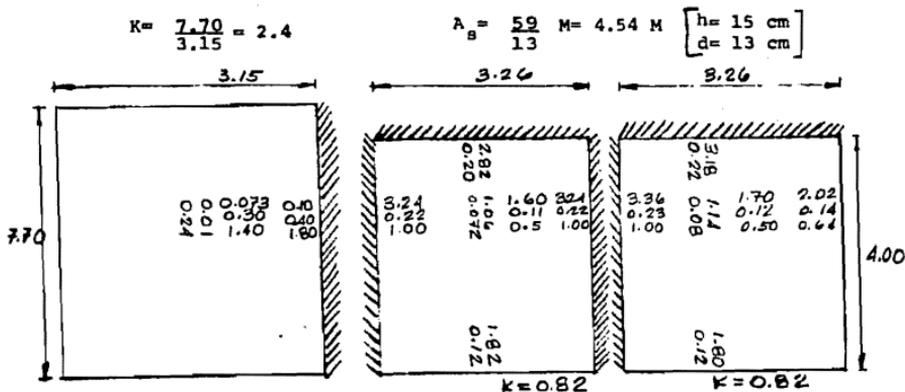
	FRANJA COLUMNA	FRANJA CENTRAL
MOMENTO POSITIVO	60	40
MOMENTO NEGATIVO	75	25

Consideraremos un ejemplo, unos tableros de la planta tipo - - -
del edificio:

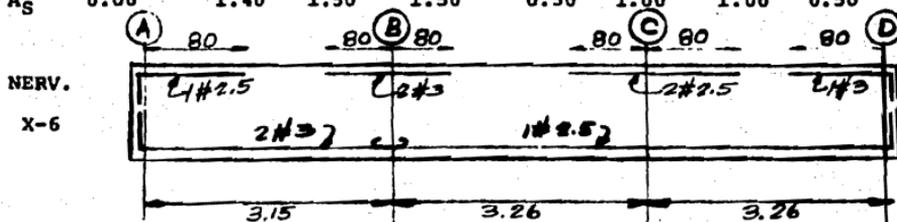
CONTANTES DE ARMADO:

$$\begin{aligned}
 h &= 15 \text{ cm} & A_s &= \frac{M}{f_s j d} \quad ; \quad \text{si :} & f_s &= 2t/\text{cm}^2 & \left. \begin{array}{l} f_s j = 1.7 \\ j = 0.85 \end{array} \right\} \\
 f'_c &= 200 \text{ Kg/cm}^2 & & & & & \\
 f_y &= 3000 \text{ Kg/cm}^2 & A_s &= \frac{59}{d} M & & & \\
 f_s &= 0.5 f_y & & & & & \\
 &= 0.85 & A_s &= \frac{59}{d} M & \left(\begin{array}{l} d, \text{ cm} \\ M, \text{ T-M} \\ \lambda, \text{ cm}^2 \end{array} \right) & &
 \end{aligned}$$

Dimensionaremos la nervadura X-6 de la planta nivel tipo, mediante
el análisis de todos los tableros que atraviesa dicha nervadura.



M	0.00	0.30	0.4	0.22	0.11	0.22	0.23	0.12	0.14
$\frac{d_3}{a_1}$			6.98	6.74		674	674		
f_d			0.51	0.49		0.5	0.5		
M_P	0.00	0.30	0.34	0.34	0.11	0.23	0.23	0.12	0.14
A_S	0.00	1.40	1.50	1.50	0.50	1.00	1.00	0.50	0.60



Se hace énfasis que este proceso de diseño se sigue hasta el nivel 2, donde las losas están apoyadas sobre muros, después de este nivel, el sistema ya cambia a sistema de piso apoyado sobre columnas, donde el diseño de nervaduras se canalizan a través de formación de marcos con franjas centrales y de columnas disponiendo de porcentajes según el D.D.F.

MUROS

La estructura de este edificio consiste en parte, de muros de tabique que soportan un sistema de piso de losa nervada, perimetralmente apoyada. Se comprueba fácilmente que se cumplan las condiciones que deben existir para poder aplicar el método simplificado para dimensionamiento de muros que se ha expuesto en la revisión de análisis estructural.

Como se vió en este capítulo para determinar la carga que la losa transmite a los muros se ha dividido la losa en zonas tributarias de los distintos muros trazando líneas a 45° por las esquinas de los rectángulos en la forma indicada en el croquis de la planta de la estructura fig. 4 Este procedimiento es el comúnmente utilizado para distribuir la carga de losas perimetralmente apoyadas. Por simple inspección se comprueba que la carga más grande se encuentra en el eje (B), y por lo mismo los tramos más desfavorables. Es por esto que la revisión se ha limitado a ellos.

La carga sobre los muros en estudio, procedente de la losa es trapezoidal; en el ejemplo se ha considerado que se reparte uniformemente en todo el tramo analizado, hipótesis que la experiencia indica es tolerable.

La única diferencia en el cálculo de la resistencia de los muros se encuentra en el valor de c , que se toma igual a 0.7, para el muro interior y 0.6 para el muro exterior donde es lógico esperar una mayor excentricidad.

Se comprueba que la resistencia de los muros del eje (B) es suficiente, es decir: el esfuerzo actuante 7.3 Kg/cm^2 es menor que el esfuerzo admisible 8.0 Kg/cm^2 .

Preliminarmente ya vimos en líneas anteriores en el capítulo de análisis estructural, que respecto a los muros de tabique no hay problema de falla, ya que los esfuerzos actuantes se muestran inferiores a los permisibles; luego entonces podemos concluir que el dimensionamiento dirigido a estos elementos estructurales ya ha sido contemplado.

Debemos enfatizar que los muros estarán reforzados por dadas y castillos y que estos últimos estarán distribuidos de acuerdo a las disposiciones del nuevo Reglamento del D.D.F., es decir, existen castillos por lo menos en los extremos de los muros y en puntos intermedios del muro a una separación no mayor que vez y media su altura, ni 4 metros. Adicionalmente, también estos castillos, principalmente los que se encuentran en los extremos de los muros, están reforzados para tomar las fuerzas originadas por el momento de volteo del movimiento sísmico, Del análisis por fuerzas laterales, se vió que con un armado mínimo 4# 2.5 en toda su altura estas fuerzas son tomadas íntegramente.

Diseño del muro de concreto :

Este muro de concreto resiste más cortante sísmica que los demás muros que son de tabique, por lo que necesita un diseño un poco particularizado, es decir enfocaremos la situación de que éste muro termina en nivel 3 siguiéndose - - pero ya de igual material que los demás.

la justificación es que el momento de volteo en niveles - - superiores es menos significativo en comparación con el que se sucede en niveles inferiores .

A continuación presentamos el diseño :

C-T = 60 TON. (ver tabla de 2^a distribución de cortante sísmica entre muros, sentido "X")

A tensión :

$$T = 60 - 8 = 52.0 \text{ TON.}$$

$$A_s = \frac{T}{f_y} = \frac{52000}{3000} = 17.3 \text{ cm}^2 \quad (4 \# 8)$$

A compresión : (a la hoja siguiente)

$$P = 60 + 8 = 68 \text{ ton}$$

$$P_u = 1.47 \times 68 = 100 \text{ ton}$$

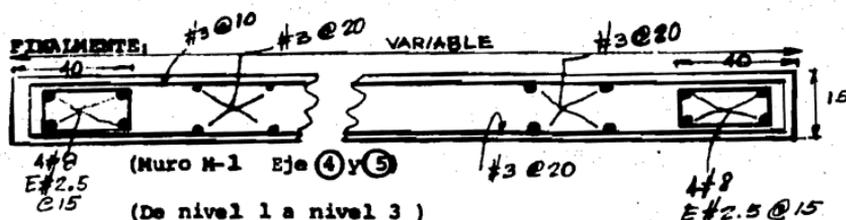
$$\text{con secc. } 15 \times 40; \text{ bt } f_c'' = 15 \times 40 \times 0.65 \times 200 = 78 \text{ ton}$$

De las gráficas interacción :

$$K = \frac{100}{78} = 1.3, \quad q = 0.60$$

$$p = \frac{q}{\frac{f_y}{f_c}} = \frac{0.60}{\frac{4000}{0.68 \times 250}} = 2.6\%$$

$$A_s = 0.026 \times 15 \times 40 = 15.6 \text{ cm}^2$$



Diseño del sistema de piso a partir del nivel 1 hacia niveles inferiores :

Como se expuso en hojas anteriores el diseño en estos niveles, es diferente al practicado en niveles tipo ya que el sistema se convierte de losas planas perimetralmente apoyadas sobre muros, a losas planas apoyadas en columnas. Los elementos mecánicos se obtuvieron por medio del método iterativo de Cross

Las hipótesis en las cuales se sometió el análisis, y como consecuen

cia el diseño, fueron:

a) Se supone que la estructura se divide en marcos ortogonales, cada uno de ellos formado por una fila de columnas y franjas de losa - con ancho igual a la distancia entre las líneas medias de los tableros adyacentes al eje de columnas considerado. Al analizar los marcos, en cada dirección deben usarse las cargas totales que actúan en las losas.

b) Al calcular las rigideces relativas de los miembros, el momento de inercia de cualquier sección (de columnas o trabes), puede tomarse como el de la sección de concreto no agrietada y sin considerar el refuerzo. Además, se tendrán en cuenta requisitos como son:

Para valuar el momento de inercia de las losas se considerará un ancho equivalente, a cada lado del eje de columnas igual a:

$$\frac{0.5 L_2}{1+1.67 L_2/L_1} \times 0.3 C \leq 0.5 L_2$$

Las literales de la fórmula anterior, fueron ya definidas en el capítulo de análisis.

A continuación construiremos el diagrama de mto. flexionante y cortante, que junto con los momentos que dá el análisis sísmico, deduciremos el refuerzo de las nervaduras involucradas en los marcos del cuerpo anterior.

La distribución del acero que se requiere se obtiene de la fórmula que da el análisis elástico :

$$A_s = \frac{59}{d} M \quad \left(\begin{array}{l} d, \text{ cm} \\ M, \text{ T-m} \\ A_s, \text{ cm}^2 \end{array} \right)$$

Donde M, es el momento ya sea positivo o negativo, desprendido del análisis estructural. Adicionalmente se aclara que el momento y en consecuencia el acero se distribuirá según un porcentaje dado por el D. D. F., a saber:

$$\begin{array}{l} M (-) \\ \text{(Apoyos)} \end{array} \left\{ \begin{array}{l} 75\% \text{ FRANJA DE COLUMNAS} \\ 25\% \text{ FRANJA CENTRAL} \end{array} \right.$$

$$\begin{array}{l} M (+) \\ \xi \end{array} \left\{ \begin{array}{l} 60\% \text{ FRANJA DE COLUMNAS} \\ 40\% \text{ FRANJA CENTRAL} \end{array} \right.$$

Por otro lado, el acero en las nervaduras se repartirá, en función de los anchos de cada nervadura. Para aclarar esto se hará el cálculo de los porcentajes de cada nervadura involucrada ya sea en franja de columnas o franja central del marco eje ③ de ① a ② en el apoyo ②

NERVADURAS EN FRANJAS DE COLUMNA

Nº DE NERV.	NERV.	ANCHO (cm)	%		f_d %
1	X-8	30	45	75	34
1	X-7	20	30		23
1	X-9	16	24		18
3		66	0.99		75

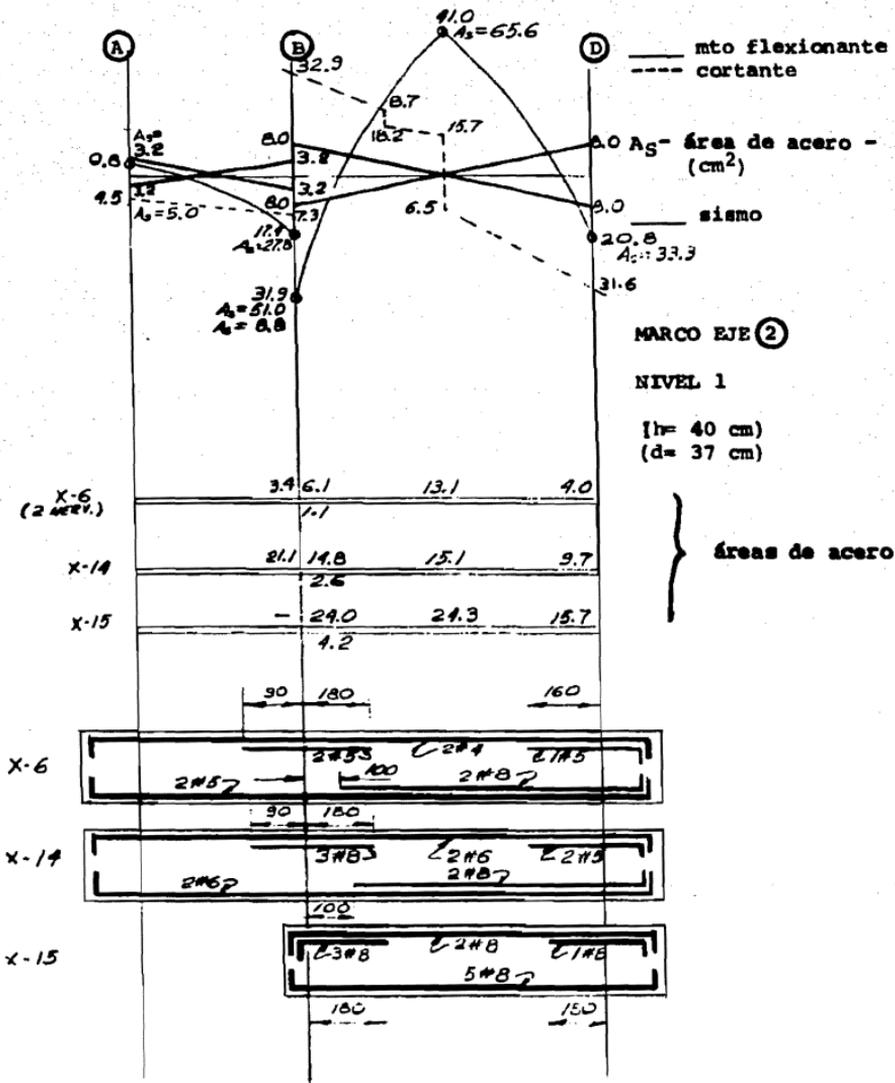
NERVADURAS EN FRANJA CENTRAL

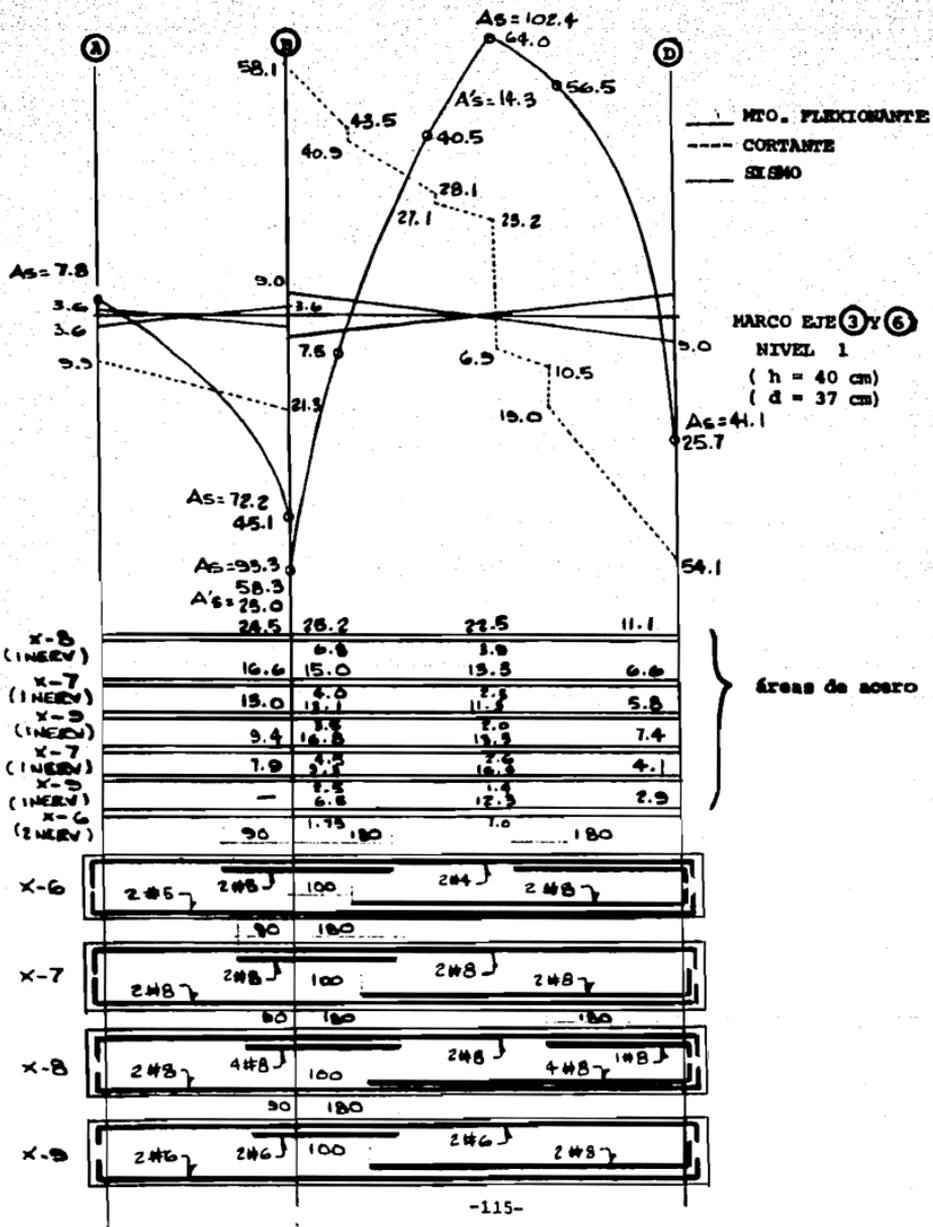
1	X-7	18	53	25	13
1	X-9	16	47		12
2		34	1.00		25

Según la última columna (f_d), es el porcentaje de acero que toma , cada nervadura. Análogamente se trataría el momento positivo y - con los porcentajes ya indicados, anteriormente .

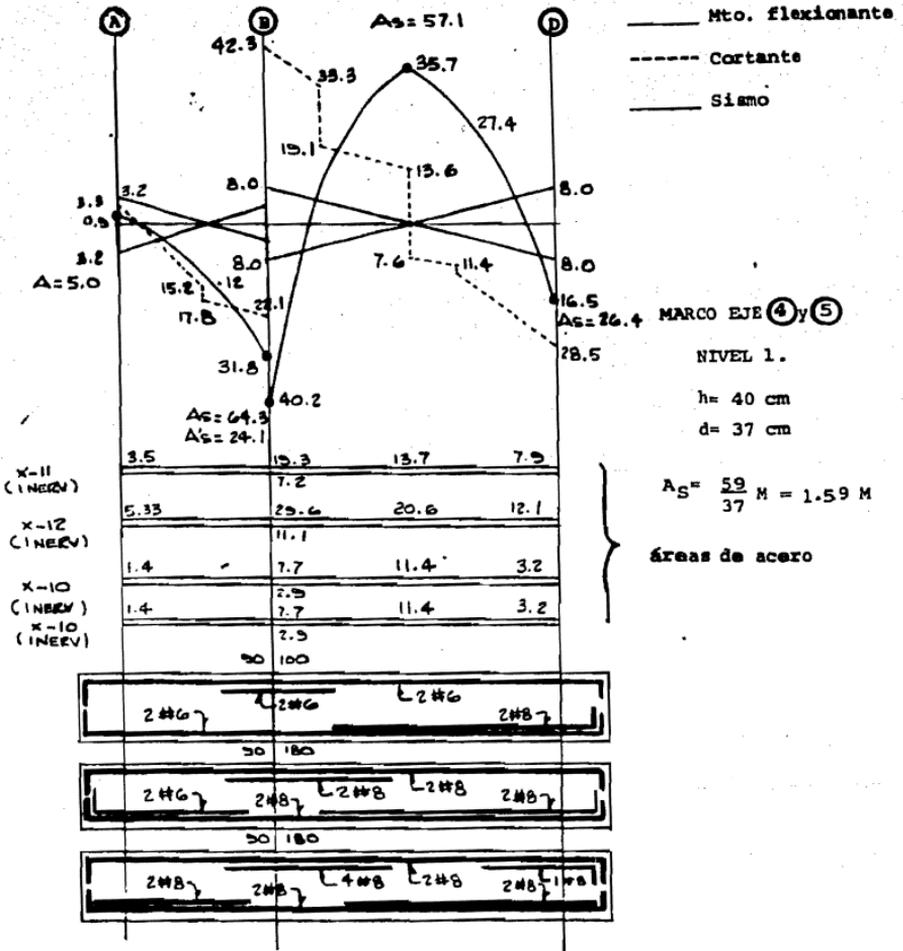
A continuación se presenta los diagramas con los que se va a - - armar las nervaduras. Únicamente se presenta el Nivel 1 , de los marcos cuyos Ejes son : (2) , (3) , (4) , (7-8-9) y (B)

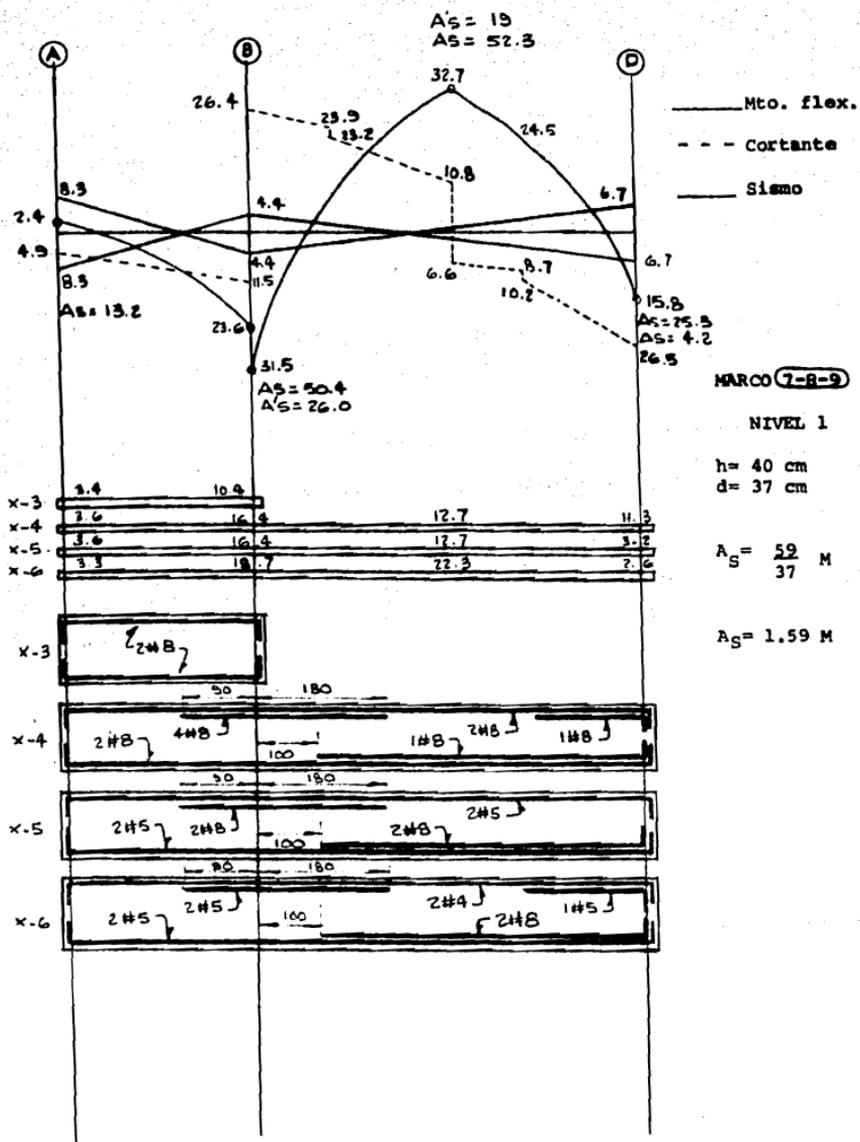
$$A_s = \frac{59}{37} \quad M = 1.59 \text{ M}$$

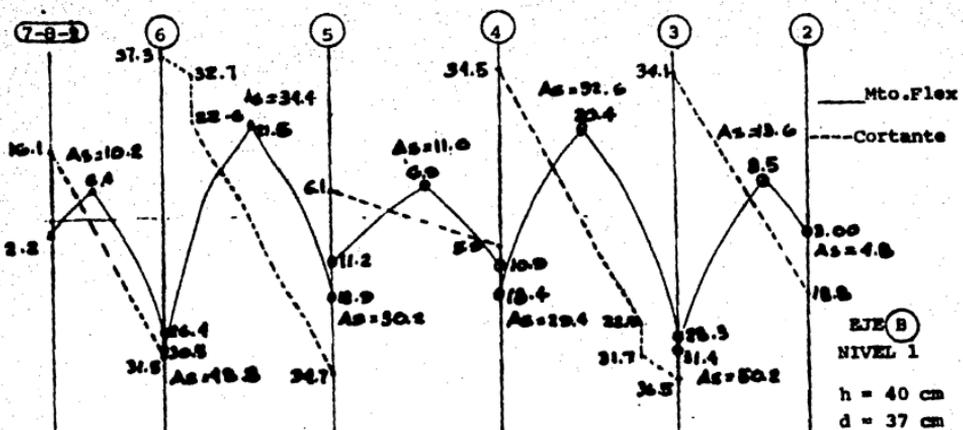




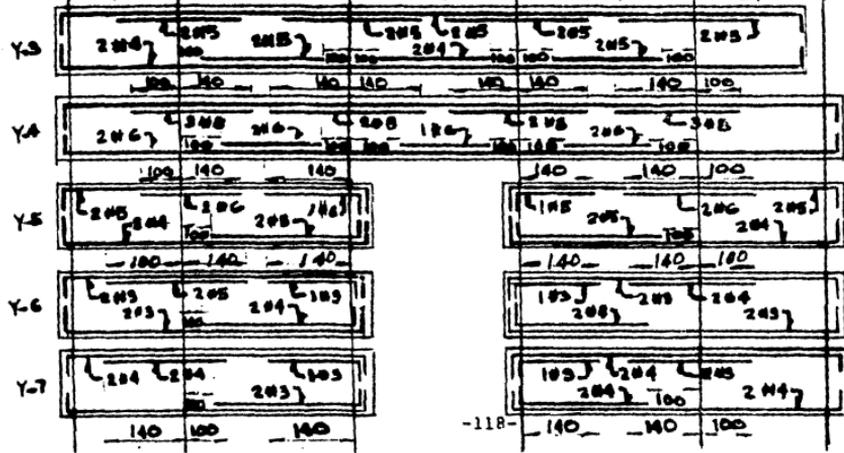
$$\Delta s = \frac{59}{37} \quad M = 1.59 \text{ M}$$



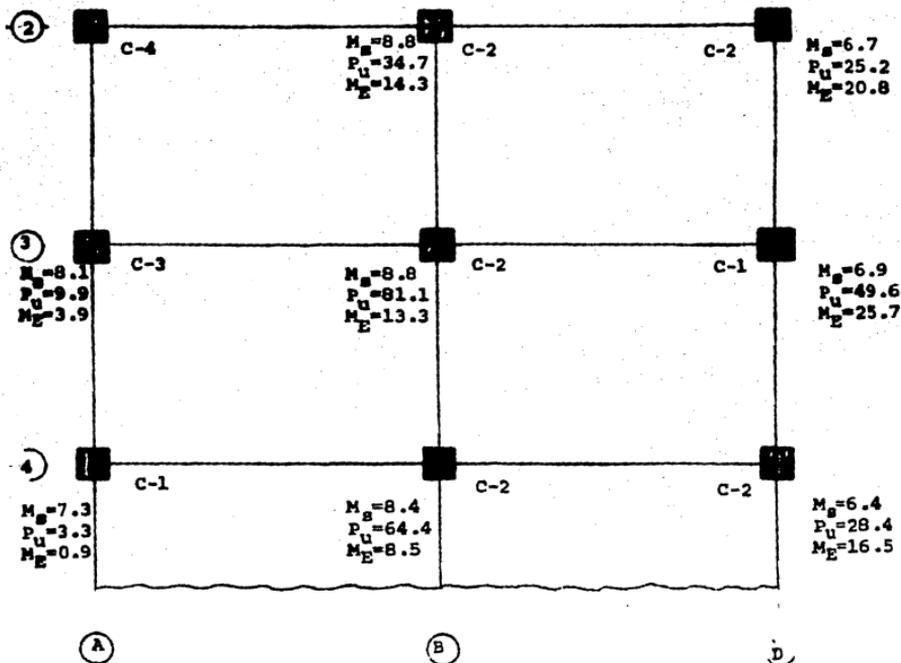




Y.4	2.0	17.6	12.0	10.9	13.7	6.6	13.2	10.6	2.5	10.1	3.9	1.7
(1) (Mto.F)	1.7	10.2	5.8	6.3	-	-	-	6.2	2.5	10.5	2.5	1.0
Y.5	1.4	8.8	4.8	5.4	-	-	-	2.3	4.6	3.0	1.3	0.9
(1) (Mto.F)	1.2	3.4	4.1	2.1	-	-	-	2.1	3.9	2.5	1.6	0.4
Y.6	1.2	2.4	4.1	2.1	-	-	-	2.1	3.9	2.8	1.6	0.4
(1) (Mto.F)	1.2	4.9	5.8	3.0	4.3	4.4	4.2	3.0	3.5	3.0	2.5	-
Y.7	1.2	4.9	5.8	3.0	4.3	4.4	4.2	3.0	3.5	3.0	2.5	-
(1) (Mto.F)												



En la figura siguiente se muestra una planta donde se muestra el cuerpo anterior con el sistema de acciones en cada columna.



PLANTA NIVEL/CUERPO ANTERIOR QUE MUESTRA LOS ELEMENTOS MECANICOS EN CADA TIPO DE COLUMNA.

P_u = Carga axial (TON.)

M_S = Momento debido a carga horizontal (sismo) (TON - M)

M_E = Momento debido a carga vertical (TON - M)

Diseño plástico de columnas de concreto reforzado, Diagramas de interacción flexo-compresión.

1) En el caso más general, una columna estará sujeta a los siguientes elementos mecánicos :

$$P_u, M_{ux}, M_{uy}$$

1. OBTENCIÓN DE P_u , M_{ux} y M_{uy}

$$P_u = P \cdot C_c$$

$$M_{ux} = M_x \cdot C_c$$

$M_{uy} = M_y \cdot C_c$ Donde C_c es el factor de carga, que pueda adoptar los siguientes valores.

a) Para condición estática (carga vertical), $C_c = 1.4$

b) Para condición (estática + sismo), $C_c = 1.1$

Factor de reducción de resistencia, F.R.

0.85 Sí el núcleo esta confinado con zunchos, ó los estribos cumplen con los requisitos de articulaciones plásticas o la falla de la columna es en tensión (momento grande)

0.75 Sí la columnas no es zunchada y la falla es en compresión.

3) OBTENCIÓN DEL COCIENTE $\frac{R_x}{R_y}$ o $\frac{R_y}{R_x}$

En general $\frac{R_{\text{menor}}}{R_{\text{mayor}}}$, éste cociente debe ser igual ó menor que 1.0

4) Como para $\frac{R_{\text{menor}}}{R_{\text{mayor}}}$, tenemos 3 gráficas : 1.0 , 0.5 , y 0.0

será necesario en el caso más desfavorable ó más general - entrar a 2 gráficas ó interpolar linealmente. Entrando a la gráfica con los valores de K y R mayor, se obtiene un valor q, que se define como :

$$q = p \frac{f_y}{f_c''}$$

5) Obtención de p se despeja de la expresión anterior

$$p = q \frac{f_c''}{f_y}$$

6) Obtención de A_s

$$A_s = bt$$

) Obtención de k , R_x , R_y

$$K = \frac{P_{uy}}{F.R. btf_c''}$$

$$R_x = \frac{M_{ux}}{F.R. bt^2f_c''}$$

$$R_y = \frac{M_{uy}}{F.R. b^2tf_c''}$$

b^2 , t^2 , la dimensión que va al cuadrado es la que esta en el sentido del momento.

b , t , son las dimensiones reales de la columna menos 2 cm. (esta reducción no se hace para dimensiones mayores de 20 cm).

Valores de f_c''

Tanto para carga vertical como para sismo.

$$f_c'' = 0.85 f_c^* \quad (\text{para } f_c^* \leq 250 \text{ Kg/cm}^2)$$

$$f_c'' = (1.05 - f_c^*/1250) \quad (\text{para } f_c^* > 250 \text{ Kg/m}^2)$$

Siendo $f_c^* = 0.8 f_c'$, siempre

Posibles combinaciones que se pueden realizar con los elementos mecánicos.

i) Condición estática

$$P_v, M_{E_x}, M_{E_y}$$

ii) Condición (E+S)x

$$P + \blacktriangle Px$$

$$M_{(E+S)x}$$

$$M_{S_y}$$

iii) Condición (E-S)x

$$P - \blacktriangle Px$$

$$M_{(E-S)x}$$

iv) Condición (E + S) y

$$P + \Delta Py$$

M_x

$$M (E + S) y$$

v) Condición (E - S) y

$$P - \Delta Py, M_x, M (E - S) y$$

PROPORNIENDO MATERIALES:

$$f_c'' = 250 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f_y = 4000 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f_c'' = 0.85 \times f_c^* = 0.85 \times 0.8 f_c' = 0.68 f_c'$$

Columna 3-D)

Sec. 30 x 45

$$P = 49.6 \text{ ton}$$

$$M_{E\pm} = 25.7 \text{ ton-m}$$

$$M_S = 6.9 \text{ ton-m}$$

$$K = \frac{C_c}{F.K.} \frac{P}{b t f_c''} = \frac{1.4}{0.85} \times \frac{49.6}{30 \times 45 \times 0.68 \times 250}$$

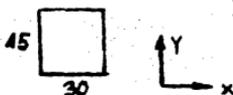
$$K = 1.65 \times \frac{49.6}{230} = 0.36$$

$$R = \frac{C_c}{F.R.} \frac{M_x}{b^2 t f_c''} = \frac{1.4}{0.85} \times \frac{25.7}{(30)^2 \times 45 \times 0.68 \times 250}$$

$$R = 1.65 \times \frac{25.7}{69} = 0.61$$

SELECCION DE GRAFICAS:

$$(d/t) x = \frac{40}{45} = 0.9$$



EXTRAPOLANDO EN LAS GRAFICAS, $q = 1.30$

$$\frac{f_y}{f_c''} = \frac{4000}{0.68 \times 250} = 23.5$$

$$P = \frac{q}{f_y/f_c''} = 5.5\%, A_s = 0.055 \times 30 \times 45 = 74.3 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 75 \text{ cm}^2 \quad (10\#10) \quad \text{C-1}$$

Columna 2-D)

$$P = 25.2 \text{ ton}$$

$$M = 20.8 \text{ ton-m}$$

$$M_B = 6.7 \text{ ton-m}$$

$$K = \frac{1.4}{0.85} \times \frac{25.2}{30 \times 45 \times 0.68 \times 250}$$

$$K = 1.65 \times \frac{25.2}{230} = 0.18$$

$$R = \frac{1.4}{0.85} \times \frac{20.8}{(30)^2 \times 45 \times 0.68 \times 250} = 1.65 \times \frac{20.8}{69} = 0.5$$

ENTRANDO A GRAFICAS:

$$q = 1.0$$

$$P = \frac{100}{23.5} = 4.26\% \quad A_s = 57 \text{ cm}^2 \quad C-2$$

Columna 3-B)

$$P = 81.1 \text{ ton}$$

$$M_{(E+S)_x} = 13.1 + 8.8 = 22.1 \text{ ton-m}$$

$$K = \frac{1.1}{0.75} \times \frac{81.1}{30 \times 45 \times 0.68 \times 250}$$

$$K = 1.47 \times \frac{81.1}{230} = 0.52$$

$$R = \frac{1.1}{1.47} \times \frac{22.1}{(30)^2 \times 45 \times 0.68 \times 250}$$

$$R = 1.47 \times \frac{22.1}{69} = 0.47$$

ENTRANDO A GRAFICAS:

$$q = 0.88$$

$$P = \frac{88}{23.5} = 3.7\%$$

$$A_s = 0.037 \times 45 \times 30 = 51 \text{ cm}^2 \quad C-2$$

Columna 2-B)

$$P = 34.7 \text{ ton}$$

$$M_{(E+S)_x} = 14.3 + 8.8 = 23.1 \text{ ton-m}$$

$$K = \frac{1.1}{0.85} \times \frac{34.7}{0.30 \times 45 \times 0.68 \times 250}$$

$$K = 1.29 \times \frac{34.7}{230} = 0.20$$

$$R = \frac{1.1}{0.85} \times \frac{23.1}{(0.30)^2 \times 45 \times 0.68 \times 250}$$

$$R = 1.29 \times \frac{23.1}{69} = 0.43$$

ENTRANDO A GRAFICAS:

$$q=0.88$$

$$P = \frac{88}{23.5} = 37.4\%$$

$$A_s = 0.0374 \times 45 \times 30 = 51 \text{ cm}^2 \text{ C-2}$$

Columna 4-B)

$$P = 64.4 \text{ ton}$$

APx = 55.8 ton (efecto del sismo a través del muro de concreto en el eje ④)

$$M_{E_x} = 8.5 \text{ ton-m}$$

$$M_{S_x} = 8.4 \text{ ton-m}$$

$$P + APx = 120.2 \text{ ton-m}$$

$$M(E+S) = 16.9 \text{ ton-m}$$

$$K = \frac{1.1}{0.85} \times \frac{8.6}{30 \times 45 \times 0.68 \times 250} =$$

$$K = 1.29 \times \frac{8.6}{230} = 0.05$$

$$R = \frac{1.1}{0.85} \times \frac{16.9}{(30)^2 \times 45 \times 0.68 \times 250} =$$

$$R = 1.29 \times \frac{16.9}{69} = 0.32 ; \text{Entrando a gráficas } q=0.92$$

$$P = \frac{92}{23.5} = 3.9\% ; A_s = 0.039 \times 45 \times 30 = 53 \text{ cm}^2 \text{ C-2}$$

Columna 4-D)

$$P = 28.4 \text{ ton}$$

$$M_{E_x} = 16.5 \text{ ton-m}$$

$$M_{S_x} = 6.4 \text{ ton-m}$$

$$K = \frac{1.4}{0.85} \times \frac{28.4}{30 \times 45 \times 0.68 \times 250} =$$

$$K = 1.65 \times \frac{28.4}{230} = 0.21$$

$$R = \frac{1.4}{0.85} \times \frac{6.4}{(30)^2 \times 45 \times 0.68 \times 250} =$$

$$R = 1.65 \times \frac{16.5}{69} = 0.40$$

DE LAS GRAFICAS:

$$q = 0.80; p = \frac{80}{23.5} = 3.4\%$$

$$A_S = 0.034 \times 45 \times 30 = 46 \text{ cm}^2 \quad \text{C-2}$$

Columna 3-A)

$$P = -9.9$$

$$M_{(E+S)x} = 3.9 \times 8.1 = 12.0$$

$$K = \frac{1.1}{0.85} \times \frac{9.9}{30 \times 45 \times 0.68 \times 250}$$

$$K = 1.29 \times \frac{9.9}{230} = 0.06$$

$$R = \frac{1.1}{0.85} \times \frac{12}{(30)^2 \times 45 \times 0.68 \times 250} = 0.22$$

$$\left. \begin{array}{l} q = 0.61, p = \frac{61}{23.5} = 2.6\% \\ A_S = 35 \text{ cm}^2 \quad \text{C-3} \end{array} \right\}$$

Columna 4-A)

$$P = 3.3 + 14.0 = 17.3 \text{ ton}$$

$$M_{E_x} = 0.9$$

$$M_{S_x} = 7.3$$

$$AP_x = 68.2 \text{ (EFECTO DEL MURO DE CONCRETO)}$$

$$A - AP_x = 17.3 - 68.2 = 50.9$$

$$M_{(E+S)x} = 7.3 + 0.9 = 8.2$$

$$K = \frac{1.1}{0.75} \times \frac{50.9}{30 \times 45 \times 0.68 \times 250}$$

$$K = 1.47 \times \frac{50.9}{230} = 0.33$$

$$R = \frac{1.1}{0.75} \times \frac{8.2}{(30)^2 \times 45 \times 0.68 \times 250} =$$

$$R = 1.47 \times \frac{8.2}{69} = 0.75$$

DE GRAFICAS:

$$q = 1.10 ; P = \frac{110}{23.5} = 4.68\% ; A_s = 63 \text{ cm}^2 \quad C-1$$

Columnas 2-A)

$$P = 4.5 \text{ ton}$$

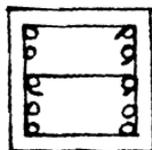
$$M_{Ex} = 3.2 \text{ ton-m}$$

$$K = \frac{1.1}{0.85} \times \frac{4.5}{40 \times 15 \times 0.68 \times 250} = 0.06$$

$$R = \frac{1.1}{0.85} \times \frac{3.2}{(15)^2 \times 40 \times 0.68 \times 250} = 0.27$$

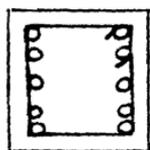
$$q = 0.78 , P = \frac{78}{23.5} = 3.3\% ; A_s = 20 \text{ cm}^2 \quad C-4$$

Finalmente se presentan las secciones de las columnas.



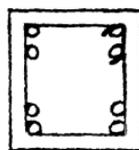
10 #10
E#4 @25

C-1



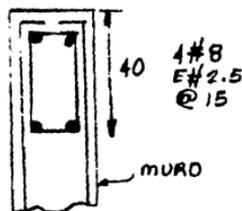
4 #10 + 4 #8
E#4 @25

C-2



8 #8
E#3 @25

-129- C-3



C-4

CAPITULO IV

CIMENTACION

La cimentación de un edificio es el grupo de elementos estructurales - que soportan a la super estructura; éstos se sitúan a niveles inferiores del piso y deben quedar bien por debajo de la línea de congelación del terreno, por lo que si éste se encuentra permanentemente congelado hasta una cierta profundidad bajo la superficie, la cimentación debe - descansar en un terreno todavía más por debajo de dicho nivel. El propósito principal de una zapata de cimentación es distribuir las cargas de modo que no exceda la capacidad de carga permisible del terreno, ya que en todos ellos existe una cierta cantidad de asentamiento, con excepción de la roca, y es importante que dicho asentamiento tenga un valor tan pequeño como sea posible y que, en caso de que exista, sea uniforme a través de toda la estructura. Otro requisito esencial para las cimentaciones es que las líneas de acciones de las cargas coincidan con su centro siempre que sea posible, es decir, que la presión de terreno debe estar uniformemente distribuida; si ésta condición no existe, se tendrán como resultado presiones desiguales y la estructura tenderá a asentarse de manera desigual.

Para hacer el estudio del suelo del edificio en estudio, se llevó a cabo una perforación de 15 cm. de diámetro hasta la profundidad de 22 m en un lugar localizado aproximadamente en el centro del predio y de ella se obtuvieron algunas muestras inalteradas de 10 cm de diámetro por medio del tubo partido standard.

Teniendo en cuenta las características del proyecto arquitectónico y la proximidad a la superficie de materiales resistentes, la estructura se

podrá cimentar por medio de zapatas cuadradas ó corridas desplantadas en estos materiales .

Se determinó la capacidad de carga para zapatas cuadradas y corridas desplantadas en el material resistente, que se encuentra a - - 2.70 m del nivel del terreno natural. Dado que los materiales afectados por la posible superficie de falla son suelos cohesivos se empleó el criterio de Skempton.

$$q_u = c N_c$$

q_u = Capacidad de carga última

c = Cohesión

N_c = Factor de capacidad de carga que depende de la relación D/B, -
siendo D la profundidad de desplante de la cimentación y B -
el ancho de la cimentación.

Considerando un valor medio de la cohesión de 20 TON/M², obtenido de la correlación existente entre ésta y la resistencia a la penetración estandar, se obtuvo una capacidad de carga última de 120 TON/M², para zapatas cuadradas. Fijando un factor de seguridad de 3 la carga permisible resulta de 40 TON/M².

Las recomendaciones dadas por el especialista en mecánica de suelos, fueron las siguientes: Las columnas deberán cimentarse sobre zapatas aisladas, desplantadas a 2.70 m. mínimo abajo del terreno natural. Los hundimientos que sufriran las estructuras empleando la cimentación antes anotada serán tolerables.

Dado que las presiones de contacto para diseño de la cimentación son relativamente altas se recomienda verificar que el desplante de las mismas se haga en el estrato localizado a 2.70m. abajo del terreno natural.

Los rellenos para sobreelevar el nivel del piso de planta baja y sótano sobre el nivel de banquetas, pueden hacerse con tezontle, compactándolo en dos capas de preferencia con equipo, pero que no triture el grano.

Antes de colocar estos rellenos deben removerse de la superficie, 10 a 15 cm. de suelo que contiene muchas raíces, y debe compactarse el terreno natural.

También conviene colocar una plantilla de concreto pobre de 7 cm. de espesor bajo todas las cimentaciones. Por otra parte, se consigna la necesidad de pasar nivelaciones a varias columnas del edificio para observar su comportamiento.

Carga de niveles superiores (tramo con más carga) = 2.15 T/m
8.5 T/m.

Revisión de muros de concreto como trabe de $h = 2.50$ m (altura de entre piso de P.B. a sótano), apoyado de zapata en zapata EJE (D)

El tramo más desfavorable es el de un claro de 4.75 m (eje (2) a (4)) con una carga de 20.6 T/m.

$$f_s = 0.5 f_y \quad \frac{wL^2}{10} = \frac{20.6 \times (4.75)^2}{10} = 46.5 \text{ T-m}$$

$$f_y = 4000 \text{ kg/cm}^2 \quad A_s = \frac{M}{f_s J d} = \frac{46.5 \times 10^5}{2000 \times 0.85 \times 235} = 11.7 \text{ cm}^2$$

$J = 0.85$

$$V = \frac{wL}{2} = \frac{20.6 \times 4.75}{2} = 48.9 \text{ ton}$$

$$V_c = 0.25 \sqrt{f'_c} b d$$

$$= 0.25 \sqrt{210} \times 15 \times 235 = 12.7 \text{ ton}$$

$$V - V_c = 48.9 - 12.7 = 36.2 \text{ ton}$$

$$\text{Sep\#3} = \frac{2 \text{ asfs } d \times 0.75}{V - V_c}$$

$$\text{Sep\#3} = \frac{2 \times 0.71 \times 2 \times 235 \times 0.75}{V - V_c} = \frac{501}{36.2} = C 15$$

CARGAS A CIMENTACION EN MUROS DE CONCRETO:

Los que llegan hasta el sotano. (cuerpo superior)

Eje \textcircled{D} de $\textcircled{2}$ a $\textcircled{3}$ (Zona con sotano) T/m²

Losa planta baja _____ $3,275 \times 0.805 = 2.64 \text{ T/m.}$

P_oP_o muro _____ $0.15 \times 4.6 \times 2.4 = 1.66 \text{ T/m}$

Losa nivel 1 _____ $3.275 \times 0.935 = \underline{3.06 \text{ T/m}}$

7.36 T/m.

Carga de los muros que se apoyan

en el nivel 1 = $4.28 + 3.39 = \underline{7.36 \text{ T/m}}$

15.03 T/m.

Carga de niveles superiores = $\underline{6.56 \text{ T/m.}}$

21.6 T/m.

De $\textcircled{3}$ a $\textcircled{4}$ (Zona con sotano)

Carga de nivel superiores 15.03 T/m

5.56 T/m

20.6 T/m.

EJE \textcircled{A}

De $\textcircled{2}$ a $\textcircled{4}$: (Zona con sotano)

Losa planta baja _____ $1.65 \times 0.805 = 1.33 \text{ T/m.}$

$$P_{O}P_{O} \text{ muro} \quad \underline{\quad\quad} \quad 0.15 \times 4.6 \times 2.4 = 1.66 \text{ T/m.}$$

$$\text{Losas nivel} \quad \underline{\quad\quad} \quad 1.65 \times 0.935 = 1.54 \text{ T/m}$$

$$\underline{\quad\quad\quad\quad\quad\quad\quad\quad} \\ 4.53 \text{ T/m.}$$

Carga de niveles superiores 4.53 T/M.

$$10.13 \text{ T/m.}$$

Muros que llegan solo hasta planta baja (cuerpo inferior):

EJE (D)

$$\text{De } (5) \text{ a } (7-8-9) \text{ Losa nivel 1} \quad \underline{\quad\quad} \quad 3.275 \times 0.935 = 3.06 \text{ T/m}$$

$$(\text{Zona sin sótano}) \text{ Popo muro} \quad \underline{\quad\quad} \quad 0.15 \times 2.3 \times 2.4 = 0.83 \text{ T/m}$$

$$3.89 \text{ T/m}$$

$$\underline{\quad\quad\quad\quad\quad\quad\quad\quad} \\ 7.67 \text{ T/m}$$

$$11.56 \text{ T/m}$$

$$\text{Carga de niveles superiores, tramo con más carga} \quad \underline{\quad\quad} \quad 6.55 \text{ T/m}$$

$$\underline{\quad\quad\quad\quad\quad\quad\quad\quad} \\ 18.1 \text{ T/m.}$$

EJE (A)

De 5 a (7-8-9) (Zona sin sótano)

$$\text{Losas planta baja} = 1.65 \times 0.805 = 1.33 \text{ T/m}$$

$$\text{Popo muro} \quad = 0.15 \times 2.3 \times 2.4 = 0.83 \text{ T/m}$$

$$\underline{\quad\quad\quad\quad\quad\quad\quad\quad} \\ 2.16 \text{ T/m.}$$

$$\text{Carga de niveles superiores (tramo con más carga)} = \frac{2.15 \text{ T/m}}{8.5 \text{ T/m}}$$

Revisión de muros de concreto como trabe de $h = 2.50 \text{ m}$ (altura de entre piso de P.B. a sotano), apoyado de zapata en zapata EJE (D)

El tramo más desfavorable es el de un claro de 4.75 m (eje (2) a (4)) con una carga de 20.6 T/m .

$$f_s = 0.5 f_y \quad \frac{wL^2}{10} = \frac{20.6 \times (4.75)^2}{10} = 46.5 \text{ T-m}$$

$$f_y = 4000 \text{ kg/cm}^2 \quad A_s = \frac{M}{f_s J d} = \frac{46.5 \times 10^5}{2000 \times 0.85 \times 235} = 11.7 \text{ cm}^2$$

$$J = 0.85$$

$$V = \frac{wL}{2} = \frac{20.6 \times 4.75}{2} = 48.9 \text{ ton}$$

$$V_c = 0.25 \sqrt{f'_c} b d$$

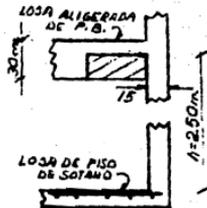
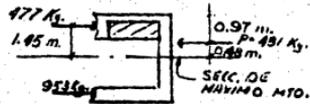
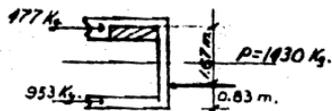
$$= 0.25 \sqrt{210} \times 15 \times 235 = 12.7 \text{ ton}$$

$$V - V_c = 48.9 - 12.7 = 36.2 \text{ ton}$$

$$\text{Sep\#3} = \frac{2 \text{ asfs } d \times 0.75}{V - V_c}$$

$$\text{Sep\#3} = \frac{2 \times 0.71 \times 2 \times 235 \times 0.75}{V - V_c} = \frac{501}{36.2} = C 15$$

POR CONTENCIÓN:



Considerando 1 metro de ancho

$$P = 0.286 \frac{wh^2}{2} = \frac{0.286 \times 1600 \times (2.5)^2}{2} = 1430 \text{ kg./ metro}$$

La sección de máximo momento queda a 0.58 h.

$$0.58 h = 0.58 \times 2.50 = 1.54 \text{ m.}$$

Y la presión de tierras por encima de esta sección:

$$P = 0.286 \times \frac{1600 \times (1.45)^2}{2} = 481 \text{ Kg.}$$

$2/3 \times 1.45 = 0.97 \text{ m}$ (medida desde la parte superior del muro).

El valor del momento máximo, vale:

$$+ 477 \times 1.45 - 481 \times 0.48 = 692 - 231 = 461 \text{ Kg.m}$$

$$A_B = \sqrt{\frac{461}{15.94 \times 100}} = 5.4 \text{ cm.}$$

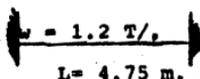
Pero el espesor total del muro es $h = 15$ cm. por lo que el espesor es suficiente.

$$A_s = \frac{M}{f_s J d} = \frac{0.461}{2 \times 0.85 \times 13} = 2 \text{ cm}^2$$

$$A_{s\min} = 0.002 \times 15 \times 100 = 3 \text{ cm}^2 \quad (\# 3 @ 20)$$

Refuerzo por temperatura ($\# 3 @ 20$)

Trabe horizontal (T-3)



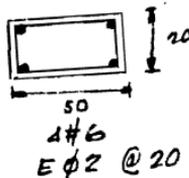
$$\begin{array}{r} V \quad 0.48 \quad 0.95 \\ AV - 0.20 \quad + 0.20 \\ \hline 0.28 \quad 1.15 \text{ T/m} \end{array}$$

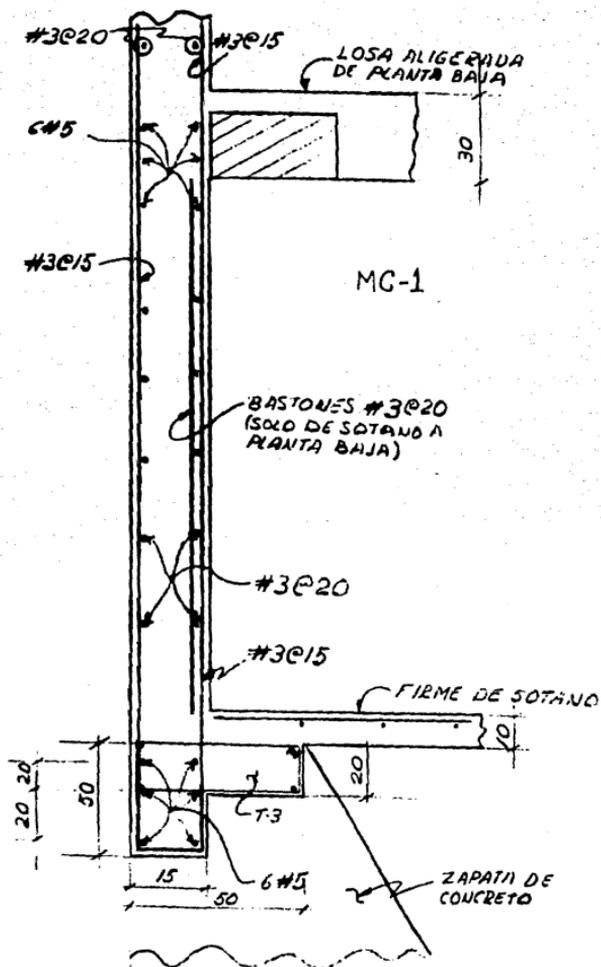
$$\frac{wL^2}{10} = \frac{1.2 \times (4.75)^2}{10} = 2.7 \text{ T-m ; con secc. } 20 \times 50$$

$$A_s = \frac{2.7 \times 10^2}{2 \times 0.85 \times 46} = 3.5 \text{ cm}^2/\text{metro} \quad (2\#6)$$

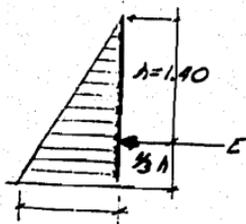
$$V = \frac{4.75 \times 1.2}{2} = 3.0 \text{ ton. ; } V_c = 0.25 \times 210 \times 20 \times 46$$

$$\begin{array}{l} = 3.3 \text{ ton} \\ E \# 2 @ 20. \end{array}$$





MURO DE CONTENCIÓN DE RAMPA DE AUTOS.



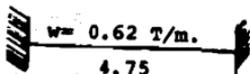
$$0.8 \times 1.4 = 1.12$$

$$E = \frac{1.12 \times 1.4}{2} = 0.78$$

$$M = 1.12 \times (1.4)^2 = 0.15$$

$$\begin{array}{r} 0.52 \\ + 0.10 \\ \hline 0.62 \text{ T/m.} \end{array}$$

TRABE HORIZONTAL



$$M = \frac{0.62 \times (4.75)^2}{10} = 1.40; \text{ con secc. } 20 \times 50$$

$$A_B = \frac{1.40}{2.0 \times 0.85 \times 46} = 1.8 \text{ cm}^2 \quad (4 \# 4)$$

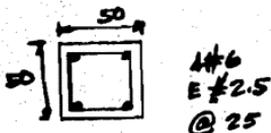
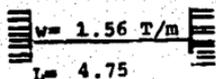
$$V = \frac{0.62 \times 4.75}{2} = 1.47$$

$$V_C = 3.6 \times 20 \times 46$$

$$V_C = 3.3 \text{ ton}$$

$$E \# e20$$

TRABE VERTICAL



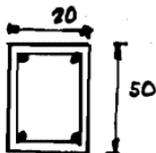
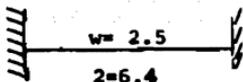
$$M = \frac{1.56 \times (4.75)^2}{10} = 3.52; A_B = 4.51 \text{ cm}^2$$

$$+ 1.80 \text{ cm}^2$$

$$\hline 6.31 \text{ cm}^2$$

$$V = \frac{1.56 \times 4.75}{2} = 3.71 \quad (2 \# 6)$$

TRABE T-2



4 #8
E #2.5
@ 25

$$wL^2 = \frac{2.5 \times (6.4)^2}{10} = 10.24$$

con $h=60$

$$A_B = \frac{10.24}{2.0 \times 0.85 \times 56} = 2 \# 8$$

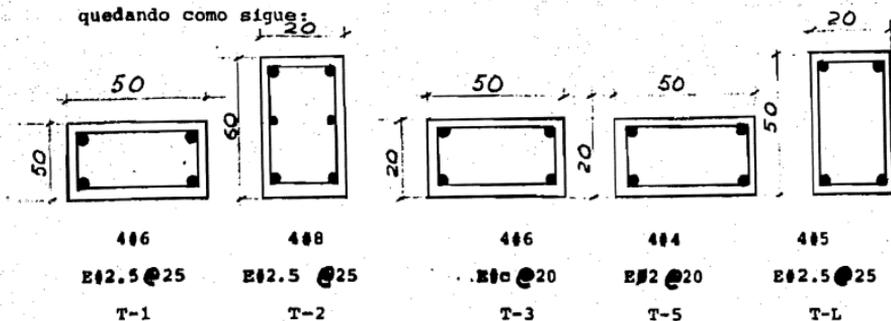
$$V = \frac{2.5 \times 6.4}{2} = 8.0$$

$$V_C = 3.6 \times 20 \times 50 = 4.0$$

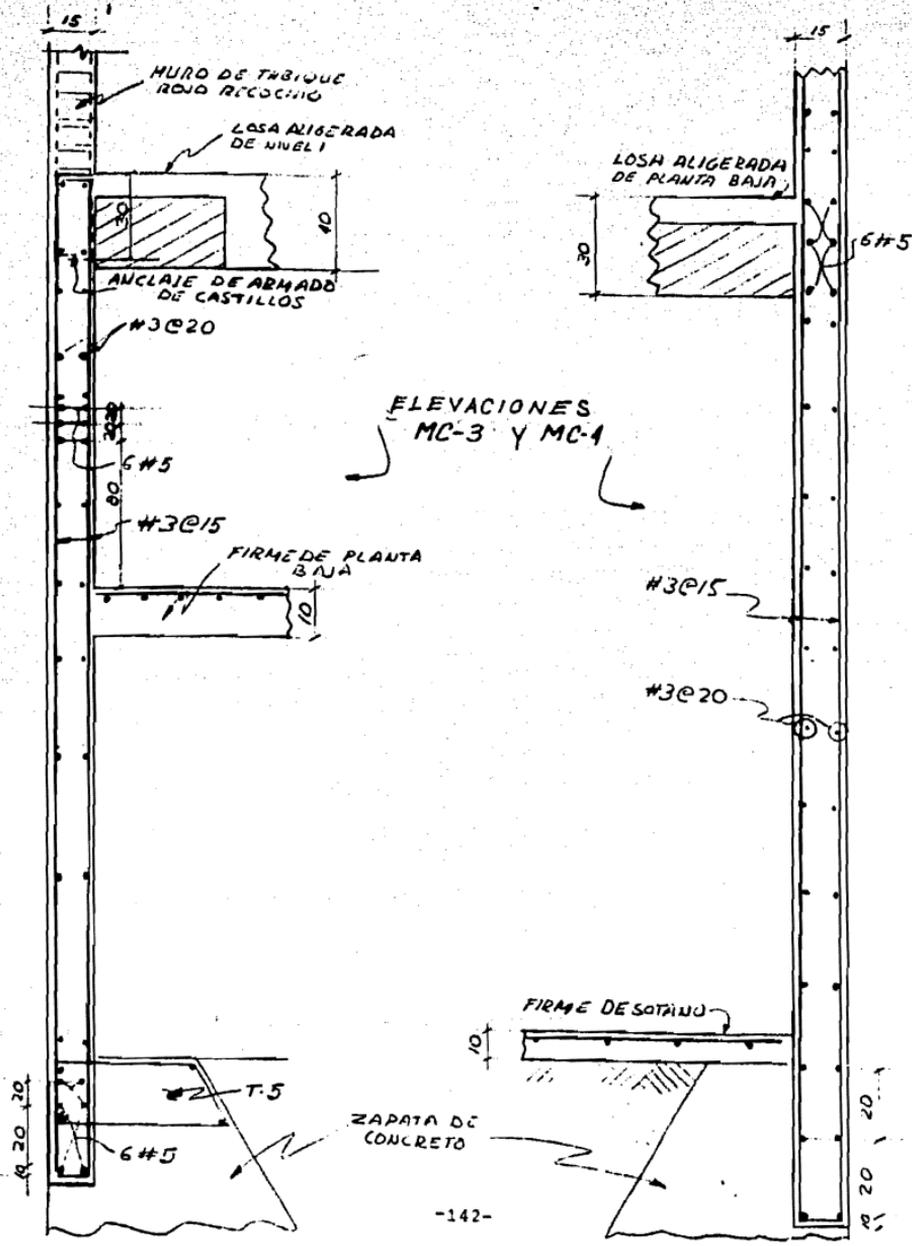
$$V - V_C = 4.0$$

$$L_y \#25 = \frac{8.0}{V - V_C} \approx 2$$

Finalmente las demás traveses se analizan y se diseñan de igual manera, quedando como sigue:



Finalmente el diseño para los demás muros restantes, se ajusta de igual forma al presentado anteriormente, es decir se hizo el análisis y diseño para un muro prototipo, del cual se le describieron, las características más desfavorables, seguidamente presentaremos elevaciones de estos muros.



CARGA EN CIMENTACION:

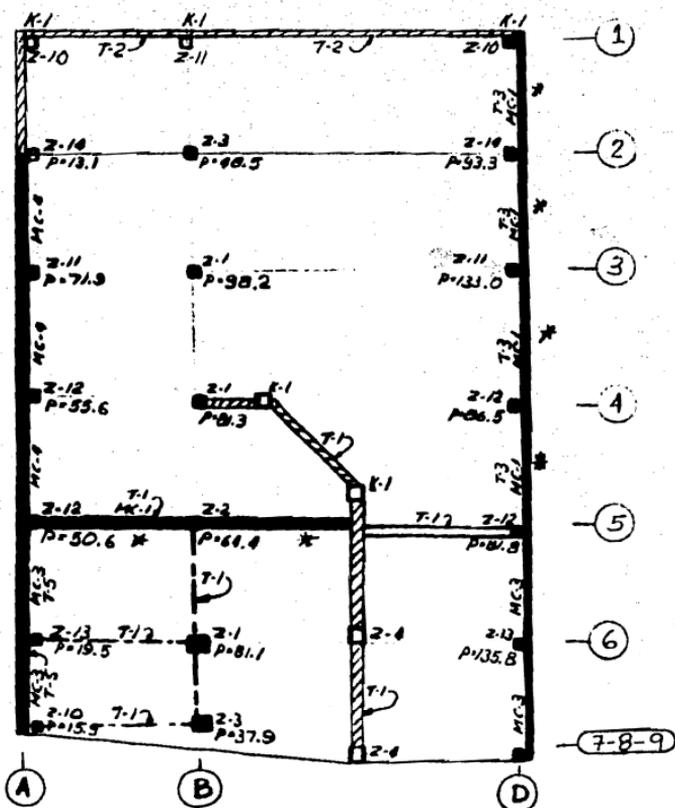
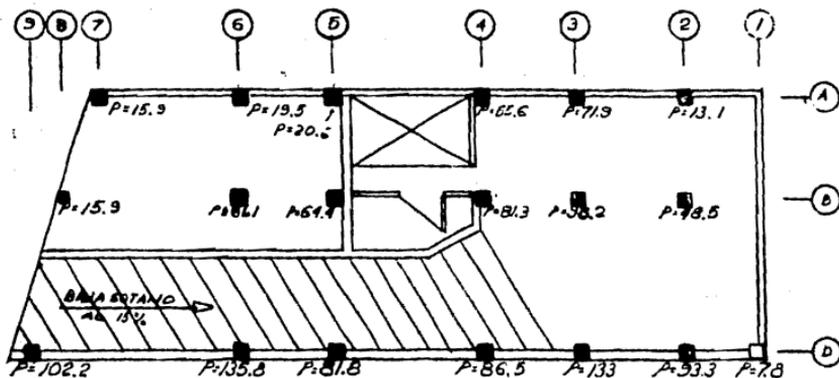


Fig. Planta que muestra la descarga en columnas y los diferentes tipos de zapatas.

En esencia la cimentación esta enmarcada para zapatas aisladas -
 teniendo en cuenta el monto de cargas enviadas por las columnas -
 a la cimentación y las características del subsuelo .

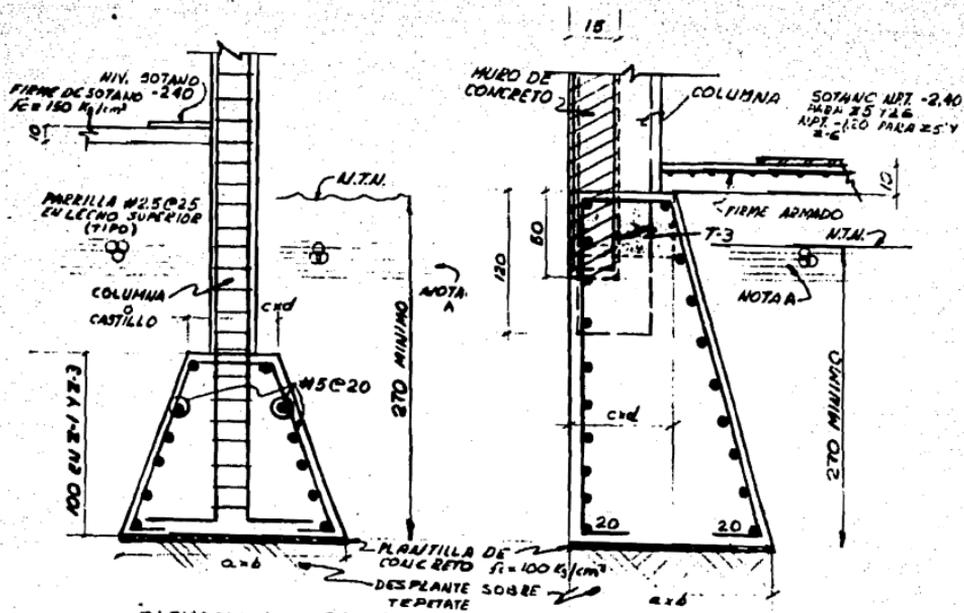
El cálculo y diseño de la cimentación se realizo a base de zapatas
 aisladas, ligadas entre sí por una trabe perimetral donde descansa
 un muro de concreto, que a su vez se apoya sobre las zapatas aisla-
 das. Este puenteo del muro se hizo de concreto hasta la profundidad
 de 2.70 m., que es donde se encuentra el estrato resistente, y así
 excavar solo el área necesaria para cada zapata.



PLANTA SOTANO

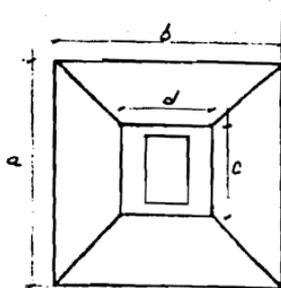
(Distribución de columnas)

TABLA DE ZAPATAS		
TIPO	a x b	c x d
Z-1	160x160	55x40
Z-3	110x110	55x40
Z-4	50x50	50x50
Z-6 y Z-6'	220x110	55x50
Z-7 y Z-7'	190x190	130x125
Z-8 y Z-8'	180x90	55x40
Z-9 y Z-9'	140x70	55x40
Z-10 y Z-10'	50x50	50 x 50

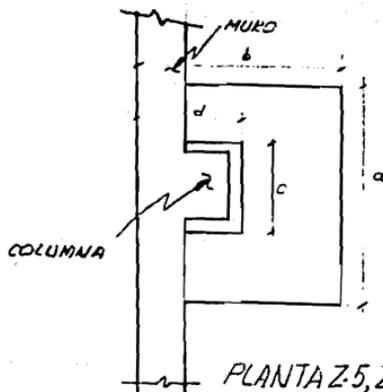


ELEVACION Z-1, Z-3, Z-4

ELEVACION Z-5, Z-6, Z-5' y Z-6'



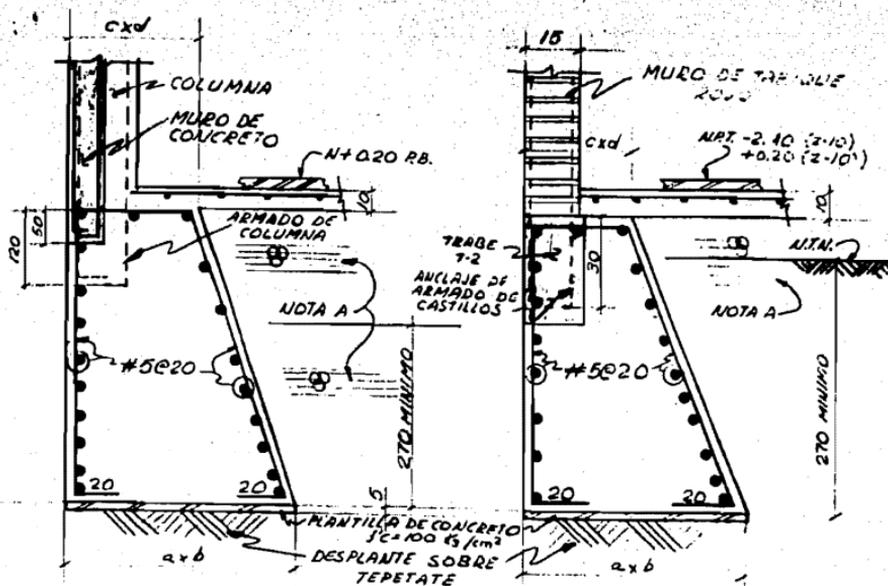
PLANTA Z-1, Z-3, Z-4.



PLANTA Z-5, Z-6, Z-5', Z-6'

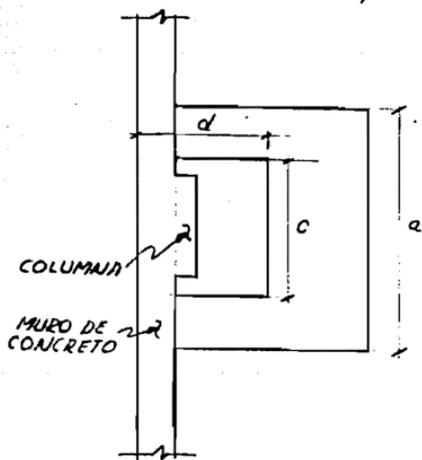
NOTA "A"

Relleno compactado en capas no mayores, de 20 cms. y con humedad optima.

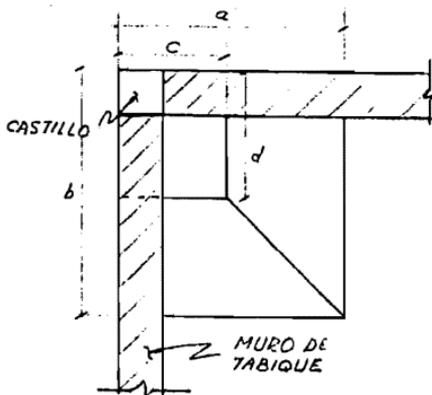


ELEVACION Z-7, Z-8, Z-9

ELEVACION Z-10, Z-10'



PLANTA Z-7, Z-8, Z-9



PLANTA Z-10, Z-10'

Cálculo de la capacidad al cortante de capiteles en el nivel 1

$$\text{Col. 3-B) } P = 81.1 \text{ ton}$$

$$b = 2(130 + 35 + 20) + 2(20 + 30 + 18) = 170 + 136 = 306 \text{ cm.}$$

$$V_c = 3.6 \times 306 \times 37 = 40.8 \text{ ton}$$

$$V - V_c = 81.1 - 40.8 = 40.3 \text{ ton}$$

$$\text{Sep} \# 2.5 = \frac{0.98 \times 1.5 \times 37}{V - V_c} = \frac{54}{V - V_c} = a \ 1.35 ; \times 12 = a \ 16$$

$$\text{Col. 3-D) } P = 49.6$$

$$b = 2 \times 16.5 \times 68 = 101$$

$$V_c = 3.6 \times 101 \times 37 = 13.5$$

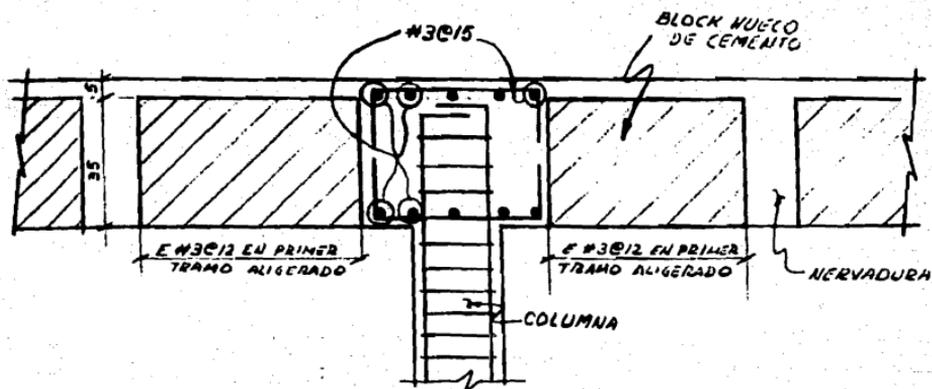
$$V - V_c = 49.6 - 13.5 = 36.1$$

$$\text{Sep} \# 3 = \frac{2 \times 0.71 \times 2 \times 0.75 \times 37}{V - V_c} = 12$$

POR PENETRACION:

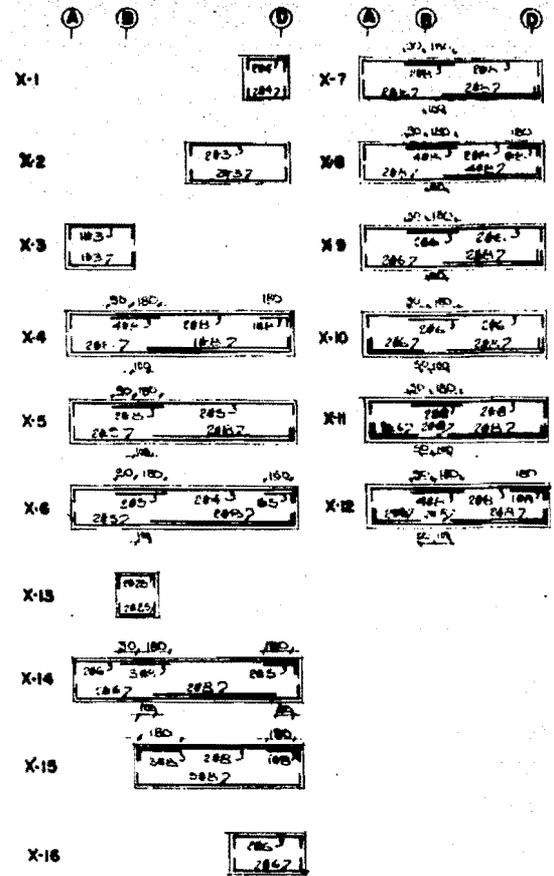
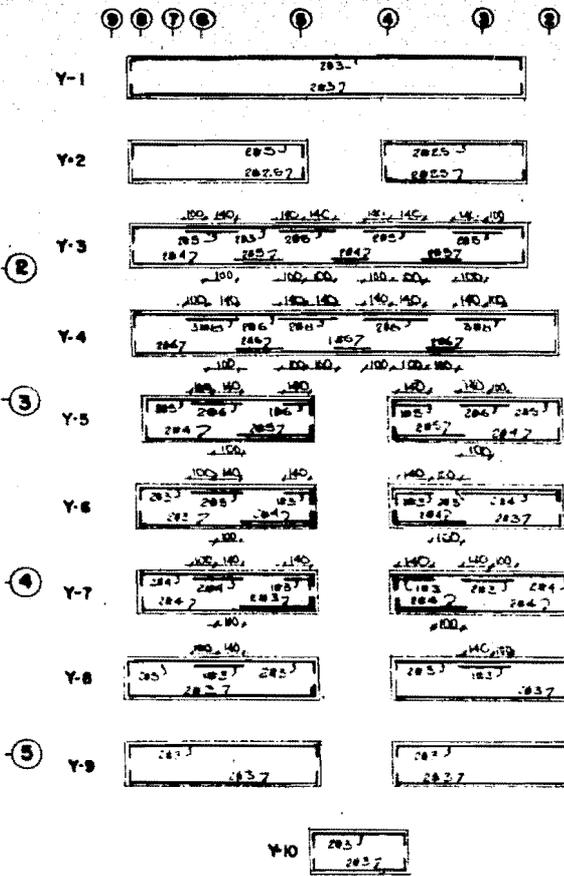
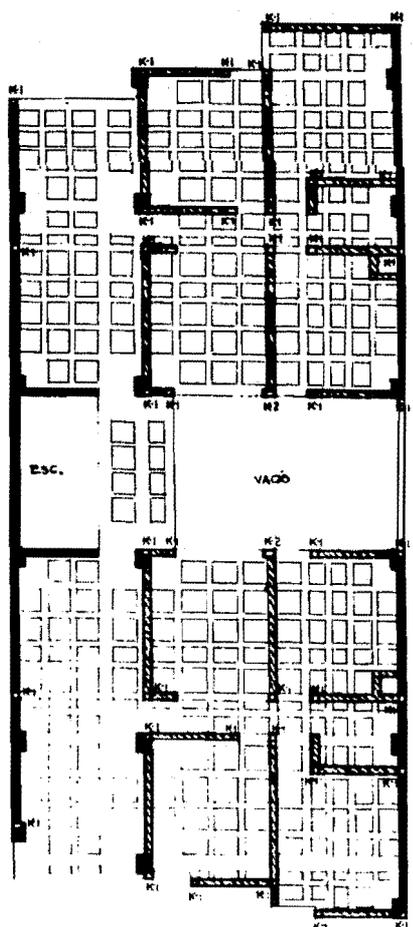
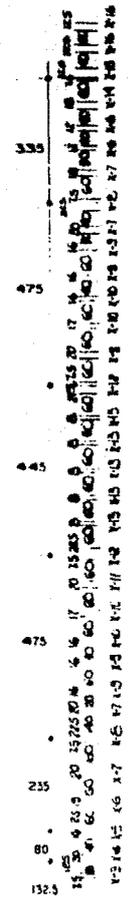
$$b = 2(30 + 37) + 2(45 + 37) = 134 + 164 = 298$$

$$V_c = 0.56 \sqrt{200} \times 298 \times 37 = 87.3 \text{ ton}$$



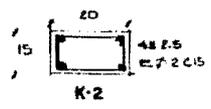
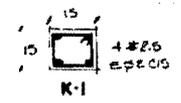
BIBLIOGRAFIA.

1. Reglamento de construcciones para el Distrito federal.
(1977)
2. Cross, Hardy, Morgan, Newlin D.
" Continuous frames of reinforced concrete " (1947)
3. Reynolds. Chas. E., " Reinforced concrete designers'
handbook. Lóndon concrete Publication (1945)
4. González Cuevas, Oscar M. Robles F.V. Francisco,
Carrillas G. de L. , Días de Cosío Juan, Roger.
" Aspectos fundamentales del Concreto Reforzado "
5. Harry Parker.
" Diseño simplificado de concreto reforzado "
6. Portland Cement Association.
" Interacción Estructural en Marcos y Muros de cortante "
7. Farias Arce, Rafael.
" Muros de carga, Sismo " (Centro de investigaciones
cientificas)
8. Rogers. " Tables and formules for fixed end moments "



SIMBOLOGIA

- ⑥ MURO DE CARGA DE CONCRETO
- MURO QUE SE DESPLANTA EN ESTE NIVEL (C.E. O. T.F. O. DE TABLAR)
- ⑦ CASTERIO QUE SE DESPLANTA EN EL NIVEL CONSIDERADO (PROVEN SU PLAZA)
- ⑧ CASTERIO QUE DA ORIGEN AL NIVEL CONSIDERADO



PLANTA NIVEL I

472.5
475
477
479
481
483
485
487
489
491
493
495
497
499
501
503
505
507
509
511
513
515
517
519
521
523
525
527
529
531
533
535
537
539
541
543
545
547
549
551
553
555
557
559
561
563
565
567
569
571
573
575
577
579
581
583
585
587
589
591
593
595
597
599
601
603
605
607
609
611
613
615
617
619
621
623
625
627
629
631
633
635
637
639
641
643
645
647
649
651
653
655
657
659
661
663
665
667
669
671
673
675
677
679
681
683
685
687
689
691
693
695
697
699
701
703
705
707
709
711
713
715
717
719
721
723
725
727
729
731
733
735
737
739
741
743
745
747
749
751
753
755
757
759
761
763
765
767
769
771
773
775
777
779
781
783
785
787
789
791
793
795
797
799
801
803
805
807
809
811
813
815
817
819
821
823
825
827
829
831
833
835
837
839
841
843
845
847
849
851
853
855
857
859
861
863
865
867
869
871
873
875
877
879
881
883
885
887
889
891
893
895
897
899
901
903
905
907
909
911
913
915
917
919
921
923
925
927
929
931
933
935
937
939
941
943
945
947
949
951
953
955
957
959
961
963
965
967
969
971
973
975
977
979
981
983
985
987
989
991
993
995
997
999
1001
1003
1005
1007
1009
1011
1013
1015
1017
1019
1021
1023
1025
1027
1029
1031
1033
1035
1037
1039
1041
1043
1045
1047
1049
1051
1053
1055
1057
1059
1061
1063
1065
1067
1069
1071
1073
1075
1077
1079
1081
1083
1085
1087
1089
1091
1093
1095
1097
1099
1101
1103
1105
1107
1109
1111
1113
1115
1117
1119
1121
1123
1125
1127
1129
1131
1133
1135
1137
1139
1141
1143
1145
1147
1149
1151
1153
1155
1157
1159
1161
1163
1165
1167
1169
1171
1173
1175
1177
1179
1181
1183
1185
1187
1189
1191
1193
1195
1197
1199
1201
1203
1205
1207
1209
1211
1213
1215
1217
1219
1221
1223
1225
1227
1229
1231
1233
1235
1237
1239
1241
1243
1245
1247
1249
1251
1253
1255
1257
1259
1261
1263
1265
1267
1269
1271
1273
1275
1277
1279
1281
1283
1285
1287
1289
1291
1293
1295
1297
1299
1301
1303
1305
1307
1309
1311
1313
1315
1317
1319
1321
1323
1325
1327
1329
1331
1333
1335
1337
1339
1341
1343
1345
1347
1349
1351
1353
1355
1357
1359
1361
1363
1365
1367
1369
1371
1373
1375
1377
1379
1381
1383
1385
1387
1389
1391
1393
1395
1397
1399
1401
1403
1405
1407
1409
1411
1413
1415
1417
1419
1421
1423
1425
1427
1429
1431
1433
1435
1437
1439
1441
1443
1445
1447
1449
1451
1453
1455
1457
1459
1461
1463
1465
1467
1469
1471
1473
1475
1477
1479
1481
1483
1485
1487
1489
1491
1493
1495
1497
1499
1501
1503
1505
1507
1509
1511
1513
1515
1517
1519
1521
1523
1525
1527
1529
1531
1533
1535
1537
1539
1541
1543
1545
1547
1549
1551
1553
1555
1557
1559
1561
1563
1565
1567
1569
1571
1573
1575
1577
1579
1581
1583
1585
1587
1589
1591
1593
1595
1597
1599
1601
1603
1605
1607
1609
1611
1613
1615
1617
1619
1621
1623
1625
1627
1629
1631
1633
1635
1637
1639
1641
1643
1645
1647
1649
1651
1653
1655
1657
1659
1661
1663
1665
1667
1669
1671
1673
1675
1677
1679
1681
1683
1685
1687
1689
1691
1693
1695
1697
1699
1701
1703
1705
1707
1709
1711
1713
1715
1717
1719
1721
1723
1725
1727
1729
1731
1733
1735
1737
1739
1741
1743
1745
1747
1749
1751
1753
1755
1757
1759
1761
1763
1765
1767
1769
1771
1773
1775
1777
1779
1781
1783
1785
1787
1789
1791
1793
1795
1797
1799
1801
1803
1805
1807
1809
1811
1813
1815
1817
1819
1821
1823
1825
1827
1829
1831
1833
1835
1837
1839
1841
1843
1845
1847
1849
1851
1853
1855
1857
1859
1861
1863
1865
1867
1869
1871
1873
1875
1877
1879
1881
1883
1885
1887
1889
1891
1893
1895
1897
1899
1901
1903
1905
1907
1909
1911
1913
1915
1917
1919
1921
1923
1925
1927
1929
1931
1933
1935
1937
1939
1941
1943
1945
1947
1949
1951
1953
1955
1957
1959
1961
1963
1965
1967
1969
1971
1973
1975
1977
1979
1981
1983
1985
1987
1989
1991
1993
1995
1997
1999
2001
2003
2005
2007
2009
2011
2013
2015
2017
2019
2021
2023
2025
2027
2029
2031
2033
2035
2037
2039
2041
2043
2045
2047
2049
2051
2053
2055
2057
2059
2061
2063
2065
2067
2069
2071
2073
2075
2077
2079
2081
2083
2085
2087
2089
2091
2093
2095
2097
2099
2101
2103
2105
2107
2109
2111
2113
2115
2117
2119
2121
2123
2125
2127
2129
2131
2133
2135
2137
2139
2141
2143
2145
2147
2149
2151
2153
2155
2157
2159
2161
2163
2165
2167
2169
2171
2173
2175
2177
2179
2181
2183
2185
2187
2189
2191
2193
2195
2197
2199
2201
2203
2205
2207
2209
2211
2213
2215
2217
2219
2221
2223
2225
2227
2229
2231
2233
2235
2237
2239
2241
2243
2245
2247
2249
2251
2253
2255
2257
2259
2261
2263
2265
2267
2269
2271
2273
2275
2277
2279
2281
2283
2285
2287
2289
2291
2293
2295
2297
2299
2301
2303
2305
2307
2309
2311
2313
2315
2317
2319
2321
2323
2325
2327
2329
2331
2333
2335
2337
2339
2341
2343
2345
2347
2349
2351
2353
2355
2357
2359
2361
2363
2365
2367
2369
2371
2373
2375
2377
2379
2381
2383
2385
2387
2389
2391
2393
2395
2397
2399
2401
2403
2405
2407
2409
2411
2413
2415
2417
2419
2421
2423
2425
2427
2429
2431
2433
2435
2437
2439
2441
2443
2445
2447
2449
2451
2453
2455
2457
2459
2461
2463
2465
2467
2469
2471
2473
2475
2477
2479
2481
2483
2485
2487
2489
2491
2493
2495
2497
2499
2501
2503
2505
2507
2509
2511
2513
2515
2517
2519
2521
2523
2525
2527
2529
2531
2533
2535
2537
2539
2541
2543
2545
2547
2549
2551
2553
2555
2557
2559
2561
2563
2565
2567
2569
2571
2573
2575
2577
2579
2581
2583
2585
2587
2589
2591
2593
2595
2597
2599
2601
2603
2605
2607
2609
2611
2613
2615
2617
2619
2621
2623
2625
2627
2629
2631
2633
2635
2637
2639
2641
2643
2645
2647
2649
2651
2653
2655
2657
2659
2661
2663
2665
2667
2669
2671
2673
2675
2677
2679
2681
2683
2685
2687
2689
2691
2693
2695
2697
2699
2701
2703
2705
2707
2709
2711
2713
2715
2717
2719
2721
2723
2725
2727
2729
2731
2733
2735
2737
2739
2741
2743
2745
2747
2749
2751
2753
2755
2757
2759
2761
2763
2765
2767
2769
2771
2773
2775
2777
2779
2781
2783
2785
2787
2789
2791
2793
2795
2797
2799
2801
2803
2805
2807
2809
2811
2813
2815
2817
2819
2821
2823
2825
2827
2829
2831
2833
2835
2837
2839
2841
2843
2845
2847
2849
2851
2853
2855
2857
2859
2861
2863
2865
2867
2869
2871
2873
2875
2877
2879
2881
2883
2885
2887
2889
2891
2893
2895
2897
2899
2901
2903
2905
2907
2909
2911
2913
2915
2917
2919
2921
2923
2925
2927
2929
2931
2933
2935
2937
2939
2941
2943
2945
2947
2949
2951
2953
2955
2957
2959
2961
2963
2965
2967
2969
2971
2973
2975
2977
2979
2981
2983
2985
2987
2989
2991
2993
2995
2997
2999
3001
3003
3005
3007
3009
3011
3013
3015
3017
3019
3021
3023
3025
3027
3029
3031
3033
3035
3037
3039
3041
3043
3045
3047
3049
3051
3053
3055
3057
3059
3061
3063
3065
3067
3069
3071
3073
3075
3077
3079
3081
3083
3085
3087
3089
3091
3093
3095
3097
3099
3101
3103
3105
3107
3109
3111
3113
3115
3117
3119
3121
3123
3125
3127
3129
3131
3133
3135
3137
3139
3141
3143
3145
3147
3149
3151
3153
3155
3157
3159
3161
3163
3165
3167
3169
3171
3173
3175
3177
3179
3181
3183
3185
3187
3189
3191
3193
3195
3197
3199
3201
3203
3205
3207
3209
3211
3213
3215
3217
3219
3221
3223
3225
3227
3229
3231
3233
3235
3237
3239
3241
3243
3245
3247
3249
3251
3253
3255
3257
3259
3261
3263
3265
3267
3269
3271
3273
3275
3277
3279
3281
3283
3285
3287
3289
3291
3293
3295
3297
3299
3301
3303
3305
3307
3309
3311
3313
3315
3317
3319
3321
3323
3325
3327
3329
3331
3333
3335
3337
3339
3341
3343
3345
3347
3349
3351
3353
3355
3357
3359
3361
3363
3365
3367
3369
3371
3373
3375
3377
3379
3381
3383
3385
3387
3389
3391
3393
3395
3397
3399
3401
3403
3405
3407
3409
3411
3413
3415
3417
3419
3421
3423
3425
3427
3429
3431
3433
3435
3437
3439
3441
3443
3445
3447
3449
3451
3453
3455
3457
3459
3461
3463
3465
3467
3469
3471
3473
3475
3477
3479
3481
3483
3485
3487
3489
3491
3493
3495
3497
3499
3501
3503
3505
3507
3509
3511
3513
3515
3517
3519
3521
3523
3525
3527
3529
3531
3533
3535
3537
3539
3541
3543
3545
3547
3549
3551
3553
3555
3557
3559
3561
3563
3565
3567
3569
3571
3573
3575
3577
3579
3581
3583
3585
3587
3589
3591
3593
3595
3597
3599
3601
3603
3605
3607
3609
3611
3613
3615
3617
3619
3621
3623
3625
3627
3629
3631
3633
3635
3637
3639
3641
3643
3645
3647
3649
3651
3653
3655
3657
3659
3661
3663
3665
3667
3669
3671
3673
3675
3677
3679
3681
3683
3685
3687
3689
3691
3693
3695
3697
3699
3701
3703
3705
3707
3709
3711
3713
3715
3717
3719
3721
3723
3725
3727
3729
3731
3733
3735
3737
3739
3741
3743
3745
3747
3749
3751
3753
3755
3757
3759
3761
3763
3765
3767
3769
3771
3773
3775
3777
3779
3781
3783
3785
3787
3789
3791
3793
3795
3797
3799
3801
3803
3805
3807
3809
3811
3813
3815
3817
3819
3821
3823
3825
3827
3829
3831
3833
3835
3837
3839
3841
3843
3845
3847
3849
3851
3853
3855
3857
3859
3861
3863
3865
3867
3869
3871
3873
3875
3877
3879
3881
3883
3885
3887
3889
3891
3893
3895
3897
3899
3901
3903
3905
3907
3909
3911
3913
3915
3917
3919
3921
3923
3925
3927
3929
3931
3933
3935
3937
3939
3941
3943
3945
3947
3949
3951
3953
3955
3957
3959
3961
3963
3965
3967
3969
3971
3973
3975
3977
3979
3981
3983
3985
3987
3989
3991
3993
3995
3997
3999
4001
4003
4005
4007
4009
4011
4013
4015
4017
4019
4021
4023
4025
4027
4029
4031
4033
4035
4037
4039
4041
4043
4045
4047
4049
4051
4053
4055
4057
4059
4061
4063
4065
4067
4069
4071
4073
4075
4077
4079
4081
4083
4085
4087
4089
4091
4093
4095
4097
4099
4101
4103
4105
4107
4109
4111
4113
4115
4117
4119
4121
4123
4125
4127
4129
4131
4133
4135
4137
4139
4141
4143
4145
4147
4149
4151
4153
4155
4157
4159
4161
4163
4165
4167
4169
4171
4173
4175
4177
4179
4181
4183
4185
4187
4189
4191
4193
4195
4197
4199
4201
4203
4205
4207
4209
4211
4213
4215
4217
4219
4221
4223
4225
4227
4229
4231
4233
4235
4237
4239
4241
4243
4245
4247
4249
4251
4253
4255
4257
4259
4261
4263
4265
4267
4269
4271
4273
4275
4277
4279
4281
4283
4285
4287
4289
4291
4293
4295
4297
4299
4301
4303
4305
4307
4309
4311
4313
4315
4317
4319
4321
4323
4325
4327
4329
4331
4333
4335
4337
4339
4341
4343
4345
4347
4349
4351
4353
4355
4357
4359
4361
4363
4365
4367
4369
4371
4373
4375
4377
4379
4381
4383
4385
4387
4389
4391
4393
4395
4397
4399
4401
4403
4405
4407
4409
4411
4413
4415
4417
4419
4421
4423
4425
4427
4429
4431
4433
4435
4437
4439
4441
4443
4445
4447
4449
4451
4453
4455
4457
4459
4461
4463
4465
4467
4469
4471
4473
4475
4477
4479
4481
4483
4485
4487
4489
4491
4493
4495
4497
4499
4501
4503
4505
4507
4509
4511
4513
4515
4517
4519
4521
4523
4525
4527
4529
4531
4533
4535
4537
4539
4541
4543
4545
4547
4549
4551
4553
4555
4557
4559
4561
4563
4565
4567
4569
4571
4573
4575
4577
4579
4581
4583
4585
4587
4589
4591
4593
4595
4597
4599
4601
4603
4605
4607
4609
4611
4613
4615
4617
4619
4621
4623
4625
4627
4629
4631
4633
4635
4637
4639
4641
4643
4645
4647
4649
4651
4653
4655
4657
4659
4661
4663
4665
4667
4669
4671
4673
4675
46