

12  
20



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA  
DE MEXICO

FACULTAD DE INGENIERIA

ESTUDIO COMPARATIVO DE ANALISIS Y  
DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO  
A BASE DE MURO DE CARGA

T E S I S

QUE PARA OBTENER EL TITULO DE  
**INGENIERO CIVIL**  
P R E S E N T A  
*Francisco Javier Anaya Estrella*

TESIS CON  
VALIA DE ORIGEN

MEXICO, D. F.

MARZO 1991



Universidad Nacional  
Autónoma de México



## **UNAM – Dirección General de Bibliotecas Tesis Digitales Restricciones de uso**

### **DERECHOS RESERVADOS © PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL**

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

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

## C O N T E N I D O

- I. INTRODUCCION
  - II. METODOS DE DISEÑO DEL REGLAMENTO DE CONSTRUCCION PARA EL D.F. (RCDF) 1987.
    - II.1. METODO SIMPLIFICADO.
    - II.2. METODO DETALLADO.
  - III. METODO DE LAS RIGIDECES.
    - III.1. INTRODUCCION.
    - III.2. PRINCIPIOS BASICOS.
    - III.3. METODOLOGIA DE ANALISIS.
  - IV. ANALISIS.
    - IV.1. METODOS DEL REGLAMENTO.
    - IV.2. METODO DE LAS RIGIDECES.
  - V. DISEÑO.
    - V.1. METODO DEL REGLAMENTO DE CONSTRUCCION PARA EL DISTRITO FEDERAL (1987).
    - V.2. DISEÑO DE LOS MUROS COMO COLUMNAS ANCHAS.
    - V.3. DISEÑO DEL SISTEMA DE PISO.
  - VI. COMPARACION DE RESULTADOS.
  - VII. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.
- REFERENCIAS.

# I. INTRODUCCION

## I. INTRODUCCION

El incontrolable crecimiento de la población urbana y la exclusión de los grupos más pobres de la sociedad en aplicación de políticas de vivienda, han provocado que en la ciudad de México se generalice el hacinamiento habitacional, la falta de espacio y servicios de higiene y lo que es más que el 50% de la población se vea obligada a vivir en asentamientos precarios.

En México, como en muchos otros países en desarrollo, ni siquiera dos tercios de las familias urbanas pueden pagar el tipo más barato de vivienda y para los sectores de bajos recursos, la adquisición de un inmueble es prácticamente imposible, puesto que las políticas en la materia son excluyentes.

Si se aplicaran criterios razonables en materia de construcción y espacio habitable, la vivienda podría estar al alcance de todas las familias, pero lamentablemente una casa habitacional de 20 metros cuadrados y en la periferia de la ciudad de México, sólo puede ser adquirida por el 14% de la población.

En los alrededores del Distrito Federal, como sucede en otras áreas metropolitanas del mundo en desarrollo, se aglutinan más de 2.5 millones de personas. Baste señalar que en Nezahualcóyotl, región árida y desprovista de muchos servicios, se asientan más de un millón de mexicanos que viven en condiciones insalubres y donde las epidemias son más frecuentes.

También en México, como en muchas otras naciones de igual condición, el método más común de expansión de la vivienda urbana es la formación de asentamientos precarios,

es decir, habitaciones al margen de la ley; esto porque no se cumple con todos los requisitos establecidos por la misma.

Pero a ello se suma que los gobiernos en muchos casos tienden a promover normas exageradamente estrictas para los grupos pobres, de ahí que el atraso del pago de los alquileres sea muy común; además, casi siempre las viviendas destinadas a la población de bajos ingresos son acaparadas por los habitantes de percepciones medias.

Es común, en casi todos estos países, que la vivienda suela ser muy cara salvo para los habitantes de ingresos altos y medios, causa primordial de que el fenómeno del apilónamiento se haya incrementado en forma alarmante. Según se estima, en los próximos 10 años habrá más de 2,000 millones de personas viviendo en la periferia.

Las políticas vigentes en materia de tierra, servicios públicos y finanzas, o bien la falta de las mismas, hacen que los terrenos con servicios, la vivienda digna y la seguridad de la tenencia queden fuera del alcance de las familias pobres, que en la mayoría de los casos viven concentradas en zonas insalubres.

El control de alquileres en el Distrito Federal ha distorsionado el mercado hasta un punto en que los alquileres de apartamentos idénticos pueden variar hasta 100%. La renovación urbana y la implantación de códigos de construcción exageradamente estrictos, han agravado el problema al reducir la disponibilidad de casas-habitación en el centro de la ciudad y, por el contrario, estimular la edificación de asentamientos precarios en la periferia.

La expansión hacia la periferia de la ciudad se ha caracterizado por el éxodo de grupos de elevados ingresos a enclaves ubicados más allá de los suburbios de la parte sudoccidental, donde los precios de las viviendas son altos. Algunos sectores de percepciones medias, en sus esfuerzos por obtener acceso al centro de la ciudad, han conseguido viviendas caras y de mala calidad.

En cambio, los grupos de escasos ingresos se han visto obligados a trasladarse a lugares de difícil acceso a los servicios y los centros de trabajo, ubicándose así en lugares precarios, que no disponen de servicios públicos y donde, por lo general, obtienen la energía eléctrica de manera clandestina.

Uno de ellos es precisamente ciudad Nezahualcóyotl, ubicada en el lecho seco de un lago de agua salada y donde se concentran más de 1,259,543 de habitantes. Allí, son más frecuentes las inundaciones y las epidemias de fiebre tifoidea, la mortalidad infantil es cuatro veces más alta que en tres zonas de bajos ingresos del Distrito Federal.

Así México como muchas otras naciones en desarrollo enfrenta serios problemas en materia habitacional y que hacen necesario, para no seguir desprotegiendo a la población de bajos ingresos, revisar las políticas en la materia, desplazar servicios hacia la periferia, dado el alarmante crecimiento de las zonas urbanas; reducir las restricciones y hacer menos discrecionales las leyes para las familias pobres.

Es menester entender que el proporcionar vivienda a toda familia es un hecho de justicia social y caer en la cuenta de que en la medida que no se resuelva el problema de la vivienda digna para todos los mexicanos, será

imposible resolver otra serie de problemas que afectan a nuestra ciudad, como los relativos al consumo de drogas, a la delincuencia juvenil y a veces hasta infantil, o a la desintegración familiar con todas las consecuencias que esto alcanza.

El ser humano necesita un lugar de refugio, de descanso, donde pueda compensar todos los desgastes del trabajo, de la prisa, de la vida impersonal que cada día hacen más crítica la vida en las grandes ciudades.

Una vez que se ha señalado la problemática de vivienda en nuestro país, es necesario hacer notar el aspecto técnico, que muchas veces influye en el buen o mal funcionamiento de las estructuras. Se requiere además de proporcionar a la población un lugar donde habitar, garantizar la completa seguridad de que la estructura que va a servir para tal fin, va a responder satisfactoriamente a las solicitaciones naturales (sismo, viento).

No mucho tiempo había transcurrido después de los sismos de 1985, cuando el Departamento del Distrito Federal emitió unas normas de emergencia con el objetivo principal de guiar los proyectos de reparación y refuerzo de las construcciones dañadas. Estas normas entraron en vigor el 18 de octubre de 1985 (un mes después de haber ocurrido los sismos) y, basadas en la evaluación preliminar de los efectos de esos sismos, contenían requisitos mucho más estrictos que los de reglamentos anteriores en lo relativo a seguridad sísmica de las construcciones. Posteriormente, y manteniendo las principales modificaciones de las normas de emergencia, se emitió un nuevo reglamento. Este último reglamento se basa en un análisis mucho más detallado de los efectos de dichos sismos y en un buen número de estudios que se han realizado acerca de las características



de los sismos que pueden afectar a la ciudad de México, sobre las condiciones peculiares de la geología y del subsuelo del valle, así como con relación al comportamiento sísmico de diferentes tipos de construcciones. En este nuevo reglamento se pretende presentar una evolución importante en la normativa sísmica para la ciudad. El primer reglamento que incluyó aspectos sísmicos fue el de 1942. Las recomendaciones al respecto, aunque ya consideraban los criterios más esenciales, eran muy escuetos y simplistas; por mencionar algo, no se hacía distinción entre el riesgo de diferentes zonas del valle según el tipo de subsuelo.

Para 1950 esta normativa era considerada obsoleta y para la construcción de edificios importantes según normas elaboradas para el estado de California de los Estados Unidos de América. El sismo de julio de 1957 puso en evidencia lo inadecuado de diversos aspectos de la práctica y de la normativa de construcción que se seguía y condujo a la elaboración de normas de emergencia y de un nuevo reglamento que entró finalmente en vigor en 1966. Ese reglamento se basaba en los conocimientos entonces más actualizados de la ingeniería sísmica y en las lecciones del sismo de 1957.

En 1976 se editó un nuevo reglamento que consideraba, además de lo aprendido en 1957, lo desarrollado por la investigación hasta esa fecha.

Incluyendo por vez primera la clasificación de las estructuras de acuerdo a su capacidad para disipar energía y recomendaciones para la evaluación de los efectos de los sismos según esta clasificación. Aparece la reglamentación de la ejecución de algunos detalles para proveer a las nuevas estructuras de una mayor capacidad de disipar

energía sin sufrir daños severos. Por lo que respecta a lo normativo en cimentaciones se actualizó en su totalidad.

Los sismos ocurridos en septiembre de 1985 pusieron claramente en evidencia que los niveles de seguridad exigidos por los reglamentos de 1966 y 1976 eran insuficientes, ya que la intensidad que pueden alcanzar los movimientos del terreno en algunas zonas del valle de México es muy superior a la que se había alcanzado en 1957 y a la que se había supuesto al elaborar esos reglamentos. También indicaron que en ciertos edificios no se habían obedecido, o no se habían aplicado correctamente, ni los requisitos del reglamento ni la práctica constructiva recomendable para una seguridad sísmica adecuada.

Las modificaciones tendientes a procurar una mayor seguridad sísmica son muy diversas y algunas no son fácilmente cuantificables. Sin embargo, puede decirse que para las construcciones comunes los nuevos requisitos conducen a resistencias de cerca del doble de las que se obtenían con el reglamento anterior.

El reglamento reconoce las grandes diferencias en las intensidades del movimiento del terreno en diferentes sitios del valle de México. Mientras que en las zonas de terreno firme, especialmente en las zonas que se encuentran al sur y al poniente de la ciudad, la intensidad es moderada aún en grandes sismos, en las zonas del lago donde el subsuelo está formado por estratos de arcilla muy blanda, se produce una fuerte amplificación de las ondas sísmicas; es allí donde se han presentado los daños importantes en los sismos de 1957, 1979 y 1985. Por ello los requisitos de seguridad son mucho más severos en la zona del lago, la resistencia sísmica que se requiere es del orden de dos y media veces mayor que la que se exige en

la zona de lomas.

En el nuevo reglamento se define con más precisión cuáles son los límites entre las zonas de lomas (Zona I), de transición (Zona II) y de lago (Zona III). Los estudios que actualmente se llevan a cabo permitirán hacer distinciones todavía más finas entre las zonas del valle de México que requieren de diferentes consideraciones en cuanto al diseño sísmico de las construcciones.

En años recientes la práctica del diseño de las construcciones, para proporcionar a éstas seguridad ante distintos efectos, ha evolucionado mucho. Para las edificaciones de cierta importancia se emplean ahora programas de computadora que permiten aplicar soluciones muy refinadas y obtener resultados más precisos en un tiempo reducido.

Por lo antes expuesto, el reglamento incluye procedimientos de análisis que toman en cuenta aspectos cada vez más finos del comportamiento de las estructuras ante los efectos sísmicos.

Se reconoce que las fuerzas que se introducen en la estructura, y que pueden hacerla fallar, dependen de sus características dinámicas de vibración y de la relación entre estas características y las del movimiento del terreno. Se toman en cuenta los posibles efectos de vibración con torsión, y los de los movimientos relativos de la construcción con respecto al suelo sobre el que está apoyada, así como diversos otros puntos que han demostrado influir en el comportamiento sísmico.

Cabe señalar, que en su mayoría, las construcciones que se llevan a cabo por organismos como

FIVIDESU, INFONAVIT, FOVISSSTE, FISOMEX, etc., están estructuradas a base de muros de carga, ya sean de concreto reforzado o mampostería. Al diseño de tales estructuras no se le ha dado la importancia debida, razón por la cual éstas no han sido suficientemente estudiadas.

El objetivo del presente estudio, es llevar a cabo una comparación entre los resultados arrojados mediante los métodos que presenta el reglamento de construcción para el Distrito Federal y el método de las rigideces, haciendo la inclusión del método de la columna ancha en el mismo, para finalmente concluir con el diseño de acuerdo a los lineamientos que marca el propio reglamento de construcción y el diseño por esfuerzos de trabajo (método elástico).

Existen varios métodos para analizar edificaciones estructuradas a base de muros de carga y marcos. En este estudio unicamente se hará mención de ellos y son los siguientes:

- Método de Khan y Sparounis
- Método de Mac. Gregor et al
- Método del Elemento Finito
- Método de McLeod

A continuación se describirá la estructura en estudio, aclarando de antemano que ésta fue diseñada por una compañía de cálculo estructural. La estructura se encuentra ubicada dentro de la zona III, el diseño que llevé a cabo dicha compañía fue a base de muros de carga de piezas huecas. Ahora en este estudio, en lugar del material anterior se considerará que la construcción estará estructurada a base de muros de carga de tabique rojo recocido. Este estudio se enfoca básicamente al comportamiento de la superestructura, por lo cual no se entrará a detalle con el diseño y comportamiento de la

cimentación.

Las plantas arquitectónicas se muestran en el plano número 1 así como vistas lateral y frontal en el esquema adjunto. Se clasifica como una construcción ubicada dentro del grupo B, para la cual el reglamento especifica lo siguiente:

Dado que la estructura se ubica dentro de la zona III el coeficiente sísmico a emplear será  $C = 0.4$ .

La estructura cumple con los requisitos del punto III de la sección 5 de las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo, por consiguiente el factor de comportamiento sísmico,  $Q$ , será 2.

Se considerará que el terreno donde se desplazará la estructura tendrá una capacidad de carga de 10 ton/m<sup>2</sup>.

#### Especificaciones de Carga.

Se obtuvieron considerando los conceptos más importantes que intervienen para la obtención de éstas, considerando además lo marcado por el reglamento de construcción en cuanto a carga viva se refiere.

#### AZOTEAS:

##### Carga muerta.

Losa	$2400 \times 0.01 = 240$	kg/m <sup>2</sup>
Relleno	$1250 \times 0.15 = 187.5$	kg/m <sup>2</sup>
Entortado	$2100 \times 0.03 = 63$	kg/m <sup>2</sup>
Enladrillado	$1500 \times 0.015 = 22.5$	kg/m <sup>2</sup>
Impermeabilizante	= 10	kg/m <sup>2</sup>
Yeso	$1500 \times 0.02 = 30$	kg/m <sup>2</sup>
Sobrecarga	= 20	kg/m <sup>2</sup>
	<hr/>	
C.M.	= 573	kg/m <sup>2</sup>

	Sisao (kg/m <sup>2</sup> )	Diseño (kg/m <sup>2</sup> )	
C.V.	70	100	} Con pendiente no mayor de 5%
C.M.	<u>573</u>	<u>573</u>	
C. TOTAL	643	673	
C.V.	20	40	} Con pendiente mayor de 5% y un espesor de losa de 12 cm
C.M.	<u>621</u>	<u>621</u>	
C. TOTAL	641	661	

**NIVEL TIPO:**

**Carga muertas:**

Losa	2400 x 0.10 =	240 kg/m <sup>2</sup>
Firme		= 120 kg/m <sup>2</sup>
Yeso	1500 x 0.02 =	30 kg/m <sup>2</sup>
Alfombra		= 10 kg/m <sup>2</sup>
Loseta de granito		= 50 kg/m <sup>2</sup>
Sobrecarga		<u>= 40 kg/m<sup>2</sup></u>
C.M.		= 490 kg/m <sup>2</sup>

	Sisao (kg/m <sup>2</sup> )	Diseño (kg/m <sup>2</sup> )
C.V.	90	170
C.M.	<u>490</u>	<u>490</u>
C. TOTAL	580	660

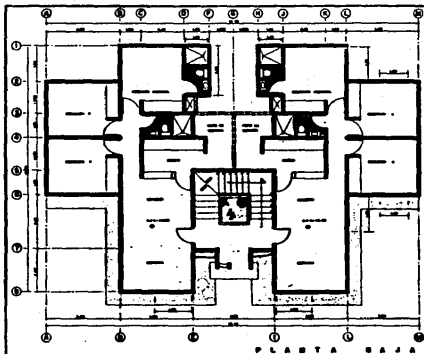
**Peso de muros**

Por metro lineal: 0.54 ton/m \*

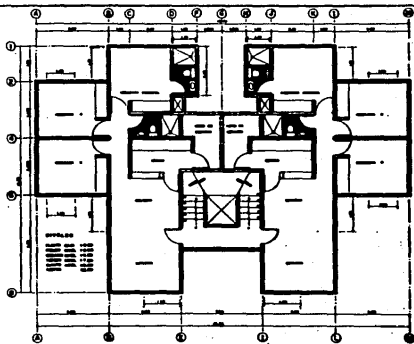
**Peso de auretes**

Por metro lineal: 0.25 ton/m \*

\*Considerando un peso volumétrico para el tabique rojo recocido de 1.5 ton/m<sup>3</sup>.



PLANTA BAJA



PLANTA ARQUITECTONICA  
TIPO

INSTITUTO VENEZOLANO DE INVESTIGACIONES CIENTÍFICAS CENTRO NACIONAL DE INVESTIGACIONES Y PROYECTOS DE ARQUITECTURA	
PLANTAS ARQUITECTONICAS	
TITULO PROFESIONAL	
PLANTA Nº. 1	

## II. METODOS DE DISEÑO DEL REGLAMENTO DE CONSTRUCCION PARA EL DISTRITO FEDERAL (RCDF) 1987



## II. METODOS DE DISEÑO DEL REGLAMENTO DE CONSTRUCCION PARA EL D.F. (R.C.D.F.) 1987.

### II.1 METODO SIMPLIFICADO.

Este método es presentado en el Reglamento de Construcciones para el D.F. vigente desde 1987.

Por encontrarse en el reglamento y dada su sencilla aplicación, se ha hecho uso de este método. Es muy común encontrar en los despachos de cálculo estructural su uso, así como en los ingenieros estructuristas que trabajan independientemente. Además, es práctica usual desde hace tiempo el revisar o diseñar algunas construcciones a base de muros de carga de mampostería con dicho método, por no contar con las herramientas adecuadas y la investigación profunda en este tipo de materiales.

Se estipula, para la aplicación de este método, en las "Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo" el cumplimiento simultáneo de los siguientes requisitos:

- I. "En cada planta, al menos el 75% de las cargas verticales, estarán soportadas por muros ligados entre sí mediante losas monolíticas u otros sistemas de piso suficientemente resistentes y rígidos al corte. Dichos muros tendrán distribución sensiblemente simétrica con respecto a dos ejes ortogonales y deberán satisfacer las condiciones que establecen las normas complementarias correspondientes. Será admisible cierta asimetría en la distribución de los muros cuando existan en todos los pisos dos muros de carga perimetrales paralelos, cada uno con longitud al menos igual a la mitad de la dimensión mayor en planta del edificio. Los muros a que se refiere este párrafo podrán ser de mampostería, concreto reforzado o madera; en este último caso

estarán arriostrados con diagonales".

II. "La relación entre longitud y anchura de la planta del edificio no excederá de 2.0, a menos que, para fines de análisis sísmico, se pueda suponer dividida dicha planta en tramos independientes, cuya relación entre longitud y anchura satisfaga esta restricción y cada tramo resista según el criterio que marca la sección 7 de las presentes normas".

III. "La relación entre la altura y la dimensión mínima de la base del edificio no excederá de 1.5 y la altura del edificio no será mayor de 13 m".

En el mismo cuerpo de estas Normas, se recomienda hacer caso omiso de los desplazamientos horizontales, torsiones y momentos de volteo.

Según este método se requiere únicamente que los muros tengan la suficiente resistencia al corte como para soportar la fuerza cortante total que actúe sobre el piso en cuestión, dicha fuerza cortante podrá ser estimada por medio de un análisis estático, el cual se describirá en su momento, para el cual se emplearán los coeficientes sísmicos reducidos que se presentan en la tabla 7.1 de las N.T.C. para Diseño por Sismo.

Este método lleva implícito el considerar únicamente las deformaciones por cortante para efectos de hacer la distribución del sismo en los diferentes muros; además como ya se señaló antes, de que sólo requiere la revisión por cortante.

En las "Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Mampostería" en el

punto 4.1.3, se estipula que cuando se haga uso de este método la contribución a la resistencia a fuerza cortante de los muros cuya relación de altura de entrepiso, H, a longitud, L, es mayor que 1.33, se reducirá multiplicándola por el coeficiente  $(1.33 \frac{L}{H})^2$

Para determinar la carga vertical que puede resistir un muro se hará uso de la siguiente expresión:

$$PR = FR FE f_{cm} AT$$

en donde:

PR = Carga vertical resistente de diseño

FR = Será igual a 0.6 para muros confinados o reforzados interiormente de acuerdo a los requisitos para el cumplimiento de este tipo de muros e igual a 0.3 para muros no reforzados.

f<sub>cm</sub> = Es la resistencia de diseño en compresión de la mampostería.

FE = Es un factor de reducción por excentricidad y esbeltez.

AT = Es el área de la sección transversal del muro.

Para el cálculo del factor de reducción por excentricidad y esbeltez se deberá tomar en cuenta que las deformaciones de los extremos superior e inferior del muro en la dirección normal a su plano están restringidas por el sistema de piso o por otros elementos, no hay excentricidad importante en la carga axial aplicada ni fuerzas significativas que actúan en dirección normal al plano del muro y por último la relación altura espesor del muro no excede de 20 ( $\frac{H}{t} \leq 20$ ).

Las normas especifican que podrá tomarse FE igual a 0.7 para muros inferiores que soporten claros que no difieren en más de 50% y como 0.6 para muros extremos o con claros asimétricos y para casos en que la relación entre cargas vivas y cargas muertas de diseño excede de uno.

Puede darse el caso en que las condiciones anteriores no se cumplan, por lo cual el factor de reducción por excentricidad y esbeltez se determinará como el menor del que se señaló anteriormente y el que se obtiene con la siguiente expresión:

$$FE = (1 - \frac{2e'}{t}) [ 1 - (\frac{H'}{30t})^2 ] \text{ ----- (1)}$$

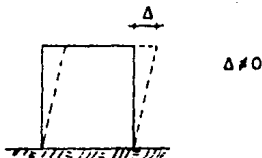
En la expresión anterior:

t = Es el espesor del muro.

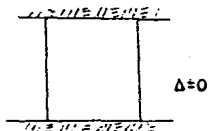
e' = Es la excentricidad calculada para la carga vertical, es, más una excentricidad accidental que se tomará igual a t/24.

H' = Es la altura efectiva del muro que se determinará a partir de la altura no restringida, H, según se establece de la siguiente manera:

H' = 2H, para muros sin restricción al desplazamiento lateral en su extremo superior (muros en voladizo).



H' = 0.8H para muros limitados por dos losas continuas a ambos lados del muro.



$H' = H$  para muros extremos en que apoyan losas.

En las anteriores Normas Técnicas Complementarias de Mampostería (1976) el factor de reducción por excentricidad y esbeltez se puede decir que casi se estimaba ahora, en las nuevas normas, se calcula de una forma más explícita y no sólo eso, sino que ya se considera el efecto de las restricciones a las deformaciones laterales que se puede estimar de la siguiente manera:

Cuando el muro esté ligado a elementos que restrinjan su deformación lateral, sean muros transversales, contrafuertes, columnas o castillos, el factor de reducción por excentricidad y esbeltez, previamente calculado en la ecuación (1), será incrementado sumándole la cantidad  $(1 - FE) B$ , pero dicho resultado no será en ningún caso mayor que 0.9. En el incremento  $B$  es un coeficiente que depende de la separación de los elementos rigidizantes,  $L'$ , y es obtenido de la tabla siguiente.

**FACTOR CORRECTIVO, B, POR EFECTO DE LA RESTRICCIÓN DE MUROS TRANSVERSALES**

$L'/H$	1.5	1.75	2.0	3.0	4.0	5.0
B	0.7	0.6	0.5	0.33	0.25	0.20

Para valores de la relación L /H no consignados en la tabla anterior, es válido llevar a cabo una interpolación lineal.

En este método de diseño se establece además, que los muros que componen la estructura deben cumplir con los requisitos para muros confinados y muros reforzados interiormente como se establece en 3.3 y 3.4 del cuerpo de normas de mampostería vigente, (1987).

Como ya se señaló en un principio, el método se enfoca únicamente a la revisión de los muros ante cargas verticales y horizontales, en lo que se refiere a estas últimas acciones, la fuerza cortante resistente de diseño se calcula de la siguiente manera:

a) Para muros diafragma

$$VR = FR (0.85 v_e AT)$$

b) Para otros muros

$$VR = FR (0.5 v_e AT + 0.3P) \leq 1.5 FR v_e AT$$

En la que:

VR = Fuerza cortante resistente de diseño.

P = Es la carga vertical que actúa sobre el muro, sin multiplicar por el factor de carga.

$v_e$  = Es el esfuerzo cortante medio de diseño que se determina de acuerdo a lo especificado en el inciso 2.4.2 de las normas de mampostería.

AT = Área transversal del muro.

FR = Es el factor de reducción por resistencia y será igual a:

0.7 para muros diafragma, muros confinados y muros con refuerzo interior, según se definen en el capítulo 3 de las normas de mampostería.

0.4 para muros no confinados ni reforzados.

De acuerdo a lo establecido en el capítulo 3 de las Normas Técnicas Complementarias de Mampostería, se considerará nulo el incremento de la fuerza cortante resistente por dadas y castillos en muros confinados.

Quando se cumplan los requisitos en cuanto a refuerzo horizontal para muros confinados y muros con refuerzo interior, se podrá incrementar en un 25% la fuerza cortante resistente calculada con la expresión correspondiente para dichos muros, siempre y cuando el porcentaje de refuerzo horizontal,  $P_h$ , no sea menor a 0.0005 ni al valor que resulte de la expresión siguiente.

$$P_h = 0.0002 \vee (1 + 0.2 \frac{P}{\vee AT}) \frac{f_y}{4200}$$

donde:

$P_h$  = Porcentaje de refuerzo horizontal.

$f_y$  = Esfuerzo de fluencia del acero.

## 11.2 METODO DETALLADO.

En el inciso anterior se estableció la metodología a seguir para llevar a cabo la aplicación del Método Simplificado. En este inciso, como se verá más adelante, el Método Detallado es una versión del primer método expuesto, pero como su nombre lo indica, toma algunas consideraciones más que el Método Simplificado no toma en cuenta. El método es expuesto implícitamente en el cuerpo normativo de las Normas de Mampostería, las adiciones que se hacen al Método Simplificado son las siguientes:

- En el inciso 4.1.1 de las Normas Técnicas Complementarias de Mampostería se indica el criterio

- Es válida la determinación de las cargas verticales que actúan sobre cada muro mediante una bajada de cargas por áreas tributarias y tomar en cuenta los efectos de excentricidades y esbeltez mediante los valores aproximados del factor de reducción, FE, cuyo procedimiento de obtención ya fue descrito en el Método Simplificado.
- Para tomar en cuenta los efectos de las cargas laterales debidas a sismo se calcularán las rigideces relativas de los distintos muros; estas rigideces se calcularán tomando en cuenta las deformaciones de cortante y flexión.

Para el cálculo de las deformaciones por flexión, se considerará la sección agrietada del muro cuando la relación de carga vertical a momento flexionante es tal que se presentan tensiones verticales. Se tomará en cuenta la restricción que impone a la rotación de los muros, la rigidez de los sistemas de piso y techo y la de los dísteles.

- Para calcular la resistencia a flexocompresión en el plano del muro, para muros sin refuerzo, se tomará en cuenta lo señalado por la teoría de resistencia de materiales, es decir, suponiendo una distribución lineal de esfuerzos en la mampostería. Se supone que la mampostería no resiste tensiones y que la falla ocurre cuando aparece la sección crítica con un esfuerzo de compresión igual a  $f_m$ .

La capacidad a flexión o flexocompresión en el plano de un muro con refuerzo interior o exterior se calculará tomando en cuenta la capacidad que tienen los elementos estructurales (dadas y castillos) para absor-



ver carga vertical mediante los incrementos en el esfuerzo resistente en compresión o sea  $f_{cm}$ , los valores de este esfuerzo se presentan en el inciso 2.4.1 d) de las normas para mampostería, a menos que mediante ensayos de laboratorio se puedan demostrar otros valores para dicho esfuerzo. Cuando el muro cuente con refuerzo vertical cuya separación no exceda de 6 veces el espesor del muro y éste esté sometido a momentos flexionantes significativos, perpendicularmente a su plano, podrá determinarse la resistencia a flexiocompresión.

En estas condiciones se idealizará el muro de mampostería como un muro de concreto reforzado y se podrá aplicar el criterio de resistencia en flexiocompresión, además de las siguientes hipótesis:

- 1) La distribución de deformaciones unitarias longitudinales en la sección transversal de un elemento es plana.
- 2) El refuerzo es el único material capaz de resistir tensión.
- 3) La adherencia es perfecta entre el refuerzo y el concreto o mortero que lo rodea.
- 4) La sección falla cuando se alcanza, en la mampostería, la deformación unitaria máxima a compresión que se tomará igual a 0.003.
- 5) Se supondrá lineal la curva esfuerzo - deformación en la mampostería, salvo que mediante pruebas de laboratorio se obtenga la curva real.

La carga resistente será afectada, para tomar en cuenta los efectos de esbeltez, por el factor:

$$\left[ 1 - \frac{(M')^2}{(30t)^2} \right]$$

se han definido los valores que puede adoptar la altura efectiva del muro,  $H'$ , en la descripción del Método Simplificado.

- En las normas de mampostería se dan los lineamientos a seguir para el cálculo del momento resistente, los cuales se presentan a continuación:

"Para muros reforzados con barras colocadas simétricamente en sus extremos, las fórmulas simplificadas siguientes dan valores suficientemente aproximados y conservadores del momento resistente de diseño".

En el caso de flexión simple, el momento resistente se calculará con la siguiente expresión:

$$M_o = FR A_s f_y d'$$

donde:

$A_s$  = Área de acero colocada en el extremo del muro.

$d'$  = La distancia entre los centroides del acero colocado en ambos extremos del muro.

Si existe carga axial sobre el muro, el momento en la sección se modificará de acuerdo con las siguientes expresiones:

$$M_R = M_o + 0.3 P_u d; \text{ si } P_u \leq \frac{PR}{3}$$

$$M_R = (1.5 M_o + 0.15 PR d) \left(1 - \frac{P_u}{PR}\right); \text{ si } P_u > \frac{PR}{3}$$

donde:

$P_u$  = Carga axial de diseño total sobre el muro, que se considerará positiva si es de compresión.

$d$  = Peralto efectivo del refuerzo de tensión.

PR = Resistencia a compresión axial.

FR = Se tomará igual a 0.8 si  $P_u \leq \frac{PR}{3}$  e igual a 0.6 en caso contrario.

#### ANÁLISIS ESTÁTICO.

El reglamento de construcciones para el Distrito Federal en el art. 207, establece que para el análisis sísmico de la estructura podrá hacerse uso del Método Estático con las observaciones y recomendaciones indicadas en las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo en su capítulo 8.

Este método consiste en que para calcular las fuerzas cortantes de diseño a diferentes niveles de un edificio, se supondrá una distribución lineal de aceleraciones con valor nulo en la base, es decir, en el nivel a partir del cual las deformaciones de la estructura sean apreciables y un valor máximo en el extremo superior de ésta.

Este método tiene su fundamento en la segunda ley de Newton, la cual establece que la fuerza es igual a la masa por la aceleración; de lo cual se tiene:

$$F = m \cdot a$$

$$\text{Si } m = \frac{W}{g} = \frac{\text{Peso total de la estructura}}{\text{Aceleración de la gravedad}}$$

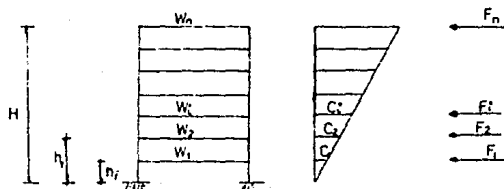
$$\rightarrow F = \frac{W}{g} \cdot a = \frac{a}{g} \cdot W$$

La relación  $\frac{a}{g}$  ha sido llamada coeficiente sísmico, C, de lo cual se desprende la siguiente expresión:

$$F = C W$$

Siendo  $F$  la fuerza cortante sísmica y teniendo su acción en la base del edificio y siendo igual al producto del coeficiente sísmico por el peso de la estructura.

Dado que el coeficiente sísmico es la relación de aceleraciones y habiendo establecido también que este método se basa en una distribución lineal de las masas con valor nulo en la base, se puede, por lo tanto, establecer el siguiente esquema:



Definiendo además que:

$$WT = W_1 + W_2 + W_3 + \dots + W_n$$

$$VT = C \cdot WT$$

donde:

$WT$  = Peso total de la estructura.

$W_i$  = Peso del nivel  $i$ .

$H$  = Altura total del edificio.

$h_i$  = Elevación del piso  $i$  desde el nivel a partir del cual las deformaciones de la estructura comienzan a ser apreciables.

$C$  = Coeficiente sísmico especificado en las NTC para diseño por sismo.

$C_i$  = Coeficiente sísmico reducido para el nivel  $i$ .

De la figura anterior y por triángulos semejantes se tiene que:

$$\frac{C}{H} = \frac{C_i}{h_i} \longrightarrow C_i = \frac{h_i}{H} C$$

La fuerza sísmica  $F_i$  en el nivel  $i$  puede calcularse como el producto del peso del edificio en ese nivel, por su coeficiente sísmico correspondiente a dicho nivel, expresado matemáticamente se tiene lo siguiente:

$$F_i = C_i W_i = \frac{C}{H} h_i W_i \quad \text{----- 1)}$$

Las fuerzas cortantes sísmicas obtenidas de la forma descrita se acumularán para obtener un cortante en la base de la estructura, obteniéndose un valor menor del especificado, es decir:

$$\sum F \neq V_T = C W_T$$

Por lo tanto para eliminar dicha diferencia se tendrá que llevar a cabo una corrección, la cual consistirá en obtener una relación entre los cortantes reales especificados y los cortantes reales ficticios obtenidos anteriormente. Dicha relación se representará como  $K_c$  y será igual a:

$$K_c = \frac{V_R}{V_f} = \frac{C W_T}{\sum F_i} = \frac{C W_T}{\sum \frac{C}{H} h_i W_i}$$

de otra forma más general:

$$K_c = \frac{C W_T}{\frac{C}{H} (W_1 h_1 + W_2 h_2 + W_i h_i \dots + W_n H)}$$

$$K_c = \frac{W_T H}{W_1 h_1 + W_2 h_2 + W_i h_i \dots + W_n H}$$

Una vez obtenido el coeficiente  $K_c$  podrá afectarse la ecuación 1) que calcula las fuerzas sísmicas para obtener finalmente la fuerza horizontal que actúa en el nivel en estudio:

$$F_i = \frac{C}{H} h_i W_i \frac{W T H}{W_1 h_1 + W_2 h_2 + W_i h_i + \dots + W_n H}$$

Finalmente:

$$F_i = C W T \frac{W_i h_i}{W_1 h_1 + W_2 h_2 + W_i h_i + \dots + W_n H}$$

En las estructuras ubicadas dentro de zonas sísmicas, una de las propiedades más deseables en ellas es la ductibilidad. Primeramente es necesario subrayar que la ductilidad de las estructuras es la propiedad de soportar grandes deformaciones inelásticas sin fallar ni reducir su capacidad de carga, esta propiedad depende en gran manera de los materiales empleados y los cuidados que se tengan al diseñar la misma estructura.

Como en toda obra de ingeniería, si bien es importante cuidar el aspecto técnico, también es importante cuidar el aspecto económico. El por qué de lo anterior es que no es aconsejable diseñar las estructuras sometidas a acciones sísmicas sobre la base de un comportamiento elástico, ya que sería antieconómico debido a la escasa probabilidad de que ocurra el sismo de diseño durante la vida útil de la estructura, además de que resulta muy difícil saber cuál será la mayor excitación sísmica que puede ocurrir, pues la historia con que se cuenta, aún en países habitados hace muchos siglos, no es suficiente para ello.

Algo que cabe mencionar, es lo que se refiere al amortiguamiento crítico. Se conoce como amortiguamiento

crítico el que tiene una estructura cuando al separarlo de su posición y soltarla no oscila, sino que regresa a la posición de equilibrio; esto se menciona, ya que las estructuras de mampostería con gran número de juntas suelen tener amortiguamiento del orden del 3 al 10% del crítico, y en algunos casos mayor, no así en las estructuras metálicas, soldadas y sin recubrir.

Volviendo a lo referente de la ductilidad de la estructura, si se considera que pueda presentarse la posibilidad de un sismo de superior intensidad que la prevista, las estructuras dúctiles tendrán mayor reserva para resistirlo que las de tipo más frágil, aún cuando hayan sido diseñadas con los mismos factores de seguridad. Por lo tanto, se concluye que siempre serán preferibles las estructuras fabricadas con elementos de comportamiento dúctil.

Diversos estudios sobre sistemas de un grado de libertad muestran que para estructuras cuyos periodos naturales no sean demasiado cortos, el máximo desplazamiento relativo de un sistema elastoplástico es aproximadamente igual al que tendría una estructura de comportamiento lineal con igual masa y rigidez inicial. Lo cual significa que en el rango de periodos naturales mayores que  $T_1$ , las fuerzas sísmicas de diseño para una estructura capaz de desarrollar un factor de ductilidad  $Q$ , pueden tomarse igual a las que corresponden a la respuesta de la construcción elástica divididas entre el factor de ductilidad  $Q$ . Por lo antes dicho, esta reducción no se aplica a los desplazamientos.

Lo antes mencionado para estructuras de un grado de libertad, puede hacerse extensivo para estructuras de más grados de libertad. Esto siempre y cuando la capacidad

lateral de cada entrepiso a la correspondiente respuesta dinámica de la estructura elástica de iguales masas y rigideces iniciales sea aproximadamente igual en los diversos entrepisos.



### III. METODO DE LAS RIGIDECES

### III. METODO DE LAS RIGIDECES.

#### III.1 INTRODUCCION.

A lo largo de la historia en el análisis de las estructuras, se han propuesto y diseñado métodos de análisis tendientes a mejorar las herramientas vigentes y disponibles, y con ello reducir los tiempos en la aplicación de dichas metodologías además de que se busca la eficiencia de las mismas.

A continuación se presenta una reseña histórica de los métodos empleados en el análisis estructural.

Año	Autor	Comentarios
1880	Heinrich Manderla	Se utilizó por vez primera los desplazamientos de los nudos como incógnitas en el análisis de una estructura indeterminada estáticamente. Se analizó una armadura con núcleos rígidos, tomando en cuenta las deformaciones producidas en los elementos de la estructura por la acción de los momentos de flexión y fuerzas axiales.
1892	Otto Mohr	Esta técnica requería la solución de un sistema de ecuaciones expresado únicamente en términos de la rotación de los nudos, su translación se determinaba suponiendo que las conexiones correspondían a articulaciones. Cabe aclarar que el autor de esta técnica antes había participado en el desarrollo de la técnica del método de flexibilidad.

Año	Autor	Comentarios des para estructuras estáticamente indeterminadas.
1914	Alex Bendixen	Se propone el método pendiente-deflexión en un sistema de ecuaciones, el cual queda expresado en función del desplazamiento de los nudos.
1915	G.A. Maney	En este año se presenta un desarrollo del método pendiente-deflexión, también desarrollado por Bendixen, se llega a la conclusión de que el método expuesto por estos personajes es semejante al expuesto por Otto Mohr en lo que se refiere al cálculo de los esfuerzos secundarios en araduras con nudos rígidos.
1930	Hardy Cross	En la Universidad de Illinois, es desarrollado el método de distribución de momentos que aproxima progresivamente el valor de los momentos no equilibrados, con lo que se permite el análisis de las estructuras. Este método tuvo una gran aceptación, ya que eliminaba la solución de los numerosos sistemas de ecuaciones simultáneas requeridos en los métodos vigentes de aplicación (método pendiente-deflexión).

Año	Autor	Comentarios
1935	R.C. Southwell	Se propone el método de relajación de aproximaciones sucesivas.

Como puede observarse, hasta la última fecha de esta reseña histórica (1935) una de las limitantes para el análisis estructural era la resolución engorrosa de los sistemas de ecuaciones que se presentaban dentro del mismo análisis; pero una vez que hicieron su aparición los computadores digitales, esta restricción fue eliminada en su totalidad, lo cual ha permitido un método muy general para el análisis de las estructuras en el que las incógnitas de su formulación son los desplazamientos de los nudos, dando así origen a lo que se ha dado en llamar Método de las Rigideces.

Este método, dada su facilidad para poder crear un algoritmo de cálculo eficiente, ha sido más usado que otros métodos de análisis igualmente programables como puede ser el método de las flexibilidades. Es práctica común usarlo en estructuras reticulares grandes y complejas por su gran versatilidad, como ya se ha dicho antes, por su fácil estructuración en lo que a programación se refiere y además que en este método de análisis las redundantes pueden establecerse sin tanta ambigüedad como en otros métodos.

Ahora bien, antes de proceder a la descripción detallada de este método, es necesario establecer algunos conceptos básicos del análisis estructural, para así tener una idea más concisa de los principios y fundamentos en que se basa este método.

### III.2 PRINCIPIOS BASICOS.

#### INDETERMINACION CINEMATICA.

Para llevar a cabo el análisis estructural mediante el método de las rigideces, es necesario definir el grado de indeterminación cinemática de la estructura. Este parámetro es el que define el número existente de componentes no restringidos del desplazamiento de los nudos de la estructura, los cuales deben calcularse durante el análisis.

En el caso de estructuras planas, la traslación de un nudo no restringido queda expresado en términos de dos componentes ortogonales.

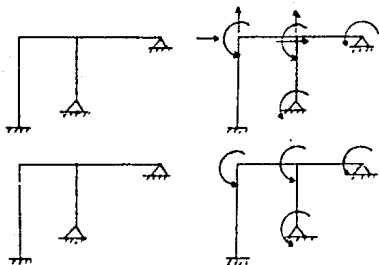
Por lo antes expuesto el grado de indeterminación cinemática es igual al número total de componentes independientes del desplazamiento de los nudos no restringidos de la estructura.

Es importante que antes de definir el grado de indeterminación cinemática de la estructura quede establecido si se tomará en cuenta la deformación axial de los miembros del sistema estructural. Considérese el siguiente sistema estructural para la ejemplificación de este concepto tan importante.

ESTRUCTURA

COMPONENTES INDEPENDIENTES DEL DESPLAZAMIENTO DE LOS NUDOS.

GRADO DE INDETERMINACION.

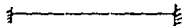


8 Si se considera la deformación axial de las barras.

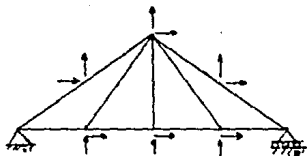
4 Si se desprecia la deformación axial de las barras.

En el ejemplo anterior si se considera la deformación axial de las barras, el grado de indeterminación cinemática será igual a 8, pero una vez que no se toma en cuenta este efecto, el grado de indeterminación cinemática se reduce a 4.

Para que una estructura sea determinada cinemáticamente, es necesario restringir completamente el desplazamiento de sus nudos, el caso más común de este tipo de estructura es la viga doblemente empotrada. En el caso de una armadura no se considera la rotación de sus nudos, puesto que éstos se idealizan como articulaciones, lo cual equivale a decir que sus miembros únicamente trabajan a tracción o compresión. Entonces queda establecido que para determinar el grado de indeterminación cinemática se considerará únicamente la translación de los nudos.



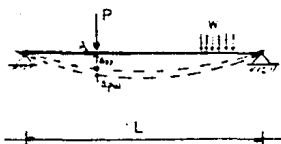
Grado de indeterminación  
cinemática igual a 0



Grado de indeterminación  
cinemática igual a 12

El método de las rigideces tiene también fundamento en el primer teorema de Castigliano que a la letra dice: "La derivada parcial de la energía de deformación de un sistema con respecto a uno cualquiera de sus desplazamientos, es igual a la fuerza (o momento) correspondiente a dicho desplazamiento", que matemáticamente queda expresado como  $F_i = \frac{\partial U}{\partial \Delta_i}$ .

Para describir más explícitamente este teorema considérese el siguiente sistema.



El desplazamiento en el punto de aplicación de la fuerza  $P$  debido a la acción de la misma, será  $\Delta_{pp}$ , y el desplazamiento en el mismo punto pero debido a la carga uniformemente distribuida,  $w$ , será  $\Delta_{pw}$ ; entonces se puede asumir que el desplazamiento total de este punto,  $A$ , debido al sistema de fuerzas que actúa en este elemento elástico será:

$$\Delta_p = \Delta_{pp} + \Delta_{pw}$$

Por lo que la energía potencial de deformación se puede expresar como:

$$U = \frac{1}{2} P \Delta_{pp} + P \Delta_{pw} + \Delta_{uw} \quad (a)$$

En donde  $\Delta_{uw}$  es la energía acumulada, debido a la deformación del sistema solamente por la acción  $w$  y que es igual, numéricamente, al trabajo de la acción  $w$  en los desplazamientos originados por ésta.

Además:  $\Delta_{pp} = P \int \delta_{pp}$  y si sustituimos en la ecuación anterior:

$$\begin{aligned} U &= \frac{1}{2} P \int \delta_{pp} + P \Delta_{pw} + \Delta_{uw} \\ &= \frac{1}{2} P^2 \delta_{pp} + P \Delta_{pw} + \Delta_{uw} \end{aligned}$$



Si diferenciamos esta última expresión con respecto a  $P$ , se obtiene lo siguiente:

$$\frac{\partial U}{\partial P} = P \delta_{pp} + \Delta p_w = \Delta p_p + \Delta p_w$$

$$\therefore \frac{\partial U}{\partial P} = \Delta p$$

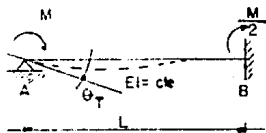
Cabe hacer notar dentro de este breve análisis, que la segunda derivada parcial de la energía potencial respecto a la fuerza (generalizada) de acuerdo a la expresión a) es igual a:

$$\frac{\partial^2 U}{\partial P^2} = \delta_{pp}$$

en donde ya se ha visto que  $\delta_{pp} = \frac{\Delta p_p}{P}$  y este desplazamiento es esencialmente positivo.

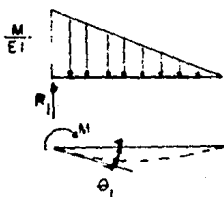
A continuación se definirán algunos elementos que son necesarios para llevar a cabo la realización del método de las rigideces.

Considérese la siguiente estructura, simplemente apoyada en su extremo izquierdo y empotrada en el extremo derecho, con sección constante y material homogéneo en toda su longitud  $L$ .

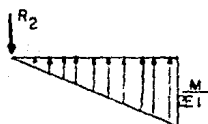


En la cual la rigidez angular se puede definir como el momento que hay que aplicar en el extremo de la viga, para provocar en el mismo una DEFORMACION ANGULAR UNITARIA.

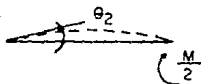
En la estructura anterior se ha aplicado un momento en el extremo izquierdo y haciendo uso del método de la viga conjugada se tiene lo siguiente:



$$R_1 = \theta_1 = \frac{ML}{3EI}$$



$$R_2 = \theta_2 = \frac{R_2 L}{2} = \frac{ML}{12EI}$$



$$\theta_1 - \theta_2 = \frac{ML}{3EI} - \frac{ML}{12EI}$$

$$\theta_T = \theta_1 - \theta_2 = \frac{ML}{4EI}$$

$$\frac{M}{2}$$

Si hacemos que el giro total sea un giro unitario, se tiene entonces lo siguiente:

$$\theta_T = 1 \quad \text{y} \quad M = \text{Rigidez angular} = K$$

$$1 = \frac{KL}{4EI}$$

$$K = \frac{4EI}{L}$$

Como

$$\theta T = \frac{ML}{4EI} \longrightarrow$$

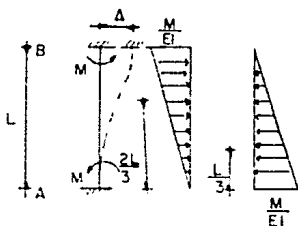
$$M = \frac{4EI}{L} \theta T$$

$$M = K \theta T$$

Por lo que se puede concluir que, el momento en el extremo de una barra, será función de su RIGIDEZ ANGULAR ( $k$ ) y del GIRO o DEFORMACION ANGULAR ( $\theta$ ).

Como ya se ha definido una rigidez angular, es también importante definir una rigidez lineal. Esta última se define como el momento que es necesario aplicar en el extremo de una barra, para provocar en el mismo, una DEFORMACION LINEAL UNITARIA.

Para ilustrar este concepto considérese la siguiente figura:



Aplicando el mismo principio de la viga conjugada se tiene lo siguiente:

$$\sum MA = \frac{M}{EI} L \cdot \frac{2}{3} L - \frac{M}{EI} L \cdot \frac{L}{3}$$

$$\sum MA = \frac{ML^2}{3EI} - \frac{ML^2}{6EI} = \frac{ML^2}{6EI}$$

Como se sabe, en el método de la viga conjugada, el momento representa la deformación lineal ( $\Delta$ ) de la viga real, por lo que se tiene:

$$\Delta = \frac{ML^2}{6EI}$$

Y haciendo este desplazamiento unitario y  $M = KI$

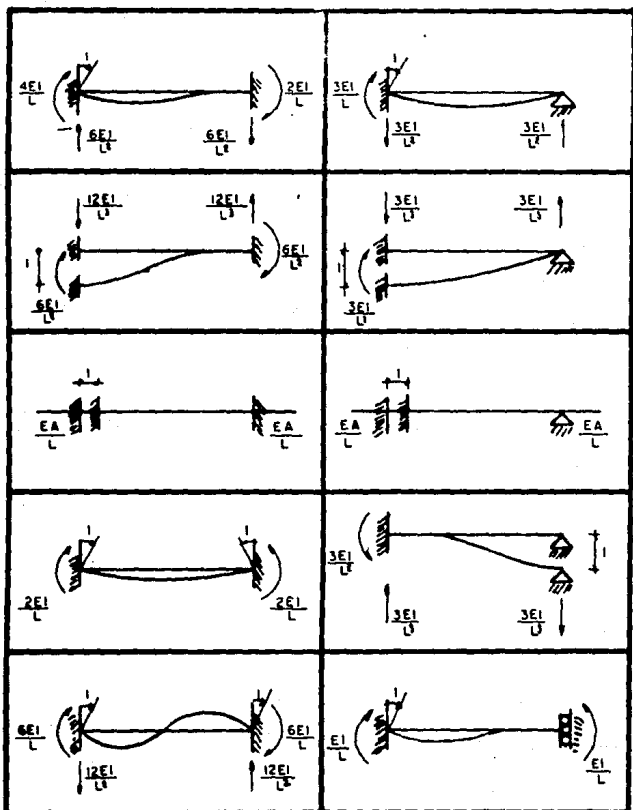
$$I = \frac{KIL^2}{6EI} \longrightarrow \boxed{KI = \frac{6EI}{L^2}}$$
$$\longrightarrow M = \frac{6EI}{L^2} \Delta = kI \Delta$$

Lo que quiere decir que el momento en la barra será función de la FLEAIDEZ LINEAL ( $KI$ ) en la misma y su DEFORMACION LINEAL ( $\Delta$ ).

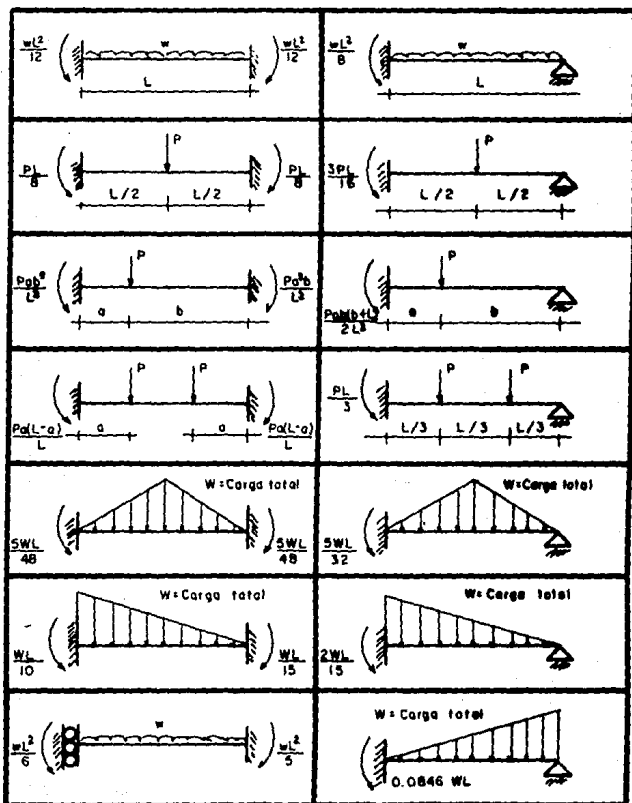
$$\boxed{M = KI\Delta}$$

Los casos anteriores son sólo algunos de los que se pueden presentar dentro del análisis de una estructura, a continuación se presentan los casos más usuales.

## RIGIDECES ANGULARES Y LINEALES



## MOMENTOS DE EMPOTRAMIENTO



### III.3 METODOLOGIA DE ANALISIS.

Una vez que ya se han considerado algunos fundamentos sobre los cuales descansa este método de análisis estructural, es necesario entrar de lleno a la metodología del mismo.

Para llevar a cabo el análisis de una estructura por el método de las rigideces, se requiere hacer algunas simplificaciones como las siguientes:

- Se realizan varios análisis con una estructura "equivalente", ésta tiene que ser determinada cinemáticamente.
- Se superponen los resultados obtenidos en el punto anterior de tal forma que se satisfagan las condiciones de equilibrio y de compatibilidad de la deformación requeridas para la estructura original.
- Para crear la estructura cinemáticamente determinada, se restringen artificialmente los nudos de la estructura original que pueden desplazarse libremente, a esta estructura se le denomina "estructura restringida".

Finalmente, para obtener la solución del sistema se analiza la estructura restringida bajo las acciones originales y bajo la acción individual de cada uno de los componentes del desplazamiento de los nudos.

Dado que se desconocen la magnitud y el sentido del desplazamiento de los nudos no restringidos de la estructura original, es necesario analizar cada una de las componentes del desplazamiento que se restringieron artificialmente bajo una unidad de valor.

De esta forma se puede expresar un sistema de ecuaciones simultáneas independientes que queda en función de las componentes desconocidas del desplazamiento de los nudos.

Cabe aclarar que este sistema de ecuaciones corresponde a la suma de las reacciones producidas por el sistema de cargas aplicado a la estructura equivalente y el desplazamiento individual de los nudos en los apoyos de la misma, que restringen artificialmente componentes del desplazamiento de los nudos. Como comentario adicional, se puede mencionar que para llevar a cabo el empleo de este método no es necesario que los elementos estructurales que conforman el sistema tengan sección constante, ni que tampoco éstos estén conformados por el mismo material.

A continuación se procederá a definir los componentes básicos dentro del método de las rigideces.

#### VECTOR DE LA REACCION DE LOS APOYOS.

Este vector,  $(R')$ , está constituido por la superposición de las reacciones de la estructura determinada cinemáticamente correspondientes a:

- a) El sistema de cargas que originalmente obra sobre la estructura, y
- b) La imposición independiente de desplazamientos en los nudos.

En cada restricción artificial de la estructura determinada cinemáticamente, el resultado de la superposición debe ser nulo y además en cada una de las restricciones reales debe ser igual a la reacción del apoyo real. Es decir, que una vez concluido el análisis, se



podrá conocer en cada apoyo de la estructura real las reacciones y con éstas se podrán determinar los elementos mecánicos de la misma en cada miembro que la compone.

Este vector además impone las restricciones descritas al sistema de ecuaciones.

#### **MATRIZ DE RIGIDEZ DE LA ESTRUCTURA.**

Esta matriz,  $[K]$ , está conformada por las varias componentes de las reacciones de los nudos que se requieren para mantener el equilibrio de la estructura restringida, esto al imponer en cada nudo desplazamientos unitarios en la dirección de los componentes del desplazamiento de cada nudo.

Cada una de las columnas de la matriz de rigidez definen el análisis de la estructura restringida, la cual será sometida a la aplicación de una unidad de una componente específica del desplazamiento de los nudos. Los renglones por su parte, representan el valor que una acción restrictiva específica toma como resultado de la imposición individual de una unidad de cada una de las componentes del desplazamiento de los nudos de la estructura restringida.

#### **COEFICIENTE DE RIGIDEZ DE LA ESTRUCTURA.**

Específicamente son las acciones restrictivas de los nudos. Al ser sometida la estructura restringida a cualquier componente específica unitaria del desplazamiento de un nudo, se presentarán, en consecuencia, acciones en los extremos de cada elemento que conforma dicha estructura para mantener el equilibrio; estas acciones son las que corresponden a los coeficientes de rigidez del elemento, los cuales están asociados con el tipo particular de desplazamientos del extremo.

Una vez conocidas estas acciones, las reacciones de la estructura restringida podrán calcularse mediante la consideración del equilibrio estático en cada uno de sus nudos.

Es necesario que antes que se proceda a la formación de la matriz de rigidez, se definan las matrices transformadas de rigidez de cada elemento,  $[K_{el}]$ . Como ya se mencionó anteriormente, la matriz de rigideces está formada por los coeficientes de rigidez de cada elemento, los cuales deben ser identificados respecto a la denominación de las componentes del desplazamiento de cada uno de los extremos del elemento. Cada fila de matriz de rigidez de un elemento se identifica con la denominación de la componente del desplazamiento del nudo del extremo que corresponde a la acción a que se hace referencia en la fila. Cada columna de la matriz de rigidez de un elemento se denomina igual que la componente del desplazamiento del nudo del extremo del elemento que induce las acciones a que hace referencia en la columna. Una vez que se ha obtenido la matriz de rigidez de cada elemento, cada coeficiente de rigidez de la estructura se calculará sumando los coeficientes de rigidez de los elementos que tienen la misma denominación, es decir, subíndices del coeficiente de rigidez de la estructura.

Para concluir, se hará mención del procedimiento general de análisis de un sistema estructural por este método.

1. Definición del sistema de ejes de referencia para la estructura e identificación de los extremos de cada uno de los elementos.

2. Identificación de las componentes del desplazamiento de los nudos, ya sean restringidos o no restringidos, en primer término se numerarán los desplazamientos no restringidos.

3. Definición de la matriz transformada de rigidez de cada elemento,  $\bar{K}_e^i$

$$[K_e]^i = [f_e]^i$$

$$[k_e]^i = [T A_e]^i [K_e]^i [T D_e]^i$$

$$[\bar{K}_e]^i = [T_e]^i [K_e]^i [T_e]^i$$

en donde:

$[K_e]^i$  = Matriz básica de rigidez del elemento.

$[f_e]^i$  = Matriz de flexibilidad del elemento i.

$[A_e]^i$  = Acciones básicas de los extremos producidos por el desplazamiento de los extremos del elemento.

$[D_e]^i$  = Desplazamientos básicos de los extremos del elemento.

$[T_e]^i$  = Matriz de transformación para el elemento.

4. Dedución de la matriz de rigidez de la estructura sumando los coeficientes de rigidez de los elementos:

$$r_{pq} = \sum K_{pq}^i$$

en donde:

$r_{pq}$  = Matriz de rigidez de la estructura.

$K_{pq}^i$  = Coeficientes de rigidez de los elementos.

5. Cálculo de las acciones de empotramiento de cada elemento correspondiente a la perturbación original, para después proceder con el cálculo de las cargas totales aplicadas en los nudos de la estructura:

$$L_n = - \sum F_{A_n}^i + \bar{Q}_n$$

en donde:

$L_n$  = Fuerzas y momentos que se inducen en los nudos de la estructura restringida al cargarla.

$\bar{F}_{A_n}^i$  = Representa la componente  $a$  de las acciones de empotramiento del elemento  $i$ .

$\bar{Q}_n$  = Representa la componente correspondiente de la carga aplicada directamente sobre el nudo.

6. Planteamiento del sistema básico de ecuaciones que describe la solución:

$$[rnn] \{An\} = \{Ln\}$$

en donde:

$[rnn]$  = Acciones restrictivas de la estructura determinada cinemáticamente, asociadas con las componentes desconocidas y no restringidas del desplazamiento de los nudos de la estructura original y reproducidas por la aplicación independiente de una unidad de cada una de las componentes.

$\{An\}$  = Componentes no restringidas del desplazamiento de los nudos de la estructura original.

$\{Ln\}$  = Componentes de la carga aplicada en los nudos que corresponden a los componentes no restringidos del desplazamiento de los nudos.

para después calcular las componentes desconocidas del

desplazamiento de los nudos.

7. Cálculo del valor total de las acciones de los extremos de cada elemento:

$$(\bar{M} e)_i^t = [\bar{K}e]_i (\bar{\delta} e)_i + (\bar{F}Me)_i$$

$$(\bar{M} e)_i^t = [Te]_i^T (\bar{M} e)_i$$

en donde:

$(\bar{M} e)_i^t$  = Componentes de las acciones totales de los extremos del elemento  $i$  definidas respecto al sistema de referencia.

$[\bar{K}e]_i$  = Matriz transformada de rigidez del elemento.

$(\bar{\delta} e)_i$  = Componentes del desplazamiento de los nudos interconectados por el elemento en consideración.

$(\bar{F}Me)_i$  = Acciones de empotramiento del elemento  $i$  producidas por la carga original y definidas respecto al sistema de referencia.

$[Te]_i$  = Matriz de transformación para el elemento.

8. Cálculo del valor de las reacciones de los apoyos, bien sea considerando el equilibrio estático de los nudos correspondientes o mediante las ecuaciones:

$$[r]r_n \{A_n\} - \{Lr\} = \{Rr\}$$

en donde:

$\{Lr\}$  = Componentes de la carga aplicada en los

nudos que corresponden a las componentes restringidas del desplazamiento de los nudos.

$(R^*r)$  = Reacciones de los apoyos de la estructura original, las cuales corresponden a las componentes restringidas del desplazamiento de los nudos.

## IV. ANALISIS

#### IV. ANALISIS.

##### IV.1 METODOS DEL REGLAMENTO.

Como ya se ha visto en el segundo capítulo de este trabajo, en el reglamento de construcción se especifican dos métodos para el diseño de edificaciones a base de muros de mampostería. El primero de ellos es muy simplista, ya que únicamente se tienen que revisar los muros que componen la estructura por resistencia ante cargas verticales y cargas horizontales; el segundo método entra un poco más a detalle, pues adicionalmente a los análisis que se efectúan en el primero, se hace una revisión por sismo, torsión, flexocompresión y por momento de volteo.

Podrá observarse entonces, que el primer método queda comprendido en el segundo, por esta razón se implementó un programa de computadora en el cual se pudiera analizar la estructura en estudio por el Método Detallado de Diseño.

Este programa se adaptó de tal forma que se pudiera hacer una comparación de los resultados obtenidos con el reglamento de 1976 y el reglamento vigente (1987). Así se pueden notar las nuevas modificaciones al reglamento anterior y las restricciones al presente reglamento.

Los muros que se analizarán son los que sostienen al primer nivel, de aquí en adelante se les identificará como muros de planta baja. Las razones por las que se analizarán estos muros son las siguientes:

- 1) Son los que están sometidos a mayor carga vertical, por lo tanto su sollicitación es más crítica que en cualquier otro nivel.



- 2) En este entrepiso se concentra la mayor fuerza cortante que en cualquier otro. Este punto es importante ya que llevando a cabo el análisis, nos podremos dar cuenta en cual muro es el que se concentra más fuerza cortante y así, poder tomar las medidas necesarias para distribuir de una forma más equitativa esta acción.

En este tipo de estructuras, el análisis elástico riguroso no se puede aplicar con la facilidad que se aplica a los sistemas a base de traveses y columnas, por no prestarse a la descomposición de sistemas bidimensionales.

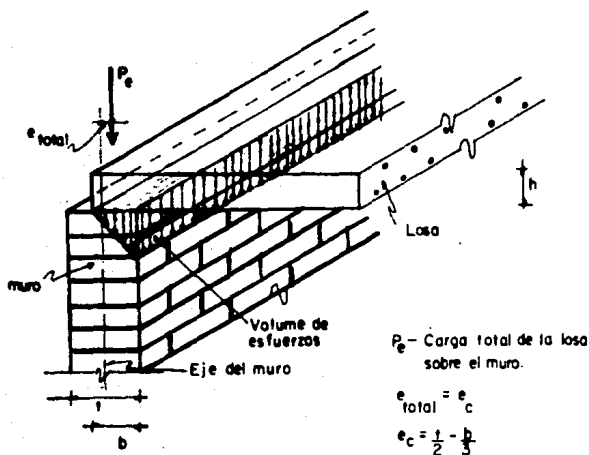
Este análisis elástico no se puede efectuar suponiendo que las uniones entre losa y muro son nudos rígidos, pero se puede suponer que en la unión de estos dos elementos se presenta una rotación que libera al muro de los momentos que le pudiera transmitir la losa y además es válido considerar que el muro está sujeto a carga axial únicamente.

Se han llevado a cabo ensayos de laboratorio a flexión en los cuales se ha podido comprobar que la losa produce aplastamientos locales del mortero, permitiendo la libre rotación de la losa y que consecuentemente los momentos flexionantes que se transmiten a los muros son mínimos.

En el segundo capítulo de este trabajo ya se han mencionado los momentos que deben ser tomados en cuenta para el diseño. Además, es necesario considerar los momentos debidos a la excentricidad con que se aplica la carga vertical.

Para que quede establecido más explícitamente, cabe aclarar que si los muros permiten el libre giro de la

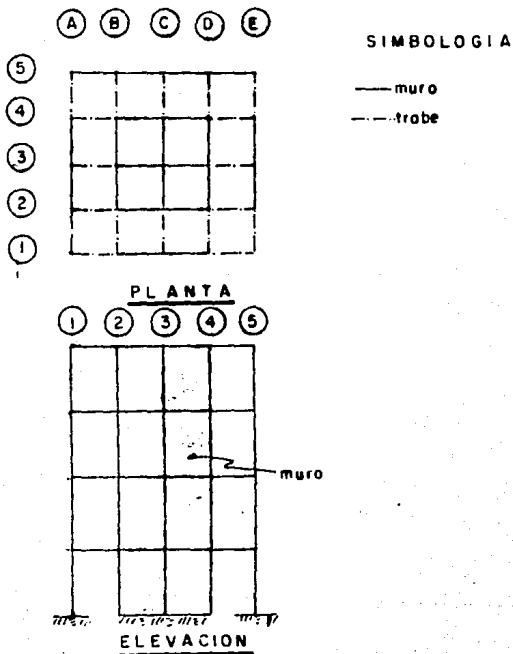
losa que confinan, implicará que la carga que ésta transmite a los euros no será realmente axial. Por tal motivo es necesario establecer la forma en que este efecto será tomado en cuenta para el análisis. Se supondrá que la distribución de esfuerzos producidos por la carga es lineal, considerándose, que el esfuerzo nulo se presenta en la línea de contacto de la losa con el muro. Lo anterior se ilustra en la siguiente figura.



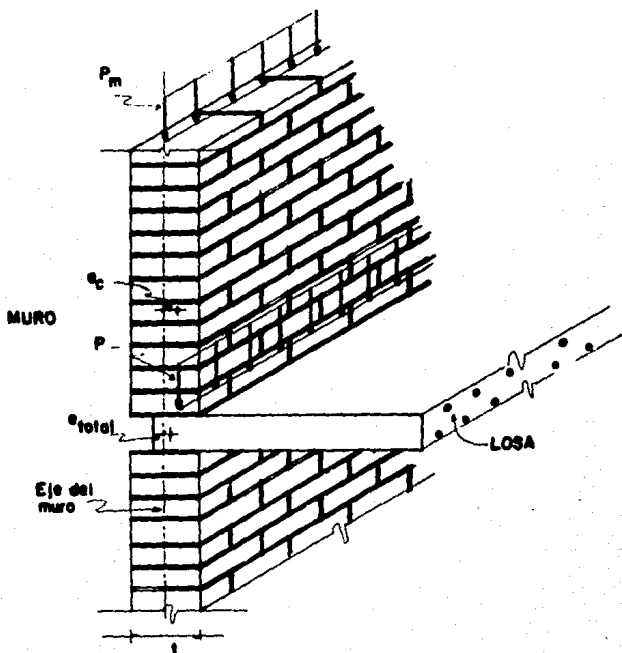
Podemos concluir que se considerará únicamente la excentricidad con que es transmitida la carga generada por la losa que descansa directamente sobre el muro. Cabe

aclarar que esta excentricidad se presentará cuando la losa está apoyada sobre el muro, cuando ésta es continua, tal excentricidad será nula, ya que la longitud de apoyo sobre el muro será igual al espesor del mismo.

Cuando se esté analizando un muro que es común en todos los niveles de la estructura, es decir, que el muro en cualquier nivel se encuentra en el mismo eje de referencia, como se muestra a continuación:



se considerará que la excentricidad de la carga que baja del nivel superior es nula, excepto cuando el muro que produce esta carga se encuentre fuera de eje. Para ilustrar lo anterior, considérese la siguiente figura:



$P_m$  = Carga de muros superiores.

$P$  = Carga de la losa sobre el muro.

$$e_{total} = \frac{P \times e_c}{P + P_m}$$

Para llevar a cabo el análisis por cargas horizontales, el reglamento establece que la rigidez de los muros se calculará tomando en cuenta las deformaciones por flexión, así como las deformaciones por cortante. La expresión que se utiliza para valuar dicha rigidez es la siguiente:

$$K = \frac{v}{\delta}$$

$$S = \frac{vh^3}{3EI} + \frac{vh}{GA}$$

$$K = \frac{v}{v\left(\frac{h^3}{3EI} + \frac{h}{GA}\right)}$$

$$K = \frac{I}{\frac{h^3}{3EI} + \frac{h}{GA}} \quad \text{-----> (4.1)}$$

donde:

K = Rigidez del muro en cuestión (kg/cm).

h = Altura a ejes del muro (cm).

A = Área de la sección transversal del muro (cm<sup>2</sup>).

I = Momento de inercia del muro (cm<sup>4</sup>).

E = Módulo de elasticidad del muro (kg/cm<sup>2</sup>).

G = Módulo de cortante del muro (kg/cm<sup>2</sup>).

v = Fuerza cortante.

Es importante mencionar que el módulo de elasticidad que se usará en esta parte del análisis, corresponde a las cargas de corta duración, para lo cual el reglamento establece que éste sea:

$$E = 600 f_{cm} \quad (\text{kg/cm}^2) \quad \text{-----> (4.2)}$$

En la expresión (4.2),  $f_{cm}$  representa la

resistencia de diseño a compresión de la mampostería.

Además de lo anterior, se presenta algo muy interesante que es necesario aclarar con respecto a la expresión (4.1. Se considerará que para el cálculo del momento de inercia se forman secciones T, L, [ o I en las intersecciones entre los muros; bajo esta consideración la presencia de muros transversales restringe las deformaciones laterales del muro, trayendo como consecuencia el aumento en la resistencia ante cargas laterales.

Para llevar a cabo el cálculo de las propiedades del muro, se tomará en cuenta lo siguiente.

TABLA IV.1

TIPO DE SECCION	ANCHO EFECTIVO DE LOS PATINES	OBSERVACIONES
T o I	$\frac{H_s}{6}$ o $12t$	La menor de ambas
L o [	$\frac{H_s}{16}$ o $6t$	La menor de ambas

$H_s$  = Altura del muro arriba del nivel que se está analizando.

$t$  = Espesor del muro.

Por otra lado, para tomar en cuenta la contribución del acero de refuerzo de los castillos ante cargas verticales, será únicamente cuando este refuerzo cumpla con los requisitos mínimos. Por lo tanto, esta contribución será relativamente pequeña, a menos que el espaciamiento que guarde un castillo de otro sea muy reducido. No se debe olvidar que la función principal de los castillos y dadas en este tipo de edificaciones es la

de dar un confinamiento al muro. El cálculo de la resistencia ante cargas verticales para cada muro se llevará a cabo mediante la siguiente expresión:

$$Pr = FR Fe f_m At \text{ ----> (4.3)}$$

en donde  $Fr$  es el factor de reducción de resistencia que depende del tipo de muro por usar.

TABLA IV.2

TIPO DE MURO	FR
Confinado o reforzado interiormente	0.6
Muros no reforzados	0.3

Obviamente se tendrá que cumplir con lo especificado por las Normas Técnicas Complementarias de Mampostería (NTCM), para definir un tipo u otro de muro. En la estructura en estudio que nos ocupa, por tratarse de muros confinados se tendrá lo siguiente:

$$Fr = 0.6$$

Esta resistencia ante cargas verticales del muro, también se ve afectada por un factor de reducción por excentricidad y esbeltez,  $FE$ , que toma en cuenta la excentricidad de la carga debida a la losa del nivel superior, la excentricidad accidental por irregularidad de piezas y falta de alineamiento en los pisos superiores, y se obtendrá de la siguiente manera:

Como se cumple lo especificado en los incisos a), b) y c) del punto 4.1.2 de las NTCM, podrán adoptarse los valores de FE como sigue:

TABLA IV.3

FE	CONDICION
0.7	Para muros interiores que soporten claros que no difieren en más del 50%
0.6	Para muros extremos o con claros asimétricos y para casos en que la relación entre cargas vivas y cargas muertas de diseño exceda de 1.

En caso de no cumplirse los incisos antes mencionados el factor FE podrá calcularse con la siguiente expresión, debiendo usarse para el análisis el menor del especificado anteriormente y el calculado con ésta.

$$FE = \left(1 - \frac{2e'}{t}\right) \left[1 - \left(\frac{H'}{30t}\right)^2\right] \text{ ----> (4.4)}$$

en donde:

t = Espesor del muro en ca.

$$e' = ec + \frac{t}{24}$$

$$ec = \frac{t}{2} - \frac{b}{3} \text{ ----> Excentricidad para la}$$

carga vertical, la cual se puede determinar mediante una bajada de cargas por áreas tributarias.

b = Porción del muro en que se apoya la losa sobre él, en ca.



finalmente:

$$e' = \frac{t}{2} - \frac{b}{3} + \frac{t}{24}$$

$$e' = \frac{13}{24} t - \frac{b}{3}$$

$H'$  = Altura efectiva del muro que está en función de la altura no restringida del muro,  $H$ , y se definirá como sigue:

TABLA IV.4

$H'$	CONDICION
$2H$	Muros sin restricción al desplazamiento lateral en su extremo superior.
$0.6H$	Muros limitados por dos losas continuas a ambos lados del muro.
$H' = H$	Muros extremos en que se apoyan losas.

Como ya se dijo, la presencia de muros transversales ligados al muro en estudio restringen su deformación lateral, por tal motivo la expresión 4.4 podrá incrementarse en una cantidad  $(1 - FE)B$ , pero dicho factor  $FE$  resultante no podrá ser mayor a 0.9. El coeficiente correctivo,  $B$ , depende de la relación que exista entre la separación de los elementos rigidizantes,  $L$ , y la altura no restringida del muro.

**TABLA IV.5**  
**FACTOR CORRECTIVO, B, POR EFECTO DE LA RESTRICCIÓN**  
**DE MUROS TRANSVERSALES.**

L'/H	1.5	1.75	2.0	2.5	3.0	4.0	5.0
B	0.7	0.6	0.5	0.4	0.33	0.25	0.20

En el programa de computadora utilizado, para los valores de L'/H no presentados en la tabla IV.5 se interpolan mediante una regresión logarítmica para obtener sus correspondientes valores del factor correctivo B; mediante la siguiente ecuación de regresión:

$$y = e^{\left[ \frac{0.244 - x}{2.739} \right]}$$

en donde:

y = Factor correctivo, B, por efecto de la restricción de muros transversales.

x = Relación de la longitud L' y la altura no restringida del muro H.

Por lo antes mencionado, la ecuación resultante es la siguiente:

$$B = e^{\left[ \frac{0.244 - \frac{L'}{H}}{2.739} \right]}$$

La resistencia a flexocompresión del muro en estudio, según lo establece las NTCH, se hará mediante el cálculo del momento resistente en forma simplificada con las siguientes expresiones:

$$M_r = (1.5 M_o + 0.15 P_u d) (1 - \frac{P_u}{P_R}), \text{ si } P_u > \frac{P_R}{3} \text{ ----} \rightarrow (4.5)$$

$$M_r = M_o + 0.30 P_u d, \text{ si } P_u < \frac{P_R}{3} \text{ ----} \rightarrow (4.6)$$

En ambas expresiones:

$$M_o = FR A_s f_y d'$$

en donde:

$$FR = 0.8, \text{ si } P_u < \frac{P_R}{3}$$

$$FR = 0.6, \text{ si } P_u > \frac{P_R}{3}$$

$A_s$  = Área de acero colocada en uno de los extremos del muro.

$f_y$  = Esfuerzo de fluencia del acero, en este trabajo igual a 4200 kg/cm<sup>2</sup>.

$d$  = Distancia entre los centroides del acero colocado en ambos extremos del muro.

$d$  = Peralte efectivo del refuerzo en tensión.

$P_u$  = Carga axial del diseño total sobre el muro, que se considerará positiva si es de compresión.

En este estudio, aunque no se especifica en el reglamento, se tomará en cuenta la contribución de la resistencia que proporciona el refuerzo colocado en los extremos del muro (castillos), lo anterior mediante la siguiente expresión:

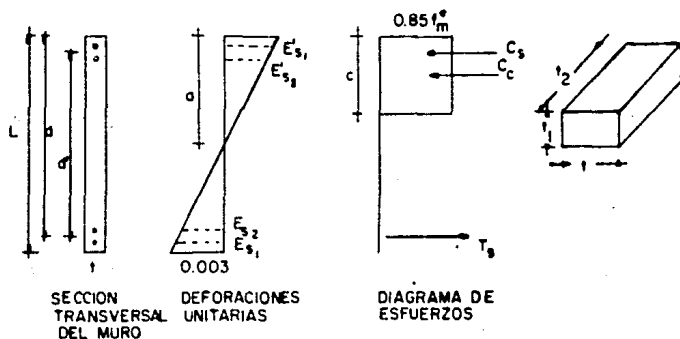
$$P_R = FR (F_e f_{em} A_t + 2A_s f_y) \text{ ----} \rightarrow (4.7)$$

Cabe aclarar que el FR usado en la expresión 4.7 es el especificado en la tabla IV.2.

Como podrá notarse en la expresión 4.7, la contribución que en renglones arriba se hace mención, queda definida por el producto:

$$FR (2 A_s f_y)$$

En el programa de computadora que se implementó para llevar a cabo el análisis de la estructura en estudio, se incluyó un análisis de la resistencia a flexocompresión en una forma más precisa, como se detalla a continuación:



$C_s$  = Resultante del acero en compresión.

$$C_s = A_s f_y$$

$C_c$  = Resultante del concreto en compresión.

$$C_c = 0.85 f_{ca} c t$$

$T_s$  = Resultante del acero en tensión.

$$T_s = - A_s f_y$$

$$\text{como } P_u = C_s + T_s + C_c$$

$$= A_s f_y - A_s f_y + 0.85 f_{ca} c t$$

$$\therefore P_u = 0.85 f_{ca} c t \rightarrow c = \frac{P_u}{0.85 f_{ca} t}$$

$$y \quad a = \frac{c}{0.8} = \frac{P_u}{0.8 \times 0.85 f_{ca} t} = \frac{P_u}{0.68 f_{ca} t}$$

Las deformaciones del acero a tensión y compresión se determinan como sigue:

$$\begin{array}{l} Es1 = \frac{(a - t1) 0.003}{a} \\ Es2 = \frac{(a - 3 t1) 0.003}{a} \\ Es1 = \frac{(l - a - t1) 0.003}{a} \\ Es2 = \frac{(l - a - 3 t1) 0.003}{a} \end{array} \left. \begin{array}{l} \\ \\ \\ \end{array} \right\} \begin{array}{l} \text{Acero en} \\ \text{compresión} \\ \\ \text{Acero en} \\ \text{tensión} \end{array}$$

El programa de computadora está estructurado de tal forma, que si el acero a tensión o compresión no fluye, es decir, que si  $Esi$ ;  $i = 1 \dots 4$ ; es menor de 0.002 se calcule el nuevo esfuerzo de fluencia con la deformación  $Esi$  para continuar con el cálculo del acento resistente con la expresión:

$$MR = FR [As fy d + Pu \frac{(L - c)}{2}]$$

Como ya se ha mencionado antes, la edificación está estructurada a base de muros de mampostería de tabique rojo recocido, confinados por castillos y dadas que además de proporcionar el confinamiento, proporcionan "liga" entre ellos.

El reglamento establece que para calcular la fuerza cortante resistida por estos muros, se tendrá que hacer uso de la expresión siguiente:

$$VR = FR (0.5 ve AT + 0.3P) \leq 1.5 FR ve AT$$

en la que:

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

$v^*$  = Esfuerzo cortante medio resistido por la mampostería. Para este estudio, ya que está en función del tipo de pieza y mortero por usar, será igual a 3.5 kg/cm<sup>2</sup>.

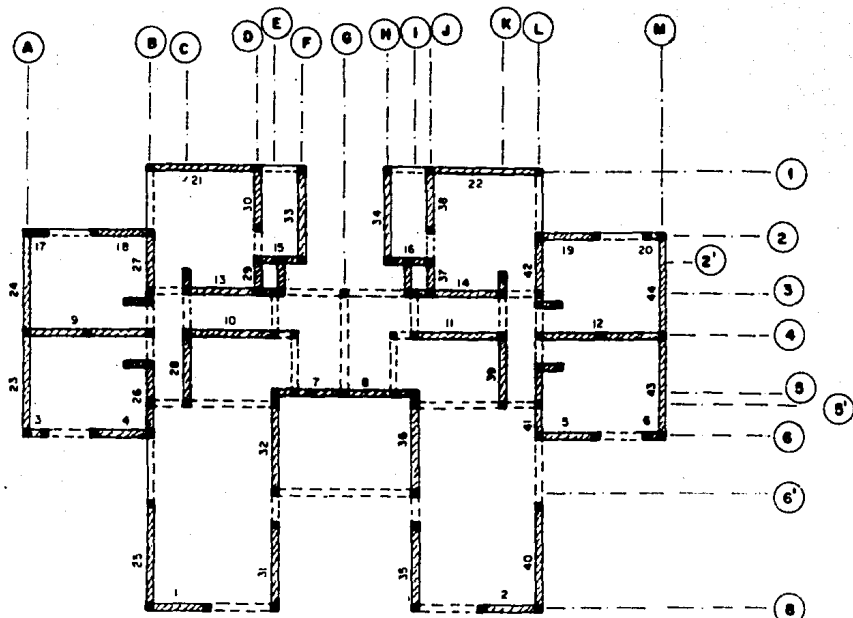
FR = Factor de reducción por resistencia, que se tomará según la tabla IV.6.

TABLA IV.6



FR	TIPO DE MUROS
0.7	Para muros diafragas, muros confinados y muros con refuerzo interior
0.4	Para muros no confinados ni reforzados

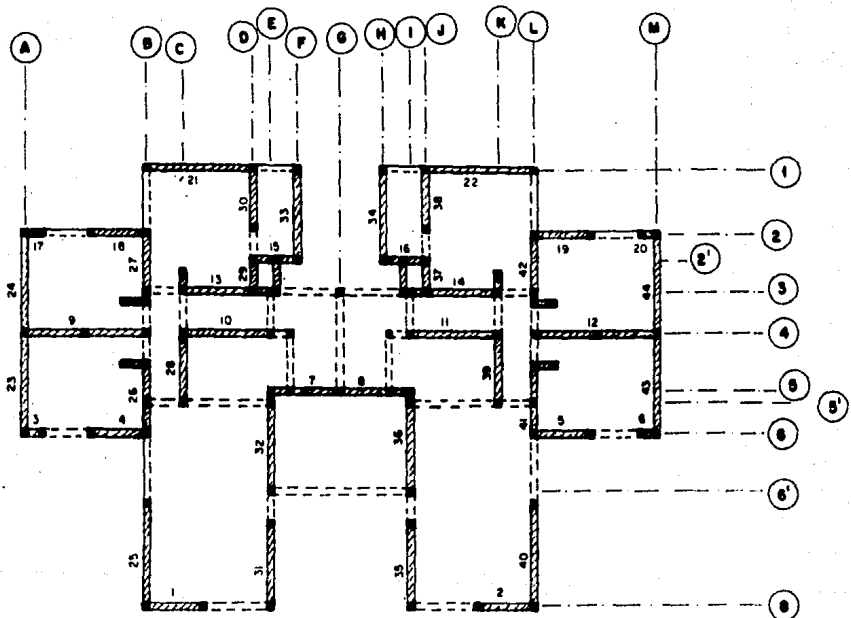
La permanencia de la carga vertical actuante, produce un efecto positivo en la resistencia al corte. Según las NTCM y estudios que se han llevado a cabo, este efecto se puede tomar en cuenta si se considera 0.3P como una aproximación conservadora de los resultados obtenidos.

En la siguiente figura se muestra la numeración de cada uno de los muros, ésta es la misma para cada uno de los niveles de la estructura.





IDENTIFICACION DE LOS MUROS PARA EL ANALISIS

 MURO  
 CASTILLO



IDENTIFICACION DE LOS MUROS PARA EL ANALISIS

	— MURO
	— CASTILLO



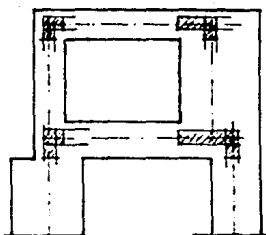
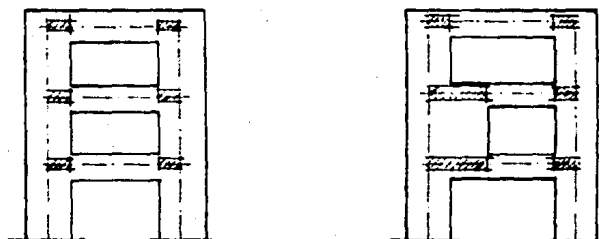
#### IV.2 METODO DE LAS RIGIDECES.

Dado que en el capítulo III se establecieron la teoría y metodología de este método, ahora se procederá a llevar a cabo el análisis de la estructura, haciendo uso de las especificaciones de carga utilizadas en el inciso IV.1 y que son mencionadas en el primer capítulo.

Para el análisis estructural se hizo uso de un programa de computadora denominado AMPFR2 (Análisis de Marcos Planos, Fuerzas y Rigideces). Cabe aclarar que este programa no considera la rigidez que se concentra en los nudos, lo cual repercute en la magnitud de los desplazamientos, es decir, los desplazamientos calculados con este programa son mayores que los reales, quedando así el diseño del lado de la seguridad.

Este estudio se enfoca básicamente a edificios estructurados a base de muros de carga, es decir, que para poder emplear el método de las rigideces se hizo acopio de la teoría de la columna ancha. Esta teoría establece la diferencia entre columna ancha y columna normal, dicha diferencia radica en que aquella es la idealización de un elemento en que una de sus dimensiones es pequeña comparada con las otras dos y además las dos dimensiones mayores están alojadas en un mismo plano vertical. Como puede observarse, esta es la definición de muro. La teoría de la columna ancha considera que las propiedades del muro quedarán concentradas en su eje centroidal y además supone que las zonas de las vigas que se encuentran dentro del muro son infinitamente rígidas a flexión. El programa usado para el análisis no contempla las zonas rígidas, para anular tal efecto a los tramos de las vigas alojados en los muros, se les asignó momentos de inercia grandes en comparación con los de las vigas y castillos del conjunto.

A continuación se presentan algunos ejemplos de la idealización de muros como estructuras esqueléticas.



----- EJE DE MURO



ZONAS INFINITAMENTE RIGIDAS A FLEXION

#### IV.2.1 ORTENCION DE LAS RIGIDECES DE LOS MARCOS.

Primeramente se aplicó el método estático para conocer las fuerzas cortantes y las fuerzas sísmicas que actúan en cada entrepiso. Esto con el objeto de poder valuar las rigideces de los marcos; en la tabla IV.2.1 se muestran los resultados obtenidos por el método estático.

Cabe recordar que el factor de reducción por ductilidad que se usó fue igual a 2 y el coeficiente sísmico, dada la ubicación de la estructura, igual a 0.4.

TABLA IV.2.1

NIVEL	W <sub>i</sub> (ton)	h <sub>i</sub> (m)	W <sub>i</sub> h <sub>i</sub>	F <sub>i</sub> (ton)	V <sub>i</sub> (ton)
5	133.8	12.50	1697.50	45.92	45.92
4	150.9	10.00	1509.00	40.82	86.74
3	150.9	7.50	1131.75	30.61	117.36
2	150.9	5.00	754.50	20.41	137.78
1	151.5	2.50	378.75	10.25	148.04
SUMA	740.0		574.50		

$$F_i = \frac{W_i h_i}{\sum_{i=1}^n W_i h_i} \cdot \frac{c}{Q} \sum W_i \rightarrow c = 0.4$$

$$\sum_{i=1}^n W_i h_i \quad Q = 2$$

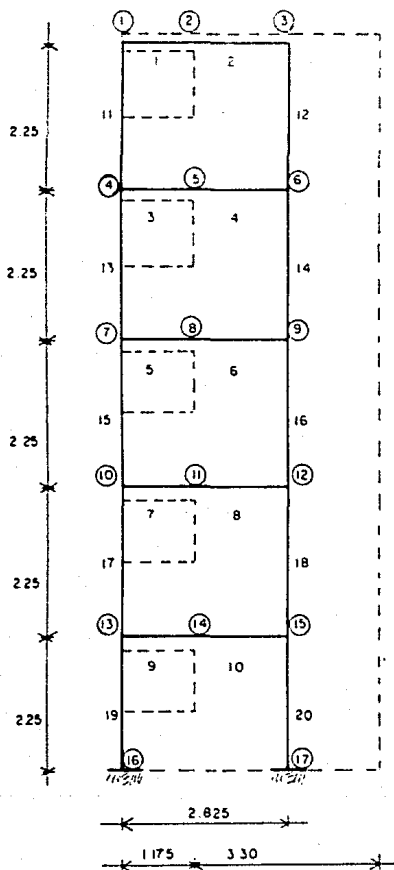
$$V_b = \frac{c}{Q} \sum W_i$$

\* Altura referida al terreno natural.

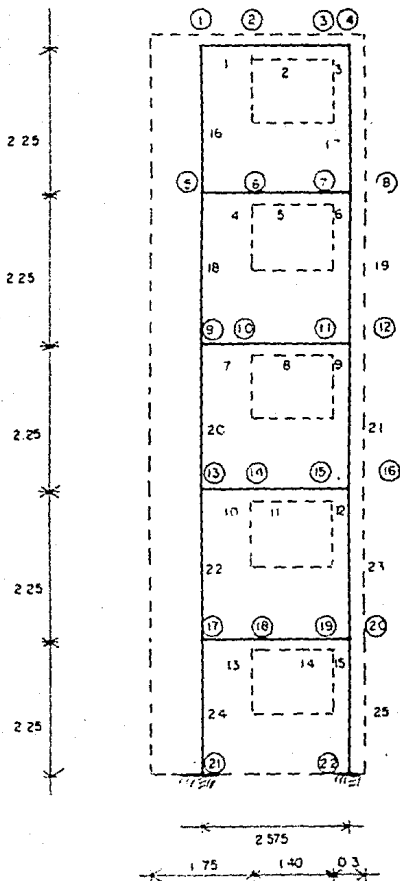
Se consideró válido aplicar las fuerzas sísmicas en cada uno de los extremos del entrepiso, para con esto poder conocer los desplazamientos relativos de cada uno de

ellos y así poder valorar las rigideces. A continuación se muestran los muros con sus respectivas idealizaciones.

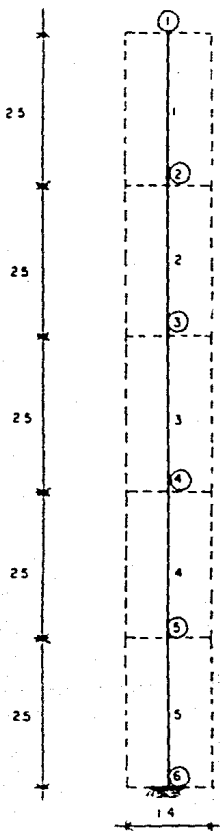
MARCO EJE 1



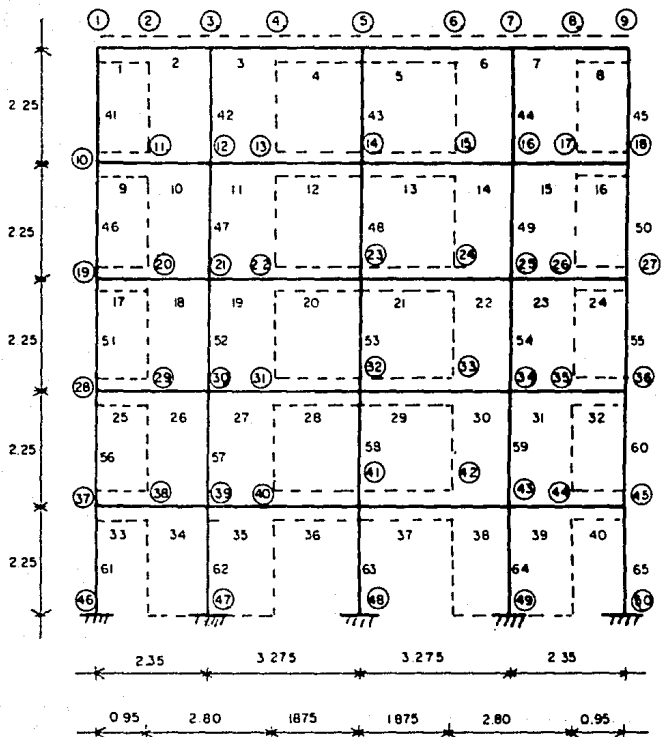
MARCO EJE 2



MARCO Eje 2'

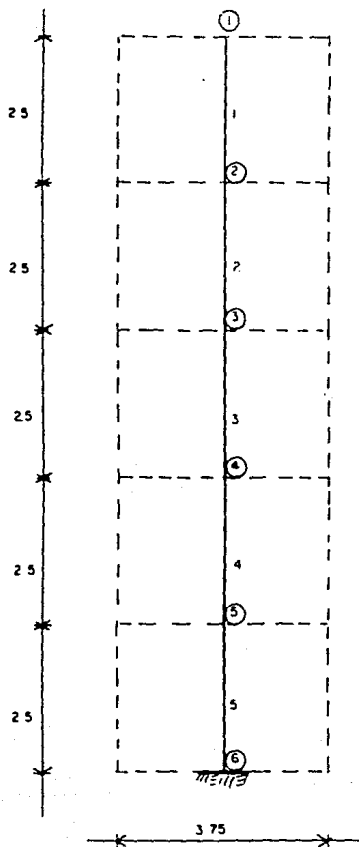


### MARCO Eje 3

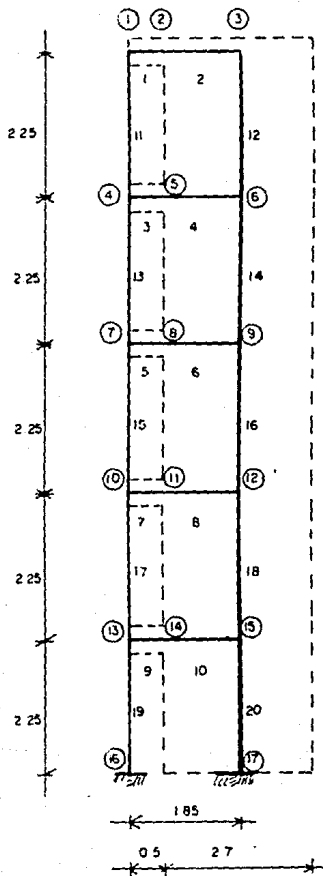




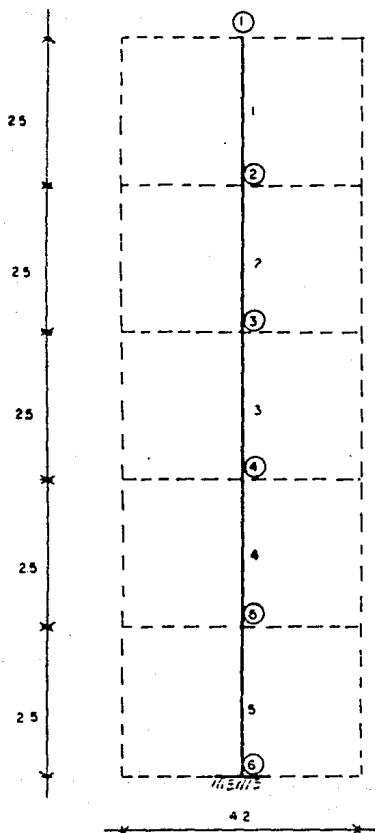
MARCO Eje 4



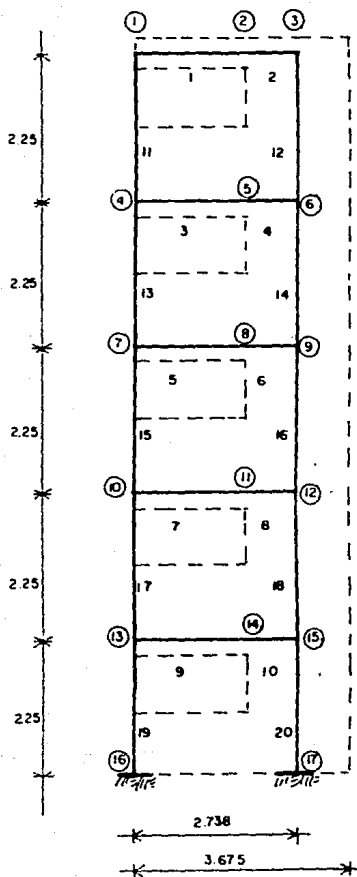
MARCO Eje 4



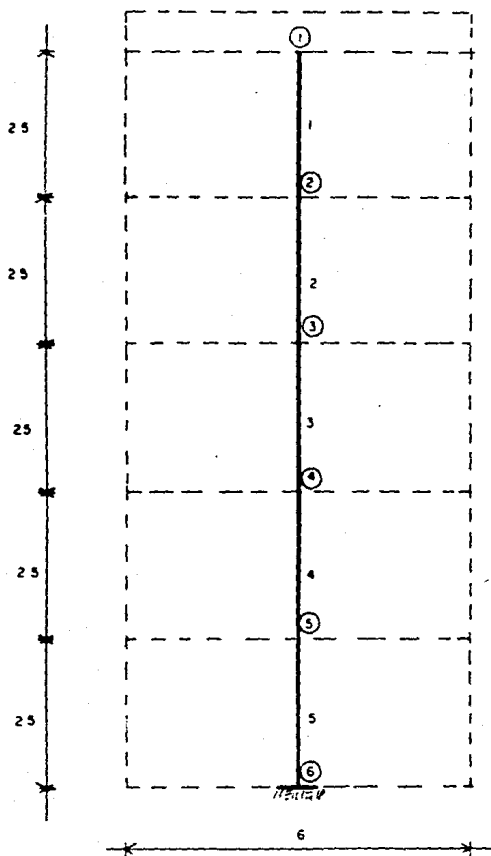
MARCO Eje 5



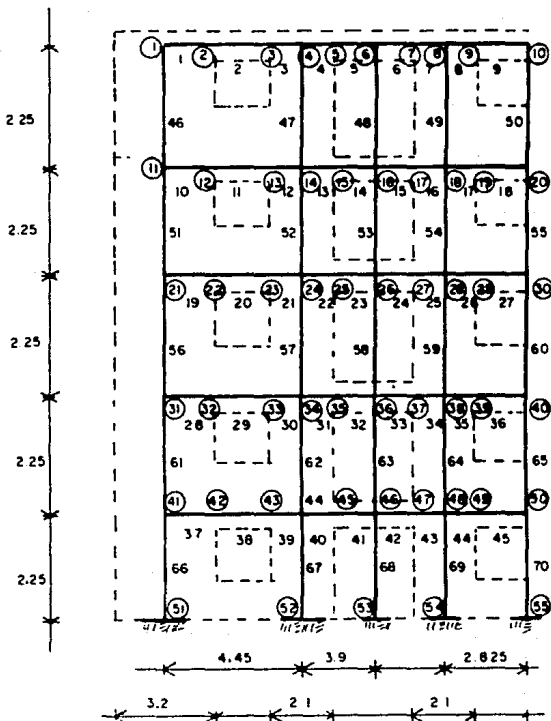
MARCO Eje 8



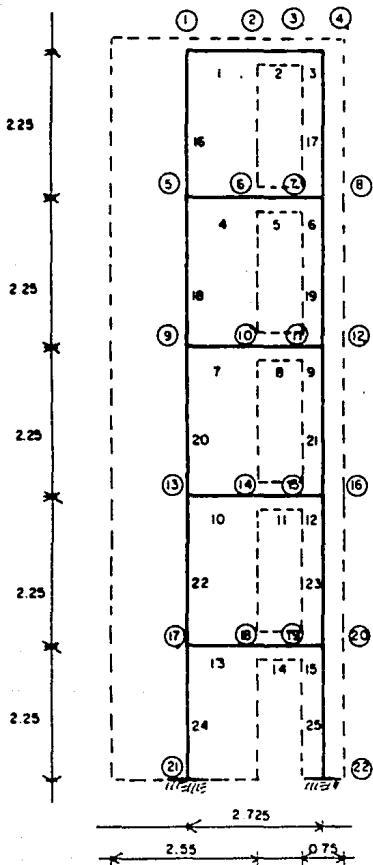
MARCO Ejes A y M



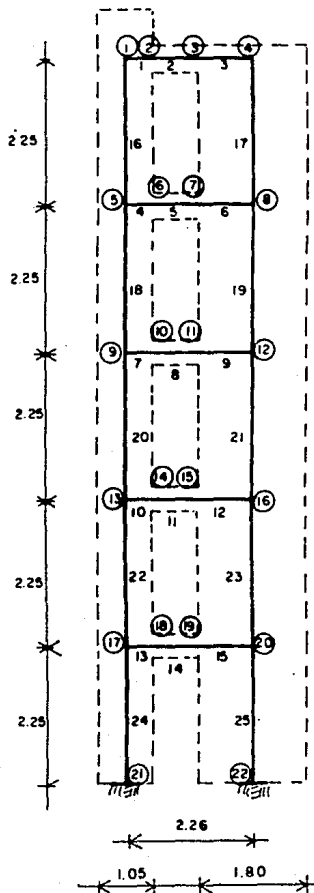
### MARCO EJES D y L



MARCO Ejes C y K

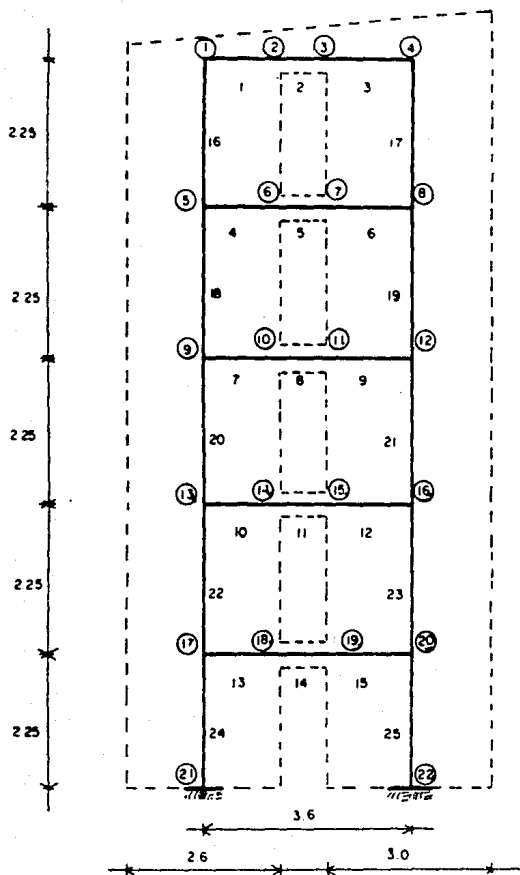


MARCO Ejes D y J

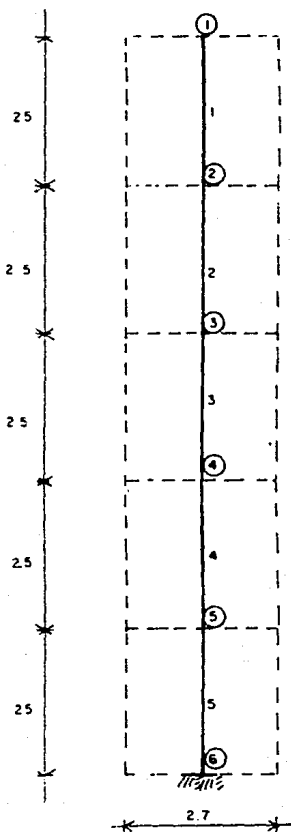




MARCO Ejes E y I



MARCO Ejes Fy H



Una vez conocidas las rigideces de cada entrepiso, se procedió a llevar a cabo el análisis por torsión de la estructura.

Después de haber obtenido las acciones en cada uno de los niveles de la estructura, se procedió a llevar a cabo el análisis estructural de cada uno de los marcos que componen a la misma.

Por razones de espacio únicamente se presentan los listados de los marcos Eje I y Ejes A y M.

# T E S I S   P R O F E S I O N A L

FRANCISCO JAVIER ANAYA ESTRELLA  
FACULTAD DE INGENIERIA UNAM

## ANALISIS POR TORSION

PROYECTO :TESIS

ENTREPISO :1

DIREC	No.DE EJES	FZA CORT.	CENTRO GRAV.	CENTRO TORS.	MOM.TORS1	MOM.TORS2	DIM.MAX
		(ton)	(m)	(m)	(ton-m)	(ton-m)	(m)
EJE X	8	148.0	9.23	9.22	-583.91	-76.01	12.70
EJE Y	12	148.0	6.70	6.48	274.17	-272.32	18.45

### DIRECCION X

EJE	K	Y	VD	VT	VTGT	EFFECTO
	(ton/m)	(m)	(ton)	(ton)	(ton)	VTXY
9	1022.00	0.00	6.77	2.29	6.25	1.12
8	1022.00	3.00	6.59	1.21	6.27	0.57
3	3740.50	6.25	21.50	1.97	22.87	0.90
4	3260.80	7.95	49.00	1.07	50.29	0.81
3	3248.00	5.17	21.71	-0.62	22.67	0.29
2	99.90	10.00	0.57	-0.31	0.27	0.12
2	1070.01	10.00	6.59	-0.11	6.48	0.38
1	4527.20	12.70	20.54	-0.65	20.57	2.41

### DIRECCION Y

EJE	K	X	VD	VT	VTGT	EFFECTO
	(ton/m)	(m)	(ton)	(ton)	(ton)	VTXY
A	9489.70	0.00	36.19	11.10	47.28	23.79
B	3766.00	3.60	14.37	2.69	17.05	5.76
C	1424.80	4.65	5.43	0.83	6.26	1.77
D	788.30	6.75	3.01	0.25	3.25	0.53
E	3058.60	7.20	11.66	0.79	12.45	1.68
F	876.50	8.00	3.34	0.14	3.48	0.29
M	876.50	10.45	3.34	0.14	3.48	0.29
I	3058.60	11.25	11.66	0.79	12.45	1.68
J	788.30	11.70	3.01	0.25	3.26	0.53
K	1424.80	13.80	5.43	0.83	6.27	1.77
L	3766.00	14.85	14.37	2.70	17.07	5.76
M	9489.70	18.45	36.19	11.17	47.36	23.79

ENTRADA 12

DIREC	No. DE EJES	F/A CORI.	CENTRO GRAV.	CENTRO TORS.	MOM. TORS1	MOM. TORS2	DIM. MAX
		(ton)	(m)	(m)	(ton-m)	(ton-m)	(m)
EJE X	8	137.8	9.23	9.23	-542.68	-70.11	12.70
EJE Y	12	137.8	6.70	8.48	255.27	-253.55	18.45

===== DIRECCION X =====

EJE	K	Y	VD	VT	VTOT	EFECCO	VTYX
8	384.40	0.00	6.58	2.28	8.87	1.07	
8	505.20	5.00	8.65	1.23	9.89	0.58	
8	1161.70	6.25	19.90	1.81	21.71	0.85	
4	2612.40	7.93	44.75	1.00	45.76	0.47	
3	1191.90	9.18	20.42	-0.08	20.34	0.28	
7	58.20	10.08	0.65	-0.01	0.65	0.02	
2	505.20	10.05	8.65	-0.11	8.55	0.39	
1	1645.20	12.70	28.18	-0.63	27.55	2.29	

===== DIRECCION Y =====

EJE	K	X	VD	VT	VTOT	EFECCO	VTYX
A	3385.30	0.00	33.00	10.22	43.22	21.87	
B	1404.50	3.60	13.69	2.59	16.28	5.53	
C	542.00	4.65	5.28	0.81	6.09	1.74	
D	309.80	6.75	3.02	0.25	3.27	0.54	
E	1112.90	7.20	10.85	0.74	11.59	1.58	
F	313.60	8.00	3.06	0.13	3.18	0.27	
H	513.60	10.45	3.06	0.13	3.18	0.27	
I	1112.90	11.25	10.85	0.74	11.59	1.58	
J	309.80	11.70	3.02	0.25	3.27	0.54	
K	542.00	13.80	5.28	0.82	6.10	1.74	
L	1404.50	14.85	13.69	2.60	16.29	5.53	
M	3385.30	18.45	33.00	10.29	43.29	21.87	

ENTRERIDO 12

DIREC	No. DE EJES	FZL (TON)	CENTRO GRAV. (m)	CENTRO TORO. (m)	MOM. TORO. (ton-m)	MOM. TORO. (ton-m)	DIM. MAX (m)
EJE X	8	117,4	9,23	9,22	-457,86	-56,74	12,70
EJE Y	12	117,4	6,79	6,45	-17,49	-218,02	18,45

\*\*\*\*\* DIRECCION X \*\*\*\*\*

EJE	X	Y	VD	VT	VIOT	VTAY
B	242,40	0,00	5,54	1,97	7,51	0,93
B	339,40	5,00	7,75	1,13	8,88	0,53
B	706,60	6,25	16,14	1,50	17,64	0,71
4	1727,40	7,93	39,47	0,87	40,33	0,41
3	749,90	9,10	17,13	-0,05	17,07	0,25
Z	24,80	10,09	0,57	-0,00	0,56	0,02
Z	539,40	10,65	7,75	-0,10	7,66	0,37
I	1006,60	12,79	23,94	-0,51	22,53	1,95

\*\*\*\*\* DIRECCION Y \*\*\*\*\*

EJE	X	Y	VD	VT	VIOT	VTAY
A	2059,00	0,00	27,48	8,61	36,09	18,24
B	901,40	3,60	12,03	2,30	14,33	4,07
C	350,50	4,65	4,68	0,73	5,40	1,54
D	207,60	6,75	2,77	0,23	3,00	0,49
E	688,70	7,20	9,19	0,63	9,82	1,34
F	190,70	8,00	2,55	0,11	2,65	0,22
H	190,70	10,45	2,55	0,11	2,65	0,22
I	688,70	11,25	9,19	0,64	9,83	1,34
J	207,60	11,70	2,77	0,23	3,01	0,49
K	350,50	13,80	4,68	0,73	5,41	1,54
L	901,40	14,85	12,03	2,31	14,34	4,07
M	2059,00	18,45	27,48	8,66	36,15	18,24

UNIFORME 14

DIREC. NO. DE LOS PZS CORR. CENTRO GRAV. CENTRO TORS. MOM. TORS1 MOM. TORS2 DIM. MAJ

EJE X	B	(ton)	(m)	(m)	(ton-m)	(ton-m)	(m)
EJE Y	12	86.7	6.68	8.45	-340.91	-43.76	12.70
					160.61	-159.53	10.43

\*\*\*\*\* DIRECCION X \*\*\*\*\*

EJE	K	Y	VD	VT	VIOT	EFECTO VTX
B	160.61	0.00	4.25	1.50	5.75	0.71
C	259.20	5.00	6.33	0.97	7.24	0.43
D	451.80	6.25	11.95	1.10	13.05	0.52
E	1024.80	7.93	27.11	0.60	27.70	0.28
F	495.70	9.18	13.11	-0.05	13.06	0.19
G	16.60	10.08	0.44	-0.00	0.44	0.01
H	239.20	10.85	6.33	-0.08	6.25	0.30
I	649.80	12.70	17.19	-0.39	16.80	1.44

\*\*\*\*\* DIRECCION Y \*\*\*\*\*

EJE	K	X	VD	VT	VIOT	EFECTO VTX
A	1318.20	0.00	20.05	6.30	26.35	13.47
B	591.70	3.60	9.00	1.73	10.72	3.69
C	239.70	4.65	3.63	0.57	4.20	1.21
D	146.20	6.75	2.22	0.19	2.41	0.40
E	447.60	7.20	6.81	0.47	7.28	1.00
F	107.70	8.00	1.64	0.07	1.71	0.15
G	107.90	10.45	1.64	0.07	1.71	0.15
H	447.80	11.25	6.81	0.47	7.28	1.00
I	146.20	11.70	2.22	0.19	2.41	0.40
J	238.70	13.80	3.63	0.57	4.20	1.21
K	591.70	14.85	9.00	1.74	10.74	3.69
L	1318.20	18.45	20.05	6.35	26.39	13.47

ENTREPISO 15

DIREC No. DE EJES F2A CORT. CENTRO GRAV. CENTRO TORS. MOM. TORS1 MOM. TORS2 DIM. MAX

		(ton)	(m)	(m)	(ton-m)	(ton-m)	(m)
EJE X	8	45.9	9.23	9.22	-184.49	-25.84	12.70
EJE Y	12	45.9	6.61	8.44	85.03	-84.46	18.45

DIRECCION X

EJE	K	Y	VD	VT	VTOT	EFFECTO VTIX
8	83.20	0.00	2.26	0.83	3.09	0.38
6	133.00	5.00	3.62	0.54	4.16	0.25
3	227.80	6.23	6.19	0.59	6.78	0.27
4	517.80	7.93	14.08	0.31	14.40	0.14
3	254.60	9.18	6.93	-0.03	6.89	0.10
2	8.60	10.08	0.23	-0.00	0.23	0.01
2	133.00	10.85	3.62	-0.05	3.57	0.17
1	329.60	12.70	8.97	-0.23	8.73	0.76

DIRECCION Y

EJE	K	X	VD	VT	VTOT	EFFECTO VTIX
A	662.60	0.00	10.28	3.29	13.58	7.19
B	312.00	3.60	4.84	0.95	5.79	2.07
C	133.00	4.65	2.06	0.33	2.39	0.72
D	80.80	6.75	1.25	0.11	1.36	0.24
E	228.80	7.20	3.55	0.25	3.80	0.55
F	61.40	8.00	0.95	0.04	0.99	0.09
H	61.40	10.45	0.95	0.04	0.99	0.09
I	228.80	11.25	3.55	0.25	3.80	0.55
J	80.80	11.70	1.25	0.11	1.36	0.24
K	133.00	13.00	2.06	0.33	2.39	0.72
L	312.00	14.85	4.84	0.95	5.79	2.07
M	662.60	18.45	10.28	3.32	13.60	7.19



## V. DISEÑO

## V. DISEÑO.

### V.1 METODO DEL REGLAMENTO DE CONSTRUCCION PARA EL DISTRITO FEDERAL (1987).

En el capítulo anterior se hizo mención de la elaboración de un programa para computadora, ahora en este capítulo se hace uso del mismo para llevar a cabo el diseño de los muros.

Este programa además de efectuar un análisis por carga vertical, fuerza cortante y torsión, lleva a cabo la revisión por momento de volteo.

Se puede observar en el listado de los resultados, que en cualquier entrepiso la carga vertical resistente excede a la carga actuante última de diseño, salvo en el muro número 9 de la planta baja que está escaso un 2%, ésta diferencia en algunos casos llega a ser del orden del 50% ( $PR/P_u \geq 1.5$ ). Dicha relación es más notable en los últimos niveles de la estructura, en donde los muros están sometidos a menor carga última actuante.

Por tanto, el diseño por carga vertical queda determinado con estos resultados.

También se incluye un listado de resultados para los muros de planta baja aplicando los lineamientos marcados por el RCDF '76. En dicho listado se pueden observar las diferencias en cuanto a carga vertical resistente se refiere. Estas diferencias son consecuencia de la forma de estimar el factor de reducción por excentricidad y esbeltez.

En el reglamento de 1976 este factor (FE) se estimaba de la siguiente manera:

$$FE = 1 - 2 \frac{e'}{t}$$

en donde:

FE = Factor de reducción por excentricidad y esbeltez.

t = Espesor del muro en ca.

e' = Fa (ec + ea).

En esta última expresión ec y ea son las excentricidades calculada y accidental, respectivamente, cuya forma de obtener ya ha sido explicada anteriormente.

Finalmente Fa se obtenía de la siguiente manera:

$$Fa = \frac{Cm}{1 - \frac{Pu}{Pc}} \geq 1 \text{ ----- Factor de incremento}$$

en donde:

Pu = Carga vertical actuante de diseño.

Pc =  $\frac{\pi^2 E I}{H'^2}$  ----- Carga crítica de pandeo

$$Cm = 0.6 + 0.4 \frac{ec1}{ec2} \geq 0.4$$

En la cual ec1 y ec2 respectivamente, la menor y mayor de las excentricidades calculadas en los extremos de muro; el cociente ec1/ec2 se consideraba positivo cuando el muro se flexionaba en curvatura simple, y negativo cuando lo hacía en curvatura doble; cuando se consideraba la excentricidad accidental únicamente ante el efecto de cargas laterales uniformemente distribuidas, Cm se tomaba igual a 1. También se estipulaban diferentes criterios para estimar el valor de H'.

Para llevar a cabo una comparación más explícita a este respecto, se graficará la curva de Fa contra la relación  $\frac{Pu}{Pc}$  para identificar el rango de valores en los

cuales era aplicable esta expresión.

Fijando  $C_m = 0.4$  para una de las curvas y  $C_m = 1$  para otra, se obtiene lo siguiente:

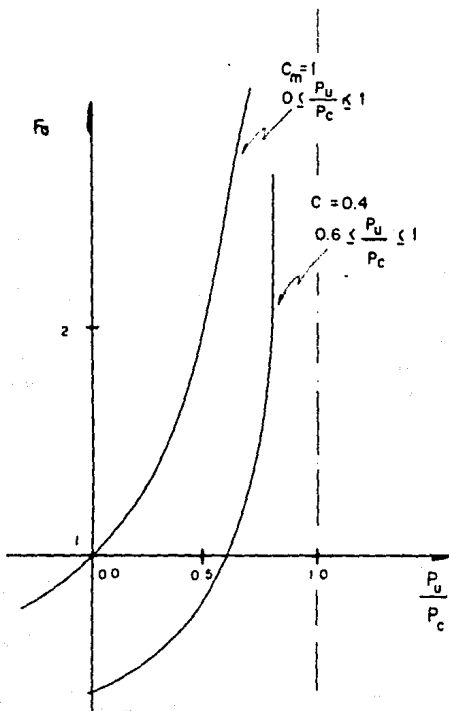


Fig. V.I.I. Curva que representa la relación entre  $F_a$  y  $\frac{P_u}{P_c}$

Como puede observarse, la expresión para calcular el factor de incremento ( $F_a$ ) para  $C_m = 0.4$  es aplicable para el rango  $0.6 \leq \frac{P_u}{P_c} < 1$  fuera del cual este factor tomaba un valor menor de la unidad, contradiciendo así lo estipulado anteriormente ( $F_a \geq 1$ ). Del mismo modo para  $C_m = 1$  la relación  $\frac{P_u}{P_c}$  tenía que estar comprendida en un rango de  $0 \leq \frac{P_u}{P_c} < 1$  para que fuera aplicable el concepto de  $F_a$ . Como consecuencia de lo anterior, algunas veces se obtenían valores negativos para la carga total resistente diseño (PR), lo cual estaba totalmente fuera de la realidad.

También se presenta la revisión por cortante resistente, y como puede apreciarse en el primero y segundo entresijos la relación  $\frac{V_R}{V_u}$  es mayor en todos los casos que la unidad, lo que quiere decir que los muros no tendrán ningún problema bajo la acción de las fuerzas cortantes actuales últimas. Por lo demás, los muros en los demás entresijos y en cualquier dirección no presentan ningún problema.

Por lo que se refiere al diseño por momento de volteo, se presentan los resultados del primero y segundo entresijo. Se deberá colocar el acero indicado en los extremos del muro para absorber el momento a que estará sometido el mismo.

Se presenta, para cada muro, el momento resistente calculado como lo indica el reglamento y de una forma más precisa como ya ha sido indicado en el capítulo IV de este trabajo.

\*\*\*\*\*RIGIDECES DE LOS MUROS EN LA DIRECCION X\*\*\*\*\*

MURO	RIGIDEZ (ton/m)
1	1499.41
2	1499.41
3	92.89
4	1300.51
5	1300.51
6	92.89
7	1879.08
8	1879.08
9	5543.87
10	3400.34
11	3400.34
12	5543.87
13	3590.82
14	3590.82
15	1106.96
16	1106.96
17	92.89
18	1300.51
19	1300.51
20	92.89
21	4187.99
22	4187.99

\*\*\*\*\*RIGIDECES DE LOS MUROS EN LA DIRECCION Y\*\*\*\*\*

MURO	RIGIDEZ (ton/m)
23	3582.15
24	3582.15
25	4187.99
26	2272.49
27	2272.49
28	2702.30
29	518.11
30	1378.93
31	2360.56
32	3582.15
33	2990.69
34	2990.69
35	2360.56
36	3582.15
37	518.11
38	1378.93
39	2702.30
40	4187.99
41	1489.22
42	2272.49
43	3582.15
44	3582.15

REVISION POR CORTANTE SISMICO DE MUROS  
DE LA PLANTA BAJA

MUROS EN LA DIRECCION X

MURO	RIGIDEZ DE MURO (Ton/m)	CORTANTE DIRECTO (Ton.)	CORTANTE TORSION (Ton.)	CORTANTE ULTIMO (Ton.)	CORTANTE RESIS. (Ton.)
1	1499.41	3.12	1.89	5.52	6.48
2	1499.41	3.12	1.89	5.52	6.48
3	92.89	0.19	0.05	0.27	2.05
4	1300.51	2.71	0.67	3.71	5.99
5	1300.51	2.71	0.67	3.71	5.99
6	92.89	0.19	0.05	0.27	2.05
7	1879.08	3.92	0.61	4.98	6.76
8	1879.08	3.92	0.61	4.98	6.76
9	5543.87	11.55	0.41	13.16	14.82
10	3400.34	7.08	0.25	8.07	9.75
11	3400.34	7.08	0.25	8.07	9.75
12	5543.87	11.55	0.41	13.16	14.82
13	3590.82	7.48	-0.03	8.20	10.05
14	3590.82	7.48	-0.03	8.20	10.05
15	1106.96	2.31	-0.02	2.52	4.32
16	1106.96	2.31	-0.02	2.52	4.32
17	92.89	0.19	-0.00	0.21	2.05
18	1300.51	2.71	-0.03	2.95	5.99
19	1300.51	2.71	-0.03	2.95	5.99
20	92.89	0.19	-0.00	0.21	2.05
21	4187.99	8.73	-0.18	9.40	11.18
22	4187.99	8.73	-0.18	9.40	11.18

## MURUS EN LA DIRECCION Y

MURO	RIGIDEZ DE MURO (Ton/m.)	CORTANTE DIRECTO (Ton.)	CORTANTE TORSION (Ton.)	CORTANTE ULTIMO (Ton.)	CORTANTE RESIS. (Ton.)
23	3582.15	6.17	2.44	9.47	10.05
24	3582.15	6.17	2.44	9.47	10.05
25	4187.99	7.21	1.73	9.84	12.10
26	2272.49	3.91	0.94	5.34	8.07
27	2272.49	3.91	0.94	5.34	8.05
28	2702.30	4.65	0.91	6.11	8.66
29	518.11	0.89	0.09	1.08	3.61
30	1378.93	2.37	0.25	2.88	6.72
31	2360.56	4.06	0.34	4.85	9.83
32	3582.15	6.17	0.52	7.36	11.00
33	2990.69	5.15	0.26	5.95	8.62
34	2990.69	5.15	0.32	6.02	8.62
35	2360.56	4.06	0.41	4.92	9.53
36	3582.15	6.17	0.62	7.47	11.00
37	518.11	0.89	0.11	1.10	3.61
38	1378.93	2.37	0.29	2.93	6.72
39	2702.30	4.65	1.04	6.24	8.66
40	4187.99	7.21	1.98	10.11	12.10
41	1489.22	2.56	0.70	3.60	8.07
42	2272.49	3.91	1.07	5.49	8.05
43	3582.15	6.17	2.76	9.82	10.05
44	3582.15	6.17	2.76	9.82	10.05



REVISION POR FLEJO-COMPRESION DE LOS MURIS DE LA PLANTA BAJA

MURO	MU (Ton.-m)	MJ (Ton.)	MS (cm2)	MO (Ton.-m)	PR (Ton.)	MR (Ton.-m) REG.-TED	
1	40.45	11.08	7.92	44.57	86.85	50.3	-164.19
2	40.45	11.08	7.92	44.57	86.85	50.3	-164.19
3	1.94	3.44	5.07	6.81	34.17	7.3	-13.35
4	27.23	10.05	5.07	26.40	50.69	31.3	-145.38
5	27.23	10.05	5.07	26.40	50.69	31.3	-145.38
6	1.94	3.44	5.07	6.81	34.17	7.3	-13.35
7	36.51	9.79	5.07	32.37	55.72	38.1	-128.96
8	36.51	9.79	5.07	32.37	55.72	38.1	-128.96
9	98.48	31.93	11.40	135.98	99.35	170.6	-1620.00
10	59.18	18.16	7.92	66.53	70.08	80.5	-497.00
11	59.18	18.16	7.92	66.53	70.08	80.5	-497.00
12	96.40	31.93	11.40	135.98	99.35	170.6	-1620.00
13	60.13	18.49	7.92	69.19	80.14	83.9	-514.61
14	60.13	18.49	7.92	69.19	80.14	83.9	-514.61
15	18.45	5.56	5.07	20.44	45.66	22.5	-31.12
16	18.45	5.56	5.07	20.44	45.66	22.5	-31.12
17	1.54	3.44	5.07	6.81	34.17	7.3	-13.35
18	21.60	10.05	5.07	26.40	50.69	31.3	-145.38
19	21.60	10.05	5.07	26.40	50.69	31.3	-145.38
20	1.54	3.44	5.07	6.81	34.17	7.3	-13.35
21	68.92	18.31	7.92	82.49	87.32	99.9	-486.31
22	68.92	18.31	7.92	82.49	87.32	99.9	-486.31
23	69.44	16.05	7.92	74.51	83.01	88.3	-361.84
24	69.44	16.05	7.92	74.51	83.01	88.3	-361.84
25	72.13	23.13	7.92	82.49	87.32	104.4	-833.58
26	39.14	16.67	5.07	32.37	55.72	42.2	-445.06
27	39.14	16.67	7.92	50.56	63.38	60.3	-421.20
28	44.84	14.29	7.92	62.54	76.55	72.9	-284.04
29	7.74	6.08	5.07	14.48	40.64	16.1	-48.46
30	21.14	13.27	5.07	27.26	51.41	33.9	-274.54
31	35.55	18.22	5.07	40.88	62.90	54.3	-527.27
32	53.95	21.03	7.92	74.51	83.01	92.6	-683.01
33	43.60	12.26	5.07	42.59	64.34	52.0	-209.92
34	44.14	12.26	5.07	42.59	64.34	52.0	-209.92
35	36.10	18.22	5.07	40.88	62.90	54.3	-527.27
36	54.79	21.03	5.07	47.70	68.64	65.7	-709.82
37	8.08	6.08	5.07	14.48	40.64	16.1	-48.46
38	21.51	13.27	5.07	27.26	51.41	33.9	-274.54
39	45.94	14.29	5.07	40.03	46.12	50.4	-306.54
40	74.14	23.13	5.07	52.81	72.95	74.7	-863.26
41	26.36	16.67	5.07	32.37	55.72	42.2	-445.06
42	40.23	16.57	7.92	50.56	63.38	60.3	-421.20
43	72.04	16.05	7.92	74.51	83.01	88.3	-361.84
44	72.04	16.05	7.92	74.51	83.01	88.3	-361.84

PROGRAMA PARA REVISAR EDIFICACIONES A BASE DE MUROS DE MAMPOSTERIA  
DE ACUERDO AL REGLAMENTO DE CONSTRUCCIONES PARA EL D.F. 1987.

T E C N I C O P R O F E S I O N A L

RESULTADOS DE LOS DEL 2º ENTREPISO

MURO	AREA TRIBUTARIA (m <sup>2</sup> )	LONGITUD DEL MURO (m)	CARGA VIVA (Kg/m <sup>2</sup> )	FE	PU (Ton)	PR (Ton)
1	1.69	1.68	170.00	0.90	11.71	26.93
2	1.69	1.88	170.00	0.90	11.71	26.93
3	0.51	0.60	170.00	0.90	3.64	8.62
4	1.49	1.75	170.00	0.90	10.62	25.14
5	1.49	1.75	170.00	0.90	10.62	25.14
6	0.51	0.60	170.00	0.90	3.64	8.62
7	1.09	2.10	170.00	0.90	10.25	30.16
8	1.09	2.10	170.00	0.90	10.25	30.16
9	6.38	3.75	170.00	0.70	34.14	41.90
10	3.11	2.70	170.00	0.70	19.28	30.16
11	3.11	2.70	170.00	0.70	19.28	30.16
12	6.38	3.75	170.00	0.70	34.14	41.90
13	3.12	2.80	170.00	0.90	19.62	40.22
14	3.12	2.80	170.00	0.90	19.62	40.22
15	0.43	1.40	170.00	0.90	5.77	20.11
16	0.43	1.40	170.00	0.90	5.77	20.11
17	0.51	0.60	170.00	0.90	3.64	8.62
18	1.49	1.75	170.00	0.90	10.62	25.14
19	1.49	1.75	170.00	0.90	10.62	25.14
20	0.51	0.60	170.00	0.90	3.64	8.62
21	2.61	3.30	170.00	0.90	19.31	47.40
22	2.61	3.30	170.00	0.90	19.31	47.40
23	2.19	3.00	170.00	0.90	16.90	43.09
24	2.19	3.00	170.00	0.90	16.90	43.09
25	4.09	3.30	170.00	0.90	24.60	47.40
26	3.20	2.10	170.00	0.90	17.79	30.16
27	3.17	2.10	170.00	0.70	17.68	23.46
28	2.06	2.55	170.00	0.90	15.07	36.63
29	0.91	1.05	170.00	0.90	6.43	15.00
30	2.43	1.80	170.00	0.90	14.13	25.86
31	3.22	2.60	170.00	0.90	19.37	37.35
32	3.72	3.00	170.00	0.90	22.37	43.09
33	1.30	2.70	170.00	0.90	12.81	38.78
34	1.30	2.70	170.00	0.90	12.81	38.78
35	3.22	2.60	170.00	0.90	19.37	37.35
36	3.72	3.00	170.00	0.90	22.37	43.09
37	0.91	1.05	170.00	0.90	6.43	15.00
38	2.43	1.80	170.00	0.90	14.13	25.86
39	2.06	2.55	170.00	0.90	15.07	36.63
40	4.09	3.30	170.00	0.90	24.60	47.40
41	3.20	2.10	170.00	0.90	17.79	30.16
42	3.17	2.10	170.00	0.70	17.68	23.46
43	2.19	3.00	170.00	0.90	16.90	43.09
44	2.19	3.00	170.00	0.90	16.90	43.09

\*\*\*\*\*RIGIDECES DE LOS MUROS EN LA DIRECCION X\*\*\*\*\*

MURO	RIGIDEZ (ton/m)
1	1413.09
2	1413.09
3	84.52
4	1220.62
5	1220.62
6	84.52
7	1763.05
8	1763.05
9	5415.80
10	3281.59
11	3281.59
12	5415.80
13	3384.16
14	3384.16
15	963.39
16	963.39
17	84.52
18	1220.62
19	1220.62
20	84.52
21	4074.29
22	4074.29

\*\*\*\*\*RIGIDECES DE LOS MUROS EN LA DIRECCION Y\*\*\*\*\*

MURO	RIGIDEZ (ton/m)
23	3468.69
24	3468.69
25	4074.29
26	2078.90
27	2078.90
28	2593.76
29	487.49
30	1296.39
31	2360.56
32	3468.69
33	2879.78
34	2879.78
35	2360.56
36	3468.69
37	487.49
38	1296.39
39	2593.76
40	4074.29
41	1489.22
42	2078.90
43	3468.69
44	3468.69

REVISION POR CORTANTE SISMICO DE MUROS  
DEL 2º ENTREPISO

MUROS EN LA DIRECCION X

MURO	RIGIDEZ DE MURO (Ton/A)	CORTANTE DIRECCIO (Ton.)	CORTANTE TORSION (Ton.)	CORTANTE ULTIMO (Ton.)	CORTANTE RESIS. (Ton.)
1	1413.09	2.48	1.50	4.38	6.06
2	1413.09	2.48	1.50	4.38	6.06
3	84.52	0.15	0.04	0.20	1.92
4	1220.62	2.14	0.53	2.93	5.61
5	1220.62	2.14	0.53	2.93	5.61
6	84.52	0.15	0.04	0.20	1.92
7	1783.05	3.13	0.49	3.98	6.39
8	1783.05	3.13	0.49	3.98	6.39
9	5415.80	9.50	0.34	10.83	13.62
10	3281.59	5.76	0.21	6.56	9.07
11	3281.59	5.76	0.21	6.56	9.07
12	5415.80	9.50	0.34	10.83	13.62
13	3384.16	5.93	-0.02	6.50	9.35
14	3384.16	5.93	-0.02	6.50	9.35
15	963.39	1.69	-0.01	1.84	4.11
16	963.39	1.69	-0.01	1.84	4.11
17	84.52	0.15	-0.00	0.16	1.92
18	1220.62	2.14	-0.03	2.33	5.61
19	1220.62	2.14	-0.03	2.33	5.61
20	84.52	0.15	-0.00	0.16	1.92
21	4074.29	7.15	-0.16	7.69	10.48
22	4074.29	7.15	-0.16	7.69	10.48

MURIS EN LA DIRECCION Y

MURO	RIGIDEZ DE MURO (Ton/m.)	CORTANTE DIRECTO (Ton.)	CORTANTE TORSION (Ton.)	CORTANTE ULTIMO (Ton.)	CORTANTE RESIS. (Ton.)
23	3468.69	4.99	2.00	7.69	9.44
24	3468.69	4.99	2.00	7.69	9.44
25	4074.29	5.86	1.43	8.01	11.22
26	2078.90	2.99	0.73	4.09	7.44
27	2078.90	2.99	0.73	4.09	7.43
28	2593.76	3.73	0.74	4.91	8.12
29	487.49	0.70	0.07	0.85	3.38
30	1294.39	1.86	0.20	2.27	6.22
31	2360.56	3.39	0.29	4.05	8.84
32	3468.69	4.99	0.43	5.96	10.20
33	2879.78	4.14	0.21	4.79	8.16
34	2879.78	4.14	0.25	4.83	8.16
35	2360.56	3.39	0.34	4.10	8.84
36	3468.69	4.99	0.50	6.03	10.20
37	487.49	0.70	0.08	0.86	3.38
38	1294.39	1.86	0.23	2.30	6.22
39	2593.76	3.73	0.82	5.01	8.12
40	4074.29	5.86	1.59	8.19	11.22
41	1489.22	2.14	0.58	2.99	7.44
42	2078.90	2.99	0.81	4.18	7.43
43	3468.69	4.99	2.21	7.91	9.44
44	3468.69	4.99	2.21	7.91	9.44

## REVISIÓN POR FLEJO-COMPRESIÓN DE LOS MUROS DEL 2º ENTREPISO

MURO	MU (Ton./m)	PU (Ton./m)	AS (Ton./m)	MO (Ton./m)	PR (Ton./m)	MR (Ton./m)	REG----TEO
1	26.26	8.00	5.07	28.53	52.49	33.2	-104.46
2	26.26	8.00	5.07	28.53	52.49	33.2	-104.46
3	17.22	2.76	5.07	6.81	34.17	7.2	-6.02
4	17.61	8.06	5.07	26.40	50.69	30.3	-82.99
5	17.61	8.06	5.07	26.40	50.69	30.3	-82.99
6	17.22	2.76	5.07	6.81	34.17	7.2	-6.02
7	23.87	7.85	5.07	32.37	55.72	37.0	-69.97
8	23.87	7.85	5.07	32.37	55.72	37.0	-69.97
9	24.96	25.63	7.92	94.47	81.01	122.2	-1029.57
10	39.36	14.57	5.07	42.59	55.72	53.8	-317.11
11	39.36	14.57	5.07	42.59	55.72	53.8	-317.11
12	64.96	25.63	7.92	94.47	81.01	122.2	-1029.57
13	39.02	14.83	5.07	44.29	65.77	56.1	-328.25
14	39.02	14.83	5.07	44.29	65.77	56.1	-328.25
15	11.06	4.45	5.07	20.44	45.66	22.1	-12.15
16	11.06	4.45	5.07	20.44	45.66	22.1	-12.15
17	0.97	2.76	5.07	6.81	34.17	7.2	-6.02
18	13.95	8.06	5.07	26.40	50.69	30.3	-82.99
19	13.95	8.06	5.07	26.40	50.69	30.3	-82.99
20	0.97	2.76	5.07	6.81	34.17	7.2	-6.02
21	46.13	14.68	5.07	52.81	72.95	66.7	-309.19
22	46.13	14.68	5.07	52.81	72.95	66.7	-309.19
23	46.12	12.87	5.07	47.70	68.64	58.7	-229.83
24	46.12	12.87	5.07	47.70	68.64	58.7	-229.83
25	46.06	18.56	5.07	52.81	72.95	70.4	-532.23
26	24.53	13.38	5.07	32.37	55.72	40.2	-273.01
27	24.53	13.38	5.07	32.37	55.72	40.2	-273.01
28	29.40	11.46	5.07	40.03	62.18	48.3	-180.57
29	5.12	4.80	5.07	14.48	40.64	15.0	-25.60
30	13.60	10.65	5.07	27.26	51.41	32.6	-165.61
31	24.33	14.62	5.07	40.88	62.90	51.7	-321.96
32	35.75	16.88	5.07	47.70	68.64	62.2	-436.09
33	28.72	9.82	5.07	42.59	64.34	50.1	-117.51
34	29.00	9.82	5.07	42.59	64.34	50.1	-117.51
35	24.63	14.62	5.07	40.88	62.90	51.7	-321.96
36	36.19	16.88	5.07	47.70	68.64	62.2	-436.09
37	5.19	4.80	5.07	14.48	40.64	15.0	-25.60
38	13.79	10.65	5.07	27.26	51.41	32.6	-165.61
39	30.05	11.46	5.07	40.03	62.18	48.3	-180.57
40	49.14	18.56	5.07	52.81	72.95	70.4	-532.23
41	17.96	13.38	5.07	32.37	55.72	40.2	-273.01
42	25.07	13.38	5.07	32.37	55.72	40.2	-273.01
43	47.49	12.87	5.07	47.70	68.64	58.7	-229.83
44	47.49	12.87	5.07	47.70	68.64	58.7	-229.83

RESULTADOS DEL REGLAMENTO DE 1976 (MUROS DE PLANTA BAJA)

MURO #	AREA TRIPULANTIA (m <sup>2</sup> )	LONGITUD DEL MURO (m)	CARGA VIVA (Kg/m <sup>2</sup> )	FA	FE	FU (Ton)	FR (Ton)
1	1.69	1.88	170.00	1.31	0.81	14.90	24.29
2	1.69	1.88	170.00	1.31	0.81	14.90	24.29
3	0.51	0.60	170.00	1.31	0.81	4.62	7.79
4	1.49	1.75	170.00	1.31	0.81	13.50	22.72
5	1.49	1.75	170.00	1.31	0.81	13.50	22.72
6	0.51	0.60	170.00	1.31	0.81	4.62	7.79
7	1.09	2.10	170.00	1.28	0.83	12.97	27.77
8	1.09	2.10	170.00	1.28	0.83	12.97	27.77
9	6.38	3.75	170.00	1.58	0.83	43.65	49.61
10	3.11	2.70	170.00	1.50	0.84	24.57	36.09
11	3.11	2.70	170.00	1.50	0.84	24.57	36.09
12	6.38	3.75	170.00	1.58	0.83	43.65	49.61
13	3.12	2.80	170.00	1.49	0.84	25.00	37.46
14	3.12	2.80	170.00	1.49	0.84	25.00	37.46
15	0.43	1.40	170.00	1.26	0.84	7.28	18.77
16	0.43	1.40	170.00	1.26	0.84	7.28	18.77
17	0.51	0.60	170.00	1.31	0.81	4.62	7.79
18	1.49	1.75	170.00	1.31	0.81	13.50	22.72
19	1.49	1.75	170.00	1.31	0.81	13.50	22.72
20	0.51	0.60	170.00	1.31	0.81	4.62	7.79
21	2.61	3.30	170.00	1.30	0.82	24.53	42.98
22	2.61	3.30	170.00	1.30	0.82	24.53	42.98
23	2.19	3.00	170.00	1.30	0.82	21.46	39.19
24	2.19	3.00	170.00	1.30	0.82	21.46	39.19
25	4.09	3.30	170.00	1.35	0.80	31.37	42.12
26	3.20	2.10	170.00	1.55	0.83	22.72	27.87
27	3.17	2.10	170.00	1.55	0.83	22.58	27.88
28	2.06	2.55	170.00	1.44	0.84	19.16	34.34
29	0.91	1.05	170.00	1.31	0.81	8.17	13.62
30	2.43	1.80	170.00	1.53	0.83	18.03	23.97
31	3.22	2.60	170.00	1.35	0.80	24.70	33.18
32	3.72	3.00	170.00	1.35	0.80	28.53	38.29
33	1.30	2.70	170.00	1.27	0.83	16.21	35.78
34	1.30	2.70	170.00	1.27	0.83	16.21	35.78
35	3.22	2.60	170.00	1.35	0.80	24.70	33.18
36	3.72	3.00	170.00	1.35	0.80	28.53	38.29
37	0.91	1.05	170.00	1.31	0.81	8.17	13.62
38	2.43	1.80	170.00	1.53	0.83	18.03	23.97
39	2.06	2.55	170.00	1.44	0.84	19.16	34.34
40	4.09	3.30	170.00	1.35	0.80	31.37	42.12
41	3.20	2.10	170.00	1.55	0.83	22.72	27.87
42	3.17	2.10	170.00	1.55	0.83	22.58	27.88
43	2.19	3.00	170.00	1.30	0.82	21.46	39.19
44	2.19	3.00	170.00	1.30	0.82	21.46	39.19

REVISION POR CORTANTE SISMICO DE MUROS.  
DE PLANTA BAJA  
MUROS EN LA DIRECCION x

MURO	RIGIDUEZ DE MURO (Ton/m)	CORTANTE DIRECCO (Ton.)	CORTANTE TORSION (Ton.)	CORTANTE ULTIMO (Ton.)	CORTANTE RESISTENTE (Ton.)
1	1499.41	4.69	0.19	5.37	4.55
2	1499.41	4.69	0.19	5.37	4.55
3	92.89	0.29	0.00	0.32	1.44
4	1300.51	4.07	0.07	4.55	4.20
5	1300.51	4.07	0.07	4.55	4.20
6	92.89	0.29	0.00	0.32	1.44
7	1879.08	5.88	0.06	6.53	4.68
8	1879.08	5.88	0.06	6.53	4.68
9	5543.87	17.34	0.04	19.12	10.67
10	3400.34	10.63	0.03	11.73	6.90
11	3400.34	10.63	0.03	11.73	6.90
12	5543.87	17.34	0.04	19.12	10.67
13	3590.82	11.23	-0.61	11.68	7.11
14	3590.82	11.23	-0.61	11.68	7.11
15	1106.96	3.46	-0.41	3.35	2.96
16	1106.96	3.46	-0.41	3.35	2.96
17	92.89	0.29	-0.05	0.26	1.44
18	1300.51	4.07	-0.71	3.69	4.20
19	1300.51	4.07	-0.71	3.69	4.20
20	92.89	0.29	-0.05	0.26	1.44
21	4187.99	13.10	-4.03	9.97	7.82
22	4187.99	13.10	-4.03	9.97	7.82



MURO EN LA DIRECCION Y

MURO	RIGIDEZ DE MURO (TON./M.)	CORTANTE DIRECTO (TON.)	CORTANTE TORSION (TON.)	CORTANTE ULTIMO (TON.)	CORTANTE RESISTENTE (TON.)
23	3582.15	9.26	-4.08	5.69	7.01
24	3582.15	9.26	-4.08	5.69	7.01
25	4187.99	10.82	-2.89	8.72	8.59
26	2272.49	5.87	-1.57	4.73	5.78
27	2272.49	5.87	-1.57	4.73	5.76
28	2702.30	6.98	-1.51	6.02	6.06
29	518.11	1.34	-0.15	1.30	2.53
30	1378.93	3.56	-0.41	3.47	4.79
31	2360.56	6.10	-0.57	6.08	6.77
32	3582.15	9.26	-0.87	7.23	7.81
33	2990.69	7.73	-0.43	8.03	5.96
34	2990.69	7.73	0.48	9.03	5.96
35	2360.56	6.10	0.62	7.39	6.77
36	3582.15	9.26	0.94	11.21	7.81
37	518.11	1.34	0.16	1.65	2.53
38	1378.93	3.56	0.44	4.40	4.79
39	2702.30	6.98	1.56	9.40	6.06
40	4187.99	10.82	2.97	15.18	8.59
41	1489.22	3.85	1.06	5.40	5.78
42	2272.49	5.87	1.61	8.23	5.76
43	3582.15	9.26	4.15	14.75	7.01
44	3582.15	9.26	4.15	14.75	7.01

REVISIÓN POR VOLTIO DE LOS MURGS DE LA FLANTA BAJA

MURGO	MU (Ton. - m)	FU (Ton.)	AS (ca2)	MO (Ton. - m)	FR (Ton.)	MR (Ton. - m)	MI
1	39.38	10.96	11.40	45.82	81.74	51.53	50.02
2	39.38	10.96	11.40	45.82	81.74	51.53	50.02
3	2.38	3.41	5.07	4.09	33.34	4.56	8.29
4	33.36	9.95	11.40	42.23	80.18	47.04	46.43
5	33.36	9.95	11.40	42.23	80.18	47.04	46.43
6	2.38	3.41	5.07	4.09	33.34	4.56	8.29
7	47.91	9.71	11.40	52.28	85.22	58.00	56.48
8	47.91	9.71	11.40	52.28	85.22	58.00	56.48
9	140.20	31.49	20.27	177.25	151.77	211.35	181.45
10	85.99	17.94	20.27	123.61	138.25	137.39	127.81
11	85.99	17.94	20.27	123.61	138.25	137.39	127.81
12	140.20	31.49	20.27	177.25	151.77	211.35	181.45
13	85.66	18.27	11.40	72.39	94.91	86.97	76.59
14	85.66	18.27	11.40	72.39	94.91	86.97	76.59
15	24.60	5.53	11.40	32.18	76.23	34.27	36.38
16	24.60	5.53	11.40	32.18	76.23	34.27	36.38
17	1.93	3.41	5.07	4.09	33.34	4.56	8.29
18	27.07	9.95	7.92	29.34	62.64	34.14	33.54
19	27.07	9.95	7.92	29.34	62.64	34.14	33.54
20	1.93	3.41	5.07	4.09	33.34	4.56	8.29
21	73.14	18.13	7.92	60.27	82.89	77.46	64.47
22	73.14	18.13	7.92	60.27	82.89	77.46	64.47
23	41.76	15.90	7.92	54.29	79.11	67.93	58.49
24	41.76	15.90	7.92	54.29	79.11	67.93	58.49
25	63.97	22.85	11.40	86.76	99.57	108.42	90.96
26	34.71	16.45	7.92	36.32	67.79	45.99	40.52
27	34.71	16.45	7.92	36.32	67.79	45.94	40.52
28	44.12	14.14	7.92	45.31	74.26	55.53	49.51
29	9.55	6.02	5.07	9.84	39.18	11.48	14.04
30	25.42	13.10	7.92	30.34	63.88	36.86	34.54
31	44.59	17.99	7.92	46.30	73.10	59.58	50.50
32	67.66	20.78	7.92	54.29	78.20	72.11	58.49
33	58.90	12.17	11.40	69.52	93.24	78.87	73.72
34	66.25	12.17	11.40	69.52	93.24	78.87	73.72
35	54.19	17.99	7.92	46.30	73.10	59.58	50.50
36	82.24	20.78	11.40	78.14	95.74	95.97	82.34
37	12.13	6.02	7.92	15.37	53.54	17.01	19.57
38	32.28	13.10	7.92	30.34	63.88	36.86	34.54
39	68.96	14.14	11.40	65.21	91.00	75.44	69.41
40	111.29	22.85	20.27	154.26	144.78	170.92	158.46
41	39.57	16.45	7.92	36.32	67.79	45.99	40.52
42	60.59	16.45	11.40	52.28	85.22	61.50	56.48
43	108.14	15.90	20.27	138.94	141.35	152.58	143.14
44	108.14	15.90	20.27	138.94	141.35	152.58	143.14

## V.2 DISEÑO DE LOS MUROS COMO COLUMNAS ANCHAS.

Para diseñar o revisar los muros en este punto, que se han idealizado como columnas anchas, se tomarán en cuenta las siguientes consideraciones:

- La distribución de deformaciones unitarias longitudinales en la sección transversal de un elemento es plana.
- Los esfuerzos de tensión son resistidos por el refuerzo únicamente.
- Existe adherencia perfecta entre el refuerzo y el concreto o mortero que lo rodea.
- La sección falla cuando se alcanza, en la mampostería, la deformación unitaria máxima a compresión que se tomará igual a 0.003.

Se diseñarán únicamente los muros de los ejes A y I que se encuentran en la planta baja.

Estos muros se diseñarán para la carga axial de diseño,  $P_u$ , obtenida de un análisis convencional y un momento amplificado,  $M_c$ , obtenido aproximadamente con el procedimiento que sigue:

$$M_c = F_{ab} M_{2b} + F_{as} M_{2s}$$

en donde:

$$F_{ab} = \frac{C_m}{1 - \frac{P_u}{P_c}} \geq 1.0$$

$$C_m = 0.6 + 0.4 \frac{M_1}{M_2} \geq 0.4$$

$$P_c = \frac{F R T^2 EI}{(H')^2}$$

$$EI = 0.4 \frac{E_c I_g}{1 + U}$$

$$F_{as} = 1 + \frac{W_u/h}{R/Q - 1.2 W_u/h}$$

- U = Relación entre el máximo momento de diseño por carga muerta y el máximo momento de diseño total.
- Mu = Suma de las cargas de diseño, muertas y vivas multiplicadas por el factor de carga correspondiente y acumuladas desde el extremo superior del edificio hasta el entrepiso considerado.
- R = Rigidez de entrepiso, definida como la fuerza cortante en ese entrepiso dividida entre el desplazamiento relativo de los niveles que lo limitan, provocado por la fuerza cortante mencionada (suma de rigideces de entrepiso de todos los muros de la estructura en la dirección analizada).
- Q = Cantidad adimensional definida en las Normas T.C. para diseño por sismos.
- h = Altura del entrepiso, entre ejes.

El reglamento señala que "M2b es el mayor de los momentos de diseño en los extremos del miembro, en valor absoluto, causado por aquellas cargas que no dan lugar a desplazamientos laterales apreciables; se obtiene de un análisis convencional y está multiplicado por el factor de carga correspondiente".

"Este momento no se tomará menor que el que resulte de aplicar la excentricidad mínima prescrita en 2.1.3 a). M2s es el mayor de los momentos de diseño en los extremos del miembro, en valor absoluto, causado por aquellas cargas que dan lugar a desplazamientos laterales apreciables; se obtiene de un análisis elástico convencional y está multiplicado por el factor de carga correspondiente".

Además, M1 y M2 son los momentos menor y mayor de los extremos el miembro, originados sólo por cargas verticales. La relación M1/M2 es positiva cuando el miembro se flexiona en curvatura simple, y negativa cuando lo hace en curvatura doble; si M1 = M2 = 0, este cociente se tomará igual a 1.

Primeramente se diseñará el muro correspondiente al marco Eje 1. La idealización del marco ya ha sido presentada anteriormente, así podemos ver que este muro corresponde al miembro número 20.

- Cálculo del factor Fab.

$$C_m = 0.6 + 0.4 \frac{M_1}{M_2} \geq 0.4$$

Para este caso:

$$M_1 = -0.4047 \text{ ton-m}$$

$$M_2 = 0.4015 \text{ ton-m}$$

$$\frac{M_1}{M_2} \rightarrow (+)$$

$$C_m = 0.6 + 0.4 \frac{(0.4047)}{0.4015} = 1.0 \geq 0.4$$

De los listados también se obtiene que:

$$P_u = 14.62 \text{ ton.}$$

- Cálculo de Pc.

Dado que el análisis es elástico lineal, se considerará válido obtener una relación lineal de momentos por carga muerta y cargas de diseño, por lo que:

$$\frac{C.M}{C.D} = \frac{490}{660} = 0.74$$

$$M_{Dis} = 122 \text{ ton.}$$

$$M_c.M. = 0.74 \times 122 = 90.3 \text{ ton.}$$

$$\therefore U = \frac{90.3}{122} = 0.74$$

$$EI = \frac{0.4 \times 90000 \times 0.45}{1 + 0.74} = 9310.3 \text{ ton-m}^2$$

Según las NTC de concreto para miembros cuyos extremos están soportados lateralmente, se tiene:

$$\psi_A = 528 \rightarrow K = 0.7 \rightarrow H' = 0.7 \times 2.4 = 1.68 \text{ m}$$

$$\psi_B = 0$$

$$P_c = \frac{0.8 \times (11)^2 \times 9310.3}{(168)^2} = 26045.6 \text{ ton}$$

$$F_{ab} = \frac{1}{1 - \frac{14.62}{26045.6}} = 1$$

- Cálculo del factor  $F_{as}$ .

$$M_u = 4.64 \text{ ton.}$$

$$h = 2.5 \text{ m.}$$

$$R = 21937.4 \text{ ton/m.}$$

$$Q = 2$$

$$F_{as} = 1 + \frac{\frac{4.64}{2.5}}{\frac{21937.4}{2} - 1.2 \times \frac{4.64}{2.5}}$$

$$F_{as} = 1$$

Por lo que el momento amplificado será:

$$\text{con } M_{2b} = 0.4047$$

$$6 M_{2b} = e_{\text{min}} P_u = (0.05 \times 330) \times 14.62 = 2.4 \text{ ton-m}$$

$$M_{2s} = 122.1 \text{ ton-m.}$$

$$\therefore M_c = 1 \times 2.40 + 1 \times 122.1 = 124.5 \text{ ton-m.}$$

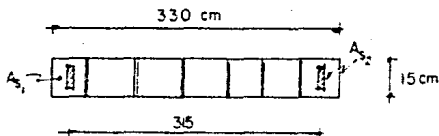
Por lo que el muro se tendrá que diseñar para:

$$P_u = 14.62 \text{ ton.}$$

$$M_u = 124.5 \text{ ton-m.}$$

A continuación se construirá su diagrama de interacción haciendo uso de un programa de computadora elaborado para estos fines.

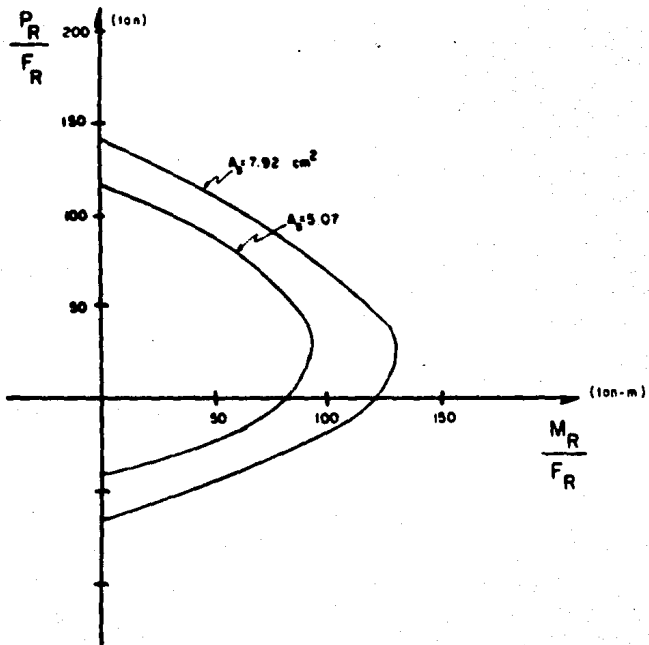
Se colocará en los extremos del muro, es decir, en los castillos un área de acero total de  $792 \text{ cm}^2$ , lo cual se muestra a continuación.



$$A_{s1} = 7.92 \text{ cm}^2$$

$$A_{s2} = 7.92 \text{ cm}^2$$

DIAGRAMA DE INTERACCION  
DEL MURO DE PLANTA BAJA  
DEL MARCO EJE 1





## MARCO EJE 1 (CARGA VERTICAL-SISMU)

## DATOS DE CARGA\*

NUMERO DE NUDOS CARGADOS = 10  
 NUMERO DE MIEMBROS CARGADOS = 5

CARGAS APLICADAS EN LOS NUDOS*			
NUDO	ACCION EN X	ACCION EN Y	ACCION EN Z
" 1	4.81000	0.00000	0.00000"
" 3	0.00000	3.80000	0.00000"
" 4	4.43000	0.00000	0.00000"
" 6	0.00000	3.60000	0.00000"
" 7	3.16000	0.00000	0.00000"
" 9	0.00000	3.60000	0.00000"
" 10	2.76000	0.00000	0.00000"
" 12	0.00000	3.60000	0.00000"
" 13	1.28000	0.00000	0.00000"
" 15	0.00000	3.60000	0.00000"

CARGAS EN LOS MIEMBROS*					
"	"	I	P(I)	M(I)	X(I)"
"CARGAS DEL MIEMBRO 1"	"	1	0.00	0.27	1.17"
"CARGAS DEL MIEMBRO 3"	"	1	0.00	0.52	1.17"
"CARGAS DEL MIEMBRO 5"	"	1	0.00	0.52	1.17"
"CARGAS DEL MIEMBRO 7"	"	1	0.00	0.52	1.17"
"CARGAS DEL MIEMBRO 9"	"	1	0.00	0.52	1.17"

DESPLAZAMIENTOS DE NUDOS*				
"	NUDO	DESPL. X	DESPL. Y	DESPL. Z"
"	1	0.107240	0.004046	0.003739"
"	2	0.106432	0.008331	0.002700"
"	3	0.105729	0.002205	-0.012962"
"	4	0.078119	0.003614	0.002522"
"	5	0.077349	0.007310	0.002889"
"	6	0.076681	1000.002049	-0.012762"

"	7	0.049865	0.002899	0.002434"
"	8	0.049314	0.006450	0.002609"
"	9	0.048836	0.001755	-0.011800"
"	10	0.025365	0.001956	0.001954"
"	11	0.024901	0.004893	0.002427"
"	12	0.024481	0.001320	-0.009594"
"	13	0.007291	0.000913	0.000892"
"	14	0.007060	0.002534	0.001575"
"	15	0.006859	0.000738	-0.005755"
"	16	0.000000	0.000000	0.000000"
"	17	0.000000	0.000000	0.000000"

REACCIONES DE APOYOS"

"	NUDD	REAC. X	REA. Y	REAC. Z"
"	16	-0.033031	-0.821753	0.035661"
"	17	-16.406555	-14.617003	122.055618"

ACCIONES DE EXTREMO DE LOS MIEMBROS"

"	MIEMBRO	NUDD	AXIAL	CORTANTE	MOMENTO 2 "
"	1	1	4.6660	-0.3887	-0.1641"
"		2	-4.6660	0.7059	-0.4755"
"	2	2	4.6658	-0.7059	0.4755"
"		3	-4.6658	0.7059	-1.6473"
"	3	4	4.4393	-0.2547	-0.3117"
"		5	-4.4393	0.8657	-0.3422"
"	4	5	4.4394	-0.8657	0.3422"
"		6	-4.4394	0.8657	-1.7792"
"		7	3.1776	-0.2055	-0.2840"
"		8	-3.1776	0.8165	-0.3124"
"	6	8	3.1776	-0.8165	0.3124"
"		9	-3.1776	0.8165	-1.6678"
"	7	10	2.7923	-0.0899	-0.2282"
"		11	-2.7923	0.7009	-0.2329"
"	8	11	2.7924	-0.7009	0.2329"
"		12	-2.7924	0.7009	-1.3964"
"		13	1.3318	0.1170	-0.1323"
"		14	-1.3318	0.4940	-0.0868"
"	10	14	1.3318	-0.4940	0.0868"
"		15	-1.3318	0.4940	-0.9068"
"	11	1	-0.3887	0.1440	0.1641"
"		4	0.3887	-0.1440	0.1600"
"	12	3	-3.0941	4.6665	1.6482"
"		6	3.0941	-4.6665	8.8514"
"	13	4	-0.6433	0.1347	0.1517"
"		7	0.6433	-0.1347	0.1514"
"	14	5	-5.8284	9.1050	-7.0712"

"		9	5.8284	-9.1050	27.5575"
"	15	7	-0.8488	0.1171	0.1326"
"		10	0.0488	-0.1171	0.1310"
"	16	9	-8.6119	12.2823	-25.8904"
"		12	8.6119	-12.2823	53.5258"
"	17	10	-0.9387	0.0848	0.0972"
"		13	0.9387	-0.0848	0.0936"
"	18	12	-11.5110	15.0749	-52.1294"
"		15	11.5110	-15.0749	86.0479"
"	19	13	-0.8218	0.0330	0.0387"
"		16	0.8218	-0.0330	0.0357"
"	20	15	-14.6170	16.4066	-85.1410"
"		17	14.6170	-16.4066	122.0556"

MARCO EJE 1 (SISMO)

DATES DE CARGA\*

NUMERO DE NUDOS CARGADOS = 5  
NUMERO DE MIEMBROS CARGADOS = 1

CARGAS APLICADAS EN LOS NUDOS\*

NUDO	ACCION EN X	ACCION EN Y	ACCION EN Z
" 1	4.81000	0.00000	0.00000*
" 4	4.43000	0.00000	0.00000*
" 7	3.16000	0.00000	0.00000*
" 10	2.76000	0.00000	0.00000*
" 13	1.28000	0.00000	0.00000*

CARGAS EN LOS MIEMBROS\*

	I	P(I)	M(I)	X(I)*
"CARGAS DEL MIEMBRO 1"	1	0.00	0.00	1.17*

DESPLAZAMIENTOS DE NUDOS\*

NUDO	DESPL.X	DESPL.Y	DESPL.Z*
" 1	0.109572	0.002489	0.000875*
" 2	0.108760	0.007259	-0.000401*
" 3	0.108055	-0.000386	-0.013292*
" 4	0.077724	0.007922	0.000403*
" 5	0.078955	0.008637	-0.000120*
" 6	0.078287	-0.000360	-0.013071*
" 7	0.050827	0.006722	0.000683*
" 8	0.050277	0.007722	0.000166*
" 9	0.049799	-0.000306	-0.012062*
" 10	0.022833	0.004916	0.000828*
" 11	0.022556	0.006054	0.000367*
" 12	0.024831	-0.000222	-0.009797*
" 13	0.007406	0.002611	0.000667*
" 14	0.007176	0.002196	0.000307*
" 15	0.006976	-0.000157	-0.000256*
" 16	0.000000	0.000000	0.000000*

MUDO	REAC. X	REAC. Y	REAC. Z
16	-0.032482	-2.350130	0.035421
17	-16.407074	2.350129	123.922577

ACCIONES DE EXTREMO DE LOS MIEMBROS

MIEMBRO	MUDO	AXIAL	CORTANTE	MOMENTO Z
1	1	4.5854	-0.5074	-0.1411
	2	-4.6854	0.5074	-0.4525
2	2	4.6851	-0.5074	0.4525
	3	-4.6851	0.5074	-1.2947
3	4	4.4346	-0.5758	-0.2739
	5	-4.4346	0.5758	-0.3998
4	5	4.4349	-0.5758	0.3998
	6	-4.4349	0.5758	-1.3556
5	7	3.1736	-0.5417	-0.2547
	8	-3.1736	0.5417	-0.3791
6	8	3.1737	-0.5417	0.3791
	9	-3.1737	0.5417	-1.2784
7	10	2.7862	-0.4498	-0.2102
	11	-2.7862	0.4498	-0.3161
8	11	2.7862	-0.4498	0.3161
	12	-2.7862	0.4498	-1.0628
9	13	1.3276	-0.2754	-0.1275
	14	-1.3276	0.2754	-0.1947
10	14	1.3276	-0.2754	0.1947
	15	-1.3276	0.2754	-0.6519
11	1	-0.5074	0.1247	0.1411
	4	0.5074	-0.1247	0.1394
12	3	0.5074	4.6855	1.2953
	6	-0.5074	-4.6855	9.2471
13	4	-1.0831	0.1199	0.1345
	7	1.0831	-0.1199	0.1354
14	6	1.0831	9.1202	-7.8904
	9	-1.0831	-9.1202	28.4110
15	7	-1.6249	0.1063	0.1193
	10	1.6249	-0.1063	0.1198
16	9	1.6249	12.2931	-27.1328
	12	-1.6249	-12.2931	54.7922
17	10	-2.0747	0.0801	0.0904
	13	2.0747	-0.0801	0.0898
18	12	2.0747	15.0795	-53.7297
	15	-2.0747	-15.0795	87.6585
19	13	-2.3501	0.0325	0.0377
	16	2.3501	-0.0325	0.0354
20	15	2.3501	16.4071	-87.0067
	17	-2.3501	-16.4071	123.9226

MAPA EJE : (CARGA VERTICAL)

DATOS DE CARGA"

NUMERO DE NUDOS CARGADOS = 5  
NUMERO DE MIEMBROS CARGADOS = 1

" CARGAS APLICADAS EN LOS NUDOS"

NUDO	ACCION EN Y	ACCION EN Y	ACCION EN Z
" 1	0.00000	3.80000	0.00000"
" 2	0.00000	3.80000	0.00000"
" 9	0.00000	3.50000	0.00000"
" 12	0.00000	3.80000	0.00000"
" 15	0.00000	3.80000	0.00000"

" CARGAS EN LOS MIEMBROS"

	I	P(I)	W(I)	X(I)"
" CARGAS DEL MIEMBRO 1"				
"	1	0.00	0.00	1.17"

" DESPLAZAMIENTOS DE NUDOS"

NUDO	DESPL.X	DESPL.Y	DESPL.Z"
" 1	-0.000527	0.000538	0.001045"
" 2	-0.000525	0.001731	0.000973"
" 3	-0.000524	0.002753	0.000074"
" 4	-0.000359	0.000499	0.000947"
" 5	-0.000359	0.001621	0.000912"
" 6	-0.000359	0.002563	0.000073"
" 7	-0.000213	0.000418	0.000815"
" 8	-0.000213	0.001384	0.000784"
" 9	-0.000213	0.002193	0.000059"
" 10	-0.000093	0.000302	0.000617"
" 11	-0.000093	0.001033	0.000593"
" 12	-0.000093	0.001843	0.000043"
" 13	-0.000024	0.000159	0.000348"
" 14	-0.000025	0.000570	0.000334"
" 15	-0.000025	0.000912	0.000022"
" 16	0.000000	0.000000	0.000000"
" 17	0.000000	0.000000	0.000000"

REACCIONES DE APGYS\*

MUDO	REAC.X	REA.Y	REAC.Z
15	0.001451	-0.12652	0.001059
17	0.001459	-18.057358	-0.404748

ACCIONES DE EXTREMO DE LOS MIEMBROS\*

MIEMBRO	MUDO	AXIAL	CORTANTE	MOMENTO Z
1	1	-0.0083	-0.0352	-0.0095
	2	0.0083	0.0352	-0.0316
2	2	-0.0083	-0.0352	0.0316
	3	0.0083	0.0352	-0.0900
3	4	-0.0010	-0.0373	-0.0176
	5	-0.0010	0.0373	-0.0260
4	5	-0.0010	-0.0373	-0.0260
	6	-0.0010	0.0373	-0.0890
5	7	0.0014	-0.0321	-0.0150
	8	-0.0014	0.0321	-0.0225
6	8	0.0014	-0.0321	0.0225
	9	-0.0014	0.0321	-0.0758
7	10	0.0019	-0.0243	-0.0114
	11	-0.0019	0.0243	-0.0171
8	11	0.0019	-0.0243	0.0171
	12	-0.0019	0.0243	-0.0575
9	13	0.0026	-0.0137	-0.0063
	14	-0.0026	0.0137	-0.0097
10	14	0.0026	-0.0137	0.0097
	15	-0.0026	0.0137	-0.0325
11	1	-0.0352	0.0083	0.0095
	4	0.0352	-0.0083	0.0092
12	3	-3.7648	-0.0083	0.0500
	6	3.7648	0.0083	-0.1088
13	4	-0.0725	0.0073	0.0084
	7	0.0725	-0.0073	0.0080
14	6	-7.3275	-0.0073	0.1965
	9	7.3275	0.0073	-0.2122
15	7	-0.1046	0.0060	0.0070
	10	0.1046	-0.0060	0.0064
16	9	-10.5954	-0.0060	0.2850
	12	10.5954	0.0060	-0.3024
17	10	-0.1290	0.0040	0.0050
	13	0.1290	-0.0040	0.0041
18	12	-14.4711	-0.0040	0.2579
	15	14.4711	0.0040	-0.2670
19	13	-0.1407	0.0015	0.0020
	16	0.1407	-0.0015	0.0011
20	15	-0.0015	-0.0015	-0.0011
	17	0.0015	0.0015	-0.0011

MARCO LINES A Y N (CARGA VERTICAL-SISMO)

" DATOS DE CARGA"

NUMERO DE NUDOS CARGADOS = 5  
 NUMERO DE MIEMBROS CARGADOS = 1

" CARGAS APLICADAS EN LOS NUDOS"

NUDO	ACCION EN X	ACCION EN Y	ACCION EN Z
" 1	14.94000	7.17000	0.00000"
" 2	14.05000	6.81000	0.00000"
" 3	10.71000	6.81000	0.00000"
" 4	7.84000	6.81000	0.00000"
" 5	4.47000	6.81000	0.00000"

" CARGAS EN LOS MIEMBROS"

"	1	P(I)	W(I)	X(I)"
"CARGAS DEL MIEMBRO 1"	1	0.00	0.00	2.50"

" DESPLAZAMIENTOS DE NUDOS"

"	NUDO	DESPL. X	DESPL. Y	DESPL. Z"
"	1	0.003963	0.003208	-0.009395"
"	2	0.060637	0.002987	-0.009202"
"	3	0.038422	0.002556	-0.008445"
"	4	0.019146	0.001914	-0.006805"
"	5	0.005332	0.001062	-0.004043"
"	6	0.000000	0.000000	0.000000"



REACCIONES DE APOYOS\*

NUDO	REAC. X	REAC. Y	REAC. Z*
6	-52.010010	-34.410000	457.949750*

ACCIONES DE EXTREMO DE LOS MIEMBROS\*

MILVARO	NUDO	AXIAL	CORTANTE	MOMENTO Z *
1	1	-7.1700	14.9399	0.0005*
	2	7.1700	-14.9399	37.3506*
2	2	-13.9600	28.9888	-37.3521*
	3	13.9600	-28.9888	109.8228*
3	3	-20.7900	39.7004	-109.8247*
	4	20.7900	-39.7004	209.0757*
4	4	-27.6000	47.5405	-209.0745*
	5	27.6000	-47.5405	327.9255*
5	5	-34.4100	52.0100	-327.9251*
	6	34.4100	-52.0100	457.9500*

MARCO EJES A Y M (CARGA VERTICAL)

" DATOS DE CARGA"

NUMERO DE NUDOS CARGADOS = 5  
NUMERO DE MIEMBROS CARGADOS = 1

" CARGAS APLICADAS EN LOS NUDOS"

NUDO	ACCION EN X	ACCION EN Y	ACCION EN Z
" 1	0.00000	7.17000	0.00000"
" 2	0.00000	6.81000	0.00000"
" 3	0.00000	6.81000	0.00000"
" 4	0.00000	6.81000	0.00000"
" 5	0.00000	6.81000	0.00000"

" CARGAS EN LOS MIEMBROS"

"CARGAS DEL MIEMBRO 1"	I	F(I)	M(I)	X(I)"
"	1	0.00	0.00	2.50"

" DESPLAZAMIENTOS DE NUDOS"

NUDO	DESPL. X	DESPL. Y	DESPL. Z"
" 1	-0.000000	0.003208	0.000000"
" 2	-0.000000	0.002987	0.000000"
" 3	-0.000000	0.002556	0.000000"
" 4	-0.000000	0.001914	0.000000"
" 5	-0.000000	0.001062	0.000000"
" 6	0.000000	0.000000	0.000000"

REACCIONES DE APOYOS

NUDO	REAC. X	REAC. Y	REAC. Z
6	0.00000	-34.41000	-0.00000

ACCIONES DE EXTREMO DE LOS MIEMBROS

MIEMBRO	NUDO	AXIAL	CORTANTE	MOMENTO Z
1	1	-7.1700	0.0000	0.0000
	2	7.1700	0.0000	-0.0000
2	3	-13.5800	-0.0000	0.0000
	4	13.5800	0.0000	-0.0000
3	5	-20.7700	-0.0000	0.0000
	6	20.7700	0.0000	-0.0000
4	7	-27.6000	-0.0000	0.0000
	8	27.6000	0.0000	-0.0000
5	9	-34.4100	-0.0000	0.0000
	6	34.4100	0.0000	-0.0000

MARCO EJES A Y M (SISMO)

" DATOS DE CARGA"

NUMERO DE NUDOS CARGADOS = 5  
NUMERO DE MIEMBROS CARGADOS = 1

" CARGAS APLICADAS EN LOS NUDOS"

NUDO	ACCION EN X	ACCION EN Y	ACCION EN Z
" 1	14.94000	0.00000	0.00000"
" 2	14.05000	0.00000	0.00000"
" 3	10.71000	0.00000	0.00000"
" 4	7.84000	0.00000	0.00000"
" 5	4.47000	0.00000	0.00000"

" CARGAS EN LOS MIEMBROS"

"CARGAS DEL MIEMBRO 1"	I	P(I)	W(I)	X(I)"
"	1	0.00	0.00	2.50"

" DESPLAZAMIENTOS DE NUDOS"

NUDO	DESPL.X	DESPL.Y	DESPL.Z"
" 1	0.085763	0.000000	-0.009395"
" 2	0.060637	0.000000	-0.009202"
" 3	0.038422	0.000000	-0.008445"
" 4	0.019146	0.000000	-0.006805"
" 5	0.005332	0.000000	-0.004043"
" 6	0.000000	0.000000	0.000000"

REACCIONES DE APOYOS

NUDO	REAC. X	REAC. Y	REAC. Z"
6	-52.010010	0.000000	427.949950"

ACCIONES DE EXTREMO DE LOS MIEMBROS

MIEMBRO	NUDO	AXIAL	CORTANTE	MOMENTO Z "
1	1	0.0000	14.9399	0.0005"
	2	0.0000	-14.9399	37.0504"
2	2	0.0000	28.9886	-37.0521"
	3	0.0000	-28.9886	109.8228"
3	3	0.0000	39.7004	-109.8247"
	4	0.0000	-39.7004	209.0757"
4	4	0.0000	47.5405	-209.0745"
	5	0.0000	-47.5405	327.9255"
5	5	0.0000	52.0100	-327.9251"
	6	0.0000	-52.0100	457.9500"

A continuación se llevará a cabo el diseño del muro que corresponde al marco eje A o M. Su correspondiente idealización ha sido presentada con anterioridad, por lo que podemos ver que este muro corresponde al miembro número 5.

- Cálculo del factor  $F_{ab}$ :

$$\text{con } M_1 = M_2 = 0 \text{ ----> } \frac{M_1}{M_2} = 1$$

$$C_m = 0.6 + 0.4 \times 1 = 1 \geq 0.4$$

$$P_u = 34.41 \text{ ton.}$$

- Cálculo de  $P_c$ :

$$v = 0.74 \text{ (calculada en el diseño anterior)}$$

$$\text{----> } EI = 9310.3 \text{ ton/m}^2$$

$$\begin{aligned} \psi_A = 00 \text{ ----> } K = 1 \text{ (para miembros cuyos extre-} \\ \psi_B = 00 \text{ mos están soportados} \\ \text{lateralmente)} \end{aligned}$$

$$H' = 1 \times 2.4 = 2.4 \text{ m}$$

$$P_c = \frac{0.8 \times ( )^2 \times 9310.3}{(2.4)^2} = 12762.4 \text{ ton}$$

$$P_c = \frac{1}{1 - \frac{34.41}{12762.4}} = 1$$

- Cálculo del factor  $F_{as}$ :

$$W_u = 4.64 \text{ ton.}$$

$$h = 2.5 \text{ m}$$

$$R = 38,809.6 \text{ ton.}$$

$$Q = 2$$

$$F_{as} = 1 + \frac{\frac{4.64}{2.5}}{\frac{38,809.6}{2} - 1.2 \times \frac{4.64}{2.5}}$$

$$Fas = 1$$

Por lo que el momento amplificado será:

$$\text{con } M2b = 0 \quad \delta \quad M2b = (0.05 \times 6.0) \times 34.41 = 10.32 \text{ ton/m}$$

Rige

$$M2s = 457.95 \text{ ton/m}$$

$$\therefore Mc = 1 \times 10.32 + 1 \times 457.95 = 468.27 \text{ ton/m}$$

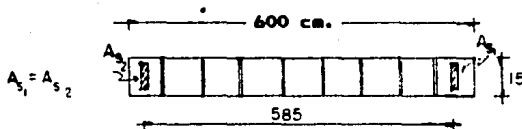
Por lo tanto, el muro se tendrá que diseñar para:

$$Pu = 34.41 \text{ ton.}$$

$$Mu = 468.27 \text{ ton.m}$$

Su diagrama de interacción se presenta en la siguiente figura.

Se colocará en los extremos del muro, es decir, en los castillos un Área total de 17.1 cm<sup>2</sup> lo cual se muestra a continuación.



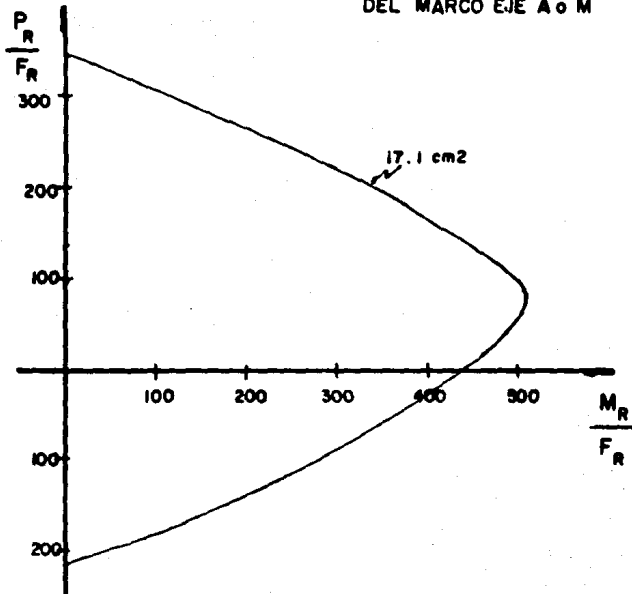
Revisión por cortante del muro correspondiente al marco eje A o M.

Para llevar a cabo esta revisión se considerará lo siguiente:

$$\begin{aligned} 0.7 \text{ fec } 2000 A_s &= 0.7 \times 15 \times 600 \times 15 + 2000 (2 \times 11.4) \\ &= 140,100 \text{ kg} > Pu = 34,410 \text{ kg.} \end{aligned}$$

Por el resultado antes obtenido la fuerza cortante que toma el concreto, VCR, se obtendrá de la siguiente

DIAGRAMA DE INTERACCION  
DEL MURO DE PLANTA BAJA  
DEL MARCO EJE A o M





manera:

$$p = \frac{A_s \text{ (carga de compresión mínima)}}{bd}$$

$$p = \frac{5.7}{15 \times 595} = 0.00064 < 0.01$$

$$\rightarrow VCR = FR \, bd \, (0.2 + 30 p) \sqrt{f_{cc}} \left[ 1 + 0.007 \left( \frac{P_u}{A_g} \right) \right]$$

$$VCR = 0.8 \times 15 \times 595 (0.2 + 30 \times 0.00064) \sqrt{15} \left[ 1 + 0.007 \times \frac{34410}{15 \times 600} \right]$$

$$VCR = 6223.8 \text{ kg.}$$

$$S = \frac{FR \, A_y \, F_y \, d}{(V_u - VCR)} = \frac{0.8 \times 2.53 \times 4200 \times 595}{34410 - 6223.8} = 100.7 \text{ cm (2 varas @ 4)}$$

Dado que los muros tienen una altura libre de 240 cm, se hace necesario colocar acero horizontal a la mitad de la altura de los mismos. No hay que perder de vista que el resultado obtenido anteriormente es para un muro de planta baja que está sometido a mayor carga actuante óltima con respecto a un muro que se encuentre en otro entrepiso; por lo que la separación obtenida será mayor conforme la ubicación del muro sea en un nivel superior.

De este modo, se propone que el armado y la separación anteriores sean considerados para todos los muros en cualquier nivel y dirección. Si bien es cierto, que la separación de este refuerzo irá disminuyendo, ésta seguirá cumpliéndose puesto que los muros están confinados por dadas y castillos.

El armado de los castillos se presenta en el plano estructural (Plano No. 2).

### V.3 DISEÑO DEL SISTEMA DE PISO.

El sistema de piso está formado por tableros de losa maciza, trabes y cerramientos de concreto. A continuación se hará el diseño de cada uno de estos elementos.

#### DISEÑO DE LA LOSA.

Primeramente se obtendrá el peralte efectivo mínimo, según lo marcan las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de estructuras de concreto, éste se obtendrá de la siguiente manera:

$$d = 0.034 \sqrt[4]{f_s W \frac{P}{300}}$$

en donde:

d = Peralte efectivo mínimo en cm.

$f_s$  = Esfuerzo en el acero en condiciones de servicio en  $\text{kg/cm}^2$  (puede suponerse igual a  $0.6 f_y$ ).

W = Es la carga en condiciones de servicio en  $\text{kg/m}^2$ .

P = Perímetro del tablero, considerando los incrementos a los lados discontinuos según el tipo de apoyo (50% si los apoyos de la losa no son monolíticos con ella, y 25% cuando lo son).

Se diseñará un tablero del primer nivel comprendido entre los ejes L-M y 4-6.

Datos:

$$W = 660 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_s = 0.6 f_y = 0.6 \times 4200 = 2520 \text{ kg/cm}^2$$

$$P = (345+277.5) \times 1.25 + 345 + 277.5 = 1400.63 \text{ cm.}$$

$$\therefore d = 0.034 \times \sqrt[4]{2520 \times 660 \times \frac{1400.63}{300}}$$

$$d = 5.7 \text{ cm}$$

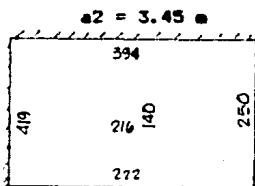
$$h = d + r = 5.7 + 2 = 7.7 \text{ cm}$$

$$h = 10 \text{ cm}$$

$$d = 8 \text{ cm}$$

Por tanto, este tablero tendrá un peralte efectivo de 8 cm.

Las condiciones de apoyo del tablero son las siguientes:



$$\frac{a_1}{a_2} = \frac{227.5}{345} = 0.8$$

$$a_1 = 2.775 \text{ m}$$

Los coeficientes que se indican en el tablero fueron obtenidos con la tabla IV.1 de las normas ya citadas.

Con la siguiente expresión se obtienen los momentos en el tablero:

$$M = C \times 10^{-4} \times W \times a_1^2$$

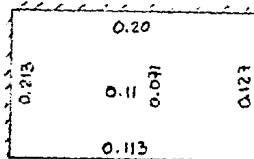
en donde:

M = Momento por unidad de ancho.

C = Coeficiente.

W = Carga en condiciones de servicio en ton/m<sup>2</sup>.

a<sub>1</sub> = Claro corto en m.



$$\text{Como } p = \frac{A_s}{bd}$$

- $p$  = Porcentaje de acero.  
 $A_s$  = Area del acero.  
 $b$  = Ancho unitario.  
 $d$  = Peralte efectivo.

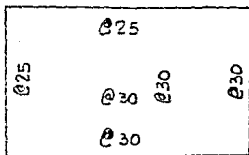
De la página 645 de la referencia No. 5 se obtiene que para un concreto de  $f'c = 250 \text{ kg/cm}^2$ , un acero con  $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$  y con  $\frac{M_u}{bd^2}$  el porcentaje de acero correspondiente al mayor acosto que es de 0.213 ton/a es:

$$\frac{M_u}{bd^2} = \frac{0.213 \times 10^5 \times 1.4}{100 \times 8^2} = 4.7 \rightarrow P_{min} = \frac{0.7 \sqrt{f'c}}{f_y} = 0.00264$$

∴  $A_s = p \times b \times d = 0.00264 \times 100 \times 8 = 2.11 \text{ cm}^2$   
 para varillas del número 3 se tiene que:

$$S = \frac{a_s \times 100}{A_s} = \frac{0.71 \times 100}{2.11} = 33.6 \text{ ca.}$$

Por tanto, el tablero en estudio tendrá el siguiente armado:



Vars. e 3  
h = 10 cm.

Revisión de la resistencia a fuerza cortante.

Según lo marcan las normas de concreto, la fuerza cortante que actúan en un ancho unitario se calcula con la expresión:

$$V = \frac{(a_1 - d)}{2} \frac{M}{1 + \frac{(a_1)^2}{a_2^2}} = \frac{(2,775 - 0,08)}{2} \times \frac{0,66}{1 - (0,8)^2}$$

$$V = 1,17 \text{ ton/m.}$$

Como existen bordes continuos y discontinuos, el valor de V se incrementará en un 15%.

$$\therefore V = 1,17 \times 1,15 = 1,35 \text{ ton/m.}$$

La resistencia de la losa a fuerza cortante se supondrá igual a:

$$VR = 0,5 FR \text{ bd } \sqrt{f_{tc}} ; \quad FR = 0,8$$

$$f_{tc} = 0,8 f'c = 0,8 \times 250 = 200 \text{ kg/cm}^2$$

$$VR = 0,5 \times 0,8 \times 100 \times 8 \sqrt{200}$$

$$VR = 4,53 \text{ ton}$$

que es la fuerza cortante resistente por franja de ancho igual a 100 cm.

Finalmente se diseñará el tablero de la azotea que está comprendido entre los ejes I-L y 5'-8. El tablero

tiene la siguiente configuración:



$$W = 661 \text{ kg/m}$$

$$\frac{a_1}{a_2} = \frac{3.45}{5.8} = 0.6$$

$$a_1 = 3.45 \text{ m}$$

$$P = (3.45 \times 2 + 5.8 \times 2) \times 1.25$$

$$P = 23.13 \text{ m} = 2313 \text{ cm}$$

$$a_2 = 5.7 \text{ m}$$

Cálculo del peralte mínimo

$$d = 0.034 \times \sqrt[4]{2520 \times 661 \times \frac{2313}{300}}$$

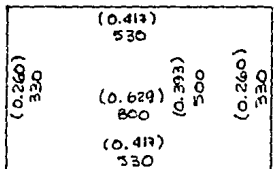
$$d = 9.41$$

$$h = 9.41 + 2 = 11.41 \text{ cm}$$

$$\therefore h = 12 \text{ cm}$$

$$d = 9 \text{ cm}$$

A continuación se muestran los coeficientes para momento y los momentos correspondientes en paréntesis calculados según lo marcan las normas.



Nota: Momentos en ton-m por unidad de ancho.

Para el momento de mayor magnitud se tiene:

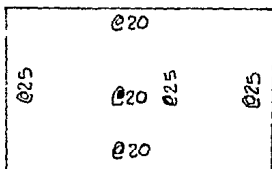
$$\frac{M_u}{bd} = \frac{0.629 \times 10^4 \times 1.4}{100 \times 9^2} = 10.87 \rightarrow P_{min} = 0.2034$$

$$\therefore A_s = 0.0034 \times 100 \times 9 = 3.06 \text{ cm}^2$$

para varillas del número 3:

$$S = \frac{0.71 \times 100}{3.06} = 23.2 \text{ cm}$$

Finalmente, el tablero tendrá el siguiente armado:



Vars. # 3

h = 12 cm

El armado de todos los tableros se presenta en el plano número 2.

#### DISEÑO DE LAS TRABES.

Para fines de este trabajo se considerará válido lo que a continuación se menciona.

Dado que la estructuración en planta es la misma en todos los niveles, se hará el diseño de las trabes del nivel de azotea, ya que este nivel tiene mayor especificación de carga, y se considerará que el armado de éstas es el mismo para las trabes de los niveles inferiores de la estructura, quedando de este modo del lado de la seguridad.

### Diseño de la trabe T - 4

Condiciones de apoyo:

$$f'c = 250 \text{ kg/cm}^2$$

$$E = 14000 \cdot 250 = 221\,359.4 \text{ kg/cm}^2$$

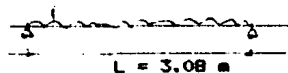
$$f_s = 0.8 \times 250 = 200 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$$

$$M_{\max} = \frac{W \cdot L^2}{8} = 1.04 \text{ ton-m}$$

$$V_{\max} = \frac{W \cdot L}{2} = 1.35 \text{ ton.}$$

$$W = 875 \text{ ton/m}$$



$$\text{Si } b = 15 \text{ y } h = 25$$

$$I = \frac{bh^3}{12} = \frac{15 \times (25)^3}{12} \times 0.5 = 9765.6 \text{ cm}^4$$

$$\Delta_i = \frac{5 \cdot M_{\max}^2}{384 \cdot EI} = \frac{5}{384} \times \frac{8.75 \times (3.08)^4}{221359.4 \times 9765.6} = 0.474 \text{ cm}$$

$$\Delta_{\text{dif}} = 0.474 \times 1.77 = 0.84 \text{ cm}$$

$$\Delta T = \Delta_i + \Delta_{\text{dif}} = 0.474 + 0.840 = 1.314 \text{ cm}$$

$$\Delta_{\text{per}} = \frac{3.08}{2.4} + 0.5 = 1.78 \text{ cm}$$

como  $\Delta T < \Delta_{\text{per}}$  . . Correcto.

Diseño por flexión:

$$\frac{M_u}{bd^2} = \frac{1.04 \times 10^5 \times 1.4}{15 \times (23)^2} = 18.35 \rightarrow P = 0.0055$$

De la ref. No. 5



$$A_s = 0.0055 \times 15 \times 23 = 1.90 \text{ cm}^2 \quad \rightarrow 2 \# 4$$

$$A_s = 0.00264 \times 15 \times 23 = 0.91 \text{ cm}^2 \quad \rightarrow 2 \# 3$$

Diseño por cortante:

$$V_u = 1.35 \times 1.4 = 1.89 \text{ ton.}$$

$$VCR = FR \text{ bd } (0.2 + 30\rho) \sqrt{f_{ec}}$$

$$= 0.8 \times 15 \times 23 (0.2 + 30 \times 0.0055) \times \sqrt{200}$$

$$VCR = 1.42 \text{ ton}$$

Para estribos verticales (Vars. # 3):

$$S = \frac{FR A_v f_y d}{V_u - VCR} = \frac{0.8 \times 1.42 \times 4200 \times 23}{1890 - 1420}$$

$$S = 233.48$$

$$S_{\max} = \frac{FR A_v f_y}{3.5b} = \frac{0.8 \times 1.42 \times 4200}{3.5 \times 15}$$

$$S_{\max} = 90.88 \text{ cm.}$$

Por tanto, el armado de la trabe T - 4 será el que se indica en el plano número 2.

### Diseño de la trabe T - 8

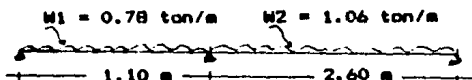
Condiciones de apoyo:

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

$$f_{t,c} = 200 \text{ kg/cm}^2$$

$$E = 221359.4 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$$



$$\text{si } b = 15 \text{ y } h = 25 \rightarrow I = 9765.6 \text{ cm}^4$$

$$\Delta i = \frac{W L^4}{185 E I} = \frac{10.6 \times (260)^4}{185 \times 221359.4 \times 9765.6} = 0.12 \text{ cm}$$



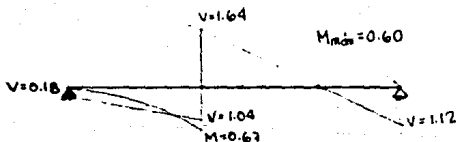
$$\Delta_{dif} = 0.12 \times 1.77 = 0.21 \text{ cm}$$

$$\Delta T = \Delta i + \Delta_{dif} = 0.12 + 0.21 = 0.33 \text{ cm}$$

$$\Delta_{per} = \frac{2.6}{2.4} + 0.5 = 1.6 \text{ cm}$$

como  $\Delta T < \Delta_{per}$  . . Correcto.

Diseño por flexión:



$$\frac{M_u}{bd^2} = \frac{0.6 \times 10^5 \times 1.4}{15 \times (23)^2} = 10.59 \rightarrow P = 0.0032$$

$$A_s = 0.0032 \times 15 \times 23 = 1.10 \text{ cm}^2 \rightarrow 2 \text{ \# } 4$$

$$\frac{M_u}{bd^2} = \frac{0.67 \times 10^5 \times 1.4}{15 \times (23)^2} = 11.83 \rightarrow P = 0.0037$$

$$A_s = 0.0037 \times 15 \times 23 = 1.28 \text{ cm}^2 \rightarrow 2 \text{ \# } 4$$

Diseño por cortante:

$$V_u = 1.64 \times 1.4 = 2.3 \text{ ton.}$$

$$V_{CR} = 1.42 \text{ ton.}$$

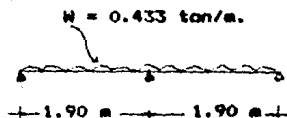
Para estribos verticales (Vars. # 3)

$$S = \frac{FR A_u f_y d}{V_u - V_{CR}} = \frac{0.8 \times 1.42 \times 4200 \times 23}{2300 - 1420} = 124.7$$

$$S_{max} = 90.88 \text{ cm}$$

Por tanto, el armado de la trabe T - B se presenta en el plano número 2.

Diseño de la trab T - B



$$\text{con } b = 15 \text{ y } h = 25 \rightarrow I = 9765.6 \text{ cm}^4$$

$$\Delta_i = \frac{W L^4}{185EI} = \frac{4.33 \times (190)^4}{185 \times 221359.4 \times 9765.6} = 0.014 \text{ cm}$$

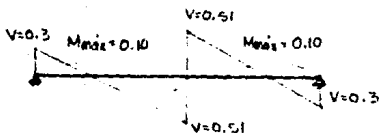
$$\Delta_{dif} = 0.014 \times 1.77 = 0.025 \text{ cm}$$

$$\Delta_T = \Delta_i + \Delta_{dif} = 0.014 + 0.025 = 0.039$$

$$\Delta_{per} = \frac{1.9}{2.4} + 0.5 = 1.3 \text{ cm}$$

como  $\Delta T < \Delta_{per}$  . . . Correcto.

**Diseño por flexión:**



$$\frac{M_u}{bd^2} = \frac{0.2 \times 10.5 \times 1.4}{15 \times (23)^2} = 3.53 \quad \rightarrow \quad P_{min} = 0.00264$$

$$A_s = 0.00264 \times 15 \times 23 = 0.91 \text{ cm}^2 \quad \rightarrow \quad 2 \# 4$$

**Diseño por cortante:**

$$V_u = 0.51 \times 1.4 = 0.71 \text{ ton.}$$

VCR = 1.42 ton. --> No requiere acero por cortante por lo que se colocará el acero mínimo.

Por tanto, el armado de la trabe T-9 se presenta en el plano número 2.

Por los resultados obtenidos en el diseño de las trabes se propone el armado de los cerramientos, también indicado en el mismo plano.

## DISEÑO DE LAS ESCALERAS.

### Especificación de carga para las escaleras.

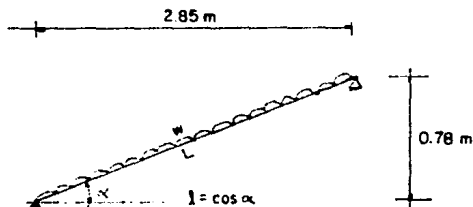
Rampa	$2400 \times 0.1 = 240 \text{ kg/m}$
Pedacera de tabique	$1500 \times 0.1562 = 234.3 \text{ kg/m}$
Granito de terrazo 20x20	$= 45 \text{ kg/m}$
Mortero cemento-arena	$210 \times 0.025 = 5.25 \text{ kg/m}$
	-----
C.M.	$= 525 \text{ kg/m}^2$
C.V.	$= 100 \text{ kg/m}^2$
	-----
C TOTAL	$= 625 \text{ kg/m}^2$

### Obtención del arado de las escaleras.

Según corte A - A por las escaleras.

- Longitud en planta = 2.85 m.
- Considerando un metro de ancho por la rampa.

El modelo con que se hará el análisis será el siguiente:



con  $W = 0.625 \text{ ton/m}$ .

Si el enlace de las cadenas y los muros se considera articulado, el cálculo, para efectos de

determinar el momento máximo, se realiza con el claro que la rampa tiene en planta.

$$M_{\max} = \frac{Wl^2}{8} = \frac{0.625 \times (2.85)^2}{8} = 0.635 \text{ ton/m}$$

$$\frac{M_u}{bd^2} = \frac{0.635 \times 1.4}{1 \times 0.1^2} = 88.9 \text{ ton/m}^2 = 8.89 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{con } f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2, \quad f'_c = 250 \text{ kg/cm}^2$$

$$p = 0.00242$$

$$A_s = 0.00242 \times 100 \times 10$$

$$A_s = 242 \text{ cm}^2/\text{cm}$$

$$\text{con var } \# 3 \quad \rightarrow \quad A = 0.71 \text{ cm}$$

$$S = \frac{0.71 \times 100}{2.42} = 29 \text{ cm}$$

$$\therefore \text{ vars } \# 3 @ 15$$

**Revisión del peralte de la rampa.**

$$d = 0.034 \sqrt[4]{f_s W} \times \frac{P}{300}; \quad f_s = 0.6 \times 4200 = 2520 \text{ kg/cm}^2$$

$$W = 625 \text{ kg/m}^2$$

$$P = (285 \times 2) \times 1.25 + 120 \times 2 = 953 \text{ cm}$$

$$d = 0.034 \sqrt[4]{2520 \times 625} \times \frac{953}{300}$$

$$d = 3.8 \text{ cm} \quad \therefore \underline{H = 10 \text{ cm}}$$

El arado de las escaleras se presenta en el plano estructural (plano número 2).

A continuación se presenta la forma de cómo se obtuvo el número de tinacos para almacenar el agua. El peso de los tinacos llenos fué tomado en cuenta para

determinar el peso del último nivel para llevar a cabo el estudio que en este trabajo se presenta.

**Cálculo de la capacidad de los tanques de agua potable.**

Considerando una dotación para la Cd. de México de 250 lt/hab/día.

6 personas por depto.  
10 deptos. para el edificio.

. . . 60 hab. en el edificio.

\* Cálculo del gasto medio.

$$Q_{med} = \frac{250 \times 60}{86400} = 0.174 \text{ l.p.s.}$$

Considerando un coeficiente de variación diaria.

\* Gasto máximo diario.

$$Q_{MD} = 0.174 \times 1.2 = 0.208 \text{ l.p.s.}$$

Para obtener la capacidad de los tanques se multiplicará este gasto por 14.58 considerando que el suministro a los misasos será continuo durante las 24 hrs. del día.

$$Cap. = 0.208 \times 14.58 = 3.04 \text{ m}^3$$

Por lo tanto se considerarán 3 tinacos con capacidad para 1,100 lt.

Según ASBESTOLIT un tinaco con capacidad para 1,100 lt. pesa (lleno) 1274 kg; por lo tanto el peso total será:

$$1274 \times 3 = 3822 \text{ kg.} \\ = 4 \text{ ton.}$$

## VI. COMPARACION DE RESULTADOS



## VI. COMPARACION DE RESULTADOS.

En las tablas VI.1 y VI.2 se presentan las rigideces obtenido de acuerdo al Método Detallado presentado en el RCDF - 1987 y con el método convencional de las rigideces.

En dichas tablas se puede ver que en la dirección "X" la relación de rigideces totales obtenidas con el reglamento y las obtenidas con el método de las rigideces es de 2.19. Por otro lado, en la dirección "Y" dicha relación es de 1.52.

Lo que quiere decir que con el método del reglamento se estima que el desplazamiento relativo producido por la fuerza cortante es menor que el obtenido con el método de las rigideces. Además, dado que con el método del reglamento al muro se le asigna una mayor rigidez, la fuerza cortante que se concentrará en dicho muro será mayor; lo que trae como consecuencia que del muro se requiera una mayor capacidad para absorber dicha fuerza. Lo anterior únicamente se puede lograr, dado que el espesor del muro es constante y la altura del mismo no se puede hacer variar, dándole una mayor longitud al muro lo que muchas veces no se apega al proyecto arquitectónico.

COMPARACION DE RESULTADOS

R I G I D E C E S (PLANTA BAJA)

TABLA VI.1

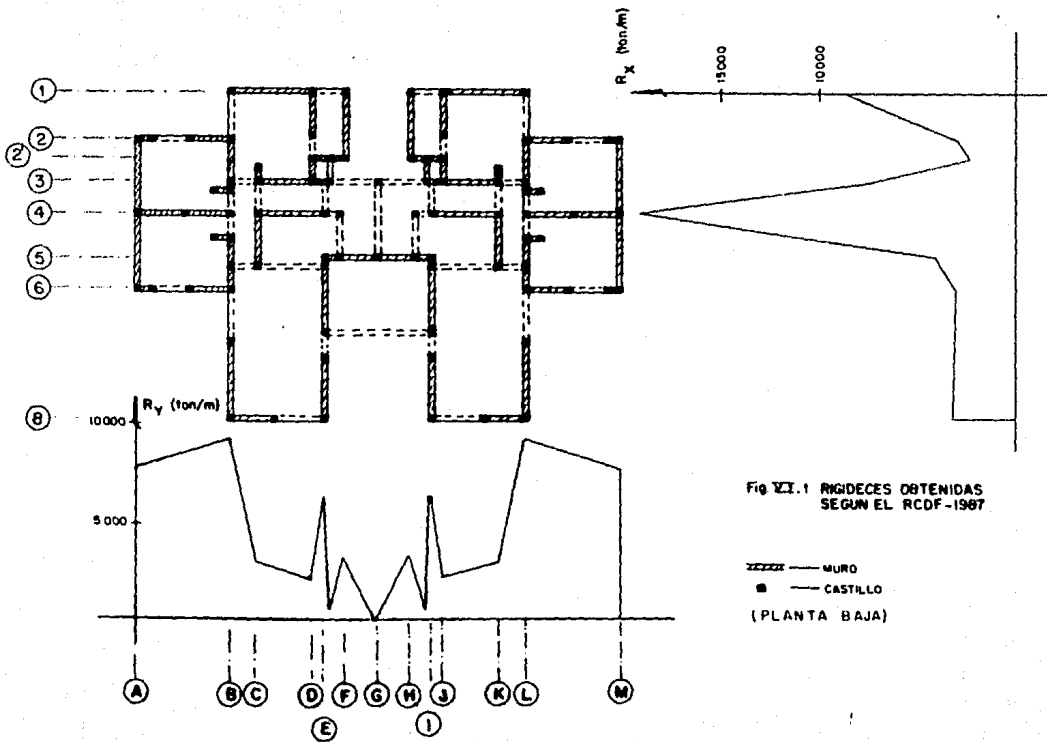
DIRECCION "X"

EJE	RIGIDEZ (ton/m) (REGLAMENTO)	RIGIDEZ (ton/m) (RIGIDECES)
1	8375.98	4527.20
2	2786.80	1273.00
2'	2213.92	99.80
3	7181.64	3218.30
4	17888.42	7262.80
5	3758.16	3246.50
6	2786.8	1273.00
8	2998.82	1036.80
SUMA	47990.54	21937.40 ton/m

TABLA VI.2

DIRECCION "Y"

EJE	RIGIDEZ (ton/m) (REGLAMENTO)	RIGIDEZ (ton/m) (RIGIDECES)
A	7164.30	9489.70
B	8732.97	3766.90
C	2702.30	1424.80
D	1897.04	788.30
E	5942.71	3058.60
F	2990.69	876.50
H	2990.69	876.50
I	5942.71	3058.60
J	1897.04	788.30
K	2702.30	1424.80
L	8732.97	3766.90
M	7164.30	9489.70
SUMA	58860.02	38809.60 ton/m



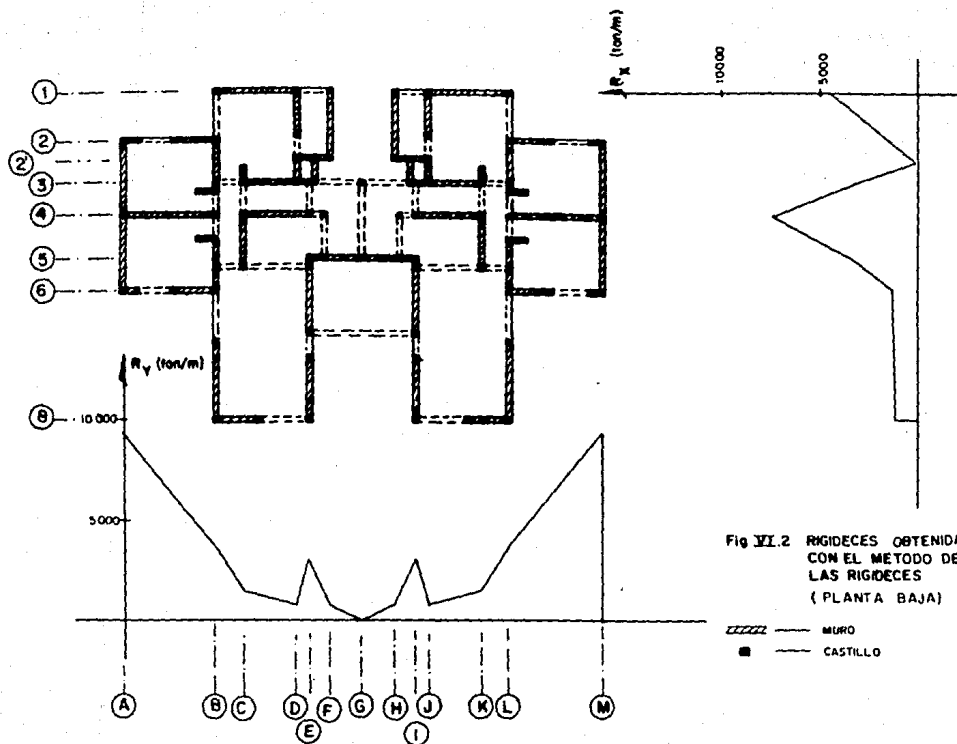


Fig. VI.2 RIGIDEZES OBTENIDAS  
CON EL METODO DE  
LAS RIGIDEZES  
(PLANTA BAJA)

Otra forma de evitarse que sobre algunos muros en particular se concentre mucha fuerza cortante es hacer una redistribución de los muros lo que quiere decir, que prácticamente es hacer el proyecto arquitectónico nuevo.

Haciendo una comparación más particular, podrá notarse con respecto al muro de planta baja del eje 1 (muros 21 ó 22 para el método del reglamento) que corresponde al miembro número 20 del marco eje 1, que la relación de carga axial última de uno a otro método es de 1.66. Lo anterior es porque el reglamento considera al muro como un elemento aislado, no así el método de las rigideces que al hacer la idealización del muro como una columna ancha puede formar parte de un marco con otros elementos, como pueden ser trabes, castillos o columnas, habiendo así una distribución de los elementos mecánicos entre estos elementos. Por lo que respecta a la resistencia por carga vertical la relación que se obtuvo fué de 0.42. En lo que se refiere a resistencia por momento la relación fue 0.67. En la tabla siguiente se muestran los resultados para los dos muros analizados.

Otra forma de evitarse que sobre algunos muros en particular se concentre mucha fuerza cortante es hacer una redistribución de los muros lo que quiere decir, que prácticamente es hacer el proyecto arquitectónico nuevo.

Haciendo una comparación más particular, podrá notarse con respecto al muro de planta baja del eje 1 (muros 21 ó 22 para el método del reglamento) que corresponde al miembro número 20 del marco eje 1, que la relación de carga axial última de uno a otro método es de 1.66. Lo anterior es porque el reglamento considera al muro como un elemento aislado, no así el método de las rigideces que al hacer la idealización del muro como una columna ancha puede formar parte de un marco con otros elementos, como pueden ser trabes, castillos o columnas, habiendo así una distribución de los elementos mecánicos entre estos elementos. Por lo que respecta a la resistencia por carga vertical la relación que se obtuvo fué de 0.42. En lo que se refiere a resistencia por momento la relación fue 0.67. En la tabla siguiente se muestran los resultados para los dos muros analizados.

Otra forma de evitarse que sobre algunos muros en particular se concentre mucha fuerza cortante es hacer una redistribución de los muros lo que quiere decir, que prácticamente es hacer el proyecto arquitectónico nuevo.

Haciendo una comparación más particular, podrá notarse con respecto al muro de planta baja del eje 1 (muros 21 ó 22 para el método del reglamento) que corresponde al miembro número 20 del marco eje 1, que la relación de carga axial última de uno a otro método es de 1.66. Lo anterior es porque el reglamento considera al muro como un elemento aislado, no así el método de las rigideces que al hacer la idealización del muro como una columna ancha puede formar parte de un marco con otros elementos, como pueden ser trabes, castillos o columnas, habiendo así una distribución de los elementos mecánicos entre estos elementos. Por lo que respecta a la resistencia por carga vertical la relación que se obtuvo fué de 0.42. En lo que se refiere a resistencia por momento la relación fue 0.67. En la tabla siguiente se muestran los resultados para los dos muros analizados.

Otra forma de evitarse que sobre algunos muros en particular se concentre mucha fuerza cortante es hacer una redistribución de los muros lo que quiere decir, que prácticamente es hacer el proyecto arquitectónico nuevo.

Haciendo una comparación más particular, podrá notarse con respecto al muro de planta baja del eje 1 (Muros 21 ó 22 para el método del reglamento) que corresponde al miembro número 20 del marco eje 1, que la relación de carga axial última de uno a otro método es de 1.66. Lo anterior es porque el reglamento considera al muro como un elemento aislado, no así el método de las rigideces que al hacer la idealización del muro como una columna ancha puede formar parte de un marco con otros elementos, como pueden ser trabes, castillos o columnas, habiendo así una distribución de los elementos mecánicos entre estos elementos. Por lo que respecta a la resistencia por carga vertical la relación que se obtuvo fué de 0.42. En lo que se refiere a resistencia por momento la relación fue 0.67. En la tabla siguiente se muestran los resultados para los dos muros analizados.



Otra forma de evitarse que sobre algunos muros en particular se concentre mucha fuerza cortante es hacer una redistribución de los muros lo que quiere decir, que prácticamente es hacer el proyecto arquitectónico nuevo.

Haciendo una comparación más particular, podrá notarse con respecto al muro de planta baja del eje 1 (muros 21 ó 22 para el método del reglamento) que corresponde al miembro número 20 del marco eje 1, que la relación de carga axial última de uno a otro método es de 1.66. Lo anterior es porque el reglamento considera al muro como un elemento aislado, no así el método de las rigideces que al hacer la idealización del muro como una columna ancha puede formar parte de un marco con otros elementos, como pueden ser trabes, castillos o columnas, habiendo así una distribución de los elementos mecánicos entre estos elementos. Por lo que respecta a la resistencia por carga vertical la relación que se obtuvo fué de 0.42. En lo que se refiere a resistencia por momento la relación fue 0.67. En la tabla siguiente se muestran los resultados para los dos muros analizados.

Otra forma de evitarse que sobre algunos muros en particular se concentre mucha fuerza cortante es hacer una redistribución de los muros lo que quiere decir, que prácticamente es hacer el proyecto arquitectónico nuevo.

Haciendo una comparación más particular, podrá notarse con respecto al muro de planta baja del eje 1 (muros 21 ó 22 para el método del reglamento) que corresponde al miembro número 20 del marco eje 1, que la relación de carga axial última de uno a otro método es de 1.66. Lo anterior es porque el reglamento considera al muro como un elemento aislado, no así el método de las rigideces que al hacer la idealización del muro como una columna ancha puede formar parte de un marco con otros elementos, como pueden ser trabes, castillos o columnas, habiendo así una distribución de los elementos mecánicos entre estos elementos. Por lo que respecta a la resistencia por carga vertical la relación que se obtuvo fué de 0.42. En lo que se refiere a resistencia por momento la relación fue 0.67. En la tabla siguiente se muestran los resultados para los dos muros analizados.

Otra forma de evitarse que sobre algunos muros en particular se concentre mucha fuerza cortante es hacer una redistribución de los muros lo que quiere decir, que prácticamente es hacer el proyecto arquitectónico nuevo.

Haciendo una comparación más particular, podrá notarse con respecto al muro de planta baja del eje 1 (muros 21 ó 22 para el método del reglamento) que corresponde al miembro número 20 del marco eje 1, que la relación de carga axial última de uno a otro método es de 1.66. Lo anterior es porque el reglamento considera al muro como un elemento aislado, no así el método de las rigideces que al hacer la idealización del muro como una columna ancha puede formar parte de un marco con otros elementos, como pueden ser trabes, castillos o columnas, habiendo así una distribución de los elementos mecánicos entre estos elementos. Por lo que respecta a la resistencia por carga vertical la relación que se obtuvo fué de 0.42. En lo que se refiere a resistencia por momento la relación fue 0.67. En la tabla siguiente se muestran los resultados para los dos muros analizados.

Otra forma de evitarse que sobre algunos muros en particular se concentre mucha fuerza cortante es hacer una redistribución de los muros lo que quiere decir, que prácticamente es hacer el proyecto arquitectónico nuevo.

Haciendo una comparación más particular, podrá notarse con respecto al muro de planta baja del eje I (muros 21 ó 22 para el método del reglamento) que corresponde al miembro número 20 del marco eje I, que la relación de carga axial última de uno a otro método es de 1.66. Lo anterior es porque el reglamento considera al muro como un elemento aislado, no así el método de las rigideces que al hacer la idealización del muro como una columna ancha puede formar parte de un marco con otros elementos, como pueden ser traveses, castillos o columnas, habiendo así una distribución de los elementos mecánicos entre estos elementos. Por lo que respecta a la resistencia por carga vertical la relación que se obtuvo fué de 0.42. En lo que se refiere a resistencia por momento la relación fue 0.67. En la tabla siguiente se muestran los resultados para los dos muros analizados.

Otra forma de evitarse que sobre algunos muros en particular se concentre mucha fuerza cortante es hacer una redistribución de los muros lo que quiere decir, que prácticamente es hacer el proyecto arquitectónico nuevo.

Haciendo una comparación más particular, podrá notarse con respecto al muro de planta baja del eje I (muros 21 ó 22 para el método del reglamento) que corresponde al miembro número 20 del marco eje I, que la relación de carga axial última de uno a otro método es de 1.66. Lo anterior es porque el reglamento considera al muro como un elemento aislado, no así el método de las rigideces que al hacer la idealización del muro como una columna ancha puede formar parte de un marco con otros elementos, como pueden ser trabes, castillos o columnas, habiendo así una distribución de los elementos mecánicos entre estos elementos. Por lo que respecta a la resistencia por carga vertical la relación que se obtuvo fué de 0.42. En lo que se refiere a resistencia por momento la relación fue 0.67. En la tabla siguiente se muestran los resultados para los dos muros analizados.

Otra forma de evitarse que sobre algunos muros en particular se concentre mucha fuerza cortante es hacer una redistribución de los muros lo que quiere decir, que prácticamente es hacer el proyecto arquitectónico nuevo.

Haciendo una comparación más particular, podrá notarse con respecto al muro de planta baja del eje 1 (muros 21 ó 22 para el método del reglamento) que corresponde al miembro número 20 del marco eje 1, que la relación de carga axial última de uno a otro método es de 1.66. Lo anterior es porque el reglamento considera al muro como un elemento aislado, no así el método de las rigideces que al hacer la idealización del muro como una columna ancha puede formar parte de un marco con otros elementos, como pueden ser trabes, castillos o columnas, habiendo así una distribución de los elementos mecánicos entre estos elementos. Por lo que respecta a la resistencia por carga vertical la relación que se obtuvo fué de 0.42. En lo que se refiere a resistencia por momento la relación fue 0.67. En la tabla siguiente se muestran los resultados para los dos muros analizados.

Otra forma de evitarse que sobre algunos muros en particular se concentre mucha fuerza cortante es hacer una redistribución de los muros lo que quiere decir, que prácticamente es hacer el proyecto arquitectónico nuevo.

Haciendo una comparación más particular, podrá notarse con respecto al muro de planta baja del eje 1 (muros 21 ó 22 para el método del reglamento) que corresponde al miembro número 20 del marco eje 1, que la relación de carga axial última de uno a otro método es de 1.66. Lo anterior es porque el reglamento considera al muro como un elemento aislado, no así el método de las rigideces que al hacer la idealización del muro como una columna ancha puede formar parte de un marco con otros elementos, como pueden ser trabes, castillos o columnas, habiendo así una distribución de los elementos mecánicos entre estos elementos. Por lo que respecta a la resistencia por carga vertical la relación que se obtuvo fué de 0.42. En lo que se refiere a resistencia por momento la relación fue 0.67. En la tabla siguiente se muestran los resultados para los dos muros analizados.

Otra forma de evitarse que sobre algunos muros en particular se concentre mucha fuerza cortante es hacer una redistribución de los muros lo que quiere decir, que prácticamente es hacer el proyecto arquitectónico nuevo.

Haciendo una comparación más particular, podrá notarse con respecto al muro de planta baja del eje 1 (muros 21 ó 22 para el método del reglamento) que corresponde al miembro número 20 del marco eje 1, que la relación de carga axial última de uno a otro método es de 1.66. Lo anterior es porque el reglamento considera al muro como un elemento aislado, no así el método de las rigideces que al hacer la idealización del muro como una columna ancha puede formar parte de un marco con otros elementos, como pueden ser trabes, castillos o columnas, habiendo así una distribución de los elementos mecánicos entre estos elementos. Por lo que respecta a la resistencia por carga vertical la relación que se obtuvo fué de 0.42. En lo que se refiere a resistencia por momento la relación fue 0.67. En la tabla siguiente se muestran los resultados para los dos muros analizados.



Otra forma de evitarse que sobre algunos muros en particular se concentre mucha fuerza cortante es hacer una redistribución de los muros lo que quiere decir, que prácticamente es hacer el proyecto arquitectónico nuevo.

Haciendo una comparación más particular, podrá notarse con respecto al muro de planta baja del eje 1 (muros 21 ó 22 para el método del reglamento) que corresponde al miembro número 20 del marco eje 1, que la relación de carga axial última de uno a otro método es de 1.66. Lo anterior es porque el reglamento considera al muro como un elemento aislado, no así el método de las rigideces que al hacer la idealización del muro como una columna ancha puede formar parte de un marco con otros elementos, como pueden ser trabes, castillos o columnas, habiendo así una distribución de los elementos mecánicos entre estos elementos. Por lo que respecta a la resistencia por carga vertical la relación que se obtuvo fué de 0.42. En lo que se refiere a resistencia por momento la relación fue 0.67. En la tabla siguiente se muestran los resultados para los dos muros analizados.

Otra forma de evitarse que sobre algunos muros en particular se concentre mucha fuerza cortante es hacer una redistribución de los muros lo que quiere decir, que prácticamente es hacer el proyecto arquitectónico nuevo.

Haciendo una comparación más particular, podrá notarse con respecto al muro de planta baja del eje 1 (muros 21 ó 22 para el método del reglamento) que corresponde al miembro número 20 del marco eje 1, que la relación de carga axial última de uno a otro método es de 1.66. Lo anterior es porque el reglamento considera al muro como un elemento aislado, no así el método de las rigideces que al hacer la idealización del muro como una columna ancha puede formar parte de un marco con otros elementos, como pueden ser traveses, castillos o columnas, habiendo así una distribución de los elementos mecánicos entre estos elementos. Por lo que respecta a la resistencia por carga vertical la relación que se obtuvo fué de 0.42. En lo que se refiere a resistencia por momento la relación fue 0.67. En la tabla siguiente se muestran los resultados para los dos muros analizados.

Otra forma de evitarse que sobre algunos muros en particular se concentre mucha fuerza cortante es hacer una redistribución de los muros lo que quiere decir, que prácticamente es hacer el proyecto arquitectónico nuevo.

Haciendo una comparación más particular, podrá notarse con respecto al muro de planta baja del eje 1 (muros 21 ó 22 para el método del reglamento) que corresponde al miembro número 20 del marco eje 1, que la relación de carga axial última de uno a otro método es de 1.66. Lo anterior es porque el reglamento considera al muro como un elemento aislado, no así el método de las rigideces que al hacer la idealización del muro como una columna ancha puede formar parte de un marco con otros elementos, como pueden ser trabes, castillos o columnas, habiendo así una distribución de los elementos mecánicos entre estos elementos. Por lo que respecta a la resistencia por carga vertical la relación que se obtuvo fué de 0.42. En lo que se refiere a resistencia por momento la relación fue 0.67. En la tabla siguiente se muestran los resultados para los dos muros analizados.

Otra forma de evitarse que sobre algunos muros en particular se concentre mucha fuerza cortante es hacer una redistribución de los muros lo que quiere decir, que prácticamente es hacer el proyecto arquitectónico nuevo.

Haciendo una comparación más particular, podrá notarse con respecto al muro de planta baja del eje I (muros 21 ó 22 para el método del reglamento) que corresponde al miembro número 20 del marco eje I, que la relación de carga axial última de uno a otro método es de 1.66. Lo anterior es porque el reglamento considera al muro como un elemento aislado, no así el método de las rigideces que al hacer la idealización del muro como una columna ancha puede forrear parte de un marco con otros elementos, como pueden ser trabes, castillos o columnas, habiendo así una distribución de los elementos mecánicos entre estos elementos. Por lo que respecta a la resistencia por carga vertical la relación que se obtuvo fué de 0.42. En lo que se refiere a resistencia por momento la relación fue 0.67. En la tabla siguiente se muestran los resultados para los dos muros analizados.

Otra forma de evitarse que sobre algunos muros en particular se concentre mucha fuerza cortante es hacer una redistribución de los muros lo que quiere decir, que prácticamente es hacer el proyecto arquitectónico nuevo.

Haciendo una comparación más particular, podrá notarse con respecto al muro de planta baja del eje 1 (muros 21 ó 22 para el método del reglamento) que corresponde al miembro número 20 del marco eje 1, que la relación de carga axial última de uno a otro método es de 1.66. Lo anterior es porque el reglamento considera al muro como un elemento aislado, no así el método de las rigideces que al hacer la idealización del muro como una columna ancha puede formar parte de un marco con otros elementos, como pueden ser trabes, castillos o columnas, habiendo así una distribución de los elementos mecánicos entre estos elementos. Por lo que respecta a la resistencia por carga vertical la relación que se obtuvo fué de 0.42. En lo que se refiere a resistencia por momento la relación fue 0.67. En la tabla siguiente se muestran los resultados para los dos muros analizados.

Otra forma de evitarse que sobre algunos muros en particular se concentre mucha fuerza cortante es hacer una redistribución de los muros lo que quiere decir, que prácticamente es hacer el proyecto arquitectónico nuevo.

Haciendo una comparación más particular, podrá notarse con respecto al muro de planta baja del eje 1 (muros 21 ó 22 para el método del reglamento) que corresponde al miembro número 20 del marco eje 1, que la relación de carga axial última de uno a otro método es de 1.66. Lo anterior es porque el reglamento considera al muro como un elemento aislado, no así el método de las rigideces que al hacer la idealización del muro como una columna ancha puede formar parte de un marco con otros elementos, como pueden ser trabes, castillos o columnas, habiendo así una distribución de los elementos mecánicos entre estos elementos. Por lo que respecta a la resistencia por carga vertical la relación que se obtuvo fué de 0.42. En lo que se refiere a resistencia por momento la relación fue 0.67. En la tabla siguiente se muestran los resultados para los dos muros analizados.

Otra forma de evitarse que sobre algunos muros en particular se concentre mucha fuerza cortante es hacer una redistribución de los muros lo que quiere decir, que prácticamente es hacer el proyecto arquitectónico nuevo.

Haciendo una comparación más particular, podrá notarse con respecto al muro de planta baja del eje I (muros 21 ó 22 para el método del reglamento) que corresponde al miembro número 20 del marco eje I, que la relación de carga axial última de uno a otro método es de 1.66. Lo anterior es porque el reglamento considera al muro como un elemento aislado, no así el método de las rigideces que al hacer la idealización del muro como una columna ancha puede formar parte de un marco con otros elementos, como pueden ser traveses, castillos o columnas, habiendo así una distribución de los elementos mecánicos entre estos elementos. Por lo que respecta a la resistencia por carga vertical la relación que se obtuvo fué de 0.42. En lo que se refiere a resistencia por momento la relación fue 0.67. En la tabla siguiente se muestran los resultados para los dos muros analizados.

## I. INTRODUCCION

El incontrolable crecimiento de la población urbana y la exclusión de los grupos más pobres de la sociedad en aplicación de políticas de vivienda, han provocado que en la ciudad de México se generalice el hacinamiento habitacional, la falta de espacio y servicios de higiene y lo que es más que el 50% de la población se vea obligada a vivir en asentamientos precarios.

En México, como en muchos otros países en desarrollo, ni siquiera dos tercios de las familias urbanas pueden pagar el tipo más barato de vivienda y para los sectores de bajos recursos, la adquisición de un inmueble es prácticamente imposible, puesto que las políticas en la materia son excluyentes.

Si se aplicaran criterios razonables en materia de construcción y espacio habitable, la vivienda podría estar al alcance de todas las familias, pero lamentablemente una casa habitacional de 20 metros cuadrados y en la periferia de la ciudad de México, sólo puede ser adquirida por el 14% de la población.

En los alrededores del Distrito Federal, como sucede en otras áreas metropolitanas del mundo en desarrollo, se aglutinan más de 2.5 millones de personas. Baste señalar que en Nezahualcóyotl, región árida y desprovista de muchos servicios, se asientan más de un millón de mexicanos que viven en condiciones insalubres y donde las epidemias son más frecuentes.

También en México, como en muchas otras naciones de igual condición, el método más común de expansión de la vivienda urbana es la formación de asentamientos precarios,



## I. INTRODUCCION

El incontrolable crecimiento de la población urbana y la exclusión de los grupos más pobres de la sociedad en aplicación de políticas de vivienda, han provocado que en la ciudad de México se generalice el hacinamiento habitacional, la falta de espacio y servicios de higiene y lo que es más que el 50% de la población se vea obligada a vivir en asentamientos precarios.

En México, como en muchos otros países en desarrollo, ni siquiera dos tercios de las familias urbanas pueden pagar el tipo más barato de vivienda y para los sectores de bajos recursos, la adquisición de un inmueble es prácticamente imposible, puesto que las políticas en la materia son excluyentes.

Si se aplicaran criterios razonables en materia de construcción y espacio habitable, la vivienda podría estar al alcance de todas las familias, pero lamentablemente una casa habitacional de 20 metros cuadrados y en la periferia de la ciudad de México, sólo puede ser adquirida por el 14% de la población.

En los alrededores del Distrito Federal, como sucede en otras áreas metropolitanas del mundo en desarrollo, se aglutinan más de 2.5 millones de personas. Baste señalar que en Nezahualcóyotl, región árida y desprovista de muchos servicios, se asientan más de un millón de mexicanos que viven en condiciones insalubres y donde las epidemias son más frecuentes.

También en México, como en muchas otras naciones de igual condición, el método más común de expansión de la vivienda urbana es la formación de asentamientos precarios,

TABLA VI.3  
COMPARACION DE RESULTADOS

MURO NUMERO	R E G L A M E N T O				
	Pu (ton)	PR (ton)	Mu (ton/m)	MR (ton/m)	As (cm <sup>2</sup> )
21 ó 22	24.21	47.40	68.92	99.9	7.92
23 ó 24	21.19	43.09	72.04	88.3	7.92
43 ó 44					

MURO NUMERO	R I G I D E C E S				
	Pu (ton)	PR (ton)	Mu (ton/m)	MR (ton/m)	As (cm <sup>2</sup> )
21 ó 22	14.62	105.58	124.50	132.80	7.92
23 ó 24	34.41	350.46	468.27	511.12	17.1
43 ó 44					

M U R O	R E L A C I O N				
	<u>Reglamento</u> <u>Rigideces</u>				
21 ó 22	1.66	0.45	0.55	0.752	1
23 ó 24	0.62	0.12	0.15	0.17	0.46
43 ó 44					

Por lo que respecta al armado de los castillos del muro en cuestión, se obtuvo lo siguiente:

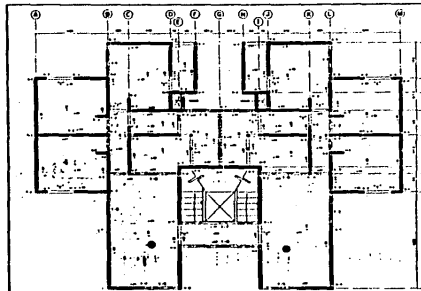
	ACERO VERTICAL EN CASTILLOS	AREA (cm <sup>2</sup> )
REGLAMENTO	4 vars # 5	7.92
RIGIDECES	4 vars # 5	7.92

Según el método del Reglamento se requiere la misma cantidad del acero requerido por el método de las Rigideces, sin embargo en el muro ubicado en el eje A ó M dicho porcentaje es del 46%.

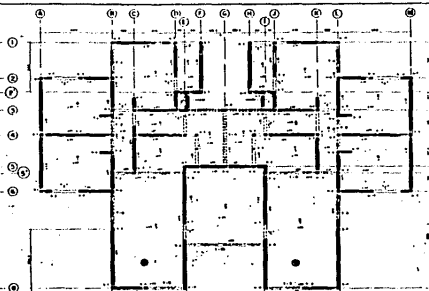
En el punto V.2 del capítulo anterior, se llevó a cabo el diseño de unos de los muros, considerándolos como columnas anchas. Se pudo obtener en esta parte del trabajo, que además de un refuerzo vertical se requiere de un refuerzo horizontal para prever la influencia favorable de la presencia de una fuerza de compresión; aspecto que no es tomado en cuenta por los métodos del reglamento del Distrito Federal.

Por otro lado, no se debe perder de vista que los muros son elementos estructurales capaces de absorber fuerzas cortantes considerablemente grandes y que como ya se vio en el capítulo de análisis, según el reglamento, los muros tienen suficiente capacidad para absorber fuerza cortante.

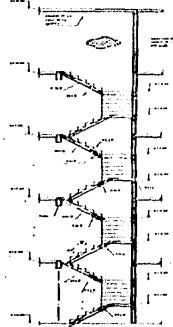
Ahora bien, si nos enfocamos básicamente al aspecto económico resultará, que por el método de las Rigideces, tendremos un mayor costo de inversión dado que se estaría colocando una mayor cantidad de acero, situación que no se daría por los métodos del Reglamento.



**NIVEL TIPO**

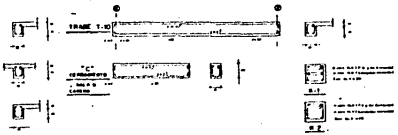
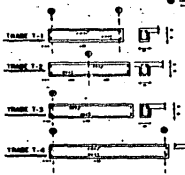


**NIVEL AFOTER**



**CORTE DE ESCALERA INTER**

NOTAS:  
 1. Sección de escalera interior.  
 2. Sección de escalera exterior.  
 3. Sección de escalera de emergencia.  
 4. Sección de escalera de servicio.  
 5. Sección de escalera de acceso.  
 6. Sección de escalera de salida.  
 7. Sección de escalera de entrada.  
 8. Sección de escalera de evacuación.  
 9. Sección de escalera de protección.  
 10. Sección de escalera de seguridad.



PROYECTO	FECHA
PLANO ESTRUCTURAL	
SECCION TIPO	
SECCION AFOTER	
SECCION TIPO	
SECCION AFOTER	

## VII. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

## VII. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.

Después de los resultados obtenidos en los capítulos anteriores, nos podemos dar cuenta que no es posible conformarnos con aplicar únicamente los métodos mencionados en el Reglamento de Construcciones para el D.F. (1987). Es necesario recordar que en muchos de los proyectos, para unidades habitacionales, los edificios que en ellas se construyen han sido tomados tal cual de otros, cuyos proyectos ya habían sido realizados o "adaptados". Lo anterior se menciona porque dichos proyectos, casi en su totalidad, se han basado en prototipos diseñados con los criterios del reglamento que como ya se ha expuesto, son demasiado simplistas para tomarse como fundamento en el apoyo de inversiones muy elevadas.

Como ya se ha mencionado en el capítulo VI de este trabajo, como ingenieros no podemos perder de vista el aspecto económico; y si con dos métodos de análisis y diseño diferente entre sí, se están obteniendo resultados no semejantes, se puede pensar en la posibilidad de que estas estructuras sean estudiadas con igual o mayor profundidad que cualquier otro sistema estructural por lo mencionado párrafos arriba.

Dado que en este tiempo se cuenta con herramientas de trabajo más poderosas que en tiempos pasados, se recomienda como una opción más hacer uso de métodos de análisis programables que puedan tomar en cuenta de una manera más explícita las condiciones reales de la estructura. Una opción podría ser el método de la "columna ancha", que idealiza a una estructura de muros de carga como una estructura esquelética (marcos), y que puede además extender su campo de aplicación a estructuras mixtas (muros combinados con marcos).

## REFERENCIAS

1. Comisión Federal de Electricidad.  
Manual de Diseño de Obras Civiles.  
Estructuras.  
C.2.1. Análisis de Estructuras.
2. Comisión Federal de Electricidad.  
Manual de Diseño de Obras Civiles.  
Estructuras.  
C.1.1. Criterios de Diseño.
3. V.N. Baykov, E.E. Sigalov.  
Estructuras de Hormigón armado.  
Editorial Mir Moscú.
4. Edward G. Navy.  
Concreto Reforzado. Un enfoque básico.  
Editorial Prentice Hall.  
México, 1988.
5. Oscar M. González Cuevas, Francisco Robles F.V.  
Aspectos Fundamentales del  
Concreto Reforzado.  
Editorial Limusa.  
México, 1985.  
Segunda Edición.
6. Fred W. Beaufait.  
Análisis Estructural.  
Editorial Prentice Hall.  
México, 1981.
7. Departamento del Distrito Federal.  
Reglamento de Construcciones para  
el Distrito Federal y sus Normas  
Técnicas Complementarias.  
México, 1986.
8. Enrique Bazán, Roberto Meli.  
Manual de Diseño Sísmico de Edificios.  
Editorial Limusa.  
México.
9. Manuel Díaz Canales.  
Mecánica de Materiales III.  
Estabilidad de Elementos Estructurales.  
Universidad Nacional Autónoma de México.  
Facultad de Ingeniería.  
México, 1987.

10. F.R. Shanley.  
Mecánica de Materiales.  
Editorial McGraw-Hill.  
México, 1974.