

300615
22
2^o



UNIVERSIDAD LA SALLE

**PONDERACION DE METODOS APROXIMADOS
PARA EL ANALISIS SISMICO DE EDIFICIOS**

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

**TESIS CON
FALLA DE ORIGEN**

MEXICO, D. F.

1987



Universidad Nacional
Autónoma de México



UNAM – Dirección General de Bibliotecas Tesis Digitales Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS © PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

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

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

I N D I C E

" PONDERACION DE METODOS APROXIMADOS PARA EL ANALISIS SISMICO DE EDIFICIOS "

	PAGINA
INTRODUCCION	1
I. DESCRIPCION GENERAL DE DISEÑO SISMORRESISTENTE	3
1.- Objetivos del diseño sismorresistente.	3
2.- Análisis de acciones empleando el reglamento de construcciones del Distrito Federal 1976 y las Normas de Emergencia de 1985.	4
2.1.- Generalidades.	4
2.2.- Acciones de Sismo.	4
3.- Proceso General del Diseño Sismorresistente de un Edificio.	8
4.- Diagrama de Flujo del Proceso General del Diseño Sismorresistente.	10
II. PRESENTACION DE LA ESTRUCTURA ANALIZADA EN ESTE TRABAJO.	12
1.- Generalidades.	12
2.- Aplicabilidad de los Métodos Aproximados para el Edificio Propuesto.	12
III. FORMULAS DE WILBUR.	18
1.- Generalidades.	18
2.- Hipótesis.	19
3.- Fórmulas de Wilbur.	19

4.- Aplicación de las Fórmulas de Wilbur a la Estructura Propuesta.	21
5.- desplazamientos en los Niveles.	21
IV. METODO DEL PORCEL.	23
1.- Generalidades.	23
2.- Hipótesis de Trabajo.	23
3.- Aplicación del Método.	24
V. METODO DE BOWMAN.	30
1.- Generalidades.	30
2.- Hipótesis de Trabajo.	30
3.- Aplicación del Método.	33
VI. METODO DEL FACTOR.	40
1.- Generalidades.	40
2.- Hipótesis.	40
3.- Secuencia de Trabajo.	40
4.- Aplicación del Método.	42
VII. METODO DE DISTRIBUCION DE VOLADIZO (GRINIER - TSAO).	50
1.- Generalidades.	50
2.- Secuencia del Método.	51
3.- Aplicación del Método.	53
VIII. COMPARACION DE RESULTADOS MOMENTO FLEXIONANTE, FUERZA CORTANTE? FUERZA NORMAL DE TRABES Y COLUMNAS.	67
CONCLUSIONES.	73
REFERENCIAS.	
APENDICE.	

INTRODUCCION.

a) GENERALIDADES

En el diseño sismorresistente de edificios es importante el análisis de marcos sujetos a fuerzas laterales. Los métodos simplificados o aproximados son útiles en las etapas preliminares de análisis y dimensionamiento y permiten también verificar los resultados obtenidos al emplear métodos exactos, con programas de computadora que aplican soluciones matriciales.

Los métodos aproximados se aplican a marcos en los que son despreciables los efectos de las deformaciones axiales de los miembros.

b) OBJETIVO GENERAL DE LA TESIS.

Mostrar la aplicabilidad actual de algunos métodos de análisis estructural para marcos planos que dadas sus hipótesis, simplifican el trabajo numérico a resultados aproximados.

c) OBJETIVOS PARTICULARES.

- Ubicar los métodos aproximados en el proceso de diseño sismorresistente de edificios.
- Presentar algunos de los métodos aproximados para el análisis estructural de marcos planos, señalando las hipótesis de trabajo.
- Ejemplificar la aplicación de cada uno de los métodos presentados.
- Comparar los resultados encontrados en los métodos abordados

con la solución matricial por computadora.

- Señalar los límites de aplicación de los métodos con lo que se permite tener una apreciación más exacta de cada método propuesto.

d) ALCANCE.

En este trabajo los métodos del Portal, Bowman, Grinter-Tsao y del Factor, se aplican a la solución de marcos considerados como estructuras esqueléticas con miembros ortogonales.

La comparación de la bondad de los métodos aproximados se hace entre los resultados arrojados por el programa de computadora - - Estruct - 100 que es una solución matricial (ref. 1).

I

**DESCRIPCION GENERAL DEL PROCESO
DE DISEÑO SISMORRESISTENTE**

I

DESCRIPCION GENERAL DEL PROCESO DE DISEÑO SISMORRESISTENTE

1.1 OBJETIVOS DEL DISEÑO SISMORRESISTENTE

La meta del diseño sismorresistente es proyectar estructuras óptimas:

- Se trata de hacer que los edificios practicamente no sufran daños ante temblores frecuentes de baja intensidad; que el daño estructural sea mínimo, bajo la acción de temblores de intensidad moderada y que para temblores intensos se tenga un nivel de seguridad aceptable contra el colapso, aunque los daños estructurales y no estructurales sean considerables. (ref. 2)

- Se persigue que las deformaciones sean menores que ciertos límites, para conservar la comodidad y seguridad de los ocupantes del edificio y del público en general y para evitar pánico durante temblores moderados o severos. (ref. 2)

Para conseguir los objetivos antes mencionados es necesario no sólo que el Ingeniero estructural conozca y aplique los requisitos estipulados en los reglamentos sino que tenga conceptos claros sobre la naturaleza de las acciones sísmicas por un lado y por otro, las características de los materiales y de los miembros y sistemas estructurales que definen la respuesta sísmica de los edificios.

1.2 ANALISIS DE ACCIONES EMPLEANDO EL REGLAMENTO DE CONSTRUCCIONES DEL DISTRITO FEDERAL 1976 (RDF-76) Y LAS NORMAS DE EMERGENCIA DE 1985 (NE-85).

1.2.1 GENERALIDADES.

Como consecuencia del fenómeno sísmico ocurrido en el Distrito Federal el 19 de septiembre de 1985, se publicó un decreto en el Diario Oficial de la Federación: Normas de Emergencia en Materia de Construcción para el Distrito Federal. (ref. 3)

En las que se consideran requerimientos más estrictos que el reglamento entonces vigente, incrementos en los coeficientes sísmicos, etc.

Es necesario mencionar que al momento de escribir este trabajo esta por salir un nuevo reglamento, el cual no afecta nuestro trabajo ya que las modificaciones estipuladas en NE-85, no son aplicables para los métodos expuestos.

En el RDF-76 Capítulo XXXVII (artículo 238, 239, 240) se dan los criterios para el cálculo de acciones sísmicas.

1.2.2 ACCIONES DEL SISMO.

En el citado ordenamiento se establecen los criterios para calcular las acciones o fuerzas horizontales debidas a los sismos. En él se consideran las siguientes hipótesis:

a) HIPOTESIS.

1.- Se considera la fuerza cortante sísmica en cualquier entrecimso (la cual actúa paralela al sistema de elementos que resisten empujes laterales) en una sola dirección paralela a su plano.

Se considera que en los entrecimso existen dos sistemas ortogonales resistentes que trabajan independientemente, por lo que se puede descomponer la cortante sísmica en dos direcciones.

2.- La rigidez de entrecimso de cada marco o muro es conocida. En general se usan valores aproximados para tener una distribución preliminar y refinada tomando en cuenta el sistema de fuerzas laterales obtenidas.

3.- Las losas de piso son independientes.

4.- Se supondrá que el efecto del temblor equivale al de un sistema de fuerzas horizontales que actúa en dirección paralela al sistema de elementos resistentes y que actúa en el centro de gravedad de cada nivel.

5.- Se entiende por coeficiente sísmico "c" el cociente de la fuerza cortante horizontal en la base de la construcción, sin reducir por ductilidad, y el peso W de la misma sobre dicho nivel.

6.- El Art. 238 de RDF-76, indica que se podrán diseñar las estructuras con altura menor de 60 mt. ya sea con el método estático o con el método dinámico.

Para estructuras con altura mayor de 60 mt. deberá emplearse el análisis dinámico.

b) ANALISIS ESTATICO.

El Art. 240 de RDF-76 modificado según NE-85, establece que para efectuar el análisis estático de una estructura, se procederá en la forma siguiente:

1.- Para calcular las fuerzas cortantes a diferentes niveles de una estructura, se supondrá un conjunto de fuerzas horizontales actuando sobre cada uno de los puntos donde se suponga concentrada las masas. Cada una de estas fuerzas se tomará igual al peso de la masa que corresponde por un coeficiente proporcional a h , siendo h la altura de la masa en cuestión sobre el desplante, sin incluir tanques, o apéndices u otros elementos cuya estructuración difiera radicalmente de la del resto de la misma, al calcular V/W se tendrá en cuenta los pisos de tanque, apéndices u otros elementos cuya estructuración difiera radicalmente de la del resto de la estructura y las fuerzas laterales asociadas a ellos.

2.- Podrán adoptarse fuerzas cortantes menores que las calculadas según el inciso anterior siempre y cuando se tome en cuenta el valor aproximado del período fundamental de vibración de la estructura.

3.- Para valuar las fuerzas sísmicas que obran en tanques, apéndices y demás elementos cuya estructuración difiera radicalmente de la del resto de la construcción, se supondrá actuando sobre el elemento en cuestión la misma distribución de aceleraciones que le correspondería si se apoya directamente sobre el terreno.

c) ANALISIS DINAMICO.

El Art. 241 de RDF-76 indica que se acepta como método de análisis nodal y el cálculo paso a paso de respuestas a temblores es-

pecíficos.

Si se usa el análisis nodal, deberá incluirse el efecto de todos los nodos naturales de vibración con período mayor o igual que 0.4 seg., pero en ningún caso podrán considerarse menos de tres nodos.

Para calcular la participación de cada nodo natural en las fuerzas laterales actuando sobre la estructura, se supondrán las aceleraciones espectrales de diseño, incluyendo la reducción que ahí mismo se fija.

Las respuestas nodales se combinarán de acuerdo con la expresión nodal que es la raíz cuadrada de la suma de los cuadrados.

Si se emplea el método de cálculo paso a paso de respuestas a temblores específicos podrá acudirse a acelerogramas de temblores reales o de movimientos simulados, o a combinaciones de estos siempre que se usen no menos de cuatro movimientos representativos, independientes entre sí.

d) METODO DE ANALISIS SIMPLIFICADO.

El Art. 239 de RDF-76 hará caso omiso de los desplazamientos horizontales, torsionales y momentos de volteo y se verificará únicamente que en cada piso la suma de las resistencias al corte de los muros de carga, proyectadas en la dirección en que se considere la aceleración sea cuando menos igual a la fuerza cortante total que obre en dicho piso, se verificará por lo menos en dos direcciones ortogonales.

Se verifica que en cada planta al menos el setenta y cinco por

ciento de las cargas verticales son soportadas por muros ligados por losas corridas.

En cada nivel existen al menos dos muros perimetrales paralelos, formados por un ángulo no mayor de veinte grados, ligados por losas en una dirección no menor al cincuenta por ciento de la longitud del edificio.

En este cálculo, tratándose de muros de carga cuya relación entre la altura de pisos consecutivos h , y la longitud l , exceda de 1.33 y la resistencia se reducirá afectando al coeficiente $(1.33 l/h)$.

1.3 PROCESO GENERAL DEL DISEÑO SISMORRESISTENTE DE UN EDIFICIO.

Existen muchas maneras para realizar el diseño, sismorresistente de un edificio.

A continuación presentamos el diagrama de flujo de un Proceso General de Diseño Sismorresistente.

1.- Se proponen datos:

Geometría de la estructura, Secciones transversales de los elementos estructurales propuestos en el diseño arquitectónico, uso de la construcción, ubicación, condiciones de carga, etc.

2.- se calculan las acciones sísmicas por el Método Estático con lo cual se obtiene el diagrama de Cortante de Fuerzas Sísmicas.

3.- Se analiza el edificio por algún Método Aproximado, con lo cual obtenemos sus Momentos y Cortantes, que se usarán como dato para el Prediseño, en el cual dimensionaremos la estructura.

4.- Se procede a la obtención del Índice de Rotación Nodal - que es la comprobación de los métodos aproximados para observar si

la estructura se comporta como marco.

5.- Se procede a calcular los desplazamientos laterales con las fórmulas de Wilbur. (Método Aproximado).

6.- Una vez obtenidos los desplazamientos de la estructura es necesario verificar que sean aceptables comparados contra los máximos admisibles del RDF - 76, si no son aceptables es necesario reforzar las secciones y volver a verificar los desplazamientos.

7.- Una vez que el sistema prediseñado es aceptado pasamos al cálculo exacto de Acciones Sísmicas.

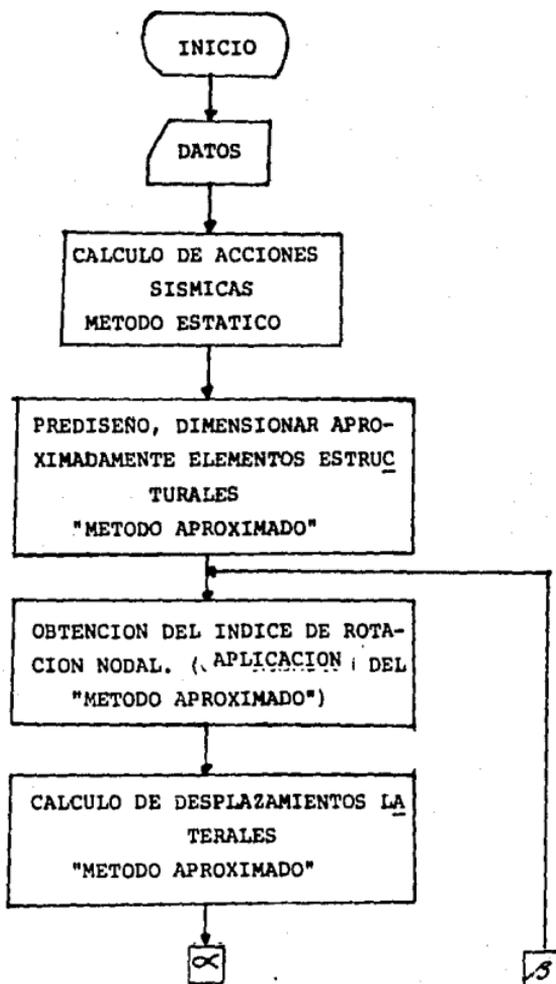
8.- Hacemos el cálculo de Elementos Mécánicos por algún Método Exacto , se recomienda el empleo de programas de computadora.

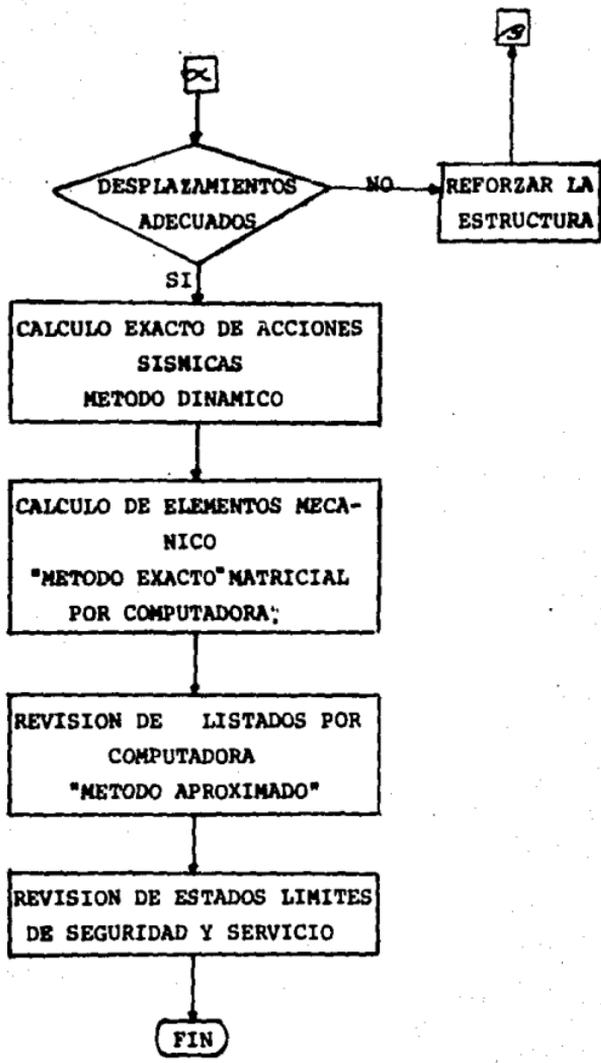
9.- Recurrimos a la comparación y revisión de listados por Computadora, por Métodos Aproximados.

10.- Procedemos a la revisión de Estados Límites de Seguridad y Servicio.

11.- Terminación del Proceso.

1.4 DIAGRAMA DE FLUJO DEL PROCESO GENERAL DEL DISEÑO SISMORRESISTENTE.





II

**PRESENTACION DE LA ESTRUCTURA
ANALIZADA EN ESTE TRABAJO**

II

PRESENTACION DE LA ESTRUCTURA ANALIZADA EN ESTE TRABAJO

2.1 GENERALIDADES

Aunque los autores de los métodos que constituyen este trabajo recomiendan que se apliquen a marcos regulares con poca variación de rigidez y geometría, se tomará una estructura con marcos asimétricos con la finalidad de obtener conclusiones más generales y - una mejor apreciación de la aplicación de los métodos.

Las fuerzas horizontales en la estructura pueden ser obtenidas por métodos estáticos o dinámicos. Para nuestro caso han sido supuestas arbitrariamente. fig. 2.2

En la fig. 2.2 , se representan las rigideces relativas de cada elemento estructural y será nuestro marco propuesto.

2.2 APLICABILIDAD DE LOS METODOS APROXIMADOS PARA EL EDIFICIO PROPUESTO

La aplicabilidad de los métodos aproximados como el del Portal Bowman, Wilbur, Grinter-Tsao y Del Factor, para lo que primeramente es necesario asegurar que la estructura tienen un comportamiento de marco. Las estructuras con un comportamiento así son llamadas de cortante. fig. 2.3



fig. 2.3 Estructura de Cortante
(Comportamiento de Marco)

Blume propuso un índice llamado de Rotación Nodal que permite averiguar si el sistema se comporta como marco o como cantiliver, es decir, si es una estructura de cortante o de flexión.

El índice de rotación nodal " ρ " se define por la siguiente expresión:

$$\rho = \frac{(I/L) \text{ trabe}}{(I/h) \text{ col.}}$$

Donde:

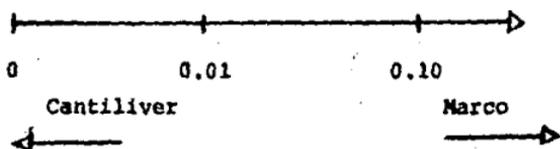
ρ = Índice de Rotación Nodal.

I/L = Rigidez de la trabe del entrepiso.

I/h = Rigidez de la columna del entrepiso.

Si el valor de ρ es menor que 0.01 la estructura se comporta como cantiliver y si es mayor de 0.10 la estructura se comporta

ta como marco.



Para calcular el índice de rotación nodal " ρ " se recomienda valorarlo en un entrepiso intermedio tomando, solo las columnas en las que se apoyan las trabes. fig. 2.4

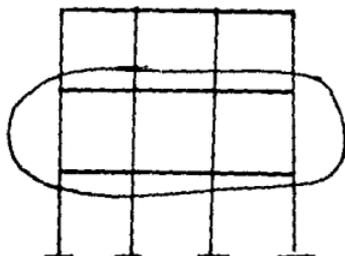


fig. 2.4 Valuación del Índice de Rotación Nodal

Para nuestro caso será necesario valorarlo para todos los niveles.

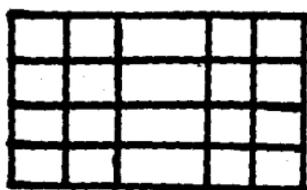
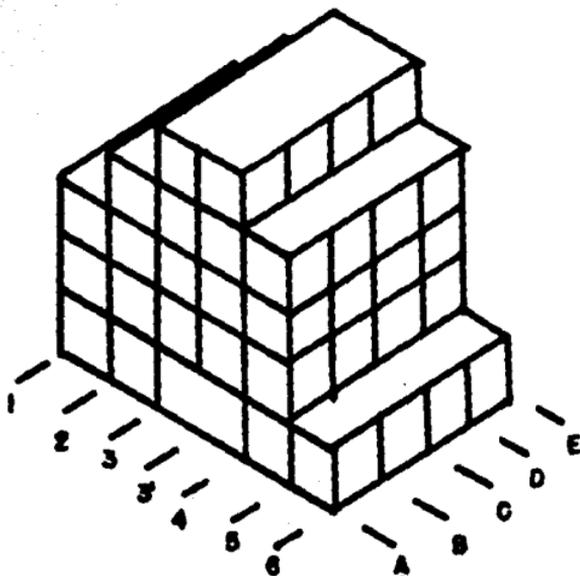
Nivel 5.
$$\frac{0.25 + 0.25}{2 \times 0.25 + 0.5} = 0.5$$
 Comportamiento de Marco

Nivel 4. 0.26 Comportamiento de Marco

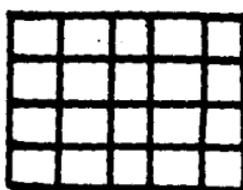
Nivel 3. 0.26 Comportamiento de Marco

Nivel 2. 0.20
Nivel 1. 0.27

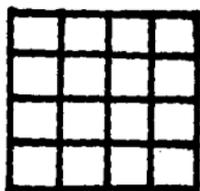
Comportamiento de Marco
Comportamiento de Marco



PLANTA N1.



PLANTA N2 Y N3.



PLANTA N4.

(1) (2) (3) (3') (4) (5) (6)



PLANTA N5.

(1) (2) (3) (3') (4) (5)



(M)

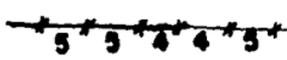
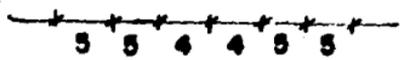
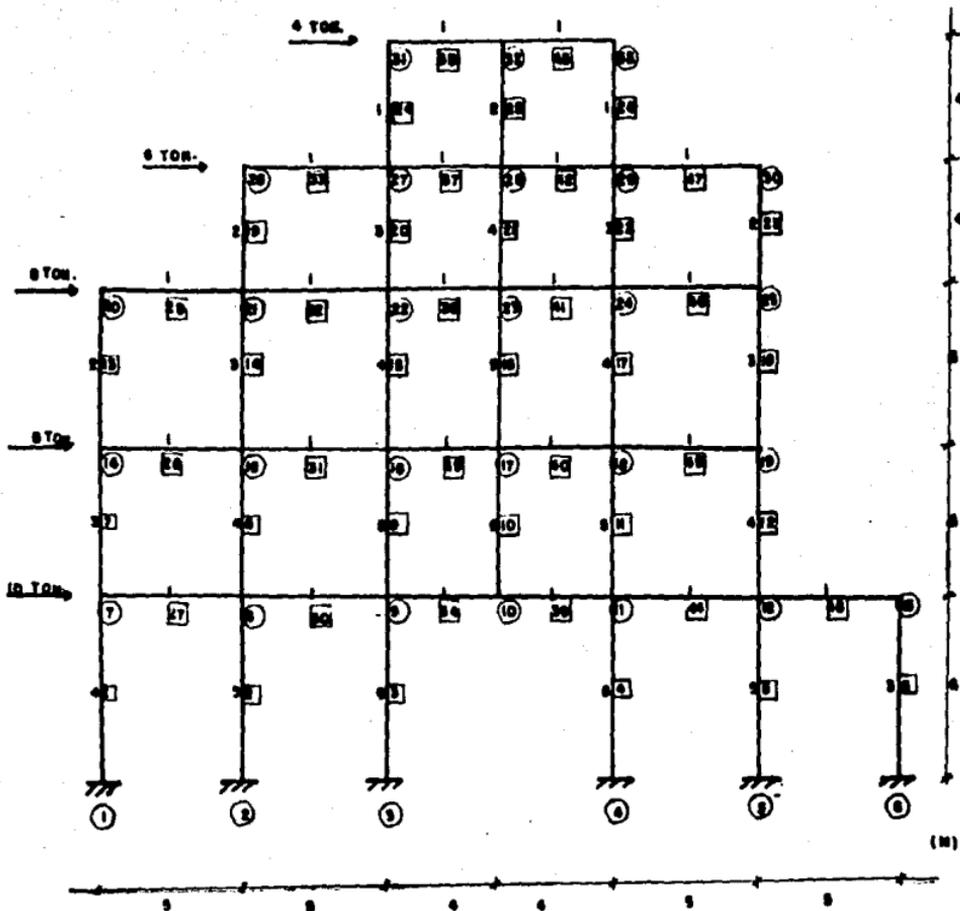


fig. 2.1 Estructura en isometrico

Plantas de la Estructura.



NOTAS:

- 5 NUMERO DE BARRA.
- 8 NUMERO DE NUDO.
- 4 RIGIDEZ RELATIVA DEL ELEMENTO.

III

FORMULAS DE WILBUR

III

FORMULAS DE WILBUR

3.1 GENERALIDADES

En un edificio de cortante, para cada entrepiso los desplazamientos dependerán solo de la fuerza cortante en ese entrepiso y de la rigidez del mismo. fig. 3.1

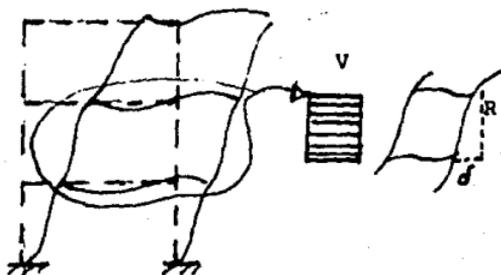


fig. 3.1 Edificio de Cortante

$$V = R \delta$$

$$\delta = \frac{V}{R}$$

Donde:

R = Rigidez de entrepiso.

V = Fuerza cortante de entrepiso.

δ = Desplazamiento relativo de los niveles que lo delimitan.

Para calcular la rigidez de entrepiso R, de forma aproximada -

es útil emplear, las fórmulas de Wilbur siempre y cuando ρ sea mayor de 0.10. Estas fórmulas son aplicables a marcos regulares formados por piezas de momento inercia constante.

3.2 HIPOTESIS:

a) Los giros en los nudos de un nivel y de los dos niveles adyacentes son iguales, excepto en el nivel de desplante, en donde se supone empotramiento o articulación.

b) Las fuerzas cortantes en los dos entrepisos adyacentes al que interesa son iguales.

3.3 FORMULAS DE WILBUR

1er. Entrepiso: Columnas empotradas en la cimentación.

$$R1 = \frac{48 E}{h1 \left[\frac{4h1}{\sum Kc1} + \frac{h1 + h2}{\sum Kt1 + \frac{\sum Kc1}{12}} \right]}$$

Columnas articuladas en la cimentación.

$$R1 = \frac{24 E}{h1 \left[\frac{8h1}{\sum Kc1} + \frac{2h1 + h2}{\sum Kt1} \right]}$$

2er. Entrepiso: Columnas empotradas en la cimentación.

$$R2 = \frac{48 E}{h2 \left[\frac{4h2}{\sum Kc2} + \frac{h1 + h2}{\sum Kt1 + \frac{\sum Kc1}{12}} + \frac{h2 + h3}{\sum Kt2} \right]}$$

Columnas articuladas en la cimentación.

$$R_2 = \frac{48 E}{h_2 \left[\frac{4h_2}{\sum Kc_2} + \frac{h_2 + h_3}{\sum Kt_2} + \frac{2h_1 + h_2}{\sum Kt_1} \right]}$$

Para Entrepisos Intermedios.

$$R_n = \frac{48 E}{h_n \left[\frac{4h_n}{\sum Kc_n} + \frac{h_m + h_n}{\sum Kt_m} + \frac{h_n + h_o}{\sum Kt_n} \right]}$$

Donde:

E = Módulo de Elasticidad del concreto.

R_n = Rigidez del entrepiso en cuestión.

K_{tn} = Rigidez de la trabe del nivel en cuestión.

K_{cn} = Rigidez de la columna del nivel en cuestión.

h_n = Altura de entrepiso n.

m, n, o = Identifica tres niveles consecutivos de abajo hacia arriba. fig. 3.2

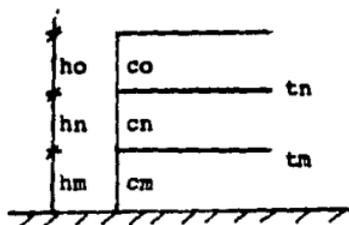


fig. 3.2 Identificación de los Niveles Consecutivos.

3.4 APLICACION DE LAS FORMULAS DE WILBUR A LA ESTRUCTURA PROPUESTA

Empleando las fórmulas anteriores y los datos de la fig. 1.2 y considerando el módulo de elasticidad $E = 2100\ 000\ \text{kg/cm}^2$, se obtienen las siguientes rigideces de entrepiso:

$$R_1 = \frac{48\ (2100\ 000\ \text{ton} / \text{m}^2)}{6 \left[\frac{4(6)}{0.019} + \frac{6 + 5}{0.0052 + \frac{0.019}{12}} \right]} = 58236.70\ \frac{\text{ton}}{\text{m}}$$

$$R_2 = 62782.21\ \text{ton} / \text{m}.$$

$$R_3 = 36690.17\ \text{ton} / \text{m}.$$

$$R_4 = 46575.76\ \text{ton} / \text{m}.$$

$$R_5 = 26999.94\ \text{ton} / \text{m}.$$

3.5 DESPLAZAMIENTOS EN LOS NIVELES.

Después de haber obtenido las rigideces de entrepiso se calculan los desplazamientos de la estructura siguiendo el procedimiento de la siguiente tabla 3.1

Niveles	V_i (ton)	R_i (ton/m)	$\delta_i = V_i/R_i$ (m)	$D = \sum_{i=1}^n \delta_i$ (m)
5	4	26999.94	0.00015	0.0018
4	10	46575.76	0.00021	0.0017
3	18	36690.17	0.00049	0.00152
2	26	62782.21	0.00041	0.00103
1	36	58236.70	0.000618	0.00062

Tabla 3.1 Tabla de Desplazamientos

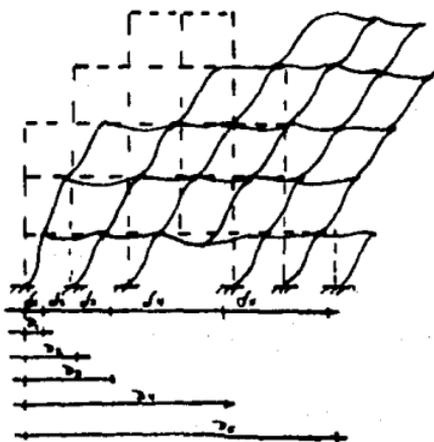


fig. 3.3 Desplazamientos en los Niveles de la Estructura

IV .

METODO DEL PORTAL

IV

METODO DEL PORTAL

4.1 GENERALIDADES

El método del Portal es el método más simple para el análisis de estructuras sometidas a la acción de fuerzas horizontales, como se puede ver a continuación las hipótesis limitan la aplicación general de este método, pues no considera que puede haber elementos estructurales de diferente momento de inercia a este solo supone que las columnas centrales toman el doble de fuerza cortante sísmica que las columnas externas debido a que deben de tener una rigidez proporcional a su área tributaria. (ref. 4)

4.2 HIPOTESIS DE TRABAJO.

1.- Los puntos de inflexión están localizados al centro de la altura de las columnas excepto en las columnas del primer y último entrepiso.

En el primer piso está localizado a 0.66 de la altura de la columna a partir de la base y en el último piso a 0.33 de la altura también a partir de la base.

2.- La fuerza cortante en cada piso se reparte entre las columnas del piso de tal manera que cada columna interior recibe el doble que las columnas exteriores.

3.- Esta última hipótesis se hace considerando cada piso compuesto por una serie de portales en número igual al de las crujeas

de la estructura en ese nivel teniendo las cortantes laterales en comparación con las columnas exteriores.

4.3 APLICACION DEL METODO

A continuación se analiza por el Método del Portal el modelo propuesto. fig. 4.1

Paso 1.- Ubicación de los puntos de Inflexión.

Con base en la primera hipótesis podemos suponer que existen puntos de inflexión en todos los elementos. fig. 4.2

Paso 2.- Obtención del Cortante en Columnas.

Empleando la segunda hipótesis podemos encontrar las cortantes en las columnas, empezando con el último entrepiso. fig. 4.3

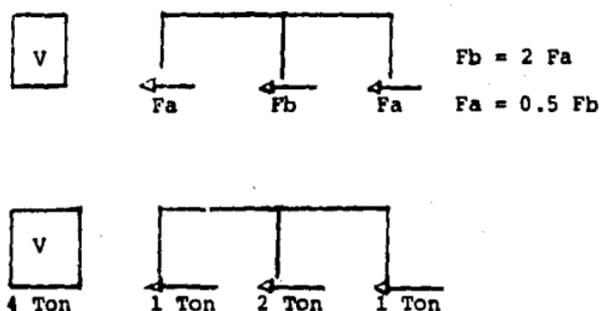


fig. 4.3 Obtención de Cortante en Columnas

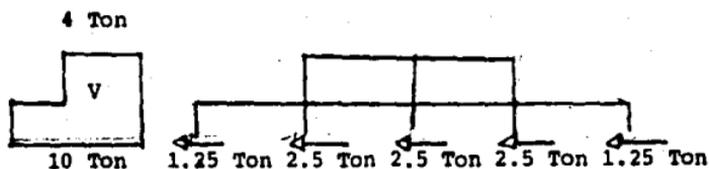


fig. 4.3 a Obtención de Cortante
en Columnas

Así calculando desde el último entrepiso hasta el primero se tiene las fuerzas cortantes en columnas. fig. 4.4

Paso 3.- Obtención de Momentos en Columnas y Trabes.

Los momentos en los extremos de las columnas se obtienen multiplicando las fuerza cortante por la distancia a la que está el punto de inflexión o sea su brazo de palanca sabiendo que el momento es cero en la articulación con lo cual se tiene:

Nivel 5.-

$$M \text{ columna } 24 \text{ superior} = 1 \times 0.66 \times 4 = 2.66 \text{ ton m.}$$

$$M \text{ columna } 24 \text{ inferior} = 1 \times 0.33 \times 4 = 1.32 \text{ ton m.}$$

$$M \text{ columna } 25 \text{ superior} = 2 \times 0.66 \times 4 = 5.28 \text{ ton m.}$$

$$M \text{ columna } 25 \text{ inferior} = 2 \times 0.33 \times 4 = 2.64 \text{ ton m.}$$

Se realiza de la misma manera para los siguientes niveles de la estructura propuesta.

Es evidente que para determinar los momentos de las trabes se

debe cumplir lo siguiente:

La sumatoria de los momentos de las columnas mas la sumatoria de los momentos de las trabes deben ser igual a cero.

Aplicandol6 a los nudos, obtenemos los momentos de las trabes extremas y aplicando la suposición de que el momento es nulo en el centro de la trabe se toma en cuenta que los momentos de los extremos de cada trabe son iguales entre sí. fig. 4.4

Paso 4.- Obtención de Cortantes en las Trabes.

Se obtienen aplicando la siguiente fórmula:

$$V = \frac{2M}{L}$$

Donde:

V = Cortante de la Trabe.

M = Momento en los extremos de la trabe.

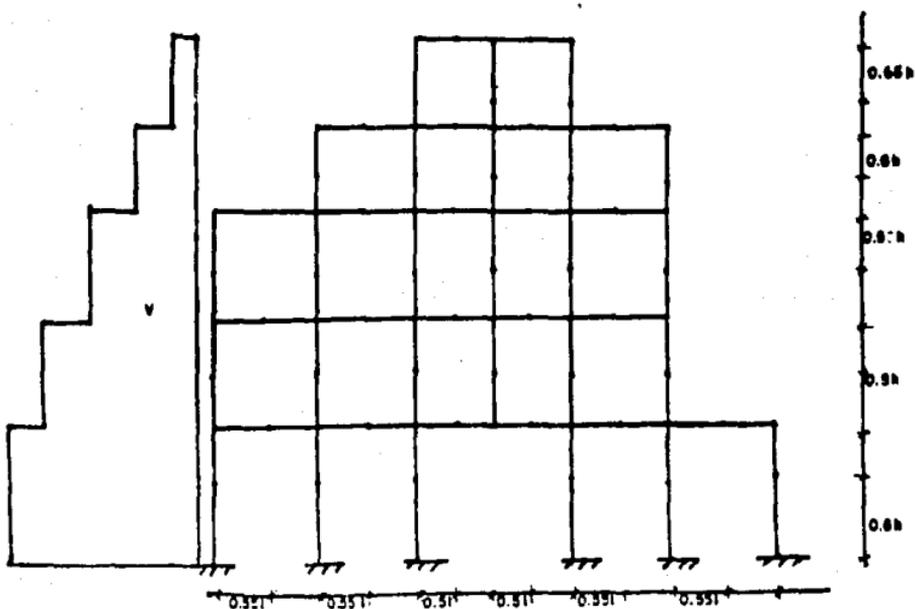
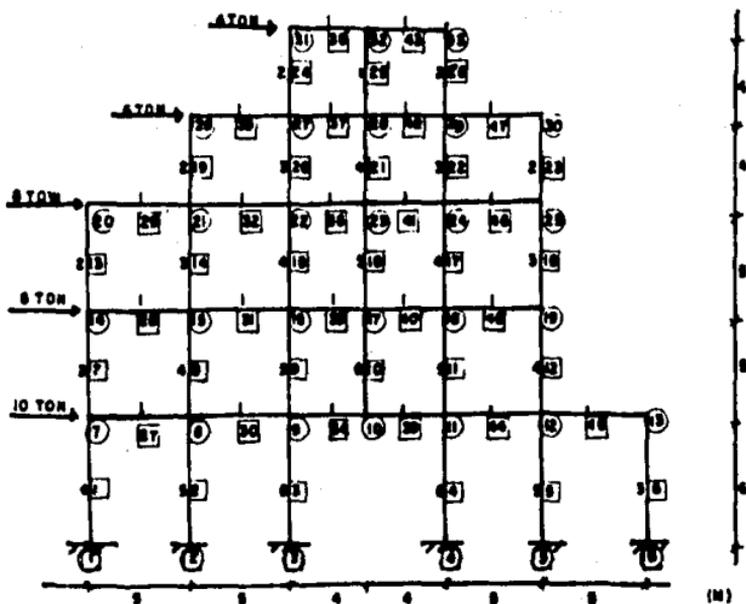
L = Longitud de la trabe.

Para el nivel 5 se tiene que:

$$V = \frac{2 \times 2.66}{4} = 1.33 \text{ ton} \quad V = \frac{2 \times 2.66}{4} = 1.33 \text{ ton}$$

De la misma manera se realiza para los niveles de la estructura propuesta.

Los resultados de todos los elementos mecánicos se concentran en una sola lámina. fig. 4.4



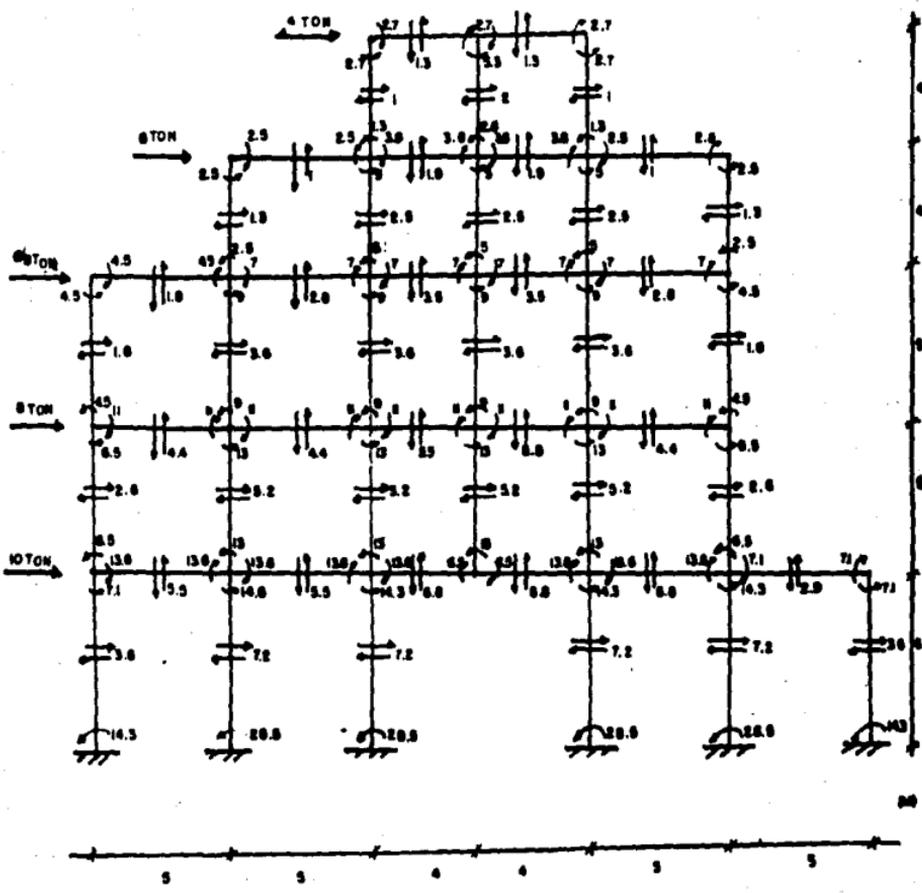


Fig. 4.4 ELEMENTOS MECANICOS EN LA ESTRUCTURA
SEGUN EL METODO DEL PORTAL.

V

METODO DE BOWMAN

V

METODO DE BOWMAN

5.1 GENERALIDADES.

En 1930 el Profesor H.L. Bowman propuso un método aproximado para el análisis de estructuras sometidas a la acción de fuerzas horizontales, teniendo las siguientes hipótesis. (ref. 5)

5.2 HIPOTESIS DE TRABAJO.

1.- Los puntos de inflexión en las vigas exteriores se encuentran a 0.55 de su claro, a partir de su extremo exterior. En vigas interiores, el punto de inflexión se encuentra en el centro del claro, excepto en la crujía central cuando el número es impar, o en las dos centrales si es par. En estas crujías la posición de puntos de inflexión en las vigas esta forzada por condiciones de simetría y equilibrio.

2.- Los puntos de inflexión en las columnas del primer entrepiso se encuentran a 0.60 de su altura, a partir de la base.

En las columnas de los entrepisos último, penúltimo y antepenúltimo se encuentran a 0.65, 0.60 y 0.55 de la altura correspondiente, a partir del extremo superior, respectivamente.

Los puntos de inflexión en columnas para los cuales no se ha especificado la posición se encuentran en el centro de su altura.

Estas hipótesis se resumen en la fig. 5.1

3.- La cortante en cada piso se divide entre la columna como sigue:

En la Planta Baja: Una parte de la fuerza cortante obtenida, dividiendo el número de crujeas menos 0.50 entre el número de columnas y multiplicando este resultado por la fuerza cortante en el primer piso:

$$V \text{ col } 1 = \frac{\text{Num. de claros} - 1/2}{\text{Num. de columnas}}$$

Donde:

V col 1 = Fuerza Cortante Columna 1.

V1 = Fuerza Cortante.

La cantidad de V col 1, se divide entre las columnas proporcionalmente a sus rigideces, si el marco no se ha proyectado se divide en partes iguales entre las columnas.

La parte restante de la fuerza cortante V1 del primer piso.

$$V \text{ claro } 1 = V1 - V \text{ col } 1$$

En Pisos Superiores: El valor de V col 1 se obtiene de la siguiente forma:

$$V \text{ col } 1 = \frac{\text{Num. de claros} - 2}{\text{Num. de columnas}}$$

El cortante de claro se obtiene:

$$V \text{ claro} = V - V \text{ col } 1$$

Ambos cortantes se reparten como se indicó anteriormente para el primer piso.

Conocidas las fuerzas cortantes en todas las columnas podemos calcular los momentos en las mismas multiplicando éstas cortantes por su brazo de palanca que es la distancia del punto de inflexión al extremo de la columna.

Los momentos en los extremos discontinuos en las trabes terminales se determinan de inmediato por condiciones de equilibrio, - en cambio en las trabes interiores se determina en función de las rigideces de las propias trabes.

Para el cálculo de momentos en las trabes del Nivel 1:

Nudo exterior:

$$M = 0 \text{ o sea } M_{c1} + M_{cs} + M_t = 0$$

Nudo interior:

$$M = 0 \text{ o sea } M_{c1} + M_{cs} + M_{ti} + M_{td} = 0$$

$$M_{td} = M_c \frac{K_{ti}}{\sum K_t}$$

Análogamente obtenemos:

$$M_{ti} = M_c \frac{K_{ti}}{\sum K_t}$$

Donde:

- Mci = Momento en columna inferior.
- Mcs = Momento en columna superior.
- Mti = Momento en trabe a la izquierda del nudo.
- Mtd = Momento en trabe a la derecha del nudo.
- ktd = Rigidez de la trabe a la derecha del nudo.
- kti = Rigidez de la trabe a la izquierda del nudo.
- ∑kt = Suma de rigideces de las trabes que concurren al nudo.

5.3 APLICACION DEL METODO.

Se analizará por el método de Bowman el modelo propuesto. - -
fig. 5.2

Paso 1.- Ubicación de los puntos de Inflexión.

En base en la primera hipótesis podemos suponer que existen -
puntos de inflexión en todos los elementos. fig. 5.3

Paso 2.- Obtención de Cortantes en las Columnas y Trabes.

∑Kcn1 = 29	∑Ktn1 = 6
∑Kcn2 = 27	∑Ktn2 = 5
∑Kcn3 = 21	∑Ktn3 = 5
∑Kcn4 = 14	∑Ktn4 = 4
∑Kcn5 = 4	∑Ktn5 = 2

Nivel 1.-

$$V = 36 \text{ ton.}$$

$$V_{\text{col 1}} = \frac{5 - 0.5}{6} 36 = 27 \text{ ton.}$$

$$V_{\text{claro}} = 36 - 27 = 9 \text{ ton.}$$

$$V_1 = V_{\text{col 1}} \frac{K_{c1}}{K_c} + \frac{V_{\text{claro}}}{2} \frac{K_{t 1-2}}{K_t} = 4.47 \text{ ton.}$$

$$V_1 = 4.47 \text{ ton.}$$

$$V_2 = V_{\text{col 1}} \frac{K_{c2}}{K_c} + \frac{V_{\text{claro}}}{2} \frac{K_{t 1-2}}{K_t} + \frac{V_{\text{claro}} K_{t2-3}}{2 K_t}$$

$$V_2 = 6.16 \text{ ton.}$$

$$V_3 = 7.09 \text{ ton.}$$

$$V_4 = 7.09 \text{ ton.}$$

$$V_5 = 6.16 \text{ ton.}$$

$$V_6 = 3.54 \text{ ton.}$$

Para los siguientes niveles se sigue el mismo procedimiento - para los cortantes en las traveses, se toma el punto de inflexión - al centro del claro.

$$V = \frac{M_t}{L_{\text{claro}}}$$

Se presentan los cortantes en la fig. 5.4

Paso 3.- Obtención de Momentos en las Trabes y Columnas.

Se obtienen multiplicando la fuerza cortante por su brazo de palanca.

Nivel 0.-

M1	=	4.47	x	6	x	0.6	=	16.09	ton m.
M2	=	6.16	x	6	x	0.6	=	22.18	ton m.
M3	=	7.09	x	6	x	0.6	=	25.52	ton m.
M4	=	7.09	x	6	x	0.6	=	25.52	ton m.
M5	=	6.16	x	6	x	0.6	=	22.18	ton m.
M6	=	3.54	x	6	x	0.6	=	12.74	ton m.

Nivel 1.-

M7	=	4.47	x	6	x	0.4	=	10.73	ton m.
M8	=	6.16	x	6	x	0.4	=	14.78	ton m.
M9	=	7.09	x	6	x	0.4	=	17.02	ton m.
M11	=	7.09	x	6	x	0.4	=	17.02	ton m.
M12	=	6.16	x	6	x	0.4	=	14.78	ton m.
M13	=	3.54	x	6	x	0.4	=	8.50	ton m.

Momento en trabe.-

$$\sum M \text{ nudo} = 0$$

$$\sum Mt = \frac{\sum M}{2}$$

Nivel 1.-

$$M t \text{ 1-2} = 17.58 \text{ ton m.}$$

$$M t \text{ 2-1} = 13.06 \text{ ton m.} = M t \text{ 2-3}$$

M t 3-2	=	14.78	ton m.	=	M t 3-4
M t 4-3	=	6.87	ton m.	=	M t 4-5
M t 5-4	=	14.78	ton m.	=	M t 5-6
M t 6-5	=	11.43	ton m.	=	M t 6-7
M t 7-6	=	8.50	ton m.		

Para los siguientes niveles de la estructura propuesta se seguirá el mismo procedimiento.

Los resultados de todos los elementos mecanicos se concentran en un sólo esquema. fig. 5.4

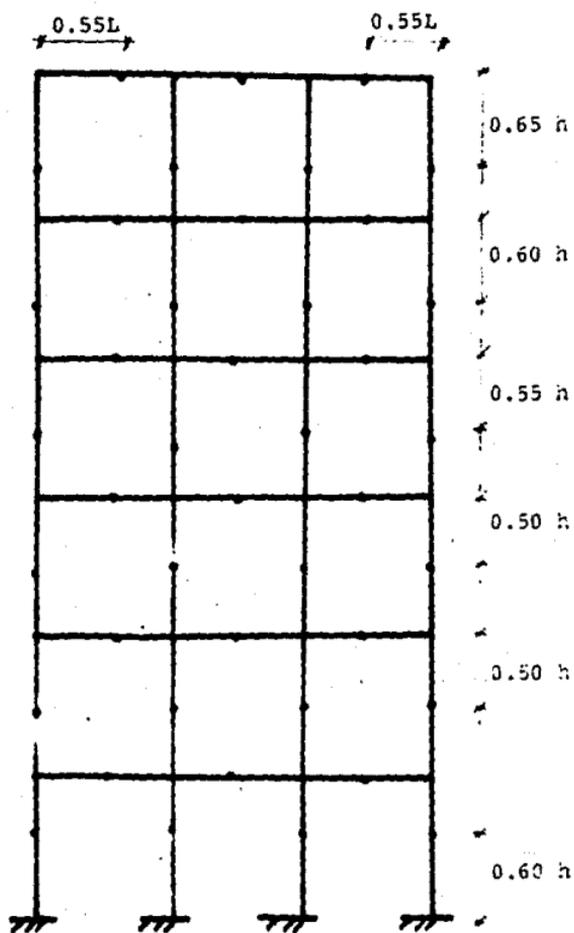


fig. 5.1 Localización de los
Puntos de Inflexión

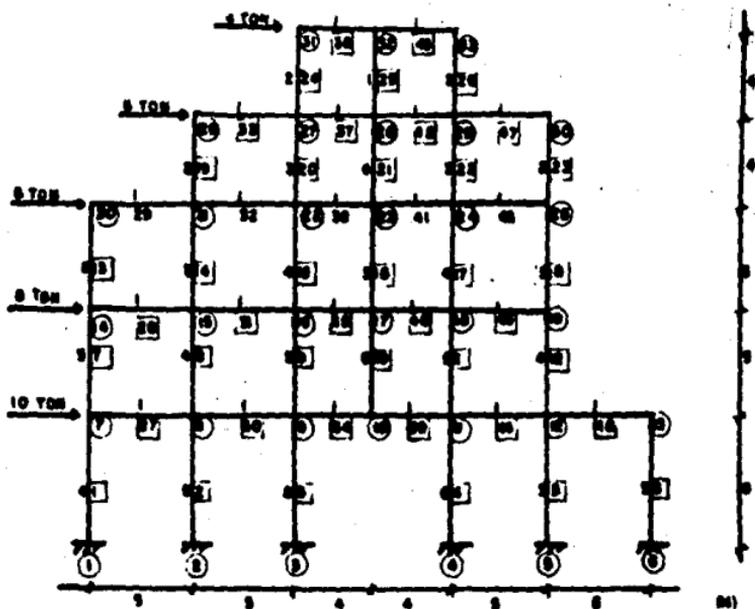


Fig. 5.2 MODELO PROPUESTO.

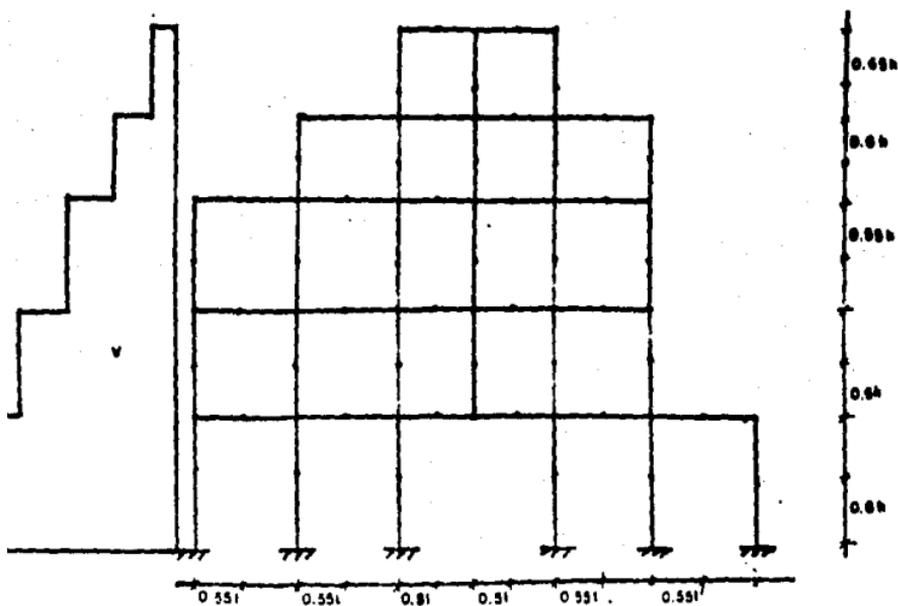


Fig. 5.3 UBICACION DE LOS PUNTOS DE INFLEXION.

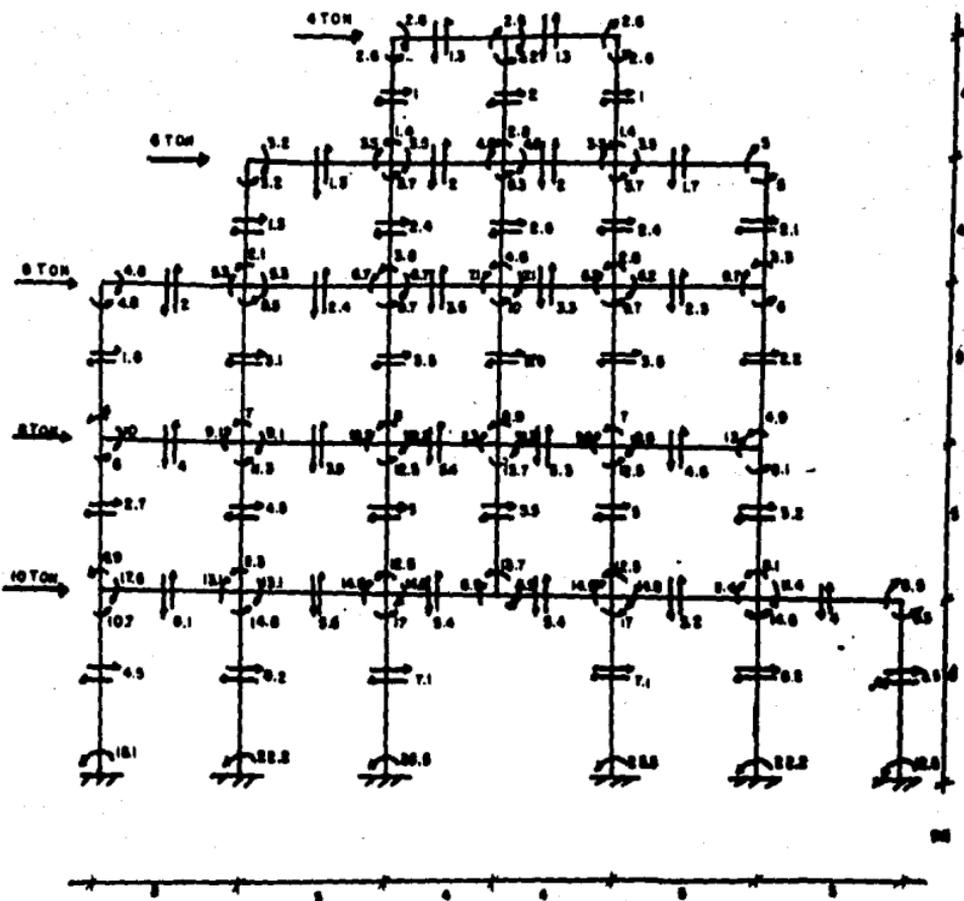


Fig. 5.4 ELEMENTOS MECANICOS EN LA ESTRUCTURA
SEGUN EL METODO DE COWAN.

VI

METODO DEL FACTOR

VI

METODO DEL FACTOR

6.1 GENERALIDADES

El método se obtiene planteando las ecuaciones de pendiente-deformación (slope-deflection), analiza marcos bajo la acción de fuerzas horizontales. Haciendo las siguientes hipótesis: (ref. 6)

6.2 HIPOTESIS.

1.- Para el cálculo de los desplazamientos lineales y angulares en un piso, se considera que son iguales los valores de en dos entrepisos consecutivos. Se entiende por la diferencia de desplazamientos laterales de dos niveles consecutivos dividida entre la altura del entrepiso.

2.- El desplazamiento angular de un nudo, y el de los extremos opuestos de todas las barras que concurren al mismo son iguales.

6.3 SECUENCIA DE TRABAJO.

1.- Conocer las rigideces de cada miembro del marco propuesto, pudiendo trabajar con rigideces relativas.

2.- Se calcula en cada nudo G_n denominado factor de viga.

$$G_n = \frac{\sum K_{cn}}{\sum K_n}$$

Donde:

G_n = Factor de Viga.

$\sum K_{cn}$ = Sumatoria de rigideces de las columnas que concurren al nudo n.

$\sum K_n$ = Sumatoria de rigideces de todos los elementos que concurren al nudo n.

3.- Se calcula en cada nudo el factor de columna C_n .

$$C_n = 1 - G_n$$

Donde:

C_n = Factor de columna.

Se anota en el extremo de cada columna, para columnas empotradas $C = 1.0$ y para columnas articuladas $C = 0.0$.

4.- Se suma a cada factor de viga, la mitad del factor en el extremo opuesto del miembro.

5.- Se multiplica cada suma por el valor de la rigidez del miembro en cuestión, a este producto lo llamamos para columnas factor momento " C_n " y para traveses factor momento " G_n ".

6.- Puesto que los valores de " C_n " son proporcionales a los momentos finales de las columnas para el piso distribuiremos el momento total del nivel según los valores C_n .

7.- En cada nudo se debe satisfacer la condición de equilibrio por lo que los momentos de las columnas deberán estar equili

bradas con los miembros de las traves distribuyendose este último con los valores de G_n .

8.- Los factores momento " C_n " y factores momento " G_n " se obtienen multiplicando los del factor $C_n + 0.5$ de extremo opuesto por la rigidez del mismo miembro.

6.4 APLICACION DEL METODO.

Se analizará por el método del Factor el modelo propuesto. - fig. 6.1

Paso 1.- Obtención de factores viga G_n y columna C_n . Tabla 6.1

Paso 2.- Obtención del factor momento " G_n " y " C_n ". fig. 6.2 y fig. 6.3

Paso 3.- Para obtener los momentos en las columnas se suman los factores de momento del entrepiso.

Nivel 1.-

$$\begin{aligned} \epsilon C_n &= 50.879 & FCS &= 36 \text{ ton} & h &= 6 \text{ m} \\ & & M &= 216 \text{ ton m.} \end{aligned}$$

La cantidad a repartir es :

$$\begin{aligned} & \frac{216}{50.879} = 4.245 \\ M1 &= 4.245 \times 4.252 = 18.05 \text{ ton m.} \\ M2 &= 4.245 \times 5.455 = 23.16 \text{ ton m.} \\ M3 &= 4.245 \times 6.462 = 27.43 \text{ ton m.} \\ M4 &= 4.245 \times 6.462 = 27.43 \text{ ton m.} \end{aligned}$$

$$M5 = 4.245 \times 5.455 = 23.16 \text{ ton m.}$$

$$M6 = 4.245 \times 3.375 = 14.33 \text{ ton m.}$$

$$M7 = 4.245 \times 2.500 = 10.61 \text{ ton m.}$$

$$M8 = 4.245 \times 3.410 = 14.48 \text{ ton m.}$$

$$M9 = 4.245 \times 3.924 = 16.66 \text{ ton m.}$$

$$M10 = 4.245 \times 3.924 = 16.66 \text{ ton m.}$$

$$M11 = 4.245 \times 3.410 = 14.48 \text{ ton m.}$$

$$M12 = 4.245 \times 2.250 = 9.55 \text{ ton m.}$$

Para los siguientes niveles de la estructura se seguirá el procedimiento anterior.

Paso 4.- Obtención de Momentos de Trabes el cual se hace por medio de la condición de equilibrio. En la que la sumatoria de momentos de columnas mas la sumatoria de momentos de las trabes es igual a cero.

$$\sum M_c + \sum M_t = 0$$

$$M_{izq} = \frac{\sum M_c}{t_i + t_d} t_i \quad M_{der} = \frac{\sum M_c}{t_i + t_d} t_d$$

Nudo 1.-

$$M1 = \frac{5.72 + 10.61}{1.284} = 1.284 \text{ ton m.}$$

Nudo 2.-

$$M_{izq} = \frac{10.68 + 14.48}{1.26 + 1.24} 2.65 = 12.66 \text{ ton m.}$$

$$M \text{ der} = \frac{10.68 + 14.48}{1.26 + 1.24} \cdot 1.24 = 12.56 \text{ ton m.}$$

Nudo 3.-

$$M \text{ izq} = 14.11 \text{ ton m.} \quad M \text{ der} = 13.72 \text{ ton m.}$$

Nudo 4.-

$$M \text{ izq} = 8.95 \text{ ton m.} \quad M \text{ der} = 8.95 \text{ ton m.}$$

Para todos los demás nudos se sigue el mismo procedimiento anterior. fig. 6.4

Paso 5.- Los cortantes de columnas y traves de la estructura se obtienen de la siguiente manera:

$$V = \frac{\sum M}{L \text{ claro}}$$

Donde:

V = Cortante.

$\sum M$ = Sumatoria de momentos.

L claro = Longitud del claro en cuestión.

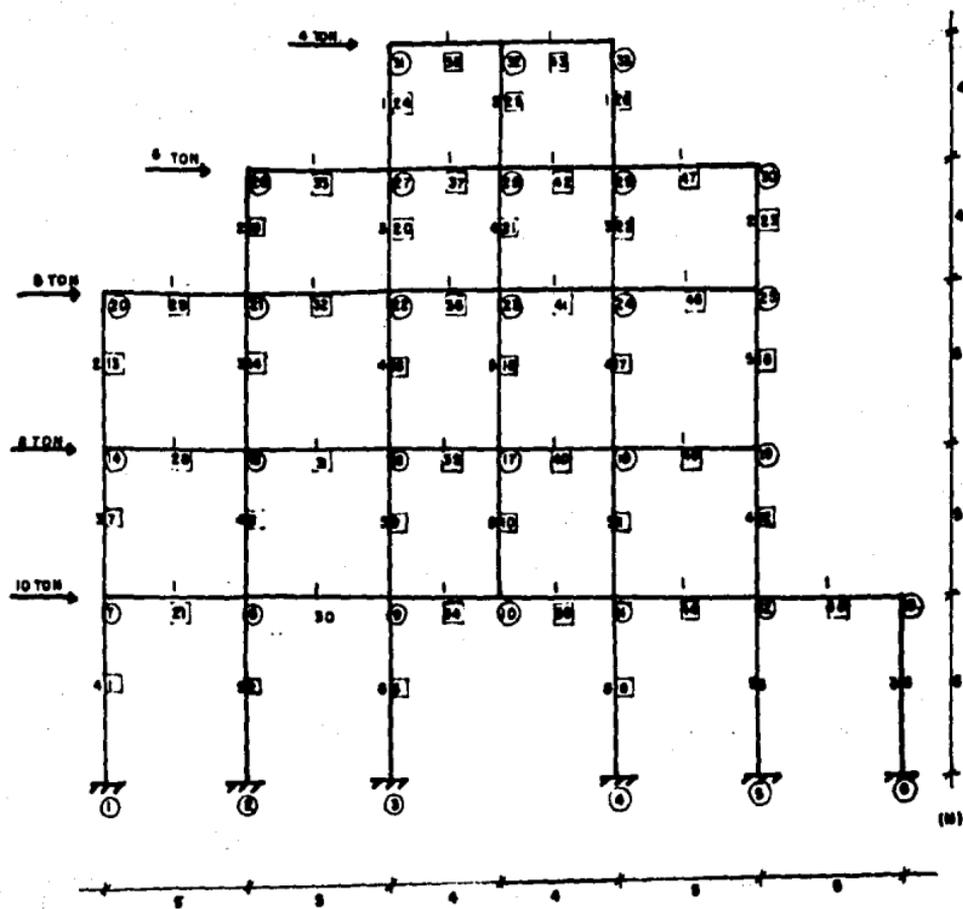
Todos los resultados de los elementos mecánicos se concentran en un solo esquema. fig. 6.4

Obtención de factores:

Gn y Cn

TABLA 6.1

Nudo	∠ Kc	∠ K	Gn	Cn
1	7	8	0.875	0.125
2	9	11	0.818	0.182
3	11	13	0.846	0.154
4	6	8	0.750	0.250
5	11	13	0.846	0.154
6	9	11	0.818	0.182
7	3	4	0.750	0.250
8	5	6	0.833	0.167
9	7	9	0.778	0.222
10	9	11	0.818	0.182
11	11	13	0.846	0.154
12	9	11	0.818	0.182
13	7	8	0.875	0.125
14	2	3	0.667	0.333
15	5	7	0.714	0.286
16	7	9	0.778	0.222
17	9	11	0.818	0.182
18	7	9	0.778	0.222
19	5	6	0.833	0.167
20	2	3	0.667	0.333
21	4	6	0.667	0.333
22	6	8	0.750	0.250
23	4	6	0.667	0.333
24	2	3	0.667	0.333
25	1	2	0.500	0.500
26	2	4	0.500	0.500
27	1	2	0.500	0.500



NOTAS:

- NUMERO DE BARRA.
- NUMERO DE NUDO.
- RIGIDEZ RELATIVA DEL ELEMENTO.

Fig. 6.1 MODELO PROPUESTO.

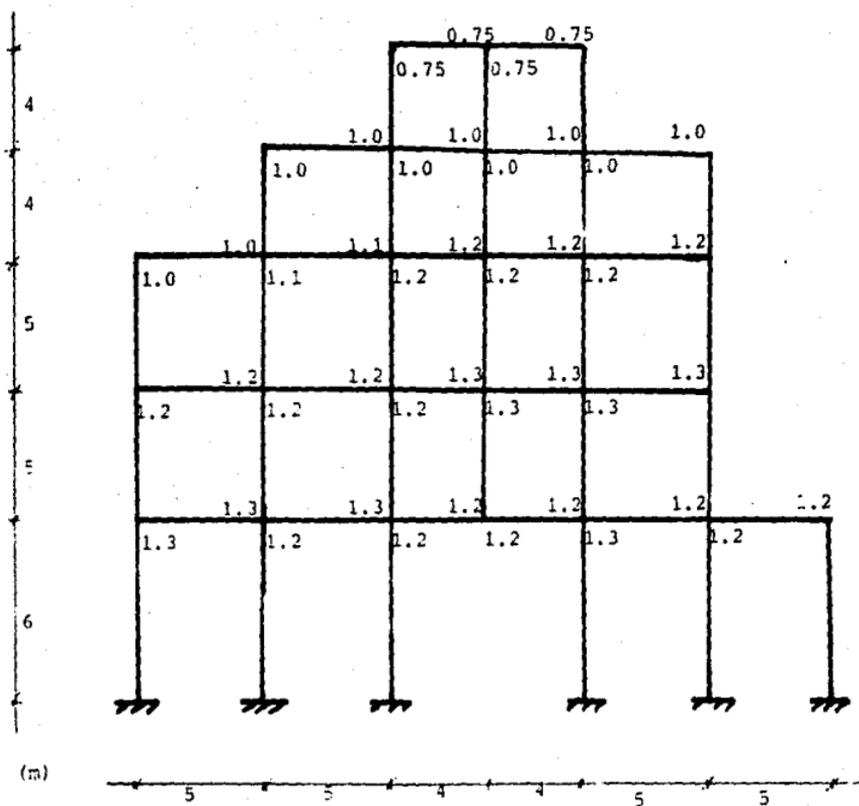


fig. 6.2 Obtención del Factor Momento "Gn"

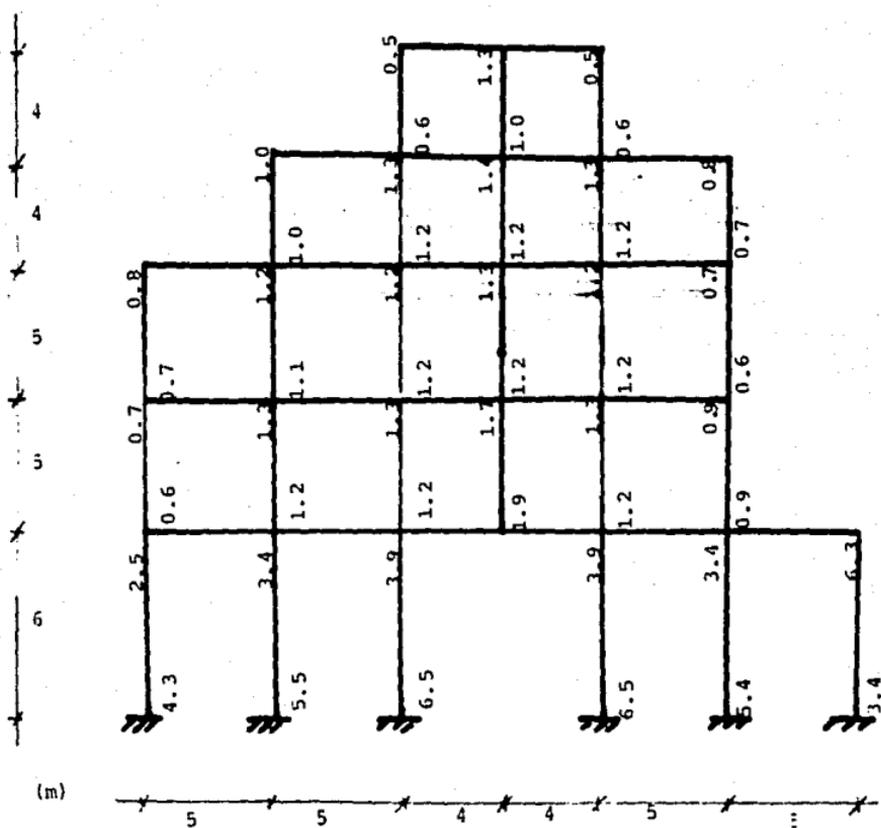


fig. 6.3 Obtención del Factor Momento "Cn"

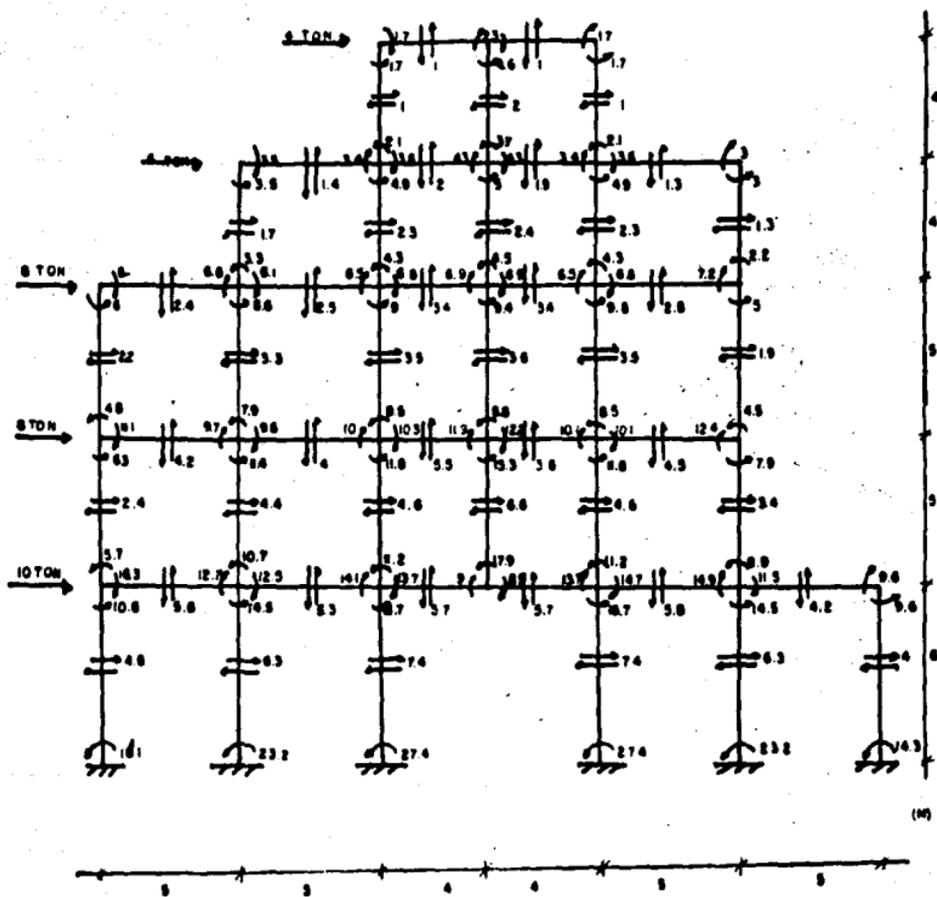


Fig 6.4 ELEMENTOS MECANICOS EN LA ESTRUCTURA

SEGUN EL METODO DEL FACTOR.

VII

**METODO DE DISTRIBUCCION
DE VOLADIZO (GRINTER - TSAO)**

VII

METODO DE DISTRIBUCCION DE VOLADIZO (GRINTER - TSAO)

7.1 GENERALIDADES

El método de distribución de voladizo es recomendable para reducir el trabajo de cálculo, es aplicable a marcos simétricos - de una cruzía y aquellos de varias cruzías cuyas rigideces guarden relaciones tales que sea posible descomponerlos en varios marcos simétricos de una cruzía cada uno. Sin embargo, puede aplicarse en forma aproximada al análisis de cualquier marco que se idealice como simétrico y de una cruzía igualando la suma de rigideces de vigas y columnas en cada entrepiso en el marco original y en el idealizado. (ref. 7)

Esto equivale a suponer que todos los nudos de un mismo nivel sufren la misma rotación. fig. 7.1

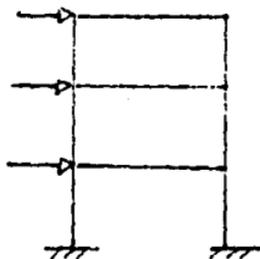


fig. 7.1 Marco Idealizado

7.2 SECUENCIA DEL METODO.

1.- Se permite el desplazamiento lineal de todos los nudos, hasta que se logre el equilibrio de fuerzas cortantes en cada en trepiso. En esta etapa los momentos exteriores $-M_o$ impiden el giro en los nudos. fig. 7.2

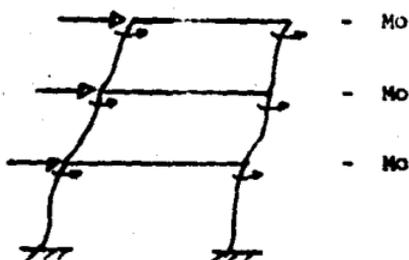


fig. 7.2 Momentos Exteriores
Impidiendo el giro

2.- Se eliminan después momentos, permitiendo simultáneamente giros y nuevos desplazamientos lineales sin que se altere la fuerza cortante de cada entrepiso. fig. 7.3

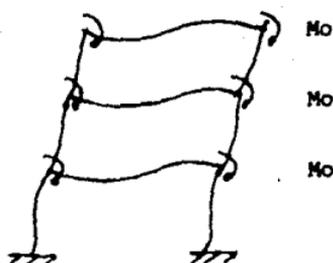
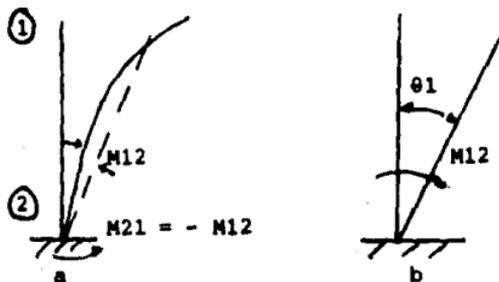


fig. 7.3 Desplazamientos Lineales

3.- Se considera una columna en el cual se permite giro y - desplazamiento transversal simultáneo, en uno de sus extremos. Partiendo de que es nula la cortante que proviene de esta deformación, las ecuaciones de pendiente suministran las relaciones. fig. 7.4 a y fig. 7.4 b



$$M_{12} = 2EK_{12} (2\theta_1 - 3\psi_{12}) \quad \text{--- 1} \quad M_{21} = 2EK_{12} (\theta_1 - 3\psi_{12}) \quad \text{--- 2}$$

fig. 7.4 Relación de las Ecuaciones de Pendiente

Al no haber fuerza cortante:

$$M_{21} = -M_{12}$$

De la ecuación 1 y 3 :

$$\theta_1 = 2\psi_{12} \quad \text{--- 3} \quad M_{12} = EK_{12} \theta_1 \quad \text{--- 4}$$

Teniendo en cuenta las ecuaciones 3 y 4 y considerando que - la estructura será asimétrica se reduce el problema a la solución de la mitad del marco por distribución de momentos. En este proceso las rigideces de las vigas se calculan como:

$$6EK = 3E \frac{I}{0.5}$$

Las de las columnas como EK de la ecuación 4 y el factor de transporte en las columnas es - 1 ecuación 3.

4.- Los momentos se obtienen con el producto de la fuerza cortante en cada entrepiso por la mitad de la altura.

En el cálculo de los momentos, es necesario obtener los elementos mecánicos del marco original, por lo que se distribuyen los que se obtuvieron proporcionalmente a las rigideces de las piezas.

5.- Se determinan los coeficientes de distribución en cada nudo de acuerdo a las rigideces de los miembros que concurren.

6.- Se procede a repartir los momentos obtenidos de la repartición de momentos de empotramiento de la estructura idealizada y proporcionales a las rigideces de la estructura real.

7.- Se obtienen los momentos reales en los extremos, de cada miembro y se procede a determinar el momento de desequilibrio Md y a distribuirlos de acuerdo con el Método de Cross, aproximandoló al grado que degrezca hasta cero.

7.3 APLICACION DEL METODO.

Se analizará por el método de distribución de voladizo el modelo propuesto. fig. 7.5

Paso 1.- Obtener el Marco Equivalente con sus factores de distribución y sus momentos de empotramiento. fig. 7.6

Paso 2.- Se procede a la distribución de momentos por el -

Método de Cross, la cual se observa en la tabla 7.1

Para obtener el momento en las trabes se ve que ellas tienen dos nudos, por lo cual es necesario dividir entre dos veces el número de trabes que tenga el nivel siempre que la rigidez sea uno.

Nivel 5.-

$$\frac{9.246}{4} = 2.31 \text{ ton}$$

Nivel 4.-

$$\frac{33.19}{8} = 4.15 \text{ ton}$$

Nivel 3.-

$$\frac{69.293}{10} = 6.93 \text{ ton}$$

Nivel 2.-

$$\frac{100.213}{10} = 10.21 \text{ ton}$$

Nivel 1.-

$$\frac{122.55}{12} = 10.21 \text{ ton}$$

Momento en columnas se obtienen dividiendo la sumatoria de momento entre la sumatoria de la rigidez del nivel por la rigidez del miembro.

$$M = \frac{\sum M}{\sum K \text{ nivel}} \quad K \text{ miembro}$$

Nivel 5.-

2.311 ton	4.623 ton	2.311 ton
1.689 ton	3.377 ton	1.689 ton

Nivel 4.-

3.377 ton	5.660 ton	7.550 ton	5.660 ton	3.77 ton
1.937 ton	2.910 ton	3.870 ton	2.910 ton	1.94 ton

El procedimiento anterior se sigue para los demás niveles.

Los momentos de las travesas y columnas se observan en el esquema. fig. 7.7

Paso 3.- Una vez teniendo los momentos reales en los extremos de cada miembro de la estructura, es necesario determinar el momento de desequilibrio M_d y poder distribuirlo por el Método de Cross tradicional aproximándolo hasta que deezca a cero. Tabla 7.2 y fig. 7.8

Los errores son pequeños los residuos obtenidos se pueden considerar como un nuevo sistema aplicable al mismo procedimiento.

Ejemplo:

$$M = 89.34 \text{ ton m.} \quad V = 17.86 \text{ ton}$$

$$M = V \times L \text{ claro} = 89.341 \text{ ton m.}$$

$$M = 89.341 - 89.34 = 0.001 \text{ ton m.}$$

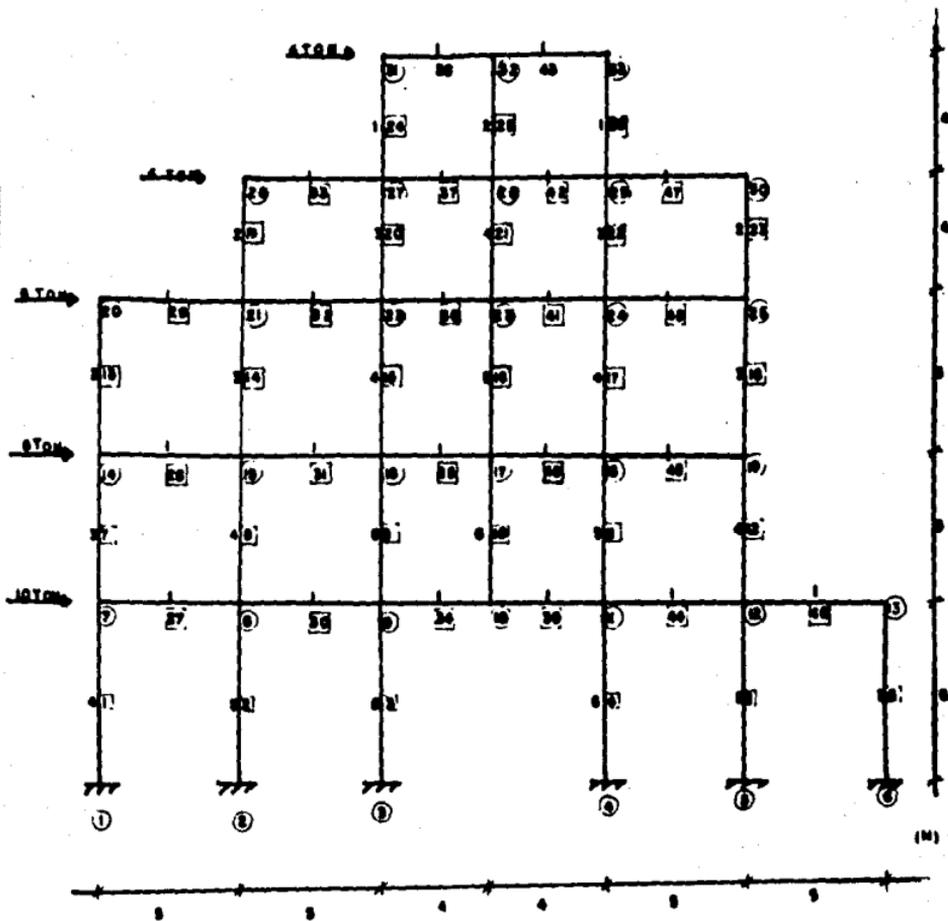
El error es casi cero, con lo cual vemos que se puede demostrar para los demás niveles y sus aproximaciones en la distribución de momentos hace que los errores sean muy pequeños.

Paso 4.- Obtención de Cortante.

Como se ha visto en los demás métodos la obtención del cortante se da con la siguiente fórmula:

$$V = \frac{\sum M}{L \text{ claro}}$$

Se observan los resultados de todos los elementos mecánicos de la estructura en un solo esquema. fig. 7.9



NOTAS:

- ① NUMERO DE BARRA.
- ② NUMERO DE NUDO.
- 4 RIGIDEZ RELATIVA DEL ELEMENTO.

Fig. 7.5 MODELO PROPUESTO.

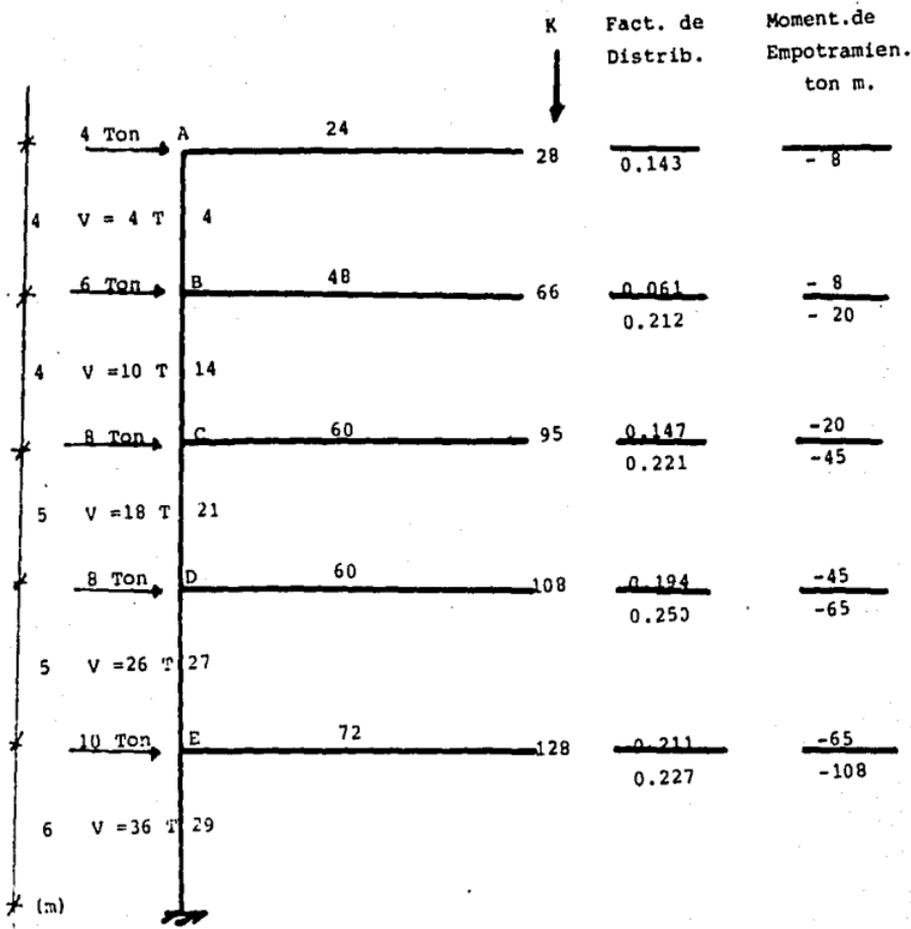


fig. 7.6 Marco Equivalente

Miembro	AB	BA	BC	CB	CD	DC	DE	ED	EF	FE
FD	0.143	0.061	0.212	0.147	0.221	0.194	0.250	0.211	0.227	-----
Momen.	- 8	- 8	- 20	- 20	- 45	- 45	- 65	- 65	- 108	- 108
balanceo	1.144	1.708	5.936	9.555	14.365	21.340	27.500	36.503	39.271	-----
transpo.	-1.708	-1.144	-9.555	-5.936	-21.340	-14.365	-36.503	-27.500	-----	-39.271
balanceo	0.244	0.653	2.268	4.010	6.030	9.868	12.717	5.800	6.243	-----
T	-0.653	-0.244	-4.010	-2.268	- 9.868	- 6.030	- 5.800	-12.717	-----	- 6.243
b	0.093	0.260	0.902	1.784	2.682	2.295	2.958	2.683	2.887	-----
T	-0.260	-0.093	-1.784	-0.902	- 2.295	- 2.682	- 2.683	- 2.958	-----	- 2.887
b	0.037	0.114	0.398	0.470	0.707	1.041	1.341	0.624	0.671	-----
T	-0.114	-0.037	-0.470	-0.398	- 1.041	- 0.707	- 0.624	- 1.341	-----	- 0.671
b	0.016	0.031	0.110	0.212	0.318	0.258	0.333	0.283	0.304	-----
T	-0.031	-0.016	-0.212	-0.110	- 0.258	- 0.318	- 0.283	- 0.333	-----	- 0.304
b	0.004	0.014	0.048	0.054	0.081	0.117	0.150	0.070	0.076	-----
T	-0.014	-0.004	-0.054	-0.048	- 0.117	- 0.081	- 0.070	- 0.150	-----	- 0.076
b	0.002	0.004	0.012	0.024	0.036	0.029	0.038	0.032	0.034	-----
Mom. en las col.	9.240	6.754	-26.411	13.553	55.700	.34.235	65.926	64.004	58.514	157.452
Mom. en traves	9.240	33.165		69.253		100.161		122.518		-----

Tabla 7.1 Distribucción de Momentos

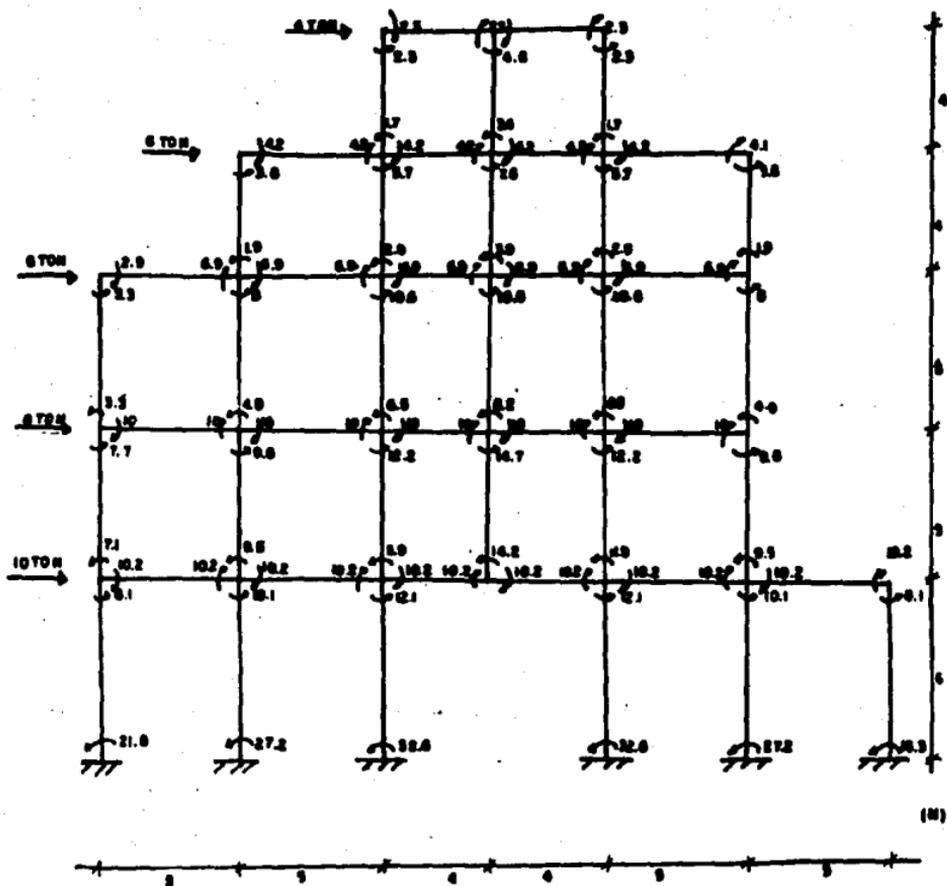


Fig. 17 MOMENTOS DE TRAMES Y COLUMNAS

DEL MARCO EQUIVALENTE.

$$F_d = \frac{K \text{ miembro}}{K \text{ nudo}}$$

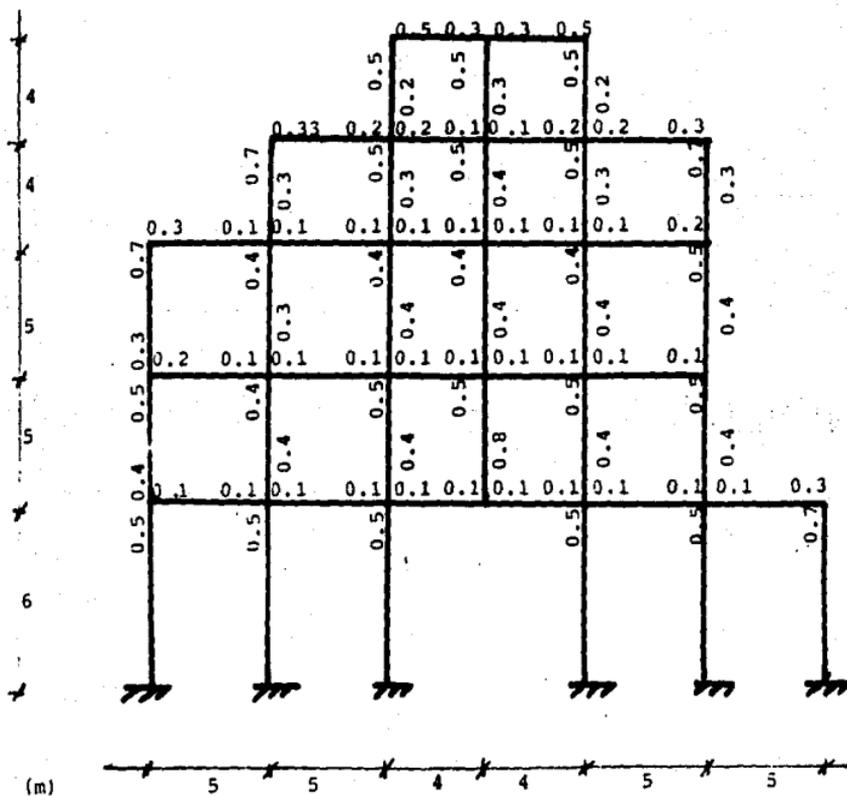


fig. 7.8 Factores de Distribución

Miembro	31 - 27	31 - 32	32 - 31	32 - 28	32 - 33	33 - 32	33 - 29
FD	0.500	0.500	0.250	0.500	0.250	0.500	0.500
Momen.	2.310	- 2.310	- 2.310	4.620	- 2.310	- 2.310	2.310
b	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----
T	0.08	-----	-----	- 0.330	-----	-----	0.080
b	- 0.040	- 0.040	0.080	0.170	0.080	- 0.040	- 0.040
T	0.005	0.040	- 0.020	0.060	- 0.020	0.040	0.005
b	- 0.020	- 0.020	- 0.005	- 0.010	- 0.005	- 0.020	- 0.020
T	0.020	- 0.003	- 0.010	- 0.040	- 0.010	- 0.003	- 0.005
b	- 0.009	- 0.009	0.020	0.030	0.020	0.004	0.004
T	0.001	0.010	- 0.005	- 0.010	0.002	0.010	0.010
b	- 0.006	- 0.006	0.003	0.007	0.003	- 0.010	- 0.010
T	0.005	0.002	- 0.003	- 0.010	- 0.005	0.002	- 0.000
MD	2.346	- 2.336	- 2.250	4.487	- 2.245	- 2.327	2.334

Tabla. 7.2 Distribución de Momentos.

Miembro	14 - 20	14 - 7	14 - 15	15 - 14	15 - 21	15 - 8	15 - 16
FD	0.330	0.500	0.170	0.110	0.330	0.440	0.110
Momen.	3.260	7.330	- 10.020	- 10.020	4.900	9.770	- 10.020
b	- 0.190	- 0.290	- 0.100	0.590	1.770	2.360	0.590
T	0.540	- 0.980	0.300	- 0.050	0.850	0.150	0.060
b	0.050	0.070	0.020	- 0.110	- 0.330	- 0.440	- 0.110
T	0.040	0.020	- 0.060	0.010	- 0.280	- 0.130	0.020
b	0.030	0.040	0.010	0.040	0.130	0.170	0.040
T	0.020	- 0.002	0.020	0.005	0.100	0.050	0.020
b	- 0.010	- 0.020	- 0.006	- 0.020	- 0.060	- 0.080	- 0.020
T	- 0.020	- 0.005	- 0.010	- 0.003	- 0.030	- 0.020	0.003
b	0.010	0.020	0.006	0.006	0.020	0.020	0.006
T	0.004	0.003	0.003	0.003	0.020	0.010	0.004
MD	3.654	6.186	- 9.837	- 9.549	7.090	11.860	- 9.407

Tabla. 7.2 Distribución de Momentos

Miembro	16 - 15	16 - 22	16 - 7	16 - 17	17 - 16	17 - 23	17 - 10	17 - 18
PD	0.090	0.360	0.450	0.090	0.080	0.380	0.460	0.080
Momen.	- 10.020	6.530	12.210	- 10.020	- 10.020	8.160	14.660	- 10.020
b	0.120	0.470	0.590	0.120	- 0.220	- 1.060	- 1.280	- 0.220
T	0.300	0.080	- 0.680	- 0.110	0.060	- 0.740	2.320	0.060
b	0.040	0.150	0.180	0.040	- 0.140	- 0.650	- 0.780	- 0.140
T	- 0.060	- 0.140	- 0.140	- 0.070	0.020	0.260	0.350	0.050
b	0.040	0.150	0.180	0.040	- 0.050	- 0.260	- 0.310	- 0.050
T	0.020	- 0.020	- 0.030	- 0.030	0.020	0.060	0.170	0.010
b	0.005	0.020	0.030	0.005	- 0.020	- 0.100	- 0.120	- 0.020
T	- 0.010	- 0.040	- 0.030	- 0.010	- 0.003	0.050	0.070	0.010
b	0.008	0.030	0.040	0.008	- 0.010	- 0.050	- 0.060	- 0.010
T	0.003	- 0.003	- 0.005	- 0.005	0.004	0.020	0.030	0.001
MD	- 9.554	7.227	12.345	- 10.032	- 10.359	5.69	15.050	- 10.329

Tabla. 7.2 Distribucción de Momentos

Miembro	16 - 15	16 - 22	16 - 7	16 - 17	17 - 16	17 - 23	17 - 10	17 - 18
FD	0.090	0.360	0.450	0.090	0.080	0.380	0.460	0.080
Momen.	- 10.020	6.530	12.210	- 10.020	- 10.020	8.160	14.660	- 10.020
b	0.120	0.470	0.590	0.120	- 0.220	- 1.060	- 1.280	- 0.220
T	0.300	0.080	- 0.680	- 0.110	0.060	- 0.740	2.320	0.060
b	0.040	0.150	0.180	0.040	- 0.140	- 0.650	- 0.780	- 0.140
T	- 0.060	- 0.140	- 0.140	- 0.070	0.020	0.260	0.350	0.050
b	0.040	0.150	0.180	0.040	- 0.050	- 0.260	- 0.310	- 0.050
T	0.020	- 0.020	- 0.030	- 0.030	0.020	0.060	0.170	0.010
b	0.005	0.020	0.030	0.005	- 0.020	- 0.100	- 0.120	- 0.020
T	- 0.010	- 0.040	- 0.030	- 0.010	- 0.003	0.050	0.070	0.010
b	0.008	0.030	0.040	0.008	- 0.010	- 0.050	- 0.060	- 0.010
T	0.003	- 0.003	- 0.005	- 0.005	0.004	0.020	0.030	0.001
MD	- 9.554	7.227	12.345	- 10.032	- 10.359	5.69	15.050	- 10.329

Tabla. 7.2 Distribución de Momentos

Miembro	18 - 17	18 - 24	18 - 11	18 - 19	19 - 18	19 - 25	19 - 12
FD	0.090	0.360	0.450	0.090	0.130	0.380	0.500
Momen.	- 10.020	6.530	12.210	- 10.020	- 10.020	4.900	9.770
b	0.120	0.470	0.590	0.120	- 0.600	- 1.770	- 2.330
T	- 0.110	0.080	- 0.680	- 0.300	0.060	- 0.750	0.150
b	0.090	0.360	0.450	0.090	0.070	0.210	0.270
T	- 0.070	- 0.020	- 0.140	0.040	0.050	0.190	0.110
b	0.020	0.070	0.090	0.020	- 0.050	- 0.130	- 0.180
T	- 0.030	- 0.070	- 0.060	- 0.030	0.010	- 0.060	- 0.020
b	0.020	0.070	0.090	0.020	0.010	0.020	0.040
T	- 0.010	- 0.002	- 0.020	0.005	0.010	0.040	0.020
b	0.002	0.010	0.010	0.002	- 0.009	- 0.030	- 0.040
T	- 0.005	- 0.020	- 0.010	- 0.005	0.001	- 0.01	- 0.003
MD	- 9.993	7.478	12.530	-10.050	-10.468	2.62	7.787

Tabla. 7.2 Distribución de Momentos

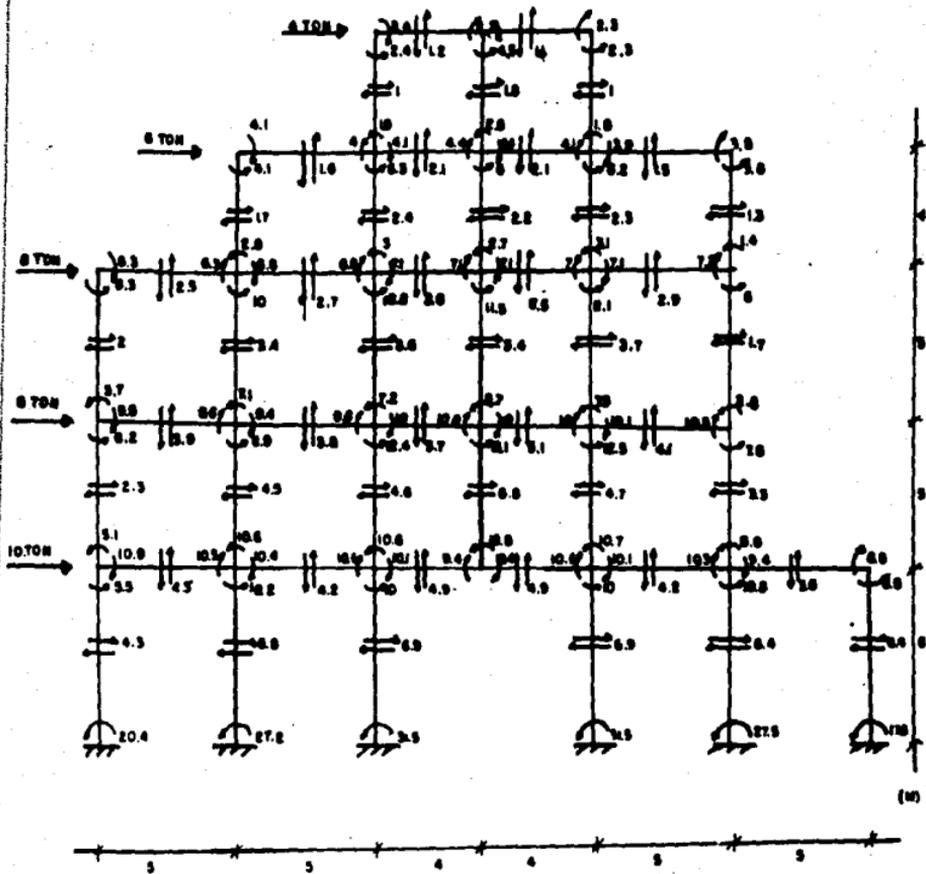
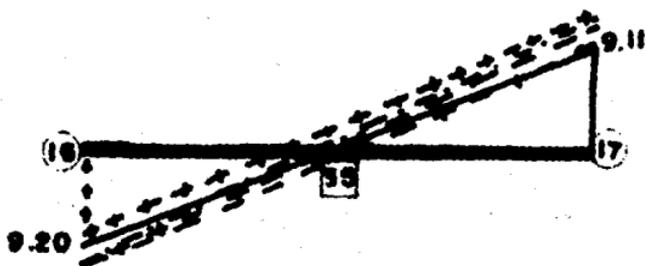


Fig. 7.9 ELEMENTOS MECANICOS EN LA ESTRUCTURA

SEGUN EL METODO DE DISTRIBUCION DE MOMENTOS.

VIII

COMPARACION DE RESULTADOS
MOMENTO FLEXIONANTE, CORTANTE
NORMAL DE TRABES ESCOGIDAS
ARBITRARIAMENTE



NOTAS.

- METODO EXACTO.
- - - - - METODO DEL PORTAL.
- . - . - METODO DE BOWMAN.
- + + + + + METODO DEL FACTOR.
- + - + - METODO DE DISTRIBUCION DE VOLADIZO.

**FIG. 6.1 COMPARACION DE RESULTADOS
MOMENTO FLEXIONANTE.**

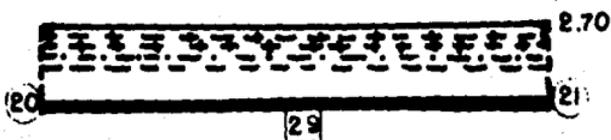
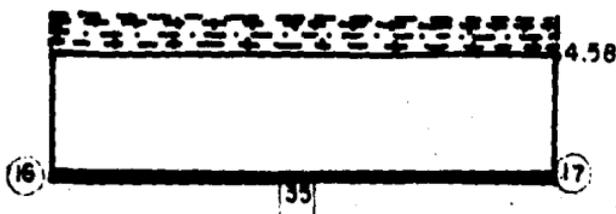
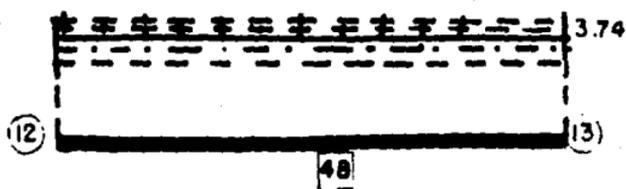


Fig. 8.2 COMPARACION DE RESULTADOS
FUERZA CORTANTE.

ESTA TESTIS NO DEBE
SALIR DE LA BIBLIOTECA

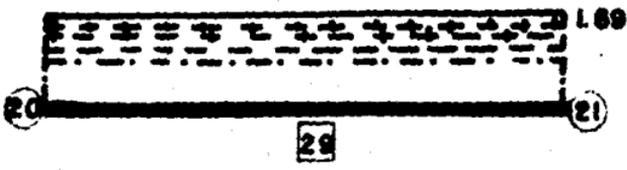
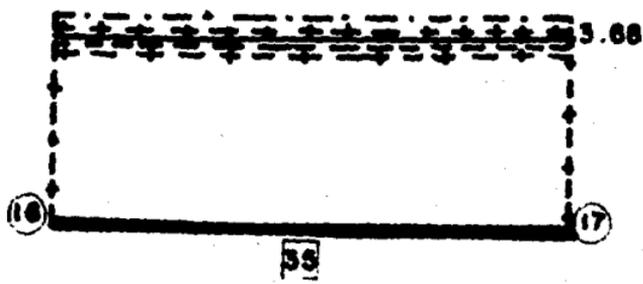
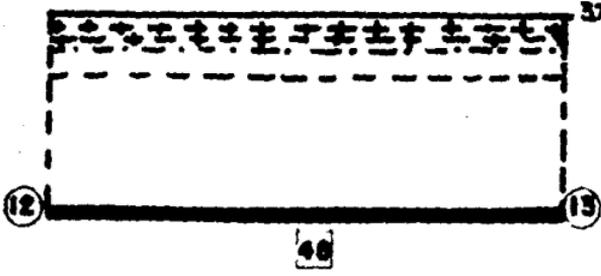


Fig. 8.3 COMPARACION DE RESULTADOS

FUERZA NORMAL.

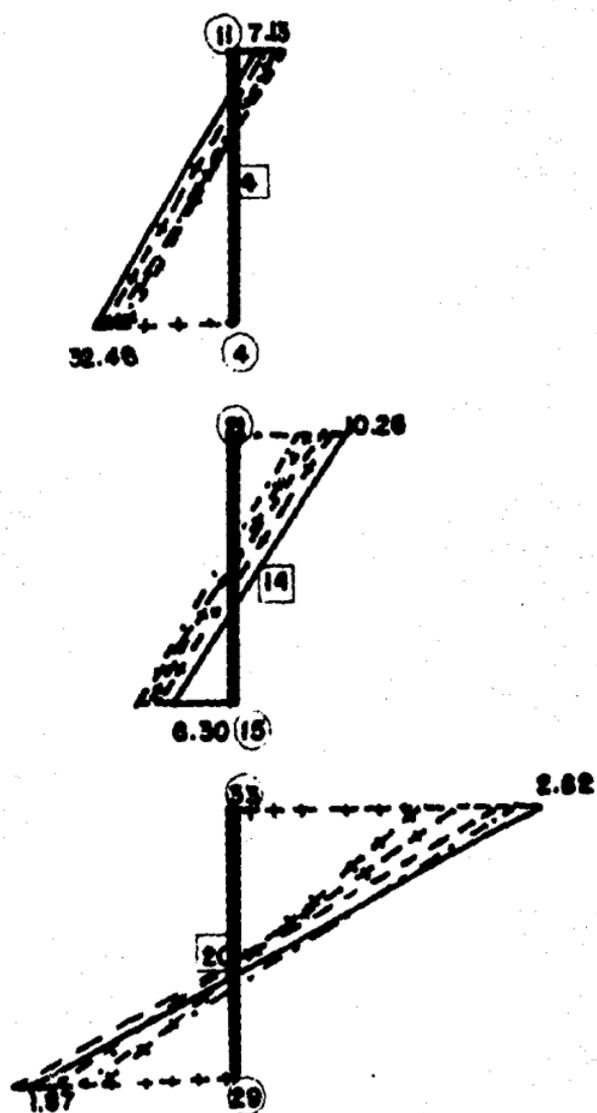


fig. 6.5 COMPARACION DE RESULTADOS
MOMENTO FLEXIONANTE.

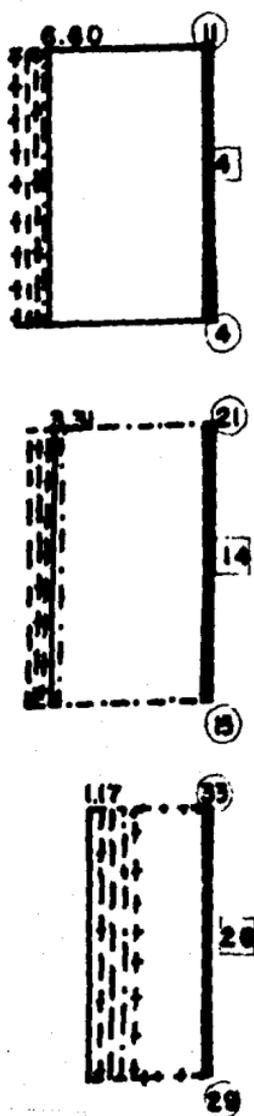
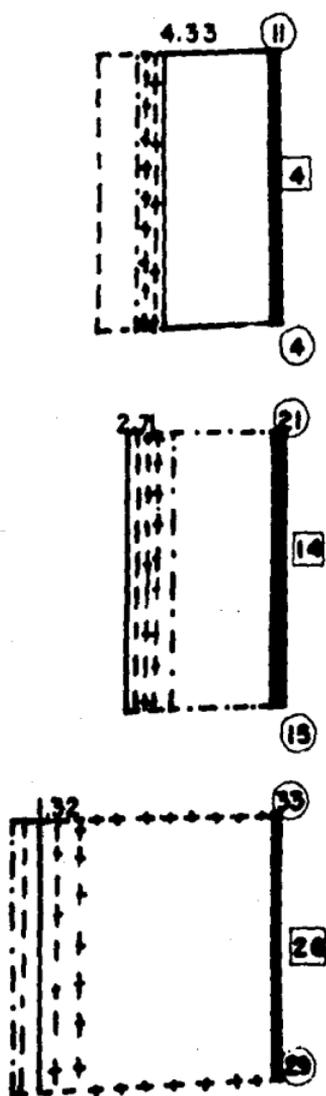


fig.8.3 COMPARACION DE RESULTADOS
FUERZA CORTANTE .



**FIG. 8.6 COMPARACION DE RESULTADOS
FUERZA NORMAL.**

CONCLUSIONES

CONCLUSIONES.

Observamos que los métodos aproximados son útiles en etapas preliminares y el programa sirve para la comparación de los mismos.

Se trató de mostrar la aplicabilidad de los métodos, el cual, simplifica el trabajo en la actualidad.

Todos los objetivos particulares se cumplieron con especial énfasis en la comparación de métodos abordados con la solución matricial.

En lo que se señalan los límites a continuación:

Método de Wilbur.- Es de fácil aplicación y permite verificar el nivel de desplazamientos laterales de la estructura para averiguar si no sobrepasan los permisibles.

Se hizo hincapié varias veces a lo largo del trabajo en la importancia de calcular el índice de rotación nodal ya que los métodos abordados son aplicables estrictamente a una estructura con comportamiento de marco.

Método del Portal.- Es útil para el diseño preliminar de marcos regulares y con distribución uniforme de rigidez, es aplicable a marcos esbeltos con trabes de relativa rigidez. Por lo que al considerar un marco con notoria irregularidad en su geometría se observa poca coincidencia con los resultados base, teniendo en ciertos nudos el 50% de error, pues no se toma en cuenta las rigideces de los miembros.

Método de Bowman.- Se aplica a análisis definitivos de marcos regulares y de dimensiones moderadas. Tienen inconsistencia en la

distribución de fuerza cortante ya que solo se toma en cuenta la rigidez de las trabes superiores del entrepiso analizado.

Esto puede producir errores importantes en casos extremos de variación de rigidez de trabes de dos niveles consecutivos.

Este método si se aplica a marcos altos los puntos de inflexión en las columnas se alejan de la realidad, y obtendrían resultados aceptables, el procedimiento no es laborioso, ni complicado, ni tedioso, toma en cuenta las rigideces de los miembros del marco por lo que es más racional que el Método del Portal. Los errores varían de un 20% a un 50% en las zonas asimétricas de los resultados base.

Método del Factor.- Es un método intermedio entre los aproximados y los exactos, es de sencilla aplicación,

El inconveniente es que en estructuras de rigidez irregular, los resultados difieren de los cálculos por análisis más refinados.

El Método tiene la ventaja de que las operaciones para el cálculo de las rigideces se emplea en el análisis. Se observa que el desarrollo se puede efectuar sobre un sólo esquema del marco sin necesidad de usar tablas o resolver series de ecuaciones. Los resultados difieren de un 10% a un 30% en las zonas asimétricas o de irregularidad, con lo cual son resultados aceptables.

Método de Grinter - Tsao.- Es un método rápido, exacto, práctico, se observa una eficacia satisfactoria con la mayoría de los casos usuales.

El Reglamento de Construcciones del Distrito Federal lo consi-

dera como un método exacto y práctico.

Los resultados del método contra los resultados base varían de un 10% al 20% en los nudos irregulares. se espera un comportamiento satisfactorio y razonable.

Para finalizar resulta evidente que si bien la aplicación de - estos métodos no es ilimitada, es de gran ayuda tanto en las etapas iniciales del Proceso de Diseño Sismorresistente como en la revisión de listados definitivos de análisis matricial por computadora.

APENDICE

MARCO 1

Listados de Programa "Estruct - 100 "

ARCHIVO DE DATOS: M-1

E=21000000 G=63246

* BARRAS=48 * NUDOS=33 * BARRAS TIPICAS=15

* CONDICIONES DE CARGA=1 * GDL=81 ANCHO BANDA=24

BARRAS TIPICAS

BARRA TIPO 1

LONGITUD 6
ANGULO 90
A. AXIAL 1
A. CORTE 1
INERCIA .016

BARRA TIPO 2

LONGITUD 6
ANGULO 90
A. AXIAL 1
A. CORTE 1
INERCIA .02

BARRA TIPO 3

LONGITUD 6
ANGULO 90
A. AXIAL 1
A. CORTE 1
INERCIA .024

BARRA TIPO 4

LONGITUD 6
ANGULO 90
A. AXIAL 1
A. CORTE 1
INERCIA .012

BARRA TIPO 5

LONGITUD 5
ANGULO 90
A. AXIAL 1
A. CORTE 1
INERCIA .012

BARRA TIPO 6

LONGITUD 5
ANGULO 90
A. AXIAL 1
A. CORTE 1
INERCIA .016

BARRA TIPO 7

LONGITUD 5
ANGULO 90
A. AXIAL 1
A. CORTE 1
INERCIA .02

BARRA TIPO 8

LONGITUD 5
ANGULO 90
A. AXIAL 1
A. CORTE 1
INERCIA .024

BARRA TIPO 9

LONGITUD 5
ANGULO 90
A. AXIAL 1
A. CORTE 1
INERCIA 8E-03

BARRA TIPO 10

LONGITUD 4
ANGULO 90
A. AXIAL 1
A. CORTE 1
INERCIA 8E-03

BARRA TIPO 11

LONGITUD 4
ANGULO 90
A. AXIAL 1
A. CORTE 1
INERCIA .012

BARRA TIPO 12

LONGITUD 4
ANGULO 90
A. AXIAL 1
A. CORTE 1
INERCIA .016

BARRA TIPO 13

LONGITUD 4
ANGULO 90
A. AXIAL 1
A. CORTE 1
INERCIA 4E-03

BARRA TIPO 14

LONGITUD 5
ANGULO 0
A. AXIAL 1
A. CORTE 1
INERCIA 4E-03

BARRA TIPO 15

LONGITUD 4
ANGULO 0
A. AXIAL 1
A. CORTE 1
INERCIA 4E-03

**APOYOS
NUDO**

**RESTRICCIÓN
X Y Z**

1	S S S
2	S S S
3	S S S
4	S S S
5	S S S
6	S S S

INCIDENCIA DE BARRAS

BARRA	TIPO	NUDOS
1	1	1 - 7
2	2	2 - 8
3	3	3 - 9
4	3	4 - 11
5	2	5 - 12
6	4	6 - 13
7	5	7 - 14
8	6	8 - 15
9	7	9 - 16
10	8	10 - 17
11	7	11 - 18
12	6	12 - 19
13	9	14 - 20
14	5	15 - 21
15	6	16 - 22
16	7	17 - 23
17	6	18 - 24
18	5	19 - 25
19	10	21 - 26
20	11	22 - 27
21	12	23 - 28
22	11	24 - 29
23	10	25 - 30
24	13	27 - 31
25	10	28 - 32
26	13	29 - 33
27	14	7 - 8
28	14	14 - 15
29	14	20 - 21
30	14	8 - 9
31	14	15 - 16
32	14	21 - 22
33	14	26 - 27
34	15	9 - 10
35	15	16 - 17
36	15	22 - 23
37	15	27 - 28
38	15	31 - 32
39	15	10 - 11
40	15	17 - 18
41	15	23 - 24
42	15	28 - 29
43	15	32 - 33
44	14	11 - 12
45	14	18 - 19
46	14	24 - 25
47	14	29 - 30
48	14	12 - 13

CONDICIONES DE CARGA # 1

ARCHIVO:M-1.C1

CARGAS EN NUDOS

NUDO	FX	FY	FZ
7	10	0	0
14	8	0	0
20	8	0	0
26	6	0	0
31	4	0	0

MARCO 1

DESPLAZAMIENTOS (X 1000) CONDICIONES 1

NUDO	DESPL.X	DESPL.Y	GIRO
1	0	0	0
2	0	0	0
3	0	0	0
4	0	0	0
5	0	0	0
6	0	0	0
7	1.32	3E-03	-.188
8	1.318	0	-.151
9	1.317	1E-03	-.152
10	1.316	-1E-03	-.124
11	1.314	-1E-03	-.151
12	1.312	-3E-03	-.154
13	1.311	-2E-03	-.15
14	2.553	4E-03	-.177
15	2.551	0	-.144
16	2.55	2E-03	-.147
17	2.549	-1E-03	-.145
18	2.548	-2E-03	-.146
19	2.548	-5E-03	-.178
20	3.568	5E-03	-.118
21	3.568	1E-03	-.105
22	3.567	2E-03	-.108
23	3.566	-1E-03	-.11
24	3.566	-3E-03	-.107
25	3.566	-6E-03	-.133
26	4.115	1E-03	-.08
27	4.114	2E-03	-.07
28	4.113	-1E-03	-.075
29	4.113	-3E-03	-.07
30	4.112	-7E-03	-.081
31	4.495	3E-03	-.048
32	4.495	-1E-03	-.038
33	4.495	-3E-03	-.047

LEM. MECANICOS EN BARRAS CONDICIONES 1

#	AXIAL I	MI	MJ	VI	VJ
1	-10.769	25.821	4.833	5.109	-5.11
2	-.993	29.428	8.294	6.287	-6.288
3	-4.11	32.543	7.158	6.617	-6.618
4	3.42	32.482	7.127	6.601	-6.602
5	8.715	29.313	7.866	6.196	-6.197
6	3.735	21.85	9.279	5.188	-5.189
7	-6.618	6.158	7.294	2.69	-2.691
8	-1.422	10.778	11.811	4.517	-4.518
9	-3.507	11.379	12.136	4.703	-4.704
10	3E-03	16.171	11.977	5.629	-5.63
11	2.827	11.404	12.321	4.745	-4.746
12	8.714	10.911	7.654	3.713	-3.714
13	-2.705	3.038	6.986	2.005	-2.006
14	-1.759	6.3	10.257	3.311	-3.312
15	-2.505	6.054	11.256	3.462	-3.463
16	-8E-03	6.252	12.138	3.678	-3.679
17	2.221	6.195	11.383	3.515	-3.516
18	4.753	2.785	7.349	2.026	-2.027
19	-1.847	2.755	4.788	1.885	-1.886
20	-1.712	2.133	6.965	2.274	-2.275
21	-.016	1.573	7.46	2.258	-2.259
22	1.745	2.249	6.936	2.296	-2.297
23	1.828	.388	4.748	1.284	-1.285
24	-1.31	1.87	2.815	1.171	-1.172
25	-6E-03	1.761	4.858	1.654	-1.655
26	1.315	1.869	2.824	1.173	-1.174
27	7.581	-10.992	-9.768	-4.152	4.151
28	7.314	-10.333	-9.229	-3.913	3.912
29	5.995	-6.987	-6.538	-2.705	2.704
30	5.812	-9.306	-9.311	-3.724	3.723
31	6.108	-8.883	-8.995	-3.576	3.575
32	4.569	-6.477	-6.607	-2.617	2.616
33	4.114	-4.789	-4.144	-1.847	1.846
34	3.898	-9.227	-8.081	-4.327	4.326
35	4.867	-9.197	-9.114	-4.578	4.577
36	3.381	-6.783	-6.854	-3.41	3.409
37	3.01	-4.393	-4.603	-2.249	2.248
38	2.828	-2.816	-2.423	-1.31	1.309
39	9.528	-8.092	-9.23	-4.331	4.33
40	2.915	-9.117	-9.152	-4.568	4.567
41	1.962	-6.859	-6.745	-3.401	3.4
42	2.407	-4.62	-4.414	-2.259	2.258
43	1.173	-2.437	-2.825	-1.316	1.315
44	7.671	-9.304	-9.38	-3.737	3.736
45	1.686	-9.366	-10.44	-3.961	3.96
46	.742	-6.889	-7.738	-2.926	2.925
47	1.284	-4.393	-4.749	-1.829	1.828
48	5.188	-9.399	-9.28	-3.736	3.735

REFERENCIAS.

- 1.- Aguilera, C. "Estruc - 100 - Programa para Análisis de Marcos Rígidos". Universidad La Salle 1986.
- 2.- Manual de Diseño Sísmico de Edificios. Series del Instituto - de Ingeniería. D - 18 .
- 3.- Normas de Emergencia en Materia de Construcción para el Distrito Federal, publicada en el diario Oficial de la federación el Viernes 18 de Octubre de 1985.
- 4.- Newmark, NM y Rossenblueth, E. Fundamentos de Ingeniería Sísmica, Diana México, D F (1976).
- 5.- Sutherland, H y Bowman, H. L, Structural Theory, John Wiley & Son, Nueva York. (1958).
- 6.- Wilbur, J B y Morris, C H, Elementary Structural Analysis, Mc Graw - Hill Book Co. Inc. Nueva York. (1948).
- 7.- Grinter, L E y Tsao, C H, "Joint Translation by Cantiliver Mo_{ment} Distribution", Procs, ASCE. VOL. 79 NO. 298 (1953).