

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA

Facultad de Ingeniería

**MARCOS RIGIDOS CON MUROS DE CORTE
ANALISIS POR METODO ITERATIVO**



JUAN JOSE VICTORIA V.

Guatemala, Septiembre de 1972

T(259)C

R 08
(2/19/72)

**BIBLIOTECA CENTRAL-USAC
DEPOSITO LEGAL
PROHIBIDO EL PRESTAMO EXTERNO**

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA

Facultad de Ingeniería

**MARCOS RIGIDOS CON MUROS DE CORTE
ANALISIS POR METODO ITERATIVO**

TESIS

Presentada a la Junta Directiva

de la

Facultad de Ingeniería

Por:

JUAN JOSE VICTORIA V.

Al conferírsele el título de

INGENIERO CIVIL

Guatemala, Septiembre de 1972

**TESIS DE REFERENCIA
NO
SE PUEDE SACAR DE LA BIBLIOTECA
BIBLIOTECA CENTRAL - USAC.**

DL
08
T(259)/C

JUNTA DIRECTIVA DE LA FACULTAD
DE INGENIERIA
DE LA
UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA

Decano:	Ing. Hugo Quan Má
Vocal 1o.:	Ing. Marco Tulio Samayoa
Vocal 2o.:	Ing. Rodolfo González M.
Vocal 3o.:	Ing. Adolfo Behrens
Vocal 4o.:	Br. Jorge Cabrera
Vocal 5o.:	Br. Manuel Rendón

TRIBUNAL QUE PRACTICO EL
EXAMEN GENERAL PRIVADO

Decano en funciones:	Ing. Rodolfo González M.
Examinador:	Ing. Adrián Juárez
Examinador:	Ing. Joaquín Lottmann
Examinador:	Ing. Luis Hugo Solares
Secretario:	Ing. Héctor Centeno

DEDICATORIA

A mis padres

A mis hermanos

A mis tíos

A mis compañeros y amigos

RECONOCIMIENTO

Al personal del Centro de Cálculo de la Facultad de Ingeniería.

Al Ingeniero Héctor Monzón Despang, a los Ingenieros Infiere Fernando López y Daniel Alberto González Muñoz, y a los estudiantes universitarios Nora Elizabeth Ordóñez y Alan López Lee por su colaboración en la elaboración del presente trabajo.

A las personas que en una u otra forma me prestaron su colaboración.

HONORABLE TRIBUNAL EXAMINADOR

Cumpliendo con los preceptos que la ley de la Universidad de San Carlos establece, presento a vuestra consideración mi trabajo de tesis titulado:

**MARCOS RIGIDOS CON MUROS DE CORTE
ANALISIS POR METODO ITERATIVO**

Tema que me fue asignado por la Junta Directiva de la Facultad de Ingeniería.

INDICE

	Pág.
Capítulo 1	
Introducción	1
Capítulo 2	
Análisis	3
Capítulo 3	
Resolución del problema	13
Resolución de ejemplos	26
Capítulo 4	
Conclusiones	53
Apéndice A	
Deformaciones por cortante	55
Apéndice B	
Programa en FORTRAN	57
Apéndice C	
Notación	65
Bibliografía	67

CAPITULO 1

INTRODUCCION

Los muros de corte son elementos que se disponen en una composición estructural para disminuir los desplazamientos laterales y en consecuencia para resistir las fuerzas en esa dirección.

Una composición estructural como la mencionada es comúnmente usada en edificios de varios niveles. La inclusión de muros de corte dentro de marcos constituidos por elementos más o menos esbeltos, ofrece la posibilidad del uso combinado y racional de las características de rigidez de los muros y la flexibilidad de los marcos para resistir cargas de viento y las que se desarrollan por efecto del movimiento de la base del edificio durante un sismo.

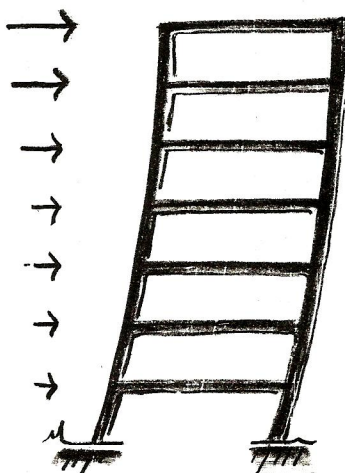
El presente trabajo implementa un método de análisis estructural, por medio de un programa a ser corrido en una computadora IBM 1620, con 20000 posiciones de memoria y sin ningún aditamento de memoria periférica.

El alcance del trabajo no cubre aspectos de diseño propiamente dicho.



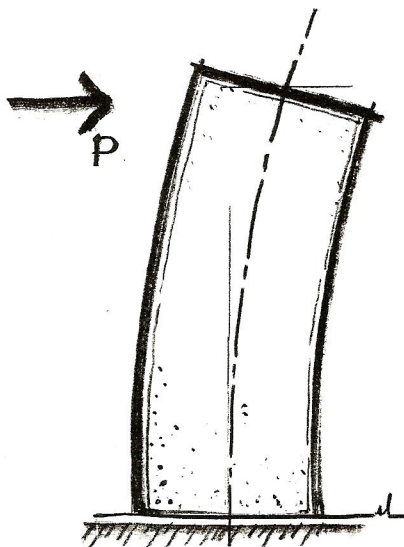
CAPITULO 2

El complejo estructural de un marco rígido con muros de corte es un caso de indeterminación pues están unidos entre sí dos elementos estructurales de comportamiento diferente. Si un marco rígido es cargado con fuerzas horizontales, éste desarrolla momentos y cortes en vigas y columnas para resistir el corte total en cada piso. La deformación del marco trabajando independientemente se aproxima al de una viga a cortante, así:

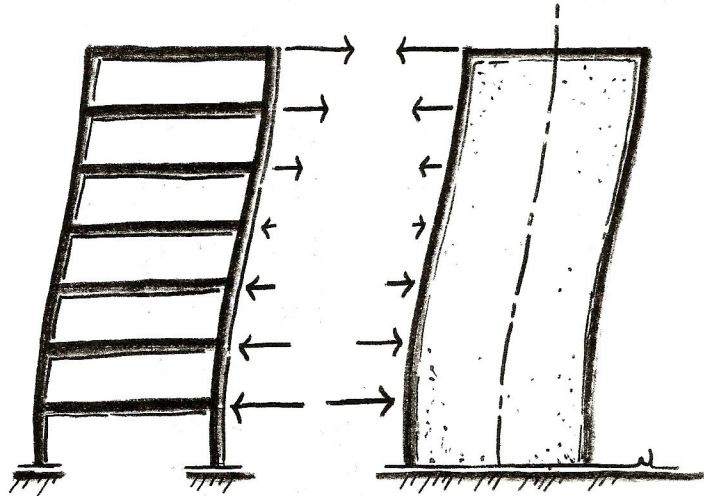


Se puede suponer, en el común de los casos, que los pisos permanecen horizontales con deformaciones de rotación en los nudos.

Si se aplican cargas horizontales a un muro de corte, éste desarrolla momentos en cada piso iguales a los momentos de volteo y su estado de deformación se aproxima al de una viga en cantiliver a flexión, así:



Cuando se tiene el caso de un marco rígido y un muro de corte unidos entre sí, cada uno evitará que el otro tome su forma de deformación libre. Como se muestra en la figura siguiente, el marco hala al muro en los pisos superiores, mientras que en los pisos inferiores ocurre lo contrario, es decir, el marco rígido tiende a empujar al muro de corte, incrementando el valor de los cortantes en el mismo.



El problema de la indeterminación puede ser resuelto si la estructura es dividida en dos partes, el marco rígido y el muro de corte, se analiza cada uno por separado y por un proceso de iteración se procede a establecer la compatibilidad de deformaciones y cargas redundantes con un criterio de convergencia determinado.

Método de Análisis

Las condiciones del análisis requieren que se cumpla con los siguientes aspectos:

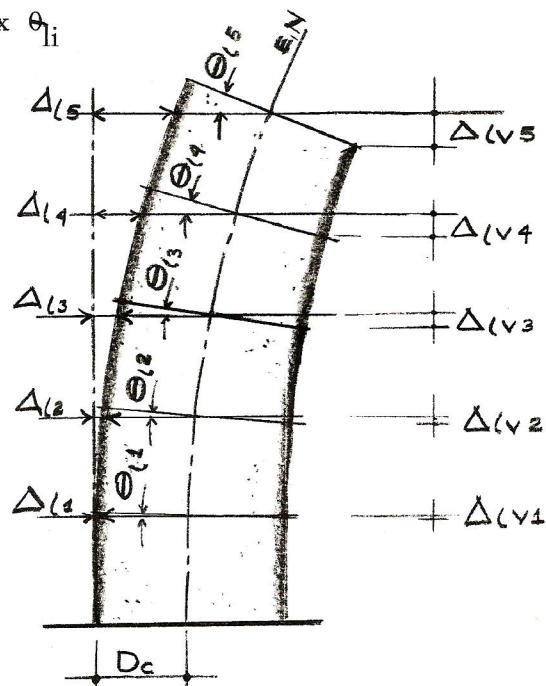
- Las deflexiones laterales del muro de corte y del marco rígido deben ser iguales en los niveles respectivos.
- Las “vigas de conexión”, que unen el marco rígido y el muro de corte, deben sufrir las mismas rotaciones y deflexiones verticales del muro de corte en sus puntos de unión.
- El corte horizontal en el muro de corte sumado al corte en el marco debe ser igual al corte externo total en cada piso.

Los aspectos a) y b) se refieren a la compatibilidad de deformaciones, y c) se refiere al equilibrio estático.

Las condiciones enunciadas pueden cumplirse siguiendo los siguientes pasos para el análisis.

- 1) La carga externa horizontal total (por viento o sismo) se aplica al muro de corte en cada piso, considerándolo aisladamente. Por el método de Area-Momento o por cualquiera otro método se calculan las deflexiones horizontales y las rotaciones en cada piso. Las deflexiones verticales de los puntos comunes del marco rígido con el muro de corte se pueden calcular multiplicando la rotación de cada piso por las distancias del eje neutro del muro de corte a las fibras extremas del mismo, es decir:

$$\Delta_{lvi} = D_c \times \theta_{li} \quad \dots\dots(1)$$



Se debe hacer notar que si en el análisis se hace necesario considerar la rotación en la base del muro de corte, ésta se puede incluir fácilmente incrementando las rotaciones de cada piso por la rotación de la base, además, las deformaciones horizontales se deben incrementar en un valor igual al producto de la rotación de la base por la altura del piso desde el nivel de cimentación.

Las deflexiones horizontales libres, rotaciones libres y las deflexiones verticales libres se denominarán Δ_{li} , θ_{li} y Δ_{lvi} respectivamente.

En el presente trabajo se analizan las deformaciones del muro de dos maneras: considerando solamente las deformaciones por flexión y tomando en cuenta además de las deformaciones por flexión el efecto de las deformaciones cortantes.

- 2) Con este paso se inicia el primer ciclo de iteración. Si se cuenta con algún medio para hacerlo, se puede asumir una forma de deformación final de la estructura.

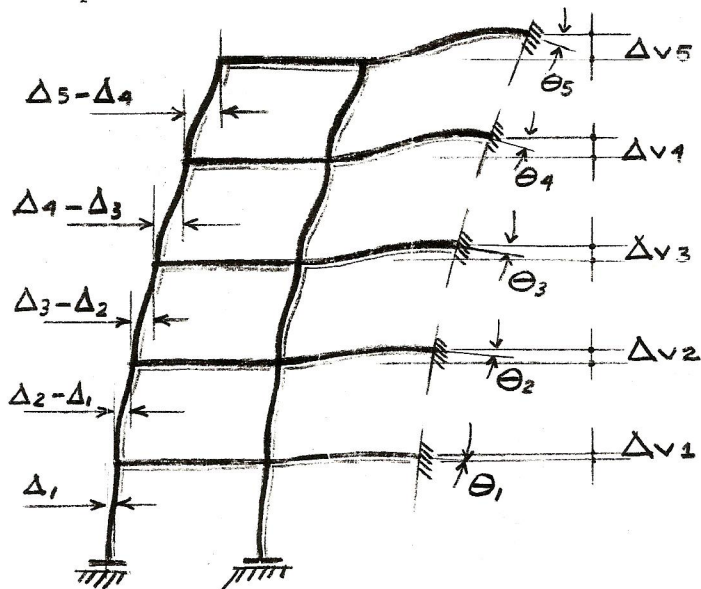
Con ésto se logra una convergencia más rápida en el proceso iterativo. Sin embargo, si no se puede hacer una buena predicción de la forma final deflectada de la estructura se asume ésta igual a la deformación libre del muro de corte, lo que significará que, en el primer ciclo, las rotaciones y deformaciones iniciales en un piso "i" cualquiera serán respectivamente:

$$\theta_{ii(1)} = \theta_{li} \quad \dots\dots(2a)$$

y

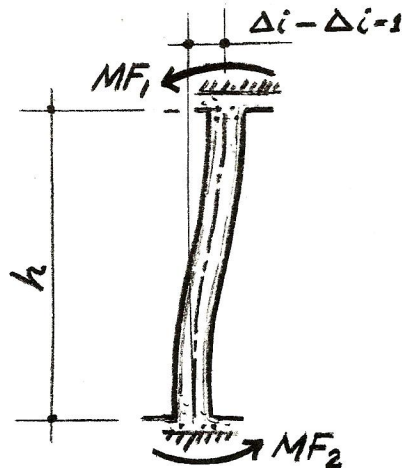
$$\Delta_{ii(1)} = \Delta_{li} \quad \dots\dots(2b)$$

El marco rígido es obligado a deformarse con estos valores iniciales de deflexiones laterales, rotaciones y deflexiones verticales. Es decir, cada piso "i" se desplazará horizontalmente un valor igual a la deflexión lateral $\Delta_{ii(1)}$ y el extremo cercano al muro de corte de las "vigas de conexión" deberá sufrir una rotación y una deflexión vertical igual a la del muro de corte en sus puntos de unión.



- 3) El marco deformado de la figura anterior no tiene fuerzas externas aplicadas, sino deflexiones y rotaciones conocidas, por lo tanto, para miembros de sección uniforme, los momentos fijos inducidos en los miembros deformados se calcularán de la siguiente manera:

Las columnas de un piso "i" sufren un desplazamiento relativo así:

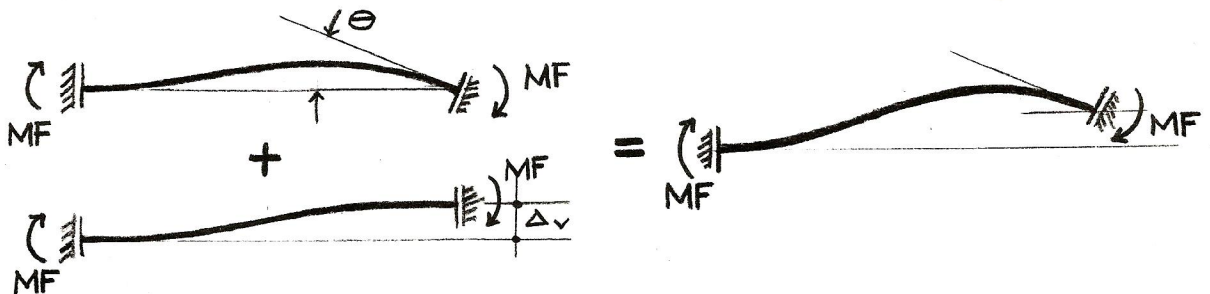


Los momentos fijos en los extremos superior e inferior de las columnas se expresarán:

$$MF_{col} = \frac{6 E I_{col}}{h^2_{col}} (\Delta_i - \Delta_{i-1}) \quad \dots\dots(3)$$

Siendo Δ_i la deflexión lateral en el piso "i" y Δ_{i-1} la deflexión lateral en el piso inmediato inferior al piso "i".

Para calcular el momento fijo de las "vigas de conexión" en su extremo cercano al muro se debe tener en cuenta que ese extremo sufre un desplazamiento vertical y una rotación. El momento fijo se calcula, por lo tanto, superponiendo ambos efectos en la viga así:



El momento fijo en ese extremo se expresa:

$$MF_{vm} = \frac{4 E I_v}{l_v} \theta_i + \frac{6 E I_v}{l_v^2} \Delta_{vi} \quad \dots\dots(4)$$

El primer sumando de la expresión anterior es la contribución de la rotación y el segundo el efecto del desplazamiento vertical. θ_i y Δ_{vi} son la rotación y el desplazamiento vertical del piso "i" respectivamente.

Para calcular el momento fijo en las "vigas de conexión" en su extremo cercano al marco se debe considerar el efecto que produce en ese punto la rotación y la deflexión vertical del extremo opuesto.

Siendo el miembro de sección uniforme, se induce en el extremo cercano al marco de la "viga de conexión" un momento igual a la mitad del momento del extremo opuesto por efecto de la rotación y un momento igual al momento del extremo opuesto por efecto de la deflexión vertical. Superponiendo ambos momentos, el momento fijo se expresa en ese extremo:

$$MF_{vc} = \frac{2 E I_v}{l_v} \theta_i + \frac{6 E I_v}{l_v^2} \Delta_{vi} \quad \dots\dots(5)$$

Gráficamente se puede representar:



$$MF_{vc} = \frac{2EI_v}{l_v} \theta_i + \frac{6EI_v}{l_v^2} \Delta_{vi}$$

$$MF_{vm} = \frac{4EI_v}{l_v} \theta_i + \frac{6EI_v}{l_v^2} \Delta_{vi}$$

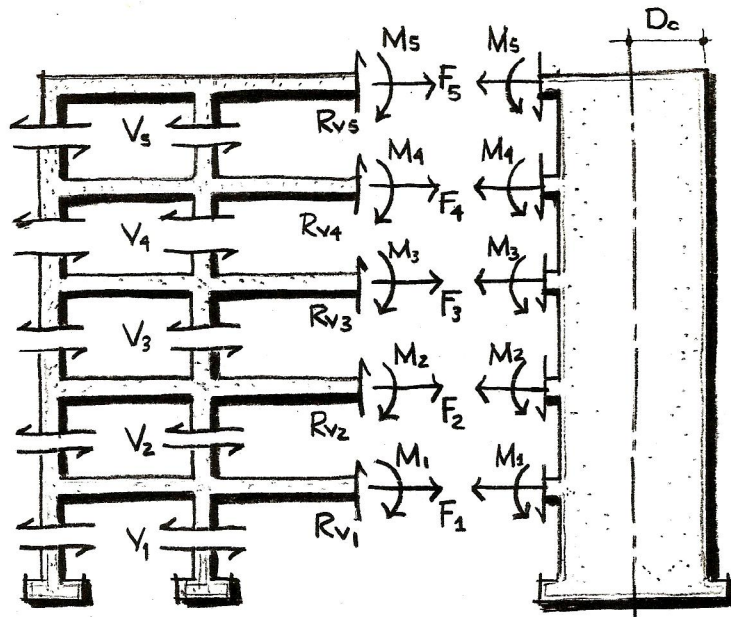
Sustituyendo en (4) y (5) la expresión (1) ($\Delta_{vi} = Dc\theta_i$) se obtiene:

$$MF_{vm} = \frac{2 E I_v}{l_v} \left[2 + 3 \left(\frac{Dc}{I_v} \right) \right] \theta_i \quad \dots\dots(6)$$

$$MF_{vc} = \frac{2 E I_v}{l_v} \left[1 + 3 \left(\frac{Dc}{I_v} \right) \right] \theta_i \quad \dots\dots(7)$$

La distribución de momentos en el marco rígido se efectúa considerando solamente la rotación de los nudos. No se hace corrección por lado puesto que se están aplicando al marco deformaciones conocidas. Es decir, las "vigas de conexión" se consideran empotradas en sus extremos cercanos al muro de corte pero con las deformaciones que induce el estado de deformación libre del muro.

- 4) Conocidos los momentos en los extremos de los miembros del marco rígido es posible calcular los cortantes en las columnas de cada piso, y por lo tanto, el cortante total en cada piso, así como los momentos y cortantes en las "vigas de conexión" en sus extremos cercanos al muro de corte.



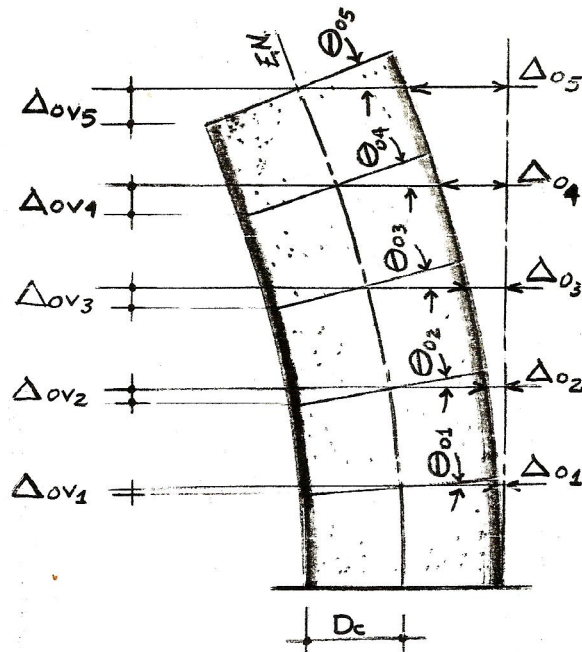
La dirección de las fuerzas horizontales F de la figura anterior se muestra como ilustración, ya que dichas fuerzas pueden ser positivas o negativas, dependiendo de la configuración que se tenga.

- 5) Las fuerzas F resultantes en cada piso, así como los cortantes y momentos en las “vigas de conexión” en su extremo cercano al muro se aplican a éste, considerándolo no deformado.

Como se desea calcular las deformaciones en el muro por efecto de los momentos y cortantes inducidos en el marco, se debe calcular el valor del momento en el eje neutro del muro, por lo tanto el momento que se ha de tomar como aplicado es:

$$M' = M + R_v \times D_c \quad \dots\dots(8)$$

Por el sentido de los momentos y fuerzas aplicadas se observa que el muro tenderá a deformarse en dirección opuesta a la deformación inicial del ciclo.



La deformación neta con respecto a la forma no deformada será la diferencia entre las deformaciones libres y las deformaciones debidas a las fuerzas y momentos inducidos por el marco.

La deflexión lateral neta para el primer ciclo se expresa:

$$\Delta_{fi(1)} = \Delta_{li} - \Delta_{oi(1)} \dots\dots(9)$$

y la rotación neta:

$$\Theta_{fi(1)} = \Theta_{li} - \Theta_{oi(1)} \dots\dots(10)$$

Para el ciclo nésimo, la deflexión lateral neta se expresa:

$$\Delta_{fi(n)} = \Delta_{li} - \Delta_{oi(n)} \dots\dots(11)$$

y la rotación neta:

$$\Theta_{fi(n)} = \Theta_{li} - \Theta_{oi(n)} \dots\dots(12)$$

Aquí termina un ciclo de iteración. Para la condición de estabilidad, la deformación inicial asumida al principio del ciclo nésimo para un piso, $\Delta_{ii(n)}$, debe ser igual a la deformación neta, $\Delta_{fi(n)}$, al completarse el ciclo.

En algunos casos, el valor de Δ_{oi} en el ciclo inicial puede ser mayor que la deformación libre, siendo divergente el proceso iterativo. Para evitarlo es necesario utilizar una corrección tal que permita forzar la convergencia para obtener valores adecuados para iniciar el ciclo siguiente utilizando valores del ciclo en proceso.

- 6) La corrección de convergencia se deriva de la hipótesis que en cada ciclo el movimiento del muro con respecto a su forma de deformación libre es linealmente proporcional al movimiento del marco con respecto a la línea vertical. Si los valores iniciales para el ciclo n ésimo son $\Delta_{ii(n)}$ y $\Theta_{ii(n)}$, los valores finales de deflexión lateral son $\Delta_{fi(n)}$ y $\Theta_{fi(n)}$, los valores iniciales para el ciclo $n + 1$ se expresan como: $\Delta_{ii(n+1)}$ y $\Theta_{ii(n+1)}$ para las deflexiones laterales y rotaciones respectivamente. O sea:

Desplazamiento lateral del marco en el ciclo n : $\Delta_{fi} - \Delta_{ii(n)}$

Desplazamiento lateral del muro en el ciclo n :

$$(\Delta_{ii(n)} - \Delta_{fi(n)}) + \Delta_{li}$$

Desplazamiento para el ciclo $n + 1$:

$$\Delta_{ii(n+1)} - \Delta_{ii(n)} = \Delta_{ii(n)} + \frac{\Delta_{fi(n)} - \Delta_{ii(n)}}{(\Delta_{ii(n)} - \Delta_{fi(n)}) - \Delta_{li}}$$

y por lo tanto:

$$\Delta_{ii(n+1)} = \Delta_{ii(n)} + \Delta_{ii(n)} \frac{\Delta_{fi(n)} - \Delta_{ii(n)}}{(\Delta_{ii(n)} - \Delta_{fi(n)}) + \Delta_{li}}$$

Ordenando se obtiene:

$$\Delta_{ii(n+1)} = \Delta_{ii(n)} + \frac{\Delta_{fi(n)} - \Delta_{ii(n)}}{1 + \left[\frac{\Delta_{li} - \Delta_{ii(n)}}{\Delta_{ii(n)}} \right]} \dots\dots(13)$$

y para las rotaciones:

$$\Theta_{ii(n+1)} = \Theta_{ii(n)} + \frac{\Theta_{fi(n)} - \Theta_{ii(n)}}{1 + \left[\frac{\Theta_{li} - \Theta_{fi(n)}}{\Theta_{ii(n)}} \right]} \dots\dots(14)$$

- 7) Los valores de $\Delta_{ii(n+1)}$ y $\Theta_{ii(n+1)}$ obtenidos de las ecuaciones (13) y (14) se emplean como valores iniciales para el siguiente ciclo. El procedimiento se repite principiando con el paso 2.
- 8) Al final de cada ciclo se debe examinar los valores de $\Delta_{fi(n)}$ y $\Delta_{ii(n)}$ para determinar si los valores de éstos están dentro de un rango de tolerancia satisfactorio, 10/o ó 50/o, por ejemplo.

CAPITULO 3

RESOLUCION DEL PROBLEMA

Con el fin de resolver el problema de indeterminación entre marcos rígidos y muros cortantes se desarrolló un programa en FORTRAN para ser utilizado en una computadora IBM 1620.

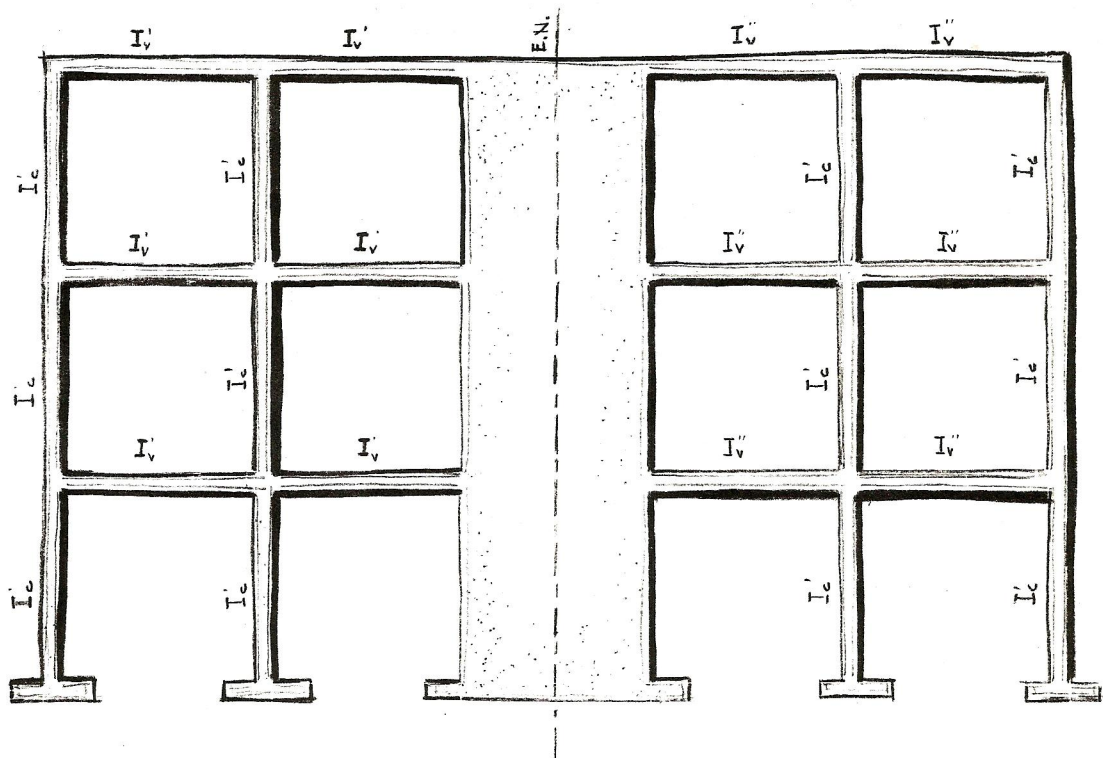
El programa está desarrollado de acuerdo a los pasos enunciados en el capítulo precedente, calculando al final los momentos y cortantes en los miembros del marco así como en el muro de corte.

El método utilizado para calcular las deformaciones del muro de corte es el de Area-Momento y el método empleado para calcular los momentos en los nudos del marco es el de Distribución de Momentos.

En el desarrollo del programa se ha considerado lo siguiente:

- a) El eje neutro y el eje geométrico del muro coinciden.
- b) La estructura es simétrica respecto al eje neutro del muro de corte.
- c) Por la simetría respecto al eje neutro del muro de corte es factible hacer el análisis utilizando una estructura equivalente, como se describe a continuación:

Suponiendo la estructura original como la siguiente:

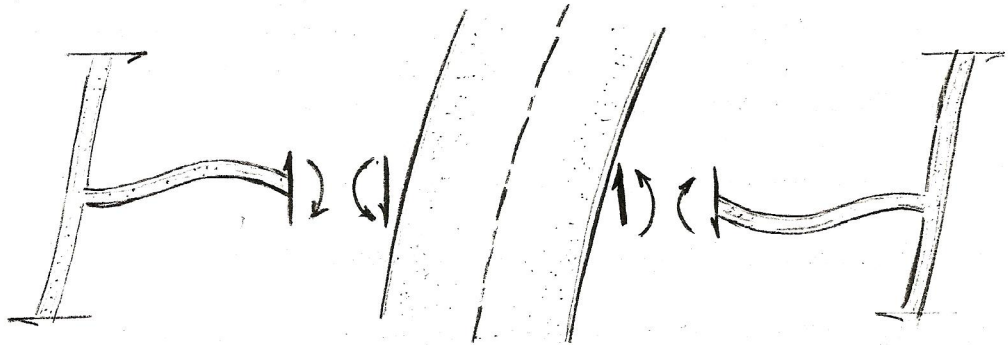


Analizando independientemente el marco y el muro se tiene que en el marco los momentos fijos en vigas y columnas están en función de la rigidez de los miembros y la deformación correspondiente (Ec. (3), (6) y (7))

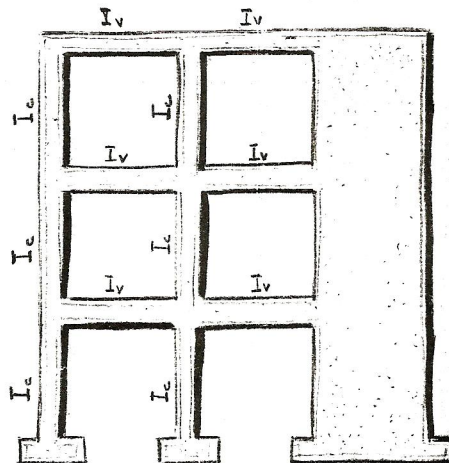
$$MF = C \times \text{Rigidez} \times \text{Deformación}$$

Como ambos lados tienen los mismos momentos fijos, factores de distribución y transmisión (Condición de simetría) la distribución de momentos es idéntica a cada lado.

En un piso "i", en el muro, a ambos lados se encuentran aplicados momentos y cortantes en el mismo sentido, o sea que su efecto se suma.



Lo anterior implica que si la estructura es simétrica respecto al eje neutro del muro de corte es factible hacer el cálculo con una estructura equivalente así:



$$I = I' + I''$$

Para obtener la rigidez de los miembros de la estructura equivalente, se suma la inercia de cada par de miembros simétricos respecto al eje neutro del muro.

- d) Las fuerzas horizontales se consideran concentradas y aplicadas en cada nivel de piso.

- e) Las columnas a nivel de cimentación se suponen perfectamente empotradas y todas tienen la misma altura en los pisos respectivos.
- f) Todos los miembros son prismáticos.
- h) Se desprecia la deformación por carga axial.

ESTRUCTURACION DEL PROGRAMA

Debido a la amplitud del programa y la capacidad de la computadora utilizada fue necesario dividir el proceso en tres partes, como se describe a continuación:

Parte 1: en esta parte se ejecutan las siguientes operaciones:

- a) Lectura de todos los datos de las características geométricas y parámetros de la estructura y sus miembros, así como los datos de las fuerzas horizontales.
- b) Cálculo de las deformaciones libres del muro de corte, por el método de Area-Momento.

Parte 2: en esta parte calcula las deformaciones netas finales de la estructura por el método iterativo descrito. Está subdividido así:

- a) Cálculo de momentos fijos en el marco.
- b) Distribución de momentos en el marco.
- c) Cálculo de los momentos y cortantes en las "vigas de conexión" en su extremo cercano al muro de corte y cálculo de las fuerzas redundantes.
- d) Cálculo de las deformaciones en el muro de corte por efecto de las fuerzas y momentos obtenidos en la sección c).
- e) Si la diferencia de las deformaciones iniciales y finales del ciclo no se encuentran dentro del criterio de convergencia considerado, se calcula la corrección y se vuelve al paso a). Si ocurre lo contrario, se pasa a la parte 3.

Parte 3: esta parte del programa calcula los cortantes y momentos en los miembros del marco y en el muro de corte.

A continuación se presentan los diagramas de bloques correspondientes a cada parte del programa.

DIAGRAMAS DE BLOQUES, PARTE 1.

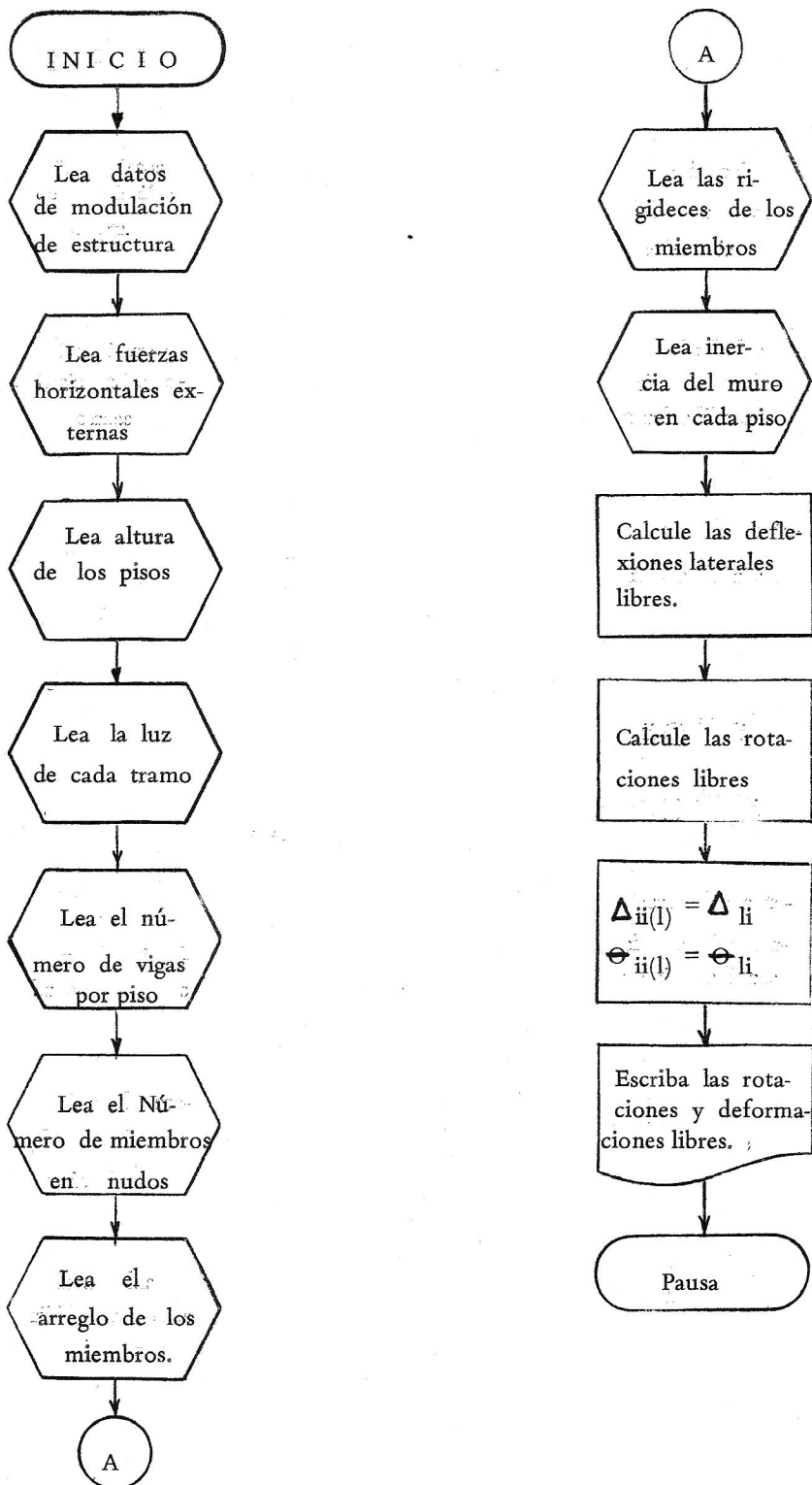


DIAGRAMA DE BLOQUES, PARTE 2.

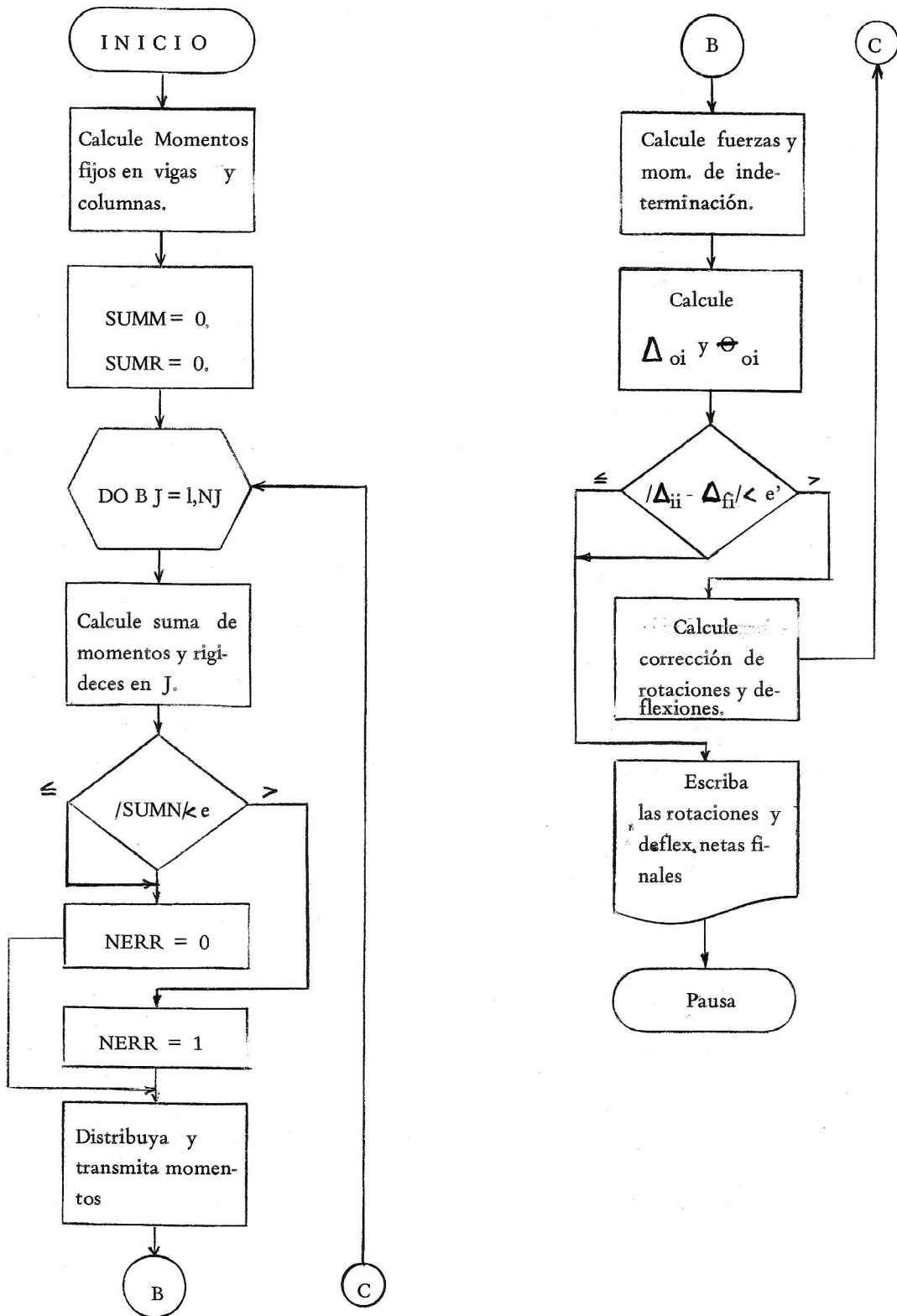
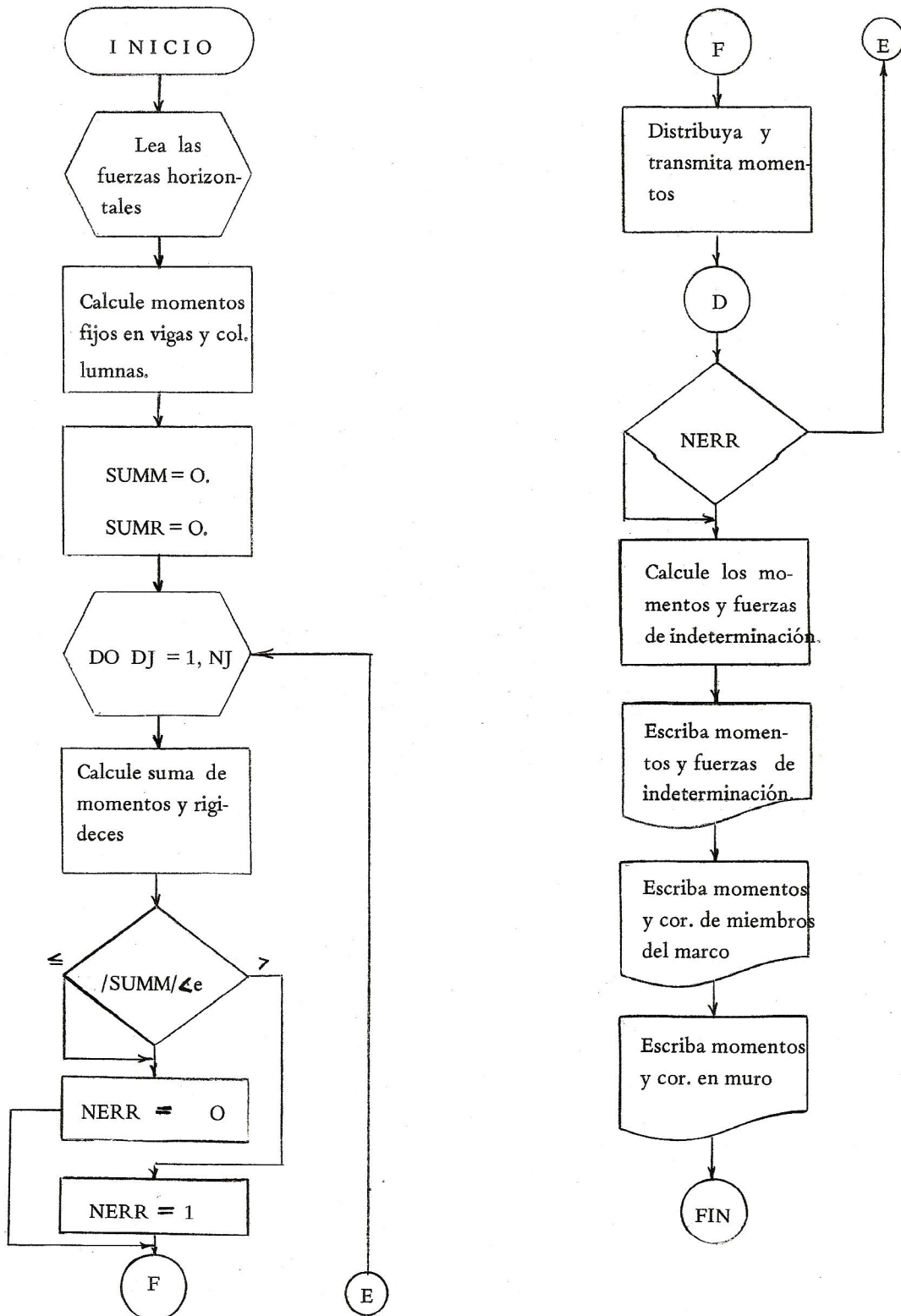


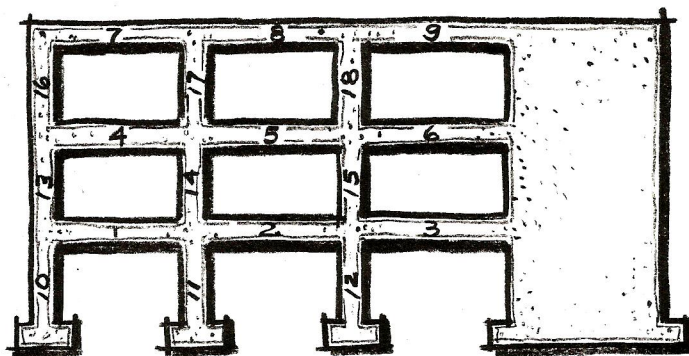
DIAGRAMA DE BLOQUES, PARTE 3.



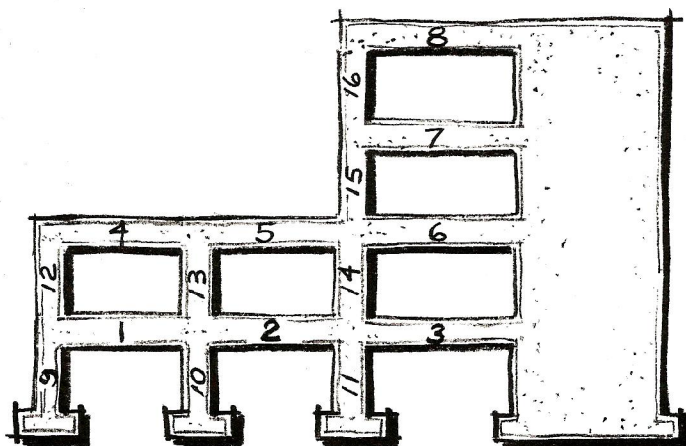
NUMERACION UTILIZADA EN EL PROGRAMA

- 1) Los pisos se numeran de abajo hacia arriba, principiando con el número 1 para el primer piso. Se reporta en la literatura que este procedimiento implica cierto sacrificio en cuanto a exactitud en los resultados con relación a la numeración de arriba a abajo; sin embargo, en este trabajo se conservó ese procedimiento por razones de capacidad de la computadora.
- 2) Los tramos se numeran de izquierda a derecha, empezando con el número 1 para el primer tramo de la extrema izquierda.
- 3) Las vigas y columnas se numeran de la siguiente manera: se inicia la numeración con las vigas, correspondiendo el número 1 a la viga del primer piso y del primer tramo. Se continúa la numeración de izquierda a derecha en cada piso y de abajo hacia arriba, piso por piso.

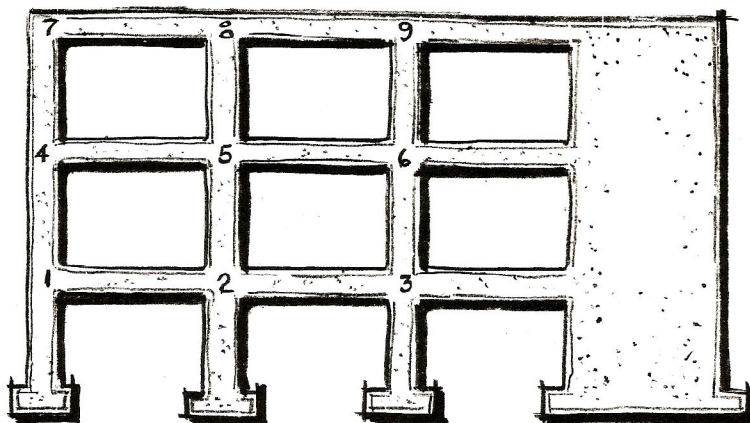
La numeración de las columnas se realiza en el mismo orden de las vigas, continuando la numeración de las vigas en la columna del primer tramo del primer piso, como se ilustra a continuación;



Esta numeración permite resolver marcos con entrantes (setback) así:



- 4) Los nudos se numeran en el mismo sentido de las vigas, iniciando con 1 para el primer nudo.

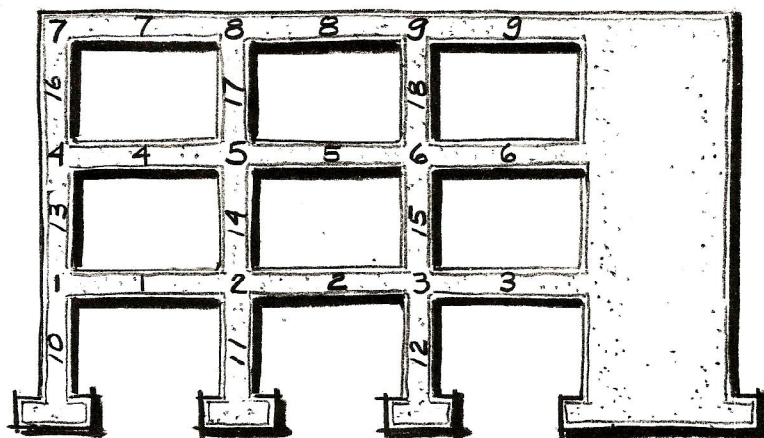


- 5) Para determinar la incidencia de los miembros en los nudos se hace la siguiente numeración:

Para las vigas, se da el número 1 al extremos de la izquierda y el número 2 a extremo de la derecha. Para las columnas, se da el número 1 al extremo superior y el número 2 al extremo inferior.

Cuando el extremo 1 incide en un nudo, el miembro se considera positivo respecto a dicho nudo.

Cuando es el extremo 2 de un miembro el que incide en un nudo, el miembro se considera negativo con respecto al nudo, como se ilustra a continuación:



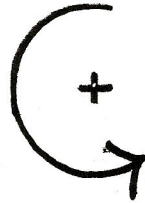
Al nudo 3 inciden los miembros -2 12 3 -15

Al nudo 7 inciden los miembros 16 7

- 6) Las fuerzas horizontales se numeran de abajo hacia arriba, principiando con 1 para la fuerza del primer nivel de piso.

CONVENCION DE SIGNOS.

Momentos: Son positivos los momentos que tengan su sentido de giro inverso al sentido de giro de las manecillas del reloj.



Son negativos los momentos que tengan su sentido de giro igual al sentido de giro de las manecillas del reloj.



Fuerzas: Son positivas las fuerzas que van de arriba hacia abajo y de derecha a izquierda.



Son negativas las fuerzas que van de abajo hacia arriba y de izquierda a derecha.

Rotaciones: Son positivas las rotaciones en el sentido inverso de giro de las manecillas del reloj.



Son negativas las rotaciones en el sentido de giro de las manecillas del reloj.



Deflexiones: Son positivas las deflexiones laterales hacia la izquierda y negativas hacia la derecha.



DATOS REQUERIDOS POR LA COMPUTADORA

E(1)	Módulo de elasticidad
NP(1)	Número total de pisos.
NT(1)	Número total de tramos en la estructura equivalente para el análisis.
NJ(1)	Número total de nudos en la estructura equivalente.
NM(1)	Número de miembros de la estructura equivalente.
APR(1)	Aproximación de cierre para la suma de momentos en cada nudo para la Distribución de Momentos.
D(1)	Ancho del muro. Si no se desea tomar en consideración el efecto de las deformaciones por cortante este valor se introduce como cero. Si se desea tomar en cuenta las diformaciones por cortante se introduce el valor real del ancho del muro.
SL(1)	Distancia de las fibras extremas al eje neutro del muro de corte.
POR(1)	Aproximación de cierre deseada en las deflexiones laterales de la estructura. Se introduce en forma porcentual.
DIM(J)	Luz de cada tramo del marco rígido, de la estructura equivalente.
NVP(1)	Número de vigas en cada piso "i".
NVPN(J)	Número de barras a cada nudo
LINK(J,L)	Arreglo de los miembros del marco rígido para determinar la incidencia de los mismos en los nudos de la estrucura simplificada.
RIG(I)	Rigidez de los miembros del marco rígido.
WI(I)	Inercia del muro de corte en cada piso "i".

ORDENAMIENTO DE LOS DATOS PARA OPERAR EL PROGRAMA

- 1- Módulo de Elasticidad
- 2- Número de pisos, número de tramos, número de nudos, número de miembros, aproximación para la distribución de momentos.
- 3- Ancho del muro, distancia centroidal, porcentaje de aproximación para las deflexiones laterales.
- 4- Fuerzas horizontales externas.
- 5- Altura de cada piso.
- 6- Luz de cada tramo.
- 7- Número de vigas por piso.
- 8- Número de miembros a cada nudo.
- 9- Arreglo de los miembros.
- 10- Rigidez de los miembros
- 11- Inercia del muro de corte en cada piso.

RESULTADOS

- 1- Deflexiones rotacionales y laterales libres del muro de corte. Las rotaciones se expresan en radianes y las deflexiones laterales en metros o pies.
- 2- Deflexiones rotacionales y laterales netas, indicando previamente el número de ciclos necesarios para llegar al valor o porcentaje tolerable de cierre.
- 3- Fuerzas y momentos de indeterminación entre marco rígido y muro de corte.
- 4- Cortantes y momentos en vigas. Los valores los escribe en el siguiente orden: Cortante a la izquierda, Cortante a la derecha, Momento a la izquierda y Momento a la derecha.
- 5- Cortantes y momentos en columnas. Los valores los escribe en el siguiente orden: Cortante en el extremo inferior, Cortante en el extremo superior, Momento en el extremo inferior y Momento en el extremo superior.
- 6- Cortantes y momentos en el muro de corte. Para cada piso escribe los resultados así: Cortante abajo, Cortante arriba, Momento abajo y Momento arriba.

LIMITACIONES DEL PROGRAMA

El programa tiene las siguientes limitaciones en su capacidad:

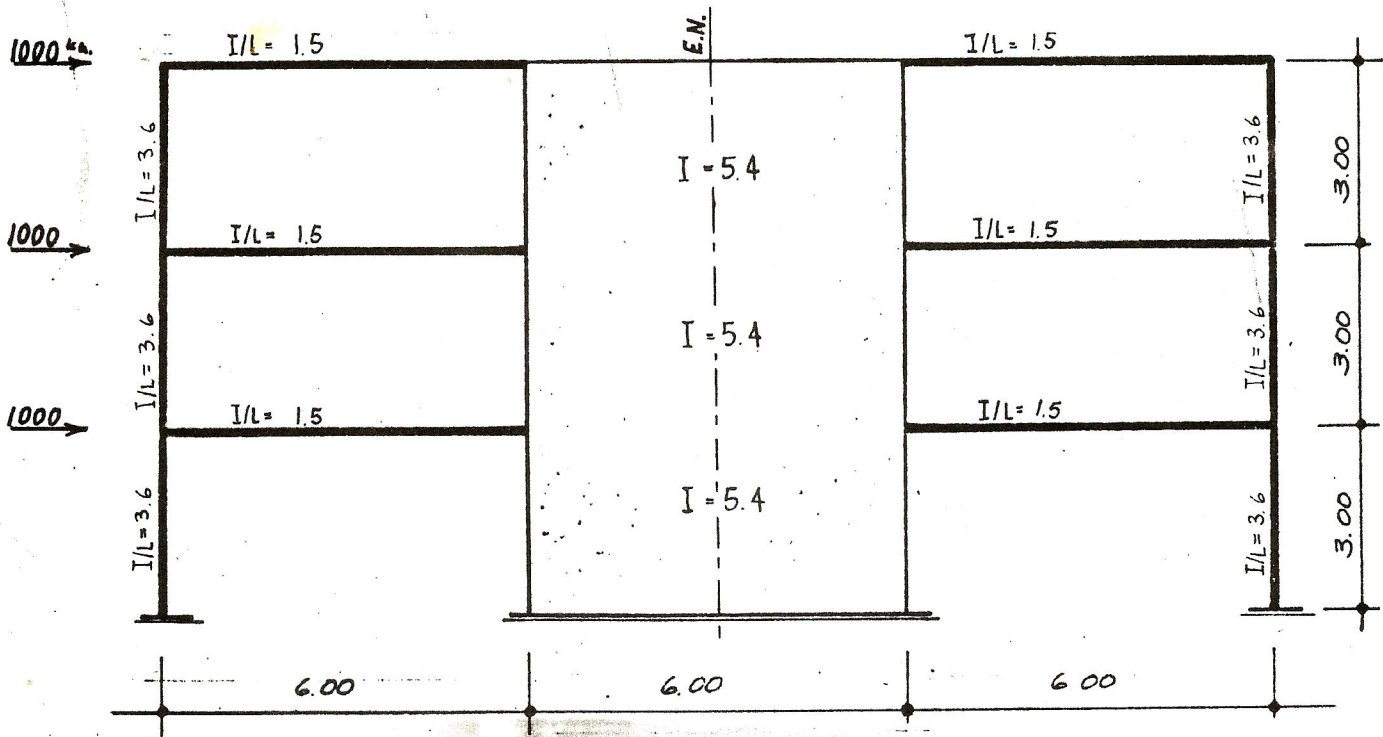
Número máximo de pisos: 14

Número máximo de tramos de vigas: 10

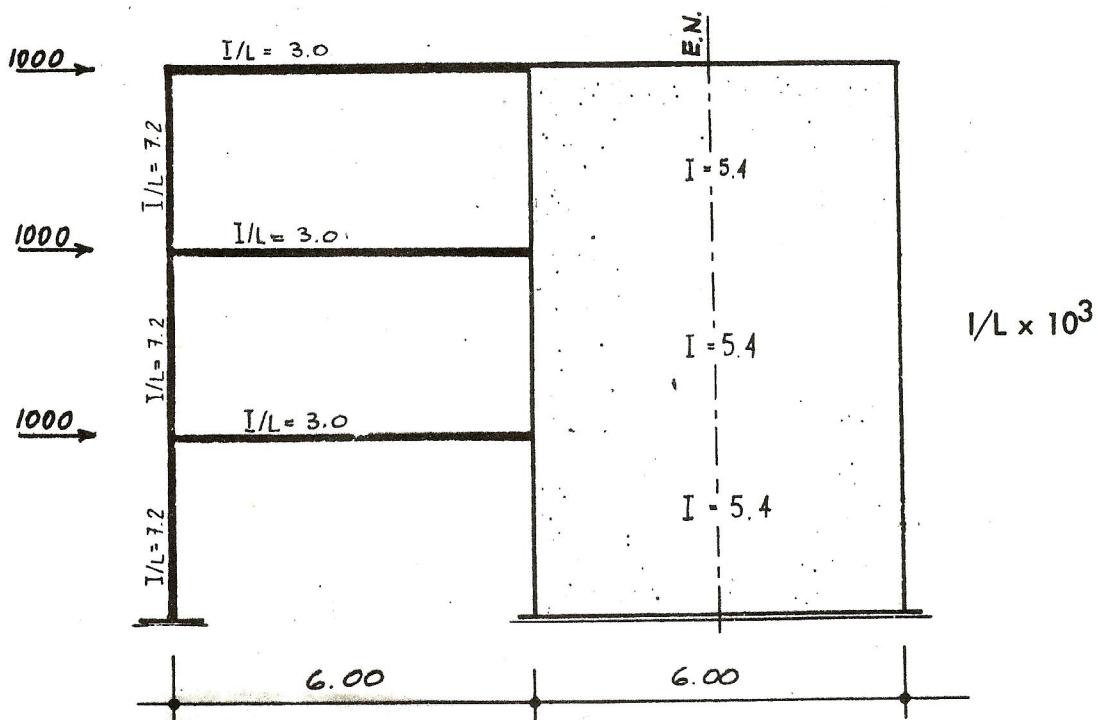
Número máximo de nudos: 25

Número máximo de miembros: 50

EJEMPLO 1



Estructura Original



Estructura Equivalente

Datos para el análisis considerando el efecto de flexión.

2370000000.

3 1 3 6 0.1

0. 3. 0.1

1000. 1000. 1000.

3. 3. 3.

6.

1 1 1

3 3 2

4 1 -5 5 2 -6 6 3

0.003 0.003 0.003 0.0072 0.0072 0.0072

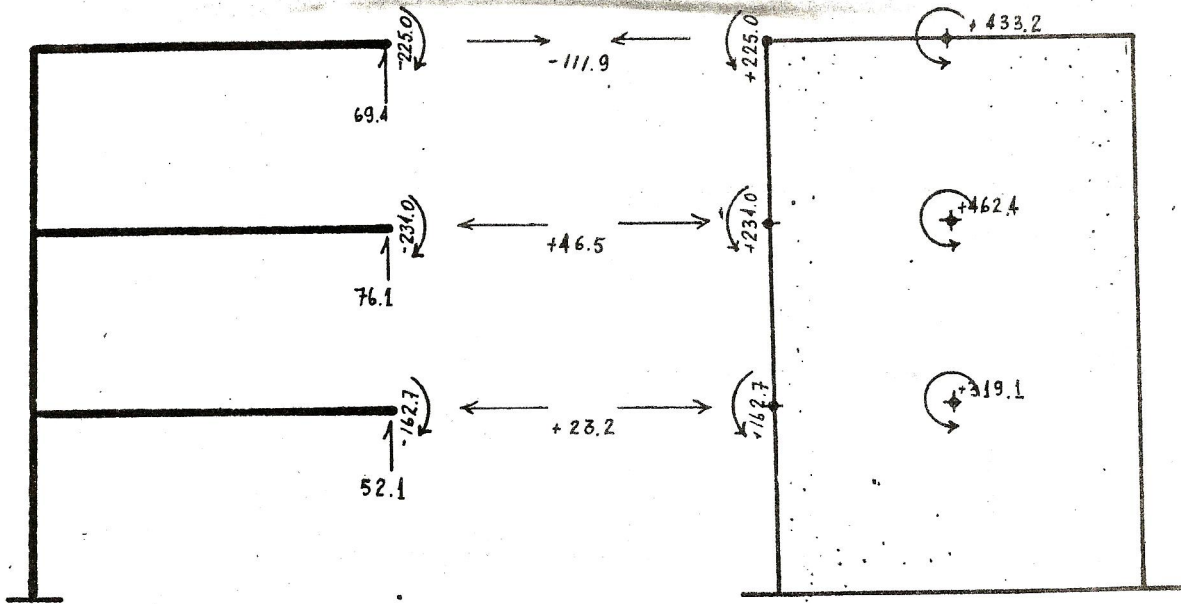
5.4 5.4 5.4

1000. 1000. 1000.

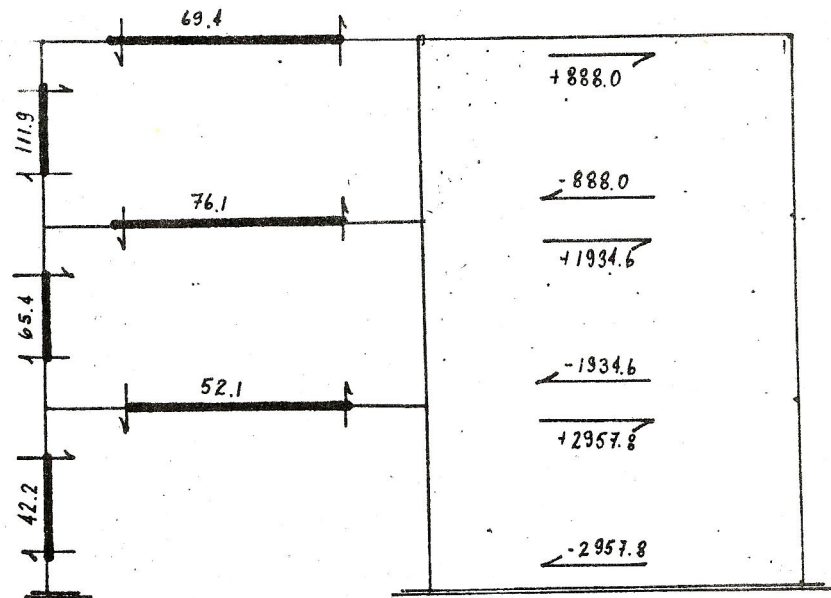
RESULTADOS.

	RDT. LIBRES	DEF. LIBRES			
1	-.00000316	-.00000527			
2	-.00000457	-.00001722			
3	-.00000492	-.00003164			
1					
2					
3					
	RDT. FINALES	DEF. FINALES			
1	-.00000274	-.00000463			
2	-.00000383	-.00001483			
3	-.00000404	-.00002681			
FUERZAS Y MOMENTOS					
1	23.222	319.048			
2	46.548	462.357			
3	-111.983	433.911			
VIGAS	COR. IZQ.	COR. DER.	MOM. IZQ.	MOM. DER.	
1	-52.119	52.119	-159.030	-102.000	
2	-76.109	76.109	-222.637	-224.019	
3	-69.393	69.393	-191.281	-225.000	
COLUMNAS	COR. ABAJO	COR. ARRIBA	MOM. ABAJO	MOM. ARRIBA	
4	-42.212	42.212	94.807	31.750	
5	-65.435	65.435	118.366	77.938	
6	-111.983	111.983	144.648	191.281	
MURO	COR. ABAJO	COR. ARRIBA	MOM. ABAJO	MOM. ARRIBA	
1	-2957.787	2957.787	16126.446	-7252.035	
2	-1934.564	1934.564	7572.133	-1760.439	
3	-888.016	888.016	2230.780	433.262	

DEFORMACION POR FLEXION

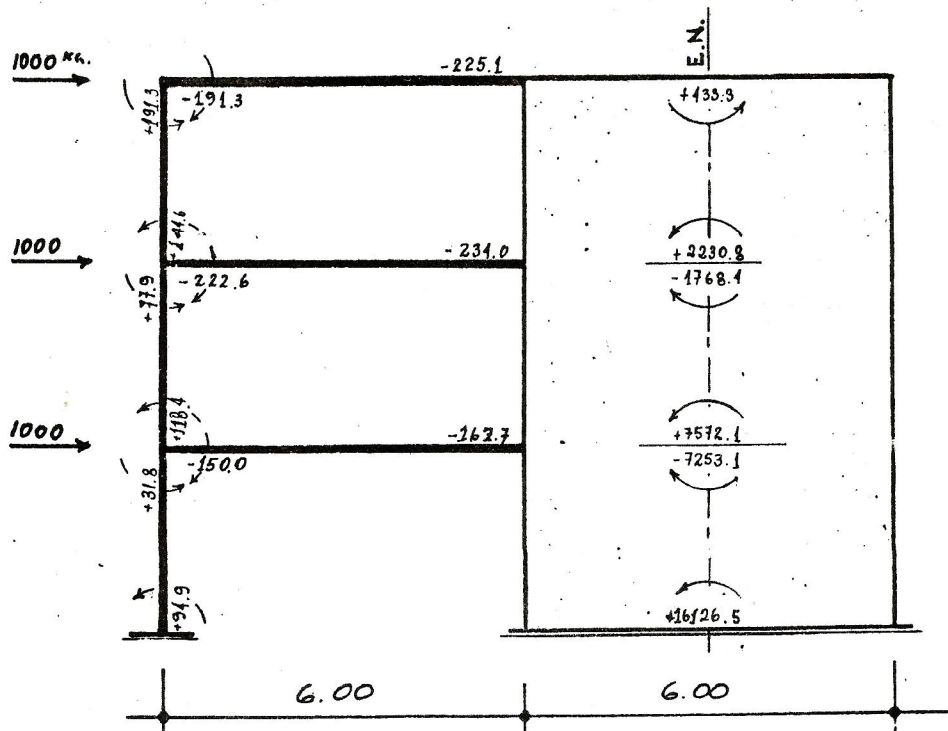


Fuerzas y Momentos de Indeterminación

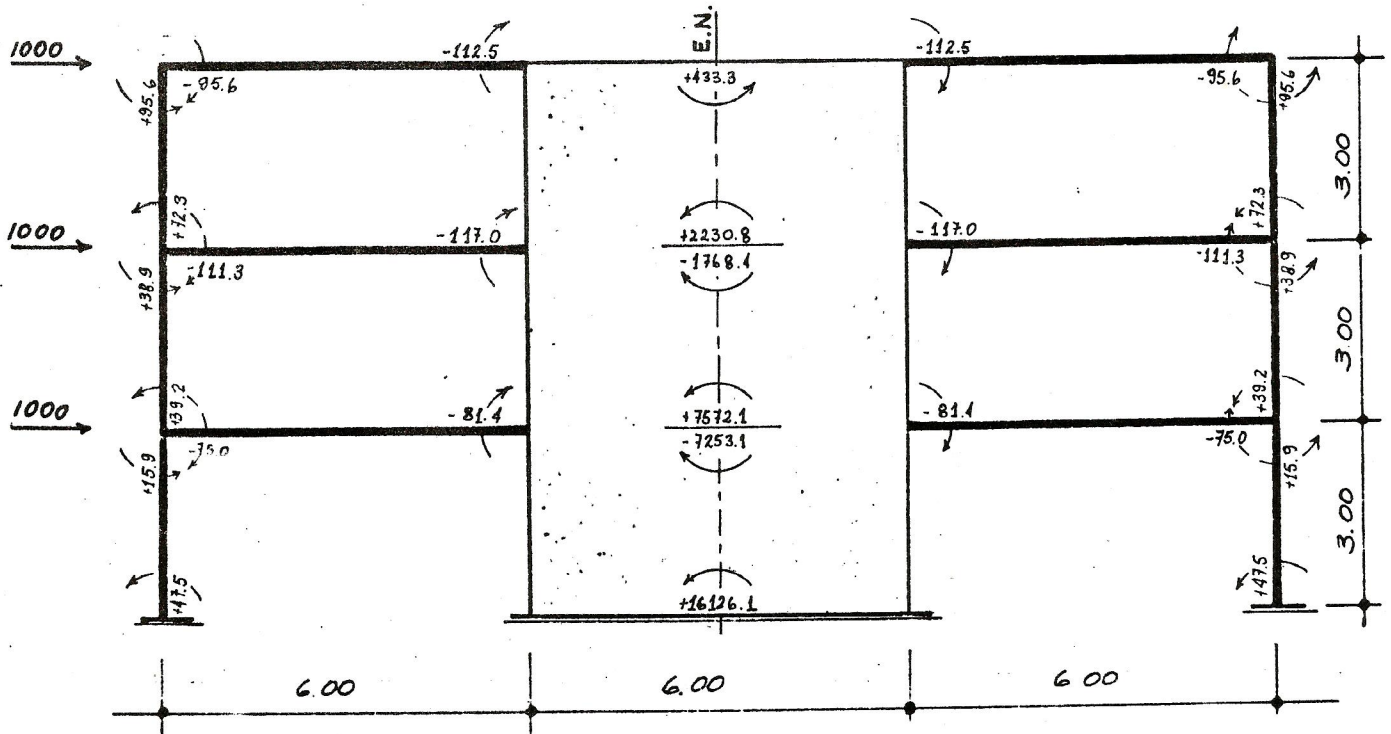


Cortantes en los Miembros

DEFORMACION POR FLEXION



Momentos en la Estructura Equivalente



Momentos en la Estructura Original

Datos para el análisis considerando el efecto de corte y flexión.

2370000000.

3. 1 3 6 0.1

6. 3. 0.1

1000. 1000. 1000.

3. 3. 3.

6.

1 1 1

3 3 2

4 1 -5 5 2 -6 6 3

0.003 0.003 0.003 0.0072 0.0072 0.0072

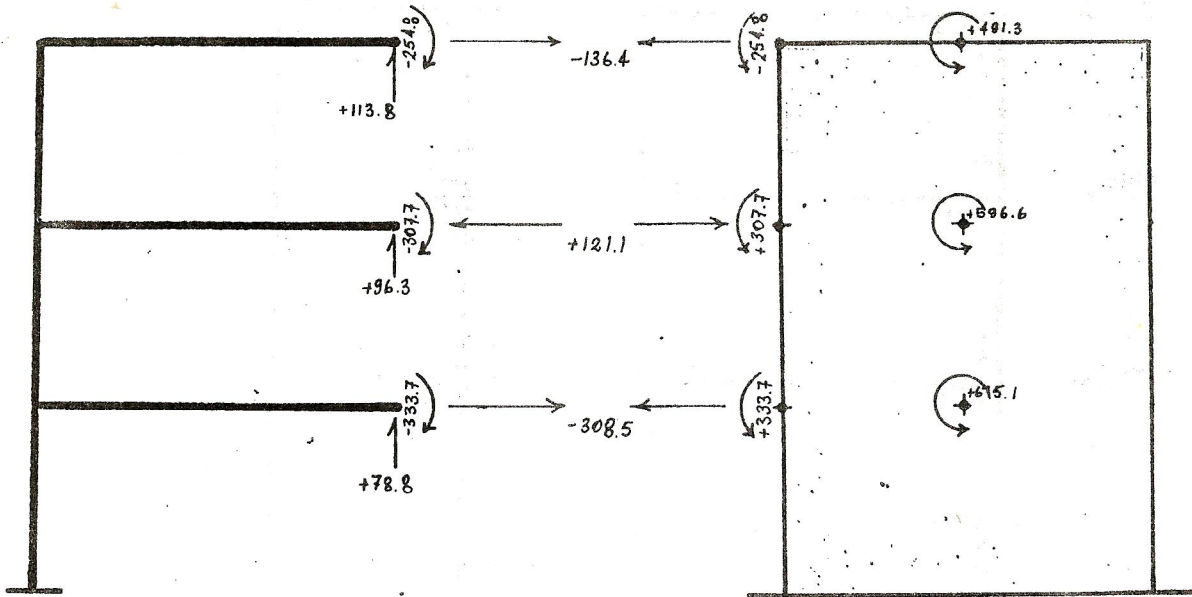
5.4 5.4 5.4

1000. 1000. 1000.

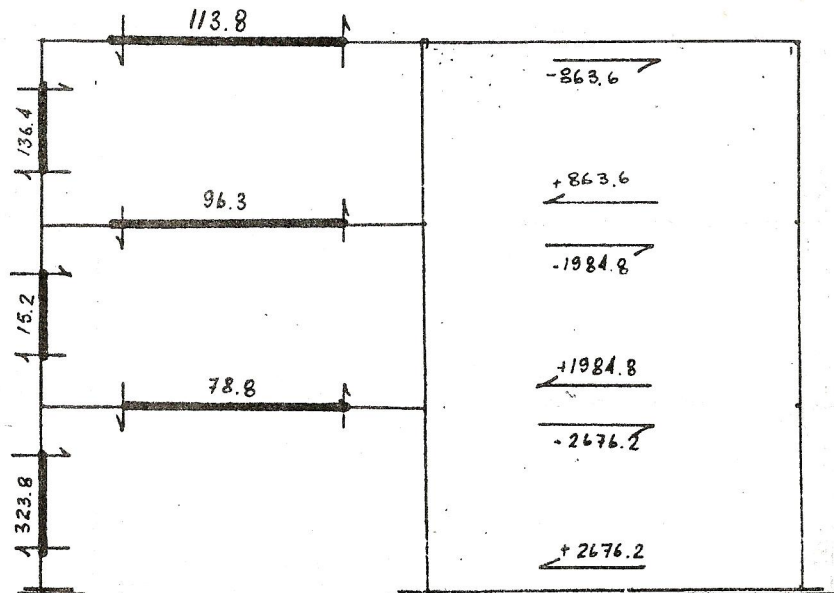
RESULTADOS.

	ROT. LIBRES	DEF. LIBRES			
1	-.00000490	-.00002502			
2	-.00000639	-.00004130			
3	-.00000583	-.00005797			
1					
2					
3					
	ROT. FINALES	DEF. FINALES			
1	-.00000497	-.00002330			
2	-.00000539	-.00003717			
3	-.00000455	-.00005024			
FUERZAS Y MOMENTOS					
1	-308.555	675.097			
2	121.155	596.600			
3	-130.355	491.264			
VIGAS					
	COR. IZA.	COR. DER.	MOM. IZA.	MOM. DER.	
1	-113.785	113.785	-348.975	-322.740	
2	-96.303	96.303	-270.126	-307.605	
3	-78.804	78.804	-217.976	-254.850	
COLUMNAS					
	COR. INF.	COR. SUP.	MOM. INF.	MOM. SUP.	
4	-323.756	323.756	588.851	382.417	
5	-15.200	15.200	-33.428	79.030	
6	-136.355	136.355	191.090	217.976	
MURO					
	COR. INF.	COR. SUP.	MOM. INF.	MOM. SUP.	
1	-2676.243	2676.243	14811.093	-6782.362	
2	-1984.799	1984.799	7457.459	-1503.061	
3	-863.644	863.644	2099.667	491.265	

DEFORMACION POR CORTANTE Y FLEXION

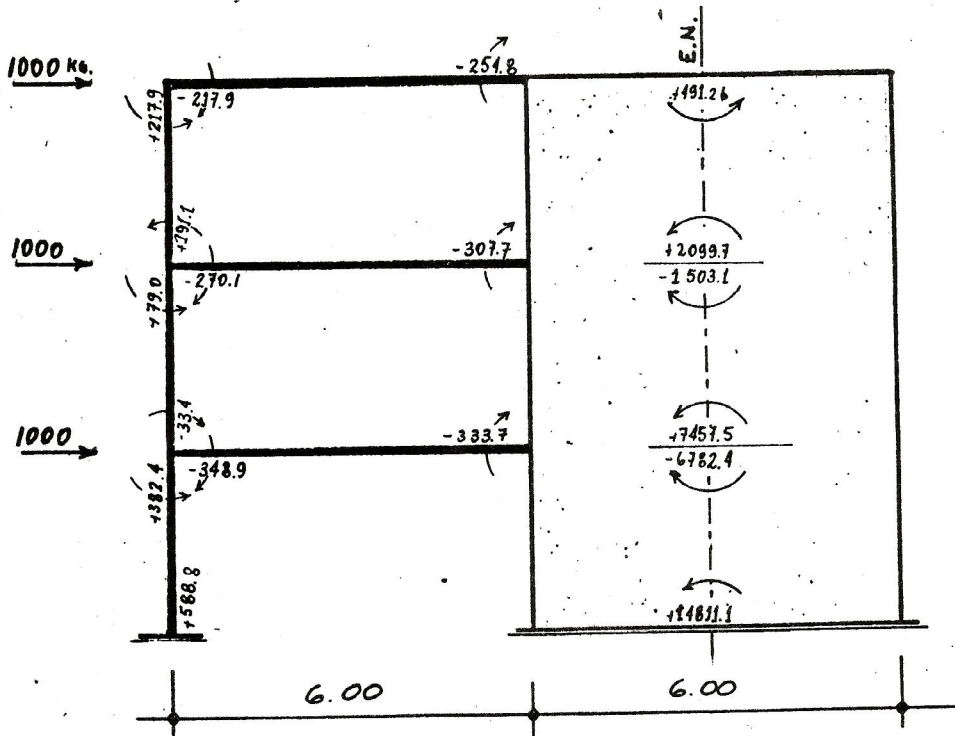


Fuerzas y Momentos de Indeterminación

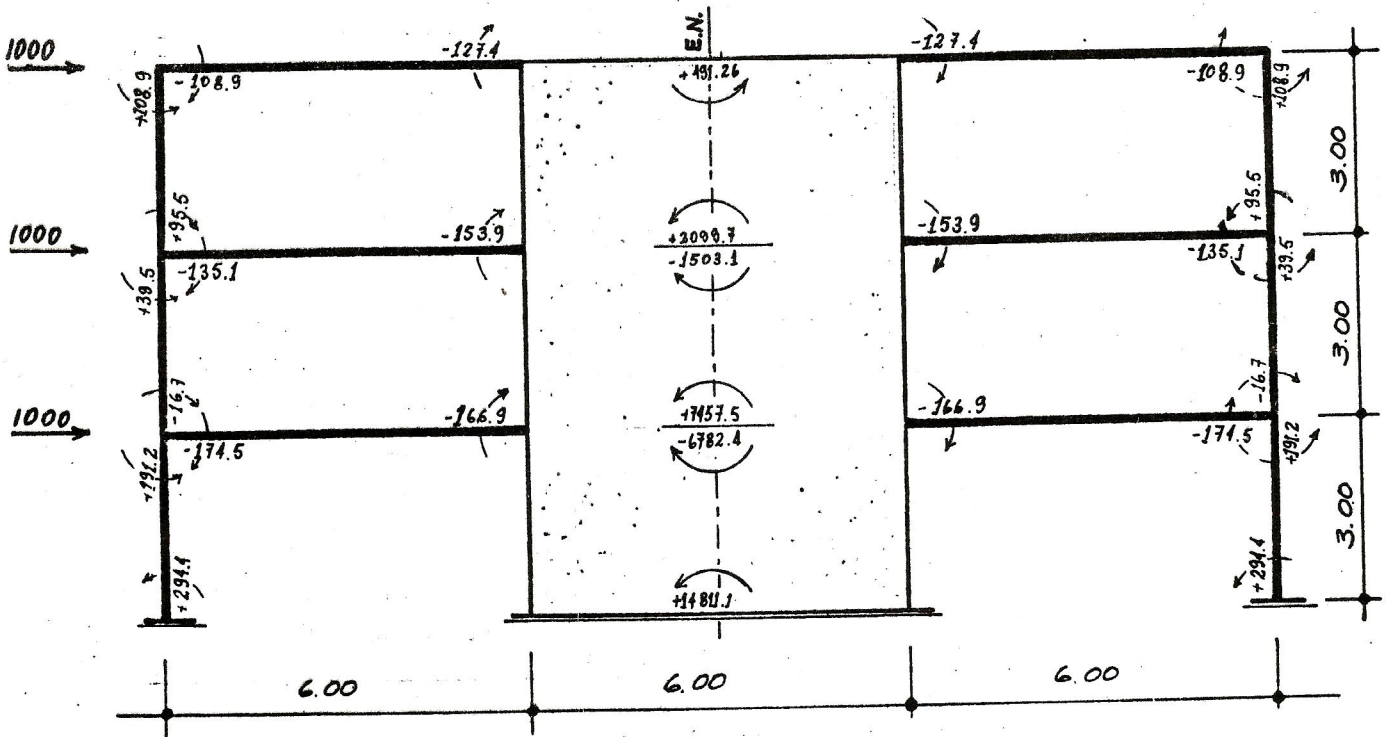


Cortantes en los Miembros

DEFORMACION POR CORTANTE Y FLEXION

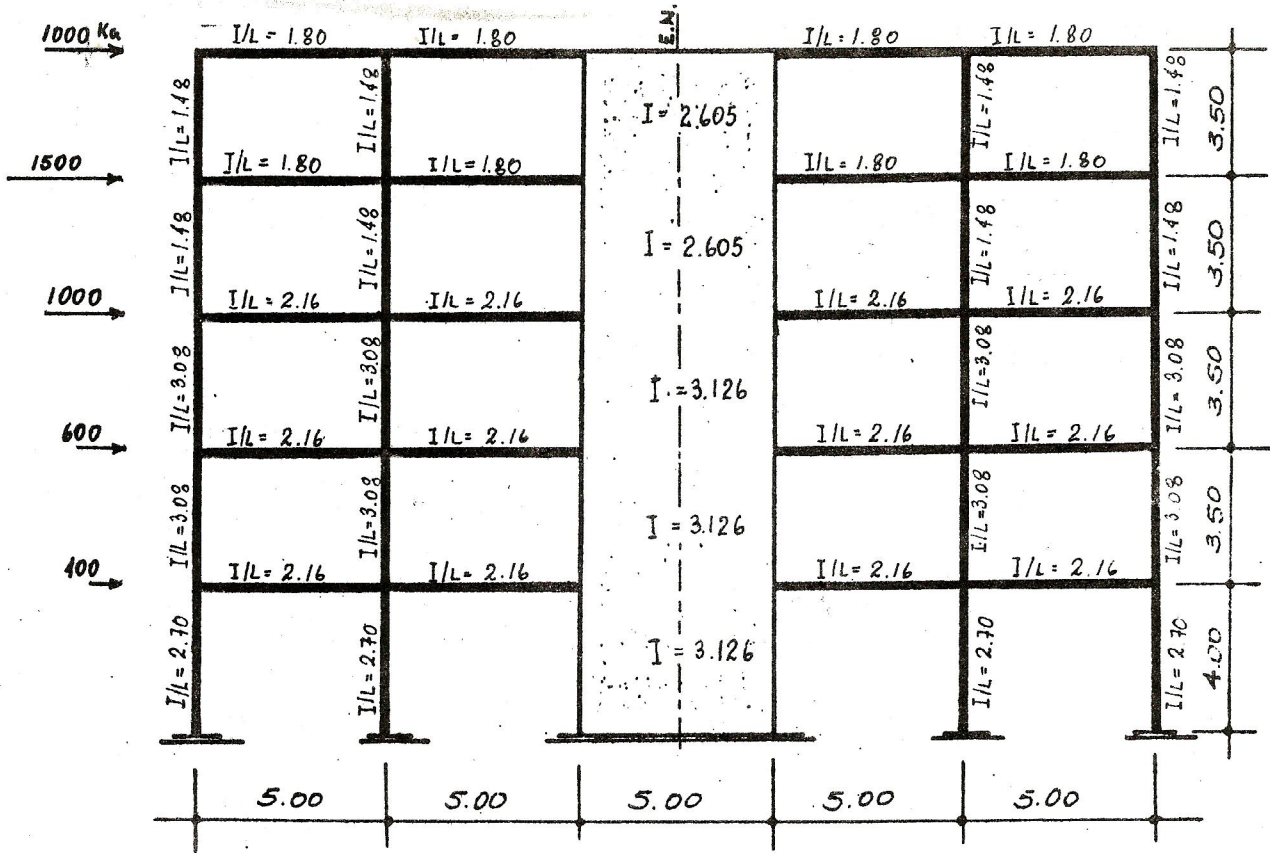


Momentos en la Estructura Equivalente

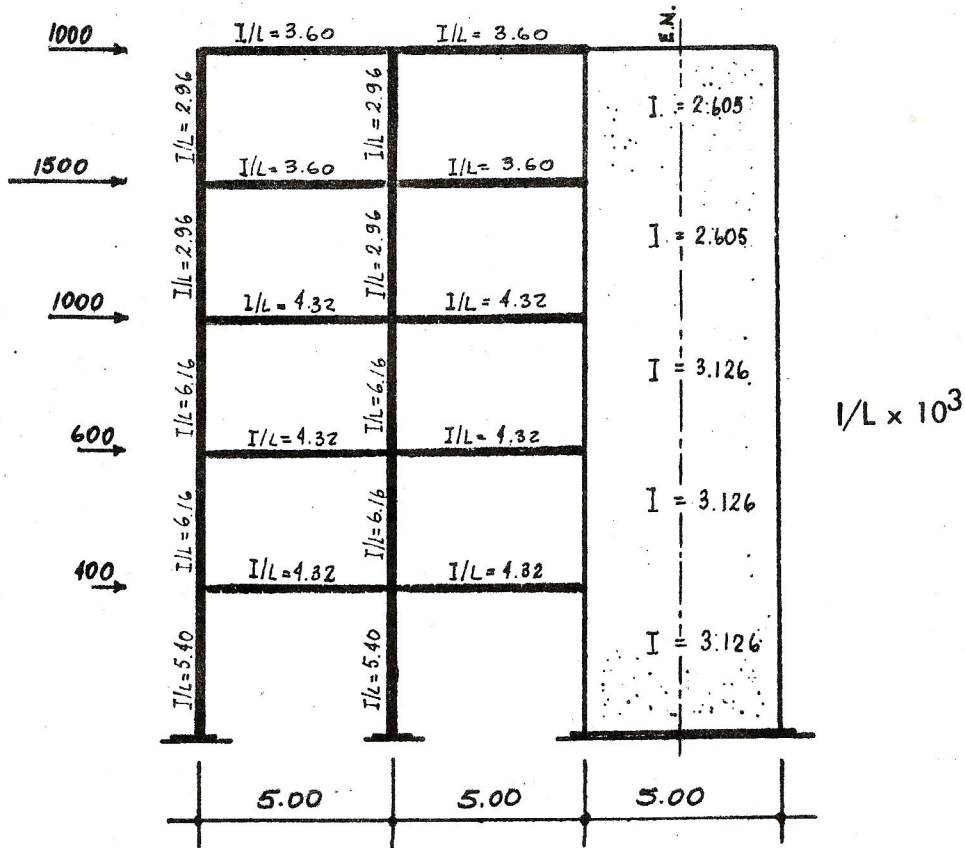


Momentos en la Estructura Original

EJEMPLO 2



Estructura Original



Estructura Equivalente

Datos considerando el efecto de flexión.

2370000000.

5 2 10 20 0.1

0. 2.5 0.1

400. 600. 1000. 1500. 1000.

4. 3.5 3.5 3.5 3.5

5.0 5.0

2 2 2 2 2

3 4 3 4 3 4 3 4 2 3

11 1 -13 12 2 -14 -1 13 3 -15 14 4 -16 -13

15 5 -17 16 6 -18 -5 17 7 -19 18 8 -20 -7

19 9 20 10 -9

0.00432 0.00432 0.00432 0.00432 0.00432 0.00432

0.0036 0.0036 0.0036 0.0036

0.0054 0.0054 0.00616 0.00616 0.00616 0.00296 0.00296

0.00296 0.00296

3.126 3.126 3.126 2.605 2.605

400. 600. 1000. 1500. 1000.

RESULTADOS.

	RDT. LIBRES	DEF. LIBRES
1	-.00002582	-.00002582
2	-.00004079	-.00017349
3	-.00004947	-.00033216
4	-.00005394	-.00051500
5	-.00005493	-.00070679

	RDT. FINALES	DEF. FINALES
1	-.00001307	-.00002015
2	-.00001860	-.00002622
3	-.00002061	-.00015616
4	-.00002023	-.00002077
5	-.00001920	-.00002717

FUERZAS Y MOMENTOS

1	421.316	176.487
2	288.279	377.463
3	-357.056	278.896
4	120.780	557.960
5	-677.204	254.469

VICAS

	CDR. IZQ	CDR. DER	MOM. IZQ	MOM. DER
1	-176.487	176.487	-493.995	-300.831
2	-377.463	377.463	-857.104	-1020.257
3	-278.896	278.896	-762.559	-631.706
4	-557.960	557.960	-1287.739	-1597.785
5	-254.469	254.469	-727.997	-504.542
6	-578.729	578.729	-1295.860	-1597.785
7	-196.627	196.627	-691.280	-381.856
8	-529.658	529.658	-1144.063	-1504.239
9	-83.237	83.237	-352.223	-63.961
10	-427.068	427.068	-833.650	-1201.690

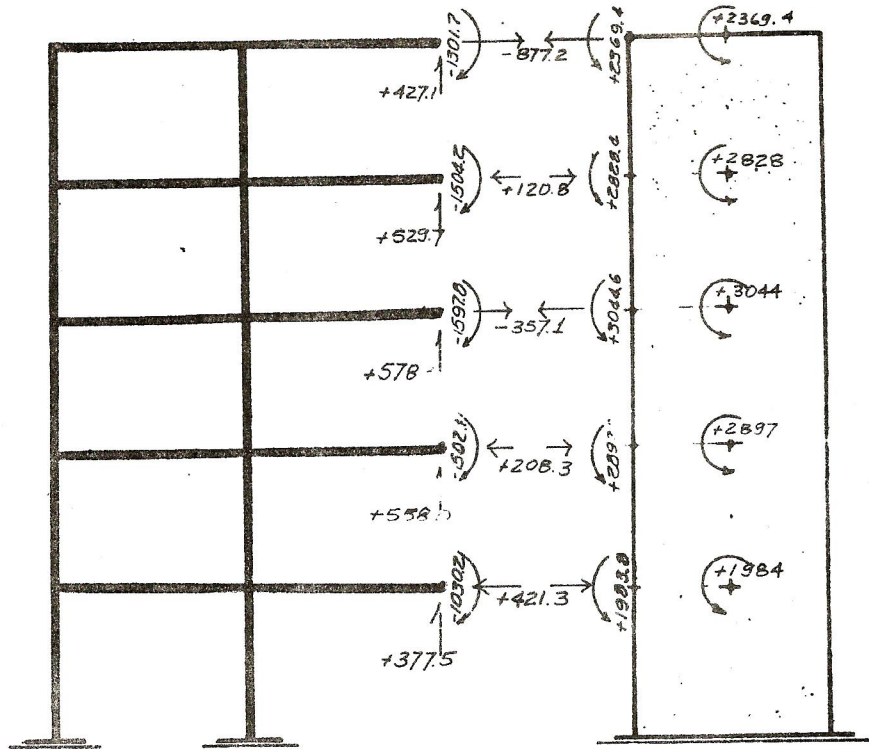
COLUMNAS

	CDR. ARRIBO	CDR. ARRIBO	MOM. ABAJO	MOM. ARRIBA
11	-92.462	92.462	269.831	60.910
12	-191.421	191.421	434.240	323.908
13	-208.259	208.259	434.240	294.668
14	-496.940	496.940	921.550	817.741
15	-264.675	264.675	467.567	458.797
16	-648.804	648.804	1101.995	1168.819
17	-159.848	159.848	269.350	290.121
18	-396.574	396.574	671.364	716.647
19	-189.519	189.519	311.079	352.240
20	-487.684	487.684	809.283	897.611

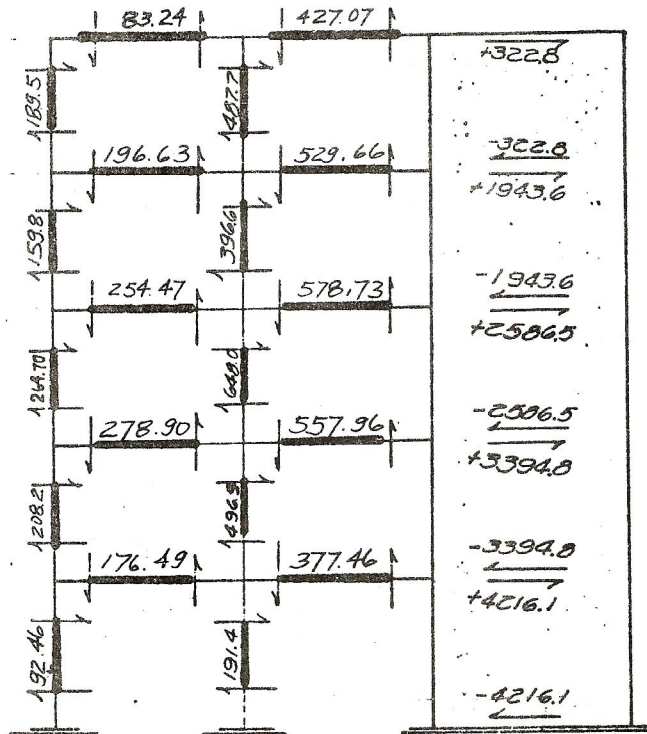
MURO

	CDR. ABAJO	CDR. ARRIBA	MOM. ABAJO	MOM. ARRIBA
1	-421.316	421.316	32619.200	-15753.725
2	-3394.799	3394.799	17727.610	-5845.811
3	-2586.520	2586.520	8742.776	310.043
4	-1943.576	1943.576	2734.564	4067.953
5	-322.795	322.795	-1239.577	2369.363

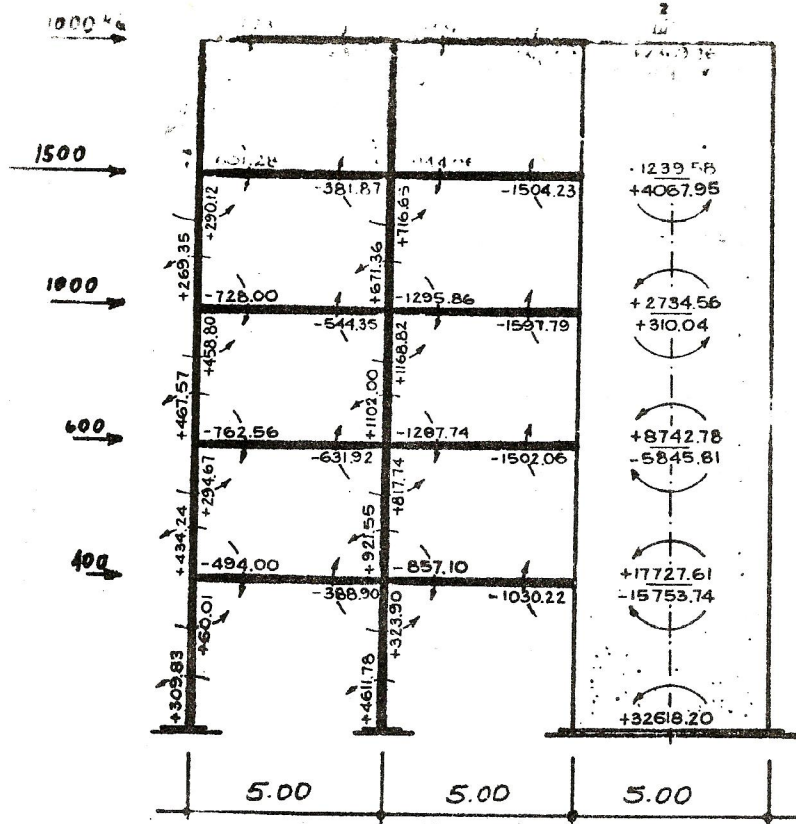
DEFORMACION POR FLEXION



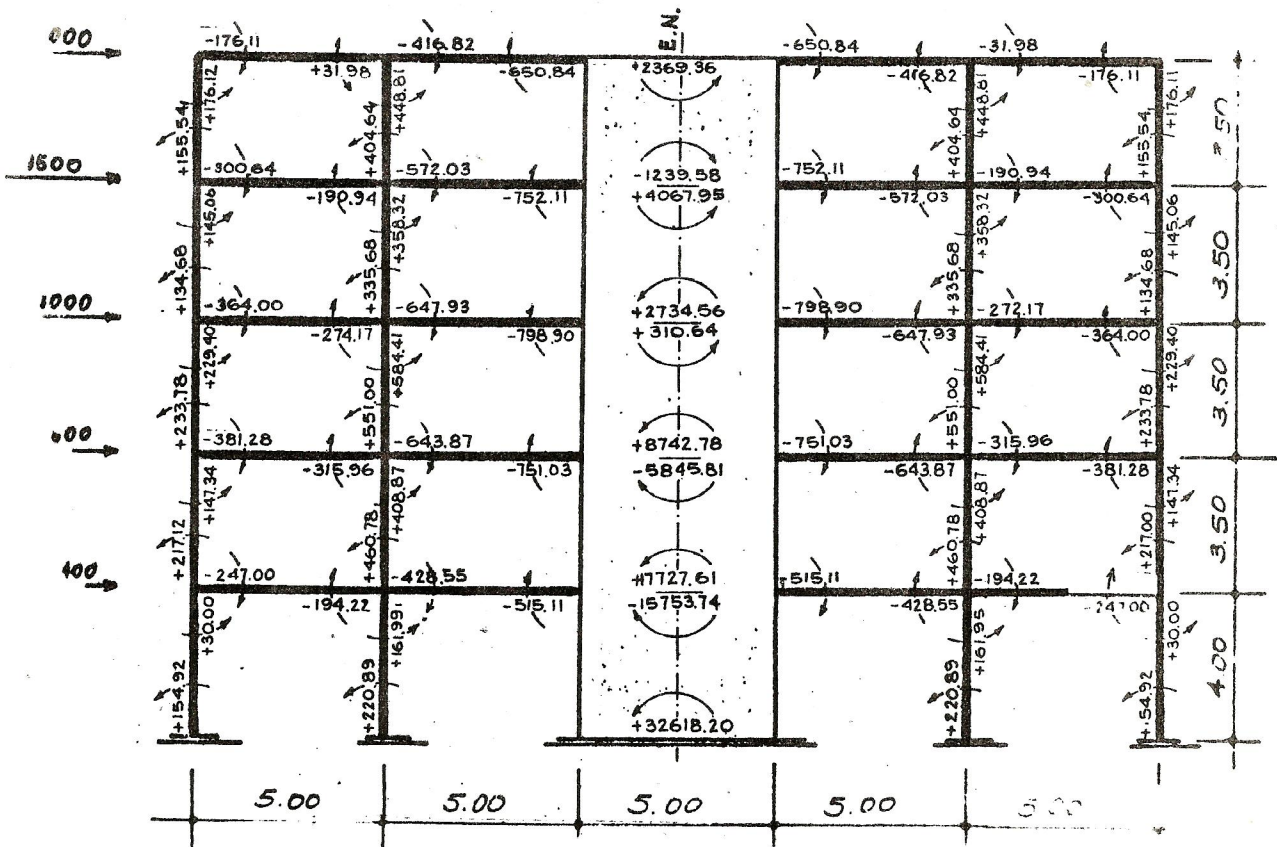
Fuerzas y Momentos de Indeterminación



Cortantes en los Miembros



Momentos en la Estructura Equivalente



Momentos en la Estructura Original

Datos considerando el efecto de corte y flexión.

2370000000.

5 2 10 20 0.1

5. 2.5 0.1

400. 600. 1000. 1500. 1000.

4.0 3.5 3.5 3.5 3.5

5.0 5.0

2 2 2 2 2

3 4 3 4 3 4 3 4 2 3

11 1 -13 12 2 -14 -1 13 3 -15 14 4 -16 -13

15 5 -17 16 6 -18 -5 17 7 -19 18 8 -20 -7

19 9 20 10 -9

0.00432 0.00432 0.00432 0.00432 0.00432 0.00432

0.00360 0.00360 0.00360 0.00360

0.00540 0.00540 0.00616 0.00616 0.00616 0.00616

0.00296 0.00296 0.00296 0.00296

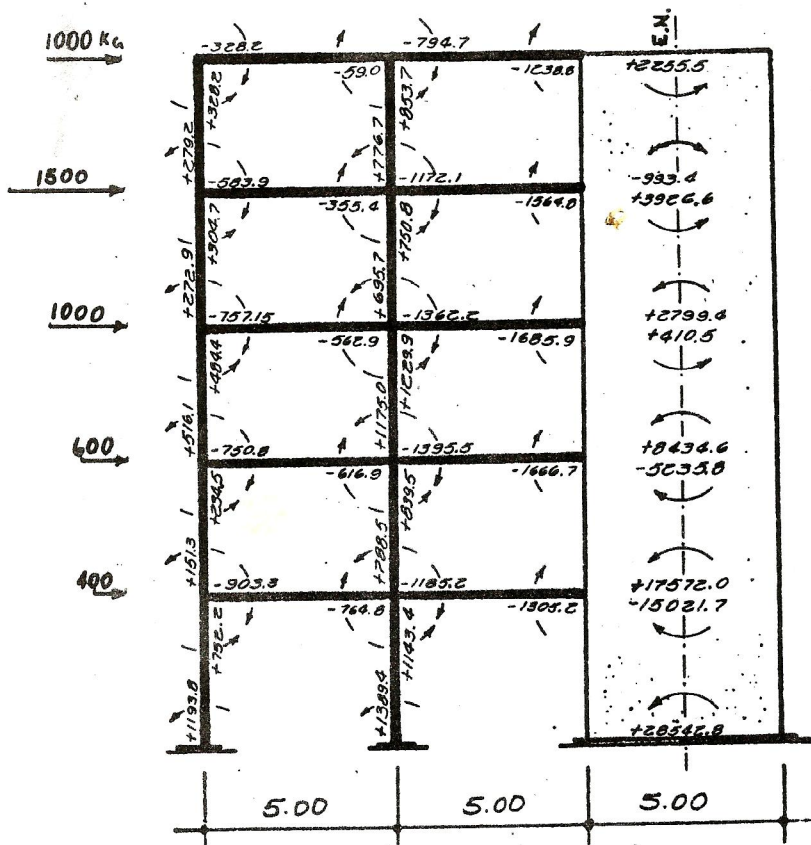
3.126 3.126 3.126 2.605 2.605

400. 600. 1000. 1500. 1000.

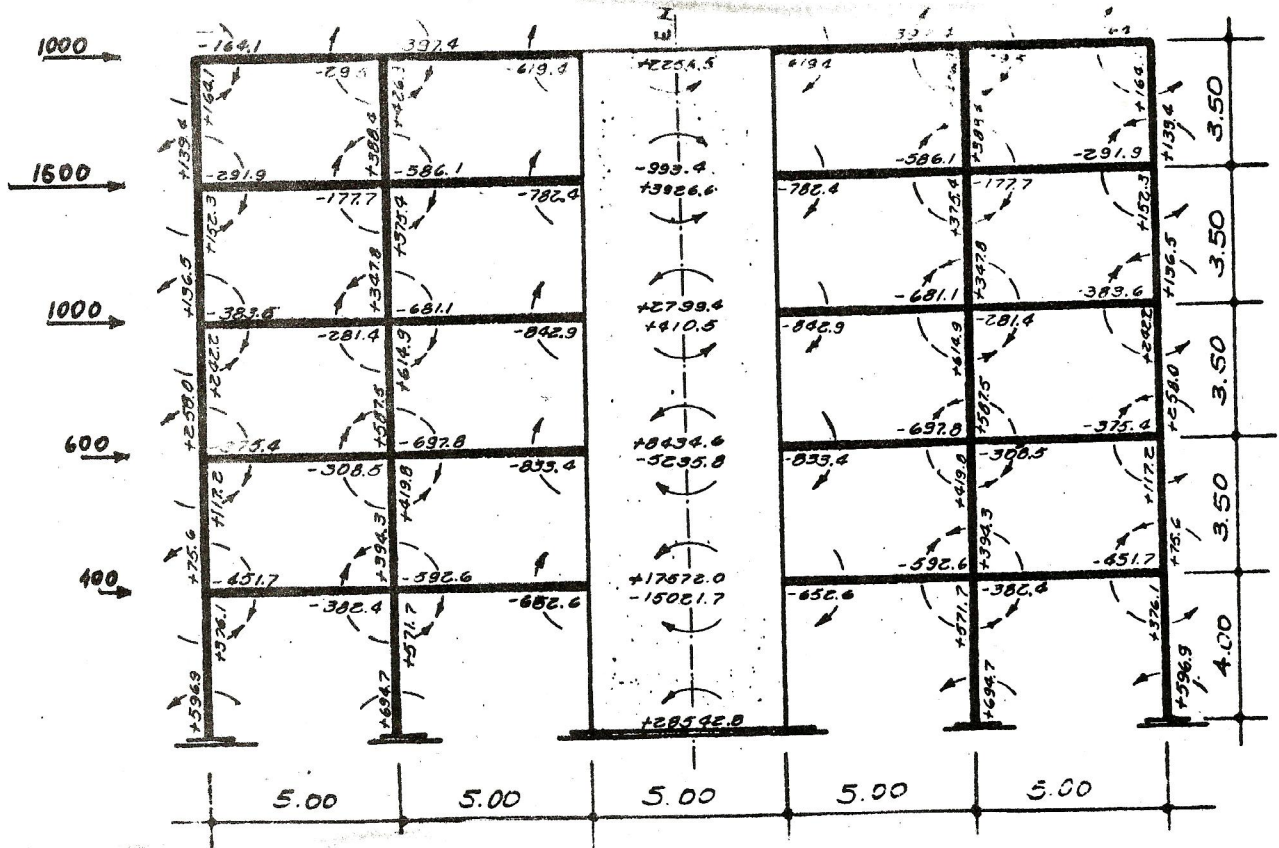
RESULTADOS.

	ROT. LIBRES	DEF. LIBRES			
1	-.00003676	-.00011867			
2	-.00004529	-.00024925			
3	-.00005331	-.00041967			
4	-.00005723	-.00061132			
5	-.00005625	-.00080613			
1					
2					
3					
4					
5					
6					
7					
8					
9					
1	ROT. FINALES	DEF. FINALES			
1	-.00001546	-.00008518			
2	-.00002100	-.00014828			
3	-.00002180	-.00022058			
4	-.00002124	-.00029404			
5	-.00001826	-.00036025			
FUERZAS Y MOMENTOS					
1	-544.346	2550.350			
2	397.457	3198.839			
3	-394.528	3209.909			
4	61.082	2933.203			
5	-639.375	2255.536			
VIGAS	COR. IZQ.	COR. DER.	MOM. IZQ.	MOM. DER.	
1	-330.915	330.915	-903.286	-746.793	
2	-498.078	498.078	-1185.238	-1305.153	
3	-273.552	273.553	-750.838	-616.927	
4	-612.848	612.848	-1397.520	-1666.719	
5	-264.006	264.006	-757.151	-560.879	
6	-609.611	609.611	-1362.175	-1685.891	
7	-187.860	187.860	-583.880	-355.433	
8	-547.374	547.374	-1172.105	-1564.707	
9	-77.440	77.440	-328.219	-58.985	
10	-406.702	406.702	-704.725	-1238.770	
COLUMNAS	COR. ABAJO	COR. ARRIBA	MOM. ABAJO	MOM. ARRIBA	
11	-486.499	486.499	1493.786	752.213	
12	-633.211	633.211	1389.402	1143.444	
13	-110.213	110.213	151.276	227.409	
14	-465.151	465.151	788.510	227.511	
15	-285.853	285.853	516.090	424.300	
16	-686.967	686.967	1175.003	1220.202	
17	-165.011	165.011	272.986	304.603	
18	-413.281	413.281	695.647	750.930	
19	-173.540	173.540	279.155	242.024	
20	-465.835	465.835	776.702	852.700	
MURO	COR. ABAJO	COR. ARRIBA	MOM. ABAJO	MOM. ARRIBA	
1	-3380.288	3380.288	28542.826	-15021.000	
2	-3524.635	3524.635	17572.022	-5235.700	
3	-2527.178	2527.178	8434.637	410.480	
4	-1921.707	1921.707	2799.423	3926.550	
5	360.624	360.624	-993.348	2255.536	

DEFORMACION POR CORTANTE Y FLEXION

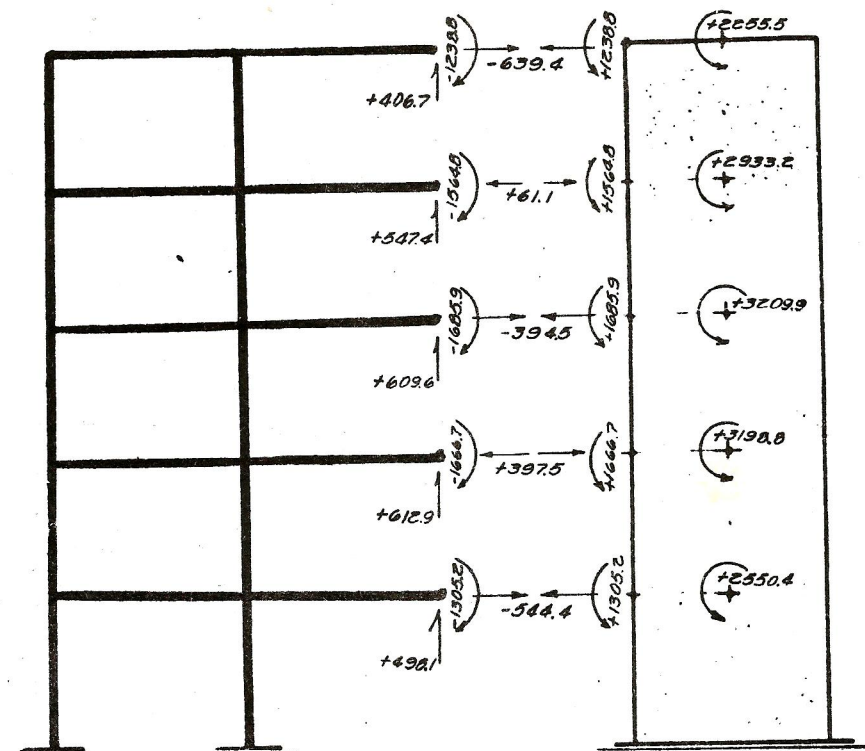


Momentos en la Estructura Equivalente

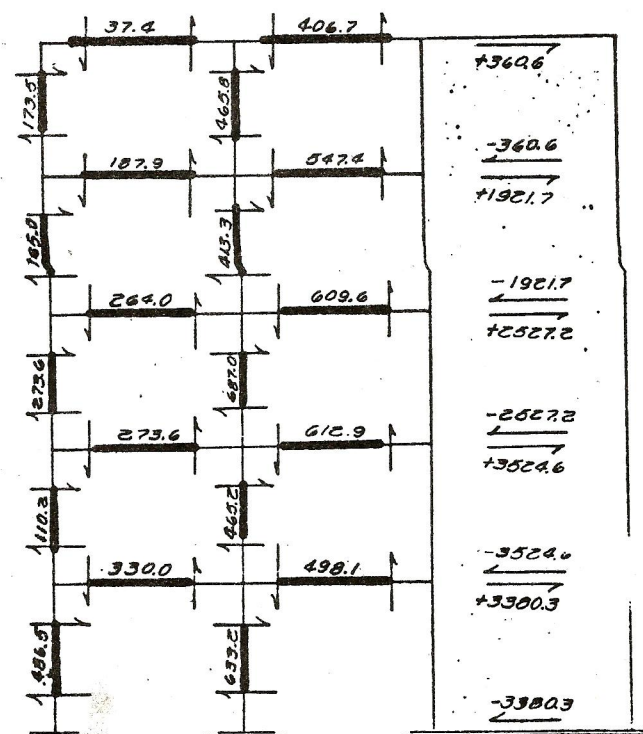


Momentos en la Estructura Original

DEFORMACION POR CORTANTE Y FLEXION

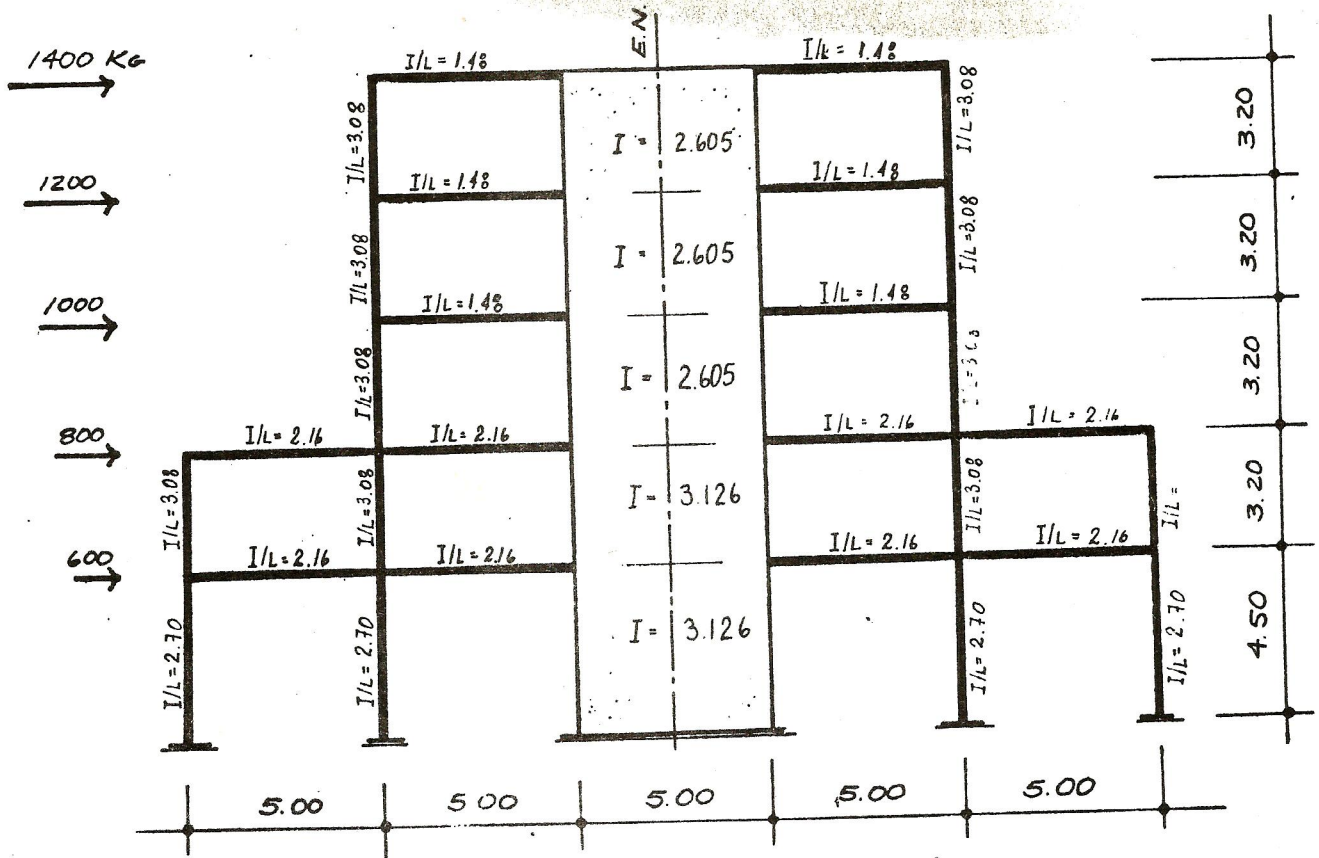


Fuerzas y Momentos de Indeterminación

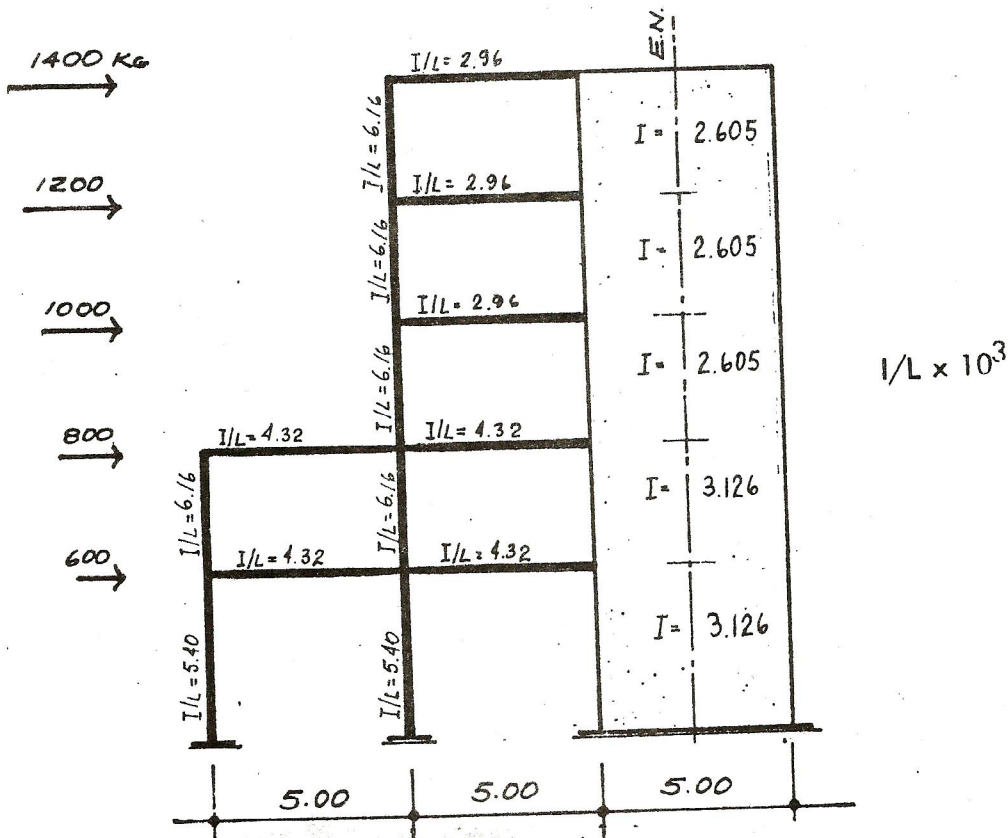


Cortantes en los Miembros

EJEMPLO 3



Estructura Original



Estructura Equivalente

Datos considerando el efecto de flexión.

218000000.

5 2 7 14 0.1

0. 2.5 1.0

600. 800. 1000. 1200. 1400.

4.5 3.2 3.2 3.2 3.2

5. 5.

2 2 1 1 1

3 4 2 4 3 3 2

8 1 -10 9 2 -11 -1 10 3 11 4 -12 -3 12 5 -13

13 6 -14 14 7

0.00432 0.00432 0.00432 0.00432 0.00296 0.00296 0.00296

0.00540 0.00540 0.00616 0.00616 0.00616 0.00616 0.00616

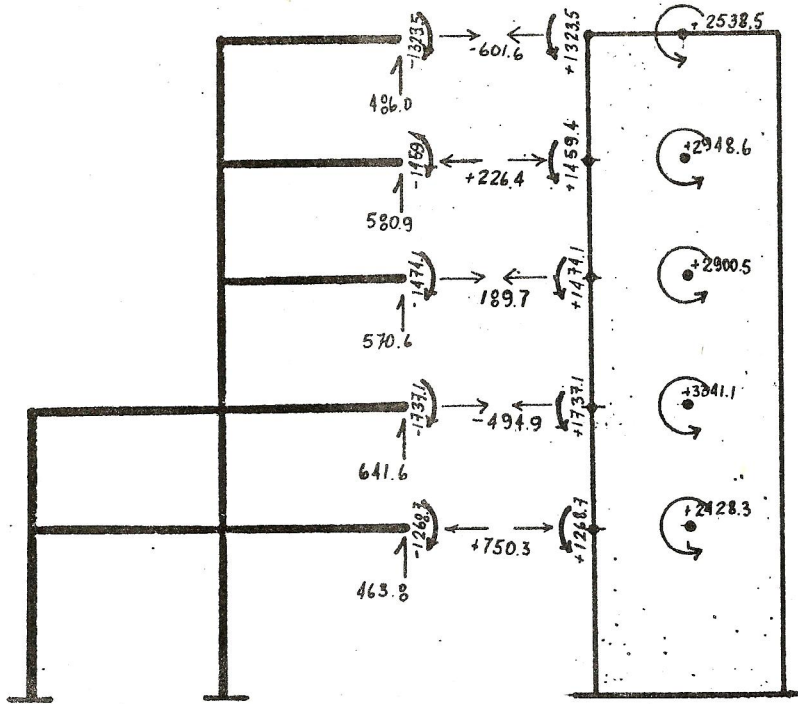
3.126 3.126 2.605 2.605 2.605

600. 800. 1000. 1200. 1400.

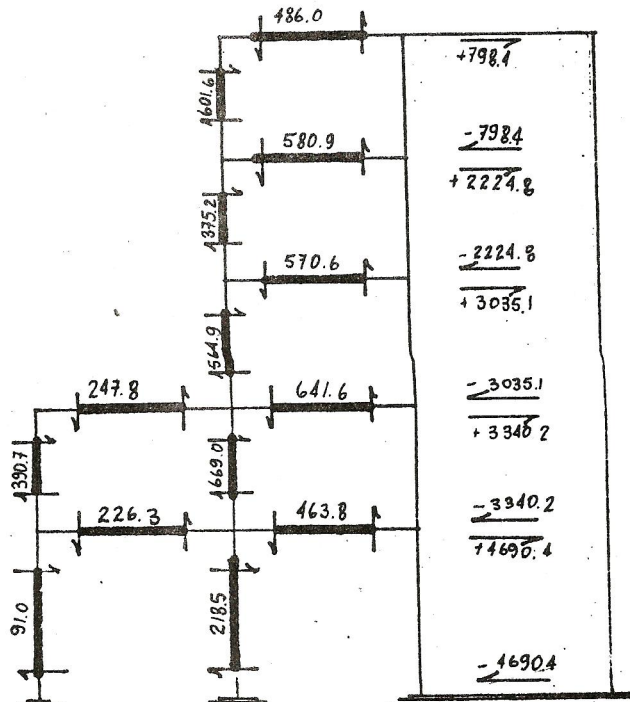
RESULTADOS.

	ROT. LIBRES	DEF. LIBRES			
1	-.00003278	-.00007933			
2	-.00004751	-.00006957			
3	-.00005797	-.000038008			
4	-.00006283	-.000057462			
5	-.00006410	-.000077840			
1					
2					
3					
1	ROT. FINALES	DEF. FINALES			
1	-.00001754	-.00004471			
2	-.00002363	-.00011195			
3	-.00002702	-.00019447			
4	-.00002728	-.00028244			
5	-.00002652	-.00036891			
	FUERZAS Y MOMENTOS				
1	750.232	2420.290			
2	-494.891	3341.111			
3	-189.717	2900.530			
4	226.367	2940.000			
5	-601.561	2500.000			
	VIGAS				
	COR. IZD	COR. DER.	MOM. IZQ.	MOM. DER.	
1	-226.306	226.306	-042.251	-400.000	
2	-463.823	463.823	-1050.376	-1200.000	
3	-247.846	247.846	-647.216	-592.010	
4	-641.602	641.602	-1470.876	-1737.130	
5	-570.570	570.570	-1378.760	-1470.000	
6	-580.877	580.877	-1408.010	-1400.000	
7	-486.000	486.000	-1100.532	-1300.000	
	COLUMNAS				
	COR. ABAJO	COR. ARRIBA	MOM. ABAJO	MOM. ARRIBA	
8	-91.047	91.047	370.528	39.105	
9	-218.523	218.523	561.742	421.613	
10	-390.759	390.759	603.159	647.271	
11	-669.043	669.043	1118.121	1022.817	
12	-564.911	564.911	1039.997	767.710	
13	-375.194	375.194	611.087	589.533	
14	-601.561	601.561	812.404	1100.532	
	MURO				
	COR. ABAJO	COR. ARRIBA	MOM. ABAJO	MOM. ARRIBA	
1	-4690.429	4690.429	37025.230	-15000.300	
2	-3340.196	3340.196	18346.599	-7000.000	
3	-3035.088	3035.088	10999.111	-3000.000	
4	-2224.805	2224.805	4107.337	-1000.000	
5	-798.438	798.438	16.500	-100.000	

DEFORMACION POR FLEXION

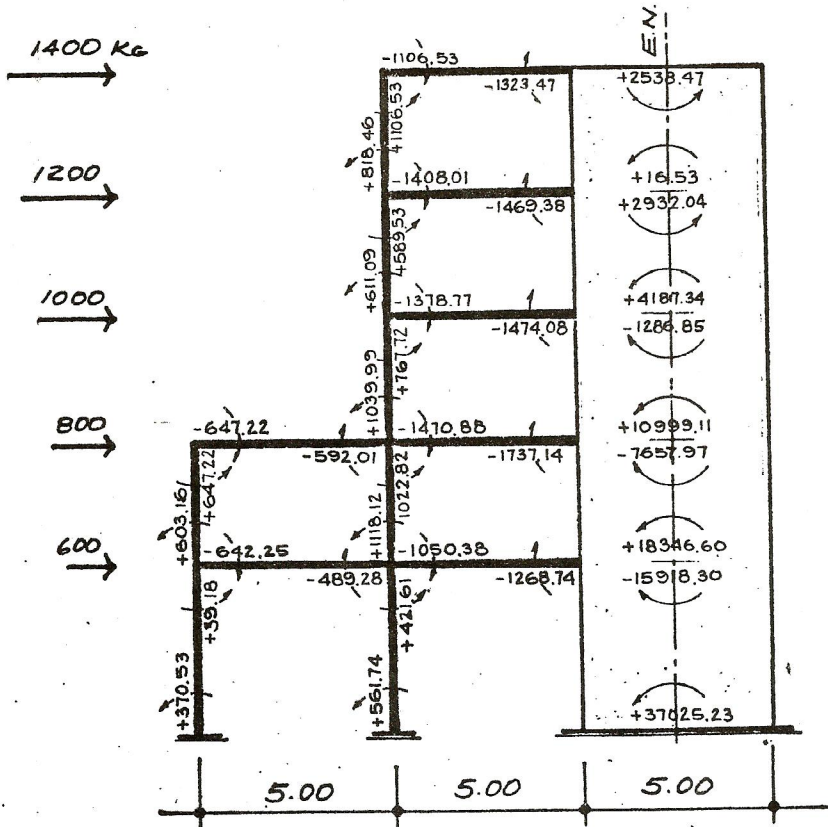


Fuerzas y Momentos de Indeterminación

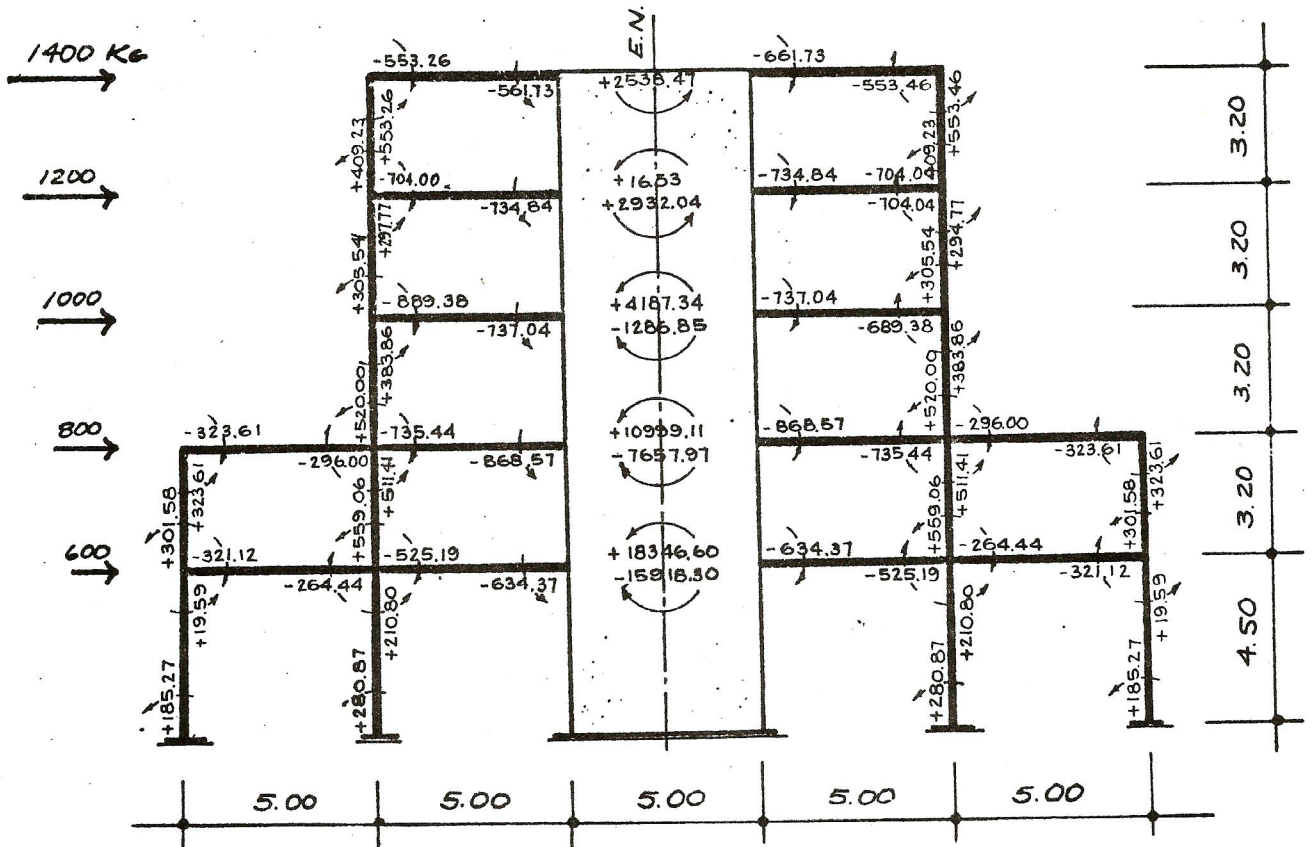


Cortantes en los Miembros

DEFORMACION POR FLEXION



Momentos en la Estructura Equivalente



Momentos en la Estructura Original

Datos para el análisis considerando el efecto de corte y flexión.

2180000000

5 2 7 14 0.1

5.0 2.5 1.0

600. 800. 1000. 1200. 1400.

4.5 3.2 3.2 3.2 3.2

5.0 5.0

2 2 1 1 1

3 4 2 4 3 3 2

8 1 -13 9 2 -11 -1 10 3 11 4 -12 -3 12 5 -13

13 6 -14 14 7

0.00432 0.00432 0.00432 0.00432 0.00296 0.00296 0.00296

0.00540 0.00540 0.00616 0.00616 0.00616 0.00616 0.00616

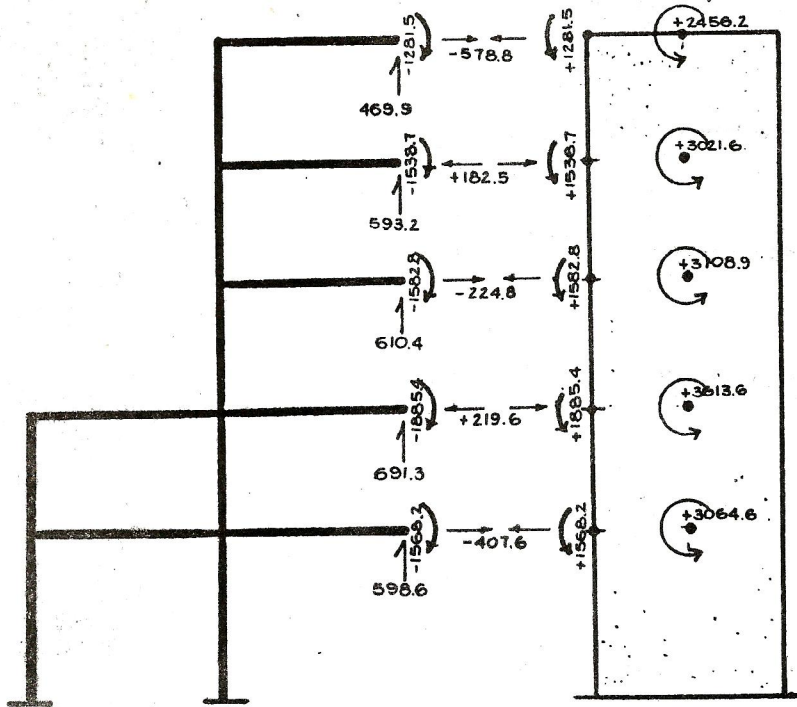
3.126 3.126 2.605 2.605 2.605

600. 800. 1000. 1200. 1400.

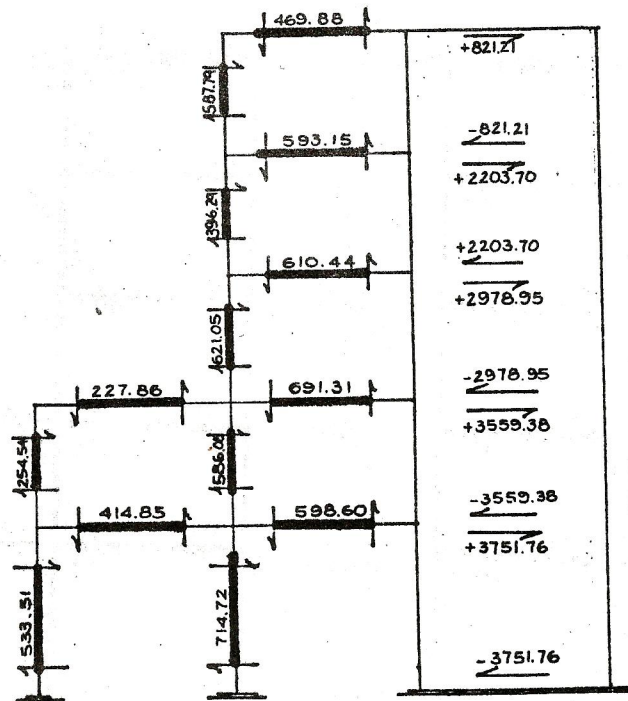
RESULTADOS.

	RDT. LIBRES	DEF. LIBRES				
1	-.00003874	-.00017591				
2	-.00005275	-.00031958				
3	-.00006312	-.00050327				
4	-.00006655	-.00070733				
5	-.00006610	-.00091624				
1						
2						
3						
4						
	RDT. FINALES	DEF. FINALES				
1	-.00002019	-.00013076				
2	-.00002595	-.00020297				
3	-.00002920	-.00028992				
4	-.00002841	-.00037939				
5	-.00002574	-.00046250				
FUERZAS Y MOMENTOS						
1	-407.615	3064.633				
2	-219.568	3613.653				
3	-224.757	3108.939				
4	182.492	3021.619				
5	-578.786	2456.169				
VIGAS	COR. IZQ	COR. DER	MOM. IZQ	MOM. DER		
1	-414.851	414.851	-1145.858	-928.399		
2	-508.591	598.591	-1424.800	-1568.155		
3	-227.865	227.865	-584.937	-554.300		
4	-691.313	691.313	-1571.197	-1885.370		
5	-610.436	610.436	-1460.330	-1502.849		
6	-593.151	593.151	-1407.013	-1538.741		
7	-469.880	469.880	-1067.937	-1281.467		
COLUMNAS	COR. ABAJO	COR. ARRIBA	MOM. ABAJO	MOM. ARRIBA		
8	-533.510	533.510	1484.421	916.373		
9	-714.725	714.725	1756.244	1460.910		
10	-254.542	254.542	229.542	584.903		
11	-586.077	586.077	893.259	932.189		
12	-621.052	621.052	1143.322	844.044		
13	-396.294	396.294	625.321	642.821		
14	-578.786	578.786	704.100	1067.937		
MURO	COR. ABAJO	COR. ARRIBA	MOM. ABAJO	MOM. ARRIBA		
1	-3751.764	3751.764	32220.307	-15337.367		
2	-3559.379	3559.379	18402.000	-7011.985		
3	-2978.947	2978.947	10625.638	-1093.006		
4	-2203.705	2203.705	4201.945	2849.911		
5	-821.213	821.213	171.707	2456.174		

DEFORMACION POR CORTANTE Y FLEXION



Fuerzas y Momentos de Indeterminación



Cortantes en los Miembros

CAPITULO 4

CONCLUSIONES

- 1) El número de ciclos necesarios para llegar al cierre del proceso iterativo está en relación directa el número de pisos de la estructura y a la aproximación deseada en las deformaciones.
- 2) La proporción de cortante absorbido por el muro depende de varios aspectos, entre los que se puede mencionar: rigidez del marco, relación de rigidez de marco y muro y tipos de deformación considerados. En los ejemplos resueltos la proporción de cortante para el muro es del orden del 90o/o.
- 3) Las columnas y vigas cercanas al muro están sometidas a momentos y cortantes altos en comparación a los otros miembros del marco. La razón es el efecto de las rotaciones y deflexiones en las "vigas de conexión".
- 4) El efecto de las deformaciones por cortante es importante para el análisis de estructuras de pocos pisos. La razón es que la deformación por cortante está en relación directa a la altura y la deformación por flexión lo está al cubo de la altura. A eso se debe que en los pisos inferiores la variación de cortantes y momentos sea alta y que en los pisos superiores dicha variación sea relativamente pequeña cuando el análisis se hace considerando solamente la deformación por flexión del muro y cuando se hace considerando la deformación por flexión del muro y cuando se hace considerando la combinación de deformación por flexión y cortante.
- 5) Para analizar una estructura con muros de corte incluidos es recomendable tomar en cuenta las deformaciones por caga axial.

APENDICE A

DEFORMACION POR CORTANTE.

Las deformaciones por efecto de los esfuerzos cortantes son importantes para el análisis de vigas muy peraltadas.

De los textos de Resistencia de Materiales se sabe que el esfuerzo cortante en una sección cualquiera sometida a un cortante Q , se expresa:

$$\tau = \frac{Q}{2I} \left(\frac{h^2}{4} - y^2 \right) \quad \dots\dots(I)$$

- τ** : esfuerzo cortante
 Q : cortante en la sección
 I : nercia de la sección
 h : peralte de la sección
 y : distacia desde el eje neutro del area en consideración en la sección.

Para una viga en voladizo y de sección rectangular cargada con una fuerza concentrada en su extremo libre, la expresión (I) se vuelve:

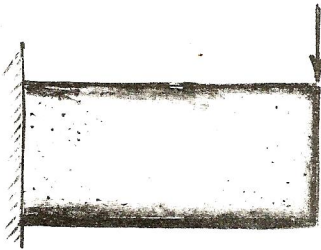


FIG. 1

$$\tau = \frac{P}{2I} \left(\frac{h^2}{4} - y^2 \right) \quad (Ia)$$

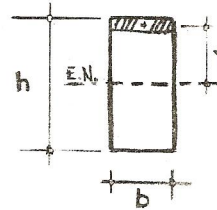


FIG. 2

La pendiente de la curva de deformación por cortante en cualquier sección es igual a la deformación de corte en el eje neutro, o sean:

$$\frac{dy}{dx} = \frac{\tau_{MAX}}{G} \quad \dots\dots(II)$$

El esfuerzo cortante para una sección es máximo en el eje neutro de la misma. Para una sección rectangular (FIG. 2) el cortante máximo vale:

$$\tau_{MAX} = \frac{P}{2I} \left(\frac{h^2}{4} - 0 \right) \quad \therefore \tau_{MAX} = \frac{Ph^2}{8I} \quad \dots\dots(III)$$

La pendiente se expresa:

$$\frac{dy}{dx} = \frac{P}{8GA} \quad \dots\dots (IV)$$

La pendiente es la misma a lo largo de toda la viga, puesto que el cortante es el mismo en cualquier sección.

La energía de deformación por unidad de volumen vale:

$$\mu = \frac{\tau^2}{2G} \quad \dots\dots (V)$$

La energía total se expresa:

$$U = \int \mu \cdot dV = \int \frac{\tau^2}{2G} dV \quad \dots\dots (VI)$$

Tomando un diferencial de volumen (FIG. 3), éste vale: $dV = b \cdot dx \cdot dy$:

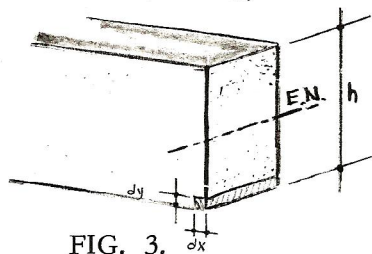


FIG. 3.

La energía total es:

$$U = \int_0^l \int_{-\frac{h}{2}}^{+\frac{h}{2}} \frac{P^2}{4I} \left(\frac{h^2}{4} - y^2 \right) \frac{1}{4G} \quad \dots\dots (VII)$$

Igualando la energía de deformación al trabajo externo realizado por la fuerza aplicada gradualmente vale:

$$U = \int_0^l \int_{-\frac{h}{2}}^{+\frac{h}{2}} \frac{P^2}{4I} \left(\frac{h^2}{4} - y^2 \right) \frac{1}{4G^2} = \frac{3}{5} \frac{P^2 l}{AG} = \frac{P\delta}{2} \quad \dots\dots (VIII)$$

La deflexión vale, por lo tanto:

$$\delta = \frac{6}{5} \frac{Pl}{AG} \quad \dots\dots (IX)$$

APENDICE B

PAPTE 1

PROGRAMA EN FORTRAN

```

DIMENSION E(1), NP(1), NJO(1), NT(1), APP(1), SL(1), POP(1), DIM(10), H(14)
DIMENSION TETE(14), DEHE(14), NVP(14), NBP(25), LINK(25,4), RIC(50), BM(50,2)
DIMENSION NP(14), FEM(14), TEI(14), DEHI(14), TETA(14), DEHVO(14), TET(14), DEH(14)
DIMENSION WI(14), D(1), NM(1)
300 FORMAT(12,2F14.8)
100 FORMAT(12HCORRA PROG 2)
C
C LECTURA DEL MODULO DE ELASTICIDAD
READ,E(1)
C LECTURA DE PISOS, TRAMOS, NUDOS, MIEMBROS, APROX DIST, PERAL, DIST CENT, PORCENT
READ, NP(1), NT(1), NJO(1), NM(1), APR(1), D(1), SL(1), POP(1)
NJ=NJO(1)
NPO=NP(1)
NTT=NT(1)
NMM=NM(1)
C LECTURA DE LAS CARGAS HORIZONTALES
DO 205 I=1, NPO
205 READ, P(I)
C LECTURA DE LAS ALTURAS DE PISOS, DE ABAJO HACIA ARRIBA
DO 206 I=1, NPO
206 PEAD, H(I)
C LECTURA DE LA LUZ DE CADA TRAMO
DO 14 I=1, NTT
14 PEAD, DIM(I)
C LECTURA DEL NUMERO DE VIGAS POR PISO
DO 15 I=1, NPO
15 PEAD, NVP(I)
C NUMERO DE BARRAS A CADA NUDO
DO 10 J=1, NJ
10 PEAD, NBP(J)
C ARREGLO DE MIEMBROS
DO 11 J=1, NJ
NBP=NBP(J)
DO 11 L=1, NBP
11 READ, LINK(J, L)
C LECTURA DE RIGIDEZES
DO 13 I=1, NMM
13 PEAD, RIC(I)
C LECTURA DE LA INERCIA DEL MURO EN CADA PISO
DO 207 I=1, NPO
207 READ, WI(I)
C CALCULO DE ROTACIONES Y DEFLEXIONES LATERALES LIBRES
G=E(1)/2.60
FMP1=0.
SUMP=0.
ARP=0.
DO 250 I=1, NPO
SUMP=SUMP+P(I)
DO 250 J=1, I
250 FMP1=FMP1+P(I)*H(J)
DO 210 I=1, NPO
FMP2=FMP1-H(I)*SUMP
AR=0.5*H(I)*(FMP1+FMP2)/(E(1)*WI(I))
DC=((2.*FMP1+FMP2)/(FMP1+FMP2))*(H(I)/3.)
PM=AR*DC
220 IF (I-1) 220, 220, 221
DEHI(I)=PM+(H(I))*(.1*SUMP*H(I)*D(1)*D(1))/(WI(I)*G)

```

```

GO TO 222
221 DEHI(I)=DEHI(I-1)+PM+H(I)*ARP
DEHI(I)=DEHI(I)+(11*SUMP*H(I)*D(I)*D(I))/(WI(I)*G)
222 ARP=APP+AP
TEI(I)=APP+(1125*SUMP*D(I)*D(I))/(WI(I)*G)
SUMP=SUMP-P(I)
FMP1=FMP2
DEHVO(I)=DEHI(I)
TETA(I)=TEI(I)
A1=-TETA(I)
A2=-DEHVO(I)
210 PRINT 300,I,A1,A2
PRINT 100
PAUSE
STOP
END

```

PARTE 2

```

DIMENSION E(1),NP(1),NJO(1),NT(1),APR(1),SL(1),POR(1),DIM(10),H(14)
DIMENSION TETE(14),DEHE(14),NVP(14),NBP(25),LINK(25,4),RIG(50),BM(50,2)
DIMENSION NP(14),FEM(14),TEI(14),DEHI(14),TETA(14),DEHVO(14),TET(14),DEH(14)
DIMENSION WI(14),D(1)
600 FORMAT(12)
601 FORMAT(12,2F14.8)
NCICL=1
G=E(1)/2.60
NTO=NT(1)
NJ=NJO(1)
NPO=NP(1)
C CALCULO DE MOMENTOS FIJOS EN VIGAS Y COLUMNAS
705 M=0
K=NJO(1)
DO 14 I=1,NPO
J=(NT(1)-NVP(I))+1
DO 14 L=J,NTO
M=M+1
IF(L-NTO)15,16,16
15 BM(M,1)=0
BM(M,2)=0
GO TO 17
16 BM(M,1)=-2.43*E(1)*RIG(M)*(1.43*SL(1)/DIM(L))*TEI(I)
BM(M,2)=-2.43*E(1)*RIG(M)*(2.43*SL(1)/DIM(L))*TEI(I)
17 K=K+1
IF(I-1)38,38,39
39 BM(K,1)=6.43*E(1)*RIG(K)*(DEHI(I)-DEHI(I-1))/H(I)
GO TO 14
38 BM(K,1)=6.43*E(1)*RIG(K)*DEHI(I)/H(I)
14 BM(K,2)=BM(K,1)
C SUMA DE MOMENTOS Y RIGIDECES
21 DO 20 J=1,NJ

```

```

SUMM=0.0
SUMP=0.0
LIMIT=NBPN(J)
DO 100 L=1, LIMIT
M=LINK(J, L)
C1 VERIFICAR EL EXTREMO
IF (M) 24, 30, 25
C2 M NEGATIVO INDICA EL EXTREMO 2, CAMBIO DE SIGNO
24 K=2
M=-M
GO TO 26
C3 M POSITIVO INDICA EXTREMO 1
25 K=1
C4 SUMA DE MOMENTOS
26 SUMM=SUMM+BM(M, K)
C5 SUMA DE RIGIDECES
100 SUMR=SUMR+RIG(M)
IF (SUMM-APR(1)) 27, 28, 29
27 IF (-SUMM-APR(1)) 28, 28, 29
28 NEPR=0
GO TO 30
29 NERR=1
C6 DISTRIBUCION Y TRANSMISION EN NUDO J
30 DO 30 L=1, LIMIT
M=LINK(J, L)
IF (M) 31, 30, 32
C7 M NEGATIVO, EXTREMO CERCANO ES 2 Y LEJANO ES 1
31 KCERC=2
KLEJ=1
M=-M
GO TO 33
C8 M POSITIVO, EXTREMO CERCANO ES 1 Y LEJANO ES 2
32 KCERC=1
KLEJ=2
33 FDIS=RIG(M)/SUMR
CORM=-SUMM*EDIS
CARM=CORM*0.5
BM(M, KCERC)=BM(M, KCERC)+CORM
20 BM(M, KLEJ)=BM(M, KLEJ)+CARM
IF (NERR) 35, 35, 21
C9 CALCULO DE FUERZAS Y MOMENTOS DE INDETERMINACION
35 M=0
K=NJ
DO 380 I=1, NPO
L=(NT(I)-NVP(I))+1
A1=0.1
DO 36 J=L, NTO
M=M+1
IF (J-NTO) 34, 37, 37
37 RV=(BM(M, 1)+BM(M, 2))/DIM(J)
FEM(I)=BM(M, 2)+RV*SL(I)
34 K=K+1
36 A1=A1+(BM(K, 1)+BM(K, 2))/H(I)
IF (I-1) 380, 380, 381
381 IF (I-NPO) 390, 40, 40
40 P(I)=-A1

```

```

390 P(I-1)=A1-A2
380 A2=A1
C CALCULO_DE ROTACIONES Y DEFORMACIONES DEL MURO
FEMP1=0.1
FMP1=0.1
SUMP=0.1
ARP=0.1
ARM=0.1
DO 250 I=1,NPO
FEMP1=FEMP1+FEM(I)
SUMP=SUMP+P(I)
250 DO 250 J=1,I
FMP1=FMP1+P(I)*H(J)
DO 210 I=1,NPO
IF(I-NPO)211,212,212
212 FMP2=0.1
GO TO223
211 FMP2=FMP1-H(I)*SUMP
223 F1=ABS(FMP1)
F2=ABS(FMP2)
IF(FMP1*FMP2)213,214,214
213 HM=F1*H(I)/(F1+F2)
HC=H(I)-HM
A1=0.5*FMP1*HM/(E(I)*WI(I))
A2=0.5*FMP2*HC/(E(I)*WI(I))
AR=A1+A2
PM=A1*(HC+.3333*HM)+A2*HC*0.6666
GO TO 235
214 AR=0.5*H(I)*(FMP1+FMP2)/(E(I)*WI(I))
DC=H(I)*((FMP2+.333*(FMP1-FMP2))/(FMP1+FMP2))
IF(F1-F2)215,218,218
218 DC=H(I)-DC
215 PM=AR*DC
235 ARE=FEMP1*H(I)/(E(I)*WI(I))
IF(I-1)220,220,221
220 DEH(I)=PM+H(I)*(.5*ARE+((.1*SUMP*D(I)*D(I))/(WI(I)*G)))
GO TO 222
221 DEH(I)=DEH(I-1)+PM+0.5*H(I)*ARE+H(I)*(ARP+ARM)
DEH(I)=DEH(I)+(.1*SUMP*H(I)*D(I)*D(I))/(WI(I)*G)
222 ARP=ARP+AR
ARM=ARM+ARE
TET(I)=APP+ARM+(.125*SUMP*D(I)*D(I))/(WI(I)*G)
SUMP=SUMP-P(I)
FMP1=FMP2
210 FEMP1=FEMP1-FEM(I)
PRINT 600,NCICL
C CALCULO DE LAS ROTACIONES Y DEFLEXIONES FINALES DEL CICLO
DO 227 I=1,NPO
DEHE(I)=DEHVO(I)+DEH(I)
TETE(I)=TETA(I)+TET(I)
DC=(DEHE(I)-DEHI(I))/DEHI(I)
IF(DC-.01*POR(1))80,80,81
80 IF(-DC-.01*POR(1))82,82,81
81 NERR=1
GO TO 227
82 NERR=0

```

```

227 CONTINUE
    IF(NERR)554,554,241
C    CALCULO DE LOS VALORES INICIALES DEL SIGUIENTE CICLO
554 DO 556 I=1,NPO
    FMP1=-TETE(I)
    FMP2=-DEHE(I)
556 PRINT 601,I,FMP1,FMP2
    GO TO 701
241 DO 280 I=1,NPO
    DEN=1.4*((DEHVO(I)-DEHE(I))/DEHI(I))
    DEHI(I)=DEHI(I)+(DEHE(I)-DEHI(I))/DEN
    DEN=1.4*((TETA(I)-TETE(I))/TEI(I))
280 TEI(I)=TEI(I)+(TETE(I)-TEI(I))/DEN
    NCICL=NCICL+1
    GO TO 705
701 I=1
    PAUSE
    STOP
    END

```

PARTE 3

```

    DIMENSION E(1),NP(1),NJO(1),NT(1),APR(1),SL(1),POR(1),DIM(10),H(14)
    DIMENSION TETE(14),DEHE(14),NVP(14),NBN(25),LINK(25,4),RIG(50),BM(50,2)
    DIMENSION P(14),FEM(14),PP(14)
70 FORMAT(18HFUERZAS Y MOMENTOS)
72 FORMAT(12,2F14.3)
73 FORMAT(5HVIGAS)
74 FORMAT(8HCOLUMNAS)
75 FORMAT(4HMURO)
76 FORMAT(12,4F14.3)
    NJ=NJO(1)
    NPO=NP(1)
    NTO=NT(1)
    DO 7 I=1,NPO
7 READ,PP(I)
    M=0
    K=NJO(1)
C    CALCULO DE MOMENTOS FIJOS EN VIGAS Y COLUMNAS
    DO 14 I=1,NPO
    J=(NTO-NVP(I))+1
    DO 14 L=J,NTO
    M=M+1
    IF(L-NTO)15,16,16
15 BM(M,1)=0.
    BM(M,2)=0.
    GO TO 17
16 BM(M,1)=-2.43*E(1)*RIG(M)*(1.43*SL(1)/DIM(L))*TETE(I)
    BM(M,2)=-2.43*E(1)*RIG(M)*(2.43*SL(1)/DIM(L))*TETE(I)
17 K=K+1
    IF(I-1)38,38,39

```

```

38  BM(K,1)=6.*E(1)*RIG(K)*DEHE(I)/H(I)
    GO TO 14
39  BM(K,1)=6.*E(1)*RIG(K)*(DEHE(I)-DEHE(I-1))/H(I)
14  BM(K,2)=BM(K,1)
C   SUMA DE MOMENTOS Y RIGIDECES
21  DO 20 J=1,NJ
    SUMM=0.0
    SUMR=0.0
    LIMIT=NBN(J)
    DO 100 L=1,LIMIT
    M=LINK(J,L)
C   VERIFICAR EL EXTREMO
    IF(M)24,100,25
C   M NEGATIVO INDICA EL EXTREMO 2, CAMBIO DE SIGNO
24  K=2
    M=-M
    GO TO 26
C   M POSITIVO INDICA EXTREMO 1
25  K=1
C   SUMA DE MOMENTOS
26  SUMM=SUMM+BM(M,K)
C   SUMA DE RIGIDECES
100 SUMR=SUMR+RIG(M)
    IF(SUMM-APR(1))27,28,29
27  IF(-SUMM-APR(1))28,28,29
28  NERR=0
    GO TO 30
29  NERR=1
C   DISTRIBUCION Y TRANSMISION EN NUDO J
30  DO 20 L=1,LIMIT
    M=LINK(J,L)
    IF(M)31,20,32
C   M NEGATIVO, EXTREMO CERCANO ES 2 Y LEJANO ES 1
31  KCERC=2
    KLEJ=1
    M=-M
    GO TO 33
C   M POSITIVO, EXTREMO CERCANO ES 1 Y LEJANO ES 2
32  KCERC=1
    KLEJ=2
33  FDIS=RIG(M)/SUMR
    CORM=-SUMM*EDIS
    CARM=CORM*0.5
    BM(M,KCERC)=BM(M,KCERC)+CORM
20  BM(M,KLEJ)=BM(M,KLEJ)+CARM
    IF(NERR)35,35,21
C   CALCULO DE FUERZAS Y MOMENTOS DE INDETERMINACION
35  PRINT 70
    M=0
    K=NJO(1)
    DO 40 I=1,NPO
    L=(NTO-NVP(I))+1
    SUM1=0.0
    DO 41 J=L,NT0
    M=M+1
    IF(J-NT0)42,43,43

```

```

43  PV=(BM(M,1)+BM(M,2))/DIM(J)
    FEM(I)=- (BM(M,2)+RV*SL(1))
42  K=K+1
41  SUM1=SUM1+(BM(K,1)+BM(K,2))/H(I)
    IF(I-1)40,40,45
45  IF(I-NPO)46,47,47
47  P(I)=-SUM1
46  P(I-1)=SUM1-SUM2
40  SUM2=SUM1
    DO 48 I=1,NPO
48  PRINT 72,I,P(I),FEM(I)
C   CALCULO DE CORTANTES Y MOMENTOS EN VIGAS Y COLUMNAS
    PRINT 73
    M=0
    DO 60 I=1,NPO
    L=(NTO-NVP(I))+1
    DO 60 J=L,NT0
    M=M+1
    SUM1=(BM(M,1)+BM(M,2))/DIM(J)
    SUM2=-SUM1
60  PRINT 76,M,SUM1,SUM2,BM(M,1),BM(M,2)
    PRINT 74
    DO 61 I=1,NPO
    L=(NTO-NVP(I))+1
    DO 61 J=L,NT0
    M=M+1
    SUM1=- (BM(M,1)+BM(M,2))/H(I)
    SUM2=-SUM1
61  PRINT 76,M,SUM1,SUM2,BM(M,2),BM(M,1)
C   CALCULO DE CORTANTES Y MOMENTOS EN EL MURO DE CORTE
    PRINT 75
    SUM1=0
    SUMP=0
    SUMM=0
    DO 10 I=1,NPO
    P(I)=PP(I)+P(I)
    SUMP=SUMP+P(I)
    SUMM=SUMM+FEM(I)
    DO 10 J=1,I
10  SUM1=SUM1+P(I)*H(J)
    SUM1=SUM1-SUMM
    DO 11 I=1,NPO
    SUM2=-SUM1+SUMP*H(I)
    RV=-SUMP
    PRINT 76,I,RV,SUMP,SUM1,SUM2
11  SUM1=-SUM2+FEM(I)
    SUMP=SUMP-P(I)
    PAUSE
    STOP
    END

```


APENDICE C

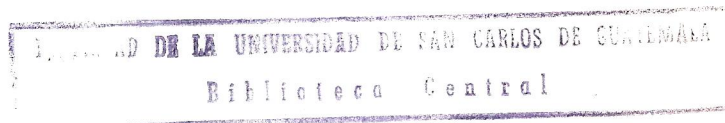
NOTACION

E	– Módulo de elasticidad
Δ_{li}	– Deflexión lateral libre del muro en el piso “i”.
Δ_{lvi}	– Deflexión vertical libre del muro en el piso “i”.
Θ_{li}	– Rotación libre del muro en el piso “i”.
$\Delta_{ii(n)}$	– Deflexión lateral inicial del piso “i” en el ciclo nésimo.
$\Theta_{ii(n)}$	– Rotación inicial del muro en el piso “i” en el ciclo nésimo.
$\Delta_{oi(n)}$	– Deflexión lateral opuesta del piso “i” en el ciclo nésimo.
$\Delta_{voi(n)}$	– Deflexión vertical opuesta del muro en el piso “i” en el ciclo nésimo.
$\Theta_{oi(n)}$	– Rotación opuesta del piso “i” en el ciclo nésimo.
$\Delta_{voi(n)}$	– Deflexión vertical opuesta del piso “i” en el ciclo nésimo.
$\Theta_{oi(n)}$	– Rotación opuesta del piso “i” en el ciclo nésimo.
$\Delta_{fi(n)}$	– Deflexión lateral final del piso “i” en el ciclo nésimo.
$\Theta_{fi(n)}$	– Rotación final del piso “i” en el ciclo nésimo.
$\Delta_{ii(n+1)}$	– Deflexión lateral inicial del piso “i” en el ciclo n + 1.
$\Theta_{ii(n+1)}$	– Rotación inicial del piso “i” en el ciclo n + 1.
Δ_v	– Deflexión vertical.
Δ_i	– Deflexión lateral del piso “i”.
Θ_i	– Rotación del piso “i”.
I_{col}	– Inercia de columna.
I_v	– Inercia de las vigas de conexión.
MF_{col}	– Momento fijo en columna

M_{vm}^f	– Momento fijo en vigas de conexión en su extremo cercano al muro de corte.
M_{vc}^F	– Momento fijo en vigas de conexión en su extremo cercano a la columna.
M	– Momento.
M'	– Momento de indeterminación.
F_i	– Fuerza de indeterminación en el piso “i”.
R_v	– Reacción vertical
D_c	– Distancia centroidal
l_v	– Luz de la viga
C	– Constante

BIBLIOGRAFIA

- 1) Fenves, Steven J.: Métodos de Computación en Ingeniería Civil. Traducción de Rodolfo Luthe Garcia. Primera edición, Limusa – Wiley, S.A., México, 1969.
- 2) Khan, Fazlur and Sbarounis, John A.: Interaction of Shear Walls and Frames. Proceedings of the American Society of Civil Engineers, Vol. 90, No. ST3, Junio de 1964.
- 3) Kani, G.: Cálculo de Pórticos de Varios Pisos. Traducción de Enrique Rodón. Reverte S.A., Barcelona, 1958.
- 4) Maugh, L.C.: Statically Indeterminate Structures. Décima edición, John Wiley & Sons, Marzo de 1961.
- 5) Norris, Charles H. y Wilbur, John B.: Elementary Structural Analysis. Segunda edición, McGraw-Hill, 1960.
- 6) Timoshenko S. y Young, D.H.: Elementos de Resistencia de Materiales. Traducción de Luis Ibañez M. Cuarta edición, Montaner y Simon, S.A., Barcelona 1966.
- 7) Wang, Chu-Kia: Statically Indeterminate Structures. McGraw-Hill, México, 1965.
- 8) "Response of Buildings to Lateral Forces". ACI Committee 442, Journal ACI, Vol, 68, pag. 81, Febrero de 1971.



Juan José Victoria V.

Juan José Victoria V.

Vo. Bo.

Luis Felipe Méndez

Ing. Luis Felipe Méndez
Asesor

Vo. Bo.

Joaquín E. E. E.

Ing. Joaquín E. E. E.
Jefe del Depto. de Estructuras

Imprimado:

Juan

Ing. Juan

no