



UNAM

Escuela Nacional de Estudios Profesionales Aragón
Escuela de Ingeniería

**"ANÁLISIS DE MARCOS CON Y SIN
CONSIDERAR DEFORMACIONES
AXIALES EN LAS BARRAS"**

T E S I S

Que para obtener el título de:

INGENIERO CIVIL

P r e s e n t a

OSCAR GERARDO VALENTIN PAZ

1985



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.

ANÁLISIS DE MARCOS CON Y SIN CONSIDERAR
DEFORMACIONES AXIALES EN LAS BARRAS

CAPITULOS

- 1.- Introducción.
- 2.- Marco teórico.
 - 2.1 Características.
 - 2.2 Topología.
 - 2.3 Método de análisis aplicado al marco.
 - 2.4 Acciones consideradas.
 - 2.5 Cálculo de fuerzas sísmicas.
- 3.- Análisis de marcos sin considerar deformaciones axiales.
 - 3.1 Particularidades del análisis.
 - 3.2 Análisis explicativo
 - 3.3 Resultados obtenidos del análisis.
- 4.- Análisis de marcos considerando la deformación axial.
 - 4.1 Particularidades del análisis.
 - 4.2 Análisis explicativo.
 - 4.3 Resultados obtenidos del análisis.
- 5.- Análisis de marcos considerando sólo la deformación axial en algunas barras.
 - 5.1 Particularidades del análisis.
 - 5.2 Análisis explicativo.
 - 5.3 Resultados obtenidos del análisis.
- 6.- Conclusiones.

Ut Tensio sic Vis

INTRODUCCION

Al proyectarse un edificio, es frecuente que su estructuración se resuelva a base de marcos de concreto reforzado, llamándose marco a la unión ortogonal de traveses y columnas, siendo este tipo de marcos los que me ocupan a lo largo de este -- trabajo, para diseñarlos, es necesario conocer a que esfuerzos estarán sujetos y cuales serán sus deformaciones. Excluyendo las estructuras más simples, estos datos no pueden hallarse -- simplemente sustituyendo números en formulas conocidas, se requiere de cálculos más complejos. Es para ello que se a desarrollado el análisis estructural, cuyo objetivo consiste en -- calcular las fuerzas internas y las deflexiones en un punto -- cualquiera de una estructura, para ayudar a un diseño estructural satisfactorio.

Existen diferentes métodos para obtener las incógnitas -- que resuelven el problema del análisis de una estructura. Los métodos clásicos, fueron desarrollados a fines del siglo XIX, -- tienen las cualidades de generalidad, simplicidad lógica y elegancia matemática, pero para aquella época en que aún era dificil contar con dispositivos de cálculo, y ya que estos métodos conducen a sistemas de gran número de ecuaciones lineales que hay que resolver para obtener dichas incógnitas, no fue posible aplicarlos como originalmente se habían concebido. Así en base a estos principios fueron desarrollandose métodos de resolución prácticos, aplicables a estructuras semejantes, técnicas que sólo diferían superficialmente.

El que los modernos métodos permitieran obtener soluciones con la menor inversión de tiempo y esfuerzo, se logró esencialmente, disminuyendo el número de consideraciones teóricas -- que pueden tener una determinada estructura a las más representativas, claro que estos métodos tienen capacidad de permitir -- aumentar consideraciones, pero al hacerlo conduce a incrementar más que proporcionalmente su complejidad.

En la actualidad los métodos de análisis más conocidos y aplicados se dividen convencionalmente en exactos y aproximados, entre los que conducen a resultados exactos está el de rigideces o de los desplazamientos, el de flexibilidades o de -- las fuerzas, el de Cross o de distribución de momentos y el de Kani o de pendiente deformación, los dos últimos son iterativos pero convergen en resultados exactos. Por otra parte estan

los llamados métodos aproximados, diversas técnicas de resolución de estados de carga particulares de estructuras bien definidas, los que se recomienda usar para diseños preliminares.

En gran parte el objetivo de este trabajo es tratar de aplicar parte de las matemáticas aplicadas, tal como es el álgebra de matrices, el análisis de estructuras reticulares, ya -- que el uso de esta herramienta matemática nos permite contar -- con un simbolismo compacto para el tratamiento de principios -- estructurales, reduciendo el detalle de las operaciones numéricas requeridas para el cálculo de una estructura determinada, -- a un proceso sistemático de manipulación de matrices, claro -- que para que este proceso sea eficiente, es menester contar -- con una gran ayuda contemporánea, como es una computadora, ya -- que el uso del análisis matricial es poco ventajoso si todas -- las operaciones han de hacerse manualmente o sea con una sencilla calculadora manual.

Cuando se empezó a emplear la computadora como herramienta en el análisis de estructuras, los primeros métodos que se programaron fueron los que se aplicaban profesionalmente, o -- sea las últimas técnicas de resolución práctica, métodos iterativos y hasta aquellos que no son exactos, obteniéndose los -- mismos resultados, sólo que más rápido. Con el tiempo se llegó a retomar las ideas iniciales en que se basaban los métodos que se aplicaban, principios generales, que no se habían utilizado por que conducían a sistemas de gran número de ecuaciones lineales, lo que con ayuda de una computadora para su almacenamiento y resolución ya no tiene el mismo peso. Mientras que -- su simplicidad y generalidad persisten, explicándose así el -- porque los métodos matriciales deben más al siglo pasado que -- al presente.

Normalmente para seleccionar el método que se utilizará -- para resolver el problema del análisis de una estructura, dependerá de como esté estructurada, del grado de exactitud que se requiere, de la preferencia o habilidad en la resolución -- que se tiene de alguno de ellos, etcétera, pero estos parámetros pueden cambiar de jerarquía cuando la pretensión es hacer un programa para computadora que resuelva el problema, puede -- ser más importante saber si el método es más o menos difícil -- de programar, por ejemplo, puede ser que alguno conlleve mayores operaciones matemáticas, pero permita manejarse ordenadamente en instrucciones, y si sólo ha de resolverse una estructura, lo conveniente es que sea lo más fácil y rápido posible. Como lo que se pretendía en este trabajo, es hacer programas -- para una generalidad de estructuras semejantes lo que se cuidó es que los programas desarrollados fuesen eficientes o sea que

utilizaran el menor tiempo de máquina posible. Teniendo programas generales se puede contar con la respuesta de todos -- los problemas imaginables dentro del rango del programa, obteniéndose --- a menos que se desconponga el computador --- respuestas rápidas, correctas y precisas.

A estructuras basadas en marcos ortogonales de concreto-reforzado, había que aplicarles un método de análisis para observar su respuesta ante cargas. De acuerdo a algunas consideraciones, el mejor método aplicable a este tipo de estructura es el de rigideces, conocido también como de los desplazamientos o del equilibrio, ya que posee las características deseables para dar el enfoque que se requería. Es un método -- exacto, que al aplicarse con las ideas iniciales con las que fue creado, permite ser manipulado en arreglos matriciales, -- que son fáciles de programar.

Conjuntando lo expresado anteriormente, desarrollé algoritmos en base a diferentes enfoques del método matricial de rigideces e hice los programas de computadora en lenguaje --- FORTRAN IV, esto por que pienso que es muy adecuado a problemas ingenieriles. Todos los programas se corrieron en la computadora BURROGHS 7800 con que cuenta la Universidad. Los -- programas esta realizados para requerir las propiedades, geometría y solicitaciones de una determinada estructura, y dar como resultados los desplazamientos y elementos mecánicos a -- los que estará sujeta.

El primer enfoque tomará en cuenta sólo las incógnitas -- más representativas tal y como se hace convencionalmente en -- la profesión, considerando que cada nudo del marco sólo puede tener dos movimientos, un giro y un corrimiento igual al de -- todos los nudos horizontalmente colineales a él. Lo que --- quiere decir que no se consideran acortamientos o alargamientos de los elementos por efecto de las cargas.

El segundo enfoque considera la estructura tal y como -- teóricamente se comporta, en donde cada nudo posee tres grados de libertad, un giro y dos componentes de desplazamiento-perpendiculares entre sí e independiente de cualquiera otros. Los resultados de este análisis se toman como parámetros de -- comparación, con respecto a los otros que aquí se presentan, -- por considerarse que son los que mejor representan el comportamiento teórico de marcos planos.

En el último enfoque del mismo método, se considera el -- alargamiento o acortamiento de los elementos verticales, con-

una característica peculiar, que para un mismo marco, se puede tomar en cuenta la deformación axial de las columnas que se desee por entrepiso. Con los resultados obtenidos de éste análisis se forma una tabla donde se puede apreciar las diferencias a las que puede llevar.

Las componentes de carga que más hacen notar la diferencia entre considerar o no las deformaciones axiales de una estructura son las horizontales, las que principalmente se asocian a cargas accidentales de sismo o viento, para soportar estas cargas las estructuras normalmente no se diseñan considerando las dos acciones, sino solamente la más desfavorable. En este trabajo se aplicó el sismo que es el que regularmente rige el diseño de este tipo de estructuras.

Se proponen varios marcos, los que se analizan con el principio del análisis sísmico estático para obtener fuerzas horizontales que representan a las acciones de un sismo en la estructura. Las fuerzas obtenidas se aplican a la estructura para conocer su respuesta con las diferentes consideraciones de los análisis antes expuestos. Por estar basados los métodos de análisis estructural en la linealidad, o sea que los materiales que componen la estructura se comportan elásticamente, cualquier cambio que produzca diferencias proporcionales en las fuerzas obtenidas, conducirá a respuestas directamente proporcionales a esas acciones. Lo que conduce a afirmar que los resultados obtenidos son representativos de esas cargas o de cualquier otras proporcionales a ellas.

El criterio que se siguió para proponer los marcos, fue en cuanto a su altura y largo, que estuvieran dentro del rango de los que usualmente se utilizan. Con respecto a su rigidez, que el cabezal fuese más rígido que las columnas, que es lo que regularmente sucede. Las secciones transversales resultaron de hacer un análisis, sin considerar deformaciones axiales, de marcos que pasarán con una holgura razonable, las especificaciones que marca el reglamento del D. F. para su diseño.

Para visualizar las diferencias en los análisis, el marco tipo que se propone va aumentando de niveles, pues entre más alto sea un edificio, más se deformarán sus barras verticales. Como se verá, el aumentar consideraciones en un análisis estructural conducirá a hacerlo más complejo, pero en algunos casos no sólo será conveniente, sino necesario. En otras ocasiones, como se inferirá también, teniendo las mínimas posibles será muy razonable, por lo que considerar más, -

en caso de hacer el análisis manualmente será un esfuerzo inútil, y al hacerlo por medio de un programa de computadora, -- aparte de que es más laborioso hacer el programa, se necesita más memoria de máquinas y tarda más tiempo en dar los resultados.

La pretensión de hacer este trabajo, aparte de servir como requisito para que se me otorgue el título de Ingeniero Civil, es que sirva de introducción al que se interese en el estudio de métodos matriciales aplicados al análisis de estructuras, tanto como que de los resultados obtenidos surjan conclusiones que puedan servir de parámetros al hacer un análisis de éste u otro tipo de estructura.

Marco Teórico

2.1 Características

La necesidad de tener un espacio cerrado para emplearse en el beneficio humano, a llevado a los estructuristas a desarrollar distintos procedimientos constructivos para lograrlo, uno de los más utilizados en edificios es el basado en marcos ortogonales de concreto reforzado, sistema formado por dos tipos de elementos resistentes unidos rígidamente, las trabes que son elementos horizontales toman las cargas que el sistema de piso le transmite y las pasa a las columnas, que son los elementos verticales, las que se encargan de transmitir a la cimentación los efectos de cualquier tipo de carga que actúe en la superestructura, ya que el edificio durante su vida útil, se verá sujeto a diferentes solicitaciones que producen en él efectos de cargas verticales y horizontales.

Para diseñar un edificio estructurado a base de marcos, se requiere primero hacer un análisis de la estructura, para conocer las deformaciones y esfuerzos a que estará sujeto. Lo que hasta ahora se hace en la práctica profesional, es dividir la estructura en ejes de marcos y analizarlos por separado, cargando los marcos planos que se forman, con las acciones que tributariamente les corresponda. El hacer un análisis tridimensional no se ha utilizado en la práctica por ser sumamente laborioso y complejo, lo que con el abvenimiento de la computadora ya no tiene el mismo peso.

Los materiales que se utilizan en el sistema de marcos son; el acero y el concreto reforzado, siendo el concreto reforzado el más utilizado en edificios de todos tamaños, por lo que son marcos de concreto todos los que se analizan en este trabajo, aunque cabe hacer la aclaración que los análisis son similares.

La representación de una estructura reticular se hace convencionalmente señalando únicamente las líneas centroidales de los elementos que la forman, ya que por lo regular la relación entre la longitud y las dimensiones de la sección transversales muy grande. A los puntos en que se intersectan dos o más elementos se denominan nudos, y a los de unión entre columnas inferiores y suelo se les llama apoyos, los que en el análisis se representan según se pretendan diseñar. En los marcos que-

se analizan se considera que los apoyos están empotrados.

La rigidez es una propiedad intrínseca a los elementos estructurales, que provoca una oposición a ser deformados. Existen diferentes tipos de rigidez que pueden manifestarse en un elemento, pero en general dependen de su longitud, tipo de material y sección transversal. En el sistema analizado, se tomó en cuenta que los claros por salvar en marcos son por lo regular mayores que las alturas, por lo que la longitud de las trabes es doble del de las columnas, tomando como longitudes comunes en el diseño, las de 6 y 3 m respectivamente, que son constantes en todos los marcos analizados. La resistencia media a compresión del concreto de todos los marcos se tomó de 250 kg/cm^2 , que de acuerdo al Reglamento de Construcciones del Distrito Federal es directamente proporcional a su módulo de elasticidad que se toma como parámetro en la rigidez angular, lineal y axial. La forma de la sección transversal de las columnas se toma cuadrada, y es su área factor de consideración de la rigidez por carga axial, la sección transversal se incluye en la rigidez lineal y angular tomando su momento de inercia centroidal. En sistemas de marcos es común que el área transversal que se considera influye en la rigidez de los elementos horizontales, es mayor que la de los verticales, esto por la contribución que produce el sistema de piso unido a la trabe, por lo que en los marcos analizados se considera que el área y el momento de inercia son el doble en trabes que en columnas. Fig. 2.1

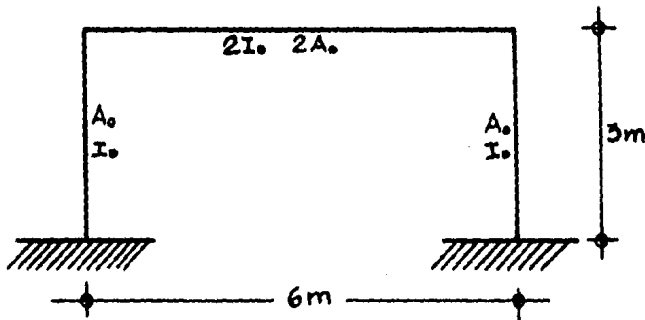


Fig. 2.1 Representación de marco tipo

Para concluir en las dimensiones transversales de las columnas que forman parte de los diferentes marcos, se analizó cada uno, sin considerar deformaciones exiales en sus miembros proponiendo secciones hasta que los marcos así formados tuvieran la suficiente rigidez a la deformación lateral, para cumplir muy satisfactoriamente, que las deformaciones laterales -

de cada entrepiso debidas a fuerzas cortantes no excedieran de 0.008 veces la diferencia de elevación correspondiente, tal como lo señala el artículo 242 del reglamento de Construcciones para el Distrito Federal, en su título IV. Lo que en todos -- los entrepisos de los marcos, no debía exceder de 2.4 cm de de formación lateral.

2.2 Topología

Al proponerse un marco para ser analizado, es conveniente numerar todos los elementos, nudos y entrepisos, así como colocar un sentido a cada uno de los elementos, para llevar un orden en el análisis, a esta técnica se le llama topología. La topología es muy importante en el análisis matricial ya que a ella se ciñe el orden de ejecución de los pasos para la solución del problema. Cuando se tiene un programa de computadora que resuelve el problema del análisis, es necesario saber el orden en que deben darse los datos, los que generalmente deben corresponder a una topología dada, que es la misma con la que se interpretan los resultados, por ello trataré brevemente de exponer la topología utilizada en todos los marcos analizados.

Para considerar el sentido en que se toma cada elemento se supondrá que empieza en uno de los extremos y termina en el otro, para indicarlo se coloca una cabeza de flecha en el extremo que se considere final orientada hacia ese mismo extremo. Al extremo de inicio se le tomará como A y al del final como B.

Fig. 2.2



Fig. 2.2 Topología de un elemento

Todas las indicaciones de la Topología se harán de abajo hacia arriba y de izquierda a derecha. A cada nudo le corresponderá un número que será progresivo, el número 1 le corresponderá al nudo más bajo a la izquierda y el último al más alto a la derecha, los que se encerrarán en un círculo. Los elementos verticales, siguen la misma convención, tomando la columna inferior izquierda el primer número y la superior derecha el número N de columnas que haya, el primer elemento horizontal inferior tomará el número N + 1 y así aumentará hasta la última trabe superior, los números que identifican a los elementos se encerrarán en un cuadrilátero. Igualmente se numerarán los entrepisos del inferior al superior. Los apoyos se considerarán siempre menores que cualquier número de nudo.

Fig. 2.3

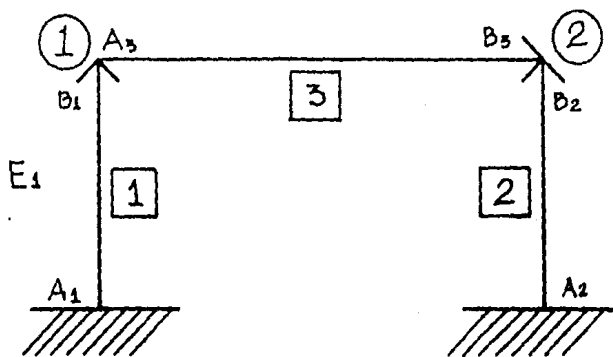


Fig. 2.3 Topologia de marco tipo

2.3 Método de análisis aplicado al marco

El método de análisis que se utilizó es el de rigideces, conocido también como de los desplazamientos o del equilibrio. Las incógnitas de este método son los desplazamientos de los nudos que corresponden al número de grados de libertad o grados de indeterminación cinemática de la estructura. En marcos rígidos los grados de libertad que tiene cada nudo son 3; un giro, una componente de desplazamiento horizontal y una componente vertical. Un marco de un entrepiso y una cruzía tendrá 6 grados de libertad. Fig. 2.4

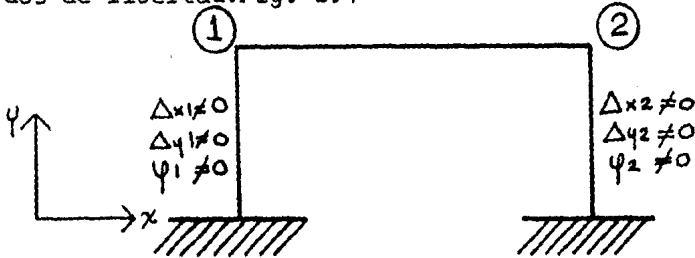
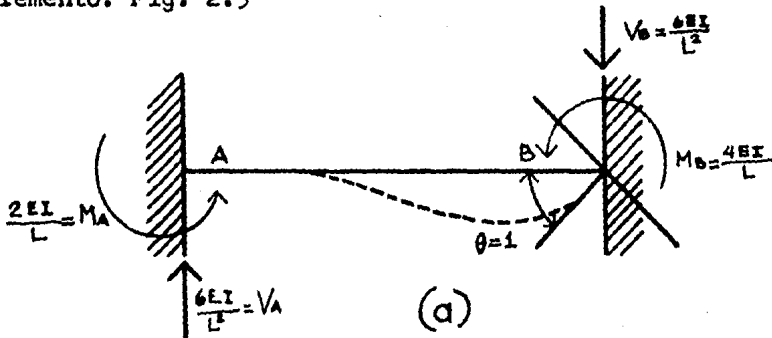


Fig. 2.4 Grados de libertad de marco tipo

El método está basado en la elasticidad lineal de los materiales y en el equilibrio que debe satisfacer la estructura. La elasticidad es la propiedad que tiene un material de recuperar su forma inicial al suprimirse la fuerza que lo había deformado. Estos principios del método se aplican a marcos, fijando todos los nudos de la estructura de manera que no existan desplazamientos, lo que conduce a que todos los elementos se comporten como doblemente empotrados. Tomando a la estructura sin ninguna carga, se va sometiendo a cada nudo a desplazamientos unitarios en las translaciones y en la rotación que son desconocidos, lo que producirá dos tipos de acciones en los nudos, fuerzas y momentos. Las acciones causadas por los desplazamientos unitarios se conocen como "rigideces", en las estructuras consideradas existen tres tipos de rigideces en un elemento. Fig. 2.5



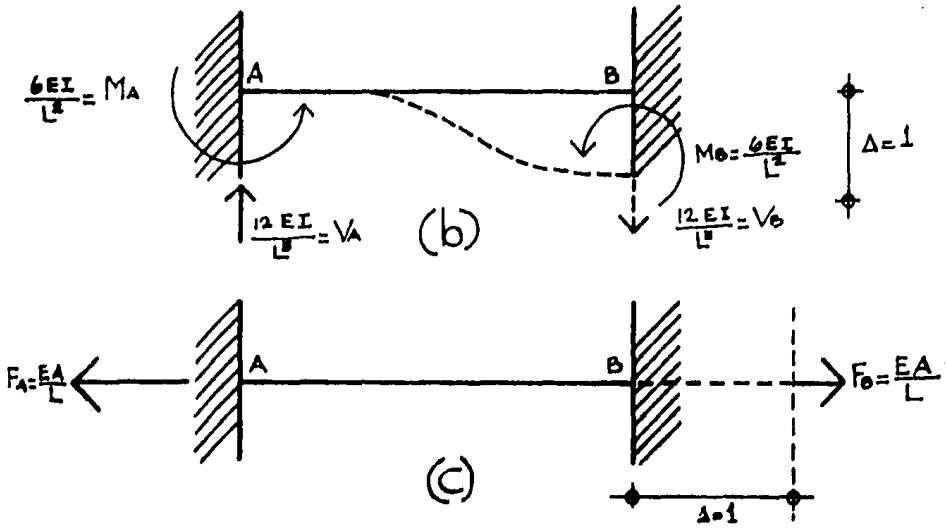


Fig. 2.5 a) Rigidez angular
 b) Rigidez lineal perpendicular
 c) Rigidez axial

El método es aplicable siempre que los desplazamientos - sean pequeños y el material no exceda su límite elástico.

2.4 Acciones consideradas

En el diseño de una estructura se considera el efecto combinado de acciones que tienen una probabilidad no despreciable de ocurrir simultáneamente, las acciones se clasifican en permanentes, variables y accidentales, de acuerdo con la duración en que obran sobre la estructura. Según el reglamento de construcciones para el Distrito Federal, título IV capítulo XXXII, se consideran dos categorías de combinaciones, las que incluyen acciones permanentes y variables, y las que incluyen acciones permanentes, variables y accidentales. Las fuerzas internas y las deformaciones producidas por las acciones en las estructuras se determinarán mediante un análisis estructural.

De las acciones que se consideran en el diseño de marcos ortogonales, las permanentes y variables se identifican generalmente con acciones verticales sobre la estructura, lo que produce deformaciones axiales similares en los elementos verticales de un entrepiso y despreciables en los horizontales, por lo que hacer un análisis al marco, en estas condiciones no produciría diferencias significativas entre considerar o no las deformaciones axiales de sus elementos, que es la comparación que se hace en este trabajo. En cuanto a el análisis por acciones accidentales, es común que se tome el sismo como acción más desfavorable, y con ella se diseñe. Las acciones dinámicas o sus equivalentes estáticas debidas al sismo producen en la estructura componentes horizontales de carga que a su vez provocan diferentes tendencias de carga axial en los elementos, que pueden ser significativos en el análisis si se considera o no las deformaciones axiales en los elementos.

La importancia de considerar o no deformaciones axiales en elementos en un análisis sísmico de un marco, se intuye que debe depender de la altura, por lo que se propuso un marco que va aumentando de niveles, tomándose en una sucesión los que se consideran representativos de una altura determinada, así se proponen marcos de, 1, 2, 3, 5, 7, 10, 13, 17, 21 y 26 niveles como representativos de marcos similares que fluctúan entre 3- y 78 m de altura. Cada uno de ellos se analiza con un principio estático, para determinar su comportamiento sísmico. La suma de las acciones permanentes y variables que se requieren para el análisis estático por entrepiso se estimó de 20 Ton., y a partir del marco de dos niveles, la parte superior correspondiente a la azotea, se tomó de la mitad, ya que las cargas sobre la losa superior son por lo regular menores que las de entrepiso.

2.5 Cálculo de fuerzas sísmicas.

Con el principio del análisis sísmico estático se calculan las fuerzas cortantes en los diferentes niveles de los marcos. Ya que el método de análisis estructural que se aplicará a los marcos se basa en la elasticidad lineal, se puede afirmar que las respuestas que de él se obtengan debidas a las fuerzas sísmicas serán directamente proporcionales a las que se obtendrían de cualquier otras fuerzas cortantes proporcionales a las que enseguida se calculan.

Se propone para el análisis sísmico un coeficiente sísmico de 0.20 consignado para terreno de transición y un factor de ductilidad igual a 4, que se considera apropiado para el tipo de estructura analizada, en caso de que fueran diferentes afectarían los resultados del análisis estructural proporcionalmente a lo que afectan a las fuerzas cortantes.

Para cualquier duda sobre el análisis sísmico se recomienda consultar el Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal, Título IV, Capítulo XXXVII.

Para obtener la fuerza en el nivel i se utiliza la fórmula.

$$F_i = \frac{W_i h_i}{\sum W_i h_i} \frac{C}{Q} \sum W_i$$

F_i = Fuerza horizontal actuando en el nivel i .

W_i = Peso del nivel i .

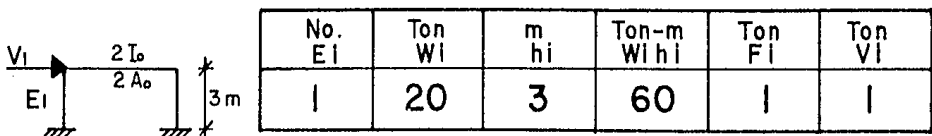
h_i = Altura del nivel i .

C = Coeficiente sísmico = 0.20

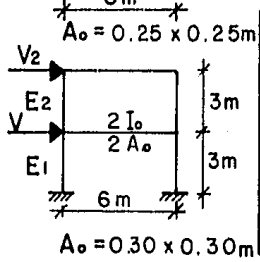
Q = Factor de ductilidad = 4

La fórmula queda:

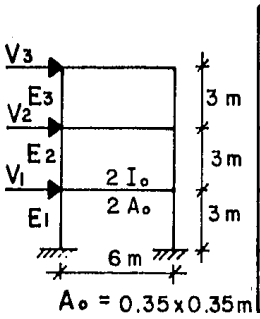
$$F_i = \frac{W_i h_i}{\sum W_i h_i} 0.05 \sum W_i$$



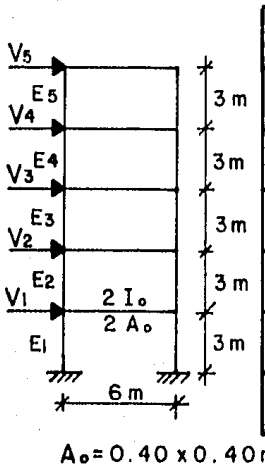
No. Ei	Ton Wi	m hi	Ton-m Wi hi	Ton Fi	Ton Vi
1	20	3	60	1	1



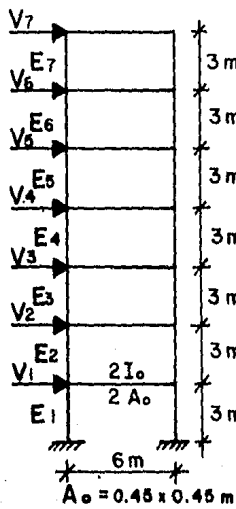
No. Ei	Ton. Wi	m hi	Ton-m Wi hi	Ton Fi	Ton Vi
2	10	6	60	0.75	0.75
1	20	3	60	0.75	1.50
Σ	30		120	1.50	



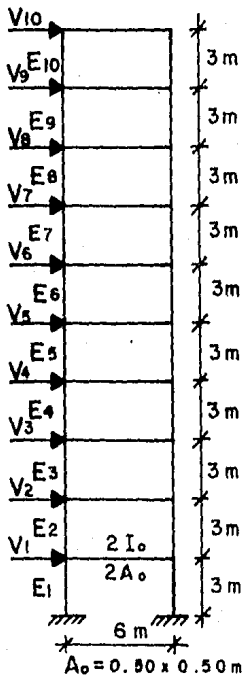
No. Ei	Ton Wi	m hi	Ton-m Wi hi	Ton Fi	Ton Vi
3	10	9	90	0.8333	0.8333
2	20	6	120	1.1111	1.9444
1	20	3	60	0.5556	2.5
Σ	50		270	2.5	



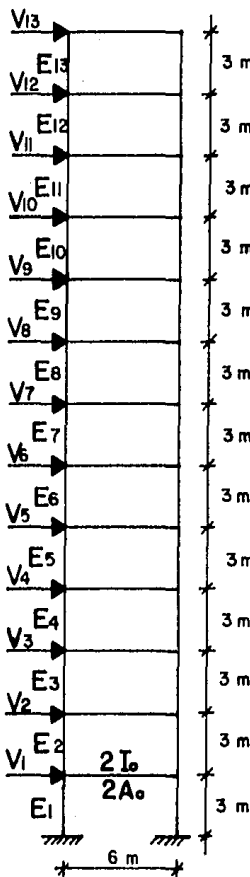
No. Ei	Ton Wi	m hi	Ton-m Wi hi	Ton Fi	Ton Vi
5	10	15	150	0.9	0.9
4	20	12	240	1.44	2.34
3	20	9	180	1.08	3.42
2	20	6	120	0.72	4.14
1	20	3	60	0.36	4.5
Σ	90		750	4.5	



No. Ei	Ton Wi	m hi	Ton-m Wihl	Ton Fi	Ton Vi
7	10	21	210	0.9286	0.9286
6	20	18	360	1.5918	2.5204
5	20	15	300	1.3265	3.8469
4	20	12	240	1.0612	4.9081
3	20	9	180	0.7959	5.7040
2	20	6	120	0.5306	6.2346
1	20	3	60	0.2655	6.5
Σ	130		1470	6.5	

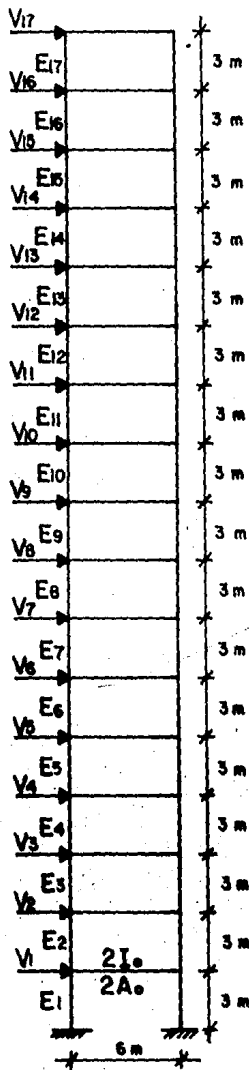


No. Ei	Ton Wi	m hi	Ton-m Wihl	Ton Fi	Ton Vi
10	10	30	300	0.95	0.95
9	20	27	540	1.70	2.66
8	20	24	480	1.52	4.18
7	20	21	420	1.33	5.51
6	20	18	360	1.14	6.65
5	20	15	300	0.95	7.60
4	20	12	240	0.76	8.36
3	20	9	180	0.57	8.93
2	20	6	120	0.38	9.31
1	20	3	60	0.19	9.5
Σ	190		3000	9.5	



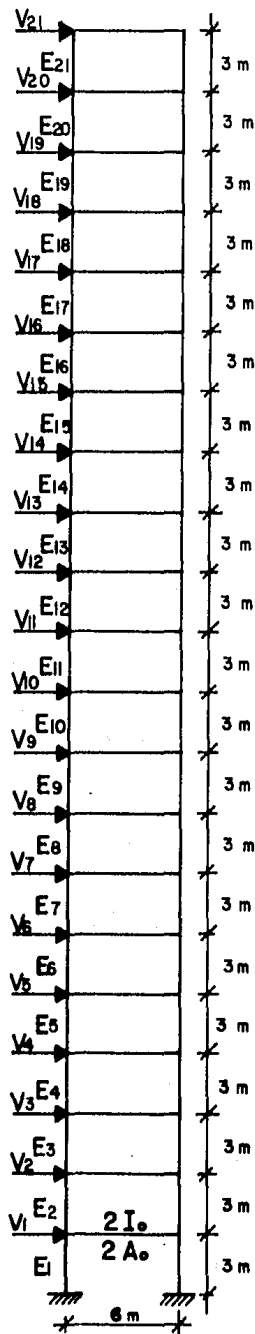
No. Ei	Ton Wl	m Wl hl	Ton-m Wl hl	Ton Fi	Ton Vi
13	10	39	390	0.9615	0.9615
12	20	36	720	1.7752	2.7367
11	20	33	660	1.6272	4.3639
10	20	30	600	1.4793	5.8432
9	20	27	540	1.3314	7.1746
8	20	24	480	1.1834	8.3580
7	20	21	420	1.0355	9.3935
6	20	18	360	0.8876	10.2811
5	20	15	300	0.7396	11.0207
4	20	12	240	0.5917	11.6124
3	20	9	180	0.4438	12.0562
2	20	6	120	0.2959	12.3521
1	20	3	60	0.1479	12.5
Σ	250		5070	12.5	

$A_0 = 0.50 \times 0.50 \text{ m}$



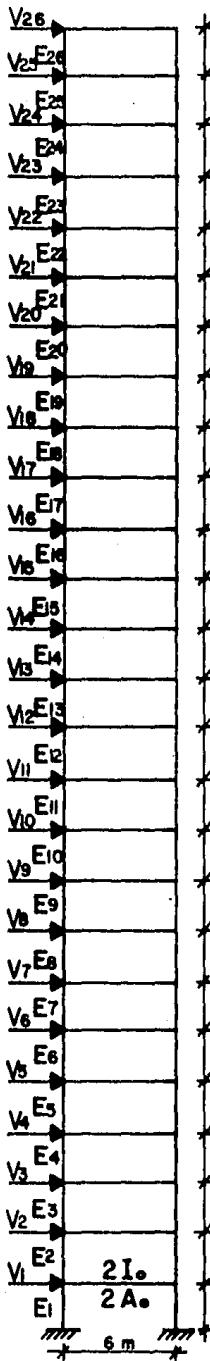
No.	Ton Wl	m h _i	Ton-m Wl h _i	Ton F _i	Ton V _i
17	10	51	510	0.9706	0.9706
16	20	48	960	1.8270	2.7976
15	20	45	900	1.7128	4.5104
14	20	42	840	1.5986	6.109
13	20	34	780	1.4844	7.5934
12	20	36	720	1.3702	8.9636
11	20	33	660	1.2561	10.2197
10	20	30	600	1.1419	11.3616
9	20	27	540	1.0277	12.3893
8	20	24	480	0.9135	13.3028
7	20	21	420	0.7993	14.1021
6	20	18	360	0.6851	14.7872
5	20	15	300	0.5709	15.3581
4	20	12	240	0.4568	15.8149
3	20	9	180	0.3426	16.1575
2	20	6	120	0.2284	16.3859
1	20	3	60	0.1142	16.5
Σ	330		8670	16.5	

$A_0 = 0.55 \times 0.55 \text{ m}$



$A_0 = 0.60 \times 0.60 \text{ m}$

No. EI	Ton Wi	m hi	Ton-m Wihl	Ton Fi	Ton Vi
21	10	63	630	0.9762	0.9765
20	20	60	1200	1.8594	2.8356
19	20	57	1140	1.7664	4.6020
18	20	54	1080	1.6735	6.2755
17	20	51	1020	1.5805	7.856
16	20	48	960	1.4875	9.3435
15	20	45	900	1.3946	10.7381
14	20	42	840	1.3016	12.0397
13	20	39	780	1.2086	13.2483
12	20	36	720	1.1157	14.3640
11	20	33	660	1.0227	15.3867
10	20	30	600	0.9297	16.3164
9	20	27	540	0.8367	17.1531
8	20	24	480	0.7438	17.8969
7	20	21	420	0.6508	18.5477
6	20	18	360	0.5578	19.1055
5	20	15	300	0.4649	19.5704
4	20	12	240	0.3719	19.9423
3	20	9	180	0.2789	20.2212
2	20	6	120	0.1859	20.4071
1	20	3	60	0.0930	20.5
Σ	410			13.230	20.5



No. EI	Ton Wi	m hl	Ton-m Wi hl	Ton FI	Ton VI
26	10	78	780	0.9808	0.9808
25	20	75	1500	1.8861	2.8669
24	20	72	1440	1.8107	4.6776
23	20	69	1380	1.7352	6.4128
22	20	66	1320	1.6597	8.0725
21	20	63	1260	1.5893	9.6568
20	20	60	1200	1.5089	11.1657
19	20	57	1140	1.4334	12.5991
18	20	54	1080	1.3580	13.9571
17	20	51	1020	1.2825	15.2396
16	20	48	960	1.2071	16.4467
15	20	45	900	1.1317	17.5784
14	20	42	840	1.0562	18.6346
13	20	39	780	0.9808	19.6154
12	20	36	720	0.9053	20.5207
11	20	33	660	0.8299	21.3506
10	20	30	600	0.7544	22.1050
9	20	27	540	0.6790	22.7840
8	20	24	480	0.6036	23.3876
7	20	21	420	0.5281	23.9157
6	20	18	360	0.4527	24.3684
5	20	15	300	0.3772	24.7456
4	20	12	240	0.3018	25.0474
3	20	9	180	0.2263	25.2737
2	20	6	120	0.1509	25.4246
1	20	3	60	0.0754	25.5
Σ	510			20.289	25.5

$A_0 = 0.65 \times 0.65 \text{ m}$

CAPITULO 3

Análisis de marcos sin considerar deformación axial.

3.1 Particularidades del análisis.

En el análisis de marcos ortogonales planos, por cualquier método, es común que se desprecie la contribución que la deformación axial de los elementos puede producir, no tomándose en cuenta al aplicar el método ningún efecto producido por el --acortamiento o alargamiento de las barras, basado en este criterio se analizan todos los marcos propuestos cargados con -- las acciones que previamente se calcularon con el principio -- del análisis sísmico estático. A continuación se expone la -- técnica del método matricial de rigideces que se empleó para -- desarrollar el programa de computadora que resuelve el proble -- ma. Cabe hacer notar que este planteamiento es válido para -- cualquier consideración de análisis que se quiera hacer. El -- programa en FORTRAN IV se anexa en primer lugar en el apéndice.

El análisis se basa en la manipulación de los siguientes vectores y matrices.

(Dato) $[K]$ = Matriz de rigidez global de la estructura.

(Dato) $[a]$ = Matriz de continuidad.

(Dato) $[k]$ = Matriz de rigidez de las barras de la estructura

(Dato) $\{F\}$ = Vector de fuerzas externas.

$\{d\}$ = Vector de desplazamientos.

$\{e\}$ = Vector de deformaciones.

$\{P\}$ = Vector de fuerzas internas.

Las operaciones matriciales a realizarse son las siguientes:

$$[K] \{d\} = \{F\}$$

La matriz de rigideces global es la que relaciona las -- fuerzas externas con los desplazamientos, que son las incógnitas del método, utilizando una propiedad matricial es posible afirmar que la operación matricial anterior puede representar se de la siguiente manera:

$$[K]^{-1} \{F\} = \{d\}$$

Lo que indica que invirtiendo la matriz de rigidez global y posmultiplicándola por el vector de fuerzas externas es posible encontrar los desplazamientos de la estructura, conocidos estos, se puede hacer una segunda relación entre los -- desplazamientos y las deformaciones de cada elemento. La matriz que relaciona estos vectores es la de continuidad, de la manera siguiente:

$$[a] \{d\} = \{e\}$$

Conocidas las deformaciones de cada elemento se pueden -- conocer sus fuerzas internas al relacionarse por medio de la matriz de rigidez de los elementos de la estructura.

$$[k] \{e\} = \{p\}$$

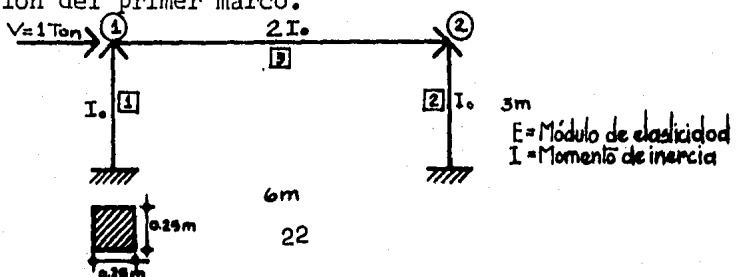
El vector de fuerzas internas está formando por los momentos que se producen en los extremos de las barras de la estructura, que son los últimos resultados que se requieren del análisis.

Los datos de esta técnica del método de rigideces son, -- $[K]$, $[a]$, $[k]$, que representan las propiedades de la estructura y el vector $\{F\}$ que representa las acciones que obran en ella.

Para señalar como se ensamblan estas matrices y como el vector, se analiza como ejemplo explicativo el primer marco -- propuesto.

3.2 Análisis explicativo.

Representación del primer marco.



Datos

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

Propiedades

$$E = 10000 \sqrt{250} = 158113.9 \text{ Kg./cm}^2$$

En columnas

$$b = h = 0.25 \text{ m}$$

$$E = 1581139 \text{ Ton/m}^2$$

$$I_c = \frac{bh^3}{12} = \frac{0.25 \times 0.25^3}{12} = 0.000326 \text{ m}^4$$

Ensamble de la matriz global de rigidez.

El orden de la matriz será igual al número de grados de libertad de la estructura, para éste tipo de análisis siempre será igual a la suma del número de nudos (NN) y del número de entrepisos (NE) Fig. 3.1

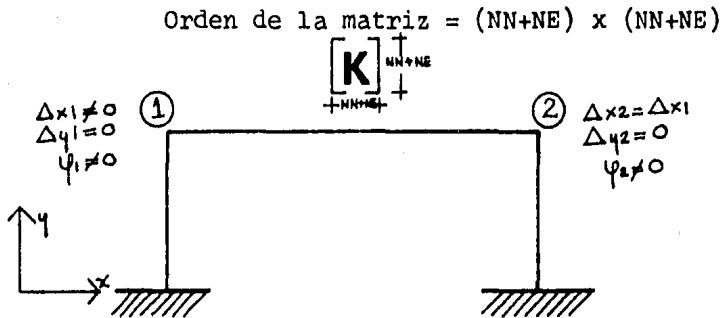
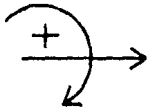


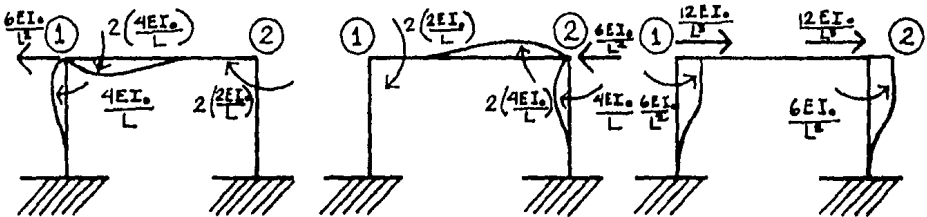
Fig. 3.1 Grados de libertad sin considerar deformaciones axiales.

En este caso el número de grados independientes de libertad será 3 por lo que la matriz de rigidez global será de 3x3.

El ensamble se hace de la siguiente manera: En cada desplazamiento desconocido se dá uno unitario, empezando con el giro del primero al último nudo y siguiendo con los desplazamientos laterales del primer al último entrepiso, cada desplazamiento formará una columna, cada nudo y entrepiso tendrá un casillero dentro de esa columna, el primer casillero de la columna contendrá el momento total que se produce por el desplazamiento unitario que representa dicha columna en el nudo 1, en el segundo el que se produzca en el nudo 2, etc., al llegar al primer casillero de los entrepisos se colocará el cortante total que el mismo desplazamiento unitario produzca en el entrepiso 1(E1), en el siguiente el cortante que se produzca -

en el entrepiso 2 (E_2), etc. este es el procedimiento general para ensamblar la matriz. Se deben colocar ceros en los efectos nulos, recomendándose seguir cuidadosamente la convención de signos.

La convención de signos para $\{F\}$ y $\{d\}$ es 



- a) giro unitario en el nudo 1 (ψ_1) b) giro unitario en el nudo 2 (ψ_2) c) desplazamiento lateral unitario en el entrepiso 1 -- (ΔE_1)

Fuera de cada paréntesis se coloca el número de barra a la que pertenece cada rigidez.

La matriz ensamblada queda:

$$\begin{matrix}
 & \psi_1 & \psi_2 & \Delta E_1 \\
 \psi_1 & \left(\frac{4EI_0}{L} \right)_1 + 2 \left(\frac{4EI_0}{L} \right)_2 & 2 \left(\frac{2EI_0}{L} \right)_3 & - \left(\frac{6EI_0}{L^2} \right)_1 \\
 \psi_2 & 2 \left(\frac{2EI_0}{L} \right)_3 & \left(\frac{4EI_0}{L} \right)_2 + 2 \left(\frac{4EI_0}{L} \right)_3 & - \left(\frac{6EI_0}{L^2} \right)_2 \\
 \Delta E_1 & - \left(\frac{6EI_0}{L^2} \right)_1 & - \left(\frac{6EI_0}{L^2} \right)_2 & \left(\frac{12EI_0}{L^3} \right)_1 + \left(\frac{12EI_0}{L^3} \right)_2
 \end{matrix} = [K]$$

Una propiedad importante y característica de este tipo de matrices es que son simétricas, esta propiedad se aprovecha en el ensamble que se hace en el programa, pues sólo se calcula la parte superior de la matriz, la parte inferior se coloca por simetría.

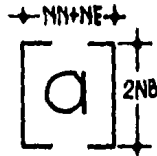
La matriz ensamblada, sustituyendo los valores de las constantes, tal como se maneja en el computador será:

$$\begin{matrix}
 1372.52 & 343.13 & -343.13 \\
 343.13 & 1372.52 & -343.13 \\
 -343.13 & -343.13 & 457.51
 \end{matrix} = [K]$$

Ensamble de la matriz de continuidad.

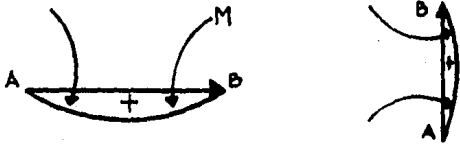
El orden de la matriz de continuidad depende de dos factores, del grado de libertad y del número de barras que tenga la estructura, para el tipo de análisis de éste capítulo, el número de columnas será igual al de la matriz de rigidez global -- (NN+NE) y el de filas será dos veces el número de barras de la estructura (2NB), que es el número de extremos de los elementos que forman el marco.

Orden de la matriz de continuidad = (2NB) x (NN+NE)



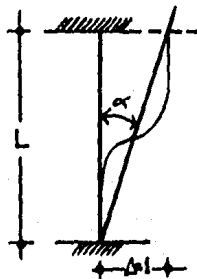
El ensamble de la matriz de continuidad es muy sencillo -- cada columna corresponde al mismo desplazamiento unitario que se dió en las de la matriz de rigidez global, cada uno de los casilleros de la matriz de continuidad representa el ángulo en radiantes y el signo de la concavidad del extremo del elemento correspondiente a esa fila, para evitar contradicciones es en este punto donde debe conocerse la topología y la convención de signos para las concavidades, la topología a utilizar ya se a dado y la convención de signos es la siguiente:

La convención de signos para {e} y {p}



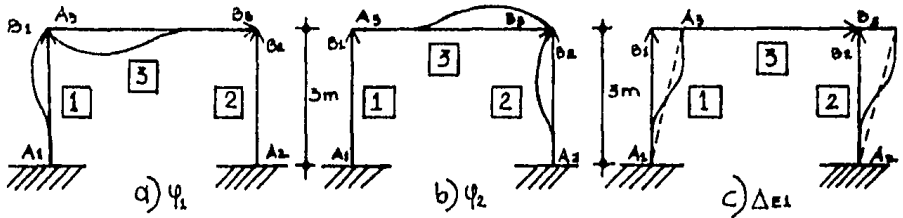
Todo momento interno o deformación que produzca una concavidad en el sentido señalado será positivo.

El ángulo que se forma en el extremo de una barra por la acción de un giro unitario en el nudo al que esta unido es también unitario. El ángulo que se forma en los extremos de una barra por un desplazamiento lateral unitario, se evalúa de la siguiente manera:



$$\begin{aligned} \tan \alpha &= \Delta / L \\ \Delta &= 1 \cdot \tan \alpha \approx \alpha \\ \therefore \alpha &= 1 / L \end{aligned}$$

La consideración $\tan \alpha \doteq \alpha$ se acepta como válida para desplazamientos pequeños, como son generalmente los que se presentan en las estructuras.



La matriz ensamblada queda:

	ψ_1	ψ_2	Δ_{e1}
θ_{A_1}	0	0	$-1/L_1$
θ_{B_1}	-1	0	$1/L_1$
θ_{A_2}	0	0	$-1/L_2$
θ_{B_2}	0	-1	$1/L_2$
θ_{A_3}	1	0	0
θ_{B_3}	0	-1	0

= a

La matriz de continuidad sustituyendo los valores de las longitudes del ejemplo queda:

0	0	-0.5555
-1	0	0.5555
0	0	-0.5555
	-1	0.5555
1	0	0
0	1	0

= a

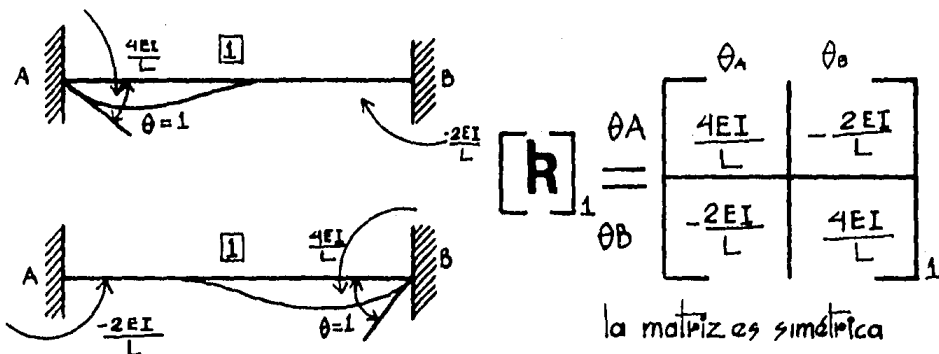
Ensamble de la matriz de rigidez de las barras de la estructura.

La matriz de rigidez de las barras es cuadrada, su orden dependerá del número de extremos de todos los elementos o sea dos veces el número de barras.

Orden de la matriz = 2NB x 2NB

$$\begin{array}{c} \boxed{\mathbf{K}} \\ \begin{array}{c} \uparrow \\ 2NB \\ \downarrow \end{array} \\ \begin{array}{c} \leftarrow 2NB \rightarrow \\ \downarrow \end{array} \end{array}$$

Cada columna de la matriz representa la rigidez que produce a la barra uno de sus extremos girado unitariamente.



La matriz de rigidez de las barras de la estructura es:

	θ_{A1}	θ_{B1}	θ_{A2}	θ_{B2}	θ_{A3}	θ_{B3}	
θ_{A1}	$\left(\frac{4EI_0}{L}\right)_1$	$\left(\frac{2EI_0}{L}\right)_1$	0	0	0	0	= $\boxed{\mathbf{K}}$
θ_{B1}	$\left(\frac{2EI_0}{L}\right)_1$	$\left(\frac{4EI_0}{L}\right)_1$	0	0	0	0	
θ_{A2}	0	0	$\left(\frac{4EI_0}{L}\right)_2$	$\left(\frac{2EI_0}{L}\right)_2$	0	0	
θ_{B2}	0	0	$\left(\frac{2EI_0}{L}\right)_2$	$\left(\frac{4EI_0}{L}\right)_2$	0	0	
θ_{B3}	0	0	0	0	$2\left(\frac{4EI_0}{L}\right)_3$	$2\left(\frac{2EI_0}{L}\right)_3$	
θ_{B3}	0	0	0	0	$2\left(\frac{2EI_0}{L}\right)_3$	$2\left(\frac{4EI_0}{L}\right)_3$	

Sustituyendo los valores del ejemplo.

686.26	-343.13	0	0	0	0
-343.13	686.26	0	0	0	0
0	0	686.26	-343.13	0	0
0	0	-343.13	686.26	0	0
0	0	0	0	686.26	-343.13
0	0	0	0	-343.13	686.26

= [R]

Ensamble del vector de fuerzas externas

El número de elementos que forman el vector de fuerzas externas es el mismo que el de grado de libertad de la estructura - que debe coincidir con el orden de la matriz de rigideces global (NN + NE). Se representa como vector columna, llenando cada casillero con las fuerzas externas de fijación que se produzcan en cada caso. Ya sea momentos en los nudos o cortantes en los entrepisos.

$$\begin{Bmatrix} M_{\textcircled{1}} \\ M_{\textcircled{2}} \\ V_{e1} \end{Bmatrix} = \{f\}$$

Sustituyendo las acciones en el marco del ejemplo.

$$\begin{Bmatrix} 0 \\ 0 \\ 1 \end{Bmatrix} = \{f\}$$

Conocidos $[K]$, $[a]$, $[k]$ y $\{F\}$ de la estructura y relacionándolos, utilizando las propiedades matriciales enunciadas, - se resuelve el problema del análisis estructural.

Para demostrarlo se efectúa el proceso de análisis del marco - ejemplo.

$$[k] \{d\} = \{F\}$$

1372.52	343.13	-343.13
343.13	1372.52	-343.13
-343.13	-343.13	457.51

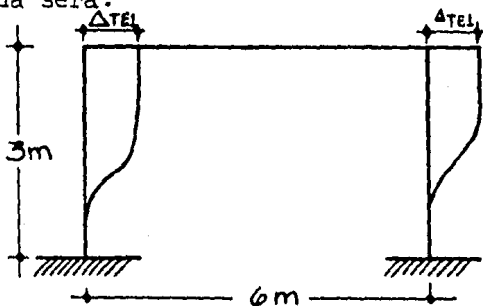
}
$$\begin{Bmatrix} \varphi_1 \\ \varphi_2 \\ \Delta_{e1} \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} 0 \\ 0 \\ 1 \end{Bmatrix}$$

Para obtener los desplazamientos es necesario resolver el sistema de ecuaciones que resulta de relacionar $[K]$ y $\{F\}$, para hacerlo se utiliza en el programa la técnica numérica de Gauss-Seidel, método iterativo muy conveniente para matrices que tienen la diagonal principal pesada, es decir, que el valor absoluto de los números que quedan en la diagonal principal es mayor que los que están fuera de ella, que es lo que sucede -- siempre en la matriz de rigidez global, las matrices de este tipo que resultan de un análisis sin considerar deformaciones en los miembros tienen la diagonal marcadamente pesada como -- puede notarse en la del ejemplo. El programa incluye un procedimiento que extrapola los valores obtenidos para las incógnitas cuando se tiene un número suficiente de iteraciones, lo -- que acelera la convergencia. Además como datos en una parte -- del programa se requiere un vector $\{x\}$, que representa el vector $\{d\}$ en la primera iteración, que en caso de no tener idea de su valor se pueden colocar ceros.

Resolviendo el sistema de ecuaciones se obtienen:

$$\{d\} = \begin{Bmatrix} 0.0006245 \text{ Rad.} \\ 0.0006245 \text{ Rad.} \\ 0.0031225 \text{ m.} \end{Bmatrix}$$

Estos desplazamientos están reducidos por ductilidad ---- ($Q=4$) por lo que sí se quieren saber los totales, habría que -- multiplicarlos por ese factor, el hacerlo es válido por estar -- basado el método en la elasticidad lineal del material, por lo -- que se puede afirmar que teóricamente el análisis es válido pa -- ra cualquier carga proporcional a la propuesta, siempre que -- los resultados se afecten por el factor correspondiente. Apli -- cando los conceptos anteriores, los desplazamientos laterales -- que tendrá el marco del ejemplo ante la carga sísmica calcula -- da sera:



$$\begin{aligned} \Delta_{TE1} &= \Delta_{E1} \quad Q=0.003123 \text{ m} \times 4 \\ \Delta_{TE1} &= 0.0125 \text{ m.} \\ \Delta_{TE1} &= 1.25 \text{ cm.} \end{aligned}$$

El desplazamiento que en este trabajo se propuso como --- aceptable (Art. 242 RCDF) es de 2.4 cm. por entrepiso, de los -- resultados de un análisis de este tipo se concluiría que el -- marco se comporta satisfactoriamente ante la carga sísmica.

Concluyendo el análisis: $[a] \{d\} = \{e\}$

0	0	-0.3333
-1	0	0.3333
0	0	-0.3333
0	1	0.3333
1	0	0
0	-1	0

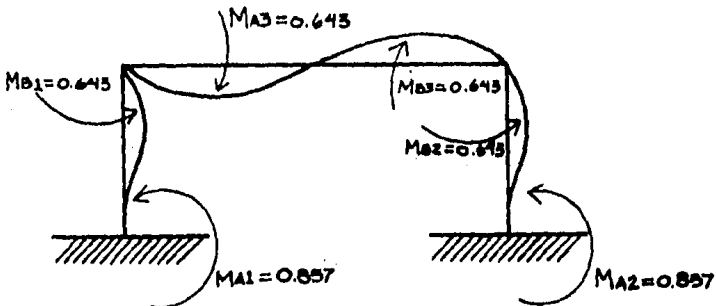
$$\begin{Bmatrix} 0.0006245 \\ 0.0006245 \\ 0.0051228 \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} -0.001041 \\ 0.000416 \\ -0.001041 \\ 0.000416 \\ 0.0006245 \\ -0.0006245 \end{Bmatrix}$$

$$[K] \{q\} = \{p\}$$

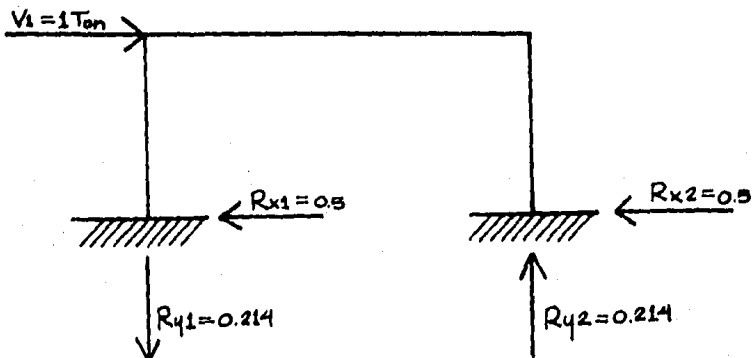
686.26	-343.13	0	0	0	0
-343.13	686.26	0	0	0	0
0	0	686.26	-343.13	0	0
0	0	-343.13	686.26	0	0
0	0	0	0	686.26	-343.13
0	0	0	0	-343.13	686.26

$$\begin{Bmatrix} 0.001041 \\ 0.000416 \\ -0.0001041 \\ 0.000416 \\ 0.0006245 \\ -0.0006245 \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} M_{A1} = -0.857 \\ M_{B1} = 0.6427 \\ M_{A2} = -0.857 \\ M_{B2} = 0.6427 \\ M_{A3} = 0.6427 \\ M_{B3} = 0.6427 \end{Bmatrix}$$

Representación en el marco



Las reacciones en los apoyos se obtienen por equilibrio.



Se puede generalizar que ante carga horizontal los marcos simétricos analizados sin considerar deformaciones axiales, tienen respuestas similares a los lados de su eje de simetría. Basado en lo anterior, en los resultados que se anotarán de los marcos propuestos, sólo se registran los del lado izquierdo del marco ya que los del derecho son similares. Para el caso del ejemplo:

Se anota

Se omite

{d}

$$\psi_{(1)} = 0.0006245 \text{ Rad.}$$

$$\psi_{(2)} = 0.0006245 \text{ Rad.}$$

$$\Delta e_1 = 0.0031225 \text{ m.}$$

{P}

$$MA1 = -0.8571 \text{ Ton-m}$$

$$MA2 = -0.8571 \text{ Ton-m}$$

$$MB1 = 0.6429 \text{ Ton-m}$$

$$MB2 = 0.6429 \text{ Ton-m}$$

$$MA3 = 0.6429 \text{ Ton-m}$$

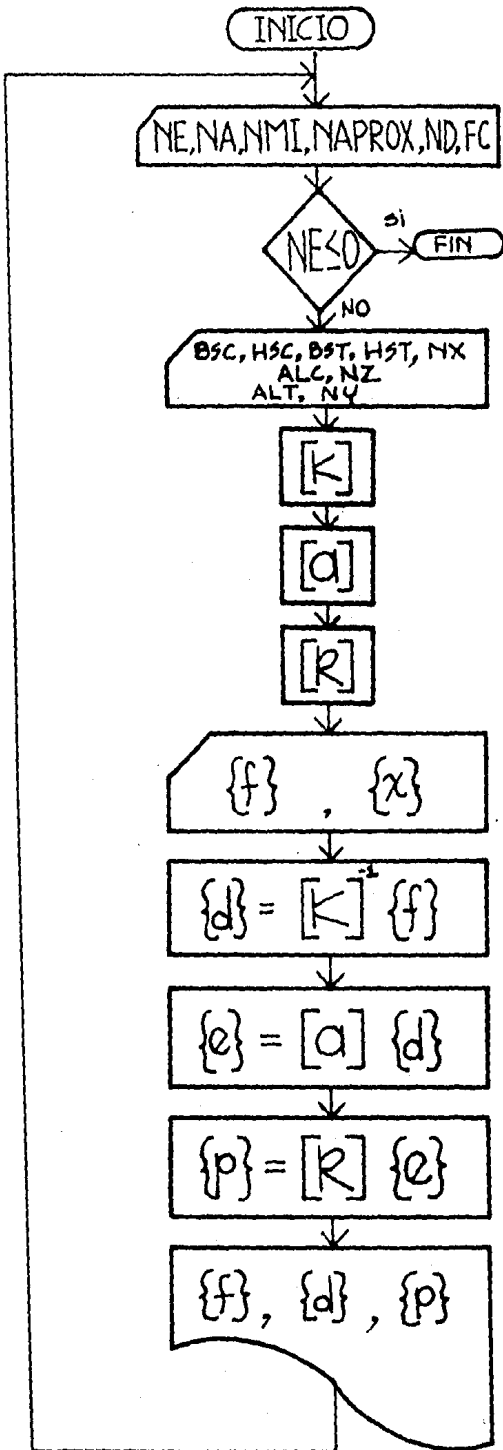
$$MB3 = 0.6429 \text{ Ton-m}$$

Los métodos matriciales son muy poco ventajosos si las operaciones han de hacerse manualmente, como se puede observar del desarrollo anterior, lo que les a dado gran auge es la posibilidad que tienen de manejarse fácilmente en instrucciones de un programa para computadora.

El siguiente diagrama general de flujo muestra la secuencia que sigue el programa desarrollado para la solución de este tipo de análisis.

Variables

- NE = Número de entrepisos.
 NA = Número de apoyos
 FC=f'c.
 NMI= Número de iteraciones máximas.
 NAPROX = Número de la aproximación.
 ND = Número de condiciones de carga.
 BSC= Base de la sección de la columna.
 HSC= Altura de la sección de la columna.
 BST= Base de la sección de la trabe.
 HST= Altura de la sección de la trabe.
 NX = Números en que se repiten.
 ALC= Longitud de la columna.
 NZ = Número en que se repite.
 ALT= Longitud de la trabe.
 NY = Número en que se repite.



3.3 Resultados obtenidos del análisis.

En este inciso se listan las respuestas sísmicas de los marcos propuestos. Los desplazamientos se anotan multiplicados por 100 con la pretensión de una mayor claridad, por lo que los desplazamientos laterales de los marcos quedan en centímetros.

Marco de un entrepiso

$$\{d\} \times 100 \text{ (Rad. } \delta \text{ m.)}$$

$$\psi_{(A)} = 0.063$$

Desplazamientos absolutos totales.

$$\Delta a_1 = 0.312 \text{ (Máx.)}$$

$$\Delta_{TE1} = 1.25 \text{ cm.}$$

Columna $\{p\}$ (Ton-m) Trabe

$$MA1 = -0.857$$

$$MA3 = 0.643$$

$$MB1 = 0.643$$

Marco de dos entrepisos

$$\psi_{(1)} = 0.063$$

$$\psi_{(2)} = 0.032$$

Desplazamientos absolutos totales

$$\Delta E1 = 0.253 \text{ (Máx.)}$$

$$\Delta_{TE1} = 1.012 \text{ cm}$$

$$\Delta E2 = 0.221$$

$$\Delta_{TE2} = 1.897 \text{ cm}$$

$$MA1 = -1.350$$

$$MA4 = 1.350$$

$$MB1 = 0.900$$

$$MA3 = -0.450$$

$$MA5 = 0.675$$

$$MB3 = 0.675$$

Marco de tres entrepisos

$$\begin{aligned}\psi_1 &= 0.070 \\ \psi_2 &= 0.051 \\ \psi_3 &= 0.020\end{aligned}$$

Desplazamientos absolutos totales

$\Delta_{E1} = 0.247$	$\Delta_{TE1} = 0.986 \text{ cm}$
$\Delta_{E2} = 0.291 \text{ (Máx)}$	$\Delta_{TE2} = 2.151 \text{ cm}$
$\Delta_{E3} = 0.155$	$\Delta_{TE3} = 2.771 \text{ cm}$
$M_{A1} = -2.333$	$M_{A7} = 2.751$
$M_{B1} = 1.417$	
$M_{A3} = -1.335$	$M_{A8} = 2.009$
$M_{B3} = 1.582$	
$M_{A5} = -0.427$	$M_{A9} = 0.823$
$M_{B5} = 0.823$	

Marco de cinco entrepisos

$$\begin{aligned}\psi_1 &= 0.082 \\ \psi_2 &= 0.081 \\ \psi_3 &= 0.063 \\ \psi_4 &= 0.037 \\ \psi_5 &= 0.014\end{aligned}$$

Desplazamiento absolutos totales

$\Delta_{E1} = 0.273$	$\Delta_{TE1} = 1.093 \text{ cm}$
$\Delta_{E2} = 0.383 \text{ (Máx)}$	$\Delta_{TE2} = 2.626 \text{ cm}$
$\Delta_{E3} = 0.330$	$\Delta_{TE3} = 3.945 \text{ cm}$
$\Delta_{E4} = 0.227$	$\Delta_{TE4} = 4.854 \text{ cm}$
$\Delta_{E5} = 0.106$	$\Delta_{TE5} = 5.276 \text{ cm}$
$M_{A1} = -4.299$	$M_{A11} = 5.544$
$M_{B1} = 2.451$	
$M_{A3} = -3.093$	$M_{A12} = 5.475$
$M_{B3} = 3.117$	
$M_{A5} = -2.358$	$M_{A13} = 4.233$
$M_{B5} = 2.772$	
$M_{A7} = -1.461$	$M_{A14} = 2.468$
$M_{B7} = 2.049$	
$M_{A9} = -0.419$	$M_{A15} = 0.931$
$M_{B9} = 0.931$	

Marco de siete entrepisos

ψ_1	=	0.073
ψ_3	=	0.081
ψ_5	=	0.073
ψ_7	=	0.060
ψ_9	=	0.044
ψ_{11}	=	0.025
ψ_{13}	=	0.009

Desplazamientos absolutos totales

Δ_{E1}	=	0.250
Δ_{E2}	=	0.366 (Máx)
Δ_{E3}	=	0.349
Δ_{E4}	=	0.302
Δ_{E5}	=	0.236
Δ_{E6}	=	0.155
Δ_{E7}	=	0.070

Δ_{TE1}	=	1.000 cm
Δ_{TE2}	=	2.462 cm
Δ_{TE3}	=	3.859 cm
Δ_{TE4}	=	5.066 cm
Δ_{TE5}	=	6.010 cm
Δ_{TE6}	=	6.629 cm
Δ_{TE7}	=	6.908 cm

M_{A1}	=	-6.251
M_{B1}	=	3.499
M_{A3}	=	-4.756
M_{B3}	=	4.597
M_{A5}	=	-4.135
M_{B5}	=	4.421
M_{A7}	=	-3.452
M_{B7}	=	3.910
M_{A9}	=	-2.590
M_{B9}	=	3.181
M_{A11}	=	-1.545
M_{B11}	=	2.236
M_{A13}	=	-0.417
M_{B13}	=	0.976

M_{A15}	=	8.255
M_{A16}	=	8.732
M_{A17}	=	7.873
M_{A18}	=	6.500
M_{A19}	=	4.726
M_{A20}	=	2.653
M_{A21}	=	0.976

Marco de diez entrepisos

ψ_1	=	0.074
ψ_2	=	0.081
ψ_3	=	0.078
ψ_4	=	0.072
ψ_5	=	0.065
ψ_6	=	0.055
ψ_7	=	0.044
ψ_8	=	0.031
ψ_9	=	0.017
ψ_{10}	=	0.006

Desplazamientos absolutos totales

Δ_{E1}	=	0.241
Δ_{E2}	=	0.361
Δ_{E3}	=	0.362 (Máx.)
Δ_{E4}	=	0.340
Δ_{E5}	=	0.309
Δ_{E6}	=	0.270
Δ_{E7}	=	0.224
Δ_{E8}	=	0.169
Δ_{E9}	=	0.108
Δ_{E10}	=	0.048

Δ_{TE1}	=	0.966 cm
Δ_{TE2}	=	2.409 cm
Δ_{TE3}	=	3.855 cm
Δ_{TE4}	=	5.216 cm
Δ_{TE5}	=	6.453 cm
Δ_{TE6}	=	7.534 cm
Δ_{TE7}	=	8.429 cm
Δ_{TE8}	=	9.106 cm
Δ_{TE9}	=	9.539 cm
Δ_{TE10}	=	9.730 cm

MA_1	=	-9.168
MB_1	=	5.082
MA_3	=	-7.174
MB_3	=	6.791
MA_5	=	-6.612
MB_5	=	6.783
MA_7	=	-6.108
MB_7	=	6.432
MA_9	=	-5.487
MB_9	=	5.913
MA_{11}	=	-4.726
MB_{11}	=	5.249
MA_{13}	=	-3.824
MB_{13}	=	4.441
MA_{15}	=	-2.781
MB_{15}	=	3.489
MA_{17}	=	-1.611
MB_{17}	=	2.379
MA_{19}	=	-0.415
MB_{19}	=	1.010

MA_{21}	=	12.256
MA_{22}	=	13.403
MA_{23}	=	12.891
MA_{24}	=	11.919
MA_{25}	=	10.640
MA_{26}	=	9.073
MA_{27}	=	7.222
MA_{28}	=	5.100
MA_{29}	=	2.794
MA_{30}	=	1.010

Marco de trece pisos

U_1	=	0.099
U_3	=	0.109
U_5	=	0.107
U_7	=	0.103
U_9	=	0.097
U_{11}	=	0.089
U_{13}	=	0.081
U_{15}	=	0.071
U_{17}	=	0.059
U_{19}	=	0.046
U_{21}	=	0.032
U_{23}	=	0.017
U_{25}	=	0.006

Desplazamientos absolutos totales

$\Delta_{E1} = 0.319$
 $\Delta_{E2} = 0.480$
 $\Delta_{E3} = 0.489$ (Máx.)
 $\Delta_{E4} = 0.474$
 $\Delta_{E5} = 0.450$
 $\Delta_{E6} = 0.420$
 $\Delta_{E7} = 0.383$
 $\Delta_{E8} = 0.341$
 $\Delta_{E9} = 0.292$
 $\Delta_{E10} = 0.238$
 $\Delta_{E11} = 0.177$
 $\Delta_{E12} = 0.112$
 $\Delta_{E13} = 0.049$

$\Delta_{TE1} = 1.274$ cm
 $\Delta_{TE2} = 3.195$ cm
 $\Delta_{TE3} = 5.152$ cm
 $\Delta_{TE4} = 7.047$ cm
 $\Delta_{TE5} = 8.847$ cm
 $\Delta_{TE6} = 10.526$ cm
 $\Delta_{TE7} = 12.059$ cm
 $\Delta_{TE8} = 13.422$ cm
 $\Delta_{TE9} = 14.592$ cm
 $\Delta_{TE10} = 15.543$ cm
 $\Delta_{TE11} = 16.252$ cm
 $\Delta_{TE12} = 16.700$ cm
 $\Delta_{TE13} = 16.874$ cm

$MA1 = -12.079$
 $MB1 = 6.671$
 $MA3 = -9.554$
 $MB3 = 8.974$
 $MA5 = -8.994$
 $MB5 = 9.091$
 $MA7 = -8.586$
 $MB7 = 8.833$
 $MA9 = -8.100$
 $MB9 = 8.431$
 $MA11 = -7.508$
 $MB11 = 7.914$
 $MA13 = -6.805$
 $MB13 = 7.286$
 $MA15 = -5.991$
 $MB15 = 6.546$
 $MA17 = -5.067$
 $MB17 = 5.695$
 $MA19 = -4.031$
 $MB19 = 4.733$
 $MA21 = -2.887$
 $MB21 = 3.659$
 $MA23 = -1.647$
 $MB23 = 2.458$
 $MA25 = -0.414$
 $MB25 = 1.028$

$MA27 = 16.225$
 $MA29 = 17.967$
 $MA29 = 17.676$
 $MA30 = 16.933$
 $MA31 = 15.939$
 $MA32 = 14.719$
 $MA33 = 13.277$
 $MA34 = 11.612$
 $MA35 = 9.727$
 $MA36 = 7.620$
 $MA37 = 5.306$
 $MA38 = 2.872$
 $MA39 = 1.028$

Marco de diecisiete entrepisos

$$\begin{aligned} \psi_1 &= 0.084 \\ \psi_2 &= 0.099 \\ \psi_3 &= 0.099 \\ \psi_4 &= 0.097 \\ \psi_5 &= 0.094 \\ \psi_6 &= 0.090 \\ \psi_7 &= 0.085 \\ \psi_8 &= 0.080 \\ \psi_9 &= 0.074 \\ \psi_{10} &= 0.067 \\ \psi_{11} &= 0.060 \\ \psi_{12} &= 0.051 \\ \psi_{13} &= 0.043 \\ \psi_{14} &= 0.033 \\ \psi_{15} &= 0.023 \\ \psi_{16} &= 0.012 \\ \psi_{17} &= 0.004 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \Delta E_1 &= 0.288 \\ \Delta E_2 &= 0.436 \\ \Delta E_3 &= 0.449 \text{ (Máx.)} \\ \Delta E_4 &= 0.441 \\ \Delta E_5 &= 0.429 \\ \Delta E_6 &= 0.413 \\ \Delta E_7 &= 0.394 \\ \Delta E_8 &= 0.373 \\ \Delta E_9 &= 0.346 \\ \Delta E_{10} &= 0.317 \\ \Delta E_{11} &= 0.285 \\ \Delta E_{12} &= 0.250 \\ \Delta E_{13} &= 0.212 \\ \Delta E_{14} &= 0.170 \\ \Delta E_{15} &= 0.126 \\ \Delta E_{16} &= 0.078 \\ \Delta E_{17} &= 0.034 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_{A1} &= -15.958 \\ M_{D1} &= 8.792 \\ M_{A3} &= -12.703 \\ M_{D3} &= 11.875 \\ M_{A5} &= -12.105 \\ M_{D5} &= 12.131 \\ M_{A7} &= -11.769 \\ M_{D7} &= 11.954 \end{aligned}$$

Desplazamientos absolutos totales

$$\begin{aligned} \Delta TE_1 &= 1.151 \text{ cm} \\ \Delta TE_2 &= 2.894 \text{ cm} \\ \Delta TE_3 &= 4.688 \text{ cm} \\ \Delta TE_4 &= 6.454 \text{ cm} \\ \Delta TE_5 &= 8.170 \text{ cm} \\ \Delta TE_6 &= 9.822 \text{ cm} \\ \Delta TE_7 &= 11.397 \text{ cm} \\ \Delta TE_8 &= 12.883 \text{ cm} \\ \Delta TE_9 &= 14.267 \text{ cm} \\ \Delta TE_{10} &= 15.536 \text{ cm} \\ \Delta TE_{11} &= 16.676 \text{ cm} \\ \Delta TE_{12} &= 17.676 \text{ cm} \\ \Delta TE_{13} &= 18.523 \text{ cm} \\ \Delta TE_{14} &= 19.204 \text{ cm} \\ \Delta TE_{15} &= 19.706 \text{ cm} \\ \Delta TE_{16} &= 20.019 \text{ cm} \\ \Delta TE_{17} &= 20.155 \text{ cm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_{A35} &= 21.496 \\ M_{A36} &= 23.980 \\ M_{A37} &= 23.900 \\ M_{A38} &= 23.345 \end{aligned}$$

MA9	= -11.391	MA39	= 22.580
MB9	= 11.646	MA40	= 21.639
MA11	= -10.934	MA41	= 20.525
MB11	= 11.247	MA42	= 19.240
MA13	= -10.391	MA43	= 17.785
MB13	= 10.762	MA44	= 16.157
MA15	= -9.763	MA45	= 14.359
MB15	= 10.191	MA46	= 12.389
MA17	= -9.049	MA47	= 10.249
MB17	= 9.535	MA48	= 7.938
MA19	= -8.250	MA49	= 5.470
MB19	= 8.792	MA50	= 2.934
MA21	= -7.365	MA51	= 1.043
MB21	= 7.965		
MA23	= -6.395		
MB23	= 7.051		
MA25	= -5.338		
MB25	= 6.052		
MA27	= -4.197		
MB27	= 4.967		
MA29	= -2.971		
MB29	= 3.794		
MA31	= -1.676		
MB31	= 2.521		
MA33	= -0.413		
MB33	= 1.043		

Marco de veintitún entrepisos

4	= 0.078
5	= 0.088
6	= 0.088
7	= 0.087
8	= 0.085
9	= 0.083
10	= 0.080
11	= 0.077
12	= 0.073
13	= 0.070
14	= 0.065
15	= 0.061
16	= 0.056
17	= 0.050
18	= 0.044
19	= 0.038
20	= 0.031
21	= 0.024

$$\psi_{(2)} = 0.016$$

$$\psi_{(3)} = 0.009$$

$$\psi_{(1)} = 0.003$$

$$\begin{aligned} \Delta E1 &= 0.253 \\ \Delta E2 &= 0.383 \\ \Delta E3 &= 0.397 \quad (\text{Máx.}) \\ \Delta E4 &= 0.393 \\ \Delta E5 &= 0.386 \\ \Delta E6 &= 0.377 \\ \Delta E7 &= 0.366 \\ \Delta E8 &= 0.353 \\ \Delta E9 &= 0.339 \\ \Delta E10 &= 0.322 \\ \Delta E11 &= 0.304 \\ \Delta E12 &= 0.283 \\ \Delta E13 &= 0.261 \\ \Delta E14 &= 0.237 \\ \Delta E15 &= 0.212 \\ \Delta E16 &= 0.184 \\ \Delta E17 &= 0.155 \\ \Delta E18 &= 0.124 \\ \Delta E19 &= 0.091 \\ \Delta E20 &= 0.056 \\ \Delta E21 &= 0.024 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M A1 &= -19.834 \\ M B1 &= 10.916 \\ M A3 &= -15.838 \\ M B3 &= 14.772 \\ M A5 &= -15.180 \\ M B5 &= 15.152 \\ M A7 &= -14.885 \\ M B7 &= 15.029 \\ M A9 &= -14.574 \\ M B9 &= 14.781 \\ M A11 &= -14.201 \\ M B11 &= 14.457 \\ M A13 &= -13.760 \\ M B13 &= 14.062 \\ M A15 &= -13.248 \\ M B15 &= 13.597 \\ M A17 &= -12.667 \\ M B17 &= 13.062 \\ M A19 &= -12.017 \\ M B19 &= 12.458 \end{aligned}$$

Desplazamientos absolutos totales

$$\begin{aligned} \Delta TE1 &= 1.010 \text{ cm} \\ \Delta TE2 &= 2.544 \text{ cm} \\ \Delta TE3 &= 4.131 \text{ cm} \\ \Delta TE4 &= 5.704 \text{ cm} \\ \Delta TE5 &= 7.249 \text{ cm} \\ \Delta TE6 &= 8.758 \text{ cm} \\ \Delta TE7 &= 10.222 \text{ cm} \\ \Delta TE8 &= 11.635 \text{ cm} \\ \Delta TE9 &= 12.989 \text{ cm} \\ \Delta TE10 &= 14.277 \text{ cm} \\ \Delta TE11 &= 15.491 \text{ cm} \\ \Delta TE12 &= 16.624 \text{ cm} \\ \Delta TE13 &= 17.670 \text{ cm} \\ \Delta TE14 &= 18.620 \text{ cm} \\ \Delta TE15 &= 19.466 \text{ cm} \\ \Delta TE16 &= 20.203 \text{ cm} \\ \Delta TE17 &= 20.822 \text{ cm} \\ \Delta TE18 &= 21.316 \text{ cm} \\ \Delta TE19 &= 21.678 \text{ cm} \\ \Delta TE20 &= 21.903 \text{ cm} \\ \Delta TE21 &= 22.000 \text{ cm} \end{aligned}$$

$$M A43 = 26.754$$

$$M A44 = 29.952$$

$$M A45 = 30.036$$

$$M A46 = 29.603$$

$$M A47 = 28.983$$

$$M A48 = 28.217$$

$$M A49 = 27.310$$

$$M A50 = 26.264$$

$$M A51 = 25.079$$

$$M A52 = 23.754$$

MA21 = -11.296
 MB21 = 11.734
 MA23 = -10.506
 MB23 = 11.040
 MA25 = -9.646
 MB25 = 10.227
 MA27 = -8.716
 MB27 = 9.344
 MA29 = -7.717
 MB29 = 8.391
 MA31 = -6.647
 MB31 = 7.368
 MA33 = -5.509
 MB33 = 6.276
 MA35 = -4.300
 MB35 = 5.113
 MA37 = -3.024
 MB37 = 3.879
 MA39 = -1.693
 MB39 = 2.560
 MA41 = -0.412
 MB41 = 1.052

MA53 = 22.290
 MA54 = 20.686
 MA55 = 18.943
 MA56 = 17.060
 MA57 = 15.038
 MA58 = 12.876
 MA59 = 10.576
 MA60 = 8.137
 MA61 = 5.572
 MA62 = 2.972
 MA63 = 1.052

Marco de veintiseis entrepisos

① = 0.071
 ② = 0.079
 ③ = 0.080
 ④ = 0.079
 ⑤ = 0.078
 ⑥ = 0.077
 ⑦ = 0.075
 ⑧ = 0.074
 ⑨ = 0.072
 ⑩ = 0.069
 ⑪ = 0.067
 ⑫ = 0.064
 ⑬ = 0.061
 ⑭ = 0.058
 ⑮ = 0.054
 ⑯ = 0.050
 ⑰ = 0.047
 ⑱ = 0.042
 ⑲ = 0.038
 ⑳ = 0.033
 ㉑ = 0.028

$$\begin{aligned}
 \psi_{19} &= 0.023 \\
 \psi_{17} &= 0.018 \\
 \psi_{15} &= 0.012 \\
 \psi_{13} &= 0.006 \\
 \psi_{11} &= 0.002
 \end{aligned}$$

Desplazamientos absolutos totales

$$\begin{aligned}
 \Delta E1 &= 0.228 \\
 \Delta E2 &= 0.347 \\
 \Delta E3 &= 0.360 \text{ (Máx.)} \\
 \Delta E4 &= 0.359 \\
 \Delta E5 &= 0.355 \\
 \Delta E6 &= 0.349 \\
 \Delta E7 &= 0.343 \\
 \Delta E8 &= 0.335 \\
 \Delta E9 &= 0.327 \\
 \Delta E10 &= 0.317 \\
 \Delta E11 &= 0.306 \\
 \Delta E12 &= 0.294 \\
 \Delta E13 &= 0.281 \\
 \Delta E14 &= 0.267 \\
 \Delta E15 &= 0.252 \\
 \Delta E16 &= 0.236 \\
 \Delta E17 &= 0.218 \\
 \Delta E18 &= 0.200 \\
 \Delta E19 &= 0.181 \\
 \Delta E20 &= 0.160 \\
 \Delta E21 &= 0.138 \\
 \Delta E22 &= 0.116 \\
 \Delta E23 &= 0.092 \\
 \Delta E24 &= 0.067 \\
 \Delta E25 &= 0.041 \\
 \Delta E26 &= 0.018
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \Delta TE1 &= 0.913 \\
 \Delta TE2 &= 2.301 \\
 \Delta TE3 &= 3.742 \\
 \Delta TE4 &= 5.177 \\
 \Delta TE5 &= 6.596 \\
 \Delta TE6 &= 7.993 \\
 \Delta TE7 &= 9.365 \\
 \Delta TE8 &= 10.706 \\
 \Delta TE9 &= 12.013 \\
 \Delta TE10 &= 13.280 \\
 \Delta TE11 &= 14.504 \\
 \Delta TE12 &= 15.681 \\
 \Delta TE13 &= 16.806 \\
 \Delta TE14 &= 17.874 \\
 \Delta TE15 &= 18.882 \\
 \Delta TE16 &= 19.825 \\
 \Delta TE17 &= 20.698 \\
 \Delta TE18 &= 21.498 \\
 \Delta TE19 &= 22.220 \\
 \Delta TE20 &= 22.860 \\
 \Delta TE21 &= 23.413 \\
 \Delta TE22 &= 23.875 \\
 \Delta TE23 &= 24.242 \\
 \Delta TE24 &= 24.509 \\
 \Delta TE25 &= 24.675 \\
 \Delta TE26 &= 24.746
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 MA1 &= -24.678 \\
 MB1 &= 13.572 \\
 MA3 &= -19.745 \\
 MB3 &= 18.390 \\
 MA5 &= -18.998 \\
 MB5 &= 18.913 \\
 MA7 &= -18.731 \\
 MB7 &= 18.840 \\
 MA9 &= -18.476 \\
 MB9 &= 18.643 \\
 MA11 &= -18.173 \\
 MB11 &= 18.380
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 MA53 &= 33.318 \\
 MA54 &= 37.388 \\
 MA55 &= 37.644 \\
 MA56 &= 37.316 \\
 MA57 &= 36.816 \\
 MA58 &= 36.194
 \end{aligned}$$

MA13 = -17.814
MB13 = 18.059
MA15 = -17.399
MB15 = 17.682
MA17 = -16.927
MB17 = 17.248
MA19 = -16.400
MB19 = 16.758
MA21 = -15.815
MB21 = 16.211
MA23 = -15.174
MB23 = 15.607
MA25 = -14.476
MB25 = 14.947
MA27 = -13.721
MB27 = 14.231
MA29 = -12.910
MB29 = 13.457
MA31 = -12.043
MB31 = 12.627
MA33 = -11.119
MB33 = 11.741
MA35 = -10.138
MB35 = 10.798
MA37 = -9.100
MB37 = 9.798
MA39 = -8.007
MB39 = 8.742
MA41 = -6.856
MB41 = 7.629
MA43 = -5.649
MB43 = 6.460
MA45 = -4.386
MB45 = 5.234
MA47 = -3.068
MB47 = 3.949
MA49 = -1.708
MB49 = 2.592
MA51 = -0.412
MB51 = 1.060

MA59 = 35.459
MA60 = 34.609
MA61 = 33.647
MA62 = 32.573
MA63 = 31.385
MA64 = 30.083
MA65 = 28.669
MA66 = 27.141
MA67 = 25.500
MA68 = 23.746
MA69 = 21.879
MA70 = 19.898
MA71 = 17.805
MA72 = 15.598
MA73 = 13.278
MA74 = 10.845
MA75 = 8.301
MA76 = 5.657
MA77 = 3.004
MA78 = 1.060

Análisis de marcos considerando la deformación axial.

4.1 Particularidades del análisis.

El análisis de una estructura se hace con el fin de estimar su comportamiento ante diferentes solicitaciones, la respuesta que de él se obtiene es teóricamente válida para aquella estructura materializada que coincide con las idealizaciones que sobre ella se hicieron en el análisis.

Aún con las impresiones que la idealización de una estructura puede conllevar, el análisis estructural a demostrado ser una excelente herramienta, por lo que se debe procurar que sus respuestas sean lo más aproximadas que sea posible a la idealización.

Basado en lo anterior se analizan los marcos planos que se propusieron, considerando que todos los elementos que forman a la estructura pueden sufrir acortamientos o alargamientos por la acción de las cargas. Tomando al marco como estructura en dos dimensiones, los resultados que se obtienen serán las más precisas, ya que se procura mayor fidelidad a las características teóricas que se presentan en la estructura.

A continuación se expone la técnica del método matricial de rigideces que se empleó para desarrollar el programa de computadora en lenguaje FORTRAN IV que resuelve el problema. Esta técnica es la más avanzada de las que aquí se presentan, -- tiene grandes ventajas sobre las otras, algunas de ellas son; -- requiere mucha menor memoria de máquina, menor tiempo de procesador, independencia de la orientación de las barras; numerando los nudos en orden conveniente se obtendrá una matriz de rigidez que contendrá los valores diferentes de cero en una franja o banda lo más cercana posible a la diagonal principal, lo que permite usar técnicas de resolución del sistema que no toman en cuenta los valores nulos, o utilizando éste principio -- optimizar memoria, formando una matriz que represente a la rigidez pero no contenga los valores nulos. Lo anterior hace a esta técnica muy eficiente para utilizarse en una microprocesadora.

El análisis que en este capítulo se hace, esta basado también en el método de rigideces. Se notarán algunas diferen---

cias con respecto a las otras técnicas que en este trabajo se aplican, debidas principalmente al enfoque que en sí tiene, -- que como se verá es mucho más general. Para mostrar la secuencia que lleva, se ha dividido en lo que se considera son sus partes características, las que se exponen a continuación:

1).- Topología de la estructura.

Antes que nada se debe establecer una topología de la estructura, la que se toma en este trabajo ya se ha expuesto. Cabe aclarar que en base a esta técnica, el programa que se puede desarrollar es independiente de una topología en particular por lo que puede ser arbitraria.

2).- Calcular la matriz de rigidez acoplada para cada barra en su sistema local de referencia.

Existe un sistema global de referencia que abarca a toda la estructura y uno local para cada barra, Fig. 4.1

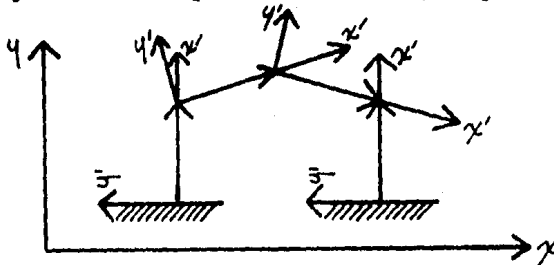


Fig. 4.1 Sistemas de referencia

Cada barra contribuye a la rigidez de la estructura por medio de pequeñas matrices que la representan, las que sólo pueden ser de cuatro formas. Como a cada barra se le ha señalado un principio y un fin, uno A y el otro B, los efectos que se producen sólo podrán deberse a el desplazamiento unitario en uno de los extremos o bien los que se producen en el otro extremo debido al mismo desplazamiento. Fig. 4.2

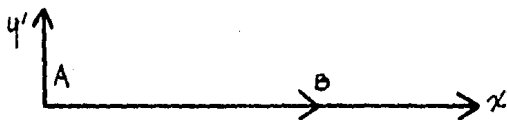


Fig. 4.2 Sistema local de referencia.

Las submatrices de una barra en su sistema local de referencia puede ser: la rigidez en A, la de B debida a A, la de A debida a B y la de B.

K'_{AA}	K'_{AB}
K'_{BA}	K'_{BB}

Dando los desplazamientos unitarios que se señalan en 2.3 para cada caso, se concluye que las 4 matrices acopladas de -- una barra son:

EA/L	○	○	$-EA/L$	○	○
○	$\frac{12EI}{L^3}$	$-\frac{6EI}{L^2}$	○	$-\frac{12EI}{L^3}$	$-\frac{6EI}{L^2}$
○	$-\frac{6EI}{L^2}$	$\frac{4EI}{L}$	○	$\frac{6EI}{L^2}$	$\frac{2EI}{L}$
$-EA/L$	○	○	EA/L	○	○
○	$-\frac{12EI}{L^3}$	$\frac{6EI}{L^2}$	○	$\frac{12EI}{L^3}$	$\frac{6EI}{L^2}$
○	$-\frac{6EI}{L^2}$	$\frac{2EI}{L}$	○	$\frac{6EI}{L^2}$	$\frac{4EI}{L}$

- 3).- Mediante la matriz de transformación T, se obtiene la matriz de rigidez acoplada de cada barra en el sistema global.

La matriz de transformación de sistemas coordenados (T) - se puede demostrar que es la siguiente:

$$[T] = \begin{bmatrix} \cos \theta & \text{sen. } \theta & 0 \\ -\text{sen. } \theta & \cos \theta & 0 \\ 0 & 0 & 1 \end{bmatrix}$$

Con esta matriz se pueden cambiar de ejes de referencia, - lo que se aprovecha para obtener los vectores de las barras en un sistema común.

De esta manera se pueden rotar fuerzas en un punto,

$$\{f\}_p = [T] \{f'\}_p$$

O hacer la operación contraria utilizando la traspuesta.

$$\{f'\}_p = [T]^T \{f\}_p$$

Desplazamientos:

$$\{d'\}_p = [T] \{d\}_p$$

$$\{d\}_p = [T]^T \{d'\}_p$$

Para matrices de rigidez, puede demostrarse que las siguientes igualdades son válidas:

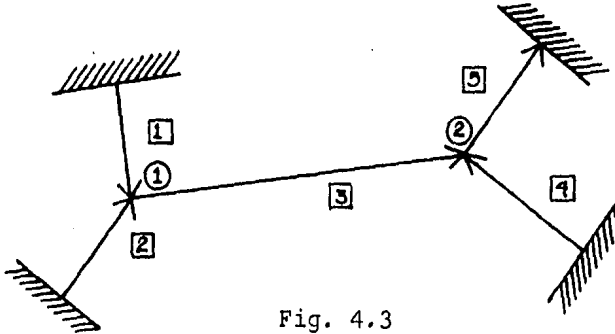
$$[K_{\alpha\alpha}] = [T]^T [K'_{\alpha\alpha}] [T]$$

$$[K'_{\beta\beta}] = [T] [K_{\beta\beta}] [T]^T$$

4).- Se forma la matriz de rigidez global de la estructura considerando la contribución a la rigidez que cada barra tiene.

En base a la topología se ensambla la matriz de rigidez de la estructura, lo que se hace dividiéndola en submatrices, de acuerdo al número de nudos que tenga el marco, resultando que cada columna de submatrices, representa el comportamiento de la estructura ante desplazamientos unitarios del nudo correspondiente a esa columna.

Para mostrar la forma de ensamble se propone la siguiente estructura hipotética. Fig. 4.3



Como tiene dos nudos tendrá dos columnas de submatrices, cada columna representa a uno de los nudos ante desplazamientos unitarios.

$$\begin{matrix} & \textcircled{1} & & \textcircled{2} \\ \textcircled{1} & \boxed{1} & \boxed{3} \\ \textcircled{2} & \boxed{2} & \boxed{4} \end{matrix} = [K]$$

La primera submatriz se forma con la contribución a la rigidez de la estructura de cada una de las barras que concurren al nudo 1, cuando este sufre desplazamientos unitarios; para -

este caso la rigidez en B de la barra 1, la de B de la barra 2 y la A de la barra 3, la segunda no es nula, ya que existe una barra de unión entre el nudo 1 y el 2, lo que produce un efecto de transmisión de rigidez en la parte B; debido a A de la barra 3. Al no haber más nudos se continúa en la siguiente columna, la que representa desplazamientos unitarios del siguiente nudo, la submatriz superior de la columna 2, representa la rigidez que produce el nudo 2 en el 1, que según la topología es la que se produce en A debido a B de la barra 3. Por último la siguiente submatriz se compone de la contribución a la rigidez de las barras que concurren al nudo 2, la parte B de la barra 3, la parte B de la barra 4 y la parte A de la barra 5. Para la figura propuesta la matriz global de rigidez quedaría:

$$\begin{array}{|c|c|}
 \hline
 \begin{array}{c} K_{BB1} + \\ K_{BB2} + \\ K_{AA3} \end{array} & K_{AB3} \\
 \hline
 K_{BA3} & \begin{array}{c} K_{BB3} + \\ K_{BB4} + \\ K_{AA5} \end{array} \\
 \hline
 \end{array}$$

La submatrices de rigidez son las que se obtienen del punto anterior en coordenadas globales, las que se van colocando y sumando según correspondan. La matriz de rigidez global resulta siempre simétrica y positivamente definida.

- 5).- Se calculan las fuerzas de fijación o de empotramiento de cada barra en un sistema local de referencia.
- 6).- Mediante la matriz de transformación T se obtienen las -- fuerzas de fijación de cada barra en el sistema global de referencia.

$$\{f\}_p = [T]^T \{f\}_p$$

- 7).- Se suman todas las fuerzas de fijación en cada nudo referido al sistema global de referencia.
- 8).- Se aplican estos vectores de fuerzas en los nudos de la estructura pero en sentido contrario
- 9).- Se resuelve el sistema de ecuaciones planteado.

$$[K] \{d\} = \{f\}$$

Como las incógnitas del método son los desplazamientos, - habrá que utilizar algún método de resolución de sistemas de - ecuaciones para poder hallarlos. Aprovechando el hecho de que la matriz formada es simétrica y positivamente definida, se empleó para este caso el método de Choleski, válido para este tipo de matrices, el que tiene muchas ventajas, pues sólo emplea una parte de la matriz y conduce a resultados exactos.

- 10).- En función de los desplazamientos de los nudos en el sigtema global de referencia obtenidos en el paso anterior, se calculan los desplazamientos en los extremos de cada barra en su sistema local de referencia utilizando la matriz de transformación T.

Cada parte del vector de desplazamientos obtenido corresponde al comportamiento de un nudo, para calcular el desplazamiento en cualquier extremo de una barra sólo se relaciona con el nudo al cual está unida, mediante su matriz de transforma-ción, obteniéndose sus desplazamientos en coordenadas locales.

$$\{d'_A\}_\square = [T]_\square \{d\}_\circ$$

- 11).- Se determinan los elementos mecánicos en cada barra en - un sistema local de referencia utilizando la matriz de - rigidez acoplada de la barra en un sistema local.

Sabemos que $[K] \{d\} = \{F\}$. Conocemos los desplazamientos de los extremos de cada barra y la matriz de rigidez acoplada de cada barra, lo aplicamos:

$$\begin{Bmatrix} \{f'_A\} \\ \{f'_B\} \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} K'_{AA} & K'_{AB} \\ K'_{BA} & K'_{BB} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \{d'_A\} \\ \{d'_B\} \end{Bmatrix}$$

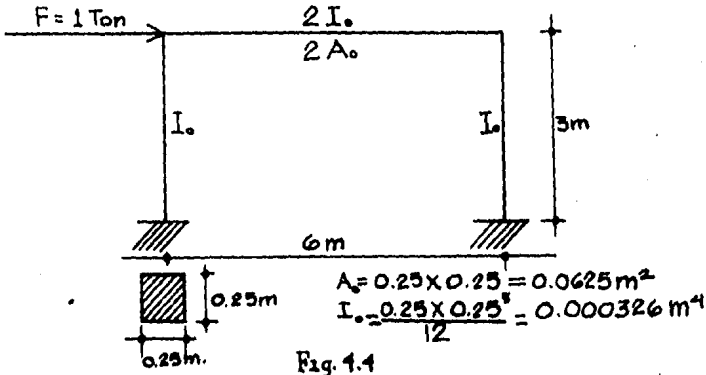
Obteniéndose así los elementos mecánicos, en los extremos de cada barra.

- 12).- Se superponen estos elementos mecánicos con las fuerzas de fijación para las barras que tienen carga a lo largo de su longitud, lo que nos dará los elementos mecánicos definitivos.

Para mayor explicación a continuación se aplica al primer marco propuesto.

4.2 Análisis explicativo

Representación del primer marco. Fig. 4.4



Como para este análisis se necesita el área de la sección de la trabe, se toma como el doble de la que tiene la columna, quedando todas las trabes con un área e inercia doble - con respecto a las columnas.

La topología utilizada en esta consideración, es la misma que en los demás análisis aquí presentados, con la aclaración - que los ejes de coordenadas globales se toman por comodidad en el sentido de los apoyos y de la columna izquierda para el eje X y el Y respectivamente, estando el origen en el apoyo inferior izquierdo. Fig. 4.5

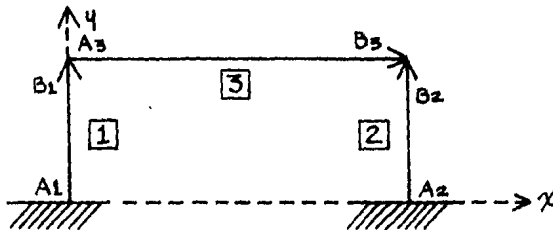


Fig. 4.5

La matriz de rigidez de la estructura tendrá dos columnas de submatrices, la primera submatriz contendrá la rigidez del primer nudo, que esta formado por la parte B de la barra 1 y - la A de la barra 3. La segunda submatriz que es la que esta - bajo la primera, contendrá la rigidez que el segundo nudo tiene por su unión con el primero, que es la que va de la parte B

a la A de la barra 3. En la siguiente columna la tercera submatriz contendrá la rigidez que el primer nudo tiene por su -- unión con el segundo, que es la que va de la parte A a la parte B de la barra 3. La última submatriz contendrá la rigidez del segundo nudo, formado por la parte B de la barra 2 y de la 3. Todas las submatrices de las barras deberán estar en -- coordenadas globales.

$$\left[\begin{array}{c|c} [K_{BB}]_1 + [K_{AA}]_3 & [K_{AB}]_3 \\ \hline [K_{BA}]_3 & [K_{BB}]_2 + [K_{BB}]_3 \end{array} \right]$$

Obtención de la matriz de rigidez acoplada de cada barra-

Barra 1

$$\begin{aligned} A &= 0.0625 \text{ m}^2 \\ I &= 0.000326 \text{ m}^4 \\ E &= 1581139 \text{ Ton/m}^2 \\ \theta &= 90; \cos\theta = 0; \text{sen}\theta = 1 \end{aligned}$$

En coordenadas locales

$$[K'_{BB}] = \begin{bmatrix} EA/L & 0 & 0 \\ 0 & \frac{12EI}{L^3} & \frac{6EI}{L^2} \\ 0 & \frac{6EI}{L^2} & \frac{4EI}{L} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 32940 & 0 & 0 \\ 0 & 228.75 & 343.15 \\ 0 & 343.15 & 686.26 \end{bmatrix}$$

Matriz de transformación T

$$[T] = \begin{bmatrix} \cos\theta & \text{sen}\theta & 0 \\ -\text{sen}\theta & \cos\theta & 0 \\ 0 & 0 & 1 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 0 & 1 & 0 \\ -1 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 1 \end{bmatrix}$$

Transformación a coordenadas globales.

$$[K_{BB}]_1 = [T]_1 [K'_{BB}]_1 [T]_1 = [K_{BB}]_2$$

$$\begin{bmatrix} 0 & -1 & 0 \\ 1 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 1 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} 32940 & 0 & 0 \\ 0 & 228.75 & 343.15 \\ 0 & 343.15 & 686.26 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} 0 & 1 & 0 \\ -1 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 1 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 228.75 & 0 & -343.15 \\ 0 & 32940 & 0 \\ -343.15 & 0 & 686.26 \end{bmatrix}$$

Que es la misma para la barra 2

Barra $\boxed{3}$

$$A = 0.125 \text{ m}^2$$

$$I = 0.000651 \cdot \text{m}^4$$

$$E = 1581139 \text{ Ton/m}^2$$

$\theta = 0^\circ$; $\cos\theta = 1$; $\sin\theta = 0$; Por lo que las coordenadas locales y globales coinciden.

$$[K_{AA}]_3 = \begin{bmatrix} 32940 & 0 & 0 \\ 0 & 57.188 & -171.57 \\ 0 & -171.57 & 686.26 \end{bmatrix}$$

$$[K_{AB}]_3 = \begin{bmatrix} -32940 & 0 & 0 \\ 0 & -57.188 & -171.57 \\ 0 & 171.57 & 343.13 \end{bmatrix}$$

$$[K_{BA}] = \begin{bmatrix} -32940 & 0 & 0 \\ 0 & -57.188 & 171.57 \\ 0 & -171.57 & 343.13 \end{bmatrix}$$

$$[K_{BB}] = \begin{bmatrix} 32940 & 0 & 0 \\ 0 & 57.188 & 171.57 \\ 0 & 171.57 & 686.26 \end{bmatrix}$$

Sumando y colocando las submatrices según ensamble, la matriz de rigidez de la estructura queda:

$$\begin{bmatrix} dx_1 & dy_1 & \psi_1 & dx_2 & dy_2 & \psi_2 \\ 33169 & 0 & -343.13 & -32940 & 0 & 0 \\ 0 & 32998 & -171.57 & 0 & -57.188 & -171.57 \\ -343.13 & -171.57 & 1372.5 & 0 & 171.57 & 343.13 \\ -32940 & 0 & 0 & 33169 & 0 & -343.13 \\ 0 & -57.188 & 171.57 & 0 & 32998 & 171.57 \\ 0 & -171.57 & 343.13 & -343.13 & 171.57 & 1372.5 \end{bmatrix} = [K]$$

El vector de cargas debe aplicarse también en coordenadas globales

$$\begin{Bmatrix} F_{x1} \\ F_{y1} \\ M_1 \\ F_{x2} \\ F_{y2} \\ M_2 \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} 1 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \end{Bmatrix} = \{f\}$$

Sólo existe fuerza en el nudo 1, en la dirección del eje-X, con sentido positivo.

Para calcular los desplazamientos, se resuelve el sistema de ecuaciones representado por:

$$[K] \{d\} = \{F\}$$

De donde se obtienen los desplazamientos siguientes en -- coordenadas globales:

$$\{d\} = \begin{Bmatrix} 0.003132 \\ 0.0000065 \\ 0.0006287 \\ 0.003117 \\ -0.0000065 \\ 0.0006237 \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} dx1 \\ dy1 \\ \psi_1 \\ dx2 \\ dy2 \\ \psi_2 \end{Bmatrix}$$

$$\therefore \{d_1\} = \begin{Bmatrix} 0.003132 \\ 0.0000065 \\ 0.0006287 \end{Bmatrix} ; \{d_2\} = \begin{Bmatrix} 0.003117 \\ -0.0000065 \\ 0.0006237 \end{Bmatrix}$$

Barra 1

Por estar empotrado no hay desplazamiento en la parte del apoyo.

$$\begin{Bmatrix} d'_A \\ d'_B \end{Bmatrix}_1 = \begin{Bmatrix} 0 \\ T \end{Bmatrix}_1 \{d_1\}$$

0	1	0
-1	0	0
0	0	1

$$\begin{Bmatrix} 0.003132 \\ 0.0000065 \\ 0.0006287 \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} 0.0000065 \\ 0.003135 \\ 0.0006287 \end{Bmatrix}$$

$$\{f'_A\}_1 = [K'_{AA}]_1 \{d'_A\}_1 + [K'_{AB}]_1 \{d'_B\}_1 = [K'_{AB}]_1 \{d'_B\}_1$$

-32940	0	0
0	-228.75	-343.13
0	343.13	343.13

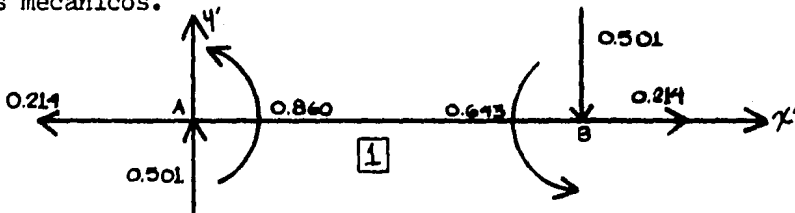
$$\begin{Bmatrix} 0.0000065 \\ -0.003132 \\ 0.0006287 \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} -0.214 \\ 0.501 \\ 0.860 \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} F_{x1A} \\ F_{y1A} \\ M_{1A} \end{Bmatrix}$$

$$\{f'_B\} = [K'_{BA}]_1 \{d'_A\}_1 + [K'_{BB}]_1 \{d'_B\}_1 = [K'_{BB}]_1 \{d'_B\}_1$$

32940	0	0
0	228.75	343.13
0	343.13	686.26

$$\begin{Bmatrix} 0.0000065 \\ -0.003132 \\ 0.0006287 \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} 0.214 \\ -0.501 \\ -0.643 \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} F_{x1B} \\ F_{y1B} \\ M_{1B} \end{Bmatrix}$$

Por lo que la barra 1 está sujeta a los siguientes elementos mecánicos.



Barra 2

Por estar empotrado no hay desplazamientos en la parte -- del apoyo.

$$\begin{Bmatrix} d'_B \end{Bmatrix}_2 = \begin{Bmatrix} 0 \\ T \end{Bmatrix}_2 \quad \{d'_B\}_2 = \begin{Bmatrix} -0.0000065 \\ -0.003117 \\ 0.0006237 \end{Bmatrix}$$

$$[K'_{AA}]_2 \{d'_A\}_2 + [K'_{AB}]_2 \{d'_B\}_2 = [K'_{AA}]_2 \{d'_A\}_2$$

-32940	0	0
0	-228.75	-343.13
0	343.13	343.13

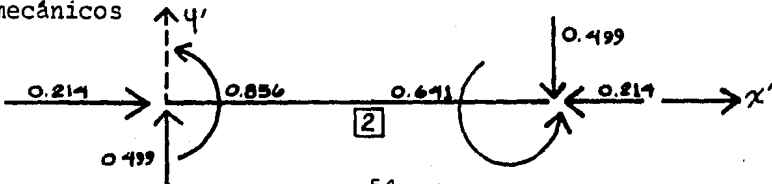
$$\begin{Bmatrix} -0.0000065 \\ -0.003117 \\ 0.0006237 \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} 0.214 \\ 0.499 \\ -0.656 \end{Bmatrix}$$

$$\{f'_B\}_2 = [K'_{BA}]_2 \{d'_A\}_2 + [K'_{BB}]_2 \{d'_B\}_2 = [K'_{BB}]_2 \{d'_B\}_2$$

32940	0	0
0	228.75	343.13
0	343.13	686.26

$$\begin{Bmatrix} -0.0000065 \\ -0.003117 \\ 0.0006237 \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} -0.214 \\ -0.499 \\ -0.641 \end{Bmatrix}$$

De donde la barra 2 esta sujeta a los siguientes elementos mecánicos



Barra [3]

Las coordenadas locales y globales coinciden

$$\{F_A\}_3 = [K_{AA}]_3 \{d_A\}_3 + [K_{AB}]_3 \{d_B\}_3$$

$$[K_{AA}]_3 \{d_A\}_3 = \begin{bmatrix} 32940 & 0 & 0 \\ 0 & 57.188 & -171.57 \\ 0 & -171.57 & 686.26 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} 0.003132 \\ 0.0000065 \\ 0.0006287 \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} 103.169 \\ -0.1075 \\ 0.4303 \end{Bmatrix}$$

$$[K_{AB}]_3 \{d_B\}_3 = \begin{bmatrix} -32940 & 0 & 0 \\ 0 & -57.188 & -171.57 \\ 0 & 171.57 & 343.13 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} 0.003117 \\ -0.0000065 \\ 0.0006237 \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} -102.675 \\ -0.106 \\ 0.213 \end{Bmatrix}$$

$$\{F_A\}_3 = \begin{Bmatrix} 103.169 \\ -0.108 \\ 0.430 \end{Bmatrix} + \begin{Bmatrix} -102.675 \\ -0.106 \\ 0.213 \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} 0.499 \\ -0.214 \\ 0.643 \end{Bmatrix}$$

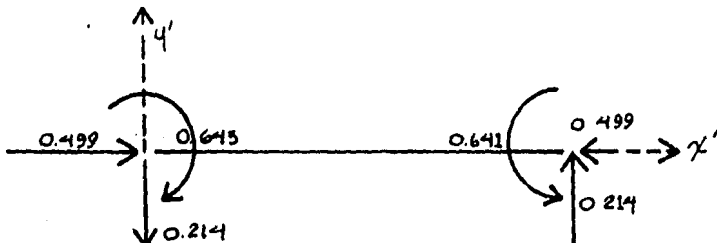
$$\{F_B\}_3 = [K_{BA}]_3 \{d_A\}_3 + [K_{BB}]_3 \{d_B\}_3$$

$$[K_{BA}]_3 \{d_A\}_3 = \begin{bmatrix} -32940 & 0 & 0 \\ 0 & -57.188 & 171.57 \\ 0 & -171.57 & 343.13 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} 0.003132 \\ 0.0000065 \\ 0.0006287 \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} -103.171 \\ 0.108 \\ 0.214 \end{Bmatrix}$$

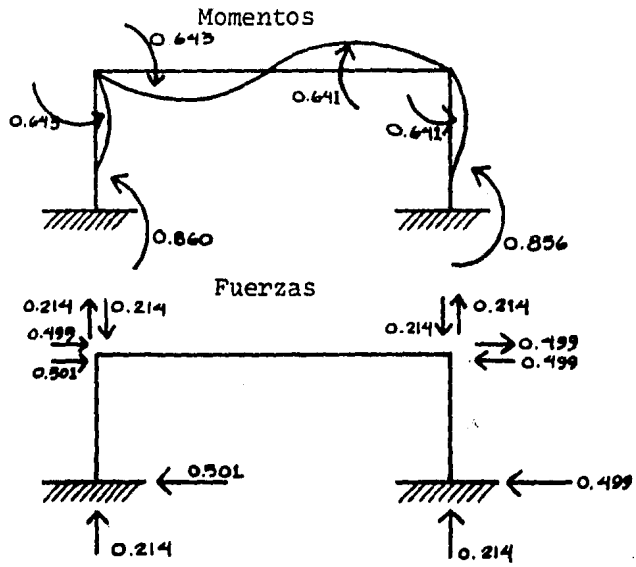
$$[K_{BB}]_3 \{d_B\}_3 = \begin{bmatrix} 32940 & 0 & 0 \\ 0 & 57.188 & 171.57 \\ 0 & 171.57 & 686.25 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} 0.003117 \\ -0.0000065 \\ 0.0006237 \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} 102.672 \\ 0.106 \\ 0.427 \end{Bmatrix}$$

$$\{F_B\}_3 = \begin{Bmatrix} -103.171 \\ 0.108 \\ 0.214 \end{Bmatrix} + \begin{Bmatrix} 102.672 \\ 0.106 \\ 0.427 \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} -0.499 \\ 0.214 \\ 0.641 \end{Bmatrix}$$

La barra 3 está sujeta a los siguientes elementos mecánicos.



Representando los elementos mecánicos y verificando el equilibrio en los nudos y barras.



Se verifica el equilibrio en nudos y barras.

4.3 Resultados obtenidos del análisis

En este inciso se listan las respuestas de los marcos propuestos, con la misma convención de signos que en los otros análisis, para evitar contradicciones. Los desplazamientos se anotan multiplicándolos por 100, por lo que los desplazamientos laterales de los marcos quedan en centímetros.

Marco de un entrepiso

$$\{d\} \times 100 \text{ (Rad. } \delta \text{ m)}$$

$$\begin{array}{ll} \psi_1 = 0.063 & \text{Desplazamiento absoluto total} \\ \Delta_{E1} = 0.313 \text{ (Máx)} & \Delta_{TE1} = 1.252 \text{ cm} \end{array}$$

$$\{P\} \text{ (Ton-m)}$$

Columna	Trabe
$M_{A1} = -0.860$	$M_{A5} = 0.640$
$M_{B1} = 0.643$	

$$PT = 0.7 \text{ seg. ; } IO = 0.5 \text{ seg.}$$

Marco de dos entrepisos

$$\begin{array}{l} \psi_1 = 0.064 \\ \psi_3 = 0.033 \end{array}$$

$$\begin{array}{ll} \Delta_{E1} = 0.259 \text{ (Máx)} & \text{Desplazamientos absolutos totales} \\ \Delta_{E2} = 0.226 & \Delta_{TE1} = 1.037 \text{ cm} \\ & \Delta_{TE2} = 1.942 \text{ cm} \end{array}$$

$M_{A1} = -1.355$	$M_{A5} = 1.348$
$M_{B1} = 0.899$	
$M_{A3} = -0.449$	$M_{A6} = 0.675$
$M_{B3} = 0.675$	

$$PT = 1.0 \text{ seg. ; } IO = 0.9 \text{ seg.}$$

Marco de tres entrepisos

$$\begin{array}{l} \psi_1 = 0.071 \\ \psi_3 = 0.053 \\ \psi_5 = 0.023 \end{array}$$

Desplazamientos absolutos totales

$$\begin{aligned}\Delta_{E1} &= 0.255 \\ \Delta_{E2} &= 0.301 \text{ (Máx.)} \\ \Delta_{E3} &= 0.162\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\Delta_{TE1} &= 1.020 \text{ cm} \\ \Delta_{TE2} &= 2.223 \text{ cm} \\ \Delta_{TE3} &= 2.872 \text{ cm}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}M_{A1} &= -2.345 \\ M_{B1} &= 1.407 \\ M_{A3} &= -1.338 \\ M_{B3} &= 1.581 \\ M_{A5} &= -0.426 \\ M_{B5} &= 0.823\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}M_{A7} &= 2.745 \\ M_{A8} &= 2.006 \\ M_{A9} &= 0.823\end{aligned}$$

$$PT = 1.0 \text{ seg. ; } OI = 1.3$$

Marco de cinco entrepisos

$$\begin{aligned}\psi_{\textcircled{1}} &= 0.086 \\ \psi_{\textcircled{3}} &= 0.086 \\ \psi_{\textcircled{5}} &= 0.069 \\ \psi_{\textcircled{7}} &= 0.043 \\ \psi_{\textcircled{9}} &= 0.020\end{aligned}$$

Desplazamientos absolutos totales

$$\begin{aligned}\Delta_{E1} &= 0.286 \\ \Delta_{E2} &= 0.403 \text{ (Máx.)} \\ \Delta_{E3} &= 0.353 \\ \Delta_{E4} &= 0.249 \\ \Delta_{E5} &= 0.125\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\Delta_{TE1} &= 1.146 \text{ cm} \\ \Delta_{TE2} &= 2.758 \text{ cm} \\ \Delta_{TE3} &= 4.169 \text{ cm} \\ \Delta_{TE4} &= 5.166 \text{ cm} \\ \Delta_{TE5} &= 5.666 \text{ cm}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}M_{A1} &= -4.338 \\ M_{B1} &= 2.415 \\ M_{A3} &= -3.114 \\ M_{B3} &= 3.097 \\ M_{A5} &= -2.367 \\ M_{B5} &= 2.763 \\ M_{A7} &= -1.463 \\ M_{B7} &= 2.049 \\ M_{A9} &= -0.416 \\ M_{B9} &= 0.931\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}M_{A11} &= 5.528 \\ M_{A12} &= 5.464 \\ M_{A13} &= 4.226 \\ M_{A14} &= 2.465 \\ M_{A15} &= 0.931\end{aligned}$$

$$PT = 1.5 \text{ seg. ; } IO = 2.0 \text{ seg.}$$

Marco de siete entrepisos

ψ_1	= 0.082
ψ_3	= 0.089
ψ_2	= 0.084
ψ_7	= 0.072
ψ_6	= 0.057
ψ_{10}	= 0.038
ψ_{15}	= 0.022

Desplazamientos absolutos totales

$\Delta E1$	= 0.267
$\Delta E2$	= 0.395 (Máx.)
$\Delta E3$	= 0.386
$\Delta E4$	= 0.343
$\Delta E5$	= 0.279
$\Delta E6$	= 0.197
$\Delta E7$	= 0.110

$\Delta TE1$	= 1.067 cm
$\Delta TE2$	= 2.647 cm
$\Delta TE3$	= 4.193 cm
$\Delta TE4$	= 5.566 cm
$\Delta TE5$	= 6.681 cm
$\Delta TE6$	= 7.470 cm
$\Delta TE7$	= 7.908 cm

M_{A1}	= -6.2
M_{01}	= 3.407
M_{A3}	= -4.817
M_{03}	= 4.535
M_{A5}	= -4.176
M_{05}	= 4.380
M_{A7}	= -3.477
M_{07}	= 3.886
M_{A9}	= -2.601
M_{09}	= 3.169
M_{A11}	= -1.548
M_{011}	= 2.236
M_{A13}	= -0.412
M_{013}	= 0.976

M_{A15}	= 8.225
M_{A17}	= 8.711
M_{A19}	= 7.857
M_{A21}	= 6.487
M_{A23}	= 4.717
M_{A25}	= 2.648
M_{A27}	= 0.976

PT = 1.9 seg. ; IO = 2.9 seg.

Marco de diez entrepisos

ψ_1	= 0.083
ψ_3	= 0.096
ψ_5	= 0.098
ψ_7	= 0.096
ψ_9	= 0.091
ψ_{11}	= 0.084
ψ_{13}	= 0.074
ψ_{15}	= 0.061
ψ_{17}	= 0.048
ψ_{19}	= 0.037

$\Delta E1 = 0.265$
 $\Delta E2 = 0.407$
 $\Delta E3 = 0.424$ (Máx.)
 $\Delta E4 = 0.416$
 $\Delta E5 = 0.394$
 $\Delta E6 = 0.361$
 $\Delta E7 = 0.318$
 $\Delta E8 = 0.265$
 $\Delta E9 = 0.203$
 $\Delta E10 = 0.140$

$\Delta TE1 = 1.060$
 $\Delta TE2 = 2.686$
 $\Delta TE3 = 4.383$
 $\Delta TE4 = 6.046$
 $\Delta TE5 = 7.622$
 $\Delta TE6 = 9.067$
 $\Delta TE7 = 10.339$
 $\Delta TE8 = 11.398$
 $\Delta TE9 = 12.208$
 $\Delta TE10 = 12.768$

$M_{A1} = -9.401$
 $M_{B1} = 4.850$
 $M_{A3} = -7.352$
 $M_{B3} = 6.614$
 $M_{A5} = -6.752$
 $M_{B5} = 6.644$
 $M_{A7} = -6.216$
 $M_{B7} = 6.325$
 $M_{A9} = -5.566$
 $M_{B9} = 5.835$
 $M_{A11} = -4.780$
 $M_{B11} = 5.196$
 $M_{A13} = -3.856$
 $M_{B13} = 4.410$
 $M_{A15} = -2.796$
 $M_{B15} = 3.474$
 $M_{A17} = -1.614$
 $M_{B17} = 2.380$
 $M_{A19} = -0.409$
 $M_{B19} = 1.010$

$M_{A21} = 12.202$
 $M_{A22} = 13.366$
 $M_{A23} = 12.860$
 $M_{A24} = 11.891$
 $M_{A25} = 10.615$
 $M_{A26} = 9.051$
 $M_{A27} = 7.205$
 $M_{A28} = 5.088$
 $M_{A29} = 2.789$
 $M_{A30} = 1.010$

PT = 2.5 seg. ; IO = 3.9 seg.

Marco de trece entrepisos

$\psi_{(1)} = 0.113$
 $\psi_{(2)} = 0.135$
 $\psi_{(3)} = 0.143$
 $\psi_{(4)} = 0.147$
 $\psi_{(5)} = 0.148$
 $\psi_{(6)} = 0.146$
 $\psi_{(7)} = 0.141$
 $\psi_{(8)} = 0.134$
 $\psi_{(9)} = 0.125$
 $\psi_{(10)} = 0.113$
 $\psi_{(11)} = 0.099$
 $\psi_{(12)} = 0.085$
 $\psi_{(13)} = 0.074$

$\Delta E1 = 0.354$
 $\Delta E2 = 0.555$
 $\Delta E3 = 0.596$
 $\Delta E4 = 0.607$ (Máx.)
 $\Delta E5 = 0.605$
 $\Delta E6 = 0.592$
 $\Delta E7 = 0.569$
 $\Delta E8 = 0.536$
 $\Delta E9 = 0.494$
 $\Delta E10 = 0.443$
 $\Delta E11 = 0.383$
 $\Delta E12 = 0.317$
 $\Delta E13 = 0.251$

$\Delta TE1 = 1.417$
 $\Delta TE2 = 3.636$
 $\Delta TE3 = 6.018$
 $\Delta TE4 = 8.446$
 $\Delta TE5 = 10.866$
 $\Delta TE6 = 13.234$
 $\Delta TE7 = 15.511$
 $\Delta TE8 = 17.656$
 $\Delta TE9 = 19.632$
 $\Delta TE10 = 21.404$
 $\Delta TE11 = 22.936$
 $\Delta TE12 = 24.203$
 $\Delta TE13 = 25.208$

$M_{A1} = -12.473$
 $M_{B1} = 6.279$
 $M_{A3} = -9.875$
 $M_{B3} = 8.653$
 $M_{A5} = -9.264$
 $M_{B5} = 8.821$
 $M_{A7} = -8.812$
 $M_{B7} = 8.607$
 $M_{A9} = -8.287$
 $M_{B9} = 8.245$
 $M_{A11} = -7.657$
 $M_{B11} = 7.765$
 $M_{A13} = -6.919$
 $M_{B13} = 7.171$
 $M_{A15} = -6.074$
 $M_{B15} = 6.463$
 $M_{A17} = -5.122$
 $M_{B17} = 5.640$
 $M_{A19} = -4.064$
 $M_{B19} = 4.701$
 $M_{A21} = -2.901$
 $M_{B21} = 3.644$
 $M_{A23} = -1.650$
 $M_{B23} = 2.459$
 $M_{A25} = -0.407$
 $M_{B25} = 1.029$

$M_{A27} = 16.154$
 $M_{A28} = 17.917$
 $M_{A29} = 17.633$
 $M_{A30} = 16.893$
 $M_{A31} = 15.902$
 $M_{A32} = 14.685$
 $M_{A33} = 13.246$
 $M_{A34} = 11.585$
 $M_{A35} = 9.704$
 $M_{A36} = 7.603$
 $M_{A37} = 5.294$
 $M_{A38} = 2.866$
 $M_{A39} = 1.029$

PT = 6.0 seg. ; IO = 10.7 seg.

Marco de diecisiete entrepisos

1	= 0.109
2	= 0.137
3	= 0.152
4	= 0.163
5	= 0.172
6	= 0.178
7	= 0.183
8	= 0.185
9	= 0.185
10	= 0.183
11	= 0.179
12	= 0.173
13	= 0.166
14	= 0.157
15	= 0.148
16	= 0.137
17	= 0.129

Desplazamientos absolutos totales

$\Delta E1$	= 0.334
$\Delta E2$	= 0.538
$\Delta E3$	= 0.599
$\Delta E4$	= 0.635
$\Delta E5$	= 0.660
$\Delta E6$	= 0.677
$\Delta E7$	= 0.686
$\Delta E8$	= 0.687 (Máx.)
$\Delta E9$	= 0.681
$\Delta E10$	= 0.667
$\Delta E11$	= 0.647
$\Delta E12$	= 0.620
$\Delta E13$	= 0.587
$\Delta E14$	= 0.548
$\Delta E15$	= 0.504
$\Delta E16$	= 0.456
$\Delta E17$	= 0.409

$\Delta TE1$	= 1.334
$\Delta TE2$	= 3.485
$\Delta TE3$	= 5.882
$\Delta TE4$	= 8.422
$\Delta TE5$	= 11.064
$\Delta TE6$	= 13.772
$\Delta TE7$	= 16.517
$\Delta TE8$	= 19.265
$\Delta TE9$	= 21.988
$\Delta TE10$	= 24.657
$\Delta TE11$	= 27.244
$\Delta TE12$	= 29.723
$\Delta TE13$	= 32.069
$\Delta TE14$	= 34.260
$\Delta TE15$	= 36.274
$\Delta TE16$	= 38.097
$\Delta TE17$	= 39.733

M_{A1}	= -16.769
M_{D1}	= 7.982
M_{A3}	= -13.400
M_{D3}	= 11.179
M_{A5}	= -12.720
M_{D5}	= 11.517

M_{A35}	= 21.382
M_{A36}	= 23.899
M_{A37}	= 23.830

MA7 = -12.314
 MB7 = 11.409
 MA9 = -11.870
 MB9 = 11.168
 MA11 = -11.348
 MB11 = 10.833
 MA13 = -10.745
 MB13 = 10.409
 MA15 = -10.059
 MB15 = 9.896
 MA17 = -9.291
 MB17 = 9.294
 MA19 = -8.441
 MB19 = 8.602
 MA21 = -7.510
 MB21 = 7.820
 MA23 = -6.499
 MB23 = 6.947
 MA25 = -5.408
 MB25 = 5.983
 MA27 = -4.237
 MB27 = 4.927
 MA29 = -2.989
 MB29 = 3.777
 MA31 = -1.679
 MB31 = 2.522
 MA33 = -0.405
 MB33 = 1.044

M35 = 23.279
 M39 = 22.516
 M40 = 21.578
 M41 = 20.468
 M42 = 19.187
 M43 = 17.735
 M44 = 16.112
 M45 = 14.319
 M46 = 12.354
 M47 = 10.220
 M48 = 7.916
 M49 = 5.455
 M50 = 2.927
 M51 = 1.044

PT = 4.3 Seg. ; OI = 6 Seg.

Marco de veintiún entrepisos

① = 0.104
 ② = 0.136
 ③ = 0.157
 ④ = 0.175
 ⑤ = 0.190
 ⑥ = 0.204
 ⑦ = 0.215
 ⑧ = 0.224
 ⑨ = 0.231
 ⑩ = 0.236
 ⑪ = 0.240
 ⑫ = 0.242
 ⑬ = 0.242
 ⑭ = 0.240

$$\begin{aligned} \psi_{(2)} &= 0.238 \\ \psi_{(3)} &= 0.234 \\ \psi_{(4)} &= 0.228 \\ \psi_{(5)} &= 0.222 \\ \psi_{(6)} &= 0.215 \\ \psi_{(7)} &= 0.207 \\ \psi_{(8)} &= 0.202 \end{aligned}$$

Desplazamientos absolutos totales

$\Delta E1 = 0.308$	$\Delta TE1 = 1.230$
$\Delta E2 = 0.512$	$\Delta TE2 = 3.276$
$\Delta E3 = 0.590$	$\Delta TE3 = 5.636$
$\Delta E4 = 0.646$	$\Delta TE4 = 8.218$
$\Delta E5 = 0.693$	$\Delta TE5 = 10.988$
$\Delta E6 = 0.732$	$\Delta TE6 = 13.916$
$\Delta E7 = 0.764$	$\Delta TE7 = 16.974$
$\Delta E8 = 0.790$	$\Delta TE8 = 20.133$
$\Delta E9 = 0.809$	$\Delta TE9 = 23.369$
$\Delta E10 = 0.821$	$\Delta TE10 = 26.655$
$\Delta E11 = 0.828$	$\Delta TE11 = 29.966$
$\Delta E12 = 0.828$ (Máx)	$\Delta TE12 = 33.278$
$\Delta E13 = 0.823$	$\Delta TE13 = 36.570$
$\Delta E14 = 0.812$	$\Delta TE14 = 39.818$
$\Delta E15 = 0.796$	$\Delta TE15 = 43.002$
$\Delta E16 = 0.776$	$\Delta TE16 = 46.104$
$\Delta E17 = 0.751$	$\Delta TE17 = 49.106$
$\Delta E18 = 0.722$	$\Delta TE18 = 51.992$
$\Delta E19 = 0.689$	$\Delta TE19 = 54.748$
$\Delta E20 = 0.654$	$\Delta TE20 = 57.363$
$\Delta E21 = 0.620$	$\Delta TE21 = 59.844$

$M_{A1} = -21.305$	$M_{A43} = 26.586$
$M_{B1} = 9.446$	
$M_{A5} = -17.140$	$M_{A44} = 29.832$
$M_{B5} = 13.471$	
$M_{A9} = -16.361$	$M_{A45} = 29.932$
$M_{B9} = 13.971$	
$M_{A7} = -15.961$	$M_{A46} = 29.504$
$M_{B7} = 13.953$	
$M_{A9} = -15.551$	$M_{A47} = 28.886$
$M_{B9} = 13.805$	
$M_{A11} = -15.081$	$M_{A48} = 28.123$
$M_{B11} = 13.577$	
$M_{A13} = -14.545$	$M_{A49} = 27.219$
$M_{B13} = 13.277$	

MA15 = -13.943
 MB15 = 12.903
 MA17 = -13.274
 MB17 = 12.456
 MA19 = -12.539
 MB19 = 11.936
 MA21 = -11.739
 MB21 = 11.342
 MA23 = -10.874
 MB23 = 10.672
 MA25 = -9.945
 MB25 = 9.928
 MA27 = -8.951
 MB27 = 9.109
 MA29 = -7.895
 MB29 = 8.213
 MA31 = -6.775
 MB31 = 7.241
 MA33 = -5.593
 MB33 = 6.192
 MA35 = -4.349
 MB35 = 5.065
 MA37 = -3.045
 MB37 = 3.858
 MA39 = -1.697
 MB39 = 2.561
 MA41 = -0.403
 MB41 = 1.053

MA50 = 26.177
 MA51 = 24.995
 MA52 = 23.675
 MA53 = 22.216
 MA54 = 20.617
 MA55 = 18.880
 MA56 = 17.003
 MA57 = 14.988
 MA58 = 12.833
 MA59 = 10.540
 MA60 = 8.110
 MA61 = 5.555
 MA62 = 2.964
 MA63 = 1.053

PT = 6.2 Seg. ; OI = 8.4 Seg.

Marco de veintiseis entrepisos

① = 0.104
 ② = 0.143
 ③ = 0.172
 ④ = 0.198
 ⑤ = 0.221
 ⑥ = 0.242
 ⑦ = 0.261
 ⑧ = 0.278
 ⑨ = 0.294
 ⑩ = 0.307
 ⑪ = 0.318
 ⑫ = 0.328

$\Delta E_{26} = 0.336$
 $\Delta E_{27} = 0.342$
 $\Delta E_{28} = 0.347$
 $\Delta E_{29} = 0.350$
 $\Delta E_{30} = 0.352$
 $\Delta E_{31} = 0.352$
 $\Delta E_{32} = 0.351$
 $\Delta E_{33} = 0.349$
 $\Delta E_{34} = 0.346$
 $\Delta E_{35} = 0.342$
 $\Delta E_{36} = 0.337$
 $\Delta E_{37} = 0.332$
 $\Delta E_{38} = 0.327$
 $\Delta E_{39} = 0.322$

$\Delta E_1 = 0.295$
 $\Delta E_2 = 0.510$
 $\Delta E_3 = 0.610$
 $\Delta E_4 = 0.690$
 $\Delta E_5 = 0.762$
 $\Delta E_6 = 0.827$
 $\Delta E_7 = 0.885$
 $\Delta E_8 = 0.937$
 $\Delta E_9 = 0.982$
 $\Delta E_{10} = 1.021$
 $\Delta E_{11} = 1.054$
 $\Delta E_{12} = 1.081$
 $\Delta E_{13} = 1.102$
 $\Delta E_{14} = 1.118$
 $\Delta E_{15} = 1.129$
 $\Delta E_{16} = 1.134$
 $\Delta E_{17} = 1.135$ (Máx.)
 $\Delta E_{18} = 1.131$
 $\Delta E_{19} = 1.123$
 $\Delta E_{20} = 1.111$
 $\Delta E_{21} = 1.095$
 $\Delta E_{22} = 1.076$
 $\Delta E_{23} = 1.054$
 $\Delta E_{24} = 1.029$
 $\Delta E_{25} = 1.003$
 $\Delta E_{26} = 0.979$

$\Delta TE_1 = 1.180$
 $\Delta TE_2 = 3.218$
 $\Delta TE_3 = 5.660$
 $\Delta TE_4 = 8.422$
 $\Delta TE_5 = 11.471$
 $\Delta TE_6 = 14.779$
 $\Delta TE_7 = 18.319$
 $\Delta TE_8 = 22.066$
 $\Delta TE_9 = 25.994$
 $\Delta TE_{10} = 30.077$
 $\Delta TE_{11} = 34.293$
 $\Delta TE_{12} = 38.617$
 $\Delta TE_{13} = 43.026$
 $\Delta TE_{14} = 47.499$
 $\Delta TE_{15} = 52.014$
 $\Delta TE_{16} = 56.550$
 $\Delta TE_{17} = 61.089$
 $\Delta TE_{18} = 65.612$
 $\Delta TE_{19} = 70.102$
 $\Delta TE_{20} = 74.544$
 $\Delta TE_{21} = 78.924$
 $\Delta TE_{22} = 83.227$
 $\Delta TE_{23} = 87.442$
 $\Delta TE_{24} = 91.559$
 $\Delta TE_{25} = 95.572$
 $\Delta TE_{26} = 99.487$

$M_{A1} = -27.242$
 $M_{B1} = 10.904$
 $M_{A3} = -22.078$
 $M_{B3} = 15.954$

$M_{A23} = 32.982$
 $M_{A34} = 37.110$

M15 = -21.155
 M05 = 16.651
 M17 = -20.736
 M07 = 16.731
 M19 = -20.334
 M09 = 16.680
 M11 = -19.888
 M011 = 16.561
 M113 = -19.388
 M013 = 16.381
 M115 = -18.834
 M015 = 16.142
 M117 = -18.228
 M017 = 15.844
 M119 = -17.568
 M019 = 15.485
 M121 = -16.857
 M021 = 15.065
 M123 = -16.093
 M023 = 14.584
 M125 = -15.278
 M025 = 14.041
 M127 = -14.411
 M027 = 13.436
 M129 = -13.494
 M029 = 12.796
 M131 = -12.527
 M031 = 12.038
 M133 = -11.510
 M033 = 11.245
 M135 = -10.444
 M035 = 10.387
 M137 = -9.329
 M037 = 9.465
 M139 = -8.166
 M039 = 8.478
 M141 = -6.954
 M041 = 7.427
 M143 = -5.695
 M043 = 6.309
 M145 = -4.389
 M045 = 5.125
 M147 = -3.040
 M047 = 3.872
 M149 = -1.666
 M049 = 2.583

M159 = 37.387
 M176 = 37.065
 M197 = 36.567
 M198 = 35.948
 M199 = 35.216
 M160 = 34.370
 M161 = 33.412
 M162 = 32.341
 M163 = 31.158
 M164 = 29.861
 M165 = 28.452
 M166 = 26.930
 M167 = 25.296
 M168 = 23.549
 M169 = 21.689
 M170 = 19.716
 M171 = 17.631
 M172 = 15.432
 M173 = 13.122
 M174 = 10.699
 M175 = 8.165
 M176 = 5.538
 M177 = 2.942

M ₁₄	=	-21.155	M ₁₅₉	=	37.387
M ₀₅	=	16.651	M ₁₇₆	=	37.065
M ₁₇	=	-20.736	M ₁₅₇	=	36.567
M ₀₇	=	16.731	M ₁₅₈	=	35.948
M ₁₉	=	-20.334	M ₁₅₉	=	35.216
M ₀₉	=	16.680	M ₁₆₀	=	34.370
M ₁₁	=	-19.888	M ₁₆₁	=	33.412
M ₀₁₁	=	16.561	M ₁₆₂	=	32.341
M ₁₃	=	-19.388	M ₁₆₃	=	31.158
M ₁₃	=	16.381	M ₁₆₄	=	29.861
M ₁₅	=	-18.834	M ₁₆₉	=	28.452
M ₀₁₇	=	16.142	M ₁₆₆	=	26.930
M ₁₇	=	-18.228	M ₁₆₇	=	25.296
M ₀₁₇	=	15.844	M ₁₆₈	=	23.549
M ₁₉	=	-17.568	M ₁₆₉	=	21.689
M ₀₁₉	=	15.485	M ₁₇₀	=	19.716
M ₂₁	=	-16.857	M ₁₇₁	=	17.631
M ₀₂₁	=	15.065	M ₁₇₂	=	15.432
M ₂₃	=	-16.093	M ₁₇₃	=	13.122
M ₀₂₃	=	14.584	M ₁₇₄	=	10.699
M ₂₅	=	-15.278	M ₁₇₅	=	8.165
M ₀₂₅	=	14.041	M ₁₇₆	=	5.538
M ₂₇	=	-14.411	M ₁₇₇	=	2.942
M ₀₂₇	=	13.436			
M ₂₉	=	-13.494			
M ₀₂₉	=	12.796			
M ₃₁	=	-12.527			
M ₀₃₁	=	12.038			
M ₃₃	=	-11.510			
M ₀₃₃	=	11.245			
M ₃₅	=	-10.444			
M ₀₃₅	=	10.387			
M ₃₇	=	- 9.329			
M ₀₃₇	=	9.465			
M ₃₉	=	- 8.166			
M ₀₃₉	=	8.478			
M ₄₁	=	- 6.954			
M ₀₄₁	=	7.427			
M ₄₃	=	- 5.695			
M ₀₄₃	=	6.309			
M ₄₅	=	- 4.389			
M ₀₄₅	=	5.125			
M ₄₇	=	- 3.040			
M ₀₄₇	=	3.872			
M ₄₉	=	- 1.666			
M ₀₄₉	=	2.583			

M₄₇₁ = - 0.409
M₀₇₁ = 1.053

M₄₇₀ = 1.053

PT = 8.5 Seg. ; IO = 10.9 Seg.

CAPITULO 5

Análisis de marcos considerando sólo la deformación axial en algunas barras.

5.1 Particularidades del análisis.

El diseño estructural es en general un proceso iterativo, en el que se propone la geometría de la estructura, se analiza con las diferentes solicitaciones a las que se estima estará sujeta durante su vida útil, infiriéndose del análisis estructural su comportamiento, que de ser satisfactorio se aceptará la geometría y de no serlo, se propondrá otra. Como el análisis no es un proceso sencillo de sustitución de datos en fórmulas conocidas, puede requerir de un tiempo considerable para su solución, tiempo que debe procurarse sea ni más ni menos que el necesario. En teoría el análisis más completo, se acerca con mayor precisión al comportamiento real de la estructura, por lo que debe tenerse como preciso a aquel análisis que tome en cuenta la mayor cantidad de incógnitas que efectivamente representan a la estructura.

Debe tenerse una idea de que consideraciones den la mayor precisión con la menor inversión de tiempo y esfuerzo, y cuales pueden aumentar la complejidad sin diferir notablemente la precisión. Con un criterio basado en las ideas anteriores, se analizan los marcos propuestos con las acciones sísmicas calculadas considerando que sólo las columnas de algunos entrepisos se deforman axialmente, así un mismo marco se analiza varias veces aumentando el número de entrepisos en que se considera la deformación. Para hacerlo se establece en el programa una variable (NEC) que permite considerar en un marco la acción a la rigidez axial de las columnas en los entrepisos que se desea, con los resultados obtenidos se forma una tabla que se lista al final de este capítulo.

La técnica de manipulación del método matricial de rigideces que se utilizó como algoritmo para desarrollar el programa que analiza los marcos propuestos con las consideraciones establecidas, es el que teóricamente debería ir en primer lugar ya que tiene principios muy generales, base directa del que se aplica en el primer tipo de análisis. Es el método más fácil de entender y programar pero adolece de grandes defectos de capacidad y tiempo de proceso para las computadoras, puede ser interesante entenderlo porque ayudaría a comprender mejor los anteriores. Debo remarcar que cualquiera de las --

técnicas del método de rigideces que se utilizó en las diferentes análisis, tienen por sí mismo capacidad de emplearse como algoritmo de las consideraciones que en este trabajo se han hecho.

El análisis es similar al primero, por lo que sólo se explican las diferencias que puedan tener.

Vectores y Matrices del Método

- (Dato) $[a]$ = Matriz de continuidad.
- (Dato) $[k]$ = Matriz de rigidez de las barras de la estructura.
- (Dato) $\{F\}$ = Vector de fuerzas externas
- $\{d\}$ = Vector de desplazamientos
- $\{e\}$ = Vector de deformaciones
- $\{p\}$ = Vector de fuerzas internas

La diferencia que existe entre la técnica utilizada en el primer análisis y ésta, es la forma de ensamblar la matriz global de rigidez. En el primero se desarrolló un algoritmo que con las propiedades de la estructura se ensamblaba directamente la matriz global de rigidez, en éste se aprovechan propiedades más generales del método matricial, para hacerlo, la representación es la siguiente:

$$[a]^T [k] [a] = [K]$$

Al premultiplicar la matriz de rigidez de las barras por la traspuesta de la matriz de continuidad y posmultiplicándola por la matriz de continuidad se obtiene la matriz global de rigidez de la estructura. Después de este cambio la teoría de manipulación será igual que en el primer análisis.

$$[K]^{-1} \{F\} = \{d\}$$

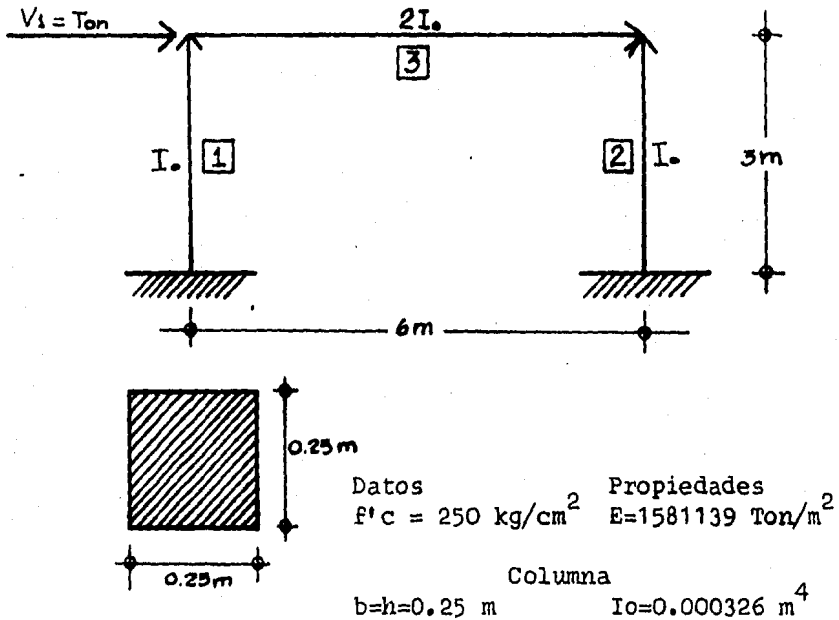
$$[a] \{d\} = \{e\}$$

$$[k] \{e\} = \{p\}$$

Los datos que representan las propiedades de la estructura son sólo $[a]$ y $[k]$ que como se vió son matrices fáciles de ensamblar. El vector $\{F\}$ representa las acciones.

Para señalar como se aplica esta opción del método de rigideces, se aplica al primer marco propuesto.

5.2 Análisis explicativo

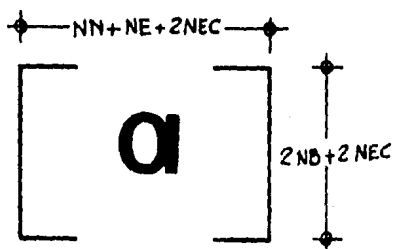


El orden de la matriz de continuidad depende al igual -- que en el primer análisis del grado de libertad de la estructura y de su número de barras. La característica que hace -- que difieran los ensambles, depende de una variable que se emplea para el fin a que se destina este análisis (NEC= Número de entresijos considerados), la que significa el número de entresijos en que se considera que los elementos verticales pueden deformarse axialmente.

Las columnas de la matriz aumentarán con respecto a las del primer análisis ($NN+NE$), en una por cada nudo que se desplace verticalmente, por la consideración axial de los elementos verticales unidos a él. Las filas aumentarán en una por cada elemento que se le considere deformación axial, en relación al del primer análisis ($2NB$), cuando la variable de este análisis es intermedia a la totalidad de entrepisos de un marco, se tomará en cuenta en las filas la contribución axial -- del entrepiso inmediato superior al último esto porque en el análisis, al desplazar unitariamente el nudo del último entrepiso considerado, se desplaza también la columna superior a éste.

$2NB + 2NEC \times NN + NE + 2NEC$ al considerar todos los entrepisos.

$2NB + 2(NEC+1) \times NN+NE+2NEC$ En entrepisos intermedios.



El procedimiento de ensamble de la matriz de continuidad tiene la misma secuencia que en el primer análisis, al llegar a la última columna correspondiente a el último desplazamiento lateral unitario, se colocará otra por cada desplazamiento vertical unitario de los nudos que de acuerdo a el análisis -- se pueda mover en ese sentido, los efectos que produce cada -- desplazamiento en la columna de la matriz son de dos tipos, -- los primeros ocurren en los elementos verticales que sufren -- una deformación axial unitaria, la que se evalúa en las filas adicionales, según el número de barra que le corresponda, la convención que se toma es positiva si la barra se alarga. Los segundos son los que produce el desplazamiento en el elemento horizontal, los que se evaluarán con el mismo criterio que -- los desplazamientos laterales en elementos verticales. Fig. -- 5.1

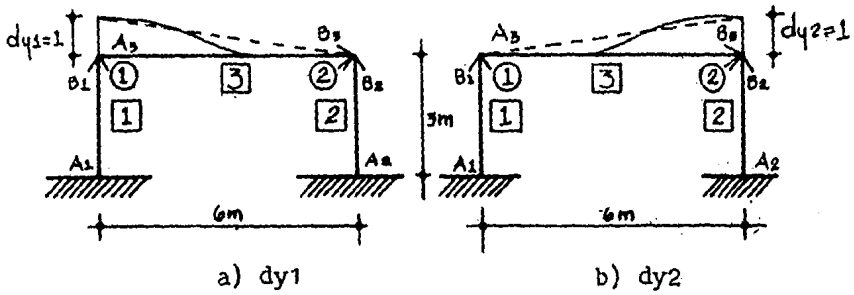


Fig. 5.1

La Matriz ensamblada queda:

	ψ_1	ψ_2	Δ_1	d_{y1}	d_{y2}
θ_{A1}	0	0	$-1/L_1$	0	0
θ_{B1}	-1	0	$1/L_1$	0	0
δ_{B1}	0	0	0	1	0
θ_{A2}	0	0	$-1/L_2$	0	0
θ_{B2}	0	-1	$1/L_2$	0	0
δ_{B2}	0	0	0	0	1
θ_{A3}	1	0	0	$-1/L_3$	$1/L_3$
θ_{B3}	0	-1	0	$1/L_3$	$-1/L_3$

= [a]

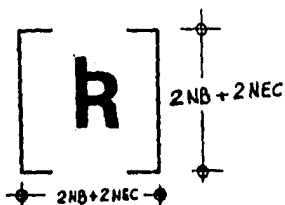
La matriz de continuidad sustituyendo los valores de las longitudes del ejemplo será:

0	0	-0.3333	0	0
-1	0	0.3333	0	0
0	0	0	1	0
0	0	-0.3333	0	0
0	-1	0.3333	0	0
0	0	0	0	1
1	0	0	-0.1667	0.1667
0	-1	0	0.1667	-0.1667

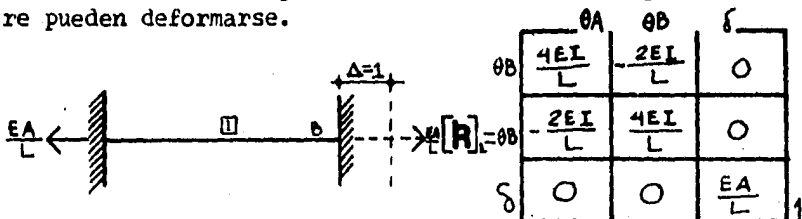
= [a]

La matriz de rigides de las barras de la estructura es - cuadrada y depende del número de barras de la estructura, su orden será igual al número de Filas de la matriz de continuidad ya que depende de las mismas consideraciones. Para este caso:

$$\text{Orden } (2NB + 2NEC) \times (2NB + 2NEC)$$



A la matriz de rigidez de la barra del primer análisis, se le adiciona la rigidez axial de las barras que se considere pueden deformarse.



	θA	θB	δ
θB	$\frac{4EI}{L}$	$-\frac{2EI}{L}$	0
	$-\frac{2EI}{L}$	$\frac{4EI}{L}$	0
δ	0	0	$\frac{EA}{L}$

La matriz de rigidez de las barras de la estructura será:

θA_1	$(\frac{4EI}{L})_1$	$(-\frac{2EI}{L})_1$	0	0	0	0	0	0	0
θB_1	$(-\frac{2EI}{L})_1$	$(\frac{4EI}{L})_1$	0	0	0	0	0	0	0
δ_1	0	0	$(\frac{EA}{L})_1$	0	0	0	0	0	0
θA_2	0	0	0	$(\frac{4EI}{L})_2$	$(-\frac{2EI}{L})_2$	0	0	0	0
θB_2	0	0	0	$(-\frac{2EI}{L})_2$	$(\frac{4EI}{L})_2$	0	0	0	0
δ_2	0	0	0	0	0	$(\frac{EA}{L})_2$	0	0	0
θA_3	0	0	0	0	0	0	$2(\frac{4EI}{L})_3$	$2(\frac{2EI}{L})_3$	0
θB_3	0	0	0	0	0	0	$2(\frac{2EI}{L})_3$	$2(\frac{4EI}{L})_3$	0

= [R]

Sustituyendo los valores del ejemplo:

686.26	-375.13	0	0	0	0	0	0	0	0
-375.13	686.26	0	0	0	0	0	0	0	0
0	0	32940	0	0	0	0	0	0	0
0	0	0	686.26	-375.13	0	0	0	0	0
0	0	0	-375.13	686.26	0	0	0	0	0
0	0	0	0	0	0	32940	0	0	0
0	0	0	0	0	0	0	686.26	-375.13	0
0	0	0	0	0	0	0	-375.13	686.26	0

= [R]

Ensamble del vector de fuerzas externas.

El número de elementos del vector de fuerzas externas es el mismo que el de grados de libertad de la estructura, igual al número de columnas de la matriz de continuidad ($NN+NE+2NEC$) es un vector columna que contiene las acciones en los nudos - producidas por las fuerzas externas de fijación, ya sea momentos, fuerzas cortantes o en su caso fuerzas verticales.

$$\begin{Bmatrix} M_0 \\ M_0 \\ V_{q1} \\ F_{q1} \\ F_{q2} \end{Bmatrix} = \{F\}$$

Sustituyendo las acciones de el marco del ejemplo:

$$\begin{Bmatrix} 0 \\ 0 \\ 1 \\ 0 \\ 0 \end{Bmatrix} = \{F\}$$

En este análisis, conocidos $[a]$, $[k]$ y $\{F\}$, se resuelve el problema relacionándolos con las propiedades matriciales enunciadas. En lo que sigue se efectúa el análisis para el marco ejemplo:

$$\begin{bmatrix} a \end{bmatrix}^T \begin{bmatrix} k \end{bmatrix} \begin{bmatrix} a \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} K \end{bmatrix}$$

$$\underbrace{\begin{bmatrix} a \end{bmatrix}^T \begin{bmatrix} k \end{bmatrix}}_{}$$

0	-1	0	0	0	0	1	0
0	0	0	0	-1	0	0	1
0.333	0.333	0	0	-0.333	0.333	0	0
0	0	0	0	0	0	-0.167	0.167
0	0	0	0	0	0	0.167	-0.167

686.2	-343.1	0	0	0	0	0	0
-343.1	686.2	0	0	0	0	0	0
0	0	32940	0	0	0	0	0
0	0	0	686.2	-343.1	0	0	0
0	0	0	-343.1	686.2	0	0	0
0	0	0	0	0	32940	0	0
0	0	0	0	0	0	686.2	-343.1
0	0	0	0	0	0	-343.1	686.2

$$[a]^T [R] [a] = [K]$$

343.13	-686.26	0	0	0	0	686.26	-343.13
0	0	0	343.13	-686.26	0	343.13	-686.26
-343.13	343.13	0	-343.13	343.13	0	0	0
0	0	32940	0	0	0	-171.57	171.57
0	0	0	0	0	32940	171.57	-171.57

0	0	-0.333	0	0			
-1	0	0.333	0	0			
0	0	0	1	0			
0	0	-0.333	0	0			
0	-1	0.333	0	0			
0	0	0	0	1			
1	0	0	-0.167	0.167			
0	-1	0	0.167	-0.167			

$$[K] \{d\} = \{f\}$$

1372.5	343.13	-343.13	-171.57	171.57
343.13	1372.5	-343.13	-171.57	171.57
-343.13	-343.13	457.51	0	0
-171.57	-171.57	0	32998	-57.19
171.57	171.57	0	-57.19	32998

$$\begin{Bmatrix} \varphi_1 \\ \varphi_2 \\ \Delta_{81} \\ d_{y1} \\ d_{y2} \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} 0 \\ 0 \\ 1 \\ 0 \\ 0 \end{Bmatrix}$$

El sistema de ecuaciones se resuelve en el programa por el método numérico de Choleski.

Resolviendo el sistema se obtiene:

$$\{d\} = \begin{Bmatrix} 0.0006264 \\ 0.0006264 \\ 0.0031253 \\ 0.0000065 \\ -0.0000065 \end{Bmatrix}$$

$$[a] \{d\} = \{e\}$$

0	0	-0.333	0	0
-1	0	0.333	0	0
0	0	0	1	0
0	0	0.333	0	0
0	0	0.333	0	0
0	0	0	0	1
1	0	0	-0.167	0.167
0	-1	0	0.167	-0.167

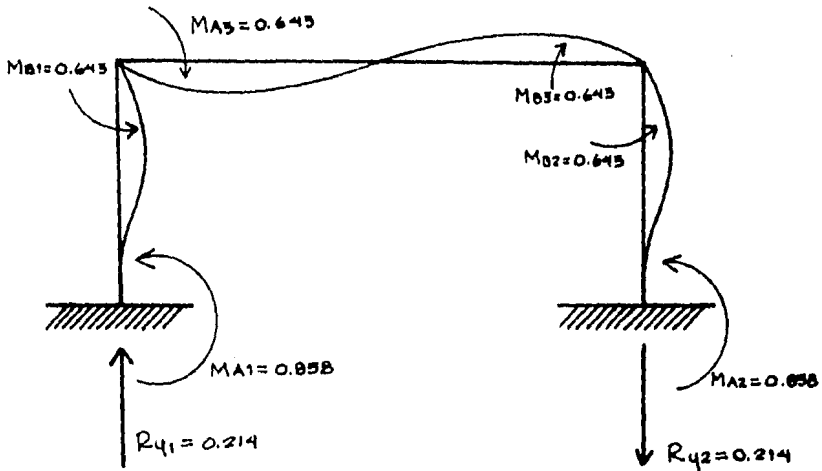
$$\begin{Bmatrix} 0.0006264 \\ 0.0006264 \\ 0.0031253 \\ 0.0000065 \\ -0.0000065 \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} -0.001042 \\ 0.0004154 \\ 0.0000065 \\ -0.001042 \\ 0.0004154 \\ -0.0000065 \\ 0.0006242 \end{Bmatrix}$$

$$[R] \{e\} = \{p\}$$

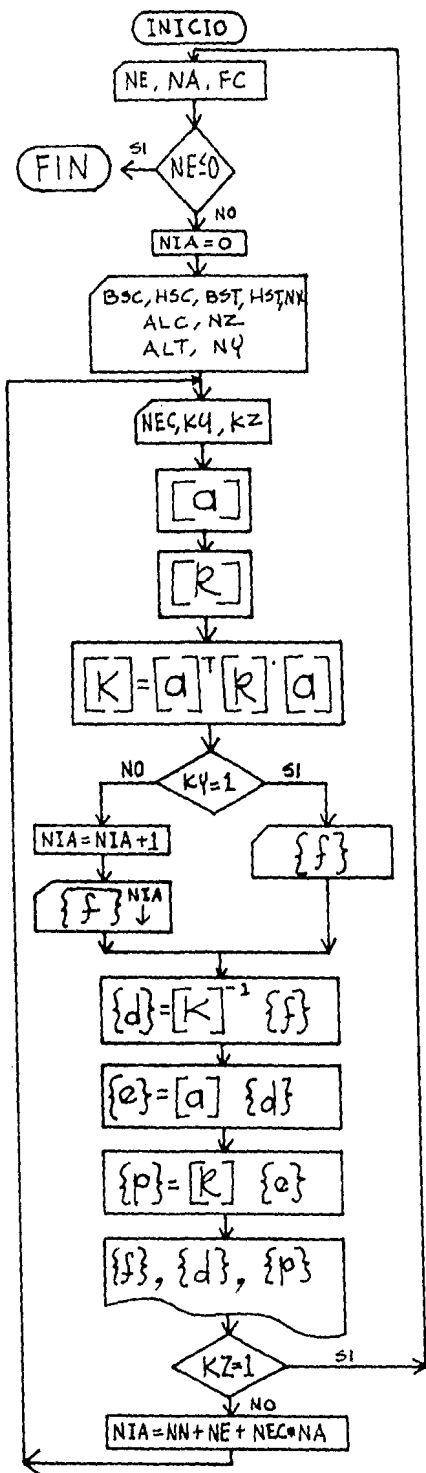
686.26	-343.13	0	0	0	0	0	0
-343.13	686.26	0	0	0	0	0	0
0	0	32940	0	0	0	0	0
0	0	0	686.26	-343.13	0	0	0
0	0	0	-343.13	686.26	0	0	0
0	0	0	0	0	32940	0	0
0	0	0	0	0	0	686.26	-343.13
0	0	0	0	0	0	-343.13	686.26

$$\begin{Bmatrix} -0.001042 \\ 0.0004154 \\ 0.0000065 \\ -0.001042 \\ 0.0004154 \\ -0.0000065 \\ 0.0006242 \\ -0.0006242 \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} -0.8576 \\ 0.6426 \\ 0.2141 \\ -0.8576 \\ 0.6426 \\ -0.2141 \\ 0.6425 \\ -0.6425 \end{Bmatrix}$$

Representación en el marco:



En el siguiente diagrama de flujo se muestra la secuencia que sigue el programa desarrollado para la solución de este tipo de análisis.



Variables

NE = Número de entrespisos

NA = Número de apoyos

FC = F' C

BSC = Base de la sección de la columna

HSC = Altura de la sección de la columna

BST = Base de la sección de la trabe

HST = Altura de la sección de la trabe

NX = Número en que se repiten

ALC = Longitud de la columna

NZ = Número con que se repite

ALT = Longitud de la trabe

NY = Número en que se repite

NEC = Número de entrespisos-considerado

KY = Indicador de lectura-parcial o total de -- F

KZ = Indicador de cambio - de estructura

5. 3 Resultados obtenidos del análisis

En este inciso se listan las respuestas sísmicas de los marcos propuestos, considerando sólo la deformación axial en algunas barras verticales tomadas por entrepisos (NEC), las respuestas en los nudos a la misma altura son similares, por lo que sólo se listan las del lado izquierdo. Los desplazamientos se anotan multiplicados por 100 con la pretensión de una mayor claridad, por lo que los desplazamientos laterales de los marcos quedan con centímetros.

Marco de un entrepiso

NEC	1
ψ_1	0.063
$\Delta E1$	0.313
MA1	-0.858
MB1	0.643
MA3	0.643

$\left. \begin{array}{c} \psi_1 \\ \Delta E1 \\ MA1 \\ MB1 \\ MA3 \end{array} \right\} d \times 100$
 $\left. \begin{array}{c} MA1 \\ MB1 \\ MA3 \end{array} \right\} p \text{ (Ton-m)}$

Desplazamientos absolutos totales

NEC	1
$\Delta TE1$	1250 cm.

Marco de dos entrepisos

NEC	1	2
ψ_1	0.063	0.064
ψ_2	0.032	0.032
$\Delta E1$	0.253	0.254
$\Delta E2$	0.222	0.223
MA1	-1.350	-1.352
MB1	0.900	0.899
MA3	-0.450	-0.451
MB3	0.675	0.674
MA5	1.349	1.349
MA6	0.675	0.674

Desplazamientos absolutos totales

NEC	1	2
$\Delta TE1$	1.013	1.015
$\Delta TE2$	1.899	1.406

Marco de tres entrepisos

NEC	1	2	3
$\psi_{(1)}$	0.070	0.070	0.071
$\psi_{(2)}$	0.051	0.051	0.052
$\psi_{(3)}$	0.021	0.021	0.022
$\Delta E1$	0.247	0.247	0.248
$\Delta E2$	0.292	0.292	0.295
$\Delta E3$	0.155	0.155	0.159
MA1	-2.335	-2.336	-2.339
MB1	1.415	1.414	1.411
MA3	-1.334	-1.335	-1.340
MB3	1.582	1.582	1.579
MA5	-0.427	-0.425	-0.428
MB5	0.823	0.825	0.822
MA7	2.749	2.749	2.749
MA8	2.010	2.007	2.007
MA9	0.823	0.825	0.822

Desplazamientos
absolutos totales

NEC	1	2	3
$\Delta TE1$	0.987	0.989	0.992
$\Delta TE2$	2.153	2.158	2.170
$\Delta TE3$	2.773	2.779	2.807

Marco de cinco entrepisos

NEC	2	4	5
$\psi_{(1)}$	0.083	0.083	0.085
$\psi_{(2)}$	0.082	0.083	0.085
$\psi_{(3)}$	0.063	0.064	0.068
$\psi_{(4)}$	0.037	0.038	0.042
$\psi_{(5)}$	0.014	0.014	0.020
$\Delta E1$	0.274	0.275	0.277
$\Delta E2$	0.385	0.388	0.393
$\Delta E3$	0.331	0.335	0.344
$\Delta E4$	0.227	0.231	0.243
$\Delta E5$	0.106	0.107	0.123
MA1	-4.306	-4.313	-4.326
MB1	2.444	2.438	2.425
MA3	-3.094	-3.100	-3.113
MB3	3.117	3.110	3.097
MA5	-2.352	-2.357	-2.370
MB5	2.778	2.773	2.760
MA7	-1.460	-1.454	-1.466
MB7	2.050	2.056	2.044
MA9	-0.419	-0.409	-0.421
MB9	0.931	0.941	0.929
MA11	5.537	5.537	5.537
MA12	5.468	5.467	5.467
MA13	4.238	4.227	4.227
MA14	2.469	2.468	2.464
MA15	0.931	0.941	0.929

Desplazamientos
absolutos totales

NEC	2	4	5
$\Delta TE1$	1.097	1.101	1.108
$\Delta TE2$	2.637	2.651	2.678
$\Delta TE3$	3.961	3.991	4.053
$\Delta TE4$	4.870	4.915	5.025
$\Delta TE5$	5.292	5.344	5.515

Marco de siete entrepisos

NEC	2	4	6	7
$\psi_{(1)}$	0.077	0.078	0.079	0.080
$\psi_{(3)}$	0.082	0.083	0.084	0.088
$\psi_{(5)}$	0.073	0.075	0.077	0.083
$\psi_{(7)}$	0.060	0.062	0.064	0.071
$\psi_{(9)}$	0.044	0.044	0.047	0.056
$\psi_{(11)}$	0.025	0.025	0.026	0.037
$\psi_{(13)}$	0.009	0.009	0.009	0.022
$\Delta E1$	0.251	0.252	0.253	0.256
$\Delta E2$	0.368	0.372	0.374	0.383
$\Delta E3$	0.351	0.356	0.361	0.375
$\Delta E4$	0.302	0.307	0.314	0.333
$\Delta E5$	0.236	0.238	0.246	0.271
$\Delta E6$	0.155	0.155	0.162	0.192
$\Delta E7$	0.070	0.070	0.072	0.107
MA1	-6.264	-6.279	-6.290	-6.323
MB1	3.486	3.471	3.460	3.427
MA3	-4.756	-4.770	-4.782	-4.814
MB3	4.596	4.582	4.571	4.538
MA5	-4.123	-4.134	-4.145	-4.178
MB5	4.333	4.422	4.411	4.378
MA7	-3.451	-3.437	-3.448	-3.481
MB7	3.912	3.925	3.914	3.882
MA9	-2.589	-2.566	-2.573	-2.606
MB9	3.181	3.204	3.197	3.165
MA11	-1.545	-1.542	-1.520	-1.552
MB11	2.236	2.239	2.260	2.228
MA13	-0.417	-0.417	-0.391	-0.419
MB13	0.976	0.976	1.002	0.974
MA15	8.242	8.241	8.241	8.241
MA16	8.719	8.716	8.716	8.716
MA17	7.884	7.859	7.859	7.859
MA18	6.501	6.491	6.488	6.488
MA19	4.726	4.746	4.717	4.717
MA20	2.653	2.655	2.651	2.648
MA21	0.976	0.976	1.002	0.974

Desplazamientos absolutos totales

NEC	2	4	6	7
Δ_{TE1}	1.004	1.009	1.013	1.024
Δ_{TE2}	2.476	2.495	2.510	2.554
Δ_{TE3}	3.878	3.921	3.954	4.052
Δ_{TE4}	5.086	5.150	5.210	5.384
Δ_{TE5}	6.029	6.104	6.196	6.467
Δ_{TE6}	6.649	6.725	6.844	7.234
Δ_{TE7}	6.928	7.004	7.135	7.664

Marco de diez entrepisos

NEC	2	4	6	8	10
ψ①	0.075	0.076	0.077	0.078	0.082
ψ②	0.082	0.084	0.086	0.088	0.095
ψ③	0.078	0.081	0.084	0.087	0.097
ψ④	0.072	0.074	0.078	0.081	0.095
ψ⑤	0.065	0.065	0.069	0.073	0.090
ψ⑥	0.055	0.055	0.058	0.063	0.083
ψ⑦	0.044	0.044	0.044	0.049	0.073
ψ⑧	0.031	0.031	0.031	0.033	0.061
ψ⑨	0.017	0.017	0.017	0.017	0.047
ψ⑩	0.006	0.006	0.006	0.006	0.036
ΔE1	0.243	0.244	0.246	0.247	0.252
ΔE2	0.364	0.368	0.373	0.376	0.391
ΔE3	0.363	0.370	0.378	0.384	0.409
ΔE4	0.340	0.348	0.358	0.366	0.401
ΔE5	0.309	0.313	0.325	0.336	0.381
ΔE6	0.270	0.271	0.282	0.295	0.350
ΔE7	0.224	0.224	0.228	0.243	0.309
ΔE8	0.169	0.169	0.170	0.182	0.258
ΔE9	0.108	0.108	0.108	0.113	0.198
ΔE10	0.048	0.048	0.048	0.048	0.138
MA1	-9.193	-9.222	-9.249	-9.271	-9.363
MB1	5.057	5.028	5.001	4.979	4.887
MA3	-7.175	-7.203	-7.230	-7.252	-7.344
MB3	6.790	6.762	6.735	6.713	6.621
MA5	-6.589	-6.612	-6.638	-6.660	-6.752
MB5	6.806	6.783	6.757	6.735	6.643
MA7	-6.105	-6.079	-6.105	-6.127	-6.219
MB7	6.435	6.461	6.436	6.413	6.321
MA9	-5.486	-5.439	-5.456	-5.478	-5.570
MB9	5.914	5.961	5.944	5.922	5.830
MA11	-4.726	-4.720	-4.672	-4.693	-4.785
MB11	5.249	5.255	5.303	5.282	5.190
MA13	-3.824	-3.823	-3.759	-3.770	-3.862
MB13	4.441	4.442	4.506	4.495	4.403
MA15	-2.781	-2.781	-2.773	-2.712	-2.803
MB15	3.489	3.489	3.497	3.558	3.467
MA17	-1.611	-1.611	-1.610	-1.539	-1.620
MB17	2.379	2.379	2.380	2.452	2.370
MA19	-0.415	-0.415	-0.415	-0.406	-0.418
MB19	1.010	1.010	1.010	1.019	1.007
MA21	12.232	12.231	12.231	12.231	12.231

MA22	13.380	13.374	13.373	13.373	13.373
MA23	12.911	12.863	12.861	12.862	12.861
MA24	11.921	11.900	11.892	11.891	11.891
MA25	10.640	10.681	10.616	10.615	10.615
MA26	9.073	9.078	9.061	9.052	9.052
MA27	7.222	7.223	7.279	7.207	7.206
MA28	5.100	5.100	5.107	5.097	5.088
MA29	2.794	2.794	2.795	2.857	2.788
MA30	1.010	1.010	1.010	1.019	1.007

Desplazamientos absolutos totales

NEC	2	4	6	8	10
ΔTE1	0.971	0.978	0.983	0.988	1.008
ΔTE2	2.426	2.451	2.475	2.494	2.574
ΔTE3	3.878	3.934	3.486	4.030	4.210
ΔTE4	5.239	5.325	5.417	5.495	5.816
ΔTE5	6.477	6.575	6.717	6.838	7.341
ΔTE6	7.558	7.658	7.843	8.017	8.741
ΔTE7	8.453	8.553	8.757	8.990	9.975
ΔTE8	9.130	9.231	9.436	9.719	11.005
ΔTE9	9.563	9.664	9.869	10.172	11.798
ΔTE10	9.754	9.854	10.060	10.365	12.351

MARCO DE TRECE ENTREPISOS

NEC	3	6	9	12	13
U①	0.100	0.103	0.104	0.106	0.111
U③	0.112	0.116	0.120	0.123	0.132
U⑤	0.109	0.116	0.121	0.125	0.140
U⑦	0.103	0.111	0.118	0.124	0.143
U⑨	0.097	0.104	0.113	0.120	0.144
U⑪	0.089	0.093	0.104	0.113	0.142
U⑬	0.081	0.081	0.093	0.103	0.137
U⑮	0.071	0.071	0.080	0.091	0.129
U⑰	0.059	0.059	0.064	0.077	0.120
U⑱	0.046	0.046	0.047	0.061	0.108
U⑲	0.032	0.032	0.032	0.042	0.095
U⑲	0.017	0.017	0.017	0.023	0.080
U⑲	0.006	0.006	0.006	0.007	0.069
ΔE1	0.322	0.325	0.327	0.330	0.337
ΔE2	0.487	0.497	0.505	0.511	0.533
ΔE3	0.496	0.512	0.526	0.537	0.573
ΔE4	0.477	0.499	0.518	0.533	0.583
ΔE5	0.450	0.472	0.497	0.517	0.581
ΔE6	0.420	0.436	0.466	0.490	0.574
ΔE7	0.383	0.390	0.425	0.453	0.553
ΔE8	0.341	0.342	0.374	0.406	0.523
ΔE9	0.292	0.293	0.314	0.350	0.484
ΔE10	0.238	0.238	0.247	0.286	0.436
ΔE11	0.177	0.177	0.178	0.213	0.378
ΔE12	0.112	0.112	0.112	0.134	0.314
ΔE13	0.049	0.049	0.049	0.057	0.250

Desplazamientos absolutos totales

NEC	3	6	9	12	13
$\Delta TE1$	1.286	1.298	1.310	1.318	1.347
$\Delta TE2$	3.234	3.285	3.329	3.363	3.478
$\Delta TE3$	5.220	5.334	5.433	5.510	5.768
$\Delta TE4$	7.129	7.329	7.505	7.642	8.100
$\Delta TE5$	8.931	9.218	9.494	9.706	10.424
$\Delta TE6$	10.610	10.962	11.358	11.664	12.720
$\Delta TE7$	12.143	12.522	13.058	13.475	14.932
$\Delta TE8$	13.506	13.888	14.554	15.099	17.024
$\Delta TE9$	14.675	15.058	15.810	16.501	18.960
$\Delta TE10$	15.628	16.010	16.796	17.644	20.704
$\Delta TE11$	16.336	16.719	17.510	18.498	22.216
$\Delta TE12$	16.784	17.166	17.958	19.035	23.472
$\Delta TE13$	16.978	17.361	18.152	19.265	24.472

NEC	3	6	9	12	13
MA1	-12.133	-12.191	-12.241	-12.281	-12.411
MB1	6.617	6.559	6.509	6.469	6.339
MA3	- 9.575	- 9.633	- 9.684	- 9.723	- 9.853
MB3	8.953	8.895	8.845	8.806	8.674
MA5	- 8.975	- 9.032	- 9.082	- 9.122	- 9.253
MB5	9.109	9.053	9.002	8.963	8.831
MA7	- 8.537	- 8.583	- 8.634	- 8.673	- 8.804
MB7	8.882	8.835	8.785	8.746	8.614
MA9	- 8.094	- 8.059	- 8.109	- 8.148	- 8.280
MB9	8.437	8.472	8.422	8.383	8.251
MA11	- 7.507	- 7.432	- 7.480	- 7.519	- 7.650
MB11	7.915	7.990	7.942	7.902	7.772
MA13	- 6.805	- 6.709	- 6.743	- 6.783	- 6.913
MB13	7.286	7.381	7.347	7.308	7.178
MA15	- 5.991	- 5.979	- 5.900	- 5.938	- 6.069
MB15	6.546	6.558	6.638	6.599	6.469
MA17	- 5.067	- 5.065	- 4.950	- 4.987	- 5.118
MB17	5.695	5.697	5.812	5.775	5.644
MA19	- 4.031	- 4.031	- 3.908	- 3.930	- 4.062
MB19	4.733	4.734	4.856	4.835	4.702
MA21	- 2.887	- 2.887	- 2.872	- 2.768	- 2.902
MB21	3.659	3.659	3.674	3.778	3.642
MA23	- 1.647	- 1.647	- 1.645	- 1.518	- 1.653
MB23	2.458	2.658	2.460	2.588	2.451
MA25	- 0.414	- 0.414	- 0.414	- 0.293	- 0.416
MB25	1.028	1.028	1.029	1.149	1.023
MA27	16.192	16.192	16.192	16.192	16.187
MA28	17.928	17.927	17.927	17.927	17.919
MA29	17.646	17.636	17.635	17.635	17.629
MA30	16.976	16.894	16.894	16.894	16.892
MA31	15.944	15.404	15.902	15.902	15.905
MA32	14.720	14.699	14.685	14.685	14.690
MA33	13.277	13.360	13.247	13.246	13.250
MA34	11.612	11.623	11.588	11.586	11.587
MA35	9.727	9.728	9.720	9.705	9.706
MA36	7.620	7.621	7.728	7.604	7.604
MA37	5.306	5.306	5.319	5.296	5.295
MA38	2.872	2.872	2.874	2.881	2.867
MA39	1.028	1.028	1.029	1.149	1.023

Marco de diecisiete entrepisos

NEC	3	6	9	12	15	17
ψ ₀	0.091	0.094	0.096	0.098	0.100	0.107
ψ ₁	0.102	0.107	0.112	0.116	0.119	0.135
ψ ₂	0.101	0.109	0.115	0.121	0.126	0.149
ψ ₃	0.097	0.106	0.115	0.123	0.130	0.161
ψ ₄	0.094	0.101	0.113	0.122	0.131	0.170
ψ ₅	0.090	0.094	0.108	0.120	0.129	0.176
ψ ₆	0.085	0.086	0.101	0.114	0.126	0.180
ψ ₇	0.080	0.080	0.091	0.107	0.120	0.183
ψ ₈	0.074	0.074	0.080	0.098	0.113	0.183
ψ ₉	0.067	0.067	0.068	0.087	0.103	0.181
ψ ₁₀	0.060	0.060	0.060	0.074	0.091	0.177
ψ ₁₁	0.051	0.051	0.051	0.059	0.078	0.172
ψ ₁₂	0.043	0.043	0.043	0.043	0.064	0.165
ψ ₁₃	0.033	0.033	0.033	0.033	0.047	0.157
ψ ₁₄	0.023	0.023	0.023	0.023	0.030	0.147
ψ ₁₅	0.012	0.012	0.012	0.012	0.013	0.137
ψ ₁₆	0.004	0.004	0.004	0.004	0.004	0.129
ΔE1	0.291	0.295	0.298	0.301	0.303	0.315
ΔE2	0.444	0.454	0.464	0.473	0.481	0.516
ΔE3	0.456	0.474	0.491	0.506	0.518	0.577
ΔE4	0.445	0.470	0.493	0.514	0.531	0.613
ΔE5	0.430	0.455	0.485	0.512	0.534	0.639
ΔE6	0.413	0.432	0.468	0.501	0.528	0.656
ΔE7	0.394	0.402	0.444	0.483	0.514	0.666
ΔE8	0.372	0.373	0.412	0.456	0.493	0.668
ΔE9	0.346	0.346	0.373	0.423	0.465	0.663
ΔE10	0.317	0.317	0.328	0.383	0.429	0.651
ΔE11	0.285	0.285	0.287	0.336	0.387	0.632
ΔE12	0.250	0.250	0.250	0.282	0.338	0.607
ΔE13	0.212	0.212	0.212	0.224	0.284	0.576
ΔE14	0.170	0.170	0.170	0.172	0.224	0.539
ΔE15	0.126	0.126	0.126	0.126	0.159	0.497
ΔE16	0.078	0.078	0.078	0.078	0.091	0.452
ΔE17	0.034	0.034	0.034	0.034	0.035	0.408
ΔTE1	1.164	1.178	1.191	1.203	1.213	1.260
ΔTE2	2.937	2.995	3.049	3.096	3.135	3.323
ΔTE3	4.763	4.893	5.014	5.120	5.208	5.629
ΔTE4	6.544	6.771	6.986	7.176	7.332	8.081
ΔTE5	8.262	8.590	8.926	9.222	9.466	10.636
ΔTE6	9.914	10.316	10.799	11.226	11.577	13.261
ΔTE7	11.490	11.922	12.575	13.156	13.634	15.926

TE8	12.976	13.412	14.223	14.982	15.607	18.600
TE9	14.359	14.796	15.714	16.674	17.466	21.253
TE10	15.628	16.065	17.026	18.205	19.182	23.858
TE11	16.769	17.206	18.173	19.547	20.730	26.387
TE12	17.769	18.206	19.173	20.676	22.083	28.816
TE13	18.615	19.052	20.020	21.574	23.218	31.119
TE14	19.296	19.733	20.701	22.261	24.112	33.275
TE15	19.798	20.235	21.203	22.763	24.747	35.264
TE16	20.111	20.548	21.516	23.077	25.112	37.071
TE17	20.247	20.684	21.651	23.212	25.253	38.702
MA1	-16.044	-16.141	-16.231	-16.310	-16.375	-16.689
MB1	8.706	8.604	8.519	8.440	8.375	8.061
MA3	-12.737	-12.833	-12.923	-13.003	-13.068	-13.382
MB3	11.842	11.745	11.655	11.576	11.511	11.197
MA5	-12.075	-12.170	-12.260	-12.339	-12.404	-12.718
MB5	12.161	12.067	11.977	11.897	11.831	11.518
MA7	-11.690	-11.767	-11.857	-11.937	-12.002	-12.315
MB7	12.033	11.955	11.865	11.786	11.720	11.407
MA9	-11.381	-11.325	-11.415	-11.494	-11.560	-11.873
MB9	11.656	11.712	11.623	11.543	11.477	11.165
MA11	-10.932	-10.808	-10.894	-10.974	-11.039	-11.352
MB11	11.249	11.373	11.287	11.207	11.142	10.829
MA13	-10.391	-10.230	-10.291	-10.371	-10.436	-10.749
MB13	10.762	10.923	10.862	10.782	10.717	10.404
MA15	-9.763	-9.743	-9.606	-9.686	-9.751	-10.064
MB15	10.191	10.213	10.348	10.269	10.203	9.890
MA17	-9.049	-9.047	-8.843	-8.918	-8.984	-9.297
MB17	9.535	9.537	9.741	9.666	9.600	9.287
MA19	-8.250	-8.250	-8.025	-8.069	-8.135	-8.448
MB19	8.792	8.793	9.018	8.973	8.908	8.595
MA21	-7.365	-7.365	-7.334	-7.140	-7.205	-7.518
MB21	7.965	7.965	7.993	8.190	8.125	7.812
MA23	-6.395	-6.395	-6.391	-6.133	-6.194	-6.507
MB23	7.051	7.051	7.055	7.312	7.251	6.938
MA25	-5.338	-5.338	-5.338	-5.075	-5.104	-5.416
MB25	6.052	6.052	6.052	6.315	6.287	5.974
MA27	-4.197	-4.197	-4.197	-4.163	-3.934	-4.246
MB27	4.967	4.967	4.967	5.000	5.229	4.917
MA29	-2.971	-2.971	-2.971	-2.967	-2.691	-2.999
MB29	3.794	3.794	3.794	3.799	4.075	3.767
MA31	-1.676	-1.676	-1.676	-1.675	-1.410	-1.688
MB31	2.521	2.521	2.521	2.521	2.786	2.509

MA33	- 0.413	- 0.413	- 0.413	- 0.413	- 0.380	- 0.417
MB33	1.043	1.043	1.043	1.043	1.076	1.039
MA35	21.443	21.443	21.442	21.442	21.441	21.443
MA36	23.917	23.915	23.912	23.914	23.912	23.915
MA37	23.851	23.834	23.834	23.833	23.830	23.834
MA38	23.414	23.280	23.280	23.279	23.277	23.280
MA39	22.589	22.520	22.520	22.516	22.515	22.517
MA40	21.640	21.603	21.578	21.578	21.578	21.578
MA41	20.525	20.666	20.469	20.468	20.468	20.468
MA42	19.241	19.258	19.191	19.187	19.188	19.187
MA43	17.785	17.787	17.766	17.736	17.736	17.735
MA44	16.157	16.158	16.354	16.113	16.113	16.112
MA45	14.359	14.359	14.384	14.324	14.319	14.319
MA46	12.389	12.389	12.392	12.388	12.354	12.355
MA47	10.248	10.249	10.249	10.478	10.220	10.220
MA48	7.938	7.938	7.938	7.967	9.919	7.916
MA49	5.470	5.470	5.470	5.474	5.484	5.455
MA50	2.934	2.934	2.934	2.934	3.166	2.925
MA51	1.043	1.043	1.043	1.043	1.076	1.039

Marco de veintiumo entrepisos

NEC	3	6	9	12	15	18	21
Y1	0.081	0.083	0.086	0.088	0.090	0.092	0.099
Y2	0.091	0.096	0.101	0.105	0.109	0.113	0.130
Y3	0.090	0.098	0.105	0.112	0.118	0.124	0.151
Y4	0.087	0.097	0.106	0.116	0.124	0.131	0.169
Y5	0.085	0.093	0.105	0.117	0.127	0.136	0.184
Y6	0.083	0.088	0.102	0.116	0.128	0.139	0.198
Y7	0.080	0.081	0.097	0.113	0.127	0.139	0.209
Y8	0.077	0.077	0.090	0.108	0.124	0.138	0.218
Y9	0.073	0.073	0.081	0.101	0.119	0.135	0.225
Y10	0.070	0.070	0.070	0.092	0.113	0.130	0.230
Y11	0.065	0.065	0.065	0.082	0.104	0.123	0.234
Y12	0.061	0.061	0.061	0.069	0.094	0.115	0.237
Y13	0.056	0.056	0.056	0.057	0.082	0.105	0.236
Y14	0.050	0.050	0.050	0.050	0.068	0.093	0.235
Y15	0.044	0.044	0.044	0.044	0.054	0.080	0.233
Y16	0.038	0.038	0.038	0.038	0.039	0.066	0.230
Y17	0.031	0.031	0.031	0.031	0.031	0.050	0.224
Y18	0.024	0.024	0.024	0.024	0.024	0.034	0.218
Y19	0.016	0.016	0.016	0.016	0.016	0.018	0.211
Y20	0.009	0.009	0.009	0.009	0.009	0.009	0.203
Y21	0.003	0.003	0.003	0.003	0.003	0.003	0.148
ΔE1	0.256	0.260	0.263	0.267	0.270	0.273	0.293
ΔE2	0.392	0.403	0.414	0.424	0.434	0.441	0.488
ΔE3	0.405	0.424	0.443	0.460	0.475	0.488	0.563
ΔE4	0.397	0.423	0.449	0.473	0.494	0.513	0.618
ΔE5	0.387	0.414	0.447	0.477	0.505	0.529	0.665
ΔE6	0.377	0.397	0.437	0.475	0.508	0.537	0.704
ΔE7	0.366	0.374	0.421	0.465	0.505	0.539	0.736
ΔE8	0.353	0.354	0.398	0.449	0.495	0.534	0.763
ΔE9	0.339	0.339	0.368	0.426	0.478	0.522	0.783
ΔE10	0.322	0.322	0.334	0.397	0.455	0.505	0.797
ΔE11	0.304	0.304	0.305	0.362	0.426	0.481	0.807
ΔE12	0.283	0.283	0.284	0.321	0.391	0.451	0.805
ΔE13	0.261	0.261	0.261	0.276	0.351	0.416	0.803
ΔE14	0.237	0.237	0.237	0.239	0.305	0.375	0.795
ΔE15	0.212	0.212	0.212	0.212	0.254	0.330	0.781
ΔE16	0.184	0.184	0.184	0.184	0.201	0.280	0.763
ΔE17	0.155	0.155	0.155	0.155	0.157	0.225	0.740
ΔE18	0.124	0.124	0.124	0.124	0.124	0.167	0.714
ΔE19	0.091	0.091	0.091	0.091	0.091	0.107	0.682
ΔE20	0.056	0.056	0.056	0.056	0.056	0.058	0.649
ΔE21	0.024	0.024	0.024	0.024	0.024	0.024	0.617

NEC	3	6	9	12	15	18	21
ΔTE1	1.024	1.039	1.054	1.068	1.080	1.090	1.172
ΔTE2	2.590	2.652	2.710	2.765	2.814	2.856	3.124
ΔTE3	4.210	4.348	4.480	4.603	4.713	4.807	5.376
ΔTE4	5.799	6.041	6.276	6.495	6.690	6.858	7.848
ΔTE5	7.346	7.695	8.063	8.404	8.709	8.972	10.508
ΔTE6	8.855	9.283	9.812	10.303	10.743	11.121	13.324
ΔTE7	10.319	10.780	11.495	12.164	12.763	13.277	16.268
ΔTE8	11.732	12.197	13.086	13.960	14.742	15.413	19.320
ΔTE9	13.086	13.552	14.559	15.665	16.655	17.504	22.452
ΔTE10	14.374	14.840	15.895	17.253	18.475	19.523	25.640
ΔTE11	15.588	16.054	17.116	18.700	20.179	21.448	28.868
ΔTE12	16.722	17.188	18.250	19.984	21.744	23.253	32.088
ΔTE13	17.767	18.233	19.295	21.089	23.146	24.917	35.304
ΔTE14	18.717	19.183	20.245	22.046	24.365	26.419	38.484
ΔTE15	19.564	20.030	21.092	22.894	25.381	27.738	41.608
ΔTE16	20.300	20.766	21.829	23.631	26.184	28.857	44.660
ΔTE17	20.919	21.385	22.448	24.250	26.812	29.758	47.120
ΔTE18	21.413	21.879	22.942	24.744	27.307	30.426	50.476
ΔTE19	21.776	22.241	23.304	25.106	27.669	30.856	53.204
ΔTE20	22.000	22.466	23.529	25.331	27.894	31.089	55.800
ΔTE21	22.097	22.563	23.625	25.427	27.990	31.187	58.268
MA1	-19.962	-20.108	-20.248	-20.377	-20.493	-20.593	-21.177
MB1	10.788	10.642	10.502	10.373	10.257	10.157	9.525
MA3	-15.888	-16.034	-16.173	-16.303	-16.418	-16.518	-17.106
MB3	14.722	14.577	14.437	14.308	14.192	14.092	13.511
MA5	-15.136	-15.278	-15.418	-15.548	-15.664	-15.763	-16.333
MB5	15.196	15.053	14.913	14.784	14.668	14.569	13.995
MA7	-14.767	-14.884	-15.024	-15.153	-15.269	-15.369	-15.939
MB7	15.146	15.029	14.890	14.760	14.643	14.545	13.970
MA9	-14.559	-14.476	-14.615	-14.745	-14.861	-14.960	-15.534
MB9	14.796	14.879	14.740	14.610	14.494	14.395	13.817
MA11	-14.200	-14.012	-14.146	-14.276	-14.392	-14.491	-15.069
MB11	14.459	14.646	14.512	14.382	14.266	14.167	13.584
MA13	-13.760	-13.515	-13.611	-13.741	-13.857	-13.956	-14.538
MB13	14.062	14.306	14.211	14.081	13.965	13.865	13.279
MA15	-13.248	-13.217	-13.010	-13.139	-13.255	-13.354	-13.940
MB15	13.597	13.628	13.836	13.707	13.591	13.491	12.902
MA17	-12.667	-12.663	-12.348	-12.470	-12.586	-12.686	-13.275
NB17	13.062	13.056	13.382	13.259	13.143	13.044	12.451
MA19	-12.017	-12.016	-11.663	-11.736	-11.622	-11.952	-12.544
MB19	12.458	12.459	12.812	12.738	12.622	12.523	11.928
MA21	-11.296	-11.296	-11.251	-10.938	-11.053	-11.153	-11.747
MB21	11.784	11.784	11.829	12.142	12.027	11.927	11.331

NEC	3	6	9	12	15	18	21
MA23	-10.501	-10.506	-10.500	-10.081	-10.189	-10.289	-10.885
MB23	11.040	11.040	11.046	11.465	11.357	11.258	10.658
MA25	- 9.646	- 9.646	- 9.645	- 9.208	- 9.261	- 9.360	- 9.959
MB25	10.227	10.227	10.228	10.664	10.612	10.512	9.914
MA27	- 8.716	- 8.716	- 8.716	- 8.660	- 8.269	- 8.368	- 8.965
MB27	9.344	9.344	9.344	9.399	9.790	9.692	9.092
MA29	- 7.717	- 7.717	- 7.717	- 7.710	- 7.221	- 7.312	- 7.910
MB29	8.391	8.391	8.391	8.348	8.886	8.795	8.197
MA31	- 6.647	- 6.647	- 6.647	- 6.647	- 6.161	- 6.193	- 6.790
MB31	7.368	7.368	7.368	7.369	7.854	7.822	7.226
MA33	- 5.509	- 5.509	- 5.509	- 5.508	- 5.447	- 5.013	- 5.607
MB33	6.276	6.276	6.276	6.276	6.337	6.771	6.182
MA35	- 4.300	- 4.300	- 4.300	- 4.300	- 4.292	- 3.777	- 4.361
MB35	5.113	5.113	5.113	5.113	5.121	5.637	5.050
MA37	- 3.024	- 3.024	- 3.024	- 3.024	- 3.023	- 2.530	- 3.054
MB37	3.879	3.879	3.879	3.879	3.880	4.373	3.839
MA39	- 1.693	- 1.693	- 1.693	- 1.693	- 1.693	- 1.631	- 1.703
MB39	2.560	2.560	2.560	2.560	2.560	2.623	2.548
MA41	- 0.412	- 0.412	- 0.412	- 0.412	- 0.412	- 0.404	- 0.415
MB41	1.052	1.052	1.052	1.052	1.052	1.059	1.049
MA43	26.676	26.675	26.675	26.675	26.672	26.675	26.631
MA44	29.858	29.855	28.855	29.854	29.850	29.855	29.844
MA45	29.962	29.937	29.937	29.935	29.931	29.936	29.934
MA46	29.706	29.506	29.505	29.503	29.500	29.504	29.504
MA47	28.996	28.891	28.887	28.885	28.884	28.885	28.886
MA48	28.218	28.161	28.123	28.122	28.122	28.121	28.122
MA49	27.310	27.524	27.221	27.219	27.220	27.218	27.219
MA50	26.264	26.291	26.183	26.178	26.179	26.176	26.177
MA51	25.079	25.082	25.045	24.996	24.997	24.995	24.995
MA52	23.754	23.755	24.063	23.677	23.675	23.675	23.675
MA53	22.290	22.290	22.329	22.114	22.215	22.215	22.216
MA54	20.686	20.686	20.691	20.674	20.616	20.616	20.617
MA55	18.943	18.943	18.943	19.325	18.879	18.878	18.879
MA56	17.060	17.060	17.060	17.109	17.009	17.001	17.007
MA57	15.038	15.038	15.038	15.044	15.046	14.986	14.987
MA58	12.876	12.876	12.876	12.877	13.301	12.832	12.833
MA59	10.576	10.576	10.576	10.576	10.629	10.546	10.543
MA60	8.137	8.137	8.137	8.137	8.144	8.166	8.104
MA61	5.572	5.572	5.572	5.572	5.573	6.003	5.542
MA62	2.972	2.972	2.972	2.972	2.972	3.027	2.963
MA63	1.052	1.052	1.052	1.052	1.052	1.059	10.049

Marco de veintiseis entrepisos

NEC	4	8	12	16	20	24	26
①	0.074	0.078	0.081	0.084	0.087	0.089	0.101
②	0.085	0.092	0.099	0.105	0.110	0.115	0.139
③	0.085	0.096	0.106	0.116	0.123	0.131	0.168
④	0.083	0.097	0.111	0.124	0.134	0.144	0.193
⑤	0.079	0.096	0.113	0.129	0.142	0.155	0.216
⑥	0.077	0.093	0.114	0.132	0.148	0.163	0.237
⑦	0.075	0.088	0.112	0.134	0.152	0.170	0.256
⑧	0.074	0.081	0.108	0.133	0.154	0.174	0.272
⑨	0.072	0.072	0.102	0.131	0.154	0.176	0.288
⑩	0.069	0.069	0.094	0.126	0.153	0.177	0.301
⑪	0.067	0.067	0.085	0.120	0.149	0.176	0.312
⑫	0.064	0.064	0.074	0.112	0.144	0.173	0.323
⑬	0.061	0.061	0.062	0.102	0.137	0.268	0.331
⑭	0.058	0.058	0.058	0.090	0.128	0.161	0.337
⑮	0.054	0.054	0.054	0.077	0.118	0.153	0.342
⑯	0.050	0.050	0.050	0.063	0.106	0.144	0.345
⑰	0.047	0.047	0.047	0.048	0.093	0.139	0.348
⑱	0.042	0.042	0.042	0.043	0.078	0.120	0.348
⑲	0.038	0.038	0.038	0.038	0.063	0.107	0.347
⑳	0.033	0.033	0.033	0.033	0.046	0.092	0.346
㉑	0.028	0.028	0.028	0.028	0.030	0.077	0.343
㉒	0.023	0.023	0.023	0.023	0.023	0.060	0.339
㉓	0.018	0.018	0.018	0.018	0.018	0.043	0.334
㉔	0.012	0.012	0.012	0.012	0.012	0.025	0.330
㉕	0.006	0.006	0.006	0.006	0.006	0.008	0.325
㉖	0.002	0.002	0.002	0.002	0.002	0.002	0.320
ΔE1	0.233	0.239	0.244	0.248	0.252	0.256	0.280
ΔE2	0.360	0.376	0.392	0.406	0.417	0.429	0.485
ΔE3	0.376	0.403	0.429	0.452	0.471	0.491	0.582
ΔE4	0.372	0.410	0.446	0.479	0.505	0.533	0.659
ΔE5	0.361	0.408	0.455	0.497	0.531	0.566	0.729
ΔE6	0.350	0.400	0.457	0.509	0.551	0.593	0.793
ΔE7	0.343	0.385	0.453	0.514	0.564	0.613	0.850
ΔE8	0.335	0.364	0.441	0.512	0.571	0.627	0.902
ΔE9	0.327	0.339	0.424	0.505	0.572	0.635	0.947
ΔE10	0.317	0.318	0.400	0.491	0.566	0.636	0.986
ΔE11	0.306	0.306	0.372	0.471	0.555	0.631	1.020
ΔE12	0.294	0.294	0.337	0.445	0.537	0.621	1.048
ΔE13	0.281	0.281	0.298	0.414	0.514	0.605	1.071
ΔE14	0.267	0.267	0.269	0.377	0.486	0.583	1.088
ΔE15	0.252	0.252	0.252	0.335	0.452	0.556	1.101
ΔE16	0.236	0.236	0.236	0.288	0.414	0.524	1.109
ΔE17	0.218	0.218	0.218	0.239	0.371	0.488	1.108

NEC	4	8	12	16	20	24	26
ΔE18	0.200	0.200	0.200	0.203	0.323	0.447	1.107
ΔE19	0.180	0.180	0.180	0.181	0.272	0.401	1.103
ΔE20	0.160	0.160	0.160	0.160	0.217	0.352	1.093
ΔE21	0.138	0.138	0.138	0.138	0.160	0.299	1.080
ΔE22	0.116	0.116	0.116	0.116	0.118	0.243	1.063
ΔE23	0.092	0.092	0.092	0.092	0.092	0.185	1.043
ΔE24	0.067	0.067	0.067	0.067	0.067	0.124	1.020
ΔE25	0.041	0.041	0.041	0.041	0.041	0.063	0.996
ΔE26	0.018	0.018	0.018	0.018	0.018	0.020	0.974
ΔTE1	0.933	0.955	0.975	0.994	1.009	1.025	1.120
ΔTE2	2.372	2.459	2.542	2.616	2.676	2.740	3.060
ΔTE3	3.875	4.071	4.256	4.425	4.560	4.702	5.388
ΔTE4	5.372	5.710	6.040	6.340	6.581	6.832	8.024
ΔTE5	6.805	7.343	7.859	8.328	8.707	9.097	10.940
ΔTE6	8.205	8.944	9.687	10.363	10.911	11.470	14.112
ΔTE7	9.577	10.485	11.496	12.418	13.168	13.923	17.512
ΔTE8	10.918	11.942	13.262	14.468	15.452	16.431	21.120
ΔTE9	12.225	13.296	14.859	16.486	17.738	18.970	24.908
ΔTE10	13.492	14.570	16.563	18.449	20.002	21.514	28.852
ΔTE11	14.716	15.795	18.049	20.333	22.220	24.040	32.932
ΔTE12	15.893	16.972	19.396	22.113	24.369	26.523	37.124
ΔTE13	17.018	18.096	20.588	23.768	26.426	28.942	41.408
ΔTE14	18.086	19.165	21.665	25.275	28.369	31.275	45.760
ΔTE15	19.094	20.172	22.674	26.615	30.178	33.005	50.164
ΔTE16	20.037	21.115	23.617	27.767	31.833	35.598	54.600
ΔTE17	20.910	21.989	24.491	28.723	33.316	37.549	59.032
ΔTE18	21.710	22.789	25.290	29.533	34.609	39.336	63.463
ΔTE19	22.432	23.511	26.012	30.256	35.695	40.941	67.872
ΔTE20	23.072	24.150	26.652	30.896	36.562	42.350	72.244
ΔTE21	23.625	24.703	27.205	31.449	37.202	43.548	76.564
ΔTE22	24.087	25.166	27.667	31.912	37.675	44.522	80.816
ΔTE23	24.454	25.053	28.034	32.278	38.044	45.260	84.988
ΔTE24	24.721	25.808	28.302	32.546	38.311	45.755	89.068
ΔTE25	24.887	25.965	28.467	32.711	38.477	46.007	93.052
ΔTE26	24.957	26.036	28.538	32.782	38.547	46.089	96.948
MA1	-24.938	-25.223	-25.492	-25.736	-25.631	-26.139	-27.106
MB1	13.312	13.028	12.758	12.514	12.318	12.111	10.996
MA3	-19.892	-20.176	-20.446	-20.690	-20.886	-21.093	-22.010
MB3	18.245	17.961	17.691	17.446	17.249	17.044	15.986
MA5	-19.002	-19.285	-19.555	-19.801	-19.999	-20.202	-21.129
MB5	18.909	18.625	18.356	18.109	17.909	17.708	16.653
MA7	-18.594	-18.873	-19.142	-19.389	-19.591	-19.789	-20.737
MB7	18.977	18.699	18.429	18.181	17.977	17.782	16.731

MA9	-18.238	-18.472	-18.742	-18.990	-19.195	-19.389	-20.332
MB9	18.380	18.646	18.977	18.127	17.920	17.730	16.679
MA11	-18.143	-18.029	-18.296	-18.544	-18.753	-18.943	-19.886
MB11	18.410	18.529	18.357	18.008	17.796	17.610	16.560
MA13	-17.810	-17.528	-17.796	-18.045	-18.257	-18.443	-19.385
MB13	18.063	18.346	18.077	17.829	17.613	17.431	16.379
MA15	-17.399	-18.984	-17.244	-17.492	-17.707	-17.890	-18.833
MB15	17.683	18.098	17.838	17.590	17.372	17.192	16.141
MA17	-16.298	-16.447	-16.637	-16.885	-17.102	-17.234	-18.227
MB17	17.248	17.723	17.538	17.291	17.072	16.892	15.842
MA19	-16.400	-16.339	-15.979	-16.226	-16.444	-16.624	-17.566
MB19	16.758	16.819	17.179	16.932	16.718	16.533	15.483
MA21	-15.815	-15.807	-15.269	-15.514	-15.733	-15.913	-16.859
MB21	16.211	16.219	16.757	16.512	16.292	16.113	15.059
MA23	-15.174	-15.173	-14.517	-14.751	-14.970	-15.149	-16.097
MB23	15.607	15.608	16.264	16.030	15.810	15.632	14.577
MA25	-14.476	-14.476	-13.792	-13.936	-14.156	-14.334	-15.284
MB25	14.947	14.947	15.631	15.486	15.266	15.089	14.031
MA27	-13.721	-13.721	-13.635	-13.071	-13.292	-13.468	-14.419
MB27	14.231	14.231	14.317	14.881	14.660	14.484	13.425
MA29	-12.910	-12.910	-12.899	-12.156	-12.377	-12.552	-13.503
MB29	13.457	13.457	13.468	14.211	13.989	13.816	12.756
MA31	-12.043	-12.043	-12.041	-11.203	-11.413	-11.585	-12.536
MB31	12.627	12.627	12.629	13.467	13.255	13.086	12.025
MA33	-11.119	-11.119	-11.118	-10.289	-10.399	-10.568	-11.520
MB33	11.741	11.741	11.741	12.571	12.459	12.292	11.231
MA35	-10.138	-10.138	-10.138	-10.033	-9.336	-9.502	-10.453
MB35	10.798	10.798	10.798	10.903	11.598	11.434	10.375
MA37	-9.100	-9.100	-9.100	-9.087	-8.224	-8.387	-9.339
MB37	9.798	9.798	9.798	9.812	10.673	10.511	9.451
MA39	-8.007	-8.007	-8.007	-8.005	-7.076	-7.224	-8.175
MB39	8.742	8.742	8.742	8.744	9.672	9.525	8.464
MA41	-6.856	-6.856	-6.856	-6.856	-5.970	-6.013	-6.963
MB41	7.629	7.629	7.629	7.630	8.515	8.472	7.414
MA43	-5.649	-5.649	-5.649	-5.649	-5.537	-4.754	-5.703
MB43	6.460	6.460	6.460	6.460	6.572	7.354	6.298
MA45	-4.386	-4.386	-4.386	-4.386	-4.371	-3.450	-4.397
MB45	5.234	5.234	5.234	5.234	5.248	6.169	5.115
MA47	-3.067	-3.067	-3.067	-3.067	-3.066	-2.113	-3.048
MB47	3.949	3.949	3.949	3.949	3.951	4.904	3.864
MA49	-1.708	-1.708	-1.708	-1.708	-1.708	-0.830	-1.674
MB49	2.592	2.592	2.592	2.592	2.593	3.471	2.567
MA51	-0.412	-0.412	-0.412	-0.412	-0.412	-0.302	-0.416
MB51	1.060	1.060	1.060	1.060	1.060	1.169	1.047
MA53	33.204	33.203	33.203	33.195	33.187	33.203	33.007
MA54	37.247	37.246	37.246	37.231	37.213	37.246	37.115

MA55	37.503	37.497	37.497	37.480	37.450	37.498	37.390
MA56	37.215	37.170	37.170	37.155	37.116	37.171	37.063
MA57	37.022	36.671	36.670	36.661	36.616	36.672	36.565
MA58	36.220	36.051	36.051	36.043	36.001	36.053	35.945
MA59	35.422	35.129	35.128	35.120	35.278	35.321	35.212
MA60	34.610	34.544	34.472	34.477	34.444	34.475	34.368
MA61	33.648	34.067	33.514	33.519	33.496	33.517	33.408
MA62	32.573	32.626	32.444	32.447	32.433	32.446	32.342
MA63	31.384	31.391	31.271	31.260	31.253	31.262	31.155
MA64	30.083	30.084	30.054	29.962	29.955	29.966	29.861
MA65	29.668	28.660	29.265	28.552	28.541	28.557	28.450
MA66	27.141	27.141	27.217	27.031	27.012	27.035	26.928
MA67	25.500	25.500	25.510	25.410	25.371	25.401	25.292
MA68	23.745	23.746	23.747	23.753	23.620	23.654	23.545
MA69	21.879	21.879	21.879	22.602	21.760	21.794	21.684
MA70	19.898	19.898	19.898	19.990	19.793	19.821	19.711
MA71	17.805	17.805	17.805	17.816	17.726	17.735	17.625
MA72	15.598	15.598	15.598	15.600	15.628	15.537	15.426
MA73	13.278	13.278	13.278	13.278	14.048	13.227	13.117
MA74	10.845	10.845	10.845	10.845	10.942	10.805	10.694
MA75	8.301	8.301	8.301	8.301	8.313	8.281	8.161
MA76	5.657	5.657	5.657	5.657	5.658	5.734	5.535
MA77	3.004	3.004	3.004	3.004	3.004	3.772	2.938
MA78	1.060	1.060	1.060	1.060	1.060	1.169	1.047

CAPITULO 6

Conclusiones

Las comparaciones que se pueden hacer de los resultados obtenidos en este trabajo son muchas, pueden ser tantas como respuestas se listan de un tipo de análisis. Como no tiene ningún -- sentido práctico hacer todas las comparaciones posibles, en -- principio se recomienda al lector cotejar las diferentes res-- puestas de los análisis para un mismo elemento, de donde podrá sacar sus propias conclusiones.

En este capítulo se trata de ilustrar las diferencias a -- que llevaron las diversas consideraciones en los análisis, pa-- ra hacerlo se seleccionaron algunas comparaciones que se toman como características e importantes, lo que no quiere decir que sean las únicas.

En seguida se correlacionan los desplazamientos laterales obtenidos de los análisis. Primero se comparan los despla-- zamientos relativos obtenidos sin consideraciones de deformación axial y considerándola sólo en las columnas. Estas compara-- ciones están referidas al análisis de consideraciones totales-- del capítulo 4, el que se ha tomado como teóricamente más pre-- ciso. Con relación a lo anterior, en las primeras dos gráfi-- cas se muestran las diferencias a que condujeron el considerar en su totalidad y no considerar las deformaciones axiales en -- los marcos, en desplazamientos relativos por nivel.

Posteriormente se comparan con el mismo criterio los des-- plazamientos absolutos totales, y en relación a esto la gráfi-- ca 3 muestra las diferencias obtenidas de considerar en su to-- talidad y no considerar las deformaciones axiales en los mar-- cos, en desplazamientos absolutos totales por nivel.

En la última correlación de desplazamientos laterales, se obtuvieron las relaciones porcentuales de las respuestas máxi-- mas de todos los análisis, tomando como variante para un mismo marco, el número de entrepisos en que se considera que los ele-- mentos verticales pueden sufrir deformaciones axiales. Para -- visualizar ésto, las gráficas 4 y 5 muestran las diferencias.

Por último se relacionan los momentos resistentes inter-- nos, confrontando la precisión porcentual obtenida de los aná-- lisis sin considerar deformaciones axiales y considerándolas -- sólo en las columnas, lo que está referido a la consideración--

total. De estos resultados se puede inferir que la precisión obtenida es muy buena, y la mayoría de los resultados están -- del lado de la seguridad.

Se puede apreciar que en el análisis sin consideración de deformaciones axiales, el extremo en que se presentan diferencias apreciables del lado inseguro, es el de A de las barras - verticales, de los cuales el más crítico es el que está unido al apoyo. Siendo estos últimos momentos los que se grafican - en las esquemas finales, para cada marco, obtenido de los diferentes análisis, tomando como parámetro NEC.

Es importante señalar, que aunque el análisis sin consideraciones axiales nos conduce a elementos mecánicos muy semejantes a los teóricamente precisos, también nos puede llevar a -- desplazamientos muy por debajo de los calculados con mayores - consideraciones y por ende a despreciar efectos de segundo orden que pueden ser significativos.

Comparación de desplazamientos relativos laterales en %

SCDA = Sin considerar deformación axial

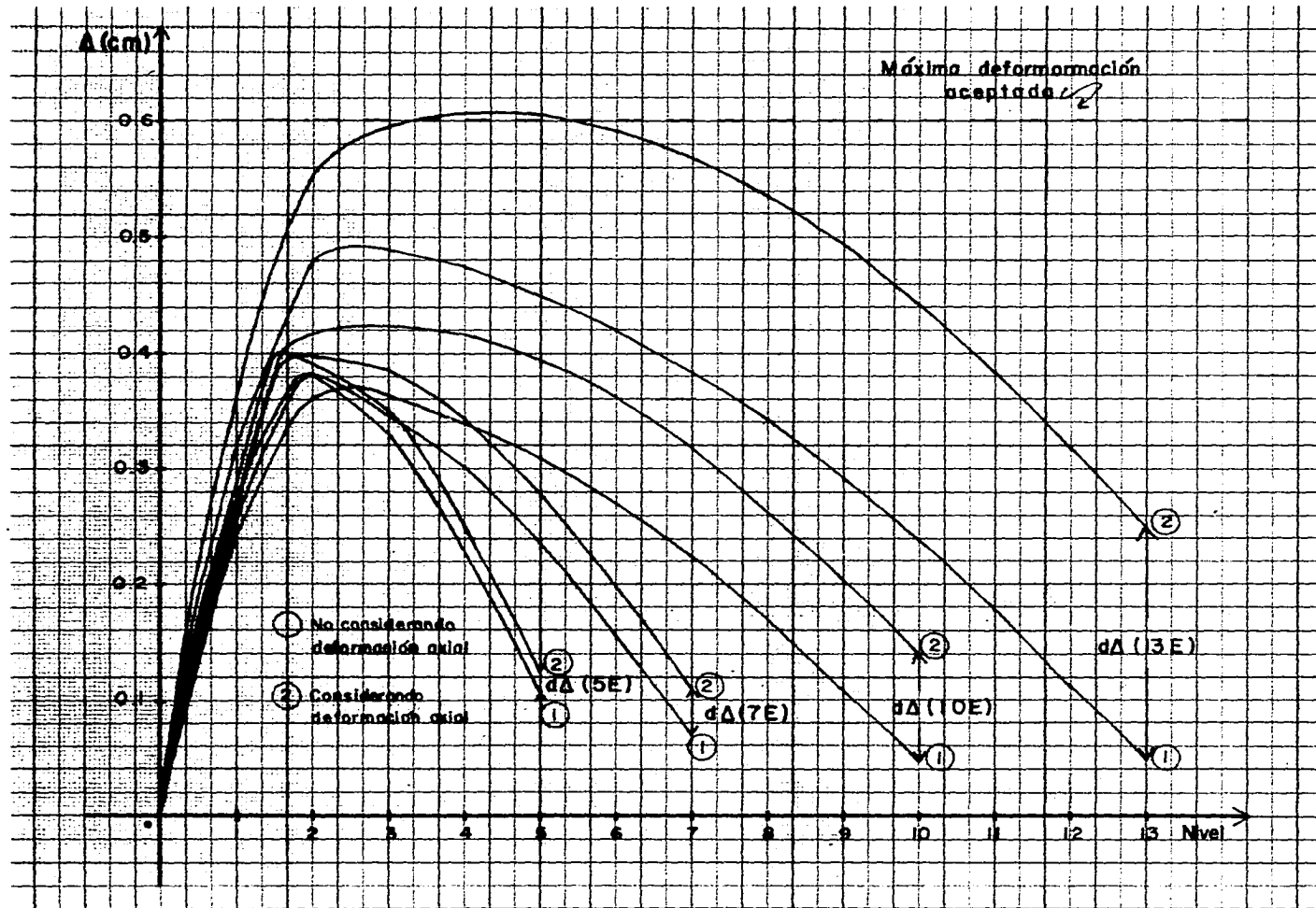
CDAC = Considerando deformación axial en columnas

MIE = Marco de un entrepiso

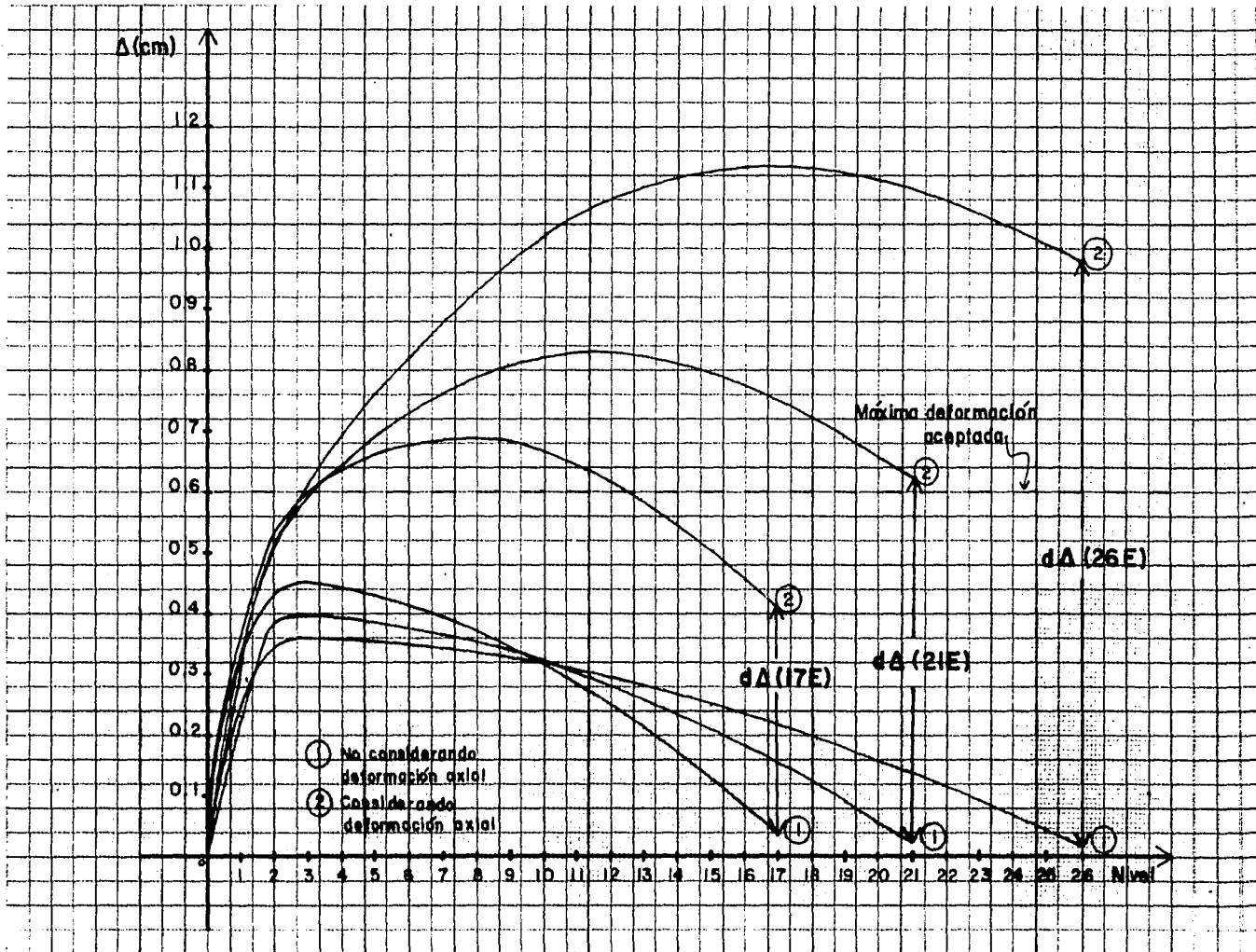
E1 = Entrepiso uno

	SCDA	CDAC		SCDA	CDAC		SCDA	CDAC
	%	%		%	%		%	%
M1E			E2	86.5	96.0	E6	51.5	96.2
E1	99.7	100.0	E3	82.1	96.1	E7	47.9	96.3
M2E			E4	78.1	96.0	E8	44.7	96.6
E1	97.7	98.1	E5	74.4	96.0	E9	41.9	96.8
E2	97.8	98.7	E6	70.9	97.0	E10	39.2	97.1
M3E			E7	67.3	97.2	E11	36.7	97.5
E1	96.9	97.3	E8	63.6	97.6	E12	34.2	97.2
E2	96.7	98.0	E9	59.1	98.0	E13	31.7	97.6
E3	95.7	98.2	E10	53.7	98.4	E14	29.2	97.9
M5E			E11	46.2	98.7	E15	26.5	98.1
E1	95.5	96.9	E12	35.3	99.1	E16	23.7	98.3
E2	95.0	97.5	E13	19.5	99.6	E17	20.6	98.5
E3	93.5	97.5	M17E			E18	17.2	98.9
E4	91.2	97.6	E1	86.2	94.3	E19	13.2	99.0
E5	94.8	98.4	E2	81.0	95.9	E20	8.6	99.2
M7E			E3	75.0	96.3	E21	3.9	99.5
E1	93.6	95.9	E4	69.5	96.5	M26E		
E2	92.7	97.0	E5	65.0	96.8	E1	77.3	94.9
E3	90.4	97.2	E6	61.0	96.9	E2	68.0	95.1
E4	88.1	97.1	E7	57.4	97.1	E3	59.0	95.4
E5	84.6	97.1	E8	54.2	97.2	E4	52.0	95.5
E6	78.7	97.5	E9	50.8	97.4	E5	46.6	95.7
E7	63.6	97.3	E10	47.5	97.6	E6	42.2	95.9
M10E			E11	44.1	97.7	E7	38.8	96.0
E1	90.9	95.1	E12	40.3	97.9	E8	35.8	96.3
E2	88.7	96.1	E13	36.1	98.1	E9	33.3	96.4
E3	85.4	96.5	E14	31.0	98.4	E10	31.1	96.6
E4	81.7	96.4	E15	25.0	98.6	E11	29.0	96.8
E5	78.4	96.7	E16	17.1	99.1	E12	27.2	96.9
E6	74.8	97.0	E17	8.3	99.8	E13	25.5	97.2
E7	70.4	97.2	M21E			E14	23.9	97.3
E8	63.8	97.4	E1	82.1	95.1	E15	22.3	97.5
E9	53.2	97.5	E2	74.8	95.3	E16	20.8	97.8
E10	34.3	98.6	E3	67.3	95.4	E17	19.2	97.6
M13E			E4	60.8	95.7	E18	17.7	97.9
E1	90.1	95.2	E5	55.7	96.0	E20	14.4	98.4

	SCDA	CDAC
E21	12.6	98.5
E22	10.8	98.8
E23	8.7	99.0
E24	6.5	99.1
E25	4.1	99.3
E26	1.8	99.5



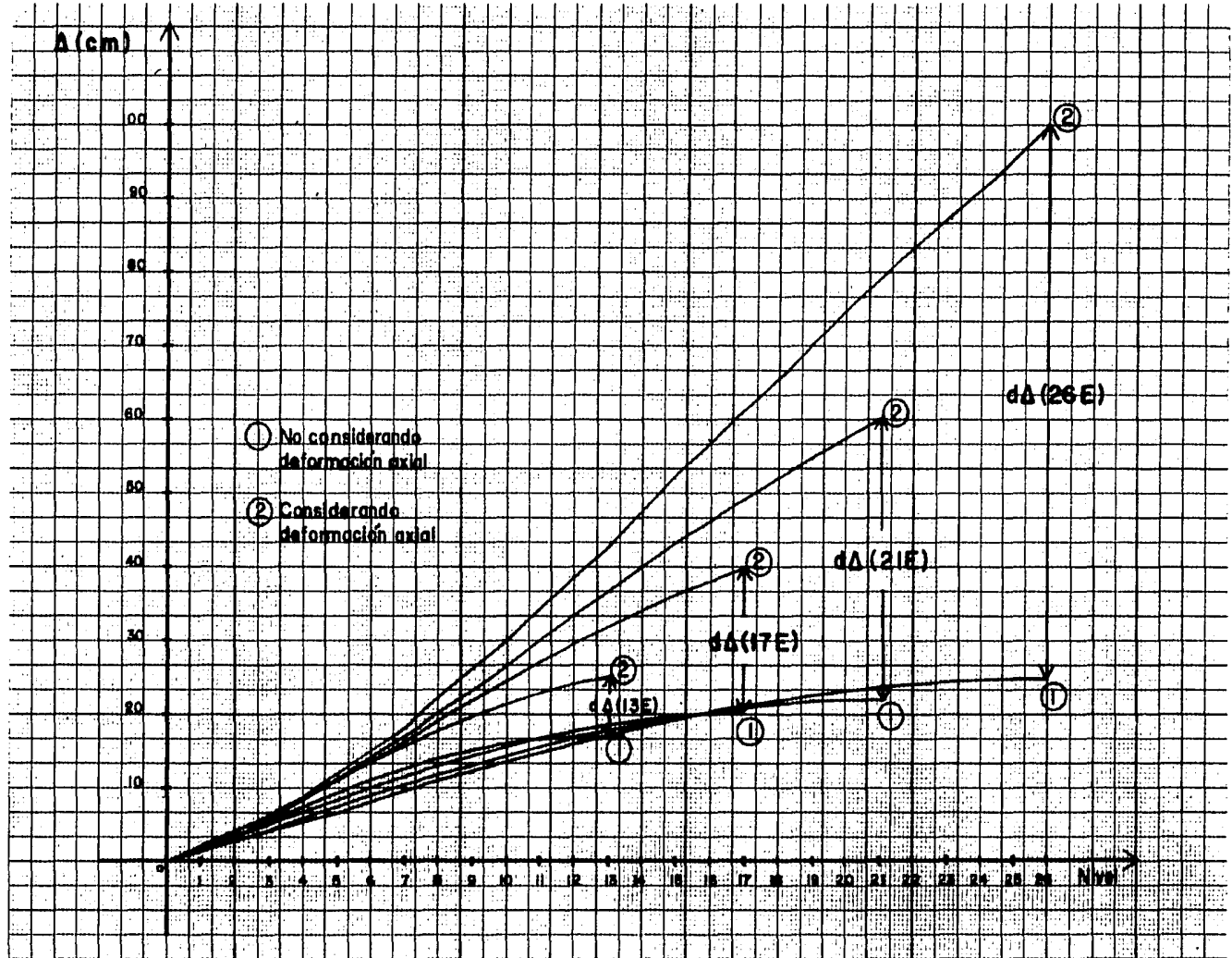
GRAFICA I



GRAFICA 2

Comparación de desplazamientos absolutos totales en %

	SCDA CDAC			SCDA CDAC			SCDA CDAC	
	%	%		%	%		%	%
M1E			E8	76.0	46.4	E18	41.0	97.1
E1	9.8	99.8	E9	74.3	96.6	E19	39.6	97.2
M2E			E10	72.4	96.4	E20	37.3	97.3
E1	97.6	97.9	E11	70.9	96.9	E21	36.8	97.4
E2	97.7	98.1	E12	69.0	97.0	M26E		
M3E			E13	66.9	97.1	E1	77.4	94.9
E1	96.7	97.3	M17E			E2	71.5	95.1
E2	96.8	97.6	E1	86.3	94.5	E3	66.1	95.2
E3	96.5		E2	83.0	95.4	E4	61.5	95.3
M5E			E3	79.7	95.7	E5	57.5	95.4
E1	95.4	96.7	E4	76.6	96.0	E6	54.1	95.5
E2	95.2	97.1	E5	73.8	96.1	E7	51.1	95.6
E3	94.6	97.2	E6	71.3	96.3	E8	48.5	95.7
E4	94.0	97.3	E7	69.0	96.4	E9	46.2	95.8
E5	93.1	97.3	E8	64.3	96.5	E10	44.2	95.9
M7E			E9	64.9	96.7	E11	42.3	96.0
E1	93.7	96.0	E10	63.0	96.8	E12	40.6	96.1
E2	93.0	96.5	E11	61.2	96.9	E13	39.1	96.2
E3	92.0	96.6	E12	59.5	96.9	E14	37.6	96.3
E4	91.0	96.7	E13	57.8	97.0	E15	36.3	96.4
E5	90.0	96.8	E14	56.1	97.1	E16	35.1	96.5
E6	88.7	96.8	E15	54.3	97.2	E17	33.9	96.6
E7	87.4	96.9	E16	52.5	97.3	E18	32.8	96.7
M10E			E17	50.7	97.4	E19	31.7	96.8
E1	91.1	95.1	M21E			E20	30.7	96.9
E2	89.7	95.8	E1	82.1	95.3	E21	29.7	97.0
E3	88.0	96.1	E2	77.7	95.4	E22	28.7	97.1
E4	86.3	96.2	E3	73.3	95.4	E23	27.7	97.2
E5	84.7	96.3	E4	69.4	95.5	E24	26.8	97.3
E6	83.1	96.4	E5	66.0	95.6	E25	25.8	97.4
E7	81.5	96.5	E6	62.9	95.7	E26	24.9	97.4
E8	79.9	96.6	E7	60.2	95.8			
E9	78.1	96.6	E8	57.8	96.0			
E10	76.2	96.7	E9	55.6	96.1			
M13E			E10	53.6	96.2			
E1	89.9	95.1	E11	51.7	96.3			
E2	87.9	95.7	E12	50.0	96.4			
E3	85.6	95.8	E13	48.3	96.5			
E4	83.4	95.9	E14	46.8	96.6			
E5	81.4	95.9	E15	45.3	96.8			
E6	79.5	96.1	E16	43.8	96.9			
E7	77.7	96.3	E17	42.4	97.0			



GRAFICA 3

Comparación en la precisión obtenida de los momentos resistentes internos en los extremos A de las barras verticales en %

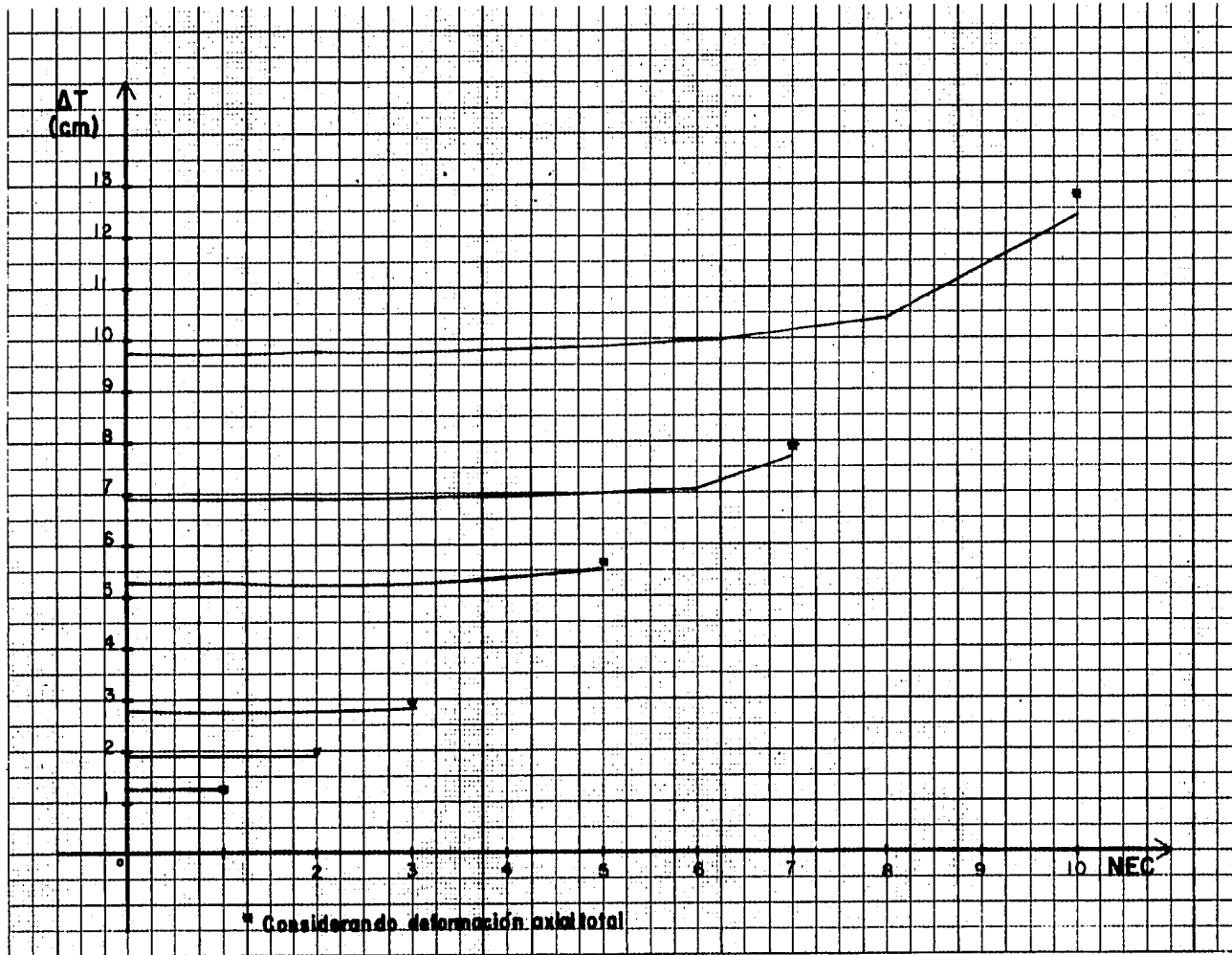
	SCDA	CDAC		SCDA	CDAC		SCDA	CDAC
	%	%		%	%		%	%
M1E			A15	98.6	99.9	A37	98.9	100.3
A1	99.7	99.8	A17	98.9	99.9	A39	99.8	100.4
M2E			A19	99.2	100.0	A41	102.2	103.0
A1	99.6	99.8	A21	99.5	100.0	M26E		
A3	100.2	100.4	A23	99.8	100.2	A1	90.6	99.5
M3E			A25	101.7	102.2	A3	89.4	99.7
A1	99.5	99.7	M17E			A5	89.8	99.9
A3	99.8	100.2	A1	95.2	99.5	A7	90.3	100.0
A5	100.2	100.5	A3	94.8	99.9	A9	90.9	100.0
M5E			A5	95.2	100.0	A11	91.4	100.0
A1	99.1	99.7	A7	95.6	100.0	A13	91.4	100.0
A3	99.3	100.0	A9	96.0	100.0	A15	92.4	100.0
A5	99.6	100.1	A11	96.4	100.0	A17	92.9	100.0
A7	99.9	100.2	A13	96.7	100.0	A19	93.4	100.0
A9	100.7	101.2	A15	97.1	100.0	A21	93.8	100.0
M7E			A17	97.4	100.1	A23	94.3	100.0
A1	98.5	99.7	A19	97.7	100.1	A25	94.8	100.0
A3	98.7	99.9	A21	98.1	100.1	A27	95.2	100.0
A5	99.0	100.0	A23	98.4	100.1	A29	95.7	100.1
A7	99.3	100.1	A25	98.7	100.1	A31	96.1	100.1
A9	99.6	100.2	A27	99.1	100.2	A33	96.6	100.1
A11	99.8	100.3	A31	99.8	100.5	A35	97.1	100.1
A13	101.2	101.7	A33	102.0	103.0	A37	97.5	100.1
A10E			A21E			A39	98.1	100.1
A1	97.5	99.6	A1	93.1	99.4	A41	98.6	100.1
A3	97.6	99.9	A3	92.4	99.8	A43	99.2	100.1
A5	97.9	100.0	A5	92.8	99.8	A45	99.9	100.2
A7	98.3	100.0	A7	93.3	99.9	A47	100.9	100.3
A9	98.6	100.1	A9	93.7	99.9	A49	102.5	100.5
A11	98.9	100.1	A11	94.2	98.9	A51	100.7	101.7
A13	99.2	100.2	A13	94.6	100.0			
A15	99.5	100.3	A15	95.0	100.0			
A17	99.8	100.4	A17	95.4	100.0			
A19	101.5	102.2	A19	95.8	100.0			
A13E			A21	96.2	100.1			
A1	96.8	99.5	A23	96.6	100.1			
A3	96.8	99.8	A25	97.0	100.1			
A5	97.1	99.9	A27	97.4	100.2			
A7	97.4	99.9	A29	97.8	100.2			
A9	97.7	99.9	A31	98.1	100.2			
A11	98.1	99.9	A33	98.5	100.2			
A13	98.4	99.9	A35	98.9	100.3			

Comparación en la presición obtenida de los momentos resistentes internos en los extremos B de las barras verticales en %.

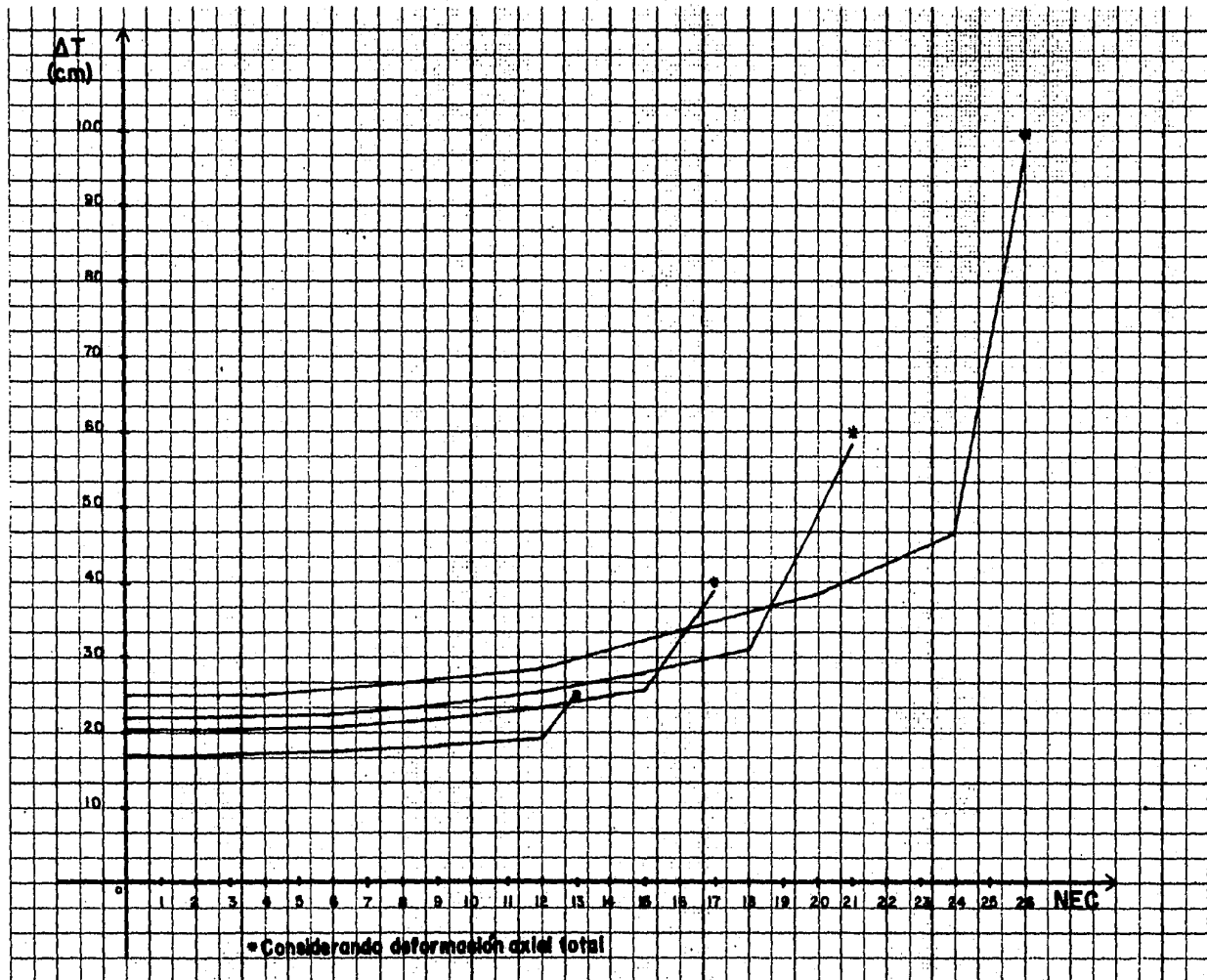
	SCDA	CDAC		SCDA	CDAC		SCDA	CDAC
	%	%		%	%		%	%
M1E			B13	101.6	100.1	B31	101.8	99.8
B1	100.0	100.0	B15	101.3	100.1	B33	101.4	99.8
M2E			B17	101.0	100.1	B35	100.9	99.7
B1	100.1	100.0	B19	100.7	100.0	B37	100.5	99.5
B3	100.0	100.0	B21	100.4	99.9	B39	100.0	99.5
M3E			B23	100.0	99.7	B41	99.9	99.6
B1	100.7	100.3	B25	99.9	99.4	M26E		
B3	100.1	99.9	M17E			B1	124.5	100.0
B5	100.0	99.9	B1	110.1	101.0	B3	115.3	100.2
M5E			B3	106.2	100.2	B5	113.6	100.0
B1	101.5	100.4	B5	105.3	100.0	B7	112.6	100.0
B3	100.6	100.0	B7	104.8	100.0	B9	111.8	100.0
B5	100.3	99.9	B9	104.3	100.0	B11	111.0	100.0
B7	100.0	99.8	B11	103.8	100.0	B13	110.2	100.0
B9	100.0	99.8	B13	103.4	100.0	B15	109.5	100.0
M7E			B15	103.0	99.9	B17	108.9	100.0
B1	102.7	100.6	B17	102.6	99.9	B19	108.2	100.0
B3	101.4	100.1	B19	102.2	99.9	B21	107.6	100.0
B5	100.9	100.0	B21	101.9	99.9	B23	107.0	100.0
B7	100.6	99.9	B23	101.5	99.9	B25	106.5	99.9
B9	100.4	99.6	B25	101.2	99.8	B27	105.9	99.9
B11	100.0	99.6	B27	100.8	99.8	B29	105.4	99.9
B13	100.0	99.8	B29	100.5	99.7	B31	104.9	99.9
M10E			B31	100.0	99.5	B33	104.4	99.9
B1	104.8	100.8	B33	99.9	99.5	B35	104.0	99.9
B3	102.7	100.1	M21E			B37	103.5	99.9
B5	102.1	100.0	B1	115.6	100.8	B39	103.1	99.8
B7	101.7	99.9	B3	109.7	100.3	B41	102.7	99.8
B9	101.3	99.9	B5	108.5	100.2	B43	102.4	99.8
B11	101.0	99.9	B7	107.7	100.1	B45	102.1	99.8
B13	100.7	99.8	B9	107.1	100.1	B47	102.0	99.8
B15	100.4	99.8	B11	106.5	100.1	B49	100.3	99.4
B17	100.0	99.6	B13	105.9	100.0	B51	100.2	99.0
B19	100.0	99.7	B15	105.4	100.0			
M13E			B17	104.9	100.0			
B1	106.2	101.0	B19	104.4	99.9			
B3	103.7	100.2	B21	103.9	99.9			
B5	103.1	100.1	B23	103.4	99.9			
B7	102.6	100.1	B25	103.0	99.9			
B9	102.3	100.1	B27	102.6	99.8			
B11	101.9	100.1	B29	102.2	99.8			

Comparación en la precisión obtenida de los momentos resistentes internos en los extremos A de las barras horizontales en %

	SCDA	CDAC		SCDA	CDAC		SCDA	CDAC
	%	%		%	%		%	%
M1E			A33	100.2	100.0	A60	100.3	100.0
A3	100.0	100.0	A34	100.2	100.0	A61	100.3	99.8
M2E			A35	100.2	100.0	A62	100.3	99.7
A5	100.1	100.1	A36	100.2	100.0	A63	99.9	99.6
A6	100.0	99.9	A37	100.2	100.0	M26E		
M3E			A38	100.2	100.0	A53	101.0	100.1
A7	100.2	100.1	A39	99.9	99.5	A54	100.7	100.0
A8	100.1	100.0	M17E			A55	100.7	100.0
A9	100.0	99.9	A35	100.5	100.3	A56	100.7	100.0
M5E			A36	100.3	100.1	A57	100.7	100.0
A11	100.3	100.2	A37	100.3	100.0	A58	100.7	100.0
A12	100.2	100.1	A38	100.3	100.0	A59	100.7	100.0
A13	100.2	100.0	A39	100.3	100.0	A60	100.7	100.0
A14	100.1	100.0	A40	100.3	100.0	A61	100.7	100.0
A15	100.0	99.8	A41	100.3	100.0	A62	100.7	100.0
M7E			A42	100.3	100.0	A63	100.7	100.0
A15	100.4	100.2	A43	100.3	100.0	A64	100.7	100.0
A16	100.2	100.1	A45	100.3	100.0	A65	100.8	100.0
A17	100.2	100.0	A46	100.3	100.0	A66	100.8	100.0
A18	100.2	100.0	A47	100.3	100.0	A67	100.8	100.0
A19	100.2	100.0	A49	100.3	100.0	A68	100.8	100.0
A20	100.2	100.0	A50	100.2	99.9	A69	100.9	100.0
A21	100.0	99.8	A51	99.9	99.5	A70	100.9	100.0
M10E			M21E			A71	101.0	100.0
A21	100.4	100.2	A43	100.6	100.2	A72	101.1	100.0
A22	100.3	100.1	A44	100.4	100.1	A73	101.2	100.0
A23	100.2	100.0	A45	100.3	100.0	A74	101.4	100.0
A24	100.2	100.0	A46	100.3	100.0	A75	101.7	99.9
A25	100.2	100.0	A47	100.3	100.0	A76	102.1	99.9
A26	100.2	100.0	A48	100.3	100.0	A77	102.1	99.8
A27	100.2	100.0	A49	100.3	100.0	A78	100.7	99.5
A28	100.2	100.0	A50	100.3	100.0			
A29	100.2	100.0	A51	100.3	100.0			
A30	100.0	99.7	A52	100.3	100.0			
M13E			A53	100.3	100.0			
A27	100.4	100.2	A54	100.3	100.0			
A28	100.3	100.0	A55	100.3	100.0			
A29	100.2	100.0	A56	100.3	100.0			
A30	100.2	100.0	A57	100.3	100.0			
A31	100.2	100.0	A58	100.3	100.0			
A32	100.2	100.0	A59	100.3	100.0			



GRAFICA 4



GRAFICA 5

**Comparación de los desplazamientos absolutos laterales máximos
en %**

NEC = Número de entrepisos considerados

Marco de 1 nivel

NEC	0	1
%	99.8	99.8

Marco de 2 niveles

NEC	0	1	2
%	97.7	97.8	98.1

Marco de 3 niveles

NEC	0	1	2	3
%	96.5	96.6	96.8	97.7

Marco de 5 niveles

NEC	0	2	4	5
%	93.1	93.4	94.3	97.3

Marco de 7 niveles

NEC	0	2	4	6	7
%	87.4	87.6	88.6	90.2	96.9

Marco de 10 niveles

NEC	0	2	4	6	8	10
%	76.2	76.4	77.2	78.8	81.2	96.7

Marco de 13 niveles

NEC	0	3	6	9	12	13
%	66.9	67.4	68.4	72.0	76.4	97.1

Marco de 17 niveles

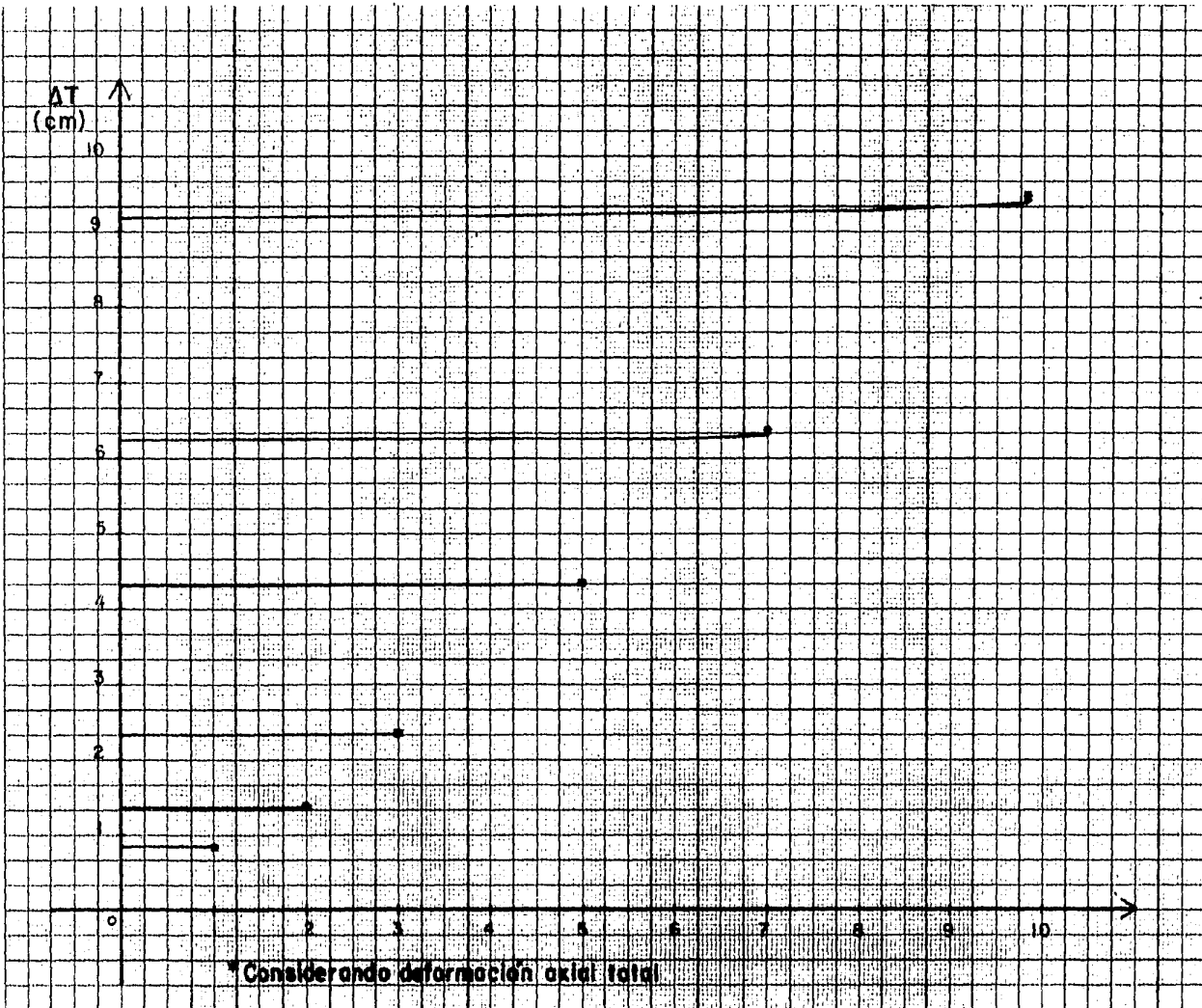
NEC	0	3	6	9	12	15	17
%	50.7	51.0	52.1	54.5	58.4	63.6	97.4

Marco de 21 niveles

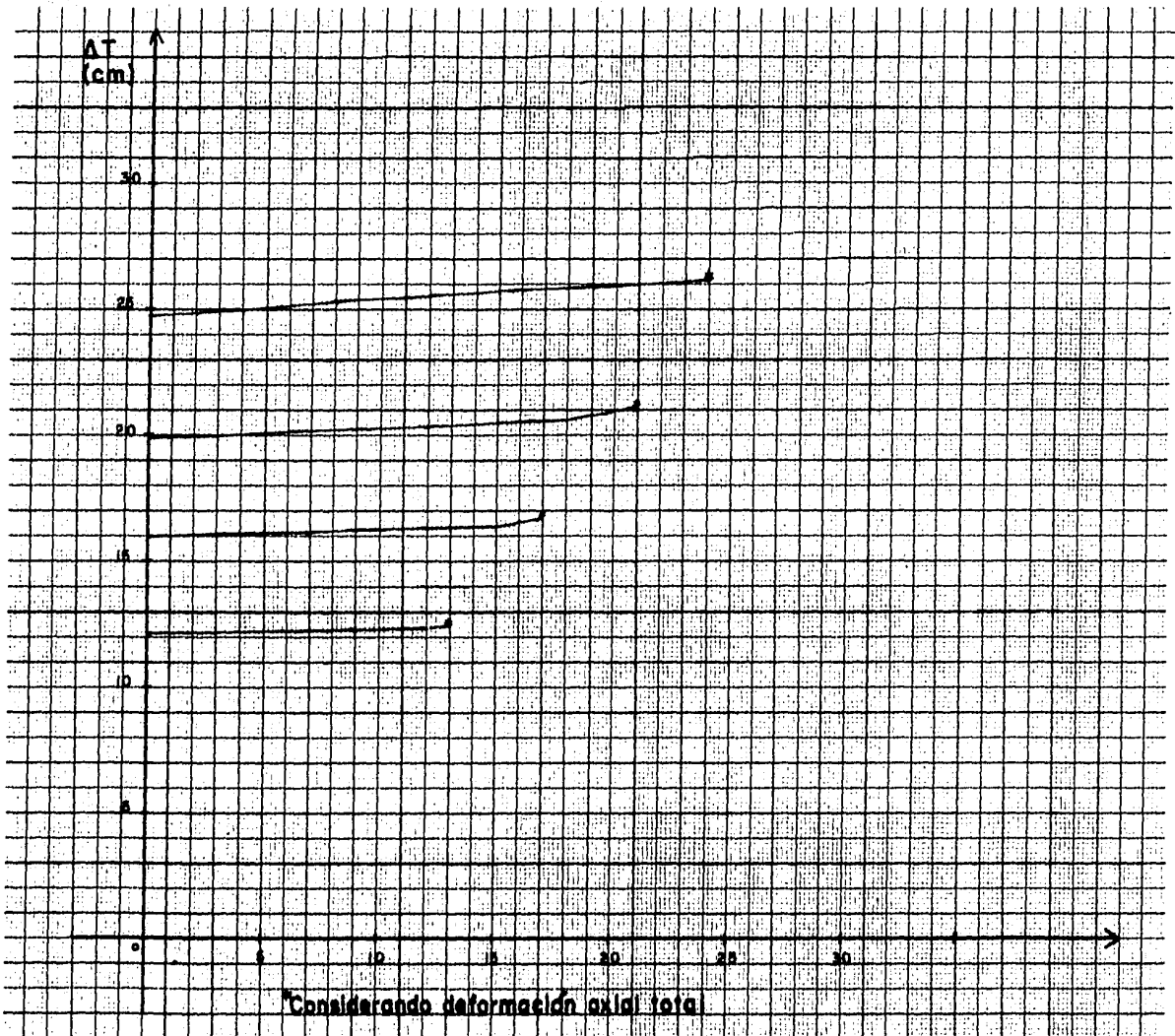
NEC	0	3	6	9	12	15	18	21
%	36.8	36.9	37.7	39.5	42.5	46.8	52.1	97.4

Marco de 26 niveles

NEC	0	4	8	12	16	20	24	26
%	24.9	25.1	26.2	28.7	33.0	38.7	46.3	97.4



* Considerando deformación axial total



Considerando deformación axial total



```

DIMENSION BL(120),CTE(120),F(156),X(156),E(256),P(256), -
DX1(156),DX 2(156),A(156,156),B(255,156),C(255,255)
37 READ (5,101) NE,NA,NMI,NAPROX,ND,FC

IF (NE) 96,96,98
98 NN=NA*NE
NR=0
NC=0
EG=100000.*SQRT(FC)
NAX=0
NX1=1
900 READ (5,100) BSC,HSC,BST,HST,NX
AIC=BSC*HSC**3/12.
AIT=BST*HST**3/12.
NAX=NAX+NX
DO 2 I=NX1,NAX
DO 1 L=1,NA
NC=NC+1
CTE(NC)=EG*AIC
IF (L.EQ.NA) GO TO 1
NR=NR+1
NT=NN+NR
CTE(NT)=EG*AIT
1 CONTINUE
2 CONTINUE
NX1=NX1+NR
IF (NAX.LT.NE) GO TO 900
NCR=NA-1
NC=0
K5=0
KO=2
DO 84 I=1,NE
IF (KO.EQ.1) GO TO 80
READ (5,103) ALC,NZ
80 DO 83 K=1,NA
NC=NC+1
BL(NC)=ALC
83 CONTINUE
IF ((K5+NZ).EQ.1) GO TO 79
KO=1
GO TO 84
79 K5=1
KO=2
84 CONTINUE
N5=0
KO=2

```

```

DO 82 I=1,NCR
IF (KO.EQ.1) GO TO 81
READ (5,103) ALT,NY
81 NC=NC+1
NT=NC
DO 85 K=1,NE
BL(NT)=ALT
NT=NT+NCR
85 CONTINUE
IF ((N5+NY).EQ.I) GO TO 78
KO=1
GO TO 82
78 N5=1
KO=2
82 CONTINUE
DO 3 J=1,NN
NZ=1
IZ=0
DO 4 I=1,NN
IZ=IZ+1
IF (IZ.GT.NA) GO TO 5
8 IF (I.EQ.J) GO TO 6
GO TO 7
5 IZ=1
NZ=NZ+1
GO TO 8
6 A(I,J)=4.*CTE(I)/BL(I)
IF (NE.EQ.1) GO TO 9
IN=NN-NA
IF (I.GT.IN) GO TO 9
IS=I+NA
A(I,J)=A(I,J)+4.*CTE(IS)/BL(IS)
9 IF (IZ.EQ.1) GO TO 10
IF (IZ.EQ.NA) GO TO 11
I1=NN+I-NZ
I2=I1+1
A(I,J)=A(I,J)+4.*CTE(I1)/BL(I1)+4.*CTE(I2)/BL(I2)
4 CONTINUE
3 CONTINUE
GO TO 14
10 IT=NN+I-NZ+1
TO TO 13
11 IT=NN+I-NZ
13 A(I,J)=A(I,J)+4.*CTE(IT)/BL(IT)
GO TO 4
7 IF (J.EQ.(I+NA)) GO TO 15

```

```

    IF (J.EQ.(I-NA)) GO TO 16
    IF (1.EQ.(J-I)) GO TO 17
    IF (1.EQ.(I-J)) GO TO 18
20 A(I,J)=0.
    GO TO 4
15 A(I,J)=2.*CTE(J)/BL(J)
    GO TO 4
16 A(I,J)=2.*CTE(I)/BL(I)
    GO TO 4
17 DO 19 NOS=NA,NN,NA
    IF (I.EQ.NOS) GO TO 20
19 CONTINUE
    IG=NN+J-NZ
22 A(I,J)=2.*CTE(IG)/BL(IG)
    GO TO 4
18 DO 21 NOS=NA,NN,NA
    IF (J.EQ.NOS) GO TO 20
21 CONTINUE
    IG=NN+J-NZ+1
    GO TO 22
14 LU=NA*2
    LA=0
    LE=NN+1
    LI=NN+NE
    DO 24 J=LE,LI
    LA=LA+1
    LO=LA*NA
    L1=LO-LU+1
    DO 25 I=1,NN
    IF (LA.EQ.1) GO TO 26
    IF (I LT.L1.OR.I.GT.LO) GO TO 27
29 A(I,J)=-6.*CTE(LO)/BL(LO)**2
    GO TO 28
26 IF (I.GT.NA) GO TO 27
    GO TO 29
27 A(I,J)=0.
28 A(J,I)=A(I,J)
25 CONTINUE
24 CONTINUE
    LA=
    DO 30 J=LE,LI
    LA=LA+1
    LO=LA*NA
    DO 31 I=LE,LI
    IF (J.EQ.1) GO TO 32
    A(I,J)=0.
    GO TO 31

```

```

32 A(I,J)=NA*12.*CTE(LO)/BL(LO)**3
31 CONTINUE
32 CONTINUE
   IK=0
   K1=0
   K1=-1
   JO=0
   JA=0
   N1=NA-1
   NB=NN+NE*N1
   DO 40 KI=1,NB
     K1=K1+2
     IF (KI.GT.NA) GO TO 41
     DO 42 K2=1,NN
       B(K1,K2)=0.
42 CONTINUE
40 CONTINUE
   GO TO 50
41 IF (KI.GT.NN) GO TO 43
   IK=IK+1
   DO 44 K2=1,NN
     IF (IK.EQ.K2) GO TO 45
     B(K1,K2)=0.
44 CONTINUE
   GO TO 40
45 B(K1,K2)=1.
   GO TO 44
43 JO=JO+1
   JA=JA+1
   IF (JA.LE.N1) GO TO 46
   JO=JO+1
   JA=1
46 DO 47 K2=1,NN
   IF (JO.EQ.K2) GO TO 48
   B(K1,K2)=0.
47 CONTINUE
   GO TO 40
48 B(K1,K2)=1.
   GO TO 47
50 JA=0
   JO=1
   K1=0
   DO 51 KI=1,NB
     K1=K1+2
     IF (KI.GT.NN) GO TO 52
     DO 53 K2=1,NN

```

```

      IF (KI.EQ.K2) GO TO 54
      B(K1,K2)=0.
53 CONTINUE
51 CONTINUE
      GO TO 60
54 B(K1,K2)=-1.
      GO TO 53
52 JO=JO+1
      JA=JA+1
      IF (JA.GT.N1) GO TO 55
58 DO 56 K2=1,NN
      IF (JO.EQ.K2) GO TO 57
      B(K1,K2)=0.
56 CONTINUE
      GO TO 51
57 B(K1,K2)=-1.
      GO TO 56
55 JO=JO+1
      JA=1
      GO TO 58
60 IK=0
      KI=NA
      NO=NN+1
      DO 61 K2=NO,LI
      JO=-1
      JA=0
      DO 62 K3=1,NB
      JO=JO+2
      JA=JA+2
      IF (IK.LT.K3.AND.K3.LE.KI) GO TO 63
      B(JO,K2)=0.
      B(JA,K2)=0.
62 CONTINUE
      IK=KI
      KI=KI+NA
61 CONTINUE
      BO TO 70
63 B(JO,K2)=-1./BL(K3)
      B(JA,K2)=1./BL(K3)
      GO TO 62
70 M=0
      K=1
      KU=NB*2
      DO 90 I=1,KU
      IF (K.EQ.1) GO TO 71
      DO 72 J=I,KU
      IF (J.EQ.I) GO TO 73

```

```

      C(I,J)=0.
      C(J,I)=0.
72 CONTINUE
      K=1
90 CONTINUE
      GO TO 74
73 C(I,J)=4.*CTE(M)/BL(M)
      GO TO 72
71 M=M+1
      DO 75 J=1,KU
          IF (J.EQ.I) GO TO 76
          IF (J.EQ.(I+1)) GO TO 77
          C(I,J)=0.
          C(J,I)=0.
75 CONTINUE
      K=2
      GO TO 90
76 C(I,J)=4.*CTE(M)/BL(M)
      GO TO 75
77 C(I,J)=-2.*CTE(M)/BL(M)
      C(J,I)=C(I,J)
      GO TO 75
74 DO 38 ITE=1,ND
      READ (5,99) (F(I),I=1,LI)
      READ (5,99) (X(J),J=1,LI)
      APROX=10.**(-NAPROX)
      IO=7
      SUM1=0.
      SUM2=0.
      DO 33 ITER=1,NMI
          IJK=0
          IF (ITER.NE.(IO+2)) GO TO 65
          IJK=1
          ALAM=SUM1/SUM2
          IF (ALAM.GT.1) ALAM=0.
          CONS=ALAM/(1.-ALAM)
65 DO 34 I=1,LI
          IF (ITER.NE.(IO+2)) GO TO 66
          X(I)=X(I)+CONS*DX2(I)
          GO TO 34
66 Y=F(I)
      DO 35 J=1,LI
          IF (I.EQ.J) GO TO 35
          Y=Y-A(I,J)*X(J)
35 CONTINUE
      Y=Y/A(I,I)

```

```

IF (ITER.EQ.10) DX1(I)=Y-X(I)
IF (ITER.NE.(I)+1)) GO TO 67
DX2(I)=Y-X(I)
SUM1=SUM1+DX1(I)*DX2(I)
SUM2=SUM2+DX1(I)**2
67 IF (Y.EQ.0) Y=0.001
IF (ABS((X(I)-Y)/Y).GT.APROX) IJK=1
X(I)=Y
34 CONTINUE
IF (IJK.EQ.0) GO TO 36
IF (ITER.GT.50) APROX=APROX*2
IF (ITER.NE.(IO+2)) GO TO 33
IO=IO+6
SUM1=0.
SUM2=0.
33 CONTINUE
WRITE (6,106) NMI

WRITE (6,107)
WRITE (6,105) (J,X(J),J=1,LI)
38 CONTINUE
GO TO 37
36 DO 39 I=1,KU
E(I)= .
DO 39 K=1,LI
39 E(I)=B(I,K)*X(K)+E(I)
DO 86 I=1,KU
P(I)=0.
DO 86 K=1,KU
86 P(I)=C(I,K)*E(K)+P(I)
WRITE (6,108) NE,NA
WRITE (6,109) ITER
DO 88 J=1,LI
WRITE (6,110) J,F(J),J,X(J)
88 CONTINUE
WRITE (6,111)
WRITE (6,112) (I,P(I),I=1,KU)
GO TO 38
99 FORMAT (8F10.4)
100 FORMAT (4F10.6,I5)
101 FORMAT (5I5,F10.4)
103 FORMAT (F10.4,I5)
105 FORMAT (42X,"X(",I3,")=" ,F13.7)
106 FORMAT FORMAT (////,28X,"**** EL METODO NO CONVERGE EN", -
I4," INTERACIONES"1" ****")

```



```
107 FORMAT (////,35X,"VALORES DE LAS INCOGNITAS EN LA ULTIMA -  
ITERACION "/)  
108 FORMAT (//,48X,"MARCO CON ",I2," ENTREPISOS Y ",I2," APOYOS  
",//)  
109 FORMAT (//,54X,"EL METODO USADO PARA LA",/,54X,"RESOLUCION  
1CONVERGE EN",/,57X,I3,"ITERACIONES",//)  
110 FORMAT (30X,"F(",13,")=",F12.4,30X,"d(",13,")=",F12.7)  
111 FORMAT (////,48X,"EL VECTOR DE FUERZAS INTERNAS RESULTA:" //)  
112 FORMAT (55X,"P(",13,")=",F12.4)  
96 STOP  
END
```

DIMENSION CTE(120), AR(100),BL(120),F(156),X(156),E(256),P(256),ATK (156,255),AK(156,156),B(255,156),C(255,255)

55 READ (5,102) NE,NA,FC

IF (NE) 96,96,98

98 NN=NA*NE

NIA=0

NR=0

NC=0

EG=100000.*SQRT(FC)

NAX=0

NX1=1

900 READ (5,100) BSC,HSC,BST,HST,NX

AIC=BSC*HSC**3/12.

AIT=BST*HST**3/12.

AC=BSC*HSC

NAX=NAX+NX

DO 2 I=NX1,NAX

DO 1 L=1,NA

NC=NC+1

AR(NC)=AC

CTE(NC)=EG*AIC

IF (L.EQ.NA) GO TO 1

NR=NR+1

NT=NN+NR

CTE(NT)=EG*AIT

1 CONTINUE

2 CONTINUE

NX1=NX1+NX

IF (NAX.LT.NE) GO TO 900

NCR=NA-1

NC=0

K5=0

KO=2

DO 84 I=1,NE

IF (KO.EQ.1) GO TO 80

READ (5,103) ALC,NZ

80 DO 83 K=1,NA

NC=NC+1

BL(NC)=ALC

83 CONTINUE

IF ((K5+NZ).EQ.I) GO TO 79

KO=1

GO TO 84

79 K5=I

```

      KO=2
84 CONTINUE
      N5=0
      KO=2
      DO 82 I=1,NCR
      IF (KO.EQ.1) GO TO 81
      READ (5,103) ALT,NY
81 NC=NC+1
      N T=NC
      DO 85 K=1,NE
      BL(NT)=ALT
      NT=NT+NCR
85 CONTINUE
      IF ((N5+NY).EQ.I) GO TO 78
      KO=1
      GO TO 82
78 N5=I
      KO=2
82 CONTINUE
61 READ (5,104) NEC,KY,KZ
      NB=NN+NE*NCR
      NBC=NEC*NA
      NB1=NRC+NA
      IF (NEC.EQ.0) NB1=0
      IF (NB1.GT.NN) NB1=NN
      IK=0
      JA=0
      JO=0
      K1=-1
      K2=0
      NO=NN+1
      DO 9 KI=1,NB
      K1=K1+2
      K2=K2+2
      IF (KI.GT.NA) GO TO 10
      DO 7 K4=1,NN
      IF (KI.EQ.K4) GO TO 8
      B(K1,K4)=0.
      B(K2,K4)=0.
      GO TO 7
8 B(K1,K4)=0.
      B(K2,K4)=-1.
7 CONTINUE
17 IF (KI.GT.NB1) GO TO 9
      K1=K1+1
      K2=K2+1
      DO 11 K4=1,NN

```

```

      B(K2,K4)=0.
11 CONTINUE
      GO TO 9
10 IF (KI.GT.NN) GO TO 12
      IK=IK+1
      DO 13 K4=1,NN
      IF (IK.EQ.K4) GO TO 14
      B(K1,K4)=0.
15 IF (KI.EQ.K4) GO TO 15
      B(K2,K4)=0.
      GO TO 13
14 B(K1,K4)=1.
      GO TO 16
15 B(K2,K4)=-1.
13 CONTINUE
      GO TO 17
12 JO=JO+1
      JA=JA+1
      IF (JA.GT.NCR) GO TO 18
22 DO 19 K4=1,NN
      IF (JO.EQ.K4) GO TO 20
      GO TO 21
18 JO=JO+1
      JA=1
      GO TO 22
21 B(K1,K4)=0.
24 IF (K4.EQ.(JO+1)) GO TO 23
      B(K2,K4)=0.
      GO TO 19
20 B(K1,K4)=1.
      GO TO 24
23 B(K2,K4)=-1.
19 CONTINUE
9 CONTINUE
      IK=0
      KI=NA
      LI=NN+NE
      DO 25 K2=NO,LI
      JO=-1
      JA=0
      DO 26 K3=1,NB
      JO=JO+2
      JA=JA+2
      IF (IK.LT.K3.AND.K3.LE.KI) GO TO 27
      B(JO,K2)=0.
      B(JA,K2)=0.

```

```

28 IF (K3.GT.NB1) GO TO 26
   JO=JO+1
   JA=JA+1
   B(JA,K2)=.
26CONTINUE
   GO TO 29
27 B(JO,K2)=-1./BL(K3)
   B(JA,K2)=1./BL(K3)
   GO TO 28
29 IK=KI
   KI=KI+NA
25 CONTINUE
   NI=LI+NBC
   IF (NBC.EQ.0) GO TO 30
   I=0
   I2=0
   NU=LT+1
   IK=0
   DO 31 K4=NO,NI
     K1=-1
     K2=0
     IK=IK+1
     IKR=IK+NA
     DO 32 KI=1,NN
       K1=K1+2
       K2=K2+2
       B(K1,K4)=0.
       B(K2,K4)=0.
       IF (KI.GT.NB1) GO TO 32
       K1=K1+1
       K2=K2+1
       IF (IK.EQ.KI) GO TO 33
       IF (IKR.EQ.KI) GO TO 34
       B(K2,K4)=0.
       GO TO 32
33 B(K2,K4)=1.
   GO TO 32
34 B(K2,K4)=-1.
32 CONTINUE
   I1=0
   I=I+1
   I2=I2+1
   DO 35 KI=NO,NB
     K1=K1+2
     K2=K2+2
     I1=I1+1

```

```

IF (I.EQ.I1) GO TO 36
IF (I.EQ.(I1+1)) GO TO 37
B(K1,K4)=0.
B(K2,K4)=0.
GO TO 35
36 B(K1,K4)=-1./BL(KI)
B(K2,K4)=1./BL(KI)
GO TO 35
37 IF (I2.EQ.1) GO TO 38
B(K1,K4)=1./BL(KI)
B(K2,K4)=-1./BL(KI)
IF (I2.EQ.NA) GO TO 39
GO TO 35
38 B(K1,K4)=0.
B(K2,K4)=0.
GO TO 35
39 I=I-1
I2=0
35 CONTINUE
31 CONTINUE
30 NBO=NB1+2*NB
M=0
N=1
K=1
DO 40 T=1,NBO
IF (K.EQ.1) GO TO 41
IF (K.EQ.2) GO TO 42
DO 43 J=I,NBO
IF (J.EQ.I) GO TO 44
C(I,J)=0.
C(J,I)=0.
GO TO 43
44 C(I,J)=EG*AR(M)/BL(M)
43 CONTINUE
K=1
N=N+1
GO TO 40
41 M=M+1
DO 45 J=I,NBO
IF (J.EQ.I) GO TO 46
IF (J.EQ.(I+1)) GO TO 47
C(I,J)=0.
C(J,I)=0.
GO TO 45
46 C(I,J)=4.*CTE(M)/BL(M)
GO TO 45

```

```

47 C(I,J)=-2.*CTE(M)/BL(M)
   C(J,I)=C(I,J)
45 CONTINUE
   K=2
   GO TO 40
42 DO 48 J=I,NBO
   IF (J.EQ.I) GO TO 49
   C(I,J)=0.
   C(J,I)=0.
   GO TO 48
49 C(I,J)=4.*CTE(M)/BL(M)
48 CONTINUE
   IF (N.GT.NB1) GO TO 50
   K=3
   GO TO 40
50 K=1
40 CONTINUE
   DO 56 I=1,NI
   DO 56 J=1,NBO
   ATK(I,J)=0.
   DO 56 K=1,NBO
56 ATK(I,J)=B(K,I)*C(K,J)+ATK(I,J)
   DO 57 I=1,NI
   DO 57 J=1,NI
   AK(I,J)=0.
   DO 57 K=1,NBO
57 AK(I,J)=ATK(I,K)*B(K,J)+AK(I,J)
   IF (KY.EQ.1) GO TO 62
   NIA=NIA+1
   READ (5,99) (F(M),M=NIA,NI)
   GO TO 64
62 READ (5,99) (F(I),I=1,NI)
64 DO 65 I=1,NI
   DO 66 J=1,I
   SUMA=0
   IF(J.EQ.1) GO TO 67
   DO 68 K=1,(J-1)
68 SUMA=SUMA+AK(I,K)*AK(J,K)
67 PAR=AK(I,J)-SUMA
   IF(J.EQ.I) GO TO 69
   AK(I,J)=PAR/AK(J,J)
   GO TO 66
69 AK(I,I)=SQRT(PAR)
66 CONTINUE
65 CONTINUE
   DO 7C I=1,NI
   SUMA=0.

```

```

IF (I.EQ.1) GO TO 71
DO 72 K=1,(I-1)
72 SUMA=SUMA+AK(I,K)*X(K)
71 X(I)=(F(I)-SUMA)/AK(I,I)
70 CONTINUE
DO 73 IP=1,NI
I=NI-IP+1
X(I)=X(I)/AK(I,I)
IF (I.EQ.1) GO TO 73
DO 74 K=1,(I-1)
74 X(K)=X(K)-AK(I,K)*X(I)
73 CONTINUE
DO 59 I=1,NBO
E(I)=0.
DO 59 K=1,NI
59 E(I)=B(I,K)*X(K)+E(I)
DO 60 I=1,NBO
P(I)=0.
DO 60 K=1,NBO
60 P(I)=C(I,K)*E(K)+P(I)
WRITE (6,108) NE,NA

DO 88 J=1,NI
WRITE (6,110) J,F(J),J,X(J)
88 CONTINUE
WRITE (6,111)
WRITE (6,112) (I,P(I),I=1,NBO)
IF (KZ.EQ.0) GO TO 59
NIA=NI
GO TO 61
99 FORMAT (8F10.4)
100 FORMAT (4F10.6,I5)
102 FORMAT (2I5,F10.4)
103 FORMAT (F10.4,I5)
104 FORMAT (3I5)
108 FORMAT (//,48X,(MARCO CON",I2,"ENTREPISOS Y",I2,"APOYOS",//)
110 FORMAT (30X,"F(",I3,")=",F12.4,30X,"D(",I3,")=",F12.7)
111 FORMAT (///,48X,"EL VECTOR DE FUERZAS INTERNAS RESULTA:",//)
112 FORMAT (55X,"P(",I3,")=",F12.4)
9. STOP
END

```


BIBLIOGRAFIA

Análisis Estructural
Rodolfo Luthe García
Representaciones y Servicios de Ingeniería, S.A. México

Métodos Matriciales para el Cálculo de Estructuras
R. K. Libesley
H. Blume Ediciones, Madrid

Métodos Numéricos
Luthe, Olivera, Schutz
Editorial Limusa

Apuntes de Análisis Estructural I
Facultad de Ingeniería
U.N.A.M.

Introducción a la Mecánica de Sólidos
Egar P. Popov
Editorial Limusa

Mecánica Vectorial para Ingenieros, Estáticas Tomo I
Ferdinand P. Beer y E. Russell Johnston
Mc. Graw - Hill

Normas Técnicas Complementarias del Reglamento de
Construcciones para el Distrito Federal
Instituto de Ingeniería, 401
U.N.A.M.

Requisitos de Seguridad y Servicio para las Estructuras
Instituto de Ingeniería, 400
U.N.A.M.

Manual de Diseño por Sismo
Instituto de Ingeniería, 406
U.N.A.M.