

01101
2e)
1

INFLUENCIA DE LOS EFECTOS DE SEGUNDO ORDEN EN EL DISEÑO
DE COLUMNAS DE MARCOS RIGIDOS PARA EDIFICIOS

JORGE LUIS BELTRAN GARCIA

T E S I S

PRESENTADA A LA DIVISION DE ESTUDIOS DE POSGRADO DE LA
FACULTAD DE INGENIERIA
DE LA U.N.A.M.
COMO REQUISITO PARA OBTENER EL GRADO DE
MAESTRO EN INGENIERIA
(ESTRUCTURAS)

CIUDAD UNIVERSITARIA - MAYO 1987.

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN



Universidad Nacional
Autónoma de México



UNAM – Dirección General de Bibliotecas Tesis Digitales Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS © PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

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

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

FE DE ERRATAS.

PAGINA	RENGLON	DICE	DEBE DECIR
3	11	geometría	geometría,
4	16	AISC	AISC (79)
4	21	incrementzarse	incrementarse
9	9	suscesivos	sucesivos
9	10	tiene	tienen
9	24	flexioantes	flexionantes
9	51	rositante	resistente
9	56	propueta	propuesta
10	10	deplazamientos	desplazamientos
12	16	$(I_1 + I_2 + 2I_3)$	$(I_1 + 2I_2 + I_3)$
13	26	excede	excede
14	26	exentricidad	excentricidad
15	34	calculás	calculadas
17	32	dezplazamientos	desplazamientos
29	6	ligerameto	ligeramente
30	17	influencia	influencia
49	6	Revisión	Revisión
49	20	entrepiaso	entrepiso
49	27	10e06	10E06
49	36	ocn	con
54	20	ductilifdad	ductilidad
55	16	Revisión	Revisión
56	8	1..0	1.0
59	6	.034/.08	0.34/0.8
65	39	3735 Ton	3735 Ton (para K=1.0)
196	21	Proceedings	Proceedings
196	47-48	Intercambiar renglones	

INFLUENCIA DE LOS EFECTOS DE SEGUNDO ORDEN EN EL DISEÑO

DE COLUMNAS DE MARCOS RIGIDOS PARA EDIFICIOS.

1. OBJETIVO Y ALCANCE.

2. ESTADO DEL ARTE DEL ANALISIS DE MARCOS RIGIDOS PARA EDIFICIOS.

2.1 Descripción de los efectos de segundo orden.

2.2 Importancia relativa de los efectos de segundo orden.

2.3 Descripción de los métodos para el análisis de marcos.

2.4 Diseño por rigidez.

2.5 Consideraciones del reglamento del D.F. 1976.

2.6 Comparación con recomendaciones extranjeras.

2.7 Índice para determinar la necesidad de un análisis de segundo orden.

3. ESTADO DEL ARTE DEL DISEÑO DE COLUMNAS DE MARCOS RIGIDOS.

3.1 Columnas de acero.

3.2 Columnas de concreto reforzado.

3.3 Consideraciones del reglamento del D.F. 1976.

3.4 Comparación con recomendaciones extranjeras.

4. ANALISIS DE MARCOS.

4.1 Selección de los métodos de análisis de marcos.

4.2 Aplicación de los métodos seleccionados a un ejemplo.

4.3 Tabla comparativa de los resultados del análisis.

5. DISEÑO DE COLUMNAS.

5.1 Selección de los métodos de diseño.

5.2 Diseño de columnas con los métodos seleccionados.

5.3 Tabla comparativa de los resultados del diseño.

6. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.

ANEXOS.

REFERENCIAS.

1. OBJETIVO Y ALCANCE.

El tipo de estructuras consideradas en el presente trabajo son aquellas para edificios urbanos que pueden idealizarse como dos familias de marcos planos ortogonales y regulares. Entendiéndose por regulares a los marcos que tienen el mismo número de cruces en cada nivel, con miembros de sección constante cuando menos en el nivel considerado, y que puede considerarse que obra sobre ellos carga uniformemente distribuida en todo el piso.

En la práctica profesional, lo usual es realizar un análisis estructural de primer orden para conocer el comportamiento de las estructuras de estos edificios. Se idealiza dicha estructura como formada por marcos planos, con miembros perfectamente rectos, uniones continuas entre los mismos, comportamiento elástico del material, etc.

Esto lleva a la obtención de elementos mecánicos de primer orden, que serán modificados de acuerdo al reglamento correspondiente y así, ser utilizados para el diseño de los miembros. Estas modificaciones, toman en cuenta de una manera aproximada los efectos de segundo orden que no se consideraron en el análisis.

Sin embargo, si se realiza un análisis de segundo orden, se podrán diseñar directamente los miembros del marco con los valores obtenidos del análisis, y además tendrán una mayor confiabilidad. Ahora bien, el tomar en cuenta estos efectos representa una inversión extra de tiempo y dinero, por lo cual se requiere de algún índice que nos permita saber cuando es necesario su uso.

La utilización de un criterio, que por medio de un conjunto de cálculos, muestre al diseñador si es necesario realizar un análisis de segundo orden (16) es el principal objetivo de este trabajo. Dado que los marcos rígidos de altura media son susceptibles de presentar falla por inestabilidad global antes que se forme un mecanismo de colapso (17), el presente trabajo se centrará en este tipo de marcos.

Los miembros de los marcos de un edificio normalmente se predimensionan, como una primera aproximación con fines de análisis, de acuerdo a la carga que actúa sobre ellos, esto es, para proporcionar una resistencia adecuada. Una vez realizado el análisis estructural se verifica que la resistencia sea la suficiente, y se revisa que los miembros tengan la rigidez apropiada para cumplir con las restricciones de desplazamiento lateral fijadas por el reglamento. Sin embargo, existen edificios de ciertas características, en los cuales los requisitos de rigidez lateral gobiernan el dimensionamiento de las secciones de los miembros del marco. En estos casos es más conveniente proporcionar inicialmente los miembros de la estructura de tal forma que cuenten con la rigidez necesaria para cumplir con las restricciones de desplazamiento horizontal, después realizar un análisis de desplazamientos para verificar que dicha rigidez sea la adecuada y por último revisar que la resistencia de los miembros sea suficiente para resistir las cargas actuantes. A este procedimiento se le ha llamado diseño por rigidez y se trata en el inciso 2.4 del trabajo.

2. ESTADO DEL ARTE DEL ANALISIS DE MARCOS RIGIDOS PARA EDIFICIOS.

2.1 Descripcion de los efectos de segundo orden.

El termino efectos de segundo orden se aplica en general a los efectos no considerados usualmente en el analisis estructural (analisis de primer orden) por tener un menor efecto sobre los resultados. Asi pues al tomar en cuenta esos efectos de menor importancia se dice que se realiza un analisis de segundo orden.

Los principales efectos de segundo orden que influyen en el comportamiento de los marcos rigidos para edificios son debidos a la geometria al material y a la carga (5,14). Ahora seran descritos brevemente.

Efectos geometricos:

- El efecto de interaccion carga vertical - desplazamiento lateral de los nudos (efecto $P - \Delta$) : Produce momentos flexionantes adicionales iguales al producto de la carga vertical por el desplazamiento lateral.
- Cambios en la longitud del miembro por deformacion axial y curvatura : Influye cuando se tienen marcos de varios niveles en los que las columnas de un extremo se acortan y las del otro se alargan, bajo la accion de fuerzas horizontales, causando un aumento del desplazamiento horizontal Δ .
- Imperfecciones iniciales accidentales de los miembros : Causan que las dimensiones y rigidez de los miembros, sean diferentes a las calculadas.
- Variaciones entre la seccion teorica y la real : Tiene el mismo efecto que el punto anterior.
- Variaciones en las dimensiones del marco debidas a las tolerancias en la fabricacion y en la erection.
- Deformaciones por cortante : Estan ligadas a un incremento de las deformaciones calculadas usualmente solo por flexion.
- Desplazamientos fuera del plano del marco.

Efectos del material:

- Relacion no lineal esfuerzo - deformacion, fuera del intervalo elastico : Usualmente resulta en una reduccion de la resistencia del miembro, y en un aumento de las deformaciones, con respecto a las calculadas elasticamente.
- Esfuerzos residuales (acero) : Ocasionan una disminucion aparente del esfuerzo de fluencia, lo que hace que se presenten antes los efectos indicados en el punto anterior.
- Flujo plastico (concreto) : Aumenta las deformaciones bajo carga constante a lo largo del tiempo.
- Aumento de la zona inelastica al incrementarse las cargas : Es otro aspecto que disminuye la rigidez del miembro. Se puede representar por medio de la relacion no lineal carga - momento - curvatura, en la cual se pueden incluir tambien la relacion no lineal esfuerzo - deformacion, las repeticiones de la carga y en el caso del concreto, el agrietamiento y los efectos dependientes del tiempo.

Efectos de la carga:

- La influencia de la fuerza axial en la rigidez a flexion del miembro : Conforme aumenta la fuerza de compresion la rigidez se ve disminuida.
- Carga variable repetida : Causa una disminucion en la resistencia del miembro ante las variaciones de carga (ciclos de histe-

resis).

La forma como puede evaluarse la influencia de algunos de estos factores en la rigidez del marco se describe brevemente a continuación (14). El efecto de interacción carga vertical-desplazamiento se puede tomar en cuenta planteando las ecuaciones de equilibrio en base a la geometría del marco deformado. De la misma forma se considera el efecto de los cambios de longitud del miembro por deformación axial y curvatura. Las imperfecciones iniciales se toman en cuenta reemplazando cada miembro imperfecto por una serie de miembros con los nudos localizados a lo largo del eje con curvatura inicial. La sección real siempre es, en perfiles de acero, menor a la teórica y se considera que tiene cuando menos las dimensiones mínimas permitidas por los códigos. Las variaciones geométricas causadas por el montaje de estructuras de acero se toman en cuenta considerando que las columnas tienen una desviación función de la permitida por el AISC. Existen dos enfoques para tomar en cuenta la relación no lineal esfuerzo-deformación: considerar que solo los extremos del miembro se comportan inelásticamente o bien que todo el miembro tiene características inelásticas. Los esfuerzos residuales y el aumento de la zona inelástica en los miembros al incrementarse las cargas así como el efecto de la carga variable repetida se pueden incluir dentro del planteamiento anterior para la relación no lineal esfuerzo-deformación. El efecto de la fuerza axial sobre la rigidez a flexión se toma en consideración por medio de las funciones de estabilidad.

Existen, además, otros factores que ocasionan efectos de segundo orden, que por su menor importancia, o por la dificultad de ser tomados en cuenta en el análisis, no figuran en la descripción anterior: sin embargo, se mencionan a continuación: plastificación del marco (2,28,39,60,66), formación de articulaciones plásticas en las columnas y/o en las vigas (5,20,22,26,28,44), conexiones semirígidas (5,20), asentamientos diferenciales y rotaciones de la cimentación (20,27), efectos no uniformes de temperatura (20), efecto $P - \frac{1}{2}$ (siendo $\frac{1}{2}$ la deformación del miembro relativa a la recta que une sus extremos mencionado en las referencias 29 y 41), pandeo torsional de marcos fuera de su plano (39), traslape de miembros y juntas (39) y asentamientos en las vigas debidos a la carga vertical en estructuras con columnas fuertes y vigas débiles (5). Cabe aclarar que algunos de estos efectos, el $P - \frac{1}{2}$, por ejemplo, no se tienen en cuenta en el análisis, pero sí en el diseño.

2.2 Importancia relativa de los efectos de segundo orden.

Los efectos mencionados en el inciso anterior influyen en mayor o menor grado en el comportamiento del marco. Entre los más importantes se encuentran el efecto $P - \Delta$ (figura 1) y la influencia que tienen las fuerzas axiales en las rigideces de los miembros. Merecen también mención especial los efectos del material, que pueden tomarse en cuenta por medio de diagramas carga axial - momento - curvatura (figura 2), los esfuerzos residuales en el acero (figura 3), el flujo plástico del concreto (figura 4). La influencia de la fuerza axial en el momento plástico y la deformación axial en columnas (figura 5).

Los dos primeros efectos suelen ser los de mayor importancia; son los más estudiados, y existen varias formas, exactas y aproximadas, de tomarlos en cuenta, se describen en el inciso siguiente.

2.3 Descripción de los métodos para el análisis de marcos.

En este inciso se tratarán los métodos o procedimientos específicos que toman en cuenta los efectos de segundo orden más importantes. El efecto $P - \Delta$ se toma en cuenta en las diferentes formas de análisis que se describirán más adelante. En lo que respecta a la influencia de la fuerza axial en la rigidez a flexión, se considera por medio del uso de las funciones de estabilidad.

Análisis Elástico.

En primera instancia el método de amplificación de momentos aplicado a los resultados de un análisis elástico de primer orden, representa la aproximación más usada para considerar, aunque de una forma indirecta, durante el diseño de las columnas, el efecto $P - \Delta$. Sin embargo, si se requiere evaluar este efecto con más precisión, debe utilizarse alguno de los siguientes procedimientos.

El primero de ellos consiste en realizar un cálculo iterativo incluyendo las fuerzas "desestabilizantes" (64,67) de la siguiente forma (30,37,39):

- Se calcula la suma de las cargas axiales en las columnas de cada entrepiso.
- Se determinan las cortantes adicionales de entrepiso debidas al efecto $P - \Delta$, usando los valores de Δ_i de cálculos preliminares, límites de desplazamiento lateral predeterminados o el análisis de primer orden previo, de acuerdo con la siguiente fórmula:

$$V^*i = (\bar{F} \sum P_i / h_i) (\Delta_{(i+1)} - \Delta_i)$$

donde,

V^*i = fuerza cortante adicional ficticia en el entrepiso i
 \bar{F} = cociente del desplazamiento lateral del marco resultado de la acción de las cargas factorizadas (afectadas por su factor de carga) entre el desplazamiento lateral del marco cuando actúan sobre él las cargas de trabajo. También llamado factor de seguridad de desplazamiento (37), puede tomarse igual al factor de carga ya que el empleo en el análisis de fuerzas horizontales ficticias calculadas con las cargas verticales factorizadas es equivalente a usar desplazamientos incrementados Δ' (ver figura 6) en el cálculo del efecto $P - \Delta$ producido por las cargas de trabajo, de tal forma que las fuerzas internas de segundo orden, correspondientes al límite de utilidad estructural son iguales a las producidas por las cargas de trabajo multiplicadas por el factor de carga (30,67). Cabe mencionar que según lo asentado en las referencias 5 y 39 esta consideración da resultados iguales o más conservadores que si se diseñara con el factor K de longitud efectiva.

h_i = altura del entrepiso i

$\Delta_{(i+1)}$, Δ_i desplazamientos en los niveles $i+1$ e i , respectivamente.

- Se calculan las fuerzas desestabilizantes con:

$$H^*i = V^*(i+1) - V^*i$$

- Se añaden estas fuerzas a las demás fuerzas horizontales y se calculan los desplazamientos Δ_i realizando un análisis de prim

mer orden del marco rígido, bajo la acción de cargas verticales y horizontales incrementadas.

- b) Se comparan los desplazamientos calculados en el paso anterior con los usados en el paso (b). Si son suficientemente cercanos, de acuerdo a un porcentaje de error permitido, se da por terminado el cálculo; en caso contrario se repite desde el paso (b).

Otro procedimiento (5, 45, 47), que tiene la ventaja de no ser iterativo y que puede considerarse como una modificación del anterior, consiste en estimar el desplazamiento de segundo orden del entrepiso i ($\Delta 2i$), como el resultado de multiplicar el calculado en un análisis de primer orden ($\Delta 1i$) por un factor de amplificación, de acuerdo con la fórmula que sigue, derivada inicialmente por Fey, Parme y Goldberg, cada uno en forma independiente.

$$\Delta 2i = \Delta 1i / (1 - \sum_{\text{un}} P \Delta 1i / Hh)$$

En base a los desplazamientos $\Delta 2i$ se obtienen las fuerzas desestabilizantes como se menciona en el método anterior, y finalmente los elementos mecánicos en las barras por medio de otro análisis de primer orden. Un procedimiento muy similar que considera el desplazamiento rotacional (definido para un miembro de eje recto como el cociente del desplazamiento relativo de los extremos del mismo, medido perpendicularmente a su eje, entre la longitud del miembro) en lugar del desplazamiento horizontal Δ fue descrito en 1976 (41, 42); aplicado a sistemas con juntas articuladas se reduce a la utilización de las fórmulas siguientes.

$$\sum Vdis = (\sum Vw (\Delta po/H)w \sum Pw F) / ((1 - \sum Pw F / \sum Vw) (\Delta ov/H)w)$$

donde,

$\sum Vw$ = carga lateral de trabajo aplicada en un entrepiso.

$\sum Pw$ = peso total de trabajo en un entrepiso.

$(\Delta po/H)w$ = desplazamiento rotacional de primer orden bajo la acción de $\sum Pw$.

$(\Delta ov/H)w$ = desplazamiento rotacional de primer orden bajo la acción de $\sum Vw$.

F = factor de carga,

y para calcular el desplazamiento exacto bajo cargas de trabajo se usa:

$$(\Delta pv/h)w = (\Delta ov/H + \Delta po/H)w / (1 - \sum Pw / \sum P)$$

donde,

$(\Delta pv/H)w$ = desplazamiento rotacional de segundo orden bajo la acción simultánea de Pw y Vw o $\sum Pw$ y $\sum Vw$.

$\sum P$ = suma de las "fuerzas que producen un desplazamiento rotacional unitario de un miembro", considerada para un entrepiso. Igual a $(\sum Vw) / (\Delta ov/H)w$.

Un método más, similar al anterior, propuesto por Rosenblueth (56), calcula inicialmente los momentos en los extremos de los miembros, bajo carga vertical, mediante un análisis de primer orden. Como segundo paso, calcula los momentos causados por las fuerzas horizontales con otro análisis de primer orden. Estos últimos momentos se multiplican por un factor de amplificación. Por último se superponen los momentos amplificados con los debidos a carga vertical. Dicho factor de amplificación se calcula como:

$$1 + (W/h) / (K - W/h)$$

donde,

W = resultante de las fuerzas verticales.

h = altura de entrepiso.

K = rigidez a cortante del entrepiso

K se calcula como:

$$K = V / \delta$$

donde,

V = fuerza cortante de entrepiso.

δ = desplazamiento relativo de entrepiso producto de las fuerzas laterales.

Existe otro metodo debido a Nixon y coautores, mencionado en la referencia 47, en el que se realiza un analisis de primer orden insertando un miembro diagonal ficticio de area negativa en cada nivel, lo cual simula la "dissinucion de rigidez" del marco por el efecto P - Δ . Tal area del miembro ficticio se calcula con:

$$A = -(P / L) (L_0 / E \cos^2 \beta)$$

donde,

P = suma de cargas axiales en las columnas del entrepiso.

E = modulo de elasticidad,

las demas literales se definen en la figura 6.

Dicho miembro ficticio es un artificio para que utilizando un programa de computadora que realice un analisis de primer orden se pueda realizar uno de segundo orden aproximado; proviene de la comparacion de los elementos correspondientes de la matriz de rigideces de segundo orden, definida adelante, con los elementos de la matriz de rigideces de un miembro diagonal.

La matriz de rigideces de segundo orden correspondiente a la columna que se muestra en la figura 7 considerando el efecto de la fuerza axial unicamente en el equilibrio del miembro en su configuracion ya desplazada es:

$$\begin{array}{cccc} 4EI / L & 2EI / L & -6EI / L^2 & 6EI / L^2 \\ 2EI / L & 4EI / L & -6EI / L^2 & 6EI / L^2 \\ -6EI / L^2 & -6EI / L^2 & 12EI / L^3 - P/L & -12EI / L^3 + P/L \\ 6EI / L^2 & 6EI / L^2 & 12EI / L^3 + P/L & 12EI / L^3 - P/L \end{array}$$

La correspondiente matriz del miembro diagonal seria:

$$\frac{A E}{L_0} \begin{bmatrix} \cos^2 \beta & -\cos^2 \beta \\ -\cos^2 \beta & \cos^2 \beta \end{bmatrix}$$

Debido a los miembros ficticios, el metodo de cargas axiales y cortantes en las columnas conectados a dichos miembros que deben ser corregidos por statica.

Roberts en 1981 (54), propuso realizar dos analisis de primer orden y superponerlos para obtener los desplazamientos de segundo orden. En el primer analisis se calculan las fuerzas y desplazamientos bajo la accion de todas las cargas. Las fuerzas axiales se sustituyen por un sistema equivalente de momentos y cortantes con los cuales se realiza el segundo analisis de primer orden. Dicho sistema equivalente es tal que produce los mismos desplazamientos laterales que el total de las cargas (se muestra en el articulo la deducccion de este punto por medio de consideraciones energeticas). Los desplazamientos calculados en el segundo anali-

sis se multiplican por un factor, tambien deducido en el articulo, calculado para cada piso. Finalmente se superponen estos resultados con los del primer analisis.

En los analisis elasticos de segundo orden, se obtiene una mejor aproximacion del comportamiento real. En estos analisis se plantean las ecuaciones de equilibrio considerando la estructura deformada. Usualmente se considera tambien el efecto de la fuerza axial en la rigidez a flexion, y puede considerarse la deformacion axial en columnas.

Analisis Rigido-Plastico.

En el analisis rigido-plastico suele incluirse la influencia de la fuerza axial en la capacidad a flexion, por medio de los diagramas momento-curvatura apropiados. Si se considera el efecto $P - \Delta$, se obtiene una grafica carga-desplazamiento descendente. La carga de colapso rigido-plastico da para muchos carmarcos altos como los descritos en el capitulo 1 de este trabajo, un valor entre el 5 y 15% mayor que la carga de colapso por mecanismo del marco rigido (1).

Analisis Elasto-Plastico de segundo orden.

Este es el analisis que proporciona los resultados mas aproximados al comportamiento real (31). En el se consideran diagramas realistas de momento-curvatura para representar al material. Comienza con un analisis elastico de segundo orden para determinar la carga en la cual se forma la primera articulacion plastica. Se continua con otro analisis, suponiendo que la articulacion que se forma es una articulacion real. Se encuentra la siguiente articulacion plastica, y el proceso se repite hasta que se forma un mecanismo con la ultima articulacion plastica. En este punto las graficas carga-desplazamiento de este tipo de analisis y del rigido-plastico de segundo orden se juntan. Dicho punto se puede calcular sin necesidad de realizar el analisis elasto-plastico de segundo orden completo, por medio del analisis de la "ultima articulacion", y ademas es la carga que mejor estima la capacidad del marco (31). Sin embargo la carga de colapso puede ser, por los efectos de segundo orden, menor que la correspondiente a la formacion de un mecanismo. En estos analisis se considera la influencia de la fuerza axial en el momento plastico resistente y en las flexibilidades de los miembros, y los momentos secundarios debidos a la interseccion de fuerzas axiales y deformaciones.

Para obtener el factor de carga de colapso de segundo orden del marco se sigue el siguiente proceso iterativo (1):

- a) Se realiza un analisis de resistencia de primer orden para determinar el factor de colapso rigido-plastico λ_p (un limite superior del factor de carga de colapso λ).
- b) Al nivel de carga del paso anterior se hace un analisis de deformaciones de primer orden, para determinar los valores iniciales de los momentos flectores (M) y las deformaciones θ y Δ del marco.
- c) En base al paso anterior, se determinan las fuerzas axiales correspondientes P.
- d) Para los valores P y Δ de los pasos (b) y (c), se realizan los cambios a: 1) momento plastico resistente, 2) trabajo externo con momentos de segundo orden y, 3) flexibilidades de los miembros.
- e) Con los valores de los incisos (1) y (2) del paso anterior, se realiza un analisis de resistencia de primer orden para deter...

minar una mejor estimación, que incluye efectos de segundo orden, del factor de carga de colapso.

- f) Se hace un análisis de deflexiones de primer orden considerando el inciso (3) del paso (d) y el nivel de carga del (e), para determinar momentos flexionantes M y deformaciones Θ y Δ .
- g) Se repiten los pasos (c), (d), (e) y (f) hasta que los valores de los momentos, fuerzas axiales, deformaciones y factor de carga de colapso sean todos casi iguales en dos ciclos de análisis sucesivos.

Existen otros métodos elasto-plásticos que tiene variaciones respecto al anterior. El propuesto por Anderson e Islam en 1970 (8) sirve para diseñar marcos rígidos de acero partiendo de secciones elegidas para cumplir con requisitos de deformación lateral del marco bajo cargas de trabajo, analizando posteriormente la estructura como una serie de marcos sustitutos, para desplazamientos, y de marcos "limitados", para giros de nudos y articulaciones en un proceso iterativo que considera la "desaparición" de articulaciones plásticas por giros contrarios en dichas articulaciones.

Baker en 1973 (10), propuso un método de ensayo y ajuste que se realiza de piso en piso por medio de los siguientes pasos:

- a) Se determina la distribución aproximada de momentos flexionantes y posiciones de articulaciones plásticas para dimensionar las secciones de concreto.
- b) Se calculan de forma más precisa los momentos flexionantes de secciones críticas, se calculan las áreas de acero, se verifica la posición de las articulaciones plásticas y se ajustan los valores de los momentos flexionantes donde sea necesario.
- c) Se calcula el desplazamiento lateral δ , con los momentos $P(\Psi h + \delta)$ actuantes (Ψ es el giro de la columna y h su altura); se ajusta la rigidez EI o el momento M en trabes, si se requiere, y se incrementan las áreas de acero para resistir los momentos $P(\Psi h + \delta)$.

Daniels y Lu presentaron en 1972 (20), un método preliminar para determinar el comportamiento aproximado de un piso (considerado como un conjunto, que se divide en "subconjuntos" formados por una columna restringida y las vigas adyacentes a la parte superior de la misma), sujeto a carga horizontal y vertical, que forma parte de un marco rígido. El efecto de segundo orden que considera es el $P - \Delta$. Otro método aproximado fue descrito por Wright en 1972 (71), para diseño preliminar de marcos considerando el efecto de la fuerza axial en el momento plástico y el efecto $P - \Delta$.

Por su parte Jennings y Majid en 1965 (38) describieron el desarrollo y utilización de un programa de computadora que considera el efecto $P - \Delta$ al usar los desplazamientos de los nudos como coordenadas básicas y las rotaciones de las articulaciones plásticas como coordenadas extras. El efecto de la carga axial en la rigidez lateral de los miembros se toma en cuenta con las funciones ϕ de Livesley. Este método fue actualizado en 1968 por Majid y Anderson (49), para incluir la influencia de la fuerza axial en el momento plástico resistente. Una modificación del mismo, que incluye una relación trilineal momento-curvatura, la determinación inicial de las fuerzas internas y desplazamientos por un método de "deformación inicial", el uso de la rigidez tangente para cada nivel de carga y la solución "exacta" de las funciones de estabilidad como un problema de valores característicos fue propuesta por Tranberg, Swannell y Meek en 1976 (66). Hay otros programas de computadora que consideran efectos de segundo orden, en análisis

elásticos o elasto-plásticos.

2.4 Diseño por rigidez.

Resulta claro que en edificios altos la solución más económica es utilizar marcos contraventeados (11), o combinados con marcos de rigidez, o bien utilizar un núcleo rígido (7), pero hay casos en los cuales solo pueden emplearse marcos rígidos, debido a características arquitectónicas o funcionales del edificio. Los marcos de este tipo diseñados para satisfacer los requisitos de resistencia no suelen tener la rigidez suficiente para cumplir con los requisitos de desplazamientos bajo cargas de trabajo, lo cual ha llevado a desarrollar métodos que tomen en cuenta este aspecto de un principio. Esto se hace mediante un cálculo que satisfaga primero los requisitos de rigidez y después, como una revisión, los de resistencia.

Batten en 1978 (11) muestra en un estudio, entre otros, los siguientes dos puntos, de interés para este trabajo. Menciona primero que el límite del índice del desplazamiento lateral de marcos rígidos, en los cuales el diseño queda regido por consideraciones de resistencia, es solo un poco menor a 0.004, y puesto que este índice es mayor al usado normalmente en el diseño, concluye que el diseño de marcos rígidos en general está gobernado por los requisitos de deformación lateral, con lo cual están de acuerdo otros autores como Cheong Siat Moy (21), Anderson e Islam (6,7) y Majid y Okdeh (48). En el otro punto asevera que los desplazamientos horizontales se controlan más eficientemente aumentando las secciones de las vigas que las de las columnas.

Cheong Siat Moy propuso en 1974 seguir un procedimiento que debe realizarse piso por piso, desde el nivel superior, de acuerdo a los siguientes pasos:

- Se seleccionan vigas y columnas por una técnica de diseño plástico que proporcione un diseño preliminar.
- Se evalúan las rigideces de los subconjuntos individuales del piso como la suma de las de los subconjuntos.
- Se calcula la fuerza cortante que actúa en el piso debida a las cargas de viento. Se determina la rigidez del piso requerida dividiendo la cortante entre el desplazamiento lateral escogido como límite.
- Si la rigidez requerida es menor que la disponible en el piso, se realiza el paso (f), si no lo es se ejecuta el paso (e).
- Se incrementa el tamaño de las vigas.
- Se calcula el desplazamiento lateral de "equilibrio", dividiendo la cortante entre la rigidez real. Se prueba si se han formado articulaciones plásticas y se incrementa el tamaño de los miembros un caso necesario.

En 1976 (24) el mismo autor hizo la siguiente modificación al método descrito. Llamando Ψ al cociente de la rigidez de la columna entre la rigidez de las vigas de cada subconjunto se tiene que si $\Psi \gg 0.5$ se deben incrementar las secciones de las vigas, si $\Psi \ll 0.5$ se deben incrementar las de las columnas y si $\Psi \approx 0.5$ se incrementarían ambas, buscando siempre aumentar la rigidez lateral de entrepiso de la forma más económica posible.

El proceso de diseño debido a Majid y Okdeh (1982) es como sigue:

- Se especifica el desplazamiento horizontal para cada piso y se

definen límites inferiores para las dimensiones de las vigas por medio de un mecanismo de viga con $\lambda_1 = 1.75$.

- b) Se propone un conjunto de secciones de vigas y se calculan las relaciones r ($r_j = (L(j-1) + L_j) / L_i$).
- c) Bajo la condición de carga especificada, se lleva a cabo un proceso iterativo hasta obtener un conjunto de secciones (este consiste en suponer dicho conjunto de tal forma que se satisfaga un desplazamiento lateral determinado, en seguida suponer los giros en los nudos como nulos, en base a estos obtener nuevos valores de momentos de inercia, de desplazamientos y de giros, con las ecuaciones planteadas en el artículo, y finalmente, se comparan estos con los supuestos al principio del ciclo y se repite el proceso hasta obtener la aproximación deseada).
- d) Se repite el paso (c) comenzando con diferentes secciones de vigas y valores de r .
- e) Se calculan las nuevas fuerzas axiales y momentos flexionantes, se verifican las secciones por resistencia y se modifican de ser necesario.
- f) Se revisa el diseño final por un método no lineal de análisis elástico para un factor de carga $\lambda_2 = 1.29$ y se escogen nuevas secciones de columnas si es necesario.

2.5 Consideraciones del reglamento del D.F. de 1976.

El reglamento de construcciones para el Distrito Federal (RDF) marca en sus artículos 207 y 242 los desplazamientos horizontales permisibles para estructuras de acero o de concreto. Los límites de servicio son $1 / 250$ (0.004) de la altura del entrepiso cuando no existan elementos no estructurales ligados a los estructurales de tal forma que se puedan dañar y $1 / 500$ (0.002) para otros casos. Al considerar el diseño por sismo los valores límite del desplazamiento horizontal son 0.016 y 0.008 de la altura del entrepiso, respectivamente. Si se cumple lo descrito en el capítulo 4, se pueden dividir entre Q y compararse con los desplazamientos calculados del análisis bajo las cargas divididas entre Q .

Estructuras de concreto.

Las normas complementarias para estructuras de concreto especifican en el inciso 1.3.2 dos procedimientos de amplificación de momentos para tomar en cuenta "los momentos de segundo orden ante la acción combinada de carga vertical y horizontal". Asimismo mencionan el criterio para considerar a un miembro restringido o no lateralmente:

"Se supone que una columna tiene sus extremos restringidos lateralmente cuando forma parte de un entrepiso donde la rigidez lateral de contravientos, muros u otros miembros que den restricción lateral no sea menor que el 85% de la rigidez total del entrepiso. Además, la rigidez de cada diafragma horizontal (losa, etc.) a los que llega la columna, no debe ser menor que diez veces la rigidez de entrepiso del marco a que pertenece la columna en estudio". Añade el RDF que "puede considerarse que una columna tiene sus extremos restringidos lateralmente cuando la deformación total de entrepiso divida entre la diferencia de elevaciones correspondiente no sea mayor que 0.08 veces la relación entre la fuerza cortante del entrepiso y la suma de las cargas muerta y vivas nominales acumuladas desde el extremo superior del edificio hasta el entrepiso considerado". Ésto es aproximadamente válido

para estructuras regulares, del tipo de las tratadas en el presente trabajo. Para las columnas de marcos de este tipo de estructuras y que no tengan sus extremos restringidos el RDF establece las reglas siguientes.

Si $H' / r < 22$ no se requiere amplificación de momentos, y si $H' / r > 100$ deberá hacerse un análisis de segundo orden, donde H' es la longitud efectiva y r el radio de giro del miembro.

El análisis de segundo orden pedido por el RDF debe incluir el efecto de interacción fuerza axial-desplazamiento y la influencia de la carga axial en las rigideces.

La forma en que toma en cuenta el RDF el flujo plástico del concreto es por medio de un factor que multiplica a la deformación calculada con un análisis elástico considerando un módulo de elasticidad de $10000 \sqrt{f'c}$ y el momento de inercia promedio de la sección transformada y agrietada entre las secciones extremas (I e I3) y la sección media del miembro (I2), igual a $(I_1 + I_2 + I_3) / 4$. Dicho factor es igual a:

$$(2 - 1.2 (A's / A_s)) \geq 0.6$$

donde,

$A's$ = área de acero en compresión

A_s = área de acero en tensión

$A's/A_s$ se calcula con el mismo criterio que el momento de inercia promedio.

Estructuras de acero.

En las normas complementarias correspondientes al acero, el RDF especifica, aunque de una forma más elaborada, los dos métodos de amplificación de momentos para tomar en cuenta los efectos de interacción fuerza axial-desplazamiento que se mencionan en las normas para el concreto. Menciona explícitamente, además, que los momentos en los traveses deben incrementarse para satisfacer el equilibrio.

El criterio para desprestigiar los efectos de esbeltez es el mismo que para estructuras de concreto.

En el caso del acero no se especifican límites de la relación de esbeltez de las columnas para los que no sea necesario realizar un análisis de segundo orden. Para realizar este análisis se deben considerar "los incrementos de las fuerzas internas provocadas por las cargas actuando sobre la estructura deformada, así como la influencia de la fuerza axial en las rigideces cuando sea significativa".

2.6 Comparación con recomendaciones extranjeras.

ACI 318-83.

Este reglamento presenta recomendaciones semejantes a las del RDF con las siguientes diferencias.

Considera un momento de inercia efectivo para miembros sujetos a flexocompresión, en lugar de uno promedio, con la siguiente fórmula:

$$I_e = (Mcr/Ma)^3 I_g + (1 - (Mcr/Ma)^3) I_{cr}$$

donde,

$Mcr = fr I_g / \gamma_t$

siendo,

f_r = modulo de ruptura del concreto

I_g = momento de inercia de la seccion total de concreto sin refuerzo

y_t = distancia del eje centroidal de la seccion total a la fibra extrema en tension sin considerar refuerzo

M_a = momento maximo en el miembro

I_{cr} = momento de inercia de la seccion agrietada transformada a concreto.

Toma otras formulas para el modulo de elasticidad, que dependen de las diferentes condiciones de los agregados petreos de un lugar a otro.

Distingue dos tipos de amplificacion de momentos, el debido a la curvatura entre los extremos del miembro y el correspondiente al desplazamiento lateral que resulta de la aplicacion de las cargas de gravedad y laterales, separando de esta forma los efectos que el RDF considera de manera global.

No considera el segundo procedimiento de amplificacion de momentos, que menciona el RDF como optativo.

El criterio que establece el ACI para definir cuando hay restriccion lateral suficiente para que no sea necesario considerar el efecto P- Δ es que "un miembro en compresion contraventado lateralmente es un miembro en determinado nivel en el que los desplazamientos horizontales no afectan de manera significativa a los momentos de la estructura"; ademas menciona que cuando el indice de estabilidad "D" no excede de 0.04, los momentos P- Δ no deben sobrepasar 5% de los momentos de primer orden, y se puede decir que la estructura esta contraventada. El indice "D" se determina con:

$$D = \sum P_u u / H_u h_s$$

donde,

P_u = carga axial a una excentricidad determinada (P_n) afectada por el factor de carga (ϕ), o bien igual a ϕP_n .

Δu = desplazamiento lateral de primer orden calculado elasticamente, debido a H_u

H_u = fuerza lateral factorizada total que actua en el entrepiso

h_s = altura del entrepiso

Por ultimo, para el analisis de segundo orden, requiere que se tome en cuenta adicionalmente la influencia del momento de inercia variable en la rigidez de los miembros y en los momentos de empotramiento, y requiere ademas la inclusion de los efectos de la duracion de las cargas.

AISC-78.

Tambien en el caso del acero las recomendaciones del AISC se asemejan con las del RDF excepto en algunos puntos.

El AISC no menciona el criterio para determinar si una columna esta restringida. Indica que los efectos de esbeltez deben considerarse en el diseno, no en el analisis, por medio de factores de longitud efectiva mayores que uno y de factores de amplificacion de los momentos y no menciona cuando es necesario un analisis de segundo orden.

ATC-78.

Considera los siguientes aspectos. Calcula el desplazamiento

de entrepiso Δ como la diferencia de desplazamientos entre niveles consecutivos, calculados por medio de un análisis elástico y multiplicados por un factor de amplificación C_d , que toma en cuenta los desplazamientos inelásticos y depende de una clasificación de tipos de marcos establecida en las recomendaciones del ATC (para los marcos que se tratan en este trabajo varía entre 2 y 6). Este desplazamiento Δ puede aun tener que ser multiplicado por el factor $(1 + ad)$, determinado por un análisis racional y que considera los efectos $P-\Delta$, dependiendo de si el coeficiente de estabilidad Θ es mayor a 0.10. Este coeficiente se determina como:

$$\Theta = P_n \Delta / V_n h_{sx} C_d$$

donde,

- V_n = fuerza cortante sísmica entre los niveles "n" y "n-1"
- h_{sx} = altura del entrepiso bajo el nivel "n"
- $P_n = \sum_{i=1}^n W_i$ peso arriba del nivel "n"
- Δ = desplazamiento lateral de diseño del entrepiso
- C_d = factor de amplificación del desplazamiento que depende del tipo de marco y varía entre 2 y 6. En el caso de los marcos rígidos "regulares" toma un valor de 2 para concreto reforzado y de 4 para acero

El comentario a estas recomendaciones acepta como análisis $P-\Delta$ el siguiente.

- a) Se calcula para cada entrepiso el factor de amplificación P -delta, $ad = \Theta / (1 - \Theta)$. La cortante efectiva en el entrepiso y la excentricidad calculada se ajustan por un factor $1 / (1 - \Theta)$ o $1 + ad$.
- b) Se multiplica la cortante de entrepiso V_n por el factor $1 + ad$ para ese entrepiso y se recalculan las corrientes de entrepiso, momentos de volteo y demás efectos sísmicos correspondientes a dichas corrientes aumentadas.

CEB - FIB - 70.

Estas recomendaciones tienen un enfoque probabilístico diferente, siendo además más explícitas en algunos aspectos y menos en otros que las ya descritas.

Mencionan específicamente que debe considerarse el efecto de los métodos de construcción por medio de diferentes análisis estructurales que consideren las deformaciones causadas por cada etapa de construcción, incluyendo el efecto del flujo plástico del concreto.

En forma general indican que los métodos de análisis usados para verificar los estados límite se basaran en la representación más aproximada del comportamiento de la estructura.

Requieren la revisión de la estabilidad general de la estructura en condiciones límite. Indican que es suficiente tener valores elásticos de los momentos, o aun valores ajustados o aproximados a los elásticos, siempre que se tomen las precauciones mencionadas en las mismas recomendaciones.

No distinguen entre columnas con o sin extremos restringidos, y sujetan la revisión por pandeo a que la relación de esbeltez sea mayor a 35 pero siempre menor a 140:

$$35 \leq l_c / i \leq 140$$

donde,

l_c = longitud de pandeo; se determina por la teoría elástica o por un cálculo que considere los efectos de rotación y desplazamiento de los extremos de la columna.

i = radio de giro de la sección sola de concreto.

Piden como método general un análisis racional del comportamiento de la estructura, incluyendo la influencia de las cargas y los efectos de segundo orden producidos por deformaciones. Estos últimos deben evaluarse tomando en cuenta el agrietamiento, el efecto del refuerzo en la rigidez del miembro y el flujo plástico correspondiente a cargas de trabajo.

Alternativamente puede usarse un método en el cual el momento de diseño (M^*), sera el calculado en un análisis de primer orden (M_1^*), mas el producido por una excentricidad accidental e_o y la carga axial N ($N e_o^*$), mas un momento suplementario introducido por la deformación (M_2^*):

$$M^* = M_1^* + N e_o^* + M_2^*$$

Consideran otro método aproximado en el cual se excluye el término correspondiente a la excentricidad accidental, se disminuyen las resistencias multiplicandolas por $1 / 1.2$ y el momento M_2^* se calcula en función de la carga axial de diseño (N^*), de la curvatura del miembro al centro de la longitud de pandeo en el estado limite último (K) y de la longitud de pandeo:

$$M_2^* = N E K \frac{l_c^2}{10}$$

Traen formulas para el calculo aproximado de K .

Aceptan la teoría lineal del flujo plástico, para un esfuerzo de trabajo menor o igual al 40% del de ruptura, de acuerdo a:

$$E_f = (\sigma^* b / E_b 28) \phi$$

dando,

E_f = coeficiente final de fluencia

$\sigma^* b$ = esfuerzo constante en compresión

$E_b 28$ = modulo secante a los 28 días

ϕ = coeficiente que depende de las condiciones de servicio

Opcionalmente se pueden seguir las siguientes reglas para deformaciones prolongadas. Se multiplican los calculados en un análisis que no considere el flujo plástico por un factor de 2 para clima templado o húmedo y por 3 para clima seco, siempre y cuando, las cargas vivas se apliquen hasta el término de la construcción. Si la aplicación de la carga es 6 meses después de terminar la construcción, los factores son 1.5 y 2 respectivamente. Adicionalmente, si existe acero en compresión, se pueden reducir los factores aun mas.

2.7 Índice para determinar la necesidad de un análisis de

segundo orden.

Se encuentran reportados dentro de la bibliografía analizada varios parámetros que sirven para definir si es necesario realizar un análisis de segundo orden. Se mencionan a continuación los que son de interés para este trabajo, esto es los que aplican a marcos sin muros de rigidez y sin miembros diagonales de contraventeo.

El primero de ellos es el siguiente (5,47):

$$Q = \sum P_i \Delta_{1i} / (H_i h_i)$$

donde,

- $\sum P_i$ carga vertical en y arriba del nivel i
- Δ_{1i} desplazamiento horizontal de primer orden del nivel i
- H_i fuerza cortante en el nivel i
- h_i altura del entrepiso

De acuerdo con la referencia 47 si el parámetro Q es menor o igual a 0.0475 se puede ignorar el análisis de segundo orden. Si Q varía entre 0.0475 y 0.2 recomiendan un análisis de segundo orden. Finalmente no recomiendan marcos que tengan Q mayor a 0.2.

Este parámetro va ligado con el factor de amplificación de momentos δ (47) definido como sigue:

$$\delta = 1 / (1 - Q)$$

Por lo tanto el considerar a Q menor o igual a 0.0475 equivale a tener un factor de amplificación menor o igual a 1.05; esto es que los momentos de segundo orden (considerando que es válido el factor δ) sean cuando más 5% mayores que los momentos de primer orden.

En el inciso anterior se menciona la utilización de este índice en el reglamento del ACI (78), donde se le llama índice de estabilidad y tiene las siguientes diferencias respecto al mencionado arriba. La carga vertical y la fuerza cortante están afectadas por el factor de carga y el desplazamiento horizontal es el debido a la fuerza cortante.

El segundo parámetro es Θ (80) y se define como sigue:

$$\Theta = \sum P_i \Delta_i / (H_i h_i C_d)$$

donde $\sum P_i$, H_i , y h_i ya se definieron; los dos restantes son el factor de amplificación del desplazamiento C_d y el desplazamiento horizontal relativo de diseño del entrepiso Δ_i , que es igual a:

$$\Delta_i = \delta_i - \delta_{(i-1)}$$

Así mismo el desplazamiento horizontal de entrepiso δ_i es igual a:

$$\delta_i = C_d \delta_{ie}$$

Finalmente δ_{ie} es el desplazamiento calculado por el análisis elástico de primer orden.

Sustituyendo las ecuaciones de δ_i y de Δ_i en la correspondiente a Θ se tiene que:

$$\Theta = \sum P_i C_d (\delta_{ie} - \delta_{(i-1)e}) / (H_i h_i C_d)$$

Y puesto que $\Delta_{1i} = \delta_{ie} - \delta_{(i-1)e}$ resulta:

$$\Theta = \sum P_i \Delta_{1i} / (H_i h_i)$$

O sea que el parámetro Θ es idéntico al Q , solo que la referencia 80 fija el siguiente criterio (ver inciso 2.6). Si Θ es menor o igual a 0.10 no es necesario considerar efectos P- Δ_i en

caso contrario se recomienda un analisis de segundo orden.

El tercer parametro (δ) indica que el efecto $P-\Delta$ se restringe a menos del 12% si:

$$H_i / \Delta H_i > 9 \sum P_i / h_i$$

Rearreglando la desigualdad resulta en:

$$\sum P_i \Delta H_i / (H_i h_i) < 1 / 9$$

Despues del analisis realizado se observa que lo que parecen tres parametros es en realidad uno solo. En la siguiente tabla se comparan los cuatro criterios mencionados.

Referencia	Analisis de segundo orden si:	Factor de amplificacion
5 y 47	$Q > 0.0475$	1.04986877
78	$Q > 0.04$	1.04166667
80	> 0.1	1.11111111
26	indice > 0.11	1.12359551

De la tabla anterior se aprecian dos enfoques respecto al valor limite a partir del cual es necesario un analisis de segundo orden. El mas conservador usa un valor cercano a 0.04 y el menos conservador uno cercano a 0.11. Si se considera valido el factor de amplificacion dichos valores equivalen a tener una amplificacion de momentos del orden del 5% en el primer caso y del 12% en el segundo. Ahora bien debido a todos los efectos de segundo orden que se han mencionado en este trabajo los momentos se veran amplificados en un mayor grado al predicho por el factor de amplificacion. Para llegar a determinar si uno de estos dos criterios o tal vez alguno otro es el apropiado se requiere analizar un numero elevado de estructuras y ademas comparar los resultados teoricos con la experimentacion.

Es conveniente hacer notar que el uso de este parametro requiere la realizacion de un analisis de primer orden antes de poder determinar si se requiere o no un analisis de segundo orden. Como una alternativa se pueden calcular los desplazamientos por medio de un analisis aproximado bajo la accion de las cargas horizontales, y aplicarlos al mencionado parametro.

3. ESTADO DEL ARTE DEL DISEÑO DE COLUMNAS DE MARCOS RIGIDOS.

Los efectos de segundo orden tienen influencia en el diseño tanto de las columnas como de las vigas de una estructura. En este capítulo se tratarán exclusivamente las ecuaciones del diseño que atañen a la estabilidad de la columna, con fines de una exposición más clara. Sin embargo debe tenerse presente que para obtener un diseño confiable y completo se requieren considerar adicionalmente las ecuaciones de diseño correspondientes a la resistencia de la sección transversal del miembro.

3.1 Columnas de acero.

Los procedimientos de diseño de columnas siempre han tendido a tener en cuenta, lo más aproximadamente posible, el comportamiento real del miembro. El mejor método de diseño es aquel que considere las interacciones de los diferentes miembros que forman el marco. Sin embargo, dado que esto no es aun posible, el enfoque actual de diseño sigue teniendo como fundamento al miembro aislado, si bien existe una corriente hacia la sintetización del diseño de vigas y columnas (que tradicionalmente se ha considerado en forma separada) en uno que solo considere elementos viga - columna (17,31), en conjunto con otra corriente que tiende hacia la utilización de los factores de carga y resistencia (15,17,39,75). Así mismo, se puede mencionar el trabajo de Smith (61) como una llamada de atención en el aspecto del diseño conjunto de columnas de acero, concreto reforzado y columnas compuestas.

En el diseño del miembro se busca cubrir dos aspectos: la resistencia de la sección y la estabilidad del miembro. Dentro de esta última se incluyen los efectos de pandeo de la pieza (por compresión solamente y el lateral torsionante) y los de pandeo de conjunto del entropiso como parte constitutiva del marco rígido (efecto $P - \Delta$). Los aspectos de pandeo local de la sección se suelen cubrir con una serie de reglas que evitan su aparición prematura (17).

Existen varias incertidumbres en las solicitaciones y en las resistencias que han llevado al planteamiento del diseño por factores de carga y resistencia. Pero además existen otros factores que solo pueden tomarse en cuenta en forma indirecta. Entre ellos están los siguientes: se ha encontrado que la curvatura inicial disminuye hasta en un 25% la resistencia, se requiere del empleo de curvas de diseño diferentes para distintos perfiles (15) y los esfuerzos residuales varían según el proceso de fabricación. Incertidumbres como estas obligan a seguir usando fórmulas empíricas para el diseño (19).

En la actualidad se distinguen dos corrientes principales de diseño en lo que respecta a los efectos de segundo orden (efecto $P - \Delta$): el uso de métodos que consideran de una forma indirecta dichos efectos por medio del concepto de longitud efectiva, en conjunto con un factor de amplificación (utilizando los resultados de un análisis de primer orden) y un diseño que considere directamente los elementos mecánicos obtenidos con un análisis de segundo orden.

Los defensores del método indirecto justifican su uso por el ahorro pecuniario que representa el utilizar un análisis de primer orden. Yura, por ejemplo, indica que con el método de longitud efectiva se obtienen resultados confiables si se usa racionalmente,

tomando en cuenta las hipótesis en que está basado (74). El método utiliza un factor de amplificación de momentos (φ) que es función de la carga crítica de pandeo elástico (PE) y de las condiciones de apoyo de los extremos del miembro, de tal forma que una ecuación de interacción para flexocompresión, correspondiente a la iniciación del flujo plástico, puede escribirse como:

$$P / P_y + \varphi M / M_y \leq 1.0$$

donde P y M son las fuerzas actuantes y P_y y M_y la carga y momento de fluencia de la sección, considerados individualmente.

Sin embargo, es más común encontrar que se utiliza un factor de amplificación calculado para un cociente de los momentos extremos, menor entre mayor, q, igual a 1 (curvatura simple) y un factor que considera los momentos reales en los extremos (C_m). Así, la ecuación de interacción queda:

$$P / P_y + (C_m M / M_y) \varphi_{yn} \leq 1.0$$

El factor de amplificación que aparece en la referencia 31 es como sigue:

$$\varphi = \sqrt{1 + q - 2q \cos(F_v L)} / \sin(F_v L) \quad \text{para } q \geq \cos(F_v L)$$

$$\varphi = 1.0 \quad \text{para } q < \cos(F_v L)$$

Young (72) menciona que los efectos $P - \delta$ son importantes a partir de una longitud L_s definida como sigue:

$$L_s = L_c / (\sqrt{W} \cos(q))$$

donde L_c es la longitud crítica de la columna cargada axialmente, de longitud L.

F_v se define como:

$$F_v = P / E I_x$$

siendo E el módulo de elasticidad e I_x el momento de inercia.

Cheong Siat Moy propuso la siguiente ecuación de interacción para resistencia última, incluida en la referencia 25:

$$P / P_{cr} + \beta M_s / M_p \leq 1.0$$

donde P_{cr} es la carga de pandeo de la columna biarticulada; M_s es el momento flexionante de segundo orden; M_p el momento plástico de la columna y β es una función propuesta como:

$$\beta = 1 + (A_f - 1) / C$$

siendo A_f el cociente del desplazamiento (Δ_s) o momento flexionante (M_s) de segundo orden entre los correspondientes valores de primer orden (Δ_f o M_f) y C es una constante que vale 10 para los casos mencionados en el artículo.

A_f puede evaluarse como:

$$A_f = 1 / (1 - P / P_E)$$

o bien, si la estructura es regular y $A_f \leq 1.5$, puede considerarse

$$1 / (1 - \Sigma P \Delta f / \Sigma \Delta h)$$

donde ΣP es la carga vertical total en el entrepiso considerado y $\Sigma \Delta h$ la cortante total del entrepiso, de altura h .

Tomando en cuenta que $M_s = A_f M_f$, el segundo termino de la ecuacion de interaccion puede expresarse como:

$$\beta M_s / M_p = (1 - P / P_E - P / (CPE)) / (1 - P / P_E)^2 M_f / M_p$$

El uso del concepto de longitud efectiva radica en el calculo de la carga critica de pandeo.

El enfoque de segundo orden se justifica porque con el se obtiene una mayor aproximacion al comportamiento real, al considerar los elementos mecanicos de segundo orden. Su principal objetivo es sustituir el uso de K y del factor de amplificacion por un metodo directo; sin embargo, el factor K si se aplica al revisar por carga vertical (40). A pesar de que los metodos de segundo orden, mencionados en el capitulo anterior, consideran el efecto $P - \Delta$ en el analisis (usando un factor de $K=1$ para diseño), debe seguir considerandose en el diseño el efecto $P - \delta$, por medio del factor de amplificacion, a menos que se haga un analisis como el mencionado en la referencia 29.

Una ventaja mas del enfoque de segundo orden, en conjunto con el concepto de rigidez del entrepiso (que siempre debe ser positiva) es que no requiere distinguir entre miembros con translacion permitida y aquellos con translacion restringida (22). Sin embargo, en estructuras extremadamente flexibles las tecnicas $P - \Delta$ pueden ser inseguras; para evitar esto se requiere limitar el desplazamiento lateral (48).

En lo que respecta a la flexion biaxial, se han reportado formulas empiricas como la de Springfield (43) para secciones W , o procedimientos para obtener curvas de interaccion como el propuesto por Sharma y coautores (59) para secciones I .

Como un ejemplo de las formulas empiricas mas usadas esta la siguiente formula de interaccion, propuesta por Chen, mencionada en la referencia 30.

$$(M_x / M_{ux})^{\beta} + (M_y / M_{uy})^{\beta} = 1.0$$

que sirve para determinar aproximadamente los momentos M_x y M_y que al actuar en conjunto con una fuerza axial P producen la falla de una columna larga de seccion transversal H . M_{ux} y M_{uy} son los momentos maximos que resiste la barra considerando la fuerza axial y teniendo en cuenta la posibilidad de falla por flexotorsion, pero excluyendo el otro momento. β es igual a $1.40 + P / P_y$. P es la carga axial y P_y la resistencia axial.

3.2 Columnas de concreto reforzado.

Al igual que en el caso de columnas de acero, el diseño de las de concreto reforzado esta basado actualmente en el miembro aislado, si bien el enfoque de viga-columna no se da por las caracteristicas especiales del concreto reforzado, las cuales causan que el comportamiento de una viga y de una columna sean diferentes. En cambio el diseño a flexocompresion por medio de dia-

grapas de interacción adimensionales (curvas de diseño) se ha utilizado desde hace mas tiempo que para columnas de acero. Empezando por la conocida formula de Bresler propuesta en su articulo en 1960 (18):

$$1/P_i = 1/P_x + 1/P_y + 1/P_0$$

como la mejor al compararla con otra de la forma:

$$(M_x/M_{xo})^\alpha + (M_y/M_{yo})^\beta$$

donde,

$M_x = P_u y$

$M_{xo} = P_u y_0$ cuando $x=M_y=0$

$M_y = P_u x$

$M_{yo} = P_u x_0$ cuando $y=M_x=0$

α y β dependen de las dimensiones de la columna, cuantia y distribución del refuerzo, curvas esfuerzo-deformación del acero y del concreto, dimensión del recubrimiento de concreto y del arreglo y tamaño del refuerzo transversal.

Esta ultima, por cierto, ha recibido mayor atención en años posteriores por autores como Parme en 1968 (52) y Shanmugasundaram en 1977 (58). A este respecto, con el proposito de estimar el refuerzo a flexión biaxial considerado espaciado uniformemente, Solanki en 1980 (62) propone dos expresiones función de la geometría, la carga ultima y la resistencia del concreto y del acero.

Los aspectos mencionados en el inciso anterior para considerar los efectos de segundo orden en el diseño de columnas de acero son aplicables a columnas de concreto reforzado, pero en estas deben considerarse dos aspectos adicionales que influyen en la rigidez del miembro (especificamente en el producto EI). Uno es el agrietamiento y otro el flujo plástico del concreto. Es muy importante considerar este ultimo, ya que puede causar una reducción hasta del 50% en la carga sostenida que puede resistir el miembro (34).

Cabe mencionar el uso del método del grado de empotramiento propuesto por Garcia (32), para llegar al factor de amplificación ϕ del momento de primer orden causado por las cargas:

$$\phi = 1 / (1 - (\eta^2 / 12) (P / P_{cr}))$$

3.3 Consideraciones del reglamento del D.F. 1976 (Incluye normas de emergencia de 1985).

Las consideraciones para columnas metálicas y de concreto son muy similares y, aunque tienen algunas diferencias que se verán mas adelante, se concretan a utilizar el factor de amplificación de momentos en conjunto con el concepto de longitud efectiva. Alternativamente puede utilizarse un procedimiento aproximado, tanto para acero como para concreto, restringido al caso de carga vertical y horizontal combinadas, que "consiste en multiplicar los momentos ocasionados por las cargas horizontales obtenidos en un analisis convencional, por el factor de amplificación:

$$1 + ((W_u / h) / (R/Q - 1.2 W_u/h))$$

donde,

R = rigidez de entresiso: Cociente de la fuerza cortante entre el desplazamiento relativo de los niveles que la limitan provocado por dicha fuerza (suma de rigideces de entresiso de todos los marcos de la estructura en la dirección deseada).

h = altura de las columnas

Nu = suma de las cargas de diseño muertas y vivas (cargas nominales multiplicadas por el factor de carga), acumuladas desde el extremo superior de la estructura hasta el entresiso considerado.

Q = factor de ductilidad (capítulo XXXVII del título IV del RDF-76). Para diseño por viento se toma Q igual a uno. En el artículo decimo de las normas de emergencia los valores de Q se han cambiado en algunos casos.

Menciona el RDF-76 que "las fuerzas internas (en especial los momentos en las trabes) deben incrementarse de manera que se satisfagan las condiciones de equilibrio".

Si se usa el procedimiento aproximado cada columna aislada debe revisarse despreciando los efectos de esbeltez debidos a desplazamientos laterales en sus extremos.

Columnas metálicas.

Utilice la ecuación siguiente para revisión de los efectos de esbeltez:

$$Pu/Rc + C_m [Mu_{ox} / ((1 - Pu/Pe_x) M_{rx}) + C_{my} Mu_{oy} / ((1 - Pu/Pe_y) M_{ry})] \leq 1.$$

donde,

Pu = fuerza axial de diseño que obra sobre la columna

Mu_{ox}, Mu_{oy} = momentos de diseño que actúan alrededor del eje X o del eje Y de las secciones transversales.

M_{rx}, M_{ry} = momentos resistentes de diseño de la barra alrededor del eje X o del eje Y, si obrase cada uno de ellos por separado, considerando que no existe fuerza axial ni el otro momento. Se calculan considerando C_b=1.0

Rc = resistencia de diseño de la columna sometida a compresión axial únicamente.

Pe_x, Pe_y = cargas críticas de pandeo elástico alrededor de los ejes X o Y.

$$Pe_x = 0.85 \frac{F_y A_g}{K_x^2 L^2} I_x$$

$$Pe_y = 0.85 \frac{F_y A_g}{K_y^2 L^2} I_y$$

K_x, K_y son los factores de longitud efectiva obtenidos de los nomogramas de Jackson y Moreland reproducidos en las ayudas de diseño de las normas complementarias para estructuras metálicas del RDF-76.

Los coeficientes C_m y los factores de amplificación

C_m / (1 - Pu / Pe) se calculan como sigue, de acuerdo a tres casos:

a) Para miembros en los que puedan despreciarse los efectos de esbeltez y sobre los que no obran cargas transversales intermedias:

$$C_m = 0.5 + 0.4 M_1 / M_2 \geq 0.4$$

donde M_1 y M_2 son los momentos menor y mayor en los extremos del tramo de barra considerada (entre puntos contraventeados lateralmente), el cociente es positivo en curvatura simple. Los factores de amplificación se determinan para cada columna por separado.

- b) Igual que (a) pero con cargas transversales intermedias.

$$C_m = 1 + \Psi P_u / P_c$$

donde $\Psi = (\eta^2 \delta_o E I) / (M_{ou} L^2) - 1$ siendo δ_o el desplazamiento máximo y M_{ou} el momento máximo entre apoyos debidos a la carga transversal únicamente (M_{ou} incluye el factor de carga).

Alternativamente si sus miembros están restringidos angularmente C_m se puede tomar como 0.85, y si no existen restricciones angulares C_m se puede tomar como 1.

- c) Para miembros flexocomprimidos en los que no pueden despreciarse los efectos de esbeltez C_m se toma igual a 0.85.

Deben calcularse dos valores del factor de amplificación. Uno con P_u y P_c correspondientes a la columna suponiendo sus extremos fijos linealmente, y otro sustituyéndolas por las sumas de las fuerzas axiales P_u (ΣP_u) y las cargas críticas P_c (ΣP_c) de todas las columnas del entrepiso del que forma parte la columna, y se utiliza el mayor de los dos. En el primer caso se toma K igual a uno y en el segundo se utilizan los nomogramas ya mencionados.

Columnas de concreto reforzado.

El momento amplificado se calcula con la expresión:

$$M_c = F_a M_2$$

donde M_2 es el mayor de los momentos extremos, en valor absoluto, obtenido de un análisis de primer orden incluyendo la excentricidad accidental.

F_a es el factor de amplificación que depende de la restricción lateral de acuerdo a lo siguiente:

- a) En miembros con extremos restringidos.

$$F_a = C_m / (1 - P_u / P_c) \geq 1.0$$

donde,

$$C_m = 0.6 + 0.4 M_1 / M_2 \geq 0.4$$

$$P_c = F_r \eta^2 E I / (H^*)^2$$

siendo,

H^* = longitud efectiva (de acuerdo a los nomogramas incluidos en las normas complementarias para estructuras de concreto reforzado)

F_r = factor de reducción que es igual a 0.85 o 0.75 dependiendo de que el núcleo de la columna este confinado o no, cuando el factor de ductilidad Ω no se considere mayor que 2; en caso contrario los valores son 0.6 y 0.5 respectivamente.

$$E I = 0.4 E_c I_g / (1 + u)$$

donde,

$E_c = 10000 \sqrt{f'c}$ (en kg/cm²)

I_g = momento de inercia centroidal de la sección bruta de concreto.

u = cociente del máximo momento de diseño por carga muerta entre el máximo momento de diseño total.

E_c , I_g y u son factores que están influyendo y sirven para tomar en cuenta el agrietamiento y el flujo plástico del concreto.

- b) En miembros con extremos no restringidos el factor de amplificación será el mayor de los dos valores siguientes. El calculado como en (a) y el calculado con la ecuación:

$$F_a = 1 / (1 - \Sigma P_u / \Sigma P_c)$$

3.4 Comparación con recomendaciones extranjeras.

ACI 318-93.

Este reglamento contiene algunas variaciones interesantes respecto al RDF-76, si bien sigue siendo utilizado el método de amplificación de momentos. El momento amplificado se calcula como:

$$M_c = \delta_b M_{2b} + \delta_s M_{2s}$$

donde,

$\delta_b = C_m / (1 - P_u / \phi P_c) \geq 1.0$ es el factor de amplificación de momentos para marcos contraventeados o no, para reflejar los efectos de la curvatura entre los extremos del miembro en compresión.

$\delta_s = C_m / (1 - \Sigma P_u / \phi \Sigma P_c) \geq 1.0$ es el factor de amplificación de momentos para marcos no contraventeados, para reflejar el desplazamiento lateral que resulta de las cargas de gravedad y laterales.

M_{2b} = valor del mayor momento de extremo factorizado de elementos sujetos a compresión, debido a las cargas, y que da como resultado un "desplazamiento lateral de conjunto Δ que no es notable" calculado por el análisis común del marco elástico. Se refiere a cargas de gravedad.

M_{2s} = valor del mayor momento de extremo factorizado de elementos sujetos a compresión, debido a las cargas, y que da como resultado un "desplazamiento lateral de conjunto notable", calculado por el análisis común del marco elástico. Se refiere a cargas horizontales.

$$P_c = 9T^2 E I / (K L_u)^2$$

ΣP_u y ΣP_c son las sumas para todas las columnas del piso.

$$C_m = 0.6 + 0.4 M_{1b} / M_{2b}$$

siendo M_{1b} el valor del menor momento de extremo calculado como el momento M_{2b} .

La ecuación para el cálculo de M_c tiene implícito el concepto de efectividad del contraventeo de un marco. Cuando el contraventeo es efectivo el segundo término de la ecuación es nulo y cuando dicho contraventeo no es efectivo (miembros diagonales o muros de cortante con rigidez insuficiente) o no existe, se consideran los dos elementos de la ecuación para M_c .

En la definición de M_{2s} interviene el término desplazamiento

te lateral de conjunto Δ "notable". Este queda definido por el ACI 318-83 como sigue: si al hacer un análisis de primer orden del marco bajo la acción de cargas no laterales se obtiene que el desplazamiento Δ es mayor que $L_u / 1500$, se considera como "notable"; y si dicho desplazamiento resulta menor que $L_u / 1500$ se habla de un "desplazamiento lateral de conjunto que no es notable". L_u es la longitud sin apoyo del miembro.

El cálculo de la carga crítica P_c se efectúa tomando $K = 1$ (o un valor menor que sea justificado por el análisis) para δ_b (miembros contraventeados o no), y K debe determinarse considerando debidamente el agrietamiento y el refuerzo con una rigidez relativa, además de que debe ser mayor que uno, para δ_s (miembros no contraventeados).

AISC-79.

Las recomendaciones incluidas en estas especificaciones son muy similares a las de columnas metálicas mencionadas en el RDF-76 cambiando únicamente en los siguientes aspectos.

El AISC da al diseño por esfuerzos permisibles una mayor importancia, utilizando la ecuación que sigue para revisión de los efectos de esbeltez.

$$f_a/F_a + C_m f_b/((1-f_a/F'_{ex})F_{bx}) + C_m f_y/((f_a/F'_{ey})F_{by}) \leq 1.$$

donde las "f" significan esfuerzos de trabajo y las "F" significan esfuerzos permisibles. El índice a es para compresión, el b es para flexión y el e para pandeo.

El coeficiente C_m se valúa casi igual que en el RDF-76, pues se manejan dos conceptos diferentes. Lo que en el RDF-76 se define como "miembros en los que pueden (o no) desprejiciarse los efectos de esbeltez", en el AISC-79 se especifica como "miembros en marcos contraventeados (o no)". Además de que para miembros contraventeados sujetos a cargas transversales entre apoyos el AISC indica que el coeficiente C_m se determinara con un análisis racional, o alternativamente tomarse igual a 0.85 para miembros con extremos restringidos, e igual a 1.0 en miembros con extremos no restringidos.

4. ANALISIS DE MARCOS.

4.1 Selección de los métodos de análisis de marcos.

Como ya se menciona en el capítulo 2 los métodos de análisis que mejor aproximan el comportamiento real de un marco son los elásticos de segundo orden y los elasto-plásticos de segundo orden. Sin embargo estos últimos son poco usados en la práctica debido al costo adicional que representa su utilización; lo común es usar los elásticos ya sea de primero o de segundo orden.

En este capítulo se analizará un ejemplo con el fin de comparar los resultados obtenidos de acuerdo a la práctica común, por medio de un análisis de primer orden, con aquellos obtenidos con un análisis elástico de segundo orden. Se cuenta con un programa de computadora, que ha sido utilizado en el Instituto de Ingeniería de la UNAM, capaz de realizar ambos análisis. Este basado en la utilización del método de rigideces con las ecuaciones de equilibrio planteadas en la configuración deformada y considerando el efecto de la fuerza axial en la rigidez a flexión (81). Cabe hacer notar que dicho programa se modificó, añadiéndole una subrutina que puede ser utilizada para reducir el número de datos requeridos para marcos regulares, comunes en la práctica; el listado de dicha subrutina se encuentra en el anexo 1.

4.2 Aplicación de los métodos seleccionados a un ejemplo.

Se analizará el ejemplo para diferentes secciones, tanto de acero como de concreto reforzado, cubriendo primero los requisitos de rigidez lateral y después revisando la resistencia de los miembros, como se recomienda en el inciso 2.4 de este trabajo. Se complementa el ejemplo con secciones de concreto cambiando las secciones de las vigas por una losa plana aligerada con el fin de comparar los desplazamientos obtenidos en ambos casos.

El marco del ejemplo consta de 9 pisos y 3 crujeas, pertenece a un edificio existente, y sus características se muestran en la figura 9. El edificio está ubicado en la zona de transición de la Ciudad de México y de acuerdo con las normas de emergencia publicadas en octubre de 1985 le corresponde un coeficiente sísmico de 0.27. Se usará un factor de ductilidad Q igual a 3, considerando que los requisitos pedidos en las mencionadas normas, a este respecto, son cubiertos por el marco en cuestión. Esto nos da un cociente de $0.27 / 3$, esto es de 0.09, con el cual debe realizarse el análisis por sismo. Se tratará de mostrar que los desplazamientos calculados en este análisis se pueden comparar con $0.016 / 3 = 0.0053$ por la altura de entrepiso, ya que no existen elementos no estructurales ligados a los estructurales. Los resultados del análisis sísmico estático se muestran en la tabla 1. La numeración de nodos y elementos utilizada para realizar el análisis estructural usando el programa de computadora antes mencionado, se aprecia en la figura 10.

El ejemplo se analizó bajo las condiciones de carga siguientes:

- 1) Carga vertical (con un factor de carga F. C. de 1.4): Para revisión de desplazamientos a largo plazo y para diseño por carga vertical.
- 2) Carga vertical con un F.C. de 1.1: Como auxiliar para aislar el

efecto de la carga horizontal (restando de los resultados de los análisis con carga combinada, con un factor de carga de 1.1 los resultados de este análisis).

- 3) Carga vertical mas sismo en sentido positivo del eje X (ver figura 10), con un factor de ductilidad Ω de 3: Para diseño por carga combinada.
- 4) Carga vertical mas sismo en sentido positivo, con un factor Ω de 1: Para revision por desplazamientos maximos permitidos.
- 5) Carga vertical mas sismo en sentido negativo, con un factor Ω de 3: Para diseño por carga combinada.
- 6) Carga vertical mas sismo en sentido negativo, con un factor Ω de 1: Para revision por desplazamientos maximos permitidos.

Las secciones transversales consideradas en el analisis se muestran en la tabla 2. En el ejemplo de concreto reforzado las secciones iniciales cumplieron con el requisito de rigidez lateral. En el caso del acero, las secciones propuestas inicialmente no cumplieron con dicho requisito, por lo que fueron modificadas siguiendo la recomendación de Cheong Siat Hoy (21,24) como se muestra en el anexo 2, donde aparecen los calculos detallados que utilizan el indice Ψ para determinar si es conveniente el incrementar las rigideces de las trabes o las de las columnas. Las secciones que sufrieron modificación aparecen en la columna correspondiente de la tabla 2. El metodo del indice Ψ prueba ser suficientemente preciso para fines practicos, pues los resultados del analisis estructural de segundo orden dan valores de desplazamientos horizontales ligeramente mayores al limite preestablecido (lo rebasan en menos del 1 %). Por otro lado, hay que tomar en cuenta que el reglamento de construcciones (77) admite implicitamente, para aquellas estructuras en las que permite realizar analisis de primer orden, que el limite de desplazamientos horizontales pueda ser excedido al considerar efectos de segundo orden.

4.3 Tabla comparativa de los resultados del analisis.

Se describen a continuation los resultados obtenidos en los analisis de primero y segundo orden, tanto para el ejemplo con secciones transversales de concreto reforzado (ver tablas 3 y 4) como para el correspondiente con secciones de acero (ver tabla 5).

Concreto reforzado.

Como se puede apreciar en la tabla 3 los indices de desplazamiento laterales (Δ / L) de primer orden, bajo la accion de cargas verticales, resultan pequeños; aun incrementados por los efectos de segundo orden dan un valor maximo de 0.00057 de la altura. El factor de desplazamiento adicional a largo plazo resulto de 0.8 al considerar que las columnas tienen refuerzo simetrico ($A's=A_s$) y aplicarlo a la siguiente ecuación de la referencia-77:

$$\Delta = 1.2 (\Delta' / f_0) > 0.6 ,$$

por lo cual los desplazamientos diferidos son 1.8 veces mayores que los inmediatos. Así, resulta que el mayor indice de desplazamiento a largo plazo es de 0.001 de la altura, menor a 0.002 fijado por el reglamento del D.F. como limite (Art. 207).

Los indices de desplazamiento horizontal, bajo la accion de cargas combinadas (carga vertical mas sismo), resultaron menores

en todos los niveles al límite de 0.016 establecido por el reglamento del D.F., aún incrementados por los efectos de segundo orden.

Resultado más desfavorable la carga combinada con el sismo en sentido negativo debido a que los desplazamientos causados por la carga vertical fueron también negativos. Este efecto se aprecia más en los niveles superiores.

La influencia de los desplazamientos laterales de segundo orden se reflejó en un incremento promedio, respecto a los de primer orden, de 5.3% para carga vertical y de 4.1 % en el caso de carga combinada; los máximos fueron 7.5% y 4.9% en el segundo nivel, respectivamente. En este nivel es donde se encuentran las columnas más esbeltas, por lo que este resultado ya se esperaba. Sin embargo, la variación de los elementos mecánicos es menor, siendo inferior al 2% para la fuerza axial y el momento flexionante causados por la carga vertical; en el caso de la carga combinada la fuerza axial varía 2% y el momento flexionante cambia un 5%.

Con el fin de evaluar la influencia de los efectos de segundo orden sobre el factor de ductilidad en las dos últimas columnas de la tabla 3 se encuentran los cocientes del desplazamiento de segundo orden del nivel " i " causado por el sismo con un factor Q de 1 (resultado de la resta de los desplazamientos debidos a la carga combinada con un factor Q de 1 menos los correspondientes a la carga vertical con un factor de carga igual a 1.1) dividido entre el desplazamiento de segundo orden del nivel " i " causado por el sismo con un factor Q de 3 (resta de los desplazamientos debidos a la carga combinada afectada por un factor Q de 3 menos los correspondientes a la carga vertical con un factor de carga de 1.1). Resultan valores muy cercanos a 3, lo cual significa que la influencia de los efectos de segundo orden sobre el factor de ductilidad Q es casi nula, con una variación de 0.09 % por arriba y de 0.12 % por debajo de Q. Se muestra, que para el ejemplo considerado es adecuado comparar el máximo índice de desplazamiento lateral debido a las cargas contra $0.016/Q$ (0.0053 para el ejemplo), sin necesidad de calcular los desplazamientos laterales para un factor de ductilidad de 1 y revisar que no sobrepasen el límite permitido (0.016 en este caso).

En el ejemplo con losa plana los índices de desplazamientos laterales, bajo la acción de cargas verticales, resultan ligeramente inferiores a los del ejemplo con vigas. El máximo resulta ser 0.00064 por la altura del entrepiso, que sigue siendo pequeño y dentro del rango permisible. Sin embargo bajo la acción de cargas combinadas los índices Δ/L sobrepasan el límite permitido por el reglamento del D.F. como se aprecia en la tabla 4. El máximo valor calculado fue en este caso 0.0202, ya incluyendo los efectos de segundo orden. En 3 de los 9 niveles los mencionados índices sobrepasan el límite fijado por el reglamento. Para cumplir con los requisitos de rigidez lateral habría que incrementar el peralte de la losa plana, puesto que en el ejemplo con vigas quedó establecido que no existe problema con las columnas.

Acero.

En este caso los resultados se encuentran resumidos en la tabla 5 y ya incluyen los perfiles incrementados de acuerdo a la tabla 2. En ella se aprecia que el índice de desplazamientos laterales (Δ/L) de primer orden, bajo la acción de cargas verticales, resulta pequeño en todos los niveles. El máximo índice de desplazamiento horizontal de segundo orden es de 0.00065 y corres-

ponde al nivel B; mismo que resulta inferior al límite establecido por el reglamento del D.F. (0.002).

En lo que respecta a la carga combinada, todos los cocientes Δ/L de primer orden cumplen con ser menores al máximo permisible, que es 0.016. Al incluir los efectos de segundo orden, dicho límite se ve ligeramente sobrepasado en el nivel 2 (menos del 2%), lo cual se considera dentro de lo aceptable.

La influencia de los efectos de segundo orden se observa en un incremento de desplazamientos del 5.8 % en promedio para carga vertical y de 4.4 % bajo carga combinada; con máximos de 8.0 % y 4.8 %, respectivamente. La variación de la fuerza axial es menor a 0.1 % y la del momento flexionante inferior al 1 %, ambos bajo la acción de carga vertical; y para carga combinada la fuerza axial varía menos del 2 % y el momento flexionante cambia aproximadamente 5 %.

La misma comparación hecha en las últimas dos columnas de la tabla 3, se realizó con los resultados del análisis con secciones de acero arrojando el siguiente resultado. Los valores de los cocientes son en su mayoría inferiores a 3, aunque muy cercanos a este, por lo que la influencia de los efectos de segundo orden sobre el factor de ductilidad resulta prácticamente nula. La variación es de 0.07 % por arriba y de 0.85 % por debajo de 3. Esto reconfirma que los desplazamientos máximos debidos a la carga combinada con un factor θ de 3 se pueden comparar contra $0.016 / \theta = 0.0053$, como el límite permisible.

5. DISEÑO DE COLUMNAS.

5.1 Selección de los métodos de diseño.

Dado que el análisis estructural fue realizado con los factores de carga especificados por el Reglamento de Construcciones del D.F. (77), el diseño de los miembros del ejemplo debe utilizar el mismo Reglamento para que de resultados consistentes. Sin embargo, con fines de comparación, se considerara que los resultados del análisis del ejemplo con miembros de concreto reforzado son validos para utilizarse con las consideraciones del Reglamento del ACI - 318 - 83. Asimismo, los resultados del análisis para el ejemplo con secciones de acero, divididos entre el factor de carga utilizado, se usaran para diseñar los miembros de acuerdo con el método de esfuerzos permisibles del AISC - 78.

5.2 Diseño de columnas con los métodos seleccionados.

En esta parte del trabajo se aplican los métodos de diseño seleccionados a las columnas "esbeltas" del ejemplo, con el fin de reflejar al máximo la influencia de los efectos de segundo orden en el diseño; corresponden al segundo entrepiso. Los miembros escogidos son una columna central y una columna extrema; que son los miembros 10 y 11, respectivamente, de acuerdo con la numeración que aparece en la figura 10. Los cálculos correspondientes al diseño de los miembros de concreto reforzado se encuentran en el anexo 3 y los que corresponden a los miembros de acero están en el anexo 4.

Dado que se realizó el análisis de un solo marco en la dirección "X" (ver figura 10) se considero que obra sobre la columna, además del momento flexionante en dirección "X", un momento flexionante en la dirección "Y" igual al 30% del calculado en el análisis. Esto resulta de que los marcos perpendiculares al analizado tienen menor carga por columna, y cubre además el requisito del Reglamento del D.F. de diseñar los miembros incluyendo el 30% del momento por signo en la dirección ortogonal a la analizada.

En el anexo 3 están contenidos los diseños basados en elementos mecánicos de primero y de segundo orden, de acuerdo a las normas complementarias para el diseño y construcción de estructuras de concreto del RDF - 76 y tomando en consideración las normas de emergencia decretadas el 19 de octubre de 1985. Se encuentra también en este anexo la utilización del criterio del ACI-318-83, para el cálculo de los elementos mecánicos de diseño en base a los resultados de primero y de segundo orden, que involucra los factores de amplificación b_1 y b_2 mencionados en el inciso 3.4.

En lo que respecta al anexo 4, aparecen en primer término los diseños basados en los criterios de las normas complementarias para el diseño y construcción de estructuras metálicas del RDF-76, usando elementos mecánicos de primero y de segundo orden. Enseguida se pueden apreciar los diseños que siguen las recomendaciones de las especificaciones del AISC, utilizando de nuevo elementos mecánicos de primer orden y de segundo orden.

5.3 Tabla comparativa de los resultados del diseño.

En este inciso se resumen los resultados obtenidos en el diseño de los miembros del ejemplo con secciones de concreto reforzado (ver tabla 6) y los resultados correspondientes para el ejemplo con secciones de acero (ver tabla 7).

Para mayor claridad, se llama a diseño de primer orden al que utiliza elementos mecánicos de primer orden y factores de amplificación de los momentos, y diseño de segundo orden al que utiliza los elementos mecánicos de segundo orden.

Concreto reforzado.

La tabla 6 se encuentra dividida en dos partes. En la primera se muestran los factores de amplificación tanto para el miembro aislado (individual) como para el entrepiso completo (global), el área de acero de refuerzo resultado del diseño y el cociente de la carga axial que resiste el miembro (considerando que actúan los momentos flexionantes) entre la actuante (aparece en la tabla como cociente "S" e indica que tan sobrado o escaso está el miembro), que resultan de aplicar el RDF - 76. La segunda parte incluye los factores de amplificación δ_b y δ_s y el momento de diseño M_c , de acuerdo al ACI - 318 - 85.

Como se aprecia en la tabla los efectos locales de esbeltez no tienen influencia debido a que la relación de esbeltez es tal que el factor de amplificación correspondiente vale 1.0. En lo que respecta al factor de amplificación global, que toma en cuenta el desplazamiento lateral de conjunto del entrepiso bajo la acción de carga combinada, presenta la siguiente incongruencia, que resulta de aplicar el RDF - 76 en conjunto con el artículo Sexto de las normas de emergencia de octubre de 1985, causada por la reducción drástica en el factor de resistencia (F.R.) en función del factor de ductilidad. El factor de resistencia influye en el cálculo del factor de amplificación y en la carga resistente del miembro. En el ejemplo se utilizó un factor de ductilidad de 3 con lo cual se obtiene un factor de amplificación global de 1.00 y debe usarse un F.R. de 0.6 (núcleo confinado). Comparando con los valores que se obtienen si se utilizara un factor Ω de 2 el factor de amplificación global vale 1.45 (20% menor) y el F.R. para un miembro con su núcleo no confinado, pues solo así el RDF acepta un factor de ductilidad de 2, es igual a 0.75 (25% mayor). Por otro lado los momentos flexionantes al usar Ω de 2 son cerca del 50% mayores. El resultado neta de lo anterior es que el diseño de primer orden del miembro 10, con un área de 448 cm² de acero, está sobrado solo en 3% al usar Ω igual a 3, pero resulta 20% sobrado al usar Ω de 2. En cuanto al miembro 11 resulta sobrado en 2.5% y 27% respectivamente (ver anexo 3). Esto implica que una columna con su núcleo confinado necesitaría mayor área de refuerzo longitudinal que la misma columna sin confinamiento del núcleo, por lo cual parece apropiado que el factor de resistencia varíe gradualmente. Una posible variación del factor F.R. se propone en el siguiente capítulo.

Sin embargo, el ahorro en acero de refuerzo longitudinal es aun más significativo en el diseño de segundo orden. Comparándolo con el de primer orden se observa una reducción de área de acero a menos de la mitad. En el caso el miembro 10 se reduce de 448 cm², con el diseño de primer orden y Ω igual a 3, a 192 cm², con el diseño de segundo orden. Los valores para el miembro 11 son 288 y 108.8 cm², respectivamente. Se confirma este aspecto en el cálculo del momento de diseño M_c (ver últimas dos columnas de la tabla 5).

pues el valor correspondiente al diseño de primer orden es 193.4 Ton-m para el miembro 10, el de segundo orden 113.2 Ton-m, lo que resulta en un ahorro de acero de refuerzo, ya que este momento es 41% menor. Respecto al miembro 11 la disminución es de 34%. Esta reducción en el área de acero de refuerzo requerida parece ser resultado del uso de un factor muy grande de amplificación de momentos usado en el diseño de primer orden (1.0), ya que los momentos obtenidos en el análisis de segundo orden corresponden a un incremento de 4.5%. Por lo tanto para este caso específico las consideraciones del Reglamento del D.F. sobreestiman los efectos de segundo orden dando un diseño muy sobrado.

Acero.

También la tabla 7 se divide en dos partes. En la primera aparecen los factores de amplificación (individual y global) y el cociente del momento que resiste el miembro entre el actuante (se indica en la tabla con el nombre de cociente "S"), resultantes de aplicar el RDF = 76. La segunda parte incluye los factores de amplificación y el resultado de aplicar la fórmula de interacción para indicar que tan sobrado o escaso está el miembro (indicado como cociente "S"), de acuerdo al manual de construcción con acero del AISC en su edición de 1978.

En este caso los efectos de esbeltez locales se vuelven más importantes que en el caso de los miembros de concreto reforzado. No obstante, el factor de amplificación global sigue siendo mayor que el local.

Como se aprecia en los renglones del cociente "S" en la primera parte de la tabla 7, el miembro propuesto tiene una gran reserva de resistencia que no está siendo utilizada, que varía del 41 al 100% según el caso. Sin embargo, no es posible reducir la sección transversal de los miembros propuestos debido a los requerimientos de rigidez lateral del marco, que ya se discutieron en el capítulo anterior. Hablando de este mismo cociente, existe un comportamiento diferente al observado en la tabla 6, pues en los miembros de acero no se aprecia la misma ventaja resultante de considerar los elementos mecánicos de segundo orden.

Analizando la segunda parte de la tabla 7, se deduce que las recomendaciones del manual del AISC - 78 utilizadas son demasiado conservadoras, pues dan como resultado que el miembro 10 está escaso en un 14% con el diseño de primer orden y 6% escaso para el de segundo orden.

6. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.

El realizar un análisis estructural de segundo orden, que incluya el efecto $P - \Delta$, permite llevar a cabo una evaluación más aproximada al comportamiento real de la estructura. Para llegar a conclusiones generales habría que analizar un gran número de estructuras y además comparar los resultados obtenidos con la experimentación.

Se muestra que los requerimientos de rigidez lateral, para el ejemplo tratado en este trabajo, resultan más importantes que los de resistencia de los miembros, tanto de concreto reforzado como de acero.

Se puede concluir que para el ejemplo con vigas de concreto resultó conveniente realizar un análisis de segundo orden para garantizar que el diseño no quedase demasiado sobrado, si bien debido a la alta rigidez del marco (necesaria para cumplir con los requisitos de rigidez lateral) los efectos de segundo orden no fueron significativos. Se puede hacer extensivo a marcos con características geométricas y de solicitaciones similares al analizado y con rigidez igual o más grande. En cambio, para el ejemplo donde se utiliza losa plana como sistema de piso los efectos de segundo orden adquieren mayor importancia y es muy conveniente hacer un análisis de segundo orden para este tipo de estructuración.

A primera vista parece más conveniente la utilización de miembros de concreto reforzado en marcos del tipo de los analizados en este trabajo, en los que no es posible la utilización de miembros de contraventeo diagonales; sin embargo habría que hacer un análisis más profundo para llegar a una conclusión general.

Se muestra que para la revisión de desplazamientos laterales máximos permitidos, es válido comparar los desplazamientos calculados bajo la acción de las cargas, afectadas por el factor de ductilidad correspondiente, contra el desplazamiento permitido por el reglamento, dividido entre el factor de ductilidad usado, ya que se vio en el capítulo 4 que la influencia de los efectos de segundo orden sobre el factor de ductilidad es prácticamente nula.

En el capítulo 5 se muestra que al utilizar las consideraciones del RDF-76 en conjunto con el artículo sexto de las normas de emergencia, se obtienen diseños en los que una columna con su núcleo confinado requiere mayor área de refuerzo longitudinal que una columna que no tiene su núcleo confinado. Esto es debido al valor que toma el factor de resistencia y que a su vez influye en el cálculo del factor de amplificación y de la resistencia del miembro. Una forma de eliminar este problema es utilizar un factor de resistencia que varíe como se menciona a continuación.

Para miembros confinados: Que el factor de resistencia a flexocompresión sea de 0.6 cuando el factor de ductilidad Q valga 4 y 0.85 si Q es igual a 1, interpolando linealmente para valores intermedios de Q .

Para miembros no confinados: Que el factor de resistencia a flexocompresión sea de 0.5 cuando el factor de ductilidad valga 4 y 0.75 si Q es igual a 1, interpolando linealmente para valores intermedios de Q .

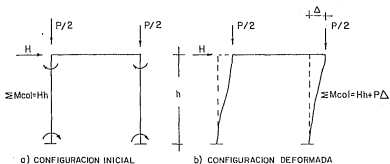


FIGURA 1. ILUSTRACION DEL EFECTO P- Δ

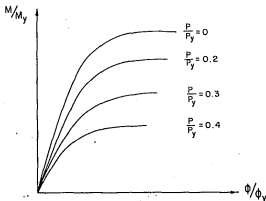


FIGURA 2. DIAGRAMAS CARGA AXIAL - MOMENTO - CURVATURA



FIGURA 3. INFLUENCIA DE LAS FUERZAS RESIDUALES.

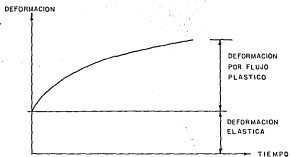
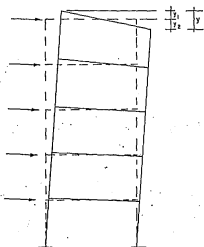


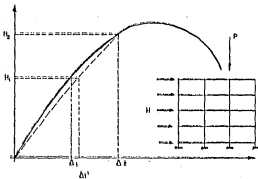
FIGURA 4. CURVA DEFORMACION AXIAL EN COMPRESION CONTRA TIEMPO DEL CONCRETO.



y_1 = ALARGAMIENTO EN COLUMNAS A TENSION.

y_2 = ACORTAMIENTO EN COLUMNAS A COMPRESION.

FIGURA 5. EFECTO DE LA DEFORMACION AXIAL EN COLUMNAS



$$F.C. = \frac{H_2}{H_1} = \frac{\Delta_2}{\Delta_1}$$

FIG. 6 - INTRODUCCIÓN DEL FACTOR DE CARGA F.C. EN EL CÁLCULO DE LOS EFECTOS DE SEGUNDO ORDEN.

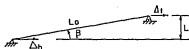
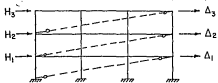


FIGURA 7. MARCO CON MIEMBROS DIAGONALES FICTICIOS.

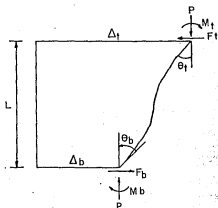


FIGURA 8. COLUMNA DEFORMADA.

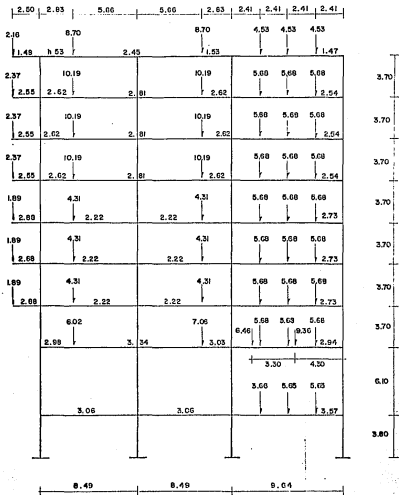
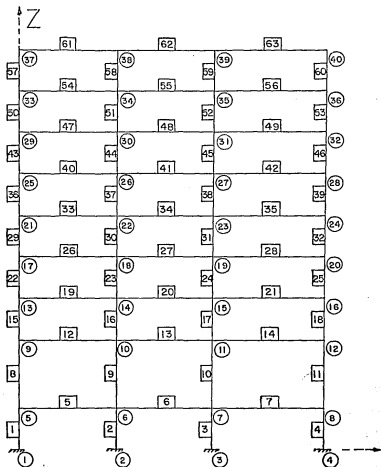


FIG. 9 CARACTERISTICAS DEL MARCO DEL EJEMPLO .

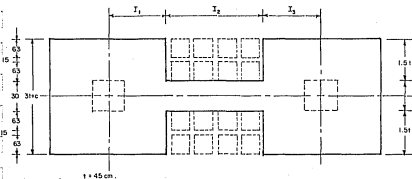
LAS CARGAS CONCENTRADAS ESTAN EN TONELADAS, LAS CARGAS DISTRIBUIDAS ESTAN EN TONELADAS POR METRO Y LAS LONGITUDES ESTAN EN METROS



(i) - NUMERO CORRESPONDIENTE AL NODO "i" .

[i] - NUMERO CORRESPONDIENTE AL ELEMENTO "i" .

FIGURA 10. NUMERACION DE NODOS Y ELEMENTOS DEL EJEMPLO.



NIVEL	$b_1 = 3t + c$ (cm)	b_2 (cm)	$I_0 = \frac{I_1 + 2I_2 + I_3}{4}$ (cm) ⁴
1 y 2	215	60	1 044 140
3, 4, 5	205	60	1 006 172
6 y 7	195	60	968 203
8 y 9	185	60	930 235

FIG. II CARACTERÍSTICAS DE LA LOSA ALIGERADA PARA EL EJEMPLO CON LOSA PLANA

Nivel	W _i (Ton)	H _i (m)	W _i H _i (Ton-m)	F _i (Ton)	V _i (Ton)
9	87.4	35.8	3128.92	13.660	13.660
8	117.3	32.1	3765.33	16.438	30.099
7	117.3	28.4	3331.32	14.544	44.643
6	117.3	24.7	2897.31	12.649	57.292
5	98.7	21.0	2072.70	9.049	66.341
4	98.7	17.3	1707.51	7.454	73.796
3	98.7	13.6	1342.32	5.860	79.656
2	129.0	9.9	1277.10	5.575	85.232
1	101.3	3.8	384.94	1.680	86.913

W_i = 965.7 Ton

W_i H_i = 19907.40 Ton-m

Tabla 1. Resultados del analisis sismico estatico.

Nivel	Concreto		Acero		Acero	
	(1), (2)		(2), (4)		(3), (4)	
	Columna	Viga (5)	Columna	Viga	Columna	Viga
9	50 x 50	30 x 65	W 14x82	W 14x99		
8	50 x 50	30 x 65	W 14x82	W 14x99		
7	60 x 60	30 x 75	W 14x159	W 14x145		
6	60 x 60	30 x 75	W 14x159	W 14x145		
5	70 x 70	30 x 75	W 14x233	W 14x145		W 14x159
4	70 x 70	30 x 85	W 14x233	W 14x193		
3	70 x 70	30 x 85	W 14x233	W 14x193		
2	80 x 80	30 x 85	W 14x370	W 14x193		W 14x257
1	80 x 80	30 x 85	W 14x370	W 14x193		W 14x257

Notas.

1. Dimensiones en centímetros.
2. Secciones iniciales.
3. Secciones finales.
4. Denominación del Manual del AISC.
5. Para el ejemplo de losa plana se consideró un espesor de 45 centímetros (ver figura 11).

Tabla 2. Secciones transversales de las columnas y trabes del ejemplo.

Nivel	Δ / L Primer Orden (1)		2 Incremento (2)		(3)	(3)			
	Carga Vertical	Carga combinada	C.V.	Carga combinada	(5) - (2)	(6) - (3)			
	(4)	(5)	Sismo(+)	Sismo(-)	Sismo(+)	Sismo(-)	(5) - (2)	(6) - (3)	
9	4.50	7.74	58	65	3.8	3.8	3.6	3.0022	2.9981
8	5.50	9.90	100	109	4.2	3.9	3.7	3.0021	2.9982
7	3.50	6.50	107	114	4.6	4.0	3.9	3.0021	2.9984
6	3.80	6.84	131	137	4.8	4.1	4.1	3.0021	2.9984
5	3.10	5.58	121	125	5.1	4.3	4.2	3.0019	2.9987
4	2.70	4.86	121	125	5.6	4.4	4.4	3.0010	2.9989
3	1.18	2.12	137	140	7.2	4.6	4.6	2.9996	2.9990
2	0.68	1.22	151	152	7.5	4.6	4.9	2.9989	2.9992
1	0.34	0.61	65	65	5.0	4.1	3.8	3.0026	2.9984
Prom.	2.79	5.00	110.3	114.7	5.3	4.2	4.1	3.0014	2.9984

Notas

- Los valores de Δ / L corresponden a los resultados de los análisis con factor de ductilidad D de 1 (señalados con los números 4 y 6 en el inciso 4.2), y deben multiplicarse por $10E-4$ para obtener el valor real (el valor máximo para carga combinada es $160 \times 10E-4$ y para carga vertical es $10 \times 10E-4$ de acuerdo al Reglamento del D.F.).
- Incremento del desplazamiento horizontal de segundo orden respecto del de primer orden.
- Los números encerrados en círculo significan el desplazamiento de segundo orden del nivel "i" bajo las condiciones de carga mencionadas en el inciso 4.2.
- A corto plazo.
- A largo plazo.

Tabla 3. Resultados del análisis para el ejemplo de concreto.

Δ / L Primer Orden (1)				% incremento (2)		
Nivel	C.V.	Carga combinada		C.V.	Carga combinada	
		Sismo(+)	Sismo(-)		Sismo(+)	Sismo(-)
9	4.77	49	55	2.5	2.0	1.8
8	6.13	97	105	3.9	3.1	2.9
7	4.50	116	121	5.3	2.6	3.3
6	4.94	143	150	6.1	4.2	3.3
5	4.42	148	154	6.3	4.7	3.9
4	4.28	164	169	6.8	4.9	5.3
3	2.19	184	187	10.0	6.0	5.9
2	1.25	189	190	13.6	5.8	6.3
1	0.58	79	84	8.6	6.3	5.0
Prom.	3.67	129.9	135.0	7.01	4.4	4.19

Notas

- Los valores de Δ / L corresponden a los resultados de los análisis con factor de ductilidad D de 1 (señalados con los números 4 y 6 en el inciso 4.2), y deben multiplicarse por $10E-4$ para obtener el valor real (el valor máximo para carga combinada es $160 \times 10E-4$ y para carga vertical es $10 \times 10E-4$ de acuerdo al Reglamento del D.F.).
- Incremento del desplazamiento horizontal de segundo orden respecto del de primer orden.

Tabla 4. Resultados del análisis para el ejemplo de losa plana.

Nivel	Δ / L Primer Orden (1)				% incremento (2)			(3)	(3)
	C.V.	Carga combinada		C.V.	Carga combinada		(3) - (2)	(3) - (2)	
		Sismo(+)	Sismo(-)		Sismo(+)	Sismo(-)	(3) - (2)	(3) - (2)	
9	5.29	66	75	4.3	4.1	3.9	3.0004	2.9973	
8	6.17	115	125	4.7	4.2	4.0	3.0001	2.9974	
7	4.21	123	129	5.2	4.3	4.2	3.0022	2.9965	
6	4.25	145	152	5.5	4.4	4.3	2.9996	2.9970	
5	3.62	138	144	5.7	4.6	4.5	2.9994	2.9900	
4	3.15	141	146	6.2	4.7	4.6	2.9991	2.9982	
3	1.64	146	148	7.3	4.8	4.8	2.9989	2.9984	
2	0.78	152	153	8.0	4.8	4.8	2.9986	2.9746	
1	0.34	65	66	5.6	4.0	3.9	3.0006	2.9979	
Prom.	3.27	121.2	126.4	5.8	4.4	4.3	2.9999	2.9951	

Notas

1. Los valores de Δ / L corresponden a los resultados de los análisis con factor de ductilidad Ω de 1 (señalados con los números 4 y 6 en el inciso 4.2), y deben multiplicarse por $10E-4$ para obtener el valor real (el valor máximo para carga combinada es $160 \times 10E-4$ y para carga vertical es $10 \times 10E-4$ de acuerdo al Reglamento del D.F.).
2. Incremento del desplazamiento horizontal de segundo orden respecto del de primer orden.
3. Los números encerrados en círculo significan el desplazamiento de segundo orden del nivel " i " bajo las condiciones de carga mencionadas en el inciso 4.2 .

Tabla 5. Resultados del análisis para el ejemplo de acero.

Col.	Reglamento del D. F. 1976		Carga Vert. 1er. orden	A C I - 318 - 83		
	Carga combinada			Carga combinada		
	1er. orden	2do. orden		1er. orden	2do. orden	
Individ. F.A. global	1.00	1.00	1.00	δ_b	1.00	1.00
10 As(ca2) Cociente "S"	448	448	192	Mc	193.4	113.2
	1.03	1.20	1.01			
Individ. F.A. global	1.00	1.00	1.00	δ_b	1.007	1.007
	1.80	1.45	1.00	δ_c	1.93	1.00
11 As(ca2) Cociente "S"	288	288	108.8	Mc	163.4	107.1
	1.03	1.27	1.03			

Tabla 6. Resultados del diseo para el ejemplo con elementos de concreto reforzado.

Col.	Reglamento del D. F. 1976		Carga Vert. 1er. orden	A I S C - 78		
	Carga combinada			Carga combinada		
	1er. orden	2do. orden		1er. orden	2do. orden	
Individ. F.A. X global	1.033	1.033	1.044		1.239	1.056
10 Individ. F.A. Y global Cociente "S"	1.094	1.094	1.127		1.200	1.103
	1.45	1.41	8.95		1.14	1.06
Individ. F.A. X global	1.025	1.025	1.024		1.128	1.00
11 Individ. F.A. Y global Cociente "S"	1.067	1.067	1.067		1.109	1.00
	1.94	2.00	5.51		0.68	0.70

Tabla 7. Resultados del diseo para el ejemplo con elementos de acero.

A N E X O S

Anexo 1. Subrutina para generacion automatica de datos en marcos regulares.

Anexo 2. Uso del indice ψ' , recomendado por Cheong Siat Moy, para incrementar las rigideces de las barras con objeto de cumplir con los requisitos de desplazamiento lateral maximo (0.016 para el ejemplo desarrollado, de acuerdo con el Reglamento de Construcciones del D.F.)

Anexo 3. Diseño de columnas del ejemplo con miembros de concreto reforzado.

Anexo 4. Diseño de columnas del ejemplo con miembros de acero.

Anexo 5. Corrida de computadora para el ejemplo con miembros de concreto reforzado.

Anexo 6. Corrida de computadora para el ejemplo con miembros de acero.

```

1      SUBROUTINE GENDAT(X,Y,XX,YY,IP,NN,JLDG)
2      DIMENSION X(NN),Y(NN),XX(NN),YY(NN),IP(NN,3)
3      C      X      VECTOR DE ADBSISAS AL ORIGEN
4      C      Y      VECTOR DE ORDENADAS AL ORIGEN
5      C      XX     DUPLICADO DEL VECTOR DE ADBSISAS AL ORIGEN
6      C      YY     DUPLICADO DEL VECTOR DE ORDENADAS AL ORIGEN
7      C      IR     ARREGLO DE RESTRICCIONES DE APOYO
8      C      NN     NUMERO TOTAL DE NODOS
9      C      JLDG   NUMERO DE UNIDAD DE LECTURA
10     C      NTGEN  NUMERO DE LINEAS O TARJETAS PARA GENERACION DE
11     C      NNF    NUMERO DE NODOS RESTRINGIDOS
12     C      NNI    NUMERO DEL NODO INICIAL EN UN COMANDO DE GENERA
13     C      NNF    NUMERO DEL NODO FINAL EN UN COMANDO DE GENERA
14     C      INC    INCREMENTO PARA GENERACION DE NUMERO DE NODOS
15     C      XIN    ADBSISA DEL NODO INICIAL
16     C      YIN    ORDENADA DEL NODO INICIAL
17     C      XINC   INCREMENTO EN LAS ADBSISAS
18     C      YINC   INCREMENTO EN LAS ORDENADAS
19     C      NR     NUMERO DEL NODO RESTRINGIDO
20     C      IRX   RESTRICCION EN X
21     C      IRY   RESTRICCION EN Y
22     C      IRZ   RESTRICCION EN Z
23     C      EL CODIGO DE RESTRICCION ES 1 SI NO ESTA RESTRINGIDO
24     READ (JLDG,1001)NTGEN,NNR
25     C
26     C      GENERACION DE NUDOS
27     C
28     DO 20 I=1,NTGEN
29     READ(JLDG,1002)NNI,NNF,INC,XIN,YIN,XINC,YINC
30     DO 20 J=NNI,NNF,INC
31     X(J)=XIN
32     XIN=XIN+XINC
33     Y(J)=YIN
34     YIN=YIN+YINC
35     XX(J)=X(J)
36     YY(J)=Y(J)
37     DO 10 K=1,3
38     10 IR(J,K)=1
39     20 CONTINUE
40     30 CONTINUE
41     C
42     C      LECTURA DE NODOS RESTRINGIDOS
43     C
44     DO 40 I=1,NNR
45     READ(JLDG,1003) NR,IRX,IRY,IRZ
46     IR(NR,1)=IRX
47     IR(NR,2)=IRY
48     IR(NR,3)=IRZ
49     40 CONTINUE
50     1001 FORMAT(2I5)
51     1002 FORMAT(3I5,4F10.0)
52     1003 FORMAT(4I5)
53     RETURN
54     END

```

Anexo 2. Uso del índice Ψ , recomendado por Cheong Siat Moy, para incrementar las rigideces de las barras con objeto de cumplir con los requisitos de desplazamiento lateral máximo (0.016 para el ejemplo desarrollado de acuerdo con el Reglamento de construcciones del D.F.)

Revisión de los niveles con un índice de desplazamiento mayor o muy cercano al límite.

Segundo nivel.
 $\Delta / L = 0.0184$

		117.8		117.8		103.7	
I / L =	371.2	⑨	371.2	⑩	371.2	⑪	371.2

$$\Psi = (I / L)_{col.} / (I / L)_{viga}$$

$\Psi_9 = 3.15$, $\Psi_{10} = 1.58$, $\Psi_{11} = 1.68$, $\Psi_{12} = 3.58$
 $\Psi > 0.5$, por lo que se deben aumentar secciones de vigas.

Factor de incremento de inercias (n). Se calcula usando la ecuación:

$$St = Q / \Delta = 12 E / h^2 \sum_1^4 (I_c / h / (1 + 2 \Psi)) = \sum_1^4 P / h$$

donde,

- St = rigidez de entrepiso.
- Q = fuerza cortante en el entrepiso.
- Δ = desplazamiento lateral de entrepiso
- E = modulo de elasticidad
- I_c = momento de inercia de la columna
- h = altura del entrepiso
- P = Carga axial en la columna

Sustituyendo los valores siguientes.

$$Q = 93.8 \text{ Ton}; \Delta = 0.0053 h; h = 6.1 \text{ m}; P = 135+234+342$$

+241 = 952 Ton y $E = 20 = 10606 \text{ Ton/m}^2$,
 y poniendo en lugar del índice Ψ al cociente Ψ / n , con el fin de calcular el factor de incremento de inercias "n". Se obtiene así:

$$1.274 = 1 / (1 + 3.3/n) + 1 / (1 + 3.16/n) + 1 / (1 + 3.36/n) + 1 / (1 + 7.16/n)$$

Resolviendo esta ecuación resulta un valor de n igual a 1.4, por lo cual las inercias de las vigas deben incrementarse en 40%.

Así:

$$I_{vigas} = 1.4 \times 99896 = 139854 \text{ cm}^4$$

Para cumplir con este requerimiento se usara una sección W 14x257 que tiene un momento de inercia de 141519 cm⁴.

Tercer nivel.
 $\Delta / L = 0.0172$

		117.8		117.8		103.7	
I / L =	338.6	⑬	338.6	⑭	338.6	⑮	338.6

$\Psi_{13} = 2.87$, $\Psi_{14} = 1.44$, $\Psi_{15} = 1.53$, $\Psi_{16} = 3.27$
 $\Psi > 0.5$, por lo que habría que aumentar secciones de vigas.

Calculo del factor de incremento de inercias. Siguiendo el mismo procedimiento que en el caso anterior, ahora con $Q=87.6$, $h=3.7$ y $P=809$, se obtiene la ecuacion siguiente:

$$0.785 = 1/(1+5.76/n) + 1/(1+2.89/n) + 1/(1+3.06/n) + 1/(1+6.54/n)$$

La cual implica un valor de n igual a 1, por lo tanto la inercia que tiene la viga es correcta para el presente criterio.

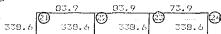
Cuarto nivel

$$\Delta / L = 0.0156$$

Los resultados de los calculos en este nivel son practicamente identicos a los del tercero, por lo que tampoco en este caso sufren modificacion las vigas.

Quinto nivel

$$\Delta / L = 0.0156$$



$$\Psi_{21} = 4.04, \Psi_{22} = 2.02, \Psi_{23} = 2.15, \Psi_{24} = 4.58$$

$\Psi \gg .5$, por lo que hay que aumentar secciones de vigas. Para este nivel Q vale 73 toneladas, la altura es de 3.7 metros y la suma de cargas axiales resulta de 591.7 toneladas.

Sustituyendo valores y reorganizando queda:

$$0.650 = 1/(1+8.08/n) + 1/(1+4.04/n) + 1/(1+4.3/n) + 1/(1+9.16/n)$$

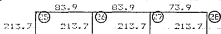
Resolviendo para n se obtiene un valor de 1.111, por lo que la inercia modificado por este factor es:

$$I_{vigas} = 1.111 \times 71176 = 79077 \text{ cm}^4$$

Usando una seccion $\# 14 \times 159$ se tiene una inercia de 79084, adecuada para el caso.

Sexto nivel

$$\Delta / L = 0.0165$$



$$\Psi_{25} = 2.85, \Psi_{26} = 1.27, \Psi_{27} = 1.35, \Psi_{28} = 2.89$$

La ecuacion a resolver es ahora la siguiente.

$$0.819 = 1/(1+5.1/n) + 1/(1+2.54/n) + 1/(1+2.7/n) + 1/(1+5.78/n)$$

Dando un valor de n menor a la unidad, con lo cual no es necesario aumentar la inercia de las vigas. Incluso significa que estas secciones tienen mayor rigidez que la requerida por este criterio.

Anexo-3. Diseño de columnas del ejemplo con miembros de concreto reforzado.

A-3.1 Diseño de la columna 10 (ver. figura 10), siguiendo el RDF - 76 (77).

Cargas para el cálculo de acero de refuerzo.

Carga vertical.

Primer orden	Segundo orden
P = 417.9 Ton	P = 417.8 Ton
M _i = 17.16 Ton-m	M _i = 17.27 Ton-m
M _s = 19.38 Ton-m	M _s = 19.41 Ton-m

Carga combinada (carga vertical + sismo en sentido negativo)

Primer orden	Segundo orden
P = 317.0 Ton	P = 316.4 Ton
M _i = 104.8 Ton-m	M _i = 109.6 Ton-m
M _s = 92.9 Ton-m	M _s = 97.1 Ton-m

= Diseño con elementos mecánicos de primer orden.

$f'_c = 200 \text{ kg/cm}^2$	$f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$
$f'_c = 160 \text{ kg/cm}^2$	$f_y / f'_c = 4200/136$
$f'_c = 136 \text{ kg/cm}^2$	$= 30.9$

Sección de concreto de 80 x 80 centímetros.

$A_c = 80 \times 80 = 6400 \text{ cm}^2$	$A_c f'_c = 870.4 \text{ Ton}$
--	--------------------------------

Efectos de esbeltez. Pandeo de conjunto.

H = 610 cm

I / L =

1810		5400	1594
1810		5625	1594
1810		9030	1594

$\psi_{sup} = 3.24$

k = 1.97

$\psi_{inf} = 4.34$

r = 0.3 x 80 = 24 cm

$H' = 1.97 \times 610 = 1202$

$H' / r = 50 > 22 \Rightarrow$

si se considera el pandeo de conjunto

Cálculo del factor de amplificación.

$u = 17.16 / 104.8 = 0.16$

$EI = 0.4 (E_c I_g / (1 + u)) = 1.673 \times 10^{11} \text{ kg/cm}^2$.

el valor del factor de resistencia para el cálculo de la carga crítica P_c depende del factor de ductilidad, siendo 0.6 cuando θ vale más de 2 y 0.85 si θ es menor o igual a 2.

Columna 10

$P_c = 685.7 \text{ Ton}$ para $\theta > 2$

$P_c = 971.4 \text{ Ton}$ para $\theta \leq 2$

Columna 9

I / L =

1810		5400	1810
1810		5625	1810
1810		9030	1810

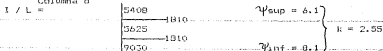
$\psi_{sup} = 3.05$

k = 1.93

$\psi_{inf} = 4.05$

$H^* = 3177 \text{ cm}$
 $P_c = 715.1 \text{ Ton}$ para $0 > 2$
 $P_c = 1013 \text{ Ton}$ para $0 \leq 2$

Columna 8



$H^* = 1556 \text{ cm}$
 $P_c = 409.2 \text{ Ton}$ para $0 > 2$
 $P_c = 579.7 \text{ Ton}$ para $0 \leq 2$

Columna 11



$H^* = 1696 \text{ cm}$
 $P_c = 344.4 \text{ Ton}$ para $0 > 2$
 $P_c = 407.9 \text{ Ton}$ para $0 \leq 2$

$\Sigma P_u = 283.7 + 294.4 + 417.9 + 235.1 = 1211.1 \text{ Ton}$ para carga vertical

$\Sigma P_c = 971.4 + 1013 + 579.9 + 407.9 = 3052 \text{ Ton}$ para carga vertical

$\Sigma P_u = 952 \text{ Ton}$ para carga combinada

$\Sigma P_c = 2154 \text{ Ton}$ para carga combinada y $0 > 2$

$\Sigma P_c = 3052 \text{ Ton}$ para carga combinada y $0 \leq 2$

Así:

F.A. = 1.56 para carga vertical

F.A. = 1.80 para carga combinada y $0 > 2$

F.A. = 1.45 para carga combinada y $0 \leq 2$

Revisión local de la columna.

$e_a = 0.05 h = 0.05 \times 80 = 4 \text{ cm}$

$e_s = 92.9 / 317 = 0.29 \text{ m}$

$e_i = 104.8 / 317 = 0.33 \text{ m}$

$e_{ds} = 0.29 + 0.04 = 0.33 \text{ m}$

$e_{di} = 0.33 + 0.04 = 0.37 \text{ m}$

$M_1 = 317 \times 0.33 = 104.8 \text{ Ton-m}$

$M_2 = 317 \times 0.37 = 117.3 \text{ Ton-m}$

$24 - 12 \times 104.8 / 117.3 = 44.7$

$\psi_1 = 3.24$

$\psi_2 = 4.31$

$k = 0.9$

$H^* = 0.9 \times 610 = 549 \text{ cm}$

$H^* / r = 549 / 24 = 22.9 < 44.7 \Rightarrow$ se pueden despreciar los efectos de esbeltez local

Dimensionamiento

Los elementos mecánicos por carga vertical con un factor de carga de 1.1 son $P = 328.3 \text{ Ton}$; $M_1 = 13.5 \text{ Ton-m}$; $M_s = 15.2 \text{ Ton-m}$. Estos valores son necesarios para el dimensionamiento por carga combinada.

En X $M_{c.v.} = 13.5$; $M_u = 13.5 + 328.3 \times 0.04 = 26.6 \text{ Ton-m}$

En Y $M_u = 328.3 \times 0.04 = 13.1 \text{ Ton-m}$

Por sismo

$P = -11.3 \text{ Ton}$ $M = 91.3 \text{ Ton-m}$

Así, las cargas para el cálculo del refuerzo son:

$P_u = -317 \text{ Ton}$

$$M_{2x} = 26.6 + 91.3 = 117.9 \text{ Ton-m}$$

$$M_{2y} = 1.0 \times 117.9 = 117.9 \text{ Ton-m}$$

$$M_y = 13.1 + 0.3 \times 91.3 = 40.5 \text{ Ton-m}$$

$$M_{2y} = 1.0 \times 40.5 = 40.5 \text{ Ton-m}$$

O bien,

$$P_u = 317 \text{ Ton} \quad e_x = 0.67 \text{ m} \quad e_y = 0.23 \text{ m}$$

Se usaran los graficos de diseño contenidas en las normas complementarias para el diseño y construcción de estructuras de concreto y la formula siguiente.

$$PR = 1 / (1 / PRX + 1 / PRY - 1 / PR0)$$

Tanteo 1 $p = 0.02$ $A_s = 128 \text{ cm}^2$

$$PR0 = 0.6 (870.4 + 128 \times 4200 / 1000) = 844.8 \text{ Ton}$$

Sea refuerzo distribuido y d/h de 0.9

$$q = 0.02 \times 30.9 = 0.62$$

$$e_x / h_x = 0.67 / 0.80 = 0.84$$

$$K = 0.35$$

$$PRX = 0.35 \times 0.6 \times 870.4 = 182.8 \text{ Ton}$$

$$q = 0.62$$

$$e_y / h_y = 0.23 / 0.80 = 0.29$$

$$K = 0.79$$

$$PRY = 0.79 \times 0.6 \times 870.4 = 412.6 \text{ Ton}$$

$$PR = 149 \text{ Ton} < 317 \text{ Ton} \quad \text{requiere mayor refuerzo}$$

Tanteo 2 $p = 0.05$ $A_s = 320 \text{ cm}^2$

$$PR0 = 0.6 (870.4 + 320 \times 4200 / 1000) = 1329 \text{ Ton}$$

$$q = 0.05 \times 30.9 = 1.55$$

$$e_x / h_x = 0.84$$

$$K = 0.65$$

$$PRX = 0.65 \times 0.6 \times 870.4 = 339.5 \text{ Ton}$$

$$q = 1.55$$

$$e_y / h_y = 0.29$$

$$K = 1.3$$

$$PRY = 1.3 \times 0.6 \times 870.4 = 678.9 \text{ Ton}$$

$$PR = 272.8 \text{ Ton} < 317 \text{ Ton} \quad \text{requiere mayor area de acero}$$

Tanteo 3 $p = 0.07$ $A_s = 448 \text{ cm}^2$

$$PR0 = 0.6 (870.4 + 448 \times 4200 / 1000) = 1651 \text{ Ton}$$

$$q = 2.2$$

$$e_x / h_x = 0.84$$

$$K = 0.79$$

$$PRX = 0.79 \times 0.6 \times 870.4 = 412.6 \text{ Ton}$$

$$q = 2.2$$

$$e_y / h_y = 0.29$$

$$K = 1.55$$

$$PRY = 1.55 \times 0.6 \times 870.4 = 809.5 \text{ Ton}$$

$$PR = 327 \text{ Ton} > 317 \text{ Ton} \quad \text{esta correcto}$$

Revisión del refuerzo con la condición de carga vertical asimismo en sentido negativo, con un factor de ductilidad β de 2. Caso en el cual, según las normas de emergencia, el factor de resistencia vale 0.75, considerando que el núcleo no este confinado.

Los elementos mecanicos que se obtuvieran de un analisis estructural con β igual a 2 serian $P = 306 \text{ Ton}$ y $H_i = 150.5 \text{ Ton-m}$ aproximadamente, así:

$$P_u = 306 \text{ Ton}$$

$$M_{2x} = 26.6 + 91.3 \times 3 / 2 = 155.6 \text{ Ton-m}$$

$$\begin{aligned}
 M_{cx} &= 1.45 \times 163.6 = 237.2 \text{ Ton-m} \\
 M_y &= 13.1 + 91.3 = 3 / 2 = 54.2 \text{ Ton-m} \\
 M_{cy} &= 1.45 \times 54.2 = 78.6 \text{ Ton-m} \\
 P_u &= 306 \text{ Ton} \quad \quad \quad e_x = 0.73 \text{ m} \quad \quad \quad e_y = -0.26 \text{ m} \\
 A_g &= 448 \text{ cm}^2 \quad \quad \quad P_{RD} = 1651 / 0.6 = 0.75 = 2064 \text{ Ton} \\
 q &= 2.2 \\
 e_x / h_x &= 0.98 \\
 K &= 0.7
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 P_{RX} &= 0.7 \times 0.75 = 520.6 = 457 \text{ ton} \\
 q &= 2.2 \\
 e_y / h_y &= 0.33 \\
 P_{RY} &= 1.5 \times 0.75 = 870.4 = 979.2 \text{ Ton} \\
 P_R &= 367 \text{ Ton} > 306 \text{ Ton} \quad \text{Pasa sobrado un 20 \%, puede} \\
 &\quad \quad \quad \text{reducirse " p " }
 \end{aligned}$$

Lo anterior indica que existe una incongruencia en el Reglamento del D.F., que surge a raíz de la publicación de las normas de emergencia, pues resulta que el diseño de una columna con su núcleo confinado (factor de resistencia menor asociado a un factor de ductilidad mayor a 2) requiere mayor refuerzo longitudinal que si la misma columna no tuviese su núcleo confinado (factor de resistencia mayor asociado a un factor de ductilidad menor o igual a 2)

- Diseño con elementos mecánicos de segundo orden.

$$\begin{aligned}
 &\text{Por carga vertical} \\
 M_{ux} &= 26.6 \text{ Ton-m} \quad \quad \quad M_{uy} = 13.1 \text{ Ton-m} \\
 &\text{Por sismo} \\
 P &= -11.9 \text{ Ton} \quad \quad \quad H = 92.3 \text{ Ton-m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 &\text{Efectos locales de esbeltez.} \\
 e_1 &= 109.6 / 316.4 = 0.35 \\
 e_{d1} &= 0.35 + 0.04 = 0.39 \\
 e_s &= 97.1 / 316.4 = 0.31 \\
 e_{ds} &= 0.31 + 0.04 = 0.35 \\
 M_1 &= 316.4 \times 0.39 = 123.4 \text{ Ton-m} \\
 M_2 &= 316.4 \times 0.35 = 109.6 \text{ Ton-m} \\
 34 &= 12 \times (1 - 109.6 / 123.4) = 44.7 \\
 H^* / r &= 549 / 24 = 22.9 < 44.7 \Rightarrow \text{no se requiere considerar efectos locales de esbeltez}
 \end{aligned}$$

Así, las cargas para el cálculo del refuerzo son:

$$\begin{aligned}
 P_u &= 316.4 \text{ Ton} \\
 M_{2x} &= 26.6 + 92.3 = 119.9 \text{ Ton-m} \\
 M_y &= 13.1 + 0.3 \times 92.3 = 40.8 \text{ Ton-m} \\
 &\text{O bien} \\
 P_u &= 316.4 \text{ Ton} \quad \quad \quad e_x = 0.38 \text{ m} \quad \quad \quad e_y = 0.13 \text{ m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Tanteo 1} \quad \quad \quad p &= 0.02 \quad \quad \quad A_g = 128 \text{ cm}^2 \\
 P_{RD} &= 844.8 \text{ Ton} \\
 q &= 0.62 \\
 e_x / h_x &= 0.40 \\
 K &= 0.6
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 P_{RX} &= 0.6 \times 0.6 = 870.4 = 313.3 \text{ Ton} \\
 q &= 0.62 \\
 e_y / h_y &= 0.16 \\
 K &= 1.1
 \end{aligned}$$

$$P_{RY} = 1.1 \times 0.6 \times 870.4 = 574.5 \text{ Ton}$$

PR = 266 Ton < 316 Ton requiere mas acero de refuerzo

Tanteo 2 $p = 0.03$ $A_s = 0.03 \times 8400 = 192 \text{ cm}^2$

PRD = 0.6 (870.4 + 192) = 4200 / 1000 = 1006 Ton

$q = 0.03 \times 30.9 = 0.93$

$e_x / h_x = 0.48$

$K = 0.74$

PRX = 0.74 \times 0.6 \times 870.4 = 386.5 Ton

$q = 0.93$

$e_y / h_y = 0.16$

$K = 1.25$

PRY = 1.25 \times 0.6 \times 870.4 = 652.8 Ton

PR = 320 Ton > 316 Ton Esta correcto, como se aprecia se tiene un ahorro considerable en comparacion con el diseo anterior, en el cual resulto $p = 0.07$, pues se tiene ahora $p = 0.03$

- Revison para carga vertical exclusivamente (con $p = 0.03$)

$M_x = 19.4 + 417.9 \times 0.04 = 36.1 \text{ Ton-m}$

$M_{ux} = 1.66 \times 36.1 = 59.9 \text{ Ton-m}$

$M_y = 417.9 \times 0.09 = 16.7 \text{ Ton-m}$

$M_{uy} = 1.66 \times 16.7 = 27.7 \text{ Ton-m}$

$P_u = 417.9 \text{ Ton}$ $e_x = 0.143 \text{ m}$ $e_y = 0.066 \text{ m}$

$A_g = 192 \text{ cm}^2$ $PRD = 1006 \text{ Ton}$

$q = 0.93$

$e_x / h_x = 0.10$

$K = 1.25$

PRX = 1.25 \times 0.6 \times 870.4 = 652.8 Ton

$q = 0.93$

$e_y / h_y = 0.08$

$K = 1.55$

PRY = 1.55 \times 0.6 \times 870.4 = 809.5 Ton

PR = 564 Ton > 417.9 Ton Si pasa por carga vertical, sobrado en 35 %.

A-3.2 Comparacion con las consideraciones del reglamento del

A C I - 318 - 88. Calculo de los momentos amplificados con el criterio del A C I , para el miembro 10.

- Con elementos mecanicos de primer orden.

En este caso los momentos se incrementan de acuerdo con la ecuacion:

$M_c = \delta_b M_{2b} + \delta_c M_{2c}$

$M_{2b} = 17.15 \text{ Ton-m}$

$M_{2c} = 71.3 \text{ Ton-m}$

$\delta_b = C_m / (1 - P_u / (\phi P_c)) \geq 1.0$

$C_m = 0.6 + 0.4 (-17.36 / 19.38) = 0.2 < 0.4 \Rightarrow C_m = 0.4$

$P_u = 417.9 \text{ Ton}$

$\phi = 0.7$ (factor de resistencia)

$P_c = \pi^2 EI / (K L)^2 = 1143 \text{ Ton}$

$\delta_b = 0.4 / (1 - 417.9 / (0.7 \times 1143)) = 0.84 < 1.0 \Rightarrow \delta_b = 1.0$

$\delta_s = 1.0 / (1 - 1211.1 / (0.7 \times 3591)) = 1.93$

Así, el momento amplificado vale:

$$M_c = 1.0 \times 17.16 + 1.93 \times 91.3 = 193.4 \text{ Ton-m}$$

Con elementos mecánicos de segundo orden.

Dado que los elementos mecánicos de segundo orden son muy parecidos a los de primero, el coeficiente C_m no se ve afectado y el factor de amplificación δ_b no se altera. Por lo tanto

$$M_{2s} = 169.6 - 13.3 = 95 \text{ Ton-m}$$

$$M_c = 1.0 \times 17.16 + 1.0 \times 96 = 113.2 \text{ Ton-m}$$

Este momento de diseño resulta 41 % menor al obtenido en base a los elementos mecánicos de primer orden. Al realizar los diseños considerando los efectos de segundo orden, en este ejemplo, redanda en un considerable ahorro de acero de refuerzo producto de una estimación más cercana a la realidad de dichos efectos, que la que se hace indirectamente a través de las consideraciones de los reglamentos.

A-3.3 Diseño de la columna II, siguiendo el RDP - 75 (77).

Cargas para el cálculo de acero de refuerzo.

Carga Vertical

Primer orden

$$P = 238.1 \text{ Ton}$$

$$M_1 = 31.4 \text{ Ton-m}$$

$$M_2 = 39 \text{ Ton-m}$$

Segundo orden

$$P = 235 \text{ Ton}$$

$$M_1 = 31.3 \text{ Ton-m}$$

$$M_2 = 39.9 \text{ Ton-m}$$

Carga combinada (Carga vertical más sismo en sentido positivo).

Primer orden

$$P = 242.1 \text{ ton}$$

$$M_1 = 89.9 \text{ Ton-m}$$

$$M_2 = 76.4 \text{ Ton-m}$$

Segundo orden

$$P = 244.2 \text{ Ton}$$

$$M_1 = 92.4 \text{ Ton-m}$$

$$M_2 = 79 \text{ Ton-m}$$

- Diseño con elementos mecánicos de primer orden.

Efectos de esbeltez: Pandeo de conjunto.

$$k = 2.79 \quad H^2 = 1696 \text{ cm}$$

Las cargas críticas ya fueron calculadas para el diseño del miembro 10, resultando los factores de amplificación siguientes.

$$\text{Para carga vertical} \quad F.A. = 1.66$$

$$\text{Para carga combinada y } 0 > 2 \quad F.A. = 1.80$$

$$\text{Para carga combinada y } 0 < 2 \quad F.A. = 1.45$$

Revisión por pandeo del miembro

$$e_1 = 89.9 / 242.1 = .37 \text{ m}$$

$$e_{d1} = 0.37 + 0.04 = .41 \text{ m}$$

$$e_2 = 76.4 / 242.1 = 0.32 \text{ m}$$

$$e_{d2} = 0.32 + 0.04 = 0.36 \text{ m}$$

$$M_1 = 242.1 \times 0.36 = 87.2 \text{ Ton-m}$$

$$M_2 = 242.1 \times 0.41 = 99.3 \text{ Ton-m}$$

$$34 - 12 \times (-07.2 / 99.3) = 44.5$$

$$\Psi_1 = 6.9$$

$$\Psi_2 = 9.2$$

$$\Rightarrow k = 0.95$$

$$H^2 = 0.95 \times 610 = 579.5 \text{ cm}$$

$H' / r = 579.5 / 24 = 24.1 < 44.5 \Rightarrow$ se pueden despreciar los efectos locales

Dimensionamiento.

Los elementos mecánicos por carga vertical con un factor de carga de 1.1 son $P = 184.7$ Ton; $M_x = 24.6$ Ton-m; $M_y = 30.6$ Ton-m.

Por carga vertical

En X $M_{c.v.} = 24.6 + 184.7 \times 0.04 = 32$ Ton-m

En Y $M_u = 184.7 \times 0.04 = 7.4$ Ton-m

Por diseño

$P_u = 54.7$ Ton $M = 64.3$ Ton-m

Así, las cargas para el cálculo del refuerzo son:

$P_u = 242.1$ Ton

$M2x = 32 + 64.3 = 96.3$ Ton-m

$M_{cx} = 1.8 \times 96.3 = 173.3$ Ton-m

$M_y = 7.4 + 0.5 \times 64.3 = 26.7$ Ton-m

$M_{cy} = 1.8 \times 26.7 = 48.1$ Ton-m

O bien

$P_u = 242.1$ Ton $e_x = 0.72$ m $e_y = 0.2$ m

Tanteo 1 $p = 0.04$ $A_c = 256$ cm²

$PRD = 0.6 (870.4 + 256 \times 4200 / 1000) = 1167$ Ton

$q = 0.04 \times 30.9 = 1.24$

$e_x / h_x = 0.9$

$K = 0.53$

$PRX = 0.53 \times 0.6 \times 870.4 = 647.5$ Ton

$q = 1.24$

$e_y / h_y = 0.25$

$K = 1.24$

$PRY = 1.24 \times 0.6 \times 870.4 = 647.5$ Ton

$PR = 232.5$ Ton < 242.1 Ton requiere mayor area
de acero de refuerzo

Tanteo 2 $p = 0.045$ $A_c = 288$ cm²

$PRD = 0.6 (870.4 + 288 \times 4200 / 1000) = 1248$ Ton

$q = 0.045 \times 30.9 = 1.39$

$e_x / h_x = 0.9$

$K = 0.57$

$PRX = 0.57 \times 0.6 \times 870.4 = 297.7$ Ton

$q = 1.39$

$e_y / h_y = 0.25$

$K = 1.3$

$PRY = 1.3 \times 0.6 \times 870.4 = 579.9$ Ton

$PR = 248.1$ Ton > 242.1 Ton Esta correcta, es 2.5 %
mayor al requerido

Revisión del refuerzo considerando $\phi = 2$ (El reglamento permite F.R. = 0.75)

Los elementos mecánicos que se obtendrían utilizando un factor ϕ de 2 son aproximadamente:

$P = 242.1$ Ton

$M2x = 32 + 64.3 \times 3 / 2 = 128.5$ Ton-m

$M_{cx} = 1.45 \times 128.5 = 186.3$ Ton-m

$M_y = 7.4 + 64.3 \times 3 / 2 = 36.3$ Ton-m

$M_{cy} = 1.45 \times 36.3 = 52.6$ Ton-m

$P_u = 242.1 \text{ Ton}$ $e_x = 0.77 \text{ m}$ $e_y = 0.22 \text{ m}$
 $A_g = 288 \text{ cm}^2$ $P_{RO} = 1248 \text{ Ton}$
 $q = 1.39$
 $e_x / h_x = 0.96$

$K = 0.54$

$P_{RX} = 0.34 \times 0.75 \times 870.4 = 352.5$
 $q = 1.39$
 $e_y / h_y = 0.27$

$K = 1.25$

$P_{RY} = 1.25 \times 0.75 \times 870.4 = 816 \text{ Ton}$
 $P_R = 306.7 \text{ Ton} > 242.1 \text{ Ton}$ Esta 27 % sobrado
por lo que puede reducirse " p "

- Diseño con elementos mecánicos de segundo orden.

Por carga vertical
 $M_{ux} = 32 \text{ Ton-m}$ $M_{uy} = 7.4 \text{ Ton-m}$
Por sismo
 $P = 59.6 \text{ Ton}$ $M = 67.8 \text{ Ton-m}$

Efectos locales de esbeltez

$e_l = 92.4 / 244.2 = 0.38 \text{ m}$
 $e_{dl} = 0.38 + 0.04 = 0.42 \text{ m}$
 $e_s = 77 / 244.2 = 0.32 \text{ m}$
 $e_{ds} = 0.32 + 0.04 = 0.36 \text{ m}$
 $M_1 = 244.2 \times 0.36 = 87.9 \text{ Ton-m}$
 $M_2 = 244.2 \times 0.42 = 102.6 \text{ Ton-m}$
 $S_4 = 12 \times (-87.9 / 102.6) = 44.3$
 $H' / r = 549 / 24 = 22.9 < 44.3 \Rightarrow$ no es necesario
considerar efectos locales

Así, tomamos las siguientes fuerzas para el cálculo del refuerzo:

$P_u = 194.6 + 59.6 = 244.2 \text{ ton}$
 $M_{2x} = 32.0 + 67.8 = 99.8 \text{ Ton-m}$
 $M_y = 7.4 + 0.3 = 67.8 = 27.7 \text{ Ton-m}$
O bien

$P_u = 244.2 \text{ Ton}$ $e_x = 0.41 \text{ m}$ $e_y = 0.11 \text{ m}$

Tanteo 1 $p = 0.02$ $A_g = 128 \text{ cm}^2$
 $P_{RO} = 0.6 (870.4 + 128) = 4200 / 1000 = 844.8 \text{ Ton}$
 $q = 0.62$
 $e_x / h_x = 0.41 / 0.8 = 0.51$

$K = 0.56$

$P_{RX} = 0.56 \times 0.6 \times 870.4 = 292.5 \text{ Ton}$
 $q = 0.62$
 $e_y / h_y = .011 / 0.8 = 0.14$

$K = 1.11$

$P_{RY} = 1.11 \times 0.6 \times 870.4 = 579.7 \text{ Ton}$
 $P_R = 252.5 \text{ Ton} > 244.2 \text{ Ton}$ Esta correcto (3 % mayor). Se observa la conveniencia de diseñar con este procedimiento, cuyo efecto es disminuir el porcentaje de acero de 0.045 a 0.02)

- Revisión por carga vertical. (con $p = 0.02$).

$M_x = 39 + 255.1 \times 0.04 = 48.4 \text{ Ton-m}$
 $M_{cx} = 1.66 \times 48.4 = 80.4 \text{ Ton-m}$

$M_y = 235.1 \times 0.04 = 9.4 \text{ Ton-m}$
 $M_{cy} = 1.66 \times 9.4 = 15.6 \text{ Ton-m}$
 $P_u = 235.1 \text{ Ton}$ $e_x = 0.34 \text{ m}$ $e_y = 0.066 \text{ m}$
 $A_s = 128 \text{ cm}^2$ $P_{RD} = 1240 \text{ Ton}$
 $q = 0.62$
 $e_x / h_x = 0.34 / 0.9 = 0.43$

$K = 0.71$

$P_{RX} = 0.71 \times 0.6 \times 870.4 = 370.0 \text{ Ton}$
 $q = 0.62$
 $e_y / h_y = 0.066 / 0.9 = 0.09$

$K = 1.33$

$P_{RY} = 1.33 \times 0.6 \times 870.4 = 705 \text{ Ton}$
 $P_R = 301.9 \text{ Ton} > 235.1 \text{ Ton}$ Sobrado en 29%.
 por lo que rige el diseño por carga combinada.

A-3.4 Comparación con las consideraciones del reglamento del

ACI - 318 - 83. Cálculo de los momentos modificados con el
 criterio del ACI, para el miembro II.

- Con elementos mecánicos de primer orden.

$M_{2b} = 39 \text{ Ton-m}$
 $M_{2c} = 64.3 \text{ Ton-m}$
 $C_m = 0.5 + 0.4 \times (-31.4 / 39) = 0.28 < 0.4 \Rightarrow C_m = 0.4$
 $\phi = 0.7$
 $P_c = 557.3 \text{ Ton}$
 $\delta_b = 0.4 / (1 - 235.1 / (0.7 \times 557.3)) = 1.007$
 $\zeta_s = 1.93$
 Así,
 $M_c = 1.007 \times 39 + 1.93 \times 64.3 = 163.4 \text{ Ton-m}$

Por lo que el diseño se haría con un momento de 163.4 Ton-m

- Con elementos mecánicos de segundo orden.

Como en el caso anterior, los elementos mecánicos de segundo orden no difieren mucho de los de primer orden, por lo que el factor de amplificación δ_b no se altera, así:

$M_{2s} = 92.4 - 24.6 = 67.8 \text{ Ton-m}$
 $M_c = 1.007 \times 39 + 1.0 \times 67.8 = 107.1 \text{ Ton-m}$

Se diseñaría en este caso, con un momento de diseño que resulta 34 % menor que el obtenido en base a los elementos mecánicos de primer orden.

HCC*JBGJBG(1).TESIS-4(9)

	40	63	76	15300.	TESIS-4	EJEMPLO	CONCRETO	24
1								
2								
3								
4								
5								
6	1							
7	7	4						
8	1	3	1	0	0	948	0	
9	5	7	1	0	380	848	0	
10	4	3	4	2659	0	0	380	
11	9	37	4	0	990	0	370	
12	10	30	4	543	990	0	370	
13	11	39	4	1656	990	0	370	
14	10	40	4	2659	990	0	370	
15	1	0	0	0				
16	2	0	0	0				
17	2	0	0	0				
18	4	0	0	0				
19	1	5		6400	3431333			
20	2	6		6400	3431333			
21	3	7		5400	3431333			
22	4	8		6400	3431333			
23	5	6		2550	1535312			
24	6	7		2550	1535312			
25	7	8		2550	1535312			
26	5	9		6400	3431333			
27	6	10		6400	3431333			
28	7	11		6400	3431333			
29	8	12		6400	3431333			
30	9	10		2550	1535312			
31	10	11		2550	1535312			
32	11	12		2550	1535312			
33	9	13		4900	2000833			
34	10	14		4900	2000833			
35	11	15		4900	2000833			
36	12	16		4900	2000833			
37	13	14		2550	1535312			
38	14	15		2550	1535312			
39	15	16		2550	1535312			
40	13	17		4900	2000833			
41	14	18		4900	2000833			
42	15	17		4900	2000833			
43	16	20		4900	2000833			
44	17	18		2550	1535312			
45	18	19		2550	1535312			
46	19	20		2550	1535312			
47	17	21		4900	2000833			
48	18	22		4900	2000833			
49	19	23		4900	2000833			
50	20	24		4900	2000833			
51	21	22		2250	1054687			
52	22	23		2250	1054687			
53	23	24		2250	1054687			
54	21	25		3600	1080000			
55	22	26		3600	1080000			
56	23	27		3600	1080000			
57	24	28		3600	1080000			
58	25	26		2250	1054687			
59	26	27		2250	1054687			

60	27	25	2250	10546.57		
61	25	27	3600	1070000		
62	26	30	3600	1065000		
63	27	31	3600	1070000		
64	28	32	3600	1080000		
65	29	30	2250	10546.57		
66	30	31	2250	10546.57		
67	31	32	2250	10546.57		
68	29	33	2500	5208.33		
69	30	34	2500	5208.33		
70	31	35	2500	5208.33		
71	32	36	2500	5208.33		
72	33	34	1950	6065.62		
73	34	35	1950	6065.62		
74	35	36	1950	6065.62		
75	33	37	2500	5208.33		
76	34	36	2500	5208.33		
77	35	39	2500	5208.33		
78	36	40	2500	5208.33		
79	37	38	1950	6065.62		
80	38	39	1950	6065.62		
81	39	40	1950	6065.62		
82	1	1-4	CARGA VERTICAL	*TESIS*	*CONCRETO*	
83	5	0	-12974	123300		
84	6	0	-26948	0		
85	7	0	-30977	236300		
86	8	0	-25371	-4776600		
87	9	0	-17713	2675400		
88	10	0	-31522	0.687		
89	11	0	-50944	2955100		
90	12	0	-29410	-5442800		
91	13	0	-21676	499900		
92	14	0	-21060	0		
93	15	0	-34285	1952800		
94	16	0	-21679	-3825200		
95	17	0	-21696	499900		
96	18	0	-21060	0		
97	19	0	-34285	1952800		
98	20	0	-21679	-3825200		
99	21	0	-21676	499900		
100	22	0	-21060	0		
101	23	0	-34285	1952800		
102	24	0	-21679	-3825200		
103	25	0	-27733	1533800		
104	26	0	-27042	0		
105	27	0	-39751	755000		
106	28	0	-20763	-3676100		
107	29	0	-27733	1533800		
108	30	0	-29042	0		
109	31	0	-39751	755000		
110	32	0	-20763	-3676100		
111	33	0	-27733	1533800		
112	34	0	-27042	0		
113	35	0	-39751	755000		
114	36	0	-20763	-3676100		
115	37	0	-20342	1338300		
116	38	0	-24870	0		
117	39	0	-22362	162300		
118	40	0	-13880	-2503100		
119	2	1-1	CARGA VERTICAL CON F=1-1	*TESIS*	*CONCRETO*	

120	5	0	-12974	1837700		
121	6	0	-25948	0		
122	7	0	-38977	2367300		
123	8	0	-25371	-4376800		
124	9	0	-17713	2675400		
125	10	0	-31522	0.687		
126	11	0	-50944	2983100		
127	12	0	-29410	-5442800		
128	13	0	-21696	499900		
129	14	0	-21060	0		
130	15	0	-34235	1952800		
131	16	0	-21679	-3825200		
132	17	0	-21696	499900		
133	18	0	-21060	0		
134	19	0	-34235	1952800		
135	20	0	-21679	-3825200		
136	21	0	-21696	499900		
137	22	0	-21060	0		
138	23	0	-34235	1952800		
139	24	0	-21679	-3825200		
140	25	0	-27733	1533800		
141	26	0	-29042	0		
142	27	0	-39751	755000		
143	28	0	-17733	-3473100		
144	29	0	-27733	1533800		
145	30	0	-29042	0		
146	31	0	-39751	755000		
147	32	0	-27733	-3473100		
148	33	0	-17733	1533800		
149	34	0	-29042	0		
150	35	0	-39751	755000		
151	36	0	-27733	-3473100		
152	37	0	-29042	1333300		
153	38	0	-24839	0		
154	39	0	-25382	162300		
155	40	0	-13880	-2503100		
156	5	1.1	CARGA VERTICAL + HORIZONTAL		*TESIS*	*CON*
157	5	1620	-12974	1837700		
158	6	0	-25948	0		
159	7	0	-38977	2367300		
160	8	0	-25371	-4376800		
161	9	5575	-17713	2675400		
162	10	0	-31522	0.687		
163	11	0	-50944	2983100		
164	12	0	-29410	-5442800		
165	13	5040	-21696	499900		
166	14	0	-21060	0		
167	15	0	-34235	1952800		
168	16	0	-21679	-3825200		
169	17	7454	-21696	499900		
170	18	0	-21060	0		
171	19	0	-34235	1952800		
172	20	0	-21679	-3825200		
173	21	9049	-21696	499900		
174	22	0	-21060	0		
175	23	0	-34235	1952800		
176	24	0	-21679	-3825200		
177	25	12649	-27733	1533800		
178	26	0	-29042	0		
179	27	0	-39751	755000		

130	28	0	-207 63	-3675100	
131	29	14544	-277 33	1533800	
132	30	0	-290 42	0	
133	31	0	-297 51	755000	
134	32	0	-207 63	-3675100	
135	33	15478	-277 33	1533800	
136	34	0	-290 42	0	
137	35	0	-297 51	755000	
138	36	0	-207 63	-3675100	
139	37	13660	-203 42	1338300	
190	38	0	-248 30	0	
191	39	0	-253 62	162300	
192	40	0	-178 80	-2503100	
193	4	1.1 CARGA VERTICAL + HORIZONTAL (-=1)			*TE SIS*
194	5	3040	-129 74	1033700	
195	6	0	-259 40	0	
196	7	0	-369 77	2363300	
197	8	0	-253 71	-4376800	
198	9	15775	-177 13	2675400	
199	10	0	-315 22	0.667	
200	11	0	-509 44	2983100	
201	12	0	-274 10	-5442800	
202	13	17519	-216 96	499900	
203	14	0	-210 60	0	
204	15	0	-342 15	1952800	
205	16	0	-216 79	-3825200	
206	17	22362	-216 96	499900	
207	18	0	-210 60	0	
208	19	0	-242 15	1952800	
209	20	0	-416 79	-3825200	
210	21	27147	-216 96	499900	
211	22	0	-210 60	0	
212	23	0	-342 15	1952800	
213	24	0	-216 79	-3825200	
214	25	37947	-277 33	1533800	
215	26	0	-290 42	0	
216	27	0	-297 51	755000	
217	28	0	-207 63	-3675100	
218	29	43632	-277 33	1533800	
219	30	0	-290 42	0	
220	31	0	-297 51	755000	
221	32	0	-207 63	-3675100	
222	33	49714	-277 33	1533800	
223	34	0	-290 42	0	
224	35	0	-297 51	755000	
225	36	0	-207 63	-3675100	
226	37	40920	-203 42	1338300	
227	38	0	-248 30	0	
228	39	0	-253 62	162300	
229	40	0	-178 80	-2503100	
230	5	1.1 CARGA VERTICAL + HORIZONTAL (-) *TESIS*			*CON*
231	5	-1680	-129 74	1033700	
232	6	0	-259 40	0	
233	7	0	-369 77	2363300	
234	8	0	-253 71	-4376800	
235	9	-5575	-177 13	2675400	
236	10	0	-315 22	0.667	
237	11	0	-509 44	2983100	
238	12	0	-274 10	-5442800	
239	12	-5860	-216 96	499900	

240	16	0	-210 60	0
241	15	0	-342 35	1952800
242	16	0	-216 79	-3825200
243	17	-7454	-216 96	499900
244	18	0	-210 60	0
245	19	0	-342 35	1952800
246	20	0	-216 79	-3825200
247	21	-9049	-216 96	499900
248	22	0	-210 60	0
249	23	0	-342 35	1952800
250	24	0	-216 79	-3825200
251	25	-12649	-217 33	1533800
252	26	0	-290 42	0
253	27	0	-397 51	755000
254	28	0	-207 63	-3678100
255	29	-14544	-277 33	1533800
256	30	0	-290 42	0
257	31	0	-397 51	755000
258	32	0	-207 63	-3678100
259	33	-16435	-277 33	1533800
260	34	0	-290 42	0
261	35	0	-397 51	755000
262	36	0	-207 63	-3678100
263	37	-13660	-205 42	1001200
264	38	0	-240 10	0
265	39	0	-273 42	162300
266	40	0	-176 70	-2305100
267	6	1.1 CARCA VERTICAL + HORIZONTAL (G=1) (-) ATESIS*		
268	5	-5040	-129 74	1933700
269	6	0	-259 40	0
270	7	0	-399 77	2363300
271	8	0	-253 71	-4376800
272	9	-15725	-177 13	2675400
273	10	0	-215 32	0.487
274	11	0	-509 44	2903100
275	12	0	-294 10	-5442000
276	13	-17550	-216 96	499900
277	14	0	-210 60	0
278	15	0	-342 35	1952800
279	16	0	-216 79	-3825200
280	17	-22362	-216 96	499900
281	18	0	-210 60	0
282	19	0	-342 35	1952800
283	20	0	-216 79	-3825200
284	21	-27147	-216 96	499900
285	22	0	-210 60	0
286	23	0	-342 35	1952800
287	24	0	-216 79	-3825200
288	25	-37547	-277 33	1533800
289	26	0	-290 42	0
290	27	0	-397 51	755000
291	28	0	-207 63	-3678100
292	29	-43632	-277 33	1533800
293	30	0	-290 42	0
294	31	0	-397 51	755000
295	32	0	-207 63	-3678100
296	33	-49314	-277 33	1533800
297	34	0	-290 42	0
298	35	0	-397 51	755000
299	36	0	-207 63	-3678100

300	37	-40900	-20342	1338200
301	38	0	-24830	0
302	39	0	-29362	162300
303	40	0	-13800	-2503100
304	0			
305	0			
306	FIN			

WXT JEGJGAE.SEGORD/SA

ANALISIS ELASTICO DE SEGUNDO ORDEN DE MARCOS

TESIS -4 EJEMPLO CONCRETO 24 ENC 26

NUMERO TOTAL DE NUDOS = 40
 NUMERO TOTAL DE MIEMBROS .. = 62
 NUMERO DE NUDOS CARGADOS .. = 36

DATOS NUDOS

NUJO	X	Y	IRH	IRV	IRR
1	.00	.00	0	0	0
2	348.00	.00	0	0	0
3	1691.00	.00	0	0	0
4	2651.00	.00	0	0	0
5	.00	330.00	1	1	1
6	348.00	330.00	1	1	1
7	1696.00	330.00	1	1	1
8	2659.00	330.00	1	1	1
9	.00	690.00	1	1	1
10	348.00	690.00	1	1	1
11	1696.00	690.00	1	1	1
12	2659.00	690.00	1	1	1
13	.00	1360.00	1	1	1
14	348.00	1360.00	1	1	1
15	1691.00	1360.00	1	1	1
16	2651.00	1360.00	1	1	1
17	.00	1730.00	1	1	1
18	348.00	1730.00	1	1	1
19	1691.00	1730.00	1	1	1
20	2651.00	1730.00	1	1	1
21	.00	2100.00	1	1	1
22	348.00	2100.00	1	1	1
23	1691.00	2100.00	1	1	1
24	2651.00	2100.00	1	1	1
25	.00	2470.00	1	1	1
26	348.00	2470.00	1	1	1
27	1691.00	2470.00	1	1	1
28	2651.00	2470.00	1	1	1
29	.00	2840.00	1	1	1
30	348.00	2840.00	1	1	1
31	1696.00	2840.00	1	1	1
32	2659.00	2840.00	1	1	1
33	.00	3210.00	1	1	1
34	348.00	3210.00	1	1	1
35	1696.00	3210.00	1	1	1
36	2659.00	3210.00	1	1	1
37	.00	3580.00	1	1	1
38	348.00	3580.00	1	1	1
39	1696.00	3580.00	1	1	1
40	2659.00	3580.00	1	1	1

DATOS MIEMBROS

MIEM	INC1	INC2	A	I	L	E	PE
1	1	5	6400.00	3431333.00	380.00	158000.00	37055484.50
2	2	6	6400.00	3431333.00	380.00	158000.00	37055484.50

3	3	7	6400.00	3431333.00	380.00	150000.00	37055484.50
4	4	8	6400.00	3431333.00	380.00	150000.00	37055484.50
5	5	6	2550.00	1535312.00	543.00	150000.00	3329367.69
6	6	7	2550.00	1535312.00	543.00	150000.00	3329367.69
7	7	8	2550.00	1535312.00	543.00	150000.00	3329367.69
8	5	9	6400.00	3431333.00	610.00	150000.00	14300077.38
9	6	10	6400.00	3431333.00	610.00	150000.00	14300077.38
10	7	11	6400.00	3431333.00	610.00	150000.00	14300077.38
11	8	12	6400.00	3431333.00	610.00	150000.00	14300077.38
12	9	10	2550.00	1535312.00	543.00	150000.00	3329367.69
13	10	11	2550.00	1535312.00	543.00	150000.00	3329367.69
14	11	12	2550.00	1535312.00	543.00	150000.00	3329367.69
15	9	13	4900.00	2000833.00	370.00	150000.00	22791043.50
16	10	14	4900.00	2000833.00	370.00	150000.00	22791043.50
17	11	15	4900.00	2000833.00	370.00	150000.00	22791043.50
18	12	16	4900.00	2000833.00	370.00	150000.00	22791043.50
19	13	14	2550.00	1535312.00	543.00	150000.00	3329367.69
20	14	15	2550.00	1535312.00	543.00	150000.00	3329367.69
21	15	16	2550.00	1535312.00	543.00	150000.00	3329367.69
22	16	17	4900.00	2000833.00	370.00	150000.00	22791043.50
23	14	18	4900.00	2000833.00	370.00	150000.00	22791043.50
24	15	19	4900.00	2000833.00	370.00	150000.00	22791043.50
25	16	20	4900.00	2000833.00	370.00	150000.00	22791043.50
26	17	16	2550.00	1535312.00	543.00	150000.00	3329367.69
27	18	19	2550.00	1535312.00	543.00	150000.00	3329367.69
28	19	20	2550.00	1535312.00	543.00	150000.00	3329367.69
29	17	21	4900.00	2000833.00	370.00	150000.00	22791043.50
30	18	22	4900.00	2000833.00	370.00	150000.00	22791043.50
31	19	23	4900.00	2000833.00	370.00	150000.00	22791043.50
32	20	24	4900.00	2000833.00	370.00	150000.00	22791043.50
33	21	25	2550.00	1535312.00	543.00	150000.00	3329367.69
34	22	26	2550.00	1535312.00	543.00	150000.00	3329367.69
35	23	24	2550.00	1535312.00	543.00	150000.00	3329367.69
36	21	27	3600.00	1000000.00	370.00	150000.00	12302039.75
37	22	26	3600.00	1000000.00	370.00	150000.00	12302039.75
38	23	27	3600.00	1000000.00	370.00	150000.00	12302039.75
39	24	28	3600.00	1000000.00	370.00	150000.00	12302039.75
40	25	26	2550.00	1535312.00	543.00	150000.00	3329367.69
41	26	27	2550.00	1535312.00	543.00	150000.00	3329367.69
42	27	28	2550.00	1535312.00	543.00	150000.00	3329367.69
43	28	29	3600.00	1000000.00	370.00	150000.00	12302039.75
44	29	30	3600.00	1000000.00	370.00	150000.00	12302039.75
45	27	31	3600.00	1000000.00	370.00	150000.00	12302039.75
46	28	32	3600.00	1000000.00	370.00	150000.00	12302039.75
47	29	30	2550.00	1535312.00	543.00	150000.00	3329367.69
48	30	31	2550.00	1535312.00	543.00	150000.00	3329367.69
49	31	32	2550.00	1535312.00	543.00	150000.00	3329367.69
50	29	33	1950.00	666562.00	345.00	150000.00	1488292.20
51	30	34	1950.00	666562.00	345.00	150000.00	1488292.20
52	31	35	1950.00	666562.00	345.00	150000.00	1488292.20
53	32	36	1950.00	666562.00	345.00	150000.00	1488292.20
54	33	34	1950.00	666562.00	345.00	150000.00	1488292.20
55	34	35	1950.00	666562.00	345.00	150000.00	1488292.20
56	35	36	1950.00	666562.00	345.00	150000.00	1488292.20
57	35	37	1950.00	666562.00	345.00	150000.00	1488292.20
58	34	38	1950.00	666562.00	345.00	150000.00	1488292.20
59	35	39	1950.00	666562.00	345.00	150000.00	1488292.20
60	36	40	1950.00	666562.00	345.00	150000.00	1488292.20
61	37	38	1950.00	666562.00	345.00	150000.00	1488292.20
62	38	39	1950.00	666562.00	345.00	150000.00	1488292.20

63 39 40 1950.00 686562.00 963.00 158000.00 1154473.61

CARGAS EN NUDOS

NUDO	FX	FY	MZ
5	.00000	-1 8163.59985	2567180.00000
6	.00000	-3 6327.19971	.00000
7	.00000	-5 4490.79957	3308620.00000
8	.00000	-3 5319.29995	-6187520.00000
9	.00000	-2 4798.19993	3745560.00000
10	.00000	-4 4130.79980	.96180
11	.00000	-7 1321.59981	4176340.00000
12	.00000	-4 1174.00000	-7819920.00000
13	.00000	-3 0374.79997	639360.00000
14	.00000	-2 9484.00000	.00000
15	.00000	-4 7999.00000	2775320.00000
16	.00000	-3 0350.60010	-5235220.00000
17	.00000	-3 0374.79997	669360.00000
18	.00000	-2 9484.00000	.00000
19	.00000	-4 7999.00000	2775320.00000
20	.00000	-3 0350.60010	-5235220.00000
21	.00000	-3 0374.79997	669360.00000
22	.00000	-2 9484.00000	.00000
23	.00000	-4 7999.00000	2775320.00000
24	.00000	-3 0350.60010	-5235220.00000
25	.00000	-3 9326.19971	2147320.00000
26	.00000	-4 0458.79980	.00000
27	.00000	-3 5851.39997	1057000.00000
28	.00000	-2 9068.19995	-5149340.00000
29	.00000	-3 8326.19971	2147320.00000
30	.00000	-4 0458.79980	.00000
31	.00000	-3 5851.39995	1057000.00000
32	.00000	-2 9068.19995	-5149340.00000
33	.00000	-3 8326.19971	2147320.00000
34	.00000	-4 0458.79980	.00000
35	.00000	-3 5851.39995	1057000.00000
36	.00000	-2 9068.19995	-5149340.00000
37	.00000	-2 8470.00000	1573620.00000
38	.00000	-3 4762.00000	.00000
39	.00000	-3 9706.79987	227320.00000
40	.00000	-1 5430.00000	-2504340.00000

RESULTADOS DEL ANALISIS ELASTICO DE PRIMER ORDEN

CONDICION DE CARGA NO. 1

DEFORMACIONES

NUDO	DEF DIR X	DEF DIR Y	ROTACION
1	.00000	.00000	.00000
2	.00000	.00000	.00000
3	.00000	.00000	.00000
4	.00000	.00000	.00000
5	-.01306	-.10587	.00013
6	-.01069	-.12423	-.00004
7	-.00892	-.17659	.00021
8	-.00647	-.10167	-.00050

9	-.05424	-.26492	.00337
10	-.05366	-.30187	-.00010
11	-.05113	-.42867	.00034
12	-.03927	-.24347	-.00092
13	-.09790	-.37926	-.00019
14	-.10459	-.42125	-.00011
15	-.10701	-.59410	.00005
16	-.11412	-.33630	-.00065
17	-.19353	-.47067	-.00017
18	-.19835	-.52644	-.00018
19	-.19879	-.73717	.00001
20	-.19401	-.41422	-.00075
21	-.31500	-.56316	-.00027
22	-.31092	-.61733	-.00024
23	-.30797	-.05781	.00010
24	-.31697	-.47566	-.00010
25	-.45644	-.65731	.00009
26	-.45055	-.72185	-.00023
27	-.44422	-.99135	-.00015
28	-.43797	-.54662	-.00122
29	-.55717	-.72694	.00012
30	-.59117	-.79924	-.00022
31	-.59641	-1.03923	-.00003
32	-.60557	-.59475	-.00157
33	-.79100	-.78978	.00020
34	-.78517	-.57177	-.00032
35	-.77979	-1.17062	.00005
36	-.77129	-.63837	-.00010
37	-.94993	-.81601	.00095
38	-.97016	-.90554	-.00021
39	-.99502	-1.21627	.00001
40	-1.03701	-.65546	-.00286

ACCIONES MECANICAS

MIEN	MOMENTO EXMO J	MOMENTO EXMO J	I	J	FUERZA AXIAL
1	655234.95313	1016204.66406	1	5	-261737.63934
2	113351.50977	-4204.45117	2	6	-330711.00000
3	302539.96094	1404160.59275	3	7	-469927.19531
4	-1252228.28125	-2710126.07500	4	8	-270422.58203
5	52929.07910	-14019.41406	5	6	1125.36922
6	-34405.70301	110795.89640	6	7	843.58044
7	77992.24219	-250340.25000	7	8	1025.93689
8	1468046.07813	1901333.59375	8	9	-263655.50391
9	52629.59570	-41297.16797	9	10	-294392.68359
10	1715662.70313	1937927.23438	10	11	-417859.22656
11	-3137052.28125	-3897349.25000	11	12	-235133.35547
12	294213.55859	27311.21094	12	13	275.57447
13	-174076.25000	72390.08390	10	11	1200.33908
14	161444.53906	-475429.43750	11	12	4713.66010
15	1549813.68750	591997.10938	9	13	-235236.84100
16	137363.38477	161176.00207	10	14	-245723.16992
17	2004059.13750	1511970.90625	11	15	-346331.06641
18	-3246941.21875	-2754002.07500	12	16	-194285.39649
19	-363588.34375	-319352.36312	13	14	-7177.30487
20	-450109.10156	-256952.24609	14	15	-1151.84239
21	127714.48438	-221700.17188	15	16	-2972.84915
22	467451.46434	502754.15234	13	17	-205056.38281
23	608814.92138	489430.19531	14	18	-220131.09180
24	1453104.34375	1739101.10938	15	10	-299189.58594

25	-2369576.31250	-2541417.62500	16	20	-154032.42158
26	-391532.92031	-399550.96484	17	10	125.62192
27	-627844.14063	-518239.04297	18	19	-207.52235
28	140641.69531	-246542.51172	19	20	1243.44722
29	588637.60903	421010.03906	17	21	-176749.16211
30	527764.26563	444494.28905	18	22	-192223.49219
31	1722410.99629	1371474.37500	19	23	-252437.49029
32	-2573319.56250	-2019344.62500	20	24	-143759.54492
33	-378420.16797	-254386.77500	21	00	1709.34901
34	-476601.10920	-346917.12500	22	27	1231.60677
35	130630.90234	-257385.96484	23	24	-1321.90202
36	657320.13211	336791.89844	21	27	-142500.55072
37	399993.72266	431070.50000	22	28	-167644.20312
38	1071922.60750	742200.46875	23	27	-247235.83064
39	-2082249.40415	-2231921.34875	24	27	-102522.43457
40	-104266.40127	-236464.12107	25	28	2470.69496
41	-610206.16406	-579274.67167	24	27	2654.17262
42	-44258.43359	-412875.89023	25	28	2326.08557
43	1264795.59775	1291420.07717	26	29	-106270.67772
44	427125.91717	442742.05931	24	29	-11976.67176
45	339023.30466	642937.71054	25	28	-152557.53224
46	-2449942.78125	-2267796.83125	26	29	-74974.61220
47	-22929.23633	-122410.94141	26	30	-1672.26399
48	-507634.60156	-112649.32031	27	28	-2154.60742
49	-30795.14063	-562701.02017	27	30	-3386.35372
50	944767.08594	890170.95425	28	27	-67032.32715
51	765305.26719	119059.19141	29	24	-77289.93355
52	654507.76563	688778.68750	28	27	-92534.99316
53	-1819341.82213	-2144200.76125	29	24	-44522.77588
54	-40454.55664	-175732.64067	30	24	7115.46149
55	-429086.12891	-338700.24667	24	29	1922.28442
56	-117611.55659	-645754.30467	30	26	2719.57837
57	1197597.96175	1521564.62500	30	27	-20000.72217
58	285625.31641	335052.71094	34	39	-36083.62545
59	821618.51562	685220.41406	35	29	-42042.98779
60	-2359322.24375	-2610396.90625	34	40	-17247.31470
61	322055.49219	53742.49217	37	30	-7349.09796
62	-368491.34766	-331178.38261	38	39	-5024.74878
63	-246922.01172	-892943.42167	37	40	-12421.75598

RESULTADOS DEL ANALISIS ELASTICO DE SEGUNDO ORDEN

NUMERO DE CICLOS PARA CONVERGENCIA= 3
CONDICION DE CARGA NUMERO 1

DEFORMACIONES

NUMO	DEF DIR X	DEF DIR Y	ROTACION
1	.00000	.00000	.00000
2	.00000	.00000	.00000
3	.00000	.00000	.00000
4	.00000	.00000	.00000
5	-.01371	-.10595	.00012
6	-.01132	-.72423	-.00005
7	-.00953	-.17659	.00021
8	-.00710	-.16156	-.00050
9	-.05030	-.26512	.00037
10	-.05772	-.30187	-.00010
11	-.05519	-.42566	.00033

12	-.04390	-.24330	-.00094
13	-.10491	-.37954	-.00020
14	-.11165	-.42124	-.00012
15	-.11414	-.59418	.00004
16	-.12108	-.33607	-.00065
17	-.20974	-.47907	-.00012
18	-.20952	-.52646	-.00019
19	-.21001	-.73715	.00000
20	-.20568	-.41444	-.00076
21	-.35162	-.56364	-.00029
22	-.32698	-.61741	-.00025
23	-.32407	-.85766	.00009
24	-.33309	-.47332	-.00107
25	-.47846	-.65029	.00008
26	-.47206	-.72186	-.00024
27	-.46629	-.99147	-.00016
28	-.46071	-.54574	-.00024
29	-.61473	-.72760	.00011
30	-.61225	-.79941	-.00023
31	-.62371	-1.06946	-.00004
32	-.62320	-.59457	-.00158
33	-.82264	-.79057	.00022
34	-.81798	-.87200	-.00022
35	-.81269	-1.17917	.00004
36	-.90442	-.63821	-.00021
37	-.98607	-.81661	.00005
38	-1.00652	-.90550	-.00022
39	-1.07151	-1.21675	.00001
40	-1.07386	-.65549	-.00037

ACCIONES MECANICAS

MIEM	MOMENTO EXMO I	MOMENTO EXMO J	I	J	FUERZA AXIAL
1	661166.92969	1011129.69531	1	5	-2.61941.33203
2	124369.16602	-4.951.50297	2	6	-3.30703.32813
3	811501.17158	1431016.95317	3	7	-4.65915.68750
4	-1209442.42108	-2710709.84375	4	8	-2.70258.14063
5	79019.39160	-18735.48817	5	6	1133.26727
6	-30700.01665	106398.63594	6	7	851.17239
7	74183.42069	-235032.53203	7	8	1021.47188
8	1475030.62500	1903171.35954	8	9	-2.60847.39644
9	62357.65117	-35077.30371	9	10	-2.94386.62105
10	1725516.35935	1941102.76563	10	11	-4.17542.30465
11	-3132125.71075	-3891708.15625	11	12	-2.34958.19531
12	216939.08203	19338.82031	12	10	275.80016
13	-132502.71094	55715.55742	13	11	1211.39955
14	154124.03125	-486545.70313	14	12	4733.50604
15	1259454.42120	601286.79375	15	13	-2.35410.02930
16	190242.12500	165543.45863	16	14	-2.49756.82422
17	2015296.87500	1522578.25000	17	15	-3.46319.18750
18	-3241666.53125	-2761654.90625	18	16	-1.94131.17383
19	-377362.03125	-732458.67969	19	14	-3159.08505
20	-402261.37109	-371422.64063	20	15	-1165.42886
21	115998.80469	-233746.76563	21	16	-3000.83057
22	475835.37591	506407.93359	22	17	-2.03198.78711
23	625198.17969	502772.18359	23	18	-2.20126.21289
24	1406766.01563	1400520.60937	24	19	-2.99179.71484
25	-2399876.59375	-2934030.81250	25	20	-1.63903.33789
26	-405566.31641	-412010.73820	26	18	106.76226
27	-647502.07613	-133652.02344	27	16	-2.09.78627

28	126534.51563	-236704.26567	15	20	1036.91895
29	597338.53906	426075.91406	17	21	-176858.27539
30	553048.28908	457720.78908	17	22	-172220.02734
31	1740180.64067	1872711.75930	15	23	-252433.93355
32	-2564442.84375	-3014184.90625	70	24	-137630.20077
33	-390901.96394	-373523.01172	71	25	1711.27015
34	-492324.19141	-375750.40627	71	27	1240.32354
35	117421.46375	-236730.35627	71	24	-7331.65079
36	664606.99319	594252.76406	71	25	-142575.56055
37	413319.44331	422796.79031	70	26	-167637.70240
38	1032923.01563	156747.75000	27	27	-205206.97651
39	-2074363.07115	-2272156.68750	24	27	-107491.91406
40	-117085.44223	-242131.28515	71	24	2475.36700
41	-627520.37063	-592147.16406	71	27	7621.14362
42	-36358.31641	-431021.73430	71	27	3321.97361
43	1270113.51563	1277441.17163	70	26	-17224.01362
44	444034.04141	435079.25059	71	30	-118949.20410
45	849557.86719	538911.08514	71	31	-157544.49605
46	-2445731.69465	-2760597.93750	71	32	-74931.80957
47	-100181.24111	-232742.02141	25	30	-1682.38545
48	-595749.77344	-522557.10156	70	31	-2003.31232
49	-40775.56641	-573602.59077	71	32	-7457.21660
50	945859.45313	995135.03231	71	33	-67104.87500
51	373511.30469	329056.56250	70	34	-77304.82125
52	662514.31250	496394.27344	71	35	-27551.21285
53	-1614685.95313	-2136184.00000	70	36	-46502.21484
54	-47130.04590	-135030.75195	70	34	2131.35422
55	-435300.51563	-341999.51406	74	37	1944.07622
56	-123149.60156	-632062.78906	70	36	7742.41940
57	1199314.59375	1524900.32017	70	37	-22002.45044
58	292160.09766	339549.66797	34	38	-3083.74219
59	825753.78906	812074.40163	70	39	-4052.15006
60	-2359693.71675	-2639725.59775	36	40	-17243.36157
61	348720.43359	50566.56036	37	37	-7350.93167
62	-390815.68359	-337187.78906	70	39	-9040.55249
63	-251366.33584	-374614.64067	70	40	-13445.40344

ANALISIS ELASTICO DE SEGUNDO ORDEN TERMINADO PARA LA CONICION DE CARG

ANALISIS PARA LA CONDICION DE CARGA NUMERO 2
 CARGA VERTICAL CON F=1.1 *TESTIS* *CONCRETO*
 FACTOR DE CARGA = 1.100

CARGAS EN NUDOS

NUDO	FX	FY	MZ
5	.00000	-14271.39960	2017069.98438
6	.00000	-21542.79960	.00000
7	.00000	-40474.69971	2149629.96875
8	.00000	-27406.09961	-4014479.93750
9	.00000	-19484.29961	2942039.96875
10	.00000	-34474.19971	.75570
11	.00000	-56038.39941	2001409.96875
12	.00000	-32250.99976	-1907079.93750
13	.00000	-23765.09960	249089.96219
14	.00000	-23165.99976	.00000
15	.00000	-37710.49951	2149079.96875
16	.00000	-23146.09966	-4207719.93750
17	.00000	-23765.09960	249089.96219
18	.00000	-23165.99976	.00000
19	.00000	-37710.49951	2149079.96875
20	.00000	-23146.09966	-4207719.93750
21	.00000	-23765.09960	249089.96219
22	.00000	-23165.99976	.00000
23	.00000	-37710.49951	2149079.96875
24	.00000	-23146.09966	-4207719.93750
25	.00000	-30506.29960	1607179.98438
26	.00000	-31746.19971	.00000
27	.00000	-43726.09961	230499.96219
28	.00000	-22739.29960	-4045909.96875
29	.00000	-30506.29960	1607179.98438
30	.00000	-31746.19971	.00000
31	.00000	-43726.09961	230499.96219
32	.00000	-22739.29960	-4045909.96875
33	.00000	-30506.29960	1607179.98438
34	.00000	-31746.19971	.00000
35	.00000	-43726.09961	230499.96219
36	.00000	-22739.29960	-4045909.96875
37	.00000	-22376.19971	1472129.98438
38	.00000	-27312.99976	.00000
39	.00000	-31190.19971	173529.99505
40	.00000	-15267.99960	-2753409.96875

RESULTADOS DEL ANALISIS PLASTICO DE PRIMER ORDEN

CONDICION DE CARGA NO. 2

DEFORMACIONES

NUDO	DEF DIR X	DEF DIR Y	ROTACION
1	.00000	.00000	.00000
2	.00000	.00000	.00000
3	.00000	.00000	.00000
4	.00000	.00000	.00000
5	-.01026	-.06512	.00010
6	-.00640	-.09765	-.00003
7	-.00701	-.13675	.00017
8	-.00503	-.07903	-.00039

9	-.04202	-.20015	.00029
10	-.04216	-.23715	-.00008
11	-.04013	-.33681	.00026
12	-.03122	-.19130	-.00073
13	-.07692	-.29799	-.00015
14	-.07217	-.33097	-.00009
15	-.06408	-.46686	.00004
16	-.08966	-.26425	-.00051
17	-.15602	-.37611	-.00013
18	-.15585	-.41763	-.00014
19	-.15615	-.57920	.00001
20	-.15273	-.32585	-.00059
21	-.24750	-.44248	-.00021
22	-.24430	-.48506	-.00019
23	-.24197	-.67397	.00008
24	-.24905	-.37607	-.00079
25	-.35663	-.51615	.00007
26	-.35430	-.56717	-.00010
27	-.34903	-.77052	-.00012
28	-.34412	-.42960	-.00096
29	-.46155	-.57117	.00010
30	-.46449	-.62798	-.00017
31	-.46861	-.05587	-.00002
32	-.47562	-.46734	-.00127
33	-.62130	-.62054	.00013
34	-.61692	-.68490	-.00025
35	-.61269	-.92622	.00004
36	-.60602	-.50158	-.00181
37	-.74637	-.64115	.00075
38	-.76227	-.71149	-.00017
39	-.73130	-.95569	.00001
40	-.81479	-.51561	-.00225

ACCIONES MECANICAS

MIEM	MOMENTO EXMO 1	MOMENTO EXMO 2	1	J	FUERZA AXIAL
1	514826.00078	794446.41466	1	5	-221365.44141
2	92909.81738	-3303.64652	2	6	-259844.35742
3	630566.32813	1103275.76567	3	7	-369228.50391
4	-1007465.70313	-2129085.53125	4	8	-212490.60156
5	65152.87402	-11014.95898	5	6	884.21678
6	-27032.77734	57054.19336	6	7	662.81523
7	61279.85931	-720267.08394	7	8	806.09193
8	1153464.35063	1494061.67167	8	9	-207157.90035
9	41351.42185	-32447.71289	9	10	-231308.53320
10	1348020.06250	1522664.34375	10	11	-325317.95703
11	-2464827.15625	-3052360.46875	11	12	-184747.63086
12	231160.07313	21616.22266	12	10	216.51471
13	-136773.94336	57277.32422	13	11	943.13672
14	126849.51563	-373551.44531	14	12	3703.58340
15	1217710.89063	468183.48438	15	13	-187971.79297
16	147606.58008	126637.94324	16	14	-196242.49805
17	1574618.17188	1157575.70313	17	15	-272117.25781
18	-2551167.27500	-2171716.40625	18	16	-152652.82422
19	-205676.36320	-251336.73242	19	14	-2456.44675
20	-357656.90234	-292033.65625	20	13	-905.02611
21	100347.25391	-174192.52813	21	16	-2335.81694
22	367283.32313	395020.92187	22	17	-162472.87305
23	475355.47656	584710.11325	23	18	-172960.13672
24	1141707.37500	1091436.00000	24	19	-235076.74219

25	-1061810.29603	-1576021.85625	17	20	-127882.61514
26	-307632.96484	-213732.92969	17	18	83.75414
27	-493306.10938	-407197.52813	16	19	-162.01967
28	110504.13672	-158997.70703	15	20	1442.42622
29	402501.74609	330794.20313	17	21	-127874.33994
30	422524.98047	349045.23047	17	22	-147465.24022
31	1352327.65629	1474102.39060	17	23	-128342.73438
32	-2021892.73478	-2372655.46873	26	24	-107117.25047
33	-295806.00000	-232696.52904	21	22	1342.0683e
34	-376829.56641	-272977.76719	22	23	971.19051
35	102630.41015	-175010.52906	20	24	-2610.06506
36	514902.08594	775036.77900	21	25	-114321.26527
37	314200.87303	320620.76953	22	26	-100020.46387
38	541914.30469	651734.72250	23	27	-181096.00391
39	-1636052.71177	-1722751.64067	24	28	-13770.46973
40	-81922.67871	-131079.01067	25	26	1941.25853
41	-470917.54600	-495144.37109	27	27	2069.46176
42	-35224.54683	-326170.59210	27	22	1011.92505
43	993767.06010	1014735.06250	27	23	-87505.43945
44	340367.23125	347038.56261	26	30	-73481.65039
45	619234.09375	743236.74019	27	31	-118295.19429
46	-1924955.10933	-2174294.46079	27	32	-59901.63221
47	-69875.02051	-174757.78906	25	30	-1319.41814
48	-440157.16707	-402795.29153	25	31	-1724.34155
49	-24196.21875	-442122.90169	25	32	-2662.27957
50	742317.29685	777975.71975	25	37	-82710.67627
51	287026.12391	351420.55449	30	34	-60906.37500
52	514255.75310	541133.06250	31	37	-77102.51752
53	-1429432.60935	-1684731.29667	22	33	-24553.60040
54	-31735.75277	-141061.40234	22	34	1665.27261
55	-337136.00391	-263720.74607	24	35	1534.47107
56	-92409.13281	-597372.42969	22	36	217.76757
57	940970.08594	1195315.31250	27	37	-22000.59180
58	226777.26758	253285.94822	24	20	-20355.36694
59	645556.00751	632751.94531	25	30	-21652.34100
60	-1853800.14063	-2051025.79638	26	40	-14337.17712
61	276615.00000	41716.65039	27	38	-5774.30365
62	-305172.48438	-250211.59180	27	39	-7098.66931
63	-194010.19141	-702384.14344	27	40	-10553.57434

RESULTADOS DEL ANALISIS ELASTICO DE SEGUNDO ORDEN

NUMERO DEL CICLO PARA CONVERGENCIA= 4
CONDICION DE CARGA NUMERO 1

DEFORMACIONES

NUDO	DEF DIR X	DEF DIR Y	ROTACION
1	.00000	.00000	.00000
2	.00000	.00000	.00000
3	.00000	.00000	.00000
4	.00000	.00000	.00000
5	-.01066	-.08323	.00010
6	-.00678	-.09765	-.00304
7	-.00738	-.13373	.00016
8	-.00546	-.07981	-.00040
9	-.04507	-.20227	.00029
10	-.04462	-.23717	-.00002
11	-.04263	-.33663	.00026

12	-.03376	-.19119	-.00073
13	-.08118	-.29013	-.00015
14	-.08647	-.33095	-.00009
15	-.09843	-.46643	.00001
16	-.09410	-.26411	-.00051
17	-.16300	-.77634	-.00014
18	-.16012	-.41366	-.00015
19	-.16320	-.57921	.00000
20	-.15978	-.32567	-.00059
21	-.25767	-.44276	-.00022
22	-.25445	-.49511	-.00019
23	-.25215	-.67402	.00007
24	-.25933	-.37591	-.00080
25	-.37246	-.51719	.00007
26	-.36717	-.56723	-.00012
27	-.36279	-.72560	-.00012
28	-.35809	-.42564	-.00097
29	-.47334	-.71566	.00009
30	-.47149	-.62508	-.00012
31	-.47569	-.85397	-.00003
32	-.49309	-.46719	-.00124
33	-.64192	-.52102	.00017
34	-.62723	-.68511	-.00026
35	-.63321	-.92639	.00003
36	-.62667	-.50147	-.00161
37	-.76900	-.64167	.00075
38	-.77491	-.71173	-.00017
39	-.80453	-.75594	.00001
40	-.83774	-.51302	-.00226

ACCIONES MECANICAS

NIEM	MOMENTO EXMO I	MOMENTO EXMO J	J	FUERZA AXIAL	
1	513445.59766	795023.24210	1	7	-221484.49609
2	96642.28916	-3775.92969	2	8	-259347.87109
3	636042.54638	1131767.71877	3	7	-369221.30078
4	-1006409.85936	-2126428.00000	4	6	-211375.26562
5	62167.78711	-13186.07617	5	6	889.56519
6	-29602.80762	84731.31055	6	7	623.24330
7	59001.74609	-223127.34547	7	3	603.74062
8	1159570.85938	1495275.29686	8	9	-207269.88667
9	47267.18066	-28544.79902	9	10	-231313.08984
10	1354329.14063	1524440.70513	7	11	-321311.09766
11	-2441927.81250	-3058900.03113	8	12	-184637.87500
12	226241.48238	18120.77852	9	10	216.85594
13	-141705.28320	31840.51172	10	11	950.55163
14	122403.67969	-330333.61719	11	12	3719.08517
15	1221423.01563	471521.61719	9	13	-135071.16535
16	154209.15430	131118.56250	10	14	-196246.36231
17	1591525.01562	1194142.64375	11	15	-272109.53906
18	-2547843.56250	-2170572.68750	12	16	-152555.89547
19	-294266.59766	-259199.35742	13	14	-2514.42691
20	-361268.31563	-239893.67969	14	15	-920.91362
21	92680.36523	-121871.15234	15	16	-2355.83862
22	372634.52591	396789.55460	13	17	-162553.05859
23	488749.70213	391615.23523	14	18	-172966.82617
24	1150950.65625	1099235.73438	15	19	-235070.70892
25	-1855276.76562	-1992531.48438	16	20	-123601.59662
26	-313100.05594	-318879.55469	17	18	84.09621
27	-503992.60938	-417239.25991	18	19	-162.96106

28	101333.01953	-179036.71484	15	20	1456.95189
29	466209.49219	334422.67577	17	21	-130942.10538
30	431259.12891	357703.17185	18	22	-150459.62691
31	1364857.50000	1435470.00125	19	23	-17344.93222
32	-2016152.67108	-2368776.12500	20	24	-165057.17871
33	-704352.75751	-299271.58024	21	25	1352.42777
34	-325003.66708	-230670.68759	22	27	900.15090
35	94868.79600	-257244.04658	23	24	-3619.75677
36	520620.36641	779957.56719	24	27	-114761.24101
37	322512.82031	52440.03047	25	27	-126216.09561
38	843710.77344	670468.35407	27	27	-161236.55624
39	-1631699.50000	-1737914.05627	24	27	-4327.11271
40	-29816.09087	-130715.17969	25	27	1924.04765
41	-417743.47686	-460664.40234	26	27	2090.63039
42	-42640.10923	-337376.70517	27	27	1020.90121
43	997039.03906	1092377.04377	28	27	-27532.90527
44	347010.77344	355443.10923	26	30	-27476.73633
45	663742.52344	756632.91406	27	31	-11759.78904
46	-1922400.23433	-2170773.71750	28	32	-31681.32324
47	-76910.53612	-181191.27344	29	36	-1321.46529
48	-466513.07422	-434540.31641	30	31	-1732.82776
49	-30449.46047	-441931.66230	31	32	-1673.93776
50	745453.96094	721040.41406	28	35	-57722.16991
51	292060.97266	256985.02395	32	34	-60803.07422
52	519154.57031	545358.70400	31	35	-75106.45410
53	-1426624.18750	-1670054.25950	32	26	-22540.56972
54	-35909.75701	-144959.99205	33	34	1672.59859
55	-340976.37109	-267622.06719	24	35	1541.35258
56	-95801.31641	-511760.46094	25	26	2150.90417
57	942041.22659	1197560.01567	33	37	-20022.28585
58	228951.32031	266206.10950	24	25	-23352.28076
59	648005.42312	637017.24219	25	25	-31462.02905
60	-1853994.93750	-2050617.53125	30	40	-14334.73523
61	274548.14453	40424.18164	37	30	-5775.60071
62	-306640.35156	-261432.34766	38	39	-7102.41119
63	-197056.00391	-732792.20312	39	40	-10562.60159

 ANALISIS ELASTICO DE SEGUNDO ORDEN TERMINADO PARA LA CONDCION DE CARGA

ANALISIS PARA LA CONDICION DE CARGA NUMERO 3
 CARGA VERTICAL + HORIZONTAL *TEJAS* *CONCRETO*
 FACTOR DE CARGA = 1.100

CARGAS EN NUDOS

NUDO	FX	FY	RZ
5	1647.99998	-14271.39990	1017069.98438
6	.00000	-21542.79980	.00000
7	.00000	-40774.69971	2559629.98875
8	.00000	-27990.09961	-4014479.98750
9	6132.49994	-15484.29980	2042039.98875
10	.00000	-34674.19971	.75570
11	.00000	-56034.39981	3011409.98875
12	.00000	-32990.09976	-5997079.98750
13	6445.99994	-21965.59980	549809.99219
14	.00000	-23165.99976	.00000
15	.00000	-37713.49951	2145079.98875
16	.00000	-23746.89986	-4007719.98750
17	8199.39990	-23965.59980	549809.99219
18	.00000	-23165.99976	.00000
19	.00000	-37713.49951	2145079.98875
20	.00000	-23746.89986	-4007719.98750
21	9953.69990	-23965.59980	549809.99219
22	.00000	-23165.99976	.00000
23	.00000	-37713.49951	2145079.98875
24	.00000	-23746.89986	-4007719.98750
25	12913.69990	-30906.29980	1687179.98438
26	.00000	-31946.19971	.00000
27	.00000	-43726.09961	820489.99219
28	.00000	-22990.09980	-4045909.98875
29	15998.39990	-30906.29980	1687179.98438
30	.00000	-31946.19971	.00000
31	.00000	-43726.09961	820489.99219
32	.00000	-22990.09980	-4045909.98875
33	18081.79990	-30906.29980	1687179.98438
34	.00000	-31946.19971	.00000
35	.00000	-43726.09961	820489.99219
36	.00000	-22990.09980	-4045909.98875
37	15025.29988	-22976.19971	1472129.98438
38	.00000	-27312.99976	.00000
39	.00000	-51190.19971	178529.99305
40	.00000	-15267.99980	-2753409.98875

RESULTADOS DEL ANALISIS ELASTICO DE PRIMER ORDEN

CONDICION DE CARGA NO. 3

DEFORMACIONES

NUDO	DEF DIR X	DEF DIR Y	ROTACION
1	.00000	.00000	.00000
2	.00000	.00000	.00000
3	.00000	.00000	.00000
4	.00000	.00000	.00000
5	.81383	-.05145	.00355
6	.81319	-.09391	.00300
7	.81271	-.14381	.00324
8	.81308	-.10527	.00306

9	3.86397	-1.13730	.00674
10	3.86073	-.24010	.00571
11	3.85559	-.34070	.00411
12	3.85342	-.25130	.00378
13	3.53504	-.19676	.00353
14	3.51760	-.33477	.00311
15	3.50905	-.48760	.00328
16	3.50129	-.34555	.00324
17	6.97218	-.25494	.00334
18	6.95867	-.41060	.00284
19	6.95000	-.59057	.00303
20	6.94991	-.42325	.00292
21	6.39742	-.50753	.00361
22	6.37771	-.48092	.00316
23	6.36699	-.69549	.00346
24	6.36175	-.48412	.00704
25	9.93783	-.56085	.00353
26	9.91846	-.57259	.00270
27	9.90721	-.60527	.00250
28	9.90225	-.54824	.00255
29	11.21114	-.41574	.00295
30	11.17338	-.63367	.00207
31	11.15127	-.60027	.00225
32	11.13953	-.59268	.00165
33	12.34279	-.46156	.00249
34	12.30962	-.69073	.00158
35	12.29007	-.95123	.00190
36	12.28493	-.63075	.00353
37	12.93013	-.47979	.00193
38	12.92907	-.71730	.00067
39	12.92896	-.98087	.00004
40	12.94888	-.64636	-.00103

ACCIONES MECANICAS

MIEM	MOMENTO EXMO I	MOMENTO EXMO J	I	J	FUERZA AXIAL
1	-3197021.75000	1936199.00000	1	6	-135915.61914
2	-752575.87500	-1186738.68750	2	6	-263212.05078
3	-9065621.00000	176646.56250	3	7	-322695.49409
4	-9519163.37500	-722057.62500	4	6	-240115.71094
5	5626188.31250	3371401.43750	5	6	-304.32912
6	5197350.50000	532296.81250	6	7	-231.40883
7	4677331.10750	4798727.12500	7	6	156.38864
8	-5602316.31250	-3495426.09275	8	7	-135623.83984
9	-9382415.50000	-5132242.93750	9	10	-234047.43555
10	-7787250.25000	-6246018.37500	10	11	-336246.89244
11	-3891159.37500	-7644122.75000	11	12	-242159.83203
12	7321582.37500	6736120.68750	12	10	-1537.30966
13	6369248.00000	6594474.87500	13	11	-2442.64728
14	6196709.91250	6034753.62500	14	12	-905.62642
15	-890222.26563	-2931620.15625	15	13	-131785.35594
16	-4973120.00000	-3984474.06250	16	14	-190079.65639
17	-3267751.96875	-4675439.93750	17	15	-281011.91406
18	-4377692.75000	-5316777.50000	18	16	-197107.44531
19	5559541.37500	3311609.50000	19	14	-8285.13196
20	5139844.75000	5236712.00000	20	15	-4044.97791
21	5152743.75000	5128922.43750	21	16	-3009.94604
22	-2079039.98438	-2424117.56750	22	17	-121739.46484
23	-4465920.87500	-4923992.25000	23	16	-174236.39062
24	-3565935.90625	-3994079.77500	24	19	-241738.66797

25	-4017871.81250	-4561011.56250	14	20	-162583.84570
26	5125589.37500	4838100.18750	17	10	-6419.12597
27	4624686.50000	4751473.07500	10	19	-4120.50531
28	4300062.75000	4742869.75000	18	20	-30.00209
29	-2149577.62750	-1632914.73438	17	21	-109621.25193
30	-4520020.37500	-4000776.18750	10	22	-150650.16797
31	-3387352.53125	-2660336.51250	10	27	-202501.75199
32	-4389501.31250	-4177323.90625	20	24	-127827.26514
33	3625664.40625	3648711.43750	21	22	-3283.28613
34	3507150.06250	3674520.09375	01	23	-3659.42517
35	3677038.75000	3729343.93750	20	24	-2671.23505
36	-1502054.57112	-1633769.56250	01	25	-74570.00879
37	-3204934.40625	-2600752.78125	12	26	-112997.84101
38	-2539957.50000	-3141171.56125	22	27	-164140.79491
39	-3560236.75000	-4012997.26125	24	27	-92500.10572
40	5563247.06250	5257444.78125	21	28	-2035.29963
41	2907004.94375	2543726.43750	03	28	-4655.81721
42	3094638.31250	3003077.12500	27	27	-1851.73171
43	-246102.05071	-199301.02344	25	29	-72086.16109
44	-2506156.93750	-2090170.62500	27	30	-57924.61758
45	-2362796.67500	-2576216.75000	27	31	-115854.96475
46	-3027889.90625	-2456687.37125	17	32	-67321.76270
47	2631343.97750	2401675.84375	29	30	-15630.72379
48	2167156.87100	2234000.06250	26	31	-5477.58167
49	2436773.56250	2222030.46625	21	32	-4187.06185
50	-347736.90625	-551731.64375	29	37	-47849.22254
51	-1514641.17188	-1765022.67188	10	34	-67897.85400
52	-1264075.40625	-1417553.40625	21	37	-75791.76711
53	-2411060.43750	-2821060.50000	10	36	-47630.34424
54	1469004.26563	1257034.34375	33	34	-12122.96460
55	1060590.21175	1141772.12160	34	35	-7105.07413
56	1201251.14063	192060.50594	37	36	-1643.92280
57	777911.25701	527702.64844	03	37	-27531.03493
58	-529502.06250	-977607.55469	24	37	-28356.66357
59	-94972.70313	-566151.21044	25	39	-31643.39087
60	-2017684.45213	-2714125.65625	30	40	-15624.30896
61	944427.77344	620746.98428	37	38	-12543.59813
62	317366.66797	362271.10930	24	39	-14576.74207
63	302395.32045	-25792.61719	36	40	-12752.00330

RESULTADOS DEL ANALISIS ELASTICO DEL SEGUNDO ORDEN

NUMERO DE CICLOS PARA CONVERGENCIA= 7
 CONDICION DE CARLA NUMERO 7

DEFORMACIONES

NUDO	DEF DIR X	DEF DIR Y	ROTACION
1	.00000	.00000	.00000
2	.00000	.00000	.00000
3	.00000	.00000	.00000
4	.00000	.00000	.00000
5	.24664	-.05217	.00370
6	.84552	-.10042	.00314
7	.84461	-.14579	.00336
8	.84502	-.10811	.00324
9	4.04401	-.14923	.00495
10	4.04143	-.25071	.00388
11	4.03663	-.36744	.00429

12	4.03424	-0.37205	.00460
13	5.75891	-0.22008	.00369
14	5.77162	-0.36147	.00324
15	5.76371	-0.50980	.00341
16	5.75703	-0.37499	.00330
17	7.27871	-0.28367	.00346
18	7.26523	-0.45070	.00294
19	7.25686	-0.63133	.00312
20	7.25675	-0.45926	.00301
21	8.75102	-0.74157	.00373
22	8.73106	-0.52342	.00326
23	8.72212	-0.73415	.00357
24	8.71491	-0.52614	.00317
25	10.34219	-0.40954	.00366
26	10.33311	-0.61763	.00276
27	10.31302	-0.34770	.00289
28	10.30689	-0.59730	.00265
29	11.65274	-0.46091	.00303
30	11.61341	-0.68341	.00212
31	11.59310	-0.93019	.00230
32	11.58154	-0.64322	.00173
33	12.51054	-0.50920	.00253
34	12.76024	-0.74409	.00162
35	12.76067	-1.00458	.00194
36	12.75342	-0.88107	.00250
37	13.46370	-0.52964	.00195
38	13.41251	-0.77170	.00366
39	13.37219	-1.03554	.00066
40	13.33220	-0.70356	-0.00101

ACCIONES MECANICAS

MIEM	MOMENTO EXHO I	MOMENTO EXHO J	I	J	FUERZA AXIAL
1	-6486713.25000	2051677.25000	1	5	-137319.06836
2	-10073641.62500	-1175336.43750	2	6	-263270.26563
3	-9358316.25000	192550.62500	3	7	-302949.53516
4	-9777502.37500	-594135.37500	4	8	-282674.75391
5	5934393.68750	5029802.43750	5	6	-481.76651
6	5429617.25000	5566592.93750	6	7	-433.03593
7	5090320.87500	5020332.43750	7	8	172.01154
8	-5970201.31250	-2768007.21875	8	9	-133116.93750
9	-9864087.12500	-6554791.25000	9	10	-235991.24219
10	-6250837.00000	-6656404.37500	10	11	-339731.08394
11	-9240669.25000	-7902320.50000	11	12	-244183.87305
12	7666326.50000	7054566.77500	12	10	-1220.94563
13	6677055.56250	6909506.50000	13	11	-3272.41702
14	6486938.25000	6541230.75000	14	12	-997.51411
15	-955383.65625	-3103924.71375	15	13	-131023.97266
16	-5176829.68750	-6273002.62500	16	14	-197992.04297
17	-3456626.09375	-4943936.50000	17	15	-201016.77734
18	-4425501.00000	-5473220.68750	18	16	-192533.09766
19	5785322.37500	5926796.25700	19	14	-5206.83740
20	3594122.31250	5453217.61250	20	15	-3743.14413
21	3351470.50000	5337604.00000	21	16	-7796.56506
22	-2131516.53125	-2529302.46875	22	17	-125006.55664
23	-4601029.75000	-5109006.31250	23	18	-174267.67188
24	-3712667.40625	-4211321.06250	24	19	-241676.01172
25	-4072113.75000	-4678900.75000	25	20	-163614.45117
26	5297637.56250	5004214.62500	26	18	-6388.45398
27	4783003.12500	4382460.62500	27	19	-4042.65326

28	5036535.25000	4955891.00000	16	20	40.81792
29	-2216443.43750	-1752280.43750	17	21	-1.01752.78416
30	-4670219.87500	-4731230.84375	18	22	-1.51322.22461
31	-3559637.59375	-2792675.96875	19	23	-2.02988.20664
32	-4492919.43750	-4225110.00000	20	24	-1.23363.62612
33	3951116.06250	2769600.21875	21	25	-1.35339.36366
34	2611117.34375	1200551.50000	22	26	-7737.50423
35	3708190.78125	3649190.55125	23	27	-2645.18716
36	-1649935.28125	-1272156.79062	24	28	-2402.65234
37	-3319502.40625	-3255425.46875	25	29	-1.26924.07912
38	-2647992.25000	-2268700.46875	26	30	-1.04191.03711
39	-3621002.09375	-4095066.65625	27	31	-97757.32324
40	3674892.84375	3332945.06250	28	32	-7970.07947
41	3001861.56250	2045021.57500	29	33	-4620.83650
42	3163424.84375	3103380.90625	30	34	-1672.61241
43	-269565.33937	-345700.76562	31	35	-71226.69531
44	-2575502.56250	-2151224.40625	32	36	-92662.92480
45	-2120261.84375	-2444400.46875	33	37	-1.18869.91602
46	-3057914.18750	-3901291.43750	34	38	-63450.83105
47	2900233.87500	2264097.24750	35	39	-12666.93638
48	2226192.50000	2295792.42500	36	40	-2446.97607
49	2496609.18750	2296590.27500	37	01	-4120.23206
50	-367232.07125	-585165.96875	38	02	-47745.74365
51	-1592468.21875	-1215624.00000	39	03	-62042.83258
52	-1300755.65625	-1461337.25000	40	04	-75759.29492
53	-2440627.56250	-2941240.09375	01	05	-42655.49316
54	1495509.34375	1262471.21250	02	06	-12110.38831
55	1057992.51563	1168965.21125	03	07	-2021.00012
56	1223326.92168	519348.52617	04	08	-1646.84825
57	777535.45312	520960.33203	05	09	-26514.51446
58	-537841.61219	-955670.52344	06	10	-28345.20972
59	-102256.49609	-581091.85950	07	11	-31656.32297
60	-2017013.01362	-2723324.87500	08	12	-15615.79028
61	951249.42969	628121.30467	09	13	-12571.64233
62	326948.16016	371992.40234	10	14	-14535.01953
63	327924.88281	-29580.72656	11	15	-12758.96094

 ANALISIS ELASTICO DE SEGUNDO ORDEN TERMINADO PARA LA CONDICION DE CARGA

ANALISIS PARA LA CONDICION DE CARGA NUMERO 4
 CARGA VERTICAL + HORIZONTAL (C=1) *TESIS* *CONCRETO*
 FACTOR DE CARGA = 1.100

CARGAS EN NUDOS

NUDO	PX	PY	MZ
5	5542.99954	-14071.39990	2017069.98438
6	.00000	-22542.79986	.00000
7	.00000	-40674.69971	2509629.96875
8	.00000	-27507.09961	-4314479.93750
9	18397.49976	-19404.29930	2942939.94875
10	.00000	-24674.19971	.75570
11	.00000	-51030.39941	3031409.96875
12	.00000	-32750.99976	-5927079.93750
13	16337.99976	-23865.09961	549389.99219
14	.00000	-23165.09976	.00000
15	.00000	-37713.49951	2148079.96875
16	.00000	-22946.09966	-4207719.97750
17	24590.19971	-22761.09961	549389.99219
18	.00000	-23165.09976	.00000
19	.00000	-37713.49951	2148079.96875
20	.00000	-23946.09966	-4207719.97750
21	20361.09971	-22765.09961	549389.99219
22	.00000	-23165.09976	.00000
23	.00000	-37713.49951	2148079.96875
24	.00000	-23946.09966	-4207719.97750
25	41741.09971	-30706.29910	1607179.98438
26	.00000	-31946.19971	.00000
27	.00000	-43726.09961	204099.99219
28	.00000	-22539.29989	-4045909.96875
29	47995.19971	-30706.29910	1607179.98438
30	.00000	-31946.19971	.00000
31	.00000	-43726.09961	204099.99219
32	.00000	-22739.29986	-4045909.96875
33	54245.39961	-30506.29910	1607179.98438
34	.00000	-31946.19971	.00000
35	.00000	-43726.09961	204099.99219
36	.00000	-22739.29986	-4045909.96875
37	45077.99951	-32076.19971	1472129.98438
38	.00000	-27312.99976	.00000
39	.00000	-31191.19971	178529.99805
40	.00000	-15267.99981	-2753409.96875

RESULTADOS DEL ANALISIS ELASTICO DE PRIMER OSDEN

CONDICION DE CARGA NO. 4

DEFORMACIONES

NUDO	DEF DIR X	DEF DIR Y	ROTACION
1	.00000	.00000	.00000
2	.00000	.00000	.00000
3	.00000	.00000	.00000
4	.00000	.00000	.00000
5	2.46203	.01202	.01046
6	2.45636	-.10144	.00907
7	2.45214	-.15392	.00939
8	2.44941	-.15609	.01004

9	11.67712	.01540	.01564
10	11.66651	-.34344	.01127
11	11.64712	-.37247	.01179
12	11.62292	-.37144	.01281
13	10.75895	.00569	.01993
14	10.71714	-.34236	.00951
15	10.69341	-.01527	.00977
16	10.60500	-.50317	.01072
17	21.22319	-.01260	.01029
18	21.15771	-.42697	.00882
19	21.16278	-.63717	.00908
20	21.15517	-.61004	.00993
21	20.67727	-.05707	.01123
22	20.62173	-.49782	.00995
23	20.59092	-.73850	.01022
24	20.58305	-.70227	.01071
25	20.53015	-.67287	.01351
26	20.46336	-.58345	.00849
27	20.41990	-.54897	.00864
28	20.39498	-.70666	.00956
29	24.55611	-.10487	.00867
30	24.45062	-.64512	.00654
31	24.39102	-.02895	.00679
32	24.37142	-.74337	.00743
33	20.27197	-.14050	.00711
34	20.16270	-.70237	.00525
35	20.09559	-1.00125	.00563
36	20.06682	-.78910	.00521
37	20.43313	-.15707	.00430
38	20.31130	-.72890	.00233
39	20.23050	-1.07127	.00251
40	20.17553	-.50614	.00141

ACCIONES MECANICAS

MIEM	MOMENTO EXNO I	MOMENTO EXNO J	I	J	FUERZA AXIAL
1-25620718.50000	4220704.50000	1	5	21924.05322	
2-29443707.50000	-3552409.50000	2	6	-269947.46875	
3-28437995.00000	-1674610.75000	3	7	-405596.46404	
4-26542617.00000	2092500.25000	4	8	-415365.95313	
5 16928247.25000	16136834.12500	5	6	-2631.43506	
6 15646116.75000	15624582.00000	6	7	-2016.86758	
7 14509433.97500	14836745.75000	7	8	-1143.03043	
8-19131830.25000	-13474405.87500	8	9	7264.31616	
9-28229950.75000	-24331030.00000	9	10	-235525.25977	
10-24057789.25000	-21730732.00000	7	11	-348286.83594	
11-21743623.00000	-16007646.25000	8	12	-356984.23438	
12 21523411.25000	20135130.00000	9	10	-3045.01501	
13 19331292.00000	17650370.00000	10	11	-5214.34265	
14 18336430.75000	16851304.25000	11	12	-10124.03357	
15 -5106683.81250	-9731422.75000	9	13	-22412.39893	
16-15214570.50000	-16209695.50000	10	14	-201753.94922	
17-12952496.00000	-16402282.25000	11	15	-258801.24219	
18 -8030755.43750	-11606903.12500	12	16	-286016.70313	
19 17249909.00000	16437502.12500	13	14	-15862.54492	
20 16126849.50000	16274203.62500	14	15	-10324.85315	
21 15257537.12500	15735156.37500	15	16	-4355.16632	
22 -6963685.56250	-3062093.06250	16	17	-33272.60107	
23-14354844.37500	-15541390.87500	14	18	-177076.88867	
24-12961305.00000	-14165117.00000	15	19	-255062.47461	

25	-8335993.58750	-9386974.62500	16	20	-225986.34766
26	15986034.62500	10142407.00000	17	19	-15425.06934
27	14260432.37500	15035798.12500	18	19	-12035.10846
28	14179180.87500	14606405.50000	19	20	-7012.93350
29	-7373746.31250	-5743336.31250	17	21	-51115.04150
30	-14481437.50000	-12761124.12500	19	19	-150420.02930
31	-12074011.62500	-10933022.12500	19	20	-219017.72170
32	-9124359.12500	-7756467.12500	20	24	-170247.66797
33	12069176.00000	1191928.25000	21	22	-27474.12105
34	11429110.25000	11562716.75000	20	20	-12910.16882
35	10816240.00000	10707553.62500	20	24	-2733.92703
36	-5775971.25000	-6458384.12500	21	20	-55046.35496
37	-10243020.12500	-12532719.37500	20	26	-120550.64355
38	-9305647.50000	-10758963.25000	20	27	-164830.44922
39	-7408602.31250	-8466427.12500	24	27	-129755.35352
40	10871590.37500	10062394.12500	20	26	-2790.36021
41	5662851.75000	3741751.75000	26	27	-10220.12524
42	9354565.75000	9474281.12500	17	20	-1220.40234
43	-2723346.39375	-4415765.93750	20	20	-49247.56992
44	-1199332.68750	-9966292.12500	22	20	-9486.72852
45	-7506836.87500	-9215100.87500	20	21	-122974.56051
46	-5251763.36250	-7221457.89060	21	20	-87160.06934
47	2637777.87500	7794544.91250	20	20	-44233.18359
48	7409709.68750	7507626.75000	20	21	-24984.16127
49	7358715.06250	7580739.18750	21	22	-9236.71460
50	-2526442.42500	-3223184.56250	19	20	-25114.26025
51	-5237971.12500	-5139534.75000	20	24	-61090.79609
52	-4820738.43750	-5335027.16750	21	20	-77170.29195
53	-4404814.51250	-5520300.51250	20	26	-40807.82422
54	4470587.05000	3995926.43750	20	24	-37699.56895
55	3854067.21875	3902976.43750	24	25	-24303.83298
56	3788572.31250	3693939.20125	25	26	-9205.36047
57	435792.76563	-207521.20312	27	27	-17592.05640
58	-2042062.64063	-3351339.00000	24	20	-28359.29639
59	-1576026.73438	-2962719.43750	25	20	-20065.50439
60	-2349033.18750	-4040226.09375	26	40	-15198.57273
61	2200053.37500	1776289.70312	27	20	-44082.20668
62	1562445.07812	1607236.60938	28	29	-25539.14746
63	1535206.59062	1266917.42188	29	40	-17268.82300

RESULTADOS DEL ANALISIS ELASTICO DE SEGUNDO ORDEN

NUMERO DE CICLOS PARA CONVERGENCIA= 5
 CONDICION DE CARGA NUMERO 4

DEFORMACIONES

NUDO	DEF DIR X	DEF DIR Y	ROTACION
1	.00000	.00000	.00000
2	.00000	.00000	.00000
3	.00000	.00000	.00000
4	.00000	.00000	.00000
5	2.56321	-.00130	.01092
6	2.55452	-.11854	.00948
7	2.54736	-.17130	.00980
8	2.54313	-.17586	.01050
9	12.21740	-.14464	.01627
10	12.21012	-.41530	.01181
11	12.19001	-.54256	.01233

12	12.16923	-0.54646	.01342
13	17.52689	-0.22860	.01139
14	17.48412	-0.56646	.00991
15	17.46662	-0.76048	.01017
16	17.45843	-0.78060	.01112
17	22.16927	-0.30304	.01067
18	22.12905	-0.72893	.00914
19	22.10451	-0.94042	.00941
20	22.09808	-0.92996	.01031
21	26.70598	-0.39364	.01165
22	26.72031	-0.25735	.01020
23	26.69079	-1.09040	.01057
24	26.68433	-1.07172	.01111
25	21.79365	-0.48597	.01084
26	21.72762	-1.00941	.00173
27	21.68510	-1.27607	.00592
28	21.66063	-1.02359	.00900
29	25.24031	-0.56373	.00891
30	25.22449	-1.11527	.00572
31	25.27542	-1.40101	.00697
32	25.25676	-1.32543	.00764
33	29.75271	-0.20026	.00727
34	29.64744	-1.21241	.00530
35	29.57659	-1.51226	.00576
36	29.54789	-1.41037	.00577
37	41.95975	-0.66712	.00438
38	41.83770	-1.25191	.00230
39	41.75630	-1.55451	.00256
40	41.70251	-1.43992	.00147

ACCIONES MECANICAS

MIEN	MOMENTO EXMO J	MOMENTO EXMO J	I	J	FUERZA AXIAL
1	26603701.50000	4877016.25000	1	5	42009.33496
2	30422910.50000	-3530489.75000	2	6	-269735.85547
3	29319179.50000	-1615738.75000	3	7	-410591.98438
4	27211157.50000	2471316.00000	4	8	-402652.96094
5	17676191.00000	10352277.25000	5	6	-4123.93176
6	16344885.25000	16326002.62500	6	7	-3396.47672
7	13154186.12500	15306099.50000	7	8	-1772.58191
8	20237340.25000	-14266374.12500	8	9	16064.12341
9	29669676.75000	-2590734.25000	9	10	-232424.30078
10	27664794.00000	-13023096.25000	7	11	-302266.79688
11	22794076.00000	-17603869.25000	7	12	-363336.02344
12	2253510.50000	21126056.50000	9	10	-2450.98444
13	20311546.25000	20621004.75000	10	11	-3127.27905
14	19219139.00000	10738100.75000	11	12	-9948.39490
15	9326205.62750	-10245327.25000	9	13	-16235.87134
16	15847230.87500	-10365176.75000	10	14	-200611.65035
17	13535617.50000	-1218027.50000	11	15	-27572.88231
18	-8171320.06250	-12069339.12500	12	13	-289725.89281
19	17963817.50000	17115833.50000	10	14	-17156.70532
20	16800200.25000	16948763.50000	14	15	-9246.95520
21	15876715.75000	16320664.12500	15	16	-3425.65451
22	-7105120.62500	-3401151.12500	12	17	-37829.58642
23	-14854525.87500	-16156420.25000	14	13	-176152.19331
24	-13452531.25000	-14754466.12500	10	19	-254776.38672
25	-9521457.87500	-9998949.12500	16	20	-232522.53320
26	16562175.87500	17692994.75000	17	17	-15009.39307
27	15403399.00000	15551167.75000	10	19	-11444.05033

28	14684257.25000	15136367.12500	17	20	-7533.99961
29	-7611177.75000	-5942376.75000	17	21	-47033.96382
30	-14944950.50000	-12150090.87500	18	22	-151566.69531
31	-13339911.12500	-11367793.12500	19	23	-211633.61914
32	-9345756.50000	-7973143.18750	20	24	-177731.79102
33	12475734.75000	11913702.90000	21	25	-27419.73320
34	11827912.25000	11572473.62500	22	26	-12514.94666
35	11187355.25000	11274989.12500	22	24	-1272.17831
36	-3977465.17500	-6715343.25000	21	27	-52991.74361
37	-10591177.37500	-11511347.00000	22	26	-127211.69522
38	-5644656.62500	-11132186.25000	23	27	-147347.16500
39	-7604164.68750	-8712165.62500	24	28	-136468.28906
40	11899570.53500	13376519.50000	25	26	-27542.97630
41	9931209.25000	10955964.75000	26	27	-17795.47046
42	1646615.17500	3994783.62500	27	28	-5012.08203
43	-2797137.51250	-4670302.11250	28	29	-41166.32373
44	-6419701.12500	-10756113.50000	26	30	-74295.80664
45	-7718931.13750	-9496376.37500	27	31	-122669.15137
46	-3317631.31250	-7367737.71250	28	32	-17440.72559
47	8647165.00000	1000007.68750	29	30	-44211.91679
48	7616847.50000	7714076.56250	30	31	-24724.90405
49	7553344.50000	7792944.00000	31	32	-6909.33710
50	-2567423.41750	-3317040.21075	29	33	-37626.31445
51	-5360973.41750	-5953606.75000	30	34	-67782.70410
52	-4942350.31250	-5476959.31250	31	35	-76954.34277
53	-4470927.25000	-5455053.50000	32	36	-41766.74319
54	4521106.12500	4079356.50625	33	34	-31597.06689
55	3944625.62500	4040375.25000	34	35	-24250.33501
56	3070963.84375	3762772.37500	35	36	-9172.71376
57	4521116.12500	-331407.23625	37	37	-17493.53574
58	-2070505.89063	-3592066.78125	34	38	-26200.16992
59	-1602970.21375	-3020077.71875	35	39	-31960.61206
60	-2343238.25000	-4371339.71875	36	40	-18154.41211
61	2303619.09375	1635540.52813	37	38	-44136.71338
62	1593758.78125	1634555.73400	38	39	-29541.64326
63	1560156.79688	1318226.70313	39	40	-17231.87231

ANALISIS ELASTICO DE SEGUNDO ORDEN TERMINADO PARA LA CONDICION DE CARGA

ANALISIS PARA LA CONDICION DE CARGA NUMERO 5
 CARGA VERTICAL + HORIZONTAL(-) + TENS. *CONCRETO*
 FACTOR DE CARGA = 1.000

CARGAS EN NUDOS

NUDO	PX	PY	MZ
5	-1247.99998	-14071.99990	2017069.98436
6	.00000	-23746.99980	.00000
7	.00000	-40674.99971	3599629.96875
8	.00000	-27903.09961	-4014479.93750
9	-5122.49994	-19484.29910	2942959.96875
10	.00000	-34674.19971	.75570
11	.00000	-56032.79941	2031409.96875
12	.00000	-32350.99976	-3767079.93750
13	-6445.99994	-20981.99960	549899.99219
14	.00000	-23165.99976	.00000
15	.00000	-37712.49951	2140079.96875
16	.00000	-23746.99966	-4207719.93750
17	-5199.39990	-23965.99961	549809.99219
18	.00000	-23165.99976	.00000
19	.00000	-37712.49951	2140079.96875
20	.00000	-23746.99966	-4207719.93750
21	-9953.39996	-23165.99961	549809.99219
22	.00000	-23165.99976	.00000
23	.00000	-37712.49951	2140079.96875
24	.00000	-23746.99966	-4207719.93750
25	-13910.89990	-30506.29960	1607179.98436
26	.00000	-31946.19971	.00000
27	.00000	-43726.09961	300499.99219
28	.00000	-22039.29980	-4045909.96875
29	-15923.39999	-30506.29960	1607179.98436
30	.00000	-31946.19971	.00000
31	.00000	-43726.09961	300499.99219
32	.00000	-22039.29980	-4045909.96875
33	-18031.79980	-30506.29960	1607179.98436
34	.00000	-31946.19971	.00000
35	.00000	-43726.09961	300499.99219
36	.00000	-22039.29980	-4045909.96875
37	-15025.99980	-22376.19971	1472129.98436
38	.00000	-27512.99976	.00000
39	.00000	-51198.19971	178309.99805
40	.00000	-15067.99980	-2733409.96875

RESULTADOS DEL ANALISIS ELASTICO DE PRIMER ORDEN

CONDICION DE CARGA NO. 5

DEFORMACIONES

NUDO	DEF DIR X	DEF DIR Y	ROTACION
1	.00000	.00000	.00000
2	.00000	.00000	.00000
3	.00000	.00000	.00000
4	.00000	.00000	.00000
5	-.23436	-.11490	-.00335
6	-.33000	-.09636	-.00307
7	-.52672	-.13370	-.00291
8	-.52324	-.05444	-.00387

9	-3.94920	-28301	-.00416
10	-3.94503	-23426	-.00306
11	-3.93554	-32452	-.00358
12	-3.91607	-13125	-.00248
13	-5.63888	-39921	-.00384
14	-5.63152	-32717	-.00329
15	-5.67724	-45072	-.00321
16	-5.68122	-10296	-.00425
17	-7.28423	-49723	-.00361
18	-7.27037	-40913	-.00310
19	-7.26220	-55923	-.00302
20	-7.25556	-22347	-.00409
21	-7.29242	-37764	-.00403
22	-8.06631	-43014	-.00353
23	-8.35094	-65249	-.00330
24	-8.85904	-26734	-.00467
25	-10.65487	-86425	-.00340
26	-10.62647	-56174	-.00306
27	-10.60504	-75536	-.00302
28	-10.59049	-30930	-.00447
29	-12.13003	-72667	-.00276
30	-12.10267	-62226	-.00241
31	-12.08349	-33150	-.00229
32	-12.07107	-34199	-.00412
33	-13.54399	-78057	-.00213
34	-13.54346	-67913	-.00203
35	-13.51546	-90120	-.00183
36	-13.49696	-37240	-.00414
37	-14.47303	-70231	-.00043
38	-14.45362	-70567	-.00100
39	-14.45001	-93081	-.00083
40	-14.47356	-28463	-.00347

ACCIONES MECANICAS

MIEM	MOMENTO EXMO I	MOMENTO EXMO J	1	J	FUERZA AXIAL
1	9226675.25000	-742706.12500	1	5	-300815.28516
2	9938555.62500	1179731.81250	2	6	-256476.64453
3	10326753.12500	2029904.50000	3	7	-355771.52344
4	7504251.50000	-3536713.75000	4	8	-144865.46094
5	-5555670.43750	-9393431.18750	5	6	2072.76620
6	-5251413.93750	-5158732.37500	6	7	1556.04283
7	-4754771.43750	-5235071.25000	7	8	1455.79522
8	7915245.68750	6403349.75000	8	9	-273631.98826
9	9465119.62500	3067746.56250	9	10	-228569.61323
10	10483890.00000	9291347.37500	10	11	-316954.98826
11	3961505.12500	1519401.68750	11	12	-127335.41895
12	-6066245.31250	-6892388.25000	12	10	1970.36740
13	-6642795.93750	-6430920.31250	13	11	4323.96320
14	-5942010.93750	-6731534.68750	14	12	3312.76831
15	3325642.28125	2168184.87500	15	13	-243155.26367
16	5268332.68750	6238746.93750	16	14	-194425.35156
17	6416990.50000	7051401.00000	17	15	-267222.59375
18	-724632.48438	573742.82613	18	16	-103198.19141
19	-6130890.75000	-5614283.62500	19	14	3292.22433
20	-5347159.25000	-3890779.93750	20	15	2234.89737
21	-4952049.81250	-5477309.68750	21	16	-1662.70079
22	2312606.63750	1214159.66875	22	17	-201206.31055
23	5422630.81250	5693409.93750	23	18	-171589.87695
24	5049510.12500	6176350.43750	24	19	-223414.64370

25	276249.58594	567551.79467	17	20	-97171.35645
26	-5738856.50000	-5446047.25000	17	10	6526.68583
27	-5611220.00000	-5545750.81250	17	19	3754.39101
28	-4572055.63750	-5120766.43750	18	20	3975.52959
29	3074585.34375	2357506.43750	18	21	-151127.46653
30	3302861.62500	4479569.37500	18	22	-143480.33006
31	6098044.00000	5642546.56250	19	23	-197775.71675
32	347594.76563	-567786.56250	20	24	-51407.07715
33	-4617467.62500	-422405.51250	21	23	17941.49854
34	-4310110.43750	-4219677.00000	22	25	5601.66026
35	-3468563.06250	-3907766.25000	27	24	-3541.76209
36	2611559.68750	1936347.75000	21	27	-134071.73262
37	3833566.93750	4271710.75000	22	26	-137440.56250
38	4822770.18750	4465443.62500	22	27	-157451.19750
39	200103.75000	49233.79750	24	26	-5240.83105
40	-373896.26375	-3825004.63625	23	28	11717.81677
41	-3362041.97750	-2054111.05125	24	27	7858.59452
42	-3145269.09375	-2652226.50625	27	27	5483.72059
43	2255637.81250	1826705.71250	25	29	-94924.69024
44	3166933.82500	2785950.65625	26	30	-97026.29492
45	3381259.62500	4082224.53125	27	31	-116735.40059
46	-316016.20313	-421712.66750	27	30	-41421.47262
47	-2971091.81250	-2331193.09375	29	30	17931.93701
48	-3053446.96375	-3095900.58250	20	31	6023.79878
49	-2405167.75000	-3110273.12500	31	32	-1137.45225
50	1521971.32413	2111721.40625	27	33	-57576.18457
51	2107693.62750	2871774.40625	20	34	-67714.91572
52	2292502.62500	349821.15625	31	33	-74413.23926
53	-437705.07423	-449774.36844	28	26	-32469.87256
54	-1532576.45313	-1520057.75000	22	34	15453.59654
55	-1734870.77658	-1689432.12107	24	35	10173.80305
56	-1366070.01562	-1297411.12500	22	36	5917.54108
57	1102029.53125	165726.66250	22	37	-27470.06104
58	922655.89001	1454113.98438	24	38	-25354.03676
59	1366033.81250	1431441.51563	25	39	-31281.29297
60	-1628716.51125	-1387926.28125	24	40	-17050.03722
61	-321127.86719	-336437.76563	27	38	6953.15417
62	-927711.72356	-381494.26719	28	39	381.31693
63	-770415.71875	-1359404.65625	30	40	-2315.06909

RESULTADOS DEL ANALISIS ELASTICO DE SEGUNDO ORDEN

NUMERO DE CICLOS PARA CONVERGENCIAS 4
CONDICION DE CARGA NUMERO 1

DEFORMACIONES

NUDO	DEF DIR X	DEF DIR Y	ROTACION
1	.00000	.00000	.00000
2	.30000	.00000	.00000
3	.00000	.00000	.00000
4	.00000	.00000	.00000
5	-.36666	-.11015	-.00351
6	-.56274	-.09327	-.00321
7	-.57956	-.13541	-.00305
8	-.25867	-.05537	-.00403
9	-4.13427	-.30534	-.00438
10	-4.13024	-.25259	-.00404
11	-4.12117	-.34270	-.00376

12	-4.10063	-14503	-.00547
13	-5.25103	-43134	-.00400
14	-5.94460	-35522	-.00342
15	-5.93903	-47320	-.00335
16	-5.94390	-20816	-.00441
17	-7.60710	-53749	-.00374
18	-7.59310	-44449	-.00324
19	-7.58509	-59449	-.00313
20	-7.57315	-26037	-.00422
21	-9.27005	-62574	-.00417
22	-9.24447	-52276	-.00365
23	-9.23114	-69427	-.00342
24	-9.23742	-70532	-.00477
25	-11.09199	-72224	-.00352
26	-11.06347	-61323	-.00315
27	-11.04229	-30509	-.00311
28	-11.02737	-39707	-.00459
29	-12.61279	-79040	-.00294
30	-12.58222	-67994	-.00247
31	-12.56707	-08327	-.00234
32	-12.57100	-39532	-.00420
33	-14.10025	-65037	-.00215
34	-14.05775	-74266	-.00213
35	-14.02976	-96367	-.00187
36	-14.01140	-43152	-.00420
37	-15.00348	-37456	-.00046
38	-14.98416	-77133	-.00102
39	-14.98016	-99032	-.00084
40	-15.00950	-44645	-.00349

ACCIONES MECANICAS

MIEH	MOMENTO EXHO I	MOMENTO EXHO J	I	J	FUERZA AXIAL
1	9486492.25000	-457502.63757	1	5	-307134.31641
2	10202234.37500	1164127.31250	2	6	-256233.52539
3	10637340.25000	2012843.66750	3	7	-355156.44922
4	7791546.37500	-3665360.75000	4	8	-142141.03125
5	-5310707.50000	-5637677.21250	5	6	1936.87258
6	-5489377.81250	-5397941.00000	6	7	1514.16240
7	-4973100.75000	-5457433.62500	7	8	1205.13194
8	8205295.93750	6764056.27500	8	9	-231287.82422
9	9962929.12500	6500473.37500	9	10	-225310.93645
10	10950032.27500	9701010.62500	10	11	-316370.73438
11	4310210.12500	1730004.97500	11	12	-125047.18651
12	-7218689.06250	-7025240.43750	12	13	1866.12513
13	-6961203.75000	-6803917.37500	13	14	4354.20599
14	-6242634.43750	-7101965.56250	14	15	3596.65234
15	3397472.93750	4040767.62500	15	16	-245038.74023
16	5486060.93750	6532189.43750	16	17	-194203.48825
17	6622589.25000	7333200.01250	17	18	-262703.92578
18	-665411.26563	1153916.50000	18	19	-106597.94922
19	-6381251.87500	-6051993.50000	19	20	3440.94812
20	-6032239.12500	-6037143.50000	20	21	2247.17947
21	-5167585.37500	-5703339.37500	21	22	-1643.00909
22	2890372.90625	3333626.21375	22	23	-206534.40039
23	562085.62500	5909730.43750	23	24	-171424.95500
24	6019600.43750	6734274.56250	24	25	-225028.73242
25	362100.39344	677120.22656	25	26	-94033.71484
26	-5945709.12500	-5662130.37500	26	27	6650.96038
27	-3806357.00000	-5741770.07500	27	28	3016.14511

28	-4750005.18750	-5559760.56250	10	20	2955.56488
29	3161974.25000	2432264.40625	17	21	-165936.18164
30	3951758.00000	4852714.75000	10	22	-147342.59375
31	6263380.50000	5767990.91250	17	23	-193474.50721
32	424920.06250	-300221.57000	00	24	-37653.51653
33	-4571750.18750	-4551490.00000	01	27	11066.16846
34	-4456060.93750	-4355464.16750	00	00	5600.41693
35	-3599416.90625	-4064370.53125	07	24	-7621.06693
36	2630209.43750	3230717.04075	01	07	-104569.95506
37	3961663.00000	4420260.18750	00	06	-123201.35354
38	4344960.18750	4611034.73750	00	07	-137241.66406
39	356075.48047	521790.25150	24	00	-64753.50632
40	-3357360.62500	-3711507.71250	00	24	11930.23094
41	-3977329.46175	-3959446.26125	00	07	-899.76723
42	-3271402.90625	-3777090.29125	07	00	7505.05262
43	2263729.15625	2033760.43750	00	00	-90161.46373
44	5263770.31250	3692411.06250	00	00	-90963.88201
45	3460140.71175	4165792.61000	07	01	-116604.85059
46	-720610.07321	-437740.23047	00	00	-46256.91553
47	-3053850.31125	-2906731.43750	00	00	12070.29197
48	-3100270.18750	-3110349.15625	00	01	4035.06219
49	-2556003.28125	-3194750.23125	01	02	-1170.65706
50	1839277.59075	2145692.25000	06	00	-57607.16777
51	2176250.50000	2327535.40625	00	04	-66676.25537
52	2330561.06250	2553022.65625	01	07	-74341.42281
53	-413190.97656	-411681.94531	00	06	-37334.46484
54	-1567061.37500	-1692429.59375	00	04	15481.43945
55	-1769742.79688	-1794152.06625	04	05	16138.34550
56	-1416867.92100	-1943530.03125	07	06	5969.63202
57	1107549.70310	1374371.25900	00	07	-20474.33252
58	995639.63261	1466510.26125	04	07	-28342.38399
59	1398492.07317	1955010.87500	05	00	-31257.41504
60	-1690646.42135	-1577367.35000	06	40	-13044.87903
61	-402241.42969	-346730.97656	07	05	7021.33726
62	-940170.25000	-894669.23906	03	05	326.44564
63	-781012.90625	-1376020.40625	05	40	-2320.60596

ANALISIS ELASTICO DE SEGUNDO ORDEN TERMINADO PARA LA CONDICION DE CARG.

ANALISIS PARA LA CONDICION DE CARGA NUMERO 6
 CARGA VERTICAL + HORIZONTAL(Q=1)(-) *TESIS* +CONCRETO*
 FACTOR DE CARGA = 1.100

CARGAS EN NUDOS

NUDO	PX	PY	MZ
5	-5543.99994	-14271.79990	2017069.98433
6	.00000	-28542.79940	.00000
7	.00000	-40674.69971	2559529.96875
8	.00000	-27702.09941	-4834479.93750
9	-10397.49976	-19404.29950	2942939.96875
10	.00000	-34674.19971	.73570
11	.00000	-56030.29741	3231409.96875
12	.00000	-32050.99977	-5907079.93750
13	-19337.99776	-23060.59947	549089.99219
14	.00000	-23165.99976	.00000
15	.00000	-27710.49951	2143079.96375
16	.00000	-23040.89966	-4207719.93750
17	-24592.19971	-23365.99935	549089.99219
18	.00000	-23165.99976	.00000
19	.00000	-27710.49951	2143079.96375
20	.00000	-23040.89966	-4207719.93750
21	-29361.69971	-23365.99935	549089.99219
22	.00000	-23165.99976	.00000
23	.00000	-27710.49951	2143079.96375
24	.00000	-23040.89966	-4207719.93750
25	-41741.69971	-20506.29960	1627179.98433
26	.00000	-31046.19971	.00000
27	.00000	-43726.09961	320499.99219
28	.00000	-22339.29980	-4045909.96875
29	-47995.19971	-30506.29960	1627179.98433
30	.00000	-31046.19971	.00000
31	.00000	-43726.09961	320499.99219
32	.00000	-22339.29980	-4045909.96875
33	-54245.39941	-30506.29960	1627179.98433
34	.00000	-31046.19971	.00000
35	.00000	-43726.09961	320499.99219
36	.00000	-22339.29980	-4045909.96875
37	-45377.99951	-22376.19971	1472129.98433
38	.00000	-27710.99976	.00000
39	.00000	-11190.19971	178529.99805
40	.00000	-15267.99967	-2753409.96375

RESULTADOS DEL ANALISIS ELASTICO DE PRIMER ORDEN

CONDICION DE CARGA NO. 3

DEFORMACIONES

NUDO	DEF DIR X	DEF DIR Y	ROTACION
1	.00000	.00000	.00000
2	.00000	.00000	.00000
3	.00000	.00000	.00000
4	.00000	.00000	.00000
5	-2.40255	-.17039	-.01026
6	-2.47319	-.09585	-.00914
7	-2.46615	-.12350	-.00905
8	-2.45957	-.00361	-.01022

9	-11.76256	-.43271	-.01306
10	-11.75063	-.22543	-.01142
11	-11.72747	-.30117	-.01126
12	-11.69556	-.01116	-.01427
13	-16.81273	-.69167	-.01123
14	-14.37149	-.31959	-.00969
15	-16.06357	-.41344	-.00970
16	-16.26422	-.02039	-.01173
17	-21.54044	-.73263	-.01056
18	-21.49940	-.40027	-.00910
19	-21.47475	-.52124	-.00906
20	-21.45065	-.03525	-.01110
21	-26.10227	-.24794	-.01160
22	-26.11032	-.47030	-.01322
23	-26.07436	-.50949	-.01003
24	-26.03143	-.04993	-.01227
25	-31.24741	-.26025	-.01076
26	-31.17139	-.55027	-.00331
27	-31.11796	-.70526	-.00537
28	-31.02322	-.07127	-.01142
29	-35.47323	-1.03743	-.00243
30	-33.37561	-.61020	-.00583
31	-35.32224	-.76277	-.00633
32	-35.32306	-.09129	-.00939
33	-39.51497	-1.10050	-.00575
34	-39.39553	-.66757	-.00575
35	-39.32093	-.05113	-.00566
36	-39.27484	-.11406	-.00602
37	-41.92532	-1.12524	-.00230
38	-41.03433	-.69409	-.00267
39	-41.79411	-.36014	-.00249
40	-41.00610	-.12367	-.00590

ACCIONES MECANICAS

MIEM	MOMENTO EXMO I	MOMENTO EXMO J	I	J	FUERZA AXIAL
1	26650337.50000	-2623310.50000	1	7	-4747 14.91402
2	29629532.50000	3545701.75000	2	6	-2467 41.23047
3	29719123.00000	3333161.75000	3	7	-3286 57.54297
4	24527632.00000	-6351765.75000	4	2	-5615.24377
5	-16797926.75000	-16135251.37500	5	6	4449.85797
6	-15700179.87500	-15650471.12500	6	7	1342.49097
7	-14326371.87500	-15277277.50000	7	5	1755.20804
8	21432304.25000	16432722.62500	8	9	-4215 80.10547
9	28312649.00000	24256933.00000	9	10	-2370 51.77734
10	28753326.75000	24328700.50000	10	11	-2943 49.08203
11	16314166.25000	10632523.75000	11	12	-12511.04773
12	-21061071.50000	-20121394.25000	12	10	5477.95547
13	-17634837.00000	-19566312.50000	13	11	11100.57361
14	-13082728.75000	-19391404.00000	14	12	17531.23779
15	7541506.12500	10667989.00000	15	13	-3535 31.18750
16	15507779.75000	13452966.00000	16	14	-1777 31.07031
17	16101727.75000	13778236.25000	17	15	-2454 33.23242
18	2928419.71075	7263460.10750	18	16	-152 88.92261
19	-17521230.25000	-16946173.50000	19	14	148 69.63733
20	-16334160.25000	-16338263.75000	20	15	2514.80090
21	-15056340.62500	-16053540.00000	21	16	-316.50541
22	7703254.43750	2852436.25000	22	17	-2026 73.13291
23	15311354.12500	16310209.00000	23	18	-1678 49.33203
24	15264949.87500	16347773.62500	24	19	-2150 51.03904

25	4512372.47750	5675315.75000	14	20	-277771.87451
26	-16601299.00000	-15770271.37500	17	10	10592.46396
27	-13347043.50000	-15323172.50000	18	16	11709.32397
28	-13957171.37500	-14974999.62500	19	20	5910.56132
29	6298741.12500	6404721.43750	17	21	-226633.66015
30	15306521.87500	13399614.12500	17	22	-146510.42772
31	15521477.00000	13855437.75000	19	27	-134669.70313
32	5030563.12500	5041346.25000	20	24	-33915.79104
33	-12660767.00000	-12029200.00000	21	22	50162.18433
34	-12177768.82500	-12113771.75000	22	23	14864.59973
35	-10610962.75000	-11335574.25000	22	24	-1428.02716
36	6005778.75000	6005057.75000	21	25	-177577.40621
37	10870034.50000	13174173.37500	22	25	-127030.28411
38	10927475.12500	12032455.12500	22	27	-151761.54492
39	4126499.12500	4130167.93750	34	21	-12971.57377
40	-11025434.12500	-10425552.62500	27	26	31370.93375
41	-10621607.85000	-10352046.75000	22	27	20356.14460
42	-9425215.00000	-10320631.25000	27	22	12870.21655
43	4713330.93750	5449355.75000	27	27	-117763.21836
44	8320064.87500	10682072.00000	29	27	-92134.56655
45	8625311.00000	10731779.87500	27	31	-112615.30957
46	1401886.24375	2972351.00000	27	32	-37637.17285
47	-8773526.37500	-8144060.93750	27	30	41584.49756
48	-8350023.75000	-1213213.12500	20	31	21535.27601
49	-7407100.12500	-1454525.62500	21	32	1912.19942
50	4011278.87500	4775177.87500	29	33	-67307.11426
51	5812034.12500	6312776.21250	20	34	-62531.97021
52	5349252.07500	6417396.18750	21	33	-77034.74022
53	1545848.96375	2021337.78125	22	34	-24259.20477
54	-4534156.83750	-4278049.37500	22	34	47030.24414
55	-4530339.50000	-4480636.16750	24	35	27452.38622
56	-3973390.51250	-4703493.37500	37	36	13479.27795
57	1442149.31250	3192953.62500	22	37	-24405.11914
58	2495617.50000	3665749.40625	34	35	-21351.39795
59	2867135.37500	4229416.31250	20	39	-30919.16333
60	-1358546.75000	-61725.00751	34	40	-14473.73137
61	-1726823.37500	-1693956.35938	37	38	32533.89448
62	-2172750.00375	-2127657.81250	23	39	15341.72317
63	-1927226.79600	-2691685.71575	29	40	-1833.36377

RESULTADOS DEL ANALISIS ELASTICO DE SEGUNDO ORDEN

NUMERO DE CICLOS PARA CONVERGENCIA= 4
CONDICION DE CARGA NUMERO 2

DEFORMACIONES

NUDO	DEF DIR X	DEF DIR Y	ROTACION	
1	.00000	.00000	.00000	.00000
2	.00000	.00000	.00000	.00000
3	.00000	.00000	.00000	.00000
4	.00000	.00000	.00000	.00000
5	-2.57621	-.15939	-.01072	
6	-2.56954	-.11087	-.00955	
7	-2.56441	-.14004	-.00947	
8	-2.56123	-.01763	-.01129	
9	-12.30920	-.61341	-.01372	
10	-12.29732	-.39964	-.01196	
11	-12.27253	-.47052	-.01181	

12	-12.23761	-.17426	-.01491
13	-17.68754	-.26296	-.01162
14	-17.65357	-.56765	-.01002
15	-17.65473	-.66441	-.01010
16	-17.63417	-.26015	-.01220
17	-22.49676	-1.06424	-.01993
18	-22.44430	-.70927	-.00943
19	-22.41916	-.02823	-.00939
20	-22.40442	-.33721	-.01143
21	-27.28377	-1.23642	-.01202
22	-27.21273	-.24087	-.01356
23	-27.17632	-.97692	-.01941
24	-27.13369	-.41066	-.01269
25	-32.51556	-1.42396	-.01366
26	-32.43330	-.99475	-.00907
27	-32.38452	-1.14893	-.00914
28	-32.34002	-.60255	-.01181
29	-36.26355	-1.55195	-.00970
30	-36.26355	-1.10435	-.00705
31	-36.71174	-1.27293	-.00701
32	-36.70696	-.57330	-.01312
33	-40.99217	-1.66107	-.00589
34	-40.97426	-1.20697	-.00584
35	-40.79543	-1.73607	-.00567
36	-41.75631	-.64066	-.00397
37	-43.44527	-1.70205	-.00266
38	-43.35571	-1.25010	-.00271
39	-43.31342	-1.43210	-.00253
40	-47.32663	-.66767	-.00597

ACCIONES MECANICAS

MEM	KOMENTO EXHO	I	MOMENTO EXHO J	I	J	FOURZA AXIAL
1	27311630.50000	2948759.25000	1	5	-494033.33203	
2	30573044.00000	2435910.50000	2	6	-242783.77930	
3	30665170.50000	3841763.50000	3	7	-324593.21875	
4	25484210.50000	-6730294.25000	4	8	-1500.39526	
5	-17552406.50000	-16231541.75000	5	6	3173.47696	
6	-16401314.50000	-16357061.37500	6	7	2441.73632	
7	-15035256.37500	-15953547.00000	7	9	1334.66244	
8	22519247.50000	17319540.75000	8	9	-427643.36719	
9	29798141.75000	25562594.25000	6	10	-221397.99219	
10	30150710.75000	26057162.75000	7	11	-291545.54628	
11	17277856.75000	11441360.12500	8	12	-5342.26422	
12	-22116324.75000	-2113775.00000	9	10	5916.42937	
13	-20599436.50000	-20513647.25000	10	11	11755.08170	
14	-10965124.00000	-20539734.75000	11	12	12651.29053	
15	7739713.75000	11172724.75000	9	13	-359472.96094	
16	16145632.37500	19331595.00000	10	14	-135263.57422	
17	16705997.75000	19603161.75000	11	15	-242004.04682	
18	3111290.25000	7739297.62500	12	16	-14343.34314	
19	-16557002.50000	-17637757.75000	13	14	15947.26422	
20	-17521201.00000	-17531123.25000	14	15	5211.09778	
21	-15679211.50000	-16733539.50000	13	16	210.55865	
22	7934156.07500	9205299.87500	12	17	-292061.36328	
23	15827393.37500	16941438.00000	14	15	-167673.28906	
24	15751040.12500	16934917.00000	15	19	-217243.95502	
25	4726857.97500	6018305.75000	16	20	-24202.89355	
26	-17203476.75000	-1532449.75000	17	18	20110.37769	
27	-16409758.25000	-16383661.12500	16	19	1084.58716	

28-14474840.12500	-17530023.75000	15	20	6155.59833
29 3548092.25000	3634598.13750	17	21	-225715.08954
30 15806792.25000	13676134.50350	16	22	-145484.32031
31 16006651.62500	14331087.00000	16	23	-101136.65622
32 5303972.68750	3236627.00000	21	24	-31539.15527
33-13113890.75000	-12918799.87500	01	23	32656.53642
34-12596234.00000	-12934234.50000	10	25	17063.25281
35-10982239.75000	-11772499.75000	21	24	-3488.47104
36 7005779.25000	3734661.71350	31	25	-174584.67378
37 11235890.87500	12602056.87500	10	26	-107016.53109
38 11331658.62500	11490701.37500	01	27	-151580.69727
39 4328130.25000	5110175.68750	24	25	-21214.29721
40-11395967.87500	-10756451.00000	01	26	32270.18152
41-10295425.25000	-1030011.62500	01	27	22762.45410
42 -9725633.37500	-10457921.75000	07	29	17302.53744
43 4799994.37500	6616726.62500	01	29	-11156.25977
44 9109844.50000	10960347.25000	01	30	-91575.35547
45 9046664.37500	10991751.62500	07	31	-112035.27051
46 1472515.60000	3628771.56250	01	30	-21344.16211
47 -9015827.37500	-9051739.77500	19	30	42023.39892
48 -3545309.37500	-3530709.50000	10	31	21735.36927
49 -7605100.87500	-7652935.00000	11	32	1960.19025
50 4029705.00000	4235499.00000	09	32	-57297.02032
51 5943525.56250	6488066.00000	10	34	-66210.65251
52 5974975.62500	6065766.71250	11	35	-72563.07031
53 1611316.00000	2124270.77500	02	36	-23945.36914
54 -4640542.87500	-4370401.93750	11	34	42179.01660
55 -4626854.37500	-4577346.81250	04	35	27558.22314
56 -4057195.65625	-4037048.07500	10	36	13645.93632
57 1442223.04688	3225743.28125	13	37	-26372.72165
58 2529186.28125	3920590.50000	14	37	-28262.04810
59 2099276.81250	4234409.00000	03	38	-30770.88501
60 -1363120.46875	-31382.42109	16	40	-10439.39185
61 -1736611.57413	-1718031.56250	17	38	32626.40332
62 -2205837.03125	-2155592.15625	18	39	15377.94800
63 -1950361.67133	-2722020.62750	19	40	-3845.68736

ANALISIS ELASTICO DE SEGUNDO ORDEN TERMINADO PARA LA CONDICION DE CARG

RFIN
RFIN IN ADD FILE - IGNORED

BRUN JHGJBG, R2243/MCCGFHR, MCC, 15, 100 * JORGE BELTRAN G EXT 2C451

BHDG, N .C, FAVOR DE PONER PAPEL BLANCO

MCC+JB6JB6(1).TESIS-61(2)

1	GRUN	J06J6G	M72437MCCDFH	MCC,15,100	JORGE BELTRAN B	EX
2	SHDS	6			FAVOR DE FONER PAPEL BLANCO	
3	SPRT	2	J65J6G	TESIS-6A		
4	EX2T	J06J6G	GAUT	SECOR D/SA		
5		40	61	15	150000	TESIS-6 EJEMPLO CONCRETO LOS
6	1					
7	7	1				
8	1	1	1	0	3	848 0
9	5	1	1	0	303	848 0
10	4	1	4	2659	3	0 380
11	5	31	4	0	993	0 370
12	10	31	4	848	993	0 370
13	11	31	4	1656	993	0 370
14	12	41	4	2559	993	0 370
15	1	1	0	0		
16	2	1	0	0		
17	3	1	0	0		
18	4	1	0	0		
19	1	1	0	6400	1715663	
20	2	1	0	6400	1715663	
21	3	1	0	6400	1715663	
22	4	1	0	6400	1715663	
23	5	1	0	2550	1044140	
24	6	1	0	2550	1044140	
25	7	1	0	2550	1044140	
26	5	1	0	6400	1715663	
27	6	13	0	6400	1715663	
28	7	15	0	6400	1715663	
29	8	17	0	6400	1715663	
30	9	19	0	2550	1044140	
31	10	21	0	2550	1044140	
32	11	23	0	2550	1044140	
33	9	13	0	4900	1000416	
34	10	14	0	4900	1000416	
35	11	15	0	4900	1000416	
36	12	16	0	4900	1000416	
37	13	17	0	2550	1006172	
38	14	18	0	2550	1006172	
39	15	19	0	2550	1006172	
40	13	17	0	4900	1000416	
41	14	18	0	4900	1000416	
42	15	19	0	4900	1000416	
43	16	20	0	4900	1000416	
44	17	21	0	2550	1006172	
45	18	22	0	2550	1006172	
46	19	23	0	2550	1006172	
47	17	21	0	4900	1000416	
48	18	22	0	4900	1000416	
49	19	23	0	4900	1000416	
50	20	24	0	4900	1000416	
51	21	25	0	2250	1006172	
52	22	26	0	2250	1006172	
53	23	27	0	2250	1006172	
54	21	25	0	3600	540000	
55	22	26	0	3600	540000	
56	23	27	0	3600	540000	
57	24	28	0	3600	540000	
58	25	26	0	2250	968203	
59	26	27	0	2250	968203	

50	27	28	2250	560203		
61	25	29	3600	540000		
62	26	30	3600	540000		
63	27	31	3600	540000		
64	28	32	3600	540000		
65	29	33	2750	568203		
66	30	34	2250	560203		
67	31	35	2250	560203		
68	29	33	2700	260416		
69	30	34	2500	260416		
70	31	35	2500	260416		
71	32	36	2500	260416		
72	32	36	1950	530235		
73	34	38	1950	530235		
74	35	39	1950	530235		
75	32	36	2500	260416		
76	34	38	2500	260416		
77	35	39	2500	260416		
78	36	40	2500	260416		
79	37	41	1950	530235		
80	38	42	1950	530235		
81	39	43	1950	530235		
82	1	1.4	CARGA VERTICAL	*TESIS*	*CONCRETO LOSA PL	
83	5	0	-12974	1837200		
84	6	0	-25748	0		
85	7	0	-38522	2367300		
86	8	0	-51296	-4376800		
87	9	0	-17710	2675400		
88	10	0	-31584	0.697		
89	11	0	-50944	2987100		
90	12	0	-70304	-5442800		
91	13	0	-89664	499900		
92	14	0	-109024	0		
93	15	0	-128384	1952100		
94	16	0	-147744	-3825200		
95	17	0	-167104	499900		
96	18	0	-186464	0		
97	19	0	-205824	1952100		
98	20	0	-225184	-3825200		
99	21	0	-244544	499900		
100	22	0	-263904	0		
101	23	0	-283264	1952100		
102	24	0	-302624	-3825200		
103	25	0	-321984	1537800		
104	26	0	-341344	0		
105	27	0	-360704	755000		
106	28	0	-380064	-3678100		
107	29	0	-399424	1537800		
108	30	0	-418784	0		
109	31	0	-438144	755000		
110	32	0	-457504	-3678100		
111	33	0	-476864	1537800		
112	34	0	-496224	0		
113	35	0	-515584	755000		
114	36	0	-534944	-3678100		
115	37	0	-554304	1537800		
116	38	0	-573664	0		
117	39	0	-593024	162300		
118	40	0	-612384	-2507100		
119	2	1.1	CARGA VERTICAL CON F=1.1	*TESIS*	*CONCRET	

120	5	0	-12974	1933700
121	6	0	-25948	0
122	7	0	-36977	2965300
123	8	0	-25371	-4376800
124	9	0	-17713	2675400
125	10	0	-31522	0.697
126	11	0	-50944	2983100
127	12	0	-20410	-5446800
128	13	0	-21576	499900
129	14	0	-21040	0
130	15	0	-34275	1552800
131	16	0	-21679	-3825200
132	17	0	-21576	499900
133	18	0	-21040	0
134	19	0	-34275	1552800
135	20	0	-21679	-3825200
136	21	0	-21576	499900
137	22	0	-21040	0
138	23	0	-34275	1552800
139	24	0	-21679	-3825200
140	25	0	-27773	1533900
141	26	0	-29042	0
142	27	0	-39751	755000
143	28	0	-20763	-3678100
144	29	0	-27773	1533900
145	30	0	-29042	0
146	31	0	-39751	755000
147	32	0	-20763	-3678100
148	33	0	-27773	1533900
149	34	0	-29042	0
150	35	0	-39751	755000
151	36	0	-20763	-3678100
152	37	0	-26542	1238200
153	38	0	-24830	0
154	39	0	-28362	162300
155	40	0	-17308	-2503100
156	OFFN			

5X2T J06J06ABS.SEGOR0/SA

ANÁLISIS ELÁSTICO DE SEGUNDO ORDEN DE MARCOS

TESIS-6 EJEMPLO CONCRETO LDB4 PLANA JUL 85

NUMERO TOTAL DE NUDOS = 47
 NUMERO TOTAL DE MIEMBROS .. = 63
 NUMERO DE NUDOS CARCABOS .. = 36

DATOS NUDOS

NUDO	X	Y	INC1	INC2	INC3
1	.00	.00	0	0	0
2	848.00	.00	0	0	0
3	1696.00	.00	0	0	0
4	2659.00	.00	0	0	0
5	.00	380.00	1	1	1
6	848.00	380.00	1	1	1
7	1696.00	380.00	1	1	1
8	2659.00	380.00	1	1	1
9	.00	760.00	1	1	1
10	848.00	760.00	1	1	1
11	1696.00	760.00	1	1	1
12	2659.00	760.00	1	1	1
13	.00	1140.00	1	1	1
14	848.00	1140.00	1	1	1
15	1696.00	1140.00	1	1	1
16	2659.00	1140.00	1	1	1
17	.00	1520.00	1	1	1
18	848.00	1520.00	1	1	1
19	1696.00	1520.00	1	1	1
20	2659.00	1520.00	1	1	1
21	.00	1900.00	1	1	1
22	848.00	1900.00	1	1	1
23	1696.00	1900.00	1	1	1
24	2659.00	1900.00	1	1	1
25	.00	2280.00	1	1	1
26	848.00	2280.00	1	1	1
27	1696.00	2280.00	1	1	1
28	2659.00	2280.00	1	1	1
29	.00	2660.00	1	1	1
30	848.00	2660.00	1	1	1
31	1696.00	2660.00	1	1	1
32	2659.00	2660.00	1	1	1
33	.00	3040.00	1	1	1
34	848.00	3040.00	1	1	1
35	1696.00	3040.00	1	1	1
36	2659.00	3040.00	1	1	1
37	.00	3420.00	1	1	1
38	848.00	3420.00	1	1	1
39	1696.00	3420.00	1	1	1
40	2659.00	3420.00	1	1	1

DATOS MIEMBROS

MIEM	INC1	INC2	A	B	L	E	PE
1	1	5	6400.00	1715663.00	380.00	158000.00	18527704.25
2	2	6	6400.00	1715663.00	380.00	158000.00	18527704.25

3	3	7	6400.00	1715663.00	280.00	150.000.00	12527704.25
4	4	8	6400.00	1715663.00	280.00	150.000.00	12527704.25
5	5	9	2550.00	1064140.00	245.00	150.000.00	2264247.25
6	6	7	2550.00	1064140.00	245.00	150.000.00	2264247.25
7	7	8	2550.00	1064140.00	245.00	150.000.00	1755751.25
8	8	9	6400.00	1715663.00	280.00	150.000.00	7190004.13
9	9	10	6400.00	1715663.00	280.00	150.000.00	7190004.13
10	7	11	6400.00	1715663.00	280.00	150.000.00	7190004.13
11	8	12	6400.00	1715663.00	280.00	150.000.00	7190004.13
12	9	10	2550.00	1064140.00	245.00	150.000.00	2264247.25
13	10	11	2550.00	1064140.00	245.00	150.000.00	2264247.25
14	11	12	2550.00	1064140.00	245.00	150.000.00	1755751.25
15	9	17	4900.00	1000416.00	370.00	150.000.00	11795516.25
16	10	14	4900.00	1000416.00	370.00	150.000.00	11795516.25
17	11	15	4900.00	1000416.00	370.00	150.000.00	11795516.25
18	12	16	4900.00	1000416.00	370.00	150.000.00	11795516.25
19	13	14	2550.00	1000172.00	245.00	150.000.00	2181912.56
20	14	15	2550.00	1000172.00	245.00	150.000.00	2181912.56
21	15	16	2550.00	1000172.00	245.00	150.000.00	1691906.95
22	13	17	4900.00	1000416.00	370.00	150.000.00	11795516.25
23	14	17	4900.00	1000416.00	370.00	150.000.00	11795516.25
24	15	19	4900.00	1000416.00	370.00	150.000.00	11395516.25
25	16	20	4900.00	1000416.00	370.00	150.000.00	11395516.25
26	17	17	2550.00	1000172.00	245.00	150.000.00	2181912.56
27	18	19	2550.00	1000172.00	245.00	150.000.00	2181912.56
28	19	20	2550.00	1000172.00	245.00	150.000.00	1691906.95
29	17	21	4900.00	1000416.00	370.00	150.000.00	11395516.25
30	18	22	4900.00	1000416.00	370.00	150.000.00	11395516.25
31	19	23	4900.00	1000416.00	370.00	150.000.00	11395516.25
32	20	24	4900.00	1000416.00	370.00	150.000.00	11395516.25
33	21	22	2550.00	1000172.00	245.00	150.000.00	2181912.56
34	22	23	2550.00	1000172.00	245.00	150.000.00	2181912.56
35	23	24	2550.00	1000172.00	245.00	150.000.00	1691906.95
36	21	25	2550.00	1000172.00	245.00	150.000.00	6151019.88
37	22	25	2600.00	1000000.00	370.00	150.000.00	6151019.88
38	23	27	2600.00	1000000.00	370.00	150.000.00	6151019.88
39	24	27	2600.00	1000000.00	370.00	150.000.00	6151019.88
40	25	26	2550.00	999200.00	245.00	150.000.00	2099575.72
41	26	27	2550.00	999200.00	245.00	150.000.00	2099575.72
42	27	27	2550.00	999200.00	245.00	150.000.00	1628061.00
43	25	28	2600.00	1000000.00	370.00	150.000.00	6151019.88
44	26	28	2600.00	1000000.00	370.00	150.000.00	6151019.88
45	27	31	2600.00	1000000.00	370.00	150.000.00	6151019.88
46	28	32	2600.00	1000000.00	370.00	150.000.00	6151019.88
47	29	26	2550.00	999200.00	245.00	150.000.00	2099575.72
48	30	31	2550.00	999200.00	245.00	150.000.00	2099575.72
49	31	32	2550.00	999200.00	245.00	150.000.00	1628061.00
50	29	32	2500.00	260416.00	370.00	150.000.00	296634.075
51	30	34	2500.00	260416.00	370.00	150.000.00	296634.075
52	31	37	2500.00	260416.00	370.00	150.000.00	296634.075
53	32	36	2500.00	260416.00	370.00	150.000.00	296634.075
54	33	34	1900.00	999200.00	245.00	150.000.00	2017241.02
55	34	35	1900.00	999200.00	245.00	150.000.00	2017241.02
56	35	34	1900.00	999200.00	245.00	150.000.00	1564216.72
57	33	37	1900.00	260416.00	370.00	150.000.00	296634.075
58	34	38	1900.00	260416.00	370.00	150.000.00	296634.075
59	35	36	1900.00	260416.00	370.00	150.000.00	296634.075
60	36	40	1900.00	260416.00	370.00	150.000.00	296634.075
61	37	38	1700.00	999200.00	245.00	150.000.00	2017241.02
62	38	39	1900.00	130230.00	245.00	150.000.00	2017241.02

63 39 40 1950.00 930335.00 663.00 158000.00 1564216.72

ANALISIS PARA LA CONDICION DE CARGA NUMERO 1
 CARGA VERTICAL *TENSION* *CONCRETO LOSA PLANA*
 FACTOR DE CARGA = 1.000

CARGAS EN NUDOS

NUDO	FY	FY	MZ
5	.00000	-12183.79985	2527180.00000
6	.00000	-34027.19971	.00000
7	.00000	-51767.79957	2368220.00000
8	.00000	-55651.79990	-2127520.00000
9	.00000	-24798.19997	2745560.00000
10	.00000	-44130.79960	.56180
11	.00000	-71021.59964	4176340.00000
12	.00000	-51174.00000	-7619920.00000
13	.00000	-30774.39990	699160.00000
14	.00000	-29484.00000	.00000
15	.00000	-47795.00000	233920.00000
16	.00000	-30050.60010	-525520.00000
17	.00000	-30774.39997	699160.00000
18	.00000	-29484.00000	.00000
19	.00000	-47795.00000	233920.00000
20	.00000	-30050.60010	-525520.00000
21	.00000	-30774.39997	699160.00000
22	.00000	-29484.00000	.00000
23	.00000	-47795.00000	233920.00000
24	.00000	-30050.60010	-525520.00000
25	.00000	-34027.19971	2147220.00000
26	.00000	-40651.79985	.00000
27	.00000	-55651.79990	1057600.00000
28	.00000	-34027.19971	-2147220.00000
29	.00000	-34027.19971	2147220.00000
30	.00000	-40651.79985	.00000
31	.00000	-55651.79990	1057600.00000
32	.00000	-29484.19997	-5149340.00000
33	.00000	-34027.19971	2147220.00000
34	.00000	-40651.79985	.00000
35	.00000	-55651.79990	1057600.00000
36	.00000	-29484.19997	-5149340.00000
37	.00000	-29470.50000	1373620.00000
38	.00000	-34767.00000	.00000
39	.00000	-39706.79980	227220.00000
40	.00000	-19430.00000	-3504340.00000

RESULTADOS DEL ANALISIS ELASTICO DE PRIMER ORDEN

CONDICION DE CARGA NO. 1

DEFORMACIONES

NUDO	DEF DIR X	DEF DIR Y	ROTACION
1	.00000	.00000	.00000
2	.00000	.00000	.00000
3	.00000	.00000	.00000
4	.00000	.00000	.00000
5	-.02197	-.10495	.00026
6	-.01972	-.12418	-.00009
7	-.01821	-.17937	.00042
8	-.01672	-.09992	-.00099

9	-0.27793	-0.26253	.00371
10	-0.07666	-0.30167	-0.00320
11	-0.09462	-0.43553	.00367
12	-0.09240	-0.24915	-0.00174
13	-0.17600	-0.27525	-0.00370
14	-0.17600	-0.42102	-0.00310
15	-0.16556	-0.60350	.00316
16	-0.17791	-0.33712	-0.00117
17	-0.23722	-0.47422	-0.00321
18	-0.23644	-0.52637	-0.00322
19	-0.22756	-0.74256	.00314
20	-0.23650	-0.40660	-0.00130
21	-0.09051	-0.55771	-0.00322
22	-0.49755	-0.61750	-0.00325
23	-0.49616	-0.77220	.00325
24	-0.50622	-0.45921	-0.00171
25	-0.57351	-0.51111	.00336
26	-0.57772	-0.72272	-0.00324
27	-0.57162	-1.02244	.00327
28	-0.56566	-0.73474	-0.00202
29	-0.84999	-0.71514	.00346
30	-0.55450	-0.50261	-0.00322
31	-0.56162	-1.16037	.00322
32	-0.87167	-0.52206	-0.00257
33	-1.07767	-0.72077	.00376
34	-1.07734	-0.77596	-0.00326
35	-1.07062	-1.14986	.00353
36	-1.06620	-0.62411	-0.00352
37	-1.27216	-0.70637	.00179
38	-1.26661	-0.69824	-0.00322
39	-1.25755	-1.22212	.00342
40	-1.21577	-0.64327	-0.00362

ACCIONES MECANICAS

MIEM	MOMENTO	EXMO I	MO-51 TO	EXMO J	I	J	FUERZA AXIAL
1	622098.58594	796917.81050	1	6	-275255.73438		
2	97236.28920	-27641.49600	2	6	-336452.19922		
3	799947.26706	1354777.03120	3	7	-477192.19922		
4	-1233150.65625	-2250075.74375	4	6	-265856.39844		
5	143912.32217	7637.55566	5	6	1061.56775		
6	15202.30000	214420.05405	6	7	717.11736		
7	30122.91757	-412044.23706	7	6	725.25986		
8	1426353.84775	1220141.14263	8	6	-261300.82056		
9	1001.92285	-120029.74505	9	10	-224220.68750		
10	1669232.46375	1021461.32517	7	11	-424710.89844		
11	-3024194.31250	-3657743.65010	8	12	-237808.15039		
12	416706.98226	51777.54141	9	10	507.05590		
13	-20431.45825	252144.75547	10	11	1351.79036		
14	73217.20906	-712754.39025	11	12	4863.11615		
15	1503710.95405	846978.30000	7	13	-237062.89248		
16	117261.67312	135790.07617	10	14	-249735.03908		
17	1948116.32012	1513268.21175	11	15	-352471.94922		
18	-3177221.57125	-2671706.71250	12	10	-192340.49805		
19	-353775.84766	-325140.49609	13	14	-3412.15997		
20	-317371.17570	-131622.22656	14	15	-1690.00697		
21	140.35070	-419840.57517	15	16	-2495.02573		
22	405255.65625	437494.74766	12	17	-207913.47266		
23	490317.24212	422603.97556	14	18	-226435.39663		
24	1407569.48475	1225727.56600	15	19	-204614.23202		

25	-2222133.36256	-2395729.45625	16	20	-126643.12365
26	-220690.58974	-234735.44925	17	17	369.64921
27	-455001.85907	-530460.14007	17	15	275.77271
28	7423.15974	-430794.71975	16	26	3117.68266
29	544063.64663	434339.19731	17	21	-174724.92949
30	415732.26670	441734.69922	18	23	-190771.55664
31	1645172.79667	1323924.24375	16	27	-257012.60159
32	-2510557.13709	-2143917.00625	20	24	-137590.44629
33	-51471.91016	-372077.75007	14	27	1041.46197
34	-357635.35719	-451565.43745	20	22	707.79723
35	37005.21172	-428131.75156	20	24	-3755.09255
36	56642.20654	451764.18737	11	27	-147420.62164
37	327129.79216	352767.05077	20	26	-161611.66797
38	925556.47960	334777.60917	20	27	-207145.24409
39	-1214167.67817	-1297590.22437	24	27	-130724.75006
40	-6296.69744	-154150.03664	15	27	7431.53193
41	-533215.39201	-446077.01094	26	27	2472.41912
42	-167522.24219	-110767.47757	17	27	3275.12153
43	1171305.71975	1218275.93120	20	27	-104573.70215
44	334601.19770	340783.94921	26	27	-110663.73145
45	826735.64375	923572.29347	27	19	-122679.85273
46	-2280381.69023	-2353745.28123	22	27	-77712.48533
47	146911.26993	-101731.73516	27	27	-7032.02822
48	-475129.92319	-511765.71672	10	31	-3590.25598
49	-151846.18120	-1140657.10767	14	30	-3927.50763
50	784133.04655	151543.71970	29	17	-65802.63086
51	235557.45502	335125.74907	7	34	-70234.39746
52	596140.25000	553039.79917	21	35	-97661.36816
53	-1575109.26500	-1735637.17187	15	24	-44822.69042
54	327404.63201	-24704.17267	10	34	1111.24695
55	-383222.26641	-122462.09707	24	25	932.35045
56	-204145.21175	-1458841.37507	25	36	1416.96036
57	967269.19221	1125196.76507	33	37	-27321.61597
58	190210.39443	129450.29102	14	37	-24601.53906
59	720566.03125	679084.11717	15	36	-45919.77295
60	-1924867.04600	-1950123.76567	36	40	-17526.65869
61	765513.37500	237278.59766	27	37	-5612.07941
62	-405939.51250	-131720.35350	37	36	-6663.16943
63	-290640.74219	-1344716.09725	26	40	-10500.04553

RESULTADOS DEL ANALISIS ELASTICO DE SEGUNDO ORDEN

NUMERO DE CICLOS PARA CONVERGENCIA= 4
CONDICION DE CARGA NUMERO 1

DEFORMACIONES

NUDO	DEF DIA X	DEF DIA Y	ROTACION
1	.00000	.00000	.00300
2	.00000	.00000	.00300
3	.00000	.00000	.00300
4	.00000	.00000	.00300
5	-.02396	-.10707	.00325
6	-.02171	-.12417	-.00310
7	-.02010	-.17937	.00341
8	-.01835	-.09961	-.00310
9	-.11022	-.26268	.00370
10	-.10955	-.30185	-.00322
11	-.10669	-.43535	.00366

12	-.39561	-.73890	-.00177
13	-.17993	-.07633	-.00330
14	-.20719	-.42101	-.00300
15	-.21003	-.60463	-.00314
16	-.21908	-.02980	-.00120
17	-.36397	-.47491	-.00323
18	-.36893	-.52641	-.00330
19	-.36756	-.74967	-.00312
20	-.36295	-.43540	-.00136
21	-.54266	-.55956	-.00330
22	-.53971	-.61770	-.00327
23	-.53412	-.77120	-.00334
24	-.54054	-.44060	-.00174
25	-.73631	-.69204	-.00335
26	-.73070	-.72200	-.00326
27	-.72497	-1.00077	-.00300
28	-.71385	-.73449	-.00205
29	-.71100	-.72011	-.00345
30	-.91666	-.93097	-.00324
31	-.92301	-1.19780	-.00322
32	-.93450	-.55166	-.00259
33	-1.14760	-.78199	-.00376
34	-1.14430	-.57437	-.00326
35	-1.14176	-1.20047	-.00352
36	-1.13754	-.62399	-.00353
37	-1.32072	-.00760	-.00139
38	-1.34392	-.90977	-.00322
39	-1.35245	-1.23390	-.00343
40	-1.39567	-.64057	-.00359

ACCIONES MECANICAS

MIEM	MOMENTO EXMO I	MOMENTO EXMO J	I	J	FUERZA AXIAL
1	632041.30701	939355.71877	1	1	-270596.05469
2	107321.39063	-76379.69434	2	6	-330412.83594
3	816177.75125	1390795.25000	3	7	-477261.49219
4	-1231709.12500	-2649732.26125	4	8	-265606.49219
5	133936.95047	-1027.02577	5	6	1072.00598
6	9876.55392	237153.41797	6	7	726.04014
7	22372.52704	-453710.75781	7	7	762.73331
8	144356.04685	1824716.56250	8	9	-261587.66211
9	18931.38965	-36462.70020	9	10	-294115.96875
10	1688263.21375	1932017.40625	10	11	-424719.43359
11	-3014823.87560	-3374675.09770	11	12	-230547.80464
12	403072.27344	67556.77344	12	10	508.20950
13	-95682.96094	217910.17187	13	11	1369.48282
14	60195.35469	-775154.60900	14	12	4964.47986
15	1517772.20317	660137.62160	15	13	-237320.16602
16	134611.37109	151717.55507	16	14	-249702.92383
17	1966216.93750	1533247.73517	17	15	-352475.39453
18	-3170187.34375	-2608721.62500	18	16	-190119.23047
19	-377710.75701	-329767.80260	19	14	-3447.90876
20	-336876.19141	-238670.52930	20	15	-1769.80968
21	-17949.77344	-435914.25781	21	16	-3544.64677
22	417432.85547	428781.67960	22	17	-206111.94727
23	514925.52344	428764.77734	23	17	-220409.21484
24	1427294.27608	1434932.01250	24	19	-304621.61328
25	-2206798.83420	-2341726.34375	25	20	-168285.26367
26	-354160.21094	-332315.01950	26	18	376.88749
27	-479644.97266	-321424.46570	27	19	277.98966

28	-16931.54452	-134627.03750	19	20	2145.77222
29	555246.59595	495959.14044	17	21	-174846.88672
30	436605.67969	454410.29667	16	22	-195849.07617
31	1667341.29063	1352124.12766	15	23	-259025.98438
32	-2509479.53103	-2431792.51210	14	24	-137657.55659
33	-404914.47366	-374744.67577	13	25	1247.16110
34	-414765.55677	-136279.53740	12	27	695.14681
35	64791.21494	-619456.56401	11	24	-3734.53785
36	606805.74219	931145.59217	11	25	-143551.02930
37	344730.79297	351774.11727	10	26	-101870.73370
38	1007704.75711	527718.69721	10	27	-279159.62574
39	-1904028.46459	-2844367.07710	09	27	-177620.68457
40	67458.15164	-170092.02930	09	26	2439.57130
41	-549379.13994	-456444.67577	08	27	1473.57278
42	-179470.29297	-170457.47657	07	27	3294.37497
43	1179717.75012	1224711.71240	07	26	-104674.04199
44	349088.27344	253760.44294	06	26	-177550.98340
45	840219.71075	919124.72744	07	25	-157647.69453
46	-2274544.52000	-2524515.19643	06	26	-77664.75586
47	133149.74414	-114330.61127	06	26	-7036.20563
48	-406586.29618	-421197.91016	06	25	-2616.97733
49	-164423.66156	-135577.57917	05	26	-3950.04962
50	789852.51566	897351.17187	05	27	-67622.56348
51	244926.22021	239827.64457	05	24	-71217.47754
52	605181.28506	671124.64044	04	25	-97689.36230
53	-1569103.42189	-1775217.28127	04	26	-44283.18994
54	319587.07031	-32296.73026	04	24	1200.44150
55	-400535.74219	-126745.23594	04	26	593.03806
56	-210763.75711	-144997.71250	03	26	1440.23532
57	970587.91406	1110957.90627	03	27	-27333.98608
58	193944.49400	252049.32749	04	25	-36597.28349
59	724985.00000	734998.29620	03	26	-46929.42920
60	-1924219.53125	-1952459.21577	04	40	-17520.66138
61	762752.31566	225175.58904	03	25	-5612.63489
62	-405122.75701	-132745.46637	03	26	-6665.32556
63	-299423.19060	-1545120.39267	03	40	-10507.65272

 ANALISIS ELASTICO DE SEGUNDO ORDEN TERMINADO PARA LA CONDICION DE CARGA

ANALISIS PARA LA CONDICION DE CARGA NUMERO 2
 CARGA VERTICAL CON F=1.1 *TESTIS* *CONCRETO LOSA PLANA*
 FACTOR DE CARGA * 1.100

CARGAS EN NUDOS

NUDO	PX	FY	RZ
5	.00000	-14271.29946	2017069.46436
6	.00000	-22352.72946	.00000
7	.00000	-40674.69971	2009629.96375
8	.00000	-27731.09961	-4016479.43750
9	.00000	-19484.29946	2942009.96375
10	.00000	-34674.19971	.75570
11	.00000	-14031.79941	2021409.46375
12	.00000	-32350.09976	-5967079.43750
13	.00000	-33765.09947	549009.49219
14	.00000	-23765.09976	.00000
15	.00000	-37713.49951	2145079.46375
16	.00000	-23766.09966	-4077719.43750
17	.00000	-23765.09947	549009.49219
18	.00000	-23765.09976	.00000
19	.00000	-37713.49951	2145079.46375
20	.00000	-33766.09947	-4017019.43750
21	.00000	-33765.09947	549009.49219
22	.00000	-23765.09976	.00000
23	.00000	-37713.49951	2145079.46375
24	.00000	-23766.09947	-4017719.43750
25	.00000	-30706.09947	1607179.48438
26	.00000	-31966.19971	.00000
27	.00000	-33726.09961	200499.49219
28	.00000	-22350.09946	-4045909.46375
29	.00000	-30706.09946	1607179.48438
30	.00000	-31966.19971	.00000
31	.00000	-42726.09961	200499.49219
32	.00000	-22350.09946	-4045909.46375
33	.00000	-30706.09946	1607179.48438
34	.00000	-31966.19971	.00000
35	.00000	-42726.09961	200499.49219
36	.00000	-22350.09946	-4045909.46375
37	.00000	-22376.19971	1472129.96136
38	.00000	-27712.09976	.00000
39	.00000	-31966.19971	179529.49305
40	.00000	-15267.09946	-2753409.46375

RESULTADOS DEL ANALISIS ELASTICO DE PRIMER ORDEN

CONDICION DE CARGA NO. 1

DEFORMACIONES

NUDO	DEF DIR X	DEF DIR Y	ROTACION
1	.00000	.00000	.00000
2	.00000	.00000	.00000
3	.00000	.00000	.00000
4	.00000	.00000	.00000
5	-.01725	-.08246	.00321
6	-.01549	-.09757	-.00307
7	-.01421	-.14090	.00353
8	-.01273	-.07851	-.00378

9	-.07695	-.20621	.00355
10	-.07611	-.23762	-.00316
11	-.07387	-.24220	.00353
12	-.06474	-.18791	-.00137
13	-.14047	-.29503	-.00324
14	-.14014	-.37040	-.00314
15	-.14894	-.47454	.00313
16	-.15550	-.55937	-.00392
17	-.26456	-.57267	-.00316
18	-.26435	-.61357	-.00322
19	-.26389	-.75834	-.00311
20	-.25992	-.81967	-.00105
21	-.39349	-.82626	-.00322
22	-.39117	-.86525	-.00320
23	-.38934	-.64540	.00328
24	-.19733	-.36360	-.00174
25	-.53705	-.51155	.00329
26	-.53249	-.56747	-.00319
27	-.52716	-.79234	.00301
28	-.52302	-.42017	-.00159
29	-.44775	-.36504	.00326
30	-.57166	-.62911	-.00316
31	-.37653	-.77040	.00310
32	-.68409	-.45734	-.00202
33	-.84592	-.61347	.00360
34	-.84334	-.28667	-.00320
35	-.84122	-.94275	.00341
36	-.83774	-.49037	-.00276
37	-.98460	-.68355	.00109
38	-.19677	-.71360	-.00317
39	-1.01115	-.57216	.00334
40	-1.03696	-.50327	-.00289

ACCIONES MECANICAS

MEM	ROMENTO EXMO I	ROMENTO EXMO J	I	J	FUERZA AXIAL
1	485794.18329	733230.71870	1	5	-219436.80078
2	76404.17168	-21717.67162	2	6	-259641.00391
3	627522.54607	1095196.64067	3	7	-374936.70313
4	-968901.93750	-2032361.70125	4	8	-208912.30273
5	113070.20773	5995.20410	5	6	834.09351
6	14299.09453	157510.53564	6	7	563.45011
7	27671.11320	-355965.04297	7	8	616.99478
8	1120700.22108	1430512.90625	8	9	-265307.83006
9	1418.74902	-77755.44424	9	10	-231173.49039
10	1311343.23473	1639293.49437	10	11	-337701.41406
11	-2378152.12500	-2194296.65750	11	12	-181349.24805
12	327410.44922	69794.93164	12	10	398.42331
13	-63126.07422	203926.14450	13	11	1062.12704
14	57525.29438	-591927.29587	14	12	7021.01994
15	1165415.87500	509031.23435	15	10	-180268.40039
16	-277960.12841	176539.58574	16	14	-196220.38281
17	1530664.50938	1132997.51250	17	15	-276942.23436
18	-2496859.25000	-2916160.03125	18	16	-147553.23633
19	-277960.12841	-242425.91437	19	14	-2685.71127
20	-249364.16060	-148207.51170	20	15	-1327.68892
21	1105.21656	-34570.19231	21	16	-2746.05603
22	319652.33734	532147.50761	22	17	-161789.21680
23	365250.03125	515162.91016	23	16	-173199.21484
24	1106173.95117	1098789.23438	24	16	-239339.81250

25	-1745661.43750	-1101107.16075	17	20	-126064.03986
26	-259835.34766	-272149.97657	17	19	250.66862
27	-359659.30039	-235921.72704	16	15	216.64215
28	2622.50267	-317747.60947	16	26	1664.09729
29	427476.97580	330547.71054	17	31	-137083.82417
30	326646.74219	317122.62051	16	22	-149976.57031
31	1292607.17183	1417797.67147	17	27	-201929.43750
32	-1975435.95317	-2222720.03127	20	24	-107606.75295
33	-299726.33263	-372132.61404	21	22	975.41449
34	-311167.97313	-132444.52147	20	27	556.14812
35	45317.97266	-449977.46094	27	24	-7950.46051
36	462673.67879	730671.46795	21	25	-113719.09473
37	257161.59769	251759.13417	22	27	-126958.52105
38	777500.67169	655421.49219	22	27	-164231.77521
39	-1507970.42101	-1516792.63127	24	21	-77115.15177
40	66176.91211	-115495.35864	27	26	1905.79932
41	-415956.45355	-346701.64927	26	27	1942.58291
42	-125411.37500	-657581.26710	27	21	1717.57111
43	920311.35719	955645.05467	27	27	-22166.64372
44	262902.91267	257916.26192	23	26	-54170.57715
45	849570.91405	125971.62833	27	21	-127700.72652
46	-1791726.15625	-1921647.57717	27	22	-57155.95752
47	117470.01367	-79771.46464	27	26	-1564.76509
48	-373363.34766	-104767.77891	27	21	-2042.23325
49	-119306.50339	-617601.56394	21	27	-2215.91451
50	616100.32601	539176.73210	27	27	-51702.06152
51	165416.48220	130577.26087	26	24	-6162.04668
52	480356.22056	526960.16767	21	27	-76739.41797
53	-1237595.31250	-1402776.50900	22	26	-35269.69775
54	257247.73047	-30569.25197	26	26	936.09731
55	-309440.97859	-96221.06760	24	27	772.59537
56	-160466.01554	-1130201.67161	27	26	1117.25517
57	760260.53953	570654.44521	27	27	-21474.64839
58	149451.52920	166096.37541	24	26	-27758.37231
59	566166.57031	549220.79844	25	29	-32151.26147
60	-1512411.60750	-1546097.59177	26	47	-17776.93201
61	601474.81250	132561.76177	27	27	-4405.57135
62	-318592.11641	-142381.77147	27	29	-5235.35258
63	-221360.56250	-1213317.59375	29	40	-8250.04114

RESULTADOS DEL ANALISIS ELASTICO DE SEGUNDO ORDEN

NUMERO DE CICLOS PARA CONVERGENCIA= 4
CONDICION DE CARLA NUMERO= 2

DEFORMACIONES

NUDO	DEF DIR X	DEF DIR Y	ROTACION
1	.00000	.00000	.00000
2	.00000	.00000	.00000
3	.00000	.00000	.00000
4	.00000	.00000	.00000
5	-.01646	-.78257	.00320
6	-.01669	-.09756	-.00070
7	-.01550	-.14790	.0032
8	-.01405	-.07544	-.00379
9	-.08458	-.20650	.00355
10	-.08374	-.23701	-.00317
11	-.08150	-.34021	.00352

12	-0.37237	-0.18777	-0.00137
13	-0.15020	-0.25867	-0.00205
14	-0.15192	-0.33070	-0.00315
15	-0.13177	-0.47450	.00312
16	-0.16146	-0.55710	-0.00394
17	-0.23492	-0.57360	-0.00310
18	-0.30350	-0.61340	-0.00324
19	-0.33061	-0.55760	.00310
20	-0.27914	-0.71741	-0.00102
21	-0.41050	-0.45077	-0.00323
22	-0.41006	-0.41537	-0.00301
23	-0.41570	-0.62557	.00327
24	-0.48274	-0.56741	-0.00136
25	-0.52420	-0.71217	.00321
26	-0.54467	-0.56757	-0.00370
27	-0.56001	-0.75750	.00300
28	-0.55505	-0.41797	-0.00160
29	-0.70541	-0.71067	.00379
30	-0.70020	-0.62517	-0.00319
31	-0.71410	-0.71117	-0.00317
32	-0.72277	-0.45721	-0.00203
33	-0.60500	-0.61427	.00360
34	-0.67601	-0.63094	-0.00320
35	-0.60444	-0.54705	.00341
36	-0.60110	-0.49030	-0.00277
37	-1.00049	-0.63437	.00100
38	-1.04204	-0.71294	-0.00317
39	-1.05213	-0.72210	.00334
40	-1.08150	-0.60710	-0.00290

ACCIONES MECANICAS

MIEM	MOMENTO EXRO I	MOMENTO EXRO J	I	J	FUERZA AXIAL
1	494832.50594	772711.15627	1	1	-219627.43559
2	12403.45602	-0.1715722005	2	6	-25617.18164
3	630414.54065	1073446.75707	3	7	-774942.54297
4	-960113.72813	-2031739.46075	4	7	-202741.90234
5	107064.75966	231.09130	5	6	840.56011
6	9345.12098	154730.12070	6	7	569.09019
7	19025.29297	-152546.08203	7	5	666.95963
8	1131293.90625	1432067.66730	8	5	-205482.27734
9	11689.05811	-70460.68496	9	10	-231152.51758
10	1322956.23400	1470076.67180	10	11	-330766.69141
11	-2370591.75000	-2150714.46875	11	12	-101190.59576
12	319064.36719	50092.02530	12	10	399.29908
13	-72327.92734	197004.82024	10	11	1073.09996
14	49702.91797	-655133.45317	11	12	3646.44754
15	1190967.85070	510521.10930	9	17	-187421.13477
16	100693.49765	114275.30957	10	14	-19201.55859
17	1541625.31200	1091074.15000	11	15	-276946.22656
18	-2492232.25040	-2315351.92627	12	17	-14541.18945
19	-290528.44141	-231010.02420	13	14	-2704.44440
20	-241231.25026	-150530.07217	14	15	-1340.71468
21	-10630.59070	-357709.76016	15	16	-2776.79425
22	325892.23400	325027.12891	12	17	-161969.80469
23	400251.59073	329594.01050	14	17	-170184.07031
24	1110649.64063	1130463.42180	10	19	-239344.11523
25	-1736547.95317	-1842399.76567	16	20	-125954.21680
26	-27546.63670	-176227.72500	17	10	294.84941
27	-375062.82734	-254610.71250	18	19	216.10667

28	-0720.51367	-101997.64417	16	26	1071.25484
29	434204.00854	537704.65670	17	21	-137371.75750
30	350298.99210	350447.75761	17	22	-149957.08170
31	130179.14067	1451410.01077	19	20	-209446.73242
32	-1973224.27125	-2226707.37006	20	24	-102525.59961
33	-310905.58904	-074049.12841	21	20	579.08165
34	-382648.77116	-143729.54207	21	20	551.17706
35	52966.88207	-432971.78904	21	24	-5964.37452
36	471107.06641	716750.01094	21	27	-112774.23594
37	267707.64744	272766.19561	21	26	-126972.74609
38	786122.42190	636757.72564	21	27	-164237.45702
39	-1497828.17508	-1630056.48420	24	27	-79123.77202
40	55989.96225	-113763.11794	25	26	1915.28517
41	-429018.97080	-075721.09667	26	27	1949.50245
42	-139234.90940	-699407.02017	26	25	1750.21504
43	924051.46100	950754.77744	26	29	-82197.44356
44	271120.19321	176993.07508	26	28	-94171.62324
45	657416.11055	704620.04077	27	21	-12721.27724
46	-178146.17025	-1985141.55072	27	20	-52102.12649
47	107011.00664	-07582.91010	27	27	-4595.29968
48	-360228.71474	-281651.11107	27	21	-0050.55051
49	-127000.97044	-126052.32051	27	27	-0098.49554
50	617607.57001	670477.09090	28	20	-51714.35659
51	190893.94141	136045.16797	28	24	-61457.81545
52	479926.87100	501190.79544	28	20	-76746.66406
53	-1233915.25429	-1326036.07910	28	26	-39254.12402
54	224450.74609	-04759.71177	28	24	942.91311
55	-317562.27047	-89701.43164	28	20	778.66461
56	-164411.67100	-1137087.06030	28	26	1127.59047
57	767270.32031	172236.70017	28	27	-21476.30396
58	151756.31440	194729.26000	28	21	-29755.73950
59	560869.42969	372710.72021	28	28	-02152.21899
60	-1512016.10970	-1519081.79685	28	40	-12767.25720
61	599772.19008	151361.66469	27	21	-4409.97668
62	-320260.83203	-143072.58717	28	26	-0236.67645
63	-231310.67186	-181422.05938	28	40	-0254.68982

ANALISIS ELASTICO DE SEGUNDO ORDEN TERMINADO PARA LA CONDICION DE CARGA

FTN ERR ON UNIT-5 ATTEMPTED TO READ PAST AN END-OF-FILE

ERR MODE ERR-TYPE: 07 FNA-COIF: 00
ERROR ADDRESS: 001000 001: 100000
THIS ADDRESS IS IN THE I/O COMPLEX
I/O REFERENCED BY LN. 21 OF ANFSOM
ANESDM REFERENCED AT LN. 77 OF MAIN PROGRAM

***** ENTER FTN PWD *****

***** EXIT FTN PWD *****

ER EABT5 APOPT AGR: 000124 MPI:200005

MCC*JBGJBG (1).TESIS-5(1)

	40	60	36				
1							
2							
3							
4							
5							
6	1						
7	7	4					
8	1	0	1	0	0	048	0
9	5	7	1	0	370	848	0
10	4	0	4	2659	0	0	300
11	9	37	4	0	990	0	370
12	10	32	4	840	990	0	370
13	11	39	4	1656	990	0	370
14	12	40	4	2659	990	0	370
15	1	0	0	0			
16	0	0	0	0			
17	3	0	0	0			
18	4	0	0	0			
19	1	5		6400	3401333		
20	2	6		6400	3401333		
21	3	7		6400	3401333		
22	4	8		6400	3401333		
23	5	9		2550	1044140		
24	6	7		2550	1044140		
25	7	0		2550	1044140		
26	8	0		6400	3401333		
27	6	10		6400	3401333		
28	7	11		6400	3401333		
29	8	12		6400	3401333		
30	9	10		2550	1044140		
31	10	11		2550	1044140		
32	11	10		2550	1044140		
33	9	10		4000	2000833		
34	10	14		4000	2000833		
35	11	10		4000	2000833		
36	12	10		4000	2000833		
37	13	14		2550	1006172		
38	14	10		2550	1006172		
39	15	16		2550	1006172		
40	13	17		4000	2000833		
41	14	10		4000	2000833		
42	15	19		4000	2000833		
43	16	20		4000	2000833		
44	17	10		2550	1006172		
45	18	19		2550	1006172		
46	19	20		2550	1006172		
47	17	21		4000	2000833		
48	18	22		4000	2000833		
49	19	23		4000	2000833		
50	20	24		4000	2000833		
51	21	21		2250	1006172		
52	22	23		2250	1006172		
53	23	24		2250	1006172		
54	31	25		3600	1000000		
55	32	26		3600	1000000		
56	33	27		3600	1000000		
57	24	24		3600	1000000		
58	25	26		2250	960203		
59	26	27		2250	960203		

60	27	28	2250	560203
61	28	27	2600	1600000
62	26	30	3400	1600000
63	27	31	3600	1600000
64	28	32	3600	1600000
65	29	30	2250	560203
66	30	31	2250	560203
67	31	32	2250	560203
68	29	33	2500	520833
69	30	34	2500	520833
70	31	35	2500	520833
71	32	36	2500	520833
72	33	34	1950	620235
73	34	35	1950	620235
74	35	36	1950	620235
75	33	37	2500	520833
76	34	38	2500	520833
77	35	39	2500	520833
78	36	40	2500	520833
79	37	39	1950	620235
80	38	39	1950	620235
81	39	40	1950	620235
82	0	1.1	CARCA VERTICAL + HORIZONTAL	*TESIS* *CONCRETO
83	5	1400	-13974	1537700
84	6	0	-29449	0
85	7	0	-36977	2367300
86	8	0	-28371	-4276100
87	9	3505	-17710	1675400
88	10	0	-31502	64287
89	11	0	-50944	2907100
90	12	0	-27410	-5442600
91	13	1860	-21696	499900
92	14	0	-21060	0
93	15	0	-34275	1952600
94	16	0	-21679	-3825200
95	17	7404	-21696	499900
96	18	0	-21060	0
97	19	0	-34275	1952600
98	20	0	-21679	-3825200
99	21	7649	-21696	499900
100	22	0	-21060	0
101	23	0	-34275	1952600
102	24	0	-21679	-3825200
103	25	12642	-27730	1533600
104	26	0	-29342	0
105	27	0	-39751	755000
106	28	0	-20760	-3670100
107	29	14544	-27730	1533600
108	30	0	-29342	0
109	31	0	-39751	755000
110	32	0	-20760	-3670100
111	33	15438	-27730	1533600
112	34	0	-29342	0
113	35	0	-39751	755000
114	36	0	-20760	-3670100
115	37	13660	-20342	1330300
116	38	0	-24920	0
117	39	0	-28360	162300
118	40	0	-13670	-2503100
119	4	1.1	CARCA VERTICAL + HORIZONTAL (G=1)	*TESIS* *CONCRETO

120	5	9040	-10774	1953700
121	6	0	-25946	0
122	7	0	-36977	2667300
123	8	0	-25371	-4376800
124	9	15705	-17713	2675400
125	10	0	-31522	0.607
126	11	0	-50944	2903100
127	12	0	-29410	-5442800
128	13	17570	-21596	499900
129	14	0	-21060	0
130	15	0	-34205	1952800
131	16	0	-21579	-3825200
132	17	22372	-21596	499900
133	18	0	-21060	0
134	19	0	-34205	1952800
135	20	0	-21579	-3825200
136	21	27147	-21596	499900
137	22	0	-21060	0
138	23	0	-34205	1952800
139	24	0	-21579	-3825200
140	25	37947	-27733	1533800
141	26	0	-29042	0
142	27	0	-39751	755000
143	28	0	-29751	-3675100
144	29	43672	-27733	1533800
145	30	0	-29042	0
146	31	0	-39751	755000
147	32	0	-29751	-3675100
148	33	49314	-27733	1533800
149	34	0	-29042	0
150	35	0	-39751	755000
151	36	0	-29751	-3675100
152	37	63610	-20342	1333000
153	38	0	-24870	0
154	39	0	-21362	160300
155	40	0	-17990	-2500100
156	0	1.1 CARGA VERTICAL	+ HORIZONTAL (-)	*TESIS*
157	1	-1610	-10974	1953700
158	2	0	-25946	0
159	3	0	-36977	2667300
160	4	0	-25371	-4376800
161	5	-2575	-17713	2675400
162	10	0	-31522	0.607
163	11	0	-50944	2903100
164	12	0	-29410	-5442800
165	13	-5160	-21596	499900
166	14	0	-21060	0
167	15	0	-34205	1952800
168	16	0	-21579	-3825200
169	17	-7475	-21596	499900
170	18	0	-21060	0
171	19	0	-34205	1952800
172	20	0	-21579	-3825200
173	21	-3049	-21596	499900
174	22	0	-21060	0
175	23	0	-34205	1952800
176	24	0	-21579	-3825200
177	25	-12649	-27733	1533800
178	26	0	-29042	0
179	27	0	-39751	755000

180	28	0	-20760	-3678100
181	29	-14544	-20760	1530800
182	30	0	-20742	0
183	31	0	-30751	755000
184	32	0	-20760	-3678100
185	33	-13478	-20760	1530800
186	34	0	-20742	0
187	35	0	-30751	755000
188	36	0	-20760	-3678100
189	37	-13460	-20742	1530800
190	38	0	-24830	0
191	39	0	-20762	167300
192	40	0	-17800	-2503100
193	6	1.1	CARGA VERTICAL + HORIZONTAL (C=1) (-) ATESIS ** CON	
194	5	-7040	-12974	1000700
195	6	0	-20947	0
196	7	0	-30977	2060200
197	8	0	-20971	-4076100
198	9	-15728	-17710	2070400
199	10	0	-31520	0.407
200	11	0	-50944	2007100
201	12	0	-20410	-5447100
202	13	-17510	-21670	400000
203	14	0	-21040	0
204	15	0	-34275	1950800
205	16	0	-21679	-3820200
206	17	-22302	-21690	400000
207	18	0	-21040	0
208	19	0	-34275	1052100
209	20	0	-21679	-3820200
210	21	-27147	-21690	400000
211	22	0	-21040	0
212	23	0	-34275	1950800
213	24	0	-21679	-3820200
214	25	-37947	-20700	1530800
215	26	0	-20041	0
216	27	0	-30751	755000
217	28	0	-20760	-3678100
218	29	-43172	-20700	1530800
219	30	0	-20042	0
220	31	0	-30751	755000
221	32	0	-20760	-3678100
222	33	-43244	-20700	1530800
223	34	0	-20042	0
224	35	0	-30751	755000
225	36	0	-20760	-3678100
226	37	-43090	-20342	1300300
227	38	0	-24830	0
228	39	0	-20762	167300
229	40	0	-17800	-2503100
230	0			
231	0			
232	FIN			

ANÁLISIS ELÁSTICO DE SEGUNDO ORDEN DE MARCOS

TUBO-6 PUEBLO CONCRETO LOCA PLANA JUL 65

NUMERO TOTAL DE NUDOS ... = 40
 NUMERO TOTAL DE MIEMBROS ... = 63
 NUMERO DE MIEMBROS CARGADOS ... = 38

DATOS NUDOS

NUDO	X	Y	IFH	IRV	IRR
1	.00	.00	0	0	0
2	143.00	.00	0	0	0
3	1696.00	.00	0	0	0
4	2659.00	.00	0	0	0
5	.00	350.00	1	1	1
6	148.00	350.00	1	1	1
7	1556.00	350.00	1	1	1
8	2659.00	350.00	1	1	1
9	.00	690.00	1	1	1
10	148.00	690.00	1	1	1
11	1696.00	690.00	1	1	1
12	2659.00	690.00	1	1	1
13	.00	1030.00	1	1	1
14	148.00	1030.00	1	1	1
15	1696.00	1030.00	1	1	1
16	2659.00	1030.00	1	1	1
17	.00	1370.00	1	1	1
18	148.00	1370.00	1	1	1
19	1696.00	1370.00	1	1	1
20	2659.00	1370.00	1	1	1
21	.00	1710.00	1	1	1
22	148.00	1710.00	1	1	1
23	1696.00	1710.00	1	1	1
24	2659.00	1710.00	1	1	1
25	.00	2050.00	1	1	1
26	148.00	2050.00	1	1	1
27	1696.00	2050.00	1	1	1
28	2659.00	2050.00	1	1	1
29	.00	2390.00	1	1	1
30	148.00	2390.00	1	1	1
31	1696.00	2390.00	1	1	1
32	2659.00	2390.00	1	1	1
33	.00	2730.00	1	1	1
34	148.00	2730.00	1	1	1
35	1696.00	2730.00	1	1	1
36	2659.00	2730.00	1	1	1
37	.00	3070.00	1	1	1
38	148.00	3070.00	1	1	1
39	1696.00	3070.00	1	1	1
40	2659.00	3070.00	1	1	1

DATOS MIEMBROS

MIEM	INC1	INC2	A	I	L	E	PE
1	1	5	6400.00	3431333.00	780.00	158 000.00	37055484.50
2	2	5	6400.00	3431333.00	780.00	158 000.00	37055484.50

3	2	7	6400.00	3431370.00	380.00	150000.00	3705540.450
4	4	0	6500.00	3431330.00	250.00	150000.00	3705540.450
5	5	6	2550.00	1044140.00	640.00	150000.00	2264247.25
6	6	7	2550.00	1044140.00	640.00	150000.00	2264247.25
7	7	0	2550.00	1044140.00	640.00	150000.00	1735751.22
8	5	0	6400.00	3431370.00	610.00	150000.00	14310037.30
9	6	10	6400.00	3431370.00	610.00	150000.00	14310037.30
10	7	11	6400.00	3431370.00	610.00	150000.00	14310037.30
11	8	12	6400.00	3431370.00	610.00	150000.00	14310037.30
12	9	13	2550.00	1044140.00	640.00	150000.00	2264247.25
13	10	11	2550.00	1044140.00	640.00	150000.00	2264247.25
14	11	10	2550.00	1044140.00	640.00	150000.00	1735751.22
15	8	10	4900.00	2000830.00	370.00	150000.00	22791043.50
16	10	14	4900.00	2000830.00	370.00	150000.00	22791043.50
17	11	13	4900.00	2000830.00	370.00	150000.00	22791043.50
18	12	14	4900.00	2000830.00	370.00	150000.00	22791043.50
19	13	14	2550.00	1004170.00	640.00	150000.00	211912.56
20	14	13	2550.00	1004170.00	640.00	150000.00	211912.56
21	15	14	2550.00	1004170.00	640.00	150000.00	169190.95
22	13	17	4900.00	2000830.00	370.00	150000.00	22791043.50
23	14	17	4900.00	2000830.00	370.00	150000.00	22791043.50
24	15	16	4900.00	2000830.00	370.00	150000.00	22791043.50
25	16	16	4900.00	2000830.00	370.00	150000.00	22791043.50
26	17	15	2550.00	1004170.00	640.00	150000.00	211912.56
27	18	19	2550.00	1004170.00	640.00	150000.00	211912.56
28	19	18	2550.00	1004170.00	640.00	150000.00	169190.95
29	17	21	4900.00	2000830.00	370.00	150000.00	22791043.50
30	18	22	4900.00	2000830.00	370.00	150000.00	22791043.50
31	19	20	4900.00	2000830.00	370.00	150000.00	22791043.50
32	20	24	4900.00	2000830.00	370.00	150000.00	22791043.50
33	21	22	2550.00	1004170.00	640.00	150000.00	211912.56
34	22	27	2550.00	1004170.00	640.00	150000.00	211912.56
35	23	24	2550.00	1004170.00	640.00	150000.00	169190.95
36	21	23	2600.00	1000000.00	370.00	150000.00	1230203.975
37	24	26	2600.00	1000000.00	370.00	150000.00	1230203.975
38	23	27	2600.00	1000000.00	370.00	150000.00	1230203.975
39	24	27	2600.00	1000000.00	370.00	150000.00	1230203.975
40	25	24	2050.00	660200.00	640.00	150000.00	2099575.72
41	26	27	2250.00	660200.00	640.00	150000.00	2099575.72
42	27	25	2250.00	660200.00	640.00	150000.00	1628061.00
43	25	25	2600.00	1000000.00	370.00	150000.00	1230203.975
44	26	26	2600.00	1000000.00	370.00	150000.00	1230203.975
45	27	31	2600.00	1000000.00	370.00	150000.00	1230203.975
46	24	26	2600.00	1000000.00	370.00	150000.00	1230203.975
47	24	30	2250.00	660200.00	640.00	150000.00	2099575.72
48	30	31	2250.00	660200.00	640.00	150000.00	2099575.72
49	31	32	2250.00	660200.00	640.00	150000.00	1628061.00
50	29	35	2500.00	820130.00	370.00	150000.00	593269.288
51	30	34	2500.00	820130.00	370.00	150000.00	593269.288
52	31	35	2500.00	820130.00	370.00	150000.00	593269.288
53	32	36	2500.00	820130.00	370.00	150000.00	593269.288
54	33	34	1950.00	330250.00	640.00	150000.00	2017241.02
55	34	35	1950.00	330250.00	640.00	150000.00	2017241.02
56	35	36	1950.00	330250.00	640.00	150000.00	1564216.72
57	35	37	2500.00	820130.00	370.00	150000.00	593269.288
58	34	36	2500.00	820130.00	370.00	150000.00	593269.288
59	35	38	2500.00	820130.00	370.00	150000.00	593269.288
60	36	40	2500.00	820130.00	370.00	150000.00	593269.288
61	37	38	1950.00	330250.00	640.00	150000.00	2017241.02
62	36	39	1950.00	330250.00	640.00	150000.00	2017241.02

63 39 40 1950.00 930200.00 963.00 150 000.00 1564216.72

ANALISIS PARA LA CONDICION DE CARGA NUMERO 3
 CARGA VERTICAL + HORIZONTAL ANALISIS * CONCEPTO LOSA PLANA *
 FACTOR DE CARGA = 1.100

CARGAS EN NUDOS

NUDO	PX	PY	PZ
5	1047.99990	-14271.39990	2017069.99990
6	.00000	-22355.79990	.00000
7	.00000	-46674.19990	2599909.99990
8	.00000	-17701.09990	-4114479.99990
9	6172.49994	-15454.29990	2942939.99990
10	.00000	-34674.19990	.75570
11	.00000	-34674.19990	2071409.99990
12	.00000	-32355.79990	-5970719.99990
13	6445.99994	-22355.79990	547129.99990
14	.00000	-32355.79990	.00000
15	.00000	-31712.49990	2140779.99990
16	.00000	-32355.79990	-4207719.99990
17	2199.39990	-32355.79990	547129.99990
18	.00000	-32355.79990	.00000
19	.00000	-31712.49990	2140779.99990
20	.00000	-32355.79990	-4207719.99990
21	2952.39990	-22355.79990	547129.99990
22	.00000	-32355.79990	.00000
23	.00000	-31712.49990	2140779.99990
24	.00000	-32355.79990	-4207719.99990
25	17912.99990	-30506.29990	1607179.99990
26	.00000	-31712.49990	.00000
27	.00000	-42726.09990	200499.99990
28	.00000	-22355.79990	-4645909.99990
29	15995.39990	-30506.29990	1607179.99990
30	.00000	-31712.49990	.00000
31	.00000	-42726.09990	200499.99990
32	.00000	-22355.79990	-4645909.99990
33	10061.79990	-30506.29990	1607179.99990
34	.00000	-31712.49990	.00000
35	.00000	-42726.09990	200499.99990
36	.00000	-22355.79990	-4645909.99990
37	15025.99990	-22355.79990	1472129.99990
38	.00000	-31712.49990	.00000
39	.00000	-31712.49990	173529.99990
40	.00000	-15267.99990	-2753409.99990

RESULTADOS DEL ANALISIS ELASTICO DE PRIMER ORDEN

CONDICION DE CARGA NO. 1

DEFORMACIONES

NUDO	DEF DIR X	DEF DIR Y	ROTACION
1	.00000	.00000	.00000
2	.00000	.00000	.00000
3	.00000	.00000	.00000
4	.00000	.00000	.00000
5	.99717	-.05230	.00450
6	.99712	-.09261	.00399
7	.99655	-.14410	.00423
8	.99667	-.10434	.00402

9	4.81540	-0.13461	.00530
10	4.81246	-0.23947	.00526
11	4.80686	-0.34977	.00567
12	4.80403	-0.34964	.00521
13	7.05867	-0.19794	.00508
14	7.04067	-0.33408	.00464
15	7.03175	-0.46446	.00483
16	7.02443	-0.34357	.00479
17	9.01425	-0.25567	.00459
18	9.00162	-0.41742	.00412
19	8.99311	-0.60027	.00453
20	8.99205	-0.42126	.00417
21	10.76796	-0.30760	.00415
22	10.74742	-0.46950	.00362
23	10.74012	-0.69754	.00393
24	10.73265	-0.45317	.00359
25	12.44335	-0.26887	.00332
26	12.43310	-0.57229	.00297
27	12.42237	-0.70416	.00300
28	12.41385	-0.34662	.00252
29	12.40701	-0.41556	.00312
30	12.77011	-0.63362	.00222
31	12.74709	-0.78211	.00241
32	12.73577	-0.59166	.00150
33	14.01057	-0.45947	.00217
34	14.07614	-0.69100	.00126
35	14.05571	-0.55362	.00155
36	14.04973	-0.60910	.00225
37	15.45201	-0.47912	.00163
38	15.44086	-0.71787	.00251
39	15.43310	-0.96265	.00263
40	15.42506	-0.64373	-0.00112

ACCIONES MECANICAS

MEM	MOMENTO EXNO I	ACRECENTO EXNO J	I	J	FUTRZA AXIAL
1	-9624728.12500	3213750.50000	1	5	-139173.67578
2	-11067407.87500	327280.15750	2	6	-262416.73822
3	-10379622.50000	1631073.50000	3	7	-363672.64844
4	-10975292.50000	490365.77500	4	8	-277643.84375
5	4951301.51250	4794421.50000	5	6	-23.28549
6	4590756.62500	4732929.68750	6	7	-249.42174
7	4310455.37500	4846232.81250	7	8	-52.15656
8	-6187907.81250	-2590155.06250	8	9	-126442.06250
9	-9812471.87500	-7564180.18750	9	10	-232505.97456
10	-8192788.50000	-5634290.93750	10	11	-340720.00000
11	-9551599.37500	-7251224.50000	11	12	-240864.04803
12	6002758.12500	6377200.75250	12	10	-1396.98785
13	6145153.10000	6305664.43750	10	11	-2652.49230
14	5812383.31250	5690530.68750	11	12	-1190.23691
15	-2682261.90625	-2945759.68750	9	13	-132523.32813
16	-4976181.37500	-4084742.37500	10	14	-197948.85938
17	-3202328.62500	-4643244.06250	11	15	-281943.67188
18	-4425792.62500	-5325970.93750	12	16	-196568.36523
19	5371130.25000	5205153.68750	13	14	-1539.89185
20	5089957.43750	5154440.62500	14	15	-4243.24084
21	4912262.50000	4995124.18750	15	16	-5062.11255
22	-1075093.18125	-2714361.65625	13	17	-121129.71502
23	-4265390.12500	-3150746.25000	14	18	-174397.67578
24	-3200369.50075	-4128059.71250	15	19	-247331.87695

25	-3760872.20125	-4637929.62500	16	26	-160533.10156
26	4774900.13750	4391003.50000	17	17	-6000.16620
27	4477417.20500	4559409.07500	17	19	-4044.26993
28	4419751.50000	4368429.00000	19	20	-4442.93200
29	-1510735.15625	-2265411.56250	17	21	-105310.16695
30	-2920471.45625	-4771763.50000	17	22	-150817.84570
31	-2654071.25000	-3702303.25125	19	23	-203101.79683
32	-3735920.56250	-4719072.00000	20	24	-121562.82715
33	4250072.12500	4330592.03125	21	25	-0190.17261
34	3914650.36875	4321434.03125	22	26	-7411.46677
35	3977902.00000	4689767.74737	22	24	-3671.80713
36	-1414762.54062	-1791039.65625	21	27	-94194.35572
37	-5175537.20125	-2774627.09375	22	26	-127274.88477
38	-2497501.21875	-3879034.28125	22	27	-164210.92377
39	-3275007.25000	-4081381.62500	24	28	-97523.50977
40	3571018.46875	3359372.65625	27	28	-1242.19666
41	3900061.07500	4036707.65625	26	27	-4616.25193
42	3191149.69375	3327106.09375	27	28	-1416.12292
43	-100617.91797	-342493.21907	25	29	-71735.60156
44	-2456112.15625	-2151737.15750	26	27	-94234.34082
45	-1999919.21125	-2611050.75000	27	31	-119820.87695
46	-2984634.07500	-3901982.44075	27	29	-60312.21289
47	2771612.91750	2441003.07500	26	30	-15673.89441
48	2157078.65625	2121022.40625	28	31	-7524.95191
49	2339644.23125	2134491.03125	21	27	-4361.02222
50	-242179.57001	-654760.23401	27	23	-47415.73711
51	-1492109.03125	-1879501.75000	20	24	-61344.48682
52	-1163847.55938	-1544773.46737	21	25	-75700.20410
53	-209454.43750	-2774017.03125	22	26	-49712.65096
54	1655503.90625	1311512.45000	22	24	-12509.82544
55	1090017.27500	1121897.04687	24	27	-7397.91034
56	1032414.06250	926265.70000	25	26	-1936.57352
57	695442.20344	451169.07517	22	27	-26443.70801
58	-552824.61719	-327562.55420	24	30	-20956.00659
59	-149436.61719	-527977.09219	25	30	-31637.60254
60	-1987662.40625	-2591737.11250	26	40	-15517.13684
61	1013937.31250	824791.87500	27	30	-19146.50586
62	262769.45700	321924.91250	24	30	-14253.73047
63	324532.96094	-134674.74719	29	40	-12395.73340

RESULTADOS DEL ANALISIS ELASTICO DE SEGUNDO ORDEN

NUMERO DE CICLOS PARA CONVERGENCIA 6
 INDICION DE CARGA LIGERO 0

INFORMACIONES

ORDO	DEF DIA X	DEF DIA Y	ROTACION
1	.00000	.00000	.00300
2	.00000	.00000	.00300
3	.00000	.00000	.00300
4	.00000	.00000	.00300
5	1.04915	-.05376	.00475
6	1.04364	-.13152	.00422
7	1.04750	-.14730	.00446
8	1.04741	-.10533	.00427
9	5.10166	-.16100	.00547
10	5.39952	-.26921	.00558
11	5.09430	-.37994	.00501

12	5.09106	-22164	.00569
13	7.47729	-23554	.00537
14	7.45934	-27080	.00490
15	7.45002	-52953	.00509
16	7.44390	-29150	.00507
17	9.57493	-30717	.00401
18	9.52742	-47350	.00432
19	9.51417	-65720	.00453
20	9.51330	-48125	.00439
21	11.36710	-75750	.00433
22	11.34814	-75447	.00370
23	11.34000	-76716	.00408
24	11.33215	-75247	.00377
25	12.11960	-43670	.00396
26	12.10060	-74566	.00306
27	12.08914	-77947	.00319
28	12.08000	-62410	.00295
29	14.51717	-46040	.00320
30	14.47955	-71210	.00220
31	14.45610	-96140	.00248
32	14.44800	-67390	.00128
33	15.64903	-73627	.00231
34	15.61476	-77061	.00129
35	15.59030	-1.03540	.00150
36	15.58000	-71536	.0029
37	16.20108	-55624	.00165
38	16.18100	-80030	.00352
39	16.18100	-1.05627	.00369
40	16.07270	-73076	-.00111

ACCIONES MECANICAS

MEM	MOMENTO EXMO I	MOMENTO EXMO J	I	J	FUERZA AXIAL
1	10071840.25000	2434020.12500	1	5	-135330.74414
2	11546400.00000	430715.77500	2	6	-267425.42578
3	10822000.25000	1799299.50000	3	7	-384294.10547
4	11380467.87500	726711.37500	4	8	-287592.51172
5	5270663.43750	5054203.25000	5	6	-242.73212
6	4957818.25000	3051058.87500	6	7	-524.64384
7	4550808.75000	4474056.62500	7	8	-50.83616
8	-6687610.93750	-7300760.40625	8	9	-133190.97266
9	-10454320.25000	-8361510.03250	6	10	-233189.13281
10	-8105542.75000	-6120120.81250	7	11	-341127.26953
11	-10033226.37500	-7547824.12500	8	12	-247173.16016
12	7211500.75000	6726153.15750	9	10	-1010.79339
13	6527170.50000	6891790.56250	10	12	-2471.92020
14	6167940.81250	6059673.56250	11	12	-1337.61073
15	-968070.79125	-2176693.43750	9	17	-130262.94336
16	-5252007.25000	-6414006.43750	10	14	-197792.72852
17	-3457433.15625	-3301491.75000	11	17	-232211.12891
18	-4498932.81250	-5340491.93750	12	16	-197142.04102
19	5670291.31250	5497076.75000	12	14	-3500.35693
20	5378867.87500	1400361.06250	14	17	-4033.22006
21	5178044.12500	5171736.43750	15	16	-2889.28497
22	-1946700.37500	-2593917.62500	12	17	-115710.95020
23	-4468724.62500	-2440942.71250	14	17	-174274.38477
24	-3429821.59375	-4410210.25000	15	15	-242495.32031
25	-3818968.15625	-5033186.50000	16	20	-162507.62891
26	5006099.12500	4122127.62500	17	10	-5929.21106
27	4645810.31250	4774550.56250	10	19	-7903.13007

20	4622759.43750	4575791.93750	10	20	-250.25747
29	-1562297.81250	-2332354.70125	17	21	-107316.73028
30	-4074711.50000	-4995147.93750	18	22	-150712.63867
31	-2837011.25000	-3275426.07500	19	23	-201796.21004
32	-3775245.33125	-4732144.80000	20	24	-132207.45117
33	4410123.18750	4235140.12500	21	25	-2234.21367
34	4038890.75000	4201474.62500	22	27	-1275.26749
35	4157874.56250	4354001.71875	23	28	-3528.50012
36	-1421715.03750	-1105340.78125	24	29	-97623.41209
37	-3282703.37125	-2911511.15625	25	30	-127123.22059
38	-2611645.37500	-2424557.77500	26	31	-164242.49414
39	-3425519.50000	-4177014.71875	27	32	-97650.46679
40	3654419.75000	3327301.50000	28	33	-1195.79834
41	5074379.06250	4112671.50000	29	34	-4544.12065
42	3213375.01250	2187520.77500	30	35	-1474.94344
43	-701311.10000	-421160.75000	31	37	-7149.99414
44	-2526511.20125	-3254120.48125	32	38	-94221.92669
45	-2064725.40625	-2711712.48125	33	39	-117840.51465
46	-3001409.19125	-4131770.68750	34	40	-65443.98028
47	2843415.42100	1317710.46675	35	39	-15725.21094
48	2203117.63300	2371524.87500	36	41	-7492.17188
49	1452201.21775	2277151.63125	37	40	-4202.15430
50	-257800.82001	-1113740.33594	38	37	-47322.56641
51	-1426407.85007	-1922757.56050	39	34	-61307.65167
52	-1197000.00000	-1571097.42100	41	37	-72707.15625
53	-2327497.81250	-3251061.71075	42	36	-47732.69482
54	1687416.92100	1357459.83750	43	34	-12499.46301
55	1115116.18750	1315912.93750	44	35	-7373.57544
56	1355113.12500	234718.50625	45	36	-1937.13264
57	700503.11719	452385.40154	46	37	-20430.05103
58	-560210.02344	-932201.25761	44	31	-20543.16089
59	-106508.81757	-531486.86750	47	39	-71632.23560
60	-1985571.25000	-1637135.15625	46	40	-15510.06567
61	1010244.78566	630527.26563	47	35	-10173.85034
62	271675.10747	316311.12500	47	39	-14262.78967
63	349201.57866	-114275.58267	49	40	-12592.75061

ANALISIS ELASTICO DE CRESUDO ORDEN TERMINADO PARA LA CONDICION DE CARGO

ANALISIS PARA LA CONDICION DE CARGA NUMERO 4
 (CARGA VERTICAL + HORIZONTAL(C=1)) * TESIS * CONCRETO LUSA PLANA *
 FACTOR DE CARGA = 1.100

CARGAS EN NUDOS

NUDO	PX	PY	PZ
5	5543.99994	-14071.29997	2017069.96336
6	.00000	-21746.79996	.00000
7	.00000	-40674.69971	2509629.96375
8	.00000	-27900.09961	-4014479.93750
9	10397.49976	-15484.29980	2942439.96375
10	.00000	-34674.19971	.00000
11	.00000	-54030.29941	2271409.96375
12	.00000	-50290.59976	-5107679.93750
13	19357.99976	-27165.09961	54989.99219
14	.00000	-23165.09977	.00000
15	.00000	-17713.49951	2148979.96375
16	.00000	-23746.09966	-4007719.93750
17	24598.19971	-20165.09961	54989.99219
18	.00000	-23165.09977	.00000
19	.00000	-17713.49951	2148979.96375
20	.00000	-23746.09966	-4007719.93750
21	29201.59971	-20165.09967	54989.99219
22	.00000	-23165.09977	.00000
23	.00000	-17713.49951	2148979.96375
24	.00000	-23746.09966	-4007719.93750
25	41741.49971	-30000.29960	1607179.96436
26	.00000	-31746.19971	.00000
27	.00000	-43726.09961	80499.99219
28	.00000	-27746.09966	-4045909.96375
29	47993.19971	-30000.29960	1607179.96436
30	.00000	-31746.19971	.00000
31	.00000	-43726.09961	80499.99219
32	.00000	-27746.09966	-4045909.96375
33	54245.39941	-30000.29960	1607179.96436
34	.00000	-31746.19971	.00000
35	.00000	-43726.09961	80499.99219
36	.00000	-27746.09966	-4045909.96375
37	45077.99951	-20776.19971	1472129.96436
38	.00000	-23312.09976	.00000
39	.00000	-51190.19971	178529.99305
40	.00000	-15767.09967	-2753409.96375

RESULTADOS DEL ANALISIS ELASTICO DE PRIMER ORDEN

CONDICION DE CARGA NO. 0

DEFORMACIONES

NUDO	DEF DIR. X	DEF DIR. Y	ROTACION
1	.00000	.00000	.00000
2	.00000	.00000	.00000
3	.00000	.00000	.00000
4	.00000	.00000	.00000
5	3.01426	.00936	.01531
6	3.01011	-.10056	.01206
7	3.00555	-.15472	.01234
8	3.00099	-.15752	.01286

9	14.54390	.010114	.01372
10	14.53636	-.74407	.01396
11	14.51613	-.37461	.01550
12	14.49006	-.78667	.01747
13	21.36919	.00151	.01566
14	21.32610	-.74020	.01421
15	21.30196	-.51527	.01450
16	21.29432	-.50312	.01547
17	27.43719	-.01617	.01416
18	27.39895	-.42460	.01350
19	27.37125	-.64767	.01309
20	27.36027	-.61722	.01379
21	32.91380	-.63237	.01293
22	32.84671	-.49797	.01129
23	32.81045	-.74216	.01167
24	32.81064	-.69560	.01242
25	38.20901	-.07425	.01136
26	38.16119	-.50160	.00932
27	38.09010	-.75769	.00951
28	38.037604	-.73037	.01343
29	42.45723	-.10597	.00916
30	42.45094	-.74761	.00703
31	42.42749	-.03160	.00730
32	42.40217	-.74016	.00789
33	46.89259	-.14090	.00504
34	46.98365	-.70137	.00413
35	46.91437	-1.03466	.00447
36	46.88026	-.58637	.00418
37	47.90179	-.15745	.00346
38	47.80257	-.77500	.00174
39	47.70119	-1.03467	.00188
40	47.66671	-.90325	.00375

ACCIONES MECANICAS

ITEM	MOMENTO EXNO I	MOMENTO EXNO J	I	J	FUERZA AXIAL
1	-29927241.50000	3047056.75000	1	5	24904.84346
2	-33407926.50000	1003040.00000	2	6	-267596.69531
3	-32434292.00000	2137500.25000	3	7	-411709.61719
4	-30902077.00000	3797714.50000	4	8	-408527.39844
5	14896746.27500	4410090.50000	5	6	-1970.38156
6	14112207.50000	14216266.62500	6	7	-2180.53125
7	12078679.87500	13080202.42500	7	8	-1906.10223
8	-20927540.00000	-12014480.25000	8	9	4616.31293
9	-26531334.00000	-20570754.00000	9	10	-237930.86523
10	-27352779.25000	-10927607.75000	10	11	-364523.19922
11	-23667402.25000	-11671720.50000	11	12	-357694.30859
12	20114610.25000	15194199.50000	12	10	-4570.21472
13	16657590.00000	10554750.50000	13	11	-7612.62439
14	17299120.25000	17631079.75000	14	12	-17907.91565
15	-5157177.66750	-9702004.00000	15	13	-23254.09033
16	-15232063.27500	-10234730.00000	16	14	-201154.27930
17	-12807060.87500	-16310768.00000	17	15	-300504.77344
18	-6142946.12500	-11520409.00000	18	16	-238071.02344
19	16611107.25000	4073754.75000	19	14	-20471.06866
20	13856306.27500	15952011.67500	20	15	-10523.20105
21	14694024.27500	15015677.75000	21	16	-4073.67455
22	-6360103.27500	-4924772.62500	22	17	-36942.22119
23	-12696970.25000	-10139134.75000	23	14	-176957.28516
24	-12195762.75000	-14614127.75000	24	19	-256120.77539

25	-7862000.87500	-11517710.75000	16	20	-230072.07227
26	14274710.50000	14365324.37500	17	17	-17164.97656
27	14217609.75000	14303519.37500	18	19	-10022.87451
28	13216541.00000	13457499.00000	19	21	-4341.40330
29	-5400682.12500	-7356279.56250	19	21	-47537.80220
30	-14274710.50000	-11517710.75000	19	22	-150967.13167
31	-10749481.37500	-10193276.37500	19	27	-21747.20504
32	-7862000.87500	-8463797.37500	19	28	-172828.50195
33	13317140.37500	12793166.37500	21	27	-27259.21436
34	12516620.87500	10581170.37500	21	27	-17645.88440
35	11557441.75000	12100457.37500	22	24	-7841.58929
36	-5207148.37500	-6861701.12500	21	27	-54679.31592
37	-10193276.37500	-11517710.75000	22	20	-120971.82910
38	-4782364.37500	-11157444.37500	22	17	-167917.22266
39	-6844417.40750	-1580131.25900	24	21	-137107.29590
40	10827164.12500	10187796.12500	25	26	-17787.27832
41	6814148.37500	7337121.25900	26	27	-17044.20679
42	9417900.87500	7719100.62500	27	25	-7142.03000
43	-8590718.06250	-6315781.50000	25	29	-47767.17524
44	-3029176.75000	-10181110.37500	26	30	-95192.48873
45	-7317025.87500	-7559556.10000	27	31	-122048.95703
46	-5015017.67500	-7428787.18750	28	28	-27535.33105
47	6424990.87500	7832910.43750	27	29	-44141.62452
48	7337169.31250	7432927.68750	28	31	-24963.37207
49	7234239.60000	7423684.25000	29	27	-7502.51758
50	-2170125.37500	-2594700.74375	28	31	-37237.81445
51	-4880574.37500	-6197493.16250	29	34	-61618.81201
52	-4472212.87500	-5711835.17500	31	27	-76921.55664
53	-4042031.75000	-5693322.56250	30	37	-47824.93350
54	4937564.50000	4287428.12500	29	34	-46163.54883
55	4027971.20625	4155779.18625	24	35	-24583.06212
56	4116964.90625	4021430.56775	25	36	-9312.91406
57	312329.71075	-632434.26567	27	37	-17648.42236
58	-2120403.21175	-1135435.34375	34	36	-28458.39771
59	-1730314.40625	-2457780.68625	25	35	-31990.40771
60	-2361031.62500	-3934031.53125	30	40	-17026.22192
61	2304156.34375	1734961.75000	37	37	-47675.76270
62	1410645.57125	1534761.78125	30	39	-25331.59741
63	1502651.04625	1171427.89625	39	40	-14999.55786

RESULTADOS DEL ANALISIS ELASTICO DE SEGUNDO ORDEN

NUMERO DE CICLOS PARA CONVERGENCIA 4
 CONDICION DE CARGA NUMERO 4

DEFORMACIONES

ORDO	DEF DIR X	DEF DIR Y	POTACION
1	.00000	.00000	.00300
2	.00000	.00000	.00300
3	.00000	.00000	.00300
4	.00000	.00000	.00300
5	3.17422	-.01261	.01406
6	3.16409	-.12577	.01275
7	3.15735	-.16149	.01306
8	3.15071	-.18294	.01361
9	10.40359	-.24959	.01242
10	15.37761	-.51485	.01593
11	19.37165	-.64652	.01752

12	15.35357	-0.64450	.01863
13	22.52273	-0.39650	.01554
14	22.50543	-0.74990	.01501
15	22.56634	-0.92967	.01530
16	22.55949	-0.92331	.01525
17	29.00092	-0.52170	.01484
18	28.97204	-0.94417	.01342
19	28.74071	-1.16267	.01371
20	28.97997	-1.14430	.01443
21	34.73200	-0.63135	.01340
22	34.66714	-1.10440	.01177
23	34.63040	-1.75007	.01216
24	34.63262	-1.71015	.01293
25	40.27643	-0.74710	.01179
26	40.16056	-1.06950	.00966
27	40.12661	-1.04251	.00956
28	40.10509	-1.40497	.01084
29	44.65411	-0.03096	.00943
30	44.54000	-1.70290	.00725
31	44.48950	-0.67365	.00751
32	44.47019	-1.09046	.00816
33	40.35500	-0.90240	.00517
34	40.24441	-1.47730	.00423
35	40.17701	-1.76220	.00457
36	40.14302	-1.67820	.00431
37	50.22107	-0.92835	.00352
38	50.10000	-1.51020	.00177
39	50.01940	-1.02120	.00192
40	49.96637	-1.70150	.00079

ACCIONES MECANICAS

MEM	MOMENTO EXMO I	MOMENTO EXMO J	I	J	FUERZA AXIAL
1	31411291.00000	1734650.75000	1	0	37005.22461
2	34861002.50000	1279215.25000	2	0	-267104.60928
3	33738822.50000	2174314.00000	3	0	-413035.42969
4	31990511.50000	3496422.25000	4	0	-417235.92186
5	15737965.12500	15229075.12500	5	0	-3853.93796
6	14920720.25000	15040404.75000	6	0	-4055.75687
7	13606328.00000	13797249.50000	7	0	-2821.30194
8	22455540.25000	12919026.00000	8	0	15424.04297
9	31449039.00000	24036720.75000	9	10	-236403.07031
10	29221217.00000	21436214.00000	10	11	-364597.03516
11	25100104.50000	18357724.25000	11	12	-367126.44141
12	21306500.75000	20374566.25000	12	10	-2783.09812
13	19810000.00000	20032144.25000	13	11	-7515.88696
14	10370046.50000	15747909.00000	14	12	-10912.57568
15	5461750.25000	10407036.50000	15	10	-14610.62317
16	16099400.75000	15339076.00000	16	14	-199479.25195
17	13663947.75000	17416010.00000	17	10	-300132.98828
18	8351764.93750	12126621.12500	18	10	-260492.78516
19	17520705.00000	16952075.75000	19	14	-17524.70435
20	16740101.00000	10844517.25000	20	17	-6079.63477
21	15502861.12500	10350184.75000	21	16	-2862.38507
22	6575809.75000	9471671.75000	22	17	-31525.98535
23	14313300.87500	17032904.25000	23	10	-175637.39453
24	12707250.25000	15473309.75000	24	19	-255661.34375
25	7859207.06250	11033726.50000	25	20	-233269.03711
26	15510425.00000	10392026.75000	26	17	-17424.33887
27	14905029.37500	1013137.87500	27	19	-11059.19226

25	13546336.87500	14870730.00000	15	20	-3655.37561
29	-3551921.12500	-7174021.63750	17	21	-47981.25058
30	-12957616.25000	-15734957.97500	18	22	-151072.00781
31	-11230289.00000	-13332570.75000	19	23	-211943.73047
32	-7270674.31250	-8812736.00000	20	24	-180560.20506
33	10216821.50000	10330042.50000	21	25	-27080.28979
34	12011161.43750	12194760.00000	22	27	-11020.93616
35	12347000.12500	12616000.37500	23	26	-2130.67178
36	-5410080.06250	-6191140.25000	24	28	-52158.61216
37	-10526254.50000	-10455477.50000	25	26	-177957.64355
38	-9524074.87500	-11134634.12500	27	27	-169329.05819
39	-7011500.60000	-8970760.42500	24	28	-131853.64082
40	11255656.25000	10501796.37500	25	26	-27314.91177
41	10117916.87500	10217460.87500	26	27	-17550.16089
42	8756650.25000	10361900.50000	27	28	-7070.65106
43	-2610072.18750	-4270034.71250	28	29	-47671.58057
44	-1251249.06250	-10452037.72500	27	28	-94631.03316
45	-7526974.06250	-6677760.50000	27	21	-122464.63296
46	-5141036.12500	-7597000.56250	27	22	-37654.91797
47	2600272.37500	7907550.06250	29	20	-64122.45414
48	7557059.00000	7650440.18750	20	21	-24631.44450
49	7430957.25000	7644470.06250	21	22	-7161.25227
50	-2216566.46075	-2631610.53125	22	23	-36835.73492
51	-5001421.51750	-6335776.21000	26	24	-61335.42090
52	-4517325.12500	-5834133.62500	24	25	-76721.02051
53	-4093790.71075	-5723912.43750	21	26	-49288.84279
54	5018897.50000	4354661.71250	22	24	-40070.66404
55	4100096.37500	4246564.75000	24	25	-24448.06055
56	4107396.00000	4121530.75125	23	26	-9273.13184
57	326700.42150	-351305.23125	22	27	-17561.65625
58	-2143761.37500	-2217070.18750	24	27	-20415.94458
59	-1731693.48408	-2904278.12500	25	29	-31963.22095
50	-2377537.36250	-2934769.71875	26	40	-17989.46216
61	2323426.50750	1727260.34075	27	30	-47749.74854
62	1509805.91563	1950727.29688	20	30	-29334.15479
63	1521992.26563	1121155.21075	29	40	-16960.75195

ANALISIS ELASTICO DE SEGUNDO ORDEN TERMINADO PARA LA CONDICION DE CARGA

ANÁLISIS PARA LA CONDICIÓN DE CARGA NUMERO 5
 CARGA VERTICAL + HORIZONTAL(-) + TERRES + CONCRETO LOSA PLANA +
 FACTOR DE CARGA = 1.100

CARGAS EN NUDOS

NUDO	PX	FY	MZ
5	-1047.35998	-14075.29950	2017059.50478
6	.00000	-22542.79970	.00000
7	.00000	-40674.69971	2009029.56875
8	.00000	-27900.79961	-4014479.93750
9	-5172.45994	-19484.29980	2042979.56875
10	.00000	-34674.19971	.75570
11	.00000	-34031.29941	2001409.56875
12	.00000	-32700.59976	-5007079.93750
13	-6445.99994	-23065.59965	54909.99219
14	.00000	-23165.59976	.00000
15	.00000	-37712.49951	2148079.56875
16	.00000	-27746.79966	-4007719.93750
17	-7190.29990	-23165.59976	54909.99219
18	.00000	-23165.59976	.00000
19	.00000	-37712.49951	2148079.56875
20	.00000	-27746.79966	-4007719.93750
21	-9072.59990	-23165.59976	54909.99219
22	.00000	-23165.59976	.00000
23	.00000	-37712.49951	2148079.56875
24	.00000	-27746.79966	-4007719.93750
25	-10512.89990	-31106.29967	1607179.98438
26	.00000	-31106.19971	.00000
27	.00000	-43726.29961	200499.99219
28	.00000	-22539.29980	-4045909.56875
29	-15598.29990	-30506.29980	1607179.98438
30	.00000	-31106.19971	.00000
31	.00000	-43726.29961	200499.99219
32	.00000	-22539.29980	-4045909.56875
33	-11001.79980	-30506.29980	1607179.98438
34	.00000	-31106.19971	.00000
35	.00000	-43726.29961	200499.99219
36	.00000	-22539.29980	-4045909.56875
37	-15025.99980	-22076.19971	1472129.98438
38	.00000	-22076.59976	.00000
39	.00000	-31190.19971	178529.99805
40	.00000	-15267.59986	-2751409.96875

RESULTADOS DEL ANÁLISIS ELÁSTICO DE PRIMER ORDEN

CONDICIÓN DE CARGA NO. 5

DEFORMACIONES

NUDO	DEF DIR X	DEF DIR Y	ROTACION
1	.00000	.00000	.00000
2	.00000	.00000	.00000
3	.00000	.00000	.00000
4	.00000	.00000	.00000
5	-1.01593	-.11396	-.00431
6	-1.01502	-.09667	-.00407
7	-1.01276	-.13364	-.00390
8	-1.00306	-.05517	-.00482

9	-4.81515	-2.2125	-0.00573
10	-4.91144	-2.2426	-0.00544
11	-4.90336	-2.2452	-0.00516
12	-4.88199	-2.2248	-0.00484
13	-7.25183	-2.9739	-0.00549
14	-7.24474	-2.7293	-0.00493
15	-7.24046	-2.4325	-0.00484
16	-7.24326	-2.1546	-0.00589
17	-9.43069	-2.4952	-0.00497
18	-9.39571	-2.4116	-0.00456
19	-9.38242	-2.5292	-0.00442
20	-9.37917	-2.2293	-0.00543
21	-11.37719	-2.7422	-0.00463
22	-11.35117	-2.4116	-0.00404
23	-11.33701	-2.6227	-0.00382
24	-11.34413	-2.2526	-0.00524
25	-13.40272	-2.6331	-0.00372
26	-13.27142	-2.9292	-0.00377
27	-13.27225	-2.7556	-0.00353
28	-12.23125	-2.7292	-0.00479
29	-14.27226	-2.7214	-0.00292
30	-14.24171	-2.6226	-0.00259
31	-14.23272	-2.2116	-0.00243
32	-14.23108	-2.7419	-0.00438
33	-16.27144	-2.7292	-0.00171
34	-16.23273	-2.6226	-0.00161
35	-16.23221	-2.7214	-0.00136
36	-16.15520	-2.7226	-0.00567
37	-17.23167	-2.2272	-0.00320
38	-16.23221	-2.7072	-0.00372
39	-16.23224	-2.6226	-0.00323
40	-17.23169	-2.2214	-0.00299

ACCIONES MECANICAS

MICRO	MOMENTO EXMO I	MOMENTO EXMO J	I	J	FUERZA AXIAL
1	10577768.30000	-1520551.62500	1	5	-205252.17578
2	11263197.87500	-348436.00000	2	6	-257236.78986
3	11675050.75000	544553.87500	3	7	-355639.67578
4	8946269.57500	-6115964.12500	4	8	-146804.30273
5	-4914144.81250	-4221210.66750	5	6	1923.83890
6	-4736693.50000	-4570406.37500	6	7	1669.65253
7	-4241728.53750	-4557730.67500	7	8	1801.79535
8	8551570.47500	6334172.56250	8	9	-277500.42186
9	9906287.52500	7457391.50000	9	10	-229081.10352
10	10967200.87500	3729091.12500	10	11	-316916.78906
11	4559203.13750	871974.53125	11	12	-128033.78613
12	-6509892.41750	-6399726.66750	12	10	1776.23904
13	-4367286.41500	-6257029.12500	13	11	4307.46887
14	-5674337.43750	-6250410.50000	14	12	7527.51660
15	3413651.13750	3518687.34375	15	9	-242792.51758
16	5299702.43750	6175700.50000	16	14	-194743.43359
17	6487694.50000	7024772.43750	17	15	-263382.58203
18	-708641.20312	303647.40625	18	16	-107065.73653
19	-5979929.31250	-5951640.75000	19	14	3351.25668
20	-5676370.31250	-5643629.62500	20	15	2036.77602
21	-4870292.43750	-5217425.37500	21	16	-3051.12564
22	2609140.46875	3474061.53125	22	17	-205317.21680
23	3166193.75000	5037649.31250	23	18	-171630.03203
24	5637626.31250	6352034.56250	24	19	-22543.00977

25	101267.42100	377455.98750	16	20	-94694.13067
26	-5324749.50000	-0157716.73000	17	10	7164.30450
27	-5272768.31250	-0222690.73000	10	10	7934.44794
28	-4380024.31250	-4720034.62500	19	20	7454.42767
29	2373600.47500	2973755.02125	17	21	-147071.52539
30	4632704.37500	2315787.37500	10	20	-147668.56055
31	5392802.62500	6425010.76250	19	20	-197550.41016
32	-344941.17187	25726.72031	20	24	-11297.18262
33	-4356945.37500	-4636731.05000	01	20	17909.01904
34	-4607305.75000	-4634357.60750	20	20	5727.95017
35	-3023537.17750	-4321730.05000	20	24	-2462.11292
36	2437311.37500	3872274.06125	01	20	-164017.39063
37	2807327.75000	4421092.00750	10	20	-137747.94042
38	4110550.31250	4635779.66750	20	20	-152519.62169
39	30306.30075	500030.60125	24	20	-34959.70605
40	-6779630.87500	-2617701.03125	20	26	17202.70516
41	-3890126.89375	-1382457.50000	20	27	7671.40332
42	-2209609.15625	-3654705.31250	27	23	5169.62556
43	2110010.37500	0916794.50000	20	20	-94767.09122
44	3110011.43750	2437454.15625	20	20	-97276.17205
45	3317190.39075	412151.45625	27	31	-116811.78613
46	-504227.14210	-456715.06250	20	20	-47239.06130
47	-2919154.46125	-2775146.74075	29	20	17774.20540
48	-3020529.62700	-1626716.70000	20	31	5913.10624
49	-2434930.63000	-3074711.71075	21	20	-4219.39459
50	1687969.43625	3227157.03125	29	37	-57529.78369
51	1926010.98400	2424494.00000	20	34	-61070.19506
52	2190915.81750	2645437.79375	31	35	-74470.81250
53	-574277.87100	-235704.74075	20	36	-32100.37573
54	-1619556.15025	-1574400.70517	20	34	15141.98486
55	-1854245.09000	-1772157.62500	34	37	5787.33411
56	-1400473.43625	-2135761.50000	20	36	5429.99579
57	1079554.64000	1742375.01500	20	37	-23239.98145
58	1014433.79044	1410717.06250	34	37	-25623.60767
59	1407653.45127	1775921.64067	20	39	-31266.62104
60	-1594241.71175	-1275630.03125	20	40	-17006.05937
61	-276241.57021	-455404.92167	20	30	7382.75122
62	-955106.50701	-837913.59219	26	30	823.87650
63	-717405.07017	-1464772.55920	20	40	-3791.60388

RESULTADOS DEL ANALISIS ELASTICO DE SEGUNDO ORDEN

NUMERO DE CICLOS PARA CONVERGENCIA# 4
CONDICION DE CARGA NUMERO 5

DEFORMACIONES

NUDO	DEF DIR X	DEF DIR Y	ROTACION
1	.00000	.00000	.00000
2	.00000	.00000	.00000
3	.00000	.00000	.00000
4	.00000	.00000	.00000
5	-1.07171	-.11040	-.00456
6	-1.06700	-.09960	-.00430
7	-1.06464	-.13620	-.00414
8	-1.06107	-.05690	-.00300
9	-5.20242	-.71580	-.00511
10	-5.20506	-.26566	-.00576
11	-5.19556	-.35500	-.00550

12	-5.17461	-1.16021	-.00723
13	-7.65253	-.44957	-.00510
14	-7.67527	-.37512	-.00520
15	-7.67052	-.49711	-.00512
16	-7.67588	-.32702	-.00520
17	-7.94855	-.56232	-.00521
18	-8.23527	-.47055	-.00477
19	-8.22704	-.61702	-.00464
20	-8.21173	-.28607	-.00569
21	-12.00402	-.75507	-.00402
22	-11.97701	-.75020	-.00431
23	-11.26797	-.72257	-.00399
24	-11.27100	-.33537	-.00543
25	-14.30246	-.75024	-.00506
26	-13.27301	-.64521	-.00349
27	-13.25159	-.52714	-.00347
28	-13.27304	-.26777	-.00453
29	-13.63117	-.72242	-.00302
30	-13.57044	-.71547	-.00267
31	-13.57606	-.92017	-.00255
32	-13.58682	-.42697	-.00440
33	-17.05474	-.78171	-.00175
34	-17.01291	-.77609	-.00164
35	-16.26106	-.99525	-.00140
36	-16.25921	-.46210	-.00372
37	-17.21112	-.52507	-.00312
38	-17.22275	-.50454	-.00373
39	-17.29050	-1.02622	-.00354
40	-17.21100	-.47621	-.00301

ACCIONES MECANICAS

MIEM	MOMENTO EXMO I	40 XEATO EXMO J	I	J	FUERZA AXIAL
1	11087843.25000	-1152355.25000	1	5	-207244.10938
2	11750374.75000	-454473.62500	2	6	-257045.67773
3	12140329.25000	434037.75000	3	7	-354836.00751
4	9391961.50000	-9351006.25000	4	8	-142536.68164
5	-5199880.10750	-3096022.12500	5	6	1750.56200
6	-5009504.51250	-4914002.51250	6	7	1610.64401
7	-4489909.26250	-4312274.62500	7	8	1493.70045
8	9059213.12500	1358262.71250	8	9	-280730.29688
9	10568022.25000	7177510.25000	9	10	-227791.38672
10	11594704.62500	5211011.25000	10	11	-316100.00391
11	5054006.18750	1264892.25000	11	12	-125253.43359
12	-6934619.06250	-6376706.25000	12	10	1591.62326
13	-6763556.67500	-6654091.50000	13	11	4321.57898
14	-6040935.06250	-6974235.62500	14	12	8662.75818
15	3522190.53125	4332793.12500	15	13	-245075.12695
16	5528356.20000	5972032.72500	16	14	-174483.81641
17	6758836.75000	7431707.62500	17	15	-262698.67188
18	-6126675.06250	1126740.29625	18	16	-106122.82227
19	-6197550.56250	-5977196.78350	19	14	3592.70517
20	-5903917.58750	-1452522.00000	20	15	2076.75745
21	-5149456.68750	-5105750.12500	21	16	-2045.46016
22	2696626.26125	3637717.40625	22	17	-206880.38672
23	5368642.75000	1121196.68750	23	18	-171620.98438
24	5846285.58750	3558650.12500	24	19	-237044.61914
25	171190.50711	1335171.10731	25	20	-97329.81836
26	-5570842.23750	-3413754.69750	26	17	6269.33521
27	-5517071.04150	-1461776.18750	27	18	2968.68449

28	-4601342.12000	-4550737.12100	17	27	3524.16605
29	2442519.50000	2127191.78125	17	28	-177074.25142
30	4808087.01000	5756221.93750	17	29	-145501.51563
31	5595542.81000	6654037.50000	17	30	-193392.24609
32	-292749.42669	141951.03391	21	24	-77426.62012
33	-5961525.19710	-4530940.57510	21	25	11010.37850
34	-4976677.60750	-4726436.18750	22	27	5738.24500
35	-4027360.31250	-4532410.62500	22	28	-7537.97562
36	2003241.15225	1337239.75000	23	27	-124541.45703
37	3942191.21270	4557976.75000	23	28	-135621.97070
38	4307170.60200	4771970.56250	23	29	-158273.77344
39	146138.91016	639531.48432	24	20	-64420.04346
40	-2509211.75000	-1774935.78125	25	24	10351.76771
41	-4019529.67125	-4217540.71875	25	27	5673.45959
42	-3326609.51130	-1792521.90000	27	27	5261.32776
43	2212530.51250	2292784.07500	27	28	-94956.67253
44	3197470.40000	3452642.78075	28	28	-97303.26953
45	3392763.07500	4237437.56250	27	31	-136674.24012
46	-862907.19501	-374494.58221	31	32	-48991.33203
47	-3002934.81250	-2175687.36375	32	27	12857.86536
48	-3909309.15000	-3097721.10750	30	31	5911.18909
49	-2527748.71875	-711595.59225	31	30	-1252.50424
50	1707746.59375	2265496.76125	30	30	-37579.27160
51	2029339.17125	2451624.74275	30	34	-61076.92572
52	2192546.36250	2790784.62750	31	35	-74410.50391
53	-559306.03125	-235790.72856	32	34	-17015.41113
54	-1656241.87500	-1617119.76567	32	34	17177.79395
55	-1893540.60750	-1827705.79417	34	25	5759.01868
56	-1482076.85500	-2123784.03750	35	26	5486.06659
57	1077951.73400	1756726.05000	32	35	-23240.61206
58	1027243.35400	1439639.19900	34	27	-27618.60449
59	1419204.17101	1470787.70017	35	29	-24266.30762
60	-1596303.28500	-1279147.09250	36	40	-12999.28271
61	-284592.16406	-482467.48609	37	37	7411.69269
62	-966566.57656	-871494.50800	38	39	833.98648
63	-723200.46094	-1474762.04627	39	40	-7802.73705

ANALISIS ELASTICO DE SEGUNDO ORDEN TERMINADO PARA LA CONDICION DE CARGA

ANALISIS PARA LA CONDICION DE CARGA NUPRO
 CARGA VERTICAL + HORIZONTAL(0+1)C-1*TESIS+*CONCRETO LOSA PLANA*
 FACTOR DE CARGA * 1.100

CARGAS EN NUDOS

NUDO	PX	PY	MZ
5	-1561.99974	-14071.79990	2017059.96835
6	.00000	-22542.79960	.00000
7	.00000	-40774.69971	3999629.96875
8	.00000	-27700.69961	-4154479.93750
9	-15397.49974	-16434.29960	2942599.96875
10	.00000	-34674.19971	.75370
11	.00000	-37600.79961	3271409.96875
12	.00000	-30750.69976	-5907679.93750
13	-17337.99974	-27760.69960	549059.99219
14	.00000	-23160.69976	.00000
15	.00000	-39717.49960	2148079.96875
16	.00000	-20746.69960	-4207719.93750
17	-24592.19971	-27760.69960	549059.99219
18	.00000	-23160.69976	.00000
19	.00000	-37710.49961	2148079.96875
20	.00000	-27746.69960	-4207719.93750
21	-20561.69971	-27745.69960	549059.99219
22	.00000	-23160.69976	.00000
23	.00000	-37710.49961	2148079.96875
24	.00000	-27746.69960	-4207719.93750
25	-41741.69971	-30706.29960	1607179.98430
26	.00000	-31946.19971	.00000
27	.00000	-43726.69961	330499.99219
28	.00000	-27739.29960	-4045909.96875
29	-47595.19971	-30706.29960	1607179.98430
30	.00000	-31946.19971	.00000
31	.00000	-43726.69961	330499.99219
32	.00000	-27739.29960	-4045909.96875
33	-54245.19961	-30706.29960	1607179.98430
34	.00000	-31946.19971	.00000
35	.00000	-43726.69961	330499.99219
36	.00000	-27739.29960	-4045909.96875
37	-43077.99961	-22076.19971	1472129.98430
38	.00000	-27710.69976	.00000
39	.00000	-31190.19971	178529.99805
40	.00000	-15097.69960	-2700409.96875

RESULTADOS DEL ANALISIS ELASTICO DE PRIMER ORDEN

CONDICION DE CARGA No. 5

DEFORMACIONES

NUDO	DEF DIR X	DEF DIR Y	ROTACION
1	.00000	.00000	.00000
2	.00000	.00000	.00000
3	.00000	.00000	.00000
4	.00000	.00000	.00000
5	-3.33702	-.17562	-.01312
6	-3.32867	-.09472	-.01214
7	-3.32132	-.12111	-.01203
8	-3.01256	-.00590	-.01367

9	-14.54076	-.40011	-.01775
10	-14.63534	-.23024	-.01514
11	-14.61163	-.29950	-.01399
12	-14.56702	-.01716	-.01200
13	-21.56241	-.59614	-.01507
14	-21.53016	-.52127	-.01450
15	-21.51206	-.41690	-.01451
16	-21.51214	-.62431	-.01553
17	-27.53162	-.73520	-.01454
18	-27.77204	-.40267	-.01323
19	-27.76767	-.51756	-.01317
20	-27.79079	-.02767	-.01307
21	-27.52377	-.04915	-.01340
22	-27.40217	-.47071	-.01170
23	-27.41854	-.63770	-.01156
24	-27.42204	-.05217	-.01104
25	-27.00010	-.01110	-.01124
26	-27.97071	-.05050	-.00972
27	-27.98717	-.70710	-.00970
28	-27.39104	-.07310	-.01239
29	-43.50242	-1.02470	-.00990
30	-43.40170	-.61367	-.00740
31	-43.40170	-.78110	-.00736
32	-43.39720	-.09267	-.01104
33	-47.45346	-1.09917	-.00504
34	-47.33500	-.67000	-.00447
35	-47.26100	-.56274	-.00423
36	-47.20104	-.11600	-.00760
37	-49.49667	-1.12747	-.00204
38	-49.39005	-.69747	-.00195
39	-49.35220	-.97770	-.00173
40	-49.36174	-.12400	-.00455

ACCIONES MECANICAS

MIEM	MOMENTO	FXNO I	ACCIÓN	FXNO J	I	J	FUERZA AXIAL
1	30900292.00000	-0424456.00000			1	5	-407330.67578
2	33603673.50000	-1024059.50000			2	6	-252056.82227
3	33729723.50000	-633704.50000			3	7	-327598.70313
4	26870865.50000	-10121771.75000			4	8	-15942.76331
5	-14819590.37500	-14436749.25000			5	6	2870.95621
6	-14164162.75000	-14123745.75000			6	7	3588.72672
7	-12001911.75000	-13351704.00000			7	8	3659.75970
8	23291127.25000	19397497.37500			8	9	-410598.78123
9	39625246.25000	22530762.50000			9	10	-224656.19336
10	30127190.50000	23092431.00000			10	11	-290113.37422
11	18670003.50000	919574.25000			11	12	-15203.52832
12	-19820142.25000	-19176793.00000			12	10	4949.46594
13	-18879725.75000	-18819721.75000			13	11	11267.48718
14	-17161059.50000	-16171150.75000			14	12	13245.19531
15	7706574.51250	10579321.00000			15	10	-792061.74609
16	15575506.12500	15330350.50000			16	14	-191530.02344
17	16169724.52500	15291590.50000			17	15	-244821.48047
18	3005510.06250	7142360.18750			18	16	-19563.05811
19	-1712296.75000	-16335240.50000			19	14	10322.40515
20	-1848237.71250	-16440899.12500			20	15	3316.67957
21	-14652158.12500	-15837880.37500			21	16	-1036.98911
22	7093776.68750	9706447.67500			22	17	-289504.71094
23	14597695.12500	16756034.00000			23	18	-16928.49264
24	14555021.00000	16744065.75000			24	19	-214754.07570

25	3987409.12500	6912054.25000	16	20	-26155.15370
26	-15424475.37500	-14934280.75000	17	18	17320.77515
27	-15017954.37500	-14995136.75000	18	19	11913.22241
28	-13177601.50000	-14106592.62500	19	20	7351.64366
29	6267971.56250	1212536.21250	17	21	-227836.91406
30	13116136.50000	17502780.75000	18	22	-146519.22070
31	12479626.17500	17233401.00000	19	23	-184410.58228
32	3046602.21250	4770318.68750	20	24	-21031.50674
33	-12944000.50000	-13304254.75000	01	23	20001.26056
34	-13280266.37500	-12237742.62500	02	27	14927.36353
35	-11707122.00000	-12532727.37500	03	24	-1252.46253
36	6281267.35000	1032350.13500	04	27	-177027.45117
37	10790216.50000	1161710.25000	05	20	-124280.95020
38	10656972.17500	12477791.75000	06	27	-152807.32417
39	3554712.13750	2096149.17500	04	27	-30255.91372
40	-11119670.12500	-12557192.25000	25	26	20267.86670
41	-10742314.37500	-12755018.75000	26	27	22279.10640
42	-9527362.57500	-12360727.12500	27	28	11825.78192
43	4557603.35000	1671486.37500	25	29	-117762.40214
44	1659920.25000	10106692.75000	26	26	-97461.04980
45	6226326.75000	10732561.25000	27	31	-117794.69434
46	1216161.15625	3834120.53125	28	37	-37165.92676
47	-6602222.25000	-1035196.63750	29	30	41247.46533
48	-6210117.50000	-1126059.26250	29	31	21301.17041
49	-7299549.31250	-1152015.06250	31	32	1922.40909
50	3613716.46375	5115135.12500	27	33	-67621.76465
51	5424614.93750	6726480.75000	29	34	-67795.86768
52	5464370.87500	6735740.91250	31	35	-77257.44434
53	1159898.03125	2432134.18750	29	36	-23428.08081
54	-4394616.31250	-4010714.62500	29	34	42807.79492
55	-4807502.78750	-4736071.50000	24	39	24972.66104
56	-4233617.43750	-6241169.06250	25	34	12616.56519
57	1462684.37500	2032578.68750	27	37	-24024.26318
58	2585723.43750	2738596.87500	34	39	-25691.20062
59	2964719.50750	4097125.56250	35	36	-30935.01563
60	-1200819.31562	21661.43750	27	47	-16494.97437
61	-1566440.51562	-1535401.73438	27	37	32911.74854
62	-2170982.65625	-2097757.96875	29	36	15901.65674
63	-1821553.15625	-2774769.26250	29	40	-2187.55060

RESULTADOS DEL ANALISIS ELASTICO EN SEGUNDO ORDEN

NUMERO DE CICLOS PARA CONVERGENCIA= 4
 CONDICION DE CARGA NUMERO 2

DEFORMACIONES

NUDO	DEF DIR X	DEF DIR Y	ROTACION
1	.00000	.00000	.00000
2	.00000	.00000	.00000
3	.00000	.00000	.00000
4	.00000	.00000	.00000
5	-3.18643	-2.26659	-.01326
6	-2.10196	-4.12099	-.01222
7	-3.17701	-4.14560	-.01273
8	-3.17263	-4.02080	-.01442
9	-19.50767	-4.71336	-.01569
10	-19.49709	-4.59407	-.01713
11	-19.47206	-4.57125	-.01599

12	-15.42500	-2.27880	-0.02010
13	-22.32404	-1.02977	-0.01394
14	-22.78900	-0.73047	-0.01529
15	-22.76960	-0.73976	-0.01571
16	-22.77050	-0.43114	-0.01746
17	-29.40447	-1.26710	-0.01520
18	-29.16406	-0.93557	-0.01305
19	-25.13325	-1.04050	-0.01390
20	-29.31907	-0.55760	-0.01576
21	-35.34074	-1.49347	-0.01395
22	-33.26700	-1.09917	-0.01214
23	-35.21000	-1.23000	-0.01200
24	-35.23796	-0.66599	-0.01460
25	-41.30210	-1.69634	-0.01166
26	-41.00000	-1.26521	-0.01000
27	-40.34093	-1.41700	-0.01310
28	-40.91000	-0.73000	-0.01270
29	-45.71063	-1.03110	-0.00920
30	-45.01100	-1.33550	-0.00751
31	-43.55000	-1.54797	-0.00757
32	-43.55510	-0.35000	-0.01066
33	-49.70000	-1.95000	-0.00570
34	-43.55700	-1.43497	-0.00566
35	-43.51000	-1.65846	-0.00437
36	-40.47000	-0.91347	-0.00773
37	-51.77200	-1.97349	-0.00209
38	-51.68014	-1.92300	-0.00190
39	-51.63000	-1.69900	-0.00176
40	-51.64000	-0.93600	-0.00490

ACCIONES MECANICAS

NIEM	MOMENTO EXMO I	MOMENTO EXMO J	I	J	FUEREZA AXIAL
1	32054054.00000	-7035630.25000	1	5	-477591.52344
2	35014602.50000	-1356674.00000	2	6	-251030.40039
3	35143783.50000	-914135.00000	3	7	-324722.62109
4	30313770.50000	-1033500.00000	4	8	-2146.43646
5	-15662299.12500	-10256150.25000	5	6	2117.44659
6	-14970622.25000	-14934036.62500	6	7	3512.32471
7	-13529392.00000	-14120722.00000	7	8	1831.11290
8	24765045.00000	16047190.00000	8	9	-427129.02734
9	31592445.00000	24027635.50000	9	10	-232618.65430
10	31927552.75000	24545071.25000	10	11	-289522.09766
11	20142008.00000	10032929.00000	11	12	-6395.32056
12	-21080510.75000	-20432645.00000	12	10	5051.84009
13	-20051450.50000	-19993941.25000	13	11	11895.76245
14	-18244522.25000	-19132010.75000	14	12	17687.56519
15	7984281.12500	11273403.75000	15	13	-355023.67188
16	16426516.00000	15535766.50000	16	14	-126563.44531
17	16973994.50000	19537412.75000	17	15	-24599.85547
18	3222010.70000	7775520.00000	18	16	-12447.57458
19	-16075412.75000	-17451076.00000	19	14	16754.35596
20	-17341155.50000	-17350116.25000	20	15	5250.33704
21	-15403544.25000	-16172054.62500	21	16	-332.30205
22	7351926.56250	1025125.25000	22	17	-293429.63984
23	15237339.12500	17532700.50000	23	18	-167701.24023
24	15154203.50000	17722545.25000	24	19	-212315.23433
25	4160037.60750	7074030.00000	25	20	-22506.43182
26	-16165600.37500	-11474560.00000	26	18	19172.49829
27	-15724495.50000	-15705217.75000	27	19	12553.15063

28	-13817739.75000	-14457975.75000	16	20	7963.50311
29	4454418.25000	1536991.75000	17	21	-233236.85594
30	13682442.37500	16570211.25000	18	22	-147247.32422
31	13949590.52000	16518257.50000	19	23	-182535.65625
32	3185471.50000	2125763.71250	20	24	-27216.21411
33	-14541011.37500	-11356171.75000	21	25	30959.73047
34	-10889516.25000	-17720711.00000	22	27	17217.63261
35	-12201000.52000	-17045101.00000	23	24	-2172.73567
36	6446567.70000	1577334.75000	24	27	-174656.49219
37	11170399.12500	11925116.75000	25	28	-127264.71875
38	11220758.68000	12937410.37500	26	27	-151497.24414
39	3717721.90000	3430675.50000	24	21	-37566.25293
40	-11527774.60000	-10421736.92500	25	27	37520.73477
41	-11111579.60000	-11134776.12500	27	27	32700.32031
42	-9846190.25000	-10720450.00000	27	21	12336.61522
43	4632654.30000	6053356.12500	25	25	-117156.82324
44	8921320.37500	11150274.75000	26	25	-91679.86523
45	3050023.20000	11134910.00000	27	21	-112948.54590
46	1274480.30813	1234645.61750	24	22	-24319.79741
47	-3857400.62500	-3257321.12500	27	21	41726.50928
48	-3440333.00000	-427076.75000	26	21	21550.43706
49	-7507256.93750	-6491620.12500	21	27	1927.55991
50	3679045.90000	5227707.61250	26	27	-67674.41797
51	5545220.31250	6034150.06250	26	24	-61521.22412
52	5560859.37500	6934707.61250	24	27	-72832.27936
53	1211071.68750	2512090.73125	22	26	-27137.22607
54	-4997300.25000	-4524287.89000	22	24	42941.12061
55	-4902316.50000	-4834216.43750	24	25	27069.66875
56	-4320927.62500	-5392166.75000	25	26	12997.05796
57	1650797.42100	3060134.93750	22	27	-25992.91821
58	2613740.75000	3756344.31250	24	27	-28642.68816
59	2995949.78125	4101101.73125	25	25	-37806.00977
60	-1107336.45313	54649.43750	22	47	-10456.93042
61	-1587955.40925	-1551467.15625	27	27	30007.93994
62	-2204868.54375	-2127031.15625	26	29	17955.26221
63	-1845586.23437	-2572750.26125	29	40	-2129.73572

ANALISIS ELASTICO DE SEGUNDO ORDEN TERMINADO PARA LA CONDICION DE CARGA

BRUN JBGJBC, #2243/RCCOFBR, MCC, 10, 100 * JORGE BELTRAN G EXT 20431

BHDC, N , S, FAVOR DE PONER PAPEL BLANCO

MCC*JDCJBG (1).TESIS-5 (7)

	40	60	36					
1								
2								
3								
4								
5	40	60	36		2	000000.	TESIS-5	EJEMPLO ACERO 6 FEB
6	1							
7	7	4						
8	1	0	1		0		848	0
9	5	7	1		0	000	848	0
10	4	0	4		2659	0	0	300
11	9	07	4		0	990	0	370
12	10	02	4		848	990	0	370
13	11	09	4		1696	990	0	370
14	12	40	4		2659	990	0	370
15	1	0	0	0				
16	2	0	0	0				
17	3	0	0	0				
18	4	0	0	0				
19	1	0		703	226430			
20	2	0		703	226430			
21	3	7		703	226430			
22	4	3		703	226430			
23	5	6		488	141519			
24	6	7		488	141519			
25	7	5		488	141519			
26	5	9		703	226430			
27	6	10		703	226430			
28	7	11		703	226430			
29	8	12		703	226430			
30	9	10		488	141519			
31	10	11		488	141519			
32	11	12		442	125286			
33	5	10		442	125286			
34	10	14		442	125286			
35	11	13		442	125286			
36	12	14		442	125286			
37	13	14		366	99896			
38	14	15		366	99896			
39	15	15		366	99896			
40	16	17		442	125286			
41	14	15		442	125286			
42	15	19		442	125286			
43	16	20		442	125286			
44	17	18		366	99896			
45	18	19		366	99896			
46	19	20		366	99896			
47	17	21		442	125286			
48	18	22		442	125286			
49	19	23		442	125286			
50	20	24		442	125286			
51	21	25		301	75084			
52	22	25		301	75084			
53	23	24		301	75084			
54	21	25		301	75084			
55	22	26		301	75084			
56	23	27		301	75084			
57	24	28		301	75084			
58	25	26		275	71176			
59	26	27		275	71176			

60	27	28	275	71176
61	25	29	301	75084
62	26	30	301	75084
63	27	31	301	75084
64	28	32	301	75084
65	29	33	275	71176
66	30	34	275	71176
67	31	35	275	71176
68	29	37	155	36712
69	16	34	155	36712
70	31	35	155	36712
71	32	36	155	36712
72	33	34	180	44202
73	34	35	180	44202
74	35	36	180	44202
75	35	37	155	36712
76	34	35	155	36712
77	35	37	155	36712
78	36	40	155	36712
79	37	36	180	44202
80	38	39	180	44202
81	39	40	180	44202

		1.4	CARGA	VERTICAL	*TESIS*	*ACERO*
82	1		0	-12974	1037700	
83	2		0	-25948	0	
84	6		0	-51897	2763300	
85	7		0	-25948	-4376100	
86	8		0	-17712	2675470	
87	9		0	-35424	0.607	
88	10		0	-51897	2503100	
89	11		0	-25948	-5442300	
90	12		0	-25948	499900	
91	13		0	-21060	0	
92	14		0	-21060	0	
93	15		0	-34275	1952600	
94	16		0	-21679	-3825200	
95	17		0	-21679	499900	
96	18		0	-21060	0	
97	19		0	-34275	1952600	
98	20		0	-21679	-3825200	
99	21		0	-21679	499900	
100	22		0	-21060	0	
101	23		0	-34275	1952600	
102	24		0	-21679	-3825200	
103	25		0	-27733	1533800	
104	26		0	-27042	0	
105	27		0	-39751	755000	
106	28		0	-20763	-3678100	
107	29		0	-27733	1533800	
108	30		0	-27042	0	
109	31		0	-39751	755000	
110	32		0	-20763	-3678100	
111	33		0	-27733	1533800	
112	34		0	-27042	0	
113	35		0	-39751	755000	
114	36		0	-20763	-3678100	
115	37		0	-20542	1335300	
116	38		0	-24530	0	
117	39		0	-27362	162300	
118	40		0	-13880	-2503100	
119	2	1.1	CARGA	VERTICAL	CON F=1.1	*TESIS* *ACERO*

120	5	0	-12974	1837700		
121	6	0	-25948	0		
122	7	0	-36977	2363300		
123	8	0	-25371	-4376800		
124	9	0	-17713	2675400		
125	10	0	-31522	0.687		
126	11	0	-50944	2987100		
127	12	0	-29410	-5442800		
128	13	0	-21696	499900		
129	14	0	-21060	0		
130	15	0	-34205	1952800		
131	16	0	-21679	-3825200		
132	17	0	-21696	499900		
133	18	0	-21060	0		
134	19	0	-34205	1952800		
135	20	0	-21679	-3825200		
136	21	0	-21696	499900		
137	22	0	-21060	0		
138	23	0	-34205	1952800		
139	24	0	-21679	-3825200		
140	25	0	-27733	1533100		
141	26	0	-29042	0		
142	27	0	-39751	755000		
143	28	0	-20763	-3673100		
144	29	0	-27733	1533100		
145	30	0	-29042	0		
146	31	0	-39751	755000		
147	32	0	-20763	-3673100		
148	33	0	-27733	1533100		
149	34	0	-29042	0		
150	35	0	-39751	755000		
151	36	0	-20763	-3673100		
152	37	0	-29342	1208200		
153	38	0	-24870	0		
154	39	0	-29362	162300		
155	40	0	-17680	-2507100		
156	3	1.1	CARGA VERTICAL	↑ HORIZONTAL	*ISIS*	*ACE
157	5	1680	-12974	1833700		
158	6	0	-25948	0		
159	7	0	-36977	2363300		
160	8	0	-25371	-4376800		
161	9	5575	-17713	2675400		
162	10	0	-31522	0.687		
163	11	0	-50944	2987100		
164	12	0	-29410	-5442800		
165	13	5860	-21696	499900		
166	14	0	-21060	0		
167	15	0	-34205	1952800		
168	16	0	-21679	-3825200		
169	17	7454	-21696	499900		
170	18	0	-21060	0		
171	19	0	-34205	1952800		
172	20	0	-21679	-3825200		
173	21	9049	-21696	499900		
174	22	0	-21060	0		
175	23	0	-34205	1952800		
176	24	0	-21679	-3825200		
177	25	12649	-27733	1533100		
178	26	0	-29042	0		
179	27	0	-39751	755000		

130	21	0	-207.63	-2678.100
131	29	14544	-277.33	15338.00
132	30	0	-290.42	0
133	31	0	-397.51	7550.00
134	32	0	-207.63	-2678.100
135	33	14428	-277.33	15338.00
136	34	0	-290.42	0
137	35	0	-397.51	7550.00
138	36	0	-207.63	-2678.100
139	37	13169	-203.42	13303.00
190	38	0	-248.30	0
191	39	0	-203.62	1623.00
192	40	0	-178.80	-2503.100
193	9	1.1	CARGA VERTI CAL	+ HORIZONTAL (-) *TESIS*
194	5	3040	-129.74	1837.00
195	6	0	-259.48	0
196	7	0	-369.77	2363.00
197	8	0	-233.71	-4376.00
198	9	16725	-177.13	26754.00
199	10	0	-315.22	0.287
200	11	0	-509.44	2983.100
201	12	0	-274.10	-3442.800
202	13	17553	-216.96	4999.00
203	14	0	-210.60	0
204	15	0	-342.05	19528.00
205	16	0	-216.79	-38252.00
206	17	22162	-216.96	4999.00
207	18	0	-210.60	0
208	19	0	-342.05	19528.00
209	20	0	-216.79	-38252.00
210	21	27147	-216.96	4999.00
211	22	0	-210.60	0
212	23	0	-342.05	19528.00
213	24	0	-216.79	-38252.00
214	25	37947	-277.33	15338.00
215	26	0	-290.42	0
216	27	0	-397.51	7550.00
217	28	0	-207.63	-2678.100
218	29	43632	-277.33	15338.00
219	30	0	-290.42	0
220	31	0	-397.51	7550.00
221	32	0	-207.63	-2678.100
222	33	42314	-277.33	15338.00
223	34	0	-290.42	0
224	35	0	-397.51	7550.00
225	36	0	-207.63	-2678.100
226	37	40980	-203.42	13303.00
227	38	0	-248.30	0
228	39	0	-203.62	1623.00
229	40	0	-178.80	-2503.100
230	5	1.1	CARGA VERTI CAL	+ HORIZONTAL (-) *TESIS*
231	6	-1620	-129.74	1837.00
232	7	0	-259.48	0
233	8	0	-369.77	2363.00
234	9	0	-233.71	-4376.00
235	10	-5575	-177.13	26754.00
236	11	0	-315.22	0.287
237	12	0	-509.44	2983.100
238	13	0	-274.10	-3442.800
239	14	-5769	-216.96	4999.00

240	14	0	-210.60	0
241	15	0	-342.05	1952800
242	16	0	-216.79	-3825200
243	17	-7454	-216.96	499900
244	18	0	-210.60	0
245	19	0	-342.05	1952800
246	20	0	-216.79	-3825200
247	21	-7049	-216.96	499900
248	22	0	-210.60	0
249	23	0	-342.05	1952800
250	24	0	-216.79	-3825200
251	25	-12647	-277.73	1533800
252	26	0	-290.42	0
253	27	0	-397.51	755000
254	28	0	-207.63	-3678100
255	29	-14544	-277.73	1533800
256	30	0	-290.42	0
257	31	0	-397.51	755000
258	32	0	-207.63	-3678100
259	33	-15408	-277.73	1533800
260	34	0	-290.42	0
261	35	0	-397.51	755000
262	36	0	-207.63	-3678100
263	37	-13460	-203.42	1730800
264	38	0	-248.30	0
265	39	0	-295.61	162300
266	40	0	-128.70	-2503100
267	1	1.1	CARGA VERTECAL	+ MODULON TAL (G=1) (-) *TESIS*
268	5	-5040	-129.74	1033700
269	6	0	-289.42	0
270	7	0	-349.77	2767300
271	8	0	-253.71	-4376600
272	9	-15725	-177.15	2675400
273	10	0	-315.32	0.487
274	11	0	-509.44	2983100
275	12	0	-274.10	-5442800
276	13	-17590	-216.96	499900
277	14	0	-210.60	0
278	15	0	-342.05	1952800
279	16	0	-216.79	-3825200
280	17	-22362	-216.96	499900
281	18	0	-210.60	0
282	19	0	-342.05	1952800
283	20	0	-216.79	-3825200
284	21	-27147	-216.96	499900
285	22	0	-210.60	0
286	23	0	-342.05	1952800
287	24	0	-216.79	-3825200
288	25	-37547	-277.73	1533800
289	26	0	-290.42	0
290	27	0	-397.51	755000
291	28	0	-207.63	-3678100
292	29	-43632	-277.73	1533800
293	30	0	-290.42	0
294	31	0	-397.51	755000
295	32	0	-207.63	-3678100
296	33	-40314	-277.73	1533800
297	34	0	-290.42	0
298	35	0	-397.51	755000
299	36	0	-207.63	-3678100

300	37	-40500	-20342	1338300
301	38	0	-24830	0
302	39	0	-28362	162300
303	40	0	-17880	-2503100
304	0			
305	0			
306	BFIN			

EXRT J86JHGABS.SEGORD/SA

ANALISIS ELASTICO DE SEGUNDO ORDEN DE MARCOS

TESIS-5 EJEMPLO ACERO 5 FEB 86

NUMERO TOTAL DE NUDOS = 40
 NUMERO TOTAL DE MIEMBROS .. = 67
 NUMERO DE NUDOS CARGADOS .. = 36

DATOS NUDOS

NUDO	X	Y	IRH	IRV	IRR
1	.00	.00	0	0	0
2	848.00	.00	0	0	0
3	1696.00	.00	0	0	0
4	2659.00	.00	0	0	0
5	.00	320.00	1	1	1
6	848.00	320.00	1	1	1
7	1696.00	320.00	1	1	1
8	2659.00	320.00	1	1	1
9	.00	640.00	1	1	1
10	848.00	640.00	1	1	1
11	1696.00	640.00	1	1	1
12	2659.00	640.00	1	1	1
13	.00	960.00	1	1	1
14	848.00	960.00	1	1	1
15	1696.00	960.00	1	1	1
16	2659.00	960.00	1	1	1
17	.00	1280.00	1	1	1
18	848.00	1280.00	1	1	1
19	1696.00	1280.00	1	1	1
20	2659.00	1280.00	1	1	1
21	.00	1600.00	1	1	1
22	848.00	1600.00	1	1	1
23	1696.00	1600.00	1	1	1
24	2659.00	1600.00	1	1	1
25	.00	1920.00	1	1	1
26	848.00	1920.00	1	1	1
27	1696.00	1920.00	1	1	1
28	2659.00	1920.00	1	1	1
29	.00	2240.00	1	1	1
30	848.00	2240.00	1	1	1
31	1696.00	2240.00	1	1	1
32	2659.00	2240.00	1	1	1
33	.00	2560.00	1	1	1
34	848.00	2560.00	1	1	1
35	1696.00	2560.00	1	1	1
36	2659.00	2560.00	1	1	1
37	.00	2880.00	1	1	1
38	848.00	2880.00	1	1	1
39	1696.00	2880.00	1	1	1
40	2659.00	2880.00	1	1	1

DATOS MIEMBROS

MIEM	INC1	INC2	A	I	L	E	PE
1	1	5	703.00	226430.00	38.00	2000000.00	3095255.00
2	2	6	703.00	226430.00	38.00	2000000.00	3095255.00

3	3	7	703.00	226430.00	220.002000000.00	30952555.00
4	4	2	703.00	226430.00	220.002000000.00	30952555.00
5	5	6	488.00	141519.00	348.002000000.00	1884657.91
6	6	7	488.00	141519.00	348.002000000.00	1884657.91
7	7	8	488.00	141519.00	348.002000000.00	3012256.19
8	5	9	703.00	226430.00	220.002000000.00	12011677.50
9	6	10	703.00	226430.00	220.002000000.00	12011677.50
10	7	11	703.00	226430.00	220.002000000.00	12011677.50
11	8	12	703.00	226430.00	220.002000000.00	12011677.50
12	9	10	488.00	141519.00	348.002000000.00	1884657.91
13	10	11	488.00	141519.00	348.002000000.00	1884657.91
14	11	12	488.00	141519.00	348.002000000.00	3012256.19
15	9	13	442.00	125286.00	370.002000000.00	18064619.75
16	10	14	442.00	125286.00	370.002000000.00	18064619.75
17	11	15	442.00	125286.00	370.002000000.00	18064619.75
18	12	16	442.00	125286.00	370.002000000.00	18064619.75
19	13	14	368.00	99898.00	348.002000000.00	2742117.91
20	14	15	368.00	99898.00	348.002000000.00	2742117.91
21	15	16	368.00	99898.00	348.002000000.00	2170284.19
22	13	17	442.00	125286.00	370.002000000.00	18064619.75
23	14	18	442.00	125286.00	370.002000000.00	18064619.75
24	15	19	442.00	125286.00	370.002000000.00	18064619.75
25	16	20	442.00	125286.00	370.002000000.00	18064619.75
26	17	18	368.00	99898.00	348.002000000.00	2742117.91
27	18	19	368.00	99898.00	348.002000000.00	2742117.91
28	19	20	368.00	99898.00	348.002000000.00	2126302.50
29	17	21	442.00	125286.00	370.002000000.00	18064619.75
30	18	22	442.00	125286.00	370.002000000.00	18064619.75
31	19	23	442.00	125286.00	370.002000000.00	18064619.75
32	20	24	442.00	125286.00	370.002000000.00	18064619.75
33	21	22	301.00	79084.00	348.002000000.00	2170284.19
34	22	23	301.00	79084.00	348.002000000.00	2170284.19
35	23	24	301.00	79084.00	348.002000000.00	1683316.50
36	21	25	301.00	79084.00	370.002000000.00	11402389.25
37	22	26	301.00	79084.00	370.002000000.00	11402389.25
38	23	27	301.00	79084.00	370.002000000.00	11402389.25
39	24	28	301.00	79084.00	370.002000000.00	11402389.25
40	25	26	279.00	71176.00	348.002000000.00	1953761.75
41	26	27	279.00	71176.00	348.002000000.00	1953761.75
42	27	28	279.00	71176.00	348.002000000.00	1514993.38
43	28	29	301.00	79084.00	370.002000000.00	11402389.25
44	26	30	301.00	79084.00	370.002000000.00	11402389.25
45	27	31	301.00	79084.00	370.002000000.00	11402389.25
46	28	32	301.00	79084.00	370.002000000.00	11402389.25
47	29	30	279.00	71176.00	348.002000000.00	1953761.75
48	30	31	279.00	71176.00	348.002000000.00	1953761.75
49	31	32	279.00	71176.00	348.002000000.00	1514993.38
50	29	33	155.00	36712.00	370.002000000.00	5293395.31
51	30	34	155.00	36712.00	370.002000000.00	5293395.31
52	31	35	155.00	36712.00	370.002000000.00	5293395.31
53	32	36	155.00	36712.00	370.002000000.00	5293395.31
54	33	34	188.00	46202.00	348.002000000.00	1268232.28
55	34	35	188.00	46202.00	348.002000000.00	1268232.28
56	35	36	188.00	46202.00	348.002000000.00	933417.51
57	32	37	155.00	36712.00	370.002000000.00	5293395.31
58	34	38	155.00	36712.00	370.002000000.00	5293395.31
59	35	39	155.00	36712.00	370.002000000.00	5293395.31
60	36	40	155.00	36712.00	370.002000000.00	5293395.31
61	37	38	188.00	46202.00	348.002000000.00	1268232.28
62	38	39	188.00	46202.00	348.002000000.00	1268232.28

63 39 40 186.00 46202.00 963.00200000 .00 983417.51

ANALISIS PARA LA CONDICION DE CARGA NUMERO 1
 CARGA VERTICAL *TALLIS* *ACERO*
 FACTOR DE CARGA = 1.400

CARGAS EN NUDOS

NUDO	PX	PY	MZ
5	.00000	-12167.59965	2527180.00000
6	.00000	-16327.19971	.00000
7	.00000	-51767.79960	2200620.00000
8	.00000	-35510.39996	-2127520.00000
9	.00000	-24790.19995	3745560.00000
10	.00000	-44130.79960	.26100
11	.00000	-71321.59961	4176340.00000
12	.00000	-41174.00000	-7619920.00000
13	.00000	-30374.79997	659160.00000
14	.00000	-29434.00000	.00000
15	.00000	-47799.00000	1733920.00000
16	.00000	-30750.60010	-5255200.00000
17	.00000	-30774.39997	659160.00000
18	.00000	-25464.00000	.00000
19	.00000	-47799.00000	1733920.00000
20	.00000	-30750.60010	-5255200.00000
21	.00000	-30774.39997	659160.00000
22	.00000	-25464.00000	.00000
23	.00000	-47799.00000	1733920.00000
24	.00000	-30750.60010	-5255200.00000
25	.00000	-30774.39997	659160.00000
26	.00000	-40650.79960	.00000
27	.00000	-55651.79990	1057000.00000
28	.00000	-29050.19990	-5149340.00000
29	.00000	-38826.19971	2147720.00000
30	.00000	-40650.79960	.00000
31	.00000	-55651.79990	1057000.00000
32	.00000	-29050.19997	-5149340.00000
33	.00000	-38826.19971	2147720.00000
34	.00000	-40650.79960	.00000
35	.00000	-55651.39990	1057000.00000
36	.00000	-29060.19995	-5149340.00000
37	.00000	-28470.00000	1773620.00000
38	.00000	-34760.00000	.00000
39	.00000	-39700.79960	227220.00000
40	.00000	-15430.00000	-3504340.00000

RESULTADOS DEL ANALISIS ELASTICO DE PRIMER ORDEN

CONDICION DE CARGA NO. 1

DEFORMACIONES

NUDO	DEF DIR X	DEF DIR Y	ROTACION
1	.00000	.00000	.00000
2	.00000	.00000	.00000
3	.00000	.00000	.00000
4	.00000	.00000	.00000
5	-.01297	-.07604	.00016
6	-.01188	-.06893	-.00005
7	-.01120	-.12008	.00025
8	-.01030	-.07257	-.00060

9	-.06034	-.17030	.00042
10	-.06001	-.21609	-.00012
11	-.05466	-.31088	.00040
12	-.05417	-.17378	-.00107
13	-.12117	-.29038	-.00023
14	-.12504	-.32065	-.00015
15	-.12701	-.45706	.00000
16	-.13128	-.25450	-.00079
17	-.23702	-.37747	-.00019
18	-.23748	-.41171	-.00023
19	-.23728	-.58327	.00003
20	-.23463	-.32262	-.00091
21	-.27169	-.45142	-.00027
22	-.36925	-.49096	-.00027
23	-.36750	-.60962	.00013
24	-.37211	-.57334	-.00116
25	-.52907	-.54067	.00007
26	-.52437	-.58926	-.00029
27	-.52038	-.01635	-.00018
28	-.51522	-.44165	-.00131
29	-.63495	-.60612	.00011
30	-.62809	-.66267	-.00026
31	-.69200	-.90761	-.00004
32	-.69052	-.43750	-.00171
33	-.91322	-.65534	.00023
34	-.90775	-.75460	-.00040
35	-.90244	-1.02422	.00005
36	-.89456	-.54281	-.00257
37	-1.10808	-.71982	.00104
38	-1.12577	-.75697	-.00030
39	-1.14616	-1.07020	.00000
40	-1.15056	-.56451	-.00315

ACCIONES MECANICAS

BIEN	MOMENTO EXMO 1	MOMENTO EXMO 2	1	J	FUERZA AXIAL
1	614829.49219	937496.53469	1	5	-281342.38672
2	101052.71094	-21446.30273	2	6	-329218.96484
3	793598.39063	1236437.79662	3	7	-472829.42578
4	-1224424.67188	-2842611.93750	4	8	-267428.05078
5	143871.60930	5121.28610	5	6	1134.63141
6	3702.81250	202656.72656	6	7	786.17401
7	41850.04297	-452837.41406	7	8	915.44595
8	1435811.46875	1238494.37500	8	9	-263354.55469
9	12563.05176	-97323.50781	9	10	-292959.38281
10	1677675.31350	1938750.85933	10	11	-421391.50000
11	-3032019.40625	-3734020.12500	11	12	-233335.48242
12	417226.31661	52386.75386	12	10	382.74532
13	-122301.34375	229449.33594	13	11	1327.35466
14	96309.78906	-757725.34375	14	12	4751.91449
15	1496639.04608	621760.14844	15	13	-239110.43164
16	167538.38672	130350.08672	16	14	-246400.35547
17	1941820.21075	1500630.29686	17	15	-349246.92569
18	-3115064.18750	-2744121.37500	18	16	-152852.86523
19	-335793.85984	-200576.18359	19	14	-7342.50012
20	-336271.07913	-228243.31641	20	15	-1703.13693
21	-3164.44531	-333437.57422	21	16	-7244.58978
22	413605.67969	470991.98047	22	17	-207985.64258
23	506295.97266	328771.17570	23	18	-219001.11719
24	1464695.06250	1437412.96875	24	19	-301532.97266

25	-2247723.65750	-2412767.66750	16	20	-142932.92392
26	-341292.15234	-252435.41797	17	17	292.73148
27	-488577.84373	-263031.60156	17	19	166.93355
28	-14179.20793	-437229.05460	18	20	1978.91728
29	570159.84063	423026.44982	17	21	-176780.19727
30	483995.53906	434129.21875	17	22	-185343.38477
31	1705910.43750	1638670.33437	18	21	-254100.67576
32	-2537483.56250	-2350454.15625	20	24	-132976.58594
33	-371900.23047	-352691.17577	21	22	1664.66224
34	-417151.52906	-252234.90827	20	23	13111.63547
35	26717.17186	-396701.49217	21	24	-2880.62601
36	645741.65625	560400.07031	21	25	-145539.48479
37	371712.56641	355120.25469	22	26	-157924.52721
38	1131267.96875	855554.02167	22	27	-202514.49820
39	-2097926.96875	-2238161.43750	24	21	-107010.45201
40	-105661.86406	-226967.10747	23	26	2725.14751
41	-524055.95750	-439137.69920	26	27	3905.29705
42	-150797.71094	-453129.21094	27	28	2378.55641
43	1253576.95000	1321027.14060	26	29	-116319.60527
44	395935.19920	321094.00391	26	30	-115466.53027
45	837780.41406	57692.22617	27	31	-151400.79491
46	-2405250.28125	-2772769.37500	28	32	-74601.37207
47	-89627.43555	-221436.22070	28	30	-2014.33063
48	-560114.45703	-419309.05641	30	31	-2530.50825
49	-141556.32313	-672692.90625	31	32	-2724.29227
50	911620.82594	240454.12500	29	33	-67126.86522
51	323157.05469	278617.13675	30	34	-77090.40625
52	660773.07125	696951.70781	31	35	-62029.63667
53	-1743777.96875	-2037630.00000	32	36	-46337.19522
54	-35175.55176	-175107.77920	32	34	1423.82968
55	-371112.76753	-274236.90625	34	35	2350.71564
56	-187803.21375	-690466.28125	35	36	3078.69542
57	1225040.54125	1645672.57817	37	37	-29049.26538
58	267503.42188	506190.58281	34	38	-35921.08426
59	822186.43269	504159.68750	35	39	-40237.45898
60	-2371043.56250	-2379730.05625	36	40	-18121.02661
61	327947.15625	16296.76757	37	38	-7485.40247
62	-342487.30859	-276854.52423	38	39	-9035.96106
63	-300025.15625	-904601.97656	39	40	-13434.51990

RESULTADOS DEL ANALISIS ELASTICO DE SEGUNDO ORDEN

NUMERO DE CICLOS PARA CONVERGENCIA= 4
CONDICION DE CARGA NUMERO 1

DEFORMACIONES

NUDO	DEF DIR X	DEF DIR Y	ROTACION
1	.00000	.00000	.00000
2	.00000	.00000	.00000
3	.00000	.00000	.00000
4	.00000	.00000	.00000
5	-.01359	-.07611	.00015
6	-.01260	-.08597	-.00005
7	-.01192	-.12804	.00024
8	-.01103	-.07249	-.00060
9	-.06516	-.17047	.00042
10	-.06483	-.21607	-.00013
11	-.06360	-.21080	.00040

12	-.05098	-.17364	-.00108
13	-.13004	-.29065	-.00224
14	-.13393	-.32004	-.00216
15	-.13594	-.45707	.00007
16	-.14026	-.25431	-.00080
17	-.25250	-.37781	-.00020
18	-.25216	-.41174	-.00025
19	-.25200	-.55331	.00002
20	-.24945	-.32247	-.00093
21	-.39298	-.45191	-.00031
22	-.39063	-.49164	-.00028
23	-.36583	-.62971	.00012
24	-.39357	-.37812	-.00117
25	-.50793	-.54147	.00005
26	-.50371	-.38940	-.00030
27	-.54908	-.01671	-.00020
28	-.54583	-.44145	-.00133
29	-.72058	-.60694	.00009
30	-.72170	-.66227	-.00030
31	-.72771	-.90987	-.00006
32	-.73464	-.48737	-.00172
33	-.95620	-.63723	.00022
34	-.95071	-.75445	-.00041
35	-.94547	-1.02460	.00004
36	-.93776	-.54274	-.00259
37	-1.15672	-.72067	.00103
38	-1.17342	-.79747	-.00031
39	-1.19391	-1.07279	.00000
40	-1.22363	-.56467	-.00316

ACCIONES MECANICAS

MIEM	MOMENTO EXMO J	RODANTE EXMO J	J	J	FUERZA AXIAL
1	620794.82013	932727.50781	1	5	-234526.88281
2	107204.80864	-21790.52324	2	6	-325197.04692
3	301272.50781	1393761.53125	3	7	-472818.84766
4	-1223538.10635	-2642104.34375	4	8	-268212.95703
5	137703.12109	-723.00098	5	6	1146.43431
6	-1629.73633	177915.84141	6	7	751.53207
7	36997.12109	-459261.34375	7	8	907.17663
8	1446700.87500	1030460.03125	8	9	-263537.50391
9	23451.16699	-89760.95317	8	10	-292939.79297
10	1693645.51063	1912767.01250	7	11	-421370.87891
11	-3026133.90625	-3726017.37500	6	12	-233132.56641
12	407394.32422	41929.44922	9	10	336.68599
13	-133566.97266	220915.64457	10	11	1337.25812
14	86904.85938	-732140.75000	11	12	4773.31592
15	1507697.57213	620830.15625	9	17	-239318.18355
16	181419.21094	140334.26172	10	14	-248382.32227
17	1955952.42133	1512311.79668	11	15	-346233.21484
18	-3110861.62500	-2742243.18750	12	16	-192693.19727
19	-352032.31250	-315385.44531	13	14	-3359.96167
20	-350252.16406	-242454.17777	14	15	-1712.50127
21	-16632.62109	-377739.60547	15	16	-3272.08008
22	423034.69922	479010.73047	13	17	-205157.08203
23	525305.94531	414601.04668	14	18	-218986.01367
24	1480494.82013	1421109.18750	15	19	-301522.41406
25	-2235691.18750	-2405692.43750	16	20	-162742.66406
26	-359866.76563	-331458.93359	17	18	254.34271
27	-505489.64844	-379681.63672	18	19	167.00670

28	-30411.41406	-425714.19531	15	29	1995.45137
29	520713.58594	430434.49219	17	31	-176910.24801
30	470347.78125	420714.55559	19	32	-186332.39251
31	1722902.60900	1555111.12500	19	33	-254050.27141
32	-2524432.73125	-2837742.40625	20	34	-135847.19164
33	-347535.15134	-379237.75516	21	35	1667.90750
34	-421031.67100	-277597.50077	22	36	1301.16711
35	12136.51255	-412650.14044	23	37	-2857.78217
36	659958.50000	952759.50427	23	38	-147624.25152
37	307374.78216	371990.50701	23	39	-159921.20501
38	1144669.59063	775999.50000	23	40	-26512.53516
39	-2085207.46375	-2220036.20125	24	01	-132932.55957
40	-121276.58759	-241172.45625	25	02	1734.20670
41	-537316.55469	-504765.75000	24	03	2917.73441
42	-164285.48400	-491006.84375	27	04	2352.72464
43	1299937.40905	1330727.04625	28	05	-106271.31540
44	400490.70703	412714.43333	26	06	-115453.14160
45	849852.15425	970706.27625	27	07	-151405.39062
46	-2430498.09375	-2755737.34375	28	08	-74554.46404
47	-102637.15137	-231733.09157	29	09	-2020.66595
48	-511685.31641	-450674.19212	30	10	-2552.15271
49	-153178.33904	-645176.76567	31	11	-7740.23093
50	917369.67103	946067.83594	32	12	-67140.73241
51	332503.44141	281760.64457	30	13	-77085.17570
52	669945.68931	735476.08554	31	14	-94072.95292
53	-1738326.21375	-2078957.24375	32	15	-47315.44434
54	-45819.31540	-132783.78656	33	16	2441.49908
55	-372101.91255	-231402.96414	34	17	2364.34314
56	-194146.34766	-698912.00701	35	18	3104.23174
57	1227076.40925	1549640.34375	37	19	-23052.56762
58	271634.07071	311736.48047	34	20	-37916.92156
59	826873.01563	812112.46075	37	21	-40234.76221
60	-2371469.93750	-2592995.63750	36	40	-10177.98657
61	325979.44141	53466.66016	37	38	-7490.14044
62	-345703.10228	-279315.21094	38	39	-5045.29688
63	-305576.88201	-905744.57031	35	40	-17445.45972

ANALISIS ELASTICO DE SEGUNDO ORDEN TERMINADO PARA LA CONDICION DE CARG

ANALISIS PARA LA CONDICION DE CARGA NUMERO 2
 CARGA VERTICAL CON F=1.1 *TESIS* *ACERO*
 FACTOR DE CARGA = 1.100

CARGAS EN NUDOS

NUDO	FX	FY	FZ
5	.00000	-14271.29990	2017069.96375
6	.00000	-21946.29966	.00000
7	.00000	-40674.69971	2599629.96675
8	.00000	-27908.09961	-4214479.93750
9	.00000	-19484.29960	2042939.96375
10	.00000	-34674.19971	.00000
11	.00000	-56020.79941	2311409.96675
12	.00000	-32990.99974	-5287079.93750
13	.00000	-23163.99967	549689.99219
14	.00000	-23163.99974	.00000
15	.00000	-37713.49951	2140079.96675
16	.00000	-23146.29966	-4207719.93750
17	.00000	-23163.99967	549689.99219
18	.00000	-23163.99974	.00000
19	.00000	-37713.49951	2140079.96675
20	.00000	-23146.29966	-4207719.93750
21	.00000	-23163.99967	549689.99219
22	.00000	-23163.99974	.00000
23	.00000	-37713.49951	2140079.96675
24	.00000	-23146.29966	-4207719.93750
25	.00000	-30506.29960	1607179.96438
26	.00000	-31946.19971	.00000
27	.00000	-43726.09961	230499.99219
28	.00000	-22139.29960	-4045909.96675
29	.00000	-30506.29960	1607179.96438
30	.00000	-31946.19971	.00000
31	.00000	-43726.09961	230499.99219
32	.00000	-22139.29960	-4045909.96675
33	.00000	-30506.29960	1607179.96438
34	.00000	-31946.19971	.00000
35	.00000	-43726.09961	230499.99219
36	.00000	-22139.29960	-4045909.96675
37	.00000	-22776.19971	1472129.98438
38	.00000	-27712.99974	.00000
39	.00000	-31197.19971	179529.99805
40	.00000	-15267.99960	-2753409.96675

RESULTADOS DEL ANALISIS ELASTICO DE PRIMER ORDEN

CONDICION DE CARGA NO. 2

DEFORMACIONES

NUDO	DEF DIR X	DEF DIR Y	ROTACION
1	.00000	.00000	.00000
2	.00000	.00000	.00000
3	.00000	.00000	.00000
4	.00000	.00000	.00000
5	-.01011	-.05974	.00012
6	-.00934	-.06991	-.00004
7	-.00330	-.10062	.00019
8	-.00109	-.05760	-.00047

9	-.04741	-.14955	.00033
10	-.04715	-.16970	-.00010
11	-.04684	-.24427	.00032
12	-.04656	-.13654	-.00084
13	-.04520	-.22815	-.00018
14	-.04024	-.25147	-.00012
15	-.03979	-.35912	.00006
16	-.10315	-.19997	-.00062
17	-.13635	-.29655	-.00019
18	-.13658	-.32749	-.00018
19	-.13642	-.45820	.00003
20	-.13439	-.25357	-.00072
21	-.29204	-.35469	-.00023
22	-.29020	-.35976	-.00021
23	-.28874	-.54165	.00011
24	-.29237	-.29717	-.00091
25	-.41569	-.42497	.00006
26	-.41229	-.46299	-.00023
27	-.40856	-.64158	-.00014
28	-.40559	-.34711	-.00103
29	-.53019	-.47621	.00008
30	-.54063	-.52010	-.00022
31	-.54371	-.71469	-.00003
32	-.54305	-.35004	-.00034
33	-.71753	-.53926	.00019
34	-.71322	-.59249	-.00031
35	-.70905	-.30475	.00004
36	-.70286	-.42640	-.00202
37	-.87136	-.56557	.00082
38	-.68453	-.62618	-.00024
39	-.90954	-.34247	.00000
40	-.92758	-.44354	-.00247

ACCIONES MECANICAS

MIEM	MOMENTO EXMO I	MOMENTO EXMO J	1	J	FUERZA AXIAL
1	423076.36323	775396.37500	1	5	-221054.68750
2	79417.34277	-16852.31445	2	6	-258672.05485
3	627465.37300	1039342.68750	3	7	-372294.57031
4	-962052.42104	-2074032.25000	4	8	-217907.77734
5	113045.27734	4074.12593	5	6	891.50744
6	2912.30273	159232.22656	6	7	617.70570
7	32884.92188	-355937.20317	7	8	719.29703
8	1120134.12500	1436671.73438	8	9	-206921.42198
9	9866.14160	-76472.60352	9	10	-230182.37500
10	1318169.14063	1479736.73438	10	11	-331091.21250
11	-2362303.81359	-2933174.62500	11	12	-193335.05859
12	327825.18359	41322.34375	12	10	300.71489
13	-96482.84375	130283.57031	13	11	1042.89824
14	75675.75563	-603295.07031	14	12	2733.64662
15	1179443.15750	488530.49219	15	13	-137872.44336
16	131633.24219	132073.01567	16	14	-195171.70313
17	1252711.26562	1179064.00000	17	15	-274408.32422
18	-2449909.53125	-2156997.06250	18	16	-151531.97461
19	-263834.50938	-256161.75195	19	14	-2626.22253
20	-264209.84375	-179730.86914	20	15	-1323.14226
21	-2483.75352	-235551.77244	21	16	-2549.36584
22	325193.92433	370652.85938	22	17	-163417.27530
23	397800.49391	313002.23823	23	18	-172072.33594
24	1150829.57813	1135211.07500	24	19	-236918.75586

25	-1766070.28125	-1676691.79377	16	20	-107984.16113
26	-268155.10735	-235593.17069	17	16	230.03222
27	-384113.49219	-235097.43359	18	19	131.12332
28	-11136.20313	-320434.39067	19	20	1594.88947
29	447981.55469	332976.91405	17	21	-139890.67949
30	356708.49609	317527.79297	18	22	-149769.77244
31	1338790.87500	1444666.79583	19	23	-195650.59180
32	-1990594.87063	-2047500.28125	20	24	-134431.63281
33	-292211.23434	-334967.79067	21	22	1307.97914
34	-224616.57433	-234510.95317	22	23	1070.80342
35	20994.15311	-311848.95713	23	24	-3243.26624
36	507724.23023	734807.04660	21	25	-114352.46532
37	292028.07206	279224.52734	22	26	-125630.16699
38	588929.69701	875676.19581	23	27	-162241.35352
39	-1640372.40750	-1752171.74313	24	25	-10924.76125
40	-82004.00500	-178730.50115	25	26	2144.31094
41	-412325.27774	-354745.51569	26	27	7235.92572
42	-119482.48703	-130221.52344	27	28	1841.84369
43	1016380.61719	1041726.79044	27	29	-30537.04500
44	311090.16816	212021.44141	24	30	-97030.87491
45	682255.25123	751999.69531	25	31	-113937.79413
46	-1913411.53125	-2171694.53125	26	32	-31615.37354
47	-70420.75751	-173984.84760	29	30	-1535.25605
48	-392946.25516	-328456.34775	30	31	-1954.50347
49	-11222.10778	-427115.07013	31	32	-2933.06002
50	716274.14063	734642.54375	29	33	-52742.54102
51	253910.03316	218414.13006	30	34	-6571.02637
52	519179.09266	547404.21250	31	35	-75451.88194
53	-1370110.03125	-1640436.73750	32	36	-36407.79442
54	-29995.02441	-137506.05859	33	34	1908.29442
55	-291588.52734	-215550.34113	34	35	1548.61891
56	-147559.55469	-342509.10931	35	36	7419.05231
57	962532.26563	1214457.20317	33	37	-22031.71655
58	210180.89344	240571.16406	34	36	-27224.35156
59	646005.64063	631340.14063	35	39	-31607.27759
60	-1862962.93750	-2042645.70713	36	40	-14285.03655
61	257672.79297	22517.70420	37	35	-5885.74481
62	-267097.13672	-217121.77142	38	39	-7102.09747
63	-235731.16406	-710764.16406	35	40	-1555.69751

RESULTADOS DEL ANALISIS ELASTICO DE SEGUNDO ORDEN

NUMERO DE CICLOS PARA CONVERGENCIA= 1
 CONDICION DE CARGA NUMERO 1

DEFORMACIONES

NUDO	DEF DIR X	DEF DIR Y	ROTACION
1	.00000	.00000	.00000
2	.00000	.00000	.00000
3	.00000	.00000	.00000
4	.00000	.00000	.00000
5	-.01055	-.05977	.00012
6	-.00977	-.06991	-.00004
7	-.00923	-.10062	.00019
8	-.00953	-.05697	-.00047
9	-.05039	-.14962	.00033
10	-.05004	-.16977	-.00010
11	-.04913	-.24426	.00031

12	-.04543	-.12643	-.00023
13	-.10053	-.22932	-.00017
14	-.10357	-.25147	-.00012
15	-.10516	-.25912	.00005
16	-.10256	-.19987	-.00062
17	-.19570	-.29675	-.00015
18	-.19544	-.32051	-.00019
19	-.17331	-.45830	.00002
20	-.19329	-.25347	-.00075
21	-.30490	-.25491	-.00024
22	-.30305	-.28561	-.00022
23	-.30163	-.54190	.00010
24	-.30332	-.27717	-.00092
25	-.40316	-.42534	.00005
26	-.42985	-.46307	-.00023
27	-.42636	-.64167	-.00015
28	-.42316	-.34609	-.00104
29	-.55978	-.47677	.00003
30	-.56023	-.52033	-.00023
31	-.56556	-.71487	-.00004
32	-.57061	-.32095	-.00135
33	-.74364	-.53981	.00017
34	-.73952	-.59271	-.00032
35	-.73517	-.80497	.00003
36	-.72910	-.42646	-.00203
37	-.90012	-.56613	.00081
38	-.91350	-.62647	-.00024
39	-.92953	-.56260	.00000
40	-.95680	-.44365	-.00243

ACCIONES MECANICAS

MIEH	MOMENTO EXMO I	MOMENTO EXMO J	I	J	FUERZA AXIAL
1	486658.75761	772981.75761	1	5	-221204.13567
2	63034.35645	-16652.13477	2	6	-258661.96875
3	633374.69551	1087846.45313	3	7	-372286.11719
4	-961335.92189	-2075906.25000	4	8	-210776.97070
5	109356.08904	543.43755	5	6	895.46263
6	-310.52579	156089.61321	6	7	621.66967
7	29897.00391	-339760.05070	7	3	714.49116
8	1134732.09375	1437959.73436	8	9	-207062.17578
9	16419.35353	-71579.02539	6	10	-230173.62500
10	1325494.60233	1501923.92107	7	11	-331034.67569
11	-2370812.65625	-2929152.34375	8	12	-133211.74805
12	321617.45313	54316.92363	9	10	299.96313
13	-102673.45117	175240.08594	10	11	1049.39984
14	70032.28516	-612375.56250	11	12	3747.97000
15	1183362.31250	472435.05156	9	13	-137997.28125
16	140136.92303	108460.70795	10	14	-195164.87695
17	1534213.62500	1136162.37500	11	15	-274397.57422
18	-2445549.00000	-2154976.59375	12	16	-151425.08984
19	-273661.95313	-245139.60357	12	14	-2637.02802
20	-272690.26172	-137954.69727	14	15	-1345.63951
21	-10659.75195	-292972.57422	15	16	-2566.04106
22	331116.21404	374585.36957	12	17	-167520.13281
23	409361.70313	322998.68750	14	16	-172067.22852
24	1160532.25000	1114549.09375	15	19	-236905.98828
25	-1728770.93750	-1891329.15625	16	20	-127895.09473
26	-273771.01172	-295744.69922	17	18	231.12376
27	-395267.47359	-296585.41797	18	19	131.32822

28	-20645.60742	-331235.27734	19	20	1565.15115
29	454075.67186	336766.57817	17	21	-13976.28672
30	362013.00984	327612.97656	18	22	-145763.08002
31	1350761.76563	1434739.25432	19	23	-199644.21239
32	-1983185.40625	-2243219.09379	20	24	-104414.76367
33	-302907.80073	-225030.14453	21	22	1311.95139
34	-334132.04297	-215750.01406	22	23	1029.55233
35	12107.61522	-321430.51172	23	24	-3274.19758
36	516030.57031	759623.50000	21	25	-114405.54297
37	301599.02344	215423.73430	22	26	-127651.52441
38	896966.70313	635435.74219	23	27	-163260.38477
39	-1643067.40625	-1746090.51563	24	28	-30889.09767
40	-92720.45020	-136596.76125	25	26	2140.26627
41	-421196.25721	-393061.77724	26	27	2270.54234
42	-126714.21484	-339016.23437	27	28	1877.68751
43	1030274.95434	1045759.42281	19	29	-27569.56626
44	318767.33203	321766.12691	26	30	-27075.61016
45	645640.05469	750427.52344	29	31	-119960.71972
46	-1910501.92133	-2174301.00000	28	32	-50586.60742
47	-76377.84383	-131380.03020	29	33	-1517.33710
48	-400006.03906	-356739.29707	30	31	-2003.55403
49	-113333.43750	-304750.63281	31	32	-2935.45474
50	719793.56200	725070.16406	21	33	-52735.56823
51	259631.91922	225057.89648	30	34	-67567.76007
52	524794.27844	522930.69531	31	35	-75454.59180
53	-1366770.31250	-1634990.02617	22	36	-36394.41064
54	-34679.59355	-141966.49023	33	34	1916.10144
55	-295990.03316	-219176.28711	34	35	1855.79092
56	-151443.23025	-147691.25761	35	36	2434.66293
57	963709.74219	1214896.00000	27	37	-22040.72046
58	212699.13367	244030.05748	34	38	-32221.27417
59	648833.50781	616722.17969	29	39	-31611.62813
60	-1863219.42188	-2042177.42188	26	40	-14283.19824
61	255233.49809	26773.51367	37	38	-5884.90625
62	-270817.14453	-219030.04297	38	39	-7105.82705
63	-239162.03125	-711212.33281	36	40	-10564.94470

 ANALISIS ELASTICO DE SEGUNDO ORDEN TERMINADO PARA LA CONDICION DE CARG

ANALISIS PARA LA CONDICION DE CARGA NUMERO 3
 CARGA VERTICAL + HORIZONTAL *TEJAS* +ACERO*
 FACTOR DE CARGA = 1.100

CARGAS EN NUDOS

NUDO	PX	PY	PZ
5	1847.99990	-14271.39990	2017069.98438
6	.00000	-23746.79980	.00000
7	.00000	-40674.69971	2559629.96875
8	.00000	-27900.09961	-4014479.93750
9	6132.49994	-19436.29980	2942939.96875
10	.00000	-34674.19971	.75570
11	.00000	-56030.39941	2281409.96875
12	.00000	-32350.09976	-8977079.90750
13	6445.99994	-23746.79980	549009.99219
14	.00000	-23165.29976	.00000
15	.00000	-37713.49951	214079.96875
16	.00000	-23746.79980	-4007719.93750
17	5199.39990	-23746.79980	549009.99219
18	.00000	-23165.29976	.00000
19	.00000	-37713.49951	214079.96875
20	.00000	-23746.79980	-4007719.93750
21	7953.89990	-23746.79980	549009.99219
22	.00000	-23165.29976	.00000
23	.00000	-37713.49951	214079.96875
24	.00000	-23746.79980	-4007719.93750
25	13913.39990	-30500.29980	1607179.98438
26	.00000	-31946.19971	.00000
27	.00000	-43726.09961	300499.99219
28	.00000	-22339.29980	-4045909.96875
29	15998.39990	-30500.29980	1607179.98438
30	.00000	-31946.19971	.00000
31	.00000	-43726.09961	300499.99219
32	.00000	-22339.29980	-4045909.96875
33	18031.79990	-30500.29980	1607179.98438
34	.00000	-31946.19971	.00000
35	.00000	-43726.09961	300499.99219
36	.00000	-22339.29980	-4045909.96875
37	15023.99900	-23746.19971	1472129.98438
38	.00000	-27019.99976	.00000
39	.00000	-31196.19971	170529.99005
40	.00000	-15767.99980	-2753409.96875

RESULTADOS DEL ANALISIS ELASTICO DE PRIMER ORDEN

CONDICION DE CARGA NO. 3

DEFORMACIONES

NUDO	DEF DIR X	DEF DIR Y	ROTACION
1	.00000	.00000	.00000
2	.00000	.00000	.00000
3	.00000	.00000	.00000
4	.00000	.00000	.00000
5	.81923	-.03630	.00345
6	.81374	-.07125	.00276
7	.81070	-.10390	.00305
8	.81881	-.07571	.00291

9	3.88805	-0.09474	.00459
10	3.88632	-0.17245	.00331
11	3.88417	-0.25216	.00300
12	3.88361	-0.18037	.00351
13	5.65467	-0.15056	.00399
14	5.64467	-0.25556	.00350
15	5.63966	-0.17053	.00373
16	5.63616	-0.26207	.00360
17	7.32896	-0.20144	.00387
18	7.32216	-0.22833	.00327
19	7.31761	-0.47231	.00353
20	7.31690	-0.32969	.00337
21	8.96126	-0.24712	.00397
22	8.94925	-0.39123	.00341
23	8.94475	-0.55775	.00377
24	8.94072	-0.38340	.00334
25	10.66497	-0.30524	.00390
26	10.65272	-0.44907	.00309
27	10.64502	-0.65920	.00322
28	10.64229	-0.44301	.00294
29	12.00569	-0.34950	.00336
30	12.07108	-0.32667	.00237
31	12.05601	-0.75024	.00260
32	12.04377	-0.48414	.00197
33	13.39524	-0.40651	.00284
34	13.36857	-0.59922	.00180
35	13.35320	-0.32406	.00215
36	13.34971	-0.33316	.00066
37	14.11230	-0.43105	.00216
38	14.07079	-0.63298	.00072
39	14.05304	-0.36197	.00096
40	14.00535	-0.55176	-0.00108

ACCIONES MECANICAS

MIEM	MOMENTO EXMO I	MOMENTO EXMO J	I	J	FUERZA AXIAL
1	-7201133.75000	1013091.50000	1	5	-134428.73628
2	-8832365.87500	-2254909.18750	2	6	-263636.80078
3	-8144575.00000	-831789.68750	3	7	-334727.31641
4	-3476951.75000	-1546446.06250	4	8	-281136.22266
5	6360829.00000	5132412.62500	5	6	-330.88319
6	5640562.93750	5831944.50000	6	7	-272.57119
7	3342398.37500	5236943.68750	7	8	112.95780
8	-5356053.37500	-3655487.12500	8	9	-134616.70702
9	-9283066.12500	-1469664.07500	9	10	-234161.55469
10	-7690924.00000	-5566410.68750	10	11	-341534.47656
11	-8528981.62500	-7630188.06250	11	12	-241217.39453
12	2156426.25000	7301133.31250	12	10	-1983.54534
13	6772004.68750	7101010.50000	10	11	-2476.72252
14	6667317.68750	6497500.91250	11	12	-567.18269
15	-1557799.10750	-2373576.21875	12	13	-133362.67773
16	-5603463.87500	-3350117.18750	13	14	-197618.80273
17	-3921506.50000	-4019776.10750	14	15	-282808.17569
18	-4854400.81250	-4737886.43750	15	16	-195194.78125
19	5233184.25000	5001293.93750	16	14	-1669.42078
20	4862903.01250	4972810.50000	14	15	-4288.40430
21	4730190.12500	4675657.87500	15	16	-2660.28860
22	-2309711.84375	-2444142.62500	16	17	-121566.21285
23	-4514179.37500	-4818674.56250	14	18	-173902.50977
24	-3535154.00000	-3402322.06250	15	19	-243263.20898

25	-4146295.25000	-4466649.37500	16	20	-161580.60742
26	4997142.43750	4706137.12500	17	17	-5869.44757
27	4509229.37500	4351605.13750	18	19	-3927.16559
28	4517466.12500	4444337.75000	19	20	-484.15014
29	-2003100.07750	-1388719.18750	17	21	-105143.20703
30	-4396743.37500	-4217750.01250	18	22	-130153.16672
31	-3193178.73125	-2371352.77500	19	23	-204073.07031
32	-4191999.40625	-2335762.68750	20	24	-123431.16699
33	4043653.43750	3433140.65625	21	22	-1091.41412
34	3727100.12500	3463169.77500	22	27	-7617.40378
35	3750775.48750	3637987.90625	23	24	-2531.97457
36	-1606944.17750	-1596834.51250	21	25	-74561.62908
37	-3342501.48750	-3414410.41250	22	26	-136647.00694
38	-2597223.25000	-3655473.09375	27	27	-165052.33202
39	-3577938.62500	-3914392.03125	24	27	-96942.01836
40	3517439.40625	3214136.46625	25	26	-7944.66644
41	2927669.43750	2971760.15625	26	27	-4477.52472
42	2972365.90625	2971069.93750	27	25	-1671.75272
43	-231621.30625	-765405.46375	25	29	-71022.67891
44	-1329390.00375	-2444796.88500	26	28	-7317.15450
45	-2048151.20313	-2275735.34375	27	31	-130456.19921
46	-3022091.65625	-2651137.00000	27	27	-50014.30767
47	2646699.62500	2837742.75000	29	31	-15961.93334
48	2217642.73125	2576220.62500	30	31	-7771.23870
49	2300341.18750	2154345.40625	31	32	-4419.41510
50	-338110.66359	-595316.38201	25	28	-47803.24365
51	-1500195.20313	-1303783.45313	20	34	-60737.30219
52	-1740328.70313	-1433445.67188	21	35	-76095.62109
53	-2356970.61250	-2679455.18750	22	36	-40437.67510
54	1441805.17188	1586219.04688	27	34	-11926.00220
55	1090319.06375	1174752.07017	24	35	-6779.74932
56	1141653.64063	848313.46075	25	36	-1394.29759
57	800591.30469	550442.04681	27	37	-20525.91992
58	-542676.02313	-977984.60156	24	38	-20282.97382
59	-82245.79603	-368972.92153	25	39	-31765.18481
60	-2014769.73438	-2707755.46875	24	40	-15531.36951
61	941486.01563	627552.66156	27	38	-12623.93433
62	343422.87844	400082.59844	28	39	-14523.92664
63	347419.10547	-45654.43559	29	40	-12763.90161

RESULTADOS DEL ANALISIS ELASTICO DE SEGUNDO ORDEN

NUMERO DE CICLOS PARA CONVERGENCIA= 4
 CONDICION DE CARGA NUMERO 3

DEFORMACIONES

NUDO	DEF DIR X	DEF DIR Y	ROTACION
1	.00000	.00000	.00000
2	.00000	.00000	.00000
3	.00000	.00000	.00000
4	.00000	.00000	.00000
5	.35199	-.03727	.00360
6	.35151	-.07320	.00289
7	.85105	-.10601	.00318
8	.85117	-.07033	.00306
9	4.07593	-.11147	.00481
10	4.07449	-.19182	.00343
11	4.07250	-.27134	.00398

12	4.07187	-70095	.03573
13	5.92601	-17571	.00417
14	5.91674	-25267	.00366
15	5.91190	-79894	.00369
16	5.90552	-19235	.00376
17	7.67425	-23423	.00405
18	7.66761	-36476	.00341
19	7.66315	-70911	.00367
20	7.66257	-76072	.00353
21	9.37060	-23730	.00413
22	9.36100	-43532	.00354
23	9.35619	-60021	.00391
24	9.35205	-43046	.00349
25	11.14145	-35352	.00412
26	11.12705	-72157	.00320
27	11.12241	-71220	.00333
28	11.11941	-49860	.00306
29	12.61767	-40750	.00346
30	12.59514	-56494	.00244
31	12.59062	-79197	.00260
32	12.57240	-34639	.00207
33	13.95707	-46526	.00290
34	13.93009	-66227	.00185
35	13.91510	-78760	.00224
36	13.91143	-79950	.00072
37	14.69109	-49110	.00219
38	14.68916	-69741	.00073
39	14.61633	-92600	.00090
40	14.50355	-61930	-.00106

ACCIONES MECANICAS

MIEM	MOMENTO EXMO I	MOMENTO EXMO J	I	J	FUERZA AXIAL
1	-7447138.25000	1692306.00000	1	5	-130910.80957
2	-9113402.25000	-2032413.75000	2	6	-263767.65625
3	-3404651.00000	-912274.12500	3	7	-235197.39453
4	-3693509.00000	-1454140.12500	4	8	-202836.16406
5	6640960.50000	6167052.71250	5	6	-554.61833
6	5893332.75000	6089062.62500	6	7	-520.01993
7	5574471.12500	5536474.75000	7	8	116.26421
8	-5717429.00000	-3932923.46875	8	9	-131698.61719
9	-9773986.00000	-8410260.25000	9	10	-234161.62891
10	-3151632.50000	-6992212.75000	10	11	-341824.42578
11	-3666302.00000	-7591335.56250	11	12	-240336.80664
12	6545954.75000	7655662.31250	12	10	-1647.12732
13	7107467.18750	7446194.51250	10	11	-2277.65125
14	6994233.18750	6548932.66875	11	12	-637.40749
15	-1664994.97188	-2516091.72125	5	13	-131351.83594
16	-5856869.18750	-5614648.62500	10	14	-157539.07422
17	-4160305.00000	-4271282.62500	11	15	-232022.14844
18	-4944609.12500	-4355111.18750	12	16	-196625.24023
19	5472470.62500	5230460.43750	13	14	-1631.02556
20	5087846.43750	5191714.62500	14	15	-4161.53723
21	4937861.12500	4692973.25000	15	16	-2517.38748
22	-2405702.27500	-2369629.43750	17	17	-120101.63086
23	-4703674.75000	-5056710.56250	14	18	-173910.76367
24	-3717217.25000	-4613720.37500	15	19	-243399.69727
25	-4231592.93750	-4574936.50000	16	20	-162523.35742
26	3204460.19779	4902905.81250	17	18	-5800.09491
27	4701724.07500	4625067.56250	18	19	-7828.02173

28	4692207.25000	4633157.75000	15	20	-428.55266
29	-2084936.59375	-1976139.92150	17	21	-108169.05070
30	-4567924.18750	-4372651.81250	18	22	-150073.24023
31	-3353470.31250	-3031956.71875	19	23	-204132.79632
32	-4265099.68750	-4314732.66750	20	24	-125064.29803
33	4204659.06250	3934673.75000	21	25	-2132.39133
34	3677356.53125	4016050.66750	22	26	-3532.67982
35	3889562.60750	3753540.71875	23	24	-2396.05498
36	-1673627.65938	-1690700.06250	21	25	-97946.06770
37	-3469353.00000	-3759027.03125	22	26	-126572.91692
38	-2716983.03125	-3304307.65625	22	27	-165072.15071
39	-3646531.43750	-4000355.40625	24	28	-97232.04297
40	363516.21875	3031111.07500	23	26	-7037.06824
41	3038080.59375	3062784.31250	24	27	-4412.13082
42	3074034.12500	2998059.74375	27	28	-1637.70360
43	-257928.05071	-321039.60750	25	29	-71709.11320
44	-2607276.10500	-3249399.54375	24	30	-97621.51270
45	-2122714.39375	-2676435.78125	27	31	-120456.48438
46	-3045463.15625	-2903970.31250	27	32	-61165.35449
47	2919451.31250	2531521.06250	25	30	-16012.42090
48	2290350.25000	2589535.71250	26	31	-9733.71204
49	2419263.90625	2259319.75000	31	32	-6252.45694
50	-411230.66797	-630137.39575	25	33	-47693.68652
51	-1622935.53125	-1324743.45312	30	34	-60751.54980
52	-1231965.23438	-1457767.37500	31	35	-76052.53418
53	-2581262.90625	-2912121.18750	32	36	-40511.25000
54	1512476.57113	1276039.95313	33	34	-11611.37144
55	1120307.45313	1234795.40625	34	35	-6751.60291
56	1169750.15325	178752.94531	35	36	-1399.59218
57	504327.07031	522450.32031	32	37	-20507.39063
58	-552104.46094	-293961.60938	34	38	-28272.16211
59	-90230.39344	-536490.28125	25	39	-31774.83545
60	-2012537.01562	-2719339.25000	34	40	-15575.52282
61	949676.53906	637007.29688	37	38	-18635.18921
62	356762.69141	410485.76952	38	39	-14530.21741
63	354533.66406	-34069.76320	39	40	-12761.22046

ANALISIS ELASTICO DE SEGUNDO ORDEN TERMINADO PARA LA CONJICION DE CARG

ANALISIS PARA LA CONDICION DE CARGA NUMERO 4
 CARGA VERTICAL + HORIZONTAL(0=1) *TESIS* *ACERO*
 FACTOR DE CARGA = 1.100

CARGAS EN NUDOS

NUDO	PX	PY	MZ
5	5543.99994	-14271.39990	2017069.98438
6	.00000	-23746.79987	.00000
7	.00000	-40674.69971	2599629.96875
8	.00000	-27906.09961	-4316479.93750
9	10397.49976	-19484.29980	2942939.96875
10	.00000	-34674.19971	.75570
11	.00000	-50030.39941	3201409.96875
12	.00000	-32050.99776	-5927079.93750
13	19337.99976	-23765.99960	549389.99219
14	.00000	-23765.99976	.00000
15	.00000	-37710.49951	2148079.96875
16	.00000	-23746.79987	-4207719.93750
17	24590.19971	-23765.99960	549389.99219
18	.00000	-23765.99976	.00000
19	.00000	-37710.49951	2148079.96875
20	.00000	-23746.79987	-4207719.93750
21	29361.69971	-23765.99960	549389.99219
22	.00000	-23765.99976	.00000
23	.00000	-37710.49951	2148079.96875
24	.00000	-23746.79987	-4207719.93750
25	41741.69971	-30006.29980	1677179.98438
26	.00000	-31946.19971	.00000
27	.00000	-43726.09961	330499.99219
28	.00000	-22739.29980	-4045909.96875
29	47995.19971	-30006.29980	1677179.98438
30	.00000	-31946.19971	.00000
31	.00000	-43726.09961	330499.99219
32	.00000	-22739.29980	-4045909.96875
33	54245.39941	-30006.29980	1677179.98438
34	.00000	-31946.19971	.00000
35	.00000	-43726.09961	330499.99219
36	.00000	-22739.29980	-4045909.96875
37	45077.99951	-22776.19971	1472129.98438
38	.00000	-27712.99976	.00000
39	.00000	-31190.19971	173529.99305
40	.00000	-19267.99980	-2753409.96875

RESULTADOS DEL ANALISIS ELASTICO DE PRIMER ORDEN

CONDICION DE CARGA NO. 4

DEFORMACIONES

NUDO	DEF DIR X	DEF DIR Y	ROTACION
1	.00000	.00000	.00000
2	.00000	.00000	.00000
3	.00000	.00000	.00000
4	.00000	.00000	.00000
5	2.47791	.01049	.01009
6	2.47542	-.07394	.00336
7	2.47370	-.11070	.00875
8	2.47261	-.11310	.00966

9	11.75396	.01423	.01311
10	11.75327	-.17898	.01017
11	11.74500	-.26794	.01078
12	11.73575	-.36901	.01222
13	17.15442	.00464	.01233
14	17.13078	-.26374	.01073
15	17.11858	-.39334	.01107
16	17.11473	-.38626	.01204
17	22.36060	-.01121	.01196
18	22.33936	-.33318	.01013
19	22.32371	-.70047	.01054
20	22.31271	-.48201	.01154
21	27.46703	-.05197	.01239
22	27.42994	-.40217	.01364
23	27.41175	-.51959	.01110
24	27.40309	-.55562	.01122
25	32.62632	-.06577	.01124
26	32.73298	-.43120	.00971
27	32.75309	-.69440	.00994
28	32.75903	-.63707	.01009
29	37.36345	-.09587	.00991
30	37.29451	-.53961	.00755
31	37.25546	-.77037	.00707
32	37.24243	-.68547	.00860
33	41.62078	-.14117	.00915
34	41.53216	-.61263	.00904
35	41.47795	-.66269	.00950
36	41.45404	-.74649	.00903
37	44.09091	-.16207	.00404
38	43.98145	-.64637	.00267
39	43.91521	-.90893	.00287
40	43.87101	-.76919	.00170

ACCIONES MECANICAS

MEM	MOMENTO EXMO I	MOMENTO EXMO J	I	J	FUERZA AXIAL
1-22569567.75000	1457492.00000		1	5	38623.23975
2-26655939.50000	-6731025.25000		2	6	-273566.30469
3-25687671.50000	-4330095.87500		3	7	-405592.80359
4-23506756.75000	-432644.00000		4	8	-418593.16016
5 18856389.25000	17699094.00000		5	6	-2799.73303
6 16915060.50000	17177371.50000		6	7	-2053.14212
7 15961429.25000	16494509.75000		7	8	-1059.72066
8-19326331.00000	-13840406.37500		8	9	5986.75556
9-27883936.00000	-43256054.25000		9	10	-242119.94737
10-25709115.25000	-22671711.25000		10	11	-362416.00678
11-20822342.00000	-17022310.75000		11	12	-354922.13672
12 23313634.00000	21320760.50000		12	10	-4552.27232
13 20509274.75000	20942465.25000		13	11	-5515.72400
14 19353606.50000	20699090.00000		14	12	-6162.67822
15 -7020265.25000	-6097789.37500		15	13	-24343.04810
16-17073679.00000	-16255500.50000		16	14	-262513.04002
17-14815946.52500	-14417460.25000		17	15	-259607.87891
18 -9663370.50000	-9999060.37500		18	16	-282520.41016
19 16227226.50000	15476513.50000		19	14	-26755.81214
20 15117135.25000	15077112.50000		20	15	-10198.77405
21 14195541.00000	14598081.12500		21	16	-2882.42862
22 -7579530.16750	-8072559.43750		22	17	-37864.00293
23-14322149.50000	-13052037.25000		23	18	-177802.88281
24-12907124.12500	-13623112.50000		24	19	-255952.05273

25	-8906755.37500	-9538176.50000	16	20	-221773.53300
26	15527742.50000	14689756.50000	17	10	-17065.21337
27	14293924.12500	14465607.75000	18	10	-10044.30932
28	13562672.75000	13775888.75000	19	20	-4541.86682
29	-6905265.50000	-6771707.50000	17	21	-46632.16992
30	-13902642.75000	-13236285.12500	18	22	-102919.93359
31	-12257124.37500	-11504997.37500	19	27	-210912.18555
32	-4594205.50000	-4212284.43750	20	24	-170330.32617
33	12701387.25000	12369365.12500	21	27	-20911.49683
34	11330533.37500	10022334.12500	21	27	-12914.20261
35	11210342.37500	11447665.42500	21	24	-1035.27372
36	-3840266.93750	-4305114.12500	21	25	-53001.00044
37	-10611634.62500	-11432504.12500	20	26	-125624.65074
38	-9559312.12500	-10547774.12500	21	27	-177622.21094
39	-7443072.25000	-6240134.56250	24	21	-120954.08472
40	10719939.10000	10035074.75000	27	24	-20122.12203
41	5607782.50000	9185182.60000	27	27	-10004.73525
42	7154065.87500	7432670.50000	27	25	-1774.15015
43	-2707620.59375	-4271772.56250	25	25	-48924.55371
44	-3210353.06250	-10630434.75000	26	25	-23939.75292
45	-7460960.93750	-9231002.55000	27	21	-123453.02441
46	-5239452.75000	-7197392.71250	27	20	-26812.71125
47	8662942.75000	7170007.12500	29	27	-44712.85742
48	7430823.31250	7547176.93750	29	21	-21324.83222
49	7273469.75000	1481161.75000	21	22	-7411.64868
50	-2596903.81250	-3294935.62500	29	28	-37924.62246
51	-5245401.50000	-2449174.93750	27	24	-61215.85302
52	-4759346.31250	-5335742.62500	21	27	-77383.11132
53	-4356691.37500	-5357491.56250	21	26	-47645.63672
54	4505309.68750	4044009.40625	27	24	-39295.33545
55	3354137.28125	3954700.78125	24	20	-24033.95728
56	3720000.20125	3625751.81250	27	24	-6021.13694
57	476711.42125	-836987.75000	27	27	-12500.30702
58	-2049060.01563	-2403112.28125	24	21	-25400.25562
59	-1538745.83125	-2870595.46875	27	27	-32080.95532
60	-2313383.93750	-4037976.12500	26	40	-12173.90405
61	2509118.43750	1825649.93750	27	25	-44104.47217
62	1577463.09375	1635704.84375	26	29	-29367.95482
63	1512819.57812	1284564.78438	26	40	-17175.89111

RESULTADOS DEL ANALISIS ELASTICO DE SEGUNDO ORDEN

NUMERO DE CICLOS PARA CONVERGENCIA= 1
CONDICION DE CARGA NUMERO 1

DEFORMACIONES

NUDO	DEF DIR X	DEF DIR Y	ROTACION
1	.00000	.00000	.00000
2	.00000	.00000	.00000
3	.00000	.00000	.00000
4	.00000	.00000	.00000
5	2.57762	-.00460	.01054
6	2.57364	-.09137	.00874
7	2.57030	-.12035	.00914
8	2.56836	-.13271	.01012
9	12.32263	-.15119	.01376
10	12.31840	-.35175	.01063
11	12.31117	-.44117	.01130

12	12.30242	-.44265	.01282
13	17.97477	-.24491	.01289
14	17.95116	-.52182	.01123
15	17.94034	-.65215	.01157
16	17.93766	-.65151	.01261
17	23.40756	-.33543	.01246
18	23.38717	-.67571	.01361
19	23.37397	-.83892	.01392
20	23.36856	-.82821	.01205
21	28.72165	-.43417	.01255
22	28.68376	-.81216	.01107
23	28.66626	-1.00363	.01153
24	28.66227	-.97557	.01222
25	34.24592	-.55017	.01227
26	34.24500	-.57727	.01307
27	34.21593	-1.19145	.01031
28	34.20092	-1.14122	.01132
29	35.97757	-.63964	.01923
30	38.90042	-1.09413	.00720
31	35.86977	-1.32561	.00812
32	35.85745	-1.25341	.00891
33	43.36061	-.73567	.00827
34	43.27199	-1.21027	.00521
35	43.21305	-1.46575	.00567
36	43.19500	-1.76225	.00624
37	45.08025	-.77352	.00494
38	45.78031	-1.26907	.00269
39	45.71400	-1.52365	.00296
40	45.67009	-1.49642	.00172

ACCIONES MECANICAS

MEM	MOMENTO EXMO I	MOMENTO EXMO J	I	J	FUERZA AXIAL
1	-23392347.50000	1770235.50000	1	5	49904.89014
2	-27515907.75000	-6635535.62500	2	6	-273573.08203
3	-26461841.50000	-4919594.37500	3	7	-410527.86719
4	-24034556.75000	-249408.25000	4	8	-426766.21484
5	19699505.50000	18497134.50000	5	9	-4575.72772
6	17678487.25000	17943252.25000	6	7	-3833.32672
7	16679112.37500	17253475.50000	7	8	-1972.23662
8	-19452690.75000	-14676257.62500	8	9	15641.67871
9	-29340084.00000	-26573350.50000	9	10	-241166.21094
10	-27105750.25000	-25974728.50000	7	11	-362339.46094
11	-21319541.50000	-17115925.25000	8	12	-367052.63281
12	24933739.50000	22902660.50000	9	10	-4841.64071
13	21522400.25000	21965414.00000	10	11	-5311.58116
14	20835646.75000	21766173.00000	11	12	-1867.92871
15	-2363941.63750	-8532185.12500	9	13	-17527.37866
16	-17851213.00000	-17056397.75000	10	14	-201325.40234
17	-15548147.00000	-15132368.75000	11	15	-295320.85936
18	-9927324.00000	-10294126.25000	12	16	-286651.69531
19	16955724.00000	16175340.12500	13	14	-27302.49316
20	15807276.00000	15965491.62500	14	15	-3235.52644
21	14335921.00000	15267997.12500	15	16	-2037.34695
22	-7375665.00000	-3453271.50000	17	17	-32809.51465
23	-14926700.87500	-15751925.75000	14	18	-176769.90039
24	-13473439.37500	-14257287.62500	15	17	-25549.59375
25	-9131605.37500	-9941112.12500	16	20	-231610.14259
26	16165347.00000	15297380.00000	17	18	-17482.03882
27	14892763.62500	15654731.00000	18	19	-11371.21948

23	14119877.50000	14562512.07500	10	20	-4107.13440
29	-7161902.06250	-6594315.43750	17	21	-46166.97559
30	-14438723.12500	-13627455.12500	10	22	-154944.66211
31	-12769230.75000	-12025411.12500	17	23	-212427.26220
32	-3829160.75000	-3458075.12500	20	24	-170063.47266
33	13207084.25000	12577250.25000	21	28	-26758.08076
34	12295401.25000	11472391.12500	23	27	-12394.44043
35	11645222.07500	11007520.75000	19	24	-2429.99405
36	-8063773.50000	-7556610.00000	21	27	-52693.65078
37	-11007197.52500	-1051412.07500	22	26	-127715.21777
38	-9947444.07500	-10252347.62500	17	27	-170066.69221
39	-7616962.25000	-6506643.75000	24	27	-12765.39551
40	11003829.75000	10354357.75000	27	26	-27635.36814
41	8955449.62500	10032350.12500	26	27	-12517.58276
42	9479744.25000	9777627.62500	27	27	-25711.48652
43	-2310024.96250	-4549776.56250	23	29	-47748.97168
44	-8459095.62500	-10790424.62500	27	27	-64599.29980
45	-7700826.31250	-5771912.12500	27	31	-127013.03414
46	-5316911.56250	-7182373.62500	21	22	-17144.25091
47	4905566.12500	3192247.07500	25	30	-44690.51562
48	7673061.37500	7751172.50000	20	31	-25025.12555
49	7495904.58750	7936310.66750	21	27	-7042.38457
50	-2669019.93750	-2403251.79125	19	29	-37384.90420
51	-5367396.43750	-6010420.06250	20	34	-62879.23633
52	-4897563.56250	-5467928.43750	31	25	-77122.66112
53	-4412877.75000	-3466227.37500	20	26	-49605.14252
54	4597195.81250	4140474.03125	22	34	-27172.64275
55	3954062.71875	4053151.68750	24	29	-27086.04614
56	3014046.06250	3731743.03125	27	26	-2955.45715
57	491243.90625	-965170.46875	22	27	-17393.53895
58	-2081173.50000	-2472711.65625	24	27	-26307.94971
59	-1568771.54625	-3655241.90625	15	29	-32022.10225
60	-2310638.43750	-4074632.15625	26	40	-16135.98145
61	2337297.37500	1860105.76563	27	30	-44187.91406
62	1612502.65625	1670124.93750	28	36	-27367.05176
63	1547746.70313	1521273.81250	35	40	-17137.21494

ANALISIS ELASTICO DE SEGUNDO ORDEN TERMINADO PARA LA CONDICION DE CARG

ANALISIS PARA LA COADICION DE CARGA NUMERO 5
 CARGA VERTICAL + HORIZONTAL(-) *YESIS* +ACERO
 FACTOR DE CARGA = 1.100

CARGAS EN NUDOS

NUDO	PX	PY	MZ
5	-1047.29990	-14271.29990	2047069.98438
6	.00000	-23742.29990	.00000
7	.00000	-40674.29971	2099629.96875
8	.00000	-27708.29961	-4044479.93750
9	-6172.49994	-19484.29980	2942979.96875
10	.00000	-34674.19971	.75570
11	.00000	-34030.29941	2271409.96875
12	.00000	-32250.29976	-2947079.93750
13	-6445.99994	-23065.29980	549109.99219
14	.00000	-23167.29970	.00000
15	.00000	-37712.49981	2140079.96875
16	.00000	-23146.89986	-4207719.93750
17	-8199.39990	-23165.29985	549589.99219
18	.00000	-23165.29976	.00000
19	.00000	-37712.49981	2140079.96875
20	.00000	-23146.89986	-4207719.93750
21	-9953.89990	-23065.29985	549689.99219
22	.00000	-23165.29976	.00000
23	.00000	-37712.49981	2140079.96875
24	.00000	-23146.89986	-4207719.93750
25	-10913.89990	-30506.29980	1637179.98438
26	.00000	-31946.19971	.00000
27	.00000	-43726.89981	720409.99219
28	.00000	-22739.29980	-4045909.96875
29	-15998.39990	-30506.29985	1637179.98438
30	.00000	-31946.19971	.00000
31	.00000	-43726.89981	720409.99219
32	.00000	-22839.29980	-4045909.96875
33	-10061.79990	-30506.29980	1637179.98438
34	.00000	-31946.19971	.00000
35	.00000	-43726.89981	720409.99219
36	.00000	-22839.29985	-4045909.96875
37	-15025.99980	-22776.19971	1470129.98438
38	.00000	-27312.99976	.00000
39	.00000	-11195.19971	170529.99803
40	.00000	-15267.99985	-2733409.96875

RESULTADOS DEL ANALISIS ELASTICO DE PRIMER ORDEN

CONDICION DE CARGA NO. 5

DEFORMACIONES

NUDO	DEF DIR X	DEF DIR Y	ROTACION
1	.00000	.00000	.00000
2	.00000	.00000	.00000
3	.00000	.00000	.00000
4	.00000	.00000	.00000
5	-.03945	-.00215	-.00320
6	-.03761	-.06857	-.00284
7	-.03630	-.09726	-.00266
8	-.03499	-.03829	-.00384

9	-3.98287	-20430	-.00393
10	-3.98062	-16671	-.00351
11	-3.97666	-23658	-.00317
12	-3.96873	-09272	-.00519
13	-5.84507	-30575	-.00435
14	-5.84112	-24727	-.00374
15	-5.83925	-34771	-.00381
16	-5.84246	-13787	-.00484
17	-7.70267	-39166	-.00418
18	-7.69534	-31067	-.00364
19	-7.69043	-44422	-.00342
20	-7.68575	-17712	-.00430
21	-9.54524	-46226	-.00444
22	-9.53074	-78022	-.00353
23	-9.52224	-52594	-.00356
24	-9.52545	-21107	-.00515
25	-11.47676	-34470	-.00387
26	-11.47750	-45691	-.00354
27	-11.46355	-62792	-.00351
28	-11.45407	-25092	-.00500
29	-13.17207	-60317	-.00319
30	-13.15272	-51273	-.00281
31	-13.14341	-69614	-.00267
32	-13.14370	-28124	-.00463
33	-14.03030	-87197	-.00248
34	-14.79502	-58574	-.00243
35	-14.77139	-76547	-.00212
36	-14.78542	-71960	-.00470
37	-15.85572	-70009	-.00053
38	-15.83975	-61952	-.00119
39	-15.83913	-82292	-.00096
40	-15.86051	-73533	-.00336

ACCIONES MECANICAS

NIEM	MOMENTO EXNO I	MOMENTO EXNO J	I	J	FUERZA AXIAL
1	3167292.62500	532689.68750	1	5	-3076.80.65234
2	8991205.25000	1221206.06250	2	6	-2537.07.30469
3	9399513.00000	3062476.18750	2	7	-3598.61.81641
4	6552851.25000	-2686235.68750	4	8	-1416.79.32617
5	-6134737.31250	-5694267.12500	5	6	21.21.90665
6	-5634740.93750	-5112480.62500	6	7	15.00.00832
7	-5276630.93750	-5972621.62500	7	8	13.25.60605
8	7615123.61250	6529032.56250	3	9	-2792.24.11328
9	9307802.00000	8316720.25000	6	10	-2242.03.18164
10	10527266.00000	9565807.75000	7	11	-3206.52.18359
11	3764376.21073	1762440.73438	8	12	-1254.52.70308
12	-7500772.93750	-7218491.43750	9	10	25.05.04443
13	-6964973.06250	-6740442.06250	10	11	45.62.45044
14	-6516962.81250	-7784092.81250	11	12	8034.46393
15	3914605.59375	3350637.68750	9	13	-2423.82.24609
16	5866737.87500	5555264.18750	10	14	-1927.24.58594
17	6972932.25000	6377907.87500	11	15	-2660.08.44531
18	-45419.28906	424892.23438	12	16	-1678.69.16895
19	-5760655.00000	-5473722.87500	12	14	34.16.92426
20	-5391324.07500	-5331472.62500	14	15	16.12.01689
21	-4735152.18750	-5246762.81250	15	16	-24.38.28452
22	2960099.07500	3184266.76250	13	17	-2052.62.35156
23	5309702.47750	5444650.68750	14	18	-1701.62.12695
24	5836311.07500	6015464.62500	15	19	-2305.74.35547

25	614156.61710	457259.56250	16	20	-94227.71094
26	-5533453.87500	-5277370.60750	17	18	6329.31224
27	-5277481.65750	-5202390.37500	18	19	4125.66949
28	-4535743.56250	-5005107.56250	19	20	3593.83244
29	2899065.78125	2533574.56250	17	21	-167654.20890
30	5110139.87500	4852793.50000	10	22	-147386.42578
31	5870762.31250	5761321.07500	17	23	-193225.02539
32	210110.76172	-259233.09067	20	24	-7532.06152
33	-4630076.61250	-4403000.71250	21	22	14714.49579
34	-4376334.67500	-4276190.00000	22	23	5677.25671
35	-3702756.12500	-4021436.62500	23	24	-2004.69691
36	3626393.03125	3197341.70000	21	25	-124136.29321
37	3926620.71175	4197666.15625	22	26	-124669.22129
38	4371743.10750	4416726.18750	23	27	-159472.42578
39	281195.12291	410350.71250	24	28	-64933.75678
40	-3615046.09375	-3572798.12500	25	26	12323.15427
41	-3752440.56250	-3741469.68750	26	27	5046.37659
42	-3202331.28125	-3691527.56250	27	28	5416.50361
43	2264331.12500	2147659.90625	28	28	-92071.20212
44	3151571.56250	3770341.03125	26	30	-92444.60357
45	3364661.06250	4874734.25000	27	31	-117459.34961
46	-2064731.02906	-2035780.96121	28	32	-4215.92721
47	-2921541.43750	-2835317.78125	29	30	12750.06714
48	-3003535.74125	-2955127.71875	27	31	3731.79102
49	-2572735.68750	-2450075.64375	31	32	-1422.64126
50	1620666.46175	2194701.71875	29	32	-57681.82910
51	2080013.43438	2241610.06250	30	34	-62354.74650
52	2275687.46375	2498650.90625	31	35	-74800.13672
53	-381250.40438	-401417.16222	32	36	-23326.52197
54	-1541793.21675	-1531071.17187	33	34	11642.80249
55	-1673497.03125	-1605627.79688	34	35	17476.88147
56	-1436772.79688	-1932001.71875	35	36	4232.49530
57	1124473.18750	1198273.75000	32	37	-22551.52262
58	963260.88221	1455161.23438	34	38	-21145.70459
59	1374236.06250	1332652.10938	35	38	-21449.38892
60	-1711155.94375	-1377535.48438	36	40	-12922.81299
61	-426142.41406	-370524.75311	37	37	6856.49762
62	-824617.20313	-335140.46094	38	39	319.89025
63	-815981.39062	-1375873.22812	39	40	-3347.53992

RESULTADOS DEL ANALISIS ELASTICO DE SEGURO ORDEN

NUMERO DE CICLOS PARA CONVERGENCIA= 4
CONDICION DE CARGA NUMER= 5

DEFORMACIONES

NUDO	DEF DIR X	DEF DIR Y	ROTACION
1	.00000	.00000	.00000
2	.00000	.00000	.00000
3	.00000	.00000	.00000
4	.00000	.00000	.00000
5	-.37262	-.09617	-.00335
6	-.67071	-.07049	-.00297
7	-.86946	-.09908	-.00279
8	-.86643	-.03943	-.00400
9	-4.17393	-.22659	-.00415
10	-4.17377	-.18636	-.00368
11	-4.16979	-.25579	-.00335

12	-4.16160	-.11056	-.00542
13	-6.12679	-.73912	-.00454
14	-6.12267	-.27719	-.00391
15	-6.12079	-.37719	-.00376
16	-6.12411	-.16537	-.00504
17	-2.06394	-.43511	-.00436
18	-2.05655	-.35643	-.00379
19	-2.05165	-.48360	-.00363
20	-2.04694	-.21432	-.00466
21	-9.97968	-.51674	-.00461
22	-9.96442	-.42986	-.00399
23	-9.95642	-.37493	-.00371
24	-9.95988	-.25756	-.00333
25	-11.00376	-.61961	-.00402
26	-11.98482	-.51745	-.00366
27	-11.97084	-.65222	-.00363
28	-11.96131	-.30792	-.00315
29	-13.73325	-.67731	-.00330
30	-13.71392	-.55227	-.00290
31	-13.70510	-.76405	-.00276
32	-13.70785	-.24629	-.00477
33	-15.43716	-.75409	-.00255
34	-15.40162	-.66197	-.00248
35	-15.37420	-.86031	-.00217
36	-15.36231	-.29216	-.00473
37	-16.46314	-.78516	-.00056
38	-16.46761	-.69864	-.00121
39	-16.46622	-.90152	-.00093
40	-16.42860	-.41110	-.00390

ACCIONES MECANICAS

MIEM	MOMENTO EXMO I	MOMENTO EXMO J	1	J	FUERZA AXIAL
1	8390647.25000	464358.31250	1	5	-311402.78500
2	9281167.50000	2251744.56250	2	6	-253415.05078
3	9675828.50000	3090311.75000	3	7	-359249.27344
4	6793833.75000	-2792324.56250	4	8	-135640.41406
5	-6421474.37500	-6164998.25000	5	6	1976.28342
6	-5894710.62500	-5774795.25000	6	7	1435.71519
7	-5219923.93750	-6231065.87500	7	8	1027.82690
8	7974190.93750	6815000.31250	8	9	-232214.39452
9	9807969.37500	4767356.12500	9	10	-225860.74805
10	10604041.75000	9926011.62500	10	11	-327029.49609
11	4119409.65625	2031787.15625	11	12	-122906.32129
12	-7902502.37500	-7589229.75000	12	9	2485.16492
13	-7313673.93750	-7629805.66750	13	11	4554.06512
14	-6854163.18750	-8074217.50000	14	12	3315.94446
15	4036450.21875	3502174.21875	15	13	-244484.39258
16	6136073.56250	5831882.75000	16	14	-192463.91016
17	7229372.75000	6642397.18750	17	15	-265461.85922
18	55149.82031	339794.73438	18	16	-106101.19234
19	-6021762.18750	-5721887.21250	19	14	3561.57581
20	-5632397.31250	-5574091.37500	20	15	-192463.91293
21	-4958019.87500	-5479221.12500	21	16	-2486.81931
22	3069431.59375	3320469.21250	22	17	-206787.09375
23	5522202.37500	5423104.75000	23	18	-165942.42569
24	6036794.81250	6242566.56250	24	19	-236148.40820
25	712212.31250	792714.25000	25	20	-92081.12500
26	-5764404.06250	-5495164.93750	26	18	6385.68604
27	-5490798.61250	-5416495.75000	27	19	4216.19586

28	-4733560.37500	-5295494.93750	15	20	3660.42500
29	2993816.78125	2651960.81250	17	21	-169634.45703
30	5303562.21250	5048080.67500	18	22	-147205.12305
31	4055567.68750	5947460.56250	19	23	-154890.28500
32	295066.27425	-172726.00000	20	24	-75666.77148
33	-4813719.06250	-4576290.43750	21	25	16242.59717
34	-4543235.06250	-4445697.68750	22	26	1671.84900
35	-3563209.96875	-4394222.17500	23	27	-2078.93141
36	2711642.18750	3211020.75000	24	28	-134701.22461
37	4072670.25000	4731655.12500	25	29	-124527.62988
38	4509515.50000	4574050.12500	26	30	-151237.82422
39	358827.23225	530266.27500	27	31	-64384.27190
40	-3523711.81250	-2902890.78125	28	32	17237.06600
41	-3560374.34375	-3870392.71075	29	33	3050.46790
42	-3327402.10750	-3771127.50000	30	34	5575.28500
43	2299260.68750	2911990.81250	31	35	-95740.42676
44	3244600.59375	269230.75000	32	36	-93347.08000
45	3451270.40625	419021.21250	33	37	-117312.87598
46	-776039.74219	-445324.61719	34	38	-48946.13965
47	-3078972.50000	-2944615.01250	35	39	12695.20251
48	-3090394.00000	-2062721.74375	36	40	5794.09363
49	-2654008.81250	-3941744.15625	37	41	-1466.13287
50	1852152.31875	2147030.01250	38	42	-57756.13184
51	2142169.78125	2395426.00000	39	43	-60304.40186
52	2320692.06250	2559164.75000	40	44	-74727.75977
53	-3572229.56641	-358047.48437	41	45	-32231.48096
54	-1554167.93750	-1570241.42188	42	46	15674.03613
55	-1712792.35938	-1644771.42750	43	47	10492.85742
56	-1471900.32313	-1974040.25000	44	48	4293.65772
57	1124016.21875	1911607.40437	45	49	-27557.82422
58	977699.01562	1451091.26562	46	50	-28149.74268
59	1506009.89062	1639258.39062	47	51	-31421.55420
60	-1713822.76262	-1265930.25000	48	52	-17983.87219
61	-439476.26953	-532744.09375	49	53	6887.47620
62	-898547.38281	-248694.23438	50	54	322.93320
63	-832042.54668	-1387072.59275	51	55	-8363.47229

ANALISIS ELASTICO DE SEGUNDO ORDEN TERMINADO PARA LA CONDICION DE CARG

ANALISIS PARA LA CONDICION DE CARGA NUMERO 6
 CARGA VERTICAL + HORIZONTAL(Q=1) (-) *TESTIS* =ACERO*
 FACTOR DE CARGA = 1.100

CARGAS EN NUDOS

NUDO	FX	FY	MZ
5	-3540.99994	-14271.39990	2017069.98438
6	.00000	-21546.79980	.00000
7	.00000	-40674.69971	2599609.96875
8	.00000	-27100.09961	-4614479.93750
9	-10397.49976	-16404.29980	2942939.96875
10	.00000	-34674.19971	.75570
11	.00000	-51637.39941	3211409.96875
12	.00000	-32350.79976	-2637079.93750
13	-19037.29976	-23165.59985	540389.99219
14	.00000	-22165.99976	.00000
15	.00000	-37717.49951	2148079.96875
16	.00000	-22146.09986	-4207719.93750
17	-24598.19971	-23165.59985	549389.99219
18	.00000	-22165.99976	.00000
19	.00000	-37717.49951	2148079.96875
20	.00000	-22146.09986	-4207719.93750
21	-20261.69971	-23165.59985	549389.99219
22	.00000	-22165.99976	.00000
23	.00000	-37717.49951	2148079.96875
24	.00000	-22146.09986	-4207719.93750
25	-41741.69971	-20006.29980	1607179.98438
26	.00000	-31746.19971	.00000
27	.00000	-43726.09961	820499.99219
28	.00000	-22139.29980	-4045909.96875
29	-47995.19971	-30506.29980	1687179.98438
30	.00000	-31746.19971	.00000
31	.00000	-43726.09961	820499.99219
32	.00000	-22139.29980	-4045909.96875
33	-34245.59941	-30506.29980	1687179.98438
34	.00000	-31746.19971	.00000
35	.00000	-43726.09961	820499.99219
36	.00000	-22139.29980	-4045909.96875
37	-45077.09951	-22176.19971	1472129.98438
38	.00000	-27712.99976	.00000
39	.00000	-31158.19971	176529.99305
40	.00000	-15167.99988	-2713409.96875

RESULTADOS DEL ANALISIS ELASTICO DE PRIMER ORDEN

CONDICION DE CARGA NO. 6

DEFORMACIONES

NUDO	DEF DIR X	DEF DIR Y	ROTACION
1	.00000	.00000	.00000
2	.00000	.00000	.00000
3	.00000	.00000	.00000
4	.00000	.00000	.00000
5	-2.49813	-.12958	-.00985
6	-2.49415	-.06587	-.00844
7	-2.49120	-.09054	-.00836
8	-2.48879	-.00047	-.01059

ESTA TESIS NO DEBE SALIR DE LA BIBLIOTECA

9	-11.85378	-0.51366	-0.012
10	-11.84757	-0.16057	-0.013
11	-11.83749	-0.22060	-0.013
12	-11.82107	-0.00507	-0.013
13	-17.34452	-0.46094	-0.012
14	-17.32604	-0.23919	-0.010
15	-17.31013	-0.32490	-0.010
16	-17.32107	-0.01367	-0.013
17	-22.77420	-0.56169	-0.012
18	-22.71283	-0.70861	-0.010
19	-22.69858	-0.41610	-0.010
20	-22.68048	-0.02506	-0.012
21	-22.05193	-0.67739	-0.012
22	-22.01034	-0.36934	-0.010
23	-27.06904	-0.49411	-0.010
24	-27.99162	-0.33871	-0.013
25	-33.65770	-0.78415	-0.011
26	-33.60773	-0.44475	-0.010
27	-33.57192	-0.53870	-0.010
28	-33.55101	-0.05895	-0.012
29	-33.43962	-0.85676	-0.009
30	-33.37577	-0.50075	-0.005
31	-33.34250	-0.65965	-0.009
32	-33.34014	-0.07764	-0.011
33	-42.00583	-0.93740	-0.007
34	-42.05860	-0.57231	-0.006
35	-42.02600	-0.74680	-0.006
36	-42.26056	-0.10649	-0.010
37	-42.02342	-0.96912	-0.002
38	-42.75050	-0.60578	-0.001
39	-42.71670	-0.70346	-0.002
40	-42.72637	-0.11090	-0.006

ACCIONES MECANICAS

MIEM	MOMENTO EXMO I	MOMENTO EXMO J	I	J	FUERZA AXIAL
1	23535719.00000	64780.07500	1	5	-420932.58394
2	26614773.50000	6697320.62560	2	6	-243777.79297
3	26943600.25000	7008740.50000	3	7	-334956.32422
4	31582652.00000	-3686031.25000	4	8	-3220.40921
5	-16630297.50000	-17690944.75000	5	6	4582.68787
6	-16910043.00000	-16858903.75000	6	7	3288.62213
7	-15695656.50000	-17206187.25000	7	8	2538.21655
8	20563099.25000	16713749.07500	8	9	-423829.55469
9	27903666.00000	23103107.00000	9	10	-218244.79297
10	28345452.75000	25698183.00000	10	11	-295769.87105
11	16057732.37500	11155060.37500	11	12	-5687.98347
12	-23157982.25000	-21738114.50000	12	10	7153.77191
13	-20701949.00000	-20581690.00000	13	11	11601.48621
14	-19702253.50000	-21905686.50000	14	12	16636.11035
15	9387167.00000	8074747.12500	15	13	-351401.83984
16	17336942.25000	18460642.50000	16	14	-187830.34961
17	17867370.35000	16775590.12500	17	15	-249202.72656
18	4763562.07500	5586369.43750	18	16	-20543.54077
19	-16754894.25000	-15948839.75000	19	14	15503.26929
20	-15645555.87500	-15635770.00000	20	15	7512.28375
21	-14200506.50000	-15659187.62500	21	16	-2216.23511
22	8229917.37500	8812684.62500	22	17	-268976.53906
23	15133750.62500	15708042.00000	23	18	-166341.75391
24	15207776.87500	15234749.50000	24	19	-217885.44922

25	5374611.81250	5795191.27500	16	20	-17154.80273
26	-16064051.12500	-15260945.27500	17	10	16527.53120
27	-15064153.62500	-15036152.77500	18	19	13306.91614
28	-13514954.12500	-14616754.00000	19	20	7671.55924
29	7601229.93750	6495965.06250	17	21	-2351.6521686
30	14617057.50000	12522319.57500	18	22	-144619.64244
31	14934708.12500	14394254.00000	19	23	-104332.93555
32	4613621.43750	3717258.09375	20	24	-37632.92139
33	-13305001.62500	-12639300.27500	21	25	29571.49756
34	-12479771.00000	-12415554.77500	22	26	14975.99414
35	-11167353.12500	-12071761.50000	23	24	-1487.29567
36	6899729.93750	7814716.56250	21	25	-173703.94141
37	11195747.17500	11541749.75000	22	26	-122691.65916
38	11337669.62500	11129124.75000	23	27	-157894.52146
39	4146329.06250	4735197.75000	24	27	-32916.68217
40	-10607537.75000	-10261734.62500	23	28	2410.81226
41	-10432552.25000	-10491061.25000	26	27	22576.25122
42	-9391030.25000	-1019477.60000	27	27	12511.70178
43	4760395.68750	6451729.25000	25	29	-110159.53125
44	6322530.17500	10466479.12500	26	29	-91171.96875
45	6777478.00000	10725101.50000	27	31	-114423.50000
46	1412629.09375	2140227.74375	28	32	-26417.02252
47	-8807703.75000	-8217972.56250	29	30	41542.29980
48	-8224715.73062	-826485.77500	20	31	21334.63667
49	-7495913.61250	-1402798.37500	21	32	1565.93716
50	4029451.59375	4804220.77500	25	33	-67560.44824
51	5756221.69750	6257003.68750	26	34	-5922.21875
52	5797701.06250	6430749.62750	21	35	-72500.64646
53	1596470.46875	2076616.70017	32	35	-26169.95337
54	-4562389.81250	-4519101.56250	32	34	47111.81896
55	-4437314.25000	-4335100.27500	24	35	27733.40645
56	-4015199.46875	-4714477.06250	25	36	12859.19319
57	1448354.96875	3265404.21875	23	37	-24577.13159
58	2469421.50000	3534768.34375	24	38	-22048.42261
59	2830757.18750	4234276.75000	25	39	-31132.59326
60	-1407542.29688	-47215.60156	26	40	-16396.27222
61	-1793772.76562	-1768612.04688	27	38	32327.03946
62	-2115657.26125	-2070362.79688	28	39	15163.81287
63	-1925331.84375	-2796690.18750	29	40	-7931.36438

RESULTADOS DEL ANALISIS ELASTICO DE SEGUNDO ORDEN

NUMERO DE CICLOS PARA CONVERGENCIA= 4
CONDICION DE CARGA NUMERO 6

DEFORMACIONES

NUDO	DEF DIR X	DEF DIR Y	ROTACION
1	.00000	.00000	.00000
2	.00000	.00000	.00000
3	.00000	.00000	.00000
4	.00000	.00000	.00000
5	-2.59434	-.15055	-.01030
6	-2.59173	-.08322	-.00882
7	-2.58495	-.10759	-.00875
8	-2.58920	-.01600	-.01105
9	-12.42116	-.49634	-.01310
10	-12.41322	-.33531	-.01083
11	-12.40462	-.39442	-.01066

12	-12.30890	-.17424	-.01455
13	-16.16663	-.73511	-.01325
14	-18.15067	-.50216	-.01144
15	-18.14407	-.58660	-.01146
16	-18.14404	-.27016	-.01306
17	-23.78516	-.94360	-.01275
18	-23.78413	-.65637	-.01093
19	-23.74976	-.76207	-.01092
20	-23.73830	-.36445	-.01349
21	-29.30977	-1.12260	-.01334
22	-29.26762	-.79227	-.01148
23	-29.24617	-.92101	-.01133
24	-29.24474	-.43963	-.01414
25	-35.11966	-1.32040	-.01214
26	-35.06911	-.96400	-.01051
27	-35.03061	-1.10527	-.01052
28	-35.01111	-.56787	-.01326
29	-40.03008	-1.45049	-.01003
30	-39.98573	-1.00501	-.00822
31	-39.95250	-1.24060	-.00918
32	-39.95012	-.65196	-.01153
33	-44.78649	-1.60090	-.00797
34	-44.68904	-1.21557	-.00660
35	-44.62624	-1.78687	-.00657
36	-44.59063	-.73835	-.01026
37	-47.60695	-1.65296	-.00328
38	-47.53397	-1.27110	-.00315
39	-47.49974	-1.44611	-.00294
40	-47.51021	-.77295	-.00672

ACCIONES MECANICAS

MIEM	MOHENTO EXMO I	MOHENTO EXMO J	I	J	FUERZA AXIAL
1	24113236.00000	-112341.25000	1	5	-431471.66016
2	27672062.50000	6732470.00000	2	6	-242504.35672
3	27775162.00000	7094279.27500	3	7	-332745.79682
4	22348213.75000	-3982089.25000	4	8	5723.29993
5	-19481175.50000	-16492976.50000	5	6	3011.61942
6	-17677219.50000	-17631956.00000	6	7	2045.99515
7	-16613556.87500	-17966405.75000	7	8	770.08951
8	21610777.50000	17574770.25000	8	9	-431866.01953
9	29388723.00000	26445075.50000	9	10	-216271.36133
10	29750899.00000	26977916.75000	10	11	-296962.84275
11	17135021.25000	11241060.75000	11	12	-1751.00092
12	-24351576.75000	-22031662.50000	12	10	7564.13348
13	-21730717.00000	-2161411.50000	13	11	12313.24182
14	-20696695.00000	-22993605.25000	14	12	17016.56122
15	9719703.37500	9520526.12500	15	13	-356952.31250
16	18121009.75000	17271834.25000	16	14	-106110.69922
17	18616997.50000	17552985.50000	17	15	-246647.08789
18	5056500.37500	5982332.06250	18	16	-15097.08434
19	-17519249.25000	-16672610.25000	19	14	16425.68389
20	-16348304.37500	-16348304.25000	20	15	8029.30560
21	-14644740.00000	-15842191.50000	21	16	-1946.27521
22	3548624.75000	9212274.75000	22	17	-292841.47656
23	15745251.67500	16400231.12500	23	18	-164869.51758
24	13763635.25000	16495170.62500	24	17	-215806.28667
25	5647232.75000	6154620.87500	25	20	-23160.93206
26	-16734405.37500	-15891739.37500	26	18	16093.85352
27	-15678652.75000	-15652561.00000	27	19	12761.58057

28-14152750.00000	-15215601.75000	15	20	1153.78931
29 8071979.25000	7287350.93750	17	21	-230610.35742
30 15170150.37500	14471656.62500	18	22	-147343.71875
31 15459215.62500	14921471.25000	19	23	-114644.44356
32 4852275.75000	3964735.31250	20	24	-29870.48647
33-13341979.50000	-10140756.50000	21	25	37168.76190
34-12963855.62500	-12993051.50000	22	26	15241.59699
35-11605347.12500	-12531081.12500	23	27	-14770.70477
36 7104307.50000	8115246.81250	24	28	-17490.48470
37 11612534.80000	12424020.75000	25	29	-121650.82715
38 11720020.50000	12350937.37500	26	30	-152571.79650
39 4536650.27500	5615561.07500	27	31	-11058.89480
40-11290603.62500	-10734492.62500	28	32	37011.34424
41-10798263.87500	-10211327.75000	29	33	17954.27759
42 -8724133.50000	-1052614.50500	30	34	17061.45288
43 4862647.25000	6652893.43750	31	35	-117624.71777
44 9093980.57500	11032629.07500	32	36	-97456.91112
45 9025027.37500	11062029.62500	33	37	-117580.43162
46 1451167.43750	3610793.56250	34	38	-21497.26723
47 -9066740.25000	-8470444.07500	35	39	57031.04442
48 -8460317.50000	-8481047.50000	36	40	91521.02759
49 -7719407.25000	-8227046.07500	37	41	1612.64371
50 4120239.87500	4827805.93750	38	42	-67571.11039
51 5906167.50000	6485005.12500	39	43	-57535.72559
52 5939284.75000	6569250.12500	40	44	-77024.21424
53 1670656.48438	2194225.62500	41	45	-20766.36352
54 -4629551.01250	-4427610.00000	42	46	47202.85936
55 -4545833.43750	-4494661.27500	43	47	27852.50317
56 -4110123.37500	-4881075.06250	44	48	14081.93372
57 1448970.29688	3302182.73125	45	49	-26544.75244
58 2568147.40625	2451174.12500	46	50	-27979.37573
59 2866040.93750	4306920.50000	47	51	-30966.14160
60 -1414157.51563	-13226.93750	48	52	-10356.77679
61 -1830043.65625	-1800001.74125	49	53	32434.54102
62 -2152172.56250	-2196120.56875	50	54	15193.15588
63 -2016257.06250	-2740176.09375	51	55	-3943.44586

ANALISIS ELASTICO DE SEGUNDO ORDEN TERMINADO PARA LA CONDICION DE CARG

@FIN

@FIN IN ADD FILE - IGNORED

@RUN JGGJBG,82243/HCC@FHE,HCC,15,100 . JORGE BELTRAN G EXT 20451

@HGG,N .S, FAVOR DE PONER PAPEL BLANCO

REFERENCIAS.

1. Abdel-Basset, S.S. et al.
Second-order collapse load analysis: L P approach
A S C E, 99, Nov. 1973, 2215-2228
2. A C I - committee 442
Response of buildings to lateral forces
A C I, 68, Feb. 1971, 81-106
3. Aldstedt, E. and Bergan, P.
Non-linear time-dependent concrete-frame analysis
A S C E, 104, Jul. 1978, 1077-1092
4. Allen, D.
Merchant-Rankine approach to member stability
A S C E, 104, Dec. 1978, 1909-1914
5. American Society of Civil Engineers
Monograph on the planning and design of tall buildings
Vol. CB (CONCRETE BUILDINGS), 172-181, 356-371
Vol. SB (STEEL BUILDINGS), 66-71, 276-285, 346-355
6. Anderson, D.
Simple calculation of elastical critical loads for unbraced, multistorey steel frames
S E, 58A, Ago. 1980, 243-245
7. Anderson, D. and Islam, M.A.
Design of multistorey frames to sway deflection limitations
S E, 57B, Mar. 1979, 11-17
8. Anderson, D. and Islam, M.A.
Design of unbraced steel frames under combined loading
P I C E, Part 2, 69, Mar. 1980, 49-62
9. Anderson, D. and Lok, T.S.
Design studies on unbraced, multistorey steel frames
S E, 61B, Jun. 1983, 29-34
10. Baker, A.L.L.
The stability of a reinforced concrete building frame: design by trial and adjustment
P I C E, Part 2, 55, Dec. 1973, 931-942
11. Batten, D.F.
Design studies of medium rise steel buildings
P I C E, Part 2, 65, Sep. 1978, 589-600
12. Bazant, Z.P. and Najjar, L.
Comparison of approximate linear methods for concrete creep
A S C E, 99, Sep. 1973, 1051-1074
13. Beedle, L.S. et al
Recent developments in plastic design practice
A S C E, 95, Sep. 1969, 1911-1937
14. Birnstiel, G. and Iffland, J.S.B.
Factors influencing frame stability
A S C E, 106, Feb. 1980, 491-504
15. Bjorhovde, R.
The safety of steel columns
A S C E, 104, Mar. 1978, 463-477
16. Bjorhovde, R.
Research needs in stability of metal structures
A S C E, 106, Dec. 1980, 2425-2442
17. Bjorhovde, R. et al
L.R.F.D. criteria for steel beam-columns
A S C E, 104, Sep. 1978, 1371-1387

18. Drewler, D.
Design criteria for reinforced columns under axial load and
bifacial bending
A C I, 57, Nov. 1960, 481-490
19. Chen, M.F.
End restraint and column stability
A S C E, 106, Nov. 1980, 2279-2295
20. Cheong-Siat-Moy, F.
Consideration of secondary effects in frame design
A S C E, 103, Oct. 1977, 2005-2019
21. Cheong-Siat-Moy, F.
Control of deflections in unbraced steel frames
P-I-C-E, Part 2, 57, Dec. 1974, 619-634
22. Cheong-Siat-Moy, F.
Frame design without using effective column length
A S C E, 104, Jan. 1978, 23-33
23. Cheong-Siat-Moy, F.
Inelastic sway buckling of multistorey frames
A S C E, 102, Jan. 1976, 65-75
24. Cheong-Siat-Moy, F.
Stiffness design of unbraced steel frames
A-I-S-C, 13, 1976, 9-10
25. Cheong-Siat-Moy, F. and Burns, T.
New interaction equation for steel beam-columns
A S C E, 106, May 1980, 1047-1061
26. Cheong-Siat-Moy, F. et al
Strength of steel frames under gravity loads
A S C E, 103, Jan. 1977, 1225-1235
27. Coull, A. and Stafford, B.
Structural analysis of tall concrete buildings
P-I-C-E, Part 2, 55, Mar. 1973, 151-166
28. Daniels, J.H. and Lu, L.W.
Plastic subassembly analysis for unbraced frames
A S C E, 78, Aug. 1972, 1759-1790
29. De Buen Lopez de Heredia, D.
Diseño de marcos rígidos de un piso de acero estructural
Congreso de Ingeniería Estructural, Leon, Gto., Mexico, 1984,
A-107-117
30. De Buen Lopez de Heredia, D.
Estructuras de acero, comportamiento y diseño
Editorial Limusa, S.A., Mexico, 1980
31. Galambos, T.V.
Structural members and frames
Editor, William J. Hall, 1968
32. García, G.
Elastic lateral instability of columns studied by the degree
of fixity method
A C I, 78, Sep-Oct. 1981, 358-369
33. Geel, S.C.
 $P-\Delta$ and axial column deformation in asymmetric frames
A S C E, 95, Aug. 1969, 1693-1711
34. Goyal, B.D. and Jackson, N.
Slender concrete columns under sustained load
A S C E, 97, Nov. 1971, 2729-2750
35. Heger, F.J.
Proposed A I S C, L.R.F.D. design criteria
A S C E, 106, Mar. 1980, 729-738

36. Holmes, W. and Sinclair-Jones, H.W.
Plastic design of multistorey sway frames
P I C E, 47, 1970, 55-76
37. Iffland, J.G.
High rise building column design
A S C E, 104, Sep. 1978, 1969-1982
38. Jennings, A. and Majid, K.I.
An elastic-plastic analysis for framed structures loaded up to collapse
S E, 43, 1965, 407-412
39. Johnston, B.G.
Guide to stability design criteria for metal structures, 3rd. ed. S S R C
John Wiley and Sons, Inc., New York, N.Y., 1976
40. Johnston, B.G.
Third S S R C guide with column design applications
A S C E, 103, Jul. 1977, 1359-1377
41. Le Messurier, W.J.
A practical method of second order analysis / Part 1 - pin jointed frames
A I S C, 13, Oct. 1976, 89-96
42. Le Messurier, W.J.
A practical method of second order analysis / Part 2 - rigid frames
A I S C, 14, Apr. 1977, 49-67
43. Lind, H.C.
Simple illustration of frame instability
A S C E, 103, Jan. 1977, 1-0
44. Lu, L.W. et al
Strength and drift characteristics of steel frames
A S C E, 103, Nov. 1977, 2225-2241
45. Mac Gregor, J.G.
Stability of reinforced concrete building frames
A S C E / I A B S E Conference on Tall Buildings, Technical committee 23
46. Mac Gregor, J.G. et al
Design of slender concrete columns
A C I, 57, Jan. 1970, 6-28
47. Mac Gregor, J.G. and Hage, S.E.
Stability analysis and design of concrete frames
A S C E, 103, Oct. 1977, 1953-1970
48. Majid, K.I. and Okdeh, S.
Limit state design of sway frames
S E, 60B, Dec. 1982, 76-82
49. Majid, K.I. and Anderson, D.
The computer analysis of large multistorey framed structures
S E, 46, Nov. 1968, 357-365
50. Massonnet, C.E.
European approaches to P- Δ method of design
A S C E, 104, Jan. 1978, 193-198
51. Mc Namee, D.H. and Lu, L.W.
Inelastic multistorey frame buckling
A S C E, 98, Jul. 1972, 1613-1631
52. Parme, A.L. et al
Capacity of reinforced rectangular columns subject to biaxial bending
A C I, 65, Sep. 1966, 911-915

53. Razzaq, Z. and Main, R.H.
Elastic instability of unbraced space frames
A S C E, 105, Jul. 1980, 1389-1400
54. Roberts, T.M.
Second order effects and elastic critical loads of plane, multistorey, unbraced frames
S E, 59A, Apr. 1981, 125-127
55. Rondal, J. and Maquoi, R.
Single equation for S B R C column-strength curves
A S C E, 105, Jan. 1979, 247-250
56. Rosenblueth, E.
Slenderness effects in buildings
A S C E, 91, Jan. 1965, 229-252
57. Sanders, L.W. and Solic, R.H.
Savings by exact computer analysis, fact or fantasy
Proc. of the Symposium on Tall Bldgs., 1974, Nashville, Tenn.
58. Shanmugasundaram, N.
Biaxial interaction exponent
A S C E, 103, Dec. 1977, 2295-2306
59. Sharma, S.S. and Baylford, E.H.
Strength of steel columns with biaxially eccentric load
A S C E, 95, Dec. 1969, 2297-2312
60. Singhal, A.
Inelastic earthquake responses of multistorey buildings
S E, 49, Sep. 1971, 397-412
61. Smith, D.G.E.
Slenderness effects in reinforced concrete, steel and composite columns
P I C E, Part 2, 69, Jun. 1980, 343-357
62. Solonki, H.T.
Biaxial bending simplified
A S C E, 106, May 1980, 1198-1202
63. Springfield, J.
Design of columns subject to biaxial bending
A I S C, 12, 1975, 73-81
64. Springfield, J. and Adams, P.F.
Aspects of column design in tall steel buildings
A S C E, 98, May 1972, 1069-1083
65. Stevens, L.K.
Elastic stability of practical multistorey frames
P I C E, 36, 1967, 99-117
66. Tranberg, W. et al
Frame collapse using tangent stiffness
A S C E, 102, Mar. 1976, 659-675
67. Wood, B.R. et al
Column design by P- Δ method
A S C E, 102, Feb. 1976, 411-427
68. Wood, B.R. et al
Further aspects of design by the P- Δ method
A S C E, 102, Mar. 1976, 487-500
69. Wood, R.H.
Effective lengths of columns in multistorey buildings. Part 1, Part 2, Part 3
S E, 52, 1974, 235-244 (Part 1), 295-302 (Part 2), 341-346 (Part 3)
70. Wright, E.W.
Discussion acerca de la referencia 56
A S C E, 91, Oct. 1965, 296

71. Wright, E.W.
Unbraced multistorey steel frames with wind load
A S C E, 98, Jan. 1972, 185-202
72. Young, B.W.
The in plane failure of steel beam-columns
S E, 51, Jan. 1973, 27-35
73. Young, B.W.
Steel column design
S E, 51, 1973, 323-336
Discussion
S E, 52, May 1974, 182-186
74. Yura, J.A.
The effective length of columns in unbraced frames
A I S C, 8, Apr. 1971, 37-42
Discussion
A-I S-C, 9, Jan. 1972, 40-40
75. Yura, J.A. et al
The bending resistance of steel beams
A-S-C-E, 104, Sep. 1970, 1355-1370

Clave de referencias:

A S C E - Proceedings of the American Society of Civil Engineers, Journal of the Structural Division
A C I - Journal of the American Concrete Institute
S E - The Structural Engineer
P I C E - Proceedings of the Institution of Civil Engineers
A I S C - American Institute of Steel Construction Engineering Journal

Reglamentos de referencia.

76. International Recommendations for the Design and Construction of Concrete Structures, Comité Européen du Béton y Federación Internationale de la Précontrainte (CEB-FIP), 1970
77. Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal con comentarios y normas complementarias, 1976 (incluye las normas de emergencia de octubre de 1985)
78. Reglamento de las Construcciones de Concreto Reforzado y comentarios, American Concrete Institute, committee 318, 1983 (A C I - 318 - 83)
79. Specification for the Design, Fabrication and Erection of Structural Steel for Buildings con comentarios, American Institute of Steel Construction, 1978 (A I S C - 78)
80. Tentative provisions for the development of the seismic regulations for buildings, Applied Technology Council, 1978. (ATC)

Referencia del programa de computadora.

81. Computer Methods in Structural Analysis
H.B. Harrison
Prentice Hall, New Jersey, 1973