



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA  
DE MEXICO

ESCUELA NACIONAL DE ESTUDIOS  
PROFESIONALES "ACATLAN"

MA-251

**"ANALISIS DINAMICO EN EDIFICIOS  
CON ESTRUCTURA DE ACERO"**

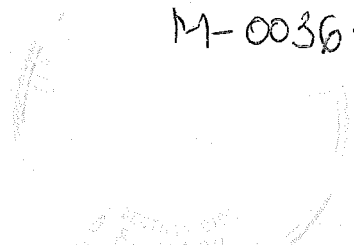
**T E S I S**  
QUE PARA OBTENER EL TITULO DE:  
INGENIERO CIVIL  
P R E S E N T A:  
Alfredo Sefami Misraje

7835495-9

M-0036447

ACATLAN, MEX.

1987





Universidad Nacional  
Autónoma de México

Dirección General de Bibliotecas de la UNAM

**Biblioteca Central**



**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 esta 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.



UNIVERSIDAD NACIONAL  
AUTÓNOMA DE  
MÉXICO

ESCUELA NACIONAL DE ESTUDIOS PROFESIONALES "ACATLÁN"  
COORDINACIÓN DEL PROGRAMA DE INGENIERÍA

CI/048/1987.

SR. ALFREDO SEFAMI MISRAJE  
Alumno de la carrera de Ingeniería  
Civil.  
P r e s e n t e.

De acuerdo a su solicitud presentada con fecha 1º de febrero de 1985, me complace notificarle que esta Coordinación tuvo a bien asignarle el siguiente tema de tesis: "Análisis Dinámico en Edificios con Estructura de Acero", el cual se desarrollará como sigue:

- Introducción.
- I.- Nociones de la Dinámica Estructural.
- II.- Aplicación del Análisis Modal.
- III.- Aplicación del Análisis Tridimensional por Microcomputadora.
- IV.- Comparación y Discusión de los Métodos Expuestos.
- V.- Normas del Diseño Sísmico. Discusión.
- Conclusiones.
- Bibliografía.

Asimismo fue designado como Asesor de Tesis el señor M. en C. - Enrique Martínez Romero.

Ruego a usted tomar nota que en cumplimiento de lo especificado en la Ley de Profesiones, deberá prestar servicio social durante un tiempo mínimo de seis meses como requisito básico para sustentar examen profesional, así como de la disposición de la Dirección General de Servicios Escolares en el sentido de que se imprima en lugar visible de los ejemplares de la tesis, el título del trabajo realizado. - Esta comunicación deberá imprimirse en el interior de la tesis.

A t e n t a m e n t e,  
"POR MI RAZA HABLARA EL ESPIRITU"  
Acatlán, Edo. de Méx., a 19 de marzo de 1987.

ING. HERMENEGILDO ARCOS SERRANO  
Coordinador del Programa de  
Ingeniería.

## AGRADECIMIENTOS

Se agradece la valiosa dirección y apoyo otorgado para la realización del presente trabajo al M. en C. Enrique Martínez Romero, quien con su amplia experiencia dentro de la Ingeniería Estructural me dirigió acertadamente, permitiéndome el uso de sus sistemas computarizados además del uso del programa SAP80; sin el cual no se hubieran cumplido los objetivos de la tesis.

Se hace una mención especial al Ing. Victor M. Pavón quien contribuyó ampliamente en el apoyo ofrecido para la elaboración de la tesis, y quien además me permitió el uso del programa para obtener frecuencias y modos de vibrar por el Método de Holzer junto con el programa del Análisis por torsión.

Agradezco también al M. en I. Victor Palencia Gómez por sus conocimientos otorgados durante la carrera, así como sus valiosos comentarios los cuales han sido muy valiosos para mi desarrollo profesional.

---



# I N D I C E

## INTRODUCCION

### I. NOCIONES DE LA DINAMICA ESTRUCTURAL

1.1	Introducción a la Dinámica Estructural .....	2
1.1.1	Discretización de los problemas dinámicos .....	3
1.1.2	Ecuaciones de movimiento .....	5
1.1.3	Sistemas de un grado de libertad .....	6
1.2	Vibraciones Libres .....	9
1.2.1	Vibraciones libres sin amortiguamiento .....	9
1.2.2	Vibraciones libres amortiguadas .....	12
1.3	Vibraciones Forzadas .....	18
1.3.1	Respuesta a la excitación armónica .....	18
1.3.2	Respuesta al movimiento del suelo .....	22

### II. APLICACION DEL ANALISIS MODAL

2.1	Descripción de los ejemplos .....	25
2.2	Método de Holzer en el Análisis Modal .....	63
2.3	Aplicación a cada uno de los ejemplos .....	68
2.4	Análisis por Torsión .....	107

### III. APLICACION DEL ANALISIS TRIDIMENSIONAL POR MICROCOMPUTADORA

3.1 Descripción del Análisis Tridimensional .....	112
3.2 Aplicacion a cada uno de los ejemplos .....	123

### IV. COMPARACION Y DISCUSION DE LOS METODOS

4.1 Comparación en los ejemplos expuestos .....	149
4.2 Discusión de los resultados obtenidos .....	156

### V. NORMAS DEL DISEÑO SISMICO. DISCUSION

5.1 Descripción de la norma de diseño sísmico .....	161
5.2 Discusión de la misma en base a los resultados .....	162

### CONCLUSIONES

### APENDICES

APENDICE I. Frecuencias y modos de vibrar

APENDICE II. Análisis por Torsión

### ANEXOS

ANEXO 1. Datos para el programa SAP80-V4

ANEXO 2. Resultados del Análisis Espectral

ANEXO 3. Desplazamientos y Reacciones

ANEXO 4. Fuerzas totales en los elementos

ANEXO 5. Geometrías con y sin deformación

### BIBLIOGRAFIA

## I N T R O D U C C I O N

Es realmente difícil entender todos los fenómenos que rigen el origen de los sismos y los cuales a su vez condicionan las miles y miles de refracciones que se producen mediante las ondas sísmicas desde un foco hasta el punto de la estación. A lo largo de la historia nos hemos podido dar cuenta de la irregularidad de los registros en los macrosismos y la respuesta a ellos que tienen las estructuras tanto de acero como de concreto.

El presente trabajo pretende repasar los métodos de análisis dinámico convencionales junto con los análisis tridimensionales efectuado con la ayuda de una microcomputadora y elaborado por medio del programa SAP (Structural Analysis Program), aplicándolos a tres edificios de estructura de acero, con plantas de áreas iguales aunque de un arreglo distinto. Se presentan las comparaciones básicas entre ambos métodos y se enjuician los resultados, en función de una de las normas de diseño sísmico ( Art. 237) en la cual nos menciona que se deben combinar los efectos debidos a un sismo actuando en una dirección en el 100% con el 30% de los efectos producidos por dicho sismo, actuando en la otra dirección y viceversa.

Primeramente se elabora un pequeño sumario de las nociones fundamentales de la Dinámica Estructural para estructuras de uno y varios grados de libertad, se desarrollan las respuestas a vibraciones libres y forzadas de diferentes tipos de excitaciones.

En el capítulo II del presente trabajo se aplica el análisis modal, utilizando el método de Holzer para el cálculo de las configuraciones modales así como para las frecuencias y periodos de vibrar en los tres edificios antes citados.

Para la realización del análisis tridimensional se llevó a cabo con la ayuda de una microcomputadora y mediante el uso del programa SAP V4 (Structural Analysis Program for Static and Dynamic Response of Linear Systems). Para ello se hizo primeramente un modelo matemático tridimensional y se introdujo el espectro de aceleraciones del reciente reglamento de emergencia, editado a raíz de los sismos ocurridos en septiembre de 1985.

Es importante mencionar que hoy en día el estudio de la Ingeniería Sísmica finge un papel particularmente especial dentro de nuestra sociedad, ya que como hemos visto en el devastador macrosismo ocurrido en México de 1985 produjo daños irreparables, lo que nos conduce como Ingenieros a estudios más complejos y profundos de estos fenómenos de la naturaleza. Por tal motivo es tal el interés del presente trabajo de poner en evidencia los resultados

obtenidos mediante tres edificios de 10 pisos de altura ayudándonos a palpar las diferencias básicas en cuanto a la geometría y arreglo de las estructuras, así como para notar los cambios fundamentales que radican en un análisis en dos dimensiones con un análisis tridimensional, endonde podemos interpretar la estructura tal cual es.

N O C I O N E S   D E   L A   D I N A M I C A  
E S T R U C T U R A L

---

---

1.1 INTRODUCCION A LA DINAMICA ESTRUCTURAL

Antes de comenzar con el estudio de la dinámica estructural es conveniente señalar algunas de las diferencias más importantes que existen entre los problemas estáticos y dinámicos, como son los siguientes:

- En un problema dinámico existe una variación con respecto al tiempo; es decir, la actuación de las cargas sobre la estructura están en función del tiempo. En este sentido, es muy claro que la solución del problema no es única, y que tendremos una sucesión de soluciones que corresponden a la historia de la respuesta.
  
- Otra diferencia notable que es de consideración es que al haber fuerzas en función del tiempo aparecen fuerzas de inercia producidas por los desplazamientos de la estructura, las cuales se encuentran en relación con sus aceleraciones.

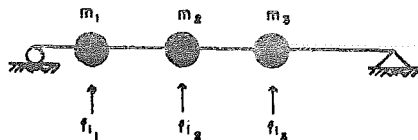
Desde el punto de vista dinámico, los grados de libertad que intervienen de una manera importante son aquellos en los que se consideran fuerzas generalizadas de inercia

es decir, fuerzas iguales a masa por aceleración y momentos iguales al momento de inercia de masa por aceleración angular. Podemos definir el grado de libertad de una estructura como la posibilidad que tiene un nudo de moverse en forma independiente, en cierta dirección; se puede mencionar que en marcos los movimientos generalmente son giros o desplazamientos en los nudos.

En general, el número de componentes de desplazamiento independientes que deben considerarse para representar los efectos de todas las fuerzas de inercia significativas de una estructura, se conoce como el número de grados de libertad dinámicos de la estructura.

### 1.1.1 DISCRETIZACION DE LOS PROBLEMAS DINAMICOS

Sí la masa de una estructura estuviera concentrada en una serie de puntos discretos, el problema analítico se simplifica, puesto que las fuerzas de inercia se desarrollan únicamente en los puntos de masa; como lo muestra la figura (1.1):

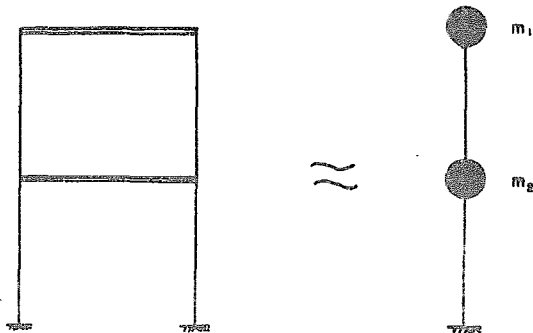




Por lo que los desplazamientos y las aceleraciones van a quedar definidas únicamente por los puntos de masa. Dependiendo de las restricciones que hagamos a cada uno de los puntos de masa tendríamos los grados de libertad de la viga en el caso mas general tendríamos 6 grados de libertad para cada masa y si tenemos 4 masas en el sistema, tendríamos 24 grados de libertad .

Como podemos notar la idealización que se hace para concentrar masas nos proporciona un método para limitar el número de grados de libertad que deben considerarse en el análisis de problemas dinámicos. Uno de los puntos vitales es que la discretización va a ser efectiva al trabajar con sistemas en los cuales una gran porción de la masa total está, realmente concentrada en algunos puntos.

Por todo lo anterior podemos decir que si tenemos un edificio de 2 niveles suponemos que la masa de la estructura que soporta los techados puede incluirse en la discretización correspondiente, como se muestra en la figura (1.2):



### 1.1.2 ECUACIONES DE MOVIMIENTO

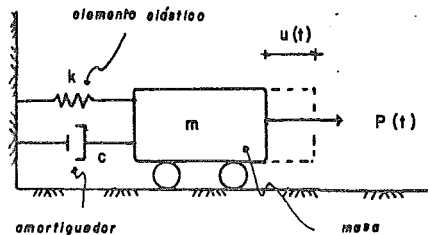
Uno de los objetivos primarios en el análisis dinámico estructural es la evaluación de la historia de los desplazamientos con respecto al tiempo, dados por una estructura sujeta a cargas con una variación del tiempo. Las expresiones matemáticas que definen los desplazamientos dinámicos se les conoce como ecuaciones de movimiento de la estructura, y la solución de estas ecuaciones proviene de la historia de dichos desplazamientos.

Las ecuaciones de movimiento de un sistema dinámico pueden ser formuladas generalmente por tres distintos procedimientos: Principio D'Alambert, Principio de los desplazamientos virtuales, Principio de Hamilton. Lo más importante es establecer directamente el equilibrio dinámico de todas las fuerzas actuantes en el sistema, tomando en cuenta los efectos de inercia involucrados. En sistemas más complejos, especialmente en donde interviene la masa y elasticidad distribuida en regiones finitas, el equilibrio directo vectorial puede ser difícil y las formulaciones de energía, las cuales envuelven cantidades escalares pudiendo ser más convenientes, por lo que el procedimiento más directo está basado en el principio de los desplazamientos virtuales. Por otra parte, la alternativa de la formulación de la energía, la cual está basada en el principio de Hamilton no hace directo el uso de la conservación de las fuerzas actuando en el sistema.

Por lo anterior, podemos decir que el método a usar para determinar las ecuaciones de movimientos en cualquier caso está dado en cuanto a la materia y conveniencia particular; va a depender de la naturaleza del sistema dinámico - bajo consideración.

### 1.1.3 SISTEMAS DE UN GRADO DE LIBERTAD

Considerando el sistema mostrado en la figura (1.3), el cual está constituido por una masa concentrada que puede tener un desplazamiento horizontal  $u$ , ligada a la base mediante un elemento elástico y un amortiguador. El sistema tiene por tanto un solo grado de libertad.



En un determinado instante en el que la masa y su base se están moviendo, en la ecuación de equilibrio dinámico intervienen la fuerza de inercia, que es igual a su masa por la aceleración absoluta de ésta; la fuerza de rigidez y la fuerza de amortiguamiento; siendo  $k$  y  $c$  constantes de proporcionalidad que se suponen no cambian con el tiempo.

Podemos decir entonces, que este conjunto constituye un sistema lineal de un grado de libertad con amortiguamiento lineal. Idealizando la figura, tenemos:

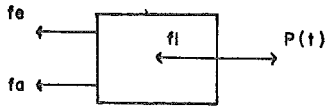


Diagrama de cuerpo libre

figura (1.4)

en donde,

$f_e$  = fuerza de resistencia elástica

$f_a$  = fuerza de amortiguamiento

$f_i$  = fuerza de inercia

$p(t)$  = fuerza externa

Estableciendo el equilibrio dinámico, tenemos:

$$f_e = ku \quad \longrightarrow \quad ; \quad u = \text{desplazamiento relativo}$$

$$f_a = c\dot{u} \quad \longrightarrow \quad ; \quad \dot{u} = \text{velocidad relativa}$$

$$f_i = m\ddot{u} \quad \longrightarrow \quad ; \quad \ddot{u} = \text{aceleración}$$

$$m\ddot{u} + c\dot{u} + ku = p(t) \text{ --- 1.1}$$

Ahora bien, si tuvieramos a una estructura sujeta a un movimiento por un sismo, tendríamos que la fuerza de inercia es igual a la masa que multiplica a la aceleración en la componente horizontal por el movimiento del suelo, teniendo lo siguiente:

$$m\ddot{u} + c\dot{u} + ku = -m\ddot{u}_g(t) \quad 1.2$$

en donde,

$m\ddot{u}_g(t)$  = fuerza efectiva por sismo, como se puede observar en la figura (1.5):

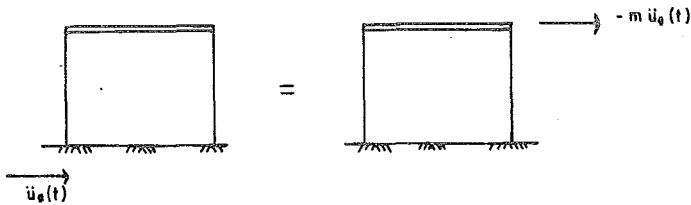


figura (1.5)

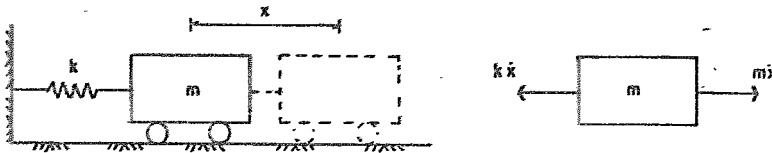
1.2

VIBRACIONES LIBRES

Podemos definir a las vibraciones libres como aquellas que se producen bajo la ausencia de una acción externa permanente, es decir, la estructura sigue vibrando cuando termina la acción, a partir de las condiciones en que se quedó la estructura.

1.2.1 VIBRACIONES LIBRES SIN AMORTIGUAMIENTO

Estableciendo el sistema antes mencionado, sin considerar la fuerza de amortiguamiento y tomando en cuenta que la perturbación del equilibrio original fué ocasionada por un desplazamiento del cuerpo a partir de su posición de reposo y no por una fuerza externa, tenemos:



Estableciendo el equilibrio y por el principio D'Alambert, tenemos lo siguiente:

$$m\ddot{x} + kx = 0$$

siendo esta la ecuación del movimiento del sistema y su solución general está dada por:

$$x = \frac{v(0)}{\omega} \text{sen } \omega t + x_0 \text{cos } \omega t \quad \dots \quad 1.3$$

Esta solución representa un movimiento armónico simple y se puede ilustrar con una gráfica de desplazamiento contra el tiempo, según lo muestra la figura (1.6):

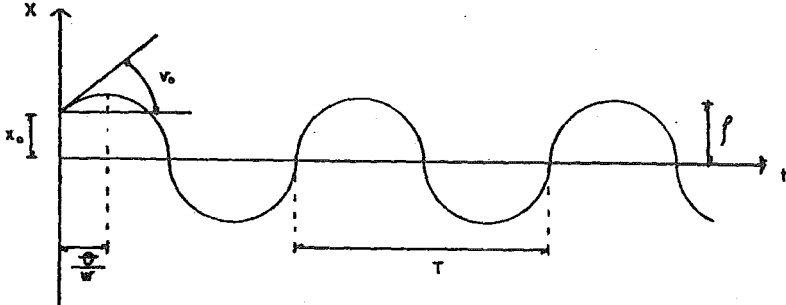


figura (1.6)

en donde,

$T$  = periodo natural de vibración

$w$  = frecuencia natural circular de vibración (rad/seg)

$f$  = frecuencia natural ciclica de vibración (cic/seg)

$$f = \frac{w}{2\pi} \quad T = \frac{1}{f} = \frac{2\pi}{w} = \sqrt{\frac{k}{m}}$$

La amplitud del movimiento armónico simple depende del desplazamiento y de la velocidad inicial. El movimiento representado por la ecuación 1.3, también puede ser presentado por:

$$v(t) = \rho \cos(\omega t - \theta)$$

la amplitud del desplazamiento es dado por la resultante:

$$\rho = \sqrt{[v(0)]^2 + \left[\frac{\dot{v}(0)}{w}\right]^2}$$

y la fase del ángulo está dada por:

$$\phi = \tan^{-1} \frac{\dot{v}(0)}{wv(0)}$$

esto lo podemos ver más claramente en el diagrama de Argand en donde la respuesta está dada por la parte real ó la proyección horizontal de los dos vectores de rotación, según la figura siguiente:

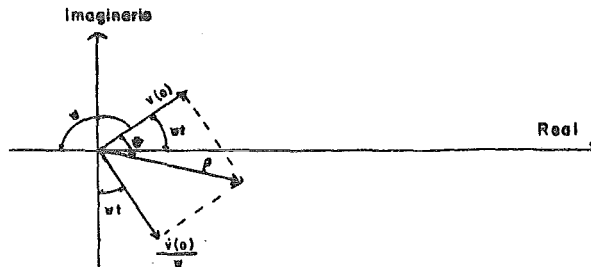


figura (1.7)



### 1.2.2 VIBRACIONES LIBRES AMORTIGUADAS

A diferencia de las vibraciones libres sin amortiguamiento, en base a la práctica y a la experiencia la energía del sistema no es constante y por tanto la amplitud de la vibración disminuye con el tiempo, amortiguándose gradualmente. Estas fuerzas de amortiguamiento son producidas por fricciones internas en el material elástico (fricciones moleculares) como lo pueden ser el rozamiento en seco, la resistencia del aire ó del agua, el rozamiento interno debido a la elasticidad imperfecta de los materiales, la fricción en remaches de estructuras metálicas, etc.

Existen principalmente tres tipos de amortiguamiento:

- a) El amortiguamiento viscoso, aquel que vibra sumergido en un fluido siendo igual al coeficiente de proporcionalidad  $c$  por la velocidad ( $P_o = c\dot{x}$ ).
- b) El amortiguamiento por fricción, causada principalmente por el movimiento de un cuerpo sobre una superficie seca; siendo igual al coeficiente de fricción  $\mu$  por la fuerza normal entre dos superficies con desplazamiento relativo ( $P = \mu N$ ).
- c) El amortiguamiento estructural, es aquel que proviene de la disipación de energía por fricciones internas en el material ó conexiones en elementos estructurales.

Para los fines de análisis el amortiguamiento estructural se toma como amortiguamiento viscoso, es decir, esta resistencia se considera proporcional a la velocidad y de sentido contrario. Matemáticamente el amortiguamiento viscoso es el más simple de representar y el más adecuado para demostrar los efectos de pérdida de energía en un sistema no conservativo, según lo muestra la figura siguiente:

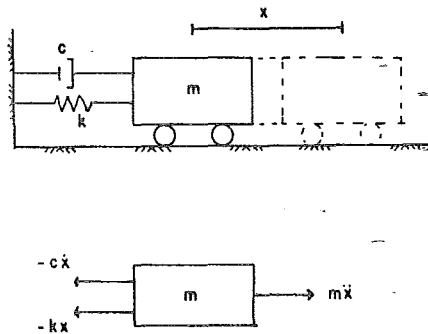


figura (1.8)

por lo que tendríamos

$$m\ddot{x} + c\dot{x} + kx = 0 \quad \text{--- 1.4}$$

cuya solución tiene la forma

$$x = A e^{rt} \quad \text{donde}$$

$$r = -\frac{c}{m} \pm \sqrt{\left[\frac{c}{2m}\right]^2 - w^2} \quad \text{--- 1.5}$$

como podemos notar pueden presentarse tres casos distintos para el valor de  $r$ , y por tanto para la solución de la ecuación de movimiento.

#### AMORTIGUAMIENTO CRITICO

Sí el radical es igual a cero, es decir, que  $(c/2m)=w$  el coeficiente de amortiguación crítica es valuado como:

$$c_c = 2mw$$

por lo que tenemos que el valor de  $r$  es real con un valor único:

$$r = -\frac{c}{2m} = -w$$

En este tipo de amortiguamiento nos dá el menor valor para el cual desaparecen las oscilaciones. La ecuación del movimiento resulta ser:

$$x = (c_1 + c_2 t) e^{-wt}$$

como se muestra en la figura (1.9) en donde  $t$  tiende a infinito,  $x$  tiende a cero; puesto que la exponencial tiende a cero más rápido que el término de  $c_2 t$

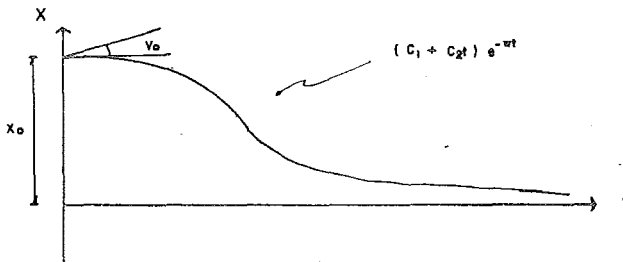


figura (1.9)

MOVIMIENTO SUBAMORTIGUADO

Sí el amortiguamiento es menor que el crítico, es decir que  $c < 2mw$  entonces el radical es negativo y  $r$  es complejo.

Por lo cual tomamos  $i = \sqrt{-1}$ , la unidad imaginaria y podemos tener lo siguiente :

$$r = -\frac{c}{m} \pm i \sqrt{w^2 - \left[\frac{c}{2m}\right]^2}$$

por lo que tenemos :

$$x = e^{-\frac{c}{2m}t} \left[ C_1 e^{-i\sqrt{w^2 - \left(\frac{c}{2m}\right)^2}t} + C_2 e^{i\sqrt{w^2 - \left(\frac{c}{2m}\right)^2}t} \right]$$

y tomando las expresiones de Euler, tenemos:

$$x = e^{-\frac{c}{2m}t} \left[ \left[ C_1 \cos \sqrt{w^2 - \left[\frac{c}{2m}\right]^2} t + C_2 \sin \sqrt{w^2 - \left[\frac{c}{2m}\right]^2} t \right] \right]$$

haciendo  $w' = \sqrt{w^2 - \left[\frac{c}{2m}\right]^2}$ , tenemos :

$$x = e^{-\frac{c}{2m}t} \left[ C_1 \cos w't + C_2 \sin w't \right] \dots \dots \dots 1.6$$

Para evaluar la respuesta a la vibración libre en este caso es conveniente expresar el amortiguamiento como el radio de amortiguamiento  $\xi$ , en donde

$$\xi = \frac{c}{c_c} = \frac{c}{2mw}$$

por lo que tendríamos

$$x = e^{-\xi w t} \left[ C_1 \cos w't + C_2 \sin w't \right] \dots \dots \dots 1.7$$

La cantidad  $w'$  es llamada frecuencia de vibración amortiguada y para estimar la influencia del amortiguamiento sobre la frecuencia es conveniente mostrar la gráfica de frecuencia de amortiguamiento a frecuencia no amortiguada, es decir  $w'/w$  contra el radio de amortiguamiento siendo un círculo de radio

unitario según la muestra la figura siguiente :

Efecto de amortiguamiento en  
frecuencia natural de vibración

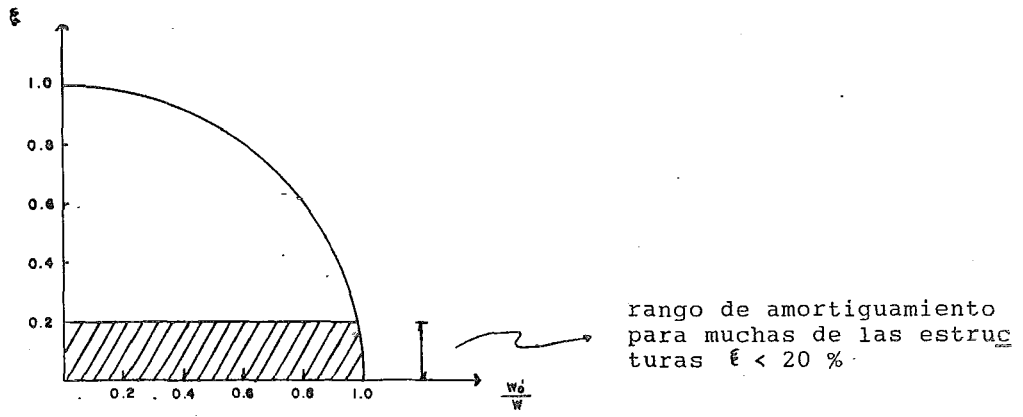


figura (1.10)

Por lo que tenemos que la representación gráfica de la ecuación 1.7 según lo muestra la figura siguiente para un movimiento subamortiguado:

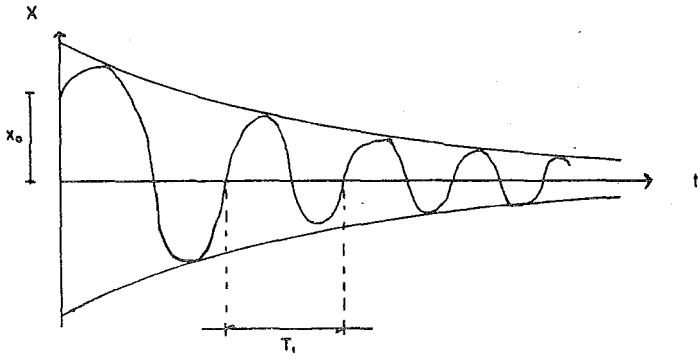


figura (1.11)

MOVIMIENTO SOBREAMORTIGUADO

En este último tipo de amortiguamiento se da cuando  $(c/2m) > w$  entonces el radical de la ecuación 1.5 es positivo y el valor de  $r$  es real, teniendo

$$x = e^{-\gamma w t} \left[ C_1 e^{\sqrt{\left(\frac{c}{2m}\right)^2 - w^2} t} + C_2 e^{-\sqrt{\left(\frac{c}{2m}\right)^2 - w^2} t} \right]$$

siendo  $C_1$  y  $C_2$  constantes arbitrarias

El movimiento es el de un exponencial de amplitud decreciente, es decir, no se presentan oscilaciones, según lo muestra la figura a continuación :

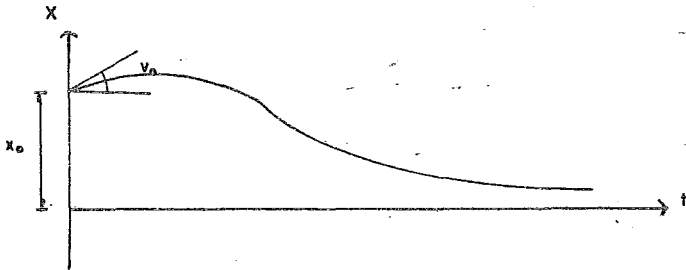


figura (1.12)

1.3

VIBRACIONES FORZADAS

Las vibraciones forzadas son aquellas que se producen bajo la acción de un agente externo que varía de acuerdo con una función del tiempo, actuando permanentemente.

1.3.1 RESPUESTA A LA EXCITACION ARMONICA

Vibración Forzada sin Amortiguamiento

Es conveniente iniciar el problema de un sistema de un grado de libertad sujeto a una fuerza de excitación; es decir, además de la fuerza elástica y de inercia, actúa sobre la masa una fuerza periódica perturbadora. Esta carga puede ser una función del tipo seno ó coseno, expresándola:

$$p(t) = P_0 \sin \omega t$$

$\omega$  - es la frecuencia de la excitación

$P_0$  - representa la amplitud

En este caso la ecuación diferencial de movimiento nos queda como sigue:

$$m\ddot{x} + c\dot{x} + kx = P_0 \sin \omega t \quad \text{---} \quad 1.8$$

Antes de considerar el caso general con amortiguamiento

es recomendable examinar la respuesta para un sistema no amortiguado a una carga armónica, para lo cual la ecuación de movimiento nos queda:

$$m\ddot{x} + kx = P_0 \sin \bar{\omega}t \quad \dots \dots \dots 1.9$$

existe una solución complementaria para esta ecuación que proviene de la respuesta de vibración libre :

$$x(t) = A \sin \omega t + B \cos \omega t \quad \dots \dots \dots 1.10$$

### Solución Particular

La solución particular está incluida dentro de la solución general; la respuesta a la carga armónica puede ser asumida ser armónica y en fase larga

$$x_p(t) = G \sin \bar{\omega}t \quad \dots \dots \dots 1.11$$

sustituyendo en la ecuación 1.9, tenemos :

$$-m \bar{\omega}^2 G \sin \bar{\omega}t + k G \sin \bar{\omega}t = P_0 \sin \bar{\omega}t$$

tomando en cuenta que  $(k/m) = \omega^2$  y dividiendo entre  $\sin \bar{\omega}t$  nos queda lo siguiente:

$$G \left( 1 - \frac{\bar{\omega}^2}{\omega^2} \right) = \frac{P_0}{k}$$

por lo que la amplitud de respuesta nos queda:

$$G = \frac{P_0}{k} \frac{1}{1 - \beta^2} \quad \dots \dots \dots 1.12$$

en donde  $\beta$  representa el radio de aplicación de la frecuencia de la carga a una frecuencia natural de vibración libre

$$\beta \equiv \frac{\bar{\omega}}{\omega}$$



### Solución General

La solución general a la excitación armónica de un sistema no amortiguado está dada por la combinación de la solución complementaria y la solución particular en la cual el valor de  $G$  está dado por la ecuación 1.12

$$x(t) = x_c(t) + x_p(t)$$

$$A \sin \bar{\omega} t + B \cos \bar{\omega} t + \frac{P_0}{k} \frac{1}{1 - \beta^2} \sin \bar{\omega} t \quad 1.13$$

los valores de  $A$  y  $B$  dependen de las condiciones con las cuales la respuesta va a ser iniciada. Para cuando el sistema empieza con las condiciones de  $x(0)=\dot{x}(0)=0$  es fácil mostrar los valores constantes como :

$$A = -\frac{P_0 \beta}{k} \frac{1}{1 - \beta^2} \quad B = 0$$

por lo que la respuesta va a estar dada por :

$$x(t) = \frac{P_0}{k} \cdot \frac{1}{1 - \beta^2} \sin \bar{\omega} t - \beta \sin \omega t \quad 1.14$$

### Vibración Forzada Amortiguada

Recordando la ecuación de movimiento incluyendo el amortiguamiento, tenemos:

$$m\ddot{x} + c\dot{x} + kx = P_0 \sin \bar{\omega} t$$

dividiendo entre  $m$  y tomando en cuenta que  $(c/m)=2\xi\omega$  :

$$\ddot{x}(t) + 2\xi\omega\dot{x}(t) + \omega^2 x(t) = \frac{P_0}{m} \text{sen } \bar{\omega}t \quad \text{---} \quad 1.15$$

La solución complementaria de la ecuación para una respuesta de vibración libre amortiguada dada en la ecuación 1.7 tomando en cuenta que la estructura es menor que el amortiguamiento crítico, como el caso práctico de todas las estructuras:

$$x_c(t) = e^{-\omega t \xi} (A \text{sen } \omega t + B \text{cos } \omega t)$$

La solución particular a la carga armónica es de la forma:

$$x_p(t) = G_1 \text{sen } \bar{\omega}t + G_2 \text{cos } \bar{\omega}t \quad \text{---} \quad \text{---} \quad \text{---} \quad 1.16$$

sustituyendo la ecuación 1.16 en la ecuación 1.15 y haciendo arreglos, tenemos lo siguiente :

$$\begin{aligned} \left[ -G_1 \bar{\omega}^2 - G_2 \bar{\omega} (2\xi\omega) + G_1 \omega^2 \right] \text{sen } \bar{\omega}t &= \frac{P_0}{m} \text{sen } \bar{\omega}t \\ \left[ -G_2 \bar{\omega}^2 + G_1 \bar{\omega} (2\xi\omega) + G_2 \omega^2 \right] \text{cos } \bar{\omega}t &= 0 \end{aligned}$$

Resolviendo las ecuaciones simultáneamente, nos resulta que los factores de la amplitud de la respuesta son :

$$\begin{aligned} G_1 &= \frac{P_0}{k} \frac{1 - \beta^2}{(1 - \beta^2)^2 + (2\xi\beta)^2} \\ G_2 &= \frac{P_0}{k} \frac{-2\xi\beta}{(1 - \beta^2)^2 + (2\xi\beta)^2} \end{aligned}$$

Introduciendo estas expresiones en la solución particular y combinando con la solución complementaria, nos queda la solución general como sigue :

$$x(t) = e^{-\xi \omega t} (A \sin \omega t + B \cos \omega t) + \frac{P_0}{k} \frac{1}{(1-\xi^2)^2 + (2\xi\beta)^2} \left[ (1-\xi^2) \sin \bar{\omega} t - 2\xi\beta \cos \bar{\omega} t \right]$$

### 1.3.2 RESPUESTA AL MOVIMIENTO DEL SUELO

Para nuestro caso en especial, el caso que más nos interesa desde del punto de vista estructural es el de los sismos, en los cuales como sabemos el sistema se excita por la base. De acuerdo al sistema mostrado en la figura 1.13 cuya base es excitada una cantidad  $y(t)$ , siendo ésta una función del tiempo, se podrá escribir la siguiente ecuación de equilibrio dinámico:

$$m\ddot{x} + c\dot{x} + kx = -m\ddot{y}(t) \dots\dots\dots 1.17$$

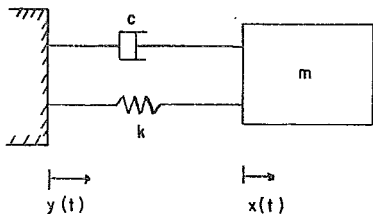


FIGURA 1.13

Debido a que el sistema está excitado en la base se puede reemplazar por uno equivalente de base fija y sometido a una fuerza aplicada en el móvil, igual a la de inercia que este tendría si se le imprimiera directamente la aceleración original de la base. Como sabemos en el caso de los sismos los datos de la aceleración de la tierra se obtienen de los aparatos llamados acelerómetros o acelerógrafos. Dividiendo la ecuación 1.17 por  $m$  y recordando que  $c/2m = r$ , se obtiene:

$$\ddot{x} + 2r\dot{x} + w^2x = -\ddot{y}(t) \dots\dots\dots 1.18$$

Suponiendo que la excitación en la base es una función sinusoidal de la forma:

$$y(t) = y_0 \text{ sen } w''t \dots\dots\dots 1.19$$

se tiene que  $\ddot{y}(t) = -(w'')^2 y_0 \text{ sen } w''t \dots\dots\dots 1.20$

La amplitud de la aceleración  $a$  es  $-(w'')^2 y_0$ . Sustituyendo en la ecuación 1.18, nos queda:

$$\ddot{x} + 2r\dot{x} + w^2x = a_0 \text{ sen } w''t \dots\dots\dots 1.21$$

De acuerdo a la ecuación 1.8 que corresponde a la ecuación para una excitación armónica, notamos que existe una gran similitud con la ecuación 1.21 y puesto que la naturaleza del movimiento considerado ahora es bien parecido con el cual se considero en aquel caso, se puede concluir que:

$$P_0 = a_0 / w^2$$

por lo que la solución de la ecuación de movimiento queda de la misma manera excepto el termino anteriormente escrito.

A P L I C A C I O N   D E L   A N A L I S I S

M O D A L

---

---

## 2.1 DESCRIPCION DE LOS EJEMPLOS

El método de análisis modal se aplicará a tres edificios con estructura de acero, teniendo las siguientes características:

- Plantas de áreas iguales
- Arreglo geométrico distinto
- 10 pisos de altura
- Masas iguales por nivel

Para llevar a cabo este método se siguió el procedimiento del reglamento de construcciones para el D.F. con las normas de emergencia publicadas en Octubre de 1985.

Debido a que las estructuras de los tres edificios son idealizadas se hicieron las siguientes suposiciones:

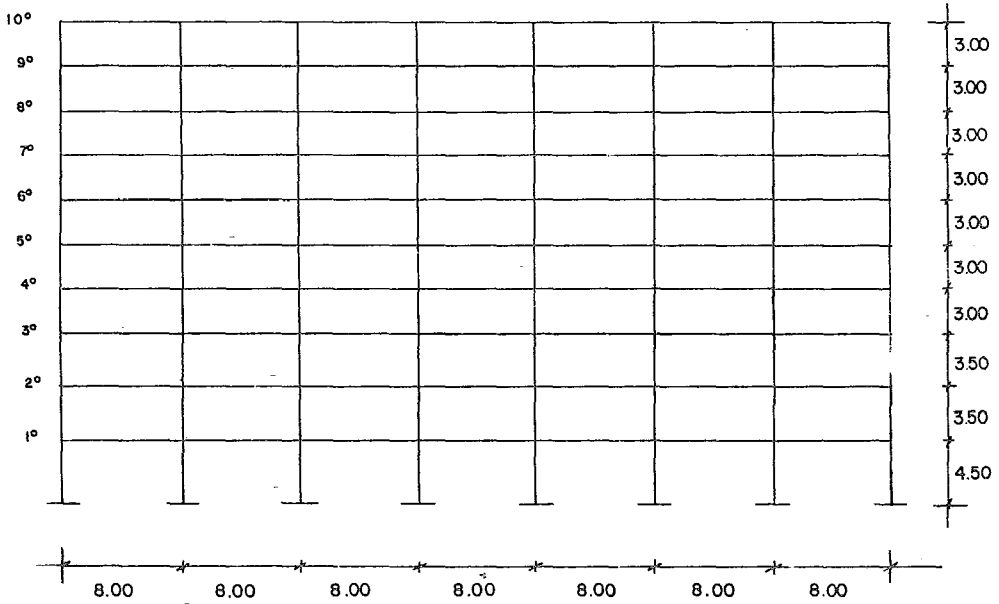
- a) Edificios de 10 niveles ubicados en la zona III del D.F.
- b) Construcción perteneciente al grupo B y con estructura tipo 1.

c) Las rigideces de entrepiso se determinaron mediante el uso de las fórmulas de Wilbur (siendo éstas un tanto aproximadas; se puede lograr una mejor aproximación mediante métodos matriciales o programas elaborados por computadoras).

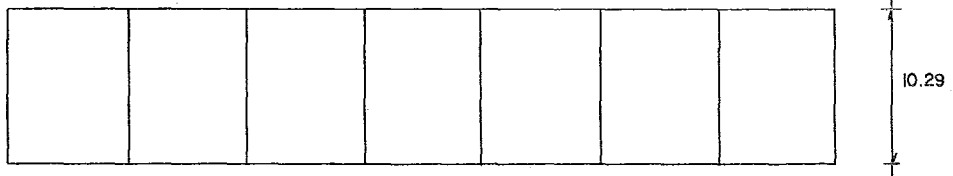
A continuación se muestran la geometría de cada uno de los edificios, junto con el cálculo de cargas así como el desarrollo de las fórmulas de Wilbur. Debido a que no es el objetivo de la tesis no se presentará el dimensionamiento preliminar de secciones de columnas y de trabes.

EDIFICIO PRUEBA - 1 -

PERFIL



PLANTA



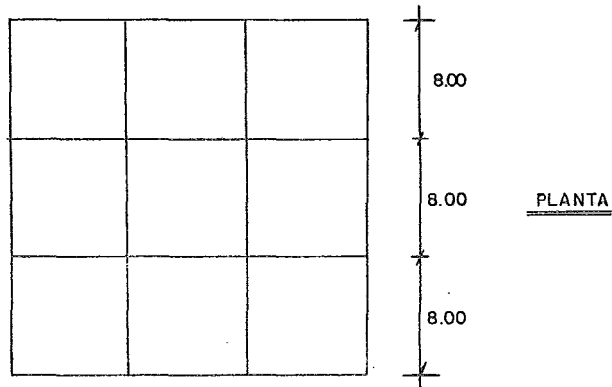
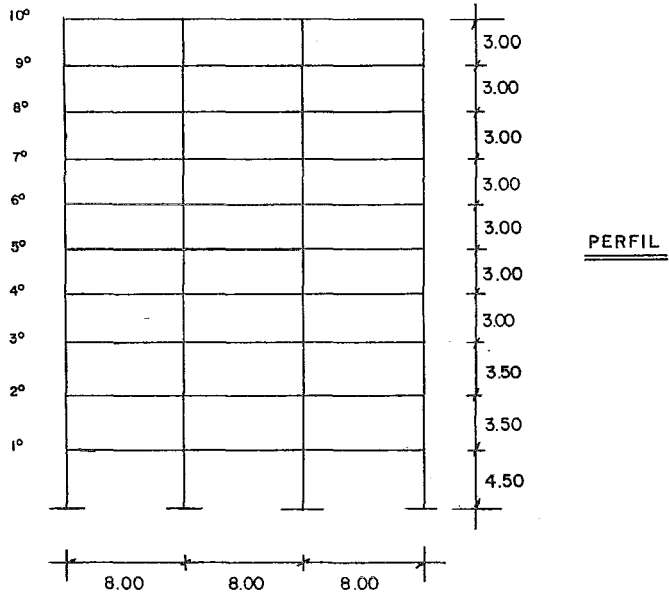
16 columnas x 11 nudos = 176 nudos

176 nudos x 6 grados de libertad = 1056 grados de libertad

Area = ( 8 m. x 7 ) x ( 10.29 m. x 1 ) = 576.00 m<sup>2</sup>

acot. en m.

EDIFICIO PRUEBA - 2 -



16 columnas x 11 nudos = 176 nudos

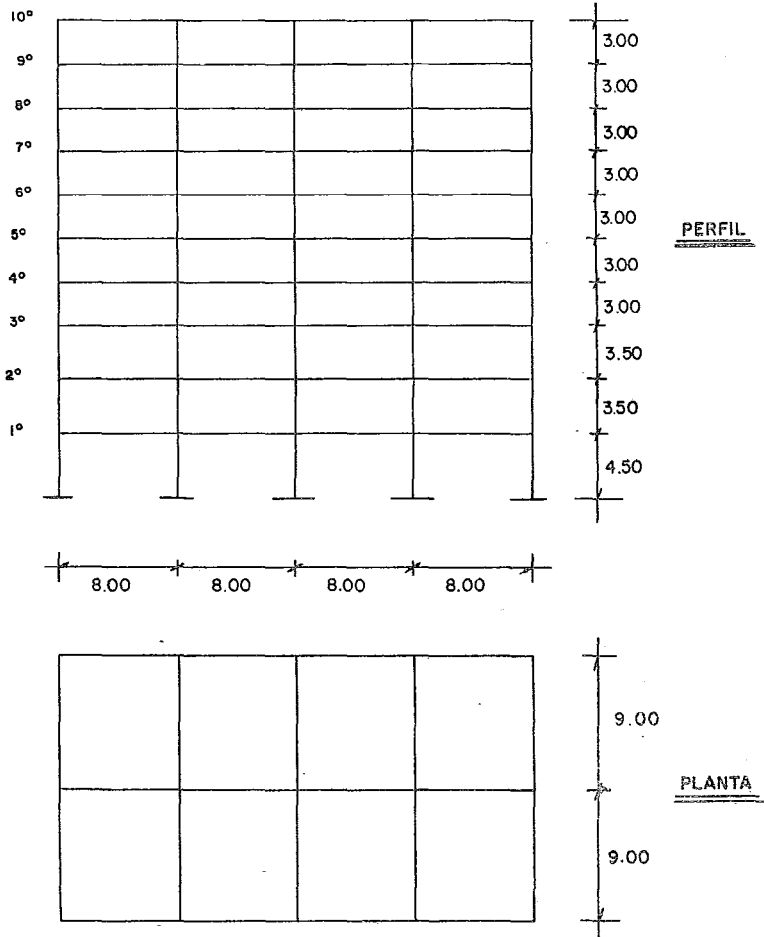
176 nudos x 6 grados de libertad = 1056 grados de libertad

Area = ( 8 x 3 ) x ( 8 x 3 ) = 576.00 m<sup>2</sup>

acot. en m.



EDIFICIO PRUEEA - 3 -



15 columnas x 11 nudos = 165 nudos

165 nudos x 6 grados de libertad = 990 grados de libertad

Area = ( 8 x 4 ) x ( 9 x 2 ) = 576.00 m<sup>2</sup> acot. en m.

ANALISIS DE CARGAS

A) CARGAS MUERTAS

Peso propio losa concreto A=5cm	195 kg/m <sup>2</sup>
Estructura de acero (entrepiso)	50
Plafón e instalaciones	25
Terminado de piso	40
Peso propio muros interiores y fachadas	50
Alfombras y detalles	10
	<hr/>
	<u>Wm = 370 kg/m<sup>2</sup></u>

B) CARGA VIVA TOTAL

De acuerdo a las normas de emergencia para el reglamento de construcciones del D.F., se tiene:  $W_{VT}=120+420A^{-1/2}$  pero no menor de 250 kg/m<sup>2</sup>

W<sub>VT</sub> = 250 kg/m<sup>2</sup>

C) CARGA VIVA REDUCIDA

De acuerdo a las normas de emergencia para el reglamento de construcciones del D.F., se tiene:

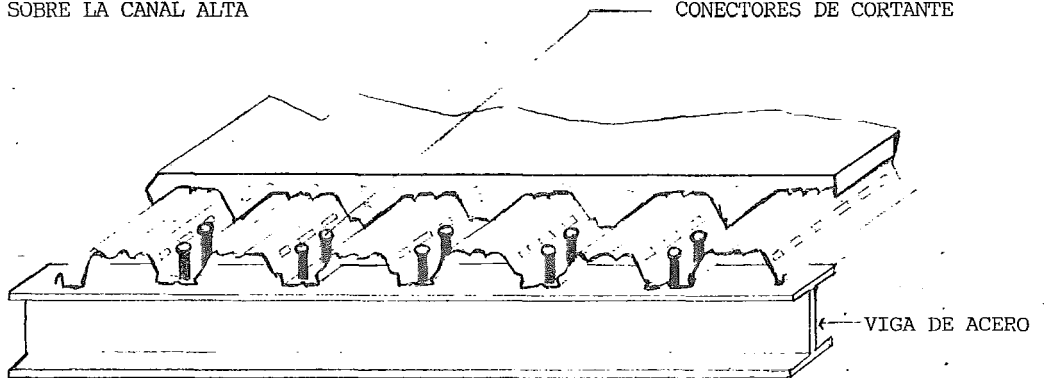
Wv = 180 kg/m<sup>2</sup>

DETALLE DE LOSA CONCRETO--ACERO

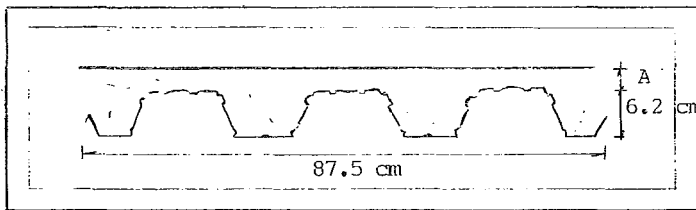
ESPESOR MINIMO DE CONCRETO 5 CMS.

SOBRE LA CANAL ALTA

CONECTORES DE CORTANTE



LOSACERO SECCION-99 (ROBERTSON)



LOSACERO ROMSA QL-99-M-62

Determinación de las rigideces de entrepiso. Fórmulas de Wilbur.

Se puede definir a la rigidez de un entrepiso como la relación que existe entre la fuerza absorbida por un muro, marco o contraviento en un entrepiso y el desplazamiento horizontal relativo entre los dos niveles que lo limitan.

De acuerdo a lo anterior podemos notar que la rigidez de un entrepiso siempre va a depender del sistema de fuerzas laterales que estén actuando sobre él. Para edificios comunes podemos llegar a la conclusión que es aceptable calcular las rigideces a partir de las hipótesis simplificadoras sobre la forma del sistema de fuerzas laterales.

Como sabemos, las fórmulas de Wilbur nos pueden ayudar a calcular las rigideces en función de las siguientes hipótesis:

- Los giros en todos los nudos de un nivel y de los dos niveles adyacentes son iguales, excepto en el nivel de desplante, en donde puede suponerse empotramiento o articulación según sea el caso.
- Las fuerzas cortantes en los dos entrepisos adyacentes al que interesa son iguales a la de éste.

De acuerdo a lo anterior podemos tener lo siguiente:

Primer Entrepiso

$$R_1 = \frac{48E}{h_1 \left[ \frac{4h_1}{\sum K_{C_1}} + \frac{h_1 + h_2}{\sum K_{T_1} + \frac{\sum K_{C_1}}{12}} \right]}$$

Segundo Entrepiso

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

Entrepisos Intermedios

$$R_n = \frac{48E}{h_n \left[ \frac{4h_n}{\sum Kc_n} + \frac{h_m + h_n}{\sum Kt_m} + \frac{h_n + h_{n+1}}{\sum Kt_n} \right]}$$

en donde,

$R_n$  = rigidez del entrepiso en cuestion

$Kt_n$  = rigidez (I/L) de las vigas del nivel sobre el entrepiso n

$Kc_n$  = rigidez (I/L) de las columnas del entrepiso n

$m, n, o$  = indices que identifican 3 niveles consecutivos de .  
abajo hacia arriba

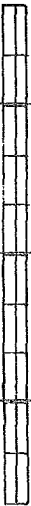
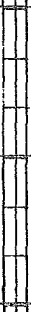


$h_n$  = altura del entrepiso n

Entrepiso superior: se debe aceptar que la cortante del penúltimo piso es el doble que la del último, se encuentra que es aplicable la fórmula de entrepisos intermedios, quedando  $2h_m$  en vez de  $h_m$  y haciendo  $h_o = 0$

$$R_n = \frac{48E}{h_n \left[ \frac{4h_n}{\sum Kc_n} + \frac{2h_m + h_n}{\sum Kt_m} + \frac{h_n}{\sum Kt_n} \right]}$$

DIMENSIONAMIENTO DE COLUMNAS

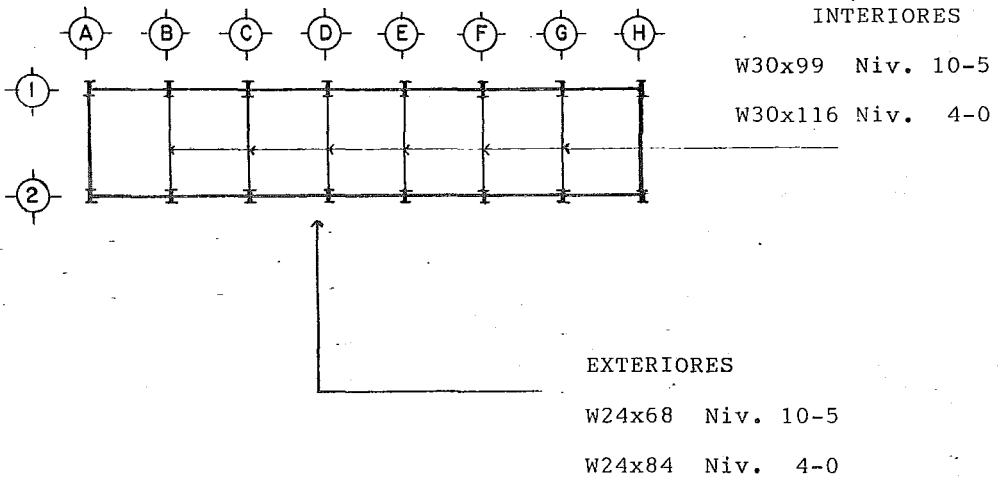
El dimensionamiento de columnas se llevó a cabo mediante un tanteo propuesto y de manera arbitraria, debido a que no es el principal objetivo de este trabajo presentar como se llegó a la secciones finales de traveses y de columnas

MATERIAL		NIVEL	EXTERIORES	INTERIORES
4		10	W14x120	W14x132
		9		
		8		
3		7	W14x193	W14x211
		6		
		5		
2		4	W14x311	W13x342
		3		
		2		
1		1	W14x398	W14x426
		0		

DIMENSIONAMIENTO DE TRABES

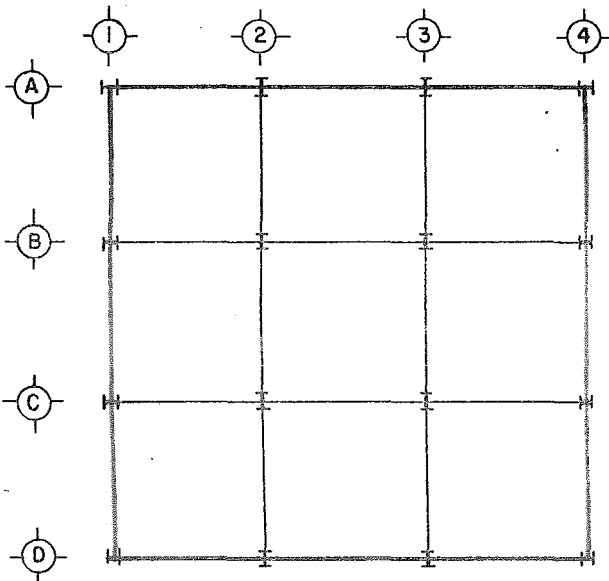
Al igual que las columnas las secciones de las trabes y el tipo de vigas que se van a utilizar para los edificios fueron escogidos arbitrariamente y con base a la experiencia, para cada uno de los edificios serán vigas I tomadas del manual del AISC .

EDIFICIO PRUEBA - 1 -



EDIFICIO PRUEBA - 2 -

MATERIAL	NIVEL	INTERIORES	EXTERIORES	ESQUINERAS
4	10	W14x109	W14x120	W14x132
	9			
3	8	W14x176	W14x193	W14x211
	7			
	6			
2	5	W14x257	W14x311	W14x342
	4			
	3			
1	2	W14x342	W14x398	W14x426
	1			
	0			



EXTERIORES

W24x84 Niv. 10-5

W24x94 Niv. 4-0

INTERIORES

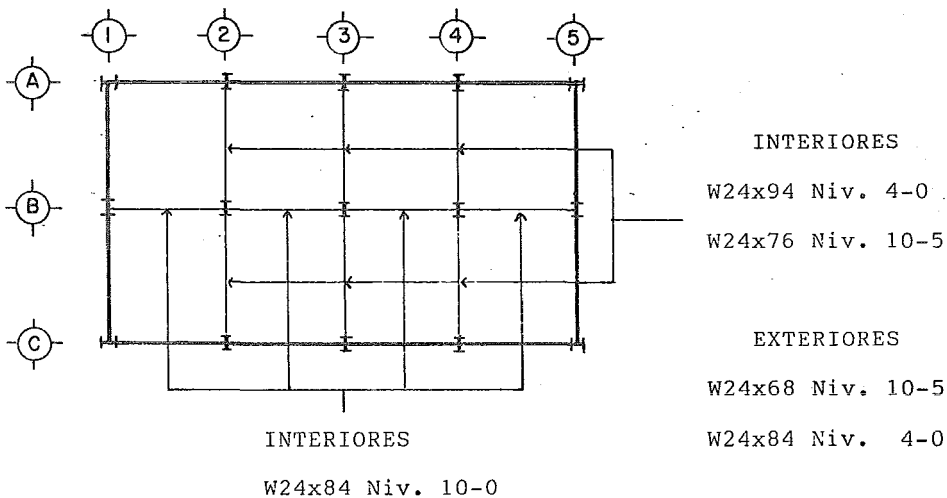
W24x68 Niv. 10-5

W24x84 Niv. 4-0

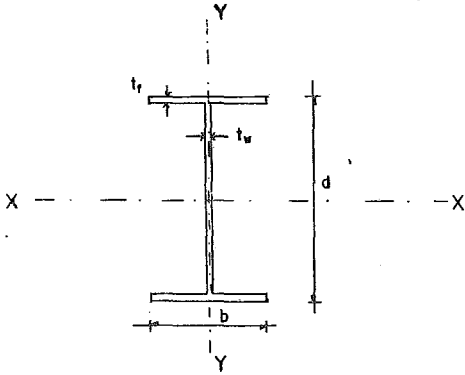


EDIFICIO PRUEBA - 3 -

MATERIAL	NIVEL	INTERIORES	EXTERIORES	ESQUINERAS
4	10			
	9	W14x109	W14x120	W14x132
3	8			
	7	W14x176	W14x193	W14x211
	6			
5				
2	4	W14x257	W14x311	W14x342
	3			
1	2			
	1	W14x342	W14x398	W14x426
	0			



PROPIEDADES DE SECCIONES DE COLUMNAS Y TRABES



IPR (AISC)	b (cm)	d (cm)	t <sub>f</sub> cm	t <sub>w</sub> cm	A (cm <sup>2</sup> )	J (cm <sup>4</sup> )	I <sub>xx</sub> (cm <sup>4</sup> )	I <sub>yy</sub> (cm <sup>4</sup> )	As <sub>y</sub> (cm <sup>2</sup> )	As <sub>x</sub> (cm <sup>2</sup> )	W kg/cm
W14x426	42.4	47.4	7.7	4.8	806.3	13777	274713	98231	225.7	545.0	6.34
W14x342	41.6	44.6	6.3	3.9	651.6	7409	203953	75338	174.2	434.2	5.09
W14x211	40.1	39.9	4.0	2.5	400.0	1856	110717	42872	99.8	264.9	3.14
W14x132	37.4	37.2	2.6	1.6	250.3	512	63683	22810	61.1	163.3	1.96
W14x398	42.1	46.5	7.2	4.5	754.8	11363	249739	90322	209.1	507.8	5.92
W14x311	41.2	43.5	5.7	3.6	589.7	5661	180228	67013	155.7	394.3	4.63
W14x193	39.9	39.3	3.7	2.3	366.5	1449	99896	38751	88.9	243.4	2.87
W14x120	37.3	36.8	2.4	1.5	227.7	390	57440	20604	55.2	148.4	1.78
W30x116	26.7	76.2	2.2	1.4	220.7	268	205202	6826	109.8	96.0	1.73
W30x99	26.5	75.3	1.7	1.3	187.7	157	166076	5328	99.4	75.2	1.47
W24x68	22.8	60.3	1.5	1.1	129.7	78	76170	2930	63.3	56.6	1.01
W24x84	22.9	61.2	2.0	1.2	159.4	154	98647	3929	72.8	74.8	1.25
W14x257	40.6	41.6	4.8	3.0	487.7	3292	141519	53694	124.0	325.0	3.82
W14x176	39.8	38.7	3.4	2.1	334.2	1103	89074	34880	81.6	223.3	2.62
W14x109	37.1	36.4	2.2	1.3	206.5	296	51213	18606	48.4	134.8	1.62
W24x94	23.0	61.8	2.2	1.3	178.7	219	112383	4537	80.9	85.2	1.40
W24x76	22.8	60.8	1.7	1.1	144.5	112	87409	3434	68.1	65.8	1.13

EDIFICIO PRUEBA - 1 -

CALCULO DE RIGIDECES.

MARCO 1 , MARCO 2

Columnas

$$K_{C_1} = \left[ \frac{98\ 231}{450} \times 2 \right] + \left[ \frac{90\ 322}{450} \times 6 \right] = 1\ 641 \text{ kg-cm}$$

$$K_{C_2} = \left[ \frac{98\ 231}{350} \times 2 \right] + \left[ \frac{90\ 322}{350} \times 6 \right] = 2\ 109.5$$

$$K_{C_3} = \left[ \frac{75\ 338}{350} \times 2 \right] + \left[ \frac{67\ 013}{350} \times 6 \right] = 1\ 579.5$$

$$K_{C_4} = \left[ \frac{75\ 338}{300} \times 2 \right] + \left[ \frac{67\ 013}{300} \times 6 \right] = 1\ 842.5 = K_{C_5}$$

$$K_{C_6} = \left[ \frac{42\ 872}{300} \times 2 \right] + \left[ \frac{38\ 751}{300} \times 6 \right] = 1\ 061 = K_{C_7} = K_{C_8}$$

$$K_{C_9} = \left[ \frac{22\ 810}{300} \times 2 \right] + \left[ \frac{20\ 604}{300} \times 6 \right] = 564 = K_{C_{10}}$$

Trabes

$$K_{t_1} = \left[ \frac{98\ 647}{800} \times 7 \right] = 863 = K_{t_2 \dots 4}$$

$$K_{t_5} = \left[ \frac{76\ 170}{800} \times 7 \right] = 666.5 = K_{t_6 \dots 10}$$

CALCULO DE RIGIDECES. MARCO A , MARCO H

Columnas

$$K_{C_1} = \left[ \frac{274\ 713}{450} \times 2 \right] = 1\ 221 \text{ kg-cm}$$

$$K_{C_2} = \left[ \frac{274\ 713}{350} \times 2 \right] = 1\ 570$$

$$K_{C_3} = \left[ \frac{203\ 953}{350} \times 2 \right] = 1\ 165.5$$

$$K_{C_4} = \left[ \frac{203\ 953}{300} \times 2 \right] = 1\ 360 = K_{C_5}$$

$$K_{C_6} = \left[ \frac{110\ 718}{300} \times 2 \right] = 738 = K_{C_7} = K_{C_8}$$

$$K_{C_9} = \left[ \frac{63\ 683}{300} \times 2 \right] = 424.5 = K_{C_{10}}$$

Trabes

$$K_{t_1} = \left[ \frac{98\ 647}{1029} \times 1 \right] = 96 = K_{t_2 \dots 4}$$

$$K_{t_5} = \left[ \frac{76\ 170}{1029} \times 1 \right] = 74 = K_{t_6 \dots 10}$$

CALCULO DE RIGIDECES. MARCO B, MARCO C, MARCO D,  
MARCO E, MARCO F, MARCO G

Columnas

$$K_{C_1} = \left[ \frac{249\ 739}{450} \times 2 \right] = 1\ 110 \text{ kg-cm}$$

$$K_{C_2} = \left[ \frac{249\ 739}{350} \times 2 \right] = 1\ 427$$

$$K_{C_3} = \left[ \frac{180\ 228}{350} \times 2 \right] = 1\ 030$$

$$K_{C_4} = \left[ \frac{180\ 228}{300} \times 2 \right] = 1\ 201.5 = K_{C_5}$$

$$K_{C_6} = \left[ \frac{99\ 896}{300} \times 2 \right] = 666 = K_{C_7} = K_{C_8}$$

$$K_{C_9} = \left[ \frac{57\ 440}{300} \times 2 \right] = 383 = K_{C_{10}}$$

Trabes

$$K_{t_1} = \left[ \frac{205\ 202}{1029} \times 1 \right] = 199.5 = K_{t_2 \dots 4}$$

$$K_{t_5} = \left[ \frac{166\ 026}{1029} \times 1 \right] = 161 = K_{t_6 \dots 10}$$

RIGIDECES DE ENTREPISO. MARCO 1 , MARCO 2

$$R_1 = \frac{48(2.1E6)}{450 \left[ \frac{4(450)}{1641} + \frac{450 + 350}{863 + \frac{1641}{12}} \right]} = 118\ 075 \text{ kg/cm}$$

$$R_2 = \frac{48(2.1E6)}{350 \left[ \frac{4(350)}{2109.5} + \frac{450 + 350}{863 + \frac{1641}{12}} + \frac{350 + 350}{863} \right]} = 126\ 594$$

$$R_3 = \frac{48(2.1E6)}{350 \left[ \frac{4(350)}{1579.5} + \frac{350 + 350}{863} + \frac{350 + 300}{863} \right]} = 117\ 520$$

$$R_4 = \frac{48(2.1E6)}{300 \left[ \frac{4(300)}{1842.5} + \frac{350 + 300}{863} + \frac{300 + 300}{863} \right]} = 159\ 644$$

$$R_5 = \frac{48(2.1E6)}{300 \left[ \frac{4(300)}{1842.5} + \frac{300 + 300}{863} + \frac{300 + 300}{666.5} \right]} = 149\ 552$$

$$R_6 = \frac{48(2.1E6)}{300 \left[ \frac{4(300)}{1061} + \frac{300 + 300}{666.5} + \frac{300 + 300}{666.5} \right]} = 114\ 621 = R_7 = R_8$$

$$R_9 = \frac{48(2.1E6)}{300 \left[ \frac{4(300)}{564} + \frac{300 + 300}{666.5} + \frac{300 + 300}{666.5} \right]} = 85\ 538 = R_{10}$$

RIGIDECES DE ENTREPISO. MARCO A , MARCO H

$$R_1 = \frac{48(2.1E6)}{450 \left[ \frac{4(450)}{1221} + \frac{450 + 350}{96 + \frac{1221}{12}} \right]} = 40\ 582 \text{ kg/cm}$$

$$R_2 = \frac{48(2.1E6)}{350 \left[ \frac{4(350)}{1570.0} + \frac{450 + 350}{96 + \frac{1221}{12}} + \frac{350 + 350}{96} \right]} = 23\ 551$$

$$R_3 = \frac{48(2.1E6)}{350 \left[ \frac{4(350)}{1165.5} + \frac{350 + 350}{96} + \frac{350 + 300}{96} \right]} = 18\ 868$$

$$R_4 = \frac{48(2.1E6)}{300 \left[ \frac{4(300)}{1360} + \frac{350 + 300}{96} + \frac{300 + 300}{96} \right]} = 24\ 167$$

$$R_5 = \frac{48(2.1E6)}{300 \left[ \frac{4(300)}{1360} + \frac{300 + 300}{96} + \frac{300 + 300}{74} \right]} = 22\ 047$$

$$R_6 = \frac{48(2.1E6)}{300 \left[ \frac{4(300)}{738} + \frac{300 + 300}{74} + \frac{300 + 300}{74} \right]} = 18\ 832 = R_7 = R_8$$

$$R_9 = \frac{48(2.1E6)}{300 \left[ \frac{4(300)}{424.5} + \frac{300 + 300}{74} + \frac{300 + 300}{74} \right]} = 17\ 644 = R_{10}$$

RIGIDECES DE ENTREPISO. MARCO B, MARCO C, MARCO D,  
MARCO E, MARCO F, MARCO G

$$R_1 = \frac{48(2.1E6)}{450 \left[ \frac{4(450)}{1110} + \frac{450 + 350}{199.5 + \frac{1110}{12}} \right]} = 51\,360 \text{ kg/cm}$$

$$R_2 = \frac{48(2.1E6)}{350 \left[ \frac{4(350)}{1427} + \frac{450 + 350}{199.5 + \frac{1110}{12}} + \frac{350 + 350}{199.5} \right]} = 39\,836$$

$$R_3 = \frac{48(2.1E6)}{350 \left[ \frac{4(350)}{1030} + \frac{350 + 350}{199.5} + \frac{350 + 300}{199.5} \right]} = 35\,441$$

$$R_4 = \frac{48(2.1E6)}{300 \left[ \frac{4(300)}{1201.5} + \frac{350 + 300}{199.5} + \frac{300 + 300}{199.5} \right]} = 46\,253$$

$$R_5 = \frac{48(2.1E6)}{300 \left[ \frac{4(300)}{1201.5} + \frac{300 + 300}{199.5} + \frac{300 + 300}{161} \right]} = 43\,450$$

$$R_6 = \frac{48(2.1E6)}{300 \left[ \frac{4(300)}{666} + \frac{300 + 300}{161} + \frac{300 + 300}{161} \right]} = 36\,304 = R_7 = R_8$$

$$R_9 = \frac{48(2.1E6)}{300 \left[ \frac{4(300)}{383} + \frac{300 + 300}{161} + \frac{300 + 300}{161} \right]} = 31\,738 = R_{10}$$



EDIFICIO PRUEBA - 1 -

NIVEL	RIGIDEZ MARCOS 1,2	RIGIDEZ MARCOS A,H	RIGIDEZ MARCOS B,C,D,E,F,G
1	118 075	40 582	51 360
2	126 594	23 551	39 836
3	117 520	18 868	35 441
4	159 644	24 167	46 253
5	149 552	22 047	43 450
6	114 621	18 832	36 304
7	114 621	18 832	36 304
8	114 621	18 832	36 304
9	85 538	17 644	31 738
10	85 538	17 644	31 738
	kg/cm	kg/cm	kg/cm

$$W = 550 \text{ kg/m}^2$$

$$A = 576 \text{ m}^2$$

$$g = 981 \text{ cm/seg}^2$$

$$m = 323 \frac{\text{kg-seg}^2}{\text{cm}}$$

EDIFICIO PRUEBA - 2 -

CALCULO DE RIGIDECES.

MARCO A , MARCO D

Columnas

$$K_{C_1} = \left[ \frac{274\ 713}{450} \times 2 \right] + \left[ \frac{90322}{450} \times 2 \right] = 1622.5 \text{ Kg-cm}$$

$$K_{C_2} = \left[ \frac{274\ 713}{350} \times 2 \right] + \left[ \frac{90\ 322}{350} \times 2 \right] = 2086.0$$

$$K_{C_3} = \left[ \frac{203\ 953}{350} \times 2 \right] + \left[ \frac{67\ 013}{350} \times 2 \right] = 1548.5$$

$$K_{C_4} = \left[ \frac{203\ 953}{300} \times 2 \right] + \left[ \frac{67\ 013}{300} \times 2 \right] = 1806.5 = K_{C_5}$$

$$K_{C_6} = \left[ \frac{110\ 718}{300} \times 2 \right] + \left[ \frac{38\ 751}{300} \times 2 \right] = 996.5 = K_{C_7} = K_{C_8}$$

$$K_{C_9} = \left[ \frac{63\ 683}{300} \times 2 \right] + \left[ \frac{20\ 604}{300} \times 2 \right] = 562.0 = K_{C_{10}}$$

Trabes

$$K_{t_1} = \left[ \frac{112\ 383}{800} \times 3 \right] = 421.5 = K_{t_2} = K_{t_3} = K_{t_4}$$

$$K_{t_5} = \left[ \frac{98\ 647}{800} \times 3 \right] = 370.0 = K_{t_6} = K_{t_7} = K_{t_8} = K_{t_9} = K_{t_{10}}$$

CALCULO DE RIGIDECES.

MARCO B , MARCO C

Columnas

$$K_{C_1} = \left[ \frac{249\ 739}{450} \times 2 \right] + \left[ \frac{75\ 338}{450} \times 2 \right] = 1\ 445 \text{ kg-cm}$$

$$K_{C_2} = \left[ \frac{249\ 739}{350} \times 2 \right] + \left[ \frac{75\ 338}{350} \times 2 \right] = 1\ 858$$

$$K_{C_3} = \left[ \frac{180\ 228}{350} \times 2 \right] + \left[ \frac{53\ 694}{350} \times 2 \right] = 1\ 337$$

$$K_{C_4} = \left[ \frac{180\ 228}{300} \times 2 \right] + \left[ \frac{53\ 694}{300} \times 2 \right] = 1\ 560 = K_{C_5}$$

$$K_{C_6} = \left[ \frac{99\ 896}{300} \times 2 \right] + \left[ \frac{34\ 880}{300} \times 2 \right] = 898.5 = K_{C_7} = K_{C_8}$$

$$K_{C_9} = \left[ \frac{57\ 440}{300} \times 2 \right] + \left[ \frac{18\ 605}{300} \times 2 \right] = 507.0 = K_{C_{10}}$$

Trabes

$$K_{t_1} = \left[ \frac{98\ 647}{800} \times 3 \right] = 370 = K_{t_2} = K_{t_3} = K_{t_4}$$

$$K_{t_5} = \left[ \frac{76\ 170}{800} \times 3 \right] = 286 = K_{t_6} = K_{t_7} = K_{t_8} = K_{t_9} = K_{t_{10}}$$

CALCULO DE RIGIDECES.

MARCO 1 , MARCO 4

Columnas

$$Kc_1 = \left[ \frac{98\ 231}{450} \times 2 \right] + \left[ \frac{90\ 322}{450} \times 2 \right] = 838.0 \text{ kg-cm}$$

$$Kc_2 = \left[ \frac{98\ 231}{350} \times 2 \right] + \left[ \frac{90\ 322}{350} \times 2 \right] = 1077.5$$

$$Kc_3 = \left[ \frac{75\ 338}{350} \times 2 \right] + \left[ \frac{67\ 013}{350} \times 2 \right] = 813.5$$

$$Kc_4 = \left[ \frac{75\ 338}{300} \times 2 \right] + \left[ \frac{75\ 338}{300} \times 2 \right] = 949 = Kc_5$$

$$Kc_6 = \left[ \frac{42\ 872}{300} \times 2 \right] + \left[ \frac{38\ 751}{300} \times 2 \right] = 544.5 = Kc_7 = Kc_8$$

$$Kc_9 = \left[ \frac{22\ 810}{300} \times 2 \right] + \left[ \frac{20\ 604}{300} \times 2 \right] = 289.5 = Kc_{10}$$

Trabes

$$Kt_1 = \left[ \frac{112\ 383}{800} \times 3 \right] = 421.5 = Kt_2 = Kt_3 = Kt_4$$

$$Kt_5 = \left[ \frac{98\ 647}{800} \times 3 \right] = 370 = Kt_6 = Kt_7 = Kt_8 = Kt_9 = Kt_{10}$$

CALCULO DE RIGIDECES.

MARCO 2 , MARCO 3

Columnas

$$Kc_1 = \left[ \frac{249\ 739}{450} \times 2 \right] + \left[ \frac{203\ 953}{450} \times 2 \right] = 2\ 016.5 \text{ kg-cm}$$

$$Kc_2 = \left[ \frac{249\ 739}{350} \times 2 \right] + \left[ \frac{203\ 953}{350} \times 2 \right] = 2\ 592.5$$

$$Kc_3 = \left[ \frac{180\ 228}{350} \times 2 \right] + \left[ \frac{141\ 519}{350} \times 2 \right] = 1\ 838.5$$

$$Kc_4 = \left[ \frac{180\ 228}{300} \times 2 \right] + \left[ \frac{141\ 519}{300} \times 2 \right] = 2\ 145 = Kc_5$$

$$Kc_6 = \left[ \frac{99\ 896}{300} \times 2 \right] + \left[ \frac{89\ 074}{300} \times 2 \right] = 1\ 260 = Kc_7 = Kc_8$$

$$Kc_9 = \left[ \frac{57\ 440}{300} \times 2 \right] + \left[ \frac{51\ 213}{300} \times 2 \right] = 724.5 = Kc_{10}$$

Trabes

$$Kt_1 = \left[ \frac{98\ 647}{800} \times 2 \right] = 370 = Kt_2 = Kt_3 = Kt_4$$

$$Kt_5 = \left[ \frac{76\ 170}{800} \times 2 \right] = 286 = Kt_6 = Kt_7 = Kt_8 = Kt_9 = Kt_{10}$$

RIGIDECES DE ENTREPISO.

MARCO A

MARCO D

$$R_1 = \frac{48(2.1E6)}{450 \left[ \frac{4(450)}{1622.5} + \frac{450 + 350}{421.5 + \frac{1622.5}{12}} \right]} = 87\ 967 \text{ kg/cm}$$

$$R_2 = \frac{48(2.1E6)}{350 \left[ \frac{4(350)}{2086} + \frac{450 + 350}{421.5 + \frac{1622.5}{12}} + \frac{350 + 350}{421.5} \right]} = 76\ 415$$

$$R_3 = \frac{48(2.1E6)}{350 \left[ \frac{4(350)}{1548.5} + \frac{350 + 350}{421.5} + \frac{350 + 300}{421.5} \right]} = 70\ 126$$

$$R_4 = \frac{48(2.1E6)}{300 \left[ \frac{4(300)}{1806.5} + \frac{350 + 300}{421.5} + \frac{300 + 300}{421.5} \right]} = 92\ 566$$

$$R_5 = \frac{48(2.1E6)}{300 \left[ \frac{4(300)}{1806.5} + \frac{300 + 300}{421.5} + \frac{300 + 300}{370} \right]} = 90\ 581$$

$$R_6 = \frac{48(2.1E6)}{300 \left[ \frac{4(300)}{996.5} + \frac{300 + 300}{370} + \frac{300 + 300}{370} \right]} = 75\ 549 = R_7 = R_8$$

$$R_9 = \frac{48(2.1E6)}{300 \left[ \frac{4(300)}{562} + \frac{300 + 300}{370} + \frac{300 + 300}{370} \right]} = 62\ 471 = R_{10}$$

RIGIDECES DE ENTREPISO. MARCO B , MARCO C

$$R_1 = \frac{48(2.1E6)}{450 \left[ \frac{4(450)}{1445} + \frac{450 + 350}{370 + \frac{1445}{12}} \right]} = 77\ 860 \text{ kg/cm}$$

$$R_2 = \frac{48(2.1E6)}{350 \left[ \frac{4(350)}{1858} + \frac{450 + 350}{370 + \frac{1445}{12}} + \frac{350 + 350}{370} \right]} = 67\ 342$$

$$R_3 = \frac{48(2.1E6)}{350 \left[ \frac{4(350)}{1337} + \frac{350 + 350}{370} + \frac{350 + 350}{370} \right]} = 61\ 332$$

$$R_4 = \frac{48(2.1E6)}{300 \left[ \frac{4(300)}{1560} + \frac{350 + 300}{370} + \frac{300 + 300}{370} \right]} = 81\ 014$$

$$R_5 = \frac{48(2.1E6)}{300 \left[ \frac{4(300)}{1560} + \frac{300 + 300}{370} + \frac{300 + 300}{286} \right]} = 74\ 855$$

$$R_6 = \frac{48(2.1E6)}{300 \left[ \frac{4(300)}{898.5} + \frac{300 + 300}{286} + \frac{300 + 300}{286} \right]} = 60\ 742 = R_7 = R_8$$

$$R_9 = \frac{48(2.1E6)}{300 \left[ \frac{4(300)}{507} + \frac{300 + 300}{286} + \frac{300 + 300}{286} \right]} = 51\ 197 = R_{10}$$

RIGIDECES DE ENTREPISO. MARCO 1 , MARCO 4

$$R_1 = \frac{48(2.1E6)}{450 \left[ \frac{4(450)}{838} + \frac{450 + 350}{421.5 + \frac{838}{12}} \right]} = 59\,320 \text{ kg/cm}$$

$$R_2 = \frac{48(2.1E6)}{350 \left[ \frac{4(350)}{1077.5} + \frac{450 + 350}{421.5 + \frac{838}{12}} + \frac{350 + 350}{421.5} \right]} = 62\,769$$

$$R_3 = \frac{48(2.1E6)}{350 \left[ \frac{4(350)}{813.5} + \frac{350 + 350}{421.5} + \frac{350 + 300}{421.5} \right]} = 58\,502$$

$$R_4 = \frac{48(2.1E6)}{300 \left[ \frac{4(300)}{949} + \frac{350 + 300}{421.5} + \frac{300 + 300}{421.5} \right]} = 79\,431$$

$$R_5 = \frac{48(2.1E6)}{300 \left[ \frac{4(300)}{949} + \frac{300 + 300}{421.5} + \frac{300 + 300}{370} \right]} = 77\,965$$

$$R_6 = \frac{48(2.1E6)}{300 \left[ \frac{4(300)}{544.5} + \frac{300 + 300}{370} + \frac{300 + 300}{370} \right]} = 61\,685 = R_7 = R_8$$

$$R_9 = \frac{48(2.1E6)}{300 \left[ \frac{4(300)}{289.5} + \frac{300 + 300}{370} + \frac{300 + 300}{370} \right]} = 45\,477 = R_{10}$$



RIGIDECES DE ENTREPISO. MARCO 2 , MARCO 3

$$R_1 = \frac{48(2.1E6)}{450 \left[ \frac{4(450)}{2016.5} + \frac{450+350}{370+\frac{2016.5}{12}} \right]} = 94\,137 \text{ kg/cm}$$

$$R_2 = \frac{48(2.1E6)}{350 \left[ \frac{4(350)}{2592.5} + \frac{450+350}{370+\frac{2016.5}{12}} + \frac{350+350}{370} \right]} = 73\,492$$

$$R_3 = \frac{48(2.1E6)}{350 \left[ \frac{4(350)}{1838.5} + \frac{350+350}{370} + \frac{350+300}{370} \right]} = 65\,304$$

$$R_4 = \frac{48(2.1E6)}{300 \left[ \frac{4(300)}{2145} + \frac{350+300}{370} + \frac{300+300}{370} \right]} = 85\,326$$

$$R_5 = \frac{48(2.1E6)}{300 \left[ \frac{4(300)}{2145} + \frac{300+300}{370} + \frac{300+300}{286} \right]} = 78\,524$$

$$R_6 = \frac{48(2.1E6)}{300 \left[ \frac{4(300)}{1260} + \frac{300+300}{286} + \frac{300+300}{286} \right]} = 65\,266 = R_7 = R_8$$

$$R_9 = \frac{48(2.1E6)}{300 \left[ \frac{4(300)}{724.5} + \frac{300+300}{286} + \frac{300+300}{286} \right]} = 57\,415 = R_{10}$$

EDIFICIO PRUEBA - 2 -

NIVEL	RIGIDEZ MARCOS A,D	RIGIDEZ MARCOS B,C	RIGIDEZ MARCOS 1,4	RIGIDEZ MARCOS 2,3
1	87 967	77 860	59 320	94 137
2	76 415	67 342	62 769	73 492
3	70 126	61 332	58 502	65 304
4	92 566	81 014	79 431	85 326
5	90 581	74 855	77 965	78 524
6	75 549	60 742	61 685	65 266
7	75 549	60 742	61 685	65 266
8	75 549	60 742	61 685	65 266
9	62 471	51 197	45 477	57 415
10	62 471	51 197	45 477	57 415
	kg/cm	kg/cm	kg/cm	kg/cm

$$W = 550 \text{ kg/m}^2$$

$$A = 576 \text{ m}^2$$

$$g = 981 \text{ cm/seg}^2$$

$$m = 323 \frac{\text{kg-seg}^2}{\text{cm}}$$

EDIFICIO PRUEBA - 3 -

CALCULO DE RIGIDECES.

MARCO A , MARCO C

Columnas

$$K_{C_1} = \left[ \frac{274\ 713}{450} \times 2 \right] + \left[ \frac{90\ 322}{450} \times 3 \right] = 1\ 823 \text{ kg-cm}$$

$$K_{C_2} = \left[ \frac{274\ 713}{350} \times 2 \right] + \left[ \frac{90\ 322}{350} \times 3 \right] = 2\ 344$$

$$K_{C_3} = \left[ \frac{203\ 953}{350} \times 2 \right] + \left[ \frac{67\ 013}{350} \times 3 \right] = 1\ 740$$

$$K_{C_4} = \left[ \frac{203\ 953}{300} \times 2 \right] + \left[ \frac{67\ 013}{300} \times 3 \right] = 2\ 030 = K_{C_5}$$

$$K_{C_6} = \left[ \frac{110\ 718}{300} \times 2 \right] + \left[ \frac{38\ 751}{300} \times 3 \right] = 1\ 126 = K_{C_7} = K_{C_8}$$

$$K_{C_9} = \left[ \frac{63\ 683}{300} \times 2 \right] + \left[ \frac{20\ 604}{300} \times 3 \right] = 631 = K_{C_{10}}$$

Trabes

$$K_{t_1} = \left[ \frac{98\ 647}{800} \times 4 \right] = 493 = K_{t_2} = K_{t_3} = K_{t_4}$$

$$K_{t_5} = \left[ \frac{76\ 170}{800} \times 4 \right] = 381 = K_{t_6} = K_{t_7} = K_{t_8} = K_{t_9} = K_{t_{10}}$$

CALCULO DE RIGIDECES.

MARCO B

Columnas

$$Kc_1 = \left[ \frac{90\ 322}{450} \times 2 \right] + \left[ \frac{75\ 338}{450} \times 3 \right] = 904 \text{ kg-cm}$$

$$Kc_2 = \left[ \frac{90\ 322}{350} \times 2 \right] + \left[ \frac{75\ 338}{350} \times 3 \right] = 1\ 162$$

$$Kc_3 = \left[ \frac{67\ 013}{350} \times 2 \right] + \left[ \frac{53\ 694}{350} \times 3 \right] = 843$$

$$Kc_4 = \left[ \frac{67\ 013}{300} \times 2 \right] + \left[ \frac{53\ 694}{300} \times 3 \right] = 984 = Kc_5$$

$$Kc_6 = \left[ \frac{38\ 751}{300} \times 2 \right] + \left[ \frac{34\ 880}{300} \times 3 \right] = 607 = Kc_7 = Kc_8$$

$$Kc_9 = \left[ \frac{20\ 604}{300} \times 2 \right] + \left[ \frac{18\ 606}{300} \times 3 \right] = 323 = Kc_{10}$$

Trabes

$$Kt_1 = \left[ \frac{98\ 647}{800} \times 4 \right] = 493 = Kt_2 \dots 10$$

CALCULO DE RIGIDECES.

MARCO 1 , MARCO 5

Columnas

$$K_{C_1} = \left[ \frac{98\ 231}{450} \times 2 \right] + \left[ \frac{249\ 739}{450} \times 1 \right] = 992 \text{ kg-cm}$$

$$K_{C_2} = \left[ \frac{98\ 231}{350} \times 2 \right] + \left[ \frac{249\ 739}{350} \times 1 \right] = 1\ 275$$

$$K_{C_3} = \left[ \frac{75\ 338}{350} \times 2 \right] + \left[ \frac{180\ 228}{350} \times 1 \right] = 945.5$$

$$K_{C_4} = \left[ \frac{75\ 338}{300} \times 2 \right] + \left[ \frac{180\ 228}{300} \times 1 \right] = 1\ 103 = K_{C_5}$$

$$K_{C_6} = \left[ \frac{42\ 872}{300} \times 2 \right] + \left[ \frac{99\ 896}{300} \times 1 \right] = 619 = K_{C_7} = K_{C_8}$$

$$K_{C_9} = \left[ \frac{22\ 810}{300} \times 2 \right] + \left[ \frac{57\ 440}{300} \times 1 \right] = 343.5 = K_{C_{10}}$$

Trabes

$$K_{t_1} = \left[ \frac{98\ 647}{900} \times 2 \right] = 219 = K_{t_2 \dots 4}$$

$$K_{t_3} = \left[ \frac{76\ 170}{900} \times 2 \right] = 169 = K_{t_6 \dots 10}$$

CALCULO DE RIGIDECES. MARCO 2 , MARCO 3 , MARCO 4

Columnas

$$Kc_1 = \left[ \frac{249\ 739}{450} \times 2 \right] + \left[ \frac{203\ 953}{450} \times 1 \right] = 1\ 563 \text{ kg-cm}$$

$$Kc_2 = \left[ \frac{249\ 739}{350} \times 2 \right] + \left[ \frac{203\ 953}{350} \times 1 \right] = 2\ 010$$

$$Kc_3 = \left[ \frac{180\ 228}{350} \times 2 \right] + \left[ \frac{141\ 518}{350} \times 1 \right] = 1\ 434$$

$$Kc_4 = \left[ \frac{180\ 228}{300} \times 2 \right] + \left[ \frac{141\ 518}{300} \times 1 \right] = 1\ 674 = Kc_5$$

$$Kc_6 = \left[ \frac{99\ 896}{300} \times 2 \right] + \left[ \frac{89\ 074}{300} \times 1 \right] = 963 = Kc_7 = Kc_8$$

$$Kc_9 = \left[ \frac{57\ 440}{300} \times 2 \right] + \left[ \frac{51\ 213}{300} \times 1 \right] = 554 = Kc_{10}$$

Trabes

$$Kt_1 = \left[ \frac{112\ 383}{900} \times 2 \right] = 250 = Kt_2 \dots_4$$

$$Kt_5 = \left[ \frac{87\ 409}{900} \times 2 \right] = 194 = Kt_6 \dots_{10}$$

RIGIDECES DE ENTREPISO. MARCO A , MARCO C

$$R_1 = \frac{48(2.1E6)}{450 \left[ \frac{4(450)}{1823} + \frac{450 + 350}{493 + \frac{1823}{12}} \right]} = 100\,545 \text{ kg/cm}$$

$$R_2 = \frac{48(2.1E6)}{350 \left[ \frac{4(350)}{2344} + \frac{450 + 350}{493 + \frac{1823}{12}} + \frac{350 + 350}{493} \right]} = 88\,048$$

$$R_3 = \frac{48(2.1E6)}{350 \left[ \frac{4(350)}{1740} + \frac{350 + 350}{493} + \frac{350 + 300}{493} \right]} = 81\,288$$

$$R_4 = \frac{48(2.1E6)}{300 \left[ \frac{4(300)}{2030} + \frac{350 + 300}{493} + \frac{300 + 300}{493} \right]} = 107\,464$$

$$R_5 = \frac{48(2.1E6)}{300 \left[ \frac{4(300)}{2030} + \frac{300 + 300}{493} + \frac{300 + 300}{381} \right]} = 99\,322$$

$$R_6 = \frac{48(2.1E6)}{300 \left[ \frac{4(300)}{1126} + \frac{300 + 300}{381} + \frac{300 + 300}{381} \right]} = 79\,079 = R_7 = R_8$$

$$R_9 = \frac{48(2.1E6)}{300 \left[ \frac{4(300)}{631} + \frac{300 + 300}{381} + \frac{300 + 300}{381} \right]} = 66\,517 = R_{10}$$

RIGIDECES DE ENTREPISO.

MARCO B

$$R_1 = \frac{48(2.1E6)}{450 \left[ \frac{4(450)}{904} + \frac{450 + 350}{493 + \frac{904}{12}} \right]} = 65\,907 \text{ kg/cm}$$

$$R_2 = \frac{48(2.1E6)}{350 \left[ \frac{4(350)}{1162} + \frac{450 + 350}{493 + \frac{904}{12}} + \frac{350 + 350}{493} \right]} = 71\,423$$

$$R_3 = \frac{48(2.1E6)}{350 \left[ \frac{4(350)}{843} + \frac{350 + 350}{493} + \frac{350 + 300}{493} \right]} = 65\,467$$

$$R_4 = \frac{48(2.1E6)}{300 \left[ \frac{4(300)}{984} + \frac{350 + 300}{493} + \frac{300 + 300}{493} \right]} = 89\,480$$

$$R_5 = \frac{48(2.1E6)}{300 \left[ \frac{4(300)}{984} + \frac{300 + 300}{493} + \frac{300 + 300}{493} \right]} = 91\,966$$

$$R_6 = \frac{48(2.1E6)}{300 \left[ \frac{4(300)}{607} + \frac{300 + 300}{493} + \frac{300 + 300}{493} \right]} = 76\,174 = R_7 = R_8$$

$$R_9 = \frac{48(2.1E6)}{300 \left[ \frac{4(300)}{323} + \frac{300 + 300}{493} + \frac{300 + 300}{493} \right]} = 54\,642 = R_{10}$$



RIGIDECES DE ENTREPISO.

MARCO 1 , MARCO 5

$$R_1 = \frac{48(2.1E6)}{450 \left[ \frac{4(450)}{992} + \frac{450 + 350}{219 + \frac{992}{12}} \right]} = 50\ 162\ \text{kg/cm}$$

$$R_2 = \frac{48(2.1E6)}{350 \left[ \frac{4(350)}{1275} + \frac{450 + 350}{219 + \frac{992}{12}} + \frac{350 + 350}{219} \right]} = 41\ 461$$

$$R_3 = \frac{48(2.1E6)}{350 \left[ \frac{4(350)}{945.5} + \frac{350 + 350}{219} + \frac{350 + 300}{219} \right]} = 37\ 672$$

$$R_4 = \frac{48(2.1E6)}{300 \left[ \frac{4(300)}{1103} + \frac{350 + 300}{219} + \frac{300 + 300}{219} \right]} = 49\ 443$$

$$R_5 = \frac{48(2.1E6)}{300 \left[ \frac{4(300)}{1103} + \frac{300 + 300}{219} + \frac{300 + 300}{169} \right]} = 45\ 541$$

$$R_6 = \frac{48(2.1E6)}{300 \left[ \frac{4(300)}{619} + \frac{300 + 300}{169} + \frac{300 + 300}{169} \right]} = 37\ 171 = R_7 = R_8$$

$$R_9 = \frac{48(2.1E6)}{300 \left[ \frac{4(300)}{343.5} + \frac{300 + 300}{169} + \frac{300 + 300}{169} \right]} = 31\ 716 = R_{10}$$

RIGIDECES DE ENTREPISO. MARCO 2, MARCO 3, MARCO 4

$$R_1 = \frac{48(2.1E6)}{450 \left[ \frac{4(450)}{1563} + \frac{450 + 350}{250 + \frac{1563}{12}} \right]} = 68\ 806 \text{ kg/cm}$$

$$R_2 = \frac{48(2.1E6)}{350 \left[ \frac{4(350)}{2010} + \frac{450 + 350}{250 + \frac{1563}{12}} + \frac{350 + 350}{250} \right]} = 51\ 425$$

$$R_3 = \frac{48(2.1E6)}{350 \left[ \frac{4(350)}{1434} + \frac{350 + 350}{250} + \frac{350 + 300}{250} \right]} = 45\ 167$$

$$R_4 = \frac{48(2.1E6)}{300 \left[ \frac{4(300)}{1674} + \frac{350 + 300}{250} + \frac{300 + 300}{250} \right]} = 58\ 774$$

$$R_5 = \frac{48(2.1E6)}{300 \left[ \frac{4(300)}{1674} + \frac{300 + 300}{250} + \frac{300 + 300}{194} \right]} = 54\ 110$$

$$R_6 = \frac{48(2.1E6)}{300 \left[ \frac{4(300)}{963} + \frac{300 + 300}{194} + \frac{300 + 300}{194} \right]} = 45\ 212 = R_7 = R_8$$

$$R_9 = \frac{48(2.1E6)}{300 \left[ \frac{4(300)}{554} + \frac{300 + 300}{194} + \frac{300 + 300}{194} \right]} = 40\ 232 = R_{10}$$

EDIFICIO PRUEBA - 3 -

NIVEL	RIGIDEZ MARCOS A,C	RIGIDEZ MARCOS B	RIGIDEZ MARCOS 1,5	RIGIDEZ MARCOS 2,3,4
1	100 545	65 907	50 162	68 806
2	88 408	71 423	41 461	51 425
3	81 288	65 467	37 362	45 167
4	107 464	89 480	49 443	58 774
5	99 322	91 966	45 541	54 110
6	79 079	76 174	37 171	45 212
7	79 079	76 174	37 171	45 212
8	79 079	76 174	37 171	45 212
9	66 517	54 642	31 716	40 232
10	66 517	54 642	31 716	40 232
	kg/cm	kg/cm	kg/cm	kg/cm

$$W = 550 \text{ kg/m}^2$$

$$A = 576 \text{ m}^2$$

$$g = 981 \text{ cm/seg}^2$$

$$m = 323 \frac{\text{kg-seg}^2}{\text{cm}}$$

## 2.2 METODO DE HOLZER EN EL ANALISIS MODAL

Antes de proceder a realizar el cálculo de las configuraciones modales junto con las frecuencias y periodos de vibrar de cada uno de los ejemplos, se hará una breve descripción del método de Holzer.

De una manera semejante al método de Newmark, en este método se disponen los cálculos en una tabla en la que a diferencia del método de Newmark que se supone una primera configuración aquí, se supone la frecuencia y a partir de ella se calcula la configuración de abajo hacia arriba de la estructura. Dado que la configuración es relativa se puede suponer también la deformación de la primera masa - por consiguiente el incremento de deformación entre la base y la primera masa.

Sí al final se cumplen las condiciones de frontera, impuestas por el último nivel, la frecuencia supuesta corresponderá a un modo natural de vibración. Teniendo los siguientes pasos:

1. Suponer un valor de  $w^2$
2. Obtener los valores de  $mw^2$  para cada masa
3. Suponer la deformación del primer nivel:  $x_1 = 1$   
equivale a suponer  $\Delta x_1 = 1$

4. Debido a que un elemento elástico, el elemento mecánico que actúa sobre él es el producto de su rigidez por el desplazamiento correspondiente, podemos encontrar la fuerza cortante en el primer resorte (primer entrepiso):

$$V_1 = R_1 \Delta x_1 \quad \text{si } \Delta x_1 = 1, \quad V_1 = R_1$$

5. Calcular la fuerza de inercia asociada al primer nivel:

$$F_1 = m_1 \omega^2 x_1$$

6. Por definición de fuerza cortante (la suma acumulativa de las fuerzas arriba de un cierto nivel) calcular la fuerza cortante del segundo entrepiso restando a la cortante en la base, la fuerza de inercia del primer nivel:

$$V_2 = V_1 - F_1$$

7. Conocida la fuerza cortante en el segundo entrepiso podemos calcular el incremento de deformación en ese entrepiso, dividiendo la cortante entre la rigidez de entrepiso:

$$\Delta x_2 = \frac{V_2}{R_2}$$

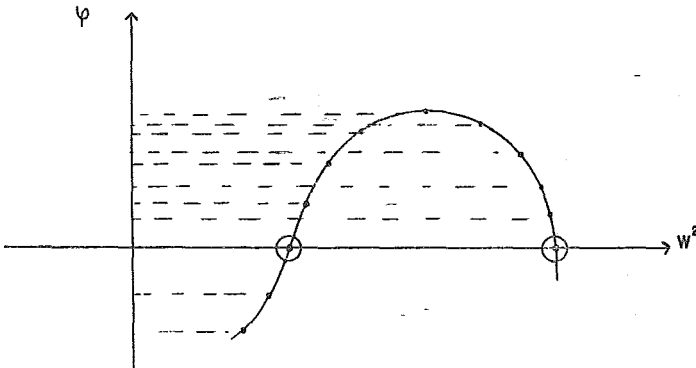
8. Sumando  $\Delta x_2$  a la deformación del primer nivel obtendremos la deformación del segundo nivel:

$$x_2 = x_1 + \Delta x_2$$

( REPETIR LOS PASOS 5 A 8 PARA TODAS LAS MASAS HASTA EL EXTREMO SUPERIOR )

Sí la frecuencia supuesta corresponde a un modo de vibrar, obtendremos que la fuerza de inercia del último nivel es igual a la fuerza cortante del entrepiso correspondiente (por equilibrio dinámico).

Sí la frecuencia no es la correspondiente a un modo de vibrar se obtendrá una diferencia entre el valor de la fuerza de inercia y el de la fuerza cortante en el extremo. En este caso el método no es convergente, pero sí hacemos otro ciclo con un valor cercano a  $w^2$  encontraremos otra diferencia y podemos construir una gráfica que nos relacione las frecuencias supuestas en las abscisas y las diferencias de las fuerzas en las ordenadas. Una vez que tenemos dos puntos de esa gráfica podemos buscar un valor supuesto en la intersección con el eje de las abscisas de la línea que une los puntos antes obtenidos, o su prolongación. Según lo muestra la figura siguiente:



Cuando ya esta cerca del valor correcto se puede mejorar el valor supuesto de  $w^2$ , empleando el cociente de Crandall:

$$\bar{w}^2 = w^2 \frac{\sum V \cdot \Delta x}{\sum F \cdot x}$$

Sí se conoce la frecuencia del primer modo, las siguientes se pueden calcular grosamente como:

$$w_2^2 = (9 w_1)^2 ; \quad w_3^2 = (25 w_1)^2$$

Se puede presentar el problema, que una vez que se ha encontrado  $w^2$  no supieramos a que modo corresponde, en este caso observamos los desplazamientos de las masas y sabiendo que el orden que les corresponde a los modos es el número de puntos de inflexión que debe tener la configuración, podemos determinar el número del modo.

Para los edificios prueba, dado que el procedimiento a mano es un poco laborioso se llevó a cabo mediante un programa en una calculadora de bolsillo utilizando la misma filosofía antes descrita.

Primeramente se introducen el número de masas en la estructura o de grados de libertad; posteriormente va pidiendo las rigideces de cada uno de los entrepisos junto con las masas de cada nivel. El procedimiento consiste en introducir el cuadrado de la frecuencia supuesta; el programa calcula las fuerzas cortantes y la forma del modo, debiendo obtenerse una deflexión nula en la base del sistema. Sí no se obtiene tal resultado, se introduce un nuevo valor de la frecuencia al cuadrado. El programa en cada caso comprueba si la deflexión calculada es menor a un valor predeterminado(muy pequeño), sí el valor de la de--

flexión calculada resulta mayor que el valor preestablecido, regresa a una etiqueta y pide otro valor de la frecuencia.

Sí por el contrario, el valor calculado resultó menor al valor preestablecido, va a otra etiqueta en donde imprime los valores de  $Y$ ,  $F$  y  $V$  para cada entrepiso y el valor de  $Y$  en la base ; por último calcula el valor de la frecuencia y el periodo correspondiente.

Aun cuando solo se ha calculado un modo cualquiera, se pueden calcular los modos superiores utilizando el procedimiento ya descrito.

Para el caso de los edificios prueba vamos a tener dos grupos de marcos, en el sentido "x" y en el sentido "y". Por lo que se tendrán dos modelos dinámicos, uno en el sentido "x" y otro en el sentido "y". La suma de las rigideces de un entrepiso nos representara la rigidez del resorte del modelo matemático, como se indicará en cada ejemplo.

Para el caso de las masas se obtiene mediante el cociente del peso total de un nivel entre el valor de la gravedad. Es muy importante mencionar el ser consistente en las unidades para obtener resultados correctos.



## 2.4 APLICACION A CADA UNO DE LOS EJEMPLOS

Hipótesis para los análisis dinámicos elásticos de los edificios prueba.

### A. Correspondientes a la estructura

- 1) La estructura se comporta elásticamente. Los desplazamientos y rotaciones son pequeños.
- 2) Se desprecia el efecto de amortiguamiento (en el plantamiento de las ecuaciones de movimiento), pero se considera incluido en los espectros de diseño.
- 3) La fuerza cortante en una dirección, que se produce en una columna entre dos niveles durante el movimiento de un modo natural, es proporcional al desplazamiento relativo entre su base y su extremo superior en dicha dirección.
- 4) Toda la masa se considera concentrada al nivel de las losas.
- 5) El momento de torsión entre dos niveles durante el movimiento de un modo natural de vibración, es proporcional a la rotación relativa entre las losas de dichos niveles.
- 6) Las losas se consideran rígidas (sistema estrechamente acoplado).

B. Correspondientes al movimiento sísmico

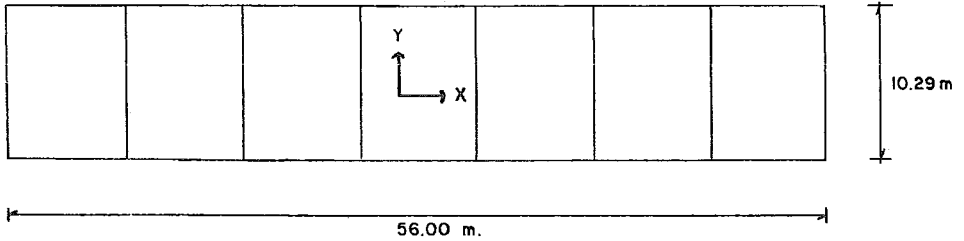
- 1) El sismo es tal que la base del edificio tiene un movimiento de traslación en un plano horizontal.
- 2) El movimiento de la base del edificio se considera conocido en el sentido que los espectros de aceleración son conocidos.

A continuación se mostrarán la geometría de cada uno de los edificios así como el modelo matemático que se introdujo en el programa antes descrito.

Los listados de cada uno de los modos de vibración para cada edificio se muestran en el Apéndice I de este trabajo. Se realizó únicamente los primeros tres modos de vibración para cada ejemplo ya que como se vio, son los que más contribuyen, además que el periodo del tercer modo esta por debajo de 0.4seg. que es lo que establece el reglamento o tres modos de vibrar como mínimo.

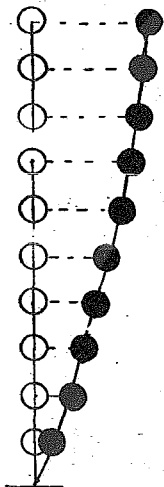
EDIFICIO PRUEBA - 1

PLANTA

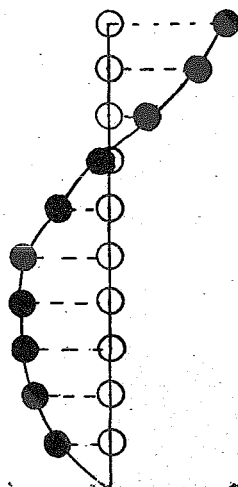


NIVEL	RIGIDECES DE ENTREPISO		MASA
	Ktx	Kty	
1	236 150	389 324	323
2	253 188	286 118	323
3	235 040	249 982	323
4	319 288	325 852	323
5	299 104	304 794	323
6	229 242	255 488	323
7	229 242	255 488	323
8	229 242	255 488	323
9	171 076	225 716	323
10	171 076	225 716	323
	kg/cm	kg/cm	kg-seg <sup>2</sup> /cm

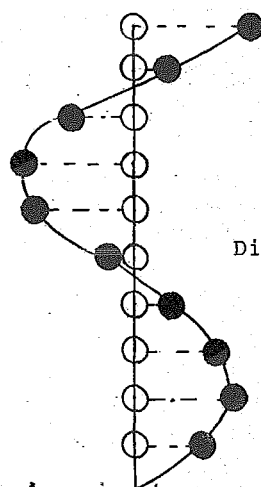
A continuación se mostrarán las configuraciones modales de los primeros tres modos de vibrar para cada dirección, así como las frecuencias y periodos de vibración:



$t_1 = 1.506 \text{ seg}$   
 $w_1 = 4.171 \text{ seg}^{-1}$

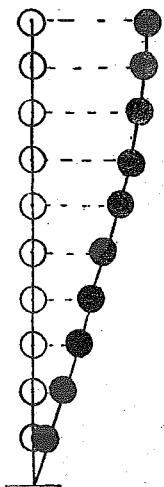


$t_2 = 0.539 \text{ seg}$   
 $w_2 = 11.662 \text{ seg}^{-1}$

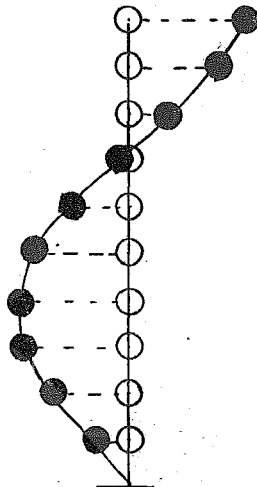


$t_3 = 0.324 \text{ seg}$   
 $w_3 = 19.391 \text{ seg}^{-1}$

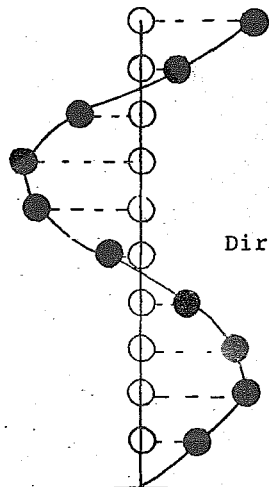
Dirección x



$t_1 = 1.395 \text{ seg}$   
 $w_1 = 4.506 \text{ seg}^{-1}$



$t_2 = 0.487 \text{ seg}$   
 $w_2 = 12.903 \text{ seg}^{-1}$



$t_3 = 0.293 \text{ seg}$   
 $w_3 = 21.448 \text{ seg}^{-1}$

Dirección y

De acuerdo al Reglamento de Construcciones para el D.F. y junto con las normas de emergencia publicadas en Octubre de 1985, nos proporciona los datos para obtener el espectro de diseño; que en este caso tenemos lo siguiente:

$$c = 0.40$$

$$a_0 = 0.10$$

$$T_1 = 0.80$$

$$T_2 = 3.30$$

$$r = 1.00$$

Según el Reglamento en el artículo 236 la ordenada del espectro de aceleraciones para diseño sísmico  $a$ , expresada como fracción de la aceleración de la gravedad, está dada - por las siguientes expresiones:

$$a = a_0 + (c - a_0)T/T_1 \quad ; \quad \text{si } T \text{ es menor que } T_1$$

$$a = c \quad ; \quad \text{si } T \text{ esta entre } T_1 \text{ y } T_2$$

$$a = c(T_2/T)^r \quad ; \quad \text{si } T \text{ excede de } T_2$$

donde  $T$  es el periodo natural de interés y  $T$ ,  $T_1$  y  $T_2$  están expresados en segundos.

Para evaluar las fuerzas sísmicas, estas ordenadas se dividirán entre el factor  $Q'$ , el cual se tomará como sigue:

$$Q' = Q \quad ; \quad \text{si } T \text{ es mayor que } T_1$$

$$Q' = 1 + (Q-1)T/T_1 \quad ; \quad \text{si } T \text{ es menor que } T_1$$

Para el caso de los edificios prueba tomaremos como valor de la ductilidad  $Q = 4$ , llegando a lo siguiente:

DIRECCION X

Para el primer modo se encuentra que  $t_1$  está comprendido entre  $T_1$  y  $T_2$ , por tanto:

$$a_1 = c = 0.40 \quad Q' = 4$$

Para el segundo y tercer modo notamos que  $t_2$ ,  $t_3$  son menores que  $T_1$ , por lo que tenemos:

$$a_2 = 0.10 + \frac{(0.4-0.1)}{0.80} 0.539 = 0.302 \quad Q'_2 = 1 + \frac{(4-1)}{0.8} 0.539 = 3.02$$

$$a_3 = 0.10 + \frac{(0.4-0.1)}{0.80} 0.324 = 0.2215 \quad Q'_3 = 1 + \frac{(4-1)}{0.8} 0.324 = 2.215$$

Recordando que los valores de  $a_0$  están expresados como fracción de  $g$ , las aceleraciones espectrales de diseño,  $A_i$ :

$$A_1 = 0.400 \times 981/4.00 = 98.1 \text{ cm/seg}^2$$

$$A_2 = 0.302 \times 981/3.02 = 98.1 \text{ cm/seg}^2$$

$$A_3 = 0.221 \times 981/2.21 = 98.1 \text{ cm/seg}^2$$

sí consideramos  $g = 981 \text{ cm/seg}^2$

Ahora bien, los coeficientes de participación se van a calcular con la siguiente ecuación :

$$c_i = \frac{\sum m_i \cdot Y_i}{\sum m_i \cdot Y_i^2}$$

haciendo mención que los valores de  $Y_i$  no están normalizados por lo que los coeficientes van a resultar en algunos casos mayores que uno y en otros menores; sí estuvieran normalizados nos darían siempre menor que uno y la suma de éstos nos daría uno, siempre y cuando se hicieran todos los modos.

COEFICIENTES DE PARTICIPACION

$$c_1 = \frac{(323 \times 0.153) + (323 \times 0.294) + (323 \times 0.438) + (323 \times 0.537) + (323 \times 0.632)}{(323 \times 0.153) + (323 \times 0.294) + (323 \times 0.438) + (323 \times 0.537) + (323 \times 0.632)} +$$

$$\frac{(323 \times 0.741) + (323 \times 0.832) + (323 \times 0.903) + (323 \times 0.967) + (323 \times 1.000)}{(323 \times 0.741) + (323 \times 0.832) + (323 \times 0.903) + (323 \times 0.967) + (323 \times 1.000)}$$

$$c_1 = \frac{2049.11}{1688.95} = 1.2736$$

$$c_2 = \frac{-(323 \times 0.375) - (323 \times 0.658) - (323 \times 0.839) - (323 \times 0.857) - (323 \times 0.750)}{(323 \times 0.375) + (323 \times 0.658) + (323 \times 0.839) + (323 \times 0.857) + (323 \times 0.750)} +$$

$$\frac{-(323 \times 0.468) - (323 \times 0.095) + (323 \times 0.296) + (323 \times 0.743) + (323 \times 1.000)}{(323 \times 0.468) + (323 \times 0.095) + (323 \times 0.296) + (323 \times 0.743) + (323 \times 1.000)}$$

$$c_2 = \frac{-525.84}{1434.82} = -0.3665$$

$$c_3 = \frac{(323 \times 0.595) + (323 \times 0.868) + (323 \times 0.714) + (323 \times 0.329) - (323 \times 0.216)}{(323 \times 0.595) + (323 \times 0.868) + (323 \times 0.714) + (323 \times 0.329) + (323 \times 0.216)} +$$

$$\frac{-(323 \times 0.812) - (323 \times 0.978) - (323 \times 0.626) + (323 \times 0.290) + (323 \times 1.000)}{(323 \times 0.812) + (323 \times 0.978) + (323 \times 0.626) + (323 \times 0.290) + (323 \times 1.000)}$$

$$c_3 = \frac{183.787}{1571.05} = 0.1170$$

Los desplazamientos máximos de las masas en el modo  $j$ ,  $U_j$ , y los de entrepiso correspondientes  $\delta U_j$ , quedan como:

$$U_{ji} = A_i C_i z_{ij} / w_j^2$$

$$U_1 = \frac{98.1 \times 1.2736}{17.3972} \begin{bmatrix} 0.153 \\ 0.294 \\ 0.438 \\ 0.537 \\ 0.632 \\ 0.741 \\ 0.832 \\ 0.903 \\ 0.967 \\ 1.000 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 1.0988 \\ 2.1114 \\ 3.1456 \\ 3.8565 \\ 4.5388 \\ 5.3216 \\ 5.9751 \\ 6.4850 \\ 6.9446 \\ 7.1816 \end{bmatrix} \delta U_1 = \begin{bmatrix} 1.0988 \\ 1.0126 \\ 1.0342 \\ 0.7110 \\ 0.6823 \\ 0.7829 \\ 0.6535 \\ 0.5099 \\ 0.4596 \\ 0.2370 \end{bmatrix}$$

$$U_2 = \frac{-98.1 \times 0.3665}{136.00} \begin{bmatrix} -0.375 \\ -0.658 \\ -0.839 \\ -0.857 \\ -0.750 \\ -0.468 \\ -0.095 \\ 0.296 \\ 0.743 \\ 1.000 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 0.0991 \\ 0.1740 \\ 0.2218 \\ 0.2266 \\ 0.1983 \\ 0.1237 \\ 0.0251 \\ -0.0783 \\ -0.1964 \\ -0.2644 \end{bmatrix} \delta U_2 = \begin{bmatrix} 0.0991 \\ 0.0748 \\ 0.0479 \\ 0.0048 \\ -0.0283 \\ -0.0746 \\ -0.0986 \\ -0.1034 \\ -0.1182 \\ -0.0679 \end{bmatrix}$$

$$U_3 = \frac{98.1 \times 0.1170}{376.01} \begin{bmatrix} 0.595 \\ 0.868 \\ 0.714 \\ 0.329 \\ -0.216 \\ -0.812 \\ -0.970 \\ -0.626 \\ 0.290 \\ 1.000 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 0.0182 \\ 0.0265 \\ 0.0218 \\ 0.0100 \\ -0.0066 \\ -0.0248 \\ -0.0299 \\ -0.0191 \\ 0.0089 \\ 0.0305 \end{bmatrix} \delta U_3 = \begin{bmatrix} 0.0182 \\ 0.0083 \\ -0.0047 \\ -0.0118 \\ -0.0166 \\ -0.0182 \\ -0.0051 \\ 0.0107 \\ 0.0280 \\ 0.0217 \end{bmatrix}$$



Como sabemos la fuerza cortante  $V$  de un entrepiso cualquiera debida a un modo  $j$ , se calcula multiplicando el desplazamiento del entrepiso por la rigidez respectiva:

$$V_{ij} = \Delta_{ij} \cdot K_i$$

$V_{11}$	=	236 150	x	1.0988	=	259 481.62	kg
$V_{21}$	=	253 188	x	1.0126	=	256 378.17	kg
$V_{31}$	=	235 040	x	1.0342	=	243 078.37	kg
$V_{41}$	=	319 288	x	0.7111	=	227 013.77	kg
$V_{51}$	=	299 104	x	0.6823	=	204 078.66	kg
$V_{61}$	=	229 242	x	0.7829	=	179 473.56	kg
$V_{71}$	=	229 242	x	0.6535	=	149 809.65	kg
$V_{81}$	=	229 242	x	0.5099	=	116 890.50	kg
$V_{91}$	=	171 076	x	0.4596	=	78 626.53	kg
$V_{101}$	=	171 076	x	0.2370	=	40 545.01	kg
$V_{12}$	=	236 150	x	0.0991	=	23 402.47	kg
$V_{22}$	=	253 188	x	0.0748	=	18 938.46	kg
$V_{32}$	=	235 040	x	0.0479	=	11 258.42	kg
$V_{42}$	=	319 288	x	0.0048	=	1 532.58	kg
$V_{52}$	=	299 104	x	-0.0283	=	- 8 464.64	kg
$V_{62}$	=	229 242	x	-0.0746	=	-17 101.45	kg
$V_{72}$	=	229 242	x	-0.0986	=	-22 603.26	kg
$V_{82}$	=	229 242	x	-0.1034	=	-23 703.62	kg
$V_{92}$	=	171 076	x	-0.1182	=	-20 221.18	kg
$V_{102}$	=	171 076	x	-0.0679	=	-11 616.06	kg
$V_{13}$	=	236 150	x	0.0182	=	4 297.93	kg
$V_{23}$	=	253 188	x	0.0083	=	2 101.46	kg
$V_{33}$	=	235 040	x	-0.0047	=	- 1 104.69	kg
$V_{43}$	=	319 288	x	-0.0118	=	- 3 767.60	kg
$V_{53}$	=	299 104	x	-0.0166	=	- 4 965.13	kg
$V_{63}$	=	229 242	x	-0.0182	=	- 4 172.20	kg
$V_{73}$	=	229 242	x	-0.0051	=	- 1 169.13	kg
$V_{83}$	=	229 242	x	0.0107	=	2 452.89	kg
$V_{93}$	=	171 076	x	0.0280	=	4 790.13	kg
$V_{103}$	=	171 076	x	0.0217	=	3 712.35	kg

Con base a la experiencia y a estudios probabilísticos se ha demostrado que en estructuras elásticas es más realista estimar la respuesta total como sigue:

$$R_t = \sqrt{\sum R_i^2}$$

$$\begin{aligned} V_1 &= \sqrt{259481.62^2 + 23402.47^2 + 4297.93^2} = 260\ 570.26 \text{ kg} \\ V_2 &= \sqrt{256370.17^2 + 18936.46^2 + 2101.46^2} = 257\ 085.29 \\ V_3 &= \sqrt{243078.37^2 + 11258.42^2 + 1104.69^2} = 243\ 341.46 \\ V_4 &= \sqrt{227013.77^2 + 1532.58^2 + 3767.60^2} = 227\ 050.20 \\ V_5 &= \sqrt{204078.66^2 + 8464.64^2 + 4965.13^2} = 204\ 314.47 \\ V_6 &= \sqrt{179473.56^2 + 17101.45^2 + 4172.20^2} = 180\ 334.76 \\ V_7 &= \sqrt{149809.65^2 + 22603.26^2 + 1169.13^2} = 151\ 509.75 \\ V_8 &= \sqrt{116890.50^2 + 23703.62^2 + 2452.89^2} = 119\ 294.87 \\ V_9 &= \sqrt{78626.53^2 + 20221.18^2 + 4790.13^2} = 81\ 326.33 \\ V_{10} &= \sqrt{40545.01^2 + 11616.06^2 + 3712.35^2} = 42\ 339.34 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \delta_1 &= \sqrt{1.0988^2 + 0.0991^2 + 0.0182^2} = 1.1034 \text{ cm} \\ \delta_2 &= \sqrt{1.0126^2 + 0.0746^2 + 0.0063^2} = 1.0154 \\ \delta_3 &= \sqrt{1.0342^2 + 0.0479^2 + 0.0047^2} = 1.0353 \\ \delta_4 &= \sqrt{0.7110^2 + 0.0048^2 + 0.0118^2} = 0.7111 \\ \delta_5 &= \sqrt{0.6823^2 + 0.0283^2 + 0.0166^2} = 0.6831 \\ \delta_6 &= \sqrt{0.7829^2 + 0.0745^2 + 0.0182^2} = 0.7867 \\ \delta_7 &= \sqrt{0.6535^2 + 0.0986^2 + 0.0051^2} = 0.6609 \\ \delta_8 &= \sqrt{0.5099^2 + 0.1034^2 + 0.0107^2} = 0.5204 \\ \delta_9 &= \sqrt{0.4595^2 + 0.1182^2 + 0.0280^2} = 0.4754 \\ \delta_{10} &= \sqrt{0.2370^2 + 0.0679^2 + 0.0217^2} = 0.2475 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} U_1 &= \sqrt{1.0988^2 + 0.0991^2 + 0.0182^2} = 1.1034 \text{ cm} \\ U_2 &= \sqrt{2.1114^2 + 0.1740^2 + 0.0265^2} = 2.1187 \\ U_3 &= \sqrt{3.1456^2 + 0.2218^2 + 0.0218^2} = 3.1535 \\ U_4 &= \sqrt{3.8565^2 + 0.2266^2 + 0.0100^2} = 3.8632 \\ U_5 &= \sqrt{4.5388^2 + 0.1983^2 + 0.0065^2} = 4.5431 \\ U_6 &= \sqrt{5.3216^2 + 0.1237^2 + 0.0248^2} = 5.3231 \\ U_7 &= \sqrt{5.9751^2 + 0.0251^2 + 0.0299^2} = 5.9752 \\ U_8 &= \sqrt{6.4850^2 + 0.0783^2 + 0.0191^2} = 6.4855 \\ U_9 &= \sqrt{6.9446^2 + 0.1964^2 + 0.0089^2} = 6.9474 \\ U_{10} &= \sqrt{7.1816^2 + 0.2644^2 + 0.0305^2} = 7.1865 \end{aligned}$$

DIRECCION Y

Para el primer modo se encuentra que  $t_1$  está comprendido entre  $T_1$  y  $T_2$ , por tanto:

$$a_1 = c = 0.40 \quad Q' = 4$$

Para el segundo y tercer modo notamos que  $t_2$ ,  $t_3$  son menores que  $T_1$ , por lo que tenemos:

$$a_2 = 0.10 + \frac{(0.4-0.1)}{0.80} 0.487 = 0.283 \quad Q'_2 = 1 + \frac{(4-1)}{0.8} 0.487 = 2.83$$

$$a_3 = 0.10 + \frac{(0.4-0.1)}{0.80} 0.293 = 0.210 \quad Q'_3 = 1 + \frac{(4-1)}{0.8} 0.293 = 2.10$$

Recordando que los valores de  $a_0$  están expresados como fracción de  $g$ , las aceleraciones espectrales de diseño,  $A_i$ :

$$A_1 = 0.400 \times 981/4.00 = 98.1 \text{ cm/seg}^2$$

$$A_2 = 0.283 \times 981/2.83 = 98.1 \text{ cm/seg}^2$$

$$A_3 = 0.210 \times 981/2.10 = 98.1 \text{ cm/seg}^2$$

sí consideramos  $g = 981 \text{ cm/seg}^2$

Ahora bien, los coeficientes de participación se van a calcular con la siguiente ecuación :

$$C_i = \frac{\sum m_j \cdot Y_j}{\sum m_j \cdot Y_j^2}$$

haciendo mención que los valores de  $Y_i$  no están normalizados por lo que los coeficientes van a resultar en algunos casos mayores que uno y en otros menores; sí estuvieran normalizados nos darían siempre menor que uno y la suma de éstos nos daría uno, siempre y cuando se hicieran todos los modos.

COEFICIENTES DE PARTICIPACION

$$c_1 = \frac{(323 \times 0.105) + (323 \times 0.249) + (323 \times 0.407) + (323 \times 0.520) + (323 \times 0.629)}{(323 \times 0.105^2) + (323 \times 0.249^2) + (323 \times 0.407^2) + (323 \times 0.520^2) + (323 \times 0.629^2)} +$$

$$\frac{(323 \times 0.744) + (323 \times 0.840) + (323 \times 0.914) + (323 \times 0.971) + (323 \times 1.000)}{(323 \times 0.744^2) + (323 \times 0.840^2) + (323 \times 0.914^2) + (323 \times 0.971^2) + (323 \times 1.000^2)}$$

$$c_1 = \frac{2026.50}{1596.29} = 1.2695$$

$$c_2 = \frac{-(323 \times 0.294) - (323 \times 0.640) - (323 \times 0.898) - (323 \times 0.948) - (323 \times 0.834)}{(323 \times 0.294^2) + (323 \times 0.640^2) + (323 \times 0.898^2) + (323 \times 0.948^2) + (323 \times 0.834^2)} +$$

$$\frac{-(323 \times 0.522) - (323 \times 0.101) + (323 \times 0.342) + (323 \times 0.762) + (323 \times 1.000)}{(323 \times 0.522^2) + (323 \times 0.101^2) + (323 \times 0.342^2) + (323 \times 0.762^2) + (323 \times 1.000^2)}$$

$$c_2 = \frac{-593.99}{1575.27} = -0.3771$$

$$c_3 = \frac{(323 \times 0.486) + (323 \times 0.896) + (323 \times 0.833) + (323 \times 0.404) - (323 \times 0.251)}{(323 \times 0.486^2) + (323 \times 0.896^2) + (323 \times 0.833^2) + (323 \times 0.404^2) + (323 \times 0.251^2)} +$$

$$\frac{-(323 \times 0.887) - (323 \times 1.007) - (323 \times 0.541) + (323 \times 0.342) + (323 \times 1.000)}{(323 \times 0.887^2) + (323 \times 1.007^2) + (323 \times 0.541^2) + (323 \times 0.342^2) + (323 \times 1.000^2)}$$

$$c_3 = \frac{254.847}{1669.77} = 0.1526$$

Los desplazamientos máximos de las masas en el modo  $j$ ,  $U_j$ , y los de entrepiso correspondientes  $\delta U_j$ , quedan como:

$$U_{ji} = A_i c_i z_{ij} / w_j^2$$

$$U_1 = \frac{98.1 \times 1.2695}{20.304} \begin{bmatrix} 0.105 \\ 0.249 \\ 0.407 \\ 0.520 \\ 0.629 \\ 0.744 \\ 0.840 \\ 0.914 \\ 0.971 \\ 1.000 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 0.6440 \\ 1.5273 \\ 2.4964 \\ 3.1895 \\ 3.8581 \\ 4.5634 \\ 5.1523 \\ 5.6062 \\ 5.9558 \\ 6.1337 \end{bmatrix} \delta U_1 = \begin{bmatrix} 0.6440 \\ 0.8832 \\ 0.9691 \\ 0.6931 \\ 0.6686 \\ 0.7054 \\ 0.5888 \\ 0.4539 \\ 0.3496 \\ 0.1779 \end{bmatrix}$$

$$U_2 = \frac{-98.1 \times 0.3771}{166.4874} \begin{bmatrix} -0.294 \\ -0.640 \\ -0.898 \\ -0.948 \\ -0.834 \\ -0.522 \\ -0.101 \\ 0.342 \\ 0.762 \\ 1.000 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 0.0653 \\ 0.1422 \\ 0.1995 \\ 0.2106 \\ 0.1853 \\ 0.1160 \\ 0.0224 \\ -0.0760 \\ -0.1693 \\ -0.2222 \end{bmatrix} \delta U_2 = \begin{bmatrix} 0.0653 \\ 0.0769 \\ 0.0573 \\ 0.0111 \\ -0.0253 \\ -0.0693 \\ -0.0935 \\ -0.0984 \\ -0.0933 \\ -0.0529 \end{bmatrix}$$

$$U_3 = \frac{98.1 \times 0.1526}{460.0167} \begin{bmatrix} 0.486 \\ 0.896 \\ 0.833 \\ 0.404 \\ -0.251 \\ -0.887 \\ -1.007 \\ -0.541 \\ 0.342 \\ 1.000 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 0.0158 \\ 0.0292 \\ 0.0271 \\ 0.0131 \\ -0.0082 \\ -0.0289 \\ -0.0328 \\ -0.0176 \\ 0.0111 \\ 0.0325 \end{bmatrix} \delta U_3 = \begin{bmatrix} 0.0158 \\ 0.0133 \\ -0.0021 \\ -0.0140 \\ -0.0213 \\ -0.0207 \\ -0.0039 \\ 0.0152 \\ 0.0287 \\ 0.0214 \end{bmatrix}$$

Como sabemos la fuerza cortante  $V$  de un entrepiso cualquiera debida a un modo  $j$ , se calcula multiplicando el desplazamiento del entrepiso por la rigidez respectiva:

$$V_{ij} = \Delta_{ij} \cdot K_i$$

$$V_{11} = 389\ 324 \times 0.6440 = 250\ 724.66 \text{ kg}$$

$$V_{21} = 286\ 118 \times 0.8832 = 252\ 699.42 \text{ kg}$$

$$V_{31} = 249\ 982 \times 0.9691 = 242\ 257.56 \text{ kg}$$

$$V_{41} = 325\ 852 \times 0.6931 = 225\ 848.02 \text{ kg}$$

$$V_{51} = 304\ 794 \times 0.6686 = 203\ 785.27 \text{ kg}$$

$$V_{61} = 255\ 488 \times 0.7054 = 180\ 221.24 \text{ kg}$$

$$V_{71} = 255\ 488 \times 0.5888 = 150\ 431.33 \text{ kg}$$

$$V_{81} = 255\ 488 \times 0.4539 = 115\ 966.00 \text{ kg}$$

$$V_{91} = 225\ 716 \times 0.3496 = 78\ 910.31 \text{ kg}$$

$$V_{101} = 225\ 716 \times 0.1779 = 40\ 154.88 \text{ kg}$$

$$V_{12} = 389\ 324 \times 0.0653 = 25\ 422.86 \text{ kg}$$

$$V_{22} = 286\ 118 \times 0.0769 = 22\ 002.47 \text{ kg}$$

$$V_{32} = 249\ 982 \times 0.0573 = 14\ 298.97 \text{ kg}$$

$$V_{42} = 325\ 852 \times 0.0111 = 3\ 616.96 \text{ kg}$$

$$V_{52} = -304\ 794 \times 0.0253 = -7\ 711.29 \text{ kg}$$

$$V_{62} = -255\ 488 \times 0.0693 = -17\ 705.32 \text{ kg}$$

$$V_{72} = -255\ 488 \times 0.0935 = -23\ 888.13 \text{ kg}$$

$$V_{82} = -255\ 488 \times 0.0984 = -25\ 140.02 \text{ kg}$$

$$V_{92} = -225\ 716 \times 0.0933 = -21\ 059.30 \text{ kg}$$

$$V_{102} = -225\ 716 \times 0.0529 = -11\ 940.38 \text{ kg}$$

$$V_{13} = 389\ 324 \times 0.0158 = 6\ 151.32 \text{ kg}$$

$$V_{23} = 286\ 118 \times 0.0133 = 3\ 805.37 \text{ kg}$$

$$V_{33} = -249\ 982 \times 0.0021 = -524.96 \text{ kg}$$

$$V_{43} = -325\ 852 \times 0.0140 = -4\ 561.93 \text{ kg}$$

$$V_{53} = -304\ 794 \times 0.0213 = -6\ 492.11 \text{ kg}$$

$$V_{63} = -255\ 488 \times 0.0207 = -5\ 288.60 \text{ kg}$$

$$V_{73} = -255\ 488 \times 0.0039 = -996.40 \text{ kg}$$

$$V_{83} = 255\ 488 \times 0.0152 = 3\ 883.42 \text{ kg}$$

$$V_{93} = 225\ 716 \times 0.0287 = 6\ 478.05 \text{ kg}$$

$$V_{103} = 225\ 716 \times 0.0214 = 4\ 830.32 \text{ kg}$$

Con base a la experiencia y a estudios probabilísticos se ha demostrado que en estructuras elásticas es más realista estimar la respuesta total como sigue:

$$R_i = \sqrt{\sum R_i^2}$$

$$V_1 = \sqrt{250724.66^2 + 25422.86^2 + 6151.32^2} = 252\ 085.33 \text{ kg}$$

$$V_2 = \sqrt{252699.42^2 + 22002.47^2 + 3805.37^2} = 253\ 684.03$$

$$V_3 = \sqrt{242257.56^2 + 14298.97^2 + 524.96^2} = 242\ 679.72$$

$$V_4 = \sqrt{225848.02^2 + 3616.96^2 + 4561.93^2} = 225\ 923.04$$

$$V_5 = \sqrt{203785.27^2 + 7711.29^2 + 6492.11^2} = 204\ 034.43$$

$$V_6 = \sqrt{180221.24^2 + 17705.32^2 + 5288.60^2} = 181\ 166.06$$

$$V_7 = \sqrt{150431.33^2 + 23888.13^2 + 996.40^2} = 152\ 319.47$$

$$V_8 = \sqrt{115966.00^2 + 25140.02^2 + 3883.42^2} = 118\ 723.27$$

$$V_9 = \sqrt{78910.31^2 + 21059.30^2 + 6478.05^2} = 81\ 928.60$$

$$V_{10} = \sqrt{40154.88^2 + 11940.38^2 + 4830.32^2} = 42\ 170.12$$

$$\delta_1 = \sqrt{0.6440^2 + 0.0653^2 + 0.0158^2} = 0.6475 \text{ cm}$$

$$\delta_2 = \sqrt{0.8832^2 + 0.0769^2 + 0.0133^2} = 0.8866$$

$$\delta_3 = \sqrt{0.9691^2 + 0.0573^2 + 0.0021^2} = 0.9708$$

$$\delta_4 = \sqrt{0.6931^2 + 0.0111^2 + 0.0140^2} = 0.6933$$

$$\delta_5 = \sqrt{0.6688^2 + 0.0253^2 + 0.0213^2} = 0.6694$$

$$\delta_6 = \sqrt{0.7054^2 + 0.0693^2 + 0.0207^2} = 0.7091$$

$$\delta_7 = \sqrt{0.5888^2 + 0.0935^2 + 0.0039^2} = 0.5962$$

$$\delta_8 = \sqrt{0.4539^2 + 0.0984^2 + 0.0152^2} = 0.4647$$

$$\delta_9 = \sqrt{0.3496^2 + 0.0933^2 + 0.0287^2} = 0.3630$$

$$\delta_{10} = \sqrt{0.1779^2 + 0.0529^2 + 0.0214^2} = 0.1868$$

$$U_1 = \sqrt{0.6440^2 + 0.0653^2 + 0.0158^2} = 0.6475 \text{ cm}$$

$$U_2 = \sqrt{1.5273^2 + 0.1422^2 + 0.0292^2} = 1.5342$$

$$U_3 = \sqrt{2.4964^2 + 0.1995^2 + 0.0271^2} = 2.5045$$

$$U_4 = \sqrt{3.1895^2 + 0.2106^2 + 0.0131^2} = 3.1965$$

$$U_5 = \sqrt{3.8581^2 + 0.1853^2 + 0.0082^2} = 3.8626$$

$$U_6 = \sqrt{4.5634^2 + 0.1160^2 + 0.0289^2} = 4.5650$$

$$U_7 = \sqrt{5.1523^2 + 0.0224^2 + 0.0328^2} = 5.1525$$

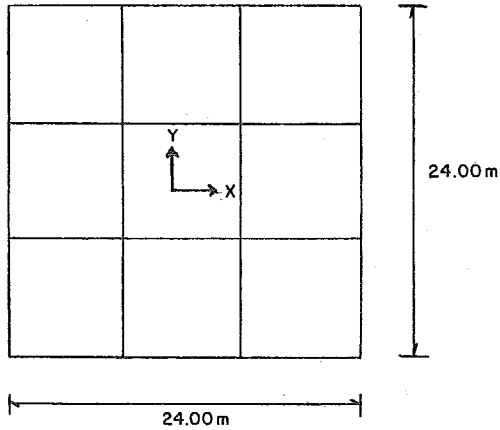
$$U_8 = \sqrt{5.6062^2 + 0.0760^2 + 0.0176^2} = 5.6067$$

$$U_9 = \sqrt{5.9558^2 + 0.1693^2 + 0.0111^2} = 5.9562$$

$$U_{10} = \sqrt{6.1337^2 + 0.2222^2 + 0.0325^2} = 6.1378$$

EDIFICIO PRUEBA - 2 -

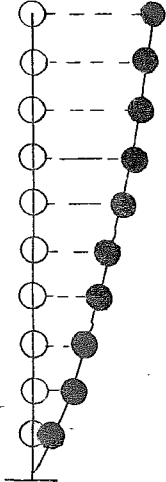
PLANTA



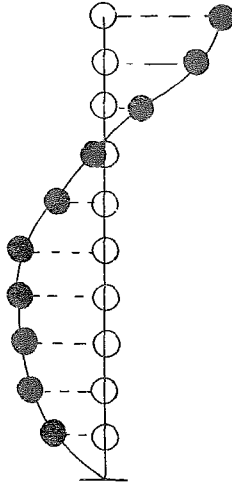
NIVEL	RIGIDECES DE ENTREPISO		MASA
	Ktx	Kty	
1	331 654	306 914	323
2	287 514	272 522	323
3	262 916	247 612	323
4	347 160	329 514	323
5	330 872	312 978	323
6	272 582	253 902	323
7	272 582	253 902	323
8	272 582	253 902	323
9	227 336	205 784	323
10	227 336	205 784	323
	kg/cm	kg/cm	kg-seg <sup>2</sup> /cm



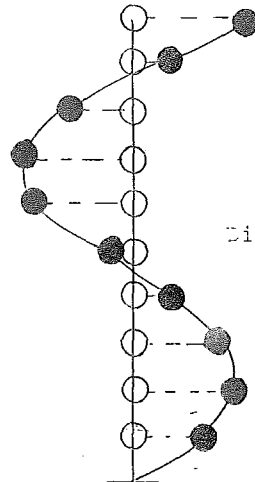
A continuación se mostrarán las configuraciones modales de los primeros tres modos de vibrar para cada dirección, así como las frecuencias y periodos de vibración:



$t_1 = 1.384 \text{ seg}$   
 $w_1 = 4.539 \text{ seg}^{-1}$

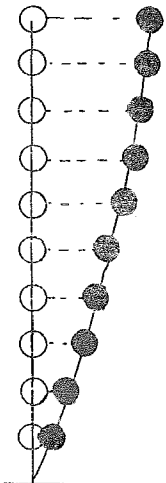


$t_2 = 0.484 \text{ seg}$   
 $w_2 = 12.981 \text{ seg}^{-1}$

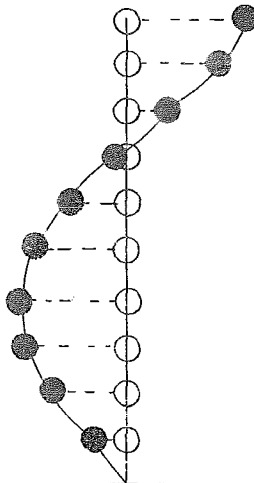


$t_3 = 0.291 \text{ seg}$   
 $w_3 = 21.610 \text{ seg}^{-1}$

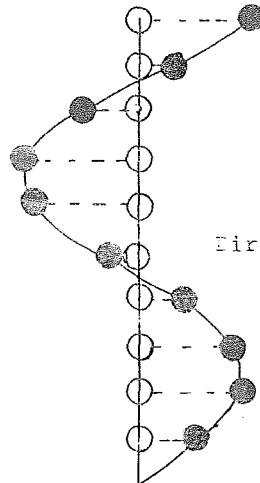
Dirección x



$t_1 = 1.430 \text{ seg}$   
 $w_1 = 4.393 \text{ seg}^{-1}$



$t_2 = 0.502 \text{ seg}$   
 $w_2 = 12.510 \text{ seg}^{-1}$



$t_3 = 0.302 \text{ seg}$   
 $w_3 = 20.785 \text{ seg}^{-1}$

Dirección y

DIRECCION X

Para el primer modo se encuentra que  $t_1$  está comprendido entre  $T_1$  y  $T_2$ , por tanto:

$$a_1 = c = 0.40 \quad Q' = 4$$

Para el segundo y tercer modo notamos que  $t_2$ ,  $t_3$  son menores que  $T_1$ , por lo que tenemos:

$$a_2 = 0.10 + \frac{(0.4-0.1)}{0.80} 0.484 = 0.1815 \quad Q'_2 = 1 + \frac{(4-1)}{0.8} 0.484 = 1.815$$

$$a_3 = 0.10 + \frac{(0.4-0.1)}{0.80} 0.291 = 0.2091 \quad Q'_3 = 1 + \frac{(4-1)}{0.8} 0.291 = 2.091$$

Recordando que los valores de  $a_0$  están expresados como fracción de  $g$ , las aceleraciones espectrales de diseño,  $A_i$ :

$$A_1 = 0.400 \times 981/4.00 = 98.1 \text{ cm/seg}^2$$

$$A_2 = 0.182 \times 981/1.82 = 98.1 \text{ cm/seg}^2$$

$$A_3 = 0.209 \times 981/2.09 = 98.1 \text{ cm/seg}^2$$

sí consideramos  $g = 981 \text{ cm/seg}^2$

Ahora bien, los coeficientes de participación se van a calcular con la siguiente ecuación :

$$c_i = \frac{\sum m_i \cdot Y_i}{\sum m_i \cdot Y_i^2}$$

haciendo mención que los valores de  $Y_i$  no están normalizados por lo que los coeficientes van a resultar en algunos casos mayores que uno y en otros menores; sí estuvieran normalizados nos darían siempre menor que uno y la suma de éstos nos daría uno, siempre y cuando se hicieran todos los modos.

COEFICIENTES DE PARTICIPACION

$$c_1 = \frac{(323 \times 0.129) + (323 \times 0.277) + (323 \times 0.431) + (323 \times 0.539) + (323 \times 0.642)}{(323 \times 0.129^2) + (323 \times 0.277^2) + (323 \times 0.431^2) + (323 \times 0.539^2) + (323 \times 0.642^2)} +$$
$$\frac{(323 \times 0.752) + (323 \times 0.843) + (323 \times 0.913) + (323 \times 0.971) + (323 \times 1.000)}{(323 \times 0.752^2) + (323 \times 0.843^2) + (323 \times 0.913^2) + (323 \times 0.971^2) + (323 \times 1.000^2)}$$

$$c_1 = \frac{2056.86}{1626.10} = 1.2649$$

$$c_2 = \frac{-(323 \times 0.343) - (323 \times 0.669) - (323 \times 0.887) - (323 \times 0.913) - (323 \times 0.790)}{(323 \times 0.343^2) + (323 \times 0.669^2) + (323 \times 0.887^2) + (323 \times 0.913^2) + (323 \times 0.790^2)} +$$
$$\frac{-(323 \times 0.483) - (323 \times 0.080) + (323 \times 0.339) + (323 \times 0.761) + (323 \times 1.000)}{(323 \times 0.483^2) + (323 \times 0.080^2) + (323 \times 0.339^2) + (323 \times 0.761^2) + (323 \times 1.000^2)}$$

$$c_2 = \frac{-556.206}{1532.110} = -0.363$$

$$c_3 = \frac{(323 \times 0.561) + (323 \times 0.916) + (323 \times 0.779) + (323 \times 0.337) - (323 \times 0.281)}{(323 \times 0.561^2) + (323 \times 0.916^2) + (323 \times 0.779^2) + (323 \times 0.337^2) + (323 \times 0.281^2)} +$$
$$\frac{-(323 \times 0.875) - (323 \times 0.985) - (323 \times 0.550) + (323 \times 0.336) + (323 \times 1.000)}{(323 \times 0.875^2) + (323 \times 0.985^2) + (323 \times 0.550^2) + (323 \times 0.336^2) + (323 \times 1.000^2)}$$

$$c_3 = \frac{218.67}{1648.72} = 0.1326$$

Los desplazamientos máximos de las masas en el modo j,  $U_j$ , y los de entrepiso correspondientes  $\delta U_j$ , quedan como:

$$U_{ji} = A_i c_i z_{ij} / w_j^2$$

$$U_1 = \frac{98.1 \times 1.2649}{20.6025} \begin{bmatrix} 0.129 \\ 0.277 \\ 0.431 \\ 0.539 \\ 0.642 \\ 0.752 \\ 0.843 \\ 0.913 \\ 0.971 \\ 1.000 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 0.7770 \\ 1.6683 \\ 2.5959 \\ 3.2463 \\ 3.8667 \\ 4.5292 \\ 5.0773 \\ 5.4989 \\ 5.8482 \\ 6.0229 \end{bmatrix} \delta U_1 = \begin{bmatrix} 0.7770 \\ 0.8914 \\ 0.9275 \\ 0.6505 \\ 0.6204 \\ 0.6625 \\ 0.5481 \\ 0.4216 \\ 0.3493 \\ 0.1747 \end{bmatrix}$$

$$U_2 = \frac{-98.1 \times 0.363}{168.5064} \begin{bmatrix} -0.343 \\ -0.669 \\ -0.887 \\ -0.913 \\ -0.790 \\ -0.483 \\ -0.080 \\ 0.339 \\ 0.761 \\ 1.000 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 0.0725 \\ 0.1414 \\ 0.1874 \\ 0.1929 \\ 0.1669 \\ 0.1021 \\ 0.0169 \\ -0.0716 \\ -0.1608 \\ -0.2113 \end{bmatrix} \delta U_2 = \begin{bmatrix} 0.0725 \\ 0.0689 \\ 0.0461 \\ 0.0055 \\ -0.0260 \\ -0.0649 \\ -0.0852 \\ -0.0885 \\ -0.0892 \\ -0.0505 \end{bmatrix}$$

$$U_3 = \frac{98.1 \times 0.1326}{466.9921} \begin{bmatrix} 0.561 \\ 0.916 \\ 0.779 \\ 0.337 \\ -0.281 \\ -0.875 \\ -0.985 \\ -0.550 \\ 0.336 \\ 1.000 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 0.0156 \\ 0.0255 \\ 0.0217 \\ 0.0094 \\ -0.0078 \\ -0.0244 \\ -0.0274 \\ -0.0153 \\ 0.0094 \\ 0.0279 \end{bmatrix} \delta U_3 = \begin{bmatrix} 0.0156 \\ 0.0099 \\ -0.0038 \\ -0.0123 \\ -0.0172 \\ -0.0165 \\ -0.0031 \\ 0.0121 \\ 0.0247 \\ 0.0185 \end{bmatrix}$$

Como sabemos la fuerza cortante  $V$  de un entrepiso cualquiera debida a un modo  $j$ , se calcula multiplicando el desplazamiento del entrepiso por la rigidez respectiva:

$$V_{ij} = \Delta_{ij} \cdot K_i$$

$V_{11}$	=	331 654	x	0.7770	=	257 695.16	kg
$V_{21}$	=	287 514	x	0.8914	=	256 289.98	kg
$V_{31}$	=	262 916	x	0.9275	=	243 854.59	kg
$V_{41}$	=	347 160	x	0.6505	=	225 827.58	kg
$V_{51}$	=	330 872	x	0.6204	=	205 272.99	kg
$V_{61}$	=	272 582	x	0.6625	=	180 585.58	kg
$V_{71}$	=	272 582	x	0.5481	=	149 402.19	kg
$V_{81}$	=	272 582	x	0.4216	=	114 920.57	kg
$V_{91}$	=	227 336	x	0.3493	=	79 408.46	kg
$V_{101}$	=	227 336	x	0.1747	=	39 715.60	kg
$V_{12}$	=	331 654	x	0.0725	=	24 044.92	kg
$V_{22}$	=	287 514	x	0.0689	=	19 809.71	kg
$V_{32}$	=	262 916	x	0.0461	=	12 120.43	kg
$V_{42}$	=	347 160	x	0.0055	=	1 909.38	kg
$V_{52}$	=	-330 872	x	0.0260	=	- 8 602.67	kg
$V_{62}$	=	-272 582	x	0.0649	=	-17 690.57	kg
$V_{72}$	=	-272 582	x	0.0852	=	-23 223.99	kg
$V_{82}$	=	-272 582	x	0.0885	=	-24 123.51	kg
$V_{92}$	=	-227 336	x	0.0892	=	-20 278.37	kg
$V_{102}$	=	-227 336	x	0.0505	=	-11 480.47	kg
$V_{13}$	=	331 654	x	0.0156	=	5 173.80	kg
$V_{23}$	=	287 514	x	0.0099	=	2 486.39	kg
$V_{33}$	=	-262 916	x	0.0038	=	- 999.08	kg
$V_{43}$	=	-347 160	x	0.0123	=	-4 270.07	kg
$V_{53}$	=	-330 872	x	0.0172	=	-5 690.99	kg
$V_{63}$	=	-272 582	x	0.0165	=	-4 497.60	kg
$V_{73}$	=	-272 582	x	0.0031	=	- 845.00	kg
$V_{83}$	=	272 582	x	0.0121	=	3 298.24	kg
$V_{93}$	=	227 336	x	0.0247	=	5 615.20	kg
$V_{103}$	=	227 336	x	0.0185	=	4 205.72	kg

Con base a la experiencia y a estudios probabilísticos se ha demostrado que en estructuras elásticas es más realista estimar la respuesta total como sigue:

$$R_i = \sqrt{\sum R_i^2}$$

$$\begin{aligned} V_1 &= \sqrt{257695.16^2 + 24044.92^2 + 5173.80^2} = 258\ 866.22 \text{ kg} \\ V_2 &= \sqrt{256289.36^2 + 19609.71^2 + 2486.39^2} = 257\ 066.45 \\ V_3 &= \sqrt{243854.59^2 + 12120.43^2 + 999.06^2} = 244\ 157.66 \\ V_4 &= \sqrt{225827.58^2 + 1909.88^2 + 4270.07^2} = 225\ 876.02 \\ V_5 &= \sqrt{205272.99^2 + 8602.57^2 + 5690.99^2} = 205\ 531.98 \\ V_6 &= \sqrt{180585.56^2 + 17690.57^2 + 4497.60^2} = 181\ 505.75 \\ V_7 &= \sqrt{149402.19^2 + 23223.99^2 + 845.00^2} = 151\ 198.82 \\ V_8 &= \sqrt{114920.57^2 + 24123.51^2 + 3298.24^2} = 117\ 471.53 \\ V_9 &= \sqrt{79408.46^2 + 20278.37^2 + 3615.20^2} = 82\ 036.49 \\ V_{10} &= \sqrt{39715.60^2 + 11480.47^2 + 4205.72^2} = 41\ 555.00 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \delta_1 &= \sqrt{0.7770^2 + 0.0725^2 + 0.0156^2} = 0.7805 \text{ cm} \\ \delta_2 &= \sqrt{0.8914^2 + 0.0669^2 + 0.0099^2} = 0.8941 \\ \delta_3 &= \sqrt{0.9275^2 + 0.0461^2 + 0.0038^2} = 0.9287 \\ \delta_4 &= \sqrt{0.6505^2 + 0.0055^2 + 0.0123^2} = 0.6506 \\ \delta_5 &= \sqrt{0.5294^2 + 0.0260^2 + 0.0172^2} = 0.6212 \\ \delta_6 &= \sqrt{0.6625^2 + 0.0649^2 + 0.0165^2} = 0.6659 \\ \delta_7 &= \sqrt{0.5461^2 + 0.0852^2 + 0.0031^2} = 0.5547 \\ \delta_8 &= \sqrt{0.4216^2 + 0.0885^2 + 0.0121^2} = 0.4310 \\ \delta_9 &= \sqrt{0.3493^2 + 0.0892^2 + 0.0247^2} = 0.3614 \\ \delta_{10} &= \sqrt{0.1747^2 + 0.0505^2 + 0.0185^2} = 0.1826 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} U_1 &= \sqrt{0.7770^2 + 0.0725^2 + 0.0156^2} = 0.7805 \text{ cm} \\ U_2 &= \sqrt{1.6663^2 + 0.1414^2 + 0.0255^2} = 1.6745 \\ U_3 &= \sqrt{2.5959^2 + 0.1874^2 + 0.0217^2} = 2.6027 \\ U_4 &= \sqrt{3.2463^2 + 0.1929^2 + 0.0094^2} = 3.2520 \\ U_5 &= \sqrt{3.8667^2 + 0.1669^2 + 0.0078^2} = 3.8703 \\ U_6 &= \sqrt{4.5292^2 + 0.1021^2 + 0.0244^2} = 4.5304 \\ U_7 &= \sqrt{5.0773^2 + 0.0169^2 + 0.0274^2} = 5.0774 \\ U_8 &= \sqrt{5.4989^2 + 0.0716^2 + 0.0153^2} = 5.4994 \\ U_9 &= \sqrt{5.8482^2 + 0.1608^2 + 0.0094^2} = 5.8504 \\ U_{10} &= \sqrt{6.0229^2 + 0.2113^2 + 0.0279^2} = 6.0267 \end{aligned}$$

DIRECCION Y

Para el primer modo se encuentra que  $t_1$  está comprendido entre  $T_1$  y  $T_2$ , por tanto:

$$a_1 = c = 0.40 \quad Q' = 4$$

Para el segundo y tercer modo notamos que  $t_2$ ,  $t_3$  son menores que  $T_1$ , por lo que tenemos:

$$a_2 = 0.10 + \frac{(0.4-0.1)}{0.80} 0.502 = 0.288 \quad Q'_2 = 1 + \frac{(4-1)}{0.8} 0.502 = 2.88$$

$$a_3 = 0.10 + \frac{(0.4-0.1)}{0.80} 0.302 = 0.213 \quad Q'_3 = 1 + \frac{(4-1)}{0.8} 0.302 = 2.13$$

Recordando que los valores de  $a_0$  están expresados como fracción de  $g$ , las aceleraciones espectrales de diseño,  $A_i$ :

$$A_1 = 0.400 \times 981/4.00 = 98.1 \text{ cm/seg}^2$$

$$A_2 = 0.288 \times 981/2.88 = 98.1 \text{ cm/seg}^2$$

$$A_3 = 0.213 \times 981/2.13 = 98.1 \text{ cm/seg}^2$$

sí consideramos  $g = 981 \text{ cm/seg}^2$

Ahora bien, los coeficientes de participación se van a calcular con la siguiente ecuación:

$$c_1 = \frac{\sum m_i \cdot Y_i}{\sum m_i \cdot Y_i^2}$$

haciendo mención que los valores de  $Y_i$  no están normalizados por lo que los coeficientes van a resultar en algunos casos mayores que uno y en otros menores; sí estuvieran normalizados nos darían siempre menor que uno y la suma de éstos nos daría uno, siempre y cuando se hicieran todos los modos.

COEFICIENTES DE PARTICIPACION

$$c_1 = \frac{(323 \times 0.132) + (323 \times 0.277) + (323 \times 0.430) + (323 \times 0.537) + (323 \times 0.638)}{(323 \times 0.132) + (323 \times 0.277) + (323 \times 0.430) + (323 \times 0.537) + (323 \times 0.638)} +$$
$$\frac{(323 \times 0.748) + (323 \times 0.839) + (323 \times 0.910) + (323 \times 0.970) + (323 \times 1.000)}{(323 \times 0.748) + (323 \times 0.839) + (323 \times 0.910) + (323 \times 0.970) + (323 \times 1.000)}$$

$$c_1 = \frac{2050.73}{1617.22} = 1.2681$$

$$c_2 = \frac{-(323 \times 0.339) - (323 \times 0.657) - (323 \times 0.872) - (323 \times 0.901) - (323 \times 0.785)}{(323 \times 0.339) + (323 \times 0.657) + (323 \times 0.872) + (323 \times 0.901) + (323 \times 0.785)} +$$
$$\frac{-(323 \times 0.486) - (323 \times 0.090) + (323 \times 0.323) + (323 \times 0.754) + (323 \times 1.000)}{(323 \times 0.486) + (323 \times 0.090) + (323 \times 0.323) + (323 \times 0.754) + (323 \times 1.000)}$$

$$c_2 = \frac{-553.62}{1502.63} = -0.3684$$

$$c_3 = \frac{(323 \times 0.557) + (323 \times 0.900) + (323 \times 0.770) + (323 \times 0.346) - (323 \times 0.254)}{(323 \times 0.557) + (323 \times 0.900) + (323 \times 0.770) + (323 \times 0.346) + (323 \times 0.254)} +$$
$$\frac{-(323 \times 0.855) - (323 \times 0.985) - (323 \times 0.574) + (323 \times 0.322) + (323 \times 1.000)}{(323 \times 0.855) + (323 \times 0.985) + (323 \times 0.574) + (323 \times 0.322) + (323 \times 1.000)}$$

$$c_3 = \frac{216.41}{1625.27} = 0.1332$$



Los desplazamientos máximos de las masas en el modo  $j$ ,  $U_j$ , y los de entrepiso correspondientes  $\delta U_j$ , quedan como:

$$U_j = A_j c_j z_{ij} / W_j^2$$

$$U_1 = \frac{98.1 \times 1.2681}{19.2984} \begin{bmatrix} 0.132 \\ 0.277 \\ 0.430 \\ 0.537 \\ 0.638 \\ 0.748 \\ 0.839 \\ 0.910 \\ 0.970 \\ 1.000 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 0.8509 \\ 1.7856 \\ 2.7718 \\ 3.4616 \\ 4.1127 \\ 4.8217 \\ 5.4083 \\ 5.8660 \\ 6.2528 \\ 6.4462 \end{bmatrix} \delta U_1 = \begin{bmatrix} 0.8509 \\ 0.9347 \\ 0.9863 \\ 0.6897 \\ 0.6511 \\ 0.7091 \\ 0.5866 \\ 0.4577 \\ 0.3868 \\ 0.1934 \end{bmatrix}$$

$$U_2 = \frac{-98.1 \times 0.3684}{156.50} \begin{bmatrix} -0.339 \\ -0.657 \\ -0.872 \\ -0.901 \\ -0.785 \\ -0.486 \\ -0.090 \\ 0.323 \\ 0.754 \\ 1.000 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 0.0783 \\ 0.1517 \\ 0.2014 \\ 0.2081 \\ 0.1813 \\ 0.1122 \\ 0.0208 \\ -0.0746 \\ -0.1741 \\ -0.2309 \end{bmatrix} \delta U_2 = \begin{bmatrix} 0.0783 \\ 0.0734 \\ 0.0496 \\ -0.0067 \\ -0.0268 \\ -0.0690 \\ -0.0914 \\ -0.0954 \\ -0.0995 \\ -0.0568 \end{bmatrix}$$

$$U_3 = \frac{98.1 \times 0.1332}{432.0162} \begin{bmatrix} 0.557 \\ 0.900 \\ 0.770 \\ 0.346 \\ -0.254 \\ -0.855 \\ -0.985 \\ -0.574 \\ 0.322 \\ 1.000 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 0.0168 \\ 0.0272 \\ 0.0233 \\ 0.0105 \\ -0.0077 \\ -0.0259 \\ -0.0298 \\ -0.0174 \\ 0.0097 \\ 0.0302 \end{bmatrix} \delta U_3 = \begin{bmatrix} 0.0168 \\ 0.0104 \\ -0.0039 \\ -0.0128 \\ -0.0181 \\ -0.0182 \\ -0.0039 \\ 0.0124 \\ 0.0271 \\ 0.0205 \end{bmatrix}$$

Como sabemos la fuerza cortante  $V$  de un entrepiso cualquiera debida a un modo  $j$ , se calcula multiplicando el desplazamiento del entrepiso por la rigidez respectiva:

$$V_{ij} = \Delta_{ij} \cdot K_i$$

$V_{11}$	=	306 914	x	0.8509	=	261 153.12	kg
$V_{21}$	=	272 522	x	0.9347	=	254 726.31	kg
$V_{31}$	=	247 612	x	0.9863	=	244 219.72	kg
$V_{41}$	=	329 514	x	0.6897	=	227 265.80	kg
$V_{51}$	=	312 978	x	0.6511	=	203 779.98	kg
$V_{61}$	=	253 902	x	0.7091	=	180 041.91	kg
$V_{71}$	=	253 902	x	0.5866	=	148 938.91	kg
$V_{81}$	=	253 902	x	0.4577	=	116 210.95	kg
$V_{91}$	=	205 784	x	0.3868	=	79 597.25	kg
$V_{101}$	=	205 784	x	0.1934	=	39 798.63	kg
$V_{12}$	=	306 914	x	0.0783	=	24 031.36	kg
$V_{22}$	=	272 522	x	0.0734	=	20 003.11	kg
$V_{32}$	=	247 612	x	0.0496	=	12 281.55	kg
$V_{42}$	=	329 514	x	0.0067	=	2 207.74	kg
$V_{52}$	=	312 978	x	0.0268	=	- 8 387.81	kg
$V_{62}$	=	253 902	x	0.0690	=	-17 519.24	kg
$V_{72}$	=	253 902	x	0.0914	=	-23 206.64	kg
$V_{82}$	=	253 902	x	0.0954	=	-24 222.25	kg
$V_{92}$	=	205 784	x	0.0995	=	-20 475.51	kg
$V_{102}$	=	205 784	x	0.0568	=	-11 688.53	kg
$V_{13}$	=	306 914	x	0.0168	=	5 156.16	kg
$V_{23}$	=	272 522	x	0.0104	=	2 834.23	kg
$V_{33}$	=	247 612	x	0.0039	=	- 965.69	kg
$V_{43}$	=	329 514	x	0.0128	=	- 4 217.78	kg
$V_{53}$	=	312 978	x	0.0181	=	- 5 664.90	kg
$V_{63}$	=	253 902	x	0.0182	=	- 4 621.02	kg
$V_{73}$	=	253 902	x	0.0039	=	- 990.22	kg
$V_{83}$	=	253 902	x	0.0124	=	3 148.38	kg
$V_{93}$	=	205 784	x	0.0271	=	5 576.75	kg
$V_{103}$	=	205 784	x	0.0205	=	4 218.57	kg

Con base a la experiencia y a estudios probabilísticos se ha demostrado que en estructuras elásticas es más realista estimar la respuesta total como sigue:

$$R_t = \sqrt{\sum R_i^2}$$

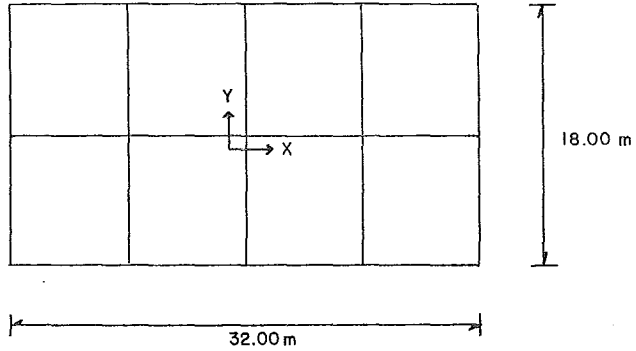
$$\begin{aligned} V_1 &= \sqrt{261153.12^2 + 24031.36^2 + 5156.16^2} = 262\ 307.16 \text{ kg} \\ V_2 &= \sqrt{254726.31^2 + 20003.11^2 + 2834.23^2} = 255\ 526.22 \\ V_3 &= \sqrt{244219.72^2 + 12281.55^2 + 965.69^2} = 244\ 530.24 \\ V_4 &= \sqrt{227265.80^2 + 2207.74^2 + 4217.78^2} = 227\ 315.66 \\ V_5 &= \sqrt{203779.98^2 + 8387.81^2 + 5664.90^2} = 204\ 031.19 \\ V_6 &= \sqrt{180041.91^2 + 17519.24^2 + 4621.02^2} = 180\ 951.28 \\ V_7 &= \sqrt{148938.91^2 + 23206.64^2 + 990.22^2} = 150\ 739.27 \\ V_8 &= \sqrt{116210.95^2 + 24222.25^2 + 3148.38^2} = 118\ 750.22 \\ V_9 &= \sqrt{79597.25^2 + 20475.51^2 + 5576.75^2} = 82\ 377.60 \\ V_{10} &= \sqrt{39798.63^2 + 11688.53^2 + 4218.57^2} = 41\ 693.51 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \delta_1 &= \sqrt{0.8509^2 + 0.0783^2 + 0.0168^2} = 0.8547 \text{ cm} \\ \delta_2 &= \sqrt{0.9347^2 + 0.0734^2 + 0.0104^2} = 0.9376 \\ \delta_3 &= \sqrt{0.9863^2 + 0.0496^2 + 0.0039^2} = 0.9876 \\ \delta_4 &= \sqrt{0.6897^2 + 0.0067^2 + 0.0128^2} = 0.6899 \\ \delta_5 &= \sqrt{0.6511^2 + 0.0268^2 + 0.0181^2} = 0.6519 \\ \delta_6 &= \sqrt{0.7091^2 + 0.0690^2 + 0.0182^2} = 0.7127 \\ \delta_7 &= \sqrt{0.5866^2 + 0.0914^2 + 0.0039^2} = 0.5937 \\ \delta_8 &= \sqrt{0.4577^2 + 0.0954^2 + 0.0124^2} = 0.4677 \\ \delta_9 &= \sqrt{0.3868^2 + 0.0995^2 + 0.0271^2} = 0.4003 \\ \delta_{10} &= \sqrt{0.1934^2 + 0.0568^2 + 0.0205^2} = 0.2026 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} U_1 &= \sqrt{0.8509^2 + 0.0783^2 + 0.0168^2} = 0.8547 \text{ cm} \\ U_2 &= \sqrt{1.7856^2 + 0.1517^2 + 0.0272^2} = 1.7922 \\ U_3 &= \sqrt{2.7718^2 + 0.2014^2 + 0.0233^2} = 2.7792 \\ U_4 &= \sqrt{3.4615^2 + 0.2081^2 + 0.0105^2} = 3.4679 \\ U_5 &= \sqrt{4.1127^2 + 0.1813^2 + 0.0077^2} = 4.1167 \\ U_6 &= \sqrt{4.8217^2 + 0.1122^2 + 0.0259^2} = 4.8231 \\ U_7 &= \sqrt{5.4083^2 + 0.0208^2 + 0.0298^2} = 5.4084 \\ U_8 &= \sqrt{5.8660^2 + 0.0746^2 + 0.0174^2} = 5.8665 \\ U_9 &= \sqrt{6.2528^2 + 0.1741^2 + 0.0097^2} = 6.2552 \\ U_{10} &= \sqrt{6.4462^2 + 0.2309^2 + 0.0302^2} = 6.4504 \end{aligned}$$

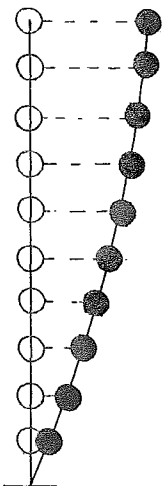
EDIFICIO PRUEBA - 3 -

PLANTA



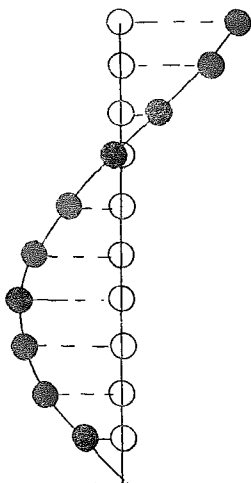
NIVEL	RIGIDECES DE ENTREPISO		MASA
	Ktx	Kty	
1	266 997	306 742	323
2	248 239	237 197	323
3	228 043	210 225	323
4	304 408	275 208	323
5	290 610	253 410	323
6	234 332	209 978	323
7	234 332	209 978	323
8	234 332	209 978	323
9	187 676	184 128	323
10	187 676	184 128	323
	kg/cm	kg/cm	kg-seg <sup>2</sup> /cm

A continuación se mostrarán las configuraciones modales de los primeros tres modos de vibrar para cada dirección, así como las frecuencias y periodos de vibración:



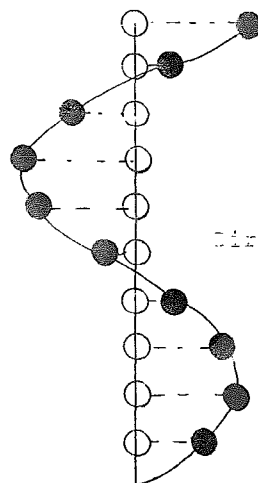
$$t_1 = 1.498 \text{ seg}$$

$$\omega_1 = 4.195 \text{ seg}^{-1}$$



$$t_2 = 0.526 \text{ seg}$$

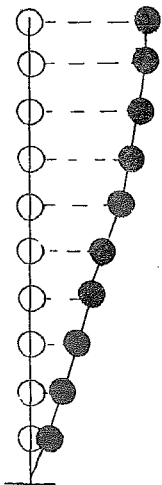
$$\omega_2 = 11.937 \text{ seg}^{-1}$$



$$t_3 = 0.317 \text{ seg}$$

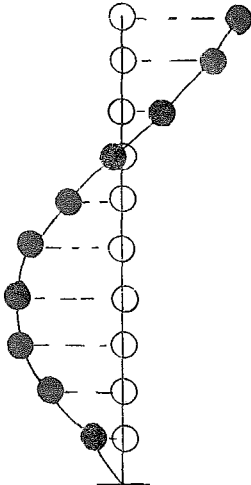
$$\omega_3 = 19.849 \text{ seg}^{-1}$$

Dirección x



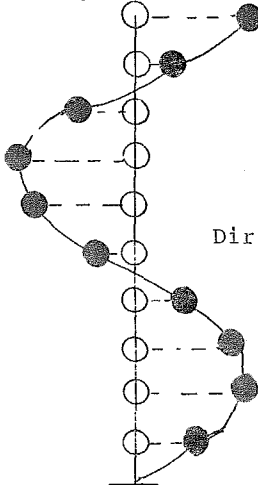
$$t_1 = 1.538 \text{ seg}$$

$$\omega_1 = 4.087 \text{ seg}^{-1}$$



$$t_2 = 0.539 \text{ seg}$$

$$\omega_2 = 11.662 \text{ seg}^{-1}$$



$$t_3 = 0.324 \text{ seg}$$

$$\omega_3 = 19.416 \text{ seg}^{-1}$$

Dirección y

DIRECCION X

Para el primer modo se encuentra que  $t_1$  está comprendido entre  $T_1$  y  $T_2$ , por tanto:

$$a_1 = c = 0.40 \quad Q' = 4$$

Para el segundo y tercer modo notamos que  $t_2$ ,  $t_3$  son menores que  $T_1$ , por lo que tenemos:

$$a_2 = 0.10 + \frac{(0.4-0.1)}{0.80} 0.526 = 0.297 \quad Q'_2 = 1 + \frac{(4-1)}{0.8} 0.526 = 2.97$$

$$a_3 = 0.10 + \frac{(0.4-0.1)}{0.80} 0.317 = 0.219 \quad Q'_3 = 1 + \frac{(4-1)}{0.8} 0.317 = 2.19$$

Recordando que los valores de  $a_0$  están expresados como fracción de  $g$ , las aceleraciones espectrales de diseño,  $A_i$ :

$$A_1 = 0.400 \times 981/4.00 = 98.1 \text{ cm/seg}^2$$

$$A_2 = 0.297 \times 981/2.97 = 98.1 \text{ cm/seg}^2$$

$$A_3 = 0.219 \times 981/2.19 = 98.1 \text{ cm/seg}^2$$

sí consideramos  $g = 981 \text{ cm/seg}^2$

Ahora bien, los coeficientes de participación se van a calcular con la siguiente ecuación :

$$c_i = \frac{\sum m_i \cdot Y_i}{\sum m_i \cdot Y_i^2}$$

haciendo mención que los valores de  $Y_i$  no están normalizados por lo que los coeficientes van a resultar en algunos casos mayores que uno y en otros menores; sí estuvieran normalizados nos darían siempre menor que uno y la suma de éstos nos daría uno, siempre y cuando se hicieran todos los modos.

COEFICIENTES DE PARTICIPACION

$$c_1 = \frac{(323 \times 0.138) + (323 \times 0.284) + (323 \times 0.436) + (323 \times 0.542) + (323 \times 0.642)}{(323 \times 0.138^2) + (323 \times 0.284^2) + (323 \times 0.436^2) + (323 \times 0.542^2) + (323 \times 0.642^2)} +$$
$$\frac{(323 \times 0.750) + (323 \times 0.840) + (323 \times 0.910) + (323 \times 0.970) + (323 \times 1.000)}{(323 \times 0.750^2) + (323 \times 0.840^2) + (323 \times 0.910^2) + (323 \times 0.970^2) + (323 \times 1.000^2)}$$

$$c_1 = \frac{2058.80}{1625.60} = 1.2665$$

$$c_2 = \frac{-(323 \times 0.353) - (323 \times 0.665) - (323 \times 0.870) - (323 \times 0.892) - (323 \times 0.774)}{(323 \times 0.353^2) + (323 \times 0.665^2) + (323 \times 0.870^2) + (323 \times 0.892^2) + (323 \times 0.774^2)} +$$
$$\frac{-(323 \times 0.476) - (323 \times 0.084) + (323 \times 0.324) + (323 \times 0.755) + (323 \times 1.000)}{(323 \times 0.476^2) + (323 \times 0.084^2) + (323 \times 0.324^2) + (323 \times 0.755^2) + (323 \times 1.000^2)}$$

$$c_2 = \frac{-543.29}{1494.55} = -0.3635$$

$$c_3 = \frac{(323 \times 0.578) + (323 \times 0.905) + (323 \times 0.755) + (323 \times 0.328) - (323 \times 0.264)}{(323 \times 0.578^2) + (323 \times 0.905^2) + (323 \times 0.755^2) + (323 \times 0.328^2) + (323 \times 0.264^2)} +$$
$$\frac{-(323 \times 0.854) - (323 \times 0.980) - (323 \times 0.574) + (323 \times 0.322) + (323 \times 1.000)}{(323 \times 0.854^2) + (323 \times 0.980^2) + (323 \times 0.574^2) + (323 \times 0.322^2) + (323 \times 1.000^2)}$$

$$c_3 = \frac{206.07}{1622.52} = 0.1270$$

Los desplazamientos máximos de las masas en el modo  $j$ ,  $U_j$ , y los de entrepiso correspondientes  $\delta U_j$ , quedan como:

$$U_{ji} = A_i c_i z_{ij} / w_j^2$$

$$U_1 = \frac{98.1 \times 1.2665}{17.5980} \begin{bmatrix} 0.138 \\ 0.284 \\ 0.436 \\ 0.542 \\ 0.642 \\ 0.750 \\ 0.840 \\ 0.910 \\ 0.970 \\ 1.000 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 0.9743 \\ 2.0051 \\ 3.0782 \\ 3.8266 \\ 4.5326 \\ 5.2951 \\ 5.9305 \\ 6.4247 \\ 6.8483 \\ 7.0601 \end{bmatrix} \delta U_1 = \begin{bmatrix} 0.9743 \\ 1.0308 \\ 1.0731 \\ 0.7484 \\ 0.7060 \\ 0.7625 \\ 0.6354 \\ 0.4942 \\ 0.4236 \\ 0.2118 \end{bmatrix}$$

$$U_2 = \frac{-98.1 \times 0.3635}{142.492} \begin{bmatrix} -0.353 \\ -0.665 \\ -0.870 \\ -0.892 \\ -0.774 \\ -0.476 \\ -0.084 \\ 0.324 \\ 0.755 \\ 1.000 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 0.0883 \\ 0.1664 \\ 0.2177 \\ 0.2232 \\ 0.1937 \\ 0.1191 \\ 0.0210 \\ -0.0811 \\ -0.1889 \\ -0.2503 \end{bmatrix} \delta U_2 = \begin{bmatrix} 0.0883 \\ 0.0781 \\ 0.0513 \\ 0.0055 \\ -0.0295 \\ -0.0746 \\ -0.0981 \\ -0.1021 \\ -0.1079 \\ -0.0613 \end{bmatrix}$$

$$U_3 = \frac{98.1 \times 0.1270}{393.9828} \begin{bmatrix} 0.578 \\ 0.905 \\ 0.755 \\ 0.328 \\ -0.264 \\ -0.854 \\ -0.980 \\ -0.574 \\ 0.322 \\ 1.000 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 0.0183 \\ 0.0286 \\ 0.0239 \\ 0.0104 \\ -0.0083 \\ -0.0270 \\ -0.0310 \\ -0.0182 \\ 0.0102 \\ 0.0316 \end{bmatrix} \delta U_3 = \begin{bmatrix} 0.0183 \\ 0.0103 \\ -0.0047 \\ -0.0135 \\ -0.0187 \\ -0.0187 \\ -0.0040 \\ 0.0128 \\ 0.0283 \\ 0.0214 \end{bmatrix}$$



Como sabemos la fuerza cortante  $V$  de un  $e$  trepiso cualquiera debida a un modo  $j$ , se calcula multiplicando el desplazamiento del entrepiso por la rigidez respectiva:

$$V_{ij} = \Delta_{ij} \cdot K_i$$

$V_{11}$	=	266 997	x	0.9743	=	260 135.18	kg
$V_{21}$	=	248 239	x	1.0308	=	255 884.76	kg
$V_{31}$	=	228 043	x	1.0731	=	244 074.42	kg
$V_{41}$	=	304 408	x	0.7484	=	227 818.95	kg
$V_{51}$	=	290 610	x	0.7060	=	205 170.66	kg
$V_{61}$	=	234 332	x	0.7625	=	178 678.15	kg
$V_{71}$	=	234 332	x	0.6354	=	148 894.55	kg
$V_{81}$	=	234 332	x	0.4942	=	115 806.87	kg
$V_{91}$	=	187 676	x	0.4236	=	79 499.55	kg
$V_{101}$	=	187 676	x	0.2118	=	39 749.78	kg
$V_{12}$	=	266 997	x	0.0883	=	23 575.84	kg
$V_{22}$	=	248 239	x	0.0781	=	19 387.47	kg
$V_{32}$	=	228 043	x	0.0513	=	11 698.61	kg
$V_{42}$	=	304 408	x	0.0055	=	1 674.24	kg
$V_{52}$	=	-290 610	x	0.0295	=	- 8 572.99	kg
$V_{62}$	=	-234 332	x	0.0746	=	-17 481.17	kg
$V_{72}$	=	-234 332	x	0.0981	=	-22 987.97	kg
$V_{82}$	=	-234 332	x	0.1021	=	-23 925.29	kg
$V_{92}$	=	-187 676	x	0.1079	=	-20 250.24	kg
$V_{102}$	=	-187 676	x	0.0613	=	-11 504.54	kg
$V_{13}$	=	266 997	x	0.0183	=	4 886.05	kg
$V_{23}$	=	248 239	x	0.0103	=	2 556.86	kg
$V_{33}$	=	-228 043	x	0.0047	=	- 1 071.80	kg
$V_{43}$	=	-304 408	x	0.0135	=	- 4 109.51	kg
$V_{53}$	=	-290 610	x	0.0187	=	- 5 434.41	kg
$V_{63}$	=	-234 332	x	0.0187	=	- 4 382.01	kg
$V_{73}$	=	-234 332	x	0.0040	=	- 937.33	kg
$V_{83}$	=	234 332	x	0.0128	=	2 999.45	kg
$V_{93}$	=	187 676	x	0.0283	=	5 311.23	kg
$V_{103}$	=	187 676	x	0.0214	=	4 016.27	kg

Con base a la experiencia y a estudios probabilísticos se ha demostrado que en estructuras elásticas es más realista estimar la respuesta total como sigue:

$$R_i = \sqrt{\sum R_i^2}$$

$$\begin{aligned} V_1 &= \sqrt{260135.18^2 + 23575.84^2 + 4886.05^2} = 261\ 247.02 \text{ kg} \\ V_2 &= \sqrt{255884.76^2 + 19387.47^2 + 2556.66^2} = 256\ 630.91 \\ V_3 &= \sqrt{244074.42^2 + 11698.61^2 + 1071.80^2} = 244\ 356.97 \\ V_4 &= \sqrt{227818.95^2 + 1674.24^2 + 4109.51^2} = 227\ 862.16 \\ V_5 &= \sqrt{205170.66^2 + 8572.99^2 + 5434.41^2} = 205\ 421.59 \\ V_6 &= \sqrt{178676.15^2 + 17481.17^2 + 4382.01^2} = 179\ 584.73 \\ V_7 &= \sqrt{148894.55^2 + 22987.97^2 + 937.33^2} = 150\ 661.58 \\ V_8 &= \sqrt{115806.87^2 + 23925.29^2 + 2999.45^2} = 118\ 290.52 \\ V_9 &= \sqrt{79499.55^2 + 20250.24^2 + 5311.23^2} = 82\ 209.85 \\ V_{10} &= \sqrt{39749.78^2 + 11504.54^2 + 4016.27^2} = 41\ 575.59 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \delta_1 &= \sqrt{0.9743^2 + 0.0883^2 + 0.0183^2} = 0.9785 \text{ cm} \\ \delta_2 &= \sqrt{1.0308^2 + 0.0781^2 + 0.0103^2} = 1.0338 \\ \delta_3 &= \sqrt{1.0731^2 + 0.0513^2 + 0.0049^2} = 1.0743 \\ \delta_4 &= \sqrt{0.7484^2 + 0.0055^2 + 0.0135^2} = 0.7485 \\ \delta_5 &= \sqrt{0.7060^2 + 0.0295^2 + 0.0187^2} = 0.7069 \\ \delta_6 &= \sqrt{0.7625^2 + 0.0746^2 + 0.0187^2} = 0.7669 \\ \delta_7 &= \sqrt{0.6354^2 + 0.0981^2 + 0.0040^2} = 0.6429 \\ \delta_8 &= \sqrt{0.4942^2 + 0.1021^2 + 0.0128^2} = 0.5048 \\ \delta_9 &= \sqrt{0.4236^2 + 0.1079^2 + 0.0283^2} = 0.4380 \\ \delta_{10} &= \sqrt{0.2118^2 + 0.0613^2 + 0.0214^2} = 0.2215 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} U_1 &= \sqrt{0.9743^2 + 0.0883^2 + 0.0183^2} = 0.9785 \text{ cm} \\ U_2 &= \sqrt{2.0051^2 + 0.1664^2 + 0.0286^2} = 2.0122 \\ U_3 &= \sqrt{3.0782^2 + 0.2177^2 + 0.0239^2} = 3.0860 \\ U_4 &= \sqrt{3.8266^2 + 0.2232^2 + 0.0104^2} = 3.8331 \\ U_5 &= \sqrt{4.5326^2 + 0.1937^2 + 0.083^2} = 4.5367 \\ U_6 &= \sqrt{5.2951^2 + 0.1191^2 + 0.0270^2} = 5.2964 \\ U_7 &= \sqrt{5.9305^2 + 0.0210^2 + 0.0310^2} = 5.9306 \\ U_8 &= \sqrt{6.4247^2 + 0.0811^2 + 0.0182^2} = 6.4252 \\ U_9 &= \sqrt{6.8483^2 + 0.1889^2 + 0.0102^2} = 6.8509 \\ U_{10} &= \sqrt{7.0601^2 + 0.2503^2 + 0.0316^2} = 7.0646 \end{aligned}$$

DIRECCION Y

Para el primer modo se encuentra que  $t_1$  está comprendido entre  $T_1$  y  $T_2$ , por tanto:

$$a_1 = c = 0.40 \quad Q'_1 = 4$$

Para el segundo y tercer modo notamos que  $t_2$ ,  $t_3$  son menores que  $T_1$ , por lo que tenemos:

$$a_2 = 0.10 + \frac{(0.4-0.1)}{0.80} 0.539 = 0.302 \quad Q'_2 = 1 + \frac{(4-1)}{0.8} 0.539 = 3.02$$

$$a_3 = 0.10 + \frac{(0.4-0.1)}{0.80} 0.324 = 0.2215 \quad Q'_3 = 1 + \frac{(4-1)}{0.8} 0.324 = 2.715$$

Recordando que los valores de  $a_0$  están expresados como fracción de  $g$ , las aceleraciones espectrales de diseño,  $A_i$ :

$$A_1 = 0.400 \times 981/4.00 = 98.1 \text{ cm/seg}^2$$

$$A_2 = 0.302 \times 981/3.02 = 98.1 \text{ cm/seg}^2$$

$$A_3 = 0.221 \times 981/2.21 = 98.1 \text{ cm/seg}^2$$

sí consideramos  $g = 981 \text{ cm/seg}^2$

Ahora bien, los coeficientes de participación se van a calcular con la siguiente ecuación:

$$C_i = \frac{\sum m_i \cdot Y_i}{\sum m_i \cdot Y_i^2}$$

haciendo mención que los valores de  $Y_i$  no están normalizados por lo que los coeficientes van a resultar en algunos casos mayores que uno y en otros menores; sí estuvieran normalizados nos darían siempre menor que uno y la suma de éstos nos daría uno, siempre y cuando se hicieran todos los modos.

COEFICIENTES DE PARTICIPACION

$$c_1 = \frac{(323 \times 0.113) + (323 \times 0.255) + (323 \times 0.410) + (323 \times 0.520) + (323 \times 0.629)}{(323 \times 0.113^2) + (323 \times 0.255^2) + (323 \times 0.410^2) + (323 \times 0.520^2) + (323 \times 0.629^2)} +$$
$$\frac{(323 \times 0.743) + (323 \times 0.839) + (323 \times 0.913) + (323 \times 0.971) + (323 \times 1.000)}{(323 \times 0.743^2) + (323 \times 0.839^2) + (323 \times 0.913^2) + (323 \times 0.971^2) + (323 \times 1.000^2)}$$

$$c_1 = \frac{2028.44}{1597.01} = 1.2701$$

$$c_2 = \frac{-(323 \times 0.311) - (323 \times 0.650) - (323 \times 0.897) - (323 \times 0.943) - (323 \times 0.829)}{(323 \times 0.311^2) + (323 \times 0.650^2) + (323 \times 0.897^2) + (323 \times 0.943^2) + (323 \times 0.829^2)} +$$
$$\frac{-(323 \times 0.518) - (323 \times 0.099) + (323 \times 0.341) + (323 \times 0.761) + (323 \times 1.000)}{(323 \times 0.518^2) + (323 \times 0.099^2) + (323 \times 0.341^2) + (323 \times 0.761^2) + (323 \times 1.000^2)}$$

$$c_2 = \frac{-592.38}{1574.25} = -0.3763$$

$$c_3 = \frac{(323 \times 0.499) + (323 \times 0.890) + (323 \times 0.816) + (323 \times 0.399) - (323 \times 0.246)}{(323 \times 0.499^2) + (323 \times 0.890^2) + (323 \times 0.816^2) + (323 \times 0.399^2) + (323 \times 0.246^2)} +$$
$$\frac{-(323 \times 0.882) - (323 \times 1.006) - (323 \times 0.547) + (323 \times 0.339) + (323 \times 1.000)}{(323 \times 0.882^2) + (323 \times 1.006^2) + (323 \times 0.547^2) + (323 \times 0.339^2) + (323 \times 1.000^2)}$$

$$c_3 = \frac{246.45}{1657.24} = 0.1487$$

Los desplazamientos máximos de las masas en el modo j,  $U_j$ , y los de entrepiso correspondientes  $\delta U_j$ , quedan como:

$$U_{j1} = A_1 c_1 z_{1j} / w_j^2$$

$$U_1 = \frac{98.1 \times 1.2701}{16.7036} \begin{bmatrix} 0.113 \\ 0.255 \\ 0.410 \\ 0.520 \\ 0.629 \\ 0.743 \\ 0.839 \\ 0.913 \\ 0.971 \\ 1.000 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 0.8429 \\ 1.9021 \\ 3.0583 \\ 3.8788 \\ 4.6919 \\ 5.5422 \\ 6.2583 \\ 6.8103 \\ 7.2430 \\ 7.4593 \end{bmatrix} \delta U_1 = \begin{bmatrix} 0.8429 \\ 1.0592 \\ 1.1562 \\ 0.8205 \\ 0.8131 \\ 0.8504 \\ 0.7161 \\ 0.5520 \\ 0.4326 \\ 0.2163 \end{bmatrix}$$

$$U_2 = \frac{-98.1 \times 0.3763}{136.00} \begin{bmatrix} -0.311 \\ -0.650 \\ -0.897 \\ -0.943 \\ -0.829 \\ -0.518 \\ -0.099 \\ 0.341 \\ 0.761 \\ 1.000 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 0.0844 \\ 0.1764 \\ 0.2435 \\ 0.2560 \\ 0.2250 \\ 0.1406 \\ 0.0269 \\ -0.0926 \\ -0.2066 \\ -0.2714 \end{bmatrix} \delta U_2 = \begin{bmatrix} 0.0844 \\ 0.0920 \\ 0.0670 \\ 0.0125 \\ -0.0309 \\ -0.0844 \\ -0.1137 \\ -0.1194 \\ -0.1140 \\ -0.0649 \end{bmatrix}$$

$$U_3 = \frac{98.1 \times 0.1487}{376.9811} \begin{bmatrix} 0.499 \\ 0.890 \\ 0.816 \\ 0.399 \\ -0.246 \\ -0.882 \\ -1.006 \\ -0.547 \\ 0.339 \\ 1.000 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 0.0193 \\ 0.0344 \\ 0.0316 \\ 0.0154 \\ -0.0095 \\ -0.0341 \\ -0.0389 \\ -0.0212 \\ 0.0131 \\ 0.0387 \end{bmatrix} \delta U_3 = \begin{bmatrix} 0.0193 \\ 0.0151 \\ -0.0029 \\ -0.0161 \\ -0.0250 \\ -0.0246 \\ -0.0048 \\ 0.0178 \\ 0.0343 \\ 0.0256 \end{bmatrix}$$

Como sabemos la fuerza cortante  $V$  de un entrepiso cualquiera debida a un modo  $j$ , se calcula multiplicando el desplazamiento del entrepiso por la rigidez respectiva:

$$V_{ij} = \Delta_{ij} \cdot K_i$$

$V_{11}$	=	306 742	x	0.8429	=	258 552.83	kg
$V_{21}$	=	237 197	x	1.0592	=	251 239.06	kg
$V_{31}$	=	210 225	x	1.1562	=	243 062.15	kg
$V_{41}$	=	275 208	x	0.8205	=	225 808.16	kg
$V_{51}$	=	253 410	x	0.8131	=	206 047.67	kg
$V_{61}$	=	209 978	x	0.8504	=	178 565.29	kg
$V_{71}$	=	209 978	x	0.7161	=	150 365.25	kg
$V_{81}$	=	209 978	x	0.5520	=	115 907.86	kg
$V_{91}$	=	184 128	x	0.4326	=	79 653.77	kg
$V_{101}$	=	184 128	x	0.2163	=	39 826.88	kg
$V_{12}$	=	306 742	x	0.0844	=	25 889.02	kg
$V_{22}$	=	237 197	x	0.0920	=	21 822.12	kg
$V_{32}$	=	210 225	x	0.0670	=	14 085.08	kg
$V_{42}$	=	275 208	x	0.0125	=	3 440.10	kg
$V_{52}$	=	-253 410	x	0.0309	=	- 7 830.37	kg
$V_{62}$	=	-209 978	x	0.0844	=	-17 722.14	kg
$V_{72}$	=	-209 978	x	0.1137	=	-23 874.50	kg
$V_{82}$	=	-209 978	x	0.1194	=	-25 071.37	kg
$V_{92}$	=	184 128	x	0.1140	=	-20 990.59	kg
$V_{102}$	=	184 128	x	0.0649	=	-11 949.91	kg
$V_{13}$	=	306 742	x	0.0193	=	5 920.12	kg
$V_{23}$	=	237 197	x	0.0151	=	3 581.67	kg
$V_{33}$	=	-210 225	x	0.0029	=	- 609.65	kg
$V_{43}$	=	-275 208	x	0.0161	=	- 4 430.85	kg
$V_{53}$	=	-253 410	x	0.0250	=	- 6 335.25	kg
$V_{63}$	=	-209 978	x	0.0246	=	- 5 165.46	kg
$V_{73}$	=	-209 978	x	0.0048	=	- 1 007.89	kg
$V_{83}$	=	209 978	x	0.0178	=	3 737.61	kg
$V_{93}$	=	184 128	x	0.0343	=	6 315.59	kg
$V_{103}$	=	184 128	x	0.0256	=	4 713.68	kg

Con base a la experiencia y a estudios probabilísticos se ha demostrado que en estructuras elásticas es más realista estimar la respuesta total como sigue:

$$R_t = \sqrt{\sum R_i^2}$$

$$\begin{aligned} V_1 &= \sqrt{258552.83^2 + 25889.02^2 + 5920.12^2} = 259\ 913.17 \text{ kg} \\ V_2 &= \sqrt{251230.06^2 + 21822.12^2 + 3581.67^2} = 252\ 210.43 \\ V_3 &= \sqrt{243062.15^2 + 14065.88^2 + 609.65^2} = 243\ 470.68 \\ V_4 &= \sqrt{225808.16^2 + 3440.10^2 + 4430.85^2} = 225\ 877.83 \\ V_5 &= \sqrt{206047.67^2 + 7830.37^2 + 6335.25^2} = 206\ 293.70 \\ V_6 &= \sqrt{178565.29^2 + 17722.14^2 + 5165.46^2} = 179\ 516.90 \\ V_7 &= \sqrt{150365.25^2 + 23874.50^2 + 1007.89^2} = 152\ 252.15 \\ V_8 &= \sqrt{115907.86^2 + 25071.37^2 + 3737.61^2} = 118\ 647.27 \\ V_9 &= \sqrt{79653.77^2 + 20990.59^2 + 6315.59^2} = 82\ 614.66 \\ V_{10} &= \sqrt{39826.86^2 + 11949.91^2 + 4713.08^2} = 41\ 847.34 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \delta_1 &= \sqrt{0.8429^2 + 0.0844^2 + 0.0193^2} = 0.8473 \quad \text{cm} \\ \delta_2 &= \sqrt{1.0592^2 + 0.0920^2 + 0.0151^2} = 1.0633 \\ \delta_3 &= \sqrt{1.1562^2 + 0.0670^2 + 0.0029^2} = 1.1581 \\ \delta_4 &= \sqrt{0.8205^2 + 0.0125^2 + 0.0161^2} = 0.8206 \\ \delta_5 &= \sqrt{0.8131^2 + 0.0309^2 + 0.0250^2} = 0.8141 \\ \delta_6 &= \sqrt{0.8504^2 + 0.0844^2 + 0.0246^2} = 0.8549 \\ \delta_7 &= \sqrt{0.7161^2 + 0.1137^2 + 0.0048^2} = 0.7162 \\ \delta_8 &= \sqrt{0.5520^2 + 0.1194^2 + 0.0178^2} = 0.5650 \\ \delta_9 &= \sqrt{0.4326^2 + 0.1140^2 + 0.0343^2} = 0.4487 \\ \delta_{10} &= \sqrt{0.2163^2 + 0.0649^2 + 0.0256^2} = 0.2273 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} U_1 &= \sqrt{0.8429^2 + 0.0844^2 + 0.0193^2} = 0.8473 \quad \text{cm} \\ U_2 &= \sqrt{1.9021^2 + 0.1764^2 + 0.0344^2} = 1.9106 \\ U_3 &= \sqrt{3.0583^2 + 0.2435^2 + 0.0316^2} = 3.0681 \\ U_4 &= \sqrt{3.8788^2 + 0.2560^2 + 0.0154^2} = 3.8873 \\ U_5 &= \sqrt{4.6919^2 + 0.2250^2 + 0.0095^2} = 4.6973 \\ U_6 &= \sqrt{5.5422^2 + 0.1406^2 + 0.0341^2} = 5.5441 \\ U_7 &= \sqrt{6.2583^2 + 0.0269^2 + 0.0389^2} = 6.2585 \\ U_8 &= \sqrt{6.8103^2 + 0.0926^2 + 0.0212^2} = 6.8110 \\ U_9 &= \sqrt{7.2430^2 + 0.2065^2 + 0.0131^2} = 7.2460 \\ U_{10} &= \sqrt{7.4593^2 + 0.2714^2 + 0.0387^2} = 7.4643 \end{aligned}$$

## 2.4 ANALISIS POR TORSION

Antes de comenzar a describir el análisis por torsión en cada uno de los edificios es conveniente mencionar una de las diferencias que existen entre los análisis estáticos convencionales y los análisis dinámicos.

### Métodos de Análisis Sísmico

Estáticos: --Estático simplificado

--Estático común

--Estático tomando el primer modo de vibrar

Dinámicos: --Dinámico modal elástico

--Dinámico "Paso a Paso"

--Dinámico trdimensional elástico

Para poder hablar de las diferencias que existen a continuación se mostrarán los pasos para la obtención de fuerzas para diseño en cada uno de los métodos.

Obtención de fuerzas en el Método Estático:

1. Se determina la ordenada espectral
2. Se calculan las fuerzas sísmicas para cada nivel
3. Se determinan la posición de las fuerzas cortantes de cada nivel (centros de masas)
4. Se determinan la posición de los centros de rigidez para cada nivel



5. Se calculan los momentos torsionantes de acuerdo con las excentricidades calculadas
6. Se distribuyen las fuerzas cortantes y los momentos torsionantes a los distintos elementos resistentes
7. Se calculan los momentos de volteo
8. Se combinan los efectos de las dos direcciones

#### Obtención de fuerzas para diseño en el Método Dinámico Modal

1. Se hace el modelo matemático de la estructura, incluyendo Masas y Rigideces a fuerzas laterales
2. Se calculan los modos de vibración en cada dirección de análisis ( 3 modos de vibrar como mínimo )
3. Se calculan los cortantes, momentos de volteo y coeficientes de participación para cada modo
4. Se obtienen las ordenadas espectrales para cada modo
5. Se calculan los factores de escala para cada modo y se obtienen las respuestas modales escaladas
6. Se superponen las respuestas modales escaladas
7. Se realiza el análisis por torsión ( "igual que en el Método Estático" )

Es muy claro notar que la diferencia fundamental entre ambos métodos reside en el cálculo de los cortantes para que después el cálculo de la torsión se mediante un mismo procedimiento, el cual ha sido descrito anteriormente.

A continuación se mostrará el procedimiento que se utilizó para el análisis por torsión de cada uno de los edificios y que coincide con el procedimiento que marca el reglamento de construcciones para el D.F.

Cabe hacer mención que este procedimiento se llevó a cabo mediante un pequeño programa que sigue los siguientes pasos:

1. Se proporcionan los cortantes en ambas direcciones ubicándolos mediante los centros de masa de cada entrepiso
2. Se proporcionan los elementos resistentes en cada una de las direcciones, es decir, el número de éstos.
3. En base al dato anterior se proporcionan las rigideces de entrepiso de cada uno de estos elementos con la coordenada respectiva hacia los ejes de referencia X-Y .

En base a estos datos el programa realiza lo siguiente:

- A. Determina la posición de los centros de rigidez para cada nivel.
- B. Calcula los momentos torsionantes en base a las excentricidades calculadas (  $e_1 = 1.5e_s + 0.1b$  o  $e_2 = e_s - 0.1b$  )
- C. Distribuye las fuerzas cortantes y momentos torsionantes a los distintos elementos resistentes ( Efecto directo y Efecto de torsión )
- D. Combina los efectos de las dos direcciones mediante la relación 100% de uno más el 30% del otro y biceversa.

Como podemos ver en el Apéndice II del presente trabajo todos los cálculos para cada entrepiso se presentan mediante una tabla en la que especifica claramente cada uno de los datos como lo son los cortantes, las rigideces, los centros de rigidez o centros de torsión, las excentricidades calculadas según lo especifica el Art. 240 del reglamento, los cortantes totales en cada uno de los elementos resistentes para cada dirección y por último la combinación de efectos de las dos direcciones; cabe hacer mención que dentro del programa están incluidas ambas combinaciones y que por problemas de impresión únicamente están escritas dentro de la tabla la combinación que rige ( que generalmente va a ser el cortante en una dirección más el 30% del cortante en la otra dirección, así para  $V_x$  será  $V_x + 0.3V_y$  y para  $V_y$  será  $V_y + 0.3V_x$  ).

NOTA: Es muy importante mencionar que en el análisis por torsión en cada uno de los edificios resultó que la excentricidad  $e_s$  es cero en ambas direcciones puesto que las rigideces de los marcos en cada uno de los edificios son simétricas, por lo tanto coincide el centro de masas con el centro de rigideces quedando únicamente como excentricidad el 10% del ancho de la planta en la dirección perpendicular al cortante, de lo cual resulta que los cortantes también van a ser simétricos, según lo muestra el Apéndice II.

APLICACION DEL ANALISIS  
TRIDIMENSIONAL POR  
MICROCOMPUTADORA

---

---

### 3.1 DESCRIPCION DEL ANALISIS TRIDIMENSIONAL

El análisis dinámico tridimensional será efectuado por medio del programa S.A.P. (Structural Analysis Programs) 80 versión cuatro. Dicho programa tiene diferentes opciones analíticas; principalmente el análisis estático y el análisis dinámico, los cuales a su vez tienen una serie de posibilidades que permiten combinar diferentes tipos de cargas en el análisis estático por ejemplo; y en análisis dinámico - tiene tres tipos de análisis:

- a. Análisis de estado fijo
- b. Análisis de los valores característicos
- c. Análisis del espectro de respuesta

Para nuestro caso en específico utilizaremos la opción del Análisis del espectro de respuesta, la cual se basa en la ecuación de equilibrio dinámico siguiente:

$$M \ddot{u} + C \dot{u} + K u = M \ddot{u}_g$$

donde

M es la matriz de masas

C es la matriz de amortiguamiento

K es la matriz de rigideces

$\ddot{u}_g$  es la aceleración del terreno

$\ddot{u}$ ,  $\dot{u}$ , u son las aceleraciones estructurales, velocidades y desplazamientos respectivamente.

El programa resuelve este sistema de ecuaciones usando la superposición de modos del espectro de respuesta aproximado. La aceleración del terreno es proporcionada mediante la curva del espectro de respuesta digitalizado, aceleración espectral vs período de tiempo.

La excitación del suelo puede ser introducida en tres direcciones, siendo éstas dos mutuamente perpendiculares en el plano X-Y y una en la dirección del eje Z (posteriormente se mostrará la dirección de cada uno de los ejes). Para obtener la respuesta total es calculada por la suma de las respuestas de las tres direcciones por el método de la raíz cuadrada de la suma de los cuadrados.

Así como tiene diferentes opciones analíticas, este programa posee diferentes tipos de opciones para modelar una estructura. Primeramente tiene una generación nodal la cual nos permite con mucha facilidad en base a ciertos nudos generar todos los nudos que intervienen en una estructura; por medio de:

1. Generación lineal
2. Generación cuadrilátera
3. Generación Frontal
4. Generación Lagrangiana
5. Generación esférica y cilíndrica

Posteriormente contiene diferentes condiciones de soporte de nudos, las cuales pueden ser libres, fijas, articuladas o por medio de resortes idealizados.

Por otro lado también tiene básicamente dos tipos de elementos: el elemento Marco y el elemento Muro; los cuales a su vez se pueden modelar como sigue:

Para los marcos:

- a. Sistemas en 2 y 3 dimensiones de marcos
- b. Sistemas en 2 y 3 dimensiones de armaduras

Para los muros:

- a. Estructuras de membranas y cascarones en 3 dimensiones
- b. Estructuras de membranas en 2 y 3 dimensiones
- c. Sistemas de placas a flexión en 2 y 3 dimensiones

Ambos tipos de elementos tienen opciones de generación de sus elementos.

Por último tiene la opción de modelar mediante diaframas de piso rígido el cual es modelado en un plano paralelo al plano global X-Y. Comúnmente cada diafragma de piso es establecido mediante un nudo llamado nudo maestro (master joint). La localización de este nudo es arbitraria y es elegida por el usuario (en nuestro caso están localizados al centroide de la planta). Todos los demás nudos son conectados al nudo maestro mediante eslabones rígidos y sus desplazamientos son dependientes del nudo maestro.

Además de todo lo anterior el programa posee un sistema de graficación, el cual nos permite observar la estructura modelada antes y después de la deformación.

Los datos de entrada estan organizados mediante bloques siendo éstos divididos por medio de una línea de título. Para el caso del análisis dinámico tridimensional de los tres edificios se requieren los siguientes bloques de datos:

- |                    |                 |                           |
|--------------------|-----------------|---------------------------|
| 1. Línea de titulo |                 | :Título del trabajo       |
| 2. Sistema         | ...(SYSTEM)     | :Información de control   |
| 3. Nudos           | ...(JOINTS)     | :Coordenadas de los nudos |
| 4. Restricciones   | ...(RESTRAINTS) | :Restricciones de nudos   |
| 5. Masas           | ...(MASSES)     | :Masas en los nudos       |
| 6. Marco           | ...(FRAME)      | :Columnas y Trabes        |
| 7. Espectro        | ...(SPEC)       | :Espectro de respuesta    |

Para ello se hizo primeramente un modelo matemático en donde se contemplan los diferentes tipos de elementos de la estructura, sus coordenadas, sus restricciones, sus propiedades físicas y geométricas y por último sus incidencias.

A continuación se explicará ampliamente cada uno de los bloques anteriores que fueron introducidos al programa.

#### BLOQUE No. 1

Una línea de título de 80 caracteres, la cual aparecerá en cada hoja de resultados.

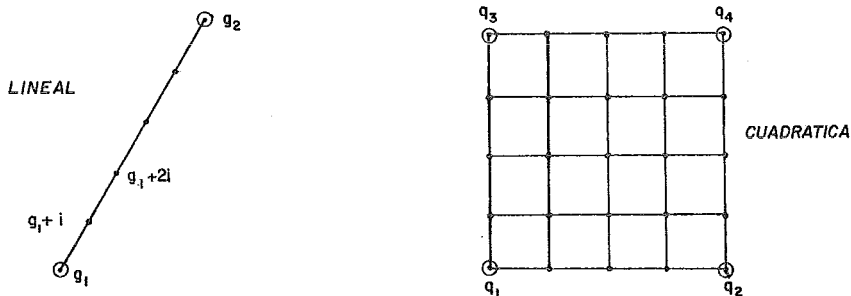
#### BLOQUE No. 2

En este bloque se proporcionaron el número total de nudos de la estructura así como la opción de análisis; en este caso se pidió que realizara 4 modos de vibración.



BLOQUE No. 3

La modelación se inició con la definición de nudos en la estructura, es decir, mediante sus coordenadas así como por su numeración. Como ya habíamos mencionado anteriormente el programa posee generación nodal, que en este caso será lineal y cuadrática, consistiendo en lo siguiente:

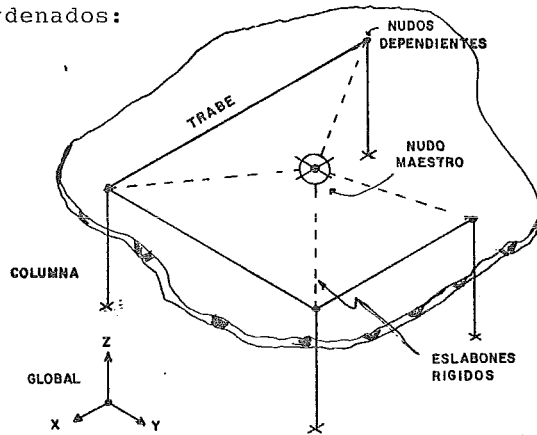


Se proporciona el nudo inicial y el final con sus respectivas coordenadas y automáticamente calcula las coordenadas de los nudos intermedios para la generación lineal. Para la generación cuadrática, como su nombre lo dice se proporcionan las coordenadas del cuadrado y calcula todos los nudos intermedios en las dos direcciones; como se muestra en el Anexo No. 1 de este trabajo titulado "Generated Joint Coordinates".

Por último se proporcionan las coordenadas de los nudos maestros, las cuales también están generadas de manera lineal y junto con un comentario en seguida de la línea.

BLOQUE No. 4

Para hablar de la restricciones que van a tener cada uno de los nudos es necesario mostrar el siguiente sistema global de ejes coordenados:



Como lo habíamos mencionado para un análisis dinámico tridimensional es necesario modelarlo mediante un sistema de piso rígido el cual debe ser paralelo al plano global X-Y y tener como eje perpendicular a Z. Debido a que estamos utilizando nudos maestros en el que todos y cada uno de los elementos están orientados mediante sus incidencias a estos nudos maestros ( $MS = m_i, m_j$  en donde  $m_i$  y  $m_j$  son nudos maestros para esa barra (igual para traveses y diferentes para columnas)) sus restricciones deben ser las siguientes:

1. Desplazamiento libre en la dirección x
2. Desplazamiento libre en la dirección y
3. Desplazamiento restringido en la dirección z
4. Giro restringido alrededor del eje global x
5. Giro restringido alrededor del eje global y
6. Giro libre alrededor del eje global z

Como podemos notar esta condición reduce en mucho el número de ecuaciones a resolver como vemos en el Anexo No. 1 "Restraint Data" y "Equilibrium Equation Numbers".

#### BLOQUE No. 5

Como lo pudimos notar en el bloque anterior, los nudos fueron generados dando primeramente el nudo inicial, posteriormente el nudo final junto con el incremento que va ir teniendo el nudo inicial. De esta misma manera se procede en este bloque de masas; se proporcionan los nudos maestros y se dan los valores de las masas en la dirección x y en la dirección y, y por último se proporciona el momento de masa rotacional que tiene ese nudo por medio de la siguiente fórmula:

$$MM_i = \frac{m}{12} (x^2 + y^2)$$

Es muy importante el ser consistente en las unidades puesto que nos ocasionaría resultados totalmente extraños a los esperados.

#### BLOQUE No. 6

Este es el bloque más grande del programa ya que aquí es donde se definen cada una de las barras con todas sus propiedades, teniendo primeramente que proporcionar el número de secciones que se van a utilizar con sus propiedades respectivas como lo son el Area, las Inercias, el Peso, etc.

Posteriormente se asigna una numeración a todas las barras que intervengan en la estructura para que en la entrada de datos se proporcione el número de la barra, y las incidencias de  $i$  a  $j$ ; el material de esta barra, la generación en base a ésta, que está definida de la siguiente forma: número de barras que se van a generar, incremento al número de la barra, incremento al nudo  $i$ , incremento al nudo  $j$ .

Por otro lado es necesario proporcionar la correspondencia a los nudos maestros, que en el caso de ser columnas se proporciona diferentes nudos maestros y en caso de ser trabes será el mismo. Por último se debe definir la orientación que tiene cada barra, es decir, son nudos que definen la tercera dirección de los ejes locales, teniendo definido lo siguiente:

El eje 1 se define por los números de los nudos de  $i$  a  $j$ , la dirección positiva será en la dirección de  $i$  a  $j$ .

El eje positivo 3 se define siempre apuntando hacia el usuario con el nudo  $i$  a la izquierda y el nudo  $j$  a la derecha, según lo muestra la figura en seguida.

El eje positivo 2 es hacia arriba y completa el sistema de coordenadas de la mano derecha.

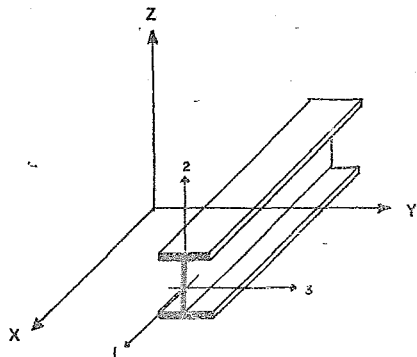
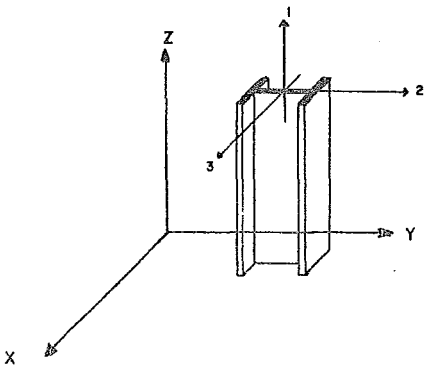
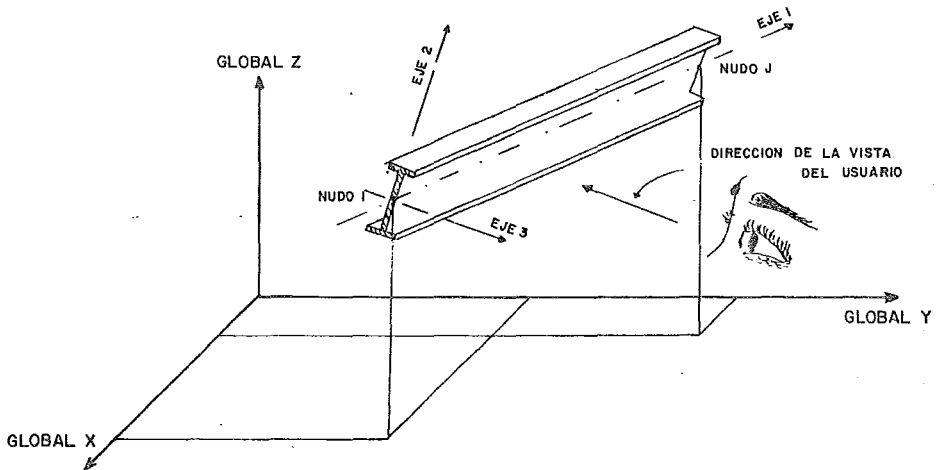
Como habíamos mencionado, los números de los nudos se usan para definir el eje 3 positivo, y debido a que el eje 3 siempre (en estos casos) es paralelo a alguno de los ejes globales se utilizan las siguientes opciones:

--Sí el eje 3 es paralelo al eje positivo global Z, entonces  $n_1 = 1$  y  $n_2 = 0$  (LP=1,0)

--Sí el eje 3 es paralelo al eje positivo global Y, entonces  $n_1 = 2$  y  $n_2 = 0$  (LP=2,0)

--Sí el eje 3 es paralelo al eje positivo global X, entonces  $n_1 = 3$  y  $n_2 = 0$  (LP=3,0)

Como lo podemos mostrar en las siguientes figuras:



Todos los datos introducidos en este bloque los podemos encontrar ordenados de la siguiente manera(en el Anexo No. 1):

--Materiales y secciones en "Section Property Data" y "Material Property Data".

--Todas las barras con sus incidencias, asignación de la sección correspondiente, sus nudos maestros,etc. en "Frame Element Data".

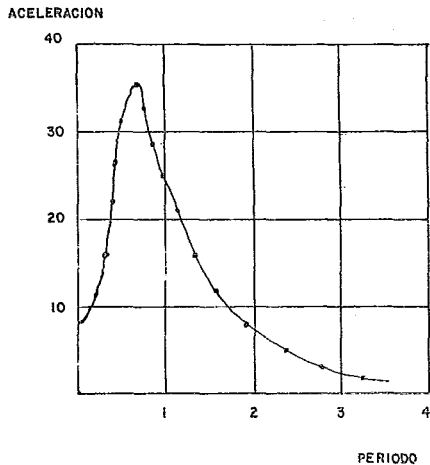
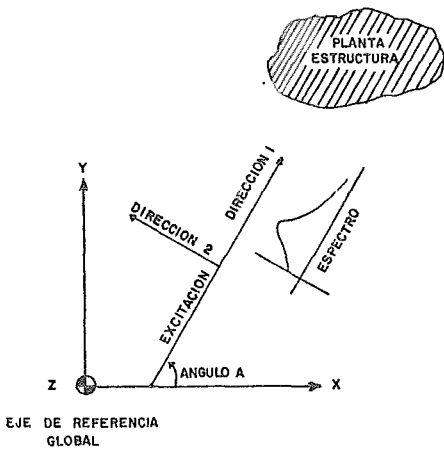
Hay que hacer mención que todos los datos ya organizados, es decir, cuando las barras y nudos ya han sido generados se observan en el Anexo No. 1, pero para llegar a esto se realizó el primer procedimiento del programa, en donde se revisa toda la geometría de la estructura y si llegase a tener algún error de cualquier tipo no proporcionaría los resultados dispuestos en dicho Anexo.

#### BLOQUE No. 7

Para el caso de los ejemplos en este trabajo este es el último bloque de datos y consiste en lo siguiente: primero--mente se proporciona una línea de datos de control en la cual se especifica el ángulo con el que se desea introducir el espectro de respuesta; el radio de amortiguamiento deseado que como ya habíamos visto en el Capítulo I del presente trabajo el porcentaje de amortiguamiento más común en las estructuras está aproximadamente por el 5 % y por último se

proporciona un multiplicador de la amplitud del movimiento, que para nuestro caso lo tomaremos como unitario.

Como lo habíamos descrito anteriormente el espectro de respuesta se puede proporcionar en tres direcciones y se forma mediante la digitalización de los puntos del espectro, proporcionando primeramente el periodo en segundos y después la aceleración correspondiente a ese periodo en la primera dirección y así en las otras dos direcciones, cuidando de ser consistente en las unidades. Lo podemos ver más claramente en la figura que se muestra a continuación:



Con esto se cubre el Anexo No. 1 pudiéndolo observar en el encabezado "Response Spectrum Data"; posteriormente se encontrarán los archivos de salida que pueden ser proporcionados en base a los bloques de datos antes descritos.

### 3.2 APLICACION A CADA UNO DE LOS EJEMPLOS

Como lo mencionamos en el comienzo de este capítulo, se realizó primeramente el modelo matemático de cada uno de los edificios en donde se pueden observar los tipos de elementos de la estructura, sus coordenadas de acuerdo con un eje de referencia global (también marcado), sus - restricciones, la orientación de dichos elementos y por último sus incidencias.

Debido a que el modelo es tridimensional es muy difícil poder dibujarlo con todas las características antes descritas por lo que se realizó mediante cortes específicos en cada uno de los ejes.

Una vez que contamos con el modelo matemático de los edificios se procedió a realizar los datos de entrada conforme a los bloques que se describieron en el punto anterior. Estos datos de entrada se introducen mediante un "EDLIN" que no es más que un simple editor de todos los datos y que una vez que se ha terminado de introducir se pueden realizar los cambios que uno desee, ó sí por algún motivo existe algún error se puede corregir mediante este editor. Además tiene que ser identificado y será visto en cada una de las figuras que muestran los edificios; para nuestro caso los llamamos " ADES1 " , " ADES2 " , " ADES3 " (Análisis Dinámico Estructural ... )



En base a los datos introducidos mediante el "EDLIN" se "corre" el primer paso del programa, en donde revisa que todos y cada uno de los datos introducidos hayan sido debidamente proporcionados; nos dá los bloques de resultados que son creados por el programa como son:

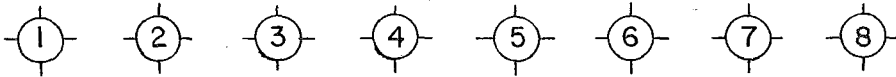
Bloque de datos de entrada *	ADES_.SAP
Errores y advertencias	ADES_.ERR
Factores de participación y frecuencias	ADES_.EIG
Factores del análisis espectral modal	ADES_.SPC
Reacciones y Desplazamientos	ADES_.SOL
Fuerzas en los elementos del marco	ADES_.F3F

\* Como sabemos este bloque está descrito en el Anexo No. 1 y "ADES\_.SAP" significa la identificación del bloque para el programa, dejando en blanco si se trata de los edificios uno, dos o tres (ADES1.SAP, ADES2.SAP, ADES3.SAP) Las frecuencias y los periodos de vibrar de cada uno de los edificios los podemos encontrar en el Anexo No. 2 del presente trabajo así como los porcentajes de participación de cada uno de los modos. Así también podemos observar las reacciones y desplazamientos en el Anexo No. 3 y por último las fuerzas en los elementos, es decir, los elementos mecánicos en el Anexo No. 4; dejando para el Anexo No. 5 todas las graficas de los edificios con y sin deformación.

A continuación se muestran los modelos matemáticos de cada uno de los edificios prueba con su "EDLIN" respectivo.

MODELO MATEMATICO TRIDIMENSIONAL. EDIFICIO PRUEBA -1- .

EJE A



10	20	30	40	50	60	70	80	300
9	19	29	39	49	59	69	79	300
8	18	28	38	48	58	68	78	300
7	17	27	37	47	57	67	77	300
6	16	26	36	46	56	66	76	300
5	15	25	35	45	55	65	75	300
4	14	24	34	44	54	64	74	300
3	13	23	33	43	53	63	73	350
2	12	22	32	42	52	62	72	350
1	11	21	31	41	51	61	71	450

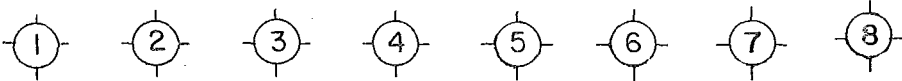
7 ESP. 800 = 5600

ELEMENTOS  
COLUMNA

ACOT. en cm.

MODELO MATEMATICO TRIDIMENSIONAL. EDIFICIO PRUEBA -1- .

EJE B



160	150	140	130	120	110	100	90	300
159	149	139	129	119	109	99	89	300
158	148	138	128	118	108	98	88	300
157	147	137	127	117	107	97	87	300
156	146	136	126	116	106	96	86	300
155	145	135	125	115	105	95	85	300
154	144	134	124	114	104	94	84	300
153	143	133	123	113	103	93	83	350
152	142	132	122	112	102	92	82	350
151	141	131	121	111	101	91	81	450

7 ESP. 800 = 5600

ELEMENTOS  
COLUMNA

ACOT. en cm.

1: \*\*ANQ'ISIS DINAMICO ESTRUCTURAL. EDIFICIO PRUEBA --1-. TESIS PROF.\*\*

2: SYSTEM P=0

3: N=186 V=4

4: JOINTS

5: 8 Y=0 Z=0 X=0

6: 1 Y=5600 Z=0 X=0 G=1, 8, 1

7: 9 Y=0 Z=0 X=1028.57

8: 16 Y=5600 Z=0 X=1028.57 G=9, 16, 1

9: 24 Y=0 Z=450 X=0

10: 17 Y=5600 Z=450 X=0

11: 56 Y=0 Z=1150 X=0

12: 49 Y=5600 Z=1150 X=0 Q=17, 24, 49, 56, 1, 16

13: 168 Y=0 Z=3250 X=0

14: 161 Y=5600 Z=3250 X=0 Q=49, 56, 161, 168, 1, 16

15: 25 Y=0 Z=450 X=1028.57

16: 32 Y=5600 Z=450 X=1028.57

17: 57 Y=0 Z=1150 X=1028.57

18: 64 Y=5600 Z=1150 X=1028.57 Q=25, 32, 57, 64, 1, 16

19: 169 Y=0 Z=3250 X=1028.57

20: 176 Y=5600 Z=3250 X=1028.57 Q=57, 64, 169, 176, 1, 16

21: 177 X=514.28 Y=2800 Z=450 ;MASTER JOINT 1er NIVEL

22: 179 X=514.28 Y=2800 Z=1150 G=177, 179, 1 ;MASTER JOINT 2-4 NIVEL

23: 186 X=514.28 Y=2800 Z=3250 G=179, 186, 1 ;MASTER JOINT 4-10 NIVEL

24: ;

25: RESTRAINTS

26: 1 176 1 R=1, 1, 0, 0, 0, 1

27: 1 16 1 R=1, 1, 1, 1, 1, 1

28: 177 186 1 R=0, 0, 1, 1, 1, 0

29: ;

30: MASSES

31: 177 186 1 M=323, 323, 0, 0, 0, 872.61E6

32: ;

33: FRAME

34: NM=12

35: 1 A=806.30 I=274713, 98231 E=2.1E6

36: 2 A=651.60 I=203953, 75338 E=2.1E6

37: 3 A=400.00 I=110718, 42872 E=2.1E6

38: 4 A=250.30 I=63683, 22810 E=2.1E6

39: 5 A=754.80 I=249739, 90322 E=2.1E6

40: 6 A=589.70 I=180228, 67013 E=2.1E6

41: 7 A=366.50 I=99896, 38751 E=2.1E6

42: 8 A=227.70 I=57440, 20604 E=2.1E6

43: 9 A=220.70 I=205202, 6826 E=2.1E6

44: 10 A=187.70 I=166076, 5328 E=2.1E6

45: 11 A=129.70 I=76170, 2930 E=2.1E6

46: 12 A=159.40 I=98647, 3929 E=2.1E6

47: C COLUMNAS

48: 1 1 17 M=1 G=1, 70, 7, 7 MS=0, 177 LP=2, 0

49: 81 9 25 M=1 G=1, 70, 7, 7

50: 11 2 18 M=5 G=5, 10, 1, 1

51: 91 10 26 M=5 G=5, 10, 1, 1

52: 2 17 33 M=1 G=1, 70, 7, 7 MS=177, 178

53: 82 25 41 M=1 G=1, 70, 7, 7

54: 12 18 34 M=5 G=5, 10, 1, 1

55: 92 26 42 M=5 G=5, 10, 1, 1

56: 3 33 49 M=2 G=1, 70, 7, 7 MS=178, 179

57: 83 41 57 M=2 G=1, 70, 7, 7

58: 13 34 50 M=6 G=5, 10, 1, 1

59: 93 42 58 M=6 G=5, 10, 1, 1

60: 4 49 65 M=2 G=1, 70, 7, 7 MS=179, 180

61: 84 57 73 M=2 G=1, 70, 7, 7

62: 14 50 66 M=6 G=5, 10, 1, 1

53:	94	52	74	M=5	G=5, 10, 1, 1		
64:	5	65	81	M=2	G=1, 70, 7, 7	MS=180, 181	
55:	85	73	89	M=2	G=1, 70, 7, 7		
66:	15	66	82	M=6	G=5, 10, 1, 1		
67:	95	74	90	M=6	G=5, 10, 1, 1		
68:	6	81	97	M=3	G=1, 70, 7, 7	MS=181, 182	
69:	86	89	105	M=3	G=1, 70, 7, 7		
70:	16	82	98	M=7	G=5, 10, 1, 1		
71:	96	90	106	M=7	G=5, 10, 1, 1		
72:	7	97	113	M=3	G=1, 70, 7, 7	MS=182, 183	
73:	87	105	121	M=3	G=1, 70, 7, 7		
74:	17	98	114	M=7	G=5, 10, 1, 1		
75:	97	106	122	M=7	G=5, 10, 1, 1		
76:	8	113	129	M=3	G=1, 70, 7, 7	MS=183, 184	
77:	88	121	137	M=3	G=1, 70, 7, 7		
78:	18	114	130	M=7	G=5, 10, 1, 1		
79:	98	122	138	M=7	G=5, 10, 1, 1		
80:	9	129	145	M=4	G=1, 70, 7, 7	MS=184, 185	
81:	89	137	153	M=4	G=1, 70, 7, 7		
AP:	19	130	146	M=8	G=5, 10, 1, 1		
83:	99	138	154	M=8	G=5, 10, 1, 1		
84:	10	145	161	M=4	G=1, 70, 7, 7	MS=185, 186	
85:	90	153	169	M=4	G=1, 70, 7, 7		
86:	20	146	162	M=8	G=5, 10, 1, 1		
87:	100	154	170	M=8	G=5, 10, 1, 1		
88:	C TRABES						
89:	161	17	18	M=12	G=6, 10, 1, 1	LP=3, 0	MS=177, 177
90:	241	25	26	M=12	G=6, 10, 1, 1	LP=3, 0	
91:	231	24	25	M=12		LP=2, 0	
92:	311	17	32	M=12		LP=2, 0	
93:	321	18	31	M=9	G=5, 10, 1, -1	LP=2, 0	
94:	162	33	34	M=12	G=6, 10, 1, 1	LP=3, 0	MS=178, 178
95:	242	41	42	M=12	G=6, 10, 1, 1	LP=3, 0	
96:	232	40	41	M=12		LP=2, 0	
97:	312	33	48	M=12		LP=2, 0	
98:	322	34	47	M=9	G=5, 10, 1, -1	LP=2, 0	
99:	163	49	50	M=12	G=6, 10, 1, 1	LP=3, 0	MS=179, 179
100:	243	57	58	M=12	G=6, 10, 1, 1	LP=3, 0	
101:	233	56	57	M=12		LP=2, 0	
102:	313	49	64	M=12		LP=2, 0	
103:	323	50	63	M=9	G=5, 10, 1, -1	LP=2, 0	
104:	164	65	66	M=12	G=6, 10, 1, 1	LP=3, 0	MS=180, 180
105:	244	73	74	M=12	G=6, 10, 1, 1	LP=3, 0	
106:	234	72	73	M=12		LP=2, 0	
107:	314	65	80	M=12		LP=2, 0	
108:	324	66	79	M=9	G=5, 10, 1, -1	LP=2, 0	
109:	165	81	82	M=11	G=6, 10, 1, 1	LP=3, 0	MS=181, 181
110:	245	89	90	M=11	G=6, 10, 1, 1	LP=3, 0	
111:	235	88	89	M=11		LP=2, 0	
112:	315	81	96	M=11		LP=2, 0	
113:	325	82	95	M=10	G=5, 10, 1, -1	LP=2, 0	
114:	166	97	98	M=11	G=6, 10, 1, 1	LP=3, 0	MS=182, 182
115:	246	105	106	M=11	G=6, 10, 1, 1	LP=3, 0	
116:	236	104	105	M=11		LP=2, 0	
117:	316	97	112	M=11		LP=2, 0	
118:	326	98	111	M=10	G=5, 10, 1, -1	LP=2, 0	
119:	167	113	114	M=11	G=6, 10, 1, 1	LP=3, 0	MS=183, 183
120:	247	121	122	M=11	G=6, 10, 1, 1	LP=3, 0	
121:	237	120	121	M=11		LP=2, 0	
122:	317	113	128	M=11		LP=2, 0	
123:	327	114	127	M=10	G=5, 10, 1, -1	LP=2, 0	

124:	158	127	130	M=11	G=6, 10, 1, 1	LP=3, 0	MS=184, 184
125:	246	137	138	M=11	G=6, 10, 1, 1	LP=3, 0	
126:	338	135	137	M=11		LP=2, 0	
127:	318	129	144	M=11		LP=2, 0	
128:	328	130	142	M=10	G=5, 10, 1, -1	LP=2, 0	
129:	169	145	146	M=11	G=6, 10, 1, 1	LP=3, 0	MS=165, 185
130:	249	157	154	M=11	G=6, 10, 1, 1	LP=3, 0	
131:	329	132	153	M=11		LP=2, 0	
132:	319	145	160	M=11		LP=2, 0	
133:	329	146	159	M=10	G=5, 10, 1, -1	LP=2, 0	
134:	170	161	162	M=11	G=6, 10, 1, 1	LP=3, 0	MS=186, 186
135:	250	165	170	M=11	G=6, 10, 1, 1	LP=3, 0	
136:	240	168	169	M=11		LP=2, 0	
137:	320	161	176	M=11		LP=2, 0	
138:	330	162	175	M=10	G=5, 10, 1, -1	LP=2, 0	
139:	:						

140: SPEC

141: D=0 D=0.05 S=1

142: C ESPECTRO DE RESPUESTA DEL REGLAMENTO

143: 0 100

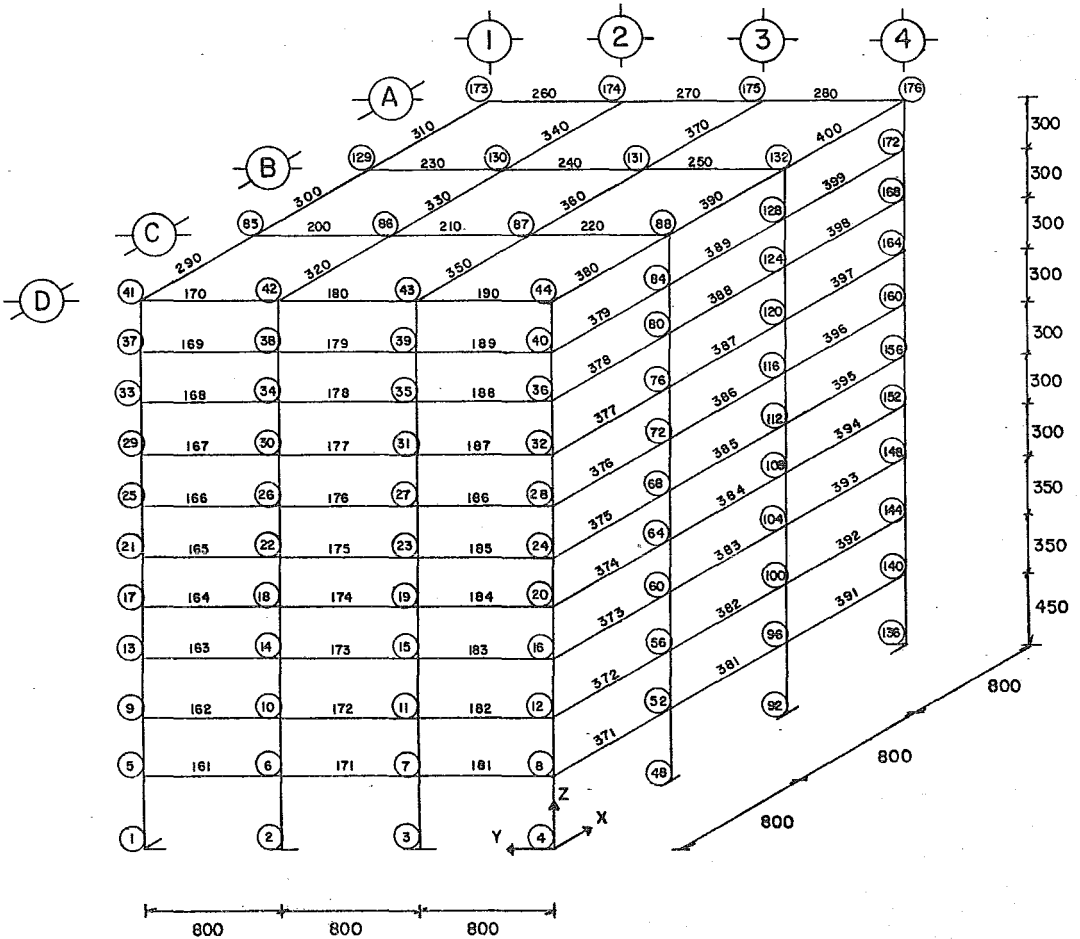
144: 0.8 400

145: 2.3 400

146: 10 100

147: :

MODELO MATEMATICO TRIDIMENSIONAL. EDIFICIO PRUEBA -2- .



① NUDOS

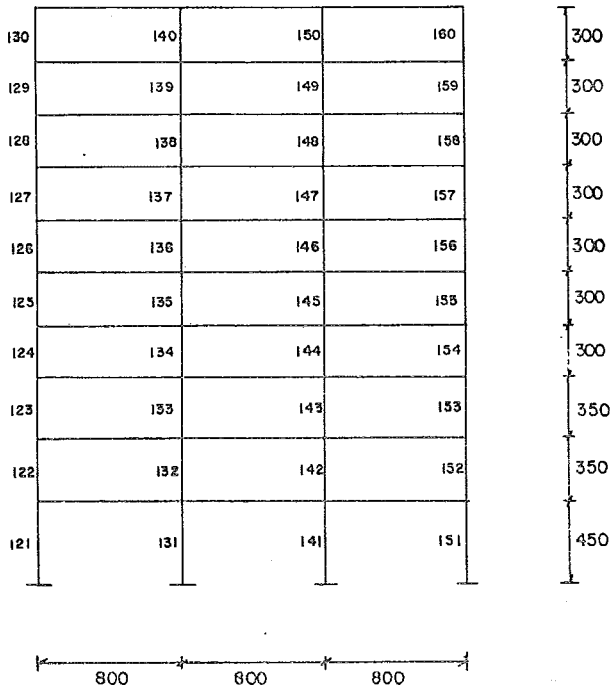
$A_t = 576 \text{ m}^2$

ACOT. en cm.

— i — ELEMENTOS  
VIGA

MODELO MATEMATICO TRIDIMENSIONAL. EDIFICIO PRUEBA -2- .

EJE A



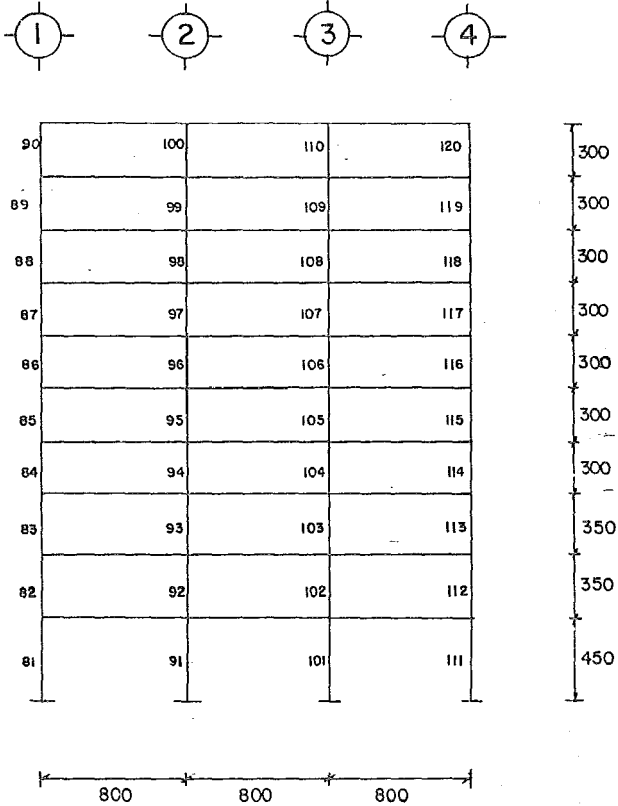
i | ELEMENTOS  
COLUMNA

ACOT. en cm.



MODELO MATEMATICO TRIDIMENSIONAL. EDIFICIO PRUEBA -2- .

EJE B

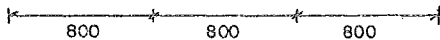
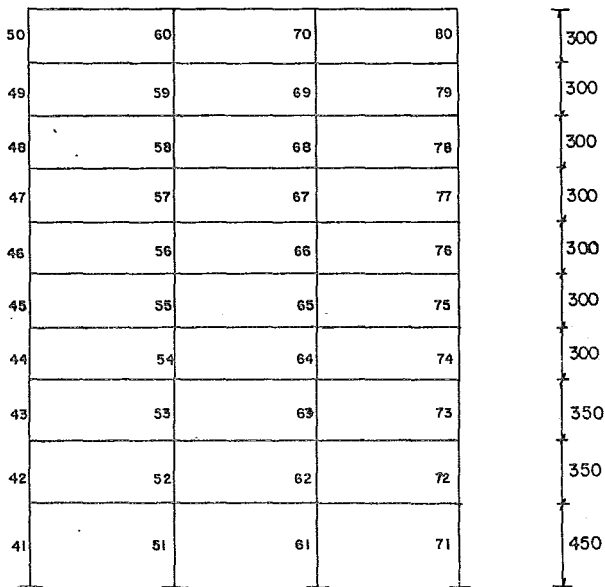


i | ELEMENTOS  
COLUMNA

ACOT. en cm.

MODELO MATEMATICO TRIDIMENSIONAL. EDIFICIO PRUEBA -2- .

EJE C

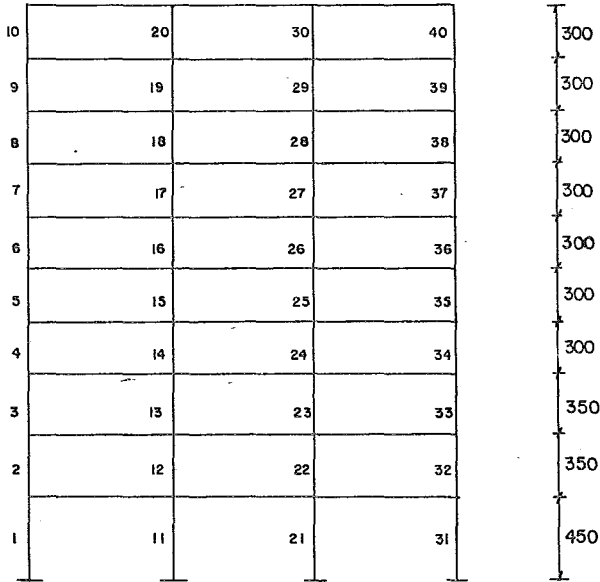


i | ELEMENTOS  
COLUMNA

ACOT. en cm.

MODELO MATEMATICO TRIDIMENSIONAL. EDIFICIO PRUEBA -2- .

EJE D



i | ELEMENTOS  
COLUMNA

ACOT. en cm.

1: \*\*ANALISIS DINAMICO ESTRUCTURAL. EDIFICIO PUERTO -2-. TESIS PROF. \*

2: SYSTEM P=0

3: N=186 V=4

4: JOINTS

5:	4	X=0	Y=0	Z=0	
6:	1	X=0	Y=2400	Z=0	G=1, 4, 1
7:	8	X=0	Y=0	Z=450	
8:	5	X=0	Y=2400	Z=450	
9:	16	X=0	Y=0	Z=1150	
10:	13	X=0	Y=2400	Z=1150	G=5, 8, 13, 16, 1, 4
11:	44	X=0	Y=0	Z=3250	
12:	41	X=0	Y=2400	Z=3250	G=13, 16, 41, 44, 1, 4
13:	48	X=800	Y=0	Z=0	
14:	45	X=800	Y=2400	Z=0	G=45, 48, 1
15:	52	X=800	Y=0	Z=450	
16:	49	X=800	Y=2400	Z=450	
17:	60	X=800	Y=0	Z=1150	
18:	57	X=800	Y=2400	Z=1150	G=49, 52, 57, 60, 1, 4
19:	88	X=800	Y=0	Z=3250	
20:	85	X=800	Y=2400	Z=3250	G=57, 60, 85, 88, 1, 4
21:	92	X=1600	Y=0	Z=0	
22:	89	X=1600	Y=2400	Z=0	G=89, 92, 1
23:	96	X=1600	Y=0	Z=450	
24:	93	X=1600	Y=2400	Z=450	
25:	104	X=1600	Y=0	Z=1150	
26:	101	X=1600	Y=2400	Z=1150	G=93, 96, 101, 104, 1, 4
27:	132	X=1600	Y=0	Z=3250	
28:	129	X=1600	Y=2400	Z=3250	G=101, 104, 129, 132, 1, 4
29:	136	X=2400	Y=0	Z=0	
30:	133	X=2400	Y=2400	Z=0	G=133, 136, 1
31:	140	X=2400	Y=0	Z=450	
32:	137	X=2400	Y=2400	Z=450	
33:	148	X=2400	Y=0	Z=1150	
34:	145	X=2400	Y=2400	Z=1150	G=137, 140, 145, 148, 1, 4
35:	176	X=2400	Y=0	Z=3250	
36:	173	X=2400	Y=2400	Z=3250	G=145, 148, 173, 176, 1, 4
37:	177	X=1200	Y=1200	Z=450	:MASTER JOINT 1er. nivel
38:	179	X=1200	Y=1200	Z=1150	G=177, 179, 1 :MASTER JOINT 2-4. nivel
39:	186	X=1200	Y=1200	Z=3250	G=179, 186, 1 :MASTER JOINT 4-10 nivel

40: :

41: RESTRAINTS

42:	1	176	1	R=1, 1, 0, 0, 0, 1
43:	1	4	1	R=1, 1, 1, 1, 1, 1
44:	45	48	1	R=1, 1, 1, 1, 1, 1
45:	89	92	1	R=1, 1, 1, 1, 1, 1
46:	133	136	1	R=1, 1, 1, 1, 1, 1
47:	177	186	1	R=0, 0, 1, 1, 1, 0

48: :

49: MASSES

50: 177 186 M=323, 323, 0, 0, 0, 310.08E6

51: :

52: FRAME

53: NM=14

54:	1	A=806.3	I=274713, 98231	E=2.1E6
55:	2	A=651.6	I=203953, 75338	E=2.1E6
56:	3	A=400.0	I=110719, 42872	E=2.1E6
57:	4	A=250.3	I=63683, 22810	E=2.1E6
58:	5	A=754.8	I=249739, 90322	E=2.1E6
59:	6	A=583.7	I=120228, 67012	E=2.1E6
60:	7	A=356.5	I=99296, 38751	E=2.1E6

61:	8	A=227.7	I=57640, 20504	G=1, 30, 3, 3	LP=3, 0	MS=0, 177
62:	9	A=467.7	I=141312, 52694	G=1, 10, 1, 1	LP=2, 0	
63:	10	A=334.3	I=93074, 34850	G=1, 30, 3, 3	LP=3, 0	
64:	11	A=306.3	I=51213, 16608	G=1, 10, 1, 1	LP=2, 0	
65:	12	A=129.7	I=75170, 2930	G=1, 30, 3, 3	LP=3, 0	
66:	13	A=129.4	I=59647, 3929	G=1, 10, 1, 1	LP=2, 0	
67:	14	A=21.7	I=11232, 4577	G=1, 30, 3, 3	LP=3, 0	
68:	2	COLLAPSED				
69:	1	1	E	M=1	G=1, 30, 3, 3	LP=3, 0
70:	11	2	6	M=5	G=1, 10, 1, 1	LP=2, 0
71:	41	45	49	M=5	G=1, 30, 3, 3	LP=3, 0
72:	51	46	50	M=2	G=1, 10, 1, 1	LP=2, 0
73:	21	29	33	M=5	G=1, 30, 3, 3	LP=3, 0
74:	91	90	94	M=2	G=1, 10, 1, 1	LP=2, 0
75:	121	133	137	M=1	G=1, 30, 3, 3	LP=3, 0
76:	131	134	138	M=5	G=1, 10, 1, 1	LP=2, 0
77:	2	5	9	M=1	G=1, 30, 3, 3	LP=3, 0
78:	12	6	10	M=5	G=1, 10, 1, 1	LP=2, 0
79:	42	49	53	M=5	G=1, 30, 3, 3	LP=3, 0
80:	52	50	54	M=2	G=1, 10, 1, 1	LP=2, 0
81:	62	93	97	M=5	G=1, 30, 3, 3	LP=3, 0
82:	92	94	98	M=2	G=1, 10, 1, 1	LP=2, 0
83:	122	137	141	M=1	G=1, 30, 3, 3	LP=3, 0
84:	132	138	142	M=5	G=1, 10, 1, 1	LP=2, 0
85:	3	9	13	M=2	G=1, 30, 3, 3	LP=3, 0
86:	13	10	14	M=6	G=1, 10, 1, 1	LP=2, 0
87:	43	53	57	M=6	G=1, 30, 3, 3	LP=3, 0
88:	53	54	58	M=9	G=1, 10, 1, 1	LP=2, 0
89:	83	97	101	M=6	G=1, 30, 3, 3	LP=3, 0
90:	93	98	102	M=9	G=1, 10, 1, 1	LP=2, 0
91:	123	141	145	M=2	G=1, 30, 3, 3	LP=3, 0
92:	133	142	146	M=6	G=1, 10, 1, 1	LP=2, 0
93:	4	13	17	M=2	G=1, 30, 3, 3	LP=3, 0
94:	14	14	18	M=6	G=1, 10, 1, 1	LP=2, 0
95:	44	57	61	M=6	G=1, 30, 3, 3	LP=3, 0
96:	54	58	62	M=9	G=1, 10, 1, 1	LP=2, 0
97:	84	101	105	M=6	G=1, 30, 3, 3	LP=3, 0
98:	94	102	106	M=9	G=1, 10, 1, 1	LP=2, 0
99:	124	145	149	M=2	G=1, 30, 3, 3	LP=3, 0
100:	134	146	150	M=6	G=1, 10, 1, 1	LP=2, 0
101:	5	17	21	M=2	G=1, 30, 3, 3	LP=3, 0
102:	15	18	22	M=6	G=1, 10, 1, 1	LP=2, 0
103:	45	61	65	M=6	G=1, 30, 3, 2	LP=3, 0
104:	55	62	66	M=9	G=1, 10, 1, 1	LP=2, 0
105:	85	105	109	M=6	G=1, 30, 3, 3	LP=3, 0
106:	95	106	110	M=9	G=1, 10, 1, 1	LP=2, 0
107:	125	149	153	M=2	G=1, 30, 3, 3	LP=3, 0
108:	135	150	154	M=6	G=1, 10, 1, 1	LP=2, 0
109:	6	21	25	M=3	G=1, 30, 3, 3	LP=3, 0
110:	16	22	26	M=7	G=1, 10, 1, 1	LP=2, 0
111:	46	65	69	M=7	G=1, 30, 3, 3	LP=3, 0
112:	56	66	70	M=10	G=1, 10, 1, 1	LP=2, 0
113:	86	109	113	M=7	G=1, 30, 3, 3	LP=3, 0
114:	96	110	114	M=10	G=1, 10, 1, 1	LP=2, 0
115:	126	153	157	M=3	G=1, 30, 3, 3	LP=3, 0
116:	136	154	158	M=7	G=1, 10, 1, 1	LP=2, 0
117:	7	25	29	M=3	G=1, 30, 3, 3	LP=3, 0
118:	17	26	30	M=7	G=1, 10, 1, 1	LP=2, 0
119:	47	69	73	M=7	G=1, 30, 3, 3	LP=3, 0
120:	57	70	74	M=10	G=1, 10, 1, 1	LP=2, 0
121:	87	113	117	M=7	G=1, 30, 3, 3	LP=3, 0
122:	97	114	118	M=10	G=1, 10, 1, 1	LP=2, 0
123:	127	157	161	M=3	G=1, 30, 3, 3	LP=3, 0

G=2, 126  
G=2, 155  
G=2, 166  
G=2, 156  
G=2, 156  
G=2, 156  
G=2, 156

MS=177, 178

MS=178, 179

MS=179, 180

MS=180, 181

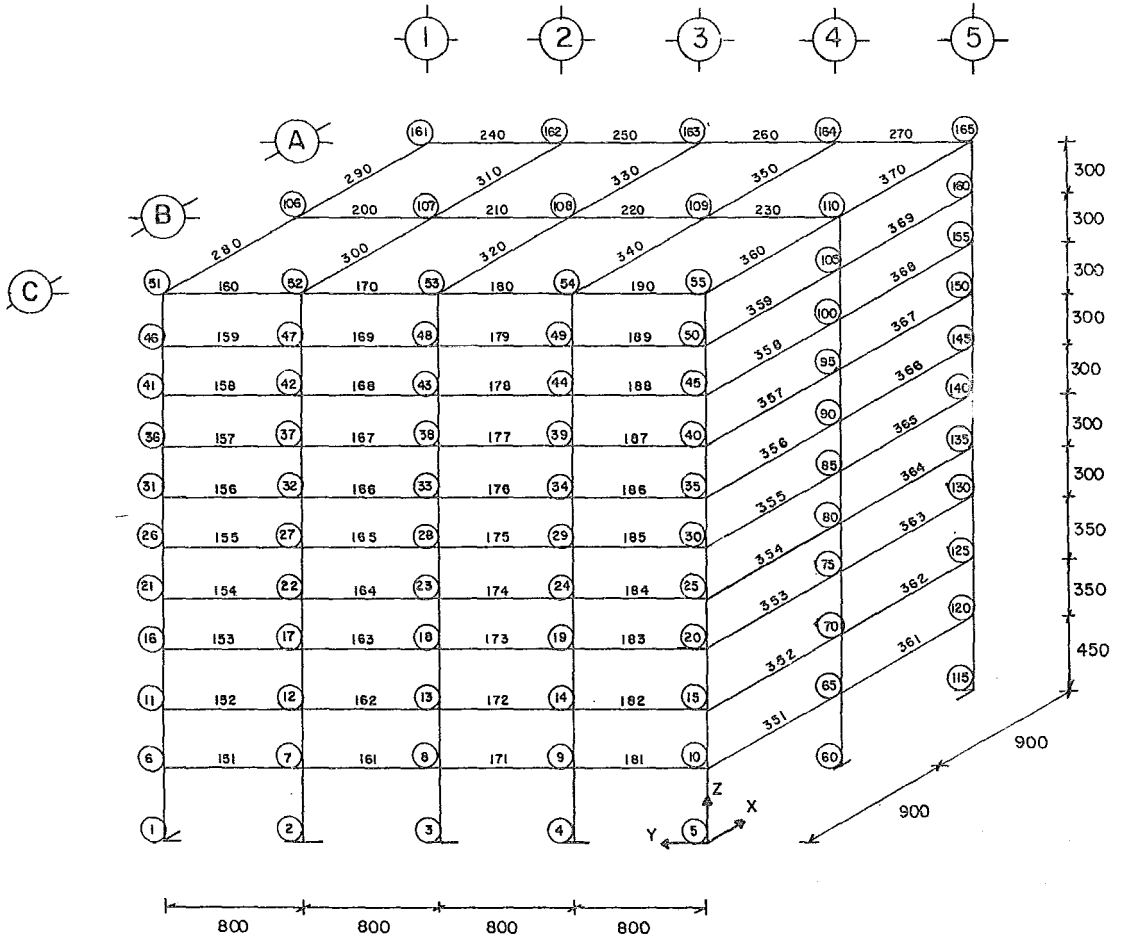
MS=181, 182

MS=182, 183

134:	137	5	7	M=7	G=1, 10, 1, 1	LP=2, 0	
135:	137	26	27	M=7	G=1, 30, 3, 3	LP=3, 0	*MS=182, 184
136:	18	21	24	M=7	G=1, 10, 1, 1	LP=2, 0	
137:	48	73	77	M=7	G=1, 30, 3, 3	LP=3, 0	
138:	58	74	79	M=10	G=1, 10, 1, 1	LP=2, 0	
139:	88	117	121	M=7	G=1, 30, 3, 3	LP=3, 0	
140:	98	117	121	M=10	G=1, 10, 1, 1	LP=2, 0	
141:	100	127	127	M=10	G=1, 30, 3, 3	LP=3, 0	
138:	138	161	156	M=7	G=1, 10, 1, 1	LP=2, 0	
133:	9	33	37	M=4	G=1, 30, 3, 3	LP=3, 0	*MS=184, 185
134:	19	34	38	M=8	G=1, 10, 1, 1	LP=2, 0	
135:	49	77	81	M=8	G=1, 30, 3, 3	LP=3, 0	
136:	59	78	82	M=11	G=1, 10, 1, 1	LP=2, 0	
137:	83	117	125	M=8	G=1, 30, 3, 3	LP=3, 0	
138:	99	122	126	M=11	G=1, 10, 1, 1	LP=2, 0	
139:	100	127	127	M=8	G=1, 30, 3, 3	LP=3, 0	
140:	109	168	170	M=8	G=1, 10, 1, 1	LP=2, 0	
141:	10	37	41	M=4	G=1, 30, 3, 3	LP=3, 0	*MS=185, 186
142:	20	38	42	M=8	G=1, 10, 1, 1	LP=2, 0	
143:	50	81	85	M=9	G=1, 30, 3, 3	LP=3, 0	
144:	60	82	86	M=11	G=1, 10, 1, 1	LP=2, 0	
145:	90	125	129	M=8	G=1, 30, 3, 3	LP=3, 0	
146:	100	122	130	M=11	G=1, 10, 1, 1	LP=2, 0	
147:	130	169	173	M=4	G=1, 30, 3, 3	LP=3, 0	
148:	140	170	174	M=8	G=1, 10, 1, 1	LP=2, 0	
149:	C	TRAISES					
150:	161	5	6	M=14	G=2, 10, 1, 1	LP=3, 0	*MS=177, 177
151:	131	42	50	M=13	G=2, 10, 1, 1	LP=3, 0	
152:	221	93	94	M=11	G=2, 10, 1, 1	LP=3, 0	
153:	251	137	135	M=14	G=2, 10, 1, 1	LP=3, 0	
154:	281	5	49	M=14	G=2, 10, 44, 44	LP=2, 0	
155:	311	6	50	M=13	G=2, 10, 44, 44	LP=2, 0	
156:	341	7	51	M=13	G=2, 10, 44, 44	LP=2, 0	
157:	371	8	52	M=14	G=2, 10, 44, 44	LP=2, 0	
158:	161	9	10	M=14	G=2, 10, 1, 1	LP=3, 0	*MS=178, 178
159:	192	53	54	M=13	G=2, 10, 1, 1	LP=3, 0	
160:	222	97	98	M=13	G=2, 10, 1, 1	LP=3, 0	
161:	252	11	42	M=4	G=2, 10, 1, 1	LP=3, 0	
162:	282	9	53	M=14	G=2, 10, 44, 44	LP=2, 0	
163:	312	10	54	M=13	G=2, 10, 44, 44	LP=2, 0	
164:	342	11	55	M=13	G=2, 10, 44, 44	LP=2, 0	
165:	372	12	56	M=14	G=2, 10, 44, 44	LP=2, 0	
166:	163	13	14	M=14	G=2, 10, 1, 1	LP=3, 0	*MS=179, 179
167:	193	57	58	M=13	G=2, 10, 1, 1	LP=3, 0	
168:	223	101	102	M=13	G=2, 10, 1, 1	LP=3, 0	
169:	253	145	146	M=14	G=2, 10, 1, 1	LP=3, 0	
170:	283	13	57	M=14	G=2, 10, 44, 44	LP=2, 0	
171:	313	14	58	M=13	G=2, 10, 44, 44	LP=2, 0	
172:	343	15	59	M=13	G=2, 10, 44, 44	LP=2, 0	
173:	373	16	50	M=14	G=2, 10, 44, 44	LP=2, 0	
174:	154	17	18	M=14	G=2, 10, 1, 1	LP=3, 0	*MS=180, 180
175:	184	61	62	M=13	G=2, 10, 1, 1	LP=3, 0	
176:	214	105	106	M=13	G=2, 10, 1, 1	LP=3, 0	
177:	244	147	148	M=14	G=2, 10, 1, 1	LP=3, 0	
178:	284	17	61	M=14	G=2, 10, 44, 44	LP=2, 0	
179:	314	18	62	M=13	G=2, 10, 44, 44	LP=2, 0	
180:	344	19	63	M=13	G=2, 10, 44, 44	LP=2, 0	
181:	374	20	64	M=14	G=2, 10, 44, 44	LP=2, 0	
182:	155	21	19	M=13	G=2, 10, 1, 1	LP=3, 0	*MS=181, 181
183:	185	67	68	M=13	G=2, 10, 1, 1	LP=3, 0	
184:	215	109	110	M=13	G=2, 10, 1, 1	LP=3, 0	
185:	255	153	154	M=13	G=2, 10, 1, 1	LP=3, 0	

186:	285	21	55	M=13	G=2, 10, 44, 44	LP=2, 0	
187:	215	22	50	M=12	G=2, 10, 44, 44	LP=2, 0	
188:	345	23	57	M=12	G=2, 10, 44, 44	LP=2, 0	
189:	375	24	68	M=13	G=2, 10, 44, 44	LP=2, 0	
190:	166	25	26	M=13	G=2, 10, 1, 1	LP=3, 0	MS=182, 182
191:	196	69	70	M=12	G=2, 10, 1, 1	LP=3, 0	
192:	226	113	114	M=12	G=2, 10, 1, 1	LP=3, 0	
193:	256	157	159	M=13	G=2, 10, 1, 1	LP=3, 0	
194:	286	25	69	M=13	G=2, 10, 44, 44	LP=2, 0	
195:	316	26	70	M=12	G=2, 10, 44, 44	LP=2, 0	
196:	346	27	71	M=12	G=2, 10, 44, 44	LP=2, 0	
197:	376	28	72	M=13	G=2, 10, 44, 44	LP=2, 0	
198:	167	29	30	M=13	G=2, 10, 1, 1	LP=3, 0	MS=183, 183
199:	197	73	74	M=12	G=2, 10, 1, 1	LP=3, 0	
200:	227	117	118	M=12	G=2, 10, 1, 1	LP=3, 0	
201:	257	151	162	M=13	G=2, 10, 1, 1	LP=3, 0	
202:	287	29	73	M=13	G=2, 10, 44, 44	LP=2, 0	
203:	317	30	74	M=12	G=2, 10, 44, 44	LP=2, 0	
204:	347	31	75	M=12	G=2, 10, 44, 44	LP=2, 0	
205:	377	32	76	M=13	G=2, 10, 44, 44	LP=2, 0	
206:	168	33	34	M=13	G=2, 10, 1, 1	LP=3, 0	MS=184, 184
207:	198	77	78	M=12	G=2, 10, 1, 1	LP=3, 0	
208:	228	121	122	M=12	G=2, 10, 1, 1	LP=3, 0	
209:	258	165	166	M=13	G=2, 10, 1, 1	LP=3, 0	
210:	288	33	77	M=13	G=2, 10, 44, 44	LP=2, 0	
211:	318	34	78	M=12	G=2, 10, 44, 44	LP=2, 0	
212:	348	35	79	M=12	G=2, 10, 44, 44	LP=2, 0	
213:	378	36	80	M=13	G=2, 10, 44, 44	LP=2, 0	
214:	159	37	38	M=13	G=2, 10, 1, 1	LP=3, 0	MS=185, 185
215:	199	81	82	M=12	G=2, 10, 1, 1	LP=3, 0	
216:	229	125	126	M=12	G=2, 10, 1, 1	LP=3, 0	
217:	259	169	170	M=13	G=2, 10, 1, 1	LP=3, 0	
218:	289	37	81	M=13	G=2, 10, 44, 44	LP=2, 0	
219:	319	38	82	M=12	G=2, 10, 44, 44	LP=2, 0	
220:	349	39	83	M=12	G=2, 10, 44, 44	LP=2, 0	
221:	379	40	84	M=13	G=2, 10, 44, 44	LP=2, 0	
222:	170	41	42	M=13	G=2, 10, 1, 1	LP=3, 0	MS=186, 186
223:	200	85	86	M=12	G=2, 10, 1, 1	LP=3, 0	
224:	230	129	130	M=12	G=2, 10, 1, 1	LP=3, 0	
225:	260	173	174	M=13	G=2, 10, 1, 1	LP=3, 0	
226:	290	41	85	M=13	G=2, 10, 44, 44	LP=2, 0	
227:	320	42	86	M=12	G=2, 10, 44, 44	LP=2, 0	
228:	350	43	87	M=12	G=2, 10, 44, 44	LP=2, 0	
229:	380	44	88	M=13	G=2, 10, 44, 44	LP=2, 0	
230:	:						
231:	SPEC						
232:	A=0	D=0.05	S=1				
233:	C	ESPECTRO	DEL REGLAMENTO DEL D.F.				
234:	0.0	100					
235:	0.8	400					
236:	3.3	400					
237:	10	100					
238:	:						

MODELO MATEMATICO TRIDIMENSIONAL. EDIFICIO PRUEBA -3- .



① NUDOS

$A_t = 576 \text{ m}^2$

ACOT. en cm.

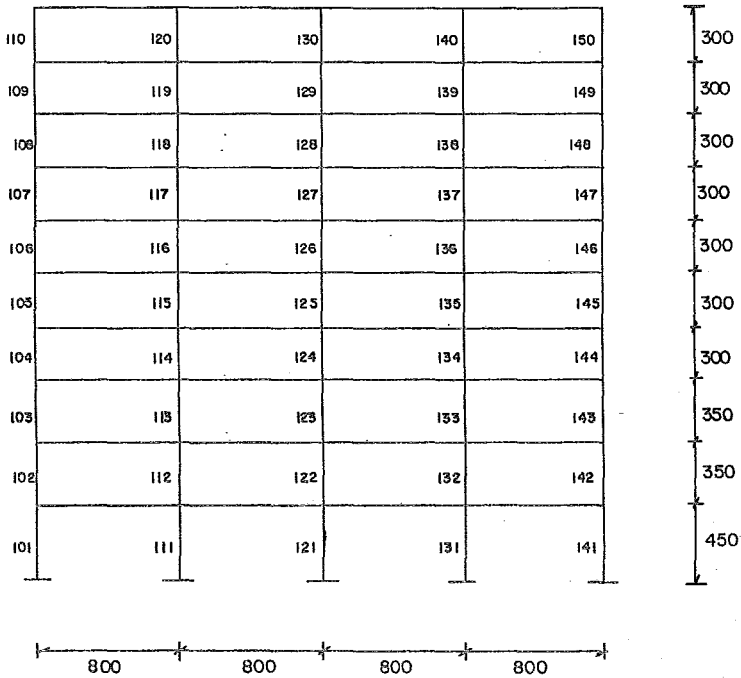
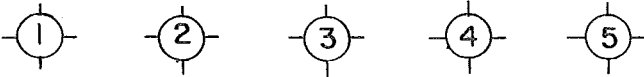
i

ELEMENTOS  
VIGA



MODELO MATEMATICO TRIDIMENSIONAL. EDIFICIO PRUEBA -3- .

EJE A

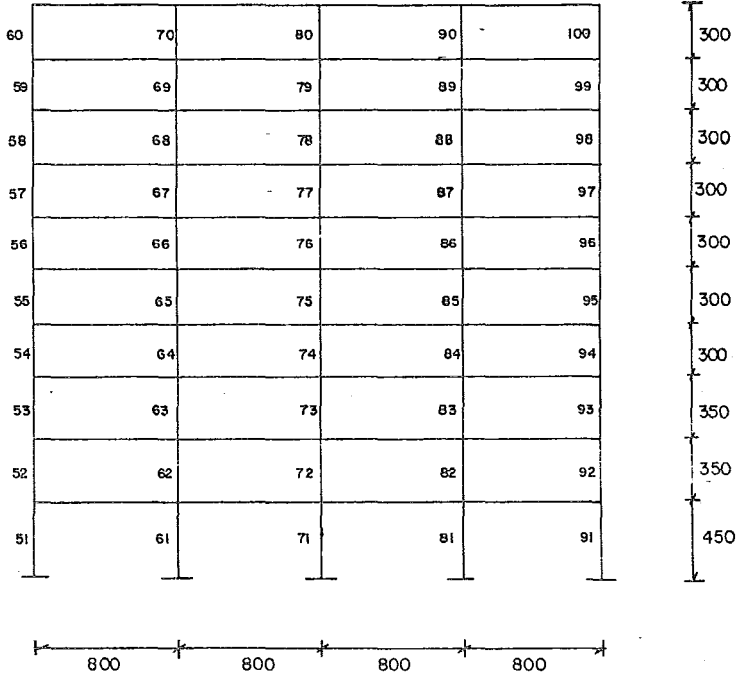
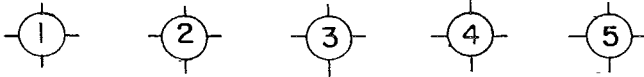


ELEMENTOS  
COLUMNA

ACOT. en cm.

MODELO MATEMATICO TRIDIMENSIONAL. EDIFICIO PRUEBA -3- .

EJE B

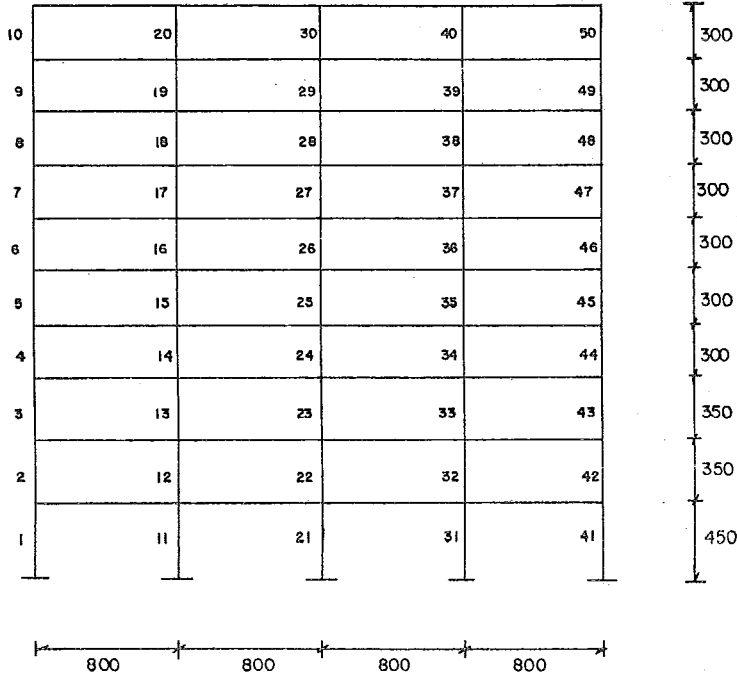
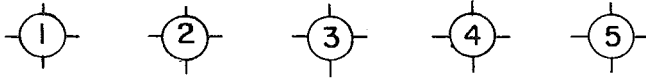


ELEMENTOS  
COLUMNA

ACOT. en cm.

MODELO MATEMATICO TRIDIMENSIONAL. EDIFICIO PRUEBA -3- .

EJE C



ELEMENTOS  
COLUMNA

ACOT. en cm.

1: SYSTEM P=0

2: SYSTEM P=0

3: N=175 V=4

4: JOINTS

5: 5 Y=0 Z=0 X=0  
6: 1 Y=3200 Z=0 X=0 G=1,5,1  
7: 10 Y=0 Z=450 X=0  
8: 6 Y=3200 Z=450 X=0  
9: 20 Y=0 Z=1150 X=0  
10: 16 Y=3200 Z=1150 X=0 G=5,10,16,20,5  
11: 55 Y=0 Z=3250 X=0  
12: 51 Y=3200 Z=3250 X=0 G=16,20,51,55,1,5  
13: 60 Y=0 Z=0 X=900  
14: 50 Y=3200 Z=0 X=900 G=50,60,1  
15: 65 Y=0 Z=450 X=900  
16: 61 Y=3200 Z=450 X=900  
17: 75 Y=0 Z=1150 X=900  
18: 71 Y=3200 Z=1150 X=900 G=61,65,71,75,1,5  
19: 110 Y=0 Z=3250 X=900  
20: 105 Y=3200 Z=3250 X=900 G=71,75,105,110,1,5  
21: 115 Y=0 Z=0 X=1800  
22: 111 Y=3200 Z=0 X=1800 G=111,115,1  
23: 120 Y=0 Z=450 X=1800  
24: 116 Y=3200 Z=450 X=1800  
25: 130 Y=0 Z=1150 X=1800  
26: 126 Y=3200 Z=1150 X=1800 G=116,120,126,130,1,5  
27: 155 Y=0 Z=3250 X=1800  
28: 161 Y=3200 Z=3250 X=1800 G=126,130,161,155,1,5  
29: 158 X=900 Y=1600 Z=450 : MASTER JOINT 1-4 NIV  
30: 168 X=900 Y=1600 Z=1150 G=158,168,1 : MASTER JOINT 2-4 NIV  
31: 175 X=900 Y=1600 Z=3250 G=158,175,1 : MASTER JOINT 4-10 NIV

32: :

33: CONSTRAINTS

34: 1 165 1 R=1,1,0,0,0,1  
35: 1 5 1 R=1,1,1,1,1,1  
36: 55 60 1 R=1,1,1,1,1,1  
37: 111 115 1 R=1,1,1,1,1,1  
38: 156 175 1 R=0,0,1,1,1,0  
39: :

40: MASSES

41: 165 175 1 Y=323,323,0,0,0,362.8456  
42: :

43: FRAME

44: NM=15

45: 1 A=805.2 I=274713,99231 E=2.1E6  
46: 2 A=651.6 I=203953,75338 E=2.1E6  
47: 3 A=400.0 I=110738,42878 E=2.1E6  
48: 4 A=250.3 I=63553,22810 E=2.1E6  
49: 5 A=754.2 I=261733,30322 E=2.1E6  
50: 6 A=529.7 I=130388,57013 E=2.1E6  
51: 7 A=355.5 I=99896,38751 E=2.1E6  
52: 8 A=227.7 I=57440,20004 E=2.1E6  
53: 9 A=487.7 I=141519,53694 E=2.1E6  
54: 10 A=334.2 I=85074,36880 E=2.1E6  
55: 11 A=206.5 I=51213,12606 E=2.1E6  
56: 12 A=179.7 I=112783,4537 E=2.1E6  
57: 13 A=144.5 I=27400,2474 E=2.1E6  
58: 14 A=122.7 I=20770,2113 E=2.1E6  
59: 15 A=50.4 I=13647,3929 E=2.1E6  
60: 0 A=0.0 I=0,0,0,0,0,0 E=2.1E6

51:	1	1	5	Y=1	G=1, 40, 4, 4	LP=3, 0	MS=162, 162
52:	11	2	7	Y=5	G=1, 40, 4, 4	LP=2, 0	
53:	51	55	51	M=5	G=1, 40, 4, 4	LP=2, 0	
54:	51	57	62	M=2	G=2, 10, 1, 1	LP=2, 0	
55:	101	111	116	M=1	G=1, 40, 4, 4	LP=3, 0	
56:	111	112	117	Y=5	G=2, 10, 1, 1	LP=2, 0	
57:	2	5	11	M=1	G=1, 40, 4, 4	LP=3, 0	MS=166, 167
58:	12	7	12	Y=5	G=2, 10, 1, 1	LP=2, 0	
59:	52	61	65	Y=3	G=1, 40, 4, 4	LP=2, 0	
70:	62	52	67	M=2	G=2, 10, 1, 1	LP=2, 0	
71:	102	116	121	M=1	G=1, 40, 4, 4	LP=3, 0	
72:	112	117	122	Y=5	G=2, 10, 1, 1	LP=2, 0	
73:	3	11	16	Y=2	G=1, 40, 4, 4	LP=2, 0	MS=167, 168
74:	13	12	17	M=6	G=2, 10, 1, 1	LP=2, 0	
75:	53	65	71	M=6	G=1, 40, 4, 4	LP=2, 0	
76:	63	67	72	M=9	G=2, 10, 1, 1	LP=2, 0	
77:	103	121	126	M=2	G=1, 40, 4, 4	LP=3, 0	
78:	113	122	127	Y=5	G=2, 10, 1, 1	LP=2, 0	
79:	4	16	21	M=2	G=1, 40, 4, 4	LP=2, 0	MS=168, 169
80:	14	17	22	M=6	G=2, 10, 1, 1	LP=2, 0	
81:	54	71	76	M=6	G=1, 40, 4, 4	LP=2, 0	
82:	54	72	77	M=9	G=2, 10, 1, 1	LP=2, 0	
83:	104	126	131	M=2	G=1, 40, 4, 4	LP=3, 0	
84:	114	127	132	M=6	G=2, 10, 1, 1	LP=2, 0	
85:	5	21	26	M=2	G=1, 40, 4, 4	LP=3, 0	MS=169, 170
86:	15	22	27	M=6	G=2, 10, 1, 1	LP=2, 0	
87:	55	75	81	Y=5	G=1, 40, 4, 4	LP=2, 0	
88:	65	77	82	M=9	G=2, 10, 1, 1	LP=2, 0	
89:	105	131	136	M=2	G=1, 40, 4, 4	LP=3, 0	
90:	115	132	137	Y=5	G=2, 10, 1, 1	LP=2, 0	
91:	5	26	31	M=3	G=1, 40, 4, 4	LP=3, 0	MS=170, 171
92:	16	27	32	M=7	G=2, 10, 1, 1	LP=2, 0	
93:	56	81	86	Y=7	G=1, 40, 4, 4	LP=2, 0	
94:	65	82	97	M=10	G=2, 10, 1, 1	LP=2, 0	
95:	105	135	141	M=3	G=1, 40, 4, 4	LP=3, 0	
96:	115	137	142	Y=7	G=2, 10, 1, 1	LP=2, 0	
97:	7	31	35	M=3	G=1, 40, 4, 4	LP=3, 0	MS=171, 172
98:	17	32	37	M=7	G=2, 10, 1, 1	LP=2, 0	
99:	57	85	91	Y=7	G=1, 40, 4, 4	LP=2, 0	
100:	67	87	92	M=10	G=2, 10, 1, 1	LP=2, 0	
101:	107	141	146	M=3	G=1, 40, 4, 4	LP=3, 0	
102:	117	142	147	M=7	G=2, 10, 1, 1	LP=2, 0	
103:	8	35	41	M=3	G=1, 40, 4, 4	LP=3, 0	MS=172, 173
104:	18	37	42	M=7	G=2, 10, 1, 1	LP=2, 0	
105:	58	91	96	M=7	G=1, 40, 4, 4	LP=2, 0	
106:	68	92	97	M=10	G=2, 10, 1, 1	LP=2, 0	
107:	108	146	151	M=3	G=1, 40, 4, 4	LP=3, 0	
108:	118	147	152	Y=7	G=2, 10, 1, 1	LP=2, 0	
109:	9	41	45	M=4	G=1, 40, 4, 4	LP=3, 0	MS=173, 174
110:	19	42	47	Y=8	G=2, 10, 1, 1	LP=2, 0	
111:	59	92	101	Y=2	G=1, 40, 4, 4	LP=2, 0	
112:	69	97	102	M=11	G=2, 10, 1, 1	LP=2, 0	
113:	109	151	156	M=4	G=1, 40, 4, 4	LP=3, 0	
114:	119	152	157	M=5	G=2, 10, 1, 1	LP=2, 0	
115:	10	46	51	M=4	G=1, 40, 4, 4	LP=3, 0	MS=174, 175
116:	20	47	52	M=8	G=2, 10, 1, 1	LP=2, 0	
117:	60	101	105	Y=2	G=1, 40, 4, 4	LP=2, 0	
118:	70	102	107	Y=1	G=2, 10, 1, 1	LP=2, 0	
119:	110	156	161	Y=4	G=1, 40, 4, 4	LP=3, 0	
120:	120	157	162	M=8	G=2, 10, 1, 1	LP=2, 0	
121:	0	158	163				

122:	15:	6	7	M=15	G=3, 10, 1, 1	LP=3, 0	MS=159, 159
123:	191	61	52	M=15	G=3, 10, 1, 1		
124:	231	116	117	M=15	G=3, 10, 1, 1		
125:	271	6	61	M=15	G=1, 10, 55, 55	LP=2, 0	
126:	291	7	62	M=12	G=1, 10, 55, 55		
127:	311	8	53	M=12	G=1, 10, 55, 55		
128:	331	9	54	M=12	G=1, 10, 55, 55		
129:	351	10	55	M=9	G=1, 10, 55, 55		
130:	152	11	12	M=15	G=3, 10, 1, 1	LP=3, 0	MS=167, 167
131:	192	56	67	M=15	G=3, 10, 1, 1		
132:	232	121	122	M=15	G=3, 10, 1, 1		
133:	272	1	56	M=15	G=1, 10, 55, 55	LP=2, 0	
134:	292	12	67	M=12	G=1, 10, 55, 55		
135:	312	13	68	M=12	G=1, 10, 55, 55		
136:	332	14	69	M=12	G=1, 10, 55, 55		
137:	352	15	70	M=15	G=1, 10, 55, 55		
138:	153	16	17	M=15	G=3, 10, 1, 1	LP=3, 0	MS=168, 168
139:	193	71	72	M=15	G=3, 10, 1, 1		
140:	233	126	127	M=15	G=3, 10, 1, 1		
141:	273	16	71	M=12	G=1, 10, 55, 55	LP=2, 0	
142:	293	17	72	M=12	G=1, 10, 55, 55		
143:	313	18	73	M=12	G=1, 10, 55, 55		
144:	333	19	74	M=12	G=1, 10, 55, 55		
145:	353	20	75	M=15	G=1, 10, 55, 55		
146:	154	21	22	M=15	G=3, 10, 1, 1	LP=3, 0	MS=169, 169
147:	194	76	77	M=15	G=3, 10, 1, 1		
148:	234	131	132	M=15	G=3, 10, 1, 1		
149:	274	21	76	M=15	G=1, 10, 55, 55	LP=2, 0	
150:	294	22	77	M=12	G=1, 10, 55, 55		
151:	314	23	78	M=12	G=1, 10, 55, 55		
152:	334	24	79	M=12	G=1, 10, 55, 55		
153:	354	25	80	M=15	G=1, 10, 55, 55		
154:	155	26	27	M=14	G=3, 10, 1, 1	LP=3, 0	MS=170, 170
155:	195	81	82	M=15	G=3, 10, 1, 1		
156:	235	136	137	M=14	G=3, 10, 1, 1		
157:	275	26	81	M=14	G=1, 10, 55, 55	LP=2, 0	
158:	295	27	82	M=13	G=1, 10, 55, 55		
159:	315	28	83	M=13	G=1, 10, 55, 55		
160:	335	29	84	M=12	G=1, 10, 55, 55		
161:	355	30	85	M=14	G=1, 10, 55, 55		
162:	156	31	32	M=14	G=3, 10, 1, 1	LP=3, 0	MS=171, 171
163:	196	86	87	M=14	G=3, 10, 1, 1		
164:	236	141	142	M=14	G=3, 10, 1, 1		
165:	276	31	86	M=14	G=1, 10, 55, 55	LP=2, 0	
166:	296	32	87	M=13	G=1, 10, 55, 55		
167:	316	33	88	M=12	G=1, 10, 55, 55		
168:	336	34	89	M=12	G=1, 10, 55, 55		
169:	356	35	90	M=14	G=1, 10, 55, 55		
170:	157	36	37	M=14	G=3, 10, 1, 1	LP=3, 0	MS=172, 172
171:	197	91	92	M=15	G=3, 10, 1, 1		
172:	237	46	147	M=14	G=3, 10, 1, 1		
173:	277	36	91	M=14	G=1, 10, 55, 55	LP=2, 0	
174:	297	37	92	M=13	G=1, 10, 55, 55		
175:	317	38	93	M=13	G=1, 10, 55, 55		
176:	337	39	94	M=13	G=1, 10, 55, 55		
177:	357	40	95	M=14	G=1, 10, 55, 55		
178:	158	41	42	M=14	G=3, 10, 1, 1	LP=3, 0	MS=173, 173
179:	198	96	97	M=15	G=3, 10, 1, 1		
180:	238	151	152	M=14	G=3, 10, 1, 1		
181:	278	41	96	M=14	G=1, 10, 55, 55	LP=2, 0	
182:	298	42	97	M=12	G=1, 10, 55, 55		

183:	318	43	98	N=13	G=1, 10, 55, 55		
184:	338	44	93	N=13	G=1, 10, 55, 55		
185:	358	45	100	N=14	G=1, 10, 55, 55		
186:	159	46	47	M=14	G=3, 10, 1, 1	LP=3, 0	MS=174, 174
187:	199	101	102	M=15	G=3, 10, 1, 1		
188:	239	156	157	N=14	G=3, 10, 1, 1		
189:	279	46	101	N=14	G=1, 10, 55, 55	LP=2, 0	
190:	299	47	102	N=13	G=1, 10, 55, 55		
191:	319	48	103	M=13	G=1, 10, 55, 55		
192:	339	49	104	M=13	G=1, 10, 55, 55		
193:	359	50	105	N=14	G=1, 10, 55, 55		
194:	160	51	52	N=14	G=3, 10, 1, 1	LP=3, 0	MS=175, 175
195:	200	106	107	M=15	G=3, 10, 1, 1		
196:	240	161	162	M=14	G=3, 10, 1, 1		
197:	280	51	106	M=14	G=1, 10, 55, 55	LP=2, 0	
198:	300	52	107	M=13	G=1, 10, 55, 55		
199:	320	53	108	M=13	G=1, 10, 55, 55		
200:	340	54	109	M=13	G=1, 10, 55, 55		
201:	360	55	110	M=14	G=1, 10, 55, 55		
202:	:						
203:	SPEC						
204:	A=0	D=0.05	S=1				
205:	C	ESPECTRO DEL REGLAMENTO DEL D.F.					
206:	0.0	100					
207:	0.8	400					
208:	3.3	400					
209:	10	100					
210:	:						

COMPARACION Y DISCUSION

DE LOS METODOS

---

---



#### 4.1 COMPARACION EN LOS EJEMPLOS EXPUESTOS

Antes de empezar a comparar los métodos ya expuestos en los capítulos II y III es conveniente señalar que dichas comparaciones se harán únicamente en un solo sentido ya que el análisis dinámico tridimensional se introdujo el espectro del reglamento en el sentido X y para el análisis dinámico modal en dos direcciones tenemos ambos sentidos siendo el sentido Y el que corresponde a X en el análisis tridimensional.

Por otro lado también es conveniente señalar que no se puede hacer una comparación directa entre cada uno de los edificios ya que como sabemos las secciones de travesas y columnas no son las mismas; por lo que nos concretaremos a comparar los métodos expuestos.

A continuación se van a ilustrar en un cuadro sinóptico los distintos cortantes involucrados en cada uno de los métodos para que después sean comparados mediante unas graficas ilustrativas, mencionando el porcentaje que se excede de cortante de un método a otro. Es realmente importante tomar en cuenta la geometría de cada uno de los edificios, ya que como nos vamos a poder dar cuenta más adelante la contribución del cortante por torsión directa es bastante mayor cuando la planta(en la dirección perpendicular al cortante)es grande; como lo es el caso del edificio prueba -1-.

COMPARACION DE FUERZAS CORTANTES

EDIFICIO PRUEBA -1-

MARCOS	ANALISIS DINAMICO MODAL 2-DIM				ANALISIS DINAMICO TRIDIMENSIONAL			
	A,H	B,G	C,F	D,E	A,H	B,G	C,F	D,E
V (1)	26.28	33.26	33.26	33.26				
V (2)	38.87	44.64	40.09	35.53	30.71	33.91	33.91	33.91
V (3)	39.59	45.29	40.48	35.66				

V (1) : Es la fuerza cortante por efectos directos .

V (2) : Es el cortante directo + el cortante por efectos de torsión directa.

V (3) : Es el cortante directo + el cortante por torsión + el 30 % del cortante en el otro sentido.

NOTA: Estas fuerzas cortantes fueron obtenidas del apéndice No.2 (para el análisis dinámico modal 2-dim.) y del anexo No. 3 ( para el análisis dinámico tridimensional) en el primer nivel del edificio y en ton. como unidades.

COMPARACION DE FUERZAS CORTANTES

EDIFICIO PRUEBA -2-

MARCOS	ANALISIS DINAMICO MODAL 2-DIM		ANALISIS DINAMICO TRIDIMENSIONAL		
	1,4	2,3	1,4	2,3	
V (1)	50.70	80.45	V TOTAL	86.96	
V (2)	60.05	85.40			47.87
V (3)	62.82	86.86			

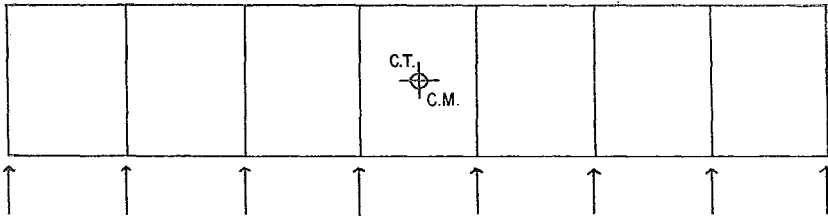
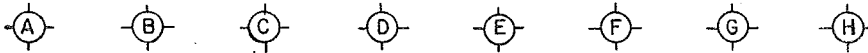
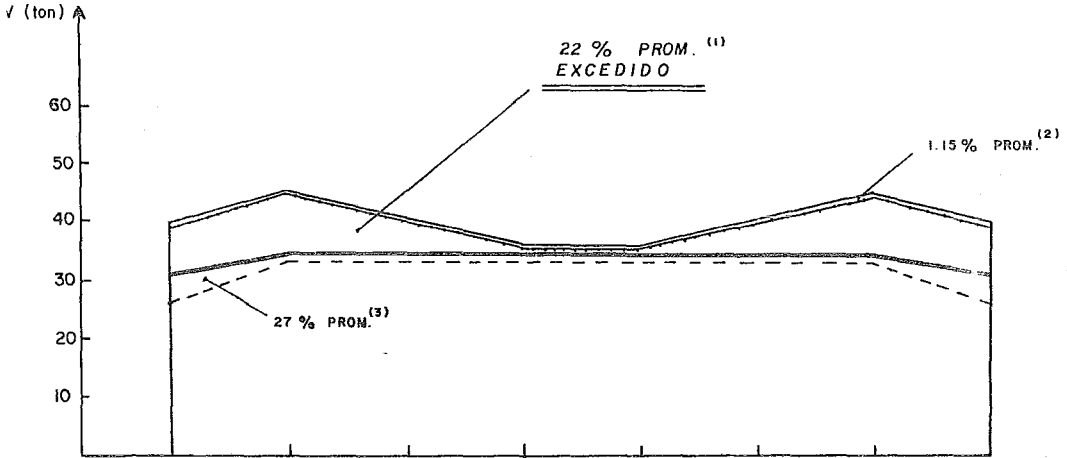
COMPARACION DE FUERZAS CORTANTES

EDIFICIO PRUEBA -3-

	ANALISIS DINAMICO MODAL 2-DIM			ANALISIS DINAMICO TRIDIMENSIONAL		
MARCOS	1,5	2,4	3	1,5	2,4	3
V (1)	42.50	58.30	58.30		V TOTAL	
V (2)	55.65	67.31	58.30	42.44	60.49	60.49
V (3)	57.88	68.84	58.30			

ANALISIS DE CORTANTES

EDIFICIO PRUEBA -1-



————— V DIRECTO + TORSION + 0.3V<sub>x</sub>

————— V DINAMICO TRIDIMENSIONAL

+++++ V DIRECTO + TORSION

----- V DIRECTO

(1) =  $\frac{V_{DIR} + TOR + 0.3V_x}{V_{DIN. TRID.}}$

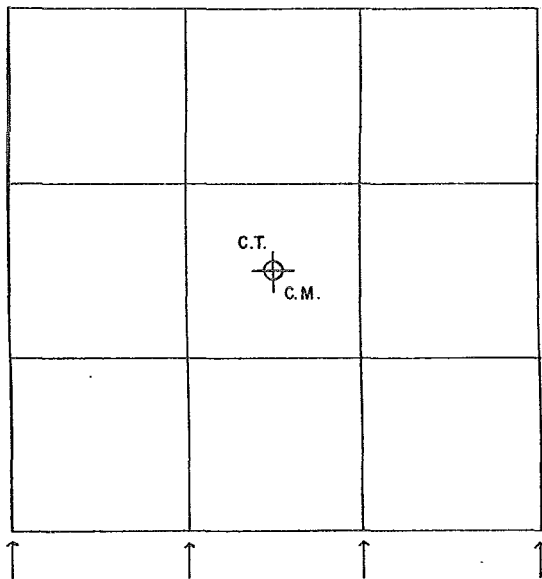
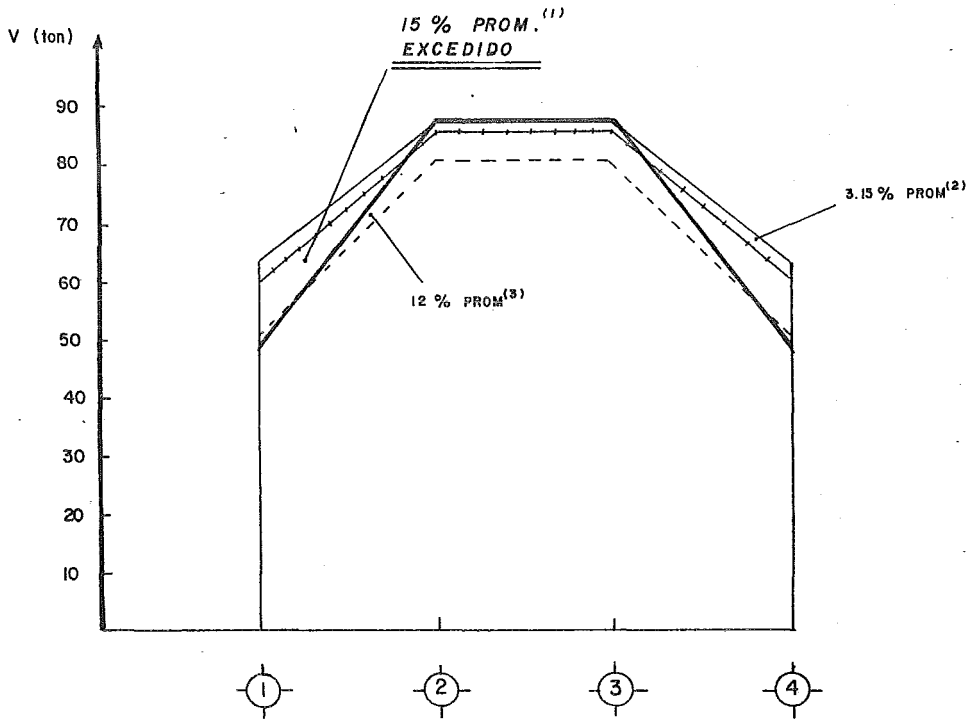
(2) =  $\frac{V_{DIR} + TOR + 0.3V_x}{V_{DIR + TOR}}$

(3) =  $\frac{V_{DIR} + TOR}{V_{DIR}}$



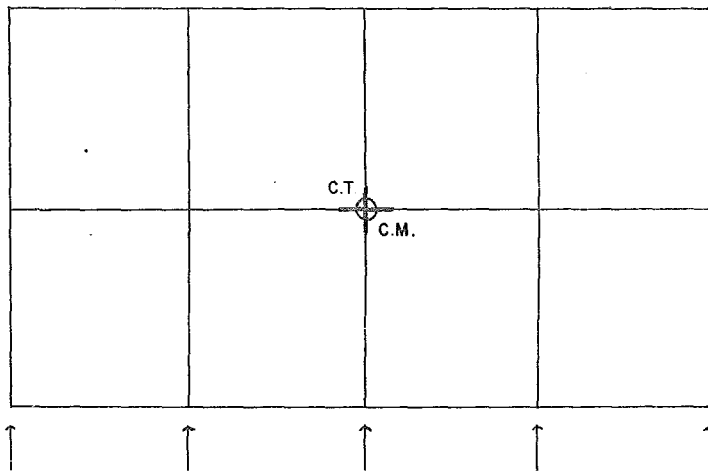
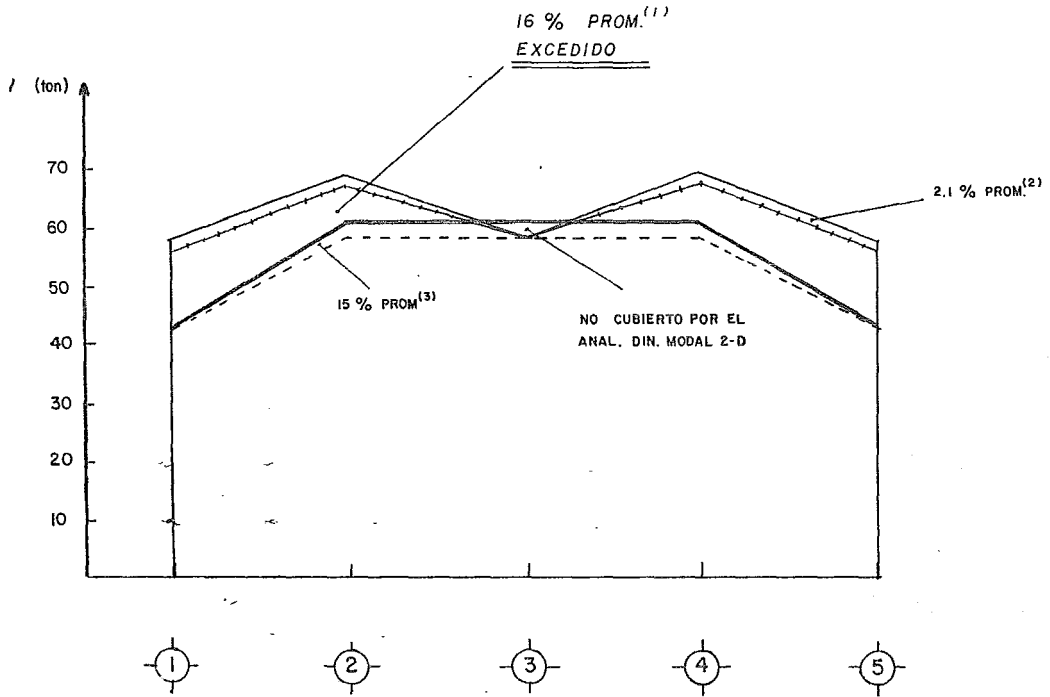
ANALISIS DE CORTANTES

EDIFICIO PRUEBA -2-



EDIFICIO PRUEBA -3-

ANALISIS DE CORTANTES



#### 4.2 DISCUSION DE LOS RESULTADOS OBTENIDOS

En base a las comparaciones hechas anteriormente se pueden llegar a conclusiones muy importantes en cuanto a la diferencia tan grande que existe entre analizar un edificio con una misma área en la planta, pero con un arreglo distinto a otro; es decir, los edificios analizados en este trabajo tienen una misma área pero tienen un arreglo diferente lo que hace que la torsión contribuya de una manera notable en el cálculo de las fuerzas cortantes. Así como podemos notar que la contribución por cortante en el otro sentido va a ser mayor en tanto que la longitud de la planta en la misma dirección que el cortante sea cada vez mayor.

Por lo anterior podemos analizar los edificios prueba en cuanto a las siguientes consideraciones:

- Cuánto se excede del método dinámico modal en dos direcciones con respecto al método dinámico tridimensional, considerando el cortante total obtenido en ambos.
- Cuánto aumenta de la fuerza cortante directa con respecto a la fuerza cortante directa + la fuerza cortante por torsión directa. (Efecto de torsión directa).
- Cuanto aumenta de la fuerza cortante directa + la fuerza cortante por torsión con respecto a la fuerza cortante anterior + el 30 % de los efectos producidos por el cortante en el otro sentido. (Efecto del 30% en el otro sentido).



Mencionamos que las últimas dos comparaciones se hacen en base al mismo método, es decir, estos cortantes forman parte del método dinámico modal obtenido en dos direcciones.

Para el Edificio Prueba -1- la primera comparación es la que más se excede en los edificios pruebas y está aumentada un 22% promedio, es decir varía en cada uno de los marcos y la razón por la que se excede más es debida principalmente a la contribución del efecto por torsión directa que es del 27% promedio; ya que existe un brazo de palanca muy grande lo que hace que en los extremos vaya aumentando el cortante en una forma considerable.

Otro aspecto de importancia en este edificio es que la contribución por efectos del 30% del cortante en el otro sentido es el menor de todos, debido a la longitud que existe en la planta en la misma dirección que el cortante.

Pasando al Edificio de Prueba -2- podemos concluir que el porcentaje promedio excedido de un método a otro es el menor de todos, siendo éste el de la planta más regular; - por otro lado es éste el que tiene mayor contribución por cortante de los efectos del otro sentido, ya que el ancho es mayor con respecto a los demás.

Para el último Edificio Prueba -3- notamos que el centro de rigideces y el centro de masas coincide con el eje de uno de los marcos, esto llevó a que en el análisis dinámico modal en dos direcciones, para este marco no existiera contribución por torsión directa ya que no existe distan

cia, es decir no existe un brazo de palanca para poder obtener dicha contribución, tampoco puede obtenerse una contribución por los efectos del cortante en el otro sentido, esto hizo que precisamente en ese marco el cortante quedara escaso en un 4% con respecto al cortante dinámico tridimensional obtenido mediante el programa SAP80.

Por otro lado podemos notar también que en este edificio los porcentajes de las comparaciones elaboradas están aproximadamente entre los porcentajes de los edificios - prueba -1- y -2-, siendo esto lógico de suponer ya que la planta de este edificio no es tan alargada como en el caso del primer edificio y tampoco es cuadrada como en el caso del segundo edificio.

Con base a las comparaciones establecidas y a las discusiones hechas anteriormente podríamos ya saber que es lo que sucedería si se hubiera analizado en el otro sentido, es decir, si en lugar de haber introducido el espectro de respuesta en el análisis tridimensional en el sentido X se hubiera hecho esto en el otro sentido. Podríamos concluir a priori que el edificio que tuviera mayor cortante excedido sería el primero, ya que si lo hacemos en el otro sentido la contribución del cortante por el efecto del 30% del cortante en el otro sentido hubiera sido muy grande, debido al ancho de la planta en esa dirección.

Podemos decir también que el edificio que más se acerca a los cortantes obtenidos por el análisis dinámico tridimensional el edificio prueba -2-, siendo éste el más re-

gular de todos y lógico el edificio prueba -3- estaría entre los edificios anteriores.

Es importante mencionar cuales son los factores que hacen que un cortante aumente ó que disminuya para la contribución por torsión, siendo el de mayor importancia la planta del edificio y las rigideces asignadas a cada uno de los marcos resistentes.

Hasta el momento hemos hablado de las diferencias más importantes o notorias que encontramos al realizar el análisis de cada uno de los edificios por los dos métodos, - pero es de vital importancia señalar la diferencia que estriba en hacer un análisis en dos dimensiones con respecto al análisis tridimensional, ya que en el primero de éstos se hacen suposiciones de como se podría encontrar la estructura en condiciones reales y de tomar ciertas consideraciones posteriores para poder compensar el hecho que no se haya realizado tridimensionalmente.

Cuando hacemos un análisis en tres dimensiones están en juego cada una de las partes que intervienen en el modelo matemático, y siendo éste el más apegado a la estructura real es el que nos proporciona los resultados más óptimos, sobre los cuales diseñaremos los elementos definitivos que soportarán los edificios (en este caso).

NORMAS DEL DISEÑO

SISMICO . DISCUSION

---

---

## 5.1 DESCRIPCIÓN DE LA NORMA DE DISEÑO SISMICO

Uno de los principales objetivos del presente trabajo es precisamente revisar con todos y cada uno de los elementos mencionados una de las normas de diseño sísmico que está incluida en el Reglamento de Construcciones para el D.F. dentro del Título Cuarto (Requisitos de seguridad y servicio para las estructuras), Capítulo XXXVII (Diseño por sismo), Art. 237 Criterio de Análisis y que textualmente está escrito de la siguiente manera:

"Las estructuras se analizarán bajo la acción de los componentes horizontales ortogonales del movimiento del terreno. Los efectos correspondientes (desplazamientos y fuerzas internas), se combinarán con los de las fuerzas gravitacionales. En edificios la combinación en cada sección crítica se efectuará sumando vectorialmente los efectos gravitacionales los de un componente del movimiento del terreno y, cuando sea significativo, 0.3 de los efectos del otro; en ... .. Y en todos los casos se supondrá la más desfavorable de dichas combinaciones, asignando a los efectos sísmicos el signo más desfavorable".

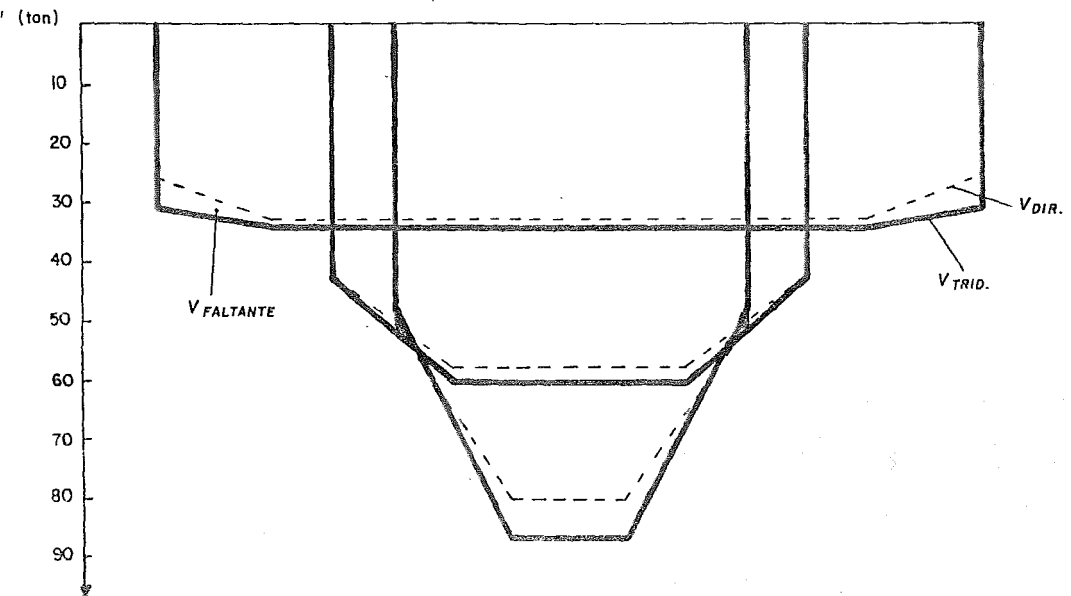
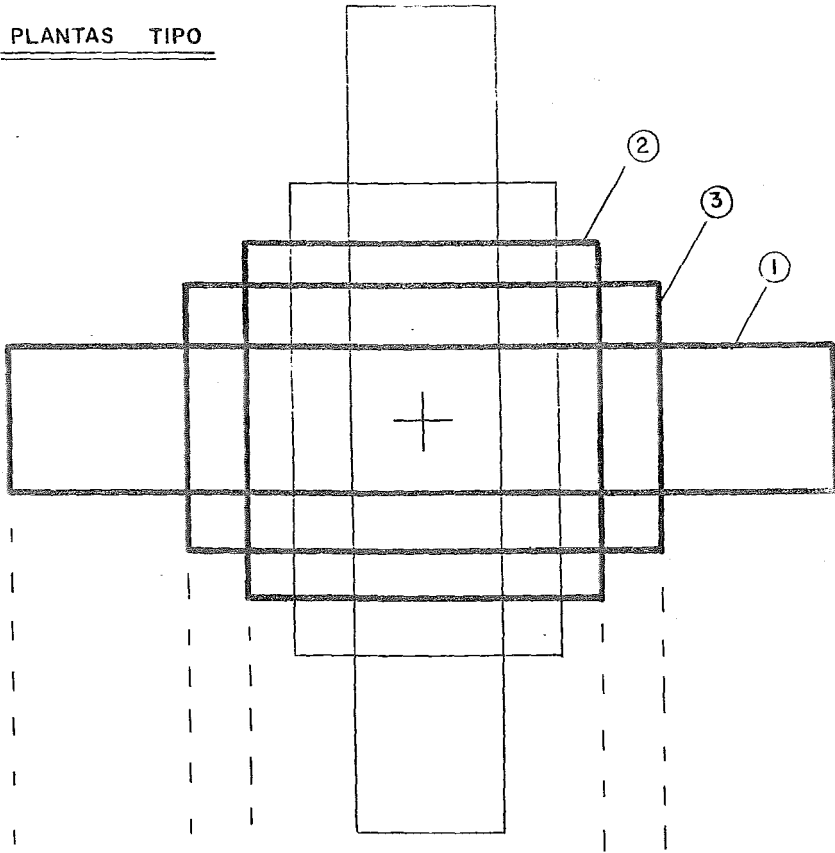
Lo cual nos quiere decir que para cada sistema plano se deben calcular las fuerzas laterales debidas a la suma del 100% de los efectos debidos al sismo actuando en la dirección X con 30% de los efectos producidos por el sismo actuando en la dirección Y y viceversa; rigiendo el mayor.

## 5.2 DISCUSION DE LA MISMA EN BASE A LÓS RESULTADOS

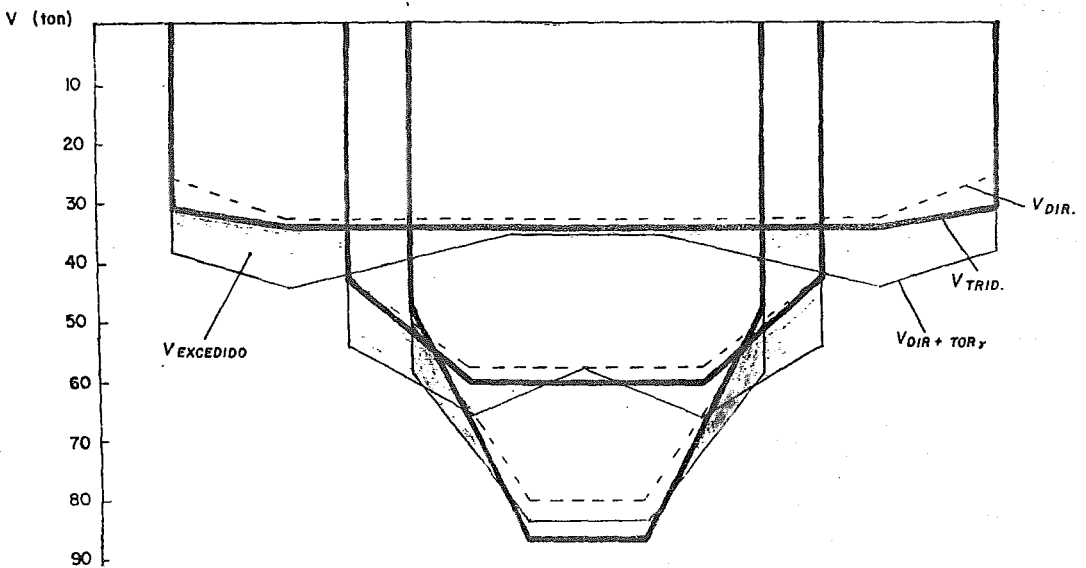
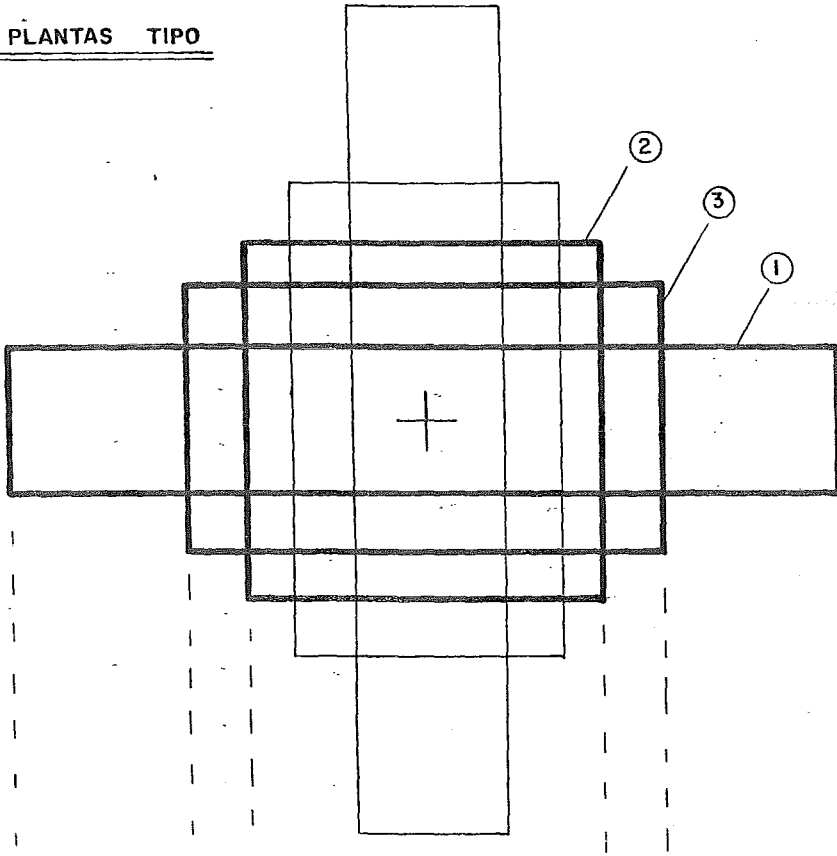
Antes de comenzar a discutir la norma de diseño sísmico es conveniente mencionar que las comparaciones de los métodos utilizados para resolver dinámicamente un edificio fueron hechas para el análisis en dos dimensiones con torsión; y para el análisis tridimensional -en primera instancia no se había introducido al programa la torsión- con una torsión accidental. Esta torsión se introdujo al programa moviendo el centro de masas (Master Joint) un 10 % del ancho de la planta en la dirección perpendicular al cortante ( $\pm 0.1B$ ) para que de esta manera la comparación sea lo más objetiva posible .

Como pudimos observar en el capítulo anterior las comparaciones estaban hechas en cuanto el análisis tridimensional no tenía torsión, por lo que pudimos notar que el análisis en dos dimensiones excedía en mucho al análisis tridimensional; por lo que posteriormente veremos en una gráfica como se van comportando los cortantes en cuanto vayamos sumando los cortantes por torsión en los métodos convencionales para los tres edificios y por último una comparación de los cortantes con torsión en cada uno de los métodos, observando las diferencias en cuanto a las plantas de cada uno de éstos.

PLANTAS TIPO

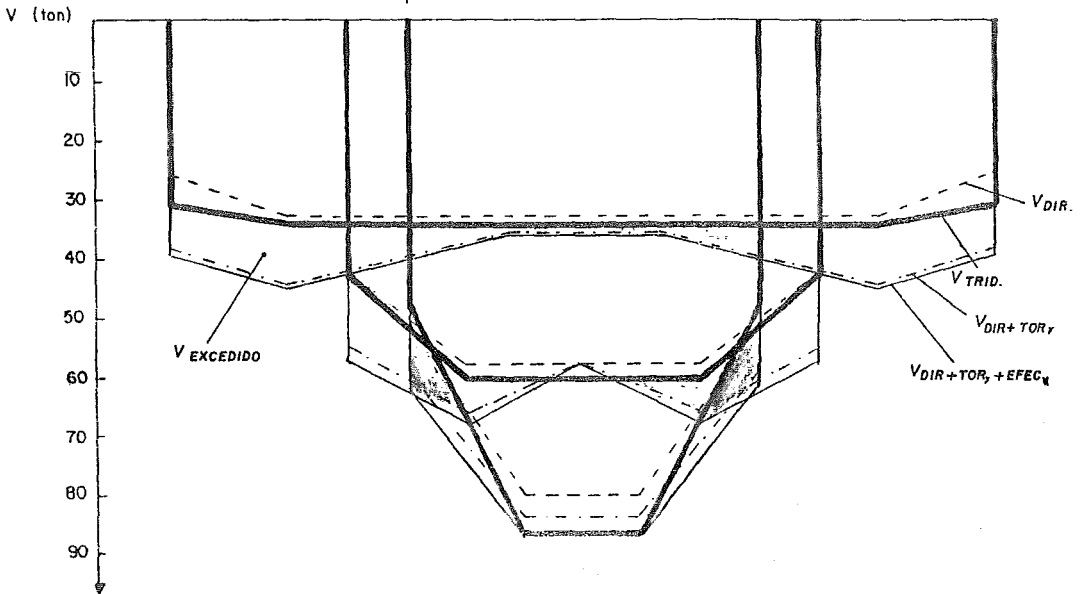
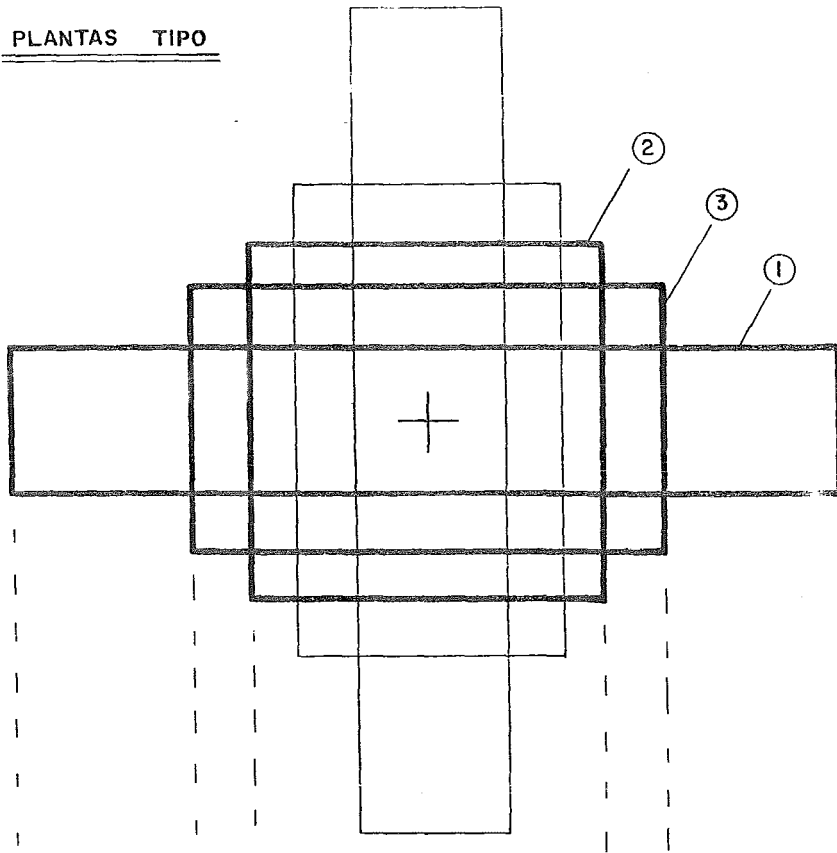


PLANTAS TIPO

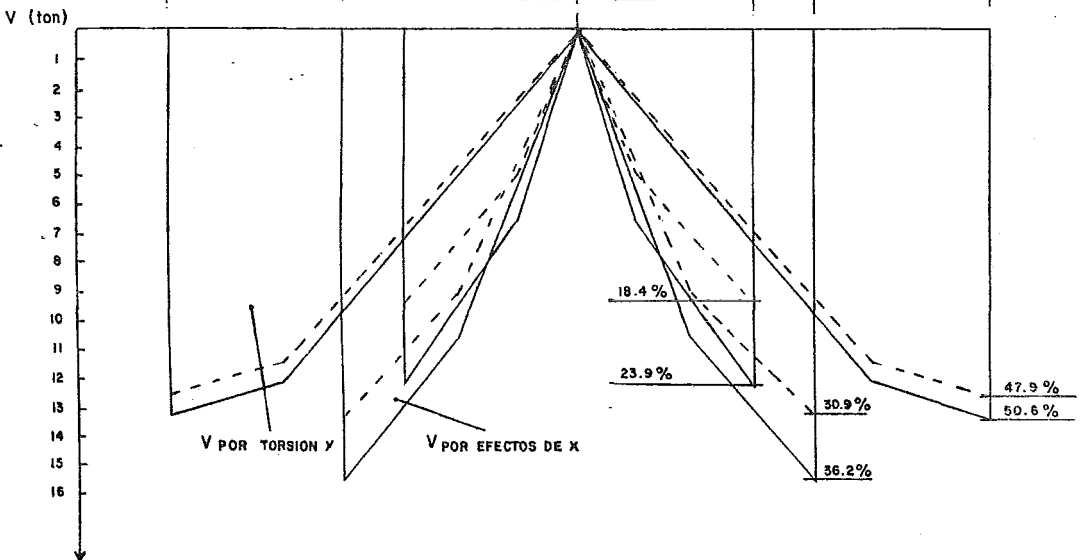
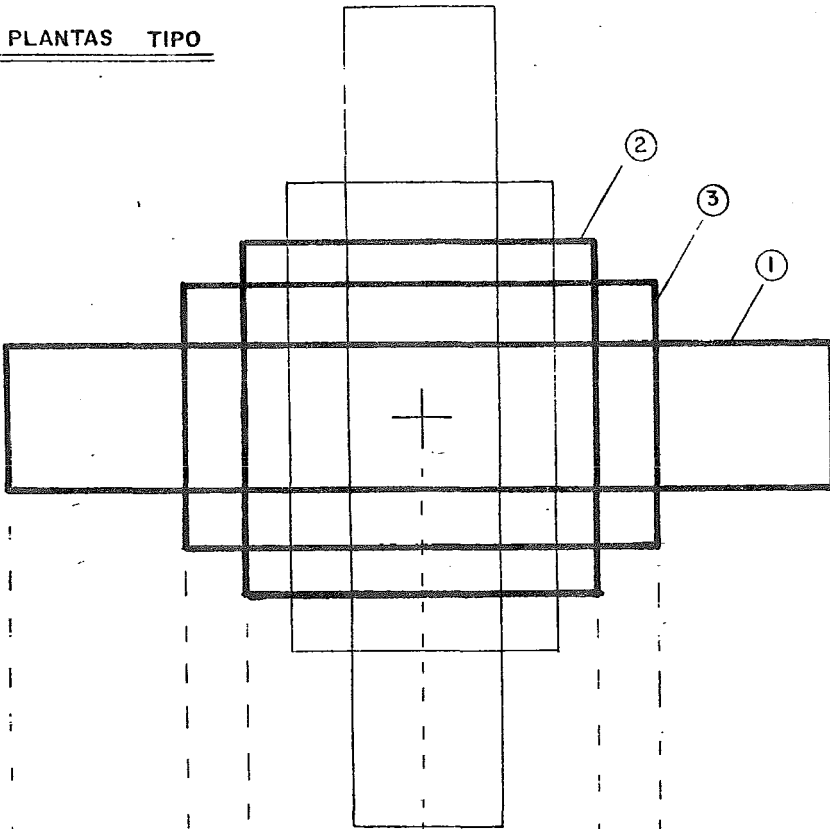




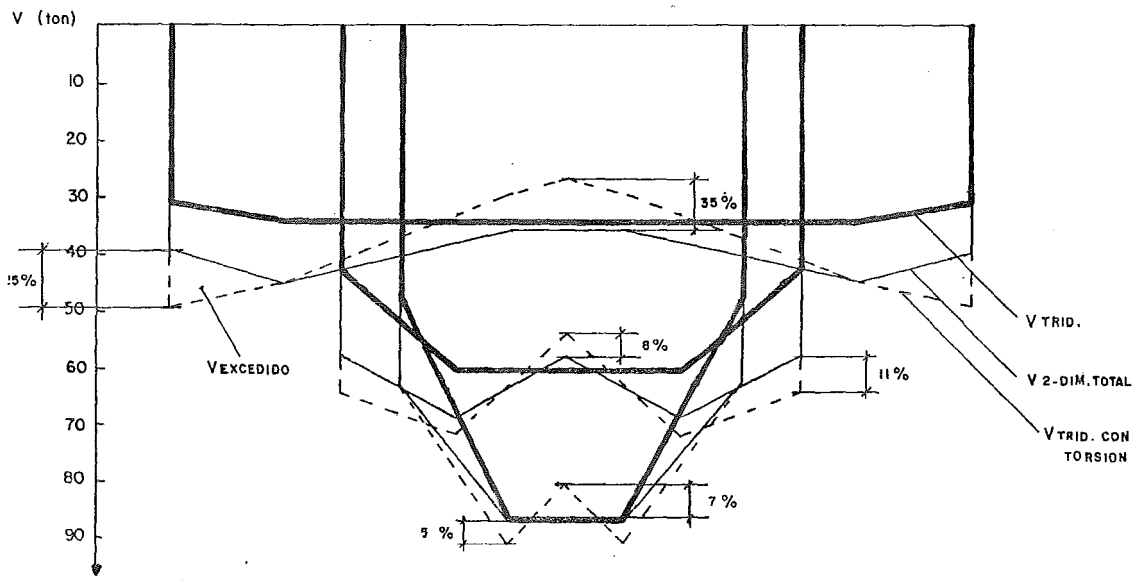
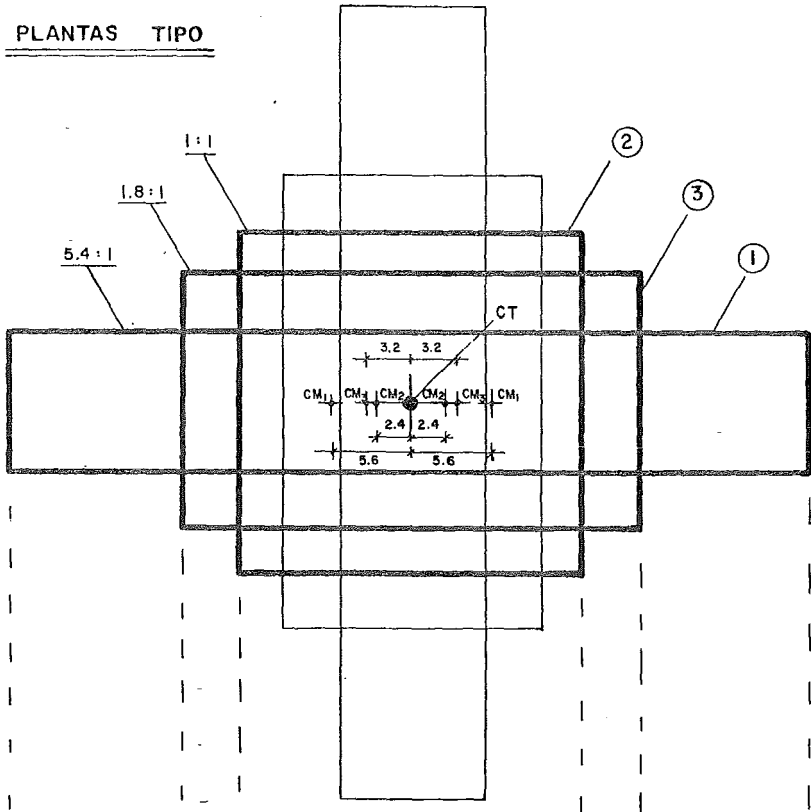
PLANTAS TIPO



PLANTAS TIPO



PLANTAS TIPO



Como pudimos observar en las figuras anteriores, notamos que los tres edificios están ubicados con sus respectivos centros de torsión y de masa, así como otros edificios que están con una línea más delgada los cuales nos muestran los mismos edificios nada más que éstos están girados. Se hace la aclaración que para el edificio prueba -2- se traslapa con el otro debido a que tiene una planta cuadrada.

Por otro lado también podemos observar las diferencias que existen en cuanto a la contribución del cortante del otro sentido, es decir, el 30 % del cortante producido en la otra dirección y como va variando éste conforme se va alejando o acercando al centro de torsión de la planta. Es aquí donde notamos que la necesidad para cubrir un determinado cortante varía de acuerdo a la planta de cada edificio, es decir a la relación que guarda el ancho contra el largo de la planta, que para cada edificio es la siguiente:

Edificio Prueba -1-	5.44 : 1
Edificio Prueba -2-	1 : 1
Edificio Prueba -3-	1.78 : 1

Es importante notar que en la última gráfica existen dos porcentajes marcados para cada edificio, el primero se refiere al porcentaje que se excede el análisis en dos dimensiones con respecto al análisis tridimensional (por ejemplo: para el caso del edificio -1- fue de 35%) y el segundo se refiere al porcentaje que excede el análisis tridimensional con respecto al análisis en dos dimensiones.

Como podemos notar en esa grafica vemos que el porcentaje que esta faltante de cortante en los extremos de los edificios no es cubierto por el análisis en dos dimensiones por lo que se puede ver que dicho porcentaje se va reduciendo conforme la planta va siendo más regular, hasta llegar al caso en donde no existe este cortante faltante como observamos en el caso del edificio prueba -2- (planta cuadrada 1 : 1). Por otro lado notamos que en cuanto a porcentajes se refiere existe una gran divergencia mientras que la planta sea más alargada, es decir, también podemos ver que en el centro del edificio prueba -1-, hay un excedente de cortante del cortante en dos dimensiones con respecto al análisis tridimensional bastante considerable con respecto a las otras plantas.

Una observación importante es que los cortantes que son más parecidos en ambos métodos son los correspondientes al edificio más regular (edificio prueba -1-).

Por lo anteriormente expuesto podemos hacer una correlación en cuánto a porcentajes y a la relación de las plantas de dichos edificios y de esta manera obtener un valor promedio efectivo para poder cubrir el cortante faltante en los extremos de los edificios cuando éstos sobrepasan una relación de 1 : 1 en sus plantas; de acuerdo a lo anterior tenemos:

TIPO	EXTREMOS	CENTRO	RELACION PLANTA
Edificio -1-	25 %	35%	5.44 : 1
Edificio -2-	5 %	7 %	1 : 1
Edificio -3-	11 %	8 %	1.78 : 1

De acuerdo a los datos anteriores podemos encontrar un factor que multiplicado por la relación de la planta nos pueda dar el porcentaje que se debe incrementar en los extremos para cubrir correctamente el cortante.

Para el caso del cortante en el centro, es aproximadamente el mismo porcentaje pero éste no se deberá reducir puesto que ya estamos del lado de la seguridad, a menos que se quiera optimizar los resultados. Haciendo algunas correlaciones vemos que el factor promedio efectivo está alrededor de 5.5; por lo que tendríamos lo siguiente:

Sí el edificio tiene una relación 2:1  $2 \times 5.5 = 11\%$  -incremento  
 Sí el edificio tiene una relación 3:1  $3 \times 5.5 = 16.5\%$  "  
 Sí el edificio tiene una relación 4:1  $4 \times 5.5 = 22\%$  "  
 Sí el edificio tiene una relación 5:1  $5 \times 5.5 = 27.5\%$  "  
 etc. F.P.E. = 5.5

Como nos hemos podido dar cuenta hasta el momento, el edificio prueba que más se asemejó en cuanto a resultados en ambos métodos lo fué el más regular de éstos, notando que para la relación de 1:1 no existe ningún F.P.E. para incrementar el cortante en los extremos, únicamente se tendría que hacer ésto cuando la relación anterior es rebasada por 2:1 ; y lo mismo tendríamos que hacer en el caso inverso, es decir, en el caso que se comparan los cortantes en el otro sentido.

Por otro lado también nos pudimos dar cuenta que el 30% que se debe combinar de los efectos de un sismo con el 100% del otro, no resultó ser tan regular en cuanto a las necesidades de cortante para cada edificio además de que para otros edificios resulta ser diferente. Con lo anterior queremos decir que, por ejemplo para el caso del edificio con planta regular la necesidad de incrementar el cortante no varía de una manera constante y sí a ésto le sumamos que sí tenemos otro edificio con distinta planta las necesidades van a ser otras.

Podemos concluir entonces que para el edificio más regular si requerimos de ese 30% en los extremos del edificio ya que como pudimos observar en el último análisis tridimensional con torsión se obtuvo aproximadamente el mismo cortante en los extremos. Para el caso de los otros edificios la relación no es muy fija y se tendrían que involucrar otros factores.

## CONCLUSIONES

Como sabemos para la realización de este trabajo la computadora es una herramienta básica y de gran utilidad en la obtención de los análisis dinámicos tridimensionales. Conocemos que el modelo matemático tridimensional implica una labor más grande que un modelo plano, además de tomar en cuenta que el costo de uso de una computadora es elevado y sí hacemos un análisis dinámico elevaría su tiempo de resolución.

Pero también sabemos que hoy en día el uso de una micro computadora en cualquier despacho de cálculo es prácticamente indispensable, sabiendo que por medio de ella es factible representar a una estructura mediante un modelo tal que pueda ser sometido a diferentes condiciones de trabajo y sí a esto le aunamos que se puede representar dicho modelo mediante una serie de graficas que nos van a ilustrar como se va comportando la estructura durante el tiempo, es decir, nos dá un sentido físico y real de cómo es la estructura y cuál es su desarrollo.

Y sí por otro lado se cuenta con programas de análisis estructurales con diferentes opciones podemos llegar a esquematizar a la estructura dentro de un modelo el cual se va a asemejar al modelo real, lo que nos dá una gran optimización en el diseño de diferentes elementos que constituirán a di--



cha estructura, así como reducir los tiempos de ejecución de un análisis en dos direcciones ( Capítulo II) evitando la realización y elaboración de cálculos numéricos repetitivos.

Por otro lado el análisis tridimensional a diferencia de los análisis dinámicos convencionales contempla una interacción conjunta de todos y cada uno de los elementos -- que están interviniendo en la estructura y no análisis por marcos en diferentes direcciones y por último la conjunción de éstos. También sabemos que el análisis tridimensional nos arroja una gran cantidad de resultados en los cuales fácilmente podríamos perdernos, pero como se cuenta con una graficación del modelo antes y después de la deformación nos podemos dar cuenta si es que faltó algún elemento de incluir o si las cargas fueron erróneamente colocadas, etc. pudiéndolo observar claramente en el último anexo de este trabajo, teniendo la opción de ver a la estructura desde cualquier punto y de esta manera revisar su comportamiento.

Algo importante de valorar es que no se debe tomar en cuenta al programa de análisis ya elaborado como una caja oscura en la cual entran datos y salen resultados de una manera dogmática, sino tratar de entender cuál es el funcionamiento del programa, cuáles son sus hipótesis, en qué principios se basan y cuáles son sus limitaciones; en este caso para el programa SAP-80 V4 .

Hasta el momento nos damos cuenta de las ventajas que tiene el hacer un análisis dinámico tridimensional con un análisis en dos direcciones, como los que se hacen de una manera convencional; por esas razones es la motivación la elaboración del presente trabajo, además de poder darnos cuenta las diferencias en cuanto a los resultados entre ambos métodos, siendo éste uno de los principales objetivos de la tesis.

Concluimos también en poder conocer ya las diferencias que estriban el construir un edificio con una misma área en la planta pero con un arreglo distinto, es decir, variando su relación ancho-largo.

Desgraciadamente el sismo ocurrido en México en septiembre de 1985 nos dejaron grandes cosas por aprender y la necesidad de investigar cada vez más en cuanto a los análisis sísmicos de edificios; por esas razones y muchas otras este trabajo es únicamente un pequeño paso para la investigación de problemas más complejos de análisis sísmicos y llegar así a conocer nada más un poco más de esos fenómenos que ocurren en la naturaleza y que de un momento a otro pueden llegar a cambiar todo.

A P E N D I C E I

---

FRECUENCIAS Y MODOS DE VIBRAR

METODO DE HOLZER

## EDIFICIO PRUEBA - 1 - . DIRECCION X . 1er MODO .

	XEQ "HOLZER"		ENTRP 9. K=?		PISO 5. Y=0.632
CUANTAS M?	10.00	RUN	171,076.00	RUN	F=3,554.665
ENTRP 1. K=?			NIVEL 9. M=?		V=28,526.635
236,150.00	RUN	323.00	ENTRP 10. K=?	RUN	PISO 4. Y=0.537
NIVEL 1. M=?			171,076.00	RUN	F=3,018.646
323.00	RUN	M=?	NIVEL 10. M=?		V=31,545.281
ENTRP 2. K=?			323.00	RUN	PISO 3. Y=0.438
253,108.00	RUN	FREC=?	18.00	RUN	F=2,463.377
NIVEL 2. M=?			Yo= 0.365		V=34,008.658
323.00	RUN	FREC=?	15.000	RUN	PISO 2. Y=0.294
ENTRP 3. K=?			Yo= 0.108		F=1,658.173
235,040.00	RUN	FREC=?	20.000	RUN	V=35,658.831
NIVEL 3. M=?			Yo=-0.112		PISO 1. Y=0.153
323.00	RUN	FREC=?	17.500	RUN	F=858.628
ENTRP 4. K=?			Yo=-0.006		V=36,517.458
319,288.00	RUN	FREC=?	17.400	RUN	Yo=-0.002
NIVEL 4. M=?					w= 4.171
323.00	RUN	PISO 10. Y=1.000			T=1.506
ENTRP 5. K=?			F=5,620.200		
299,104.00	RUN		V=5,620.200		
NIVEL 5. M=?			PISO 9. Y=0.967		
323.00	RUN		F=5,435.565		
ENTRP 6. K=?			V=11,055.765		
229,242.00	RUN		PISO 8. Y=0.903		
NIVEL 6. M=?			F=5,072.360		
323.00	RUN		V=16,128.125		
ENTRP 7. K=?			PISO 7. Y=0.832		
229,242.00	RUN		F=4,676.956		
NIVEL 7. M=?			V=20,805.081		
323.00	RUN		PISO 6. Y=0.741		
ENTRP 8. K=?			F=4,166.889		
229,242.00	RUN		V=24,971.978		
NIVEL 8. M=?					
323.00	RUN				

XEQ "HOLZER"								
CUANTAS M?			ENTRP 9.			PISO 5.		
	10.000	RUN	K=?			Y=-0.750		
			171.076.00	RUN		F=-32,964.525		
ENTRP 1.			NIVEL 9.			V=31,882.419		
K=?			M=?					
	236.150.00	RUN						
NIVEL 1.			ENTRP 10.			PISO 4.		
M=?			K=?			Y=-0.857		
	323.00	RUN	171.076.00	RUN		F=-37,646.946		
ENTRP 2.			NIVEL 10.			V=-5,764.527		
K=?			M=?					
	253,188.00	RUN						
NIVEL 2.			FREC=?			PISO 3.		
M=?			100.00	RUN		Y=-0.839		
	323.00	RUN	Yo=-0.569			F=-36,853.856		
ENTRP 3.			FREC=?			V=-42,618.383		
K=?			90.000	RUN				
	235,040.00	RUN	Yo=-0.696			PISO 2.		
NIVEL 3.			FREC=?			Y=-0.658		
M=?			130.000	RUN		F=-28,888.657		
	323.00	RUN	Yo=-0.181			V=-71,507.040		
ENTRP 4.			FREC=?					
K=?			140.000	RUN		PISO 1.		
	319,288.00	RUN	Yo= 0.062			Y=-0.375		
NIVEL 4.			FREC=?			F=-16,482.219		
M=?			136.000	RUN		V=-87,989.259		
	323.00	RUN				Yo=-0.003		
ENTRP 5.			PISO 10.			w= 11.662		
K=?			Y=1.000			T=0.539		
	299,184.00	RUN	F=43,928.000					
NIVEL 5.			V=43,928.000					
M=?			PISO 9.					
	323.00	RUN	Y=0.743					
ENTRP 6.			F=32,648.398					
K=?			V=76,576.398					
	229,242.00	RUN	PISO 8.					
NIVEL 6.			Y=0.296					
M=?			F=12,985.511					
	323.00	RUN	V=89,561.909					
ENTRP 7.			PISO 7.					
K=?			Y=-0.095					
	229,242.00	RUN	F=-4,176.595					
NIVEL 7.			V=85,385.314					
M=?			PISO 6.					
	323.00	RUN	Y=-0.468					
ENTRP 8.			F=-20,538.370					
K=?			V=64,846.944					
	229,242.00	RUN						
NIVEL 8.								
M=?								
	323.00	RUN						

EDIFICIO PRUEBA - 1 - DIRECCION X . 3er. MODO .

			ENTRP 9. K=?		PISO 6. Y=-0.812 F=-98,578.346 V=-136,636.118
	XEQ "HOLZER"		171,076.00	RUN	
CUANTAS M?			NIVEL 9. M=?		
	10.000	RUN			
ENTRP 1. K=?			323.00	RUN	PISO 5. Y=-0.216 F=-26,191.160 V=-162,827.279
	236,150.00	RUN	ENTRP 10. K=?		
NIVEL 1. M=?			171,076.00	RUN	
	323.00	RUN	NIVEL 10. M=?		PISO 4. Y=0.329 F=39,923.126 V=-122,904.153
ENTRP 2. K=?			323.00	RUN	
	253,188.00	RUN	FREC=?		
NIVEL 2. M=?			Yo= 0.824 FREC=?	200.00	RUN
	323.00	RUN			PISO 3. Y=0.714 F=86,672.341 V=-36,231.812
ENTRP 3. K=?			Yo= 0.998 FREC=?	250.000	RUN
	235,040.00	RUN			PISO 2. Y=0.868 F=105,393.755 V=69,161.943
NIVEL 3. M=?			Yo= 0.767 FREC=?	300.000	RUN
	323.00	RUN			PISO 1. Y=0.595 F=72,218.487 V=141,380.430 Yo=-0.004
ENTRP 4. K=?			Yo=-0.266 FREC=?	400.000	RUN
	319,288.00	RUN			u= 19.391 T=0.324
NIVEL 4. M=?			Yo= 0.863 FREC=?	370.000	RUN
	323.00	RUN		375.000	RUN
ENTRP 5. K=?			Yo= 0.007 FREC=?		
	299,104.00	RUN		376.000	RUN
NIVEL 5. M=?					
	323.00	RUN	PISO 10. Y=1.000 F=121,448.000 V=121,448.000		
ENTRP 6. K=?					
	229,242.00	RUN			
NIVEL 6. M=?			PISO 9. Y=0.290 F=35,231.250 V=156,679.250		
	323.00	RUN			
ENTRP 7. K=?					
	229,242.00	RUN			
NIVEL 7. M=?			PISO 8. Y=-0.626 F=-75,996.401 V=80,682.850		
	323.00	RUN			
ENTRP 8. K=?					
	229,242.00	RUN			
NIVEL 8. M=?			PISO 7. Y=-0.978 F=-118,740.622 V=-38,057.772		
	323.00	RUN			

## EDIFICIO PRUEBA - 1 - . DIRECCION Y . 1er. MODO .

			ENTRP 9. K=?		PISO 4. Y=0.520
			225,716.00	RUN	F=3,407.868
CUANTAS M?	XEQ *HOLZER*		NIVEL 9. M=?		V=36,833.611
	10.000	RUN	323.00	RUN	PISO 3. Y=0.407
ENTRP 1. K=?			ENTRP 10. K=?		F=2,666.690
389,324.00	RUN		225,716.00	RUN	V=39,500.301
NIVEL 1. M=?			NIVEL 10. M=?		PISO 2. Y=0.249
323.00	RUN		323.00	RUN	F=1,630.617
ENTRP 2. K=?			FREC=?		V=41,130.918
286,110.00	RUN		20.00	RUN	
NIVEL 2. M=?			Yo= 0.009		PISO 1. Y=0.185
323.00	RUN		FREC=?		F=688.030
ENTRP 3. K=?			21.000	RUN	V=41,818.948.
249,982.00	RUN		Yo=-0.829		Yo=-0.002
NIVEL 3. M=?			FREC=?		
323.00	RUN		20.300	RUN	
ENTRP 4. K=?			PISO 10. Y=1.000		w= 4.506
325,852.00	RUN		F=6,556.900		T=1.395
NIVEL 4. M=?			V=6,556.900		
323.00	RUN		PISO 9. Y=0.971		
ENTRP 5. K=?			F=6,366.426		
304,794.00	RUN		V=12,923.326		
NIVEL 5. M=?			PISO 8. Y=0.914		
323.00	RUN		F=5,991.012		
ENTRP 6. K=?			V=18,914.339		
255,488.00	RUN		PISO 7. Y=0.840		
NIVEL 6. M=?			F=5,505.591		
323.00	RUN		V=24,419.929		
ENTRP 7. K=?			PISO 6. Y=0.744		
255,488.00	RUN		F=4,878.872		
NIVEL 7. M=?			V=29,298.002		
323.00	RUN		PISO 5. Y=0.629		
ENTRP 8. K=?			F=4,126.941		
255,488.00	RUN		V=33,425.743		
NIVEL 8. M=?					
323.00	RUN				

## EDIFICIO PRUEBA - 1 - . DIRECCION Y . 2o. MODO .

			ENTRP 9.			PISO 5.
	XEQ "HOLZER"		K=?			Y=-0.834
CUANTAS M?	10.000	RUN	225,716.00	RUN		F=-44,855,929
ENTRP 1.			NIVEL 9.			V=34,761.831
K=?			M=?			
	389,324.00	RUN		323.00	RUN	
NIVEL 1.			ENTRP 10.			PISO 4.
M=?			K=?			Y=-0.948
	323.00	RUN	225,716.00	RUN		F=-50,989,353
ENTRP 2.			NIVEL 10.			V=-16,228,322
K=?			M=?			
	286,118.00	RUN		323.00	RUN	PISO 3.
NIVEL 2.			FREC=?			Y=-0.898
M=?			Yo=-0.089			F=-48,310,986
	323.00	RUN	FREC=?			V=-64,539,388
ENTRP 3.				170.000	RUN	PISO 2.
K=?			Yo= 0.048			Y=-0.640
	249,982.00	RUN	FREC=?			F=-34,426,428
NIVEL 3.				167.000	RUN	V=-98,965,728
M=?			Yo= 0.087			
	323.00	RUN	FREC=?			PISO 1.
ENTRP 4.				166.000	RUN	Y=-0.294
K=?			Yo=-0.006			F=-15,824,558
	325,852.00	RUN	FREC=?			V=-114,790,286
NIVEL 4.				166.500	RUN	Yo= 0.001
M=?						
	323.00	RUN	PISO 10.			w= 12.983
ENTRP 5.			Y=1.000			T=0.487
K=?			F=53,779,500			
	384,794.00	RUN	V=53,779,500			
NIVEL 5.						
M=?			PISO 9.			
	323.00	RUN	Y=0.762			
ENTRP 6.			F=40,965,900			
K=?			V=94,745,400			
	255,488.00	RUN				
NIVEL 6.			PISO 8.			
M=?			Y=0.342			
	323.00	RUN	F=18,391,690			
ENTRP 7.			V=113,137,090			
K=?						
	255,488.00	RUN	PISO 7.			
NIVEL 7.			Y=-0.101			
M=?			F=-5,423,346			
	323.00	RUN	V=187,713,744			
ENTRP 8.						
K=?			PISO 6.			
	255,488.00	RUN	Y=-0.522			
NIVEL 8.			F=-28,096,784			
M=?			V=79,616,959			
	323.00	RUN				



## EDIFICIO PRUEBA - 1 - . DIRECCION Y . Ser. MODC .

XEQ "HOLZER"			ENTRP 9.			PISO 4.		
CUANTAS M?			K=?			Y=0.404		
	10.000	RUN		225,716.00	RUN	F=60,003.346		
ENTRP 1.			NIVEL 9.			V=-139,640.322		
K=?			M=?					
	309,324.00	RUN		323.00	RUN			
NIVEL 1.			ENTRP 10.			PISO 3.		
M=?			K=?			Y=0.833		
	323.00	RUN		225,716.00	RUN	F=123,755.685		
ENTRP 2.			NIVEL 10.			V=-15,884.637		
K=?			M=?					
	286,118.00	RUN		323.00	RUN	PISO 2.		
NIVEL 2.			FREC=?			Y=0.896		
M=?			Yo= 0.520			F=133,196.922		
	323.00	RUN	FREC=?			V=117,312.295		
ENTRP 3.			Yo= 0.265					
K=?			FREC=?			PISO 1.		
	249,982.00	RUN		430.000	RUN	Y=0.486		
NIVEL 3.			Yo= 0.265			F=72,277.094		
M=?			FREC=?			V=189,589.379		
	323.00	RUN		460.000	RUN	Yo=-0.001		
ENTRP 4.								
K=?			PISO 10.			u= 21.448		
	325,852.00	RUN	Y=1.000			T=0.293		
NIVEL 4.			F=148,500.000					
M=?			V=148,500.000					
	323.00	RUN						
ENTRP 5.			PISO 9.					
K=?			Y=0.342					
	304,794.00	RUN	F=50,775.607					
NIVEL 5.			V=199,355.607					
M=?								
	323.00	RUN	PISO 8.					
ENTRP 6.			Y=-0.541					
K=?			F=-80,452.379					
	255,488.00	RUN	V=118,903.228					
NIVEL 6.								
M=?			PISO 7.					
	323.00	RUN	Y=-1.007					
ENTRP 7.			F=-149,600.995					
K=?			V=-30,697.767					
	255,488.00	RUN						
NIVEL 7.			PISO 6.					
M=?			Y=-0.887					
	323.00	RUN	F=-131,740.594					
ENTRP 8.			V=-162,446.361					
K=?								
	255,488.00	RUN	PISO 5.					
NIVEL 8.			Y=-0.251					
M=?			F=-37,277.306					
	323.00	RUN	V=-199,723.668					



## EDIFICIO PRUEBA - 2 - . DIRECCION X . 2o. MODO .

			ENTRP 9.		PISO 4.
	XEQ "HOLZER"		K=?		Y=0.337
CUANTAS M?	10.000	RUN	227,336.00	RUN	F=50,842.960
ENTRP 1.			NIVEL 9.		V=-153,539.000
K=?			M=?		
	331,654.00	RUN	323.00	RUN	PISO 3.
NIVEL 1.			ENTRP 10.		Y=0.779
M=?			K=?		F=117,555.646
	323.00	RUN	227,336.00	RUN	V=-35,983.353
ENTRP 2.			NIVEL 10.		
K=?			M=?		PISO 2.
	287,514.00	RUN	323.00	RUN	Y=0.916
NIVEL 2.			FREC=?		F=130,200.130
M=?			Yo= 0.060		V=102,216.776
	323.00	RUN	FREC=?		
ENTRP 3.			470.000	RUN	PISO 1.
K=?			Yo=-0.029		Y=0.561
	262,916.00	RUN	FREC=?		F=84,573.243
NIVEL 3.			467.000	RUN	V=186,790.019
M=?					Yo=-0.003
	323.00	RUN	PISO 10.		w= 21.610
ENTRP 4.			Y=1.000		T=0.291
K=?			F=150,841.000		
	347,160.00	RUN	V=150,841.000		
NIVEL 4.			PISO 9.		
M=?			Y=0.336		
	323.00	RUN	F=50,755.632		
ENTRP 5.			V=201,596.632		
K=?			PISO 8.		
	330,872.00	RUN	Y=-0.550		
NIVEL 5.			F=-83,006.894		
M=?			V=118,589.730		
	323.00	RUN	PISO 7.		
ENTRP 6.			Y=-0.985		
K=?			F=-148,631.897		
	272,582.00	RUN	V=-30,042.159		
NIVEL 6.			PISO 6.		
M=?			Y=-0.875		
	323.00	RUN	F=-132,007.214		
ENTRP 7.			V=-162,049.374		
K=?			PISO 5.		
	272,582.00	RUN	Y=-0.281		
NIVEL 7.			F=-42,332.506		
M=?			V=-204,381.959		
	323.00	RUN			
ENTRP 8.					
K=?					
	272,582.00	RUN			
NIVEL 8.					
M=?					
	323.00	RUN			

XEQ "HOLZER"			ENTRP. 9.	PISO 4.
CUANTAS M?			K=?	Y=-0.913
	10.000	RUN	227,336.00	F=-49,680.836
ENTRP 1.			NIVEL 9.	V=-9,875.289
K=?			M=?	
	331,654.00	RUN	323.00	PISO 3.
NIVEL 1.			ENTRP 10.	Y=-0.887
M=?			K=?	F=-48,258.871
	323.00	RUN	227,336.00	V=-57,333.350
ENTRP 2.			NIVEL 10.	PISO 2.
K=?			M=?	Y=-0.669
	287,514.00	RUN	FREC=?	F=-36,389.654
NIVEL 2.			Yo= 0.817	V=-93,723.014
M=?			FREC=?	
	323.00	RUN	170.00	PISO 1.
ENTRP 3.			Yo=-0.011	Y=-0.343
K=?			FREC=?	F=-18,648.181
	6.00	CLX	168.000	V=-112,371.195
	262,916.00	RUN	Yo=-0.011	Yo=-0.004
NIVEL 3.			FREC=?	
M=?			168.500	PISO 10.
	323.00	RUN		Y=1.000
ENTRP 4.				F=54,425.500
K=?				V=54,425.500
	347,160.00	RUN		
NIVEL 4.			PISO 9.	
M=?			Y=0.761	
	323.00	RUN	F=41,395.733	
ENTRP 5.			V=95,021.233	
K=?				
	330,872.00	RUN	PISO 8.	
NIVEL 5.			Y=0.339	
M=?			F=18,455.598	
	323.00	RUN	V=114,276.832	
ENTRP 6.				
K=?			PISO 7.	
	272,582.00	RUN	Y=-0.080	
NIVEL 6.			F=-4,361.659	
M=?			V=109,915.172	
	323.00	RUN		
ENTRP 7.			PISO 6.	
K=?			Y=-0.483	
	272,582.00	RUN	F=-26,308.839	
NIVEL 7.			V=83,607.133	
M=?				
	323.00	RUN	PISO 5.	
ENTRP 8.			Y=-0.790	
K=?			F=-43,001.585	
	272,582.00	RUN	V=40,605.548	
NIVEL 8.				
M=?				
	323.00	RUN		

## EDIFICIO PRUEBA - 2 - . DIRECCION Y . 1er. MODO .

			ENTRP 9. K=? 205,784.00	RUN RUN	PISO 4. Y=0.537 F=3,345.438 V=35,172.242
	XEQ "HOLZER"		NIVEL 9. M=? 323.00	RUN	PISO 3. Y=0.430 F=2,680.833 V=37,852.275
CUANTAS M?	10.000	RUN	ENTRP 10. K=? 205,784.00	RUN	PISO 2. Y=0.277 F=1,727.061 V=39,579.337
ENTRP 1. K=?	306,914.00	RUN	NIVEL 10. M=? 323.00	RUN	PISO 1. Y=0.132 F=821.690 V=40,401.826 Yo= 1.736-04
NIVEL 1. M=?	323.00	RUN	FREC=? 17.00	RUN	u= 4.393 T=1.430
ENTRP 2. K=?	272,522.00	RUN	Yo= 0.095 FREC=? 19.000	RUN	
NIVEL 2. M=?	323.00	RUN	Yo= 0.053 FREC=? 19.000	RUN	
ENTRP 3. K=?	247,612.00	RUN	Yo= 0.012 FREC=? 19.300	RUN	
NIVEL 3. M=?	323.00	RUN	PISO 10. Y=1.000 F=6,233.900 V=6,233.900		
ENTRP 4. K=?	329,514.00	RUN	PISO 9. Y=0.970 F=6,045.054 V=12,278.954		
NIVEL 4. M=?	323.00	RUN	PISO 8. Y=0.910 F=5,673.082 V=17,952.036		
ENTRP 5. K=?	312,978.00	RUN	PISO 7. Y=0.839 F=5,232.317 V=23,184.353		
NIVEL 5. M=?	323.00	RUN	PISO 6. Y=0.748 F=4,663.086 V=27,847.439		
ENTRP 6. K=?	253,902.00	RUN	PISO 5. Y=0.638 F=3,979.365 V=31,826.804		
NIVEL 6. M=?	323.00	RUN			
ENTRP 7. K=?	253,902.00	RUN			
NIVEL 7. M=?	323.00	RUN			
ENTRP 8. K=?	253,902.00	RUN			
NIVEL 8. M=?	323.00	RUN			

## EDIFICIO PRUEBA - 2 - . DIRECCION Y . 2o. MODO .

XEQ "HOLZER"								
CUANTAS M?	10.000	RUN	ENTRP 9.			PISO 4.		
ENTRP 1.			K=?			Y=-0.901		
K=?			205,784.00	RUN		F=-45,527.214		
306,914.00	RUN		NIVEL 9.			V=-9,299.988		
NIVEL 1.			M=?					
M=?			323.00	RUN				
ENTRP 2.			ENTRP 10.			PISO 3.		
K=?			K=?			Y=-0.872		
323.00	RUN		205,784.00	RUN		F=-44,100.538		
ENTRP 2.			NIVEL 10.			V=-53,400.526		
K=?			M=?					
272,522.00	RUN		FREC=?			PISO 2.		
NIVEL 2.			Yo= 0.049			Y=-0.657		
M=?			FREC=?			F=-33,198.926		
323.00	RUN		155.000	RUN		V=-86,599.452		
ENTRP 3.			Yo=-0.023			PISO 1.		
K=?			FREC=?			Y=-0.339		
247,612.00	RUN		157.000	RUN		F=-17,135.786		
NIVEL 3.			Yo= 0.006			V=-103,735.239		
M=?			FREC=?			Yo=-0.001		
323.00	RUN		156.500	RUN		u= 12.510		
ENTRP 4.			PISO 10.			T=0.502		
K=?			Y=1.000					
329,514.00	RUN		F=50,549.500					
NIVEL 4.			V=50,549.500					
M=?			PISO 9.					
323.00	RUN		Y=0.754					
ENTRP 5.			F=30,132.344					
K=?			V=88,681.844					
312,978.00	RUN		PISO 8.					
NIVEL 5.			Y=0.323					
M=?			F=16,348.227					
323.00	RUN		V=105,030.071					
ENTRP 6.			PISO 7.					
K=?			Y=-0.090					
253,902.00	RUN		F=-4,562.273					
NIVEL 6.			V=100,467.798					
M=?			PISO 6.					
323.00	RUN		Y=-0.486					
ENTRP 7.			F=-24,564.466					
K=?			V=75,903.332					
253,902.00	RUN		PISO 5.					
NIVEL 7.			Y=-0.785					
M=?			F=-39,676.106					
323.00	RUN		V=36,227.226					
ENTRP 8.								
K=?								
253,902.00	RUN							
NIVEL 8.								
M=?								
323.00	RUN							

EDIFICIO PRUEBA - 2 - . DIRECCION Y . 3er. MODO .

			ENTRP 9. K=?		PISO 5. Y=-6.254 F=-35,481.507 V=-187,098.679
			205,784.00	RUN	
			NIVEL 9. M=?		
			323.00	RUN	
			ENTRP 10. K=?		PISO 4. Y=0.346 F=48,289.973 V=-139,608.796
			205,784.00	RUN	
			NIVEL 10. M=?		
			323.00	RUN	
			FREC=?		PISO 3. Y=0.770 F=107,408.676 V=-32,200.030
			400.00	RUN	
			Yo= 0.304 FREC=?		
			450.000	RUN	PISO 2. Y=0.900 F=125,554.256 V=93,354.226
			Yo=-0.169 FREC=?		
			433.000	RUN	
			Yo=-0.010 FREC=?		PISO 1. Y=0.557 F=77,755.270 V=171,109.496 Yo=-2.745-04
			430.000	RUN	
			Yo= 0.019 FREC=?		
			432.000	RUN	
			PISO 10. Y=1.000 F=139,536.000 V=139,536.000		w= 20.785 T=0.302
			PISO 9. Y=0.322 F=44,920.795 V=184,456.795		
			PISO 8. Y=-0.574 F=-80,153.863 V=104,302.933		
			PISO 7. Y=-0.905 F=-137,475.246 V=-33,172.314		
			PISO 6. Y=-0.855 F=-119,244.859 V=-152,417.172		
			ENTRP 9. K=?		
			205,784.00	RUN	
			NIVEL 9. M=?		
			323.00	RUN	
			ENTRP 10. K=?		
			205,784.00	RUN	
			NIVEL 10. M=?		
			323.00	RUN	
			FREC=?		
			400.00	RUN	
			Yo= 0.304 FREC=?		
			450.000	RUN	
			Yo=-0.169 FREC=?		
			433.000	RUN	
			Yo=-0.010 FREC=?		
			430.000	RUN	
			Yo= 0.019 FREC=?		
			432.000	RUN	
			PISO 10. Y=1.000 F=139,536.000 V=139,536.000		
			PISO 9. Y=0.322 F=44,920.795 V=184,456.795		
			PISO 8. Y=-0.574 F=-80,153.863 V=104,302.933		
			PISO 7. Y=-0.905 F=-137,475.246 V=-33,172.314		
			PISO 6. Y=-0.855 F=-119,244.859 V=-152,417.172		
			ENTRP 9. K=?		
			205,784.00	RUN	
			NIVEL 9. M=?		
			323.00	RUN	
			ENTRP 10. K=?		
			205,784.00	RUN	
			NIVEL 10. M=?		
			323.00	RUN	
			FREC=?		
			400.00	RUN	
			Yo= 0.304 FREC=?		
			450.000	RUN	
			Yo=-0.169 FREC=?		
			433.000	RUN	
			Yo=-0.010 FREC=?		
			430.000	RUN	
			Yo= 0.019 FREC=?		
			432.000	RUN	
			PISO 10. Y=1.000 F=139,536.000 V=139,536.000		
			PISO 9. Y=0.322 F=44,920.795 V=184,456.795		
			PISO 8. Y=-0.574 F=-80,153.863 V=104,302.933		
			PISO 7. Y=-0.905 F=-137,475.246 V=-33,172.314		
			PISO 6. Y=-0.855 F=-119,244.859 V=-152,417.172		
			ENTRP 9. K=?		
			205,784.00	RUN	
			NIVEL 9. M=?		
			323.00	RUN	
			ENTRP 10. K=?		
			205,784.00	RUN	
			NIVEL 10. M=?		
			323.00	RUN	
			FREC=?		
			400.00	RUN	
			Yo= 0.304 FREC=?		
			450.000	RUN	
			Yo=-0.169 FREC=?		
			433.000	RUN	
			Yo=-0.010 FREC=?		
			430.000	RUN	
			Yo= 0.019 FREC=?		
			432.000	RUN	
			PISO 10. Y=1.000 F=139,536.000 V=139,536.000		
			PISO 9. Y=0.322 F=44,920.795 V=184,456.795		
			PISO 8. Y=-0.574 F=-80,153.863 V=104,302.933		
			PISO 7. Y=-0.905 F=-137,475.246 V=-33,172.314		
			PISO 6. Y=-0.855 F=-119,244.859 V=-152,417.172		
			ENTRP 9. K=?		
			205,784.00	RUN	
			NIVEL 9. M=?		
			323.00	RUN	
			ENTRP 10. K=?		
			205,784.00	RUN	
			NIVEL 10. M=?		
			323.00	RUN	
			FREC=?		
			400.00	RUN	
			Yo= 0.304 FREC=?		
			450.000	RUN	
			Yo=-0.169 FREC=?		
			433.000	RUN	
			Yo=-0.010 FREC=?		
			430.000	RUN	
			Yo= 0.019 FREC=?		
			432.000	RUN	
			PISO 10. Y=1.000 F=139,536.000 V=139,536.000		
			PISO 9. Y=0.322 F=44,920.795 V=184,456.795		
			PISO 8. Y=-0.574 F=-80,153.863 V=104,302.933		
			PISO 7. Y=-0.905 F=-137,475.246 V=-33,172.314		
			PISO 6. Y=-0.855 F=-119,244.859 V=-152,417.172		

## EDIFICIO PRUEBA - 3 - . DIRECCION X . 1er. MODO .

CUANTAS M?			XEQ "HOLZER"			ENTR P.			PISO 4.		
						K=?					Y=0.542
						187,676.00	RUN				F=3,078.408
						NIVEL 9.					V=32,135.595
						M=?					
						323.00	RUN				
						ENTR P 10.					PISO 3.
						K=?					Y=0.436
						187,676.00	RUN				F=2,478.278
						NIVEL 10.					V=34,613.874
						M=?					
						323.00	RUN				PISO 2.
						FREC=?					Y=0.284
						18.00	RUN				F=1,615.402
						Yo=-0.018					V=36,229.275
						FREC=?					
						17.000	RUN				PISO 1.
						Yo= 0.026					Y=0.138
						FREC=?					F=785.733
						17.600	RUN				V=37,015.008
											Yo=-4.181-04
						PISO 10.					
						Y=1.000					w= 4.195
						F=5,684.800					T=1.498
						V=5,684.800					
						323.00	RUN				
						ENTR P 4.					
						K=?					
						304,408.00	RUN				
						NIVEL 4.					
						M=?					
						323.00	RUN				
						ENTR P 5.					
						K=?					
						290,610.00	RUN				
						NIVEL 5.					
						M=?					
						323.00	RUN				
						PISO 8.					
						Y=0.910					
						F=5,173.430					
						V=16,370.834					
						323.00	RUN				
						PISO 7.					
						Y=0.840					
						F=4,776.280					
						V=21,147.114					
						323.00	RUN				
						PISO 6.					
						Y=0.750					
						F=4,263.259					
						V=25,410.373					
						323.00	RUN				
						ENTR P 7.					
						K=?					
						234,332.00	RUN				
						NIVEL 6.					
						M=?					
						323.00	RUN				
						PISO 5.					
						Y=0.642					
						F=3,646.814					
						V=29,057.187					
						323.00	RUN				
						ENTR P 8.					
						K=?					
						234,332.00	RUN				
						NIVEL 8.					
						M=?					
						323.00	RUN				



## EDIFICIO PRUEBA - 3 - . DIRECCION X . 2o. MODO .

			ENTRP 9.		PISO 4.
			K=?		Y=-0.892
			187,676.00	RUN	F=-41,869.786
			NIVEL 9.		V=-6,779.892
			M=?		
			323.00	RUN	
			ENTRP 10.		PISO 3.
			K=?		Y=-0.870
			187,676.00	RUN	F=-40,044.644
			NIVEL 10.		V=-46,824.536
			M=?		
			323.00	RUN	
			FREC=?		PISO 2.
			150.00	RUN	Y=-0.665
			Yo= 0.116		F=-30,593.723
			FREC=?		V=-77,418.259
			140.000	RUN	
			Yo=-0.042		PISO 1.
			FREC=?		Y=-0.353
			143.000	RUN	F=-16,239.134
			Yo= 0.006		V=-93,657.393
			FREC=?		Yo=-0.002
			142.500	RUN	
					u= 11.937
					T=0.526
			PISO 10.		
			Y=1.000		
			F=46,027.500		
			V=46,027.500		
			PISO 9.		
			Y=0.755		
			F=34,739.265		
			V=80,766.765		
			PISO 8.		
			Y=0.324		
			F=14,931.233		
			V=95,697.998		
			PISO 7.		
			Y=-0.884		
			F=-3,865.771		
			V=91,832.227		
			PISO 6.		
			Y=-0.476		
			F=-21,903.461		
			V=69,928.766		
			PISO 5.		
			Y=-0.774		
			F=-35,638.871		
			V=34,289.894		

XEQ "HOLZER"  
 CUANTAS M? 10.000 RUN  
 ENTRP 1. K=? 266,997.00 RUN  
 NIVEL 1. M=? 323.00 RUN  
 ENTRP 2. K=? 248,239.00 RUN  
 NIVEL 2. M=? 323.00 RUN  
 ENTRP 3. K=? 228,043.00 RUN  
 NIVEL 3. M=? 323.00 RUN  
 ENTRP 4. K=? 304,408.00 RUN  
 NIVEL 4. M=? 323.00 RUN  
 ENTRP 5. K=? 290,610.00 RUN  
 NIVEL 5. M=? 323.00 RUN  
 ENTRP 6. K=? 234,332.00 RUN  
 NIVEL 6. M=? 323.00 RUN  
 ENTRP 7. K=? 234,332.00 RUN  
 NIVEL 7. M=? 323.00 RUN  
 ENTRP 8. K=? 234,332.00 RUN  
 NIVEL 8. M=? 323.00 RUN

## EDIFICIO PRUEBA - 3 - . DIRECCION X . 3er. MOD0 .

			ENTRP 9.			PISO 4.
			K=?			Y=0.328
			187,676.00	RUN		F=41,710.458
			NIVEL 9.			V=-130,152.687
			M=?			
			323.00	RUN		
CUANTAS M?	XEQ "HOLZER"		ENTRP 10.			PISO 3.
	18.000	RUN	K=?			Y=0.755
ENTRP 1.	266,997.00	RUN	187,676.00	RUN		F=96,122.599
K=?			NIVEL 10.			V=-34,030.087
NIVEL 1.			M=?			
M=?	323.00	RUN	323.00	RUN		PISO 2.
ENTRP 2.			FREC=?			Y=0.905
K=?	240,239.00	RUN	350.00	RUN		F=115,113.478
NIVEL 2.			Yo= 0.456			V=81,083.390
M=?	323.00	RUN	FREC=?			
ENTRP 3.			400.000	RUN		PISO 1.
K=?	220,043.00	RUN	Yo=-0.064			Y=0.578
NIVEL 3.			FREC=?			F=73,545.334
M=?	323.00	RUN	394.000	RUN		V=154,628.725
ENTRP 4.						Yo=-0.001
K=?	304,408.00	RUN	PISO 10.			u= 19.849
NIVEL 4.			Y=1.000			T=0.317
M=?	323.00	RUN	F=127,262.000			
ENTRP 5.			V=127,262.000			
K=?	290,610.00	RUN	PISO 9.			
NIVEL 5.			Y=0.322			
M=?	323.00	RUN	F=40,966.381			
ENTRP 6.			V=160,228.381			
K=?	234,332.00	RUN	PISO 8.			
NIVEL 6.			Y=-0.574			
M=?	323.00	RUN	F=-73,108.302			
ENTRP 7.			V=95,120.079			
K=?	234,332.00	RUN	PISO 7.			
NIVEL 7.			Y=-0.980			
M=?	323.00	RUN	F=-124,766.511			
ENTRP 8.			V=-29,646.433			
K=?	234,332.00	RUN	PISO 6.			
NIVEL 8.			Y=-0.854			
M=?	323.00	RUN	F=-108,666.003			
ENTRP 9.			V=-130,312.436			
K=?	234,332.00	RUN	PISO 5.			
NIVEL 9.			Y=-0.264			
M=?	323.00	RUN	F=-33,550.700			
ENTRP 10.			V=-171,063.144			
K=?	234,332.00	RUN				
NIVEL 10.						
M=?	323.00	RUN				



## EDIFICIO PRUEBA - 3 - . DIRECCION Y . 20. MOD0 .

XEQ "HOLZER"			ENTRP 9.			PISO 4.		
CUANTAS M?			K=?	184,128.00	RUN	Y=-0.943		
	10.000	RUN	NIVEL 9.			F=-41,411.993		
			M=?	323.00	RUN	V=-12,540.498		
ENTRP 1.			ENTRP 10.			PISO 3.		
K=?			K=?			Y=-0.897		
	306,742.00	RUN		184,128.00	RUN	F=-39,410.310		
NIVEL 1.			NIVEL 10.			V=-51,950.808		
M=?			M=?			PISO 2.		
	323.00	RUN		323.00	RUN	Y=-0.650		
ENTRP 2.			FREC=?			F=-28,554.822		
K=?			Yo= 0.224	150.00	RUN	V=-80,505.630		
	237,197.00	RUN	FREC=?			PISO 1.		
NIVEL 2.						Y=-0.311		
M=?				140.000	RUN	F=-13,645.479		
	323.00	RUN	Yo= 0.063			V=-94,151.109		
ENTRP 3.			FREC=?			Yo=-0.004		
K=?				136.000	RUN			
	210,225.00	RUN				PISO 10.		
NIVEL 3.						Y=1.000		u= 11.662
M=?						F=43,928.000		T=0.539
	323.00	RUN				V=43,928.000		
ENTRP 4.						PISO 9.		
K=?						Y=0.761		
	275,208.00	RUN				F=33,447.958		
NIVEL 4.						V=77,375.958		
M=?						PISO 8.		
	323.00	RUN				Y=0.341		
ENTRP 5.						F=14,988.131		
K=?						V=92,364.089		
	253,410.00	RUN				PISO 7.		
NIVEL 5.						Y=-0.099		
M=?						F=-4,334.702		
	323.00	RUN				V=88,029.387		
ENTRP 6.						PISO 6.		
K=?						Y=-0.518		
	209,978.00	RUN				F=-22,750.702		
NIVEL 6.						V=65,278.685		
M=?						PISO 5.		
	323.00	RUN				Y=-0.329		
ENTRP 7.						F=-36,407.190		
K=?						V=28,871.495		
	209,978.00	RUN						
NIVEL 7.								
M=?								
	323.00	RUN						
ENTRP 8.								
K=?								
	209,978.00	RUN						
NIVEL 8.								
M=?								
	323.00	RUN						

## EDIFICIO PRUEBA - 3 - . DIRECCION Y . 3er. MODO .

			ENTRP 9. K=? 184,128.00	RUN	PISO 4. Y=0.399 F=48,535.946 V=-114,987.132
	XEQ "HOLZER"		NIVEL 9. M=? 323.00	RUN	
CUANTAS M?	10.00	RUN	ENTRP 10. K=? 184,128.00	RUN	PISO 3. Y=0.816 F=99,378.786 V=-15,528.345
ENTRP 1. K=?	306,742.00	RUN	NIVEL 10. M=? 323.00	RUN	PISO 2. Y=0.890 F=108,373.445 V=92,845.100
NIVEL 1. M=?	323.00	RUN	FREC=? 358.00	RUN	PISO 1. Y=0.499 F=60,709.896 V=153,554.196 Yo=-0.002
ENTRP 2. K=?	237,197.00	RUN	Yo= 0.291 FREC=? 378.000	RUN	
NIVEL 2. M=?	323.00	RUN	Yo= 0.074 FREC=? 377.000	RUN	
ENTRP 3. K=?	210,225.00	RUN	PISO 10. Y=1.000 F=121,771.000 V=121,771.000		u= 19.416 T=0.324
NIVEL 3. M=?	323.00	RUN	PISO 9. Y=0.339 F=41,239.107 V=163,010.107		
ENTRP 4. K=?	275,208.00	RUN	PISO 8. Y=-0.547 F=-66,565.810 V=96,444.297		
NIVEL 4. M=?	323.00	RUN	PISO 7. Y=-1.006 F=-122,496.043 V=-26,051.746		
ENTRP 5. K=?	253,410.00	RUN	PISO 6. Y=-0.882 F=-107,388.045 V=-133,439.791		
NIVEL 5. M=?	323.00	RUN	PISO 5. Y=-0.246 F=-30,003.287 V=-163,443.078		
ENTRP 6. K=?	209,978.00	RUN			
NIVEL 6. M=?	323.00	RUN			
ENTRP 7. K=?	209,978.00	RUN			
NIVEL 7. M=?	323.00	RUN			
ENTRP 8. K=?	209,978.00	RUN			
NIVEL 8. M=?	323.00	RUN			

A P E N D I C E    I I

---

ANALISIS POR TORSION

PROYECTO: ANALISIS POR TORSION, EDIFICIO -1-. TESIS PROF.

ENTREPISO No. PRIMER NIVEL

SENTIDO	v	es	b	e1=1.5es+0.1b	e2=es-0.1b	Ht1=Ve1	Ht2=Ve2
x	260.60	0.00	10.29	1.03	-1.03	268.16	-268.16
y	252.10	0.00	56.00	5.60	-5.60	1411.76	-1411.76

xv =	28.00	xt =	28.00	es =	0.00	EKix y2it + EKiy x2it = 12740690.00
yv =	5.15	yt =	5.15	es =	0.00	

Eje	Kix	Yi	Kix Yi	Yit	Kix Yit	Kix Y2it	E F E C T O D E			E F E C T O D E Vy	
							DIRECTO	TORSION	TOTAL	TORSION	Vz+0.3Vy
1 x	11807.50	10.29	121499.20	5.15	60749.59	312556.60	130.30	1.28	131.58	6.73	133.60
2 x	11807.50	0.00	0.00	-5.15	-60749.59	312556.60	130.30	1.28	131.58	6.73	133.60
SUMAS	23615.00		121499.20			625113.30					

yt = 121499.2 / 23615 = 5.15

Eje	Kiy	Xi	Kiy Xi	Xit	Kiy Xit	Kiy X2it	E F E C T O D E			E F E C T O D E Vx	
							DIRECTO	TORSION	TOTAL	TORSION	Vy+0.3Vx
1 y	4058.20	0.00	0.00	-28.00	-113629.60	3181629.00	26.28	12.59	38.87	2.39	39.59
2 y	5136.00	8.00	41088.00	-20.00	-102720.00	2054400.00	33.26	11.38	44.64	2.16	45.29
3 y	5136.00	16.00	82176.00	-12.00	-61632.00	739584.30	33.26	6.83	40.09	1.30	40.48
4 y	5136.00	24.00	123264.00	-4.00	-20544.00	82176.08	33.26	2.28	35.53	0.43	35.66
5 y	5136.00	32.00	164352.00	4.00	20543.99	82175.93	33.26	2.28	35.53	0.43	35.66
6 y	5136.00	40.00	205440.00	12.00	61631.99	739583.80	33.26	6.83	40.09	1.30	40.48
7 y	5136.00	48.00	246528.00	20.00	102720.00	2054400.00	33.26	11.38	44.64	2.16	45.29
8 y	4058.20	56.00	227259.20	28.00	113629.60	3181628.00	26.28	12.59	38.87	2.39	39.59
SUMAS	38932.40		1090107.00			12115580.00					

xt = 1090107 / 38932.4 = 28.00

PROYECTO: ANALISIS POR TORSION. EDIFICIO -1-. TESIS PROF.

ENTREPISO No. SEGUNDO NIVEL

SENTIDO	V	es	b	e1=1.5es+0.1b	e2=es-0.1b	Ht1=Ve1	Ht2=Ve2
x	257.00	0.00	10.29	1.03	-1.03	264.45	-264.45
y	253.70	0.00	56.00	5.60	-5.60	1420.72	-1420.72

$$xv = 28.00 \quad xt = 28.00 \quad es = 0.00$$

$$EKix y2it + EKiy x2it = 8824644.00$$

$$yv = 5.15 \quad yt = 5.15 \quad es = 0.00$$

Eje	Kix	Yi	Kix Yi	Yit	Kix Yit	Kix Y2it	E F E C T O D E Vx			E F E C T O D E Vy	
							DIRECTO	TORSION	TOTAL	TORSION	Vx+0.3Vy
1 x	12659.40	10.29	130265.20	5.15	65132.62	335107.30	128.50	1.95	130.45	10.49	133.60
2 x	12659.40	0.00	0.00	-5.15	-65132.62	335107.30	128.50	1.95	130.45	10.49	133.60
SUMAS	25318.80		130265.20			670214.60					

$$yt = 130265.2 / 25318.8 = 5.15$$

Eje	Kiy	Xi	Kiy Xi	Xit	Kiy Xit	Kiy X2it	E F E C T O D E Vy			E F E C T O D E Vx	
							DIRECTO	TORSION	TOTAL	TORSION	Vy+0.3Vx
1 y	2355.10	0.00	0.00	-28.00	-65942.81	1846399.00	20.88	10.62	31.50	1.98	32.09
2 y	3983.60	8.00	31868.80	-20.00	-79672.01	1593440.00	35.32	12.83	48.15	2.39	48.87
3 y	3983.60	16.00	63737.60	-12.00	-47803.21	573639.60	35.32	7.70	43.02	1.43	43.45
4 y	3983.60	24.00	95606.41	-4.00	-15934.41	63737.67	35.32	2.57	37.89	0.48	38.03
5 y	3983.60	32.00	127475.20	4.00	15934.39	63737.54	35.32	2.57	37.89	0.48	38.03
6 y	3983.60	40.00	159344.00	12.00	47803.20	573638.30	35.32	7.70	43.02	1.43	43.45
7 y	3983.60	48.00	191212.80	20.00	79672.00	1593440.00	35.32	12.83	48.15	2.39	48.87
8 y	2355.10	56.00	131865.60	28.00	65942.80	1846398.00	20.88	10.62	31.50	1.98	32.09
SUMAS	28611.80		801130.50			8154429.00					

$$xt = 801130.5 / 28611.8 = 28.00$$



PROYECTO: ANALISIS POR TORSION. EDIFICIO -1-. TESIS PROF.

ENTREPISO No. TERCER NIVEL

SENTIDO	v	es	b	e1=1,5es+0,1b	e2=es-0,1b	M1=Ve1	M2=Ve2
x	243.30	0.00	10.29	1.03	-1.03	250.36	-250.36
y	242.70	0.00	56.00	5.60	-5.60	1359.12	-1359.12

$$xv = 28.00 \quad xt = 28.00 \quad es = 0.00$$

$$yv = 5.15 \quad yt = 5.15 \quad es = 0.00$$

$$IKix y2it + IKiy x2it = 7550070.00$$

Eje	Kix	Yi	Kix Yi	Yit	Kix Yit	Kix Y2it	E F E C T O D E Vx			E F E C T O D E Vy	
							DIRECTO	TORSION	TOTAL	TORSION	Vx+0,3Vy
1 x	11752.00	10.29	120928.10	5.15	60464.04	311087.50	121.65	2.00	123.65	10.88	126.92
2 x	11752.00	0.00	0.00	-5.15	-60464.04	311087.50	121.65	2.00	123.65	10.98	126.92
SUMAS	23504.00		120928.10			622175.00					

$$yt = 120928.1 / 23504 = 5.15$$

Eje	Kiy	Xi	Kiy Xi	Xit	Kiy Xit	Kiy X2it	E F E C T O D E Vy			E F E C T O D E Vx	
							DIRECTO	TORSION	TOTAL	TORSION	Vy+0,3Vx
1 y	1886.80	0.00	0.00	-28.00	-52830.41	1479252.00	18.29	9.51	27.80	1.75	28.32
2 y	3544.10	8.00	28352.80	-20.00	-70882.01	1417640.00	34.35	12.76	47.11	2.35	47.82
3 y	3544.10	16.00	56705.60	-12.00	-42529.21	510350.60	34.35	7.66	42.01	1.41	42.43
4 y	3544.10	24.00	85058.41	-4.00	-14176.41	56705.66	34.35	2.55	36.91	0.47	37.05
5 y	3544.10	32.00	113411.20	4.00	14176.39	56705.55	34.35	2.55	36.91	0.47	37.05
6 y	3544.10	40.00	141764.00	12.00	42529.20	510350.30	34.35	7.66	42.01	1.41	42.43
7 y	3544.10	48.00	170116.80	20.00	70882.00	1417640.00	34.35	12.76	47.11	2.35	47.82
8 y	1886.80	56.00	105660.80	28.00	52830.40	1479251.00	18.29	9.51	27.80	1.75	28.32
SUMAS	25038.20		701069.60			6927895.00					

$$xt = 701069.6 / 25038.2 = 28.00$$

PROYECTO: ANALISIS POR TORSION. EDIFICIO --1-. TESIS PROF.

ENTREPISO No. CUARTO NIVEL

SENTIDO	v	es	b	e1=1.5es+0.1b	e2=es-0.1b	Mt1=Ve1	Mt2=Ve2
x	227.00	0.00	10.29	1.03	-1.03	233.58	-233.58
y	225.90	0.00	56.00	5.60	-5.60	1265.04	-1265.04

$$xv = 28.00 \quad xt = 28.00 \quad es = 0.00$$

$$yv = 5.15 \quad yt = 5.15 \quad es = 0.00$$

$$IKix y2it + IKiy x2it = 9814909.00$$

Eje	Kix	Yi	Kix Yi	Yit	Kix Yit	Kix Y2it	E F E C T O D E Vx			E F E C T O D E Vy	
							DIRECTO	TORSION	TOTAL	TORSION	Vx+0.3Vy
1 x	15964.40	10.29	164273.70	5.15	82136.84	422594.10	113.50	1.95	115.45	10.59	118.63
2 x	15964.40	0.00	0.00	-5.15	-82136.84	422594.10	113.50	1.95	115.45	10.59	118.63
SUMAS	31928.80		164273.70			845188.10					

$$yt = 164273.7 / 31928.8 = 5.15$$

Eje	Kiy	Xi	Kiy Xi	Xit	Kiy Xit	Kiy X2it	E F E C T O D E Vy			E F E C T O D E Vx	
							DIRECTO	TORSION	TOTAL	TORSION	Vy+0.3Vx
1 y	2416.70	0.00	0.00	-28.00	-67667.60	1894693.00	16.75	8.72	25.48	1.61	25.96
2 y	4625.30	8.00	37002.40	-20.00	-92506.00	1850120.00	32.07	11.92	43.99	2.20	44.65
3 y	4625.30	16.00	74004.80	-12.00	-55503.60	666043.20	32.07	7.15	39.22	1.32	39.62
4 y	4625.30	24.00	111007.20	-4.00	-18501.20	74004.80	32.07	2.38	34.45	0.44	34.58
5 y	4625.30	32.00	148009.60	4.00	18501.20	74004.80	32.07	2.38	34.45	0.44	34.58
6 y	4625.30	40.00	185012.00	12.00	55503.60	666043.20	32.07	7.15	39.22	1.32	39.62
7 y	4625.30	48.00	222014.40	20.00	92506.00	1850120.00	32.07	11.92	43.99	2.20	44.65
8 y	2416.70	56.00	135335.20	28.00	67667.60	1894693.00	16.75	8.72	25.48	1.61	25.96
SUMAS	32585.20		912385.60			8969721.00					

$$xt = 912385.6 / 32585.2 = 28.00$$

PROYECTO: ANALISIS POR TORSION. EDIFICIO -1-. TESIS PROF.

ENTREPISO No. QUINTO NIVEL

SENTIDO	y	es	b	e1=1,5es+0,1b	e2=es-0,1b	Ht1=Ve1	Ht2=Ve2
x	204.30	-0.00	10.29	1.03	-1.03	210.22	-210.22
y	204.00	0.00	56.00	5.60	-5.60	1142.40	-1142.40

$xv = 29.00$        $xt = 28.00$        $es = -0.00$   
 $yv = 5.15$        $yt = 5.14$        $es = 0.00$

$IKix y2it + IKiy x2it = 9115128.00$

Eje	Kix	Yi	Kix Yi	Yit	Kix Yit	Kix Y2it	E F E C T O D E			E F E C T O D E	
							DIRECTO	TORSION	Vx TOTAL	TORSION	Vy +0,3Vy
1 x	14955.20	10.29	153889.00	5.15	76944.52	395879.50	102.15	1.77	103.92	9.64	106.82
2 x	14955.20	0.00	0.00	-5.14	-76944.50	395879.40	102.15	1.77	103.92	9.64	106.82
SUMAS	29910.40		153889.00			791759.00					

$yt = 153889 / 29910.4 = 5.14$

Eje	Kiy	Xi	Kiy Xi	Xit	Kiy Xit	Kiy X2it	E F E C T O D E			E F E C T O D E	
							DIRECTO	TORSION	Vy TOTAL	TORSION	Vy+0,3Vy
1 y	2204.70	0.00	0.00	-28.00	-61731.60	1728485.00	14.76	7.74	22.49	1.42	22.92
2 y	4345.00	8.00	34760.00	-20.00	-86900.01	1738000.00	29.08	10.89	39.97	2.00	40.57
3 y	4345.00	16.00	69520.00	-12.00	-52140.01	625680.20	29.08	6.53	35.62	1.20	35.98
4 y	4345.00	24.00	104280.00	-4.00	-17380.01	69520.06	29.08	2.18	31.26	0.40	31.38
5 y	4345.00	32.00	139040.00	4.00	17379.99	69519.94	29.08	2.18	31.26	0.40	31.38
6 y	4345.00	40.00	173800.00	12.00	52139.99	625679.80	29.08	6.53	35.62	1.20	35.98
7 y	4345.00	48.00	208560.00	20.00	86899.99	1738000.00	29.08	10.89	39.97	2.00	40.57
8 y	2204.70	56.00	123463.20	28.00	61731.60	1728485.00	14.76	7.74	22.49	1.42	22.92
SUMAS	30479.40		853423.20			8323370.00					

$xt = 853423.2 / 30479.4 = 28.00$

PROYECTO: ANALISIS POR TORSION. EDIFICIO -1-. TESIS PROF.

ENTREPISO No. SEXTO NIVEL

SENTIDO	v	es	b	e1=1.5es+0.1b	e2=es-0.1b	Mt1=Ve1	Mt2=Ve2
x	180.30	0.00	10.29	1.03	-1.03	185.53	-185.53
y	181.20	-0.00	56.00	5.60	-5.60	1014.72	-1014.72

xv =	28.00	xt =	28.00	es =	0.00	IKix y2it + IKiy x2it = 7625733.00
yv =	5.15	yt =	5.15	es =	-0.00	

Eje	Kix	Yi	Kix Yi	Yit	Kix Yit	Kix Y2it	E F E C T O D E		Vx	E F E C T O D E Vy	
							DIRECTO	TORSION		TOTAL	TORSION
1 x	11462.10	10.29	117945.00	5.15	58972.50	303413.50	90.15	1.43	91.58	7.85	93.94
2 x	11462.10	0.00	0.00	-5.15	-58972.50	303413.50	90.15	1.43	91.58	7.85	93.94
SUMAS	22924.20		117945.00			606827.10					

$$yt = 117945 / 22924.2 = 5.15$$

Eje	Kiy	Xi	Kiy Xi	Xit	Kiy Xit	Kiy X2it	E F E C T O D E		Vy	E F E C T O D E Vx	
							DIRECTO	TORSION		TOTAL	TORSION
1 y	1883.20	0.00	0.00	-28.00	-52729.60	1476429.00	13.36	7.02	20.37	1.28	20.76
2 y	3630.40	8.00	29043.20	-29.00	-72608.00	1452160.00	25.75	9.66	35.41	1.77	35.94
3 y	3639.46	16.00	58086.40	-12.00	-43564.80	522777.40	25.75	5.90	31.54	1.06	31.86
4 y	3630.40	24.00	87129.59	-4.00	-14521.59	58086.35	25.75	1.93	27.68	0.35	27.79
5 y	3630.40	32.00	116172.80	4.00	14521.61	58086.46	25.75	1.93	27.68	0.35	27.79
6 y	3630.40	40.00	145216.00	12.00	43564.81	522777.80	25.75	5.80	31.54	1.06	31.86
7 y	3630.40	48.00	174259.20	20.00	72608.01	1452160.00	25.75	9.66	35.41	1.77	35.94
8 y	1883.20	56.00	105459.20	28.00	52729.60	1476429.00	13.36	7.02	20.37	1.28	20.76
SUMAS	25548.80		715366.40			7018906.00					

$$xt = 715366.4 / 25548.8 = 28.00$$

PROYECTO: ANALISIS POR TORSION. EDIFICIO -1-. TESIS PROF.

ENTREPISO No. SEPTIMO NIVEL

SENTIDO	v	es	b	e1=1.5es+0.1b	e2=es-0.1b	Mt1=Vel	Mt2=Ve2
x	151.50	0.00	10.29	1.03	-1.03	155.89	-155.89
y	152.30	-0.00	56.00	5.60	-5.60	852.88	-852.88

$$\begin{aligned}
 xv &= 28.00 & xt &= 28.00 & es &= 0.00 \\
 yy &= 5.15 & yt &= 5.15 & es &= -0.00
 \end{aligned}$$

$\Sigma Kix y2it + \Sigma Kiy x2it = 7625733.00$

Eje	Kix	Yi	Kix Yi	Yit	Kix Yit	Kix Y2it	EFECTO DE			EFECTO DE Vy	
							DIRECTO	TORSION	TOTAL	TORSION	Vx+0.3Vy
1 x	11462.10	10.29	117945.00	5.15	58972.50	303413.50	75.75	1.21	76.96	6.60	78.93
2 x	11462.10	0.00	0.00	-5.15	-58972.50	303413.50	75.75	1.21	76.96	6.60	78.93
SUMAS	22924.20		117945.00			606827.10					

$$yt = 117945 / 22924.2 = 5.15$$

Eje	Kiy	Xi	Kiy Xi	Xit	Kiy Xit	Kiy X2it	EFECTO DE			EFECTO DE Vx	
							DIRECTO	TORSION	TOTAL	TORSION	Vy+0.3Vx
1 y	1883.20	0.00	0.00	-28.00	-52729.60	1476429.00	11.23	5.90	17.12	1.08	17.45
2 y	3630.40	8.00	29043.20	-20.00	-72608.00	1452160.00	21.64	8.12	29.76	1.48	30.21
3 y	3630.40	16.00	58086.40	-12.00	-43564.80	522777.40	21.64	4.87	26.51	0.89	26.78
4 y	3630.40	24.00	87129.59	-4.00	-14521.59	58086.35	21.64	1.62	23.27	0.30	23.35
5 y	3630.40	32.00	116172.80	4.00	14521.61	58086.46	21.64	1.62	23.27	0.30	23.35
6 y	3630.40	40.00	145216.00	12.00	43564.81	522777.80	21.64	4.87	26.51	0.89	26.78
7 y	3630.40	48.00	174259.20	20.00	72608.01	1452160.00	21.64	8.12	29.76	1.48	30.21
8 y	1883.20	56.00	105459.20	28.00	52729.60	1476429.00	11.23	5.90	17.12	1.08	17.45
SUMAS	25548.80		715366.40			7018906.00					

$$xt = 715366.4 / 25548.8 = 28.00$$

PROYECTO: ANALISIS POR TORSION. EDIFICIO -1-. TESIS PROF.

ENTREPISO No. OCTAVO NIVEL

SENTIDO	V	es	b	e1=1.5es+0.1b	e2=es-0.1b	Ht1=Ve1	Ht2=Ve2
x	119.30	0.00	10.29	1.03	-1.03	122.76	-122.76
y	118.70	-0.00	56.00	5.60	-5.60	664.72	-664.72

xv =	28.00	xt =	28.00	es =	0.00
yv =	5.15	yt =	5.15	es =	-0.00

$$\sum K_{iy} y_{2it} + \sum K_{ix} x_{2it} = 7625733.00$$

Eje	Kix	Yi	Kix Yi	Yit	Kix Yit	Kix Y2it	E F E C T O D E		Vx	E F E C T O D E Vy	
							DIRECTO	TORSION		TOTAL	TORSION
1 x	11462.10	10.29	117945.00	5.15	58972.50	303413.50	59.65	0.95	60.60	5.14	62.14
2 x	11462.10	0.00	0.00	-5.15	-58972.50	303413.50	59.65	0.95	60.60	5.14	62.14
SUMAS	22924.20		117945.00			606827.10					

$$y_t = 117945 / 22924.2 = 5.15$$

Eje	Kiy	Xi	Kiy Xi	Xit	Kiy Xit	Kiy X2it	E F E C T O D E		Vy	E F E C T O D E Vx	
							DIRECTO	TORSION		TOTAL	TORSION
1 y	1883.20	0.00	0.00	-28.00	-52729.60	1476429.00	8.75	4.60	13.35	0.85	13.60
2 y	3630.40	8.00	29043.20	-20.00	-72608.00	1452160.00	16.87	6.33	23.20	1.17	23.55
3 y	3630.40	16.00	58086.40	-12.00	-43564.80	522777.40	16.87	3.80	20.66	0.70	20.87
4 y	3630.40	24.00	87129.59	-4.00	-14521.59	58086.35	16.87	1.27	18.13	0.23	18.20
5 y	3630.40	32.00	116172.80	4.00	14521.61	58086.46	16.87	1.27	18.13	0.23	18.20
6 y	3630.40	40.00	145216.00	12.00	43564.81	522777.80	16.87	3.80	20.66	0.70	20.87
7 y	3630.40	48.00	174259.20	20.00	72608.01	1452160.00	16.87	6.33	23.20	1.17	23.55
8 y	1883.20	56.00	105459.20	28.00	52729.60	1476429.00	8.75	4.60	13.35	0.85	13.60
SUMAS	25548.80		715366.40			7018906.00					

$$x_t = 715366.4 / 25548.8 = 28.00$$

PROYECTO: ANALISIS POR TORSION. EDIFICIO -1-. TESIS PROF.

ENTREPISO No. NOVENO NIVEL

SENTIDO	y	es	b	e1=1.5es+0.1b	e2=es-0.1b	Mt1=Ve1	Mt2=Ve2
x	81.30	0.00	10.29	1.03	-1.03	83.66	-83.66
y	81.90	-0.00	56.00	5.60	-5.60	458.64	-458.64

xv =	28.00	xt =	28.00	es =	0.09	ΣKix y2it + ΣKiy x2it = 6774091.00
yv =	5.15	yt =	5.15	es =	-0.00	

Eje	Kix	Yi	Kix Yi	Yit	Kix Yit	Kix Y2it	EFECTO DE			EFECTO DE Vy	
							DIRECTO	TORSION	TOTAL	TORSION	Vx+0.3Vy
1 x	8553.80	10.29	88018.60	5.15	44009.30	226427.90	40.65	0.54	41.19	2.98	42.09
2 x	8553.80	0.00	0.00	-5.15	-44009.30	226427.90	40.65	0.54	41.19	2.98	42.09
SUMAS	17107.60		88018.60			452855.70					

$$yt = 88018.6 / 17107.6 = 5.15$$

Eje	Kiy	Xi	Kiy Xi	Xit	Kiy Xit	Kiy X2it	EFECTO DE			EFECTO DE Vx	
							DIRECTO	TORSION	TOTAL	TORSION	Vy+0.3Vx
1 y	1764.40	0.00	0.00	-28.00	-49403.20	1383209.00	6.40	3.34	9.75	0.61	9.93
2 y	3173.80	8.00	25390.40	-20.00	-63475.99	1269520.00	11.52	4.30	15.81	0.78	16.05
3 y	3173.80	16.00	50780.80	-12.00	-38085.59	457026.90	11.52	2.58	14.09	0.47	14.24
4 y	3173.80	24.00	76171.21	-4.00	-12695.19	50780.71	11.52	0.86	12.38	0.16	12.42
5 y	3173.80	32.00	101561.60	4.00	12695.21	50780.90	11.52	0.86	12.38	0.16	12.42
6 y	3173.80	40.00	126952.00	12.00	38085.61	457027.50	11.52	2.58	14.09	0.47	14.24
7 y	3173.80	48.00	152342.40	20.00	63476.01	1269521.00	11.52	4.30	15.81	0.78	16.05
8 y	1764.40	56.00	98806.40	28.00	49403.21	1383290.00	6.40	3.34	9.75	0.61	9.93
SUMAS	22571.60		632004.20			6321236.00					

$$xt = 632004.8 / 22571.6 = 28.00$$

PROYECTO: ANALISIS POR TORSION. EDIFICIO -1-. TESIS PROF.

ENTREPISO No. DECIMO NIVEL

SENTIDO	V	es	b	e1=1.5es+0.1b	e2=es-0.1b	Mt1=Ve1	Mt2=Ve2
x	42.30	0.00	10.29	1.03	-1.03	43.53	-43.53
y	42.20	-0.00	56.00	5.60	-5.60	236.32	-236.32

$$xv = 28.00 \quad xt = 28.00 \quad es = 0.00$$

$$EKix y2it + EKiy x2it = 6774091.00$$

$$yv = 5.15 \quad yt = 5.15 \quad es = -0.00$$

Eje	Kix	Yi	Kix Yi	Yit	Kix Yit	Kix Y2it	EFECTO DE Vx			EFECTO DE Vy	
							DIRECTO	TORSION	TOTAL	TORSION	Vy+0.3Vy
1 x	8553.80	10.29	88018.60	5.15	44009.30	226427.90	21.15	0.28	21.43	1.54	21.89
2 x	8553.80	0.00	0.00	-5.15	-44009.30	226427.90	21.15	0.28	21.43	1.54	21.89
SUMAS	17107.60		88018.60			452855.70					

$$yt = 88018.6 / 17107.6 = 5.15$$

Eje	Kiy	Xi	Kiy Xi	Xit	Kiy Xit	Kiy X2it	EFECTO DE Vy			EFECTO DE Vx	
							DIRECTO	TORSION	TOTAL	TORSION	Vy+0.3Vy
1 y	1764.40	0.00	0.00	-28.00	-49403.20	1383289.00	3.30	1.72	5.02	0.32	5.12
2 y	3173.80	8.00	25390.40	-20.00	-63475.99	1269520.00	5.93	2.21	8.15	0.41	9.27
3 y	3173.80	16.00	50780.80	-12.00	-38085.59	457026.90	5.93	1.33	7.26	0.24	7.34
4 y	3173.80	24.00	76171.21	-4.00	-12695.19	50780.71	5.93	0.44	6.38	0.08	6.40
5 y	3173.80	32.00	101561.60	4.00	12695.21	50780.90	5.93	0.44	6.38	0.08	6.40
6 y	3173.80	40.00	126952.00	12.00	38085.61	457027.50	5.93	1.33	7.26	0.24	7.34
7 y	3173.80	48.00	152342.40	20.00	63476.01	1269521.00	5.93	2.21	8.15	0.41	8.27
8 y	1764.40	56.00	98806.40	28.00	49403.21	1383290.00	3.30	1.72	5.02	0.32	5.12
SUMAS	22571.60		632004.80			6321236.00					

$$xt = 632004.8 / 22571.6 = 28.00$$



PROYECTO: ANALISIS POR TORSION. EDIFICIO -2-. TESIS PROF.

ENTREPISO No. PRIMER NIVEL

ELEMENTO	s	es	b	e1=1.5es+0.1b	e2=es-0.1b	Mt1=Ve1	Mt2=Ve2
x	258.90	0.00	24.00	2.40	-2.40	621.36	-621.36
y	262.30	0.00	24.00	2.40	-2.40	629.52	-629.52

xv =	12.00	xt =	12.00	es =	0.00	ΣKix y2it + IKiy x2it = 4792256.00
yv =	12.00	yt =	12.00	es =	0.00	

Eje	Kix	Yi	Kix Yi	Yit	Kix Yit	Kix Y2it	E F E C T O D E Vx			E F E C T O D E Vy	
							DIRECTO	TORSION	TOTAL	TORSION	Vx+0.3Vy
1 x	8796.70	24.00	211120.80	12.00	105560.40	1266725.00	68.67	13.69	82.36	13.87	86.52
2 x	7786.00	16.00	124576.00	4.00	31143.99	124575.90	60.78	4.04	64.82	4.09	66.05
3 x	7786.00	8.00	62288.00	-4.00	-31144.01	124576.10	60.78	4.04	64.82	4.09	66.05
4 x	8796.70	0.00	0.00	-12.00	-105560.40	1266725.00	68.67	13.69	82.36	13.87	86.52
SUMAS	33165.40		397984.80			2782602.00					

$$yt = 397984.8 / 33165.4 = 12.00$$

Eje	Kiy	Xi	Kiy Xi	Xit	Kiy Xit	Kiy X2it	E F E C T O D E Vy			E F E C T O D E Vx	
							DIRECTO	TORSION	TOTAL	TORSION	Vy+0.3Vx
1 y	5932.00	0.00	0.00	-12.00	-71184.00	854208.00	50.70	9.35	60.05	9.23	62.82
2 y	9413.70	8.00	75309.60	-4.00	-37654.80	150619.20	80.45	4.95	85.40	4.88	86.86
3 y	9413.70	16.00	150619.20	4.00	37654.80	150619.20	80.45	4.95	85.40	4.88	86.86
4 y	5932.00	24.00	142368.00	12.00	71184.00	854208.00	50.70	9.35	60.05	9.23	62.82
SUMAS	30691.40		368296.80			2009654.00					

$$xt = 368296.8 / 30691.4 = 12.00$$

PROYECTO: ANALISIS POR TORSION. EDIFICIO -2-. TESIS PROF.

ENTREPIISO No. SEGUNDO NIVEL

SENTIDO	V	es	b	e1=1.5es+0.1b	e2=es-0.1b	Mt1=Ve1	Mt2=Ve2
x	257.10	-0.00	24.00	2.40	-2.40	617.04	-617.04
y	255.50	0.00	24.00	2.40	-2.40	613.20	-613.20

xv =	12.00	xt =	12.90	es =	-0.00	$\Sigma K_{ix} y_{2it} + \Sigma K_{iy} x_{2it} = 4459168.00$
yv =	12.00	yt =	12.00	es =	0.00	

Eje	Kix	Yi	Kix Yi	Yit	Kix Yit	Kix Y2it	E F E C T O D E Vx			E F E C T O D E Vy	
							DIRECTO	TORSION	TOTAL	TORSION	Vx+0.3Vy
1 x	7641.50	24.00	183396.00	12.00	91698.61	1100376.00	68.33	12.69	81.02	12.61	84.80
2 x	6734.20	16.00	107747.20	4.00	26936.81	107747.30	60.22	3.73	63.95	3.70	65.06
3 x	6734.20	8.00	53873.60	-4.00	-26936.80	107747.20	60.22	3.73	63.95	3.70	65.06
4 x	7641.50	0.00	0.00	-12.00	-91697.99	1100376.00	68.33	12.69	81.02	12.61	84.80
SUMAS	28751.40		345016.80			2416247.00					

$$y_t = 345016.8 / 28751.4 = 12.00$$

Eje	Kiy	Xi	Kiy Xi	Xit	Kiy Xit	Kiy X2it	E F E C T O D E Vy			E F E C T O D E Vx	
							DIRECTO	TORSION	TOTAL	TORSION	Vy+0.3Vx
1 y	6276.90	0.00	0.00	-12.00	-75322.80	903873.60	58.85	10.36	69.21	10.42	72.33
2 y	7349.20	8.00	58793.60	-4.00	-29396.80	117587.20	68.90	4.04	72.94	4.07	74.16
3 y	7349.20	16.00	117587.20	4.00	29396.80	117587.20	68.90	4.04	72.94	4.07	74.16
4 y	6276.90	24.00	150645.60	12.00	75322.80	903873.60	58.85	10.36	69.21	10.42	72.33
SUMAS	27252.20		327026.40			2042922.00					

$$x_t = 327026.4 / 27252.2 = 12.00$$

PROYECTO: ANALISIS POR TORSION. EDIFICIO -2-. TESIS PROF.

ENTREPISO No. TERCER NIVEL

SENTIDO	V	es	b	e1=1,5es+0,1b	e2=es-0,1b	Mt1=Ve1	Mt2=Ve2
x	244.20	0.00	24.00	2.40	-2.40	586.80	-586.80
y	244.50	0.00	24.00	2.40	-2.40	586.80	-586.80

xv =	12.00	xt =	12.00	es =	0.00			
yv =	12.00	yt =	12.00	es =	0.00			
							$\sum K_{ix} y_{2it} + \sum K_{iy} x_{2it} =$	4109722.00

Eje	Kix	Vi	Kix Yi	Yit	Kix Yit	Kix Y2it	E F E C T O D E		Vx	E F E C T O D E Vy	
							DIRECTO	TORSION		TOTAL	TORSION
1 x	7012.60	24.00	168302.40	12.00	84151.19	1009814.00	65.13	12.00	77.13	12.02	80.74
2 x	6133.20	16.00	98131.21	4.00	24532.80	98131.16	56.97	3.50	60.46	3.50	61.52
3 x	6133.20	8.00	49065.60	-4.00	-24532.81	98131.25	56.97	3.50	60.46	3.50	61.52
4 x	7012.60	0.00	0.00	-12.00	-84151.21	1009815.00	65.13	12.00	77.13	12.02	80.74
SUMAS	26291.60		315499.20			2215891.00					

$$y_t = 315499.2 / 26291.6 = 12.00$$

Eje	Kiy	Xi	Kiy Xi	Yit	Kiy Xit	Kiy X2it	E F E C T O D E		Vy	E F E C T O D E Vx	
							DIRECTO	TORSION		TOTAL	TORSION
1 y	5850.20	0.00	0.00	-12.00	-70202.41	942429.00	57.77	10.02	67.79	10.01	70.79
2 y	6530.40	8.00	52243.20	-4.00	-26121.61	104486.40	64.48	3.73	68.21	3.73	69.33
3 y	6530.40	16.00	104486.40	4.00	26121.60	104486.30	64.48	3.73	68.21	3.73	69.33
4 y	5850.20	24.00	140404.80	12.00	70202.40	842428.60	57.77	10.02	67.79	10.01	70.79
SUMAS	24761.20		297134.40			1893830.00					

$$x_t = 297134.4 / 24761.2 = 12.00$$

PROYECTO: ANALISIS POR TORSION. EDIFICIO -2-. TESIS PROF.

ENTREPISO No. CUARTO NIVEL

SENTIDO	V	es	b	e1=1.5es+0.1b	e2=e5-0.1b	Mt1=Ve1	Mt2=Ve2
x	225.90	-0.00	24.00	2.40	-2.40	542.16	-542.16
y	227.30	0.00	24.00	2.40	-2.40	545.52	-545.52

$$\begin{aligned}
 xv &= 12.00 & xt &= 12.00 & es &= -0.00 \\
 yv &= 12.00 & yt &= 12.00 & es &= 0.00
 \end{aligned}$$

$\Sigma Kix y2it + \Sigma Kiy x2it = 5485802.00$

Eje	Kix	Yi	Kix Yi	Yit	Kix Yit	Kix Y2it	EFECTO DE Vx			EFECTO DE Vy	
							DIRECTO	TORSION	TOTAL	TORSION	Vy+0.3Vy
1 x	9256.60	24.00	222158.40	12.00	111079.20	1332951.00	60.23	10.98	71.21	11.05	74.53
2 x	8101.40	16.00	129622.40	4.00	32405.61	129622.50	52.72	3.20	55.92	3.22	56.89
3 x	8101.40	8.00	64811.20	-4.00	-32405.59	129622.30	52.72	3.20	55.92	3.22	56.89
4 x	9256.60	0.00	0.00	-12.00	-111079.20	1332950.00	60.23	10.98	71.21	11.05	74.53
SUMAS	34716.00		416592.00			2925146.00					

$$yt = 416592 / 34716 = 12.00$$

Eje	Kiy	Xi	Kiy Xi	Xit	Kiy Xit	Kiy X2it	EFECTO DE Vy			EFECTO DE Vx	
							DIRECTO	TORSION	TOTAL	TORSION	Vy+0.3Vy
1 y	7943.10	0.00	0.00	-12.00	-95317.21	1143807.00	54.79	9.48	64.27	9.42	67.10
2 y	8532.60	8.00	68260.80	-4.00	-34136.41	136521.70	58.86	3.39	62.25	3.37	63.26
3 y	8532.60	16.00	136521.60	4.00	34136.39	136521.50	58.86	3.39	62.25	3.37	63.26
4 y	7943.10	24.00	190634.40	12.00	95317.19	1143806.00	54.79	9.48	64.27	9.42	67.10
SUMAS	32951.40		395416.80			2560656.00					

$$xt = 395416.8 / 32951.4 = 12.00$$

PROYECTO: ANALISIS POR TORSION. EDIFICIO -2-. TESIS PROF.

ENTREPISO No. QUINTO NIVEL

SENTIDO	v	es	b	e1=1.5es+0.1b	e2=es-0.1b	Ht1=Ve1	Ht2=Ve2
x	205.50	0.00	24.00	2.40	-2.40	493.20	-493.20
y	204.00	-0.00	24.00	2.40	-2.40	489.60	-489.60

$$xv = 12.00 \quad xt = 12.00 \quad es = 0.00$$

$$yv = 12.00 \quad yt = 12.00 \quad es = -0.00$$

$$\sum Kix y_{2it} + \sum Kiy x_{2it} = 5344938.00$$

Eje	Kix	Yi	Kix Yi	Yit	Kix Yit	Kix Y2it	E F E C T O D E Vy			E F E C T O D E Vy	
							DIRECTO	TORSION	TOTAL	TORSION	Vy+0.3Vy
1 x	9658.10	24.00	217394.40	12.00	108697.20	1304366.00	56.26	10.03	66.29	9.96	69.28
2 x	7485.50	16.00	119768.00	4.00	29942.00	119768.00	46.49	2.76	49.25	2.74	50.08
3 x	7485.50	8.00	59884.00	-4.00	-29942.00	119768.00	46.49	2.76	49.25	2.74	50.08
4 x	9058.10	0.00	0.00	-12.00	-108697.20	1304366.00	56.26	10.03	66.29	9.96	69.28
SUMAS	33087.20		397046.40			2848269.00					

$$yt = 397046.4 / 33087.2 = 12.00$$

Eje	Kiy	Xi	Kiy Xi	Xit	Kiy Xit	Kiy X2it	E F E C T O D E Vy			E F E C T O D E Vy	
							DIRECTO	TORSION	TOTAL	TORSION	Vy+0.3Vy
1 y	7796.50	0.00	0.00	-12.00	-93557.99	1122696.00	50.82	8.57	59.39	8.63	61.98
2 y	7852.40	8.00	62819.20	-4.00	-31409.59	125638.30	51.18	2.88	54.06	2.90	54.93
3 y	7852.40	16.00	125638.40	4.00	31409.61	125638.50	51.18	2.88	54.06	2.90	54.93
4 y	7796.50	24.00	187116.00	12.00	93558.01	1122696.00	50.82	8.57	59.39	8.63	61.98
SUMAS	31297.80		375573.60			2496669.00					

$$xt = 375573.6 / 31297.8 = 12.00$$

PROYECTO: ANALISIS POR TORSION. EDIFICIO -2-. TESIS PROF.

ENTREPISO No. SEXTO NIVEL

SENTIDO	v	es	b	e1=1.5es+0.1b	e2=es-0.1b	Mt1=Ve1	Mt2=Ve2
x	181.50	0.00	24.00	2.40	-2.40	435.60	-435.60
y	181.00	0.00	24.00	2.40	-2.40	434.40	-434.40

$$xv = 12.00 \quad xt = 12.00 \quad es = 0.00$$

$$EKix y2it + EKiy x2it = 4355565.00$$

$$yv = 12.00 \quad yt = 12.00 \quad es = 0.00$$

Eje	Kix	Yi	Kix Yi	Yit	Kix Yit	Kix Y2it	E F E C T O D E			E F E C T O D E	
							DIRECTO	TORSION	TOTAL	TORSION	Vx + 0.3Vy
1 x	7554.90	24.00	181317.60	12.00	90658.80	1087906.00	50.30	9.07	59.37	9.04	62.08
2 x	6074.20	16.00	97187.21	4.00	24296.80	97187.21	40.45	2.43	42.88	2.42	43.60
3 x	6074.20	8.00	48593.60	-4.00	-24296.80	97187.21	40.45	2.43	42.88	2.42	43.60
4 x	7554.90	0.00	0.00	-12.00	-90658.80	1087906.00	50.30	9.07	59.37	9.04	62.08
SUMAS	27258.20		327098.40			2370186.00					

$$yt = 327098.4 / 27258.2 = 12.00$$

Eje	Kiy	Xi	Kiy Xi	Xit	Kiy Xit	Kiy X2it	E F E C T O D E			E F E C T O D E	
							DIRECTO	TORSION	TOTAL	TORSION	Vy + 0.3Vx
1 y	6168.50	0.00	0.00	-12.00	-74022.01	888264.20	43.97	7.38	51.36	7.40	53.58
2 y	6526.60	8.00	52212.80	-4.00	-26106.41	104425.70	46.53	2.60	49.13	2.61	49.91
3 y	6526.60	16.00	104425.60	4.00	26106.40	104425.60	46.53	2.60	49.13	2.61	49.91
4 y	6168.50	24.00	148044.00	12.00	74022.00	888263.80	43.97	7.38	51.36	7.40	53.58
SUMAS	25390.20		304682.40			1985379.00					

$$xt = 304682.4 / 25390.2 = 12.00$$

PROYECTO: ANALISIS POR TORSION. EDIFICIO -2-. TESIS PROF.

ENTREPISO No. SEPTIMO NIVEL

SENTIDO	V	es	b	e1=1.5es+0.1b	e2=es-0.1b	Mt1=Ve1	Mt2=Ve2
x	151.20	0.00	24.00	2.40	-2.40	362.88	-362.88
y	150.70	0.00	24.00	2.40	-2.40	361.68	-361.68

xv =	12.00	xt =	12.00	es =	0.00	2Kix y2it + 1Kiy x2it = 4355565.00
yy =	12.00	yt =	12.00	es =	0.00	

Eje	Kix	Yi	Kix Yi	Yit	Kix Yit	Kix Y2it	E F E C T O D E Vx			E F E C T O D E Vy	
							DIRECTO	TORSION	TOTAL	TORSION	Vx+0.3Vy
1 x	7554.90	24.00	181317.60	12.00	90658.80	1087906.00	41.91	7.55	49.46	7.53	51.72
2 x	6074.20	16.00	97167.21	4.00	24296.80	97187.21	33.69	2.02	35.72	2.02	36.32
3 x	6074.20	8.00	48593.60	-4.00	-24296.80	97187.21	33.69	2.02	35.72	2.02	36.32
4 x	7554.90	0.00	0.00	-12.00	-90658.80	1087906.00	41.91	7.55	49.46	7.53	51.72
SUMAS	27258.20		327098.40			2370186.00					

$$yt = 327098.4 / 27258.2 = 12.00$$

Eje	Kiy	Yi	Kiy Yi	Yit	Kiy Yit	Kiy Y2it	E F E C T O D E Vy			E F E C T O D E Vx	
							DIRECTO	TORSION	TOTAL	TORSION	Vy+0.3Vx
1 y	6168.50	0.00	0.00	-12.00	-74022.01	888264.20	36.61	6.15	42.76	6.17	44.61
2 y	6526.60	8.00	52212.80	-4.00	-26106.41	104425.70	38.74	2.17	40.91	2.16	41.56
3 y	6526.60	16.00	104425.60	4.00	26106.40	104425.60	38.74	2.17	40.91	2.16	41.56
4 y	6168.50	24.00	148044.00	12.00	74022.00	888263.80	36.61	6.15	42.76	6.17	44.61
SUMAS	25390.20		304692.40			1985379.00					

$$xt = 304692.4 / 25390.2 = 12.00$$

PROYECTO: ANALISIS POR TORSION. EDIFICIO -2-. TESIS PROF.

ENTREPISO No. OCTAVO NIVEL

SENTIDO	V	es	b	e1=1.5es+0.1b	e2=es-0.1b	Ht1=Ve1	Ht2=Ve2
x	117.50	0.00	24.00	2.40	-2.40	282.00	-282.00
y	118.80	0.00	24.00	2.40	-2.40	285.12	-285.12

xv =	12.00	xt =	12.00	es =	0.00	EKix y2it + EKiy x2it = 4355565.00
yv =	12.00	yt =	12.00	es =	0.00	

Eje	Kix	Yi	Kix Yi	Yit	Kix Yit	Kix Y2it	E F E C T O D E		Vx TOTAL	E F E C T O D E Vy	
							DIRECTO	TORSION		TORSION	Vx+0.3Vy
1 x	7554.90	24.00	181317.60	12.00	90658.80	1087906.00	32.57	5.87	38.44	5.93	40.22
2 x	6074.20	16.00	97187.21	4.00	24296.80	97187.21	26.18	1.57	27.76	1.59	28.23
3 x	6074.20	8.00	48593.60	-4.00	-24296.80	97187.21	26.18	1.57	27.76	1.59	28.23
4 x	7554.90	0.00	0.00	-12.00	-90658.80	1087906.00	32.57	5.87	38.44	5.93	40.22
SUMAS	27258.20		327098.40			2370186.00					

$$yt = 327098.4 / 27258.2 = 12.00$$

Eje	Kiy	Xi	Kiy Xi	Xit	Kiy Xit	Kiy X2it	E F E C T O D E		Vy TOTAL	E F E C T O D E Vx	
							DIRECTO	TORSION		TORSION	Vx+0.3Vx
1 y	6168.50	0.00	0.00	-12.00	-74022.01	888264.20	28.86	4.85	33.71	4.79	35.15
2 y	5525.60	3.00	52212.80	-4.00	-26106.41	104425.70	30.54	1.71	32.25	1.69	32.75
3 y	5525.60	16.00	104425.60	4.00	26106.40	104425.60	30.54	1.71	32.25	1.69	32.75
4 y	6168.50	24.00	148044.00	12.00	74022.00	888263.80	28.86	4.85	33.71	4.79	35.15
SUMAS	25390.20		304682.40			1985379.00					

$$xt = 304682.4 / 25390.2 = 12.00$$



PROYECTO: ANALISIS POR TORSION. EDIFICIO -2-. TESIS PROF.

ENTREPISO No. NOVENO NIVEL

SENTIDO	$\psi$	es	b	$e1=1.5es+0.1b$	$e2=es-0.1b$	$H1=Ve1$	$H2=Ve2$
x	82.00	0.00	24.00	2.40	-2.40	196.80	-196.80
y	82.40	0.00	24.00	2.40	-2.40	197.76	-197.76

$$xv = 12.00 \quad xt = 12.00 \quad es = 0.00$$

$$yv = 12.00 \quad yt = 12.00 \quad es = 0.00$$

$$EKix \ y2it + EKiy \ x2it = 3456461.00$$

Eje	Kix	Yi	Kix Yi	Yit	Kix Yit	Kix Y2it	E F E C T O D E Vx			E F E C T O D E Vy	
							DIRECTO	TORSION	TOTAL	TORSION	$Vx+0.3Vy$
1 x	6247.10	24.00	149930.40	12.00	74965.20	899582.20	22.53	4.27	26.80	4.29	28.09
2 x	5119.70	16.00	81915.21	4.00	20478.80	81915.16	18.47	1.17	19.63	1.17	19.98
3 x	5119.70	8.00	40957.60	-4.00	-20478.81	81915.25	18.47	1.17	19.63	1.17	19.98
4 x	6247.10	0.00	0.00	-12.00	-74965.21	899582.60	22.53	4.27	26.80	4.29	28.09
SUMAS	22733.60		272803.20			1962995.00					

$$yt = 272803.2 / 22733.6 = 12.00$$

Eje	Kiy	Xi	Kiy Xi	Xit	Kiy Xit	Kiy X2it	E F E C T O D E Vy			E F E C T O D E Vx	
							DIRECTO	TORSION	TOTAL	TORSION	$Vy+0.3Vx$
1 y	4547.70	0.00	0.00	-12.00	-54572.40	654868.80	18.21	3.12	21.33	3.11	22.26
2 y	5741.50	8.00	45932.00	-4.00	-22966.00	91864.00	22.99	1.31	24.30	1.31	24.70
3 y	5741.50	16.00	91864.00	4.00	22966.00	91864.00	22.99	1.31	24.30	1.31	24.70
4 y	4547.70	24.00	109144.80	12.00	54572.40	654868.80	18.21	3.12	21.33	3.11	22.26
SUMAS	20578.40		246940.80			1493466.00					

$$xt = 246940.8 / 20578.4 = 12.00$$

PROYECTO: ANALISIS POR TORSION. EDIFICIO -2-. TESIS PROF.

ENTREPISO No. DECIMO NIVEL

SENTIDO	V	es	b	e1=1.5es+0.1b	e2=es-0.1b	Ht1=Ve1	Ht2=Ve2
x	41.60	-0.00	24.00	2.40	-2.40	99.82	-99.85
y	41.70	0.00	24.00	2.40	-2.40	100.08	-100.08

$xv = 12.00$        $xt = 12.00$        $es = -0.00$   
 $yy = 12.00$        $yt = 12.00$        $es = 0.00$

$\Sigma Kix y2it + \Sigma Kiy x2it = 3456548.00$

Eje	Kix	Yi	Kix Yi	Yit	Kix Yit	Kix Y2it	EFECTO DE Vx			EFECTO DE Vy	
							DIRECTO	TORSION	TOTAL	TORSION	Vx+0.3Vy
1 x	6247.10	24.00	149930.40	12.00	74967.18	899629.70	11.43	2.17	13.60	2.17	14.25
2 x	5119.70	16.00	81915.21	4.00	20480.42	81928.13	9.37	0.59	9.96	0.59	10.14
3 x	5119.70	8.00	40957.60	-4.00	-20477.18	81902.28	9.37	0.59	9.96	0.59	10.14
4 x	6247.70	0.00	0.00	-12.00	-74970.43	899621.60	11.43	2.17	13.60	2.17	14.25
SUMAS	22734.20		272803.20			1963082.00					

$yt = 272803.2 / 22734.2 = 12.00$

Eje	Kiy	Xi	Kiy Xi	Xit	Kiy Xit	Kiy X2it	EFECTO DE Vy			EFECTO DE Vx	
							DIRECTO	TORSION	TOTAL	TORSION	Vy+0.3Vx
1 y	4547.70	0.00	0.00	-12.00	-54572.40	654868.80	9.22	1.58	10.80	1.58	11.27
2 y	5741.50	8.00	45932.00	-4.00	-22966.00	91864.00	11.63	0.66	12.30	0.66	12.50
3 y	5741.50	16.00	91864.00	4.00	22966.00	91864.00	11.63	0.66	12.30	0.66	12.50
4 y	4547.70	24.00	109144.80	12.00	54572.40	654868.80	9.22	1.58	10.80	1.58	11.27
SUMAS	20578.40		246940.80			1493466.00					

$xt = 246940.8 / 20578.4 = 12.00$

PROYECTO: ANALISIS POR TORSION, EDIFICIO -3-, TESIS PROF.

ENTREPISO No. PRIMER NIVEL

SENTIDO	V	es	b	e1=1.5es+0.1b	e2=es-0.1b	Mt1=Ve1	Mt2=Ve2
x	261.20	0.00	18.00	1.80	-1.80	470.16	-470.16
y	259.90	0.00	32.90	3.20	-3.20	831.68	-831.68

xv =	16.00	xt =	16.00	es =	0.00	ΣKix y2it + ΣKiy x2it = 5077840.00
yv =	9.00	yt =	9.00	es =	0.00	

Eje	Kix	Yi	Kix Yi	Yit	Kix Yit	Kix Y2it	E F E C T O D E Vx			E F E C T O D E Vy	
							DIRECTO	TORSION	TOTAL	TORSION	Vy+0.3Vy
1 x	10054.50	18.00	180981.00	9.00	90490.50	814414.50	98.36	8.38	106.74	14.82	111.19
2 x	6590.70	9.00	59316.30	0.00	0.00	0.00	64.48	0.00	64.48	0.00	64.48
3 x	10054.50	0.00	0.00	-9.00	-90490.50	814414.50	98.36	8.38	106.74	14.82	111.19
SUMAS	26699.70		240297.30			1628829.00					

$$yt = 240297.3 / 26699.7 = 9.00$$

Eje	Kiy	Xi	Kiy Xi	Xit	Kiy Xit	Kiy X2it	E F E C T O D E Vy			E F E C T O D E Vx	
							DIRECTO	TORSION	TOTAL	TORSION	Vy+0.3Vy
1 y	5016.20	0.00	0.00	-16.00	-80259.20	1284148.00	42.50	13.15	55.65	7.43	57.88
2 y	5290.60	8.00	55044.80	-3.00	-55044.80	440758.70	58.30	9.02	67.31	5.10	65.84
3 y	6880.60	16.00	110089.60	-0.00	-0.00	0.00	58.30	0.00	58.30	0.00	58.30
4 y	6880.60	24.00	165134.40	8.00	55044.79	440358.20	58.30	9.02	67.31	5.10	65.84
5 y	5016.20	32.00	160518.40	16.00	80259.20	1284147.00	42.50	13.15	55.65	7.43	57.88
SUMAS	30674.20		490787.20			3449011.00					

$$xt = 490787.2 / 30674.2 = 16.00$$

PROYECTO: ANALISIS POR TORSION. EDIFICIO -3-. TESIS PROF.

ENTREPISO No. SEGUNDO NIVEL

SENTIDO	V	es	b	e1=1.5es+0.1b	e2=es-0.1b	Ht1=Vel	Ht2=Ve2
x	256.60	0.00	18.00	1.80	-1.80	461.88	-461.88
y	252.20	0.00	32.00	3.20	-3.20	807.04	-807.04

$xv = 16.00$        $xt = 16.00$        $es = 0.00$   
 $yv = 9.00$        $yt = 9.00$        $es = 0.00$

$\sum Kix y2it + \sum Kiy x2it = 4213253.00$

Eje	Kix	Yi	Kix Yi	Yit	Kix Yit	Kix Y2it	E F E C T O D E			E F E C T O D E	
							DIRECTO	TORSION	TOTAL	TORSION	Vx+0.3Vy
1 x	8840.80	18.00	159134.40	9.00	79567.20	716104.80	91.39	8.72	100.11	15.24	104.68
2 x	7142.30	9.00	64280.70	0.00	0.00	0.00	73.83	0.00	73.83	0.00	73.83
3 x	8840.80	0.00	0.00	-9.00	-79567.20	716104.80	91.39	8.72	100.11	15.24	104.68
JMAS	24823.90		223415.10			1432210.00					

$yt = 223415.1 / 24823.9 = 9.00$

Eje	Kiy	Xi	Kiy Xi	Xit	Kiy Xit	Kiy X2it	E F E C T O D E			E F E C T O D E	
							DIRECTO	TORSION	TOTAL	TORSION	Vy+0.3Vx
1 y	4146.10	0.00	0.00	-16.00	-66337.60	1061402.00	44.08	12.71	56.79	7.27	58.97
2 y	5142.50	8.00	41140.00	-8.00	-41140.00	329120.00	54.68	7.88	62.56	4.51	63.91
3 y	5142.50	16.00	82280.00	0.00	0.00	0.00	54.68	0.00	54.68	0.00	54.68
4 y	5142.50	24.00	123420.00	8.00	41140.00	329120.00	54.68	7.88	62.56	4.51	63.91
5 y	4146.10	32.00	132675.20	16.00	66337.60	1061402.00	44.08	12.71	56.79	7.27	58.97
JMAS	23719.70		379515.20			2781043.00					

$xt = 379515.2 / 23719.7 = 16.00$

PROYECTO: ANALISIS POR TORSION. EDIFICIO -3-. TESIS PROF.

ENTREPISO No. TERCER NIVEL

SENTIDO	V	es	b	e1=1.5es+0.1b	e2=es-0.1b	Ht1=Ve1	Ht2=Ve2
x	244.40	-0.00	18.00	1.80	-1.80	439.92	-439.92
y	243.50	0.00	32.00	3.20	-3.20	779.20	-779.20

$$xv = 16.00 \quad xt = 16.00 \quad es = -0.00$$

$$yv = 9.00 \quad yt = 9.00 \quad es = 0.00$$

$$EK_{ix} y_{2it} + EK_{iy} x_{2it} = 3807938.00$$

Eje	Kix	Yi	Kix Yi	Yit	Kix Yit	Kix Y2it	EFECTO DE		Vx	EFECTO DE Vy	
							DIRECTO	TORSION		TORSION	Vx+0.3Vy
1 x	8128.80	18.00	146318.40	9.00	73159.21	658432.90	87.12	8.45	95.57	14.97	100.06
2 x	6546.70	9.00	58920.30	0.00	0.01	0.00	70.16	0.00	70.16	0.00	70.16
3 x	8128.80	0.00	0.00	-9.00	-73159.19	658432.60	87.12	8.45	95.57	14.97	100.06
UMAS	22804.30		205238.70			1316866.00					

$$yt = 205238.7 / 22804.3 = 9.00$$

Eje	Kiy	Xi	Kiy Xi	Xit	Kiy Xit	Kiy X2it	EFECTO DE		Vy	EFECTO DE Vx	
							DIRECTO	TORSION		TORSION	Vy+0.3Vx
1 y	3736.20	0.00	0.00	-16.00	-59779.20	956467.20	43.28	12.23	55.51	6.91	57.58
2 y	4516.70	8.00	36133.60	-8.00	-36133.60	289068.80	52.32	7.39	59.71	4.17	60.96
3 y	4516.70	16.00	72267.21	0.00	0.00	0.00	52.32	0.00	52.32	0.00	52.32
4 y	4516.70	24.00	108400.80	8.00	36133.60	289068.80	52.32	7.39	59.71	4.17	60.96
5 y	3736.20	32.00	119558.40	16.00	59779.20	956467.20	43.28	12.23	55.51	6.91	57.58
UMAS	21022.50		336360.00			2491072.00					

$$xt = 336360 / 21022.5 = 16.00$$

PROYECTO: ANALISIS POR TORSION. EDIFICIO -3-. TESIS PROF.

ENTREPISO No. CUARTO NIVEL

SENTIDO	v	es	b	e1=1.5es+0.1b	e2=es-0.1b	Mt1=Ve1	Mt2=Ve2
x	227.90	-0.00	18.00	1.80	-1.80	410.22	-410.22
y	225.90	-0.00	32.00	3.20	-3.20	722.88	-722.88

$$\begin{aligned}
 xv &= 16.00 & xt &= 16.00 & es &= -0.00 \\
 yv &= 9.00 & yt &= 9.00 & es &= -0.00
 \end{aligned}$$

$\Sigma Kix y2it + \Sigma Kiy x2it = 5024706.00$

Eje	Kix	Yi	Kix Yi	Yit	Kix Yit	Kix Y2it	E F E C T O D E		Vx	E F E C T O D E Vy	
							DIRECTO	TORSION	TOTAL	TORSION	Vx+0.3Vy
1 x	10746.40	18.00	193435.20	9.00	96717.61	870458.60	80.45	7.90	88.35	13.91	92.53
2 x	8948.00	9.00	80532.00	0.00	0.01	0.00	66.99	0.00	66.99	0.00	66.99
3 y	10746.40	0.00	0.00	-9.00	-96717.59	870458.20	80.45	7.90	88.35	13.91	92.53
JMAS	30440.80		273967.20			1740917.00					

$$yt = 273967.2 / 30440.8 = 9.00$$

Eje	Kiy	Xi	Kiy Xi	Xit	Kiy Xit	Kiy X2it	E F E C T O D E		Vy	E F E C T O D E Vx	
							DIRECTO	TORSION	TOTAL	TORSION	Vy+0.3Vx
1 y	4944.30	0.00	0.00	-16.00	-79108.79	1265741.00	40.58	11.38	51.97	6.46	53.90
2 y	5877.40	8.00	47019.20	-8.00	-47019.20	376153.50	48.24	6.76	55.01	3.84	56.16
3 y	5877.40	16.00	94038.40	0.00	0.01	0.00	48.24	0.00	48.24	0.00	48.24
4 y	5877.40	24.00	141057.60	8.00	47019.21	376153.70	48.24	6.76	55.01	3.84	56.16
5 y	4944.30	32.00	158217.60	16.00	79108.80	1265741.00	40.58	11.38	51.97	6.46	53.90
JMAS	27520.80		440332.80			3285789.00					

$$xt = 440332.8 / 27520.8 = 16.00$$

PROYECTO: ANALISIS POR TORSION. EDIFICIO -3-. TESIS PROF.

ENTREPISO No. QUINTO NIVEL

SENTIDO	V	es	b	e1=1.5es+0.1b	e2=es-0.1b	Ht1=Ve1	Ht2=Ve2
x	205.40	0.00	18.00	1.80	-1.80	369.72	-369.72
y	206.30	0.00	32.00	3.20	-3.20	660.16	-660.16

xv =	16.00	xt =	16.00	es =	0.00
yv =	9.00	yt =	9.00	es =	0.00

$$IKix y2it + IKiy x2it = 4633324.00$$

Eje	Kix	Yi	Kix Yi	Yit	Kix Yit	Kix Y2it	E F E C T O D E Vx			E F E C T O D E Vy	
							DIRECTO	TORSION	TOTAL	TORSION	Vx+0.3Vy
1 x	9932.20	18.00	178779.60	9.00	89389.81	804508.20	70.20	7.13	77.33	12.74	81.15
2 x	9196.60	9.00	82769.40	0.00	0.00	0.00	65.00	0.00	65.00	0.00	65.00
3 x	9932.20	0.00	0.00	-9.00	-89389.81	804508.20	70.20	7.13	77.33	12.74	81.15
SUMAS	29061.00		261549.00			1609016.00					

$$yt = 261549 / 29061 = 9.00$$

Eje	Kiy	Xi	Kiy Xi	Xit	Kiy Xit	Kiy X2it	E F E C T O D E Vy			E F E C T O D E Vx	
							DIRECTO	TORSION	TOTAL	TORSION	Vx+0.3Vy
1 y	4554.10	0.00	0.00	-16.00	-72865.60	1165850.00	37.07	10.38	47.46	5.81	49.20
2 y	5411.00	8.00	43288.00	-8.00	-43288.00	346304.00	44.05	6.17	50.22	3.45	51.25
3 y	5411.00	16.00	86576.00	0.00	0.00	0.00	44.05	0.00	44.05	0.00	44.05
4 y	5411.00	24.00	129864.00	0.00	43288.00	346304.00	44.05	6.17	50.22	3.45	51.25
5 y	4554.10	32.00	145731.20	16.00	72865.60	1165850.00	37.07	10.38	47.46	5.81	49.20
SUMAS	25341.20		405459.20			3024307.00					

$$xt = 405459.2 / 25341.2 = 16.00$$

PROYECTO: ANALISIS POR TORSION. EDIFICIO -3-. TESIS PROF.

ENTREPISO No. SEXTO NIVEL

SENTIDO	V	es	b	e1=1.5es+0.1b	e2=es-0.1b	M1=Ve1	M2=Ve2
x	179.60	0.00	18.00	1.80	-1.80	323.28	-323.28
y	179.50	0.00	32.00	3.20	-3.20	574.40	-574.40

$$xv = 16.00 \quad xt = 16.00 \quad es = 0.00$$

$$\Sigma Kix y2it + \Sigma Kiy x2it = 3762949.00$$

$$yv = 9.00 \quad yt = 9.00 \quad es = 0.00$$

Eje	Kix	Yi	Kix Yi	Yit	Kix Yit	Kix Y2it	E F E C T O D E Vx			E F E C T O D E Vy	
							DIRECTO	TORSION	TOTAL	TORSION	Vx+0.3Vy
1 x	7907.90	18.00	142342.20	9.00	71171.10	640539.80	60.61	6.11	66.72	10.86	69.98
2 x	7617.40	9.00	68556.60	-0.00	-0.01	0.00	58.38	0.00	58.38	0.00	58.38
3 x	7907.90	0.00	0.00	-9.00	-71171.11	640540.00	60.61	6.11	66.72	10.86	69.98
HAS	23433.20		210898.80			1281080.00					

$$yt = 210898.8 / 23433.2 = 9.00$$

Eje	Kiy	Xi	Kiy Xi	Xit	Kiy Xit	Kiy X2it	E F E C T O D E Vy			E F E C T O D E Vx	
							DIRECTO	TORSION	TOTAL	TORSION	Vy+0.3Vx
1 y	3717.10	0.00	0.00	-16.00	-59473.60	951577.60	31.78	9.08	40.85	5.11	42.39
2 y	4521.20	8.00	36169.60	-8.00	-36169.60	289356.80	38.65	5.52	44.17	3.11	45.10
3 y	4521.20	16.00	72339.21	0.00	0.00	0.00	38.65	0.00	38.65	0.00	38.65
4 y	4521.20	24.00	108508.80	8.00	36169.60	289356.80	38.65	5.52	44.17	3.11	45.10
5 y	3717.10	32.00	118947.20	16.00	59473.60	951577.60	31.78	9.08	40.85	5.11	42.39
HAS	20997.80		335964.80			2481869.00					

$$xt = 335964.8 / 20997.8 = 16.00$$



PROYECTO: ANALISIS POR TORSION. EDIFICIO -3-. TESIS PROF.

ENTREPISO No. SEPTIMO NIVEL

SENTIDO	V	es	b	e1=1.5es+0.1b	e2=es-0.1b	Mt1=Ve1	Mt2=Ve2
x	150.70	0.00	18.00	1.80	-1.80	271.26	-271.26
y	152.30	0.00	32.00	3.20	-3.20	487.36	-487.36

$$xv = 16.00 \quad xt = 16.00 \quad es = 0.00$$

$$yv = 9.00 \quad yt = 9.00 \quad es = 0.00$$

$$EKix y2it + EKiy x2it = 3762949.00$$

Eje	Kix	Yi	Kix Yi	Yit	Kix Yit	Kix Y2it	E F E C T O D E			E F E C T O D E	
							DIRECTO	TORSION	TOTAL	TORSION	Vx+0.3Vy
1 x	7907.90	18.00	142342.20	9.00	71171.10	640539.80	50.86	5.13	55.99	9.22	58.75
2 x	7617.40	9.00	68556.60	-0.00	-0.01	0.00	48.99	0.00	48.99	0.00	48.99
3 x	7907.90	0.00	0.00	-9.00	-71171.11	640540.00	50.86	5.13	55.99	9.22	58.75
SUMAS	23433.20		210898.80			1281080.00					

$$yt = 210898.8 / 23433.2 = 9.00$$

Eje	Kiy	Xi	Kiy Xi	Xit	Kiy Xit	Kiy X2it	E F E C T O D E			E F E C T O D E	
							DIRECTO	TORSION	TOTAL	TORSION	Vy+0.3Vx
1 y	3717.10	0.00	0.00	-16.00	-59473.60	951577.60	26.96	7.70	34.66	4.29	35.95
2 y	4521.20	0.00	36169.60	-8.00	-36169.60	289356.80	32.79	4.68	37.48	2.61	38.26
3 y	4521.20	16.00	72339.21	0.00	0.00	0.00	32.79	0.00	32.79	0.00	32.79
4 y	4521.20	24.00	108508.80	8.00	36169.60	289356.80	32.79	4.68	37.48	2.61	38.26
5 y	3717.10	32.00	118947.20	16.00	59473.60	951577.60	26.96	7.70	34.66	4.29	35.95
SUMAS	20997.80		335964.80			2481869.00					

$$xt = 335964.8 / 20997.8 = 16.00$$

PROYECTO: ANALISIS POR TORSION. EDIFICIO -3-. TESIS PROF.

ENTREPISO No. OCTAVO NIVEL

SENTIDO	V	es	b	e1=1.5es+0.1b	e2=es-0.1b	Mt1=Ve1	Mt2=Ve2
x	118.30	0.00	18.00	1.80	-1.80	212.94	-212.94
y	118.60	0.00	32.00	3.20	-3.20	379.52	-379.52

$$\begin{aligned}
 xv &= 16.00 & xt &= 16.00 & es &= 0.00 \\
 yv &= 9.00 & yt &= 9.00 & es &= 0.00
 \end{aligned}$$

$\Sigma Kix \ y2it + \Sigma Kiy \ x2it = 3762949.00$

Eje	Kix	Yi	Kix Yi	Yit	Kix Yit	Kix Y2it	E F E C T O D E			E F E C T O D E	
							DIRECTO	TORSION	Vx	TORSION	Vy
1 x	7907.90	18.00	142342.20	9.00	71171.10	640539.80	39.92	4.03	43.95	7.18	46.10
2 x	7617.40	9.00	68556.60	-0.00	-0.01	0.00	38.46	0.00	38.46	0.00	38.46
3 x	7907.90	0.00	0.00	-9.00	-71171.11	640540.00	39.92	4.03	43.95	7.18	46.10
SUMAS	23433.20		210898.80			1281080.00					

$$yt = 210898.8 / 23433.2 = 9.00$$

Eje	Kiy	Xi	Kiy Xi	Xit	Kiy Xit	Kiy X2it	E F E C T O D E			E F E C T O D E	
							DIRECTO	TORSION	Vy	TORSION	Vx
1 y	3717.10	0.00	0.00	-16.00	-59473.60	951577.60	20.99	6.00	26.99	3.37	28.00
2 y	4521.20	8.00	36169.60	-8.00	-36169.60	289356.80	25.54	3.65	29.18	2.05	29.80
3 y	4521.20	16.00	72339.21	0.00	0.00	0.00	25.54	0.00	25.54	0.00	25.54
4 y	4521.20	24.00	108508.80	8.00	36169.60	289356.80	25.54	3.65	29.18	2.05	29.80
5 y	3717.10	32.00	118947.20	16.00	59473.60	951577.60	20.99	6.00	26.99	3.37	28.00
SUMAS	20997.80		335964.80			2481069.00					

$$xt = 335964.8 / 20997.8 = 16.00$$

PROYECTO: ANALISIS POR TORSION. EDIFICIO -3-. TESIS PROF.

ENTREPISO No. NOVENO NIVEL

SENTIDO	v	es	b	e1=1.5es+0.1b	e2=es-0.1b	Mt1=Ve1	Mt2=Ve2
x	82.20	0.00	18.00	1.80	-1.80	147.96	-147.96
y	82.60	0.00	32.00	3.20	-3.20	264.32	-264.32

$$xv = 16.00 \quad xt = 16.00 \quad es = 0.00$$

$$yv = 9.00 \quad yt = 9.00 \quad es = 0.00$$

$$\Sigma Kix y2it + \Sigma Kiy x2it = 3216404.00$$

Eje	Kix	Yi	Kix Yi	Yit	Kix Yit	Kix Y2it	E F E C T O D E Vx			E F E C T O D E Vy	
							DIRECTO	TORSION	TOTAL	TORSION	Vx+0.3Vy
1 x	6651.70	18.00	119730.60	9.00	59865.30	538787.70	29.13	2.75	31.89	4.92	33.36
2 x	5464.20	9.00	49177.80	0.00	0.00	0.00	23.93	0.00	23.93	0.00	23.93
3 x	6651.70	0.00	0.00	-9.00	-59865.30	538787.70	29.13	2.75	31.89	4.92	33.36
SUMAS	18767.60		168908.40			1077575.00					

$$yt = 168908.4 / 18767.6 = 9.00$$

Eje	Kiy	Xi	Kiy Xi	Xit	Kiy Xit	Kiy X2it	E F E C T O D E Vy			E F E C T O D E Vx	
							DIRECTO	TORSION	TOTAL	TORSION	Vy+0.3Vx
1 y	3171.60	0.00	0.00	-16.00	-50745.60	811929.60	14.23	4.17	18.40	2.33	19.10
2 y	4023.20	8.00	32185.60	-9.00	-32185.60	257484.80	18.05	2.64	20.69	1.48	21.14
3 y	4023.20	16.00	64371.20	0.00	0.00	0.00	18.05	0.00	18.05	0.00	18.05
4 y	4023.20	24.00	96556.80	8.00	32185.60	257484.80	18.05	2.64	20.69	1.48	21.14
5 y	3171.60	32.00	101491.20	16.00	50745.60	811929.60	14.23	4.17	18.40	2.33	19.10
SUMAS	18412.80		294604.80			2138829.00					

$$xt = 294604.8 / 18412.8 = 16.00$$

PROYECTO: ANALISIS POR TORSION. EDIFICIO -3-. TESIS PROF.

ENTREPISO No. DECIMO NIVEL

SENTIDO	V	es	b	e1=1.5es+0.1b	e2=es-0.1b	Mt1=Ve1	Mt2=Ve2
x	41.60	0.00	18.00	1.80	-1.80	74.88	-74.88
y	41.80	0.00	32.00	3.20	-3.20	133.76	-133.76

$$\begin{aligned}
 xv &= 16.00 & xt &= 16.00 & es &= 0.00 \\
 yv &= 9.00 & yt &= 9.00 & es &= 0.00
 \end{aligned}$$

$\sum Kix \ y2it + \sum Kiy \ x2it = 3216404.00$

Eje	Kix	Yi	Kix Yi	Yit	Kix Yit	Kix Y2it	EFECTO DE		Vx	EFECTO DE Vy	
							DIRECTO	TORSION		TOTAL	TORSION
1 x	6651.70	18.00	119730.60	9.00	59865.30	538787.70	14.74	1.39	16.14	2.49	16.88
2 x	5464.20	9.00	49177.80	0.00	0.00	0.00	12.11	0.00	12.11	0.00	12.11
3 x	6651.70	0.00	0.00	-9.00	-59865.30	538787.70	14.74	1.39	16.14	2.49	16.88
SUMAS	18767.60		168908.40			1077575.00					

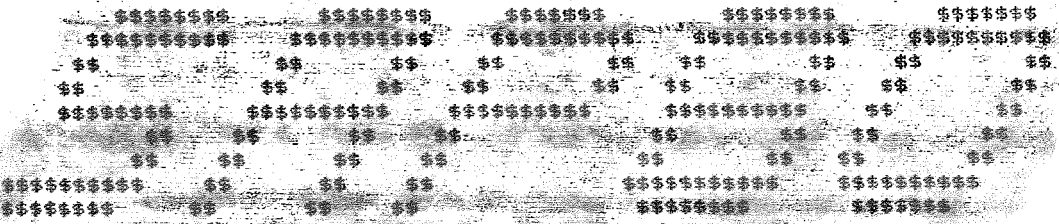
$$yt = 168908.4 / 18767.6 = 9.00$$

Eje	Kiy	Xi	Kiy Xi	Xit	Kiy Xit	Kiy X2it	EFECTO DE		Vy	EFECTO DE Vx	
							DIRECTO	TORSION		TOTAL	TORSION
1 y	3171.60	0.00	0.00	-16.00	-50745.60	811929.60	7.20	2.11	9.31	1.18	9.66
2 y	4023.20	8.00	32185.60	-8.00	-32185.60	257484.80	9.13	1.34	10.47	0.75	10.70
3 y	4023.20	16.00	64371.20	0.00	0.00	0.00	9.13	0.00	9.13	0.00	9.13
4 y	4023.20	24.00	96556.80	8.00	32185.60	257484.80	9.13	1.34	10.47	0.75	10.70
5 y	3171.60	32.00	101491.20	16.00	50745.60	811929.60	7.20	2.11	9.31	1.18	9.66
SUMAS	18412.80		294604.80			2138829.00					

$$xt = 294604.8 / 18412.8 = 16.00$$

A N E X O      N o .      1

DATOS PARA EL PROGRAMA SAP80-V4 (EDIFICIO -1-)



STRUCTURAL ANALYSIS PROGRAMS

VERSION 86.01

copyright (c) 1984

BY

EDWARD L. WILSON

\*ANALISIS DINAMICO ESTRUCTURAL. EDIFICIO PRUEBA -1-. TESIS PROF.\*

## SYSTEM DATA

EXECUTION CODE	-----	0
NUMBER OF JOINTS	-----	186
NUMBER OF LOAD CONDITIONS	-----	0
STEADY STATE LOAD FREQUENCY	-----	.0000E+00
NUMBER OF EIGENVALUES	-----	4
EIGEN CONVERGENCE TOLERANCE	-----	.1000E-03
EIGEN CUTOFF TIME PERIOD	-----	.0000E+00

\*ANALISIS DINAMICO ESTRUCTURAL. EDIFICIO PRUEBA -14. TESIS PROF.\*

## GENERATED JOINT COORDINATES

JOINT	X	Y	Z
1	.000	5600.000	.000
2	.000	4800.000	.000
3	.000	4000.000	.000
4	.000	3200.000	.000
5	.000	2400.000	.000
6	.000	1600.000	.000
7	.000	800.000	.000
8	.000	.000	.000
9	1028.570	.000	.000
10	1028.570	800.000	.000
11	1028.570	1600.000	.000
12	1028.570	2400.000	.000
13	1028.570	3200.000	.000
14	1028.570	4000.000	.000
15	1028.570	4800.000	.000
16	1028.570	5600.000	.000
17	.000	5600.000	450.000
18	.000	4800.000	450.000
19	.000	4000.000	450.000
20	.000	3200.000	450.000
21	.000	2400.000	450.000
22	.000	1600.000	450.000
23	.000	800.000	450.000
24	.000	.000	450.000
25	1028.570	.000	450.000
26	1028.570	800.000	450.000
27	1028.570	1600.000	450.000
28	1028.570	2400.000	450.000
29	1028.570	3200.000	450.000
30	1028.570	4000.000	450.000
31	1028.570	4800.000	450.000
32	1028.570	5600.000	450.000
33	.000	5600.000	800.000
34	.000	4800.000	800.000
35	.000	4000.000	800.000
36	.000	3200.000	800.000
37	.000	2400.000	800.000
38	.000	1600.000	800.000
39	.000	800.000	800.000
40	.000	.000	800.000
41	1028.570	.000	800.000
42	1028.570	800.000	800.000
43	1028.570	1600.000	800.000
44	1028.570	2400.000	800.000
45	1028.570	3200.000	900.000
46	1028.570	4000.000	800.000
47	1028.570	4800.000	800.000
48	1028.570	5600.000	800.000
49	.000	5600.000	1150.000
50	.000	4800.000	1150.000
51	.000	4000.000	1150.000
52	.000	3200.000	1150.000
53	.000	2400.000	1150.000



\*ANALISIS DINAMICO ESTRUCTURAL EDIFICIO PALMER #11, TERCER PISO.\*

## GENERATED JOINT COORDINATES

JOINT	X	Y	Z
54	.000	1600.000	1150.000
55	.000	200.000	1150.000
56	.000	.000	1150.000
57	1028.570	.000	1150.000
58	1028.570	800.000	1150.000
59	1028.570	1600.000	1150.000
60	1028.570	2400.000	1150.000
61	1028.570	3200.000	1150.000
62	1028.570	4000.000	1150.000
63	1028.570	4800.000	1150.000
64	1028.570	5600.000	1150.000
65	.000	5600.000	1450.000
66	.000	4800.000	1450.000
67	.000	4000.000	1450.000
68	.000	3200.000	1450.000
69	.000	2400.000	1450.000
70	.000	1600.000	1450.000
71	.000	800.000	1450.000
72	.000	.000	1450.000
73	1028.570	.000	1450.000
74	1028.570	800.000	1450.000
75	1028.570	1600.000	1450.000
76	1028.570	2400.000	1450.000
77	1028.570	3200.000	1450.000
78	1028.570	4000.000	1450.000
79	1028.570	4800.000	1450.000
80	1028.570	5600.000	1450.000
81	.000	5600.000	1750.000
82	.000	4800.000	1750.000
83	.000	4000.000	1750.000
84	.000	3200.000	1750.000
85	.000	2400.000	1750.000
86	.000	1600.000	1750.000
87	.000	800.000	1750.000
88	.000	.000	1750.000
89	1028.570	.000	1750.000
90	1028.570	800.000	1750.000
91	1028.570	1600.000	1750.000
92	1028.570	2400.000	1750.000
93	1028.570	3200.000	1750.000
94	1028.570	4000.000	1750.000
95	1028.570	4800.000	1750.000
96	1028.570	5600.000	1750.000
97	.000	5600.000	2050.000
98	.000	4800.000	2050.000
99	.000	4000.000	2050.000
100	.000	3200.000	2050.000
101	.000	2400.000	2050.000
102	.000	1600.000	2050.000
103	.000	800.000	2050.000
104	.000	.000	2050.000
105	1028.570	.000	2050.000
106	1028.570	800.000	2050.000

\*ANALISIS DINAMICO ESTRUCTURAL. EDIFICIO FRUERA -1-. TERRE ENCL.\*

## GENERATED JOINT COORDINATES

JOINT	X	Y	Z
107	1028.570	1600.000	2050.000
108	1028.570	2400.000	2050.000
109	1028.570	3200.000	2050.000
110	1028.570	4000.000	2050.000
111	1028.570	4800.000	2050.000
112	1028.570	5600.000	2050.000
113	.000	5600.000	2350.000
114	.000	4800.000	2350.000
115	.000	4000.000	2350.000
116	.000	3200.000	2350.000
117	.000	2400.000	2350.000
118	.000	1600.000	2350.000
119	.000	800.000	2350.000
120	.000	.000	2350.000
121	1028.570	.000	2350.000
122	1028.570	800.000	2350.000
123	1028.570	1600.000	2350.000
124	1028.570	2400.000	2350.000
125	1028.570	3200.000	2350.000
126	1028.570	4000.000	2350.000
127	1028.570	4800.000	2350.000
128	1028.570	5600.000	2350.000
129	.000	5600.000	2650.000
130	.000	4800.000	2650.000
131	.000	4000.000	2650.000
132	.000	3200.000	2650.000
133	.000	2400.000	2650.000
134	.000	1600.000	2650.000
135	.000	800.000	2650.000
136	.000	.000	2650.000
137	1028.570	.000	2650.000
138	1028.570	800.000	2650.000
139	1028.570	1600.000	2650.000
140	1028.570	2400.000	2650.000
141	1028.570	3200.000	2650.000
142	1028.570	4000.000	2650.000
143	1028.570	4800.000	2650.000
144	1028.570	5600.000	2650.000
145	.000	5600.000	2950.000
146	.000	4800.000	2950.000
147	.000	4000.000	2950.000
148	.000	3200.000	2950.000
149	.000	2400.000	2950.000
150	.000	1600.000	2950.000
151	.000	800.000	2950.000
152	.000	.000	2950.000
153	1028.570	.000	2950.000
154	1028.570	800.000	2950.000
155	1028.570	1600.000	2950.000
156	1028.570	2400.000	2950.000
157	1028.570	3200.000	2950.000
158	1028.570	4000.000	2950.000
159	1028.570	4800.000	2950.000

ANALISIS DINAMICO ESTRUCTURAL. EDIFICIO PRUEBA S.A. TORRE 3010. \*

## GENERATED JOINT COORDINATES

JOINT	X	Y	Z
160	1028.570	5500.000	2950.000
161	.000	5500.000	3250.000
162	.000	4800.000	3250.000
163	.000	4000.000	3250.000
164	.000	3200.000	3250.000
165	.000	2400.000	3250.000
166	.000	1600.000	3250.000
167	.000	800.000	3250.000
168	.000	.000	3250.000
169	1028.570	.000	3250.000
170	1028.570	800.000	3250.000
171	1028.570	1600.000	3250.000
172	1028.570	2400.000	3250.000
173	1028.570	3200.000	3250.000
174	1028.570	4000.000	3250.000
175	1028.570	4800.000	3250.000
176	1028.570	5500.000	3250.000
177	514.280	2800.000	450.000
178	514.280	2800.000	800.000
179	514.280	2800.000	1150.000
180	514.280	2800.000	1450.000
181	514.280	2800.000	1750.000
182	514.280	2800.000	2050.000
183	514.280	2800.000	2350.000
184	514.280	2800.000	2650.000
185	514.280	2800.000	2950.000
186	514.280	2800.000	3250.000

\*ANALISIS DINAMICO ESTRUCTURAL EDIFICIO PRUEBA -1- TESIS PROF. Y

## R E S T R A I N T   D A T A

JOINT	RX	RY	RZ	RXX	RYY	RZZ
1	1	1	1	1	1	1
2	1	1	1	1	1	1
3	1	1	1	1	1	1
4	1	1	1	1	1	1
5	1	1	1	1	1	1
6	1	1	1	1	1	1
7	1	1	1	1	1	1
8	1	1	1	1	1	1
9	1	1	1	1	1	1
10	1	1	1	1	1	1
11	1	1	1	1	1	1
12	1	1	1	1	1	1
13	1	1	1	1	1	1
14	1	1	1	1	1	1
15	1	1	1	1	1	1
16	1	1	1	1	1	1
17	1	1	0	0	0	1
18	1	1	0	0	0	1
19	1	1	0	0	0	1
20	1	1	0	0	0	1
21	1	1	0	0	0	1
22	1	1	0	0	0	1
23	1	1	0	0	0	1
24	1	1	0	0	0	1
25	1	1	0	0	0	1
26	1	1	0	0	0	1
27	1	1	0	0	0	1
28	1	1	0	0	0	1
29	1	1	0	0	0	1
30	1	1	0	0	0	1
31	1	1	0	0	0	1
32	1	1	0	0	0	1
33	1	1	0	0	0	1
34	1	1	0	0	0	1
35	1	1	0	0	0	1
36	1	1	0	0	0	1
37	1	1	0	0	0	1
38	1	1	0	0	0	1
39	1	1	0	0	0	1
40	1	1	0	0	0	1
41	1	1	0	0	0	1
42	1	1	0	0	0	1
43	1	1	0	0	0	1
44	1	1	0	0	0	1
45	1	1	0	0	0	1
46	1	1	0	0	0	1
47	1	1	0	0	0	1
48	1	1	0	0	0	1
49	1	1	0	0	0	1
50	1	1	0	0	0	1
51	1	1	0	0	0	1
52	1	1	0	0	0	1
53	1	1	0	0	0	1

ANALISIS DINAMICO ESTRUCTURAL. EDIFICIO PRUEBA -1-. TESIS PROF.\*

R E S T R A I N T    D A T A

IGINT	RX	RY	RZ	RXX	RYY	RZZ
54	1	1	0	0	0	1
55	1	1	0	0	0	1
56	1	1	0	0	0	1
57	1	1	0	0	0	1
58	1	1	0	0	0	1
59	1	1	0	0	0	1
60	1	1	0	0	0	1
61	1	1	0	0	0	1
62	1	1	0	0	0	1
63	1	1	0	0	0	1
64	1	1	0	0	0	1
65	1	1	0	0	0	1
66	1	1	0	0	0	1
67	1	1	0	0	0	1
68	1	1	0	0	0	1
69	1	1	0	0	0	1
70	1	1	0	0	0	1
71	1	1	0	0	0	1
72	1	1	0	0	0	1
73	1	1	0	0	0	1
74	1	1	0	0	0	1
75	1	1	0	0	0	1
76	1	1	0	0	0	1
77	1	1	0	0	0	1
78	1	1	0	0	0	1
79	1	1	0	0	0	1
80	1	1	0	0	0	1
81	1	1	0	0	0	1
82	1	1	0	0	0	1
83	1	1	0	0	0	1
84	1	1	0	0	0	1
85	1	1	0	0	0	1
86	1	1	0	0	0	1
87	1	1	0	0	0	1
88	1	1	0	0	0	1
89	1	1	0	0	0	1
90	1	1	0	0	0	1
91	1	1	0	0	0	1
92	1	1	0	0	0	1
93	1	1	0	0	0	1
94	1	1	0	0	0	1
95	1	1	0	0	0	1
96	1	1	0	0	0	1
97	1	1	0	0	0	1
98	1	1	0	0	0	1
99	1	1	0	0	0	1
100	1	1	0	0	0	1
101	1	1	0	0	0	1
102	1	1	0	0	0	1
103	1	1	0	0	0	1
104	1	1	0	0	0	1
105	1	1	0	0	0	1
106	1	1	0	0	0	1

\*ANALISIS DINAMICO ESTRUCTURAL. EDIFICIO PRUEBA -1-. TESIS PROF.\*

## R E S T R A I N T   D A T A

JOINT	RX	RY	RZ	RXX	RVY	RZZ
107	1	1	0	0	0	1
108	1	1	0	0	0	1
109	1	1	0	0	0	1
110	1	1	0	0	0	1
111	1	1	0	0	0	1
112	1	1	0	0	0	1
113	1	1	0	0	0	1
114	1	1	0	0	0	1
115	1	1	0	0	0	1
116	1	1	0	0	0	1
117	1	1	0	0	0	1
118	1	1	0	0	0	1
119	1	1	0	0	0	1
120	1	1	0	0	0	1
121	1	1	0	0	0	1
122	1	1	0	0	0	1
123	1	1	0	0	0	1
124	1	1	0	0	0	1
125	1	1	0	0	0	1
126	1	1	0	0	0	1
127	1	1	0	0	0	1
128	1	1	0	0	0	1
129	1	1	0	0	0	1
130	1	1	0	0	0	1
131	1	1	0	0	0	1
132	1	1	0	0	0	1
133	1	1	0	0	0	1
134	1	1	0	0	0	1
135	1	1	0	0	0	1
136	1	1	0	0	0	1
137	1	1	0	0	0	1
138	1	1	0	0	0	1
139	1	1	0	0	0	1
140	1	1	0	0	0	1
141	1	1	0	0	0	1
142	1	1	0	0	0	1
143	1	1	0	0	0	1
144	1	1	0	0	0	1
145	1	1	0	0	0	1
146	1	1	0	0	0	1
147	1	1	0	0	0	1
148	1	1	0	0	0	1
149	1	1	0	0	0	1
150	1	1	0	0	0	1
151	1	1	0	0	0	1
152	1	1	0	0	0	1
153	1	1	0	0	0	1
154	1	1	0	0	0	1
155	1	1	0	0	0	1
156	1	1	0	0	0	1
157	1	1	0	0	0	1
158	1	1	0	0	0	1
159	1	1	0	0	0	1

\*ANALISIS DINAMICO ESTRUCTURAL EDIFICIO PRUEBA -1-1- TESTS PROF.\*

## R E S T R A I N T   D A T A

JOINT	RX	RY	RZ	RXX	RYY	RZZ
160	1	1	0	0	0	1
161	1	1	0	0	0	1
162	1	1	0	0	0	1
163	1	1	0	0	0	1
164	1	1	0	0	0	1
165	1	1	0	0	0	1
166	1	1	0	0	0	1
167	1	1	0	0	0	1
168	1	1	0	0	0	1
169	1	1	0	0	0	1
170	1	1	0	0	0	1
171	1	1	0	0	0	1
172	1	1	0	0	0	1
173	1	1	0	0	0	1
174	1	1	0	0	0	1
175	1	1	0	0	0	1
176	1	1	0	0	0	1
177	0	0	1	1	1	0
178	0	0	1	1	1	0
179	0	0	1	1	1	0
180	0	0	1	1	1	0
181	0	0	1	1	1	0
182	0	0	1	1	1	0
183	0	0	1	1	1	0
184	0	0	1	1	1	0
185	0	0	1	1	1	0
186	0	0	1	1	1	0

\*ANALISIS DINAMICO ESTRUCTURAL EDIFICIO CRUSA - - - TERZO PRTO.\*

## JOINT MASSES

JOINT	MX	MY	MZ	MRX	MRY	MRZ
177	.323E+03	.323E+03	.000E+00	.000E+00	.000E+00	.873E+09
178	.323E+03	.323E+03	.000E+00	.000E+00	.000E+00	.873E+09
179	.323E+03	.323E+03	.000E+00	.000E+00	.000E+00	.873E+09
180	.323E+03	.323E+03	.000E+00	.000E+00	.000E+00	.873E+09
181	.323E+03	.323E+03	.000E+00	.000E+00	.000E+00	.873E+09
182	.323E+03	.323E+03	.000E+00	.000E+00	.000E+00	.873E+09
183	.323E+03	.323E+03	.000E+00	.000E+00	.000E+00	.873E+09
184	.323E+03	.323E+03	.000E+00	.000E+00	.000E+00	.873E+09
185	.323E+03	.323E+03	.000E+00	.000E+00	.000E+00	.873E+09
186	.323E+03	.323E+03	.000E+00	.000E+00	.000E+00	.873E+09



\*ANALISIS DINAMICO ESTRUCTURAL. EDIFICIO PRUEBA -1-. TESIS PROF.\*

FRAME CONTROL DATA

NUMBER OF MEMBER SECTION PROPERTIES	12
NUMBER OF SPAN LOADING PATTERNS	0

\*ANALISIS DINAMICO ESTRUCTURAL, EDIFICIO PRUEBA -1-, TIPO PROF.\*

## SECTION PROPERTY DATA

PROP ID	AREA	TORSIONAL INERTIA	MOMENTS OF INERTIA		SHEAR AREA	
			I33	I22	A2	A3
1	806.300	.00000E+00	.27471E+06	.98231E+05	.000	.000
2	651.600	.00000E+00	.20395E+06	.75338E+05	.000	.000
3	400.000	.00000E+00	.11072E+06	.42872E+05	.000	.000
4	250.300	.00000E+00	.63683E+05	.22810E+05	.000	.000
5	754.800	.00000E+00	.24974E+06	.90322E+05	.000	.000
6	589.700	.00000E+00	.18023E+06	.67012E+05	.000	.000
7	366.500	.00000E+00	.99896E+05	.38751E+05	.000	.000
8	227.700	.00000E+00	.57440E+05	.20604E+05	.000	.000
9	220.700	.00000E+00	.20520E+05	.68260E+04	.000	.000
10	187.700	.00000E+00	.16608E+06	.53280E+04	.000	.000
11	129.700	.00000E+00	.76170E+05	.29300E+04	.000	.000
12	159.400	.00000E+00	.98647E+05	.39290E+04	.000	.000

ANALISIS DINAMICO ESTRUCTURA EDIFICIO PRINCEPS - I - (1985 - 1986)

## MATERIAL PROPERTY DATA

PROP ID	MODULUS OF ELASTICITY	SHEAR MODULUS	WEIGHT PER UNIT LEN	MASS PER UNIT LEN	THERMAL EXPANSION
1	.2100E+07	.8077E+06	.0000E+00	.0000E+00	.0000E+00
2	.2100E+07	.8077E+06	.0000E+00	.0000E+00	.0000E+00
3	.2100E+07	.8077E+06	.0000E+00	.0000E+00	.0000E+00
4	.2100E+07	.8077E+06	.0000E+00	.0000E+00	.0000E+00
5	.2100E+07	.8077E+06	.0000E+00	.0000E+00	.0000E+00
6	.2100E+07	.8077E+06	.0000E+00	.0000E+00	.0000E+00
7	.2100E+07	.8077E+06	.0000E+00	.0000E+00	.0000E+00
8	.2100E+07	.8077E+06	.0000E+00	.0000E+00	.0000E+00
9	.2100E+07	.8077E+06	.0000E+00	.0000E+00	.0000E+00
10	.2100E+07	.8077E+06	.0000E+00	.0000E+00	.0000E+00
11	.2100E+07	.8077E+06	.0000E+00	.0000E+00	.0000E+00
12	.2100E+07	.8077E+06	.0000E+00	.0000E+00	.0000E+00

\*ANALISIS DINAMICO ESTRUCTURAL EDIFICIO PRUBA - 10 - TABLA 10000 \*

## FRAME ELEMENT DATA

ELT ID	JOINT END-I	JOINT END-J	LOC-AXIS		PROP ID	REL RIGID-OFFSETS CODES	RIGID-OFFSETS		REDUCT FACTOR	MASTER-JOINTS	
			N1	N2			END-I	END-J		END-I	END-J
1	1	17	2	0	1	000000	.0	.0	.00	0	177
71	8	24	2	0	1	000000	.0	.0	.00	0	177
81	9	25	2	0	1	000000	.0	.0	.00	0	177
151	16	32	2	0	1	000000	.0	.0	.00	0	177
11	2	18	2	0	5	000000	.0	.0	.00	0	177
21	3	19	2	0	5	000000	.0	.0	.00	0	177
31	4	20	2	0	5	000000	.0	.0	.00	0	177
41	5	21	2	0	5	000000	.0	.0	.00	0	177
51	6	22	2	0	5	000000	.0	.0	.00	0	177
61	7	23	2	0	5	000000	.0	.0	.00	0	177
91	10	26	2	0	5	000000	.0	.0	.00	0	177
101	11	27	2	0	5	000000	.0	.0	.00	0	177
111	12	28	2	0	5	000000	.0	.0	.00	0	177
121	13	29	2	0	5	000000	.0	.0	.00	0	177
131	14	30	2	0	5	000000	.0	.0	.00	0	177
141	15	31	2	0	5	000000	.0	.0	.00	0	177
2	17	33	2	0	1	000000	.0	.0	.00	177	178
72	24	40	2	0	1	000000	.0	.0	.00	177	178
82	25	41	2	0	1	000000	.0	.0	.00	177	178
152	32	48	2	0	1	000000	.0	.0	.00	177	178
12	18	34	2	0	5	000000	.0	.0	.00	177	178
22	19	35	2	0	5	000000	.0	.0	.00	177	178
32	20	36	2	0	5	000000	.0	.0	.00	177	178
42	21	37	2	0	5	000000	.0	.0	.00	177	178
52	22	38	2	0	5	000000	.0	.0	.00	177	178
62	23	39	2	0	5	000000	.0	.0	.00	177	178
92	26	42	2	0	5	000000	.0	.0	.00	177	178
102	27	43	2	0	5	000000	.0	.0	.00	177	178
112	28	44	2	0	5	000000	.0	.0	.00	177	178
122	29	45	2	0	5	000000	.0	.0	.00	177	178
132	30	46	2	0	5	000000	.0	.0	.00	177	178
142	31	47	2	0	5	000000	.0	.0	.00	177	178
3	33	49	2	0	2	000000	.0	.0	.00	178	179
73	40	56	2	0	2	000000	.0	.0	.00	178	179
83	41	57	2	0	2	000000	.0	.0	.00	178	179
153	48	64	2	0	2	000000	.0	.0	.00	178	179
13	34	50	2	0	6	000000	.0	.0	.00	178	179
23	35	51	2	0	6	000000	.0	.0	.00	178	179
33	36	52	2	0	6	000000	.0	.0	.00	178	179
43	37	53	2	0	6	000000	.0	.0	.00	178	179
53	38	54	2	0	6	000000	.0	.0	.00	178	179
63	39	55	2	0	6	000000	.0	.0	.00	178	179
93	42	58	2	0	6	000000	.0	.0	.00	178	179
103	43	59	2	0	6	000000	.0	.0	.00	178	179
113	44	60	2	0	6	000000	.0	.0	.00	178	179
123	45	61	2	0	6	000000	.0	.0	.00	178	179
133	46	62	2	0	6	000000	.0	.0	.00	178	179
143	47	63	2	0	6	000000	.0	.0	.00	178	179
4	49	65	2	0	2	000000	.0	.0	.00	179	180
74	56	72	2	0	2	000000	.0	.0	.00	179	180
84	57	73	2	0	2	000000	.0	.0	.00	179	180
154	64	80	2	0	2	000000	.0	.0	.00	179	180

SISIS DYNAMIC STRUCTURAL, EDIFICIO PRUEBA -II-, TESIS PROF.\*

## MEME ELEMENT DATA

JOINT END-I	JOINT END-J	LOC-AXIS M1	PRCP MR	PRCP TD	REL ORDER	RIGID-OFFSETS END-I	RIGID-OFFSETS END-J	REDUCT FACTOR	MASTER-JOINTS END-I	MASTER-JOINTS END-J
50	66	2	0	6	000000	.0	.0	.00	175	180
51	67	2	0	6	000000	.0	.0	.00	179	180
52	68	2	0	6	000000	.0	.0	.00	179	180
53	69	2	0	6	000000	.0	.0	.00	175	181
54	70	2	0	6	000000	.0	.0	.00	179	180
55	71	2	0	6	000000	.0	.0	.00	179	180
58	74	2	0	6	000000	.0	.0	.00	179	180
59	75	2	0	6	000000	.0	.0	.00	179	180
60	75	2	0	6	000000	.0	.0	.00	179	180
61	77	2	0	6	000000	.0	.0	.00	179	180
62	78	2	0	6	000000	.0	.0	.00	179	180
63	79	2	0	6	000000	.0	.0	.00	179	180
65	81	2	0	2	000000	.0	.0	.00	180	181
72	88	2	0	2	000000	.0	.0	.00	180	181
73	89	2	0	2	000000	.0	.0	.00	180	181
80	96	2	0	2	000000	.0	.0	.00	180	181
66	82	2	0	6	000000	.0	.0	.00	180	181
67	83	2	0	6	000000	.0	.0	.00	180	181
68	84	2	0	6	000000	.0	.0	.00	180	181
69	85	2	0	6	000000	.0	.0	.00	180	181
70	86	2	0	6	000000	.0	.0	.00	180	181
71	87	2	0	6	000000	.0	.0	.00	180	181
74	90	2	0	6	000000	.0	.0	.00	180	181
75	91	2	0	6	000000	.0	.0	.00	180	181
76	92	2	0	6	000000	.0	.0	.00	180	181
77	93	2	0	6	000000	.0	.0	.00	180	181
78	94	2	0	6	000000	.0	.0	.00	180	181
79	95	2	0	6	000000	.0	.0	.00	180	181
81	97	2	0	3	000000	.0	.0	.00	181	182
88	104	2	0	3	000000	.0	.0	.00	181	182
89	105	2	0	3	000000	.0	.0	.00	181	182
96	112	2	0	3	000000	.0	.0	.00	181	182
82	98	2	0	7	000000	.0	.0	.00	181	182
83	99	2	0	7	000000	.0	.0	.00	181	182
84	100	2	0	7	000000	.0	.0	.00	181	182
85	101	2	0	7	000000	.0	.0	.00	181	182
86	102	2	0	7	000000	.0	.0	.00	181	182
87	103	2	0	7	000000	.0	.0	.00	181	182
90	106	2	0	7	000000	.0	.0	.00	181	182
91	107	2	0	7	000000	.0	.0	.00	181	182
92	108	2	0	7	000000	.0	.0	.00	181	182
93	109	2	0	7	000000	.0	.0	.00	181	182
94	110	2	0	7	000000	.0	.0	.00	181	182
95	111	2	0	7	000000	.0	.0	.00	181	182
97	113	2	0	3	000000	.0	.0	.00	182	183
104	120	2	0	3	000000	.0	.0	.00	182	183
105	121	2	0	3	000000	.0	.0	.00	182	183
112	128	2	0	3	000000	.0	.0	.00	182	183
98	114	2	0	7	000000	.0	.0	.00	182	183
99	115	2	0	7	000000	.0	.0	.00	182	183
100	116	2	0	7	000000	.0	.0	.00	182	183
101	117	2	0	7	000000	.0	.0	.00	182	183

ANALISIS DINAMICO ESTRUCTURAL. EDIFICIO PALERA -1-. TESTS PROF. Y

## A M E E L E M E N T D A T A

E	JOINT END-I	JOINT END-J	LOC-AXIS		PROP ID	REL RIGID-OFFSETS			REDUCT FACTOR	MASTER-JOINTS	
			N1	N2		CODES	END-I	END-J		END-I	END-J
7	102	118	2	0	7	000000	.0	.0	.00	182	183
7	103	119	2	0	7	000000	.0	.0	.00	182	183
7	106	122	2	0	7	000000	.0	.0	.00	182	183
7	107	123	2	0	7	000000	.0	.0	.00	182	183
7	108	124	2	0	7	000000	.0	.0	.00	182	183
7	109	125	2	0	7	000000	.0	.0	.00	182	183
7	110	126	2	0	7	000000	.0	.0	.00	182	183
7	111	127	2	0	7	000000	.0	.0	.00	182	183
8	113	129	2	0	3	000000	.0	.0	.00	183	184
8	120	136	2	0	3	000000	.0	.0	.00	183	184
8	121	137	2	0	3	000000	.0	.0	.00	183	184
8	128	144	2	0	3	000000	.0	.0	.00	183	184
8	114	130	2	0	7	000000	.0	.0	.00	183	184
8	115	131	2	0	7	000000	.0	.0	.00	183	184
8	116	132	2	0	7	000000	.0	.0	.00	183	184
8	117	133	2	0	7	000000	.0	.0	.00	183	184
8	118	134	2	0	7	000000	.0	.0	.00	183	184
8	119	135	2	0	7	000000	.0	.0	.00	183	184
8	122	138	2	0	7	000000	.0	.0	.00	183	184
8	123	139	2	0	7	000000	.0	.0	.00	183	184
8	124	140	2	0	7	000000	.0	.0	.00	183	184
8	125	141	2	0	7	000000	.0	.0	.00	183	184
8	126	142	2	0	7	000000	.0	.0	.00	183	184
8	127	143	2	0	7	000000	.0	.0	.00	183	184
9	129	145	2	0	4	000000	.0	.0	.00	184	185
9	136	152	2	0	4	000000	.0	.0	.00	184	185
9	137	153	2	0	4	000000	.0	.0	.00	184	185
9	144	160	2	0	4	000000	.0	.0	.00	184	185
9	130	146	2	0	8	000000	.0	.0	.00	184	185
9	131	147	2	0	8	000000	.0	.0	.00	184	185
9	132	148	2	0	8	000000	.0	.0	.00	184	185
9	133	149	2	0	8	000000	.0	.0	.00	184	185
9	134	150	2	0	8	000000	.0	.0	.00	184	185
9	135	151	2	0	8	000000	.0	.0	.00	184	185
9	138	154	2	0	8	000000	.0	.0	.00	184	185
9	139	155	2	0	8	000000	.0	.0	.00	184	185
9	140	156	2	0	8	000000	.0	.0	.00	184	185
9	141	157	2	0	8	000000	.0	.0	.00	184	185
9	142	158	2	0	8	000000	.0	.0	.00	184	185
9	143	159	2	0	8	000000	.0	.0	.00	184	185
0	145	161	2	0	4	000000	.0	.0	.00	185	186
0	152	168	2	0	4	000000	.0	.0	.00	185	186
0	153	169	2	0	4	000000	.0	.0	.00	185	186
0	160	176	2	0	4	000000	.0	.0	.00	185	186
0	146	162	2	0	8	000000	.0	.0	.00	185	186
0	147	163	2	0	8	000000	.0	.0	.00	185	186
0	148	164	2	0	8	000000	.0	.0	.00	185	186
0	149	165	2	0	8	000000	.0	.0	.00	185	186
0	150	166	2	0	8	000000	.0	.0	.00	185	186
0	151	167	2	0	8	000000	.0	.0	.00	185	186
0	154	170	2	0	8	000000	.0	.0	.00	185	186
0	155	171	2	0	8	000000	.0	.0	.00	185	186

ANÁLISIS DINÁMICO ESTRUCTURAL, EDIFICIO PRUEBA -1-. TESIS PROF.\*

MEMBER ELEMENT DATA

JOINT	JOINT	LOC-AXIS	PROP	REL	RIGID-OFFSETS	REDUCT	MASTER-JOINTS
END-I	END-J	N1 N2	ID	CODES	END-I END-J	FACTOR	END-I END-J
156	172	2 0	8	000000	.0 .0	.00	185 186
157	173	2 0	8	000000	.0 .0	.00	185 186
158	174	2 0	8	000000	.0 .0	.00	185 186
159	175	2 0	8	000000	.0 .0	.00	185 186
17	18	3 0	12	000000	.0 .0	.00	177 177
18	19	3 0	12	000000	.0 .0	.00	177 177
19	20	3 0	12	000000	.0 .0	.00	177 177
20	21	3 0	12	000000	.0 .0	.00	177 177
21	22	3 0	12	000000	.0 .0	.00	177 177
22	23	3 0	12	000000	.0 .0	.00	177 177
23	24	3 0	12	000000	.0 .0	.00	177 177
25	26	3 0	12	000000	.0 .0	.00	177 177
26	27	3 0	12	000000	.0 .0	.00	177 177
27	28	3 0	12	000000	.0 .0	.00	177 177
28	29	3 0	12	000000	.0 .0	.00	177 177
29	30	3 0	12	000000	.0 .0	.00	177 177
30	31	3 0	12	000000	.0 .0	.00	177 177
31	32	3 0	12	000000	.0 .0	.00	177 177
24	25	2 0	12	000000	.0 .0	.00	177 177
17	32	2 0	12	000000	.0 .0	.00	177 177
18	31	2 0	9	000000	.0 .0	.00	177 177
19	30	2 0	9	000000	.0 .0	.00	177 177
20	29	2 0	9	000000	.0 .0	.00	177 177
21	28	2 0	9	000000	.0 .0	.00	177 177
22	27	2 0	9	000000	.0 .0	.00	177 177
23	26	2 0	9	000000	.0 .0	.00	177 177
33	34	3 0	12	000000	.0 .0	.00	178 178
34	35	3 0	12	000000	.0 .0	.00	178 178
35	36	3 0	12	000000	.0 .0	.00	178 178
36	37	3 0	12	000000	.0 .0	.00	178 178
37	38	3 0	12	000000	.0 .0	.00	178 178
38	39	3 0	12	000000	.0 .0	.00	178 178
39	40	3 0	12	000000	.0 .0	.00	178 178
41	42	3 0	12	000000	.0 .0	.00	178 178
42	43	3 0	12	000000	.0 .0	.00	178 178
43	44	3 0	12	000000	.0 .0	.00	178 178
44	45	3 0	12	000000	.0 .0	.00	178 178
45	46	3 0	12	000000	.0 .0	.00	178 178
46	47	3 0	12	000000	.0 .0	.00	178 178
47	48	3 0	12	000000	.0 .0	.00	178 178
40	41	2 0	12	000000	.0 .0	.00	178 178
33	48	2 0	12	000000	.0 .0	.00	178 178
34	47	2 0	9	000000	.0 .0	.00	178 178
35	46	2 0	9	000000	.0 .0	.00	178 178
36	45	2 0	9	000000	.0 .0	.00	178 178
37	44	2 0	9	000000	.0 .0	.00	178 178
38	43	2 0	9	000000	.0 .0	.00	178 178
39	42	2 0	9	000000	.0 .0	.00	178 178
49	50	3 0	12	000000	.0 .0	.00	179 179
50	51	3 0	12	000000	.0 .0	.00	179 179
51	52	3 0	12	000000	.0 .0	.00	179 179
52	53	3 0	12	000000	.0 .0	.00	179 179

ANALISIS DINAMICO ESTRUCTURAL. EDIFICIO PRUEBA -1-. TESIS PROF.\*

AME ELEMENT DATA

JOINT	JOINT	LOC-AXIS		PROP	REL	RIGID-OFFSETS		REDUCT	MASTER-JOINTS		
		END-I	END-J			N1	N2		ID	CODES	END-I
3	53	54	3	0	12	000000	.0	.0	.00	179	179
3	54	55	3	0	12	000000	.0	.0	.00	179	179
3	55	56	3	0	12	000000	.0	.0	.00	179	179
3	57	58	3	0	12	000000	.0	.0	.00	179	179
3	58	59	3	0	12	000000	.0	.0	.00	179	179
3	59	60	3	0	12	000000	.0	.0	.00	179	179
3	60	61	3	0	12	000000	.0	.0	.00	179	179
3	61	62	3	0	12	000000	.0	.0	.00	179	179
3	62	63	3	0	12	000000	.0	.0	.00	179	179
3	63	64	3	0	12	000000	.0	.0	.00	179	179
3	56	57	2	0	12	000000	.0	.0	.00	179	179
3	49	64	2	0	12	000000	.0	.0	.00	179	179
3	50	63	2	0	9	000000	.0	.0	.00	179	179
3	51	62	2	0	9	000000	.0	.0	.00	179	179
3	52	61	2	0	9	000000	.0	.0	.00	179	179
3	53	60	2	0	9	000000	.0	.0	.00	179	179
3	54	59	2	0	9	000000	.0	.0	.00	179	179
3	55	58	2	0	9	000000	.0	.0	.00	179	179
4	65	66	3	0	12	000000	.0	.0	.00	180	180
4	66	67	3	0	12	000000	.0	.0	.00	180	180
4	67	68	3	0	12	000000	.0	.0	.00	180	180
4	68	69	3	0	12	000000	.0	.0	.00	180	180
4	69	70	3	0	12	000000	.0	.0	.00	180	180
4	70	71	3	0	12	000000	.0	.0	.00	180	180
4	71	72	3	0	12	000000	.0	.0	.00	180	180
4	73	74	3	0	12	000000	.0	.0	.00	180	180
4	74	75	3	0	12	000000	.0	.0	.00	180	180
4	75	76	3	0	12	000000	.0	.0	.00	180	180
4	76	77	3	0	12	000000	.0	.0	.00	180	180
4	77	78	3	0	12	000000	.0	.0	.00	180	180
4	78	79	3	0	12	000000	.0	.0	.00	180	180
4	79	80	3	0	12	000000	.0	.0	.00	180	180
4	72	73	2	0	12	000000	.0	.0	.00	180	180
4	65	80	2	0	12	000000	.0	.0	.00	180	180
4	66	79	2	0	9	000000	.0	.0	.00	180	180
4	67	78	2	0	9	000000	.0	.0	.00	180	180
4	68	77	2	0	9	000000	.0	.0	.00	180	180
4	69	76	2	0	9	000000	.0	.0	.00	180	180
4	70	75	2	0	9	000000	.0	.0	.00	180	180
4	71	74	2	0	9	000000	.0	.0	.00	180	180
5	81	82	3	0	11	000000	.0	.0	.00	181	181
5	82	83	3	0	11	000000	.0	.0	.00	181	181
5	83	84	3	0	11	000000	.0	.0	.00	181	181
5	84	85	3	0	11	000000	.0	.0	.00	181	181
5	85	86	3	0	11	000000	.0	.0	.00	181	181
5	86	87	3	0	11	000000	.0	.0	.00	181	181
5	87	88	3	0	11	000000	.0	.0	.00	181	181
5	89	90	3	0	11	000000	.0	.0	.00	181	181
5	90	91	3	0	11	000000	.0	.0	.00	181	181
5	91	92	3	0	11	000000	.0	.0	.00	181	181
5	92	93	3	0	11	000000	.0	.0	.00	181	181
5	93	94	3	0	11	000000	.0	.0	.00	181	181



ANALISIS DE ELEMENTOS FINITOS: ELEMENTOS DE TIPO PLANO - 11. RESULTADO DE LA ANALISIS

RESULTADO DE LA ANALISIS

ELT ID	JOINT END-I	JOINT END-J	LOC-AXIS N1	LOC-AXIS N2	PROP ID	REL DEGREE	REFID END-I	REFID END-J	REDUCT FACTOR	MASTER-JOINTS END-I	MASTER-JOINTS END-J
299	84	85	3	0	11	000000	0	0	1.00	181	181
305	95	95	3	0	11	000000	0	0	1.00	181	181
325	88	89	2	0	11	000000	0	0	1.00	181	181
315	81	85	2	0	11	000000	0	0	1.00	181	181
322	82	85	2	0	10	000000	0	0	1.00	181	181
324	83	84	2	0	10	000000	0	0	1.00	181	181
345	84	92	2	0	10	000000	0	0	1.00	181	181
355	95	92	2	0	10	000000	0	0	1.00	181	181
355	86	91	2	0	10	000000	0	0	1.00	181	181
375	87	90	2	0	10	000000	0	0	1.00	181	181
152	97	93	3	0	11	000000	0	0	1.00	182	182
170	98	93	3	0	11	000000	0	0	1.00	182	182
186	99	100	3	0	11	000000	0	0	1.00	182	182
196	100	101	3	0	11	000000	0	0	1.00	182	182
206	101	102	3	0	11	000000	0	0	1.00	182	182
216	102	103	3	0	11	000000	0	0	1.00	182	182
226	103	104	3	0	11	000000	0	0	1.00	182	182
246	105	106	3	0	11	000000	0	0	1.00	182	182
256	106	107	3	0	11	000000	0	0	1.00	182	182
266	107	108	3	0	11	000000	0	0	1.00	182	182
276	108	109	3	0	11	000000	0	0	1.00	182	182
286	109	110	3	0	11	000000	0	0	1.00	182	182
296	110	111	3	0	11	000000	0	0	1.00	182	182
306	111	112	3	0	11	000000	0	0	1.00	182	182
316	104	105	2	0	11	000000	0	0	1.00	182	182
326	97	112	2	0	11	000000	0	0	1.00	182	182
336	98	111	2	0	10	000000	0	0	1.00	182	182
346	99	110	2	0	10	000000	0	0	1.00	182	182
356	100	109	2	0	10	000000	0	0	1.00	182	182
366	101	108	2	0	10	000000	0	0	1.00	182	182
376	102	107	2	0	10	000000	0	0	1.00	182	182
386	103	106	2	0	10	000000	0	0	1.00	182	182
397	113	114	3	0	11	000000	0	0	1.00	183	183
407	114	115	3	0	11	000000	0	0	1.00	183	183
417	115	116	3	0	11	000000	0	0	1.00	183	183
427	116	117	3	0	11	000000	0	0	1.00	183	183
437	117	118	3	0	11	000000	0	0	1.00	183	183
447	118	119	3	0	11	000000	0	0	1.00	183	183
457	119	120	3	0	11	000000	0	0	1.00	183	183
467	121	122	3	0	11	000000	0	0	1.00	183	183
477	122	123	3	0	11	000000	0	0	1.00	183	183
487	123	124	3	0	11	000000	0	0	1.00	183	183
497	124	125	3	0	11	000000	0	0	1.00	183	183
507	125	126	3	0	11	000000	0	0	1.00	183	183
517	126	127	3	0	11	000000	0	0	1.00	183	183
527	127	128	3	0	11	000000	0	0	1.00	183	183
537	128	129	3	0	11	000000	0	0	1.00	183	183
547	129	130	3	0	11	000000	0	0	1.00	183	183
557	113	129	2	0	11	000000	0	0	1.00	183	183
567	114	128	2	0	10	000000	0	0	1.00	183	183
577	115	126	2	0	10	000000	0	0	1.00	183	183
587	116	125	2	0	10	000000	0	0	1.00	183	183
597	117	124	2	0	10	000000	0	0	1.00	183	183

ANALISIS LINEAL DE ESTRUCTURA, EMPLEO DE BRICKS -1-, TIPO DE ANCHO

FRAME ELEMENT DATA

ELT ID	JOINT END-I	JOINT END-J	LOC-AXIS M1	PROP N2	PROP ID	REL ORDER	RIGID-OFFSETS END-I END-J		REDUCT FACTOR	NODAL-DOF-INTS END-I END-J	
367	118	123	2	0	10	000000	.0	.0	.00	183	183
377	119	122	2	0	10	000000	.0	.0	.00	183	183
166	125	130	3	0	11	000000	.0	.0	.00	184	184
178	130	131	3	0	11	000000	.0	.0	.00	184	184
188	131	132	3	0	11	000000	.0	.0	.00	184	184
198	132	133	3	0	11	000000	.0	.0	.00	184	184
208	133	134	3	0	11	000000	.0	.0	.00	184	184
218	134	135	3	0	11	000000	.0	.0	.00	184	184
228	135	136	3	0	11	000000	.0	.0	.00	184	184
248	137	138	3	0	11	000000	.0	.0	.00	184	184
258	138	139	3	0	11	000000	.0	.0	.00	184	184
268	139	140	3	0	11	000000	.0	.0	.00	184	184
278	140	141	3	0	11	000000	.0	.0	.00	184	184
288	141	142	3	0	11	000000	.0	.0	.00	184	184
298	142	143	3	0	11	000000	.0	.0	.00	184	184
308	143	144	3	0	11	000000	.0	.0	.00	184	184
238	136	137	2	0	11	000000	.0	.0	.00	184	184
318	129	144	2	0	11	000000	.0	.0	.00	184	184
328	130	143	2	0	10	000000	.0	.0	.00	184	184
338	131	142	2	0	10	000000	.0	.0	.00	184	184
348	132	141	2	0	10	000000	.0	.0	.00	184	184
358	133	140	2	0	10	000000	.0	.0	.00	184	184
368	134	139	2	0	10	000000	.0	.0	.00	184	184
378	135	138	2	0	10	000000	.0	.0	.00	184	184
159	145	146	3	0	11	000000	.0	.0	.00	185	185
179	146	147	3	0	11	000000	.0	.0	.00	185	185
189	147	148	3	0	11	000000	.0	.0	.00	185	185
199	148	149	3	0	11	000000	.0	.0	.00	185	185
209	149	150	3	0	11	000000	.0	.0	.00	185	185
219	150	151	3	0	11	000000	.0	.0	.00	185	185
229	151	152	3	0	11	000000	.0	.0	.00	185	185
249	153	154	3	0	11	000000	.0	.0	.00	185	185
259	154	155	3	0	11	000000	.0	.0	.00	185	185
269	155	156	3	0	11	000000	.0	.0	.00	185	185
279	156	157	3	0	11	000000	.0	.0	.00	185	185
289	157	158	3	0	11	000000	.0	.0	.00	185	185
299	158	159	3	0	11	000000	.0	.0	.00	185	185
309	159	160	3	0	11	000000	.0	.0	.00	185	185
239	152	153	2	0	11	000000	.0	.0	.00	185	185
319	145	160	2	0	11	000000	.0	.0	.00	185	185
329	146	159	2	0	10	000000	.0	.0	.00	185	185
339	147	158	2	0	10	000000	.0	.0	.00	185	185
349	148	157	2	0	10	000000	.0	.0	.00	185	185
359	149	156	2	0	10	000000	.0	.0	.00	185	185
369	150	155	2	0	10	000000	.0	.0	.00	185	185
279	151	154	2	0	10	000000	.0	.0	.00	185	185
170	161	162	3	0	11	000000	.0	.0	.00	186	186
190	162	163	3	0	11	000000	.0	.0	.00	186	186
130	163	164	3	0	11	000000	.0	.0	.00	186	186
200	164	165	3	0	11	000000	.0	.0	.00	186	186
210	165	166	3	0	11	000000	.0	.0	.00	186	186
220	166	167	3	0	11	000000	.0	.0	.00	186	186

0 1978 DIAGONAL STRUCTURAL MEMBER ELEMENTS - TESTS 1986.\*

MEMBER ELEMENT DATA

MEMBER ID	JOINTS		LOCAL-AXIS		PROP ID	REL CODES	RIGID-OFFSETS		REDUCT FACTOR	MASTER-JOINTS	
	END-I	END-J	N1	N2			END-1	END-2		END-I	END-J
0	167	168	3	0	11	000000	.0	.0	.00	186	186
0	169	170	3	0	11	000000	.0	.0	.00	186	186
0	170	171	3	0	11	000000	.0	.0	.00	186	186
0	171	172	3	0	11	000000	.0	.0	.00	186	186
0	172	173	3	0	11	000000	.0	.0	.00	186	186
0	173	174	3	0	11	000000	.0	.0	.00	186	186
0	174	175	3	0	11	000000	.0	.0	.00	186	186
0	175	176	3	0	11	000000	.0	.0	.00	186	186
0	168	169	2	0	11	000000	.0	.0	.00	186	186
0	161	176	2	0	11	000000	.0	.0	.00	186	186
0	162	175	2	0	10	000000	.0	.0	.00	186	186
0	163	174	2	0	10	000000	.0	.0	.00	186	186
0	164	173	2	0	10	000000	.0	.0	.00	186	186
0	165	172	2	0	10	000000	.0	.0	.00	186	186
0	166	171	2	0	10	000000	.0	.0	.00	186	186
0	167	170	2	0	10	000000	.0	.0	.00	186	186

ANALISIS DINAMICO ESTRUCTURAL. EDIFICIO PRUEBA -1-, TESIS PROF.\*

RESPONSE SPECTRUM DATA

ANGLE OF S1 WITH X-AXIS .000  
 AMPLITUDE MULTIPLIER 1.000  
 DAMPING RATIO .050

PERIOD	S1	S2	SZ
.000	100.000	.000	.000
.800	400.000	.000	.000
3.300	400.000	.000	.000
10.000	100.000	.000	.000

ANALISIS DINAMICO ESTRUCTURAL REFINADO DE PISO - 10 - TABLA 10.04.1

EQUILIBRIUM EQUATION NUMBERS

INT	X	Y	Z	XX	YY	ZZ
1	0	0	0	0	0	0
2	0	0	0	0	0	0
3	0	0	0	0	0	0
4	0	0	0	0	0	0
5	0	0	0	0	0	0
6	0	0	0	0	0	0
7	0	0	0	0	0	0
8	0	0	0	0	0	0
9	0	0	0	0	0	0
10	0	0	0	0	0	0
11	0	0	0	0	0	0
12	0	0	0	0	0	0
13	0	0	0	0	0	0
14	0	0	0	0	0	0
15	0	0	0	0	0	0
16	0	0	0	0	0	0
17	0	0	7	8	9	0
18	0	0	22	23	24	0
19	0	0	43	44	45	0
20	0	0	70	71	72	0
21	0	0	103	104	105	0
22	0	0	142	143	144	0
23	0	0	187	188	189	0
24	0	0	193	194	195	0
25	0	0	190	191	192	0
26	0	0	145	146	147	0
27	0	0	106	107	108	0
28	0	0	73	74	75	0
29	0	0	46	47	48	0
30	0	0	25	26	27	0
31	0	0	10	11	12	0
32	0	0	1	2	3	0
33	0	0	16	17	18	0
34	0	0	37	38	39	0
35	0	0	64	65	66	0
36	0	0	97	98	99	0
37	0	0	136	137	138	0
38	0	0	181	182	183	0
39	0	0	196	197	198	0
40	0	0	241	242	243	0
41	0	0	217	218	219	0
42	0	0	184	185	186	0
43	0	0	139	140	141	0
44	0	0	100	101	102	0
45	0	0	67	68	69	0
46	0	0	40	41	42	0
47	0	0	19	20	21	0
48	0	0	4	5	6	0
49	0	0	31	32	33	0
50	0	0	58	59	60	0
51	0	0	91	92	93	0
52	0	0	130	131	132	0
53	0	0	175	176	177	0

ANALISIS DINAMICO ESTRUCTURAL. EDIFICIO PALERMO -1-, TESTS PAGE.2

EQUILIBRIUM EQUATION NUMBERS

UNIT	X	Y	Z	XX	YY	ZZ
54	0	0	199	200	201	0
55	0	0	244	245	246	0
56	0	0	289	290	291	0
57	0	0	265	266	267	0
58	0	0	220	221	222	0
59	0	0	175	176	180	0
60	0	0	133	134	135	0
61	0	0	94	95	96	0
62	0	0	61	62	63	0
63	0	0	34	35	36	0
64	0	0	13	14	15	0
65	0	0	52	53	54	0
66	0	0	85	86	87	0
67	0	0	124	125	126	0
68	0	0	169	170	171	0
69	0	0	202	203	204	0
70	0	0	247	248	249	0
71	0	0	292	293	294	0
72	0	0	334	335	336	0
73	0	0	313	314	315	0
74	0	0	268	269	270	0
75	0	0	223	224	225	0
76	0	0	172	173	174	0
77	0	0	127	128	129	0
78	0	0	88	89	90	0
79	0	0	55	56	57	0
80	0	0	28	29	30	0
81	0	0	79	80	81	0
82	0	0	118	119	120	0
83	0	0	163	164	165	0
84	0	0	205	206	207	0
85	0	0	250	251	252	0
86	0	0	295	296	297	0
87	0	0	337	338	339	0
88	0	0	373	374	375	0
89	0	0	355	356	357	0
90	0	0	316	317	318	0
91	0	0	271	272	273	0
92	0	0	226	227	228	0
93	0	0	186	187	188	0
94	0	0	121	122	123	0
95	0	0	82	83	84	0
96	0	0	49	50	51	0
97	0	0	112	113	114	0
98	0	0	157	158	159	0
99	0	0	208	209	210	0
100	0	0	253	254	255	0
101	0	0	298	299	300	0
102	0	0	340	341	342	0
103	0	0	376	377	378	0
104	0	0	406	407	408	0
105	0	0	391	392	393	0
106	0	0	358	359	360	0

ANALISIS DINAMICO ESTRUCTURAL. EDIFICIO PRUEBA - II. TERCER PISO.\*

## EQUILIBRIUM EQUATION NUMBERS

JUNT	X	Y	Z	XX	YY	ZZ
107	0	0	319	320	321	0
108	0	0	274	275	276	0
109	0	0	229	230	231	0
110	0	0	180	181	182	0
111	0	0	118	116	117	0
112	0	0	76	77	78	0
113	0	0	151	152	153	0
114	0	0	211	212	213	0
115	0	0	256	257	258	0
116	0	0	301	302	303	0
117	0	0	343	344	345	0
118	0	0	379	380	381	0
119	0	0	409	410	411	0
120	0	0	433	434	435	0
121	0	0	421	422	423	0
122	0	0	394	395	396	0
123	0	0	361	362	363	0
124	0	0	322	323	324	0
125	0	0	277	278	279	0
126	0	0	232	233	234	0
127	0	0	154	155	156	0
128	0	0	109	110	111	0
129	0	0	214	215	216	0
130	0	0	259	260	261	0
131	0	0	304	305	306	0
132	0	0	346	347	348	0
133	0	0	382	383	384	0
134	0	0	412	413	414	0
135	0	0	436	437	438	0
136	0	0	454	455	456	0
137	0	0	445	446	447	0
138	0	0	424	425	426	0
139	0	0	397	398	399	0
140	0	0	364	365	366	0
141	0	0	325	326	327	0
142	0	0	280	281	282	0
143	0	0	235	236	237	0
144	0	0	148	149	150	0
145	0	0	262	263	264	0
146	0	0	307	308	309	0
147	0	0	349	350	351	0
148	0	0	385	386	387	0
149	0	0	415	416	417	0
150	0	0	439	440	441	0
151	0	0	457	458	459	0
152	0	0	469	470	471	0
153	0	0	463	464	465	0
154	0	0	448	449	450	0
155	0	0	427	428	429	0
156	0	0	400	401	402	0
157	0	0	367	368	369	0
158	0	0	328	329	330	0
159	0	0	283	284	285	0

## \*ANALISIS DINAMICO ESTRUCTURAL. EDIFICIO PRUEBA -II-. TESIS PROF.\*

## EQUILIBRIUM EQUATION NUMBERS

JOINT	X	Y	Z	XX	YY	ZZ
160	0	0	238	239	240	0
161	0	0	310	311	312	0
162	0	0	352	353	354	0
163	0	0	385	389	390	0
164	0	0	418	419	420	0
165	0	0	442	443	444	0
166	0	0	460	461	462	0
167	0	0	472	473	474	0
168	0	0	475	476	477	0
169	0	0	478	479	480	0
170	0	0	465	467	468	0
171	0	0	451	452	453	0
172	0	0	430	431	432	0
173	0	0	403	404	405	0
174	0	0	370	371	372	0
175	0	0	331	332	333	0
176	0	0	286	287	288	0
177	481	482	0	0	0	483
178	484	485	0	0	0	486
179	487	488	0	0	0	489
180	490	491	0	0	0	492
181	493	494	0	0	0	495
182	496	497	0	0	0	498
183	499	500	0	0	0	501
184	502	503	0	0	0	504
185	505	506	0	0	0	507
186	508	509	0	0	0	510



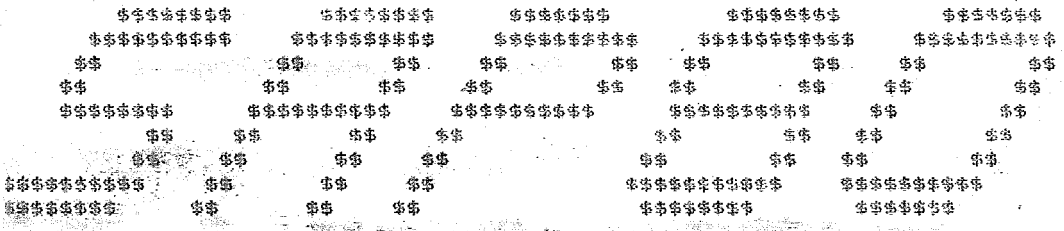
ANÁLISIS DINÁMICO / DISEÑO DE ESTRUCTURAS. EDIFICIO PRUEBA - I - TESIS FINAL

## INPUT FILES CREATED BY PROGRAM

INPUT DATA ECHO	ADES1.SAP
SOLUTION ERRORS AND WARNINGS	ADES1.ERR
FREQUENCIES AND PARTICIPATION FACTORS	ADES1.EIG
SPECTRAL ANALYSIS MODAL FACTORS	ADES1.SPC
DISPLACEMENTS AND REACTIONS	ADES1.SOL
FRAME ELEMENT FORCES	ADES1.F3F

A N E X O    N o .    2

RESULTADOS DEL ANALISIS ESPECTRAL



STRUCTURAL ANALYSIS PROGRAMS

VERSION 86.01

copyright (c) 1984

BY

EDWARD L. WILSON

LISIS DINAMICO ESTRUCTURAL POR METODO DE LOS MODOS PROPRIOS

GENERAL SYSTEM PARAMETERS

NUMBER OF EQUATIONS = 510  
 NUMBER OF MASSES = 30  
 NUMBER OF VALUES TO BE EVALUATED = 4  
 DIMENSION OF SUBSPACE = 4

GENERAL RESULTS

MODE NUMBER	EIGENVALUE (RAD/SEC)**2	CIRCULAR FREQ (RAD/SEC)	FREQUENCY (CYCLES/SEC)	PERIOD (SEC)
1	.170177E+02	.412526E+01	.656555	1.523108
2	.198322E+02	.445333E+01	.706770	1.406896
3	.226969E+02	.476413E+01	.759238	1.318451
4	.138475E+03	.117676E+02	1.872865	.533941

ANÁLISIS DINÁMICO ESTRUCTURAL. EDIFICIO PRLEPA -14-. TERCER PROBLEMA

MODAL DIRECTION FACTORS (PERCENT)

MODE	X-DIRECTION	Y-DIRECTION	Z-DIRECTION	X-ROTATION	Y-ROTATION	Z-ROTATION
1	.000	100.000	.000	.000	.000	.000
2	100.000	.000	.000	.000	.000	.000
3	.000	.000	.000	.000	.000	100.000
4	.000	100.000	.000	.000	.000	.000

ANALISIS DINAMICO ESTRUCTURAL EDIFICIO PLAZA DEL TESTO UNIT. 4

MODAL PARTICIPATION FACTORS

MODE	X-DIRECTION	Y-DIRECTION	Z-DIRECTION
1	.5017E-04	-.5228E+02	.0000E+00
2	-.5146E+02	-.3089E-03	.0000E+00
3	-.5123E-06	.4750E-02	.0000E+00
4	-.7048E-02	.1713E+02	.0000E+00

ANALISIS DINAMICO ESTRUCTURAL. EDIFICIO PALERA -1-. TESIS PROF.\*

## MODAL PARTICIPATION FACTORS

MODE	1-DIRECTION	2-DIRECTION	Z-DIRECTION
1	.5017E-04	-.5222E+02	.0000E+00
2	-.5146E+02	-.3089E-03	.0000E+00
3	-.5128E-06	.4790E-03	.0000E+00
4	-.7048E-02	.1713E+02	.0000E+00

ANALISIS DINAMICO ESTRUCTURAL. EDIFICIO VILLA...

E	F R E Q U E N C Y			(D)	S P E C T R A L		
	RAD/SEC	CYCLES/SEC	PERIOD-SEC		ACCELERATION	VELOCITY	DISPLACEMENT
1	4.13	.66	1.523102	(1)	400.000	95.954	31.525
				(2)	.000	.000	.000
				(Z)	.000	.000	.000
2	4.45	.71	1.410896	(1)	400.000	89.820	20.169
				(2)	.000	.000	.000
				(Z)	.000	.000	.000
3	4.76	.76	1.318853	(1)	400.000	83.961	17.624
				(2)	.000	.000	.000
				(Z)	.000	.000	.000
4	11.77	1.87	.533941	(1)	300.228	25.513	2.145
				(2)	.000	.000	.000
				(Z)	.000	.000	.000



ANALISIS DINAMICO ESTRUCTURAL, EDIFICIO PRUEBA -1-, TESIS PROF.\*

ODAL AMPLITUDE FACTORS

MODE	PERIOD	1-DIRECTION	2-DIRECTION	Z-DIRECTION
1	1.523	.001179	.000000	.000000
2	1.411	-1037.955797	.000000	.000000
3	1.319	-.000009	.000000	.000000
4	.534	-.015280	.000000	.000000

\*ANALISIS DINAMICO ESTRUCTURAL. EDIFICIO PRUEBA -14. TIPO A-1.\*

MODAL CORRELATION FACTORS

	1	2	3	4
1	1.00	.53	.32	.01
2	.53	1.00	.69	.01
3	.32	.69	1.00	.01
4	.01	.01	.01	1.00

STRUCTURAL ANALYSIS PROGRAMS

VERSION 86.01

copyright (c) 1984

---

BY

EDWARD L. WILSON

ANALISIS DINAMICO ESTRUCTURAL. EDIFICIO PROEBA -2- TESTE PROE. \*

EIGEN SYSTEM PARAMETERS

NUMBER OF EQUATIONS = 510  
 NUMBER OF MASSES = 30  
 NUMBER OF VALUES TO BE EVALUATED = 4  
 SIZE OF SUBSPACE = 8

EIGENVALUES

EIGENVALUE NUMBER	EIGENVALUE (RAD/SEC)**2	CIRCULAR FREQ (RAD/SEC)	FREQUENCY (CYCLES/SEC)	PERIOD (SEC)
1	.176878E+02	.420569E+01	.669357	1.493972
2	.186793E+02	.432136E+01	.687661	1.453762
3	.304984E+02	.552253E+01	.878938	1.137735
4	.152569E+03	.123519E+02	1.985865	.508662

ANALISIS DINAMICO ESTRUCTURAL. EDIFICIO PRUEBA -2-. TESTS PROF. <

ODAL DIRECTION FACTORS (PERCENT)

MODE	X-DIRECTION	Y-DIRECTION	Z-DIRECTION	X-ROTATION	Y-ROTATION	Z-ROTATION
1	.000	100.000	.000	.000	.000	.000
2	100.000	.000	.000	.000	.000	.000
3	.000	.000	.000	.000	.000	100.000
4	.000	100.000	.000	.000	.000	.000

ANALYSE DYNAMIQUE STRUCTURALE EN FREQUENCE (METHODE DES ELEMENTS FINIS)

MODAL PARTICIPATION FACTORS

MODE	X-DIRECTION	Y-DIRECTION	Z-DIRECTION
1	.1781E-04	-.5180E+02	.0000E+00
2	-.5193E+02	-.5849E-04	.0000E+00
3	-.4987E-05	-.5385E-05	.0000E+00
4	-.3377E-02	.1733E+02	.0000E+00

ANALISIS DINAMICO ESTRUCTURAL EDIFICIO POLIPLA - 7to. PISO - R.F.P.

MODAL PARTICIPATION FACTORS

MODE	1-DIRECTION	2-DIRECTION	Z-DIRECTION
1	.1781E-04	-.5180E+02	.0000E+00
2	-.5193E+02	-.8849E-04	.0000E+00
3	-.4927E-06	-.5326E-06	.0000E+00
4	-.3377E-02	.1733E+02	.0000E+00

ULTRASHORT-DURATION ELECTROMAGNETIC RADIATION POWER

DE	F R E Q U E N C Y			(D)	S P E C T R A L		
	RAD/SEC	CYCLES/SEC	PERIOD-SEC		ACCELERATION	VELOCITY	DISPLACEMENT
1	4.21	.67	1.493972	(1)	400.000	59.100	22.914
				(2)	.000	.000	.000
				(Z)	.000	.000	.000
2	4.32	.69	1.453782	(1)	400.000	52.551	21.414
				(2)	.000	.000	.000
				(Z)	.000	.000	.000
3	5.52	.88	1.137736	(1)	400.000	72.431	13.115
				(2)	.000	.000	.000
				(Z)	.000	.000	.000
4	12.35	1.97	.508682	(1)	290.756	23.539	1.906
				(2)	.000	.000	.000
				(Z)	.000	.000	.000



\*ANALISIS DINAMICO ESTRUCTURAL. EDIFICIO PROEPA -2-, TESIS 4816.\*

## MODAL AMPLITUDE FACTORS

MODE	PERIOD	1-DIRECTION	2-DIRECTION	Z-DIRECTION
1	1.494	.000403	.000000	.000000
2	1.454	-111E.038800	.000000	.000000
3	1.138	-.000006	.000000	.000000
4	.509	-.008435	.000000	.000000

\*ANALISIS DINAMICO ESTRUCTURAL, EDIFICIO PRIMER NIVEL, TABLA 42.5.\*

## MODAL CORRELATION FACTORS

	1	2	3	4
1	1.00	.93	.12	.01
2	.93	1.00	.14	.01
3	.12	.14	1.00	.01
4	.01	.01	.01	1.00

```

          $$$$$$          $$$$$$          $$$$$$          $$$$$$          $$$$$$
    $$$$$$ $$$$$$ $$$$$$ $$$$$$ $$$$$$ $$$$$$ $$$$$$ $$$$$$ $$$$$$ $$$$$$
  $$$$   $$$$   $$$$   $$$$   $$$$   $$$$   $$$$   $$$$   $$$$   $$$$
$$$$$$ $$$$$$ $$$$$$ $$$$$$ $$$$$$ $$$$$$ $$$$$$ $$$$$$ $$$$$$ $$$$$$
  $$$     $$$     $$$     $$$     $$$     $$$     $$$     $$$     $$$     $$$
    $$$     $$$     $$$     $$$     $$$     $$$     $$$     $$$     $$$     $$$
$$$$$$$$ $$$$$$ $$$$$$ $$$$$$ $$$$$$ $$$$$$ $$$$$$ $$$$$$ $$$$$$ $$$$$$
$$$$$$$$ $$$$$$ $$$$$$ $$$$$$ $$$$$$ $$$$$$ $$$$$$ $$$$$$ $$$$$$ $$$$$$

```

STRUCTURAL ANALYSIS PROGRAMS

VERSION 86.01

copyright (c) 1984

BY

EDWARD L. WILSON

\*ANALISIS DINAMICO ESTRUCTURAL. EDIFICIO PRINCIPAL -ZONA TERRESTRE-\*

E I G E N   S Y S T E M   P A R A M E T E R S

NUMBER OF RELATIONS                    =        480  
 NUMBER OF MODES                        =        30  
 NUMBER OF VALUES TO BE EVALUATED   =        4  
 SIZE OF SUBSPACE                        =        8

E I G E N V A L U E S

EIGENVALUE NUMBER	EIGENVALUE (RAD/SEC)**2	CIRCULAR FREQ (RAD/SEC)	FREQUENCY (CYC/SEC/SEC)	PERIOD (SEC)
1	.159377E+02	.399221E+01	.628379	1.573863
2	.164137E+02	.405138E+01	.644739	1.551873
3	.254599E+02	.504578E+01	.803062	1.245235
4	.135227E+03	.116287E+02	1.850771	.540315

\*ANALISIS DINAMICO ESTRUCTURAL EDIFICIO PRUEBA -3-. TESIS PROF \*

MODAL DIRECTION FACTORS (PERCENT)

MODE	X-DIRECTION	Y-DIRECTION	Z-DIRECTION	X-ROTATION	Y-ROTATION	Z-ROTATION
1	.000	100.000	.000	.000	.000	.000
2	100.000	.000	.000	.000	.000	.000
3	.000	.000	.000	.000	.000	100.000
4	.000	100.000	.000	.000	.000	.000

\*ANALISIS DINAMICO ESTRUCTURAL. EDIFICIO GALERA - 24. TERCER PISO \*

MODAL PARTICIPATION FACTORS

MODE	X-DIRECTION	Y-DIRECTION	Z-DIRECTION
1	.1790E-04	-.5201E+02	.0000E+00
2	-.5161E+02	-.9123E-04	.0000E+00
3	-.4282E-05	-.4240E-06	.0000E+00
4	.2955E-02	-.1712E+02	.0000E+00

\*ANALISIS DINAMICO ESTRUCTURAL. EDIFICIO PRUEBA -24. YESIS ARLE \*

## MODAL PARTICIPATION FACTORS

MODE	1-DIRECTION	2-DIRECTION	Z-DIRECTION
1	.1780E-04	-.5201E+02	.0000E+00
2	-.5161E+02	-.9123E-04	.0000E+00
3	-.4282E-06	-.4240E-06	.0000E+00
4	.2935E-02	-.1712E+02	.0000E+00

ANALISIS DINAMICO ESTRUCTURAL EDIFICIO PALAZA -3-. TESTS FREE \*

MODE	FREQUENCY			(D)	SPECTRAL		
	RAD/SEC	CYCLES/SEC	PERIOD-SEC		ACCELERATION	VELOCITY	DISPLACEMENT
1	3.99	.64	1.573863	(1)	400.000	100.195	25.028
				(2)	.000	.000	.000
				(Z)	.000	.000	.000
2	4.05	.64	1.550873	(1)	400.000	98.732	24.270
				(2)	.000	.000	.000
				(Z)	.000	.000	.000
3	5.05	.80	1.245235	(1)	400.000	79.274	15.711
				(2)	.000	.000	.000
				(Z)	.000	.000	.000
4	11.63	1.85	.540315	(1)	302.619	26.023	2.238
				(2)	.000	.000	.000
				(Z)	.000	.000	.000



\*ANALISIS DINAMICO ESTRUCTURAL. EDIFICIO PRUEBA -3-. TESIS PROF \*

## M O D A L A M P L I T U D E F A C T O R S

MODE	PERIOD	1-DIRECTION	2-DIRECTION	Z-DIRECTION
1	1.574	.000447	.000000	.000000
2	1.551	-1257.691441	.000000	.000000
3	1.245	.000007	.000000	.000000
4	.540	.006613	.000000	.000000

\*ANALISIS DINAMICO ESTRUCTURAL EDIFICIO ALBERCA -3-. TESIS PROF \*

## MODAL CORRELATION FACTORS

	1	2	3	4
1	1.00	.98	.15	.01
2	.98	1.00	.17	.01
3	.15	.17	1.00	.01
4	.01	.01	.01	1.00

A N E X O      N o .      3

---

DESPLAZAMIENTOS Y REACCIONES TOTALES

---

## ANALISIS DINAMICO ESTRUCTURAL EDIFICIO PRUEBA --I-- TESIS PROF.\*

## JOINT DISPLACEMENTS

## DYNAMIC LOAD -- DISPLACEMENTS "U" AND ROTATIONS "R"

JOINT	U(X)	U(Y)	U(Z)	R(X)	R(Y)	R(Z)
1	.000000	.000000	.000000	.000000	.000000	.000000
2	.000000	.000000	.000000	.000000	.000000	.000000
3	.000000	.000000	.000000	.000000	.000000	.000000
4	.000000	.000000	.000000	.000000	.000000	.000000
5	.000000	.000000	.000000	.000000	.000000	.000000
6	.000000	.000000	.000000	.000000	.000000	.000000
7	.000000	.000000	.000000	.000000	.000000	.000000
8	.000000	.000000	.000000	.000000	.000000	.000000
9	.000000	.000000	.000000	.000000	.000000	.000000
10	.000000	.000000	.000000	.000000	.000000	.000000
11	.000000	.000000	.000000	.000000	.000000	.000000
12	.000000	.000000	.000000	.000000	.000000	.000000
13	.000000	.000000	.000000	.000000	.000000	.000000
14	.000000	.000000	.000000	.000000	.000000	.000000
15	.000000	.000000	.000000	.000000	.000000	.000000
16	.000000	.000000	.000000	.000000	.000000	.000000
17	.000000	.000000	.040821	.000010	.009008	.000000
18	.000000	.000000	.078260	.000009	.008237	.000000
19	.000000	.000000	.079344	.000000	.008238	.000000
20	.000000	.000000	.079235	.000000	.008238	.000000
21	.000000	.000000	.079235	.000000	.008238	.000000
22	.000000	.000000	.079345	.000001	.008238	.000000
23	.000000	.000000	.078261	.000009	.008238	.000000
24	.000000	.000000	.040821	.000009	.009009	.000000
25	.000000	.000000	.040823	.000010	.009009	.000000
26	.000000	.000000	.078261	.000009	.008238	.000000
27	.000000	.000000	.079345	.000000	.008238	.000000
28	.000000	.000000	.079235	.000000	.008238	.000000
29	.000000	.000000	.079235	.000000	.008238	.000000
30	.000000	.000000	.079344	.000001	.008238	.000000
31	.000000	.000000	.078260	.000009	.008237	.000000
32	.000000	.000000	.040820	.000009	.009008	.000000
33	.000000	.000000	.068205	.000016	.010140	.000000
34	.000000	.000000	.130437	.000015	.009371	.000000
35	.000000	.000000	.132330	.000000	.009371	.000000
36	.000000	.000000	.132138	.000000	.009371	.000000
37	.000000	.000000	.132138	.000000	.009370	.000000
38	.000000	.000000	.132331	.000001	.009370	.000000
39	.000000	.000000	.130438	.000015	.009369	.000000
40	.000000	.000000	.068204	.000015	.010138	.000000
41	.000000	.000000	.068207	.000015	.010138	.000000
42	.000000	.000000	.130438	.000015	.009369	.000000
43	.000000	.000000	.132331	.000001	.009370	.000000
44	.000000	.000000	.132138	.000000	.009370	.000000
45	.000000	.000000	.132138	.000000	.009371	.000000
46	.000000	.000000	.132330	.000001	.009371	.000000
47	.000000	.000000	.130437	.000015	.009371	.000000
48	.000000	.000000	.068202	.000015	.010140	.000000
49	.000000	.000000	.096014	.000024	.009866	.000000
50	.000000	.000000	.184702	.000023	.009003	.000000
51	.000000	.000000	.187555	.000001	.009003	.000000

ANALISIS DINAMICO ESTRUCTURAL EDIFICIO PUERTO RICO, CASIS PROP. \*

## JOINT DISPLACEMENTS

DYNAMIC LOAD - DISPLACEMENTS "U" AND ROTATIONS "R"

JOINT	U(X)	U(Y)	U(Z)	R(X)	R(Y)	R(Z)
52	.000000	.000000	.187261	.000000	.009003	.000000
53	.000000	.000000	.187262	.000000	.009003	.000000
54	.000000	.000000	.187557	.000001	.009003	.000000
55	.000000	.000000	.184705	.000023	.009001	.000000
56	.000000	.000000	.096011	.000024	.009004	.000000
57	.000000	.000000	.096017	.000024	.009004	.000000
58	.000000	.000000	.184705	.000023	.009001	.000000
59	.000000	.000000	.187557	.000001	.009003	.000000
60	.000000	.000000	.187262	.000000	.009003	.000000
61	.000000	.000000	.187261	.000000	.009003	.000000
62	.000000	.000000	.187555	.000001	.009003	.000000
63	.000000	.000000	.184702	.000023	.009003	.000000
64	.000000	.000000	.096008	.000024	.009006	.000000
65	.000000	.000000	.114789	.000026	.009046	.000000
66	.000000	.000000	.221068	.000026	.008396	.000000
67	.000000	.000000	.224654	.000001	.008397	.000000
68	.000000	.000000	.224281	.000000	.008397	.000000
69	.000000	.000000	.224283	.000000	.008397	.000000
70	.000000	.000000	.224658	.000001	.008397	.000000
71	.000000	.000000	.221076	.000026	.008396	.000000
72	.000000	.000000	.114787	.000027	.009047	.000000
73	.000000	.000000	.114795	.000026	.009047	.000000
74	.000000	.000000	.221075	.000026	.008396	.000000
75	.000000	.000000	.224658	.000001	.008397	.000000
76	.000000	.000000	.224283	.000000	.008397	.000000
77	.000000	.000000	.224281	.000000	.008397	.000000
78	.000000	.000000	.224654	.000001	.008397	.000000
79	.000000	.000000	.221069	.000026	.008396	.000000
80	.000000	.000000	.114781	.000027	.009046	.000000
81	.000000	.000000	.128928	.000027	.009181	.000000
82	.000000	.000000	.248111	.000027	.008444	.000000
83	.000000	.000000	.252320	.000001	.008445	.000000
84	.000000	.000000	.251875	.000001	.008446	.000000
85	.000000	.000000	.251877	.000000	.008446	.000000
86	.000000	.000000	.252325	.000000	.008447	.000000
87	.000000	.000000	.248122	.000029	.008446	.000000
88	.000000	.000000	.128926	.000028	.009184	.000000
89	.000000	.000000	.128936	.000027	.009184	.000000
90	.000000	.000000	.248121	.000028	.008446	.000000
91	.000000	.000000	.252326	.000001	.008447	.000000
92	.000000	.000000	.251877	.000000	.008446	.000000
93	.000000	.000000	.251875	.000000	.008446	.000000
94	.000000	.000000	.252320	.000001	.008445	.000000
95	.000000	.000000	.248112	.000028	.008444	.000000
96	.000000	.000000	.128919	.000028	.009181	.000000
97	.000000	.000000	.146044	.000044	.008467	.000000
98	.000000	.000000	.279498	.000040	.007516	.000000
99	.000000	.000000	.284559	.000003	.007518	.000000
100	.000000	.000000	.284005	.000000	.007518	.000000
101	.000000	.000000	.234008	.000001	.007518	.000000
102	.000000	.000000	.284566	.000002	.007518	.000000

NALISIS DINAMICO ESTRUCTURAL EDIFICIO PRUEBA -1-. TESIS PROF.\*

D I N T D I S P L A C E M E N T S

NAMIC LOAD - DISPLACEMENTS "U" AND ROTATIONS "R"

INT	U(X)	U(Y)	U(Z)	R(X)	R(Y)	R(Z)
103	.000000	.000000	.279510	.000041	.007516	.000000
104	.000000	.000000	.146041	.000045	.008468	.000000
105	.000000	.000000	.146053	.000044	.008468	.000000
106	.000000	.000000	.279509	.000040	.007516	.000000
107	.000000	.000000	.284566	.000003	.007518	.000000
108	.000000	.000000	.284008	.000000	.007518	.000000
109	.000000	.000000	.284006	.000000	.007518	.000000
110	.000000	.000000	.284559	.000002	.007518	.000000
111	.000000	.000000	.275500	.000041	.007516	.000000
112	.000000	.000000	.146033	.000045	.008467	.000000
113	.000000	.000000	.157724	.000042	.006958	.000000
114	.000000	.000000	.300295	.000041	.006326	.000000
115	.000000	.000000	.306045	.000002	.006328	.000000
116	.000000	.000000	.305397	.000000	.006327	.000000
117	.000000	.000000	.305399	.000000	.006327	.000000
118	.000000	.000000	.306051	.000002	.006326	.000000
119	.000000	.000000	.300307	.000041	.006324	.000000
120	.000000	.000000	.157721	.000043	.006995	.000000
121	.000000	.000000	.157733	.000042	.006995	.000000
122	.000000	.000000	.300306	.000041	.006324	.000000
123	.000000	.000000	.306051	.000002	.006326	.000000
124	.000000	.000000	.305399	.000001	.006327	.000000
125	.000000	.000000	.305397	.000000	.006327	.000000
126	.000000	.000000	.306045	.000001	.006328	.000000
127	.000000	.000000	.300297	.000042	.006326	.000000
128	.000000	.000000	.157711	.000043	.006998	.000000
129	.000000	.000000	.164922	.000058	.005657	.000000
130	.000000	.000000	.312412	.000052	.004969	.000000
131	.000000	.000000	.318675	.000003	.004972	.000000
132	.000000	.000000	.317947	.000000	.004971	.000000
133	.000000	.000000	.317950	.000000	.004971	.000000
134	.000000	.000000	.318684	.000003	.004971	.000000
135	.000000	.000000	.312428	.000052	.004967	.000000
136	.000000	.000000	.164920	.000058	.005654	.000000
137	.000000	.000000	.164934	.000057	.005654	.000000
138	.000000	.000000	.312426	.000051	.004967	.000000
139	.000000	.000000	.318684	.000003	.004971	.000000
140	.000000	.000000	.317950	.000000	.004971	.000000
141	.000000	.000000	.317947	.000000	.004971	.000000
142	.000000	.000000	.318575	.000003	.004972	.000000
143	.000000	.000000	.312414	.000052	.004969	.000000
144	.000000	.000000	.164908	.000058	.005657	.000000
145	.000000	.000000	.170676	.000069	.003766	.000000
146	.000000	.000000	.321365	.000062	.003252	.000000
147	.000000	.000000	.328172	.000005	.003256	.000000
148	.000000	.000000	.327346	.000000	.003255	.000000
149	.000000	.000000	.327351	.000000	.003256	.000000
150	.000000	.000000	.328187	.000004	.003257	.000000
151	.000000	.000000	.321392	.000063	.003254	.000000
152	.000000	.000000	.170682	.000070	.003770	.000000
153	.000000	.000000	.170695	.000070	.003770	.000000

ANALISIS DINAMICO ESTRUCTURAL. EDIFICIO PRUEBA -1-. TESIS PROF.\*

JOINT DISPLACEMENTS

DYNAMIC LOAD - DISPLACEMENTS "U" AND ROTATIONS "R"

JOINT	U(X)	U(Y)	U(Z)	R(X)	R(Y)	R(Z)
154	.000000	.000000	.321320	.000063	.003254	.000000
155	.000000	.000000	.328187	.000004	.003257	.000001
156	.000000	.000000	.327351	.000000	.003256	.000000
157	.000000	.000000	.327346	.000000	.003256	.000000
158	.000000	.000000	.328172	.000004	.003256	.000000
159	.000000	.000000	.321367	.000062	.003252	.000000
160	.000000	.000000	.170663	.000069	.003766	.000000
161	.000000	.000000	.172664	.000120	.002109	.000000
162	.000000	.000000	.324068	.000081	.001807	.000000
163	.000000	.000000	.331132	.000010	.001814	.000000
164	.000000	.000000	.330247	.000001	.001813	.000000
165	.000000	.000000	.330253	.000002	.001814	.000000
166	.000000	.000000	.331150	.000010	.001815	.000000
167	.000000	.000000	.324100	.000081	.001809	.000000
168	.000000	.000000	.172674	.000120	.002113	.000000
169	.000000	.000000	.172688	.000120	.002113	.000000
170	.000000	.000000	.324099	.000081	.001809	.000000
171	.000000	.000000	.331150	.000010	.001815	.000000
172	.000000	.000000	.330253	.000002	.001814	.000000
173	.000000	.000000	.330247	.000001	.001813	.000000
174	.000000	.000000	.331132	.000010	.001814	.000000
175	.000000	.000000	.324069	.000081	.001807	.000000
176	.000000	.000000	.172651	.000120	.002108	.000000
177	2.835366	.000276	.000000	.000000	.000000	.000000
178	6.421593	.000463	.000000	.000000	.000000	.000000
179	10.386325	.000546	.000000	.000000	.000000	.000000
180	13.294388	.000515	.000000	.000000	.000000	.000000
181	16.183077	.000404	.000000	.000000	.000000	.000000
182	19.132185	.000210	.000000	.000000	.000000	.000000
183	21.680717	.000106	.000000	.000000	.000000	.000000
184	23.745789	.000246	.000000	.000000	.000000	.000000
185	25.404524	.000416	.000000	.000000	.000000	.000000
186	26.389244	.000509	.000000	.000000	.000000	.000000

ANALYSIS DISPLAYED GEOMETRICAL EMPLOYED PRUEBA - (4) - TESTS PROF. \*

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

DYNAMIC LOAD - FORCES "F" AND MOMENTS "M"

LINE	F(X)	F(Y)	F(Z)	M(X)	M(Y)	M(Z)
1	.5140E+05	.5639E+02	.1536E+05	.8150E+04	.2535E+08	.0000E+00
2	.5770E+05	.4233E+02	.2717E+06	.7023E+04	.2486E+08	.0000E+00
3	.5780E+05	.4234E+02	.2795E+06	.7137E+04	.2486E+08	.0000E+00
4	.5791E+05	.5249E+01	.2791E+06	.7349E+04	.2486E+08	.0000E+00
5	.5781E+05	.3242E+01	.2791E+06	.5934E+03	.2486E+08	.0000E+00
6	.5782E+05	.2325E+01	.2795E+06	.7046E+03	.2486E+08	.1256E-07
7	.5793E+05	.5329E+02	.2797E+06	.8309E+04	.2486E+08	.0000E+00
8	.5144E+05	.5085E+02	.1536E+05	.9378E+04	.2537E+08	.1753E-17
9	.5144E+05	.5336E+02	.1536E+05	.7399E+04	.2537E+08	.0000E+00
10	.5781E+05	.4555E+02	.2757E+06	.5250E+04	.2486E+08	.0000E+00
11	.5792E+05	.7799E+01	.2795E+06	.1803E+04	.2486E+08	.0000E+00
12	.5781E+05	.5860E+01	.2791E+06	.1516E+04	.2486E+08	.0000E+00
13	.5781E+05	.5651E+01	.2791E+06	.1515E+04	.2486E+08	.0000E+00
14	.5780E+05	.4024E+01	.2795E+06	.1237E+04	.2486E+08	.2512E-07
15	.5780E+05	.5643E+02	.2757E+06	.9054E+04	.2486E+08	.0000E+00
16	.5140E+05	.6329E+02	.1536E+05	.1013E+05	.2536E+08	.0000E+00
17	.0000E+00	.0000E+00	.8591E-10	.3803E-10	.1136E-06	.0000E+00
18	.0000E+00	.0000E+00	.1393E-09	.9456E-10	.4419E-07	.0000E+00
19	.0000E+00	.0000E+00	.2081E-09	.4781E-10	.6170E-07	.0000E+00
20	.0000E+00	.0000E+00	.1945E-10	.7209E-10	.3405E-07	.0000E+00
21	.0000E+00	.0000E+00	.1069E-09	.1057E-09	.4215E-07	.0000E+00
22	.0000E+00	.0000E+00	.5959E-10	.2444E-10	.2243E-07	.0000E+00
23	.0000E+00	.0000E+00	.1288E-09	.2417E-10	.1909E-07	.0000E+00
24	.0000E+00	.0000E+00	.1437E-09	.2409E-11	.5298E-08	.0000E+00
25	.0000E+00	.0000E+00	.5891E-10	.3763E-10	.5685E-07	.0000E+00
26	.0000E+00	.0000E+00	.2695E-09	.5821E-10	.3357E-07	.0000E+00
27	.0000E+00	.0000E+00	.4935E-09	.4681E-11	.2975E-07	.0000E+00
28	.0000E+00	.0000E+00	.1733E-09	.1301E-09	.4653E-07	.0000E+00
29	.0000E+00	.0000E+00	.2976E-09	.4781E-10	.9290E-08	.0000E+00
30	.0000E+00	.0000E+00	.2372E-10	.8222E-10	.5165E-07	.0000E+00
31	.0000E+00	.0000E+00	.1336E-09	.7724E-10	.1546E-07	.0000E+00
32	.0000E+00	.0000E+00	.1302E-09	.5437E-10	.9508E-07	.0000E+00
33	.0000E+00	.0000E+00	.1053E-09	.3992E-11	.4054E-07	.0000E+00
34	.0000E+00	.0000E+00	.2903E-09	.5402E-10	.1312E-07	.0000E+00
35	.0000E+00	.0000E+00	.4821E-09	.3155E-10	.2435E-07	.0000E+00
36	.0000E+00	.0000E+00	.1422E-09	.5209E-10	.4115E-07	.0000E+00
37	.0000E+00	.0000E+00	.2128E-09	.6976E-10	.5421E-07	.0000E+00
38	.0000E+00	.0000E+00	.1824E-09	.1004E-09	.8471E-07	.0000E+00
39	.0000E+00	.0000E+00	.1106E-09	.3110E-10	.1538E-07	.0000E+00
40	.0000E+00	.0000E+00	.1509E-09	.1022E-09	.4289E-07	.0000E+00
41	.0000E+00	.0000E+00	.2347E-09	.1615E-09	.8484E-07	.0000E+00
42	.0000E+00	.0000E+00	.4942E-09	.1522E-09	.2442E-06	.0000E+00
43	.0000E+00	.0000E+00	.4037E-09	.2349E-09	.5424E-07	.0000E+00
44	.0000E+00	.0000E+00	.5110E-09	.1428E-10	.2132E-07	.0000E+00
45	.0000E+00	.0000E+00	.2535E-09	.3284E-10	.5365E-07	.0000E+00
46	.0000E+00	.0000E+00	.1207E-09	.9121E-10	.4160E-08	.0000E+00
47	.0000E+00	.0000E+00	.3882E-09	.4973E-10	.5866E-08	.0000E+00
48	.0000E+00	.0000E+00	.3155E-09	.3700E-10	.8202E-07	.0000E+00
49	.0000E+00	.0000E+00	.1771E-09	.5437E-10	.1353E-07	.0000E+00
50	.0000E+00	.0000E+00	.4372E-09	.2154E-10	.5892E-07	.0000E+00
51	.0000E+00	.0000E+00	.4223E-09	.2988E-09	.4059E-07	.0000E+00



\*ANALISIS DINAMICO ESTRUCTURAL. EDIFICIO PRUEBA -1-. TESIS PROF.\*

REACCIONES Y FUERZAS APPLICADAS

DYNAMIC LOAD - FORCES "F" AND MOMENTS "M"

JOINT	F(X)	F(Y)	F(Z)	M(X)	M(Y)	M(Z)
52	.0000E+00	.0000E+00	.8162E-09	.1328E-09	.4804E-07	.0000E+00
53	.0000E+00	.0000E+00	.9590E-10	.1939E-09	.6118E-07	.0000E+00
54	.0000E+00	.0000E+00	.1919E-09	.1045E-09	.8393E-07	.0000E+00
55	.0000E+00	.0000E+00	.2781E-09	.1557E-10	.5959E-08	.0000E+00
56	.0000E+00	.0000E+00	.3708E-10	.1622E-09	.3826E-07	.0000E+00
57	.0000E+00	.0000E+00	.7026E-10	.2295E-09	.3287E-07	.0000E+00
58	.0000E+00	.0000E+00	.3783E-09	.1347E-09	.6667E-07	.0000E+00
59	.0000E+00	.0000E+00	.3465E-09	.2616E-09	.9612E-07	.0000E+00
60	.0000E+00	.0000E+00	.1475E-09	.1820E-09	.4118E-07	.0000E+00
61	.0000E+00	.0000E+00	.9752E-09	.2991E-09	.9234E-08	.0000E+00
62	.0000E+00	.0000E+00	.6067E-09	.5200E-10	.9251E-07	.0000E+00
63	.0000E+00	.0000E+00	.8608E-09	.1081E-09	.7849E-08	.0000E+00
64	.0000E+00	.0000E+00	.3328E-10	.5776E-10	.4217E-07	.0000E+00
65	.0000E+00	.0000E+00	.1754E-09	.1314E-09	.9481E-07	.0000E+00
66	.0000E+00	.0000E+00	.2533E-09	.2737E-10	.1221E-06	.0000E+00
67	.0000E+00	.0000E+00	.8704E-09	.2194E-10	.9670E-07	.0000E+00
68	.0000E+00	.0000E+00	.1300E-09	.6434E-10	.5737E-07	.0000E+00
69	.0000E+00	.0000E+00	.4245E-09	.8671E-10	.7917E-07	.0000E+00
70	.0000E+00	.0000E+00	.1635E-09	.8598E-10	.7864E-07	.0000E+00
71	.0000E+00	.0000E+00	.5930E-09	.1817E-10	.4657E-07	.0000E+00
72	.0000E+00	.0000E+00	.1384E-09	.1031E-09	.7638E-07	.0000E+00
73	.0000E+00	.0000E+00	.3634E-09	.1537E-10	.9173E-07	.0000E+00
74	.0000E+00	.0000E+00	.5206E-09	.1167E-09	.6105E-07	.0000E+00
75	.0000E+00	.0000E+00	.3159E-09	.4812E-10	.8365E-07	.0000E+00
76	.0000E+00	.0000E+00	.2917E-09	.1746E-09	.6961E-07	.0000E+00
77	.0000E+00	.0000E+00	.9486E-09	.9445E-10	.5897E-07	.0000E+00
78	.0000E+00	.0000E+00	.2506E-09	.3778E-09	.2536E-07	.0000E+00
79	.0000E+00	.0000E+00	.1190E-08	.3213E-10	.5349E-07	.0000E+00
80	.0000E+00	.0000E+00	.1680E-09	.8269E-10	.4544E-07	.0000E+00
81	.0000E+00	.0000E+00	.4265E-09	.1600E-09	.9578E-07	.0000E+00
82	.0000E+00	.0000E+00	.2090E-09	.8391E-10	.7388E-08	.0000E+00
83	.0000E+00	.0000E+00	.5332E-09	.1144E-09	.5010E-07	.0000E+00
84	.0000E+00	.0000E+00	.6482E-10	.3130E-10	.3101E-07	.0000E+00
85	.0000E+00	.0000E+00	.5051E-09	.5681E-10	.5862E-07	.0000E+00
86	.0000E+00	.0000E+00	.5289E-09	.2436E-10	.3495E-07	.0000E+00
87	.0000E+00	.0000E+00	.7824E-10	.8261E-10	.4383E-07	.0000E+00
88	.0000E+00	.0000E+00	.1197E-09	.3258E-10	.7891E-07	.0000E+00
89	.0000E+00	.0000E+00	.1179E-09	.4092E-11	.5397E-07	.0000E+00
90	.0000E+00	.0000E+00	.4970E-09	.1234E-09	.8011E-07	.0000E+00
91	.0000E+00	.0000E+00	.8054E-09	.1001E-11	.3025E-07	.0000E+00
92	.0000E+00	.0000E+00	.1476E-09	.2382E-09	.7739E-08	.0000E+00
93	.0000E+00	.0000E+00	.4631E-09	.1276E-09	.5958E-08	.0000E+00
94	.0000E+00	.0000E+00	.3820E-09	.1889E-09	.1713E-07	.0000E+00
95	.0000E+00	.0000E+00	.6153E-10	.6433E-10	.4105E-08	.0000E+00
96	.0000E+00	.0000E+00	.1776E-09	.7415E-10	.4523E-07	.0000E+00
97	.0000E+00	.0000E+00	.2757E-09	.1280E-09	.3570E-07	.0000E+00
98	.0000E+00	.0000E+00	.6252E-10	.1283E-09	.4508E-07	.0000E+00
99	.0000E+00	.0000E+00	.3355E-09	.2647E-10	.6087E-08	.0000E+00
100	.0000E+00	.0000E+00	.8071E-10	.9428E-11	.4231E-07	.0000E+00
101	.0000E+00	.0000E+00	.1801E-09	.1296E-09	.1188E-07	.0000E+00
102	.0000E+00	.0000E+00	.1377E-08	.7835E-10	.1570E-07	.0000E+00

## ANALISIS DINAMICO ESTRUCTURAL. EDIFICIO PRUEBA -I-. TESIS PROF.\*

## REACTIONS AND APPLIED FORCES

## DYNAMIC LOAD - FORCES "F" AND MOMENTS "M"

INT	F(X)	F(Y)	F(Z)	M(X)	M(Y)	M(Z)
103	.0000E+00	.0000E+00	.2591E-09	.1739E-09	.1956E-07	.0000E+00
104	.0000E+00	.0000E+00	.8258E-10	.1821E-10	.1267E-06	.0000E+00
105	.0000E+00	.0000E+00	.1608E-09	.1583E-03	.4575E-07	.0000E+00
106	.0000E+00	.0000E+00	.3125E-09	.5730E-10	.5347E-09	.0000E+00
107	.0000E+00	.0000E+00	.1154E-09	.6783E-11	.1769E-07	.0000E+00
108	.0000E+00	.0000E+00	.5590E-09	.1281E-09	.5963E-07	.0000E+00
109	.0000E+00	.0000E+00	.5093E-09	.2472E-10	.4875E-07	.0000E+00
110	.0000E+00	.0000E+00	.1853E-09	.1153E-11	.3661E-07	.0000E+00
111	.0000E+00	.0000E+00	.6286E-10	.5072E-10	.8261E-07	.0000E+00
112	.0000E+00	.0000E+00	.1020E-09	.1640E-09	.1752E-06	.0000E+00
113	.0000E+00	.0000E+00	.4047E-09	.9188E-10	.1402E-06	.0000E+00
114	.0000E+00	.0000E+00	.8721E-09	.2563E-10	.1139E-06	.0000E+00
115	.0000E+00	.0000E+00	.3758E-09	.2615E-09	.1056E-06	.0000E+00
116	.0000E+00	.0000E+00	.8753E-09	.7199E-10	.4494E-07	.0000E+00
117	.0000E+00	.0000E+00	.1011E-08	.2651E-09	.1782E-06	.0000E+00
118	.0000E+00	.0000E+00	.8032E-09	.3860E-09	.1128E-06	.0000E+00
119	.0000E+00	.0000E+00	.3245E-09	.1462E-09	.3374E-07	.0000E+00
120	.0000E+00	.0000E+00	.4556E-09	.4781E-10	.1065E-06	.0000E+00
121	.0000E+00	.0000E+00	.4202E-09	.1510E-09	.4370E-07	.0000E+00
122	.0000E+00	.0000E+00	.5422E-09	.5366E-10	.5237E-07	.0000E+00
123	.0000E+00	.0000E+00	.1850E-09	.2278E-10	.1011E-06	.0000E+00
124	.0000E+00	.0000E+00	.5205E-10	.4565E-10	.9008E-08	.0000E+00
125	.0000E+00	.0000E+00	.1425E-09	.1801E-10	.7666E-07	.0000E+00
126	.0000E+00	.0000E+00	.4762E-10	.2994E-09	.7708E-07	.0000E+00
127	.0000E+00	.0000E+00	.4665E-09	.2884E-11	.3522E-07	.0000E+00
128	.0000E+00	.0000E+00	.8332E-11	.2754E-10	.2067E-06	.0000E+00
129	.0000E+00	.0000E+00	.1907E-09	.2537E-09	.7157E-07	.0000E+00
130	.0000E+00	.0000E+00	.7258E-09	.1556E-09	.6186E-07	.0000E+00
131	.0000E+00	.0000E+00	.1363E-09	.1231E-09	.1761E-07	.0000E+00
132	.0000E+00	.0000E+00	.5228E-09	.3195E-09	.1665E-07	.0000E+00
133	.0000E+00	.0000E+00	.1658E-08	.8745E-10	.1568E-06	.0000E+00
134	.0000E+00	.0000E+00	.6326E-09	.8214E-10	.2662E-07	.0000E+00
135	.0000E+00	.0000E+00	.3942E-10	.2538E-09	.2777E-07	.0000E+00
136	.0000E+00	.0000E+00	.1423E-10	.1824E-09	.3777E-07	.0000E+00
137	.0000E+00	.0000E+00	.2955E-09	.1566E-10	.5945E-07	.0000E+00
138	.0000E+00	.0000E+00	.2017E-09	.3456E-10	.3005E-07	.0000E+00
139	.0000E+00	.0000E+00	.2896E-09	.1089E-11	.1108E-06	.0000E+00
140	.0000E+00	.0000E+00	.9569E-09	.4053E-10	.3764E-07	.0000E+00
141	.0000E+00	.0000E+00	.3029E-10	.7965E-10	.1815E-06	.0000E+00
142	.0000E+00	.0000E+00	.1095E-10	.6224E-10	.8620E-07	.0000E+00
143	.0000E+00	.0000E+00	.7072E-10	.1700E-10	.7181E-07	.0000E+00
144	.0000E+00	.0000E+00	.1649E-09	.1946E-09	.7093E-07	.0000E+00
145	.0000E+00	.0000E+00	.2986E-09	.4243E-10	.1256E-07	.0000E+00
146	.0000E+00	.0000E+00	.2913E-09	.1304E-10	.2231E-07	.0000E+00
147	.0000E+00	.0000E+00	.4884E-09	.3052E-09	.1379E-07	.0000E+00
148	.0000E+00	.0000E+00	.2799E-09	.9233E-10	.2625E-07	.0000E+00
149	.0000E+00	.0000E+00	.2497E-09	.1926E-09	.3862E-07	.0000E+00
150	.0000E+00	.0000E+00	.6442E-09	.1947E-09	.7043E-07	.0000E+00
151	.0000E+00	.0000E+00	.4737E-09	.1599E-10	.3364E-07	.0000E+00
152	.0000E+00	.0000E+00	.1464E-09	.2175E-09	.3196E-07	.0000E+00
153	.0000E+00	.0000E+00	.2795E-09	.2175E-09	.1116E-06	.0000E+00

## ANALISIS DINAMICO ESTRUCTURAL, EDIFICIO PRIMER 14, TESTO PROY.\*

## SECCIONES Y FUERZAS APLICADAS

## DINAMICO CARGA - FUERZAS "F" Y MOMENTOS "M"

DIRT	F(X)	F(Y)	F(Z)	M(X)	M(Y)	M(Z)
154	.0000E+00	.0000E+00	.3649E-09	.2574E-09	.4034E-07	.0000E+00
155	.0000E+00	.0000E+00	.1572E-09	.1738E-09	.3796E-07	.0000E+00
156	.0000E+00	.0000E+00	.6534E-10	.3647E-10	.2215E-07	.0000E+00
157	.0000E+00	.0000E+00	.6971E-10	.4585E-09	.1580E-07	.0000E+00
158	.0000E+00	.0000E+00	.4368E-09	.2238E-09	.7527E-07	.0000E+00
159	.0000E+00	.0000E+00	.4112E-09	.3752E-09	.3751E-07	.0000E+00
160	.0000E+00	.0000E+00	.1254E-09	.2637E-09	.3755E-07	.0000E+00
161	.0000E+00	.0000E+00	.1308E-10	.2869E-10	.2087E-07	.0000E+00
162	.0000E+00	.0000E+00	.2841E-09	.2075E-09	.2578E-07	.0000E+00
163	.0000E+00	.0000E+00	.2841E-09	.1963E-09	.2786E-07	.0000E+00
164	.0000E+00	.0000E+00	.2187E-09	.2113E-10	.1536E-08	.0000E+00
165	.0000E+00	.0000E+00	.2029E-09	.1532E-09	.1507E-07	.0000E+00
166	.0000E+00	.0000E+00	.5204E-10	.3223E-09	.1676E-07	.0000E+00
167	.0000E+00	.0000E+00	.3461E-09	.1295E-09	.2230E-07	.0000E+00
168	.0000E+00	.0000E+00	.7714E-10	.1887E-10	.4252E-07	.0000E+00
169	.0000E+00	.0000E+00	.4118E-10	.2649E-09	.2203E-07	.0000E+00
170	.0000E+00	.0000E+00	.4641E-09	.1411E-09	.3989E-07	.0000E+00
171	.0000E+00	.0000E+00	.9652E-10	.7954E-11	.2690E-07	.0000E+00
172	.0000E+00	.0000E+00	.1715E-09	.1357E-10	.3243E-08	.0000E+00
173	.0000E+00	.0000E+00	.4444E-10	.2674E-10	.3517E-07	.0000E+00
174	.0000E+00	.0000E+00	.4002E-09	.3710E-09	.2315E-07	.0000E+00
175	.0000E+00	.0000E+00	.3315E-09	.3496E-09	.4027E-08	.0000E+00
176	.0000E+00	.0000E+00	.2279E-09	.2567E-09	.4928E-08	.0000E+00
177	.1818E+05	.2149E+02	.0000E+00	.0000E+00	.0000E+00	.4775E+06
178	.4117E+05	.3196E+02	.0000E+00	.0000E+00	.0000E+00	.3555E+06
179	.6593E+05	.3084E+02	.0000E+00	.0000E+00	.0000E+00	.3057E+06
180	.8520E+05	.2455E+02	.0000E+00	.0000E+00	.0000E+00	.4848E+06
181	.1037E+06	.1616E+02	.0000E+00	.0000E+00	.0000E+00	.1598E+03
182	.1226E+06	.9527E+01	.0000E+00	.0000E+00	.0000E+00	.5258E+06
183	.1389E+06	.1384E+02	.0000E+00	.0000E+00	.0000E+00	.2335E+06
184	.1521E+06	.1727E+02	.0000E+00	.0000E+00	.0000E+00	.4215E+06
185	.1627E+06	.1649E+02	.0000E+00	.0000E+00	.0000E+00	.3826E+06
186	.1690E+06	.1827E+02	.0000E+00	.0000E+00	.0000E+00	.3916E+06

ANALISIS DINAMICO ESTRUCTURAL EDIFICIO TORRE 10 - TORRE 10

POINT DISPLACEMENTS

DYNAMIC LOAD -- DISPLACEMENTS "U" AND ROTATIONS "R"

POINT	U(X)	U(Y)	U(Z)	R(X)	R(Y)	R(Z)
1	.000000	.000000	.000000	.000000	.000000	.000000
2	.000000	.000000	.000000	.000000	.000000	.000000
3	.000000	.000000	.000000	.000000	.000000	.000000
4	.000000	.000000	.000000	.000000	.000000	.000000
5	.000000	.000000	.057319	.000001	.008771	.000000
6	.000000	.000000	.065551	.000002	.010321	.000000
7	.000000	.000000	.065552	.000002	.010321	.000000
8	.000000	.000000	.057918	.000001	.008771	.000000
9	.000000	.000000	.096061	.000002	.009352	.000000
10	.000000	.000000	.108820	.000004	.010683	.000000
11	.000000	.000000	.108921	.000003	.010683	.000000
12	.000000	.000000	.096059	.000001	.009351	.000000
13	.000000	.000000	.123407	.000003	.008847	.000000
14	.000000	.000000	.153217	.000005	.010007	.000000
15	.000000	.000000	.153219	.000006	.010006	.000000
16	.000000	.000000	.123407	.000002	.008854	.000000
17	.000000	.000000	.159545	.000002	.007773	.000000
18	.000000	.000000	.182589	.000005	.008756	.000000
19	.000000	.000000	.182592	.000007	.008766	.000000
20	.000000	.000000	.159541	.000003	.007774	.000000
21	.000000	.000000	.178553	.000002	.007692	.000000
22	.000000	.000000	.204694	.000008	.008991	.000000
23	.000000	.000000	.204699	.000003	.008991	.000000
24	.000000	.000000	.178547	.000004	.007694	.000000
25	.000000	.000000	.200560	.000005	.008946	.000000
26	.000000	.000000	.230565	.000012	.008370	.000000
27	.000000	.000000	.230571	.000012	.008370	.000000
28	.000000	.000000	.200553	.000006	.008946	.000000
29	.000000	.000000	.214983	.000005	.008565	.000000
30	.000000	.000000	.247810	.000013	.008771	.000000
31	.000000	.000000	.247816	.000012	.008770	.000000
32	.000000	.000000	.214979	.000005	.008563	.000000
33	.000000	.000000	.223150	.000009	.004387	.000000
34	.000000	.000000	.258104	.000015	.005521	.000000
35	.000000	.000000	.258112	.000016	.005521	.000000
36	.000000	.000000	.223141	.000007	.004387	.000000
37	.000000	.000000	.228921	.000008	.002795	.000000
38	.000000	.000000	.265937	.000020	.003721	.000000
39	.000000	.000000	.265949	.000021	.003722	.000000
40	.000000	.000000	.228911	.000009	.002795	.000000
41	.000000	.000000	.237533	.000018	.001418	.000000
42	.000000	.000000	.263291	.000027	.001948	.000000
43	.000000	.000000	.263295	.000027	.001943	.000000
44	.000000	.000000	.230522	.000019	.001419	.000000
45	.000000	.000000	.000000	.000000	.000000	.000000
46	.000000	.000000	.000000	.000000	.000000	.000000
47	.000000	.000000	.000000	.000000	.000000	.000000
48	.000000	.000000	.000000	.000000	.000000	.000000
49	.000000	.000000	.007299	.000001	.006475	.000000
50	.000000	.000000	.000343	.000001	.002477	.000000
51	.000000	.000000	.000343	.000001	.008873	.000000

ANALISIS DINAMICO ESTRUCTURAL MONOFIDIO 2D 120 -G-, TABLA 105.\*

## D I N T D I S P L A C E M E N T S

YNAMIC LOAD - DISPLACEMENTS "U" AND ROTATIONS "R"

DINT	U(X)	U(Y)	U(Z)	R(X)	R(Y)	R(Z)
52	.000000	.000000	.007300	.000000	.006475	.000000
53	.000000	.000000	.011956	.000001	.007118	.000000
54	.000000	.000000	.005478	.000002	.009364	.000000
55	.000000	.000000	.005477	.000002	.009364	.000000
56	.000000	.000000	.011957	.000001	.007118	.000000
57	.000000	.000000	.016733	.000001	.006358	.000000
58	.000000	.000000	.007531	.000003	.008501	.000000
59	.000000	.000000	.007530	.000003	.008500	.000000
60	.000000	.000000	.016736	.000001	.006359	.000000
61	.000000	.000000	.019857	.000001	.005948	.000000
62	.000000	.000000	.008673	.000003	.007637	.000000
63	.000000	.000000	.008672	.000004	.007637	.000000
64	.000000	.000000	.019861	.000001	.005948	.000000
65	.000000	.000000	.022307	.000001	.005665	.000000
66	.000000	.000000	.009456	.000003	.007929	.000000
67	.000000	.000000	.009455	.000004	.007929	.000000
68	.000000	.000000	.022312	.000002	.005667	.000000
69	.000000	.000000	.025195	.000002	.004596	.000000
70	.000000	.000000	.010275	.000005	.007066	.000000
71	.000000	.000000	.010273	.000005	.007066	.000000
72	.000000	.000000	.025202	.000003	.004596	.000000
73	.000000	.000000	.026921	.000002	.002895	.000000
74	.000000	.000000	.010658	.000006	.005848	.000000
75	.000000	.000000	.010655	.000005	.005848	.000000
76	.000000	.000000	.026929	.000002	.003894	.000000
77	.000000	.000000	.027886	.000003	.002746	.000000
78	.000000	.000000	.010876	.000007	.004519	.000000
79	.000000	.000000	.010874	.000007	.004519	.000000
80	.000000	.000000	.027895	.000003	.002746	.000000
81	.000000	.000000	.028403	.000003	.001536	.000000
82	.000000	.000000	.010911	.000009	.002869	.000000
83	.000000	.000000	.010908	.000009	.002869	.000000
84	.000000	.000000	.028415	.000004	.001536	.000000
85	.000000	.000000	.028373	.000007	.000634	.000000
86	.000000	.000000	.010824	.000012	.001305	.000000
87	.000000	.000000	.010821	.000012	.001305	.000000
88	.000000	.000000	.028386	.000008	.000635	.000000
89	.000000	.000000	.000000	.000000	.000000	.000000
90	.000000	.000000	.000000	.000000	.000000	.000000
91	.000000	.000000	.000000	.000000	.000000	.000000
92	.000000	.000000	.000000	.000000	.000000	.000000
93	.000000	.000000	.007300	.000000	.006475	.000000
94	.000000	.000000	.003435	.000001	.008873	.000000
95	.000000	.000000	.003435	.000001	.008873	.000000
96	.000000	.000000	.007300	.000001	.006475	.000000
97	.000000	.000000	.011957	.000001	.007118	.000000
98	.000000	.000000	.005477	.000002	.009364	.000000
99	.000000	.000000	.005478	.000002	.009364	.000000
100	.000000	.000000	.011956	.000001	.007118	.000000
101	.000000	.000000	.016735	.000001	.006358	.000000
102	.000000	.000000	.007530	.000003	.008501	.000000

ANALISIS DINAMICO ESTRUCTURAL. EDIFICIO PRHPO -2-. TESIS BRIF. \*

JOINT DISPLACEMENTS

DYNAMIC LOAD - DISPLACEMENTS "U" AND ROTATIONS "R"

JOINT	U(X)	U(Y)	U(Z)	R(X)	R(Y)	R(Z)
103	.000000	.000000	.007530	.000003	.008500	.000000
104	.000000	.000000	.015734	.000001	.006358	.000000
105	.000000	.000000	.019853	.000001	.005948	.000000
106	.000000	.000000	.008672	.000003	.007637	.000000
107	.000000	.000000	.008672	.000004	.007637	.000000
108	.000000	.000000	.019858	.000001	.005948	.000000
109	.000000	.000000	.022310	.000001	.005666	.000000
110	.000000	.000000	.009455	.000004	.007929	.000000
111	.000000	.000000	.009456	.000004	.007929	.000000
112	.000000	.000000	.022309	.000001	.005667	.000000
113	.000000	.000000	.025200	.000002	.004586	.000000
114	.000000	.000000	.010273	.000005	.007066	.000000
115	.000000	.000000	.010274	.000005	.007066	.000000
116	.000000	.000000	.025197	.000002	.004586	.000000
117	.000000	.000000	.026927	.000003	.003855	.000000
118	.000000	.000000	.010656	.000006	.005848	.000000
119	.000000	.000000	.010657	.000005	.005848	.000000
120	.000000	.000000	.026923	.000002	.003894	.000000
121	.000000	.000000	.027892	.000004	.002748	.000000
122	.000000	.000000	.010875	.000007	.004519	.000000
123	.000000	.000000	.010876	.000007	.004519	.000000
124	.000000	.000000	.027589	.000003	.002745	.000000
125	.000000	.000000	.028410	.000003	.001536	.000000
126	.000000	.000000	.010909	.000009	.002889	.000000
127	.000000	.000000	.010910	.000009	.002889	.000000
128	.000000	.000000	.028408	.000004	.001536	.000000
129	.000000	.000000	.028380	.000008	.000634	.000000
130	.000000	.000000	.010822	.000012	.001305	.000000
131	.000000	.000000	.010823	.000012	.001305	.000000
132	.000000	.000000	.028380	.000008	.000635	.000000
133	.000000	.000000	.000000	.000000	.000000	.000000
134	.000000	.000000	.000000	.000000	.000000	.000000
135	.000000	.000000	.000000	.000000	.000000	.000000
136	.000000	.000000	.000000	.000000	.000000	.000000
137	.000000	.000000	.057918	.000001	.008771	.000000
138	.000000	.000000	.065851	.000002	.010321	.000000
139	.000000	.000000	.065852	.000002	.010321	.000000
140	.000000	.000000	.057918	.000001	.008771	.000000
141	.000000	.000000	.095060	.000002	.009352	.000000
142	.000000	.000000	.108921	.000004	.010683	.000000
143	.000000	.000000	.108921	.000003	.010683	.000000
144	.000000	.000000	.095061	.000001	.009351	.000000
145	.000000	.000000	.134073	.000003	.008647	.000000
146	.000000	.000000	.153218	.000006	.010007	.000000
147	.000000	.000000	.153219	.000006	.010006	.000000
148	.000000	.000000	.134075	.000002	.008646	.000000
149	.000000	.000000	.159542	.000002	.007773	.000000
150	.000000	.000000	.182590	.000006	.008766	.000000
151	.000000	.000000	.182591	.000007	.008766	.000000
152	.000000	.000000	.159545	.000003	.007774	.000000
153	.000000	.000000	.178548	.000003	.007692	.000000

\*ANALISIS DINAMICO ESTRUCTURAL, EDIFICIO PROEBA -2-, TESIS PROF.\*

## JOINT DISPLACEMENTS

DYNAMIC LOAD - DISPLACEMENTS "U" AND ROTATIONS "R"

JOINT	U(X)	U(Y)	U(Z)	R(X)	R(Y)	R(Z)
154	.000000	.000000	.204695	.000008	.008991	.000000
155	.000000	.000000	.204695	.000008	.008991	.000000
156	.000000	.000000	.178552	.000004	.007694	.000000
157	.000000	.000000	.200555	.000005	.006846	.000000
158	.000000	.000000	.230567	.000012	.008370	.000000
159	.000000	.000000	.230569	.000012	.008370	.000000
160	.000000	.000000	.200559	.000005	.006846	.000000
161	.000000	.000000	.214976	.000006	.005665	.000000
162	.000000	.000000	.247812	.000013	.005771	.000000
163	.000000	.000000	.247814	.000012	.005770	.000000
164	.000000	.000000	.214981	.000004	.005663	.000000
165	.000000	.000000	.223143	.000008	.004387	.000000
166	.000000	.000000	.258106	.000016	.005521	.000000
167	.000000	.000000	.258110	.000016	.005521	.000000
168	.000000	.000000	.223148	.000007	.004387	.000000
169	.000000	.000000	.228913	.000008	.002795	.000000
170	.000000	.000000	.265940	.000020	.003721	.000000
171	.000000	.000000	.265947	.000020	.003722	.000000
172	.000000	.000000	.228918	.000009	.002796	.000000
173	.000000	.000000	.230525	.000018	.001418	.000000
174	.000000	.000000	.268283	.000027	.001948	.000000
175	.000000	.000000	.268293	.000027	.001949	.000000
175	.000000	.000000	.230529	.000019	.001419	.000000
177	3.562110	.000073	.000000	.000000	.000000	.000000
178	7.524693	.000143	.000000	.000000	.000000	.000000
179	11.563221	.000188	.000000	.000000	.000000	.000000
180	14.704620	.000192	.000000	.000000	.000000	.000000
181	17.571289	.000165	.000000	.000000	.000000	.000000
182	20.578163	.000102	.000000	.000000	.000000	.000000
183	23.150157	.000024	.000000	.000000	.000000	.000000
184	25.202251	.000076	.000000	.000000	.000000	.000000
185	26.931492	.000163	.000000	.000000	.000000	.000000
185	27.900009	.000219	.000000	.000000	.000000	.000000

## REACTIONS AND APPLIED FORCES

\*NOMID LOAD - FORCES "F" AND MOMENTS "M"

POINT	F(X)	F(Y)	F(Z)	M(X)	M(Y)	M(Z)
1	.4315E+05	.2351E+02	.2179E+06	.4238E+04	.1373E+08	.0000E+00
2	.8563E+05	.1612E+02	.2320E+06	.2650E+04	.3130E+08	.1581E-07
3	.8564E+05	.1004E+02	.2320E+06	.1294E+04	.3130E+08	.0000E+00
4	.4315E+05	.7537E+01	.2179E+06	.5553E+03	.1373E+08	.4065E-08
5	.0000E+00	.0000E+00	.1443E-09	.8748E-10	.3E03E-07	.0000E+00
6	.0000E+00	.0000E+00	.2626E-09	.1796E-10	.277E-07	.0000E+00
7	.0000E+00	.0000E+00	.1191E-09	.2904E-10	.6470E-07	.0000E+00
8	.0000E+00	.0000E+00	.4034E-10	.2795E-10	.1547E-08	.0000E+00
9	.0000E+00	.0000E+00	.2925E-09	.1279E-09	.7357E-08	.0000E+00
10	.0000E+00	.0000E+00	.3533E-09	.4263E-10	.4255E-07	.0000E+00
11	.0000E+00	.0000E+00	.3904E-10	.4136E-10	.5415E-07	.0000E+00
12	.0000E+00	.0000E+00	.1191E-09	.1190E-09	.3165E-07	.0000E+00
13	.0000E+00	.0000E+00	.3662E-10	.6770E-10	.2835E-07	.0000E+00
14	.0000E+00	.0000E+00	.1909E-09	.1300E-09	.9982E-07	.0000E+00
15	.0000E+00	.0000E+00	.2226E-09	.1626E-09	.5717E-07	.0000E+00
16	.0000E+00	.0000E+00	.7415E-09	.1726E-09	.7072E-08	.0000E+00
17	.0000E+00	.0000E+00	.5780E-10	.1539E-09	.4721E-07	.0000E+00
18	.0000E+00	.0000E+00	.2524E-09	.4695E-10	.5116E-07	.0000E+00
19	.0000E+00	.0000E+00	.6637E-10	.1350E-09	.3307E-06	.0000E+00
20	.0000E+00	.0000E+00	.1042E-09	.1859E-11	.8445E-07	.0000E+00
21	.0000E+00	.0000E+00	.2674E-09	.7790E-10	.3994E-07	.0000E+00
22	.0000E+00	.0000E+00	.3374E-09	.1417E-09	.3197E-07	.0000E+00
23	.0000E+00	.0000E+00	.4437E-09	.1041E-09	.4632E-07	.0000E+00
24	.0000E+00	.0000E+00	.4448E-09	.1281E-09	.9245E-09	.0000E+00
25	.0000E+00	.0000E+00	.4541E-09	.4829E-10	.6484E-07	.0000E+00
26	.0000E+00	.0000E+00	.5440E-09	.3468E-10	.1898E-06	.0000E+00
27	.0000E+00	.0000E+00	.8612E-10	.5682E-10	.2251E-06	.0000E+00
28	.0000E+00	.0000E+00	.4069E-09	.2410E-09	.6694E-07	.0000E+00
29	.0000E+00	.0000E+00	.5242E-09	.3066E-09	.2256E-07	.0000E+00
30	.0000E+00	.0000E+00	.6153E-09	.2766E-09	.3413E-07	.0000E+00
31	.0000E+00	.0000E+00	.6676E-09	.2538E-09	.2981E-07	.0000E+00
32	.0000E+00	.0000E+00	.6638E-09	.7987E-10	.4017E-07	.0000E+00
33	.0000E+00	.0000E+00	.6861E-09	.8521E-10	.3634E-07	.0000E+00
34	.0000E+00	.0000E+00	.3766E-09	.1730E-09	.2151E-05	.0000E+00
35	.0000E+00	.0000E+00	.5152E-09	.1762E-09	.7703E-07	.0000E+00
36	.0000E+00	.0000E+00	.8025E-10	.8861E-10	.4269E-07	.0000E+00
37	.0000E+00	.0000E+00	.2540E-10	.1109E-09	.2924E-07	.0000E+00
38	.0000E+00	.0000E+00	.3121E-09	.2703E-11	.1324E-07	.0000E+00
39	.0000E+00	.0000E+00	.8366E-10	.2679E-09	.7237E-07	.0000E+00
40	.0000E+00	.0000E+00	.9227E-10	.1072E-09	.3426E-07	.0000E+00
41	.0000E+00	.0000E+00	.3236E-10	.8789E-10	.3655E-07	.0000E+00
42	.0000E+00	.0000E+00	.1053E-09	.7405E-10	.3573E-07	.0000E+00
43	.0000E+00	.0000E+00	.6306E-10	.9973E-10	.5203E-07	.0000E+00
44	.0000E+00	.0000E+00	.1363E-09	.2190E-10	.4571E-07	.0000E+00
45	.5258E+05	.8062E+01	.2571E+05	.1312E+04	.1456E+08	.0000E+00
46	.8830E+05	.5850E+01	.1044E+05	.9004E+03	.2831E+08	.1431E+07
47	.3831E+05	.5062E+01	.1044E+05	.7649E+03	.2831E+08	.0000E+00
48	.5259E+05	.5039E+01	.2571E+05	.2290E+03	.1456E+08	.4311E+08
49	.0000E+00	.0000E+00	.8455E-10	.7388E-11	.4571E-08	.0000E+00
50	.0000E+00	.0000E+00	.7841E-11	.2455E-11	.1045E-07	.0000E+00
51	.0000E+00	.0000E+00	.3016E-11	.1338E-10	.8783E-08	.0000E+00



\*ANALYSIS DEFORMED STRUCTURAL, DEFINED: PUNCH - TUBES, 1987, \*

RESULTS OF THE ANALYSIS OF THE DEFORMED STRUCTURES

DYNAMIC LOAD - FORCES "F" AND MOMENTS "M"

JOINT	F(X)	F(Y)	F(Z)	M(X)	M(Y)	M(Z)
52	.0000E+00	.0000E+00	.2821E-11	.2506E-10	.2156E-07	.0000E+00
53	.0000E+00	.0000E+00	.2833E-10	.1396E-10	.7125E-08	.0000E+00
54	.0000E+00	.0000E+00	.2737E-11	.1138E-10	.4771E-07	.0000E+00
55	.0000E+00	.0000E+00	.1433E-10	.1273E-10	.5112E-07	.0000E+00
56	.0000E+00	.0000E+00	.1045E-10	.2E48E-10	.2605E-07	.0000E+00
57	.0000E+00	.0000E+00	.5048E-10	.2537E-10	.2800E-07	.0000E+00
58	.0000E+00	.0000E+00	.1783E-10	.1066E-10	.2494E-07	.0000E+00
59	.0000E+00	.0000E+00	.7377E-10	.1235E-10	.6270E-07	.0000E+00
60	.0000E+00	.0000E+00	.2148E-10	.2730E-10	.1511E-07	.0000E+00
61	.0000E+00	.0000E+00	.8398E-10	.7712E-11	.6365E-07	.0000E+00
62	.0000E+00	.0000E+00	.2734E-10	.2729E-11	.5369E-07	.0000E+00
63	.0000E+00	.0000E+00	.2482E-10	.7791E-11	.8551E-07	.0000E+00
64	.0000E+00	.0000E+00	.2019E-10	.1655E-10	.6742E-07	.0000E+00
65	.0000E+00	.0000E+00	.4526E-10	.1189E-10	.2732E-07	.0000E+00
66	.0000E+00	.0000E+00	.1518E-10	.2226E-11	.3370E-08	.0000E+00
67	.0000E+00	.0000E+00	.5529E-11	.8785E-11	.7305E-07	.0000E+00
68	.0000E+00	.0000E+00	.2624E-10	.1213E-10	.3267E-07	.0000E+00
69	.0000E+00	.0000E+00	.1343E-10	.1375E-10	.4044E-07	.0000E+00
70	.0000E+00	.0000E+00	.9301E-11	.1476E-10	.7985E-07	.0000E+00
71	.0000E+00	.0000E+00	.3841E-11	.1627E-10	.1170E-06	.0000E+00
72	.0000E+00	.0000E+00	.5537E-10	.1111E-10	.5324E-07	.0000E+00
73	.0000E+00	.0000E+00	.7815E-11	.1699E-10	.3003E-07	.0000E+00
74	.0000E+00	.0000E+00	.3547E-10	.6557E-11	.2152E-07	.0000E+00
75	.0000E+00	.0000E+00	.9378E-11	.1630E-10	.3507E-07	.0000E+00
76	.0000E+00	.0000E+00	.6294E-10	.3258E-10	.1542E-07	.0000E+00
77	.0000E+00	.0000E+00	.2788E-10	.5556E-11	.2638E-07	.0000E+00
78	.0000E+00	.0000E+00	.4361E-11	.9398E-11	.8502E-07	.0000E+00
79	.0000E+00	.0000E+00	.5313E-11	.1060E-10	.5813E-07	.0000E+00
80	.0000E+00	.0000E+00	.1243E-09	.1241E-10	.5279E-07	.0000E+00
81	.0000E+00	.0000E+00	.1301E-10	.1619E-11	.2623E-07	.0000E+00
82	.0000E+00	.0000E+00	.4982E-11	.1129E-10	.9502E-07	.0000E+00
83	.0000E+00	.0000E+00	.6253E-12	.1507E-10	.2189E-07	.0000E+00
84	.0000E+00	.0000E+00	.6218E-10	.2559E-11	.3548E-07	.0000E+00
85	.0000E+00	.0000E+00	.1519E-10	.1765E-10	.1739E-07	.0000E+00
86	.0000E+00	.0000E+00	.2832E-10	.4794E-10	.1495E-07	.0000E+00
87	.0000E+00	.0000E+00	.1036E-10	.1384E-10	.2577E-07	.0000E+00
88	.0000E+00	.0000E+00	.4003E-10	.4074E-10	.3760E-07	.0000E+00
89	.5258E+05	.1070E+02	.2571E+05	.2203E+04	.1456E+08	.0000E+00
90	.8630E+05	.7202E+01	.1044E+05	.1258E+04	.2831E+08	.1431E-07
91	.6835E+05	.3718E+01	.1044E+05	.4221E+03	.2831E+08	.0000E+00
92	.5253E+05	.2556E+01	.2571E+05	.5004E+03	.1456E+08	.4311E-08
93	.0000E+00	.0000E+00	.2623E-10	.5546E-11	.6532E-08	.0000E+00
94	.0000E+00	.0000E+00	.1391E-10	.1913E-11	.3021E-07	.0000E+00
95	.0000E+00	.0000E+00	.8379E-11	.4422E-11	.3744E-07	.0000E+00
96	.0000E+00	.0000E+00	.1299E-10	.2130E-10	.6975E-07	.0000E+00
97	.0000E+00	.0000E+00	.2695E-10	.1742E-10	.3445E-07	.0000E+00
98	.0000E+00	.0000E+00	.1200E-10	.4570E-11	.2637E-07	.0000E+00
99	.0000E+00	.0000E+00	.2152E-10	.2866E-11	.7950E-07	.0000E+00
100	.0000E+00	.0000E+00	.4254E-11	.1132E-10	.5197E-07	.0000E+00
101	.0000E+00	.0000E+00	.9350E-10	.3193E-10	.6174E-07	.0000E+00
102	.0000E+00	.0000E+00	.1154E-11	.5393E-11	.4120E-07	.0000E+00

## \*ANALISIS DINAMICO ESTRUCTURAL, EDIFICIO PRUEBA -2-. TESIS PROF.\*

## REACTIVAS Y REPARTIDAS FORCES

## DYNAMIC LOAD - FORCES "F" AND MOMENTS "M"

JOINT	F(X)	F(Y)	F(Z)	M(X)	M(Y)	M(Z)
103	.0000E+00	.0000E+00	.1912E-10	.1102E-11	.8751E-07	.0000E+00
104	.0000E+00	.0000E+00	.2494E-10	.3483E-11	.1389E-07	.0000E+00
105	.0000E+00	.0000E+00	.2452E-10	.1195E-10	.7561E-07	.0000E+00
106	.0000E+00	.0000E+00	.2368E-10	.1193E-10	.1400E-06	.0000E+00
107	.0000E+00	.0000E+00	.4747E-11	.9261E-11	.523E-06	.0000E+00
108	.0000E+00	.0000E+00	.1378E-10	.6711E-11	.1310E-06	.0000E+00
109	.0000E+00	.0000E+00	.3290E-10	.1578E-10	.1400E-07	.0000E+00
110	.0000E+00	.0000E+00	.5922E-10	.1203E-10	.2938E-07	.0000E+00
111	.0000E+00	.0000E+00	.2557E-10	.1948E-10	.2987E-07	.0000E+00
112	.0000E+00	.0000E+00	.1719E-10	.1011E-10	.1988E-07	.0000E+00
113	.0000E+00	.0000E+00	.6501E-11	.2687E-10	.4463E-07	.0000E+00
114	.0000E+00	.0000E+00	.2790E-10	.4045E-12	.1349E-06	.0000E+00
115	.0000E+00	.0000E+00	.1275E-10	.6373E-11	.1036E-06	.0000E+00
116	.0000E+00	.0000E+00	.3773E-10	.1000E-10	.9673E-07	.0000E+00
117	.0000E+00	.0000E+00	.3193E-10	.5135E-10	.8227E-09	.0000E+00
118	.0000E+00	.0000E+00	.7275E-11	.4061E-11	.2509E-07	.0000E+00
119	.0000E+00	.0000E+00	.6511E-11	.1006E-10	.4611E-07	.0000E+00
120	.0000E+00	.0000E+00	.1001E-09	.8774E-11	.2541E-07	.0000E+00
121	.0000E+00	.0000E+00	.7970E-10	.4615E-11	.4979E-07	.0000E+00
122	.0000E+00	.0000E+00	.1511E-11	.6588E-11	.7468E-07	.0000E+00
123	.0000E+00	.0000E+00	.8541E-11	.2324E-10	.5627E-07	.0000E+00
124	.0000E+00	.0000E+00	.1332E-10	.1041E-10	.4953E-07	.0000E+00
125	.0000E+00	.0000E+00	.2049E-11	.3059E-11	.2145E-07	.0000E+00
126	.0000E+00	.0000E+00	.1522E-10	.7815E-11	.5541E-07	.0000E+00
127	.0000E+00	.0000E+00	.2094E-10	.3657E-11	.3312E-07	.0000E+00
128	.0000E+00	.0000E+00	.1043E-11	.7013E-11	.2914E-07	.0000E+00
129	.0000E+00	.0000E+00	.2100E-10	.1624E-09	.1182E-07	.0000E+00
130	.0000E+00	.0000E+00	.1007E-10	.8523E-10	.9536E-07	.0000E+00
131	.0000E+00	.0000E+00	.2092E-11	.2172E-09	.7238E-07	.0000E+00
132	.0000E+00	.0000E+00	.2271E-10	.1736E-09	.2425E-07	.0000E+00
133	.4315E+05	.2646E+02	.2179E+06	.5253E+04	.1373E+08	.0000E+00
134	.8563E+05	.1772E+02	.2320E+06	.3080E+04	.3130E+08	.1581E-07
135	.8564E+05	.8440E+01	.2320E+06	.2706E+03	.3130E+08	.0000E+00
136	.4315E+05	.4532E-01	.2179E+06	.7317E+03	.1373E+08	.4055E-08
137	.0000E+00	.0000E+00	.1801E-09	.4201E-10	.1104E-07	.0000E+00
138	.0000E+00	.0000E+00	.2182E-10	.5085E-11	.4274E-07	.0000E+00
139	.0000E+00	.0000E+00	.7719E-10	.6217E-10	.2027E-07	.0000E+00
140	.0000E+00	.0000E+00	.6998E-10	.3266E-11	.5041E-08	.0000E+00
141	.0000E+00	.0000E+00	.3351E-09	.2552E-10	.5879E-07	.0000E+00
142	.0000E+00	.0000E+00	.9862E-10	.5700E-10	.2031E-07	.0000E+00
143	.0000E+00	.0000E+00	.5746E-10	.1184E-09	.1732E-06	.0000E+00
144	.0000E+00	.0000E+00	.2089E-09	.1210E-09	.2909E-07	.0000E+00
145	.0000E+00	.0000E+00	.3452E-09	.1566E-09	.1944E-07	.0000E+00
146	.0000E+00	.0000E+00	.2598E-09	.3991E-10	.2077E-07	.0000E+00
147	.0000E+00	.0000E+00	.1666E-09	.3484E-10	.2099E-07	.0000E+00
148	.0000E+00	.0000E+00	.3241E-09	.1279E-09	.3575E-07	.0000E+00
149	.0000E+00	.0000E+00	.1032E-09	.2297E-09	.8505E-08	.0000E+00
150	.0000E+00	.0000E+00	.1027E-09	.1104E-09	.2445E-06	.0000E+00
151	.0000E+00	.0000E+00	.7961E-10	.1750E-09	.2510E-06	.0000E+00
152	.0000E+00	.0000E+00	.6578E-09	.1076E-09	.1204E-06	.0000E+00
153	.0000E+00	.0000E+00	.1151E-08	.1239E-09	.4216E-07	.0000E+00

ANALYSIS DIVISION TEST REPORT, AIRCRAFT GROUPS - 2, TESTS PAIR \*

REACTIONS AND APPLIED FORCES

DYNAMIC LOAD - FORCES "F" AND MOMENTS "M"

JOBENT	F(X)	F(Y)	F(Z)	M(X)	M(Y)	M(Z)
154	.0000E+00	.0000E+00	.5571E-10	.4960E-10	.6056E-07	.0000E+00
155	.0000E+00	.0000E+00	.3735E-09	.1145E-09	.7693E-07	.0000E+00
156	.0000E+00	.0000E+00	.4253E-09	.2354E-09	.3672E-07	.0000E+00
157	.0000E+00	.0000E+00	.1041E-09	.3701E-10	.7308E-07	.0000E+00
158	.0000E+00	.0000E+00	.3185E-10	.2136E-09	.1375E-06	.0000E+00
159	.0000E+00	.0000E+00	.1392E-09	.2063E-09	.1537E-06	.0000E+00
160	.0000E+00	.0000E+00	.8513E-10	.2494E-10	.7714E-07	.0000E+00
161	.0000E+00	.0000E+00	.2110E-09	.5456E-10	.3274E-07	.0000E+00
162	.0000E+00	.0000E+00	.1851E-09	.3156E-09	.5095E-07	.0000E+00
163	.0000E+00	.0000E+00	.2416E-09	.6739E-10	.7093E-07	.0000E+00
164	.0000E+00	.0000E+00	.1913E-10	.4092E-10	.6326E-08	.0000E+00
165	.0000E+00	.0000E+00	.4365E-09	.1377E-09	.1260E-07	.0000E+00
166	.0000E+00	.0000E+00	.1618E-09	.1180E-09	.8110E-07	.0000E+00
167	.0000E+00	.0000E+00	.3747E-09	.5182E-10	.2541E-06	.0000E+00
168	.0000E+00	.0000E+00	.4400E-09	.1364E-09	.9544E-08	.0000E+00
169	.0000E+00	.0000E+00	.1166E-09	.1545E-09	.1256E-07	.0000E+00
170	.0000E+00	.0000E+00	.3728E-09	.3113E-09	.3965E-08	.0000E+00
171	.0000E+00	.0000E+00	.2600E-09	.1210E-09	.6018E-07	.0000E+00
172	.0000E+00	.0000E+00	.1279E-10	.1195E-09	.2289E-07	.0000E+00
173	.0000E+00	.0000E+00	.3256E-09	.1703E-09	.4388E-07	.0000E+00
174	.0000E+00	.0000E+00	.4623E-10	.2995E-09	.4771E-07	.0000E+00
175	.0000E+00	.0000E+00	.3115E-09	.1749E-10	.7498E-07	.0000E+00
176	.0000E+00	.0000E+00	.3724E-09	.3218E-10	.2930E-07	.0000E+00
177	.2150E+05	.4747E+01	.0000E+00	.0000E+00	.0000E+00	.1540E+06
178	.4541E+05	.8479E+01	.0000E+00	.0000E+00	.0000E+00	.9579E+05
179	.7038E+05	.1004E+02	.0000E+00	.0000E+00	.0000E+00	.1125E+06
180	.8572E+05	.9725E+01	.0000E+00	.0000E+00	.0000E+00	.1392E+06
181	.1050E+06	.8134E+01	.0000E+00	.0000E+00	.0000E+00	.1322E+05
182	.1242E+06	.4829E+01	.0000E+00	.0000E+00	.0000E+00	.1674E+06
183	.1397E+06	.1588E+01	.0000E+00	.0000E+00	.0000E+00	.5255E-07
184	.1521E+05	.4578E+01	.0000E+00	.0000E+00	.0000E+00	.1291E+06
185	.1625E+06	.7791E+01	.0000E+00	.0000E+00	.0000E+00	.1082E+06
186	.1683E+06	.9425E+01	.0000E+00	.0000E+00	.0000E+00	.1112E+06

\*ANALISIS DINAMICO ESTRUCTURAL, EDIFICIO PRILETS - 2-, TESIS PROF \*

## JOINT DISPLACEMENTS

DYNAMIC LOAD - DISPLACEMENTS "U" AND ROTATIONS "R"

JOINT	U(X)	U(Y)	U(Z)	R(X)	R(Y)	R(Z)
1	.000000	.000000	.000000	.000000	.000000	.000000
2	.000000	.000000	.000000	.000000	.000000	.000000
3	.000000	.000000	.000000	.000000	.000000	.000000
4	.000000	.000000	.000000	.000000	.000000	.000000
5	.000000	.000000	.000000	.000000	.000000	.000000
6	.000000	.000000	.055463	.000001	.009504	.000000
7	.000000	.000000	.069341	.000003	.010941	.000000
8	.000000	.000000	.068835	.000000	.010941	.000000
9	.000000	.000000	.068342	.000003	.010941	.000000
10	.000000	.000000	.055463	.000001	.009504	.000000
11	.000000	.000000	.092371	.000003	.010832	.000000
12	.000000	.000000	.113730	.000005	.012033	.000000
13	.000000	.000000	.114596	.000000	.012033	.000000
14	.000000	.000000	.113731	.000005	.012032	.000000
15	.000000	.000000	.092370	.000002	.010831	.000000
16	.000000	.000000	.129434	.000004	.010245	.000000
17	.000000	.000000	.160860	.000009	.011505	.000000
18	.000000	.000000	.162171	.000000	.011505	.000000
19	.000000	.000000	.160862	.000008	.011505	.000000
20	.000000	.000000	.129433	.000002	.010245	.000000
21	.000000	.000003	.154251	.000004	.009483	.000000
22	.000000	.000000	.192457	.000010	.010472	.000000
23	.000000	.000000	.194112	.000000	.010478	.000000
24	.000000	.000000	.192450	.000010	.010478	.000000
25	.000000	.000000	.154249	.000004	.009484	.000000
26	.000000	.000000	.172662	.000003	.009725	.000000
27	.000000	.000000	.215994	.000010	.010707	.000000
28	.000000	.000000	.217948	.000000	.010708	.000000
29	.000000	.000000	.215999	.000011	.010708	.000000
30	.000000	.000000	.172660	.000005	.009727	.000000
31	.000000	.000000	.194414	.000007	.008511	.000000
32	.000000	.000000	.243525	.000015	.009805	.000000
33	.000000	.000000	.245895	.000000	.009805	.000000
34	.000000	.000000	.243529	.000016	.009805	.000000
35	.000000	.000000	.194410	.000008	.008511	.000000
36	.000000	.000000	.208942	.000007	.007120	.000000
37	.000000	.000000	.261851	.000016	.008029	.000000
38	.000000	.000000	.254565	.000000	.008029	.000000
39	.000000	.000000	.261856	.000016	.008028	.000000
40	.000000	.000000	.208938	.000005	.007118	.000000
41	.000000	.000000	.217479	.000010	.005391	.000000
42	.000000	.000000	.272640	.000021	.005397	.000000
43	.000000	.000000	.273620	.000000	.005397	.000000
44	.000000	.000000	.272647	.000020	.005396	.000000
45	.000000	.000000	.217476	.000009	.005390	.000000
46	.000000	.000000	.223850	.000010	.003265	.000000
47	.000000	.000000	.280741	.000025	.004133	.000000
48	.000000	.000000	.284016	.000000	.004134	.000000
49	.000000	.000000	.280751	.000026	.004133	.000000
50	.000000	.000000	.223856	.000011	.003265	.000000
51	.000000	.000000	.225844	.000024	.001558	.000000

EVALUATE DYNAMIC DATA LABEL: LD FIVE RELEASE WITH TEST 1307

JOINT DISPLACEMENTS

DYNAMIC LOAD - DISPLACEMENTS "U" AND ROTATIONS "R"

JOINT	U(X)	U(Y)	U(Z)	R(X)	R(Y)	R(Z)
52	.000000	.000000	.283231	.000034	.002180	.000000
53	.000000	.000000	.266655	.000000	.002182	.000000
54	.000000	.000000	.283243	.000034	.002181	.000000
55	.000000	.000000	.225842	.000025	.001559	.000000
56	.000000	.000000	.000000	.000000	.000000	.000000
57	.000000	.000000	.000000	.000000	.000000	.000000
58	.000000	.000000	.000000	.000000	.000000	.000000
59	.000000	.000000	.000000	.000000	.000000	.000000
60	.000000	.000000	.000000	.000000	.000000	.000000
61	.000000	.000000	.000000	.000000	.010125	.000000
62	.000000	.000000	.000000	.000000	.009359	.000000
63	.000000	.000000	.000000	.000000	.009350	.000000
64	.000000	.000000	.000000	.000000	.009360	.000000
65	.000000	.000000	.000000	.000000	.010126	.000000
66	.000000	.000000	.000001	.000000	.011246	.000000
67	.000000	.000000	.000000	.000000	.010471	.000000
68	.000000	.000000	.000000	.000000	.010471	.000000
69	.000000	.000000	.000000	.000000	.010470	.000000
70	.000000	.000000	.000001	.000000	.011245	.000000
71	.000000	.000000	.000002	.000000	.010621	.000000
72	.000000	.000000	.000000	.000000	.009712	.000000
73	.000000	.000000	.000000	.000000	.009712	.000000
74	.000000	.000000	.000000	.000000	.009712	.000000
75	.000000	.000000	.000002	.000000	.010620	.000000
76	.000000	.000000	.000002	.000000	.009794	.000000
77	.000000	.000000	.000000	.000000	.009077	.000000
78	.000000	.000000	.000000	.000000	.009077	.000000
79	.000000	.000000	.000000	.000000	.009077	.000000
80	.000000	.000000	.000002	.000000	.009795	.000000
81	.000000	.000000	.000003	.000000	.010015	.000000
82	.000000	.000000	.000001	.000000	.009396	.000000
83	.000000	.000000	.000000	.000000	.009397	.000000
84	.000000	.000000	.000001	.000000	.009396	.000000
85	.000000	.000000	.000003	.000000	.010016	.000000
86	.000000	.000000	.000004	.000000	.008563	.000000
87	.000000	.000000	.000001	.000000	.008223	.000000
88	.000000	.000000	.000000	.000000	.008224	.000000
89	.000000	.000000	.000001	.000000	.008223	.000000
90	.000000	.000000	.000004	.000000	.008563	.000000
91	.000000	.000000	.000005	.000000	.007353	.000000
92	.000000	.000000	.000001	.000000	.006905	.000000
93	.000000	.000000	.000000	.000000	.006905	.000000
94	.000000	.000000	.000001	.000000	.006804	.000000
95	.000000	.000000	.000003	.000000	.007353	.000000
96	.000000	.000000	.000003	.000000	.005637	.000000
97	.000000	.000000	.000001	.000000	.005204	.000000
98	.000000	.000000	.000000	.000000	.005204	.000000
99	.000000	.000000	.000001	.000000	.005203	.000000
100	.000000	.000000	.000005	.000000	.005655	.000000
101	.000000	.000000	.000005	.000000	.003593	.000000
102	.000000	.000000	.000001	.000000	.003593	.000000

\*ANALISIS DINAMICO ESTRUCTURAL. EDIFICIO ERLEBA 33, TERZO PISO \*

## JOINT DISPLACEMENTS

DYNAMIC LOAD - DISPLACEMENTS "U" AND ROTATIONS "R"

JOINT	U(X)	U(Y)	U(Z)	R(X)	R(Y)	R(Z)
103	.000000	.000000	.000000	.000000	.003208	.000000
104	.000000	.000000	.000001	.000000	.003207	.000000
105	.000000	.000000	.000005	.000000	.003500	.000000
106	.000000	.000000	.000005	.000000	.001770	.000000
107	.000000	.000000	.000001	.000000	.001490	.000000
108	.000000	.000000	.000000	.000000	.001432	.000000
109	.000000	.000000	.000001	.000000	.001490	.000000
110	.000000	.000000	.000005	.000000	.001772	.000000
111	.000000	.000000	.000000	.000000	.000000	.000000
112	.000000	.000000	.000000	.000000	.000000	.000000
113	.000000	.000000	.000000	.000000	.000000	.000000
114	.000000	.000000	.000000	.000000	.000000	.000000
115	.000000	.000000	.000000	.000000	.000000	.000000
116	.000000	.000000	.055463	.000001	.009504	.000000
117	.000000	.000000	.068341	.000003	.010941	.000000
118	.000000	.000000	.068836	.000000	.010941	.000000
119	.000000	.000000	.068341	.000003	.010941	.000000
120	.000000	.000000	.055463	.000002	.009504	.000000
121	.000000	.000000	.092370	.000002	.010832	.000000
122	.000000	.000000	.113731	.000006	.012033	.000000
123	.000000	.000000	.114596	.000000	.012033	.000000
124	.000000	.000000	.113731	.000005	.012032	.000000
125	.000000	.000000	.092371	.000002	.010831	.000000
126	.000000	.000000	.129432	.000004	.010246	.000000
127	.000000	.000000	.160861	.000009	.011505	.000000
128	.000000	.000000	.162171	.000000	.011505	.000000
129	.000000	.000000	.160862	.000008	.011505	.000000
130	.000000	.000000	.129435	.000003	.010245	.000000
131	.000000	.000000	.154248	.000004	.009483	.000000
132	.000000	.000000	.192457	.000010	.010478	.000000
133	.000000	.000000	.194112	.000000	.010478	.000000
134	.000000	.000000	.192459	.000010	.010478	.000000
135	.000000	.000000	.154252	.000004	.009484	.000000
136	.000000	.000000	.172659	.000004	.009725	.000000
137	.000000	.000000	.215995	.000010	.010707	.000000
138	.000000	.000000	.217948	.000000	.010708	.000000
139	.000000	.000000	.215998	.000011	.010708	.000000
140	.000000	.000000	.172664	.000004	.009727	.000000
141	.000000	.000000	.194409	.000007	.008511	.000000
142	.000000	.000000	.243525	.000016	.009805	.000000
143	.000000	.000000	.245895	.000000	.009805	.000000
144	.000000	.000000	.243528	.000016	.009805	.000000
145	.000000	.000000	.194415	.000007	.008511	.000000
146	.000000	.000000	.208937	.000007	.007120	.000000
147	.000000	.000000	.261852	.000017	.008029	.000000
148	.000000	.000000	.264565	.000000	.008029	.000000
149	.000000	.000000	.261855	.000016	.008028	.000000
150	.000000	.000000	.208943	.000006	.007118	.000000
151	.000000	.000000	.217474	.000010	.005391	.000000
152	.000000	.000000	.272641	.000021	.006397	.000000
153	.000000	.000000	.275620	.000000	.006397	.000000

ANALISIS DINAMICO ESTRUCTURAL. EDIFICIO TORREO -7-, TERCER PISO

JOINT DISPLACEMENTS

DYNAMIC LOAD - DISPLACEMENTS "U" AND ROTATIONS "R"

JOINT	U(X)	U(Y)	U(Z)	R(X)	R(Y)	R(Z)
154	.000000	.000000	.272646	.000020	.006396	.000000
155	.000000	.000000	.217481	.000009	.005390	.000000
156	.000000	.000000	.223855	.000010	.002265	.000000
157	.000000	.000000	.280742	.000025	.004133	.000000
158	.000000	.000000	.284016	.000000	.004124	.000000
159	.000000	.000000	.280750	.000026	.004133	.000000
160	.000000	.000000	.223863	.000011	.002266	.000000
161	.000000	.000000	.225839	.000024	.001558	.000000
162	.000000	.000000	.283232	.000024	.002180	.000000
163	.000000	.000000	.286655	.000000	.002182	.000000
164	.000000	.000000	.283242	.000034	.002181	.000000
165	.000000	.000000	.225848	.000025	.001559	.000000
166	3.602375	.000094	.000000	.000000	.000000	.000000
167	7.992763	.000172	.000000	.000000	.000000	.000000
168	12.682280	.000212	.000000	.000000	.000000	.000000
169	16.262753	.000205	.000000	.000000	.000000	.000000
170	19.705734	.000164	.000000	.000000	.000000	.000000
171	23.247730	.000091	.000000	.000000	.000000	.000000
172	26.289408	.000043	.000000	.000000	.000000	.000000
173	28.723579	.000097	.000000	.000000	.000000	.000000
174	30.670586	.000167	.000000	.000000	.000000	.000000
175	31.768953	.000210	.000000	.000000	.000000	.000000

DISCRETE DONATION ANALYSIS OF ALL DONATIONS FOR THE YEAR 2008 \*

REACTIONS AND APPLIED FORCES

MASS POINTS, REACTIONS AND MOMENTS \*\*\*

POINT	F(X)	F(Y)	F(Z)	M(X)	M(Y)	M(Z)
1	.3915E+05	.2530E+02	.2087E+06	.4235E+04	.1021E+08	.0000E+00
2	.7877E+05	.1992E+02	.2407E+06	.3079E+04	.3047E+08	.0000E+00
3	.7877E+05	.1550E+01	.2425E+06	.3781E+03	.2042E+08	.0000E+00
4	.7878E+05	.1707E+02	.2407E+06	.2477E+04	.2042E+08	.0000E+00
5	.3916E+05	.1203E+02	.2037E+06	.2490E+04	.1721E+08	.0000E+00
6	.0000E+00	.0000E+00	.5597E-10	.7157E-11	.9015E-08	.0000E+00
7	.0000E+00	.0000E+00	.7662E-10	.4451E-10	.4092E-07	.0000E+00
2	.0000E+00	.0000E+00	.1974E-09	.1547E-10	.4905E-07	.0000E+00
9	.0000E+00	.0000E+00	.3693E-10	.3237E-10	.9390E-07	.0000E+00
10	.0000E+00	.0000E+00	.9491E-10	.1482E-10	.1926E-07	.0000E+00
11	.0000E+00	.0000E+00	.5017E-10	.1197E-10	.7509E-08	.0000E+00
12	.0000E+00	.0000E+00	.4763E-10	.6377E-11	.3147E-07	.0000E+00
13	.0000E+00	.0000E+00	.3485E-09	.1574E-10	.2752E-07	.0000E+00
14	.0000E+00	.0000E+00	.2826E-09	.9869E-11	.3708E-07	.0000E+00
15	.0000E+00	.0000E+00	.1056E-09	.5688E-10	.3057E-07	.0000E+00
16	.0000E+00	.0000E+00	.4347E-09	.1613E-09	.6523E-07	.0000E+00
17	.0000E+00	.0000E+00	.5484E-09	.8831E-10	.4790E-07	.0000E+00
18	.0000E+00	.0000E+00	.3253E-09	.5563E-10	.3656E-07	.0000E+00
19	.0000E+00	.0000E+00	.4799E-09	.1764E-10	.7802E-07	.0000E+00
20	.0000E+00	.0000E+00	.1904E-09	.2896E-10	.2526E-07	.0000E+00
21	.0000E+00	.0000E+00	.2134E-09	.1383E-09	.5957E-07	.0000E+00
22	.0000E+00	.0000E+00	.1187E-08	.2691E-10	.2721E-06	.0000E+00
23	.0000E+00	.0000E+00	.3217E-09	.2827E-09	.1969E-06	.0000E+00
24	.0000E+00	.0000E+00	.9274E-09	.7177E-10	.5345E-07	.0000E+00
25	.0000E+00	.0000E+00	.3724E-09	.1736E-10	.2148E-07	.0000E+00
26	.0000E+00	.0000E+00	.1543E-09	.7399E-10	.9686E-08	.0000E+00
27	.0000E+00	.0000E+00	.8975E-09	.5002E-10	.1568E-06	.0000E+00
28	.0000E+00	.0000E+00	.5247E-10	.2723E-09	.1311E-07	.0000E+00
29	.0000E+00	.0000E+00	.6816E-10	.2924E-10	.1288E-06	.0000E+00
30	.0000E+00	.0000E+00	.3832E-09	.1777E-10	.2119E-07	.0000E+00
31	.0000E+00	.0000E+00	.3574E-09	.2108E-10	.5201E-07	.0000E+00
32	.0000E+00	.0000E+00	.2528E-09	.9210E-10	.9118E-07	.0000E+00
33	.0000E+00	.0000E+00	.7575E-10	.8090E-11	.1682E-06	.0000E+00
34	.0000E+00	.0000E+00	.3808E-09	.1141E-09	.1290E-06	.0000E+00
35	.0000E+00	.0000E+00	.3270E-09	.7465E-10	.4799E-07	.0000E+00
36	.0000E+00	.0000E+00	.1239E-09	.1811E-09	.6736E-07	.0000E+00
37	.0000E+00	.0000E+00	.2316E-09	.1468E-09	.1933E-06	.0000E+00
38	.0000E+00	.0000E+00	.5666E-09	.4002E-10	.1646E-08	.0000E+00
39	.0000E+00	.0000E+00	.1836E-09	.3439E-09	.1902E-07	.0000E+00
40	.0000E+00	.0000E+00	.7295E-09	.2934E-09	.4103E-07	.0000E+00
41	.0000E+00	.0000E+00	.5517E-10	.2459E-09	.1510E-07	.0000E+00
42	.0000E+00	.0000E+00	.5271E-09	.5252E-10	.5254E-07	.0000E+00
43	.0000E+00	.0000E+00	.6378E-11	.3150E-09	.1282E-07	.0000E+00
44	.0000E+00	.0000E+00	.1495E-09	.6871E-11	.1087E-06	.0000E+00
45	.0000E+00	.0000E+00	.5775E-09	.3000E-10	.6227E-08	.0000E+00
46	.0000E+00	.0000E+00	.1528E-09	.2595E-10	.1013E-07	.0000E+00
47	.0000E+00	.0000E+00	.1809E-09	.5633E-11	.1057E-07	.0000E+00
48	.0000E+00	.0000E+00	.2176E-10	.1115E-09	.2544E-07	.0000E+00
49	.0000E+00	.0000E+00	.2690E-10	.2507E-09	.3332E-07	.0000E+00
50	.0000E+00	.0000E+00	.3237E-09	.5129E-11	.4122E-07	.0000E+00
51	.0000E+00	.0000E+00	.1161E-09	.3412E-09	.3358E-07	.0000E+00



APPROXIMATE DYNAMIC LOADS FROM ALL SUPPORTS (UNIFORM) - 1000 LB PER AREA

## REACTIONS AND APPLIED FORCES

DYNAMIC LOADS - FORCES "F" AND MOMENTS "M"

JOINT	F(X)	F(Y)	F(Z)	M(X)	M(Y)	M(Z)
52	.0000E+00	.0000E+00	.7041E-10	.1491E-09	.4601E-07	.0000E+00
53	.0000E+00	.0000E+00	.1499E-09	.1031E-09	.6322E-07	.0000E+00
54	.0000E+00	.0000E+00	.1564E-09	.2600E-09	.6065E-07	.0000E+00
55	.0000E+00	.0000E+00	.2137E-09	.4635E-10	.5197E-07	.0000E+00
56	.3144E-05	.1158E+01	.1033E+01	.3509E+03	.3211E-08	.0000E+00
57	.8440E+05	.1278E+01	.2508E+00	.3398E+03	.2790E+08	.0000E+00
58	.8440E+05	.1247E+01	.5815E-10	.3335E+03	.2790E+08	.0000E+00
59	.8441E+05	.1278E+01	.2508E+00	.3392E+03	.2790E+08	.0000E+00
60	.8145E+05	.1158E+01	.1623E+01	.3509E+03	.3238E+06	.0000E+00
61	.0000E+00	.0000E+00	.4560E-11	.1433E-11	.1056E-07	.0000E+00
62	.0000E+00	.0000E+00	.4753E-11	.3062E-11	.4815E-07	.0000E+00
63	.0000E+00	.0000E+00	.1157E-10	.3947E-11	.1487E-08	.0000E+00
64	.0000E+00	.0000E+00	.1036E-10	.5359E-11	.3171E-07	.0000E+00
65	.0000E+00	.0000E+00	.6375E-11	.3481E-12	.4211E-07	.0000E+00
66	.0000E+00	.0000E+00	.2077E-11	.1006E-10	.1385E-07	.0000E+00
67	.0000E+00	.0000E+00	.4030E-10	.4734E-11	.1028E-06	.0000E+00
68	.0000E+00	.0000E+00	.5937E-11	.8699E-12	.1003E-06	.0000E+00
69	.0000E+00	.0000E+00	.8256E-11	.1613E-11	.1740E-07	.0000E+00
70	.0000E+00	.0000E+00	.5149E-11	.7519E-11	.1351E-06	.0000E+00
71	.0000E+00	.0000E+00	.2518E-10	.2855E-11	.1974E-07	.0000E+00
72	.0000E+00	.0000E+00	.2429E-10	.1259E-11	.3510E-07	.0000E+00
73	.0000E+00	.0000E+00	.7735E-11	.1305E-10	.5504E-07	.0000E+00
74	.0000E+00	.0000E+00	.1095E-10	.1347E-10	.1384E-07	.0000E+00
75	.0000E+00	.0000E+00	.8388E-11	.8683E-11	.7386E-07	.0000E+00
76	.0000E+00	.0000E+00	.2160E-11	.8067E-12	.1003E-06	.0000E+00
77	.0000E+00	.0000E+00	.1326E-10	.3201E-11	.1638E-06	.0000E+00
78	.0000E+00	.0000E+00	.4908E-11	.2655E-12	.2145E-06	.0000E+00
79	.0000E+00	.0000E+00	.9859E-11	.8627E-11	.1017E-06	.0000E+00
80	.0000E+00	.0000E+00	.8309E-11	.4652E-11	.1091E-06	.0000E+00
81	.0000E+00	.0000E+00	.1245E-10	.2656E-11	.1500E-07	.0000E+00
82	.0000E+00	.0000E+00	.1499E-10	.5276E-12	.2563E-07	.0000E+00
83	.0000E+00	.0000E+00	.8967E-11	.3910E-11	.1070E-06	.0000E+00
84	.0000E+00	.0000E+00	.7657E-11	.1691E-10	.3545E-07	.0000E+00
85	.0000E+00	.0000E+00	.1485E-10	.1860E-10	.2579E-07	.0000E+00
86	.0000E+00	.0000E+00	.4299E-11	.3035E-10	.5274E-07	.0000E+00
87	.0000E+00	.0000E+00	.1031E-10	.1725E-11	.1112E-06	.0000E+00
88	.0000E+00	.0000E+00	.5738E-12	.1391E-10	.5733E-06	.0000E+00
89	.0000E+00	.0000E+00	.7282E-11	.1111E-10	.3000E-07	.0000E+00
90	.0000E+00	.0000E+00	.1919E-10	.7233E-11	.1202E-06	.0000E+00
91	.0000E+00	.0000E+00	.5551E-11	.5396E-11	.1137E-06	.0000E+00
92	.0000E+00	.0000E+00	.1624E-10	.8867E-11	.1146E-06	.0000E+00
93	.0000E+00	.0000E+00	.2057E-11	.1665E-11	.1061E-06	.0000E+00
94	.0000E+00	.0000E+00	.4073E-11	.4212E-11	.4601E-07	.0000E+00
95	.0000E+00	.0000E+00	.1723E-10	.1219E-10	.4865E-07	.0000E+00
96	.0000E+00	.0000E+00	.9544E-11	.3005E-11	.5274E-07	.0000E+00
97	.0000E+00	.0000E+00	.1264E-10	.1566E-10	.3541E-07	.0000E+00
98	.0000E+00	.0000E+00	.4035E-10	.2053E-10	.5753E-07	.0000E+00
99	.0000E+00	.0000E+00	.2137E-10	.3065E-12	.2718E-07	.0000E+00
100	.0000E+00	.0000E+00	.3214E-11	.5039E-11	.7213E-08	.0000E+00
101	.0000E+00	.0000E+00	.3405E-11	.1220E-11	.3254E-07	.0000E+00
102	.0000E+00	.0000E+00	.7298E-12	.3003E-10	.2325E-07	.0000E+00

\*ANALISIS DINAMICO ESTADISTICO

SISTEMA DE VENTILACION

DE UN PUNTO

## REACTIONS AND APPLIED FORCES

DYNAMIC LOAD - FORCES "F" AND MOMENTS "M"

POINT	F(X)	F(Y)	F(Z)	M(X)	M(Y)	M(Z)
103	.0000E+00	.0000E+00	.3327E-10	.7553E-11	.8591E-07	.0000E+00
104	.0000E+00	.0000E+00	.1190E-10	.5378E-11	.2583E-08	.0000E+00
105	.0000E+00	.0000E+00	.5497E-11	.1599E-10	.1751E-07	.0000E+00
106	.0000E+00	.0000E+00	.8132E-10	.4772E-10	.1017E-06	.0000E+00
107	.0000E+00	.0000E+00	.1309E-10	.3968E-10	.6240E-07	.0000E+00
108	.0000E+00	.0000E+00	.1773E-10	.2396E-11	.5834E-07	.0000E+00
109	.0000E+00	.0000E+00	.6960E-12	.9269E-10	.5723E-07	.0000E+00
110	.0000E+00	.0000E+00	.1354E-10	.1175E-09	.4054E-07	.0000E+00
111	.2915E+05	.3097E+02	.2087E+06	.5777E+04	.1321E+08	.0000E+00
112	.7877E+05	.2230E+02	.2407E+06	.3714E+04	.3047E+08	.0000E+00
113	.7877E+05	.3220E+01	.2425E+06	.9525E+03	.3048E+08	.0000E+00
114	.7878E+05	.1465E+02	.2407E+06	.1844E+04	.3048E+08	.0000E+00
115	.3916E+05	.1337E+02	.2087E+06	.1049E+04	.1321E+08	.0000E+00
116	.0000E+00	.0000E+00	.1071E-09	.9355E-10	.1319E-07	.0000E+00
117	.0000E+00	.0000E+00	.8071E-10	.5151E-10	.2024E-07	.0000E+00
118	.0000E+00	.0000E+00	.3391E-10	.1020E-09	.3500E-07	.0000E+00
119	.0000E+00	.0000E+00	.1639E-09	.5074E-10	.2929E-08	.0000E+00
120	.0000E+00	.0000E+00	.2561E-11	.2466E-11	.1330E-07	.0000E+00
121	.0000E+00	.0000E+00	.5859E-11	.2945E-10	.2377E-07	.0000E+00
122	.0000E+00	.0000E+00	.2672E-10	.7948E-10	.5928E-07	.0000E+00
123	.0000E+00	.0000E+00	.1013E-09	.6309E-10	.5649E-07	.0000E+00
124	.0000E+00	.0000E+00	.2719E-09	.9132E-11	.1034E-06	.0000E+00
125	.0000E+00	.0000E+00	.1155E-09	.5539E-11	.2488E-07	.0000E+00
126	.0000E+00	.0000E+00	.6419E-10	.1912E-09	.7379E-07	.0000E+00
127	.0000E+00	.0000E+00	.2656E-09	.2276E-09	.5334E-07	.0000E+00
128	.0000E+00	.0000E+00	.1487E-09	.7813E-10	.3688E-07	.0000E+00
129	.0000E+00	.0000E+00	.5159E-09	.6325E-10	.8945E-07	.0000E+00
130	.0000E+00	.0000E+00	.1569E-09	.5427E-11	.1386E-07	.0000E+00
131	.0000E+00	.0000E+00	.5117E-09	.1269E-09	.1297E-06	.0000E+00
132	.0000E+00	.0000E+00	.4559E-09	.3580E-09	.2841E-06	.0000E+00
133	.0000E+00	.0000E+00	.1881E-09	.8558E-10	.1567E-06	.0000E+00
134	.0000E+00	.0000E+00	.6578E-09	.8221E-10	.1394E-06	.0000E+00
135	.0000E+00	.0000E+00	.1570E-09	.2882E-10	.3284E-07	.0000E+00
136	.0000E+00	.0000E+00	.7947E-10	.2767E-09	.3458E-07	.0000E+00
137	.0000E+00	.0000E+00	.4238E-09	.1421E-09	.2305E-07	.0000E+00
138	.0000E+00	.0000E+00	.8892E-09	.1081E-09	.7447E-07	.0000E+00
139	.0000E+00	.0000E+00	.2020E-09	.1491E-11	.4574E-07	.0000E+00
140	.0000E+00	.0000E+00	.6111E-10	.1346E-09	.1520E-07	.0000E+00
141	.0000E+00	.0000E+00	.1205E-09	.1255E-09	.2315E-07	.0000E+00
142	.0000E+00	.0000E+00	.4030E-09	.1408E-09	.9775E-07	.0000E+00
143	.0000E+00	.0000E+00	.2530E-09	.1832E-09	.1591E-06	.0000E+00
144	.0000E+00	.0000E+00	.1273E-09	.9138E-10	.1034E-06	.0000E+00
145	.0000E+00	.0000E+00	.4835E-09	.1436E-09	.2994E-07	.0000E+00
146	.0000E+00	.0000E+00	.1888E-09	.6562E-10	.6605E-07	.0000E+00
147	.0000E+00	.0000E+00	.2888E-09	.4055E-10	.1582E-06	.0000E+00
148	.0000E+00	.0000E+00	.2482E-09	.7893E-10	.1772E-07	.0000E+00
149	.0000E+00	.0000E+00	.4338E-09	.5140E-10	.3596E-07	.0000E+00
150	.0000E+00	.0000E+00	.2764E-09	.3150E-11	.1060E-06	.0000E+00
151	.0000E+00	.0000E+00	.4775E-09	.1721E-09	.7183E-07	.0000E+00
152	.0000E+00	.0000E+00	.1222E-09	.1495E-09	.6177E-07	.0000E+00
153	.0000E+00	.0000E+00	.1219E-09	.1524E-09	.6395E-08	.0000E+00

STATION NO. 1057-137-10000, D.C. (1057-137-10000)

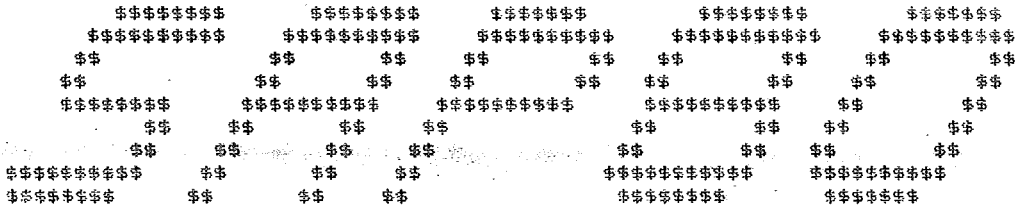
## REACTIONS AND APPLIED FORCES

STATION NO. 1057-137-10000, D.C. (1057-137-10000)

STATION	FX	FY	FZ	MX	MY	MZ
154	.0000E+00	.0000E+00	.5450E-09	.8347E-10	.4530E-07	.0000E+00
155	.0000E+00	.0000E+00	.2156E-09	.1225E-09	.2526E-07	.0000E+00
156	.0000E+00	.0000E+00	.2848E-09	.1445E-09	.1327E-07	.0000E+00
157	.0000E+00	.0000E+00	.3335E-09	.3409E-10	.1173E-07	.0000E+00
158	.0000E+00	.0000E+00	.3047E-10	.1147E-07	.1147E-07	.0000E+00
159	.0000E+00	.0000E+00	.2378E-10	.4006E-10	.7147E-07	.0000E+00
160	.0000E+00	.0000E+00	.5823E-10	.4104E-10	.2563E-07	.0000E+00
161	.0000E+00	.0000E+00	.1637E-09	.1147E-07	.5108E-07	.0000E+00
162	.0000E+00	.0000E+00	.1515E-09	.3212E-10	.5170E-07	.0000E+00
163	.0000E+00	.0000E+00	.4055E-09	.4750E-09	.4818E-07	.0000E+00
164	.0000E+00	.0000E+00	.3143E-10	.5114E-10	.3353E-07	.0000E+00
165	.0000E+00	.0000E+00	.1079E-09	.2845E-10	.4576E-07	.0000E+00
166	.1910E+05	.7092E+01	.0000E+00	.0000E+00	.0000E+00	.1605E+06
167	.4241E+05	.1130E+02	.0000E+00	.0000E+00	.0000E+00	.1177E+06
168	.5785E+05	.1175E+02	.0000E+00	.0000E+00	.0000E+00	.1175E+06
169	.8623E+05	.3720E+01	.0000E+00	.0000E+00	.0000E+00	.1431E+06
170	.1045E+05	.6745E+01	.0000E+00	.0000E+00	.0000E+00	.3720E+04
171	.1233E+06	.4005E+01	.0000E+00	.0000E+00	.0000E+00	.1740E+05
172	.1394E+06	.5193E+01	.0000E+00	.0000E+00	.0000E+00	.5717E+05
173	.1523E+06	.6692E+01	.0000E+00	.0000E+00	.0000E+00	.1386E+05
174	.1626E+06	.5649E+01	.0000E+00	.0000E+00	.0000E+00	.1152E+05
175	.1624E+06	.7755E+01	.0000E+00	.0000E+00	.0000E+00	.1240E+05

A N E X O    N o .    4

PUERZAS TOTALES EN LOS ELEMENTOS (COLUMNAS)



STRUCTURAL ANALYSIS PROGRAMS

VERSION 86.01

copyright (c) 1984

BY

EDWARD L. WILSON

ANALISIS DINAMICO ESTRUCTURAL. ESPECIFIC PRUEBA -1-. TESTS PROF. \*

## ELEMENT FORCES

NO. PUNTO	AXIAL DIST	1-2 PLANE		1-3 PLANE		AXIAL
NO. COND	FORCE ENDI	SHEAR	MOMENT	SHEAR	MOMENT	TORQ
1	DYN 153600.10					
	.0	61403.12	25363402.78	56.39	8150.33	
	450.0	61403.12	2268279.61	56.39	17234.83	
71	DYN 153595.37					
	.0	61444.87	25374215.03	60.25	9378.06	
	450.0	61444.87	2276253.25	60.25	17742.72	
81	DYN 153604.29					
	.0	61444.87	25374215.03	53.36	7398.58	
	450.0	61444.87	2276253.25	53.36	16623.36	
151	DYN 153595.18					
	.0	61403.12	25363402.78	63.29	10130.69	
	450.0	61403.12	2268279.61	63.29	18354.28	
11	DYN 275661.56					
	.0	67800.49	24855144.17	48.69	7023.23	
	450.0	67800.49	5655380.09	48.69	14894.46	
21	DYN 279482.85					
	.0	67801.84	24855938.17	4.92	1137.39	
	450.0	67801.84	5655195.22	4.92	1087.74	
31	DYN 279096.88					
	.0	67808.11	24857469.18	3.25	894.44	
	450.0	67808.11	5656484.41	3.25	568.23	
41	DYN 279097.59					
	.0	67813.92	24858932.54	3.24	893.38	
	450.0	67813.92	5657538.30	3.24	566.25	
51	DYN 279484.99					
	.0	67819.29	24860322.26	2.33	704.62	
	450.0	67819.29	5658656.89	2.33	484.94	
61	DYN 275665.64					
	.0	67829.57	24862460.97	53.29	8309.31	
	450.0	67829.57	5661149.50	53.29	15678.83	
91	DYN 275665.20					
	.0	67829.57	24862460.97	45.55	6220.40	
	450.0	67829.57	5661149.50	45.55	14226.69	
101	DYN 279484.98					
	.0	67819.29	24860322.26	7.80	1802.70	
	450.0	67819.29	5658656.89	7.80	1712.04	
111	DYN 279097.60					
	.0	67813.92	24858932.54	5.86	1515.91	
	450.0	67813.92	5657538.30	5.86	1121.67	

## \*ANALISIS DINAMICO ESTRUCTURAL. EDIFICIO PRUEBA -1-. TESIS PROF.\*

## FRAME ELEMENT FORCES

ELT ID	LOAD COND	AXIAL FORCE	DIST ENDI	1-2 PLANE SHEAR	MOMENT	1-3 PLANE SHEAR	PLANE MOMENT	AXIAL TORQ
121	DYN 279096.87	.0		67808.11	24857469.18	5.85		1514.55
		450.0		67808.11	5656484.41	5.85		1118.93
131	DYN 279482.86	.0		67801.84	24855938.17	4.02		1236.60
		450.0		67801.84	5655195.22	4.02		588.25
141	DYN 275662.01	.0		67800.49	24855144.17	56.43		9053.57
		450.0		67800.49	5655380.09	56.43		16346.66
2	DYN 132476.92	.0		38025.93	8521120.64	250.39		40342.98
		350.0		38025.93	4788089.04	250.39		47296.17
72	DYN 132470.89	.0		38019.84	8514482.53	253.83		40965.07
		350.0		38019.84	4792593.32	253.83		47877.47
82	DYN 132478.99	.0		38019.84	8514482.53	250.99		40745.48
		350.0		38019.84	4792593.32	250.99		47103.04
152	DYN 132468.82	.0		38025.93	8521120.64	253.24		40562.57
		350.0		38025.93	4788089.04	253.24		48070.60
12	DYN 236300.57	.0		74113.35	14668489.50	221.17		35423.05
		350.0		74113.35	11271441.52	221.17		41987.28
22	DYN 239961.22	.0		74091.85	14664427.76	12.04		2007.61
		350.0		74091.85	11267980.73	12.04		2206.04
32	DYN 239585.68	.0		74092.83	14663935.02	3.97		677.98
		350.0		74092.83	11268815.24	3.97		710.96
42	DYN 239585.74	.0		74091.74	14663113.94	3.71		645.53
		350.0		74091.74	11269254.00	3.71		654.62
52	DYN 239961.39	.0		74088.58	14661964.54	5.83		903.19
		350.0		74088.58	11269297.02	5.83		1136.34
62	DYN 236301.76	.0		74107.88	14664384.08	227.85		36609.52
		350.0		74107.88	11273635.30	227.85		43138.15

## \*ANALISIS DINAMICO ESTRUCTURAL. EDIFICIO PRUEBA -1-. TESIS PROF.\*

## FRAME ELEMENT FORCES

ELT ID	LOAD COND	AXIAL FORCE	DIST ENDI	1-2 PLANE		1-3 PLANE		AXIAL TORQ
				SHEAR	MOMENT	SHEAR	MOMENT	
92		DYN 236300.86						
			.0	74107.88	14664384.08	222.07	35765.89	
			350.0	74107.88	11273635.30	222.07	41959.00	
102		DYN 239961.42						
			.0	74088.58	14661964.54	11.17	1664.83	
			350.0	74088.58	11269297.02	11.17	2245.24	
112		DYN 239585.75						
			.0	74091.74	14663113.94	3.25	412.10	
			350.0	74091.74	11269254.00	3.25	743.51	
122		DYN 239585.67						
			.0	74092.83	14663935.02	3.02	391.16	
			350.0	74092.83	11268815.24	3.02	685.91	
132		DYN 239961.19						
			.0	74091.85	14664427.76	6.66	1234.03	
			350.0	74091.85	11267980.73	6.66	1099.10	
142		DYN 236301.46						
			.0	74113.35	14668489.50	226.95	36266.68	
			350.0	74113.35	11271441.52	226.95	43166.42	
3		DYN 108720.75						
			.0	43658.97	7305301.94	302.38	49187.05	
			350.0	43658.97	7975489.56	302.38	56645.61	
73		DYN 108717.22						
			.0	43619.03	7298047.46	307.09	49791.57	
			350.0	43619.03	7968764.98	307.09	57691.07	
83		DYN 108727.01						
			.0	43619.03	7298047.46	306.21	49871.08	
			350.0	43619.03	7968764.98	306.21	57302.35	
153		DYN 108710.97						
			.0	43658.97	7305301.94	303.26	49107.54	
			350.0	43658.97	7975489.56	303.26	57034.34	
13		DYN 191999.21						
			.0	68827.48	11646959.84	261.39	42539.21	
			350.0	68827.48	12442898.35	261.39	48948.53	
23		DYN 195395.80						
			.0	68795.45	11641719.48	14.04	2185.21	
			350.0	68795.45	12436930.40	14.04	2730.08	
33		DYN 195039.49						
			.0	68791.60	11640973.42	3.35	502.16	
			350.0	68791.60	12436327.38	3.35	671.92	



## \*ANALISIS DINAMICO ESTRUCTURAL. EDIFICIO PRUEBA --1-. TESIS PROF.\*

## FRAME ELEMENT FORCES

Elt ID	LOAD COND	AXIAL FORCE ENDI	1-2 PLANE		1-3 PLANE		AXIAL TORI
			SHEAR	MOMENT	SHEAR	MOMENT	
43	DYN 195040.97	.0	68785.13	11639810.63	3.16	455.78	
		350.0	68785.13	12435225.13	3.16	649.77	
53	DYN 195400.17	.0	68776.04	11638231.14	8.05	1295.68	
		350.0	68776.04	12433623.68	8.05	1522.74	
63	DYN 192007.80	.0	68795.12	11641145.90	267.60	43464.55	
		350.0	68795.12	12437387.07	267.60	50194.97	
93	DYN 192006.72	.0	68795.12	11641145.90	266.25	43398.16	
		350.0	68795.12	12437387.07	266.25	49791.95	
103	DYN 195400.21	.0	68776.04	11638231.14	9.34	1352.61	
		350.0	68776.04	12433623.68	9.34	1915.09	
113	DYN 195040.97	.0	68785.13	11639810.63	2.02	402.48	
		350.0	68785.13	12435225.13	2.02	323.90	
123	DYN 195039.49	.0	68791.60	11640973.42	2.19	447.97	
		350.0	68791.60	12436327.38	2.19	339.27	
133	DYN 195395.77	.0	68795.45	11641719.48	12.75	2127.96	
		350.0	68795.45	12436930.40	12.75	2335.31	
143	DYN 192000.29	.0	68827.48	11646959.84	262.73	42605.59	
		350.0	68827.48	12442898.35	262.73	49351.54	
4	DYN 85637.96	.0	32620.08	3721750.23	530.64	78547.18	
		300.0	32620.08	6064371.11	530.64	80647.74	
74	DYN 85639.16	.0	32609.73	3725459.04	530.30	77982.07	
		300.0	32609.73	6057558.04	530.30	81109.92	
84	DYN 85648.82	.0	32609.73	3725459.04	531.81	78423.67	
		300.0	32609.73	6057558.04	531.81	81122.23	
154	DYN 85628.30	.0	32620.08	3721750.23	529.13	78105.58	
		300.0	32620.08	6064371.11	529.13	80635.43	

\*ANALISIS DINAMICO ESTRUCTURAL. EDIFICIO PRUEBA -1-. TESIS PROF.\*

## FRAME ELEMENT FORCES

ELT ID	LOAD COND	AXIAL FORCE	DIST ENDI	1-2 PLANE		1-3 PLANE		AXIAL TORQ
				SHEAR	MOMENT	SHEAR	MOMENT	
14								
		DYN 150118.35						
		.0		67009.93	9285416.78	463.69	68388.99	
		300.0		67009.93	10817764.85	463.69	70719.14	
24								
		DYN 153141.20						
		.0		66961.15	9278837.64	18.30	2603.26	
		300.0		66961.15	10809708.82	18.30	2886.40	
34								
		DYN 152814.56						
		.0		66964.08	9279855.04	.25	209.05	
		300.0		66964.08	10809571.47	.25	184.21	
44								
		DYN 152817.59						
		.0		66962.16	9280160.80	.68	258.96	
		300.0		66962.16	10808689.51	.68	103.51	
54								
		DYN 153150.20						
		.0		66955.39	9279755.00	19.10	3071.10	
		300.0		66955.39	10807063.00	19.10	2659.52	
64								
		DYN 150134.89						
		.0		67000.33	9286945.52	462.92	67935.33	
		300.0		67000.33	10813354.89	462.92	70941.96	
94								
		DYN 150133.80						
		.0		67000.33	9286945.52	465.32	68441.89	
		300.0		67000.33	10813354.89	465.32	71154.05	
04								
		DYN 153150.23						
		.0		66955.39	9279755.00	16.74	2566.62	
		300.0		66955.39	10807063.00	16.74	2455.77	
114								
		DYN 152817.59						
		.0		66962.16	9280160.80	1.72	246.95	
		300.0		66962.16	10808689.51	1.72	278.89	
124								
		DYN 152814.56						
		.0		66964.08	9279855.04	2.23	296.92	
		300.0		66964.08	10809571.47	2.23	377.65	
134								
		DYN 153141.16						
		.0		66961.15	9278837.64	20.66	3107.74	
		300.0		66961.15	10809708.82	20.66	3090.16	
144								
		DYN 150119.44						
		.0		67009.93	9285416.78	461.29	67882.42	
		300.0		67009.93	10817764.85	461.29	70507.06	
5								
		DYN 64491.93						
		.0		29367.26	4597305.37	571.71	95363.20	
		300.0		29367.26	4212960.49	571.71	86150.82	

ANALYSIS DYNAMIC STRUCTURAL, ETC. FOR PROBLEM - 11. TESTS PROF. \*

TABLE ELEMENT RESULTS

ELEM ID	LOAD COND	AXIAL DIST FRONT ENDF	1-2 PLANE		1-3 PLANE		AXIAL LOAD
			SHEAR	MOMENT	SHEAR	MOMENT	
72	DYN	54492.49					
		.0	53397.33	4505350.19	565.38	84011.34	
		300.0	53137.33	4213793.50	563.39	85611.84	
83	DYN	54500.82					
		.0	29297.33	4605350.19	563.23	84682.45	
		300.0	29137.33	4213793.60	563.23	85847.18	
155	DYN	54483.75					
		.0	29337.26	4597305.37	563.87	84743.09	
		300.0	29367.26	4212960.49	563.87	85919.27	
15	DYN	111628.53					
		.0	60972.75	9205355.89	512.96	76188.28	
		300.0	60972.75	9085654.72	512.96	77701.67	
25	DYN	114202.68					
		.0	60924.67	9199757.33	11.16	1635.80	
		300.0	60924.67	9077825.27	11.16	1713.62	
35	DYN	113903.92					
		.0	60935.98	9201846.23	4.00	777.55	
		300.0	60935.98	9079130.41	4.00	423.03	
45	DYN	113906.20					
		.0	60941.65	9203111.41	6.13	1029.84	
		300.0	60941.65	9079565.62	6.13	802.25	
55	DYN	114209.45					
		.0	60941.67	9203552.92	21.10	2404.84	
		300.0	60941.67	9079131.00	21.10	2325.20	
55	DYN	111641.14					
		.0	61001.10	9212581.47	502.75	74380.23	
		300.0	61001.10	9087830.48	502.75	76445.38	
95	DYN	111540.19					
		.0	61001.10	9212581.47	507.94	75294.63	
		300.0	61001.10	9087830.48	507.94	77089.48	
105	DYN	114209.45					
		.0	60941.67	9203552.92	16.04	2510.19	
		300.0	60941.67	9079131.00	16.04	2303.69	
115	DYN	113906.20					
		.0	60941.65	9203111.41	1.34	227.33	
		300.0	60941.65	9079565.62	1.34	192.51	
125	DYN	113903.92					
		.0	60935.98	9201846.23	1.47	237.50	
		300.0	60935.98	9079130.41	1.47	220.39	

\*ANALISIS DINAMICO ESTRUCTURAL. EDIFICIO PRUEBA -1-. TESIS PROF.\*

FRAME ELEMENT FORCES

ELY ID	LOAD COND	AXIAL DIST FORCE ENDI	1-2 PLANE		1-3 PLANE		AXIAL
			SHEAR	MOMENT	SHEAR	MOMENT	TORQ
135		DYN 114202.65					
		.0	60924.67	9199757.33	16.21	3588.41	
		300.0	60924.67	9077825.27	16.21	2334.93	
145		DYN 111629.48					
		.0	60972.76	9206355.89	507.77	75273.87	
		300.0	60972.76	9085654.72	507.77	77058.56	
6		DYN 47924.85					
		.0	31147.86	4119410.60	434.90	60143.89	
		300.0	31147.86	5225041.31	434.90	70325.98	
76		DYN 47922.24					
		.0	31180.36	4122101.73	427.61	59141.38	
		300.0	31180.36	5232100.19	427.61	69143.29	
86		DYN 47928.23					
		.0	31180.36	4122101.73	431.73	59805.42	
		300.0	31180.36	5232100.19	431.73	69715.66	
156		DYN 47918.86					
		.0	31147.86	4119410.60	430.78	59479.84	
		300.0	31147.86	5225041.31	430.78	69754.61	
16		DYN 80524.29					
		.0	51732.27	7110965.98	377.63	53179.47	
		300.0	51732.27	8408870.50	377.63	60110.79	
26		DYN 82710.78					
		.0	51693.15	7105460.98	11.11	1328.56	
		300.0	51693.15	8402637.92	11.11	2008.39	
36		DYN 82431.46					
		.0	51703.29	7106653.60	5.10	704.63	
		300.0	51703.29	8404490.00	5.10	828.76	
46		DYN 82431.85					
		.0	51708.63	7107195.57	5.53	835.39	
		300.0	51708.63	8405548.53	5.53	824.70	
56		DYN 82711.87					
		.0	51709.15	7107086.95	21.04	2732.03	
		300.0	51709.15	8405813.59	21.04	3581.70	
66		DYN 80526.59					
		.0	51758.94	7113675.58	367.38	51723.40	
		300.0	51758.94	8414162.87	367.38	58491.53	
96		DYN 80526.26					
		.0	51758.94	7113675.58	372.53	52674.47	
		300.0	51758.94	8414162.87	373.53	58418.52	

## \*ANALISIS DINAMICO ESTRUCTURAL. EDIFICIO PRUEBA -1-. TESIS PROF.\*

## FRAME ELEMENT FORCES

ELT ID	LOAD COND	AXIAL FORCE	DIST ENDI	1-2 PLANE		1-3 PLANE		AXIAL TC
				SHEAR	MOMENT	SHEAR	MOMENT	
105	DYN	82711.89						
			.0	51708.15	7107086.95	14.99	1810.67	
			300.0	51708.15	8405813.59	14.99	2669.88	
115	DYN	82431.85						
			.0	51708.63	7107195.57	1.97	328.87	
			300.0	51708.63	8405548.53	1.97	262.37	
126	DYN	82431.46						
			.0	51703.29	7106653.50	2.21	412.57	
			300.0	51703.29	8404490.00	2.21	260.66	
136	DYN	82710.75						
			.0	51693.15	7105460.98	17.14	2144.48	
			300.0	51693.15	8402637.92	17.14	2398.44	
146	DYN	80525.02						
			.0	51732.27	7110965.98	371.38	52228.40	
			300.0	51732.27	8408870.50	371.38	59187.47	
7	DYN	32703.27						
			.0	23661.50	2410783.45	521.76	78692.36	
			300.0	23661.50	4687736.49	521.76	77838.03	
77	DYN	32701.70						
			.0	23645.19	2404617.44	519.98	78698.92	
			300.0	23645.19	4689011.65	519.98	77296.35	
87	DYN	32705.25						
			.0	23645.19	2404617.44	523.46	79151.16	
			300.0	23645.19	4689011.65	523.46	77879.36	
157	DYN	32699.72						
			.0	23661.50	2410783.45	518.28	78230.12	
			300.0	23661.50	4687736.49	518.28	77255.02	
17	DYN	53355.16						
			.0	44049.71	5775748.68	446.89	66746.65	
			300.0	44049.71	7439297.84	446.89	67321.28	
27	DYN	55120.41						
			.0	43989.52	5765334.20	18.89	3083.20	
			300.0	43989.52	7430655.31	18.89	2585.02	
37	DYN	54878.25						
			.0	43993.08	5766451.26	2.73	403.12	
			300.0	43993.08	7431604.62	2.73	419.79	
47	DYN	54878.19						
			.0	43990.25	5765617.91	3.20	416.31	
			300.0	43990.25	7431589.53	3.20	568.05	

## \*ANALISIS DINAMICO ESTRUCTURAL. EDIFICIO PRUEBA -1-. TESIS PROF.\*

## FRAME ELEMENT FORCES

ELT ID	LOAD COND	AXIAL FORCE	DIST ENDI	1-2 PLANE		1-3 PLANE		AXIAL TORO
				SHEAR	MOMENT	SHEAR	MOMENT	
57	DYN	55120.22	.0	43981.04	5763834.25	22.33	3428.42	
			300.0	43981.04	7430610.14	22.33	3271.54	
67	DYN	53355.29	.0	44035.57	5771581.63	443.32	66374.20	
			300.0	44035.57	7439222.12	443.32	66623.48	
97	DYN	53354.89	.0	44035.57	5771581.63	449.12	67210.63	
			300.0	44035.57	7439222.12	449.12	67526.63	
107	DYN	55120.22	.0	43981.04	5763834.25	16.76	2628.37	
			300.0	43981.04	7430610.14	16.76	2399.43	
117	DYN	54878.20	.0	43990.25	5765617.91	4.23	720.61	
			300.0	43990.25	7431589.53	4.23	549.92	
127	DYN	54878.25	.0	43993.08	5766451.26	4.92	747.34	
			300.0	43993.08	7431604.62	4.92	727.32	
137	DYN	55120.41	.0	43989.52	5766334.20	24.48	3884.76	
			300.0	43989.52	7430655.31	24.48	3457.93	
147	DYN	53355.55	.0	44049.71	5775748.68	441.09	65910.21	
			300.0	44049.71	7439297.84	441.09	66418.12	
8	DYN	20153.25	.0	17306.28	1556262.86	601.66	85371.83	
			300.0	17306.28	3635673.00	601.66	94926.90	
78	DYN	20159.15	.0	17270.35	1551399.75	603.57	85907.65	
			300.0	17270.35	3629755.89	603.57	95164.15	
88	DYN	20160.75	.0	17270.35	1551399.75	605.73	86147.03	
			300.0	17270.35	3629755.89	605.73	95572.54	
158	DYN	20151.65	.0	17306.28	1556262.86	599.50	85332.44	
			300.0	17306.28	3635673.00	599.50	94518.42	
18	DYN	31086.18	.0	34615.56	4243288.46	503.51	72752.65	
			300.0	34615.56	6141484.92	503.51	78302.19	

## \*ANALISIS DINAMICO ESTRUCTURAL. EDIFICIO PRUEBA -1-. TESIS PROF.\*

## FRAME ELEMENT FORCES

ELT ID	LOAD COND	AXIAL FORCE	DIST ENDI	1-2 PLANE		1-3 PLANE		AXIAL TORQ
				SHEAR	MOMENT	SHEAR	MOMENT	
28	DYN	32404.12						
			.0	34538.69	4232439.06	26.51	3578.14	
			300.0	34538.69	6129270.60	26.51	4177.48	
38	DYN	32198.16						
			.0	34539.96	4232621.62	2.75	441.00	
			300.0	34539.96	6129468.66	2.75	357.12	
48	DYN	32199.98						
			.0	34533.16	4231671.63	2.61	391.36	
			300.0	34533.16	6128379.94	2.61	403.45	
58	DYN	32409.54						
			.0	34518.30	4229589.20	24.96	3307.79	
			300.0	34518.30	6126004.58	24.96	4180.80	
68	DYN	31095.72						
			.0	34581.58	4238538.14	505.18	73037.62	
			300.0	34581.58	6136040.87	505.18	78517.50	
98	DYN	31095.56						
			.0	34581.58	4238538.14	509.10	73561.70	
			300.0	34581.58	6136040.87	509.10	79168.39	
108	DYN	32409.53						
			.0	34518.30	4229589.20	21.19	2805.65	
			300.0	34518.30	6126004.58	21.19	3550.59	
118	DYN	32199.98						
			.0	34533.16	4231671.63	5.04	570.40	
			300.0	34533.16	6128379.94	5.04	844.74	
128	DYN	32198.15						
			.0	34539.96	4232621.62	5.47	824.97	
			300.0	34539.96	6129468.66	5.47	815.36	
138	DYN	32404.13						
			.0	34538.69	4232439.06	30.29	4079.74	
			300.0	34538.69	6129270.60	30.29	5008.73	
148	DYN	31086.34						
			.0	34615.56	4243288.46	499.59	72228.58	
			300.0	34615.56	6141484.92	499.59	77651.30	
9	DYN	10082.76						
			.0	14575.15	1343539.07	407.27	59207.48	
			300.0	14575.15	3029049.79	407.27	66874.52	
79	DYN	10094.47						
			.0	14575.91	1346497.73	406.18	59049.45	
			300.0	14575.91	3026318.11	406.18	62805.27	

\*ANALISIS DINAMICO ESTRUCTURAL EDIFICIO ALBERT S. P. TABLA 11

FRAMES ELEMENT PERIOD

ELT	LOAD	AXIAL DIST	1-2 PLANE		1-3 PLANE		AXIAL
			FORCE	MOMENT	SHEAR	MOMENT	
89	DYN	10094.89					
		.0	14575.91	1346497.73	407.14	57143.57	
		300.0	14575.91	3005318.11	407.14	57592.10	
109	DYN	10082.34					
		.0	14575.15	1343539.07	406.31	56813.31	
		300.0	14575.15	3025045.79	406.31	60281.15	
19	DYN	14270.17					
		.0	22816.90	2732022.92	329.83	47322.53	
		300.0	22816.90	4113115.49	329.83	51028.11	
29	DYN	15137.26					
		.0	22764.24	2724598.37	21.04	2516.47	
		300.0	22764.24	4104642.93	21.04	3366.55	
39	DYN	14981.35					
		.0	22770.69	2725927.25	2.39	364.95	
		300.0	22770.69	4105346.83	2.39	354.88	
49	DYN	14984.67					
		.0	22770.83	2726249.04	2.18	320.80	
		300.0	22770.83	4105066.68	2.18	334.53	
59	DYN	15147.12					
		.0	22764.67	2725666.28	22.74	3250.12	
		300.0	22764.67	4103802.66	22.74	3572.15	
69	DYN	14287.26					
		.0	22817.60	2733635.42	328.11	47519.95	
		300.0	22817.60	4111714.17	328.11	50813.58	
99	DYN	14287.25					
		.0	22817.60	2733635.42	329.62	47814.09	
		300.0	22817.60	4111714.17	329.62	51071.41	
109	DYN	15147.11					
		.0	22764.67	2725666.28	21.27	2082.26	
		300.0	22764.67	4103802.66	21.27	3315.31	
119	DYN	14984.67					
		.0	22770.83	2726249.04	2.29	312.14	
		300.0	22770.83	4105066.68	2.29	375.93	
129	DYN	14981.35					
		.0	22770.69	2725927.25	2.13	304.33	
		300.0	22770.69	4105346.83	2.13	347.91	
139	DYN	15137.28					
		.0	22764.24	2724598.37	22.52	3134.27	
		300.0	22764.24	4104642.93	22.52	3280.53	



## \*ANALISIS DINAMICO ESTRUCTURAL. EDIFICIO PRUEBA -1-. TESIS PROF.\*

## FRAME ELEMENT FORCES

ELT ID	LOAD COND	AXIAL FORCE	DIST ENDI	1-2 PLANE		1-3 PLANE		AXIAL TORQ
				SHEAR	MOMENT	SHEAR	MOMENT	
149	DYN	14270.18						
			.0	22816.90	2732022.92	328.32	47727.45	
			300.0	22816.90	4113115.49	328.32	50769.28	
10	DYN	3483.39						
			.0	6099.26	175750.96	606.66	82921.20	
			300.0	6099.26	1654045.62	606.66	99079.29	
80	DYN	3490.70						
			.0	6132.91	181467.09	603.02	82379.52	
			300.0	6132.91	1658423.38	603.02	98529.16	
90	DYN	3490.74						
			.0	6132.91	181467.09	602.99	82351.84	
			300.0	6132.91	1658423.38	602.99	98546.77	
160	DYN	3483.36						
			.0	6099.26	175750.96	606.70	82948.67	
			300.0	6099.26	1654045.62	606.70	99061.67	
20	DYN	4307.63						
			.0	12081.30	1231105.66	415.67	59709.20	
			300.0	12081.30	2393319.71	415.67	64994.21	
30	DYN	4717.31						
			.0	12003.57	1220791.35	40.01	5160.51	
			300.0	12003.57	2380318.92	40.01	6843.01	
40	DYN	4623.83						
			.0	12020.71	1223229.56	7.12	840.55	
			300.0	12020.71	2383020.31	7.12	1295.25	
50	DYN	4625.69						
			.0	12027.31	1224260.21	2.46	197.93	
			300.0	12027.31	2383970.32	2.46	572.10	
60	DYN	4722.81						
			.0	12023.38	1223883.61	44.88	5879.80	
			300.0	12023.38	2383167.33	44.88	7524.49	
70	DYN	4317.17						
			.0	12114.30	1236257.79	410.64	58967.54	
			300.0	12114.30	2398068.23	410.64	64225.29	
100	DYN	4317.20						
			.0	12114.30	1236257.79	410.84	58984.93	
			300.0	12114.30	2398068.23	410.84	64268.25	
110	DYN	4722.80						
			.0	12023.38	1223883.61	44.66	5860.57	
			300.0	12023.38	2383167.33	44.66	7537.36	

\*ANALISIS DINAMICO ESTRUCTURAL. EDIFICIO PRUEBA -1-. TESIS PROF.\*

## FRAME ELEMENT FORCES

ELT ID	LOAD COND	AXIAL FORCE	DIST ENDI	1-2 PLANE		1-3 PLANE		AXIAL TORQ
				SHEAR	MOMENT	SHEAR	MOMENT	
120	DYN	4625.69						
			.0	12027.31	1224260.21	2.64	207.77	
			300.0	12027.31	2383970.32	2.64	614.71	
130	DYN	4623.83						
			.0	12020.71	1223229.56	6.91	822.74	
			300.0	12020.71	2383020.31	6.91	1250.39	
140	DYN	4717.32						
			.0	12003.57	1220791.35	40.23	5179.74	
			300.0	12003.57	2380316.92	40.23	6890.13	
150	DYN	4307.60						
			.0	12081.30	1231105.66	415.47	59691.80	
			300.0	12081.30	2393319.71	415.47	64951.85	
161	DYN	.00						
			.0	144.31	57576.21	.00	.00	
			800.0	144.31	57870.78	.00	.00	
171	DYN	.00						



VALOR DE DINAMICO ESTRUCTURAL. EDIFICIO PROYECTO DE 12 PISOS PUEBLO...

R A M E E L E M E N T F O R C E S

ET. LOAD	AXIAL DIST FORC' ENDT	1-2 PLANE		1-3 PLANE		BYI	
		SHEAR	MOMENT	SHEAR	MOMENT		
1	DYA 217932.29	.0	23.51	4237.86	43152.92	13729975.15	
	450.0	23.51	6353.03	43152.92	5689035.54		
31	DYA 217922.27	.0	7.53	565.33	43160.39	13731793.15	
	450.0	7.53	2906.27	43160.39	5690575.79		
11	DYN 231954.25	.0	85630.65	31295219.74	16.12	2549.78	
	450.0	85630.65	7238956.51	16.12	4605.99		
21	DYN 231956.61	.0	85636.45	31296682.87	10.04	1293.85	
	450.0	85636.45	7240107.57	10.04	2231.36		
41	DYN 25711.17	.0	8.05	1312.17	52580.50	14559815.80	
	450.0	8.06	2356.83	52580.50	9101645.08		
71	DYN 25713.68	.0	5.04	839.02	52588.13	14561602.62	
	450.0	5.04	1497.63	52588.13	9103292.44		
51	DYN 10444.61	.0	88303.11	28313436.42	5.85	900.43	
	450.0	88303.11	11423359.05	5.85	1737.35		
61	DYN 10443.99	.0	88308.31	28314699.97	5.06	764.88	
	450.0	88308.31	11424436.40	5.06	1519.51		
81	DYN 25712.97	.0	10.70	2202.52	52580.50	14559815.92	
	450.0	10.70	2631.19	52580.50	9101645.12		
111	DYN 25711.88	.0	2.55	520.44	52588.13	14561602.60	
	450.0	2.55	1224.08	52588.13	9103292.40		
91	DYN 10444.20	.0	88303.11	28313436.41	7.20	1257.64	
	450.0	88303.11	11423359.02	7.20	1986.24		
101	DYN 10444.39	.0	88308.31	28314699.99	3.72	422.05	
	450.0	88308.31	11424436.42	3.72	1271.06		
121	DYN 217929.29	.0	25.46	5253.49	43152.93	13729975.18	
	450.0	26.46	6660.92	43152.93	5689035.59		

\*ANALISIS DINAMICO ESTRUCTURAL, EDIFICIO PRUEBA -2-. TESIS PROF.\*

FRAME ELEMENT FORCES

ELT ID	LOAD COND	AXIAL FORCE ENDI	1-2 PLANE		1-3 PLANE		AXIAL FORCE
			SHEAR	MOMENT	SHEAR	MOMENT	
151	DYN 217931.58	.0	4.66	791.78	43160.39	13731793.12	
		450.0	4.66	2599.72	43160.39	5690577.74	
131	DYN 231954.88	.0	85630.65	31295219.73	17.72	3079.63	
		450.0	85630.65	7238956.49	17.72	4397.48	
141	DYN 231955.99	.0	85636.45	31296682.88	8.44	872.06	
		450.0	85636.45	7240107.59	8.44	2940.06	
2	DYN 184524.67	.0	61.26	8839.12	45680.76	6335704.81	
		350.0	61.26	12602.44	45680.76	7651720.78	
32	DYN 184520.88	.0	67.59	12142.57	45678.33	8335617.60	
		350.0	67.59	11514.35	45678.33	7651958.94	
12	DYN 195050.91	.0	42108.47	7912397.45	52.76	8329.34	
		350.0	42108.47	6825712.94	52.76	10136.02	
22	DYN 195052.52	.0	42106.91	7911434.86	58.29	9662.35	
		350.0	42106.91	6826131.42	58.29	10738.74	
42	DYN 21088.77	.0	27.12	4024.20	84080.54	15062792.62	
		350.0	27.12	5467.32	84080.54	14365689.83	
72	DYN 21091.48	.0	29.84	5092.77	84077.20	15061812.24	
		350.0	29.84	5350.53	84077.20	14365503.64	
52	DYN 7987.13	.0	92440.82	16777633.93	22.87	3526.53	
		350.0	92440.82	15576973.18	22.87	4416.73	
62	DYN 7986.38	.0	92439.06	16776883.12	25.71	4171.66	
		350.0	92439.06	15577110.58	25.71	4829.27	
82	DYN 21091.43	.0	28.31	4123.71	84080.54	15062792.64	
		350.0	28.31	5765.24	84080.54	14365690.00	
112	DYN 21088.62	.0	28.64	4993.28	84077.20	15061212.12	
		350.0	28.64	5032.64	84077.20	14365503.50	

FRAME ELEMENT FOR DEE

ULT LOAD ID COND	AXIAL DEF. FORCE ENPI	1-2 POINT SHEAR MOMENT		3-4 POINT SHEAR MOMENT		TYPE	
52	DYN 7985.49	.0	92440.82	16777638.92	24.73	3899.32	
		350.0	92440.82	15576973.11	24.73	4757.37	
102	DYN 7587.01	.0	92439.06	16772883.17	23.85	3488.83	
		350.0	92439.06	15577110.64	23.85	4487.62	
122	DYN 164521.38	.0	62.63	8959.05	45840.75	8335704.91	
		350.0	62.63	12961.98	45860.75	7651720.93	
152	DYN 164524.17	.0	66.22	12022.63	45678.33	8375617.47	
		350.0	66.22	11154.83	45678.33	7551854.72	
132	DYN 195051.79	.0	42108.46	7912397.39	54.92	8690.98	
		350.0	42108.46	6825712.87	54.92	10531.84	
142	DYN 195051.64	.0	42106.51	7911434.92	55.12	8300.63	
		350.0	42106.91	6826131.49	55.12	10343.12	
3	DYN 148623.12	.0	70.10	11159.34	43790.73	7344795.69	
		350.0	70.10	13377.60	43790.73	7892113.33	
33	DYN 148618.21	.0	88.40	14074.92	43781.73	7343252.86	
		350.0	88.40	15864.74	43781.73	7880504.46	
13	DYN 156731.79	.0	54852.95	8867565.84	60.64	9677.14	
		350.0	54852.95	10331159.94	60.64	11543.79	
23	DYN 156735.73	.0	54847.65	8866669.11	73.15	11907.29	
		350.0	54847.65	10230201.59	73.15	13797.14	
43	DYN 16902.23	.0	30.74	5013.83	70122.21	11965291.61	
		350.0	30.74	5744.79	70122.21	2577183.08	
73	DYN 16907.15	.0	36.59	5849.25	70110.81	11963853.97	
		350.0	36.59	5956.48	70110.81	12575176.82	
53	DYN 6006.87	.0	84204.03	14002786.25	25.94	4203.19	
		350.0	84204.03	15466913.97	25.94	4877.42	

ANALISIS DINAMICO ESTRUCTURAL EDIFICIO PALERMO - TORRE 19, 7, 4

FRAME ELEMENT FORCES

ELEM ID	LOAD COND	AXIAL FORCE	DIST ENDI	1-2 PLANE		1-3 PLANE		GIRDER TOR
				SHEAR	MOMENT	SHEAR	MOMENT	
63	DYN	6005.77						
			.0	84198.20	14001786.11	29.92	4862.83	
			350.0	84198.20	15467880.05	29.92	5609.87	
83	DYN	16905.55						
			.0	31.44	4980.00	70122.20	11955825.15	
			350.0	31.44	6025.05	70122.20	12577183.22	
113	DYN	16903.83						
			.0	35.88	5883.07	70110.81	11953853.82	
			350.0	35.88	6676.19	70110.81	12575176.14	
93	DYN	6006.08						
			.0	84204.03	14002786.20	26.72	4308.36	
			350.0	84204.03	15468919.90	26.72	5044.04	
103	DYN	6006.57						
			.0	84198.20	14001785.17	29.14	4757.05	
			350.0	84198.20	15467880.12	29.14	5442.64	
123	DYN	148619.07						
			.0	70.92	11125.33	43790.73	7344795.57	
			350.0	70.92	13596.76	43790.73	7982113.53	
153	DYN	148622.26						
			.0	87.58	14108.94	43781.72	7343252.69	
			350.0	87.58	16545.66	43781.72	7980504.25	
133	DYN	156732.84						
			.0	54852.95	8867565.77	61.57	9800.58	
			350.0	54852.95	10331159.87	61.57	11750.18	
143	DYN	156734.67						
			.0	54847.65	8866659.18	72.23	11683.91	
			350.0	54847.65	10330201.77	72.23	12595.64	
4	DYN	116171.44						
			.0	139.00	21842.14	40670.75	5639678.69	
			300.0	139.00	19652.31	40670.75	6261663.67	
34	DYN	116165.97						
			.0	140.60	19825.20	40669.33	5640099.36	
			300.0	140.60	22356.98	40669.33	6260920.65	
14	DYN	121655.44						
			.0	37930.83	4124257.10	117.63	17597.98	
			300.0	37930.83	7255106.98	117.63	17683.90	
24	DYN	121661.44						
			.0	37930.31	4124777.25	119.90	17511.22	
			300.0	37930.31	7254430.89	119.90	18428.64	

KAYALIS FINANCIER S.A. DE C.V. (SOCIETY OF FINANCIAL SERVICES)

FRAME ELEMENTS

ELT ID	LOAD COND	CYCLIC DIST FORCES FNDI	I-B PLANE		I-B PLANE		CYCLIC DIST
			SHEAR	MOMENT	SHEAR	MOMENT	
44	DYN	12893.71					
		.0	59.30	9137.26	74769.90	11408177.65	
		300.0	59.30	8552.97	74769.90	11408177.65	
74	DYN	12900.25					
		.0	59.64	8408.35	74767.61	11407439.86	
		300.0	59.64	9485.80	74767.61	11407439.86	
54	DYN	3899.04					
		.0	81991.10	11443202.20	49.25	7253.27	
		300.0	81991.10	13154374.51	49.26	7488.71	
64	DYN	3897.69					
		.0	81990.20	11443453.15	49.23	7248.25	
		300.0	81990.20	13153853.76	49.23	7700.36	
84	DYN	12897.23					
		.0	59.18	8943.59	74769.90	114083015.92	
		300.0	59.18	8810.12	74769.90	11408177.74	
114	DYN	12896.74					
		.0	59.77	8502.02	74767.61	114083068.61	
		300.0	59.77	9328.64	74767.61	11407439.88	
94	DYN	3898.17					
		.0	81991.10	11443202.41	49.19	7248.71	
		300.0	81991.10	13154374.71	49.19	7508.32	
104	DYN	3898.56					
		.0	81990.20	11443453.25	49.90	7289.81	
		300.0	81990.20	13153853.85	49.90	7650.75	
124	DYN	116167.16					
		.0	138.88	21624.02	40670.76	5539678.98	
		300.0	138.88	20039.94	40670.76	657550.98	
154	DYN	116170.26					
		.0	140.73	20043.32	40659.32	5540099.02	
		300.0	140.73	22175.35	40659.32	6550820.34	
134	DYN	121656.57					
		.0	37930.83	4124257.00	117.53	17545.71	
		300.0	37930.83	7255106.88	117.53	17719.73	
144	DYN	121660.21					
		.0	37930.31	4124777.35	119.97	17554.01	
		300.0	37930.31	7254430.99	119.97	18423.81	
5	DYN	85696.11					
		.0	158.08	24975.20	38439.47	5808521.02	
		300.0	158.08	25447.10	38439.47	5808521.02	



\*ANALISIS DINAMICO ESTRUCTURAL, EDIFICIO PRUEBA -2-, TABLA EST. \*

FRAME ELEMENT FORCES

ELT ID	LOAD COND	AXIAL FORCE	DIST ENDI	1-2 PLANE		1-3 PLANE		AXIAL TORS
				SHEAR	MOMENT	SHEAR	MOMENT	
35	DYN	86691.04						
			.0	154.66	21551.94	38447.49	5724947.99	
			300.0	154.66	24847.23	38447.49	5809413.99	
15	DYN	90836.03						
			.0	34166.15	5402350.02	144.36	21039.16	
			300.0	34166.15	4841596.94	144.36	22219.71	
25	DYN	90840.96						
			.0	34169.65	5409278.22	131.13	19861.13	
			300.0	34169.65	4841780.76	131.13	20455.13	
45	DYN	10113.42						
			.0	65.44	10138.63	70325.90	10416468.25	
			300.0	65.44	9795.02	70325.90	10681712.22	
75	DYN	10118.95						
			.0	62.27	8976.09	70337.50	10418447.01	
			300.0	62.27	9704.22	70337.50	10683047.05	
55	DYN	2674.73						
			.0	70233.23	10823927.94	56.00	8391.72	
			300.0	70233.23	10246252.37	56.00	8407.26	
65	DYN	2673.52						
			.0	70238.09	10824911.27	51.90	7678.08	
			300.0	70238.09	10246727.38	51.90	7893.16	
85	DYN	10116.72						
			.0	65.81	9884.15	70325.90	10416468.57	
			300.0	65.81	9859.62	70325.90	10681512.57	
115	DYN	10115.66						
			.0	62.90	9231.36	70337.59	10418446.59	
			300.0	62.90	9639.62	70337.59	10683042.70	
95	DYN	2673.90						
			.0	70233.23	10823927.84	55.04	8215.73	
			300.0	70233.23	10246252.27	55.04	8226.61	
105	DYN	2674.35						
			.0	70238.09	10824911.37	52.86	7854.13	
			300.0	70238.09	10246727.48	52.86	8007.82	
125	DYN	66582.08						
			.0	167.29	24623.45	38439.47	5723370.27	
			300.0	167.29	25505.04	38439.47	5808566.22	
155	DYN	66685.07						
			.0	155.45	21845.23	38447.49	5724547.64	
			300.0	155.45	24789.35	38447.49	5809413.59	

VALERIA DIAMANTO EDIFICIO 1401 AV. BOULEVARD DE LA AMERICA 337

R A M E E L E M E N T F O R C E S

LT	133	AXIAL DIST	1-3 PLANT		4-5 PLANT		6-7
13	133D	FORCE ENCL	SHRUB	WOODEN	SHRUB	WOODEN	WOODEN
25	DYN	90837.13					
		.0	34166.15	5408349.92	143.13	20259.82	
		300.0	34166.15	4841596.63	143.13	22070.29	
45	DYN	80179.85					
		.0	34169.86	5409278.97	132.42	19080.54	
		300.0	34169.86	4841780.97	132.42	20645.04	
6	DYN	81620.60					
		.0	140.42	18937.97	23050.77	4703485.84	
		300.0	140.42	23183.40	33050.77	501344.90	
35	DYN	61616.55					
		.0	125.37	17424.29	33057.02	4704251.19	
		300.0	125.37	20127.29	33057.02	5012154.00	
16	DYN	66372.31					
		.0	37552.57	5198512.96	113.97	15970.07	
		300.0	37552.57	6067270.09	113.97	18222.72	
26	DYN	66374.69					
		.0	37556.53	5198961.70	103.08	14502.07	
		300.0	37556.53	6068125.84	103.08	16421.65	
46	DYN	7411.02					
		.0	54.33	7315.15	53073.05	7670734.94	
		300.0	54.33	8984.68	53073.05	8251349.55	
76	DYN	7414.26					
		.0	49.15	6702.93	53082.02	7671889.93	
		300.0	49.15	5336.63	53082.02	8252877.73	
56	DYN	1915.18					
		.0	62985.56	8909725.09	44.20	6491.11	
		300.0	62985.56	8986101.84	44.20	7103.50	
66	DYN	1914.23					
		.0	62990.29	8910265.50	42.09	5918.33	
		300.0	62990.29	9987009.57	42.09	6703.33	
86	DYN	7413.82					
		.0	53.07	7041.07	53073.05	7670734.94	
		300.0	53.07	8879.19	53073.05	8251349.57	
15	DYN	7411.46					
		.0	50.42	5983.00	53082.02	7671889.71	
		300.0	50.42	6142.52	53082.02	8252875.42	
95	DYN	1914.43					
		.0	62985.56	8909725.00	44.72	5257.32	
		300.0	62985.56	9988101.83	44.72	7159.04	

ANALISIS DINAMICO ESTRUCTURAL EDIFICIO PR. OPS. 42

FRAME ELEMENT FORCES

ELT ID	LOAD COND	AXIAL FORCE	DIST ENCL	1-2 PLANE		1-3 PLANE		SHEAR FORCE
				SHEAR	MOMENT	SHEAR	MOMENT	
106	DYN	1914.98						
		.0	62990.29	8910266.59		43.57	6152.18	
		300.0	62990.29	8987009.69		43.57	5914.79	
126	DYN	61617.18						
		.0	138.89	18616.71		33050.77	4703486.16	
		300.0	138.89	23050.32		33050.77	5211845.32	
156	DYN	61619.96						
		.0	126.90	17745.44		33057.92	4734220.23	
		300.0	126.90	20225.47		33057.92	5213134.14	
136	DYN	66373.31						
		.0	37552.57	5198512.87		112.21	15693.74	
		300.0	37552.57	6067263.97		112.21	17963.09	
146	DYN	66373.70						
		.0	37556.58	5194961.79		104.85	14778.37	
		300.0	37556.58	6068125.96		104.85	16675.48	
7	DYN	40383.16						
		.0	161.08	23709.26		27833.68	3820617.52	
		300.0	161.08	24614.42		27833.68	4529571.18	
37	DYN	40380.14						
		.0	167.18	25913.08		27829.46	3819590.34	
		300.0	167.18	24240.50		27829.46	4529332.44	
17	DYN	44240.62						
		.0	28060.31	3091135.69		129.99	19283.22	
		300.0	28060.31	5327042.13		129.99	19713.46	
27	DYN	44242.18						
		.0	28057.99	3090394.72		133.26	19980.31	
		300.0	28057.99	5327056.42		133.26	19997.91	
47	DYN	4427.44						
		.0	64.33	9554.59		46964.83	5854510.91	
		300.0	64.33	9743.24		46964.83	7235069.12	
77	DYN	4423.54						
		.0	65.21	10074.10		46959.43	6853488.82	
		300.0	65.21	9487.91		46959.43	7234481.67	
57	DYN	895.47						
		.0	52783.58	7158486.62		53.32	7931.15	
		300.0	52783.58	8676744.32		53.32	8066.70	
67	DYN	894.76						
		.0	52780.79	7157784.17		53.05	7956.26	
		300.0	52780.79	8676612.12		53.05	7453.59	

\*ANALISIS DINAMICO ESTRUCTURAL. EDIFICIO PRUEBA -2-. TESIS PROF.\*

## FRAME ELEMENT FORCES

ELT ID	LOAD COND	AXIAL FORCE ENDI	1-2 PLANE		1-3 PLANE		AXIAL TORQ
			SHEAR	MOMENT	SHEAR	MOMENT	
87	DYN	4429.51					
		.0	62.95	9335.62	46964.83	6854520.28	
		300.0	62.95	9549.29	46964.83	7235029.50	
117	DYN	4427.48					
		.0	66.59	10292.07	46959.43	6853488.44	
		300.0	66.59	9683.85	46959.43	7234481.28	
97	DYN	894.90					
		.0	52783.58	7158486.51	51.48	7549.46	
		300.0	52783.58	8676744.77	51.48	7794.07	
107	DYN	895.33					
		.0	52780.79	7157784.32	54.90	8237.96	
		300.0	52780.79	8676612.27	54.90	8232.21	
127	DYN	40380.65					
		.0	159.39	23443.37	27833.69	3820617.9	
		300.0	159.39	24373.43	27833.69	4529571.62	
157	DYN	40382.65					
		.0	168.87	26178.97	27829.46	3819689.91	
		300.0	168.87	24481.50	27829.46	4529332.00	
137	DYN	44241.38					
		.0	28060.31	3091135.53	127.76	18944.42	
		300.0	28060.31	5327041.97	127.76	19384.26	
147	DYN	44241.42					
		.0	28057.99	3090394.88	135.49	20319.61	
		300.0	28057.99	5327086.58	135.49	20327.10	
8	DYN	22868.61					
		.0	189.52	26748.52	21788.67	2885052.92	
		300.0	189.52	30107.08	21788.67	3651613.71	
38	DYN	22866.04					
		.0	202.13	28445.51	21780.01	2883830.42	
		300.0	202.13	32195.56	21780.01	3650237.67	
18	DYN	26410.46					
		.0	19421.27	2039486.68	148.80	21346.41	
		300.0	19421.27	3786951.58	148.80	23295.00	
28	DYN	26414.47					
		.0	19417.07	2038924.94	158.73	22792.95	
		300.0	19417.07	3786255.78	158.73	24826.85	
68	DYN	2475.36					
		.0	74.97	10587.87	38202.61	54.8734.00	
		300.0	74.97	11902.78	38202.61	5042162.04	

## \*ANALISIS DINAMICO ESTRUCTURAL, EDIFICIO PRUEBA - 2 -. TESIS PROF.\*

## FRAME ELEMENT FORCES

ELT ID	LOAD COND	AXIAL DIST FORCE ENDI	1-2 PLANE		1-3 PLANE		AXIAL FORCE
			SHEAR	MOMENT	SHEAR	MOMENT	
78	DYN	2478.52					
		.0	77.82	10970.97	38190.82	5417019.80	
		300.0	77.82	12376.54	38190.82	6040333.47	
58	DYN	511.72					
		.0	41319.36	5369149.03	60.95	8752.00	
		300.0	41319.36	7026781.69	60.95	9533.20	
68	DYN	510.95					
		.0	41313.63	5368348.33	62.58	8989.39	
		300.0	41313.63	7025864.42	62.58	9784.19	
88	DYN	2476.64					
		.0	73.85	10441.66	38202.61	5418735.09	
		300.0	73.85	11714.77	38202.61	6042162.81	
118	DYN	2477.25					
		.0	78.94	11117.18	38190.81	5417019.36	
		300.0	78.94	12564.55	38190.81	6040339.00	
98	DYN	511.32					
		.0	41319.35	5369148.85	59.14	8490.93	
		300.0	41319.35	7026781.49	59.14	9250.13	
108	DYN	511.35					
		.0	41313.63	5368348.51	64.39	9250.57	
		300.0	41313.63	7025864.63	64.39	10067.27	
128	DYN	22867.07					
		.0	188.11	26561.93	21788.67	2885053.42	
		300.0	188.11	29872.99	21788.67	3651614.27	
158	DYN	22867.58					
		.0	203.54	28632.10	21780.01	2883829.92	
		300.0	203.54	32429.64	21780.01	3650237.12	
138	DYN	26410.98					
		.0	19421.27	2039486.49	146.62	21030.17	
		300.0	19421.27	3786951.36	146.62	22955.14	
148	DYN	26413.95					
		.0	19417.08	2038925.13	160.92	23109.20	
		300.0	19417.08	3785256.00	160.92	25166.71	
9	DYN	10110.79					
		.0	141.42	21283.31	13878.52	1827467.50	
		300.0	141.42	21141.93	13878.52	2336129.00	
39	DYN	10106.55					
		.0	140.14	20179.79	13878.72	1827749.67	
		300.0	140.14	21862.10	13878.72	2335908.29	

\*ANALISIS DINAMICO ESTRUCTURAL. EDIFICIO PRUEBA -2-. TESIS PRLF.\*

FRAME ELEMENT FORCES

ELT ID	LOAD COND	AXIAL DIST FORCE ENDI	1-2 PLANE		1-3 PLANE		AXIAL TOR
			SHEAR	MOMENT	SHEAR	MOMENT	
19	DYN	12485.41					
		.0	18378.55	2032976.23	105.70	15278.99	
		300.0	18378.55	3480644.81	105.70	16432.32	
29	DYN	12491.45					
		.0	18378.58	2033266.77	104.13	14939.10	
		300.0	18378.58	3480361.00	104.13	16301.25	
49	DYN	824.80					
		.0	54.17	8157.79	20904.33	2961101.62	
		300.0	54.17	8094.30	20904.33	3310261.05	
79	DYN	828.78					
		.0	53.15	7749.22	20904.65	2961272.27	
		300.0	53.15	8195.28	20904.65	3310184.76	
59	DYN	50.53					
		.0	29541.79	3846720.91	42.20	6121.03	
		300.0	29541.79	5015905.94	42.20	6533.93	
69	DYN	49.77					
		.0	29541.85	3846927.57	41.06	5920.12	
		300.0	29541.85	5015717.07	41.06	6398.45	
89	DYN	825.40					
		.0	53.17	8046.47	20904.33	2961101.91	
		300.0	53.17	7904.51	20904.33	3310261.37	
119	DYN	828.18					
		.0	54.15	7860.53	20904.65	2961271.98	
		300.0	54.15	8385.08	20904.65	3310184.45	
99	DYN	50.32					
		.0	29541.79	3846720.77	41.15	5972.37	
		300.0	29541.79	5015905.79	41.15	6372.11	
109	DYN	49.98					
		.0	29541.85	3846927.71	42.11	6068.78	
		300.0	29541.85	5015717.23	42.11	6565.27	
129	DYN	10110.08					
		.0	140.21	21145.55	13878.52	1827457.85	
		300.0	140.21	20918.26	13878.52	2236124.38	
159	DYN	10109.29					
		.0	141.34	20317.55	13878.72	1827749.32	
		300.0	141.34	22085.78	13878.72	2335907.91	
139	DYN	12485.68					
		.0	18378.55	2032976.08	104.47	15102.63	
		300.0	18378.55	3480644.66	104.47	16237.23	

\*ANALISIS DINAMICO ESTRUCTURAL, EDIFICIO PRUEBA -2-, TESIS PROJ.\*

FRAME ELEMENT FORCES

ELT ID	LOAD COND	AXIAL FORCE	DIST ENDI	1-2 PLANE		1-3 PLANE		AXI TC
				SHEAR	MOMENT	SHEAR	MOMENT	
149	DYN	12491.18	.0	18378.58	203285.97	105.37	15115.48	
			300.0	18378.58	3480361.15	105.37	16495.34	
10	DYN	2824.58	.0	244.95	32349.02	7160.71	854213.61	
			300.0	244.95	41136.16	7160.71	1294021.83	
40	DYN	2823.35	.0	231.37	30129.83	7168.53	855412.61	
			300.0	231.37	39281.59	7168.53	1295167.98	
20	DYN	3735.71	.0	6323.72	235686.46	142.63	20401.21	
			300.0	6323.72	1661447.25	142.63	22389.85	
30	DYN	3739.38	.0	6327.70	236351.96	131.74	18795.28	
			300.0	6327.70	1661979.23	131.74	20738.21	
50	DYN	47.83	.0	92.18	12112.43	12360.09	1724026.06	
			300.0	92.18	15542.15	12360.09	1984037.39	
80	DYN	45.68	.0	88.20	11481.49	12369.84	1725488.54	
			300.0	88.20	14978.37	12369.84	1985501.21	
60	DYN	125.77	.0	16224.06	1865715.00	56.50	8039.51	
			300.0	16224.06	3001550.68	56.50	8911.67	
70	DYN	126.18	.0	16229.68	1866575.85	52.95	7515.70	
			300.0	16229.68	3002378.36	52.95	8368.00	
90	DYN	47.65	.0	91.88	12109.64	12360.09	1724026.43	
			300.0	91.88	15455.42	12360.09	1984037.78	
120	DYN	45.86	.0	88.50	11484.27	12369.84	1725488.18	
			300.0	88.50	15065.11	12369.84	1985500.81	
100	DYN	125.84	.0	16224.05	1865714.79	55.88	7953.31	
			300.0	16224.05	3001550.43	55.88	8811.07	
110	DYN	126.11	.0	16229.69	1866576.06	53.57	7601.90	
			300.0	16229.69	3002378.61	53.57	8468.61	

\*ANALISIS DINAMICO ESTRUCTURAL. EDIFICIO PRUEBA -2-. TESIS PROF.\*

FRAME ELEMENT FORCES

ELT ID	LOAD COND	AXIAL FORCE	DIST ENDI	1-2 PLANE		1-3 PLANE		AXIAL TORQ
				SHEAR	MOMENT	SHEAR	MOMENT	
130	DYN	2824.37						
			.0	244.53	32335.40	7160.72	854214.09	
			300.0	244.55	41031.03	7160.72	1294022.39	
160	DYN	2823.57						
			.0	231.76	30143.45	7168.53	855412.13	
			300.0	231.76	39386.72	7168.53	1295167.42	
140	DYN	3735.79						
			.0	6323.71	235686.22	141.90	20298.55	
			300.0	6323.71	1661446.94	141.90	22271.98	
150	DYN	3739.30						
			.0	6327.71	236352.19	132.48	18887.94	
			300.0	6327.71	1661978.53	132.48	20855.08	
161	DYN	.00						
			.0	36.88	15191.81	.00	.00	
			800.0	36.88	14311.46	.00	.00	
171	DYN	.00						
			.0	.39	1388.19	.00	.00	
			800.0	.39	1370.25	.00	.00	
181	DYN	.00						



\*\*\*\*\*  
\*\*\*\*\*  
\*\*

**	**	**	**	**	**	**	**	**	**	**	**	**	**	**
*****	*****	*****	*****	*****	*****	*****	*****	*****	*****	*****	*****	*****	*****	*****
**	**	**	**	**	**	**	**	**	**	**	**	**	**	**
*****	*****	*****	*****	*****	*****	*****	*****	*****	*****	*****	*****	*****	*****	*****
**	**	**	**	**	**	**	**	**	**	**	**	**	**	**
*****	*****	*****	*****	*****	*****	*****	*****	*****	*****	*****	*****	*****	*****	*****
**	**	**	**	**	**	**	**	**	**	**	**	**	**	**
*****	*****	*****	*****	*****	*****	*****	*****	*****	*****	*****	*****	*****	*****	*****
**	**	**	**	**	**	**	**	**	**	**	**	**	**	**
*****	*****	*****	*****	*****	*****	*****	*****	*****	*****	*****	*****	*****	*****	*****

\*\*\*\*\*

STRUCTURAL ANALYSIS PROGRAMS

VERSION 85.01

Copyright (c) 1984

BY

EDWARD L. WILSON

ANÁLISIS DINÁMICO ESTRUCTURAL EDIFICIO PRINCEPS S. R. TORRE PRINCEPS

## FRAME ELEMENT FORCES

ELEM ID	LOAD COND	AXIAL DIST FORCE ENDI	1-2 PLANE		1-3 PLANE		PVT- TOR
			SHEAR	MOMENT	SHEAR	MOMENT	
41	DYN 208592.74	.0	26.30	4235.44	39154.17	13212110.52	
		450.0	26.30	7617.63	39154.17	4407441.44	
11	DYN 208601.25	.0	18.02	2498.54	39163.25	13214343.34	
		450.0	18.02	5646.48	39163.25	4409296.45	
21	DYN 240724.48	.0	78758.96	30474272.87	19.92	3079.90	
		450.0	78758.96	4972115.55	19.92	5969.30	
31	DYN 242467.80	.0	78773.55	30475514.68	1.65	378.07	
		450.0	78773.55	4972939.88	1.65	370.57	
51	DYN 240726.25	.0	78779.62	30476977.88	17.03	2475.79	
		450.0	78779.62	4974206.99	17.03	5189.19	
91	DYN 1.62	.0	91438.64	32374170.73	1.17	350.86	
		450.0	91438.64	8773627.81	1.17	175.05	
61	DYN 1.62	.0	91461.12	32379755.95	1.17	350.86	
		450.0	91461.12	8778160.95	1.17	175.05	
71	DYN .25	.0	84400.70	27898190.89	1.28	338.16	
		450.0	84400.70	10082503.41	1.28	236.90	
81	DYN .00	.0	84404.12	27899156.57	1.25	332.47	
		450.0	84404.12	10083079.67	1.25	227.52	
101	DYN .25	.0	84410.35	27900541.83	1.28	338.16	
		450.0	84410.35	10084495.09	1.28	236.90	
141	DYN 208690.87	.0	30.97	5777.39	39154.17	13212110.50	
		450.0	30.97	9171.61	39154.17	4407441.40	
111	DYN 208693.12	.0	13.37	1048.63	39163.25	13214343.36	
		450.0	13.37	5092.70	39163.25	4409296.50	
	DYN 240724.78	.0	78758.95	30474272.87	22.30	3714.27	
		450.0	78758.95	4972115.55	22.30	6321.25	

ANÁLISIS DINÁMICO ESTRUCTURAL EDIFICIO PRELBO 3- TESTES TROP \*

FRAME ELEMENT FORCES

ELT ID	LOAD COND	AXIAL FORCE	DIST ENDI	1-2 PLANE		1-3 PLANE		OXI TO
				SHEAR	MOMENT	SHEAR	MOMENT	
121	DYN 242467.80							
		.0		78773.55	30475514.68	3.82	952.60	
		350.0		78773.55	4972939.88	3.82	767.82	
121	DYN 240725.95							
		.0		78779.62	30476977.88	14.65	1843.69	
		350.0		78779.62	4974206.98	14.65	4753.82	
2	DYN 178554.22							
		.0		92.88	14285.05	47350.15	9010933.27	
		350.0		92.88	18225.02	47353.15	7562814.54	
42	DYN 178551.02							
		.0		97.06	16399.32	47350.78	9009685.24	
		350.0		97.06	17573.40	47350.78	7563254.75	
12	DYN 205558.84							
		.0		55183.93	11293483.90	78.44	12457.82	
		350.0		55183.93	8021085.26	78.44	14994.80	
22	DYN 207237.84							
		.0		55179.34	11292089.62	2.33	529.31	
		350.0		55179.34	8020872.46	2.33	298.91	
32	DYN 205559.79							
		.0		55181.49	11291766.92	82.85	13476.98	
		350.0		55181.49	8021948.91	82.85	15522.42	
52	DYN 2.30							
		.0		96368.00	18543473.54	.87	118.97	
		350.0		96368.00	15185665.59	.87	187.52	
92	DYN 2.30							
		.0		96362.15	18540150.82	.87	118.97	
		350.0		96362.15	15186939.79	.87	187.92	
62	DYN .36							
		.0		111024.63	20789270.62	1.53	250.82	
		350.0		111024.63	15069740.41	1.53	283.83	
72	DYN .00							
		.0		111018.70	20787581.14	1.45	235.27	
		350.0		111018.70	15068251.90	1.45	271.97	
82	DYN .36							
		.0		111021.78	20787949.61	1.53	250.82	
		350.0		111021.78	15070060.97	1.53	283.83	
102	DYN 178551.12							
		.0		94.26	14259.13	47353.15	9010953.16	
		350.0		94.26	18731.25	47353.15	7562814.43	

\*ANALISIS DINAMICO ESTRUCTURAL EDIFICIO PALERA -3-. TESIS PROF \*

FRAME ELEMENT FORCES

ELT ID	LOAD COND	AXIAL FORCE	DIST ENDI	1-2 PLANE		1-3 PLANE		AXIAL TORQ
				SHEAR	MOMENT	SHEAR	MOMENT	
142	DYN 178554.12	.0	95.69	18425.25	47350.78	9009685.33		
		350.0	95.69	17067.17	47350.78	7563254.85		
112	DYN 205552.41	.0	55 83.93	11291433.30	60.93	12050.74		
		350.0	55183.93	9021085.26	60.93	15475.48		
122	DYN 207227.84	.0	55179.34	11292089.62	1.05	221.53		
		350.0	55179.34	8026372.46	1.05	291.63		
132	DYN 205558.22	.0	55181.49	11291766.92	80.36	12084.05		
		350.0	55181.49	8021948.91	80.36	15041.75		
3	DYN 144902.36	.0	110.18	17698.14	44062.62	7446013.02		
		350.0	110.18	20865.49	44062.62	7976058.50		
43	DYN 144899.53	.0	122.73	19597.93	44051.75	7444119.27		
		350.0	122.73	23357.47	44051.75	7974147.72		
13	DYN 166755.24	.0	59795.02	9893259.44	92.73	14942.87		
		350.0	59795.02	11035208.18	92.73	17511.60		
23	DYN 168330.32	.0	59785.78	9891711.94	4.10	679.85		
		350.0	59785.78	11033521.94	4.10	754.62		
33	DYN 166758.72	.0	59785.01	9891515.03	101.27	16359.62		
		350.0	59785.01	11033449.45	101.27	19075.09		
53	DYN 2.50	.0	90788.39	15212716.34	.41	39.85		
		350.0	90788.39	16563538.13	.41	113.92		
93	DYN 2.80	.0	90764.18	15208493.64	.41	39.86		
		350.0	90764.18	16555287.18	.41	113.92		
62	DYN 2.44	.0	95795.84	16120131.49	.61	82.63		
		350.0	95795.84	17408748.86	.61	131.32		
73	DYN 2.00	.0	95782.26	16117882.05	.58	77.24		
		350.0	95782.26	17406243.36	.58	126.47		

## \*ANALISIS DINAMICO ESTRUCTURAL. EDIFICIO PROCEBA -3-. TESIS PROF \*

## FRAME ELEMENT FORCES

ELT ID	LOAD COND	AXIAL FORCE	DIST ENDI	1-2 PLANE		1-3 PLANE		AXI TO
				SHEAR	MOMENT	SHEAR	MOMENT	
83	DYN	.44						
		.0		95784.61	16118170.95	.61		82.63
		350.0		95784.61	17406776.57	.61		131.32
103	DYN	144899.51						
		.0		110.73	17512.35	44062.62	7445012.90	
		350.0		110.73	21245.19	44062.62	7976058.36	
143	DYN	144903.38						
		.0		122.17	19783.71	44051.75	7444119.38	
		350.0		122.17	22977.77	44051.75	7974147.27	
113	DYN	166755.95						
		.0		59795.02	9893259.44	93.39	14993.85	
		350.0		59795.02	11035208.17	93.39	17691.95	
123	DYN	168330.32						
		.0		59785.78	9891711.94	3.48	637.14	
		350.0		59785.78	11033521.94	3.48	582.40	
133	DYN	166758.02						
		.0		59785.01	9891515.04	100.61	16318.65	
		350.0		59785.01	11033449.49	100.61	16894.74	
44	DYN	113194.35						
		.0		208.18	31614.77	43674.36	6148771.23	
		300.0		208.18	30839.50	43674.36	6953668.34	
14	DYN	113192.63						
		.0		209.42	30035.51	43672.00	6149251.17	
		300.0		209.42	32792.59	43672.00	6952480.69	
24	DYN	130427.84						
		.0		47606.22	5845174.75	173.14	25599.47	
		300.0		47606.22	8436832.78	173.14	26343.04	
34	DYN	131847.90						
		.0		47597.49	5844468.94	.54	107.63	
		300.0		47597.49	8434920.76	.54	268.15	
54	DYN	130433.70						
		.0		47604.45	5845061.80	174.31	25424.05	
		300.0		47604.45	8435416.43	174.31	26870.43	
94	DYN	2.93						
		.0		87168.47	12031573.92	.25	75.41	
		300.0		87168.47	14119229.34	.25	43.42	
94	DYN	2.93						
		.0		87163.48	12032916.77	.25	75.41	
		300.0		87163.48	14116389.55	.25	43.42	

SEAL THIS DRAWING ESTRELLADO. COPIES OF THIS DRAWING ARE NOT TO BE MADE.

FRAME ELEMENT FORCES

ST. NO.	LOAD ID	AXIAL DIST. FORCE ENDS	1-2 PLANE		1-3 PLANE		EXT. TORQ
			SHEAR	MOMENT	SHEAR	MOMENT	
50	DYN	.47					
		.0	100659.29	14471142.04	.39		77.10
		300.0	100659.29	15725947.44	.39		50.89
70	DYN	.00					
		.0	100653.10	14459125.93	.39		75.87
		300.0	100653.10	15727034.32	.39		49.30
80	DYN	.47					
		.0	100657.75	14471492.95	.39		77.10
		300.0	100657.75	15726034.53	.39		50.89
100	DYN	113190.50					
		.0	207.42	31235.17	43574.36	6148771.01	
		300.0	207.42	30992.46	43574.36	6953568.11	
104	DYN	113196.48					
		.0	210.18	30415.12	43672.00	6149251.39	
		300.0	210.18	32539.63	43672.00	6952480.92	
114	DYN	130428.55					
		.0	47606.21	5845174.74	172.29	25414.74	
		300.0	47606.21	6436532.77	172.29	26274.26	
124	DYN	131847.90					
		.0	47597.49	5844468.94	1.35	75.72	
		300.0	47597.49	6434920.76	1.35	329.59	
134	DYN	130432.99					
		.0	47604.45	5846061.82	175.16	25508.78	
		300.0	47604.45	6435416.44	175.16	26935.21	
15	DYN	83979.37					
		.0	228.95	34679.16	39479.90	6049712.54	
		300.0	228.95	34005.41	39479.90	5794375.06	
45	DYN	83977.63					
		.0	216.86	31972.97	39489.35	6051637.32	
		300.0	216.86	31555.33	39489.35	5725238.13	
15	DYN	97150.15					
		.0	44593.03	6977901.54	197.01	29308.82	
		300.0	44593.03	6406255.08	197.01	29755.14	
35	DYN	95392.74					
		.0	44586.07	6977447.16	4.74	593.46	
		300.0	44575.07	5325107.17	4.74	572.18	
35	DYN	97154.57					
		.0	44600.65	6979690.11	187.07	27566.86	
		300.0	44600.65	6406539.37	187.07	28555.65	

## ANÁLISIS DINÁMICO ESTRUCTURAL DE PUNTO PRUEBA -3-. TESTES DEPT \*

## FRAME ELEMENT FORCES

ELT ID	LOAD COND	AXIAL FORCE	DIST ENDI	1-2 PLANE		1-3 PLANE		AXIAL TORQ
				SHEAR	MOMENT	SHEAR	MOMENT	
55	DYN	2.72	.0	79304.32	12173794.10	.65	132.75	
			300.0	79304.32	11617741.53	.65	64.84	
95	DYN	2.72	.0	79324.71	12178232.55	.65	132.75	
			300.0	79324.71	11619419.67	.65	64.84	
65	DYN	.45	.0	88759.27	13629590.49	1.07	178.57	
			300.0	88759.27	12998156.59	1.07	141.57	
75	DYN	.00	.0	88746.69	13628129.90	1.03	174.50	
			300.0	88746.69	12996144.75	1.03	135.54	
85	DYN	.45	.0	88758.19	13631585.18	1.07	178.62	
			300.0	88758.19	12999139.32	1.07	141.57	
105	DYN	83976.12	.0	227.66	34271.07	39479.90	6049712.28	
			300.0	227.66	34029.04	39479.90	5794375.79	
145	DYN	83980.89	.0	220.15	32381.06	39489.35	6051687.58	
			300.0	220.15	33664.70	39489.35	5795236.46	
115	DYN	97160.76	.0	44593.08	6977802.52	194.99	29935.68	
			300.0	44593.08	6400255.06	194.99	29541.52	
125	DYN	98392.74	.0	44588.07	6977447.15	2.82	505.45	
			300.0	44588.07	6399107.17	2.82	340.38	
135	DYN	97154.06	.0	44600.65	6979650.12	199.10	27920.08	
			300.0	44600.65	6400639.38	199.10	28503.07	
6	DYN	60902.59	.0	180.29	34249.52	32252.07	4474902.60	
			300.0	180.29	29839.70	32252.07	5203815.31	
46	DYN	60900.35	.0	163.93	23111.63	32270.59	4475789.93	
			300.0	163.93	27564.99	32270.59	5205473.73	
16	DYN	70626.65	.0	43384.79	5873761.20	147.85	23687.63	
			300.0	43364.79	7135805.51	147.85	23669.52	

CONSTRUCTION OF AIRCRAFT STRUCTURE - TO BE USED IN THE AIRCRAFT - THIS IS THE

FRAME ELEMENT FORCES

REF ID	TYPE	AXIAL FORCE	1-2 PLANE SHEAR	1-2 PLANE MOMENT	1-3 PLANE SHEAR	1-3 PLANE MOMENT	AXIAL FORCE
95	DYN	71498.48					
		.0	43361.35	5873109.40	14.07	540.91	
		300.0	43361.36	7135428.72	14.07	590.65	
93	DYN	70290.13					
		.0	43372.62	5874428.55	135.46	19877.10	
		300.0	43372.62	7137479.09	135.49	21863.97	
95	DYN	2.27					
		.0	55212.65	9122409.42	.95	157.94	
		300.0	55212.65	10737553.55	.95	159.55	
95	DYN	2.27					
		.0	55231.30	9122258.80	.96	157.94	
		300.0	55231.30	10741318.75	.96	159.66	
96	DYN	1.39					
		.0	74740.48	10480059.82	1.47	225.59	
		300.0	74740.48	11942301.08	1.47	213.93	
75	DYN	.00					
		.0	74730.97	10478623.89	1.42	220.09	
		300.0	74730.97	11940891.78	1.42	205.44	
86	DYN	.39					
		.0	74749.86	10481088.84	1.47	225.59	
		300.0	74749.86	11944094.40	1.47	213.93	
105	DYN	60900.18					
		.0	178.20	23370.55	32262.07	4474902.40	
		300.0	178.20	29590.43	32262.07	5103815.05	
146	DYN	60902.76					
		.0	171.03	23490.50	32270.58	4475790.20	
		300.0	171.03	27518.20	32270.58	5205473.97	
116	DYN	70652.12					
		.0	43364.79	5873761.19	145.58	20342.97	
		300.0	43364.79	7135805.48	145.58	20331.52	
126	DYN	71598.46					
		.0	43351.35	5873109.40	1.99	231.58	
		300.0	43351.35	7135428.72	1.99	265.34	
138	DYN	70652.74					
		.0	43372.62	5874428.57	141.75	19921.82	
		300.0	43372.62	7137479.12	141.75	22504.17	
7	DYN	70711.37					
		.0	213.82	32002.91	27896.23	3762965.46	
		300.0	213.82	35143.16	27896.23	4602901.75	



ANÁLISIS DINÁMICO ESTRUCTURAL. CONDICIONES DE CARGA Y VIENTO PARA LA

FRAME ELEMENT FORCES

ELEM ID	LOAD COND	AXIAL DIST FORCE END1	1-2 PLANE		1-3 PLANE		TOTAL LOAD
			SH-101	MOYENT	TOROR	MOYENT	
47	DYN	40677.12					
		.0	217.49	33613.74	27891.24	2765653.42	
		300.0	217.49	31932.32	27891.24	4601201.41	
17	DYN	47016.38					
		.0	34182.83	3885431.33	173.02	25758.31	
		300.0	34182.83	6369721.34	173.02	25137.04	
27	DYN	47897.33					
		.0	34175.00	2284350.44	1.26	259.00	
		300.0	34175.00	6368335.38	1.26	149.20	
37	DYN	47017.12					
		.0	34182.32	3884981.55	174.52	26187.34	
		300.0	34182.32	6369818.14	174.52	26169.73	
57	DYN	1.65					
		.0	56682.88	7453908.43	1.04	156.13	
		300.0	56682.88	9551124.82	1.04	156.22	
97	DYN	1.65					
		.0	56671.92	7450899.97	1.04	156.13	
		300.0	56671.92	9550846.84	1.04	156.22	
67	DYN	.30					
		.0	64228.43	8811994.25	1.56	249.33	
		300.0	64228.43	10456726.35	1.56	247.71	
77	DYN	.00					
		.0	64207.55	8808906.00	1.60	239.87	
		300.0	64207.55	10453850.42	1.60	233.11	
87	DYN	.30					
		.0	64222.86	8810508.47	1.56	249.33	
		300.0	64222.86	10456442.29	1.56	247.71	
107	DYN	40677.23					
		.0	312.10	31822.89	27986.22	3766265.17	
		300.0	312.10	31835.02	27986.22	4502001.47	
147	DYN	40678.54					
		.0	319.12	33793.80	27891.24	3765653.70	
		300.0	319.12	31943.49	27921.24	4601201.69	
117	DYN	47016.65					
		.0	34182.83	3885431.29	170.79	25441.68	
		300.0	34182.83	6369721.30	170.79	25758.12	
127	DYN	47897.33					
		.0	34175.00	2284350.44	3.01	542.99	
		300.0	34175.00	6368335.38	3.01	360.42	

\*ANÁLISIS DINÁMICO ESTRUCTURAL. EDIFICIO BRUBA -3-. TESIS PROF \*

FRAME ELEMENT FORCES

ELEM ID	LOAD COND	AXIAL FORCE	DIST END1	1-2 PLANE		1-3 PLANE		AXIAL TORS
				SHEAR	MOMENT	SHEAR	MOMENT	
127	DYN	47016.86						
		.0		34182.32	3884981.59	176.75	26512.43	
		300.0		34182.32	6369818.18	176.75	26514.58	
8	DYN	23904.81						
		.0		249.03	35048.90	22323.78	2829593.52	
		300.0		249.03	39660.00	22323.78	3867606.10	
48	DYN	23905.36						
		.0		257.82	36282.12	22313.28	2828135.42	
		300.0		257.82	41065.25	22313.28	3865916.04	
18	DYN	27680.22						
		.0		25218.33	2641110.66	196.11	28230.80	
		300.0		25218.33	4924465.12	196.11	30603.98	
28	DYN	28362.84						
		.0		25202.16	2638874.02	3.32	487.03	
		300.0		25202.16	4921850.95	3.32	508.84	
38	DYN	27683.70						
		.0		25209.80	2639974.77	202.86	29218.52	
		300.0		25209.80	4923040.24	202.86	31639.64	
58	DYN	1.03						
		.0		44335.51	5484974.94	.93	132.42	
		300.0		44335.51	7815811.24	.93	147.66	
98	DYN	1.03						
		.0		44313.00	5481881.57	.93	132.42	
		300.0		44313.00	7812152.53	.93	147.66	
58	DYN	.21						
		.0		51386.49	6647442.83	1.55	225.10	
		300.0		51386.49	8766658.29	1.55	239.75	
78	DYN	.00						
		.0		51358.30	6643465.63	1.49	216.66	
		300.0		51358.30	8764177.55	1.49	230.58	
88	DYN	.21						
		.0		51374.64	6645790.18	1.53	225.10	
		300.0		51374.64	8766755.77	1.55	239.75	
108	DYN	23904.19						
		.0		248.16	35012.36	22323.77	2829593.20	
		300.0		248.16	39436.54	22323.77	3867605.75	
148	DYN	23905.98						
		.0		252.69	36310.63	22313.28	2828135.73	
		300.0		252.69	41288.71	22313.28	3865916.39	

\*ANALISIS DINAMICO ESTRUCTURAL. EDIFICIO PRUEBA -3-. TESIS PROF \*

FRAME ELEMENT FORCES

ELT ID	LOAD COND	AXIAL FORCE	DIST ENDI	1-2 PLANE SHEAR	1-2 PLANE MOMENT	1-3 PLANE SHEAR	1-3 PLANE MOMENT	AXIAL TORQ
118	DYN	27680.33						
		.0		25218.33	2641110.61	194.57	28023.53	
		300.0		25218.33	4924465.06	194.57	30347.32	
128	DYN	28362.84						
		.0		25202.16	2638874.02	4.71	671.80	
		300.0		25202.16	4921850.95	4.71	741.73	
138	DYN	27683.59						
		.0		25209.80	2639974.82	204.40	29425.79	
		300.0		25209.80	4923040.30	204.40	31898.63	
9	DYN	11179.63						
		.0		177.84	26783.55	13810.27	1732074.40	
		300.0		177.84	26570.24	13810.27	2411049.07	
49	DYN	11181.63						
		.0		176.99	25977.42	13810.86	1732523.87	
		300.0		176.99	27119.14	13810.86	2410776.25	
19	DYN	12912.11						
		.0		19708.16	2045952.52	133.61	19371.20	
		300.0		19708.16	3866553.44	133.61	20712.90	
29	DYN	13382.13						
		.0		19699.41	2044965.17	.98	174.92	
		300.0		19699.41	3864917.43	.98	135.67	
39	DYN	12917.75						
		.0		19708.57	2046586.78	132.67	19137.83	
		300.0		19708.57	3866044.52	132.67	20662.76	
59	DYN	.50						
		.0		29631.65	3601093.02	.68	94.43	
		300.0		29631.65	5288491.56	.68	103.81	
99	DYN	.50						
		.0		29632.69	3602228.72	.68	94.43	
		300.0		29632.69	5287665.92	.68	108.81	
69	DYN	.11						
		.0		32767.30	4199001.02	.96	139.13	
		300.0		32767.30	5631288.52	.96	149.67	
79	DYN	.00						
		.0		32750.58	4196784.03	.93	133.82	
		300.0		32750.58	5628488.40	.93	144.61	
89	DYN	.11						
		.0		32767.79	4199450.63	.96	139.13	
		300.0		32767.79	5630977.87	.96	149.67	

ANÁLISIS DINÁMICO ESTRUCTURAL. EDIFICIO PUEBLO - 3 -. TESIS PROF \*

MOVIMIENTO ELEMENTAL POR NIVELES

ALT	LOAD	AXIAL DIST	1-2 PLANE		1-3 PLANE		AXI/
			FORCE	MOY	MOMENT	MOMENT	
105	DYN	11179.50	.0	177.47	25793.58	13910.27	1722074.19
		300.0	177.47	26448.64	13910.27	2411048.84	
149	DYN	11181.76	.0	177.36	25967.39	13910.81	1722224.04
		300.0	177.36	27240.74	13910.85	2411076.48	
129	DYN	13382.13	.0	19708.16	3045928.47	133.10	18300.15
		300.0	19708.16	3866553.39	133.10	20823.53	
139	DYN	13382.13	.0	19899.41	2044965.17	.87	1130.67
		300.0	19899.41	3854917.43	.87	153.77	
10	DYN	2475.62	.0	313.95	40785.43	7975.50	923757.84
		300.0	313.95	53400.24	7975.50	1466915.04	
50	DYN	3477.72	.0	305.55	39369.60	7985.37	925263.64
		300.0	305.55	52297.43	7985.37	1470371.58	
20	DYN	3967.87	.0	8107.52	431098.49	175.45	25091.98
		300.0	8107.52	2001187.41	175.45	27513.31	
30	DYN	4206.12	.0	8095.02	429713.20	175.45	416.45
		300.0	8095.02	1837117.11	175.45	351.13	
40	DYN	3971.16	.0	8115.43	432402.85	168.19	24018.76
		300.0	8115.43	2002249.30	168.19	26435.24	
60	DYN	.15	.0	15690.90	1618453.91	.41	52.24
		300.0	15690.90	3088862.39	.41	70.29	
100	DYN	.15	.0	15712.54	1621829.52	.41	52.24
		300.0	15712.54	3091378.58	.41	70.25	
70	DYN	.15	.0	16893.34	1703111.17	.62	98.34
		300.0	16893.34	3438936.15	.62	98.30	

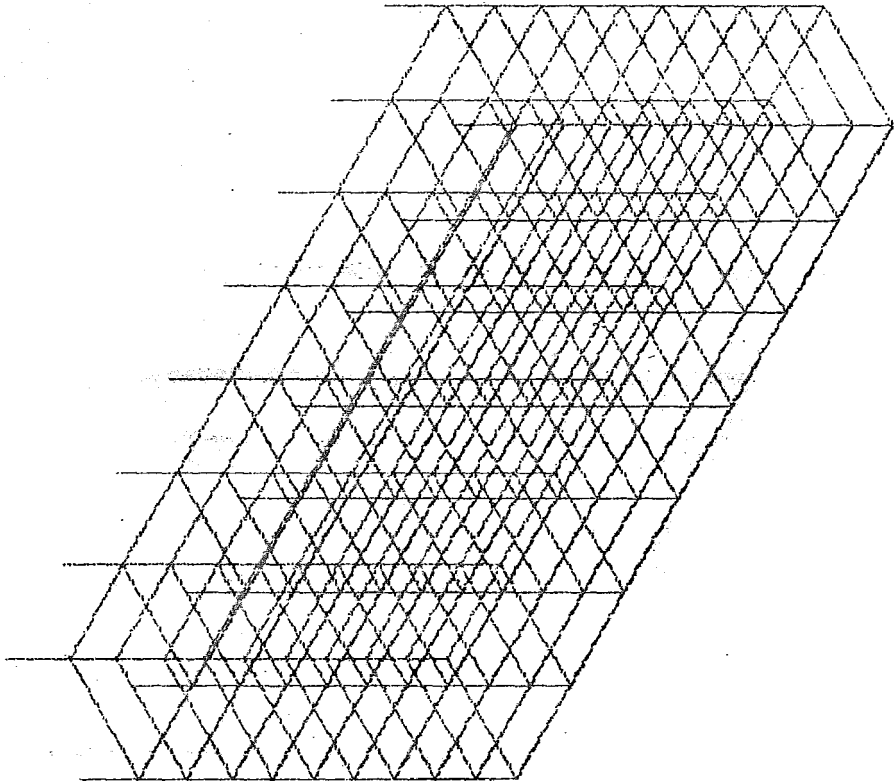
ANALISIS DINAMICO ESTRUCTURAL. EDIFICIO PRUEBA -3-. TESIS PROF \*

FRAME ELEMENT FORCES

FLY LOAD ID COND	AXIAL DIST FORCE ENDI	1-2 PLANE SHEAR MOMENT		1-3 PLANE SHEAR MOMENT		AXIAL TORQ
80	DYN .00					
	.0	18802.70	2205407.72	.60	34.30	
	300.0	18802.70	2435458.69	.60	35.51	
90	DYN .04					
	.0	18835.04	2209885.60	.52	34.30	
	300.0	18835.04	2441650.93	.52	35.00	
110	DYN 3475.62					
	.0	314.16	40845.66	7975.49	923757.53	
	300.0	314.16	53401.85	7975.49	1468914.65	
150	DYN 3477.72					
	.0	305.35	39309.37	7985.37	925263.95	
	300.0	305.35	52295.81	7985.37	1470371.97	
120	DYN 3967.85					
	.0	8107.52	431092.42	175.42	25090.98	
	300.0	8107.52	2001187.31	175.42	27534.54	
130	DYN 4206.12					
	.0	8096.02	429715.80	3.26	494.22	
	300.0	8096.02	1999113.13	3.26	483.29	
140	DYN 3971.18					
	.0	8115.43	433402.92	168.22	24019.71	
	300.0	8115.43	2002249.39	168.22	26447.71	
151	DYN .00					
	.0	53.42	21901.72	.00	.00	
	800.0	53.46	20863.74	.00	.00	
151	DYN .00					
	.0	4.20	2527.09	.00	.00	
	300.0	4.20	234.73	.00	.00	
171						

A N E X O No. 5

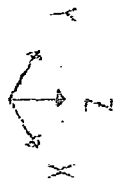
GEOMETRIAS CON Y SIN DEFORMACION

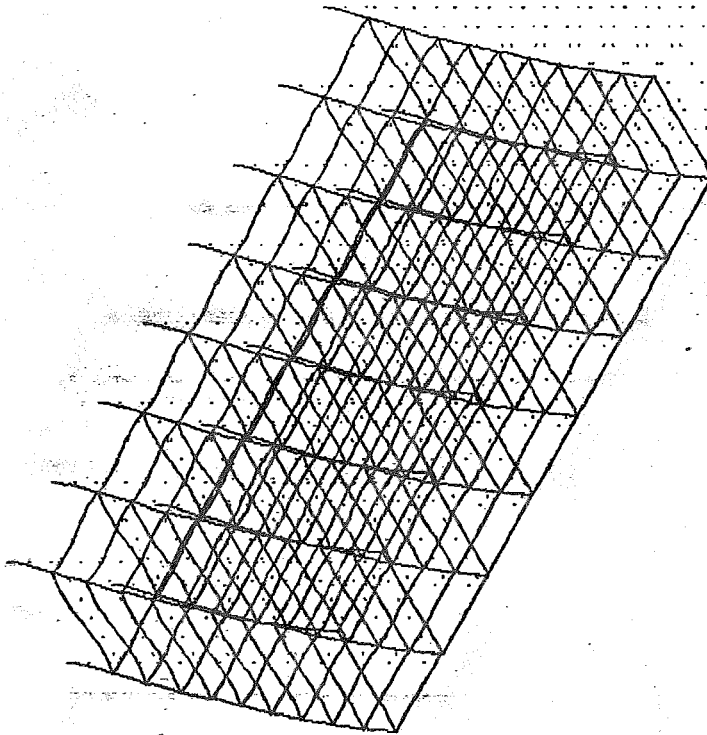


SAP80

FILE : ADES1

UNDEFORMED GEOMETRY

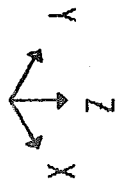




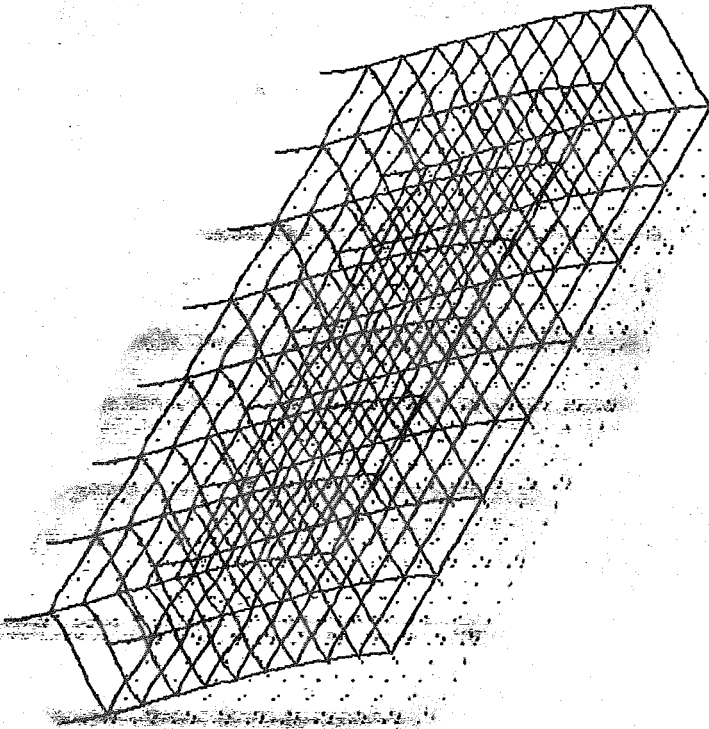
SAP80

FILE : ADES1

MODE NUMBER : 1





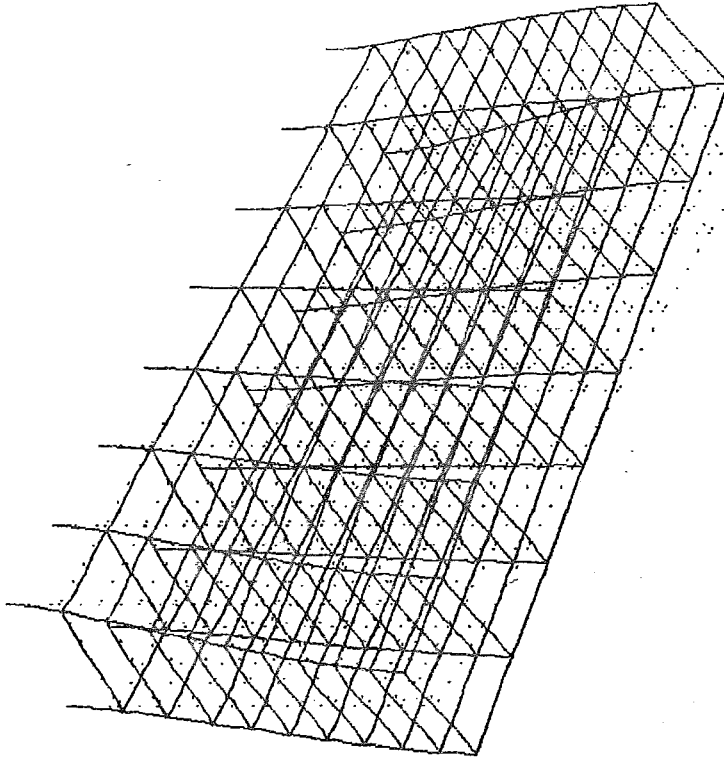


SAP80

FILE : ADES1

MODE NUMBER : 2

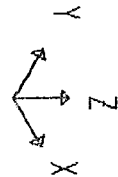


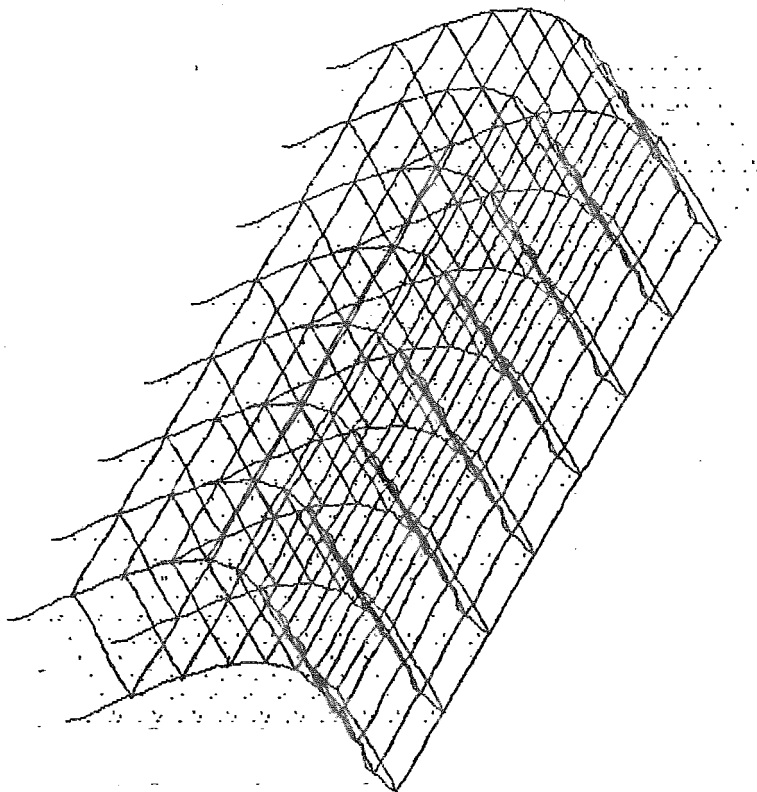


SAP80

FILE : ADES1

MODE NUMBER : 3

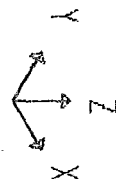


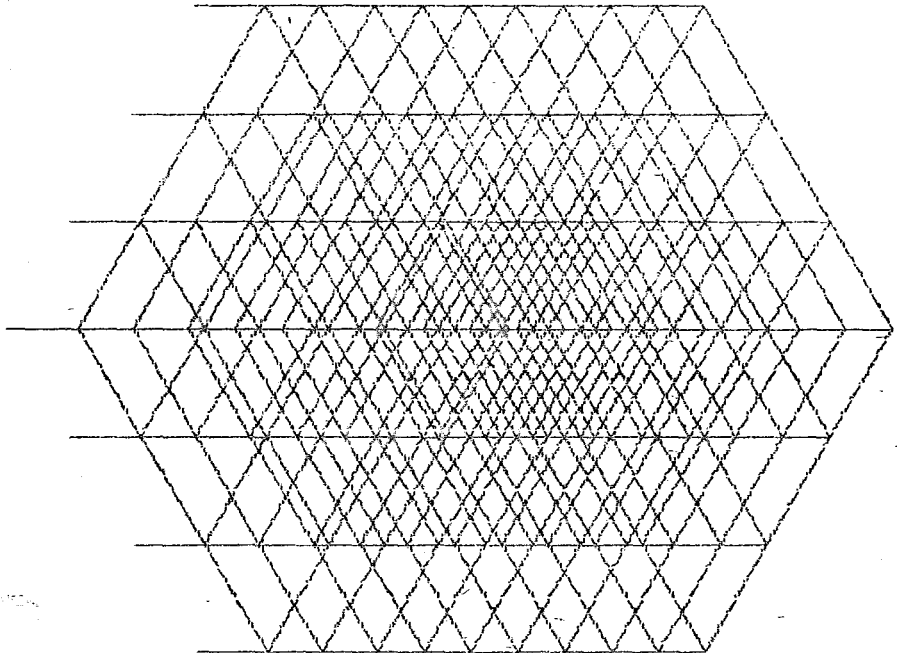


SAP80

FILE : ADES1

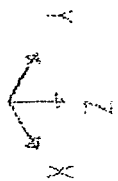
MODE NUMBER : 4

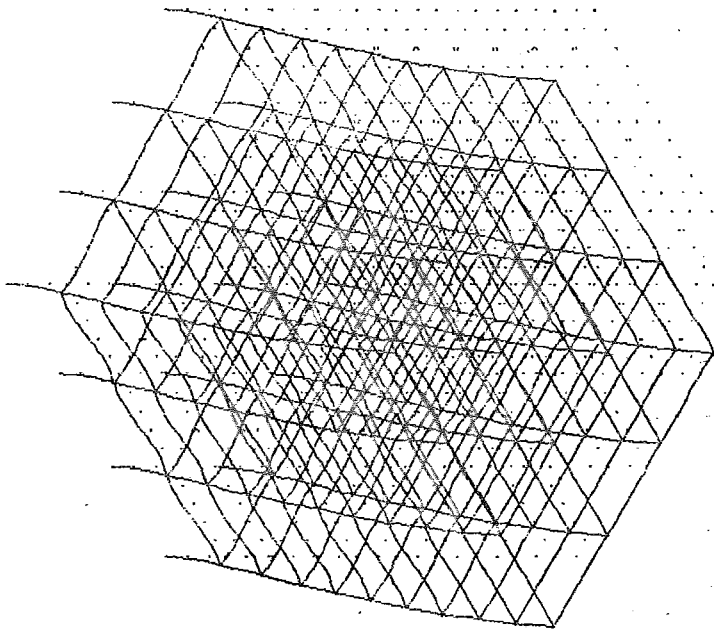




SAP80

FILE : ADES2  
UNDEFORMED GEOMETRY

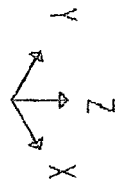


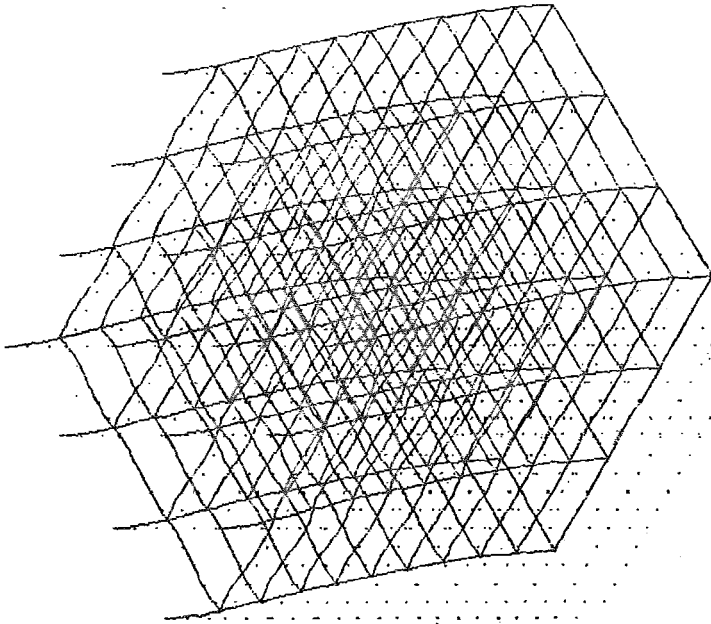


SAP80

FILE : ADES2

MODE NUMBER : 1

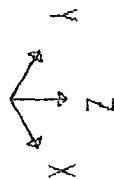


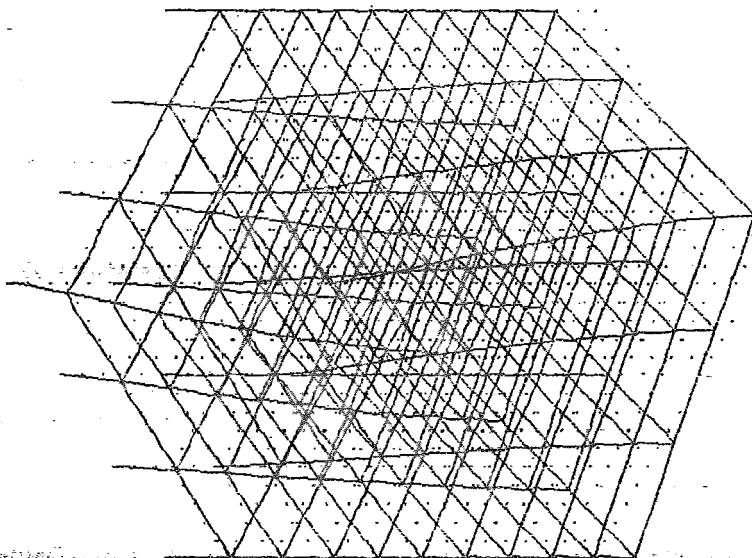


SAP80

FILE : ADES2

MODE NUMBER : 2

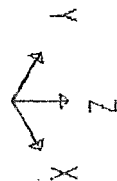


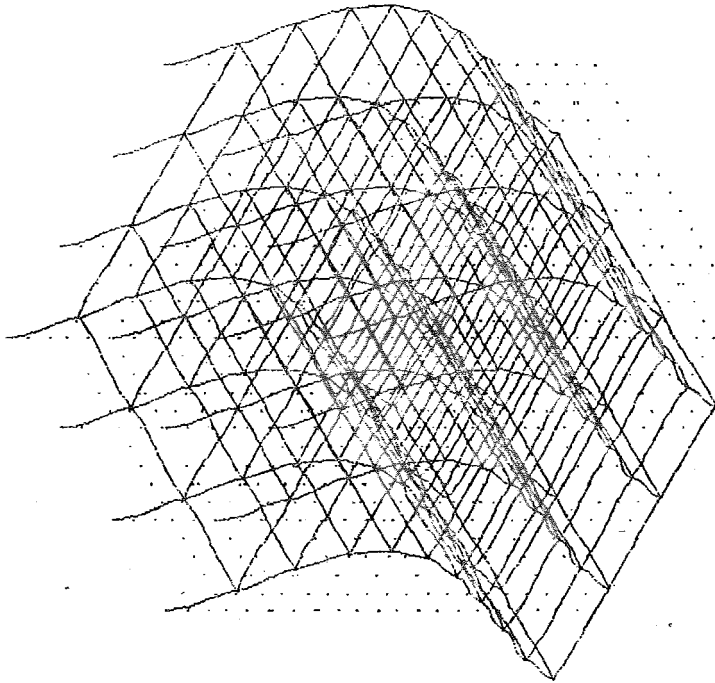


SAP80

FILE : ADES2

MODE NUMBER : 3

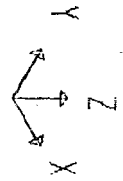




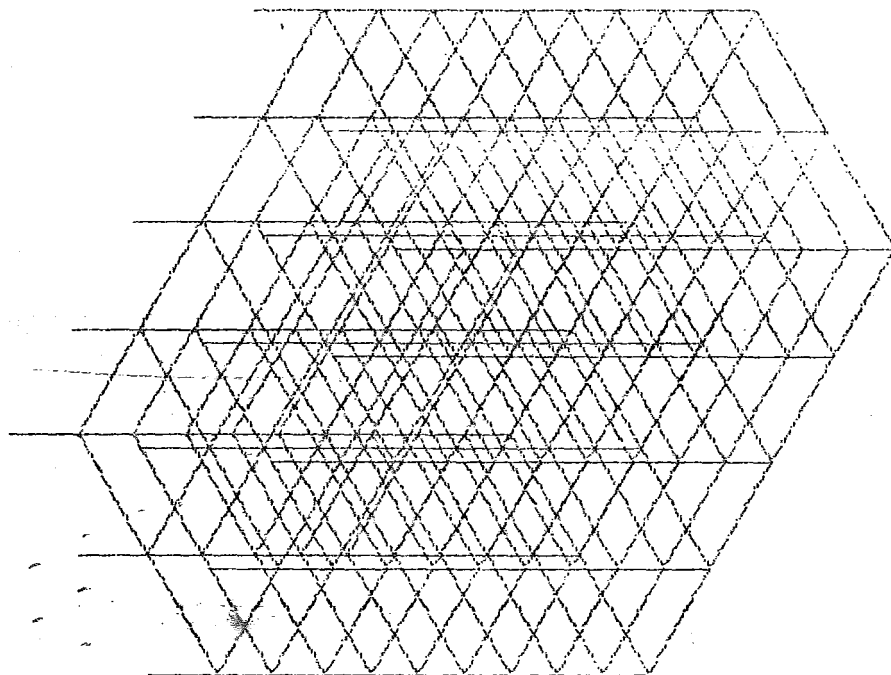
SAP80

FILE : ADES2

MODE NUMBER : 4



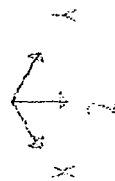


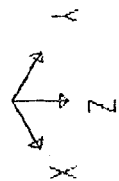
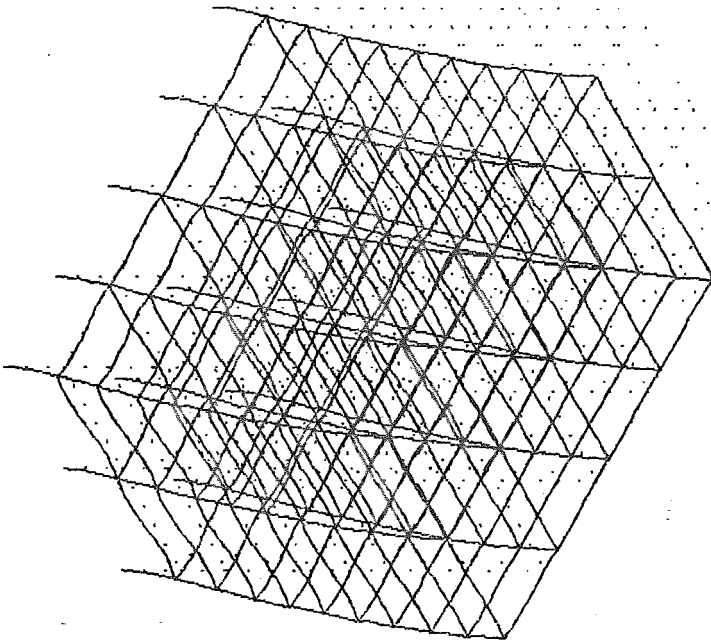


SAP80

FILE : ADES3

UNDEFORMED GEOMETRY

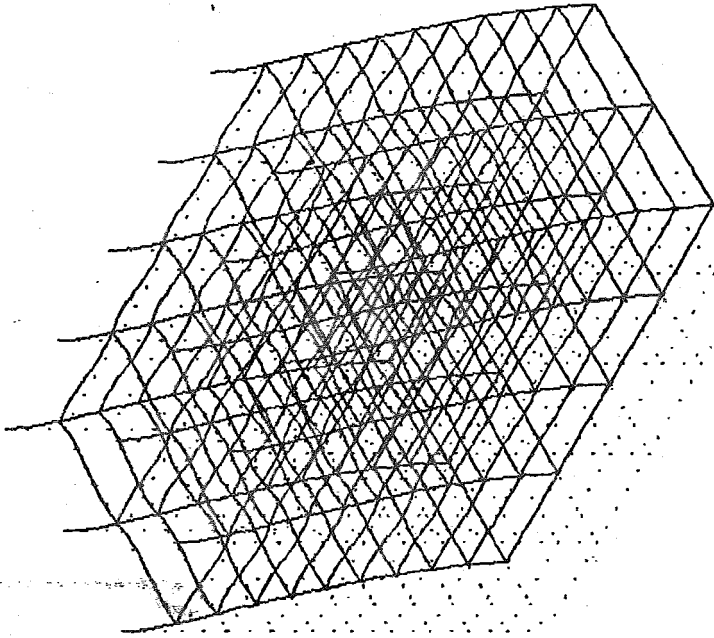




SAP80

FILE : ADES3

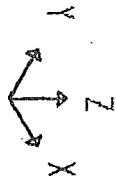
MODE NUMBER : 1

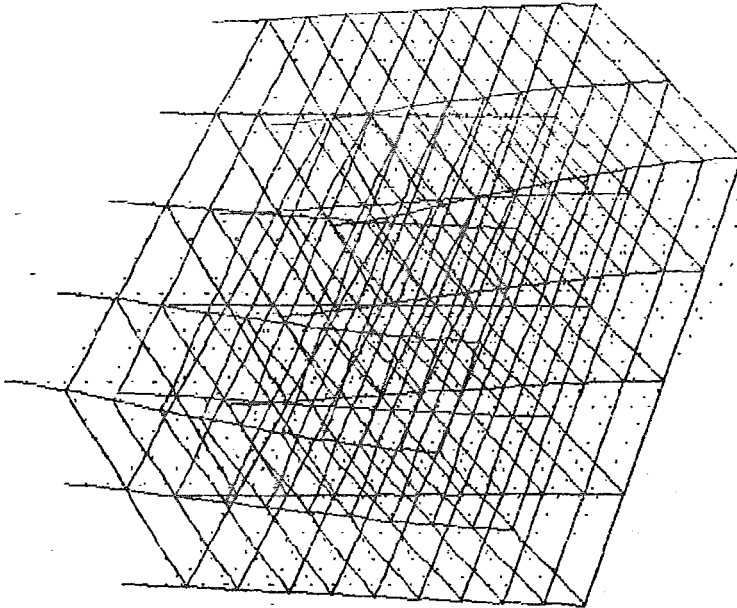


SAP80

FILE : ADES3

MODE NUMBER : 2

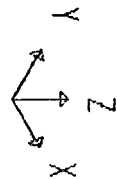


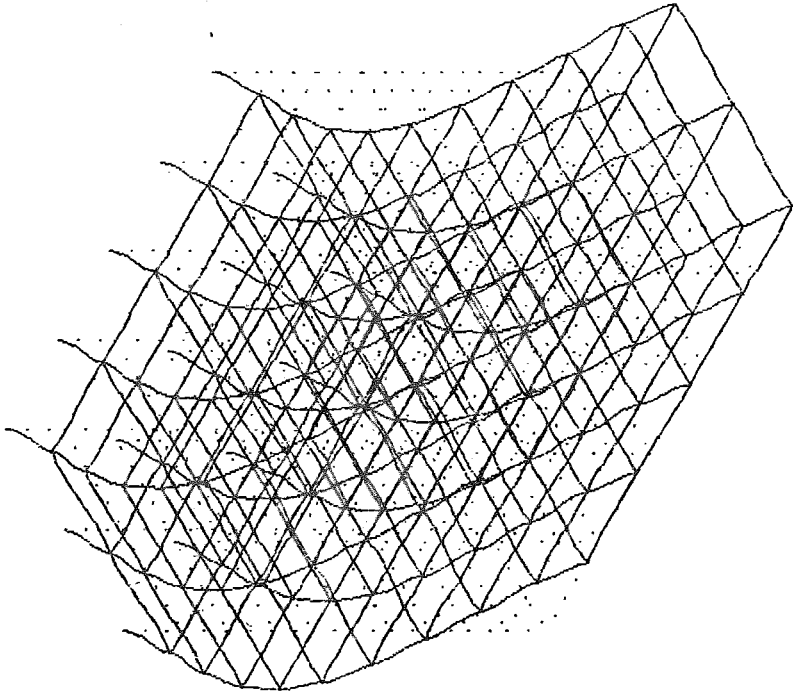


SAP80

FILE : ADES3

MODE NUMBER : 3

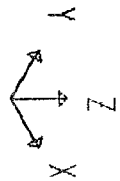




SAP80

FILE : ADES3

MODE NUMBER : 4



## B I B L I O G R A F I A

1. Bazan Enrique, Meli Roberto. "Manual de diseno sismico de Edificios". Limusa, 1985. Mexico.
2. Bertero V. Vitelmo. "Seismic Behavior of structural linear elements". XII Curso Internacional de Ingenieria Sismica, Diseno sismico de edificios. Mexico D.F., 1986.
3. Bertero V. Vitelmo. "Comportamiento Sismico de Estructuras de Concreto Reforzado". XII Curso Internacional de Ingenieria Sismica, Diseno sismico de edificios. Mexico, D.F., 1986.
4. Clough W. Ray, Penzien Joseph. "Dynamics of Structures". Mc Graw-Hill Kogakusha, New York, 1975.
5. Craig Roy R. "Structural Dynamics". Ed. John Wiley and Sons, 1981.
6. Del Valle Calderon Enrique. "El modelo matematico de una Estructura". XII Curso Internacional de Ingenieria Sismica, Diseno sismico de edificios. Mexico, D.F., 1986.
7. Del Valle Calderon Enrique. "Recomendaciones para el diseno sismico con base en la experiencia de los sismos de septiembre de 1985". XII Curso Internacional de Ingenieria Sismica, Diseno sismico de edificios. Mexico, D.F., 1986.

8. De Buen L. de H. Oscar. "Diseno Sismico de Estructuras de Acero". XII Curso Internacional de Ingenieria Sismica. Mexico, D.F., 1986.
9. Dowrick ., D.J. "Diseno de Estructuras Resistentes a Sismos" Ed. Limusa, 1984.
10. Estrada Uribe Gabriel. "Estructuras Antisismicas". CECSA. 1981.
11. Palencia G. Victor. "Apuntes de Ingenieria Sismica", ENEP Acatlan, Edo. de Mexico, 1985.
12. Rascon Ch. Octavio. "Dinamica Estructural". XII Curso Internacional de Ingenieria Sismica. Mexico D.F., 1986 .
13. Rosenblueth, E. "Sobre la respuesta sismica de estructuras de comportamiento lineal". II Congreso Internacional de Ingenieria Sismica. Veracruz, 1968.
14. Rosenblueth, E. y Esteva, L. "Folleto complementario: Diseno Sismico de Edificios, Proyecto de Reglamento de Construcciones del D.F.". Ediciones de Ingenieria. Mexico, D. F., 1962.
15. Varios."Diseno de Estructuras Resistentes a Sismos". IMCYC Mexico, 1982.
16. Reglamento de Construcciones para el D.F. Diario Oficial. tercera edicion. Porrua. Mexico, D.F., 1983.
17. Normas de Emergencia para el Reglamento del D.F. Diario Oficial. Mexico, D.F., 1985.
18. Wilson E., Habibullah A. "SAP80 Structural Analysis Programs" Computers and Structures Inc. Berkeley, California, 1984.