



300615

UNIVERSIDAD LA SALLE

20
rej

Escuela de Ingeniería
Incorporada a la U.N.A.M.

**" INFLUENCIA DE ALGUNOS DE LOS FACTORES
QUE AFECTAN EN MAGNITUD Y DISTRIBUCION
LAS FUERZAS SISMICAS EN EDIFICIOS "**

TESIS PROFESIONAL

QUE PARA OBTENER EL TITULO DE:

INGENIERO CIVIL

P R E S E N T A:

José Manuel Romo Orozco

Director : Ing. Javier Francisco Ribe Mtz. de Velasco

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

México, D. F.

1991



UNAM – Dirección General de Bibliotecas Tesis Digitales Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS © PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

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

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

I N D I C E

	Pág.
INTRODUCCION	1
1. COMENTARIOS SOBRE LOS FACTORES QUE AFECTAN LA MAGNITUD Y DISTRIBUCION DE LAS FUERZAS SISMICAS.	3
1.1. Interacción Suelo-Estructura.	3
1.1.1. Rigidez de los elementos elásticos equivalentes.	6
1.1.2. Efectos del amortiguamiento.	10
1.1.3. Efecto en la ductibilidad.	11
1.2. Carga Muerta.	11
1.3. Carga Vivas.	12
1.3.1. Carga viva en edificios.	14
2. BASES DE LOS ANALISIS ESTATICO Y DINAMICO MODAL PARA CALCULO DE FUERZAS SISMICAS.	27
2.1. Análisis Sísmico Estático de Edificios.	27
2.1.1. Valuación de fuerzas sísmicas sin considerar el período fundamental del edificio.	27
2.1.2. Edificios sin apéndice.	28
2.1.3. Edificios con apéndice.	28
2.1.4. Valuación de fuerzas sísmicas estimando el período fundamental del edificio.	28
2.1.5. Distribución de las fuerzas sísmicas entre los elementos resistentes.	29
2.1.6. Entrepisos con sistemas resistentes ortogonales.	30
2.1.7. Procedimiento Matricial.	32
2.1.8. Efectos de segundo orden.	35
2.1.9. Momento de volteo.	36

2.2. Análisis sísmico dinámico.	37
2.2.1. Espectros de diseño.	37
2.2.2. Estructuras no amortiguadas de varios -- grados de libertad, sin torsión.	38
2.2.3. Consideraciones para diseño.	41
2.2.4. Casos en que los modos tienen periodos de valores muy próximos entre si.	42
2.2.5. Análisis paso a paso, conceptos generales y alcance.	44
2.2.6. Método β de Newmark.	45
3. ESTRUCTURAS PROPUESTAS Y DIMENSIONAMIENTO.	49
3.1. Características de la estructura de 15 niveles.	50
3.2. Características de la estructura de 10 niveles.	54
4. CALCULO DE FUERZAS SISMICAS Y ANALISIS ESTRUCTURAL.	58
4.1. Estructura de 15 niveles.	49
4.2. Estructura de 10 niveles.	83
5. ESTUDIO COMPARATIVO.	90
5.1. Análisis de la estructura de 15 niveles; estudio comparativo.	91
5.2. Análisis de la estructura de 10 niveles; estudio comparativo.	117
CONCLUSIONES.	124
BIBLIOGRAFIA.	126

INTRODUCCION.

En una ciudad como la de México, los efectos de los sismos sobre las estructuras son una preocupación constante para -- los que de alguna manera estamos relacionados con el diseño y construcción de las mismas.

Es de ahí que nace la inquietud de realizar un estudio en el cual se observen las variaciones que tienen las fuerzas sísmicas, considerando condiciones de apoyo, carga y geometría, diferentes a las originales.

Se toman en cuenta para el estudio, los efectos que produce la interacción suelo-estructura, cuyo resultado es modificar el período de la estructura. El segundo efecto es observar -- la modificación que sufren las fuerzas sísmicas al variar la masa en algunos de los niveles, y la tercera condición con-- siste en variar la geometría de algunas barras de los marcos, logrando con ésto modificar la rigidez del entrepiso en cues--
tión.

En forma conjunta se realiza el análisis sísmico estático y dinámico de la estructura, bajo las condiciones anteriormente descritas, para observar qué análisis es el más conserva--
dor.

Los resultados que se obtengan no son de ninguna manera gene--
rales para todo tipo de estructuras, pues para el estudio se esperan estructuras que se apegan lo más posible, a las re--
glas básicas de estructuración sísmica, evitándose asime---
trías en planta y elevación. De igual forma, las estructuras

son de mediana altura, pensando que en este tipo de edificios es posible observar los efectos ya mencionados, además de ser, en cierta forma, un tanto comunes dentro de nuestra ciudad.

1.- COMENTARIOS SOBRE LOS FACTORES QUE AFECTAN LA MAGNITUD
Y DISTRIBUCION DE LAS FUERZAS SISMICAS.

1.1.- Interacción Suelo - Estructura.

En los temblores que atacan al D.F., la naturaleza de las arcillas altamente deformables se manifiesta en varios fenómenos. El primero consiste en la amplificación de las ondas que llegan al valle y el segundo es la interacción suelo-estructura; ambos fenómenos se relacionan entre sí. La interacción hace que la respuesta de los sistemas suelo estructura sean elevadas cuando los períodos naturales de vibración, modificados por la interacción, se acercan a los dominantes del terreno, además de aumentar el amortiguamiento y reducir la ductilidad del sistema.

La interacción suelo-estructura es el conjunto de efectos producidos en la estructura y el suelo por el hecho de que el suelo es deformable bajo cargas dinámicas. El estudio se basó en la suposición de que los cimientos se desplazan - - como si fueran infinitamente rígidos, aun cuando en algunos casos las deformaciones dinámicas que sufren son significativas. Con la simplificación anterior se tiene que un cimiento posee seis grados de libertad, 3 de traslación y 3 de rotación; de los primeros, 1 es vertical y los otros 2 horizontales, todos ortogonales entre sí, y los otros 3 como rotación respecto a ejes en esas mismas direcciones. El grado de libertad correspondiente al desplazamiento vertical se desprecia, pues durante un sismo intenso en los -- suelos deformables del Valle de México, los efectos de la -

aceleración vertical no son comparables a los producidos por la aceleración horizontal. El grado de libertad que corresponde a rotación con respecto a un eje vertical tampoco se considera pues se busca la simplificación del método. Por lo tanto quedan, en cada una de las dos direcciones ortogonales, un grado de libertad en traslación horizontal y uno de rotación con respecto a un eje perpendicular a la dirección que se analice.

En las zonas II y III del D.F., se obtienen resultados muy precisos sustituyendo el suelo por una masa virtual fija al cimiento y suponiendo éste ligado a una caja rígida mediante resortes y amortiguadores. La masa virtual y sus momentos polares de inercia son funciones decrecientes del período dominante más largo del terreno, en el sitio de interés. En las zonas II y III es mínimo el aumento en la precisión que se obtiene al considerar la masa virtual, por lo que no se considera.

El sistema que se obtiene (fig. 1.1), por el tipo de amortiguamiento que lo caracteriza, no tiene modos naturales clásicos de vibración aún dentro del rango lineal; esto es, sus modos de vibración no necesariamente existen en el dominio real, sino en el complejo. Como una simplificación, supondremos que en el rango lineal el sistema sí posee los modos mencionados, lo que implica que el cálculo de los modos naturales de vibración y el de sus coeficientes de participación, se efectúe suprimiendo temporalmente los amortiguamientos de liga y el amortiguamiento interno de la estructura, de esta forma se introduce después el grado de amortiguamiento -

de cada modo natural y finalmente combinando las respuestas modales.

Para cuantificar el período fundamental de vibración del sistema puede analizarse desproveyéndolo temporalmente de amortiguamiento, una vez que se han calculado las rigideces de los resortes de liga. Como alternativa aproximada, cuando se usa análisis estático, vale aprovechar la relación:

$$T^2 = T_0^2 + T_x^2 + T_r^2$$

donde T_x y T_r son los períodos naturales de vibración que tendría la estructura si fuera infinitamente rígida y poseyera como único grado de libertad, respectivamente, el de desplazamiento horizontal y el de rotación respecto al eje principal de su base, el error en que se incurre bien puede despreciarse.

Para cuantificar el grado de amortiguamiento del modo fundamental puede suponerse que todo producto de segundo orden de los amortiguamientos de la estructura, el suelo y los dos amortiguamientos del sistema es despreciable comparado con la unidad, lo que en la práctica es cierto; tal consideración da lugar a la siguiente expresión:

$$\zeta = (T_0/T)^2 \zeta_0 + [1 - (T_0/T)^2] \zeta_s + \zeta_r$$

en que T es el período fundamental de vibración del sistema suelo - estructura, T_0 y ζ_0 son, respectivamente, los valores que tendrán T y ζ si la estructura descansara en base firme, ζ_r = grado de amortiguamiento por radiación, y ζ_s = grado de amortiguamiento interno del suelo.

Estudios realizados indican que dado el grado de amortiguamiento en el modo fundamental de vibración del sistema, el grado de amortiguamiento en modos superiores disminuye rápidamente con el período natural de vibración .

Se ha demostrado que cuando el modo fundamental que tendría la estructura en base rígida es una recta que pasa por la base, los modos y períodos naturales superiores no se ven afectados por la interacción. En vista de que la forma mencionada del modo fundamental constituye en la mayoría de los casos prácticos una aproximación razonable, vale despreciar los efectos de la interacción en los modos y períodos naturales superiores.

Para el diseño sísmico basado en análisis estático basta con el conocimiento del período fundamental de vibración, mientras que para el análisis modal debe tenerse en cuenta la modificación que por interacción experimenta el modo fundamental de la estructura.

I.1.1.- Rigidez de los Elementos Elásticos Equivalentes.

Consideremos un edificio cuya cimentación es un cajón rígido que puede dar compensación parcial. Idealizaremos el edificio y el suelo en que se apoya como una estructura de comportamiento lineal sobre un manto horizontal homogéneo de suelo, también de comportamiento lineal, al que subyace un semiespacio indeformable (fig. 1.2). En estas condiciones puede escribirse:

$$K_x = [8GR_x / (2 - \nu)] K_1 F_1 (R_x/H) F_2 (D/R_x) F_3 (D/H)$$

$$K_r = [8GR_x^3 / 3(1 - \nu)] K_2 F_4 (R_r/H) F_5 (D/R_r) F_6 (D/H)$$

Donde K_x y K_r son las rigideces de los resortes equivalentes que se consideran en el sistema; G es el módulo de rigidez del suelo; ν , su coeficiente de Poisson; R_x y R_r , los radios de círculos equivalentes a la superficie de desplantes, es decir, respectivamente, de un círculo con igual área que dicha superficie y de uno con igual momento de inercia con respecto al eje de rotación; K_1 y K_2 son coeficientes adimensionales que dependen de T ; F_1 a F_6 , funciones adimensionales de las variables que se indican; H el espesor del manto, y D la profundidad de desplante. Se especifica que G ha de determinarse mediante pruebas dinámicas o de laboratorio y que a falta de tales determinaciones se calcula a partir de la relación:

$$G = 2(H/T_s)^2$$

en que G está en tn/m^2 , H en m y T_s es el período dominante más largo del sitio, en segundos. Si se desconoce H o T_s se propone tomar el valor más desfavorable de G entre 400 y 900 ton/m^2 . La ecuación anterior proviene de que la velocidad de las ondas de cortante está dada por $V_s = \sqrt{G/P}$, donde P es la densidad del manto, es decir $P = \gamma/g$, en que γ es el peso volumétrico del mismo y g la aceleración de la gravedad y, por otra, según la teoría unidimensional de las vibraciones de un manto homogéneo, $T_s = 4H/V_s$. De aquí $G = 1.631 (H/T_s)^2 \gamma$. Si tomamos como una aproximación $\gamma = 1.23 \text{ ton/m}^3$ obtendremos la ecuación anterior.

Al aplicar la relación $T_s = 4H/V_s$ a un manto estratificado, V_s no debe tomarse igual al promedio de las velocidades de

transmisión de las ondas de corte en los diversos estratos, sino al recíproco de la lentitud (recíproco de la velocidad) media en los estratos, ya que en estas condiciones H/V_s resulta igual rigurosamente al tiempo que tarda una onda de corte en atravesar el manto de abajo a arriba, y también rigurosamente T_s es igual a 4 veces dicho tiempo. Esta manera de calcular G es congruente con el hecho de que a su valor efectivo contribuyen más los estratos más deformables.

Consideramos $\bar{V} = 0.5$, ya que este valor, siendo ligeramente alto, es casi exacto para las arcillas saturadas del valle. Los radios equivalentes se obtienen de:

$$R_x = (A/\pi)^{1/2}$$

$$R_r = (4 I/\pi)^{1/4}$$

donde A e I son el área y el momento de inercia de la superficie de desplante con respecto al eje de rotación que se considera.

Las constantes K_1 y K_2 y las funciones F_1 a F_6 dependen de la profundidad de desplante D ; los valores de K son consignados en tablas (I.1)

Es posible reconocer la deformabilidad del estrato profundo en que se apoya el manto, sin embargo, dentro de los amplios límites de esta deformabilidad, los coeficientes apenas varían.

Si se subestima la rigidez de los elementos equivalentes de liga en el grado de libertad de desplazamiento horizontal, se puede tomar esa rigidez en cimentaciones piloteadas igual a la que se obtendría en ausencia de pilotes. Esto pa

rece válido en vista de la gran flexibilidad transversal -- del sistema de pilotes en comparación con el suelo. Podría haber disminución en cimentaciones en que la losa se despegara del suelo por emersión; sin embargo, D nunca es nula y los muros de contención contribuyen a atenuar dicho efecto. Para cimentaciones con pilotes de fricción en la zona III -- cuando son capaces de tomar al menos la mitad del peso bruto de la construcción, se aumentan los valores de K_r en 25%. Para adoptar el porcentaje citado se consideró que las rigideces de los elementos de liga equivalentes en presencia de pilotes de fricción debían ser mucho menores que las debidas a pilotes de punta.

Con pilotes de punta, se considera que el movimiento de rotación de la base, sería resistido tanto por el terreno bajo la losa de cimentación, como por las cabezas de los pilotes (fig. 1.3). Se supone que los pilotes transmitirían -- los incrementos de fuerza que recibieran hasta su punta a -- un suelo con módulo de rigidez igual a 5 veces el manto en que se desplanta la losa y que el suelo profundo trabaja -- como el suelo de una cimentación con $D \geq 3m$. De aquí, el -- coeficiente $K_2 = 43 \frac{GR}{r^3}$, ya que $8.7 \times 5 = 43$. Al sumar la deformación de los suelos profundos y la de los pilotes ante un momento de volteo unitario, se obtiene la suma de sus -- deformabilidades, es decir, $1/43 \frac{GR}{r} = 1/K_p$. El recíproco de éstos nos da la rigidez del conjunto de pilotes ante momentos de volteo y la suma de ésta y la del suelo próximo a la losa de cimentación de las expresiones de K_r (tabla I.1)

1.1.2.- Efectos del Amortiguamiento.

Para períodos naturales mayores que el marcado por el primer quiebre en los espectros de diseño, cabe idealizar el movimiento del terreno, como la super posición de ondas armónicas de amplitud uniformemente distribuidas entre las frecuencias 0 e infinito. La teoría de las respuestas de sistemas lineales a movimientos de esta naturaleza, está bien desarrollada y lleva a la conclusión de que las esperanzas de las respuestas con amortiguamiento nulo, habrá que multiplicarse por $(1 + 0.6 \zeta \omega_s)^{0.45}$ para obtener las que corresponden a un grado de amortiguamiento ζ ; aquí ω es la frecuencia circular natural en rad/seg. y s es una duración equivalente del movimiento en segundos. Para valores no demasiado pequeños de ζ , este factor es proporcional a $\zeta^{-0.4}$.

Por otra parte, las respuestas en resonancia a un movimiento armónico simple, son proporcionales a ζ^{-1} . Considerando las perturbaciones que nos interesan, es de suponerse que la esperanza de la respuesta espectral máxima en el intervalo que tiene interés práctico, varíe aproximadamente en proporción a ζ^{-k} , en que $k \approx 0.4$ en la zona I, mayor que este valor en la zona II y aun mayor en la zona III; se logra una aproximación razonable si se adopta $k = 0.4$ para la zona I, $k = 0.5$ para la zona II y $k = 0.6$ para la III. La conclusión presentada, corresponde a períodos que exceden de T_a . Para sistemas infinitamente rígidos, la aceleración del sistema en todo instante es igual a la del terreno y --

por tanto, el amortiguamiento no reduce las ordenadas espectrales. Parece razonable interpolar linealmente el efecto de ξ en función del período entre 0 y T_a .

1.1.3.- Efecto en la Ductilidad.

Si el suelo bajo la estructura, no sale pronunciadamente de su rango de comportamiento lineal, la interacción suelo-estructura, equivale siempre a una disminución global de la rigidez del sistema. Implica por consiguiente, un aumento tanto en deformaciones en el rango lineal, como fuera de él. Pero aún es necesario que los efectos de la interacción en la ductilidad y en los factores reductivos, requieran más investigación.

1.2.- Carga Muerta.

Se conoce como carga muerta, al conjunto de acciones producido del peso propio de la construcción. Incluye el peso de la estructura y de los elementos no estructurales, como muros divisorios, revestimientos, ventanería y todos aquellos elementos que conservan una posición fija dentro de la estructura, es por lo tanto, la principal acción permanente. Para la valuación de la carga muerta solo se requiere la determinación de los volúmenes de los diversos componentes de la construcción y multiplicarlos por los pesos volumétricos correspondientes.

Generalmente se representan como cargas distribuidas de manera uniforme sobre las diversas áreas de la construcción, aunque hay casos de cargas lineales (muros) y concentradas (equipos fijos).

Usualmente se considera que la carga muerta se puede calcular con mucha exactitud, pero las diferencias entre lo calculado y lo real pueden ser considerables, llegando en ocasiones a un 20%. Esto se debe a las diferencias en las dimensiones de proyecto y las resultantes en la construcción, a modificaciones en elementos no estructurales y a las variaciones en los pesos volumétricos de los materiales.

En el estudio de estabilidad de la estructura, es necesario considerar que el peso muerto es favorable; para tal fin se consideran dos pesos volumétricos para los materiales de construcción; un máximo, cuando la carga muerta es desfavorable y un mínimo cuando es favorable (tablas 1.2, 1.3).

1.3 Cargas Vivas.

La carga viva, se debe a la operación y uso de la construcción. Incluye todo lo que no tiene posición fija dentro de la misma; se constituye por el peso y cargas de muebles, mercancías, equipos y personas. Es la principal acción variable que se debe considerar en el diseño y por su carácter, la carga viva es peculiar del uso a que está destinada la construcción. Se pueden distinguir tres grandes grupos de construcciones de acuerdo a la carga viva: los edificios, las construcciones industriales y los puentes.

Están formadas por varios factores muy variables en su distribución, en el espacio y el tiempo, así como en la forma en que actúan en la estructura. Va desde un efecto estático prácticamente permanente hasta un efecto dinámico o de impacto. Por lo tanto es muy complicado representar el efecto

de la carga viva, por lo que se recurre a un modelo que la considera uniformemente distribuída, aplicada en forma estática.

Básicamente la carga viva se fija en forma subjetiva: se trata de crear una condición desfavorable, siendo difícil que se presente una más grave y después se determina una carga uniforme equivalente.

Las dos características básicas de la carga viva, son su variación en tiempo y espacio. En la mayoría de los usos pueden distinguirse dos componentes, uno semipermanente, y otro que varía con el tiempo.

La magnitud de los dos, es muy distinta según el tipo de construcción.

Dependiendo de la combinación de cargas que se revise, se considerarán distintos valores de la carga viva.

Para cargas permanentes interesa la carga viva máxima, para acciones accidentales, interesa la carga viva instantánea; y para fines de estimar efectos a largo plazo, interesa la carga viva media. Finalmente, para estudiar efectos de volteo o flotación interesa la carga viva mínima; como existe la posibilidad de que la carga sea nula en cierto momento, la carga viva mínima se debe tomar igual a 0. Los otros tres valores serán variables aleatorias. Pocos códigos especifican los tres valores, generalmente se maneja un sólo valor y se modifican los factores de carga a los esfuerzos permisibles para cubrir los otros casos.

La intensidad de la carga viva, depende esencialmente de el

destino del área sobre la que actúa y el tamaño de esta -- área, siendo la primera el factor más importante, pues de-- termina las características de las acciones que se pueden - presentar.

Uno de los problemas básicos para el calculista, es que en ocasiones, el destino de un área no está bien determinada - y puede variar con el tiempo a ocupaciones con niveles de - carga diferentes. Por lo tanto, se debe considerar la condi-- ción más desfavorable y dejar establecidas las condiciones de operación y la carga viva supuesta, de manera que queda en el propietario y el usuario la responsabilidad por el -- uso que lleve a cargas mayores que las especificadas.

En áreas relativamente pequeñas existe la probabilidad de - que actúe una carga viva alta, debido a que en ella se efec-- túa una actividad desfavorable. La probabilidad disminuye - en medida que aumenta el número de áreas consideradas.

Por lo tanto, la carga viva disminuye en intensidad al au-- mentar el número de áreas consideradas.

El efecto más importante que hay que considerar en la va--- rriación espacial, es que no necesariamente será más desfavo-- rable cuando la carga viva actúa simultáneamente con su va--- lor máximo sobre toda la estructura. Excepto en los casos - en que la carga viva sea una carga móvil y la fracción semi-- permanente sea nula, no debe usarse la carga viva máxima pa-- ra determinar las fuerzas internas.

1.3.1- Carga Viva en Edificios.

Como los edificios urbanos cumplen funciones diversas y den

tro de un mismo edificio hay áreas para diversos usos, se debe especificar una gama amplia de cargas vivas.

El reglamento del D.F. basa algunos de los valores de las cargas vivas en un modelo probabilístico que se describe a continuación.

La carga dada se puede considerar compuesta por un conjunto de cargas que actúan sobre un gran número de áreas iguales, de magnitud " a " (fig. 1.4). Lo que interesa es el factor de la carga total S, que produce dicha carga en una sección crítica cuya seguridad se está revisando. El objetivo es encontrar una carga uniforme distribuída de diseño W* que represente un valor máximo probable o característico S*.

Se supone que la carga sobre cada área elemental es independiente de las que actúan sobre las otras. La fuerza interna producida por cada carga es igual a la intensidad de la carga por unidad de área, Wi, multiplicada por el área, a, y por un factor, Zi, que depende de la posición del área considerada, del tipo de estructura y de la fuerza interna. La fuerza interna total valdrá, por tanto:

$$S = a \sum Z_i W_i$$

La media de la variable dependiente es igual a la media de la variable independiente multiplicada por las constantes - deterministas y, del mismo modo, la variancia de la variable dependiente es igual a la de la variable independiente multiplicada por dichas constantes. Resulta:

$$m_s = a m_w \sum Z_i$$

$$\sigma_s^2 = a^2 \sigma_w^2 \sum Z_i^2$$

En donde m y σ^2 son media y variancia de la variable Subíndice respectivamente. La desviación estándar, σ , resulta.

$$\sigma = [a \sigma_w^2 \sum z_i^2]^{1/2}$$

El valor característico, S^* , puede encontrarse como la media de la variable, m_s , más cierto número de veces, K , su desviación estándar. Por tanto:

$$S^* = m_s + K \sigma = a \sum z_i m_w + K [a \sum z_i^2 \sigma_w]^{1/2}$$

La carga uniformemente distribuida, W^* , que produce dicho valor de la fuerza interna, se obtiene como:

$$W^* = \frac{S^*}{a \sum z_i} = M_w + \frac{K}{\sqrt{a}} \left[\frac{\sum z_i^2}{\sum z_i} \right]^{1/2} \sigma_w$$

Si n es el número de áreas elementales que componen el área de influencia, A_t , o sea el área en que Z tiene un valor significativo puede escribirse:

$$\frac{K}{\sqrt{a}} \frac{\sum z_i^2}{\sum z_i} = \frac{K}{\sqrt{a n}} \left[\frac{\sum z_i^2}{\frac{n}{\sum z_i}} \right]^{1/2}$$

donde:

$\frac{\sum z_i^2}{n} = M_z$ es la media de las ordenadas z en el área de influencia.

$\frac{\sum z_i^2}{n} = M_z^2$ es la media de los cuadrados de dicho -- resulta entonces:

$$W^* = M_w + \frac{K}{\sqrt{A_t}} \frac{[M_z^2]^{1/2}}{M_z} \sigma_w$$

$$\text{Si: } C = \frac{[M_z^2]^{1/2}}{M_z}$$

puede escribirse: $W^* = M_w + \frac{K}{\sqrt{A_t}} C \sigma_w$

La constante C depende de la forma en que varían las ordena-

das Z en el área de influencia.

La expresión para la carga viva deberá tener la forma:

$$W^* = a + \frac{b}{\sqrt{At}}$$

La hipótesis anterior parece discutible, ya que en la realidad debe haber cierta tendencia a acumular las cargas en algunas áreas. Por lo tanto, si un área tiene una carga considerable, existe la probabilidad que las contiguas estén cargadas. Los resultados de estudio de cargas vivas efectuadas en edificios concuerda, sin embargo, con el planteamiento -- anterior, excepto para áreas muy pequeñas y se llega a que -- la carga de diseño tiende a infinito cuando el área tiende a cero.

Ahora, se entiende por área tributaria aquella que, multipli- cada por la carga uniforme, define la carga total que se debe considerar actuando sobre el elemento y que produce efectos iguales a los de la distribución real de carga sobre la estructura. El concepto se basa en análisis de estructura en las que no hay continuidad en los apoyos, a través de los -- cuales sólo se transmite fuerza cortante y para este caso la reacción en los apoyos es la suma de las cargas aplicadas -- desde el apoyo hasta el punto donde el cortante es cero.

Las siguientes reglas son para determinar áreas tributarias y están basadas en la localización de líneas en que la fuerza cortante es nula y el momento se transmite en una sola di- rección (fig. 1.5).

- Si el elemento está en una dirección, el área se limita por los centros de claros entre elementos.

- Para columnas, el área se limita por las líneas medias de los tableros adyacentes.
- El área para elementos portantes se separa por las bisectrices de los ángulos formados por éstos.

En el Reglamento del D.F. se especifican 3 valores, W , W_a , y W_m , correspondientes respectivamente a las cargas vivas media, instantánea y máxima que deben usarse en diferentes situaciones y para cada destino del área tributaria.

Las 2 primeras se consideran independientes del área tributaria para evitar complicaciones en el diseño.

Notación:

$A(m^2)$	=área de la superficie de apoyo de los cimientos.
a (adimensional)	=ordenada de los espectros de diseño, como fracción de la aceleración de la gravedad, sin reducción.
C (ton.seg/m)	=constante de un amortiguador.
c (adimensional)	=coeficiente de diseño sísmico.
D (m)	=profundidad de desplante.
F_1 (adimensional)	=función de la geometría del sistema suelo-estructura.
G (ton/m ²)	=módulo de rigidez del suelo.
g (m/seg ²)	=aceleración de la gravedad.
H (m)	=profundidad de las formaciones firmes.
I (m)	=momento de inercia de la superficie de apoyo de los cimientos con respecto al

- eje principal perpendicular a la dirección de análisis.
- K_p (ton/m) =rigidez axial de un sistema de pilotes de punta.
- K_r (ton m/rad) =rigidez equivalente del suelo bajo una estructura, en rotación con respecto al eje centroidal de la base perpendicular a la dirección que se analiza.
- K_v (ton/m) =rigidez equivalente del suelo bajo una estructura, en dirección vertical.
- K_x (ton/m) =rigidez equivalente del suelo bajo una estructura, en la dirección que se analiza.
- Q (adimensional) =factor de comportamiento sísmico.
- R_r (metros) =radio equivalente para calcular K_r .
- R_x (metros) =radio equivalente para calcular K_x y K_v .
- s (segundos) =duración del movimiento.
- T (segundos) =período fundamental de vibración de la estructura calculado teniendo en cuenta la interacción de ésta con el terreno.
- T_0 (segundos) =período fundamental de vibración que tendría la estructura en la dirección que se analiza, si descansara sobre base rígida.
- T_a, T_b (segundos) =períodos característicos de los espectros de diseño.
- T_r (segundos) =período natural de vibración que tendría

la estructura si fuera infinitamente rígida y su base sólo pudiera girar con -- respecto al eje centroidal horizontal -- perpendicular a la dirección que se analiza.

- T_s (segundos) = período dominante más largo del terreno en el sitio de interés.
- T_x (segundos) = período natural de vibración que tendría la estructura si fuera infinitamente rígida y su base sólo pudiera desplazarse en la dirección que se analiza.
- V_s (m/seg) = velocidad de transmisión de las ondas de cortante.
- ζ (adimensional) = grado de amortiguamiento del sistema -- suelo-estructura.
- ζ_0 (adimensional) = grado de amortiguamiento que tendría la estructura si se apoyara en base rígida.
- ζ_r (adimensional) = grado de amortiguamiento por radiación.
- ζ_s (adimensional) = amortiguamiento interno del suelo.
- M (adimensional) = factor de ductilidad de un sistema elastoplástico sobre base rígida.
- M' (adimensional) = factor de ductilidad de un sistema elastoplástico sobre suelo deformable.
- ν (adimensional) = coeficiente de Poisson.
- W (rad/seg) = frecuencia circular.

Tabla 1.1 Valores de K_x , K_r y K_v

En la zona II

D (1)	K_x	K_r (2)	K_v	K_v
			Losa	Zapata
≤ 1 m	$11GR_x$	$7GR_r^3$	$20GR_x$	$12GR_x$
≥ 3 m	$16GR_x$	$11GR_r^3$	$29GR_x$	$20GR_x$

En la zona III

D (1)	K_x	K_r			K_v
		Sobre el terreno	Sobre pilotes de fricción (3)	Sobre pilotes de punta (4)	
≤ 1 m	$7GR_x$	$6GR_r^3$	$7GR_r^3$	$6GR_r^3 + \frac{1}{1/43GR_r^3 + 1/K_p}$	$12GR_x$
≤ 3 m	$8GR_x$	$9GR_r^3$	$11GR_r^3$	$9GR_r^3 + \frac{1}{1/43GR_r^3 + 1/K_p}$	$16GR_x$

- (1) Para profundidades de desplante intermedias entre 1 y 3 m, interpólese linealmente entre los valores de la tabla.
- (2) Para estructuras cimentadas sobre pilotes o pilas en la zona II, supóngase K_r infinita.
- (3) Si estos son capaces de resistir por adherencia con el suelo, al menos, la mitad del peso bruto de la construcción, incluyendo el de sus cimientos. Cuando tienen menos de esta capacidad, interpólese linealmente entre los valores consignados en la tabla.
- (4) K_p se calculará teniendo en cuenta los pilotes de punta que contribuyen a resistir el momento de volteo, calculando la rigidez de estos elementos ante fuerza axial como si su punta no se desplaza verticalmente.

Tabla 1.2. Pesos volumétricos de materiales constructivos. Valores de diseño según ROF-76

Materiales		Pesos volumétricos en ton/m ³	
		Máximo	Mínimo
I. Piedras Naturales			
Basaltos (piedra brava)	secos	2.60	2.35
	saturados	2.65	2.45
Mármol	seco	2.50	2.00
Tepalcates	secos	1.60	0.75
	saturados	1.95	1.30
Tezontles	secos	1.25	0.65
	saturados	1.55	1.15
II. Suelos			
Arena de grano de tamaño uniforme	seca	1.75	1.40
	saturada	2.10	1.85
Arena bien graduada	seca	1.90	1.55
	saturada	2.30	1.95
Arcilla típica del Valle de México en su condición natural		1.50	1.20
Caliche	seco	1.50	1.20
	saturado	2.10	1.70
III. Piedras Artificiales			
Concreto simple con agregados de peso normal.		2.20	2.00
Concreto reforzado		2.40	2.20
Mortero de cal y arena		1.50	1.40
Mortero de cemento y arena		2.10	1.90
Aplanado de yeso		1.50	1.10
Tabique macizo hecho a mano		1.50	1.30
Tabique macizo prensado		2.20	1.60
Bloque hueco de concreto ligero (volumen neto)		1.30	0.90
Bloque hueco de concreto intermedio (volumen neto)		1.70	1.30
Bloque hueco de concreto pesado (volumen neto)		2.20	2.00
Vidrio plano		3.10	2.80
IV. Madera			
Cacha	seca	0.65	0.55
	saturada	1.00	0.70
Encino	seco	0.90	0.80
	saturado	1.00	0.80
Pino	seco	0.65	0.45
	saturado	1.00	0.80

Materiales	Pesos en Kg/m ²	
	Máximo	Mínimo
V. <u>Recubrimientos</u>		
Azulejo	15	10
Mosaicos de pasta	35	25
Granito o terrazo de 20 x 20	45	35
30 x 30	55	45
40 x 40	65	55
Loseta asfáltica o vinílica	10	5

Tabla 1.3. Pesos de otros materiales comunes.

Material	Peso volumétrico en ton m ³	
	máximo	mínimo
Aluminio	2.75	2.55
Hierro Fundido	7.90	7.60
Aceero	7.85	
Vidrio	2.60	2.40
Papel	1.15	0.70
Cemento	1.45	
Cal y Yeso	1.02	0.85
Asfalto	1.50	1.10
Petróleo	0.87	
Gasolina	0.69	0.66

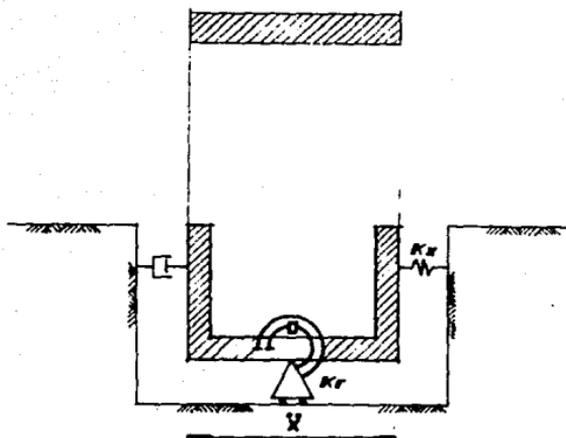


Fig. 11 Sistema suelo - estructura

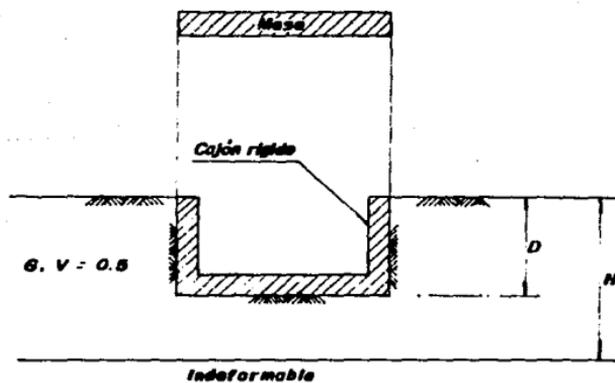


Fig. 12 Idealización del suelo y de la estructura

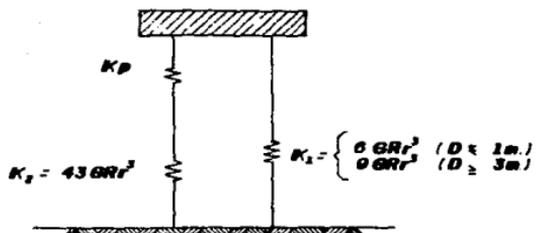


Fig. 13 Modelo de la rigidez de la base

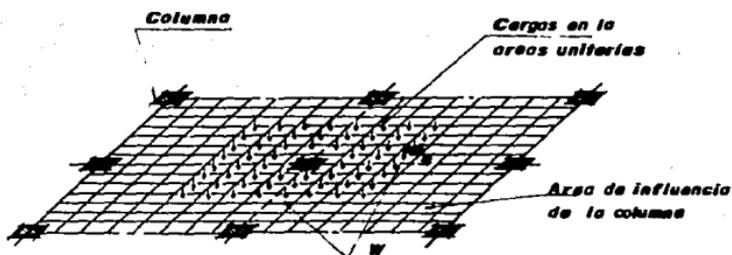
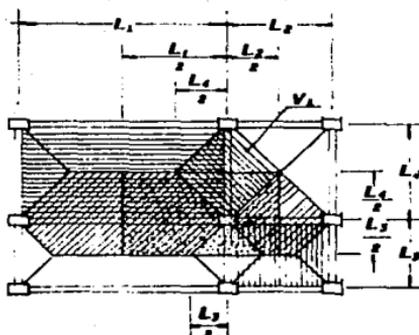
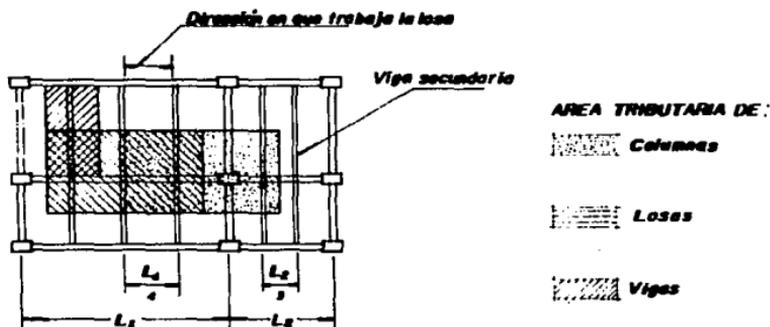


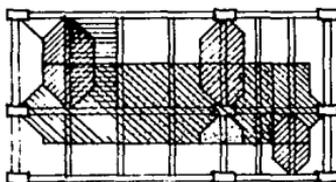
Fig. 14 Distribución de la carga viva en el área de influencia de una columna.



Sistema de piso con losa en direcciones, vigas principales y columnas.



Sistema de piso con vigas principales, vigas secundarias y losa en una sola dirección



Sistema de piso con losa en dos direcciones, vigas secundarias y principales y columnas.

Fig. 15 Areas tributarias de sistemas de piso típicos.

2.- BASES DE LOS ANALISIS ESTATICO Y DINAMICO MODAL PARA CALCULO DE FUERZAS SISMICAS.

2.1.- Análisis Sísmico Estático de Edificios.

El reglamento permite que el análisis sísmico de edificios - con altura menor de 60m. se realice de acuerdo con el método estático.

La aplicación del método consta de 3 pasos esenciales:

- a) Se representa la acción del sismo por fuerzas horizontales que actúan en los centros de masas de los pisos, en 2 direcciones ortogonales.
- b) Las fuerzas se distribuyen entre los sistemas resistentes a carga lateral que tiene el edificio (muros y/o marcos).
- c) Se efectúa el análisis estructural de cada sistema resistente ante las cargas laterales que le correspondan.

2.1.1.- Valuación de fuerzas sísmicas sin considerar el período fundamental del edificio.

Las fuerzas cortantes sísmicas en los diferentes niveles de una estructura puede valuar se suponiendo un conjunto de fuerzas horizontales que actúan sobre cada uno de los puntos donde se supongan concentradas las masas. La fuerza actuante -- donde se concentra una masa i es igual al peso de la misma, W_i , por un coeficiente proporcional a la altura h_i de la masa en cuestión sobre el desplante (o nivel a partir del cual las deformaciones estructurales pueden ser apreciables), sin incluir tanques, apéndices u otros elementos cuya estructura difiera del resto de la estructura. El factor de proporcionalidad se tomará de tal manera que la relación V/W en la base sea igual a c/Q pero no menor que a_0 (tabla 2.1).

2.1.2.-Edificios sin Apéndice.

En este caso la fuerza horizontal P_i aplicada en el centro de masas del nivel i está dada por la fórmula:

$$P_i = \frac{W_i h_i}{\sum W_i h_i} C_s \sum W_i$$

Donde C_s es el mayor valor entre c/Q y a_0 ; los valores de Q no tienen que ser iguales en las 2 direcciones, porque las - estructuraciones pueden ser diferentes.

2.1.3.- Edificios con Apéndice.

Para determinar las fuerzas en un apéndice se supondrá actuando sobre éste la misma distribución de aceleraciones que le correspondería si se apoya directamente en el suelo, multiplicada por $(c' + a_0)/a_0$, donde c' es el factor por el que se multiplica el peso del nivel de desplante del apéndice - cuando se valúan las fuerzas sobre toda la construcción. - - Cuando la masa de los apéndices es pequeña comparada con la que se concentra en los pisos, se pueden ignorar los apéndices.

2.1.4.- Valuación de fuerzas sísmicas estimando el período fundamental del edificio.

Se permite usar fuerzas cortantes menores, siempre y cuando se calcule el período fundamental de vibración del edificio T , en forma aproximada, con la expresión:

$$T = 6.3 \left(\frac{\sum W_i X_i^2}{g \sum P_i X_i} \right)^{1/2}$$

en donde W_i es el peso de la masa i , P_i la fuerza horizontal que actúa en ella de acuerdo con el método en que no se estima el período, X_i el desplazamiento correspondiente en la d_i

rección de P_i , y g la aceleración de la gravedad.

De acuerdo con el valor resultante de T , se aplica una de -- las 3 opciones siguientes:

- 1) Si $T_1 \leq T \leq T_2$ no se permite reducción.
- 2) Si $T > T_2$ la fuerza lateral en la masa i es igual a

$$P_i = W_i (K_1 h_i + K_2 h_i^2) C/Q$$

donde

$$K_1 = q (1-r (1-q)) \Sigma W_i / (\Sigma W_i h_i)$$

$$K_2 = 1.5 r p (1-q) W_i / (\Sigma W_i h_i^2)$$

$$q = (T_2 / T)^F$$

$$Q = \text{factor de reducción por ductilidad.}$$

h_i es la altura de la masa i sobre el nivel de desplante, y r , valor de tabla.

- 3) si $T < T_1$ las fuerzas laterales son proporcionales a las -- obtenidas con el procedimiento en que no se estima el período, pero reducidas de tal manera que la relación V/W en la base sea igual a:

$$C_{sr} = (a_0 + (C-a_0) T/T_1) / Q'$$

donde

$$Q' = 1 + (Q-1) T / T_1$$

2.1.5.- Distribución de la fuerza Sísmica entre los Elemen-- tos resistentes.

Para distribuir las fuerzas sísmicas en los elementos resis-- tentes (marcos y/o muros y/o diagonales) se acepta la hipóte-- sis de que los pisos son diafragmas rígidos en su plano. El momento torsionante se tomará igual a la fuerza cortante de entrepiso multiplicado por la excentricidad que para cada

marco resulte más desfavorable de las siguientes:

$1.5e_s + 0.1b$, ó $e_s - 0.1b$, donde e_s es la excentricidad torsional calculada en el entrepiso considerado y b es la máxima dimensión en planta de dicho entrepiso, medida perpendicularmente a la dirección del movimiento del terreno que se esté analizando.

Se debe tener presente que las estructuras se analizan bajo la acción de dos componentes horizontales ortogonales del movimiento del terreno, y que en cada sección crítica se debe considerar la suma vectorial de los efectos (desplazamiento y fuerzas internas) de un componente de movimiento del terreno con 0.3 de los efectos del otro, en adición a los efectos de fuerzas gravitatorias.

2.1.6.- Entrepisos con Sistemas Resistentes Ortogonales.

El procedimiento para distribuir las fuerzas sísmicas en los elementos resistentes es el siguiente:

- a) Se calcula la fuerza horizontal P que es aplicada en el centro de gravedad de cada nivel.
- b) Se obtiene la línea de acción de la cortante sísmica en cada entrepiso para las dos direcciones ortogonales paralelas a los sistemas resistentes.
- c) Se calculan las rigideces de entrepiso de los elementos resistentes.
- d) Se determina el centro de torsión del entrepiso; este punto es por el que debe pasar la fuerza cortante sísmica para que el movimiento relativo de los dos niveles consecutivos que limitan el entrepiso sea exclusivamente de tras-

lación. En caso contrario existe torsión o rotación relativa entre dichos niveles.

Las expresiones para calcular el centro de torsión son:

$$x_t = \frac{\sum (R_{jy} x_j)}{R_{jy}}$$

$$y_t = \frac{\sum (R_{jx} y_j)}{R_{jx}}$$

x_j , y_j son las coordenadas de los elementos resistentes.

e) La fuerza cortante que debe resistir cualquier elemento es la suma de dos efectos: el debido a la fuerza cortante del piso, supuesta actuando en el centro de torsión, y el debido al momento torsionante del piso. Si la dirección - analizada del sismo es paralela al eje x , se obtienen las fuerzas cortantes siguientes:

En los elementos resistentes ' x ', por efecto de la fuerza cortante aplicada en el centro de torsión:

$$\frac{V_x R_{jx}}{\sum R_{jx}}$$

En los elementos resistentes x , por efecto de la torsión:

$$\frac{M_t R_{jx} y_{jt}}{(\sum R_{jx} y_{jt}^2 + \sum R_{jy} x_{jt}^2)}$$

En los elementos resistentes y , por efecto de la torsión:

$$\frac{M_t R_{jy} x_{jt}}{(\sum R_{jx} y_{jt}^2 + \sum R_{jy} x_{jt}^2)}$$

donde:

V_x , V_y fuerza cortante sísmica en el entrepiso considerado en las direcciones x y y , respectivamente.

x_{jt}, y_{jt} distancias de los elementos resistentes con respecto al centro de torsión del entrepiso.

M_t momento torsionante en el entrepiso considerado, -- que es igual al producto de la fuerza cortante en el entrepiso por la más desfavorable de las siguientes excentricidades:

$$e_1 = 1.5e_s + 0.1b$$

$$e_2 = e_s - 0.1b$$

donde e_s es la excentricidad calculada como la distancia entre la línea de acción de la cortante y el centro de torsión y b la mayor dimensión en la planta del entrepiso medida perpendicularmente a la dirección del sismo. Para cada sistema, deberá investigarse cuál de las dos excentricidades produce efectos más desfavorables.

f) Para cada sistema plano deberán calcularse las fuerzas laterales debidas a la suma de 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. Rige al mayor de los resultados.

2.1.7.- Procedimiento Matricial.

Para aplicar al análisis sísmico de edificios los métodos de análisis tridimensional hay que considerar las dos combinaciones de las excentricidades de las fuerzas cortantes y -- además la suma vectorial de los efectos de un componente -- del movimiento horizontal del terreno con 0.3 de los del -- otro.

Considérese que la matriz de rigidez lateral del edificio K se ha partido en la forma:

$$K = \begin{bmatrix} K_{LL} & K_{L\theta} \\ K_{LO}^T & K_{\theta\theta} \end{bmatrix}$$

Donde L y O se refieren, respectivamente, a los desplazamientos laterales y a los giros de los pisos del edificio. Los pasos a seguir son:

- a) Se escogen dos direcciones ortogonales (X , Y) en la planta del edificio.
- b) Para cada dirección:
 - b.1) Se determina la fuerza horizontal aplicada en el centro de masas de cada piso i , Sea \underline{p} el vector formado por estas fuerzas.
 - b.2) Se calculan los desplazamientos laterales $\underline{\delta}_O$ del edificio, sin permitir giros horizontales en los niveles:

$$\underline{\delta}_O = K_{LL}^{-1} \underline{p}$$

- b.3) Se calculan los momentos debidos a la excentricidad directa, que valen:

$$\underline{M}_d = -K_{L\theta}^T \underline{\delta}_O$$

y se acumulan para obtener los momentos torsionantes en los entrepisos \underline{M}_d^* .

- b.4) Se calculan los momentos torsionantes accidentales en los entrepisos, \underline{M}_a^* . Para el entrepiso i , se tiene $M_{ai}^* = 0.1 b_i V_i$ donde b_i es la dimensión máxima de la --

planta i del edificio, medida perpendicularmente a la dirección en que están aplicadas las fuerzas sísmicas y V_i la cortante en el entrepiso i .

b.5) Para cada nivel i se calculan las siguientes combinaciones de momentos torsionantes: $M_{1i}^* = 1.5M_{di}^* + M_{ai}^*$ y $M_{2i}^* = M_{di}^* - M_{ai}^*$. Aquí M_{ai}^* tiene igual signo que M_{di}^* :

b.6) Con los valores obtenidos en el paso anterior se calculan los respectivos momentos en cada nivel M_1 y M_2 , de la misma manera en que se pueden calcular las aplicadas en los niveles a partir de las fuerzas cortantes en los entrepisos; es decir, en cualquier nivel el momento aplicado es la diferencia entre el momento torsionante del entrepiso inferior y el del entrepiso superior.

b.7) Se calculan los giros y desplazamientos que producen los momentos M_1 y M_2 resolviendo los sistemas de ecuaciones:

$$\begin{bmatrix} K_{LL} & K_{L\theta} \\ K_{L\theta}^T & K_{\theta\theta} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \Delta_i \\ \theta_i \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} P \\ M_j \end{bmatrix}, \quad j = 1, 2$$

b.8) Las dos combinaciones de excentricidades exigidas se pueden considerar mediante las siguientes combinaciones de giros y desplazamientos:

Combinación	Desplazamientos	Giros
(1)	$\Delta_0 + \Delta_1$	θ_1
(2)	$\Delta_0 + \Delta_2$	θ_2

Para todos los niveles de cada sistema plano m se --

calculan los desplazamientos de entrepiso producidos por estas combinaciones y se escogen los que tengan mayor valor absoluto. Sea \underline{z}_m^x el vector formado por estos valores cuando el sismo actúa en la dirección X, y \underline{z}_m^y el correspondiente a la dirección Y.

- c) Para cada entrepiso i de cada sistema plano m se calculan:

$$(\underline{z}_{mi}^x + 0.3\underline{z}_{mi}^y)$$

$$(0.3\underline{z}_{mi}^x + \underline{z}_{mi}^y)$$

Se considera el mayor de estos dos resultados como el desplazamiento del entrepiso i.

- d) Acumulando los desplazamientos de entrepiso se obtienen los desplazamientos de los niveles, en cada sistema plano y se calculan a partir de ellos los elementos mecánicos.

2.1.8.- Efectos de Segundo Orden.

Deberán tomarse en cuenta efectos de segundo orden (también conocidos como efectos de esbeltez) cuando la deformación total de un entrepiso dividida entre su altura, medida de piso a piso, sea mayor que 0.08 veces la relación entre la fuerza cortante del entrepiso y las fuerzas verticales debidas a acciones permanentes y variables que obren encima de éste. Se entenderá por análisis de segundo orden, el que suministre las fuerzas internas y deformaciones teniendo en cuenta la contribución de la acción de las fuerzas actuantes sobre la estructura deformada, así como la influencia de la carga axial en las rigideces.

Cuando las relaciones de esbeltez de las columnas son menores que 100, uno de los procedimientos aproximados para estructuras de concreto y estructuras metálicas consiste en multiplicar los momentos en las columnas y los desplazamientos debidos a carga lateral, obtenidos con un análisis convencional, por el factor de amplificación.

$$f_a = 1 + \frac{W_u/h}{R/Q - 1.2W_u/h}$$

Donde R es la rigidez del entrepiso considerado; W_u es la suma de las cargas de diseño muertas y vivas multiplicadas por el factor de carga correspondiente, acumuladas desde el extremo superior del edificio hasta el entrepiso considerado; Q es el factor de ductilidad y h la altura del entrepiso. Este procedimiento da resultados muy precisos cuando considera comportamiento elástico.

2.1.9.- Momento de Volteo.

Cuando se hace un análisis estático, el momento de volteo para cada marco o grupo de elementos resistentes en un nivel dado podrá reducirse, tomándolo igual al calculado multiplicado por $0.8 + 0.2z$ (siendo z la relación entre la altura en la que se calcule el factor reductivo por momento de volteo y la altura total de la construcción), pero no menor que el producto de la fuerza cortante en el nivel en cuestión multiplicada por sus distancias al centro de gravedad de la parte de la estructura que se encuentra por encima de dicho nivel. En péndulos invertidos no se permite reducción de momento de volteo.

2.2.- Análisis Sísmico Dinámico.

El método de análisis dinámico es el análisis modal y el -- cálculo paso a paso de respuestas ante temblores específicos. El análisis modal, que propiamente debe ser llamado, análisis modal espectral, implica el uso de los modos de vibrar y de espectros de diseño. El cálculo paso a paso también puede ser modal, aunque para definir la excitación sísmica se emplean acelerogramas de temblores y no espectros.

2.2.1.- Espectros de Diseño.

Los espectros de temblores reales tienen forma irregular y - presentan variaciones bruscas en la respuesta máxima en función del período natural. Por consiguiente, es probable que 2 estructuras similares dinámicamente, presenten respuestas diferentes a un mismo sismo. En la práctica, este fenómeno - pierde importancia gracias al amortiguamiento que hace menos bruscas las variaciones de los espectros, a que el período - natural no se conoce con certeza, ya que el comportamiento - de la estructura en el intervalo inelástico, así como la - acción suelo-estructura, modifican el período fundamental de vibración. Para el Distrito Federal, los espectros se definen en el Artículo 236 del Reglamento y ya se consideraron - los efectos anteriores.

El mencionado artículo considera las siguientes hipótesis:

- I.- La estructura se comporta elásticamente.
- II.- La ordenada del espectro, a, expresada como fracción de la aceleración de la gravedad, está dada por las siguientes expresiones (los valores restantes se obtienen de -

la tabla 2.1)

$a = a_0 + (c-a_0) T/T_1$, si T es menor que T_1

$a = c$; T está entre T_1 y T_2

$a = c (T_2/T)^r$, si T excede de T_2

Aquí t es el período 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 igual a Q si T es mayor T_1 , e igual a $1 + (Q-1) T/T_1$, en caso contrario.

En el mencionado artículo, las ordenadas espectrales especificadas consideraron los efectos de amortiguamiento, por lo que, excepto la reducción por ductilidad, no debe sufrir reducciones adicionales.

2.2.2.- Estructuras no amortiguadas de varios grados de libertad, sin torsión.

Si una estructura elástica de varios grados de libertad está sujeta al movimiento de su base, sus masas sufrirán desplazamientos, que serán función del tiempo y la aceleración.

Dado que los modos de vibración constituyen un conjunto completo, el desplazamiento de cualquiera de las masas en un momento dado, puede expresarse como la suma de los desplazamientos debidos a la participación de cada uno de los modos naturales, esto es:

$$u_i(t) = \sum_j \beta_j(t) C_j z_{ij} \quad (2.2.1)$$

en donde:

$u_i(t)$ = desplazamiento relativo a la base de la masa en el

instante t .

$\beta_j(t)$ = función que expresa la variación con respecto al tiempo de la participación del modo j . El valor máximo para cada modo puede obtenerse del espectro de desplazamiento como la ordenada que corresponde a una estructura de un grado de libertad y de igual período que el modo j .

c_j = coeficiente de participación que define la escala a la que interviene el modo j en el movimiento.

Z_{ij} = amplitud del desplazamiento de la masa m_i en el modo j .

El símbolo \sum_j expresa suma sobre todos los modos de vibrar. Para determinar el coeficiente de participación de un modo cualquiera, n , considérese que la base sufrirá una variación en su velocidad igual a \dot{s}_0 . Todas las masas tendrán entonces una velocidad relativa a la base.

$$\dot{u}_i = -\dot{s}_0 \text{ que puede expresarse}$$

$$\sum_j \dot{\beta}_j(0) C_j Z_{ij} = -\dot{s}_0$$

Teniendo en cuenta que $\dot{\beta}_j(0) = -\dot{s}_0$, queda

$$\sum_j C_j Z_{ij} = 1$$

Multiplicando por m_i resulta

$$\sum_j C_j M_i Z_{ij} Z_{in} = M_i Z_{in}$$

Formando términos análogos al anterior para los diversos valores de i y sumando, se obtiene

$$\sum_j \sum_j C_j M_i Z_{ij} Z_{in} = \sum M_i Z_{in}$$

Invirtiendo el orden de las sumas y aprovechando la propie--

dad de ortogonalidad de los modos, es decir que

$$\sum_i M_i z_{ij} z_{in} = 0 \text{ para } j \neq n$$

Se llega finalmente a

$$C_n \sum_i M_i z_{in}^2 = \sum_i M_i z_{in}$$

de donde

$$C_n = \frac{\sum_i M_i z_{in}}{\sum_i M_i z_{in}^2} \quad (2.2.2)$$

En forma matricial se tiene

$$C_n = \frac{z_n^T M 1}{z_n^T M z_n} \quad (2.2.3)$$

Sustituyendo en la ecuación y escribiendo j en vez de n :

$$U_i(t) = \sum_j \theta_j(t) z_{ij} \frac{\sum_i M_i z_{ij}}{\sum_i M_i z_{ij}^2} \quad (2.2.4)$$

La ecuación indica que el desplazamiento relativo en un instante t de la masa i , debido a la contribución del modo j , se obtiene como el producto de la amplitud de dicha masa en el modo j , a una escala arbitraria, por un coeficiente de participación, c_j y por una función del tiempo, $\theta_j(t)$, que es la misma que proporciona el desplazamiento relativo de la masa de una estructura de un grado de libertad y de igual período que el modo en cuestión.

Conocidos son los desplazamientos correspondientes a un modo, el cálculo de las fuerzas cortantes y momentos flexionantes se reduce a un problema estático.

En el Reglamento se estipulan espectros que se pueden interpretar como pseudoaceleraciones, es decir, que de ellos se puede obtener el valor A_j de la pseudoaceleración máxima --

(igual a desplazamiento máximo por la frecuencia al cuadrado). Por ello se llega a

$$U_{j\text{máx}} = A_j C_j Z_{1j} / W_j^2 \quad (2.2.5)$$

2.2.3.- Consideraciones para Diseño.

Teóricamente, la ecuación resuelve el problema de análisis sísmico dinámico de estructuras con varios grados de libertad, ya que permite obtener los máximos elementos mecánicos en las secciones críticas.

Como se ha mencionado el valor máximo de $\phi_j(t)$ se obtendrá a partir de un espectro de desplazamiento adoptado para el diseño. Esto permite conocer cualquier respuesta máxima de la estructura, R_j , debido al modo j .

Una cota superior a la respuesta de la estructura por la participación de todos los modos es la suma de las respuestas máximas de todos los modos

$$R = \sum_j R_j$$

Este valor es siempre conservador ya que las respuestas máximas de todos los modos no son simultáneas. En estructuras elásticas es más realista estimar la respuesta total con la expresión:

$$R = \sqrt{\sum_j R_j^2} \quad (2.2.6)$$

Esta expresión es adecuada para sistemas cuyos períodos tengan valor bastante distintos. Por este motivo se ha aceptado solamente cuando en el cálculo de modos de vibración no se hayan considerado como grados de libertad los giros de torsión en planta, ni las deformaciones de apéndices. Si se to-

ma en cuenta alguno o ambos de estos últimos conceptos, se puede emplear el criterio que se explica posteriormente. Una de las ventajas del análisis modal reside en que sólo es necesario determinar las respuestas debidas a unos cuantos - de los primeros modos, porque en general la parte de la respuesta total de edificios que se debe a modos superiores, es muy pequeña. El Reglamento especifica que deben considerarse cuando menos tres modos de vibración en cada dirección de -- análisis y que se tiene que tomar en cuenta todos los modos con períodos mayores que 0.4 segundos.

2.2.4.- Caso en que los Modos Tienen Períodos de Valores muy Próximos Entre Sí.

Como se ha señalado, la expresión 2.2.3 no es adecuada para estimar la respuesta máxima de sistemas de varios grados de libertad que tienen períodos muy cercanos entre sí, como - - ocurre si se consideran en el análisis dinámico los apéndice- - ces o los giros de torsión en planta de los pisos. En estos casos se puede emplear el criterio según el cual la respuesta máxima debe estimarse con la siguiente expresión.

$$R = \left[\sum_{ij} \frac{R_i R_j}{1 + E_{ij}^2} \right]^{1/2} \quad (2.2.7)$$

en donde

$$E_{ij} = \frac{w_i' - w_j'}{\xi_j' w_i' + \xi_j' w_j'} \quad (2.2.8)$$

$$\xi_j' = \xi_i + \frac{2}{w_i S} \quad (2.2.9)$$

R_i es la respuesta máxima en el modo i -ésimo,, W'_i y W_i son las frecuencias circulares amortiguada y no amortiguada, y ξ_i la fracción del amortiguamiento crítico, asociados a dicho modo ($W'_i = W_i \sqrt{1-\xi_i^2}$ y para valores moderados de ξ_i la diferencia es imperceptible); s es la duración, en segundos, del segmento de ruido blanco estacionario que equivale a la familia de temblores reales de diseño.

Se sugiere suponer $\xi_i = 0.05$, a menos que se justifique otro valor, se propone adoptar s igual a 20, 30 y 40 segundos según se trate de terreno de las zonas I, II, III, respectivamente; se propone $s = 50$ segundos para terrenos de la zona IV que no estén clasificados con base en información sobre las propiedades locales del suelo.

R_i o R_j pueden ser positivas o negativas de acuerdo con el signo que les corresponda al calcularlas modalmente; la ambigüedad en los signos se evita considerando que la ordenada espectral es siempre positiva.

Puede concluirse que si los períodos de dos modos diferentes no son muy parecidos entre sí, es decir si W_i y W_j son bastante diferentes, entonces el valor de E_{ij} correspondiente es grande y más aún su cuadrado; como en el caso en que $i=j$, $E_{ij}=0$, se concluye que la fórmula 2.2.7 dé resultados similares a los de la fórmula 2.2.6.

Otro criterio para combinar las respuestas modales cuando las frecuencias son cercanas entre sí, desarrollado considerando los temblores como procesos estocásticos estacionarios, consiste en una combinación de tipo cuadrático, es decir que

la respuesta máxima se estima como:

$$R = \left[\sum_{ij} \sum R_i \rho_{ij} R_j \right]^{1/2} \quad (2.2.10)$$

Para el caso en que los porcentajes críticos de amortiguamiento son iguales, es decir $\xi_i = \xi_j = \xi$, ρ_{ij} está dado por:

$$\rho_{ij} = \frac{8 \xi^2 (1+r) r^{3/2}}{(1-r^2)^2 + 4\xi^2 r (1+r)^2} \quad (2.2.11)$$

$$r = W_j/W_i \quad (2.2.12)$$

Nótese que para $r = 1$, $\rho_{ij} = 1$, la expresión 2.2.10 coincide con la 2.2.6.

2.2.5.- Análisis Paso a Paso; Conceptos Generales y Alcance.

Se acepta como procedimiento de análisis dinámico el cálculo paso a paso de las respuestas a temblores específicos, -- estipulándose que podrán emplearse para este fin acelerogramas de temblores reales o simulados, o combinaciones de éstos, siempre que se usen no menos de 4 movimientos representativos, independientes entre sí cuyas intensidades sean compatibles con los criterios que consigna el Reglamento y que se tengan en cuenta el comportamiento no lineal de la estructura y las incertidumbres que haya en cuanto a sus parámetros.

Para analizar un edificio satisfaciendo los requisitos anteriores, se tienen que emplear métodos numéricos para resolver ecuaciones diferenciales, con la ayuda de computadoras digitales.

Aunque existen programas con los que se podría hacer un aná-

lisis no lineal tridimensional, no se tienen en la actualidad, conocimientos suficientes sobre las leyes constitutivas que rigen el comportamiento de elementos estructurales ante cargas cíclicas en 3 direcciones y, por tanto, no se pueden desarrollar modelos analíticos completamente confiables.

Por lo anterior, el análisis sísmico paso a paso no lineal de edificios ha sido aplicado a sistemas planos en trabajos de investigación y se piensa que es todavía impráctico usar este tipo de análisis.

Si se desea hacer un análisis paso a paso lineal, conviene encontrar en primer lugar, los modos de vibrar del edificio para luego, calcular numéricamente la respuesta en cada modo, lo cual significa tratar con sistemas de un sólo grado de libertad, puesto que las respuestas modales están desacopladas entre sí.

Hay que examinar con cuidado ciertos aspectos, como el amortiguamiento y la reducción por ductilidad, asociados a cada modo, aunado a la selección de temblores que sean realmente independientes entre sí y congruentes con las intensidades implícitas en los aspectos de diseño, así como la manera de considerar las excentricidades accidentales.

2.2.6.- Método β de Newmark.

En un sistema no lineal de un grado de libertad, las fuerzas de amortiguamiento y de rigidez ya no son respectivamente -- proporcionales a la velocidad y al desplazamiento relativo (\dot{u} y u), y en general serán funciones f_a y f_r del tiempo. La condición de equilibrio dinámico se expresa:

$$m\ddot{u} + f_a(t) + f_r(t) = -m\ddot{s}_0 \quad (2.2.13)$$

En edificios es frecuente considerar solamente la no linealidad en las fuerzas de rigidez y aceptar que el amortiguamiento es viscoso. Así la ecuación anterior queda:

$$m\ddot{u} + c\dot{u} + f_r(t) = -\ddot{s}_0 \quad (2.2.14)$$

Es común que las fuerzas f_r se expresen como funciones no lineales del desplazamiento u y se pueda escribir: $f_r(t)$ como $f_r(u)$.

Para resolver la ecuación 2.2.14, Newmark propuso el siguiente procedimiento:

- Sean u_i , \dot{u}_i y \ddot{u}_i los valores del desplazamiento, la velocidad y la aceleración relativas en el instante t_i . El subíndice $i + 1$ denota a las cantidades correspondientes al tiempo $t_{i+1} = t_i + \Delta t$. Supóngase el valor de \ddot{u}_{i+1} ;
- Calcúlese $\dot{u}_{i+1} = \dot{u}_i + (\ddot{u}_i + \ddot{u}_{i+1}) \Delta t / 2$;
- Calcúlese $u_{i+1} = u_i + \dot{u}_i \Delta t + (1/2 - \beta) \ddot{u}_i (\Delta t)^2 + \beta \ddot{u}_{i+1} (\Delta t)^2$;
- Calcúlese un nuevo valor de \ddot{u}_{i+1} con la ecuación 2.2.14;
- Compárese el valor obtenido en (d) con el supuesto en (a). Si se los considera suficientemente parecidos, se procede a efectuar los cálculos para el siguiente incremento de tiempo; en caso contrario, se repiten los pasos de (b) a (e), con el valor de \ddot{u}_{i+1} calculado en (d).

El valor de β se puede asociar a la forma en que se supone que varía la aceleración en el intervalo Δt .

Si $\beta = 1/6$ dicha variación es lineal entre \ddot{u}_i y \ddot{u}_{i+1} ; si $\beta = 1/4$, la aceleración es constante, igual a: $(u_i + u_{i+1})/2$.

El valor de $\beta = 1/8$ corresponde a una variación escalonada de la aceleración. Por otra parte, el método es estable incondicionalmente cuando β es menor de $1/4$.

Se recomienda usar como intervalo de iteración, Δt , un valor del orden de $T/10$, o un valor más pequeño que permita representar adecuadamente la variación en el tiempo de la aceleración del terreno.

En los lapsos en que la rigidez varía linealmente con la deformación (siendo además lineal el amortiguamiento), el método no tiene que ser iterativo, y para calcular los valores de aceleración, velocidad y desplazamiento, correspondientes a un incremento de tiempo, con base en los del tiempo anterior, basta resolver por cualquier método el sistema de ecuaciones formado por las expresiones de los pasos (b) y (c) y por la ecuación de equilibrio dinámico.

Nótese que se trata de tres ecuaciones lineales (con coeficientes constantes), las incógnitas son $\ddot{u}_i + 1$, $\dot{u}_i + 1$ y $u_i + 1$. Opcionalmente, en este caso se pueden considerar como incógnitas los incrementos de aceleraciones, velocidades y desplazamientos.

Cuando el sistema es lineal, las iteraciones sólo constituyen una forma de resolver el sistema de ecuaciones.

$$a = \begin{cases} (1 + 3T/T_a)c/4 & \text{si } T < T_a \\ c & \text{si } T_a < T < T_b \\ (T_b/T)^r c & \text{si } T > T_b \end{cases}$$

ZONA	T _a	T _b	r	c	
				GRUPO B	GRUPO A
I	0.2	0.6	1/2	0.16	0.24
II	0.3	1.5	2/3	0.32	0.48
III	0.6	3.9	1	0.40	0.60

Tabla 2.1

3.- ESTRUCTURAS PROPUESTAS Y DIMENSIONAMIENTO.

Para el estudio comparativo de fuerzas, elementos mecánicos y desplazamientos, se propusieron dos estructuras; la primera de 15 niveles, y la segunda de 10 niveles.

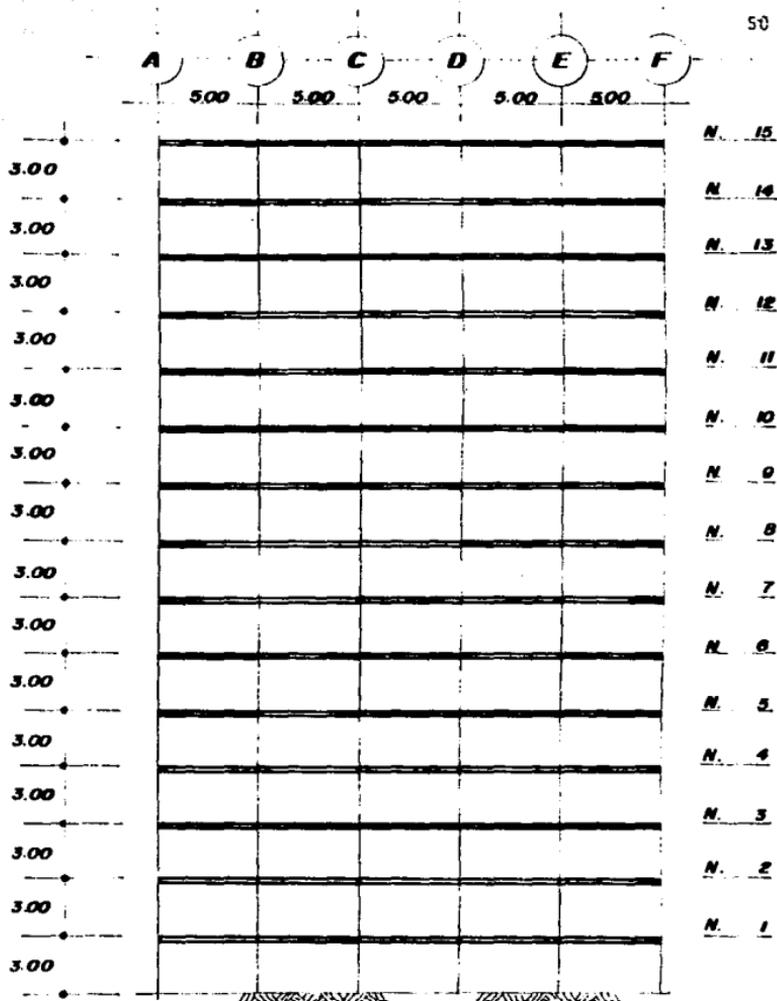
Como simplificación, se consideró una carga de 1000 kg/m² - repartida uniformemente en el área de entrepiso; para considerar la variación de la masa en los entrepisos, se propuso una carga de 2000 kg/m². Los valores que aparecen en la baja da de cargas se multiplicaron por 2 para realizar los análisis sísmicos y analizar los marcos bajo efectos de cargas - verticales.

Se analiza, también, el efecto que produce la variación de - la rigidez de entrepiso, modificando la inercia de las tra-- bas.

La modificación de la masa, al igual que la de la inercia se efectuó, para la estructura de 15 niveles, en el quinto y el décimo, mientras que para la estructura de 10 niveles, -- únicamente en el quinto.

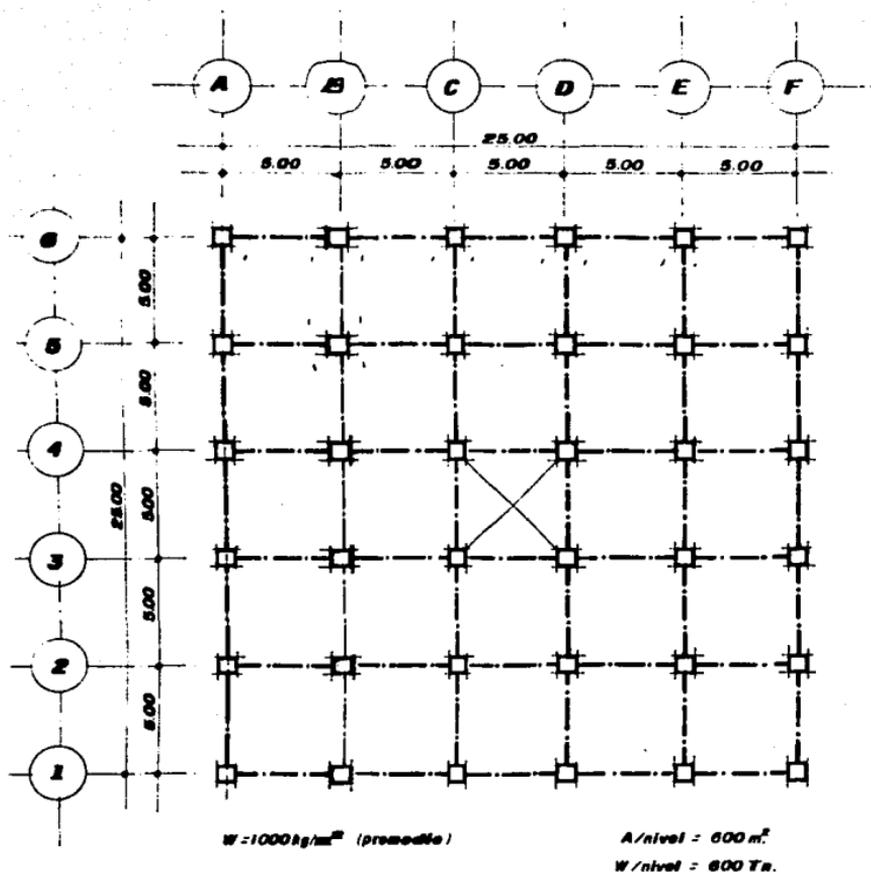
La estructura de 15 niveles, es totalmente simétrica; se --- constituye de 6 marcos en uno y otro sentido, con la misma longitud en los 2 sentidos. La altura de entrepiso es igual a - 3 metros y se mantiene constante en toda la estructura.

La estructura de 10 niveles, se constituye de 6 marcos en un sentido por 8 marcos del otro sentido; las crujías son de la misma dimensión en los 2 sentidos, formando tableros cuadrados de entrepiso, al igual que en la estructura descrita anteriormente. La altura de entrepiso es de 3 metros, mante--- niéndose constante en todos los niveles.

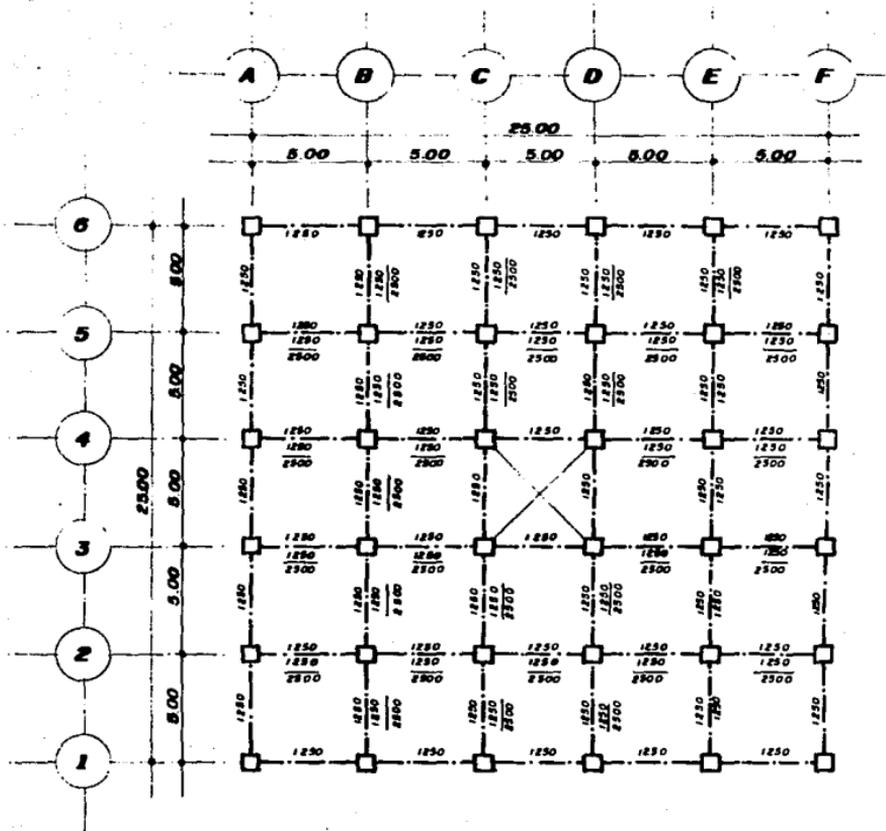


ELEVACION

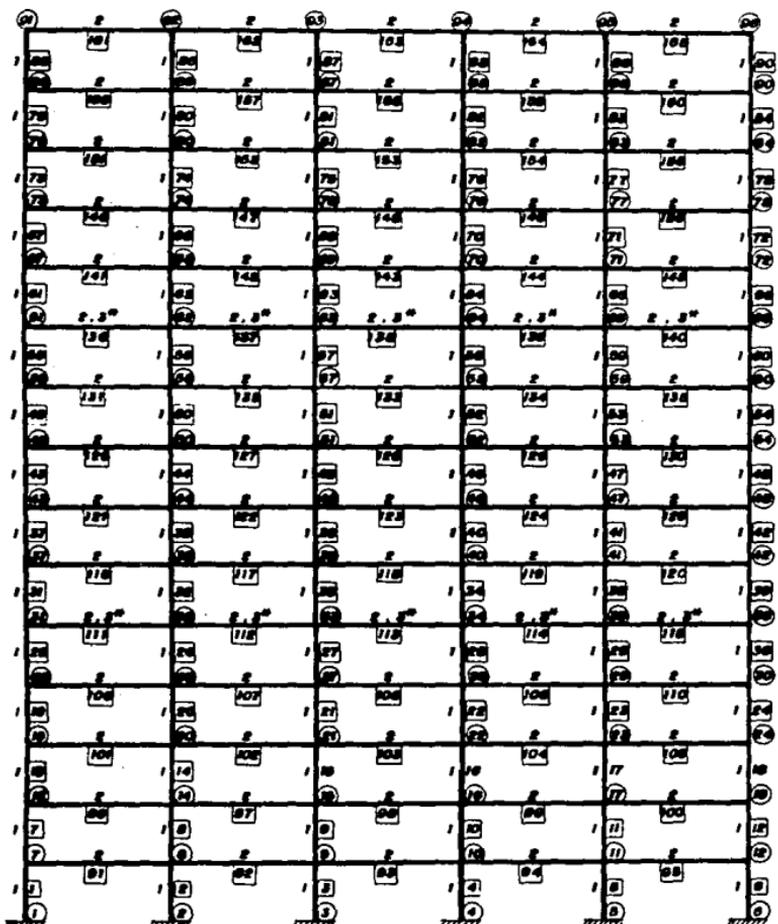
CORTE ESQUEMATICO



Estructuración en planta para todos los niveles
(edificio de 15 niveles)



Bajada de cargas en planta tipo ($W=1000\text{ kg/m}^2$)

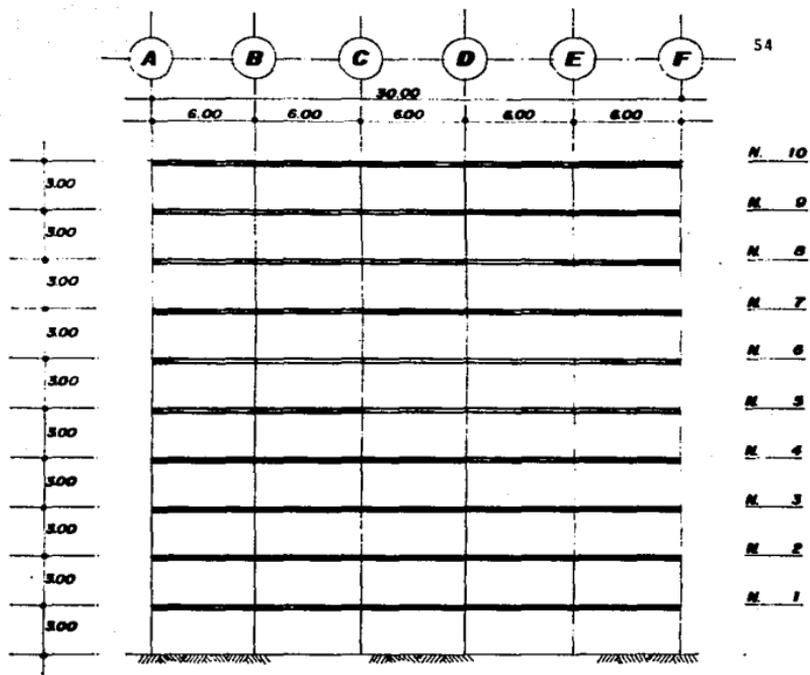


$E = 28300 \text{ kg/cm}^2$ * B.T. = 2.5"
 $G = 88500 \text{ kg/cm}^2$ * C.C. = 4
 * BARRAS = 168 * APOYOS = 6
 * RUEDOS = 80

APOYO	X	Y	Z
1	S	S	S
2	S	S	S
3	S	S	S
4	S	S	S
5	S	S	S
6	S	S	S

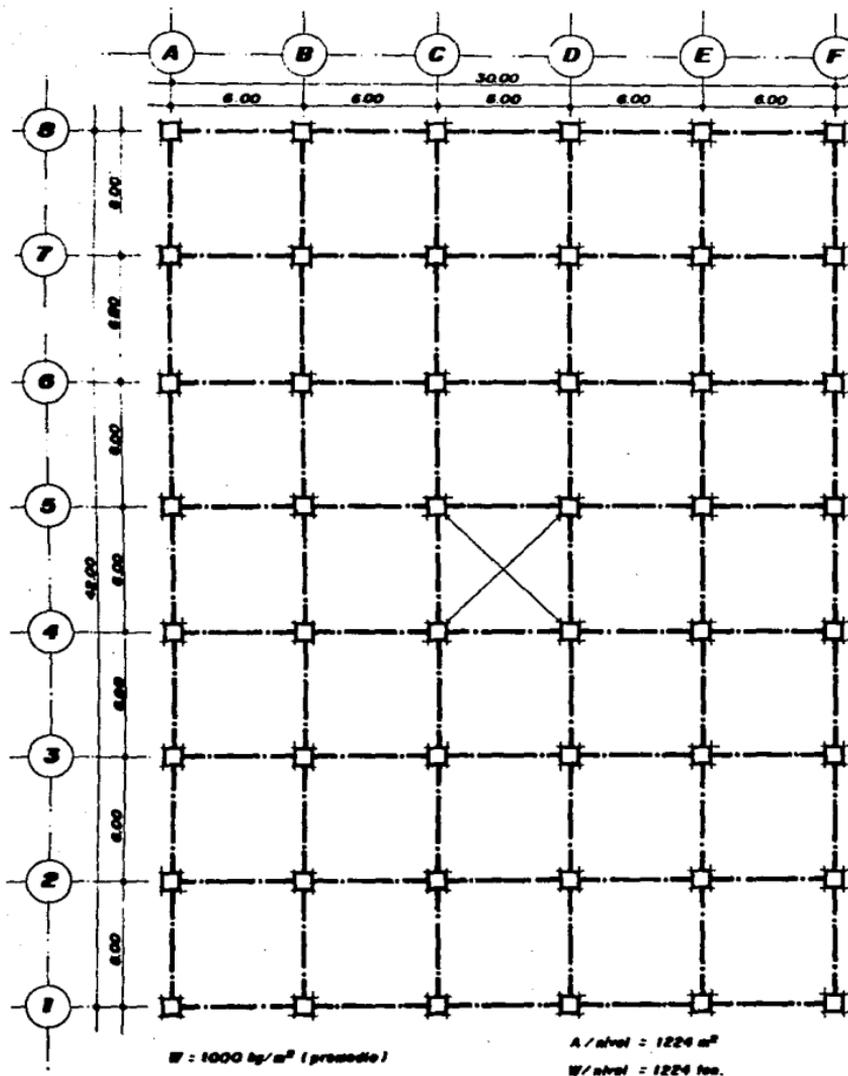
TIPO	L	CC	A	Ac	INERCIA	SECCION
1	300	80	10808	8333	8 333 333	100 x 100
2	800	0	1800	1800	840 070	30 x 80
3 ^o	800	0	2400	8000	180 000	80 x 30

* PARA VARIAR LA RIGIDEZ DE ENTREPISO

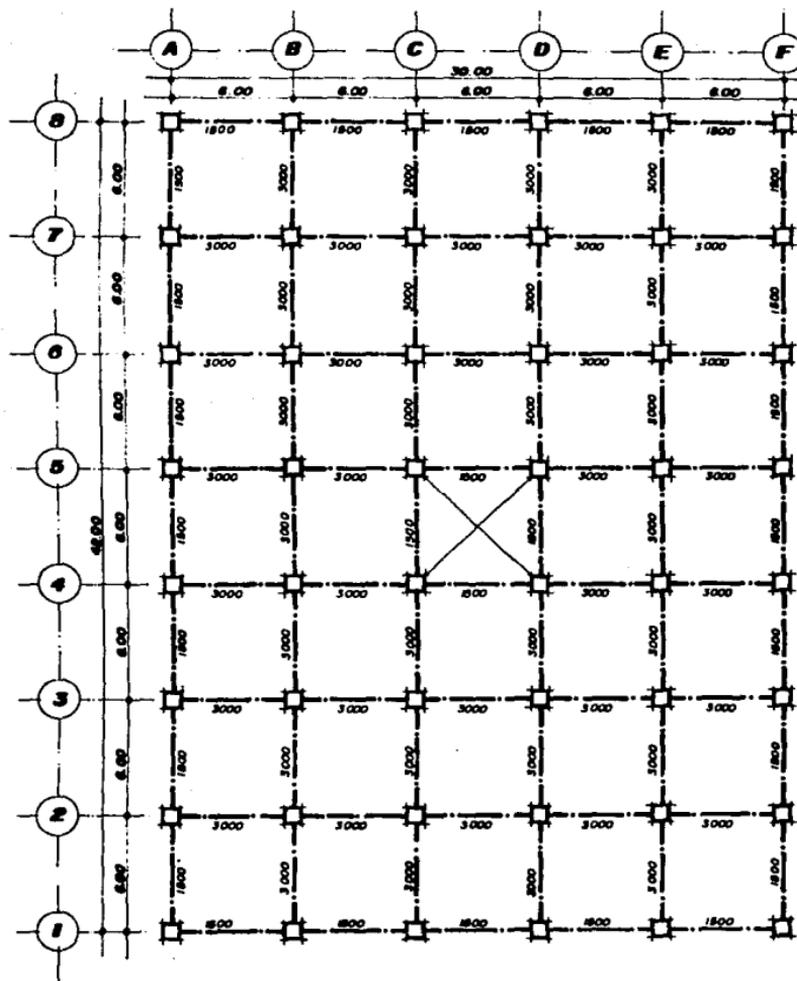


ELEVACION

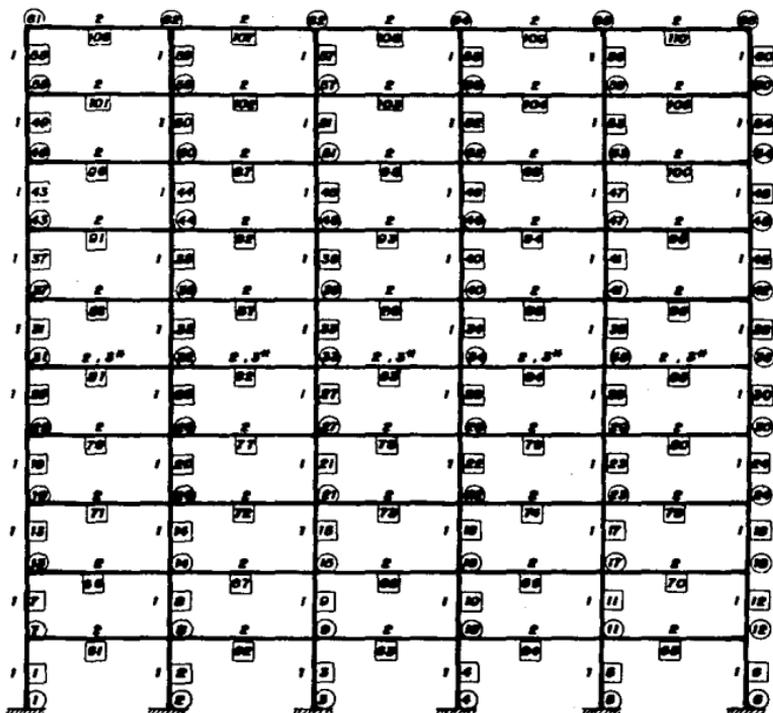
CORTE ESQUEMATICO



Estructuración en planta para todos los niveles
(edificio de 10 niveles)



Bajadas de cargas en planta tipo ($w = 1000 \text{ kg/m}^2$)



$$E = 221350 \text{ kg/cm}^2$$

$$G = 88944 \text{ kg/cm}^2$$

BARRAS = 110

NUDOS = 88

B.T. = 2, 3^a

C.C. = 7

APOYOS = 6

APOYO	X	Y	Z
1	S	S	S
2	S	S	S
3	S	S	S
4	S	S	S
5	S	S	S
6	S	S	S

TIPO	L	GC	A	Ac	MERCIA	SECCION
1	300	90	10000	8333	8335333	100 x 100
2	900	0	2400	2000	1280088	30 x 80
3 ^a	600	0	3000	2500	228080	100 x 30

* PARA VARIAR LA RIGIDEZ DE ENTREPISO

4.- CALCULO DE FUERZAS SISMICAS Y ANALISIS ESTRUCTURAL.

El presente capítulo consta de una serie de tablas que son los respectivos análisis sísmicos, cálculo de rigideces y -- períodos y condiciones de carga para las respectivas estructuras.

La segunda parte del capítulo, es el uso de las tablas anteriores, para cargar el programa de análisis estructural que permitió realizar el análisis de los marcos.

Se analizaron 4 marcos, dos para cada estructura, con varias condiciones de carga. Todos los marcos tienen la misma rigidez, pues todos son iguales en geometría general y en sus -- barras; por esta razón se analiza en cada estructura, un marco con condiciones normales de geometría y otro variando las trabes de entrepiso.

Para obtener la rigidez del entrepiso, se calculó la rigidez de cada marco y posteriormente se multiplicó por el número - de marcos en ese sentido.

Se consideró que las estructuras se localizan en la zona III del D.F., y que pertenecen al grupo B.

El análisis sísmico dinámico se realizó con computadora; el programa que lo efectúa usa el método de Stodolla-Vianello-Newmark. El programa fue hecho, originalmente, con el espectro de diseño de la Comisión Federal de Electricidad, por lo que se modificó para que considere el espectro del D.F. que corresponde a la zona III.

Dado que todos los marcos tienen la misma rigidez, las fuerzas sísmicas totales se dividen entre el número de marcos y es la que corresponde a cada uno.

Tabla 4.1.- Análisis estático para la estructura de 15 niveles, con peso constante; unidades en - ton. y m.

NIVEL	W	H	WH	F	V
15	600	45	27000	225.00	225.00
14	600	42	25200	210.00	435.00
13	600	39	23400	195.00	630.00
12	600	36	21600	180.00	810.00
11	600	33	19800	165.00	975.00
10	600	30	18000	150.00	1125.00
9	600	27	16200	135.00	1260.00
8	600	24	14400	120.00	1380.00
7	600	21	12600	105.00	1485.00
6	600	18	10800	90.00	1575.00
5	600	15	9000	75.00	1650.00
4	600	12	7200	60.00	1710.00
3	600	9	5400	45.00	1755.00
2	600	6	3600	30.00	1785.00
1	600	3	1800	15.00	1800.00
9,000		216000			

$$c = 0.4 \quad C_s = 0.2 \quad \beta = \frac{C_s \sum W}{\sum Wh} = 0.008333$$

$$Q = 2$$

$$V_{\text{base}} = 9000 (0.2) = 1800.0 \text{ ton.}$$

Tabla 4.2.- Análisis sísmico estático para la estructura de 15 niveles, con peso variable.

NIVEL	W	H	WH	F	V
15	600	45	27000	226.67	226.67
14	600	42	25200	211.55	438.22
13	600	39	23400	196.44	634.66
12	600	36	21600	181.33	815.99
11	600	33	19800	166.22	982.21
10	1200	30	36000	302.22	1284.43
9	600	27	16200	136.00	1420.43
8	600	24	14400	120.89	1541.32
7	600	21	12600	105.78	1647.10
6	600	18	10800	90.67	1737.77
5	1200	15	18000	151.11	1888.88
4	600	12	7200	60.44	1949.32
3	600	9	5400	45.33	1994.65
2	600	6	3600	30.22	2024.87
1	600	3	1800	15.11	2039.98
10,200		243000			

$$C_s = 0.2 \quad \beta = \frac{0.2(10200)}{243000} = 0.008395$$

$$V_{\text{base}} = 10200 (0.2) = 2040.0 \text{ Ton.}$$

SIME S.C. CODIGO # 840227A
DATOS DEL MARCO TESIS 1

61

ARCHIVO DE DATOS: A:TESISM1

I= 221359
G= 88544

BARRAS= 165 # NUDOS= 96 # BARRAS TIPICAS= 2
CONDICIONES DE CARGA= 1 # GDL= 270 ANCHO BANDA= 21

BARRAS TIPICAS

BARRA TIPO 1

LONGITUD 300
ANGULO 90
A. AXIAL 10000
A. CORTE 8333
INERCIA 8333333

BARRA TIPO 2

LONGITUD 500
ANGULO 0
A. AXIAL 1500
A. CORTE 1500
INERCIA 540000

NUDOS	RESTRICCION
NUDO	X Y Z
1	S S S
2	S S S
3	S S S
4	S S S
5	S S S
6	S S S

OCIDENCIA DE BARRAS

BARRA	TIPO	NUDOS
1	1	1 - 7
2	1	2 - 8
3	1	3 - 9
4	1	4 - 10
5	1	5 - 11
6	1	6 - 12
7	1	7 - 13
8	1	8 - 14
9	1	9 - 15
10	1	10 - 16
11	1	11 - 17
12	1	12 - 18

13	1	13	- 19
14	1	14	- 20
15	1	15	- 21
16	1	16	- 22
17	1	17	- 23
18	1	18	- 24
19	1	19	- 25
20	1	20	- 26
21	1	21	- 27
22	1	22	- 28
23	1	23	- 29
24	1	24	- 30
25	1	25	- 31
26	1	26	- 32
27	1	27	- 33
28	1	28	- 34
29	1	29	- 35
30	1	30	- 36
31	1	31	- 37
32	1	32	- 38
33	1	33	- 39
34	1	34	- 40
35	1	35	- 41
36	1	36	- 42
37	1	37	- 43
38	1	38	- 44
39	1	39	- 45
40	1	40	- 46
41	1	41	- 47
42	1	42	- 48
43	1	43	- 49
44	1	44	- 50
45	1	45	- 51
46	1	46	- 52
47	1	47	- 53
48	1	48	- 54
49	1	49	- 55
50	1	50	- 56
51	1	51	- 57
52	1	52	- 58
53	1	53	- 59
54	1	54	- 60
55	1	55	- 61
56	1	56	- 62
57	1	57	- 63
58	1	58	- 64
59	1	59	- 65
60	1	60	- 66
61	1	61	- 67
62	1	62	- 68
63	1	63	- 69
64	1	64	- 70
65	1	65	- 71
66	1	66	- 72

SIME S.C. CODIGO # 840227A
 DATOS DEL MARCO TESIS I

67	1	67	- 73
68	1	68	- 74
69	1	69	- 75
70	1	70	- 76
71	1	71	- 77
72	1	72	- 78
73	1	73	- 79
74	1	74	- 80
75	1	75	- 81
76	1	76	- 82
77	1	77	- 83
78	1	78	- 84
79	1	79	- 85
80	1	80	- 86
81	1	81	- 87
82	1	82	- 88
83	1	83	- 89
84	1	84	- 90
85	1	85	- 91
86	1	86	- 92
87	1	87	- 93
88	1	88	- 94
89	1	89	- 95
90	1	90	- 96
91	2	7	- 8
92	2	8	- 9
93	2	9	- 10
94	2	10	- 11
95	2	11	- 12
96	2	12	- 13
97	2	13	- 14
98	2	14	- 15
99	2	15	- 16
100	2	16	- 17
101	2	17	- 18
102	2	18	- 19
103	2	19	- 20
104	2	20	- 21
105	2	21	- 22
106	2	22	- 23
107	2	23	- 24
108	2	24	- 25
109	2	25	- 26
110	2	26	- 27
111	2	27	- 28
112	2	28	- 29
113	2	29	- 30
114	2	30	- 31
115	2	31	- 32
116	2	32	- 33
117	2	33	- 34
118	2	34	- 35
119	2	35	- 36
120	2	36	- 37
	2	37	- 38
	2	38	- 39
	2	39	- 40
	2	40	- 41
	2	41	- 42

SINE S.C. CODIGO # 840227A
 DATOS DEL MARCO TESIS 1

121	2	43	- 44
22	2	44	- 45
23	2	45	- 46
124	2	46	- 47
125	2	47	- 48
26	2	49	- 50
127	2	50	- 51
128	2	51	- 52
29	2	52	- 53
30	2	53	- 54
131	2	55	- 56
32	2	56	- 57
33	2	57	- 58
134	2	58	- 59
135	2	59	- 60
36	2	61	- 62
37	2	62	- 63
138	2	63	- 64
39	2	64	- 65
40	2	65	- 66
141	2	67	- 68
42	2	68	- 69
43	2	69	- 70
144	2	70	- 71
145	2	71	- 72
46	2	73	- 74
47	2	74	- 75
148	2	75	- 76
49	2	76	- 77
50	2	77	- 78
151	2	79	- 80
52	2	80	- 81
53	2	81	- 82
154	2	82	- 83
155	2	83	- 84
56	2	85	- 86
57	2	86	- 87
158	2	87	- 88
59	2	88	- 89
60	2	89	- 90
161	2	91	- 92
162	2	92	- 93
63	2	93	- 94
64	2	94	- 95
165	2	95	- 96

CONDICION DE CARGA # 1

ARCHIVO: A:TESIS1.C1

CARGAS EN NUDOS

JDD FX
 .1 37500

FY
 0

FZ
 0

SIHE S.C. CODIGO # 840227A
DATOS DEL MARCO TESIS 1

85	35000	0	0
79	32500	0	0
73	30000	0	0
67	27500	0	0
41	25000	0	0
45	22500	0	0
49	20000	0	0
43	17500	0	0
17	15000	0	0
11	12500	0	0
25	10000	0	0
9	7500	0	0
3	5000	0	0
7	2500	0	0

DESPLAZAMIENTOS		CONDICION 1	
ORDO	DESPL. X	DESPL. Y	GIRO
1	0.00E+00	0.00E+00	0.00E+00
2	0.00E+00	0.00E+00	0.00E+00
3	0.00E+00	0.00E+00	0.00E+00
4	0.00E+00	0.00E+00	0.00E+00
5	0.00E+00	0.00E+00	0.00E+00
6	0.00E+00	0.00E+00	0.00E+00
7	5.15E-01	4.04E-02	-2.96E-03
8	5.19E-01	2.97E-03	-2.88E-03
9	5.20E-01	2.01E-04	-2.88E-03
10	5.18E-01	-3.10E-04	-2.88E-03
11	5.16E-01	-3.06E-03	-2.87E-03
12	5.10E-01	-4.02E-02	-2.93E-03
13	1.70E+00	7.87E-02	-4.53E-03
14	1.70E+00	5.91E-03	-4.41E-03
15	1.70E+00	4.01E-04	-4.39E-03
16	1.70E+00	-6.12E-04	-4.39E-03
17	1.69E+00	-6.08E-03	-4.39E-03
18	1.69E+00	-7.83E-02	-4.51E-03
19	3.23E+00	1.14E-01	-5.31E-03
20	3.23E+00	8.81E-03	-5.16E-03
21	3.22E+00	6.02E-04	-5.15E-03
22	3.22E+00	-9.06E-04	-5.14E-03
23	3.21E+00	-9.05E-03	-5.15E-03
24	3.21E+00	-1.13E-01	-5.28E-03
25	4.92E+00	1.45E-01	-5.62E-03
26	4.91E+00	1.16E-02	-5.47E-03
27	4.91E+00	8.00E-04	-5.46E-03
28	4.90E+00	-1.19E-03	-5.45E-03
29	4.89E+00	-1.19E-02	-5.46E-03
30	4.89E+00	-1.44E-01	-5.59E-03
31	6.66E+00	1.72E-01	-5.66E-03
32	6.65E+00	1.43E-02	-5.51E-03
33	6.64E+00	9.92E-04	-5.50E-03
34	6.63E+00	-1.46E-03	-5.49E-03
35	6.63E+00	-1.47E-02	-5.50E-03
36	6.62E+00	-1.72E-01	-5.63E-03
37	8.38E+00	1.96E-01	-5.52E-03
38	8.37E+00	1.68E-02	-5.38E-03
39	8.35E+00	1.17E-03	-5.36E-03
40	8.34E+00	-1.71E-03	-5.36E-03
41	8.34E+00	-1.73E-02	-5.36E-03
42	8.34E+00	-1.95E-01	-5.49E-03
43	1.00E+01	2.16E-01	-5.26E-03
44	1.00E+01	1.92E-02	-5.12E-03
45	1.00E+01	1.35E-03	-5.11E-03
46	9.99E+00	-1.95E-03	-5.10E-03
47	9.99E+00	-1.97E-02	-5.11E-03
48	9.99E+00	-2.14E-01	-5.23E-03
49	1.16E+01	2.32E-01	-4.91E-03
50	1.16E+01	2.13E-02	-4.78E-03
51	1.16E+01	1.50E-03	-4.76E-03

SIME S.C. CODIGO # 640227A
 RESULTADOS DEL MARCO TESIS I

67

NUDO	DESPL. X	DESPL. Y	GIRO
52	1.16E+01	-2.16E-03	-4.76E-03
53	1.15E+01	-2.18E-02	-4.77E-03
54	1.15E+01	-2.30E-01	-4.88E-03
55	1.30E+01	2.44E-01	-4.48E-03
56	1.30E+01	2.32E-02	-4.37E-03
57	1.30E+01	1.64E-03	-4.35E-03
58	1.30E+01	-2.35E-03	-4.34E-03
59	1.30E+01	-2.38E-02	-4.35E-03
60	1.30E+01	-2.47E-01	-4.46E-03
61	1.43E+01	2.54E-01	-4.00E-03
62	1.43E+01	2.49E-02	-3.90E-03
63	1.43E+01	1.77E-03	-3.88E-03
64	1.43E+01	-2.51E-03	-3.87E-03
65	1.43E+01	-2.55E-02	-3.88E-03
66	1.43E+01	-2.53E-01	-3.97E-03
67	1.55E+01	2.61E-01	-3.47E-03
68	1.55E+01	2.63E-02	-3.38E-03
69	1.54E+01	1.87E-03	-3.36E-03
70	1.54E+01	-2.65E-03	-3.36E-03
71	1.54E+01	-2.69E-02	-3.37E-03
72	1.54E+01	-2.60E-01	-3.45E-03
73	1.64E+01	2.66E-01	-2.92E-03
74	1.64E+01	2.74E-02	-2.84E-03
75	1.64E+01	1.95E-03	-2.83E-03
76	1.64E+01	-2.76E-03	-2.82E-03
77	1.64E+01	-2.80E-02	-2.83E-03
78	1.64E+01	-2.65E-01	-2.89E-03
79	1.73E+01	2.70E-01	-2.37E-03
80	1.72E+01	2.83E-02	-2.31E-03
81	1.72E+01	2.01E-03	-2.30E-03
82	1.72E+01	-2.84E-03	-2.29E-03
83	1.72E+01	-2.89E-02	-2.30E-03
84	1.72E+01	-2.68E-01	-2.34E-03
85	1.79E+01	2.71E-01	-1.89E-03
86	1.79E+01	2.88E-02	-1.84E-03
87	1.79E+01	2.04E-03	-1.81E-03
88	1.78E+01	-2.88E-03	-1.81E-03
89	1.78E+01	-2.94E-02	-1.82E-03
90	1.78E+01	-2.70E-01	-1.87E-03
91	1.85E+01	2.72E-01	-1.62E-03
92	1.84E+01	2.91E-02	-1.50E-03
93	1.84E+01	2.06E-03	-1.45E-03
94	1.83E+01	-2.90E-03	-1.44E-03
95	1.83E+01	-2.97E-02	-1.48E-03
96	1.83E+01	-2.71E-01	-1.60E-03

Tabla 4.3.- Cálculo de las rigideces de entrepiso, unidades en Kg. y cm. (estructura de 15 niveles con -- secciones de barra constante).

F	V	d	d'	K	K_T
37500	37500	18.50	0.60	62500	375000
35000	72500	17.90	0.60	120833	724998
32500	105000	17.30	0.80	131250	787500
30000	135000	16.50	1.00	135000	810000
27500	162500	15.50	1.20	135417	812502
25000	187500	14.30	1.30	144231	869386
22500	210000	13.00	1.40	150000	900000
20000	230000	11.60	1.60	143750	862500
17500	247500	10.00	1.62	152778	916668
15000	262500	8.38	1.72	152616	915696
12500	275000	6.66	1.74	158046	948276
10000	285000	4.92	1.69	168639	1011834
7500	292500	3.23	1.53	191176	1147056
5000	297500	1.70	1.185	251055	1506330
2500	300000	0.515	0.515	582524	3495146

Donde: F = Fuerza aplicada en los nudos.

V = Cortante

d = Desplazamiento producido por F

d' = Desplazamiento relativo entre los entrepisos.

$$K = \frac{V}{d}, \quad ; K_T = 6 K$$

Tabla 4.4.- Cálculo de las rigideces de entrepiso (estructura de 15 niveles con secciones de barra variables).

F	V	d	d'	K	Kt
37500	37500	20.60	0.50	75000	450000
35000	72500	20.10	0.70	103571	621429
32500	105000	10.40	0.90	116667	700000
30000	135000	18.50	1.10	122727	736364
27500	162500	17.40	1.40	116071	696429
25000	187500	16.00	1.50	125000	750000
22500	210000	14.50	1.60	131250	787500
20000	230000	12.90	1.70	135294	811765
17500	247500	11.20	1.89	130952	785714
15000	262500	9.31	2.03	129310	775862
12500	275000	7.28	2.04	134804	808824
10000	285000	5.24	1.86	153226	919355
7500	292500	3.38	1.62	180556	1083333
5000	297500	1.76	1.232	241477	1448864
2500	300000	0.528	0.528	568182	3409091

Tabla 4.5.- Cálculo del periodo, unidades en ton., cm. y seg. (estructura de 15 niveles con peso constante).

NIVEL	W _i	F _i	V _i	K _i	V _i /K _i	X _i	W _i X _i ²	F _i X _i
15	600	225.0	225.0	375.00	0.60	18.50	205350.00	4162.50
14	600	210.0	435.0	724.998	0.60	17.90	192246.00	3759.00
13	600	195.0	630.0	787.500	0.80	17.30	179574.00	3373.50
12	600	180.0	810.0	810.000	1.00	16.50	163350.00	2970.00
11	600	165.0	975.0	812.502	1.20	15.50	144150.00	2557.50
10	600	150.0	1125.0	865.386	1.30	14.30	122694.00	2145.00
9	600	135.0	1260.0	900.000	1.40	13.00	101400.00	1755.00
8	600	120.0	1380.0	862.500	1.60	11.60	80726.00	1392.00
7	600	105.0	1485.0	916.668	1.62	10.00	60000.00	1050.00
6	600	90.0	1575.0	915.696	1.72	8.38	42134.64	754.20
5	600	75.0	1650.0	948.276	1.74	6.66	26613.36	499.50
4	600	60.0	1710.0	1011.834	1.69	4.92	14523.84	295.20
3	600	45.0	1755.0	1147.056	1.53	3.23	6259.74	145.35
2	600	30.0	1785.0	1506.630	1.185	1.70	1734.00	51.00
1	600	15.0	1800.0	3495.146	0.515	0.515	159.14	7.73
Σ							1340924.72	24917.48

$$T = 6.3 \left(\frac{\sum W_i X_i^2}{g \sum F_i X_i} \right)^{1/2} = 1.4755 \text{ seg.}$$

$T_1 < T < T_2$ ∴ las fuerzas sísmicas estáticas no admiten modificación.

Tabla 4.6.- Cálculo del período (estructura de 15 niveles con peso variable).

NIVEL	W _i	F _i	V _i	K _i	V _i /K _i	X _i	W _i X _i ²	F _i X _i
15	600	226.67	226.67	375.000	0.60	20.36	248,718	4615
14	600	211.55	438.22	724.998	0.60	19.76	234,275	4180
13	600	196.44	634.66	787.500	0.81	19.16	220,263	3764
12	600	181.33	815.99	810.000	1.01	18.35	202,034	3327
11	600	166.22	982.21	812.502	1.21	17.34	180,405	2882
10	1200	302.22	1284.43	865.386	1.48	16.13	312,212	4875
9	600	136.00	1420.43	900.000	1.58	14.65	128,774	1992
8	600	120.89	1541.32	862.500	1.79	13.07	102,495	1580
7	600	105.78	1647.10	916.668	1.80	11.28	76,343	1193
6	600	90.67	1737.77	915.696	1.90	9.48	53,922	860
5	1200	151.11	1888.88	948.276	1.99	7.58	68,948	1145
4	600	60.44	1949.32	1011.834	1.93	5.59	18,749	338
3	600	45.33	1994.65	1147.056	1.74	3.66	8,037	166
2	600	30.22	2024.87	1506.330	1.34	1.92	2,212	58
1	600	15.11	2039.98	3495.146	0.58	0.58	1,201	9
							1858,588	30984

$$T = 63 \left(\frac{\sum W_i X_i^2}{g \sum F_i X_i} \right)^{1/2} = 1.5579 \text{ seg.}$$

$T_1 < T < T_2$ ∴ las fuerzas sísmicas estáticas no admiten corrección.

Tabla 4.7.- Cálculo del período (estructura de 15 niveles con sección de barra variable).

NIVEL	W _i	F _i	V _i	K _i	V _i /K _i	X _i	W _i X _i ²	F _i X _i
15	600	225.0	225.0	450.000	0.50	20.60	254616	4635
14	600	210.0	435.0	621.429	0.70	20.10	242406	4221
13	600	195.0	630.0	700.000	0.90	19.40	225816	3783
12	600	180.0	810.0	736.364	1.10	18.50	205350	3330
11	600	165.0	975.0	796.429	1.40	17.40	181656	2871
10	600	150.0	1125.0	750.000	1.50	16.00	153600	2400
9	600	135.0	1260.0	787.500	1.60	14.50	126150	1958
8	600	120.0	1380.0	811.765	1.70	12.90	99846	1548
7	600	105.0	1485.0	785.714	1.89	11.20	75264	1176
6	600	90.0	1575.0	775.862	2.03	9.31	52006	838
5	600	75.0	1650.0	808.824	2.04	7.28	31799	546
4	600	60.0	1710.0	919.355	1.86	5.24	16475	314
3	600	45.0	1755.0	1083.333	1.62	3.38	6855	152
2	600	30.0	1785.0	1448.864	1.232	1.76	1859	53
1	600	15.0	1800.0	3409.091	0.528	0.528	167	8
							1673865	27833

$T = 1.5599$ seg.

$T_1 < T < T_2$ ∴ las fuerza sísmicas estáticas no admiten modificación.

Análisis de la Interacción Suelo-Estructura.

Para las 2 estructuras el procedimiento es el mismo, por lo que sólo se analiza paso a paso la estructura de 15 niveles, mientras que para la de 10 niveles únicamente aparecen los resultados.

La solución de la cimentación, para las 2 estructuras, es una losa de cimentación, contratrabes en los ejes correspondientes y pilotes localizados a un metro, vertical y horizontalmente, del crucero de los ejes correspondientes.

Procedimiento en la estructura de 15 niveles:

$$T_1 = (T_0^2 + T_R^2 + T_f^2)^{\frac{1}{2}}$$

$$T_x = 2\pi \left(\frac{W_0}{gK_x} \right)^{\frac{1}{2}}$$

W_0 = peso de la estructura

$$W_0 = 16 (900) = 9600 \text{ Tn}$$

$$g = 9.81 \text{ m/s}^2$$

$$K_x = 8GR_x$$

$$R_x = \left(\frac{A}{\pi} \right)^{\frac{1}{2}}$$

$$A = (26)^2 = 676 \text{ m}^2$$

$$R_x = \left(\frac{676}{\pi} \right)^{\frac{1}{2}} = 14.6689 \text{ m}$$

$$\text{Si } G = 400 \text{ Tn/m}^2$$

$$K_x = 8(400)(14.6689) = 46940.5733 \text{ Tn/m}$$

$$T_x = 2\pi \left(\frac{9600}{9.81(46940.5733)} \right)^{\frac{1}{2}} = 0.9072 \text{ seg}$$

$$\text{Si } G = 900 \text{ Tn/m}^2$$

$$K_x = 8(900)(14.6689) = 105616.08 \text{ Tn/m}$$

$$T_x = 2\pi \left(\frac{9600}{9.81(105616.08)} \right)^{\frac{1}{2}} = 0.6048 \text{ seg}$$

$$T_r = 2\pi \left(\frac{J}{gkr} \right)^{\frac{1}{2}}$$

$$J = \text{momento de inercia del peso} = \frac{1}{12} W_0 (4h^2 + b^2)$$

h = altura de la estructura

b = base de la estructura

$$j = \frac{1}{12} (9600) (4(45)^2 + (25)^2) = 6980000 = \text{Tn.m}$$

$$K_r = 9GR_r^3 + \frac{1}{\frac{1}{43GR_r} + \frac{1}{K_p}}$$

Se consideran pilotes de 40 x 40 cm desplantados a una profundidad de 30 mts.

$$K_p = \sum k_{pi} d_i^2$$

$$K_p = \frac{EA}{L} = \frac{221.359(40)^2}{30} = 11805.833 \frac{\text{Tn}}{\text{m}}$$

$$K_p = 61685374.5 \text{ Tn.m}$$

$$R_r = \left(\frac{41}{\pi}\right)^{\frac{1}{2}}$$

$$I = \frac{bh^3}{12} = \frac{(26)^4}{12} = 38081.33 \text{ m}^4$$

$$R_r = \left(\frac{4(38081.33)}{\pi}\right)^{\frac{1}{2}} = 14.839 \text{ m}$$

$$\text{Si } G = 400 \text{ Tn/m}^2$$

$$K_r = 9(400)(14.839)^3 + \frac{1}{\frac{1}{43(400)(14.839)} + \frac{1}{61685374.5}}$$

$$K_r = 12017133.28 \text{ Tn.m}$$

$$T_r = 2\pi \left(\frac{6980000}{9.81(12017133.28)} \right)^{\frac{1}{2}} = 1.5289 \text{ seg}$$

$$\text{Si } G = 900 \text{ Tn/m}^2$$

$$K_r = 9(900)(14.839)^3 + \frac{1}{\frac{1}{43(900)(14.839)} + \frac{1}{61685374.5}}$$

$$K_r = 67926957.96 \text{ Tn.m}$$

$$T_r = 2\pi \left(\frac{6980000}{9.81(67926957.96)} \right)^{\frac{1}{2}} = 0.6431 \text{ seg}$$

Rigen los valores obtenidos con $G=400 \text{ n/m}$, por lo tanto:

$$T_i = ((1.4755)^2 + (0.9072)^2 + (1.5289)^2)^{1/2}$$

$$T_i = 2.3103 \text{ seg}$$

$$0.60 < 2.31 < 3.90$$

La interacción para la estructura de 15 niveles no modifica las fuerzas sísmicas

Resultados de la estructura de 10 niveles

$$W_o = 13464 \text{ Tn}$$

$$A = 1333\text{m}^2$$

$$R_x = 20.5987\text{m}^2$$

$$S_i G = 400 \text{ Tn/m}$$

$$K_x = 65915.8894 \text{ Tn/m}$$

$$T_x = 0.90066 \text{ seg}$$

$$S_i G = 900 \text{ Tn/m}^2$$

$$K_x = 148310.64 \text{ Tn/m}$$

$$T_x = 0.6044 \text{ seg}$$

$$J = 5049000 \text{ Tn.m}^2$$

$$K_{pi} = 11805.8133\text{Tn/m}$$

$$K_p = 244616451.6\text{Tn.m}$$

$$I = 205393.0833 \text{ m}^4$$

$$R_r = 22.6138\text{m}$$

$$S_i G = 400 \text{ Tn/m}^2$$

$$K_r = 151334628.1\text{Tn-m}$$

$$T_r = 0.3664\text{seg}$$

$$S_i G = 900\text{Tn/m}^2$$

$$K_r = 251837118.6\text{Tn-m}$$

$$T_r = 0.284 \text{ seg}$$

$T_1 = 1.326\text{seg}$

La interacción para la estructura de 10 niveles no modifica las fuerzas sísmicas.

UNIVERSIDAD LA SALLE

FEBRERO 1969

PROGRAMA PARA EL CALCULO DE FRECUENCIAS NATURALES Y CONFIGURACIONES
MODALES POR EL METODO DE STODOLLA-VIANELLO-NEWMARK.ESTE PROGRAMA UTILIZA EL MODELO DE LA ESTRUCTURA IDEALIZADA COMO UNA SERIE
DE MASA UNIDAS POR RESORTES, SIN AMORTIGUAMIENTO, EN VIBRACION LIBRE.EL PROGRAMA INCLUYE EL CALCULO DE LAS FUERZAS SISMICAS QUE ACTUAN EN LA ESTRUCTURA,
DEACUERDO AL ESPECTRO DE DISEÑO DE LA COMISION FEDERAL DE ELECTRICIDAD
PARA LA REPUBLICA MEXICANA

NUMERO DE NIVELES (MASAS CONCENTRADAS)? 15

NUMERO DE MODOS A CALCULAR? 5

ZONA SISMICA EN LA REPUBLICA MEXICANA (A, B, C o D)? A

TIPO DE SUELO (1, 2 o 3)? 1

ESTRUCTURA DEL GRUPO A o B? B

FACTOR DE DUCTILIDAD Q? 2

UNIDADES EN TONELADAS, METROS Y SEGUNDOS

MASA: 1 ? 41.162
 RIGIDEZ TRAMO: 1 ? 345214.6
 MASA: 2 ? 41.162
 RIGIDEZ TRAMO: 2 ? 150633
 MASA: 3 ? 41.162
 RIGIDEZ TRAMO: 3 ? 114705.6
 MASA: 4 ? 41.162
 RIGIDEZ TRAMO: 4 ? 101185.4
 MASA: 5 ? 41.162
 RIGIDEZ TRAMO: 5 ? 94827.6
 MASA: 6 ? 41.162
 RIGIDEZ TRAMO: 6 ? 91869.6
 MASA: 7 ? 41.162
 RIGIDEZ TRAMO: 7 ? 91666.6
 MASA: 8 ? 41.162
 RIGIDEZ TRAMO: 8 ? 86250
 MASA: 9 ? 41.162
 RIGIDEZ TRAMO: 9 ? 90000
 MASA: 10 ? 41.162
 RIGIDEZ TRAMO: 10 ? 84335.6
 MASA: 11 ? 41.162
 RIGIDEZ TRAMO: 11 ? 81250.2
 MASA: 12 ? 41.162
 RIGIDEZ TRAMO: 12 ? 81000

RISIDES TRAMO: 15 7 7270.
MAE: 14 7 31.123
RISIDES TRAMO: 14 7 7247.5
MAE: 13 7 31.123
RISIDES TRAMO: 13 7 7250

MODO 1	
X SUP 1 = 0.000000	X CALO 1 = 0.000000
X SUP 2 = 3.7112967	X CALO 2 = 3.6312704
X SUP 3 = 8.1182041	X CALO 3 = 8.013022
X SUP 4 = 12.4251115	X CALO 4 = 12.3198736
X SUP 5 = 16.7320189	X CALO 5 = 16.6267252
X SUP 6 = 21.0389263	X CALO 6 = 20.9335768
X SUP 7 = 25.3458337	X CALO 7 = 25.2404284
X SUP 8 = 29.6527411	X CALO 8 = 29.5472800
X SUP 9 = 33.9596485	X CALO 9 = 33.8541316
X SUP 10 = 38.2665559	X CALO 10 = 38.1609832
X SUP 11 = 42.5734633	X CALO 11 = 42.4678348
X SUP 12 = 46.8803707	X CALO 12 = 46.7746864
X SUP 13 = 51.1872781	X CALO 13 = 51.0815380
X SUP 14 = 55.4941855	X CALO 14 = 55.3883896
X SUP 15 = 59.8010929	X CALO 15 = 59.6952412

W = 4.268982 T = 1.471233

CORFICIENTE DE PARTICIPACION MODO 1 = 3.4595-85-02
CORFICIENTE SUPICO BABICO = 4
CORFICIENTE RIMICO = .2

X 1 = 3.940158E-02
X 2 = 1.268377E-01
X 3 = 2.488412E-02
X 4 = 3.814307E-02
X 5 = 5.142112E-02
X 6 = 6.504404E-02
X 7 = 7.788611E-02
X 8 = 9.011841E-02
X 9 = .1098056
X 10 = .1108264
X 11 = .1198719
X 12 = .1272555
X 13 = .1331296
X 14 = .1374194
X 15 = .1416295

MODO 2	
X SUP 1 = .9979975	X CALO 1 = .9979974
X SUP 2 = 3.255611	X CALO 2 = 3.255610
X SUP 3 = 5.757188	X CALO 3 = 5.757185
X SUP 4 = 8.477492	X CALO 4 = 8.477487
X SUP 5 = 11.37316	X CALO 5 = 11.37315
X SUP 6 = 14.32859	X CALO 6 = 14.32858
X SUP 7 = 17.34402	X CALO 7 = 17.34401
X SUP 8 = 20.41944	X CALO 8 = 20.41943
X SUP 9 = 23.55486	X CALO 9 = 23.55485
X SUP 10 = 26.75027	X CALO 10 = 26.75026
X SUP 11 = 30.00568	X CALO 11 = 30.00567
X SUP 12 = 33.32109	X CALO 12 = 33.32108
X SUP 13 = 36.69650	X CALO 13 = 36.69649
X SUP 14 = 40.13191	X CALO 14 = 40.13190
X SUP 15 = 43.62732	X CALO 15 = 43.62731

W = 12.22894 T = 1.178817

ESTA TESIS NO DEBE
SALIR DE LA BIBLIOTECA

79

COEFICIENTE DE PARTICIPACION MODO 1 = 3.207362E-02
COEFICIENTE SIEMICO BASICO = .1211772
COEFICIENTE SIEMICO = .1178472

X 1 = 4.20172E-04
X 2 = 1.24157E-03
X 3 = 2.208872E-03
X 4 = 3.757632E-03
X 5 = 4.38941E-03
X 6 = 4.892343E-03
X 7 = 4.891874E-03
X 8 = 4.271267E-03
X 9 = 3.247041E-03
X 10 = 1.828327E-03
X 11 = 1.01627E-04
X 12 = -1.60932E-05
X 13 = -1.202504E-03
X 14 = -4.528907E-03
X 15 = -2.772817E-03

MODO 3 =

X SUP 1 = .9777575
X SUP 2 = 0.1633281
X SUP 3 = 5.333072
X SUP 4 = 6.885227
X SUP 5 = 6.262026
X SUP 6 = 4.70924
X SUP 7 = 1.243229
X SUP 8 = -2.242304
X SUP 9 = -3.172721
X SUP 10 = -2.705722
X SUP 11 = -2.325222
X SUP 12 = -4.201222
X SUP 13 = -1.272222
X SUP 14 = 2.242072
X SUP 15 = 2.000222

X CALC 1 = .9777512
X CALC 2 = 0.1633222
X CALC 3 = 5.332222
X CALC 4 = 6.882222
X CALC 5 = 6.222222
X CALC 6 = 4.507222
X CALC 7 = 1.242222
X CALC 8 = -2.242222
X CALC 9 = -3.172222
X CALC 10 = -2.702222
X CALC 11 = -2.322222
X CALC 12 = -4.172222
X CALC 13 = -1.272222
X CALC 14 = 2.242222
X CALC 15 = 2.002222

W = 19.2534; T = .319222

COEFICIENTE DE PARTICIPACION MODO 3 = 3.984522E-02
COEFICIENTE SIEMICO BASICO = .2411431
COEFICIENTE SIEMICO = .1202615

X 1 = 1.22027E-04
X 2 = 3.260174E-04
X 3 = 6.22222E-04
X 4 = 8.024072E-04
X 5 = 7.63822E-04
X 6 = 5.22622E-04
X 7 = 1.22222E-04
X 8 = -2.22222E-04
X 9 = -2.22222E-04
X 10 = -5.16162E-04
X 11 = -7.72922E-04
X 12 = -5.124422E-04
X 13 = -8.42022E-05
X 14 = 4.07222E-04
X 15 = 1.10222E-03

SUMA TOTAL DE COEFICIENTES DE PARTICIPACION DE 3 MODOS DE VIBRACION: .11148222

DESPLAZAMIENTOS, DESPLAZAMIENTOS MAXIMOS, CORRIENTES Y FUERZAS DINAMICAS DE LA ESTRUCTURA ANALIZADA:

NO. DE	MAX (a)	MAX (b)	Dist	U (cm)	F (ton)
15	.141740E	.283481E	4.124148E-02	159.9547	159.9547
14	.137475E	.274950E	4.124148E-02	313.7001	313.7001
13	.133122E	.266244E	4.124148E-02	441.5842	441.5842
12	.128769E	.257538E	4.124148E-02	602.0177	602.0177
11	.118747E	.237495E	4.124148E-02	733.6621	733.6621
10	.110244E	.221288E	4.124148E-02	853.7424	853.7424
9	.100840E	.201921E	4.124148E-02	966.646	966.646
8	.090220E	.180440E	4.124148E-02	1065.223	1065.223
7	7.725093E-02	.153701E	.012293E	1154.406	1154.406
6	6.122743E-02	.120514E	1.362209E-02	1229.026	1229.026
5	5.122244E-02	.103670E	.010595E	1229.532	1229.532
4	3.822544E-02	7.647322E-02	1.316425E-02	1322.027	1322.027
3	2.594211E-02	5.008422E-02	1.190072E-02	1362.424	1362.424
2	1.313234E-02	2.627672E-02	9.171412E-03	1381.548	1381.548
1	3.956772E-03	7.913544E-03	3.956772E-03	1386.442	4.876831

NOTAS:

- 1- DESPLAZAMIENTOS MAXIMOS OBTENIDOS POR EL CRITERIO DE LA RAIZ CUADRADA DE LA SUMA DE LOS CUADRADOS
- 2- CORTANTES Y FUERZAS SIEMICAS REDUCIDAS POR DUCTILIDAD

Ck

Tabla 4.8.- Carga vertical para marcos 2 y 5 de la estructura de 15 niveles (kg/cm)

Tipo	W	Barra
1	25.00	91 - 165

Tabla 4.9.- Carga vertical (variable) para marcos 2 y 5 de la estructura de 15 niveles.

Tipo	W	Barra
1	25.00	91 - 110
		116 - 135
		141 - 165
2	50.00	111 - 115
		136 - 140

Tabla 4.10.- Fuerza sísmica estática, cuando el peso de los niveles es constante (Kg).

Nudo	Fx
91	37500
85	35000
79	32500
73	30000
67	27500
61	25000
55	22500
49	20000
43	17500
37	15000
31	12500
25	10000
19	7500
13	5000
7	2500

Tabla 4.11.- Fuerza sísmica estática cuando el peso de los niveles es variable (kg).

Nudo	Fx
91	37778
85	35258
79	32740
73	30222
67	27703
61	50370
55	22667
49	20148
43	17630
37	15112
31	25185
25	10073
19	7555
13	5037
7	2518

Tabla 4.12.- Fuerza sísmica dinámica, cuando el peso de los niveles es constante (kg).

Nudo	Fx
91	26659
85	25624
79	24647
73	23401
67	21941
61	20280
55	18550
49	16702
43	14591
37	12442
31	10079
25	7589
19	5059
13	2688
7	817

Tabla 4.13.- Fuerza sísmica dinámica, cuando el peso de los niveles es variable (kg).

Nudo	Fx
91	26854
85	25879
79	24945
73	23758
67	22375
61	42156
55	19033
49	17083
43	14901
37	12728
31	21204
25	7947
19	5276
13	2794
7	847

Tabla 4.14.- Fuerza sísmica dinámica, variando la sección de barra en los entrepisos.

Nudo	Fx
91	26490
85	25694
79	24640
73	23380
67	21923
61	20183
55	18418
49	16566
43	14593
37	12351
31	9866
25	7258
19	4765
13	2507
7	754

Tabla 4.15.- Análisis sísmico estático para la estructura de 10 niveles, con peso constante; unidades en ton. y m.

Nivel	W	H	WH	F	V
10	1224	30.0	36720	445.09	445.09
9	1224	27.0	33048	400.58	845.67
8	1224	24.0	29376	356.07	1201.74
7	1224	21.0	25704	311.56	1513.3
6	1224	18.0	22032	267.05	1780.35
5	1224	15.0	18360	222.55	2002.90
4	1224	12.0	14688	178.04	2180.94
3	1224	9.0	11016	133.53	2314.47
2	1224	6.0	7344	89.02	2403.49
1	1224	3.0	3672	44.51	2448.0
Σ	12,240		201960		

$$C_s = 0.2 \quad \beta = \frac{0.2(12240)}{201960} = 0.0121212 \quad V_{base} = 0.2(12240) = 2448 \text{ ton.}$$

Tabla 4.16.- Análisis sísmico estático para la estructura de 10 niveles con peso variable.

Nivel	W	H	WH	F	V
10	1224	30.0	36720	448.79	448.79
9	1224	27.0	33048	403.91	852.70
8	1224	24.0	29376	359.03	1211.73
7	1224	21.0	25704	314.15	1525.88
6	1224	18.0	22032	269.28	1795.16
5	2448	15.0	36720	448.79	2243.95
4	1224	12.0	14688	179.52	2423.47
3	1224	9.0	11016	134.64	2558.11
2	1224	6.0	7344	89.76	2647.87
1	1224	3.0	3672	44.88	2692.75
Σ	13464		220320		

$$C_s = 0.2 \quad \beta = \frac{0.2(13464)}{220320} = 0.012222$$

$$V_{base} = 0.2 (13464) = 2692.8 \text{ ton.}$$

Tabla 4.17.- Cálculo de rigideces (estructura de 10 niveles con secciones de barra constante).

F	V	d	d'	K	K_t	$K_t = 8K$
56099	56099	7.11	0.32	175309	140275	
50489	106588	6.79	0.44	242245	1937964	
44879	151467	6.35	0.58	261150	2089200	
39269	190736	5.77	0.7	272480	2179840	
33660	224396	5.07	0.83	270357	2162853	
56099	280495	4.24	0.97	289170	2313361	
22440	302935	3.27	1.02	296995	2375961	
16830	319765	2.25	1.01	316599	2532792	
11220	330985	1.24	0.838	394970	3159761	
5610	336595	0.402	0.402	837301	6698408	

Tabla 4.18.- Cálculo de rigideces (estructura de 10 niveles con secciones de barra variables).

F	V	d	d'	K	K_t
56099	56099	8.06	0.33	169997	1359976
50489	106588	7.73	0.47	226783	1814264
44879	151467	7.26	0.63	240424	1923390
39269	190736	6.63	0.83	229802	1838419
33660	224396	5.80	1.1	203996	1631971
56099	280495	4.70	1.23	228045	1824358
22440	302935	3.47	1.15	263422	2107374
16830	319765	2.32	1.05	304538	2436305
11220	330985	1.27	0.863	383528	3068227
5610	336595	0.407	0.407	827015	6616118

Tabla 4.19.- Cálculo del período (estructura de 10 niveles con peso constante).

Nivel	Wi	Fi	Vi	Ki	Vi/Ki	Xi	Wixi ²	Fixi
10	1224	445.09	445.09	1402.475	0.32	6.68	54618	2973
9	1224	400.58	845.67	1937.964	0.44	6.36	49510	2548
8	1224	356.07	1201.74	2089.200	0.58	5.92	42897	2108
7	1224	311.56	1513.3	2179.840	0.69	5.34	34903	1664
6	1224	267.05	1780.35	2162.853	0.82	4.65	26466	1242
5	1224	222.55	2002.90	2313.361	0.87	3.83	17955	852
4	1224	178.04	2180.94	2515.961	0.92	2.96	10724	527
3	1224	133.53	2314.47	2532.792	0.91	2.04	5094	272
2	1224	89.02	2403.49	3159.761	0.76	1.13	1563	101
1	1224	44.51	2448.0	6698.408	0.37	0.37	168	16
Σ							243898	12303

$$T = 0.8956 \text{ seg.}$$

$T_1 < T < T_2$ ∴ las fuerzas sísmicas estáticas no admiten modificación.

Tabla 4.20.- Cálculo del período (estructura de 10 niveles, con peso variable).

Nivel	W _i	F _i	V _i	K _i	V _i /K _i	x _i	W _i x _i ²	F _i x _i
10	1224	448.79	448.79	1402.475	0.32	7.11	61876	3191
9	1224	403.91	852.70	1937.964	0.44	6.79	56431	2743
8	1224	359.03	1211.73	2089.200	0.58	6.35	49355	2280
7	1224	314.15	1525.88	2179.840	0.70	5.77	40751	1813
6	1224	269.28	1795.16	2162.853	0.83	5.07	31463	1365
5	2448	448.79	2243.95	2313.361	0.97	4.24	44009	1903
4	1224	179.52	2423.47	2375.961	1.02	3.27	13088	587
3	1224	134.64	2558.11	2532.792	1.01	2.25	6197	303
2	1224	89.76	2647.87	3159.761	0.838	1.24	1882	111
1	1224	44.88	2692.75	6698.408	0.402	0.402	198	18
Σ							305250	14314

T = 0.9288 seg.

$T_1 < T < T_2$ ∴ las fuerzas sísmicas estáticas no admiten modificación.

Tabla 4.21.- Cálculo del período (estructura de 10 niveles, con secciones de barra variable).

Nivel	Wi	Fi	Vi	Ki	Vi/Ki	Xi	Wixi ²	Fixi
10	1224	445.09	445.09	1359.976	0.33	7.56	69956	3365
9	1224	400.58	845.67	1814.264	0.47	7.23	63982	2896
8	1224	356.07	1201.74	1923.390	0.62	6.76	55934	2407
7	1224	311.56	1513.3	1838.419	0.82	6.14	46144	1913
6	1224	267.05	1780.35	1631.971	1.09	5.32	34642	1421
5	1224	222.55	2002.90	1824.358	1.10	4.23	21901	941
4	1224	178.04	2180.94	2107.374	1.03	3.13	11991	557
3	1224	133.53	2314.47	2436.305	0.95	2.10	5398	280
2	1224	89.02	2403.49	3068.227	0.78	1.15	1619	102
1	1224	44.51	2448.0	6616.118	0.37	0.37	168	16
Σ							311735	13898

$$T = 0.926 \text{ seg.}$$

$T_1 < T < T_2$ \therefore las fuerzas sísmicas estáticas no admiten modificación.

Tabla 4.22.- Carga vertical para marcos 4 y 5 de la estructura de 10 niveles (Kg/cm).

Tipo	W	Barra
1	30.00	61 - 62
		64 - 67
		69 - 72
		74 - 77
		79 - 82
		84 - 87
		89 - 92
		94 - 97
		99 - 102
		104 - 107
		109 - 110
2	15.00	63, 68, 73
		78, 83, 88
		93, 98, 103
		108

Tabla 4.23.- Carga vertical (variable en entrepisos) para marcos 4 y 5 de la estructura de 10 niveles.

Tipo	W	Barra
1	30.00	61 - 62
		64 - 67
		69 - 72
		74 - 77
		79 - 80
		83
		86 - 87
		89 - 92
		94 - 97
		99 - 102
		104 - 107
109 - 110		
2	60.00	81 - 82
		84 - 85
3	15.00	63, 68, 73,
		78, 88, 93,
		98, 103, 108.

Tabla 4.24.- Fuerzas Sísmicas estáticas, cuando el peso de los niveles es constante (kg).

Nudo	Fx
61	55636
55	50073
49	44509
43	38945
37	33381
31	27819
25	22255
19	16691
13	11128
7	5564

Tabla 4.25.- Fuerzas sísmicas estáticas, cuando el peso de los niveles es variable (Kg).

Nudo	Fx
61	56099
55	50489
49	44879
43	39269
37	33660
31	56099
25	22440
19	16830
13	11220
7	5610

Tabla 4.26.- Fuerzas sísmicas dinámicas, cuando el peso de los niveles es constante (kg)

Nudo	Fx
61	40236
55	38234
49	35578
43	32174
37	28113
31	23310
25	18233
19	12726
13	7088
7	2034

Tabla 4.27.- Fuerzas sísmicas dinámicas, cuando el peso de los niveles es variable (Kg).

Nudo	Fx
61	40656
55	38775
49	36252
43	32994
37	29100
31	49452
25	19184
19	13291
13	7357
7	2384

Tabla 4.28.- Fuerzas sísmicas dinámicas, variando la sección de barra en los entrepisos.

Nudo	Fx
61	39945
55	38112
49	35607
43	32334
37	28078
31	22487
25	16893
19	11504
13	6381
7	2053

5.- ESTUDIO COMPARATIVO.

Los resultados de elementos mecánicos en barras y desplazamientos en los nudos, que se obtuvieron mediante computadora, son presentados a continuación.

Las condiciones de carga analizadas, para cada marco, fueron de carga vertical combinada con sismo. La carga vertical es la misma para todas las condiciones, a excepción de cuando se aumenta al doble en ciertos niveles. Las fuerzas horizontales o de sismo, son variables de acuerdo al análisis sísmico que se haya efectuado y a las condiciones geométricas y de carga vertical que se consideren.

Así se presentan los resultados registrados en algunas barras, en un formato que permite comparar todos los valores obtenidos con las diferentes condiciones de carga.

PROGRAMA MARCO

PAGINA # 91

SIME S.C. CUD160 # 840227A
DATOS DEL MARCO TESIS 1

ARCHIVO DE DATOS: A:TESISM-1

E= 221359
G= 88344

BARRAS= 165 # NUDOS= 96 # BARRAS TIPICAS= 2
CONDICIONES DE CARGA= 4 # GDL= 270 ANCHO BANDA= 21

BARRAS TIPICAS

BARRA TIPO 1

LONGITUD 300
ANGULO 90
AXIAL 10000
A. CORTE 8333
INERCIA 8333333

BARRA TIPO 2

LONGITUD 500
ANGULO 0
AXIAL 1800
CORTE 1500
INERCIA 540000

APOYOS	RESTRICION
UDO	X Y Z
1	S S S
	S S S
	S S S
4	S S S
	S S S
	S S S

INCIDENCIA DE BARRAS

BARRA	TIPO	NUDOS
1	1	1 - 7
2	1	2 - 8
3	1	3 - 9
4	1	4 - 10
5	1	5 - 11
6	1	6 - 12
7	1	7 - 13
8	1	8 - 14
9	1	9 - 15
10	1	10 - 16
11	1	11 - 17
12	1	12 - 18

SIME S.C. CODIGO # B40227A
DATOS DEL MARCO TESIS 1

13	1	13	- 19
14	1	14	- 20
15	1	15	- 21
16	1	16	- 22
17	1	17	- 23
18	1	18	- 24
19	1	19	- 25
20	1	20	- 26
21	1	21	- 27
22	1	22	- 28
23	1	23	- 29
24	1	24	- 30
25	1	25	- 31
26	1	26	- 32
27	1	27	- 33
28	1	28	- 34
29	1	29	- 35
30	1	30	- 36
31	1	31	- 37
32	1	32	- 38
33	1	33	- 39
34	1	34	- 40
35	1	35	- 41
36	1	36	- 42
37	1	37	- 43
38	1	38	- 44
39	1	39	- 45
40	1	40	- 46
41	1	41	- 47
42	1	42	- 48
43	1	43	- 49
44	1	44	- 50
45	1	45	- 51
46	1	46	- 52
47	1	47	- 53
48	1	48	- 54
49	1	49	- 55
50	1	50	- 56
51	1	51	- 57
52	1	52	- 58
53	1	53	- 59
54	1	54	- 60
55	1	55	- 61
56	1	56	- 62
57	1	57	- 63
58	1	58	- 64
59	1	59	- 65
60	1	60	- 66
61	1	61	- 67
62	1	62	- 68
63	1	63	- 69
64	1	64	- 70
65	1	65	- 71
66	1	66	- 72

SIME S.C. CODIGO # 840227A
DATOS DEL MARCO TESIS I

67	1	67	- 73
68	1	68	- 74
69	1	69	- 75
70	1	70	- 76
71	1	71	- 77
72	1	72	- 78
73	1	73	- 79
74	1	74	- 80
75	1	75	- 81
76	1	76	- 82
77	1	77	- 83
78	1	78	- 84
79	1	79	- 85
80	1	80	- 86
81	1	81	- 87
82	1	82	- 88
83	1	83	- 89
84	1	84	- 90
85	1	85	- 91
86	1	86	- 92
87	1	87	- 93
88	1	88	- 94
89	1	89	- 95
90	1	90	- 96
91	2	7	- 8
92	2	8	- 9
93	2	9	- 10
94	2	10	- 11
95	2	11	- 12
96	2	13	- 14
97	2	14	- 15
98	2	15	- 16
99	2	16	- 17
100	2	17	- 18
101	2	19	- 20
102	2	20	- 21
103	2	21	- 22
104	2	22	- 23
105	2	23	- 24
106	2	25	- 26
107	2	26	- 27
108	2	27	- 28
109	2	28	- 29
110	2	29	- 30
111	2	31	- 32
112	2	32	- 33
113	2	33	- 34
114	2	34	- 35
115	2	35	- 36
116	2	37	- 38
117	2	38	- 39
118	2	39	- 40
119	2	40	- 41
120	2	41	- 42

4

SINE S.C. CODIGO # B40227A
 DATOS DEL MARCO TESIS I

121	2	43	- 44
122	2	44	- 45
123	2	45	- 46
124	2	46	- 47
125	2	47	- 48
126	2	49	- 50
127	2	50	- 51
128	2	51	- 52
129	2	52	- 53
130	2	53	- 54
131	2	55	- 56
132	2	56	- 57
133	2	57	- 58
134	2	58	- 59
135	2	59	- 60
136	2	61	- 62
137	2	62	- 63
138	2	63	- 64
139	2	64	- 65
140	2	65	- 66
141	2	67	- 68
142	2	68	- 69
143	2	69	- 70
144	2	70	- 71
145	2	71	- 72
146	2	73	- 74
147	2	74	- 75
148	2	75	- 76
149	2	76	- 77
150	2	77	- 78
151	2	79	- 80
152	2	80	- 81
153	2	81	- 82
154	2	82	- 83
155	2	83	- 84
156	2	85	- 86
157	2	86	- 87
158	2	87	- 88
159	2	88	- 89
160	2	89	- 90
161	2	91	- 92
162	2	92	- 93
163	2	93	- 94
164	2	94	- 95
165	2	95	- 96

CONDICION DE CARGA # 1

ARCHIVO: A: TESISM-1.C1

ARGAS EN NUDDOS

UDO F X
 91 3/500

F Y
 0

F Z
 0

5

PROGRAMA MARCO

PAGINA # 95

SIME S.C. CODIGO # 840227A
 DATOS DEL MARCO TESIS 1

85	35000	0	0
79	32500	0	0
73	30000	0	0
67	27500	0	0
61	25000	0	0
55	22500	0	0
49	20000	0	0
43	17500	0	0
37	15000	0	0
31	12500	0	0
25	10000	0	0
19	7500	0	0
13	5000	0	0
7	2500	0	0

CARGAS EN BARRAS

CARGA TIPO 1 : W= 25 A= 0

OCURRENCIA DE CARGAS TIPICAS

ARRA	CARGA TIPO
91	1
92	1
93	1
94	1
95	1
96	1
97	1
98	1
99	1
100	1
101	1
102	1
103	1
104	1
105	1
106	1
107	1
108	1
109	1
110	1
111	1
112	1
113	1
114	1
115	1
116	1
117	1
118	1
119	1
120	1
121	1

PROGRAMA MARCO

PAGINA # 96

6

SINE S.C. CODIGO # 840227A
DATOS DEL MARCO TESIS I

122 1
123 1
124 1
125 1
126 1
127 1
128 1
129 1
130 1
131 1
132 1
133 1
134 1
135 1
136 1
137 1
138 1
139 1
140 1
141 1
142 1
143 1
144 1
145 1
146 1
147 1
148 1
149 1
150 1
151 1
152 1
153 1
154 1
155 1
156 1
157 1
158 1
159 1
160 1
161 1
162 1
163 1
164 1
165 1

INDICION DE CARGA # 2

ARCHIVO:A:TESISM-1.C2

ARGAS EN NUDOS

IUDU FX FY FZ
91 37778 0 0
95 35258 0 0

7

PROGRAMA MARCO

PAGINA # 97

SIME S.C. CODIGO # B40227A
 DATOS DEL MARCO TESIS 1

79	32740	0	0
73	30222	0	0
67	27703	0	0
61	50370	0	0
55	22667	0	0
49	20148	0	0
43	17630	0	0
37	15112	0	0
31	23185	0	0
25	10073	0	0
19	7535	0	0
13	5037	0	0
7	2518	0	0

CARGAS EN BARRAS

CARGA TIPO 1 : W= 25 A= 0
 CARGA TIPO 2 : W= 50 A= 0

OCIDENCIA DE CARGAS TÍPICAS

CARRA	CARGA TIPO
91	1
92	1
93	1
94	1
95	1
96	1
97	1
98	1
99	1
100	1
101	1
102	1
103	1
104	1
105	1
106	1
107	1
108	1
109	1
110	1
111	2
112	2
113	2
114	2
115	2
116	1
117	1
118	1
119	1
120	1
121	1

PROGRAMA MARCO

PAGINA # 98

B

SIME S.C. CODIGO # B40227A
DATOS DEL MARCO TESIS 1

122	1
123	1
124	1
125	1
126	1
127	1
128	1
129	1
130	1
131	1
132	1
133	1
134	1
135	1
136	2
137	2
138	2
139	2
140	2
141	1
142	1
143	1
144	1
145	1
146	1
147	1
148	1
149	1
150	1
151	1
152	1
153	1
154	1
155	1
156	1
157	1
158	1
159	1
160	1
161	1
162	1
163	1
164	1
165	1

CONDICION DE CARGA # 3

ARCHIVO:A:TESISM-1.C3

CARGAS EN NUDDS

TRUDO	FX	FY	FZ
91	26639	0	0
85	25624	0	0

PROGRAMA MARCO

PAGINA #99.

9

SIME S.C. CODIGO # 840227A
DATOS DEL MARCO TESIS 1

79	24647	0	0
73	23401	0	0
67	21941	0	0
61	20280	0	0
55	18550	0	0
49	16702	0	0
43	14591	0	0
37	12447	0	0
31	10079	0	0
25	7589	0	0
19	5059	0	0
13	2688	0	0
7	817	0	0

CARGAS EN BARRAS

LARGA TIPO 1 : W= 25 A= 0

INCIDENCIA DE CARGAS TIPICAS

BARRA	CARGA TIPO
91	1
92	1
93	1
94	1
95	1
96	1
97	1
98	1
99	1
100	1
101	1
102	1
103	1
104	1
105	1
106	1
107	1
108	1
109	1
110	1
111	1
112	1
113	1
114	1
115	1
116	1
117	1
118	1
119	1
120	1
121	1
122	1

10

SIME S.C. CODIGO # 840227A
DATOS DEL MARCO TESIS 1

123	1
124	1
125	1
126	1
127	1
128	1
129	1
130	1
131	1
132	1
133	1
134	1
135	1
136	1
137	1
138	1
139	1
140	1
141	1
142	1
143	1
144	1
145	1
146	1
147	1
148	1
149	1
150	1
151	1
152	1
153	1
154	1
155	1
156	1
157	1
158	1
159	1
160	1
161	1
162	1
163	1
164	1
165	1

CONDICION DE CARGA # 4

ARCHIVO:A:TESISM-1.C4

ARGAS EN NUDOS

JDD	FX	FY	FZ
91	26854	0	0
85	25879	0	0
79	24945	0	0

PROGRAMA MARCO

PAGINA # 101

11

SIME S.C. CODIGO # 840227A
 DATOS DEL MARCO TESIS 1

73	23758	0	0
67	22375	0	0
61	42156	0	0
55	19033	0	0
49	17083	0	0
43	14901	0	0
37	12728	0	0
31	21204	0	0
25	7947	0	0
19	5276	0	0
13	2794	0	0
7	847	0	0

ARGAS EN BARRAS

ARGA TIPO 1 : W= 25 A= 0
 ARGAS TIPO 2 : W= 50 A= 0

INCIDENCIA DE CARGAS TÍPICAS

BARRA	CARGA TIPO
91	1
92	1
93	1
94	1
95	1
96	1
97	1
98	1
99	1
100	1
101	1
102	1
103	1
104	1
105	1
106	1
107	1
108	1
109	1
110	1
111	2
112	2
113	2
114	2
115	2
116	1
117	1
118	1
119	1
120	1
121	1
122	1

SIME S.C. CODIGO # B40227A

DATOS DEL MARCO TESIS 1

123	1
124	1
125	1
126	1
127	1
128	1
129	1
130	1
131	1
132	1
133	1
134	1
135	1
136	2
137	2
138	2
139	2
140	2
141	1
142	1
143	1
144	1
145	1
146	1
147	1
148	1
149	1
150	1
151	1
152	1
153	1
154	1
155	1
156	1
157	1
158	1
159	1
160	1
161	1
162	1
163	1
164	1
165	1

SIME S.C. CODIGO # B40227A
 RESULTADOS DEL MARCO TESTIS I

ELEM.	MECANICOS EN BARRAS				CONDICION		1
ARRA	AXIAL I	MI	MJ	VI	VJ		
1	-19.60E+04	24.63E+06	-11.86E+06	42.58E+03	-42.58E+03		
2	15.80E+04	25.65E+06	-98.06E+05	52.80E+03	-52.80E+03		
3	18.53E+04	25.76E+06	-96.65E+05	53.66E+03	-53.66E+03		
4	18.91E+04	25.72E+06	-96.48E+05	53.59E+03	-53.59E+03		
5	20.24E+04	25.54E+06	-97.36E+05	52.68E+03	-52.68E+03		
6	39.88E+04	24.64E+06	-11.27E+06	44.57E+03	-44.57E+03		
7	-18.67E+04	15.25E+06	-41.58E+05	36.97E+03	-36.97E+03		
8	14.57E+04	17.63E+06	-11.19E+05	55.03E+03	-55.03E+03		
9	17.28E+04	17.37E+06	-10.28E+05	55.16E+03	-55.16E+03		
10	17.65E+04	17.55E+06	-10.32E+05	55.06E+03	-55.06E+03		
11	18.98E+04	17.37E+06	-11.02E+05	54.90E+03	-54.90E+03		
12	37.69E+04	15.71E+06	-36.38E+05	40.25E+03	-40.25E+03		
13	-16.93E+04	95.69E+05	70.50E+03	32.13E+03	-32.13E+03		
14	13.37E+04	13.02E+06	37.03E+05	55.74E+03	-55.74E+03		
15	16.03E+04	13.09E+06	38.03E+05	56.32E+03	-56.32E+03		
16	16.40E+04	13.09E+06	37.97E+05	56.28E+03	-56.28E+03		
17	17.70E+04	13.06E+06	37.40E+05	56.01E+03	-56.01E+03		
18	34.68E+04	10.15E+06	62.04E+04	35.89E+03	-35.89E+03		
19	-14.82E+04	62.84E+05	24.29E+03	29.04E+03	-29.04E+03		
20	12.21E+04	10.16E+06	63.50E+05	55.05E+03	-55.05E+03		
21	14.79E+04	10.33E+06	65.08E+05	56.11E+03	-56.11E+03		
22	15.14E+04	10.33E+06	65.08E+05	56.13E+03	-56.13E+03		
23	16.41E+04	10.24E+06	64.23E+05	55.55E+03	-55.55E+03		
24	31.27E+04	60.83E+05	30.15E+05	32.99E+03	-32.99E+03		
25	-12.58E+04	42.54E+05	37.81E+05	26.78E+03	-26.78E+03		
26	11.09E+04	82.60E+05	77.75E+05	53.45E+03	-53.45E+03		
27	13.54E+04	84.64E+05	79.85E+05	54.83E+03	-54.83E+03		
28	13.88E+04	84.69E+05	79.88E+05	54.86E+03	-54.86E+03		
29	15.10E+04	83.56E+05	78.75E+05	54.10E+03	-54.10E+03		
30	27.72E+04	48.64E+05	43.94E+05	30.86E+03	-30.86E+03		
31	-10.35E+04	28.67E+05	45.68E+05	24.78E+03	-24.78E+03		
32	99.93E+03	68.46E+05	84.95E+05	51.14E+03	-51.14E+03		
33	12.30E+04	70.85E+05	87.46E+05	52.77E+03	-52.77E+03		
34	12.63E+04	70.90E+05	87.52E+05	52.80E+03	-52.80E+03		
35	13.77E+04	69.59E+05	86.17E+05	51.92E+03	-51.92E+03		
36	24.16E+04	34.91E+05	52.01E+05	28.97E+03	-28.97E+03		
37	-82.29E+03	18.16E+05	50.22E+05	22.79E+03	-22.79E+03		
38	89.27E+03	56.70E+05	87.92E+05	48.21E+03	-48.21E+03		
39	11.07E+04	59.43E+05	90.77E+05	50.07E+03	-50.07E+03		
40	11.37E+04	59.49E+05	90.85E+05	50.11E+03	-50.11E+03		
41	12.43E+04	58.02E+05	89.33E+05	49.11E+03	-49.11E+03		
42	20.69E+04	24.56E+05	56.72E+05	27.09E+03	-27.09E+03		
43	-62.73E+03	94.21E+04	52.71E+05	20.71E+03	-20.71E+03		
44	78.85E+03	45.99E+05	88.19E+05	44.73E+03	-44.73E+03		
45	98.34E+03	49.02E+05	91.32E+05	46.78E+03	-46.78E+03		
46	10.11E+04	49.10E+05	91.42E+05	46.84E+03	-46.84E+03		
47	11.07E+04	47.47E+05	89.75E+05	45.74E+03	-45.74E+03		
48	17.38E+04	15.98E+05	59.35E+05	25.11E+03	-25.11E+03		
49	-45.30E+03	16.07E+04	53.77E+05	18.46E+03	-18.46E+03		
50	68.64E+03	35.65E+05	86.52E+05	40.72E+03	-40.72E+03		

PROGRAMA MARCO

PAGINA # 104

SIME S.C. CODIGO # 840227A
RESULTADOS DEL MARCO TESIS I

BARRA	AXIAL I	MI	MJ	VI	VJ
51	86.02E+03	38.93E+05	89.89E+05	42.94E+03	-42.94E+03
52	88.46E+03	39.03E+05	90.00E+05	43.01E+03	-43.01E+03
53	97.05E+03	37.29E+05	88.22E+05	41.83E+03	-41.83E+03
54	14.26E+04	83.10E+04	60.53E+05	22.95E+03	-22.95E+03
55	-30.35E+03	-56.64E+04	53.68E+05	16.01E+03	-16.01E+03
56	58.59E+03	25.40E+05	83.28E+05	36.23E+03	-36.23E+03
57	73.72E+03	28.89E+05	86.84E+05	38.58E+03	-38.58E+03
58	75.84E+03	29.01E+05	86.95E+05	38.65E+03	-38.65E+03
59	83.31E+03	27.18E+05	85.07E+05	37.42E+03	-37.42E+03
60	11.39E+04	11.65E+04	60.50E+05	20.56E+03	-20.56E+03
61	-18.14E+03	-12.49E+05	52.38E+05	13.30E+03	-13.30E+03
62	48.69E+03	15.25E+05	78.49E+05	31.25E+03	-31.25E+03
63	61.45E+03	18.92E+05	82.17E+05	33.70E+03	-33.70E+03
64	63.22E+03	19.07E+05	82.27E+05	33.78E+03	-33.78E+03
65	69.50E+03	17.18E+05	80.34E+05	32.51E+03	-32.51E+03
66	87.79E+03	-55.06E+04	59.23E+05	17.91E+03	-17.91E+03
67	-89.05E+02	-18.63E+05	49.51E+05	10.29E+03	-10.29E+03
68	38.90E+03	55.41E+04	71.83E+05	25.79E+03	-25.79E+03
69	49.18E+03	93.95E+04	75.54E+05	28.31E+03	-28.31E+03
70	50.59E+03	95.79E+04	75.68E+05	28.42E+03	-28.42E+03
71	55.64E+03	76.40E+04	73.83E+05	27.16E+03	-27.16E+03
72	64.60E+03	-11.48E+05	56.48E+05	15.00E+03	-15.00E+03
73	-27.44E+02	-23.49E+05	43.84E+05	67.85E+02	-67.85E+02
74	29.21E+03	-28.92E+04	62.32E+03	19.81E+03	-19.81E+03
75	36.94E+03	11.92E+04	66.37E+05	22.52E+03	-22.52E+03
76	37.95E+03	13.58E+04	66.76E+05	22.71E+03	-22.71E+03
77	41.73E+03	-76.00E+03	64.98E+05	21.41E+03	-21.41E+03
78	44.41E+03	-16.30E+05	51.54E+05	11.75E+03	-11.75E+03
79	40.56E+01	-25.39E+05	31.73E+05	21.12E+02	-21.12E+02
80	19.61E+03	-81.93E+04	48.89E+05	13.57E+03	-13.57E+03
81	24.70E+03	-42.64E+04	54.76E+05	16.83E+03	-16.83E+03
82	25.30E+03	-43.71E+04	55.44E+05	17.02E+03	-17.02E+03
83	27.77E+03	-67.05E+04	52.76E+05	15.35E+03	-15.35E+03
84	27.22E+03	-18.88E+05	41.70E+05	76.05E+02	-76.05E+02
85	97.27E+01	-19.73E+05	83.81E+04	-37.84E+02	37.84E+02
86	99.88E+02	-76.92E+04	32.45E+05	82.52E+02	-82.52E+02
87	12.41E+03	-58.23E+04	39.04E+05	11.07E+03	-11.07E+03
88	12.63E+03	-63.94E+04	38.99E+05	10.87E+03	-10.87E+03
89	13.79E+03	-78.40E+04	35.39E+05	91.83E+02	-91.83E+02
90	12.71E+03	-15.77E+05	21.55E+05	19.27E+02	-19.27E+02
91	-31.07E+02	-33.90E+05	-43.91E+05	-93.11E+02	21.81E+03
92	-87.17E+01	-34.32E+05	-44.73E+05	-95.59E+02	22.06E+03
93	62.70E+01	-34.37E+05	-44.76E+05	-95.77E+02	22.08E+03
94	20.99E+02	-34.26E+05	-44.64E+05	-95.29E+02	22.03E+03
95	43.20E+02	-33.74E+05	-44.40E+05	-93.77E+02	21.88E+03
96	15.82E+01	-54.12E+05	-63.87E+05	-17.35E+03	29.85E+03
97	86.65E+01	-55.13E+05	-65.48E+05	-17.87E+03	30.37E+03
98	20.26E+02	-55.15E+05	-65.54E+05	-17.89E+03	30.39E+03
99	32.50E+02	-55.02E+05	-65.43E+05	-17.84E+03	30.34E+03
100	43.54E+02	-54.17E+05	-65.09E+05	-17.60E+03	30.10E+03
101	44.09E+02	-63.54E+05	-73.23E+05	-21.10E+03	33.60E+03
102	37.12E+02	-65.44E+05	-75.78E+05	-21.99E+03	34.49E+03

PROGRAMA MARCO

PAGINA # 105

SIME S.C. CODIGO # 840227A
 RESULTADOS DEL MARCO TESIS I

BARRA	AXIAL I	MI	MJ	VI	VJ
103	35.11E+02	-65.52E+03	-75.91E+03	-22.04E+03	34.54E+03
104	33.55E+02	-65.37E+03	-75.80E+03	-21.98E+03	34.48E+03
105	28.99E+02	-64.03E+03	-75.04E+03	-21.56E+03	34.06E+03
106	77.42E+02	-66.83E+03	-76.50E+03	-22.42E+03	34.92E+03
107	61.45E+02	-69.60E+03	-79.95E+03	-23.66E+03	36.16E+03
108	48.57E+02	-69.78E+03	-80.17E+03	-23.74E+03	36.24E+03
109	35.85E+02	-69.59E+03	-80.02E+03	-23.67E+03	36.17E+03
110	21.34E+02	-67.76E+03	-78.79E+03	-23.06E+03	35.56E+03
111	10.30E+03	-66.48E+03	-76.15E+03	-22.28E+03	34.78E+03
112	81.85E+02	-70.05E+03	-80.39E+03	-23.84E+03	36.34E+03
113	61.25E+02	-70.30E+03	-80.69E+03	-23.95E+03	36.45E+03
114	40.73E+02	-70.09E+03	-80.51E+03	-23.87E+03	36.37E+03
115	18.89E+02	-67.83E+03	-78.85E+03	-23.09E+03	35.59E+03
116	13.01E+03	-63.84E+03	-73.53E+03	-21.22E+03	33.72E+03
117	10.08E+03	-68.12E+03	-78.45E+03	-23.06E+03	35.56E+03
118	73.79E+02	-68.43E+03	-78.82E+03	-23.20E+03	35.70E+03
119	46.85E+02	-68.19E+03	-78.62E+03	-23.11E+03	35.61E+03
120	18.77E+02	-65.57E+03	-76.57E+03	-22.18E+03	34.68E+03
121	15.41E+03	-59.65E+03	-69.37E+03	-19.55E+03	32.05E+03
122	11.93E+03	-64.54E+03	-74.87E+03	-21.63E+03	34.13E+03
123	86.36E+02	-64.91E+03	-75.30E+03	-21.79E+03	34.29E+03
124	53.59E+02	-64.64E+03	-75.07E+03	-21.69E+03	34.19E+03
125	19.86E+02	-61.73E+03	-72.70E+03	-20.64E+03	33.14E+03
126	17.75E+03	-54.32E+03	-64.09E+03	-17.43E+03	29.93E+03
127	13.78E+03	-59.75E+03	-70.07E+03	-19.71E+03	32.21E+03
128	99.03E+02	-60.17E+03	-70.56E+03	-19.90E+03	32.40E+03
129	60.76E+02	-59.88E+03	-70.31E+03	-19.79E+03	32.29E+03
130	21.67E+02	-56.73E+03	-67.65E+03	-18.63E+03	31.13E+03
131	20.04E+03	-48.11E+03	-57.93E+03	-14.96E+03	27.46E+03
132	15.54E+03	-53.99E+03	-64.32E+03	-17.41E+03	29.91E+03
133	11.18E+03	-54.47E+03	-64.86E+03	-17.61E+03	30.11E+03
134	68.19E+02	-54.15E+03	-64.58E+03	-17.50E+03	30.00E+03
135	23.95E+02	-50.82E+03	-61.69E+03	-16.25E+03	28.75E+03
136	22.29E+03	-41.19E+03	-51.07E+03	-12.20E+03	24.70E+03
137	17.32E+03	-47.46E+03	-57.78E+03	-14.80E+03	27.30E+03
138	12.44E+03	-47.98E+03	-58.37E+03	-15.02E+03	27.52E+03
139	75.60E+02	-47.64E+03	-58.08E+03	-14.89E+03	27.39E+03
140	26.52E+02	-44.18E+03	-55.00E+03	-13.58E+03	26.08E+03
141	24.49E+03	-33.75E+03	-43.69E+03	-92.38E+02	21.74E+03
142	19.03E+03	-40.34E+03	-50.66E+03	-11.95E+03	24.45E+03
143	13.64E+03	-40.90E+03	-51.29E+03	-12.19E+03	24.69E+03
144	82.68E+02	-40.56E+03	-50.99E+03	-12.06E+03	24.56E+03
145	29.11E+02	-36.99E+03	-47.75E+03	-10.70E+03	23.20E+03
146	26.49E+03	-26.02E+03	-36.03E+03	-61.61E+02	18.66E+03
147	20.51E+03	-32.90E+03	-43.22E+03	-89.75E+02	21.47E+03
148	14.72E+03	-33.50E+03	-43.90E+03	-92.30E+02	21.73E+03
149	90.07E+02	-33.14E+03	-43.58E+03	-90.94E+02	21.59E+03
150	32.56E+02	-29.49E+03	-40.18E+03	-76.84E+02	20.18E+03
151	27.82E+03	-18.45E+03	-28.55E+03	-31.50E+02	15.65E+03
152	21.58E+03	-25.58E+03	-35.91E+03	-60.48E+02	18.55E+03
153	15.89E+03	-26.20E+03	-36.59E+03	-63.09E+02	18.81E+03
154	10.20E+03	-25.80E+03	-36.22E+03	-61.55E+02	18.66E+03

PROGRAMA MARCO

PAGINA # 106

SIME S.C. CODIGO # 840227A
RESULTADOS DEL MARCO TESIS 1

BARRA	AXIAL I	MI	MJ	VI	VJ
155	41.43E+02	-22.05E+05	-32.66E+05	-46.93E+02	17.19E+03
156	29.10E+03	-12.00E+05	-22.09E+05	-56.70E+01	13.07E+03
157	23.78E+03	-19.11E+05	-29.36E+05	-34.44E+02	15.94E+03
158	18.03E+03	-19.57E+05	-29.93E+05	-36.50E+02	16.15E+03
159	11.87E+03	-19.12E+05	-29.55E+05	-34.84E+02	15.98E+03
160	56.83E+02	-15.37E+05	-25.93E+05	-20.09E+02	14.51E+03
161	41.29E+03	-83.80E+04	-18.01E+05	97.27E+01	11.53E+03
162	33.04E+03	-14.44E+05	-24.51E+05	-15.39E+02	14.04E+03
163	21.97E+03	-14.54E+05	-24.87E+05	-16.32E+02	14.13E+03
164	11.10E+03	-14.12E+05	-24.64E+05	-15.01E+02	14.00E+03
165	19.27E+02	-10.75E+05	-21.55E+05	-20.97E+01	12.71E+03

PROGRAMA MARCO

PAGINA # 107

SIME S.C. CODIGO # 840227A
 RESULTADOS DEL MARCO 1ES1 I

DESPLAZAMIENTOS	CONDICION 1		
NUDO	DESPL. X	DESPL. Y	GIRO
1	0.00E+00	0.00E+00	0.00E+00
2	0.00E+00	0.00E+00	0.00E+00
3	0.00E+00	0.00E+00	0.00E+00
4	0.00E+00	0.00E+00	0.00E+00
5	0.00E+00	0.00E+00	0.00E+00
6	0.00E+00	0.00E+00	0.00E+00
7	5.14E-01	2.66E-02	-2.97E-03
8	5.18E-01	-2.14E-02	-2.88E-03
9	5.19E-01	-2.51E-02	-2.88E-03
10	5.19E-01	-2.56E-02	-2.88E-03
11	5.16E-01	-2.74E-02	-2.87E-03
12	5.11E-01	-5.40E-02	-2.92E-03
13	1.70E+00	5.19E-02	-4.55E-03
14	1.70E+00	-4.12E-02	-4.41E-03
15	1.70E+00	-4.85E-02	-4.39E-03
16	1.70E+00	-4.95E-02	-4.39E-03
17	1.69E+00	-5.32E-02	-4.39E-03
18	1.69E+00	-1.05E-01	-4.49E-03
19	3.23E+00	7.48E-02	-5.32E-03
20	3.23E+00	-5.93E-02	-5.16E-03
21	3.22E+00	-7.03E-02	-5.15E-03
22	3.22E+00	-7.18E-02	-5.14E-03
23	3.21E+00	-7.71E-02	-5.15E-03
24	3.21E+00	-1.52E-01	-5.27E-03
25	4.92E+00	9.49E-02	-5.63E-03
26	4.91E+00	-7.58E-02	-5.48E-03
27	4.91E+00	-9.03E-02	-5.46E-03
28	4.90E+00	-9.23E-02	-5.45E-03
29	4.90E+00	-9.94E-02	-5.46E-03
30	4.89E+00	-1.74E-01	-5.58E-03
31	6.66E+00	1.12E-01	-5.67E-03
32	6.65E+00	-9.09E-02	-5.51E-03
33	6.64E+00	-1.07E-01	-5.50E-03
34	6.63E+00	-1.11E-01	-5.49E-03
35	6.63E+00	-1.20E-01	-5.49E-03
36	6.62E+00	-2.32E-01	-5.62E-03
37	8.38E+00	1.26E-01	-5.53E-03
38	8.37E+00	-1.04E-01	-5.38E-03
39	8.35E+00	-1.25E-01	-5.36E-03
40	8.34E+00	-1.28E-01	-5.36E-03
41	8.34E+00	-1.39E-01	-5.36E-03
42	8.34E+00	-2.65E-01	-5.48E-03
43	1.00E+01	1.37E-01	-5.27E-03
44	1.00E+01	-1.16E-01	-5.13E-03
45	1.00E+01	-1.40E-01	-5.11E-03
46	9.99E+00	-1.44E-01	-5.10E-03
47	9.99E+00	-1.55E-01	-5.11E-03
48	9.99E+00	-2.93E-01	-5.22E-03
49	1.16E+01	1.46E-01	-4.92E-03
50	1.16E+01	-1.27E-01	-4.78E-03
51	1.16E+01	-1.54E-01	-4.76E-03

SIME S.C. CODIGO # B40227A
 RESULTADOS DEL MARCO TESTIS I

DESPLAZAMIENTOS	CONDICION 1		
NUDO	DESPL. X	DESPL. Y	GIRD
1	0.00E+00	0.00E+00	0.00E+00
2	0.00E+00	0.00E+00	0.00E+00
3	0.00E+00	0.00E+00	0.00E+00
4	0.00E+00	0.00E+00	0.00E+00
5	0.00E+00	0.00E+00	0.00E+00
6	0.00E+00	0.00E+00	0.00E+00
7	5.14E-01	2.66E-02	-2.97E-03
8	5.18E-01	-2.14E-02	-2.88E-03
9	5.19E-01	-2.51E-02	-2.88E-03
10	5.19E-01	-2.56E-02	-2.88E-03
11	5.16E-01	-2.74E-02	-2.87E-03
12	5.11E-01	-5.40E-02	-2.92E-03
13	1.70E+00	5.19E-02	-4.55E-03
14	1.70E+00	-4.12E-02	-4.41E-03
15	1.70E+00	-4.85E-02	-4.39E-03
16	1.70E+00	-4.95E-02	-4.39E-03
17	1.69E+00	-5.32E-02	-4.39E-03
18	1.69E+00	-1.05E-01	-4.49E-03
19	3.23E+00	7.48E-02	-5.32E-03
20	3.23E+00	-5.93E-02	-5.16E-03
21	3.22E+00	-7.03E-02	-5.15E-03
22	3.22E+00	-7.18E-02	-5.14E-03
23	3.21E+00	-7.71E-02	-5.15E-03
24	3.21E+00	-1.52E-01	-5.27E-03
25	4.92E+00	9.49E-02	-5.63E-03
26	4.91E+00	-7.58E-02	-5.48E-03
27	4.91E+00	-9.03E-02	-5.46E-03
28	4.90E+00	-9.23E-02	-5.45E-03
29	4.90E+00	-9.94E-02	-5.46E-03
30	4.89E+00	-1.94E-01	-5.58E-03
31	6.66E+00	1.12E-01	-5.67E-03
32	6.65E+00	-9.09E-02	-5.51E-03
33	6.64E+00	-1.09E-01	-5.50E-03
34	6.63E+00	-1.11E-01	-5.49E-03
35	6.63E+00	-1.20E-01	-5.49E-03
36	6.62E+00	-2.32E-01	-5.62E-03
37	8.38E+00	1.26E-01	-5.53E-03
38	8.37E+00	-1.04E-01	-5.38E-03
39	8.35E+00	-1.25E-01	-5.36E-03
40	8.34E+00	-1.28E-01	-5.36E-03
41	8.34E+00	-1.39E-01	-5.36E-03
42	8.34E+00	-2.65E-01	-5.48E-03
43	1.00E+01	1.37E-01	-5.27E-03
44	1.00E+01	-1.16E-01	-5.13E-03
45	1.00E+01	-1.40E-01	-5.11E-03
46	9.99E+00	-1.44E-01	-5.10E-03
47	9.99E+00	-1.55E-01	-5.11E-03
48	9.99E+00	-2.93E-01	-5.22E-03
49	1.16E+01	1.46E-01	-4.92E-03
50	1.16E+01	-1.27E-01	-4.78E-03
51	1.16E+01	-1.54E-01	-4.76E-03

Tabla 5.2.- Elementos mecánicos en Columnas.

Barra	Nivel	Reso constante (w=100 Kg/m ²)				Reso variable (w=1000 ó 2000 Kg/m ²)				Rigidez de entrecapto variable			
		Análisis Estático		Análisis Dinámico		Análisis Estático		Análisis Dinámico		Análisis Estático		Análisis Dinámico	
		P	M	P	M	P	M	P	M	P	M	P	M
3	CIM	185300	257600	185600	199300	210000	292000	210300	230900	185700	263000	186000	202000
			96650		72250		109600		87040		101700		78760
9	E1	172800	175700	173100	136500	197500	199300	197900	158100	173200	183200	173500	141500
			10280		8949		11690		9701		16860		13670
15	E2	160300	130900	160600	102200	185000	148500	185400	118100	160700	143000	161000	111100
			38030		29220		43520		34320		27860		20990
21	E3	147900	103300	148200	80650	172600	116600	172900	92780	148300	123000	148500	96480
			65080		50650		75300		60120		45260		38860
27	E4	135400	84640	135700	65890	160100	93970	160400	74320	135800	124000	136100	96290
			79850		62530		92850		74370		35250		27590
33	E5	123000	70650	123300	54680	135200	76550	135500	59850	123400	29750	123600	22760
			87460		68720		99610		79850		122900		95900
39	E6	110700	59430	110900	45270	122900	64510	123200	49800	111000	45170	111200	34120
			90770		71370		101700		81420		106700		83510
45	E7	98340	49020	98570	36710	110600	54020	110900	41050	98620	47560	98810	35420
			91320		71680		102600		81990		96110		75230
51	E8	86020	38930	86220	28520	98300	42180	98520	31310	86280	47220	86440	31720
			89890		70260		103200		82240		82250		64860
57	E9	73720	28990	73890	20550	85950	27890	86140	19630	73990	52310	74120	38280
			86840		67440		101200		80270		59840		46870
63	E10	61450	18920	61580	12820	61190	13350	61340	7955	61580	13930	61700	12100
			82170		63300		91990		72130		109900		84200
69	E11	49180	9395	49290	5643	49030	4914	49140	1666	49280	4110	49370	4580
			75540		57590		80740		62350		90950		68520
75	E12	36940	1192	37010	303	36860	823	36930	2153	36990	5350	37050	4287
			66370		49960		69250		52620		74570		56120
81	E13	24700	4264	24740	3945	24660	5043	24700	4695	24730	7807	24760	6667
			54760		40620		56560		42270		59160		43900
87	E14	12410	5823	12420	4556	12390	6102	12400	4833	12420	7361	12430	5749
			39040		28730		40250		29810		41110		30230

Tabla 5.4.- Elementos mecánicos en traves.

Nivel : 2

Marco : 2 y 5

Barra		96		97		98		99		100	
A-D	A. M	54120	-63870	55130	-65480	55150	-65540	55020	-65430	54170	-65090
	E. V	17350	29850	17870	30370	17890	30390	17840	30340	17600	30100
A-D	A. M	40780	-50670	41640	-52010	41670	-52060	41580	-52000	41040	-51840
	D. V	12040	24540	12480	24980	12500	25000	12470	24970	12330	24830
A-D	A. M	62070	-71750	63200	-73550	63230	-73620	63100	-73510	62190	-73190
	E. V	20520	33020	21100	33600	21120	33620	21070	33570	20830	33330
A-D	A. M	48050	-57880	49020	-59380	49060	-59450	48970	-59380	48380	-59250
	D. V	14940	27440	15430	27930	15450	27950	15420	27920	15280	27780
A-D	A. M	56870	-66610	57880	-68230	57890	-68280	57770	-68190	56920	-67860
	E. V	18440	30940	18970	31470	18980	31480	18940	31440	18710	31210
A-D	A. M	42630	-52510	43500	-53870	43520	-53910	43440	-53860	42910	-53720
	D. V	12780	25280	13220	25720	13240	25740	13210	25710	13070	25570

Tabla 5.5.- Elementos mecánicos en traves.

Nivel : 5

Marco : 2 y 5

Barra		111		112		113		114		115	
Distribución de Cargas	A. M	66480	-76150	70050	-80390	70300	-80690	70090	-80510	67830	-78850
	E. V	22280	34780	23840	36340	23950	36450	23870	36370	23090	35590
	A. M	50400	-60210	53330	-63680	53530	63920	53380	-63800	51890	-62760
	D. V	15870	28370	17150	29650	17240	29740	1718	29680	16680	29180
Distribución de Cargas	A. M	70380	-90300	74200	-94940	74460	-95260	74210	-95050	71720	-93160
	E. V	19640	44640	21330	46330	21440	46440	21350	46350	20480	45480
	A. M	53470	-73550	56630	-77380	56840	-77640	56660	-77490	54960	-76250
	D. V	12900	37900	14300	39300	14390	39390	14330	39330	13740	38740
Distribución de Cargas	A. M	25440	35860	27220	-37640	27360	-37770	27270	-37660	26200	-36570
	E. V	6011	18510	6721	19220	6774	19270	6735	19240	6305	18810
	A. M	18480	-28890	19910	-30330	20020	-30430	19960	-3036	19230	-29610
	D. V	3225	15720	3799	16300	3841	16340	3813	16310	3517	16020

Tabla 5.6.- Elementos mecánicos en traves.

Nivel : 10

Marco : 2 y 5

Barra		136		137		138		139		140	
A.	M	41190	-51070	47460	-57780	47980	-58370	47640	-58080	44180	-55000
	V	12200	24700	14800	27300	15020	27520	14890	27390	13580	26080
A.	M	29560	-39560	34740	-45080	35190	-45580	34980	-45410	32730	-43440
	V	7573	20070	9715	2210	9904	22400	9828	22330	8985	21480
A.	M	39980	-60050	46660	-67370	47210	-68000	46830	-67670	43040	-64230
	V	7485	32490	10310	35310	10540	35540	10400	35400	8954	33950
A.	M	27850	-48150	33500	-54250	33980	-54780	33730	-54570	31210	-52290
	V	2700	27700	5050	30050	5253	30250	5161	30160	4200	29200
A.	M	15030	-25440	17620	-28040	17860	-28270	17730	-28130	16310	-26680
	V	1843	14340	2882	15380	2975	15480	2923	15420	2347	14850
A.	M	9963	-20370	12080	-22500	12280	-22690	12200	-22610	11260	-21650
	V	183	12320	665	13170	745	13240	712	13210	332	12830

Tabla 5.7.- Elementos mecánicos en traveses.

Nivel : 14

Marco : 2 y 5

Barra		156		157		158		159		160	
Estrada	A. M	12000	-22090	19110	-29360	19570	-29930	19120	-29560	15370	-25930
	E. V	567	13070	3444	15940	3650	16150	3484	15980	2009	14510
	A. M	6793	-16970	12680	-22970	13090	-23460	12790	-23210	10370	-20880
	D. V	1497	11000	880	13380	1059	13560	950	13450	0	12500
Carril	A. M	12030	-22110	19850	-30080	20370	-30720	19890	-30320	15870	-26450
	E. V	578	13080	3736	16240	3968	16470	3792	16290	2214	14710
	A. M	6792	-16960	13340	-23620	13810	-24180	13490	-23910	10860	-21370
	D. V	1499	11000	1143	13640	1348	13850	1231	13730	196	12700
Carril	A. M	13280	-23370	20560	-30810	20990	-31340	20550	-30980	16710	-27280
	E. V	1079	13580	4024	16520	4217	16720	4057	16560	2548	15050
	A. M	7724	-1790	13740	-24030	14120	-24490	13830	-24250	11370	-21890
	D. V	1126	11370	1304	13800	1472	13970	1368	13870	401	12900

Tabla 5.8.- Elementos mecánicos en trabes.

Nivel : 15

Marco : 2 y 5

Barra		161		162		163		164		165	
Barra 161-162	A. M	8380	-18010	14440	-24510	14540	-24870	14120	-24640	10750	-21550
	E. V	973	11530	1539	14040	1632	14130	1501	14000	209	12710
	A. M	4211	-14010	9247	-19380	9347	19690	9050	-19520	6867	-17520
	D. V	2605	9895	524	11980	442	12060	535	11960	1373	11130
Barra 162-163	A. M	8318	-17920	15040	-25080	15170	-25490	14720	-25240	11110	-21920
	E. V	1002	11500	1774	14270	1882	14380	1741	14240	354	12850
	A. M	4124	-13910	9787	-19900	9915	-20250	9592	-20070	7210	-17870
	D. V	2644	9856	313	12190	217	12280	318	12180	1233	11270
Barra 163-164	A. M	9311	-18910	15500	-25560	15559	-25890	15150	-25670	11720	-22550
	E. V	606	11890	1961	14460	2038	14540	1915	14420	604	13100
	A. M	4872	-14660	10010	-20150	10080	-20430	9799	-20270	7589	-18260
	D. V	2344	10160	218	12280	149	12350	236	12260	1080	11420

Tabla 5.9.- Desplazamientos absolutos y relativos.

Barra	Nudo	Peso constante				Peso variable				Rigidez variable			
		A.	E.	A.	D	A	E.	A	D	A.	E.	A.	D.
3	3 9	0.00 1.04	1.04	0.00 0.80	0.80	0.00 1.18	1.18	0.00 0.93	0.93	0.00 1.06	1.06	0.00 0.82	0.82
9	9 15	1.04 3.40	2.36	0.30 2.64	1.84	1.18 3.86	2.68	0.93 3.06	2.13	1.06 3.52	2.46	0.82 2.70	1.88
15	15 21	3.40 6.44	3.04	2.64 5.00	2.36	3.86 7.30	3.44	3.06 5.80	2.74	3.52 6.74	3.22	2.70 5.20	2.50
21	21 27	6.44 5.82	3.38	5.00 7.62	2.62	7.30 11.12	3.82	5.80 8.82	3.02	6.74 10.42	3.68	5.20 8.06	2.86
27	27 33	9.82 13.28	3.46	7.62 10.32	2.70	11.12 15.02	3.90	8.82 11.92	3.10	10.42 14.52	4.10	8.06 11.22	3.16
33	33 39	13.28 16.70	3.42	10.32 12.98	2.66	15.02 18.86	3.84	11.92 14.96	3.04	14.52 18.58	4.06	11.22 14.38	3.16
39	39 45	16.70 20.00	3.30	12.98 15.54	2.56	18.86 22.60	3.74	14.96 17.86	2.90	18.58 22.20	3.62	14.38 17.24	2.86
45	45 51	20.00 23.20	3.20	15.54 17.94	2.40	22.60 26.00	3.40	17.86 20.60	2.74	22.20 25.60	3.40	17.24 19.86	2.62
51	51 57	23.20 26.00	2.80	17.94 20.20	2.26	26.00 29.2	3.20	20.60 23.00	2.40	25.60 28.80	3.20	19.86 22.40	2.54
57	57 63	26.00 28.60	2.60	20.20 22.20	2.00	29.20 32.00	2.80	23.00 25.20	2.20	28.80 32.00	3.20	22.40 24.60	2.20
63	63 69	28.60 30.80	2.20	22.20 23.80	1.60	32.00 34.40	2.40	25.20 27.20	2.00	32.00 34.60	2.60	24.60 26.80	2.20
69	69 75	30.80 32.80	2.00	23.80 25.40	1.60	34.40 36.60	2.20	27.20 28.60	1.40	34.60 36.80	2.20	26.80 28.40	1.60
75	75 81	32.80 34.40	1.60	25.40 26.60	1.20	36.60 38.20	1.60	28.60 30.00	1.40	36.80 38.60	1.80	28.40 29.60	1.20
81	81 87	34.40 35.80	1.40	26.60 27.40	0.80	38.20 39.60	1.40	30.00 31.00	1.00	38.60 40.00	1.40	29.60 30.60	1.00
87	87 93	35.80 36.80	1.00	27.40 28.20	0.80	39.60 40.60	1.00	31.00 31.80	0.80	40.00 41.00	1.00	30.60 31.40	0.80

Tabla 5.11.- Elementos mecánicos en columnas.

Barra	Nivel	Reso constante ($w=1000 \text{ Kg/m}^2$)				Reso variable ($w=1000$ ó 2000 kg/m^2)				Rígidez de entrepiso variable			
		Análisis Est.		Análisis Din.		Análisis Estático		Análisis Dinámico		Análisis Estático		Análisis Din.	
		P	M	P	M	P	M	P	M	P	M	P	M
3	C1	138200	197200	138000	154400	151900	216900	151700	174700	138100	199500	137800	153500
			28160				22050				31320		
9	E1 E2	124600	131700	14400	104200	138300	144900	138100	117600	124500	135700	124200	105700
			42590				33490				46560		
15	E2 E3	110900	100100	110700	79780	124600	110200	124400	90010	110700	108500	110500	85470
			73780				58530				81490		
21	E3 E4	97100	80590	96930	64170	110700	88060	110600	71640	96950	98590	96780	77380
			96420				69000				97170		
27	E4 E5	83320	65500	83140	51710	96790	68520	96620	56850	83190	109100	83000	85860
			89700				71800				104100		
33	E5 E6	69500	51740	69330	40220	69480	51030	69320	39930	69640	1737	69450	1356
			38040				70100				95420		
39	E6 E7	55670	24460	55510	28940	55720	35360	55550	26480	55760	21670	55590	16230
			82090				65130				85360		
45	E7 E8	41820	24460	41680	18130	41910	23700	41760	17340	41850	18360	41710	13290
			73040				57230				74600		
51	E8 E9	27940	12290	27840	8949	28010	12240	27910	8809	27960	9452	27850	6647
			61040				47090				62050		
57	E9 E10	13970	3045	13920	2468	14010	3068	13960	2437	13990	1931	13930	1562
			45960				35660				46700		

Tabla 5.12.- Elementos mecánicos en traves.

Nivel : 1
Marco : 4 y 5

Barra		61		62		63		64		65		
CUBO	A.	M	41560	-58370	40810	-58630	44880	-53970	40130	-57950	40060	-58670
	E.	V	7656	25660	7574	25570	11970	20970	7346	25350	7456	-25460
CUBO	A.	M	30500	-47570	30050	-47910	34210	-43340	29560	-47400	29610	-48050
	D.	V	4011	22010	3993	21990	8424	17420	3828	21830	3943	21940
CUBO	A.	M	46580	-63320	45820	-63650	49890	-58990	45130	-62940	45130	-63830
	E.	V	9316	27320	9245	27250	13650	22650	9012	27010	9160	27160
CUBO	A.	M	35660	-52640	35180	-53060	39340	-48470	34670	-52510	34790	-53320
	D.	V	5716	23720	5707	23710	10140	19140	-5531	23530	5684	23680
CUBO	A.	M	42490	-59300	41760	-59600	45840	-54930	41080	-58890	40990	-59600
	E.	V	7965	25960	7894	25890	12300	21300	7662	25660	7765	25760
CUBO	A.	M	30500	-47590	30110	-47990	34310	-43440	29660	-47500	29700	-48130
	D.	V	4014	22010	4018	22020	8457	17460	3861	21860	3972	21970

Tabla 5.13.- Elementos mecánicos en trabes.

Nivel : 2

Marco : 4 y 5

Barra		66		67		68		69		70	
A.	M	60870	-77230	60650	-78370	64330	-73390	59360	-77240	59600	-78680
	E.	V	14020	32020	14170	32170	18450	27450	13770	31770	14050
A.	M	45910	-62570	45870	-63630	49630	-58700	44710	-62600	45120	-63940
	D.	V	9080	27080	9252	27250	13560	22560	8885	26890	9177
A.	M	67940	-84170	67730	-85440	71350	-80400	66310	-84190	66680	-85880
	E.	V	16350	34350	16530	34530	20790	29790	16080	34080	16430
A.	M	53160	-69680	53110	-70860	56790	-65860	51810	-69690	52330	-71280
	D.	V	11470	29470	11660	29660	15940	24940	11250	29250	11600
A.	M	63430	-79770	63210	-80940	66880	-75940	61920	-79800	62180	-81280
	E.	V	14870	32870	15030	33030	19300	28300	14620	32620	14910
A.	M	47000	-63670	47030	-64800	50800	-59880	45900	-63790	46340	-65150
	D.	V	9446	27450	9638	27640	13950	22950	9283	27280	9581

Tabla No. 5.15.- Elementos mecánicos en traves.

Nivel : 9

Marco : 4 y 5

Barra		101		102		103		104		105		
B-32-34-35	A.	M	15780	-32920	21800	-39400	24690	-33710	18780	-36670	18120	-35370
	E.	V	883	17120	1199	19200	5233	14230	242	18240	81	18080
	A.	M	8908	-26260	14410	-32100	17460	-26530	11700	-29590	11920	-30060
	D.	V	3138	14860	1249	16750	2832	11830	2118	15880	2004	16000
B-32-34-35	A.	M	15880	-33000	22380	-39960	25160	-34180	19130	-37030	18580	-36830
	E.	V	854	17150	1390	19390	5389	14390	360	18360	235	18240
	A.	M	9022	-26370	15030	-32710	17980	-27050	12110	-30010	12430	-30580
	D.	V	3102	14900	1043	16960	3006	12010	1981	16020	1833	16170
B-32-34-35	A.	M	16980	-34110	23100	-40710	25970	-34990	20060	-37940	19370	-37620
	E.	V	483	17520	1636	19640	5660	14660	667	18670	497	18500
	A.	M	9731	-27090	15320	-33020	18360	-27430	12590	-30480	12820	-30960
	D.	V	2863	15140	944	17060	3131	12130	1821	16180	1704	16300

Tabla 5.16.- Elementos mecánicos en traves.

Nivel : 10

Marco : 4 y 5

Barra		106		107		108		109		110		
BARRA CORRECTOR CORR.	A.	M	9171	-25340	13090	-30340	15620	-24980	10270	-28090	9661	-28060
	E.	V	3249	14750	1761	16240	2266	11270	2606	15390	2713	15290
	A.	M	4076	-20610	7781	-25150	10510	-19910	5264	-23050	5335	-23490
	D.	V	4886	13110	3511	14490	571	9570	4281	13720	4196	13800
BARRA CORRECTOR CORR.	A.	M	9176	-25310	13540	-30770	15930	-25300	10480	-28300	9968	-28370
	E.	V	3252	14750	1616	16380	2372	11370	2538	16460	2610	15390
	A.	M	4082	-20590	8251	-25600	10860	-20260	5504	-23290	5672	-23840
	D.	V	4888	13110	3358	14640	686	9686	4201	13800	4082	13920
BARRA CORRECTOR CORR.	A.	M	9873	-26010	13850	-31100	16340	-25700	11000	-28820	10380	-28810
	E.	V	3020	14980	1509	16490	2506	11510	2346	15640	2468	-15530
	A.	M	4533	-21050	8287	-25660	10990	-20400	5750	-23540	5848	-24020
	D.	V	4736	13260	3342	14669	732	9732	4119	13880	4022	13980

Tabla 5.17.- Desplazamientos absolutos y relativos.

Barza	Nudo	Reso constante				Reso Variable				Rigidez Variable			
		A.	E.	A	D	A.	E.	A.	D.	A.	E.	A.	D.
3	3	0.0	0.73	0.00	0.57	0.00	0.81	0.0	0.65	0.00	0.74	0.00	0.57
	9	0.73		0.57		0.81		0.65		0.74		0.57	
9	9	0.73	1.51	0.57	1.19	0.81	1.65	0.65	1.34	0.74	1.54	0.57	1.20
	15	2.24		1.75		2.46		1.99		2.28		1.77	
15	15	2.24	1.78	1.75	1.40	2.46	1.98	1.99	1.59	2.28	1.70	1.77	1.45
	21	4.02		3.16		4.44		3.58		4.18		3.22	
21	21	4.02	1.84	3.16	1.44	4.44	2.0	3.58	1.62	4.18	2.04	3.22	1.60
	27	5.86		4.60		6.44		5.20		6.22		4.82	
27	27	5.86	1.74	4.60	1.38	6.44	1.90	5.20	1.52	6.22	2.26	4.82	1.76
	33	7.60		5.98		8.34		6.72		8.48		6.58	
33	33	7.60	1.58	5.98	1.24	8.34	1.66	6.72	1.32	8.48	2.10	6.58	1.64
	39	9.18		7.22		10.00		8.04		10.58		8.22	
39	39	9.18	1.36	7.22	1.04	10.00	1.40	8.04	1.1	10.58	1.58	8.22	1.22
	45	10.54		8.26		11.40		9.14		12.16		9.44	
45	45	10.54	1.12	8.26	0.86	11.40	1.14	9.14	0.88	12.16	1.20	9.44	0.92
	51	11.66		9.12		12.54		10.02		13.36		10.36	
51	51	11.66	0.84	9.12	0.64	12.54	0.86	10.02	0.66	13.36	0.90	10.36	0.68
	57	12.50		9.76		13.40		10.68		14.26		11.04	
57	57	12.50	0.60	9.76	0.46	13.40	0.60	10.68	0.46	14.26	0.62	11.04	0.46
	63	13.1		10.22		14.00		11.14		14.88		11.50	

CONCLUSIONES:

Es posible observar que el análisis sísmico realizado a las estructuras, fue siempre más conservador cuando dicho análisis fue estático. Las diferencias son considerables si tomamos en cuenta que llegan a ser hasta de 40% en el nivel superior, y de aproximadamente 3 veces mayor en la base para la estructura de 15 niveles. Para la estructura de 10 niveles, el análisis estático produce nuevamente, para el nivel 10, un valor aproximadamente 40% mayor que el producido por el análisis estático; para el 1er. nivel ahora fue aproximadamente 2.7 veces mayor.

Es obvio observar que las fuerzas se incrementan considerablemente en los niveles que se aumenta la masa.

La modificación de la rigidez de entrepiso sólo produce una ligera disminución general de las fuerzas sísmicas, cuando se realiza el análisis sísmico dinámico.

La interacción suelo-estructura no produce ningún efecto importante, pues no modifica considerablemente el período de la estructura, conservándose entre el intervalo de T_1 y T_2 que marca el Reglamento del Distrito Federal; por lo tanto, las fuerzas sísmicas que se obtuvieron no se ven modificadas.

Con respecto a los elementos mecánicos en las barras, la variación más importante se presenta al cambiar la geometría de las trabes y por consiguiente la rigidez del entrepiso, pues los momentos de las columnas en los puntos en que se unen con las trabes mencionadas, son menores hasta en 2.4 ve

ces, mientras que en el nudo opuesto, los momentos se incrementan aproximadamente en un 80%. En trabes, los momentos de crecen hasta llegar casi a ser 3 veces menor que en condiciones normales. Todos los resultados mencionados son para la estructura de 15 niveles; los resultados que se observan en la estructura de 10 niveles son similares en las columnas, pero para trabes los momentos en los nudos i son hasta 6 veces menores. Los resultados de los cortantes presentan la misma tendencia que los momentos.

Los desplazamientos también son mayores cuando se modifica la rigidez, aún cuando, a la estructura original se le duplica el peso en algunos niveles.

De todo esto, se concluye que la condición que más variación produce, es modificar la rigidez, pues aunque el aumento de peso de un nivel produce un incremento lógico de los valores en los elementos mecánicos, las diferencias más significativas se presentan cuando se modifica la sección de las barras.

B I B L I O G R A F I A.

- Bazán Z. Enrique, Meli P. Roberto. Manual de Diseño Sísmico de Edificios. 1a. ed., México, D.F., Editorial LIMUSA., 1985.
- Castillo M. Heberto. Análisis y Diseño Estructural. Representaciones y Servicios de Ingeniería, S.A., México, 1980.
- Luthe, Rodolfo. Análisis Estructural. Representaciones y Servicios de Ingeniería, S.A., México, 1981.
- Magdaleno Carlos. Análisis Metrical de Estructuras Reticulares. Unidad Profesional de Zacatenco, México, 1978.
- Meli P. Roberto. Diseño Estructural. 1a. reimposición, México, D.F., Editorial LIMUSA., 1987.
- Romo, Miguel. Bases en que se apoyan las normas técnicas complementarias para el diseño sísmico en el D.F., Interacción suelo-estructura. Publicaciones de la Sociedad Mexicana de Ingeniería Sísmica, A.C.
- Rosenblueth, Emilio, Reséndiz, N. Daniel. Disposiciones Reglamentarias de 1987 para tener en cuenta interacción dinámica - - suelo-estructura. Publicaciones del Instituto de Ingeniería, -- U.N.A.M.
- U.N.A.M. Manual de Diseño por Sismo. México, 1977.
- White, Gergely y Sexsmith Estructuras Estáticamente Indeterminadas. Vol. 2. Ed. LIMUSA, México, 1977.