

Nº 99  
2EJ.



UNIVERSIDAD NACIONAL  
AUTÓNOMA DE  
MÉXICO

**UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO**

**FACULTAD DE INGENIERÍA  
DIVISIÓN DE INGENIERÍA CIVIL, TOPOGRÁFICA Y GEODÉSICA**

**"INFLUENCIA DE LA FLEXIBILIDAD DEL  
SISTEMA DE PISO EN LA RESPUESTA  
SÍSMICA DE UN EDIFICIO  
CON PLANTA EN Y"**

**T E S I S**

**QUE PARA OBTENER EL TÍTULO DE:**

**INGENIERO CIVIL**

**P R E S E N T A**

**OSVALDO RIVERA DEL ARCO**



**MEXICO, D. F.**

**MARZO 1992**

**TESTS CON  
FALLA DE ORIGEN**



Universidad Nacional  
Autónoma de México



## **UNAM – Dirección General de Bibliotecas Tesis Digitales Restricciones de uso**

### **DERECHOS RESERVADOS © PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL**

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

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

**INFLUENCIA DE LA FLEXIBILIDAD DE PISO EN LA  
RESPUESTA SISMICA DE UNA EDIFICACION CON PLANTA EN Y**

**INDICE**

<b>CAPITULO</b>	<b>PAGINA</b>
<b>1. INTRODUCCION</b> .....	<b>1</b>
1.1 Antecedentes .....	1
1.2 Objetivos y alcances .....	1
<b>2. CRITERIOS DE ANALISIS SISMICO CON PISO RIGIDO Y PISO FLEXIBLE</b>	<b>3</b>
2.1 Introducción .....	3
2.2 Programas de análisis estructural .....	4
2.2.1 Programa SUPER-ETABS .....	4
2.2.2 Programa COMBAT .....	5
2.3 Criterios de análisis sísmico .....	6
2.3.1 Introducción .....	6
2.3.2 Análisis sísmico estático .....	6
2.3.3 Análisis sísmico dinámico modal espectral .....	10
2.4 Interacción suelo-estructura .....	13
2.4.1 Introducción .....	13
2.4.2 Interacción suelo estructura con base al RDF-87 ..	15
<b>3. ANALISIS Y COMPARACION DE RESPUESTAS SISMICAS DE MODELOS ESTRUCTURALES</b> .....	<b>17</b>
3.1 Introducción .....	17
3.2 Caso 1: planta alargada .....	18
3.2.1 Descripción de la estructura .....	18
3.2.2 Análisis de resultados .....	18

3.3	Caso 2: planta en U .....	20
3.3.1	Descripción de la estructura .....	20
3.3.2	Análisis de resultados .....	20
3.4	Caso 3: torres .....	21
3.4.1	Descripción de la estructura .....	21
3.4.2	Análisis de resultados .....	21
<b>4.</b>	<b>ANÁLISIS SISMICO TRIDIMENSIONAL CON Y SIN LA INFLUENCIA</b>	
	<b>DE LA FLEXIBILIDAD DE PISO DE UN EDIFICIO REAL .....</b>	<b>23</b>
4.1	Antecedentes .....	23
4.2	Descripción de la estructura (edificio FERRONALES) .....	24
4.3	Características estructurales principales del edificio FERRONALES .....	25
4.4	Modelo analítico del edificio .....	26
4.5	Resultados .....	28
<b>5.</b>	<b>COMPARACION DE RESULTADOS. EDIFICIO FERRONALES .....</b>	<b>30</b>
5.1	Periodos de vibración .....	30
5.2	Desplazamientos horizontales máximos totales .....	31
5.3	Fuerzas cortantes de entrepiso .....	31
5.4	Relaciones de desplazamientos horizontales relativos entre la altura de entrepiso, $\Delta_{r1} / h_1$ .....	32
5.5	Elementos mecánicos .....	33
<b>6.</b>	<b>Conclusiones y recomendaciones .....</b>	<b>34</b>
6.1	Modelos estructurales (conclusiones) .....	34
6.2	Edificio FERRONALES (conclusiones) .....	34
6.3	Recomendaciones .....	35

**REFERENCIAS**

**FOTOGRAFIAS**

**TABLAS**

**FIGURAS**

3.3	Caso 2: planta en U	20
3.3.1	Descripción de la estructura	20
3.3.2	Análisis de resultados	20
3.4	Caso 3: torres	21
3.4.1	Descripción de la estructura	21
3.4.2	Análisis de resultados	21
<b>4.</b>	<b>ANALISIS SISMICO TRIDIMENSIONAL CON Y SIN LA INFLUENCIA DE LA FLEXIBILIDAD DE PISO DE UN EDIFICIO REAL</b>	<b>23</b>
4.1	Antecedentes	23
4.2	Descripción de la estructura (edificio FERRONALES)	24
4.3	Características estructurales principales del edificio FERRONALES	25
4.4	Modelo analítico del edificio	26
4.5	Resultados	28
<b>5.</b>	<b>COMPARACION DE RESULTADOS. EDIFICIO FERRONALES</b>	<b>30</b>
5.1	Periodos de vibración	30
5.2	Desplazamientos horizontales máximos totales	31
5.3	Fuerzas cortantes de entrepiso	31
5.4	Relaciones de desplazamientos horizontales relativos entre la altura de entrepiso, $\Delta_{r1} / h_1$	32
5.5	Elementos mecánicos	33
<b>6.</b>	<b>Conclusiones y recomendaciones</b>	<b>34</b>
6.1	Modelos estructurales (conclusiones)	34
6.2	Edificio FERRONALES (conclusiones)	34
6.3	Recomendaciones	35

**REFERENCIAS**

**FOTOGRAFIAS**

**TABLAS**

**FIGURAS**

## **CAPITULO 1. INTRODUCCION**

### **1.1 ANTECEDENTES**

El análisis convencional de edificios ante cargas sísmicas se apoya en la hipótesis de que los sistemas de piso se comportan como diafragmas infinitamente rígidos ante efectos que actúan en su plano. Apoyándose en esta consideración, los reglamentos de construcción actuales consideran que una estructura está formada por elementos verticales y horizontales ligados por los pisos que se suponen diafragmas infinitamente rígidos; sin embargo, para edificios con geometría irregular, es decir, edificios que tengan plantas alargadas con muros de rigidez en los extremos, entrantes y salientes, aberturas importantes o edificios con torres separadas con pisos inferiores comunes, etc, la hipótesis de que el diafragma es infinitamente rígido no necesariamente es admisible. En este trabajo se revisará la existencia de un efecto que no se toma en cuenta en los reglamentos de construcción actuales: la flexibilidad del sistema de piso en una estructura. La influencia de los efectos de la flexibilidad del piso puede provocar cambios significativos en la respuesta sísmica de la construcción, que en un análisis convencional no serían tomados en cuenta; esto es, al diseñar o revisar una estructura deben tomarse en cuenta todos los posibles efectos que pudieran participar de manera importante en el comportamiento sismo-resistente, sobre todo ante temblores severos.

### **1.2 OBJETIVOS Y ALCANCES**

El propósito de este trabajo es el de estudiar la influencia de la flexibilidad del sistema de piso, así como de la contribución del efecto de la interacción suelo-estructura en el comportamiento estructural de un edificio real con planta en Y ; éste es el edificio del Centro Administrativo de Ferrocarriles Nacionales (FERRONALES). Esta construcción está desplantada en la zona de arcillas blandas de la Ciudad de México, lo que hace que la interacción suelo-estructura sea un fenómeno que se

estudiará, además de la flexibilidad de piso . Para calibrar los resultados analíticos se compararán los periodos de vibración con los periodos experimentales obtenidos en campo por el método de ruido y vibración ambiental.

En el capítulo 2 de este trabajo, se presentan los criterios e hipótesis en que se apoyan los programas de análisis estructural que se utilizaron para modelar al edificio , ya sea considerando los pisos como diafragmas infinitamente rígidos o como diafragmas flexibles [refs 1 y 2].

En capítulo 3, con el fin de estudiar la influencia de la flexibilidad del sistema de piso en el comportamiento estructural de edificaciones irregulares, y de tener una base para apoyar los resultados del análisis del edificio FERRONALES, se analizaron tres modelos estructurales adicionales con geometría irregular. Se presentan las respuestas de estos modelos a nivel global y local, así como algunas conclusiones.

En los capítulos 4 y 5 se analizó el edificio del Centro Administrativo de Ferrocarriles Nacionales modelando el sistema de piso infinitamente rígido con y sin la participación del efecto de la interacción suelo-estructura, así como como el modelo estructural bajo la hipótesis de diafragma flexible, incluyendo la influencia de la interacción de la estructura con el suelo. Se presentan los resultados de la respuesta estructural de esta edificación a nivel global y local. Por último, en el capítulo 6 se presentan las conclusiones y recomendaciones.

## CAPITULO 2. CRITERIOS DE ANALISIS SISMICO CON PISO RIGIDO Y PISO FLEXIBLE

### 2.1 INTRODUCCION

Uno de los objetivos que persigue la ingeniería civil estructural es el de predecir el comportamiento de una edificación ante diversas solicitaciones (fuerzas externas o excitaciones) a que estará sujeta. Para lograr esto se utilizan modelos físicos o matemáticos. Cuando se utiliza un modelo matemático, se encontrará que en el problema "real" intervienen una infinidad de variables, por lo que, para simplificar el modelo se suponen una serie de hipótesis acerca del comportamiento de la estructura y de los materiales que intervendrán en su composición; por ejemplo, la gran mayoría de programas de análisis estructural suponen que las losas que forman los pisos de un edificio se comportan como diafragmas infinitamente rígidos. Esta hipótesis permite simplificar el trabajo numérico, pues en lugar de considerar seis grados de libertad en cada nudo del piso (entendiéndose como nudo a la intersección de una columna y una trabe), dicha hipótesis se reduce a suponer sólo tres grados de libertad por piso, es decir, dos desplazamientos horizontales y un giro alrededor de un eje vertical que pasa por el centro de masas de cada piso (fig 2.1); esto es, todos los nudos del piso se hacen dependientes del nudo de control o nudo maestro del piso correspondiente. El modelo se puede simplificar aun más, si se consideran para ciertos análisis un sólo grado de libertad por cada nivel (fig 2.2). Este tipo de hipótesis implica una distribución uniforme de las fuerzas horizontales entre los elementos verticales existentes.

Para sistemas de pisos en que resulte inadmisibles dicha hipótesis, como plantas muy alargadas, con presencia de huecos, entrantes y salientes, entre otros, durante la acción de los sismos se pueden inducir configuraciones de deformación no uniformes, distribuciones irregulares de elementos mecánicos, y efectos de flexión en la losa que pueden ocasionar tipos de falla que en los análisis convencionales no se contemplan. Para

ilustrar lo anterior, en la fig 2.3 se presenta este tipo de comportamientos. Es necesario que al utilizar los paquetes de computadora para analizar una estructura en la que se piense que no cumple con la hipótesis de que los sistemas de piso se comportarán como diafragmas infinitamente rígidos, se revise con mucho cuidado los resultados que arroje el programa, y se compare con los resultados del análisis en que sí se hizo la consideración de que las losas son miembros flexibles; esto es, es muy importante no tener comportamientos y respuestas que puedan diferir radicalmente del comportamiento predicho con la influencia de la flexibilidad del piso. Cabe aclarar que en este tipo de análisis, mucho más sofisticados que los convencionales, los edificios deben modelarse de manera tridimensional, y no a base de marcos planos acoplados por las losas.

## **2.2 DESCRIPCION DE LOS PROGRAMAS SUPER-ETABS Y COMBAT**

### **2.2.1 PROGRAMA SUPER-ETABS**

Este paquete utiliza las hipótesis de diafragma rígido mencionadas en la sección 2.1 . Tiene la capacidad de analizar sísmicamente modelos estructurales por el método estático o por métodos dinámicos; incluye los efectos P- $\Delta$ . Se puede obtener la respuesta global y/o la respuesta individual de cada miembro estructural, así como modelar muros de cortante y diagonales con y sin interacción con los muros. Mediante este programa es posible introducir el efecto de la interacción suelo-estructura, añadiendo un entrepiso ficticio adicional; para ello basta asignar a los elementos verticales adicionales una rigidez axial e inercial que estarán en función de las características del suelo en que está desplantada la edificación. Permite, también, tomar en cuenta la participación de los nudos en cuanto a rigidez lateral se refiere, así como poder modelar los edificios de forma propiamente tridimensional.

### 2.2.2 PROGRAMA COMBAT

Con este paquete es posible representar el comportamiento de modelos estructurales con sistemas de piso flexible. Este programa ensambla la rigidez de la estructura piso por piso, al contrario de otros programas que consideran a la estructura formada por marcos unidos por diafragmas infinitamente rígidos. Con este tipo de herramienta es posible modelar tres tipos distintos de nudos en un piso.

- 1) Nudo no esclavizado (libre), que representa una columna desconectada del diafragma (piso), como ocurriría en un mezzanine. Este nudo tiene seis grados de libertad locales.
- 2) Nudo esclavizado, que representa a una columna conectada al sistema de piso. Este nudo tiene tres grados de libertad: un desplazamiento vertical y rotaciones alrededor de dos ejes horizontales ortogonales.
- 3) Nudo maestro, que representa el comportamiento lateral de la estructura. Este nudo tiene tres grados de libertad: dos desplazamientos horizontales ortogonales y una rotación alrededor de un eje vertical.

Los tres tipos de nudos están representados en la fig 2.4 .

En el caso de un diafragma rígido, los tres grados de libertad que representan el comportamiento lateral de la estructura, son asignados al nudo maestro, esclavizando los nudos (columnas) del diafragma al nudo de control (fig 2.5).

En el caso de un diafragma flexible, las columnas se esclavizan a una viga de piso. Esta viga tendrá en el plano las propiedades geométricas de la losa. En las deformaciones de la viga de piso se considera que las secciones planas permanecen planas con el fin de calcular la posición de las columnas esclavizadas a ésta (fig 2.6). Los desplazamientos de la viga maestra son calculados interpolando funciones cúbicas (fig 2.7).

Al asignar los grados de libertad locales de una columna a un nudo maestro o a la viga de piso, hace que la rigidez de la estructura pueda ser expresada en términos de desplazamientos globales listos para ser ensamblados por el método de rigideces.

Este programa permite también la modelación explícita de la interacción suelo-cimentación-estructura, introduciendo resortes de rigidez elástica debajo de cada línea de columna en la cimentación, o bien, resortes equivalentes debajo de un grupo de columnas. Es posible también utilizar una combinación de estos modelos (fig 2.8).

## 2.3 CRITERIOS DE ANALISIS SISMICO

### 2.3.1 INTRODUCCION

En este trabajo se utilizaron los métodos de Análisis Sísmico Estático y el Dinámico Modal Espectral. Se trabajó con los criterios expuestos en las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo [ref 3] del Reglamento de Construcciones del Distrito Federal en vigor desde 1987, RDF-87 [ref 4]. Enseguida se describen brevemente algunos de los principales requerimientos de los métodos arriba mencionados, y de las hipótesis adoptadas al introducir el concepto de diafragma flexible en la modelación de la estructura.

### 2.3.2 ANALISIS SISMICO ESTATICO

#### 1.- Cálculo de las fuerzas sísmicas.

De acuerdo a las NTC-SISMO en su artículo 2.1 , este tipo de análisis

se utiliza en estructuras que no sobrepasen la altura de 60 metros. Para calcular las fuerzas cortantes a diferentes niveles en una edificación, se suponen un conjunto de fuerzas horizontales aplicadas en los centros de masas de cada nivel. Estas fuerzas horizontales ( $F_1$ ) se calculan con la siguiente expresión:

$$F_1 = \frac{W_1 h_1}{\sum W_1 h_1} \left( \frac{C}{Q} \right) \sum W_1 \quad (2.1)$$

donde:

- $W_1$  = Peso en el nivel  $i$
- $h_1$  = Altura en donde se concentra la masa a partir del nivel de desplante.
- $C$  = Coeficiente sísmico
- $Q$  = Factor de comportamiento sísmico.

En este punto cabe aclarar que al modelar una estructura usando las hipótesis de diafragma rígido, las fuerzas sísmicas se aplican en el centro de masas de cada nivel. En cambio, cuando se modela una estructura usando las hipótesis de diafragma flexible, las fuerzas sísmicas se distribuyen entre los nudos maestros de cada piso, de acuerdo a áreas tributarias.

Las fuerzas laterales estáticas calculadas con la ec 2.1 se podrán reducir, de acuerdo a los siguientes pasos:

a) Se calcula el periodo fundamental de vibración aproximado, según:

$$T_1 = 6.3 \left( \frac{\sum W_1 X_1^2}{g \sum P_1 X_1} \right)^{1/2} \quad (2.2)$$

donde,

- $W_1$  = Peso del nivel  $i$
- $P_1$  = Fuerza horizontal del nivel  $i$
- $X_1$  = Desplazamiento en la dirección de  $P_1$
- $g$  = Aceleración de la gravedad.

b) Si  $T_1 \leq T_b$ , se utiliza la ec. 2.1, pero usando el valor  $Q'$ , en lugar de  $Q$ . El valor de  $Q'$  se define según:

$$\begin{aligned} Q' &= Q && \text{si } T \geq T_a \\ Q' &= 1 + (T/T_a)(Q-1) && \text{si } T < T_a \end{aligned} \quad (2.3)$$

En el diseño sísmico de estructuras que no cumplan las condiciones de regularidad señaladas en la ref 3, se multiplicará por 0.8 el valor de  $Q'$ .

c) Si  $T_1 > T_b$  la fuerza sísmica horizontal será:

$$F_1 = W_1 (k_1 h_1 + k_2 h_1^2) C/Q \quad (2.4)$$

donde:

$$k_1 = q(1-r(1-q))\Sigma W_1 / (\Sigma W_1 h_1)$$

$$k_2 = 1.5rq(1-q)\Sigma W_1 / (\Sigma W_1 h_1^2)$$

En la ref 3 están consignados los valores  $T_a$ ,  $T_b$ ,  $r$  y  $q$ ; para la zona III (compresible):  $T_a = 0.6$  seg,  $T_b = 3.9$  seg,  $r=1$  y  $q = 3.9/T_1$ .

## 2.- Efectos de torsión.

Para distribuir las fuerzas sísmicas entre los diversos elementos resistentes hay que calcular las excentricidades de diseño para tomar en cuenta los efectos de torsión [ref 3]. Este fenómeno se presenta cuando no se tiene una distribución uniforme de las rigideces de los elementos resistentes de la estructura. Los programas de las refs 1 y 2 toman en cuenta este efecto, pero sólo a nivel de lo que se conoce como excentricidad calculada.

## 3.- Momento de volteo.

Para el diseño de la cimentación de una edificación el momento de volteo se calcula con la siguiente expresión:

$$M_i = \sum_{j=1}^n V_j h_j \quad (2.5)$$

donde:

$M_i$  = momento de volteo en el piso i

$V_j$  = fuerza cortante en el entrepiso j.

$h_j$  = diferencia de alturas entre el nivel j  
y el nivel j-1.

El momento de volteo se podrá reducir multiplicándolo por el factor  $0.8 + 0.2Z$  (Z es la relación entre la altura a la que se calcula el factor reductor por momento de volteo y la altura total de la construcción). Este valor no será menor al producto de la fuerza cortante en el nivel en cuestión multiplicada por la distancia al centro de gravedad de la parte de la estructura que se encuentre encima de dicho nivel. En péndulos invertidos no se permite la reducción del momento de volteo.

#### 4.- Combinación de efectos bidireccionales.

En la ref 3 se estipula que las estructuras se analizarán bajo la acción de dos componentes ortogonales del movimiento, y que se considerará el 100 por ciento de los efectos del componente que obre en la dirección del análisis más el 30 por ciento de los efectos del que actúa perpendicularmente, con los signos que para cada concepto resulten más desfavorables, en adición a las fuerzas gravitacionales. Lo anterior se puede expresar de la siguiente manera:

$$a) F_c \left[ (S_u + 0.3S_v) + CG \right] \quad (2.6)$$

$$b) F_c \left[ (0.3S_u + S_v) + CG \right]$$

donde:

$F_c$  = Factor de carga

$S_u$  = Sismo en la dirección U

$S_v$  = Sismo en la dirección V

CG = Carga gravitacional

### 2.3.3 ANALISIS SISMICO DINAMICO MODAL ESPECTRAL

El objetivo de este método consiste en obtener las respuestas de una estructura usando un espectro de diseño que relaciona las respuestas máximas modales de la estructura con los periodos de vibración de dicha estructura.

Al usar este método, se debe incluir el efecto de todos los modos naturales con periodo mayor o igual a 0.4 segundos, pero en ningún caso podrán considerarse menos que los tres primeros modos de traslación en cada dirección del análisis.

Para calcular la participación de cada modo natural en las fuerzas laterales que actúan sobre la estructura, se supondrán las aceleraciones espectrales de diseño como se describe enseguida:

La ordenada del espectro de aceleraciones para diseño sísmico a, está dada por las siguientes ecs :

$$\begin{aligned}
 \text{a) } a &= (1 + 3T/T_a) C/4 & , \text{ si } T &\leq T_a & (2.7) \\
 \text{b) } a &= C & , \text{ si } T_a &< T < T_b \\
 \text{c) } a &= qC & , \text{ si } T &> T_b
 \end{aligned}$$

donde:

$$q = (T_b/T)^r$$

T es el periodo natural de interés;  $T_a$ ,  $T_b$  y r son parámetros que definen el espectro de diseño sísmico; C es el coeficiente sísmico.

La ordenada espectral obtenida se reducirá entre el valor Q' que se obtiene de la ec 2.3.

Para la obtención de frecuencias y formas modales para un sistema con varios grados de libertad, se resuelve la ecuación de equilibrio dinámico:

$$M\ddot{u} + C\dot{u} + Ku = M\ddot{u}_g \quad (2.8)$$

donde:

M= matriz de masas	I = matriz diagonal unitaria
C= matriz de amortiguamiento	u = vector de desplazamientos
K= matriz de rigideces	$\ddot{u}_g$ = aceleración del terreno

Despreciando el efecto del amortiguamiento y suponiendo que no hay movimiento del terreno, la ec 2.8 se simplifica de la siguiente manera:

$$M\ddot{u} + ku = 0 \quad (2.9)$$

Para una vibración libre el movimiento resulta armónico simple:

$$u = z \text{ sen } \omega t \quad (2.10)$$

donde:

z = amplitud de la vibración (parámetro desconocido)  
 $\omega$  = frecuencia de vibración (parámetro desconocido)

Al derivar dos veces la ec 2.10,

$$\ddot{u} = -\omega^2 z \text{ sen } \omega t \quad (2.11)$$

Al sustituir la ec 2.11 en 2.9, resulta que:

$$Kz - \omega^2 Mz = 0 \quad (2.12)$$

La ec 2.12 representa un problema de valores característicos. Para encontrar valores distintos a la solución trivial, es necesario que el determinante del sistema sea nulo, esto es:

$$\left| K - \omega^2 M \right| = 0 \quad (2.13)$$

Al resolver el sistema obtenemos una ecuación de grado  $n$  cuya incognita es  $\omega^2$  y  $n$  representa el número de grados de libertad. Una vez obtenidos los  $n$  valores de  $\omega^2$ , podemos sustituirlos en la ec 2.12, obteniéndose así un vector de forma modal  $\phi_n$  para cada uno de sus  $n$  modos. El vector  $\phi_n$  representa las amplitudes relativas de movimiento para cada componente de desplazamiento en el modo  $n$ .

Para obtener el factor sísmico de participación de cada modo, podemos reordenar la ec 2.8 de la siguiente forma:

$$\ddot{Y}_n + 2\zeta_n \omega_n \dot{Y}_n + \omega_n^2 Y_n = \frac{\phi_n^T F(t)}{\phi_n^T M \phi_n} \quad (2.14)$$

Donde  $\zeta_n$  es la relación de amortiguamiento para cada modo  $n$ ,  $Y$  es un desplazamiento generalizado en el modo  $n$ ,  $\phi_n^T$  es el vector renglón de la forma modal  $\phi_n$  para cada uno de sus  $n$  modos. En términos de excitación, por movimiento del suelo durante un sismo  $\ddot{u}_g(t)$ , la ec 2.14 queda:

$$\ddot{Y}_n + 2\zeta_n \omega_n \dot{Y}_n + \omega_n^2 Y_n = \frac{\phi_n^T M J}{\phi_n^T M \phi_n} \ddot{u}_g(t) \quad (2.15)$$

donde:

$$C_{p_n} = \frac{\phi_n^T M J}{\phi_n^T M \phi_n} = \text{Factor Sismico} \quad (2.16)$$

Cada modo  $n$  responde como un sistema de un grado de libertad, tal que al multiplicar la respuesta de cada modo  $n$  por su correspondiente factor de participación, se obtiene la respuesta modal  $S_n$ . Para obtener la respuesta total  $S$ , las respuestas modales  $S_n$  se pueden combinar de acuerdo al criterio siguiente :

$$S = (\sum S_n^2)^{1/2} \quad (2.17)$$

Este criterio es aplicable siempre que los periodos de los modos naturales en cuestión difieran al menos un 10% entre si. Para las respuestas que no cumplan con lo anterior, se tendrá en cuenta el acoplamiento entre ellas, y entonces debe utilizarse el criterio general conocido por CQC. Los desplazamientos laterales así calculados, deberán de multiplicarse por  $Q$ , para que posteriormente se lleve a cabo la verificación de que la estructura no rebase los estados límites de servicio marcados en el Reglamento [ref 4].

## 2.4 INTERACCION SUELO-ESTRUCTURA

### 2.4.1 INTRODUCCION

En la sección 2.2 al describir los programas de análisis estructural, se mencionó el efecto de la interacción suelo-estructura. En esta sección explicaremos la naturaleza de este fenómeno y la manera en que incide en la

respuesta sísmica de una edificación.

Al analizar una estructura, normalmente se supone que está apoyada rígidamente en su base. La anterior hipótesis es válida cuando el suelo en donde está desplantada es lo suficientemente rígido como para que el movimiento en cualquier punto de la frontera suelo-estructura sea despreciable. Sin embargo, en suelos altamente compresibles, la anterior hipótesis no es exacta, pues se tiene que el comportamiento de la estructura dependerá de la naturaleza del suelo donde descansa la edificación.

La interacción suelo-estructura provoca varias modificaciones en la respuesta sísmica de una edificación. Estas modificaciones serán:

- a) Una disminución de la rigidez efectiva debido al giro que permite el suelo en la base de la estructura, provocándose una modificación de los periodos y las formas modales. Esto significa que la ordenada espectral que corresponde a la estructura sea distinta a la que se tendría ignorando los efectos de la interacción.
- b) Un incremento de los desplazamientos totales de la estructura con respecto al determinado considerando la cimentación empotrada. Esto puede influir en los efectos de segundo orden (efectos P- $\Delta$ ), y en las holguras que hay que dejar entre edificios adyacentes para evitar choques entre ellos.
- c) Un aumento del amortiguamiento debido a la vibración de la estructura que se tiene por la modificación del movimiento del suelo y por la radiación de las ondas reflejadas por la estructura, lo que representa una fuente adicional de disipación de energía que reduce la respuesta de la estructura, ya que las deformaciones que ésta tiene que experimentar para disipar la energía del sismo, son menores que si consideráramos a la edificación apoyada sobre una base rígida.

#### 2.4.2 INTERACCION SUELO ESTRUCTURA CON BASE AL RDF-87

Para tomar en cuenta el efecto de la interacción suelo-estructura, las NTC-SISMO [ref 3] proponen que el periodo natural de vibración se incremente de acuerdo con la siguiente ec :

$$T_1 = ( T_o^2 + T_x^2 + T_r^2 )^{1/2} \quad (2.18)$$

En donde  $T_1$  es el periodo natural de vibración de la estructura, en la dirección del análisis, corregido por interacción con el suelo;  $T_o$  es el periodo de vibración que tendría la estructura si se apoyara sobre una base infinitamente rígida;  $T_x$  es el periodo natural de vibración que tendría la estructura si fuera infinitamente rígida, y su base sólo pudiera trasladarse en la dirección del análisis;  $T_r$  es el periodo natural que tendría la estructura si fuera infinitamente rígida, y su base sólo pudiera girar con respecto a un eje horizontal que pasara por el centroide de la superficie de desplante de la estructura y fuera perpendicular a la dirección del análisis.

Los valores  $T_x$  y  $T_r$  se podrán calcular usando las siguientes ecs:

$$T_x = ( W'_o / g K_x )^{1/2} \quad (2.19)$$

$W'_o$  es el peso de la construcción, incluyendo el peso de los cimientos y descontando el peso del suelo que es desplazado por la estructura;  $g$  representa la aceleración de la gravedad;  $K_x$  es la rigidez de un elemento elástico (resorte) que restringe el desplazamiento de la base.

$$T_r = 2\pi( J / g K_r )^{1/2} \quad (2.20)$$

$J$  es el momento de inercia del peso de la construcción con respecto al eje de rotación, descontando el momento de inercia de la masa del suelo

desplazada por la estructura;  $K_r$  es la rigidez de un elemento elástico que restringe la rotación de la base.

Los valores de  $K_x$  y  $K_r$  se pueden obtener de la tabla A-7.1 de la ref 3.

Para fines de este trabajo la interacción del suelo con la estructura se simulará introduciendo elementos elásticos en la base de la estructura, en cada línea de columnas. Las rigideces de estos elementos se calcularán de tal manera que:

- 1) la rigidez al desplazamiento lateral del conjunto de elementos elásticos sea igual a  $K_x$ .
- 2) la rigidez al giro del conjunto de elementos elásticos sea igual a  $K_r$ .

En el siguiente capítulo, se analizaron tres modelos estructurales con planta irregular para estudiar la influencia de la flexibilidad del sistema de piso en la respuesta sísmica de esos edificios, y no se incluyó en el análisis la interacción suelo-estructura; en cambio la influencia de este fenómeno sí se consideró en el análisis del edificio FERRONALES.

## CAPITULO 3. ANALISIS Y COMPARACION DE RESPUESTAS SISMICAS DE MODELOS ESTRUCTURALES

### 3.1 INTRODUCCION

En el capítulo anterior se subrayó que en ciertas estructuraciones las hipótesis de diafragma rígido no son válidas. En este capítulo se estudiaron tres distintos tipos de estructuraciones en las que puede resultar inadmisibles utilizar dicha hipótesis, con la finalidad de determinar la magnitud de la influencia de la flexibilidad de piso en la respuesta sísmica estructural. Se pretende que las respuestas y el comportamiento estructural de estas edificaciones sirvan como punto de referencia cuando se analice la estructura real que se presenta en el capítulo siguiente.

Los resultados que se presentan en esta parte corresponden a los análisis sísmicos dinámicos modales espectrales que se llevaron a cabo, siguiendo los criterios del RDF-87 [ref 4].

En el dimensionamiento de los miembros estructurales de estas edificaciones, se consideró que el valor máximo del cociente de los desplazamientos relativos de piso entre la altura de entrepiso resultara igual a 0.006, con el fin de cumplir con el estado límite de servicio marcado en la ref 4.

Se propuso que las estructuras estuvieran desplantadas en la zona de arcillas compresibles de la Ciudad de México. Para reducir las ordenadas espectrales, se usó un  $Q=2$ . Se supuso que el sismo actúa en una y dos direcciones, combinando los efectos de acuerdo a la ec 2.6.

Para modelar el sistema de piso infinitamente rígido se usaron los programas de las refs 1 y 2, para fines comparativos. El sistema de piso flexible se modeló utilizando el programa de la ref 2.

### 3.2 CASO 1: PLANTA ALARGADA

#### 3.2.1 DESCRIPCION DE LA ESTRUCTURA

Este modelo estructural puede apreciarse en la fig 3.1; representa una estructuración de tres niveles con planta alargada, típica en escuelas y hospitales. En este modelo se propuso que el centro de masas y el centro de rigideces coincidieran, con el fin de que los resultados no tengan la influencia de los efectos de torsión en planta. Se supuso una carga repartida de  $0.8 \text{ ton/m}^2$ , que incluye el peso propio de los elementos estructurales y el de los acabados. Cuenta con columnas de  $50 \times 50 \text{ cm}$  en los ejes 1 y 7, y columnas de  $50 \times 30 \text{ cm}$  en las restantes; vigas con un peralte de  $50 \text{ cm}$  y  $25 \text{ cm}$  de ancho; concreto clase I con  $f'_c = 250 \text{ kg/cm}^2$  y una losa de  $10 \text{ cm}$  de espesor.

Con la finalidad de aumentar la rigidez de la estructura, se introdujeron en los extremos de la estructura (ejes 1 y 7), diagonales en cruz. A la estructura sin diagonales se le llamará caso 1A, y al introducir diagonales, tendremos un caso 1B. Ambos casos (A y B) se modelaron tridimensionalmente.

#### 3.2.2 ANALISIS DE RESULTADOS

En la tabla 3.1 se muestran los valores de los periodos naturales de vibración de los primeros tres modos de vibrar para los casos 1A y 1B. Observamos que en el caso 1A los valores de los periodos en los primeros dos modos son muy similares; la diferencia en el tercer modo indica que existe una mayor rigidez torsional al considerar al sistema de piso como diafragma infinitamente rígido. En el caso 1B, los resultados de periodos naturales, indican que la dirección transversal del modelo de diafragma

rígido presenta una mayor rigidez modal, con respecto al sistema en que se considera el diafragma flexible, como era de esperarse.

En la fig 3.2 podemos observar los desplazamientos horizontales máximos de los nudos maestros 1, 3 y 5. Los desplazamientos de los nudos 1 y 5 corresponden a los desplazamientos de los extremos de la estructura (ejes 1 y 7). El desplazamiento del nudo maestro 3, representa el desplazamiento de la estructura en su parte central (eje 4). Se observa que al no considerar los elementos rigidizantes (caso 1A), existen pocas diferencias en los desplazamientos; pero al introducir diagonales (caso 1B), vemos que cuando se modela el sistema de piso como un diafragma flexible, la diferencia entre los desplazamientos de los extremos y la parte central de la estructura son bastantes significativos. En la fig 3.3 se muestran los desplazamientos en el tercer nivel de los nudos maestros del caso 1B considerando el sistema de piso infinitamente rígido y el diafragma flexible.

En las figs 3.4 y 3.5 se aprecian las distribuciones de fuerzas cortantes de entrepiso de los marcos exteriores (ejes 1 y 7), así como en el marco central (eje 4). En estas gráficas vemos que cuando se considera al sistema de piso comportándose como un diafragma infinitamente rígido, en los marcos exteriores se sobrevalúa la magnitud de la fuerza cortante; en cambio en el marco central, el análisis convencional subestima la magnitud de la fuerza cortante.

En las tablas 3.2 y 3.3 podemos ver algunos elementos mecánicos en columnas y vigas del marco central. Se aprecia que en el caso 1B (modelo con diagonales) se obtienen mayores diferencias en la magnitud de los elementos mecánicos al considerar la flexibilidad del sistema de piso.

### 3.3 CASO 2: PLANTA EN U

#### 3.3.1 DESCRIPCION DE LA ESTRUCTURA

En la fig 3.6 se presenta la planta tipo de este modelo estructural. Este edificio cuenta con 10 niveles; la altura del primer entrepiso es de 4.5 m y en los restantes de 3.5 m. Los claros entre líneas de columnas tienen una dimension de 8 m; el concreto reforzado es tipo I, con  $f'_c=250$  kg/cm<sup>2</sup>; el espesor de la losa es de 15 cm, con una carga uniformemente repartida de 1 ton/m<sup>2</sup>, que incluye el peso propio de los elementos estructurales. Se consideró además al edificio apoyado sobre una base rígida. Las dimensiones de los elementos estructurales se muestran en la tabla 3.4 .

#### 3.3.2 ANALISIS DE RESULTADOS

En la tabla 3.5 se muestran los periodos de los seis primeros modos de vibrar. Para la dirección Y la diferencia de los primeros periodos alcanza hasta un 20 por ciento, notándose que en el caso de diafragma rígido, se tiene una mayor rigidez modal, como era de esperarse.

En las tablas 3.6 y 3.7 se proporcionan algunos elementos mecánicos en vigas y en columnas obtenidos cuando el sismo actúa en Y. En la tabla 3.6 (vigas), se muestran únicamente los resultados del tercer nivel; los valores mayores se presentaron en dicho nivel. En la tabla 3.7 (columnas), se presentan sólo los resultados del primer entrepiso. En estas tablas se observa que, al introducir la influencia de la flexibilidad del sistema de piso, los elementos mecánicos en vigas y en columnas para el caso de piso flexible fueron de hasta un 20 por ciento mayores, respecto al modelo con diafragma infinitamente rígido.

En la fig 3.7 se muestra la configuración deformada de la estructura, para ambas consideraciones del sistema de piso y para cuando el sismo actúa en la dirección Y.

La fig 3.8 presenta las fuerzas cortantes de entrepiso en el eje G, cuando el sismo actúa en la dirección Y. Se observa que el análisis convencional sobrevalúa la magnitud de la fuerza cortante.

### **3.4 CASO 3: TORRES**

#### **3.4.1 DESCRIPCION DE LA ESTRUCTURA**

En la fig 3.9 se aprecia que la zona sombreada cuenta con dos niveles, mientras que las partes restantes cuentan con 10 niveles; esto es, son dos torres ligadas sólo en los dos primeros niveles inferiores. Las alturas de entrepiso fueron de 4.5 m para el primero y de 3.5 m para los restantes. Las propiedades de los materiales, el espesor de la losa, la carga repartida, y el tipo de apoyo en la base fueron los mismos que los consignados en 3.3.1 . En la tabla 3.4 se muestran las dimensiones de los distintos elementos estructurales.

#### **3.4.2 ANALISIS DE RESULTADOS**

Los periodos naturales de vibración se presentan en la tabla 3.5; vemos que al considerar el sistema de pisos flexible, para la dirección Y, los periodos aumentan, lo que significa que existe una mayor flexibilidad modal en esta dirección. Las diferencias entre los periodos para ambos tipos de sistema de piso son de hasta un 20 por ciento, mayores para el caso con losas flexibles.

Al analizar la estructura en la dirección Y, los elementos mecánicos para el caso en que se incluye la flexibilidad del sistema de piso, son hasta un 20 por ciento mayores, respecto al modelo con el sistema de piso infinitamente rígido. Estas diferencias pueden apreciarse en las tablas 3.6 (vigas) y 3.7 (columnas). Al igual que en el caso 2, sólo se presentan los resultados de las vigas del tercer nivel, y los del primer entrepiso para columnas.

La fig 3.10 muestra los desplazamientos de los niveles 5 y 10, observándose que la influencia de la torsión es importante en este modelo estructural.

En la fig 3.11 se muestran las fuerzas cortantes en el eje G al actuar el sismo en la dirección Y. El comportamiento es similar al caso 2.

En el capítulo sexto se presentan las principales conclusiones obtenidas a raíz del estudio de estos tres modelos.

## CAPITULO 4. ANALISIS SISMICO TRIDIMENSIONAL CON Y SIN LA INFLUENCIA DE LA FLEXIBILIDAD DE PISO DE UN EDIFICIO REAL

### 4.1 ANTECEDENTES

En esta sección se analiza un edificio con plantas en Y. Stephen, Wilson y Stander realizaron el estudio de un edificio similar, con este tipo de planta [ref 13]; obtuvieron los periodos y modos de vibrar con métodos experimentales (vibración ambiental y forzada) y métodos analíticos (usando las hipótesis de diafragma infinitamente rígido). Se encontró que existe bastante buena similitud entre ambos tipos de resultados; esto es, los periodos y modos de vibrar medidos con métodos tanto experimentales como analíticos eran prácticamente iguales a los analizados. En el análisis de esta estructura no se consideró la influencia de la flexibilidad del sistema de piso; de acuerdo a las comparaciones analíticas y experimentales anteriores, podría pensarse que la influencia de la flexibilidad del sistema de piso en este tipo de estructuraciones no siempre es importante, lo cual no es tan fácil predecir "a priori". Ante este tipo de resultados reportados en la literatura, resulta interesante estudiar el efecto de la flexibilidad de piso en otra estructura con plantas en forma de Y; debido a ello se realizó el análisis sísmico tridimensional en el rango elástico del edificio del Centro Administrativo de Ferrocarriles Nacionales (edificio FERRONALES). Se utilizaron en estos análisis las hipótesis de diafragma infinitamente rígido y de diafragma flexible, para fines comparativos. En este capítulo mencionaremos los criterios que se siguieron para modelar el edificio y los resultados del análisis, y en el siguiente se revisarán y compararán las respuestas sísmicas obtenidas.

#### 4.2 DESCRIPCION DE LA ESTRUCTURA (EDIFICIO FERRONALES)

El edificio administrativo de Ferrocarriles Nacionales se encuentra en la esquina formada por la avenida Insurgentes y el Eje 1 norte (fig 4.1). Este edificio cuenta con las siguientes características (ver fotos 1 a 11 y figs 4.2 a 4.9):

- El edificio esta desplantado en la zona de arcillas blandas de la Ciudad de México (fig 4.1).
- Tiene una estructuración basada en marcos y muros de concreto reforzado, con pisos de losa maciza y trabes coladas monolíticamente. Cuenta con trabes secundarias paralelas a los marcos A, B, C y D de cada ala, con excepción de la zona del núcleo central.
- La planta de los niveles de cimentación hasta el nivel 2 inclusive, tiene la forma de un triángulo truncado en sus esquinas. Del tercer nivel hasta la azotea las plantas son de forma irregular tipo Y, compuestas por tres alas conectadas a un núcleo central, dispuestas a  $120^\circ$  entre si.
- El edificio cuenta con catorce niveles más un sótano; por arriba del nivel 14 (azotea) hay que agregar dos niveles adicionales para cuartos de máquinas, que es la continuación del núcleo central.
- Cuenta con trabes acarteladas en la dimensión corta de las alas del edificio.
- Para las alas, la relación dimensión larga a dimensión corta es de aproximadamente 4 a 1.
- Existen muros de concreto reforzado en los extremos de cada ala, así como en el perímetro del núcleo central, ligando las tres alas en todos los niveles.

- La cimentación de la estructura es semicompensada, con un cajón de cimentación desplantado a diversas profundidades, 972 pilotes de fricción, entrelazados con 204 pilotes de punta, y una retícula de contratraveses.
- El concreto, según especificaciones de planos estructurales, tiene una resistencia nominal de  $f'_c = 300 \text{ kg/cm}^2$ . El acero de refuerzo tiene un esfuerzo de fluencia  $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$ .
- Del primer nivel al tercero se tienen además algunos perfiles de acero estructural A-36, con un módulo de elasticidad de  $E_s = 2.039 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2$  y un esfuerzo de fluencia  $f_y = 2530 \text{ kg/cm}^2$ .
- Su año de construcción fue entre 1968 y 1970, por lo que el código en que se basó el proyecto original fue el Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal, versión 1966 (RDF-66). El edificio se consideró como del grupo "A" en que el factor de seguridad adicional era de 1.3, con respecto a las construcciones del grupo "B"; la estructura fue supuesta como del tipo I (marcos, con un coeficiente sísmico de 0.06). En este reglamento está implícito en el valor del coeficiente sísmico una reducción por ductilidad.

#### 4.3 CARACTERISTICAS ESTRUCTURALES PRINCIPALES DEL EDIFICIO FERRONALES

- La estructuración del edificio es un caso particular, tal que los sistemas de "ejes principales de rigidez", por la forma de Y, corresponden a los ejes de simetría de cada una de las alas; esto es, se tienen tres sistemas de "ejes principales de rigidez" (ver fig 4.11).
- Al considerar direcciones de sismo paralelas y de ambos sentidos a los "ejes principales de rigidez", se están cubriendo doce sentidos de sismo, o sea a cada treinta grados, y que cualquier otro sentido es necesario

descomponerlo en cualquiera de los sistemas de "ejes principales de rigidez", ya que de otra forma no se comprobaría el equilibrio.

- La rigidez de conjunto para cualquiera de los "ejes principales de rigidez" es la misma.
- La resultante de las fuerzas cortantes que aparecen con el plano de los elementos resistentes (marcos y muros), ante la acción del sismo, pasa por el centro geométrico de la figura.
- El centro de gravedad de todas las cargas gravitacionales coincide prácticamente con el centro de la figura; esto es, el centro de gravedad de todas las cargas es el punto por el cual pasa la resultante de la acción sísmica.
- Por lo anterior, los efectos considerados para la torsión serían únicamente los producidos por la torsión accidental especificada por el código.

#### 4.4 MODELO MATEMATICO DEL EDIFICIO

Para el análisis sísmico del edificio FERRONALES, se usaron los criterios expuestos en la sección 2.3; para introducir la influencia de los efectos de la interacción suelo-estructura, se siguió el procedimiento visto en la sección 2.4.

Para esta edificación se utilizó un coeficiente sísmico  $C_s = 1.5 \times 0.4 = 0.6$  (estructura tipo "A"), y para tomar en cuenta el comportamiento inelástico de la estructura y disminuir las fuerzas sísmicas, se usó un factor de comportamiento sísmico igual a  $Q=2$ . EL valor de  $Q$  se multiplicó por 0.8 para tomar en cuenta la irregularidad de la planta en Y.

Las propiedades geométricas de los distintos elementos estructurales se observan en las tablas 4.1 y 4.2; la tabla 4.3 presenta la distribución de los distintos miembros estructurales en el edificio FERRONALES.

Los muros de concreto se modelaron como columnas anchas, asignando las propiedades geométricas en el plano que contiene la mayor dimensión del muro y despreciando las propiedades geométricas en el plano perpendicular. Las contratraves de la cimentación se idealizaron como vigas de gran peralte. Las zonas finitas de los nudos se tomaron en cuenta, en cuanto a rigidez lateral se refiere.

Para el cálculo de los pesos por nivel se consideró un valor de carga viva igual a  $70 \text{ kg/m}^2$  para la azotea y de  $180 \text{ kg/m}^2$  en los niveles restantes. Para el cálculo de la carga muerta se utilizó un peso volumétrico del concreto reforzado igual a  $2.4 \text{ ton/m}^3$ , y de  $7.85 \text{ Ton/m}^3$  para el acero estructural. El concreto fue de clase I. En la tabla 4.4 se presentan los diversos conceptos para el cálculo de pesos por nivel, en que se incluye la participación del sistema de piso y de los distintos miembros estructurales. La tabla 4.5 muestra las fuerzas sísmicas estáticas y las masas traslacionales y rotacionales necesarias para efectuar los análisis sísmicos estáticos y dinámicos modales espectrales.

Para modelar la estructura se usaron los programas de las refs 1 y 2. Al usar el programa de la ref 1, se aprovechó la simetría de la edificación, y se modeló solamente una de las tres alas del edificio como un marco tridimensional; para generar la información de las otras dos alas se giró este marco a  $120^\circ$  y a  $240^\circ$  para formar el edificio. Al utilizar el programa de la ref 2 se modeló a la estructura en conjunto, de forma tridimensional. Los resultados del programa de la ref 1 sirvieron para calibrar los resultados del programa de la ref 2 cuando se modeló el sistema de piso como un diafragma infinitamente rígido.

Con el programa COMBAT [ref 2] se modeló el sistema de piso flexible. Como se puede observar en la fig 4.10, se ubicaron nudos maestros en los

extremos de las alas del edificio y en el centro de masas de la estructura. Se asignó el 50 por ciento de la masa traslacional al nudo 1 y el 50 por ciento restante se distribuyó entre los otros nudos maestros ; se calculó la masa rotacional asociada a cada nudo maestro con base al área tributaria que le corresponde. En esta misma figura se observa la ubicación de las vigas de piso que simularon el comportamiento de la losa flexible.

#### 4.5 RESULTADOS

La tabla 4.6 presenta el valor de los periodos analíticos de los primeros tres modos de vibrar en las direcciones X, Y y rotación. En esta tabla se incluyen los periodos experimentales obtenidos por el método de vibración ambiental [ref 12], y los periodos obtenidos en el proyecto original [ref 14]. Las figs 4.12 a 4.14 muestran las deformadas de los tres primeros modos de vibrar del edificio, con vista desde la parte superior y bajo la hipótesis de piso rígido.

La fig 4.15 muestra los desplazamientos horizontales máximos totales (multiplicados por  $Q=2$ ) obtenidos de los análisis estáticos y dinámicos, al considerar a la estructura empotrada (base fija) en la cimentación o con los efectos de la interacción suelo-estructura (base flexible), con y sin la influencia de la flexibilidad del sistema de piso. Para el análisis que utilizó las hipótesis de diafragma flexible, se muestra sólomente el desplazamiento del nudo 2 cuando el sismo actúa en la dirección Y.

La figura 4.16 presenta las fuerzas cortantes de entrepiso obtenidas de los distintos métodos de análisis sísmicos vistos en el capítulo 2.

En la fig 4.17 observamos los resultados de los distintos análisis, al dividir el desplazamiento relativo de cada nivel entre la altura de entrepiso ( $\Delta_{r1} / h_1$ ); se presenta también las relaciones  $\Delta_{r1} / h_1$  para el modelo con diafragma flexible del nudo 2 cuando el sismo actúa en la dirección Y.

En las figs 4.18 y 4.19, se pueden observar las deformadas de los niveles 14 (azotea) y 8, para los casos en que se consideran las hipótesis de diafragma rígido y de diafragma flexible; se incluyen en estos resultados la interacción del suelo con la estructura.

Las tablas 4.7 y 4.8 muestran los elementos mecánicos en columnas, muros y vigas tipo, considerando el sistema de piso infinitamente rígido, así como la influencia de la flexibilidad de piso y de los efectos de la interacción suelo-estructura; el tipo de análisis sísmico es dinámico modal espectral en la dirección Y.

La tabla 4.9 muestra la variación en la magnitud de los elementos mecánicos, de las vigas de piso de los distintos niveles del edificio, cuando el sismo actúa en la dirección Y.

## CAPITULO 5. COMPARACION DE RESULTADOS. EDIFICIO FERRONALES

### 5.1 PERIODOS DE VIBRACION

De la tabla 4.6, observamos que al analizar la estructura usando las hipótesis de diafragma rígido y empotrada en la cimentación, los periodos analíticos son congruentes con los periodos del proyecto original (ref 14); esto es, estos resultados parecen indicar que durante la ejecución del proyecto original del edificio FERRONALES no se tomó en cuenta los efectos de la interacción suelo-estructura, lo que produjo en ese entonces una construcción bajo una condición de apoyo más rígida que lo que están mostrando los métodos analíticos y experimentales actuales. Se verifica que hay simetría, con base a estas propiedades dinámicas, pues los resultados obtenidos en una dirección son iguales a los de la dirección perpendicular. Al introducir en el modelo analítico la influencia de la interacción suelo-estructura, los periodos resultan congruentes con los periodos experimentales obtenidos por ruido y vibración ambiental. El periodo fundamental del caso con base flexible, tiene un incremento de hasta un 35 por ciento con respecto al modelo de base empotrada, lo que resulta bastante significativo. Las diferencias de los periodos analíticos traslacionales del primer modo de vibrar respecto a los periodos experimentales son prácticamente nulas. El periodo fundamental analítico torsional, base flexible, resultó ligeramente menor respecto al periodo experimental. La participación del modo fundamental resultó la más importante, para fines de respuesta lateral; esto es, la contribución de los modos superiores no resultó de consideración.

Al introducir la flexibilidad del sistema de piso, observamos que los periodos analíticos traslacionales del primer modo de vibrar no cambian; esto es, debido a las características estructurales especiales de este edificio, al incluir la influencia de los efectos de la flexibilidad del sistema de piso, los resultados de los periodos de traslación no sufren

modificación alguna. En cambio se observa un importante aumento del periodo de torsión, lo que indica que en esta estructura el efecto de la flexibilidad de piso es muy importante; lo anterior concuerda con los resultados obtenidos en otros estudios.

## 5.2 DESPLAZAMIENTOS HORIZONTALES MAXIMOS TOTALES

En la fig 4.15 observamos que el análisis sísmico estático es muy conservador; los desplazamientos horizontales máximos totales son mayores respecto a los desplazamientos obtenidos del análisis sísmico dinámico modal espectral. Los efectos de la interacción de la estructura con el suelo hacen que se incremente de manera significativa la magnitud de los desplazamientos. En esta figura se graficaron también los desplazamientos del nudo maestro 2 cuando el sismo actúa en la dirección Y, y para la condición de base y losas flexibles. En la fig 4.18 se graficaron las deformadas de los nudos maestros en los niveles 14 (azotea) y 8, cuando el sismo actúa en la dirección Y; se observa que los extremos de las alas presentan movimiento. Estos resultados verifican que en este tipo de estructuraciones, las hipótesis de que el sistema de piso se comporta como un diafragma infinitamente rígido no es totalmente admisible. En contraste, la fig 4.19 muestra que, al actuar el sismo en la dirección X, la planta del edificio se desplaza como un cuerpo infinitamente rígido.

## 5.3 FUERZAS CORTANTES DE ENTREPISO

La fig 4.16 muestra que los resultados del análisis sísmico estático proporcionan una respuesta mayor respecto a los análisis dinámicos; nótese que para este tipo de análisis estático los resultados son los mismos, ya sea que se considere o no el efecto de la interacción suelo-estructura. Lo anterior se debe a que con este método el coeficiente sísmico se está

considerando constante; esto es, no varía dicho coeficiente de acuerdo a los periodos de vibración de la estructura.

En los análisis dinámicos sí se observa que la magnitud de las fuerzas cortantes se incrementan al considerar la interacción del suelo con la estructura, con respecto a la condición de base empotrada. Se observa también que las fuerzas cortantes se amplifican al considerar el sistema de piso flexible. Estos incrementos llegan a ser de hasta un 40 por ciento mayores en el entrepiso inferior del edificio en que las plantas son todavía tipo Y.

#### 5.4 RELACIONES DE DESPLAZAMIENTO HORIZONTAL RELATIVO ENTRE LA ALTURA DE ENTREPISO, $\Delta_{r1} / h_1$

En el RDF-87 se señala que el valor máximo de la deformación angular de entrepiso sea igual a 0.012, para aquellas estructuras en que se desliguen todos los elementos no estructurales; el código anterior proponía, para los mismos casos, el valor de 0.016. Al comparar las  $\Delta_{r1} / h_1$  calculadas en este edificio con los límites permisibles establecidos, haciendo válida tal comparación, se observa (ver fig 4.17) que el edificio FERRONALES no cumple con este estado límite de servicio; esto es, la estructura en su estado actual resulta más flexible que lo permitido por el RDF-87.

El análisis sísmico estático proporciona una mayor respuesta, respecto al análisis dinámico, como era de esperarse.

En la misma fig 4.17 se presenta la respuesta al modelar el sistema de piso flexible cuando el sismo actúa en la dirección Y; estos resultados son las relaciones  $\Delta_{r1} / h_1$  del nudo maestro 2. Se observa que el incremento de la respuesta es importante, respecto al modelo con sistema de piso infinitamente rígido.

## 5.5 ELEMENTOS MECANICOS

En la tabla 4.7 se mostró que la magnitud de los momentos flexionantes en columnas al usar las hipótesis de diafragma flexible, eran hasta un 23 por ciento mayores, respecto a los momentos obtenidos usando las hipótesis de diafragma infinitamente rígido. En los muros se tuvo hasta un 64 por ciento de aumento en los momentos flexionantes. La fuerza axial en las columnas, se incrementó hasta 16 por ciento al usar las hipótesis de diafragma flexible. En muros, el análisis convencional sobrestima el valor de la fuerza axial. El valor de la fuerza cortante se incrementa 10 por ciento en columnas y 33 por ciento en los muros. En la tabla 4.8 se observan aumentos de los momentos flexionantes de las vigas de hasta 30 por ciento mayores al introducir en el modelo el sistema de piso flexible. Y, En la tabla 4.9 se nota que los elementos mecánicos en vigas de piso van aumentando de valor, con valores pequeños en los niveles inferiores y valores máximos en el piso superior; esto es, se incrementan según la altura del edificio.

## **CAPITULO 6. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES**

### **6.1 MODELOS ESTRUCTURALES (CONCLUSIONES)**

Del análisis de estos modelos, podemos concluir que la flexibilidad de piso provoca incrementos en la magnitud de los periodos naturales de vibración de hasta un 20 por ciento; esto es, hay cambios también en la respuesta global de la estructura. Se tienen elementos mecánicos mayores (aproximadamente 20 por ciento también) para aquellos análisis sísmicos en que se consideró la influencia de la flexibilidad de piso.

En estos modelos no se observó un incremento mayor de la respuesta, debido tal vez, a que el Reglamento es muy conservador; al revisar y proporcionar los elementos estructurales para cumplir con el nivel permisible de deformaciones angulares, se obtuvieron construcciones muy robustas, lo que hace que el efecto de la flexibilidad de piso no sea tan importante en la participación de la respuesta estructural. Aparentemente, el tamaño que resulte de vigas en los marcos, es tal que no permite que este tipo de efectos sea más desfavorable.

### **6.2 EDIFICIO FERRONALES (CONCLUSIONES)**

De los análisis sísmicos del edificio del Centro Administrativo de Ferrocarriles Nacionales (FERRONALES), al aplicar los lineamientos del código actual (RDF-87), se observó que el nivel de seguridad disponible no es totalmente adecuado. Sin embargo, lo anterior no concuerda totalmente con el estado actual del edificio, sobre todo después de la prueba a la que tuvo que someterse durante los sismos de 1985, en que no se presentaron mayores daños estructurales.

Se observó, por otro lado, que el edificio tiene una gran flexibilidad torsional, lo que trae como consecuencia un aumento adicional en la respuesta de la edificación, tanto a nivel global como local; no se debe olvidar la influencia de este fenómeno en el análisis del edificio.

### 6.3 RECOMENDACIONES

La influencia de la flexibilidad del sistema de piso es un fenómeno que debe ser tomado en cuenta en estructuras con planta irregular, pues como se ha visto puede provocar cambios importantes en la respuesta sísmica de dichas construcciones, tanto a nivel local como global.

Se debe seguir estudiando este fenómeno en estructuras irregulares ya construidas; conviene instrumentar estos edificios, para calibrar de forma más precisa los resultados analíticos con los experimentales.

En el diseño sísmico de estructuras en donde se sospeche que la flexibilidad del sistema de piso pueda ser importante, se sugiere hacer análisis más sofisticados que los convencionales en los que sí se haga participe en la respuesta la influencia de la flexibilidad de las losas. También, conviene estructurar de tal forma que dicho efecto no resulte crítico; si el proyecto arquitectónico impide la utilización de algunos elementos rigidizantes que pudieran favorecer la disminución de la flexibilidad de las losas, se deben hacer las consideraciones adecuadas en la etapa de diseño para modelar adecuadamente la flexibilidad del sistema de piso.

La influencia de los efectos de la interacción suelo-estructura no debe despreciarse, sobre todo en los edificios desplantados en suelos blandos como los de la Cd. de México.

## REFERENCIAS

- 1.- Maison, B.F. y Neuss, C.F., "SUPER-ETABS: An enhanced version of the ETABS program", University of California, Berkeley, versión para BURROUGH'S-7800 por J.N. Dyer, México (1989).
- 2.- Jones, L. y Button, M., "COMBAT: Comprehensive Building Analysis Tool. A Computer Program", Computech Engineering Services, Inc., Berkeley, California (1973), versión para BURROUGH'S-7800 por J.N. Dyer, México (1988).
- 3.- "Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo (NTC-SISMO)", Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal, México, D.F. (1987).
- 4.- "Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal", Diario Oficial de la Federación, México, D.F. (jul-1987).
- 5.- "Normas Técnicas Complementarias para el Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto (NTC-CONCRETO)", Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal, México, D. F. (1987).
- 6.- Bazán, E. y Meli, R., "Manual de diseño sísmico de edificios", Limusa, México, D.F. (1985).
- 7.- Dowrick, D.J., "Diseño de estructuras resistentes a sismos, para ingenieros y arquitectos", Limusa, México, D.F. (1984).
- 8.- Wakabayashi y Mtz. Romero, "Diseño de estructuras sismorresistentes", Mc Graw-Hill, México, D.F. (1988).
- 9.- Meli, "Diseño estructural", Limusa, México, D.F. (1985).

- 10.- Avila, J.A., Dyer, J., y Gomez, R., "La flexibilidad del sistema de piso, su influencia e implicaciones en la respuesta sismica de edificios", Memorias del VII congreso Nacional de Ingenieria Sismica, Querétaro, México (1987).
- 11.- Avila, J.A. y Dyer, J., "Influencia de la flexibilidad de piso en la respuesta dinámica de estructuras tridimensionales", Memorias del VIII Congreso Nacional de Ingenieria Sismica y del VII Congreso Nacional de Ingenieria Estructural, Acapulco, México (1989).
- 12.- Muria, D., "Propiedades Dinámicas del Edificio del Centro Administrativo de Ferrocarriles Nacionales de México", Informe para Ferrocarriles Nacionales de México, Instituto de Ingenieria, México, D.F. (1990).
- 13.- Stephen, Wilson, and Stander, "Dynamic proprieties of a thirty-story condominium tower building", University of California, Berkeley, report to the National Science Foundation, UCB/EERC-85/03 (1985).
- 14.- E. Ramirez, "Centro administrativo de Ferrocarriles Nacionales de México; Parte II, Análisis Estructural", Revista del Instituto Mexicano del Cemento y del Concreto, A.C., Vol 7, No. 40 , México, D.F. (1969).



FOTO 1



FOTO 2



FOTO 3



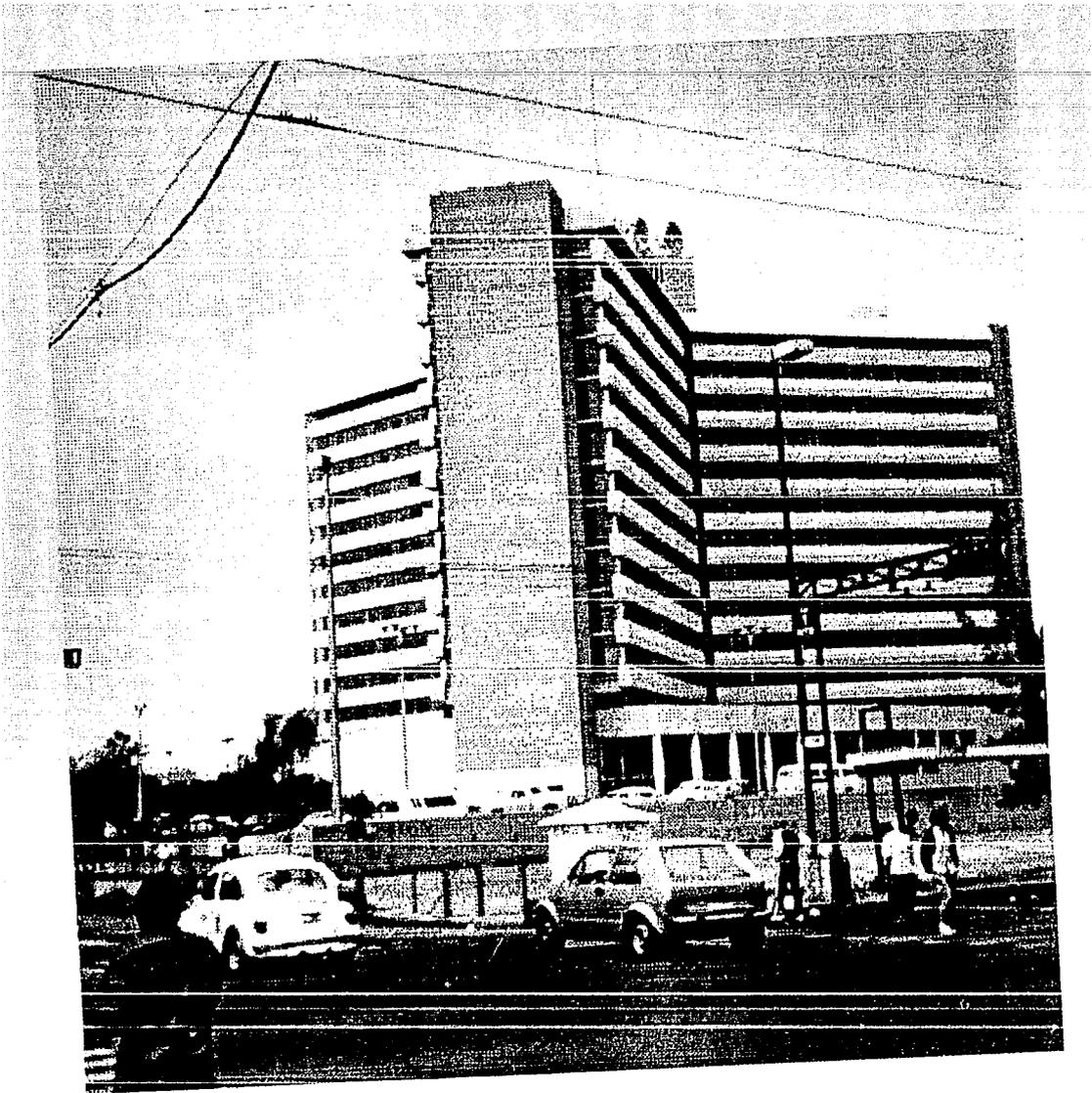


FOTO 5

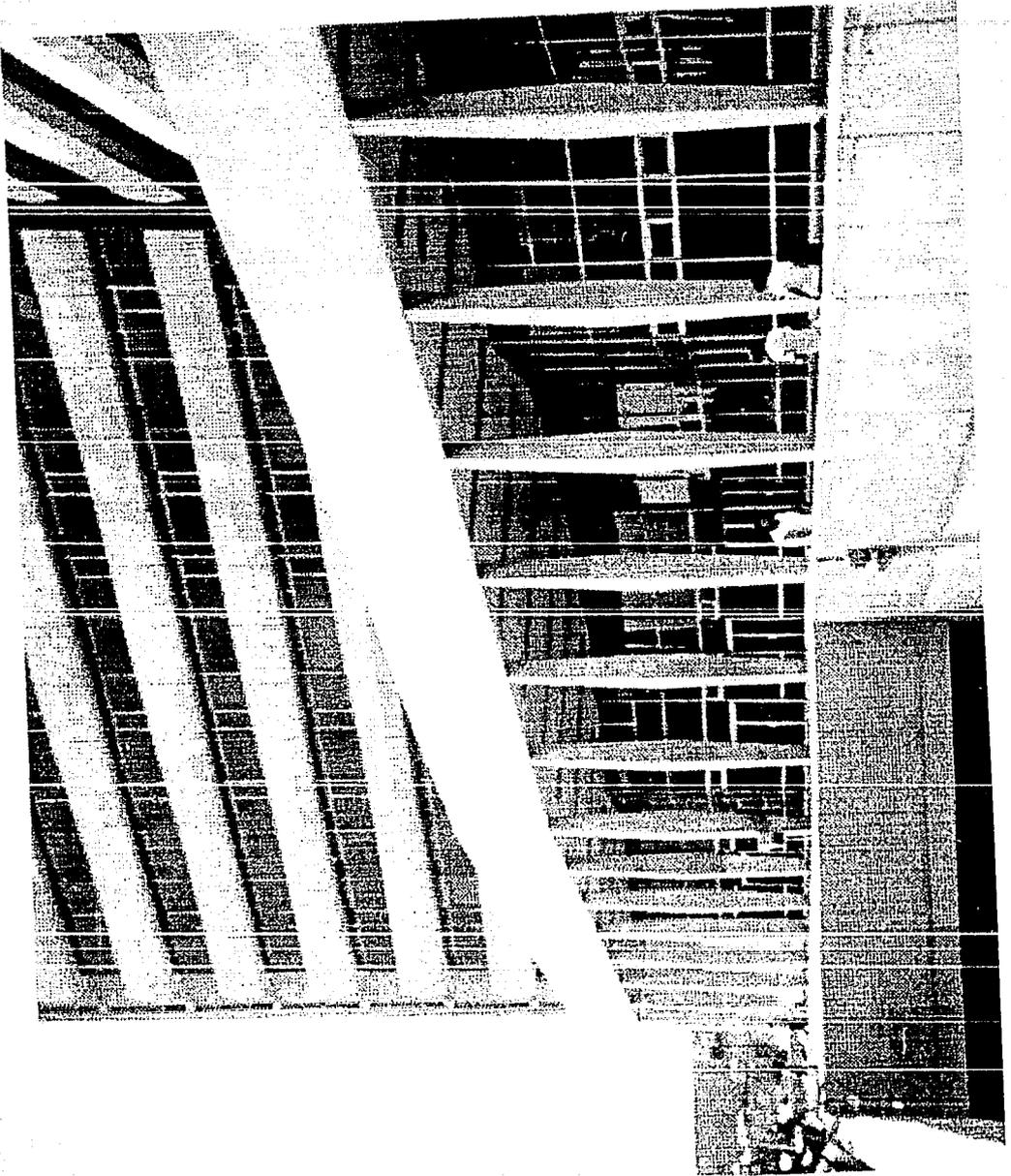


FOTO 6

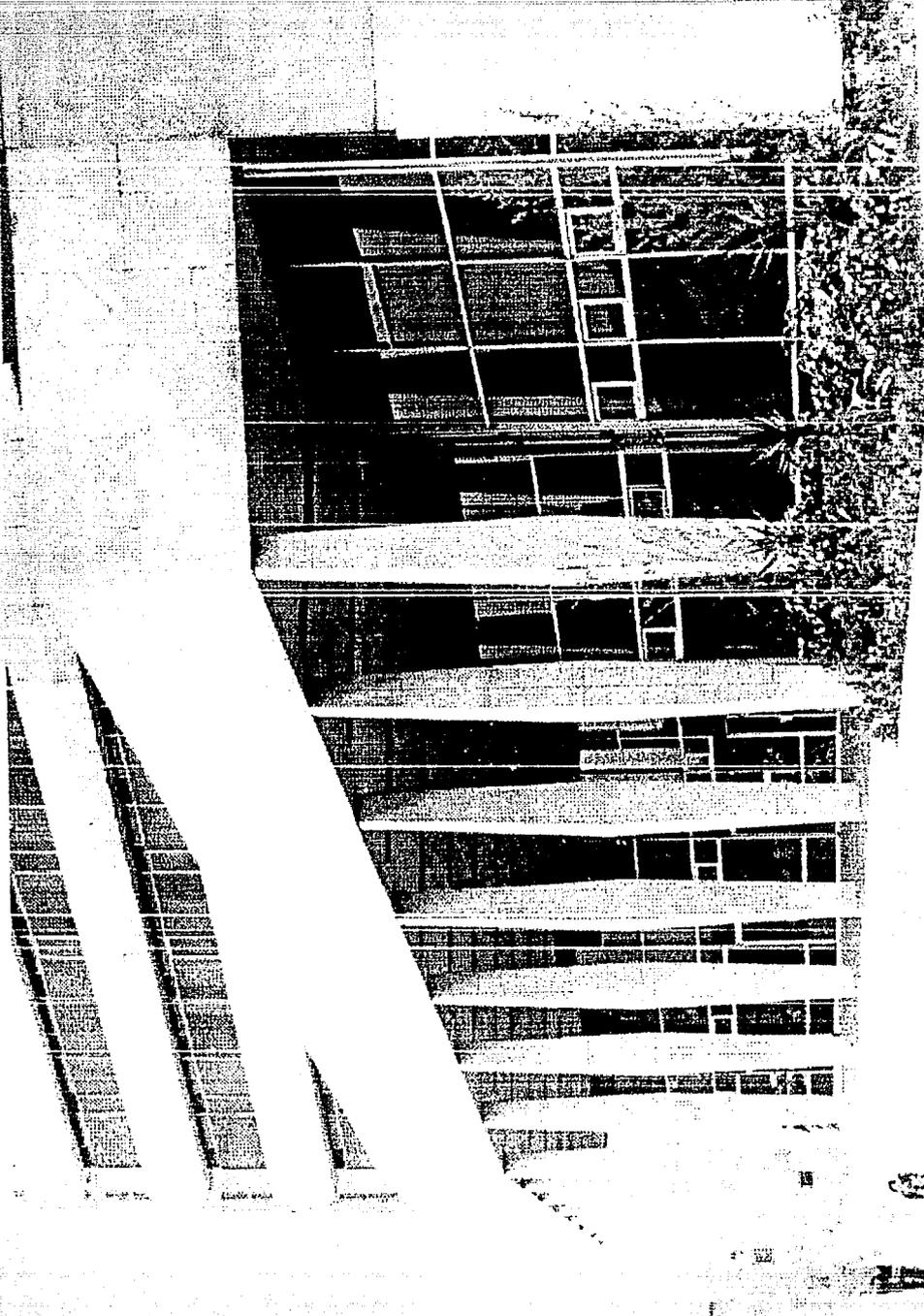


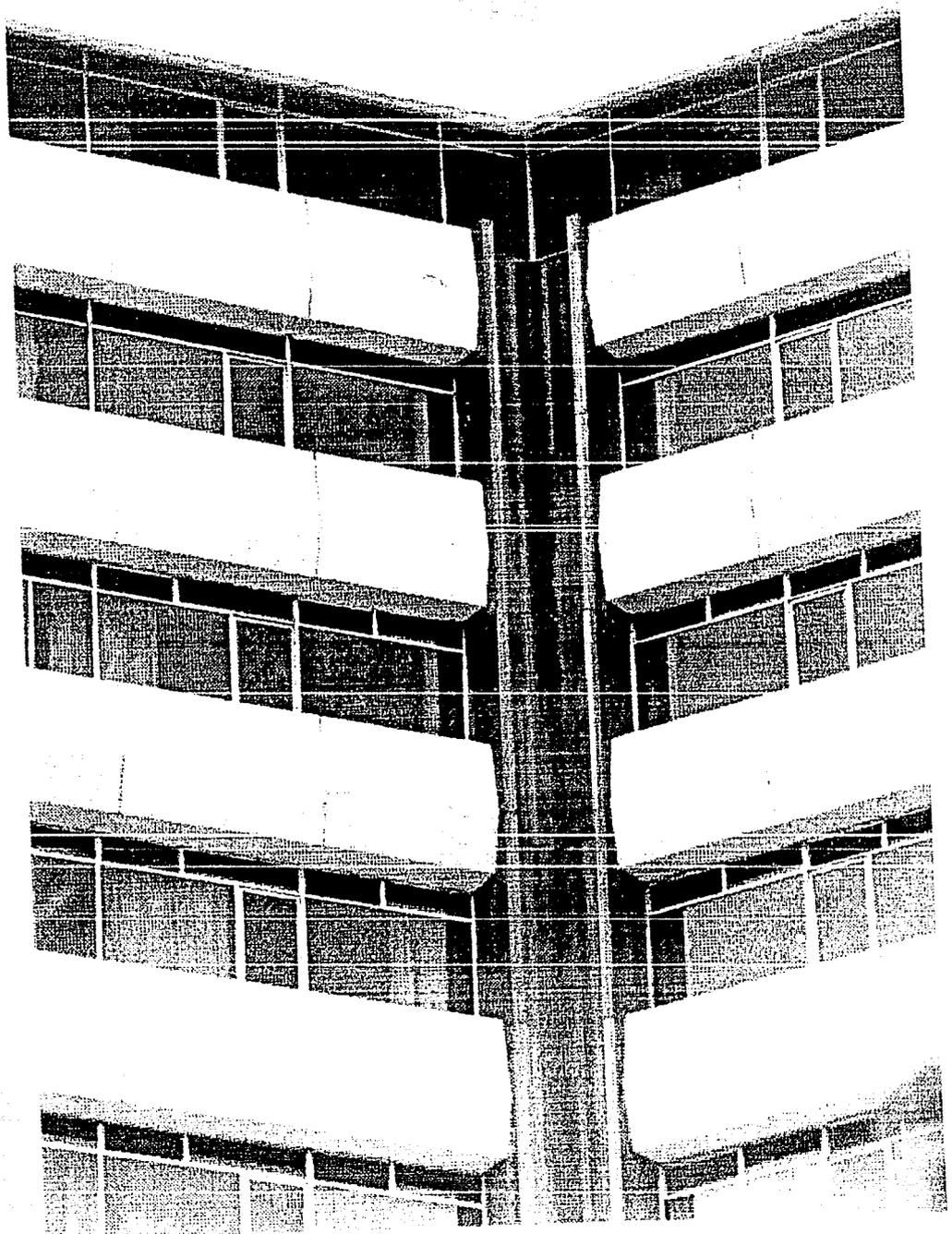
FOTO 7

FOTO 8



FOTO





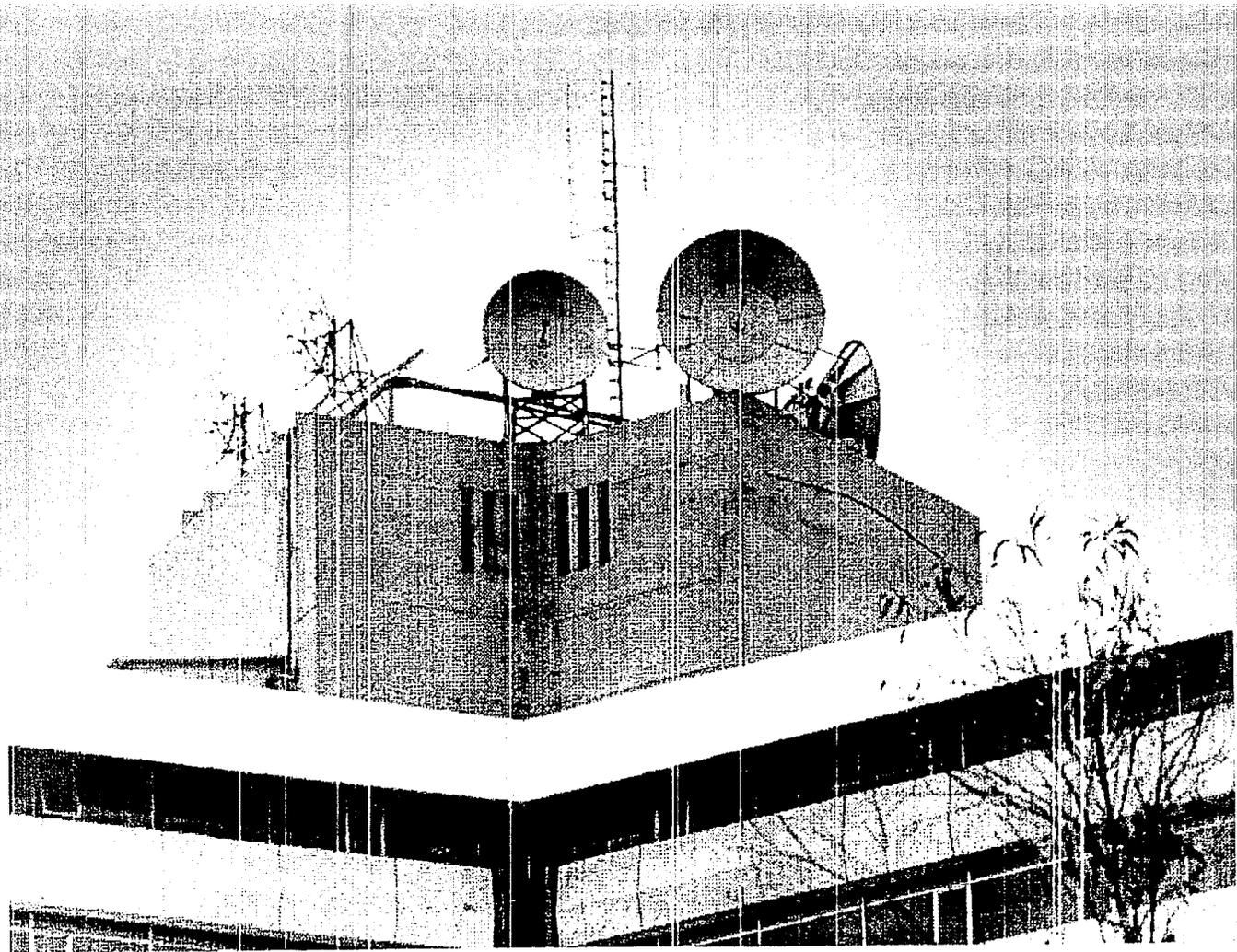


FOTO 11

DIRECCION COMPONENTE	MODO No.	PERIODOS NATURALES DE VIBRACION			
		CASO A		CASO B	
		DR	DF	DR	DF
TRANSVERSAL ( Y )	1	0.922	0.914	0.383	0.464
	2	0.261	0.274	0.123	0.241
	3	0.125	0.196	0.072	0.160
LONGITUDINAL ( X )	1	0.753	0.747	0.753	0.747
	2	0.212	0.209	0.212	0.209
	3	0.100	0.099	0.100	0.099
TORSION	1	0.693	0.769	0.231	0.265
	2	0.191	0.215	0.075	0.115
	3	0.087	0.152	0.044	0.091
DIFERENCIA (%)	1(Y)	-0.87		+21.15	
	2(Y)	+4.98		+95.93	

$$\text{DIFERENCIA} = \left( \frac{\text{DF}}{\text{DR}} - 1 \right) \times 100$$

DR= DIAFRAGMA RIGIDO

DF= DIAFRAGMA FLEXIBLE

CASO A: SIN DIAGONALES EN LOS EJESTRANSVERSALES CABECEROS

CASO B: CON DIAGONALES EN LOS EJESTRANSVERSALES CABECEROS

TABLA 3.1 PERIODOS DE VIBRACION (SEG), CASO 1 (PLANTA ALARGADA).

PLANTA	NIVEL	COLUMNA (EJE)	FUERZA NOR- MAL (TON)		MOMENTO FLEXIONANTE (TON-M)			
					EXTREMO INFERIOR		EXTREMO SUPERIOR	
			DR	DF	DR	DF	DR	DF
CASO 1A	1	4	16.42	15.99	14.22	15.94	10.16	11.91
CASO 1B	1	4	2.38	3.97	1.99	4.23	1.42	3.21

CASO 1A: SIN DIAGONALES EN LOS EJES TRANSVERSALES CABECEROS

CASO 1B: CON DIAGONALES EN LOS EJES TRANSVERSALES CABECEROS

TABLA 3.2 ELEMENTOS MECANICOS EN COLUMNAS, CASO 1 (PLANTA ALARGADA).

PLANTA	NIVEL	VIGA (EJE)	MOMENTO FLEXIONANTE (TON-M)			
			EXTREMO I		EXTREMO J	
			DR	DF	DR	DF
CASO 1A	1	4	21.24	21.84	21.24	21.84
CASO 1B	1	4	2.95	5.63	2.95	5.64

CASO 1A: SIN DIAGONALES EN LOS EJES TRANSVERSALES CABECEROS

CASO 1B: CON DIAGONALES EN LOS EJES TRANSVERSALES CABECEROS

TABLA 3.3 ELEMENTOS MECANICOS EN VIGAS, CASO 1 (PLANTA ALARGADA).

MODELO	$\gamma_p \leq$	COLUMNAS (CM)	NIVELES	VIGAS (CM)	NIVELES
CASO 2 (PLANTA EN U)	0.006 (X,Y)	70 X 70	9,10	60 X 40	9,10
		80 X 80	7,8	70 X 40	7,8
		90 X 90	4,5,6	80 X 40	4,5,6
		100 X 100	1,2,3	90 X 40	1,2,3
CASO 3 (TORRES)	0.006 (X,Y)			60 X 30	9,10 (X)
				70 X 30	7,8 (X)
		70 X 70	9,10	70 X 40	7,8,9,10 (Y)
		80 X 80	7,8	80 X 30	4,5,6 (X)
		90 X 90	4,5,6	80 X 40	4,5,6 (Y)
		100 X 100	1,2,3	90 X 40	1,2,3 (X,Y)

$\gamma_p =$  DEFORMACION ANGULAR PERMISIBLE DE ENTREPISO

TABLA 3.4 DIMENSIONES DE MIEMBROS ESTRUCTURALES, CASOS 2 Y 3,  
(PLANTA EN U Y TORRES).

MODELO	PERIODOS DE VIBRACION (SEG)					
	DR			DF		
	MODO	T <sub>1</sub>	DIRECCION	MODO	T <sub>1</sub>	DIRECCION
CASO 2 (PLANTA EN U)	1	1.173	Y	1	1.380	Y, TORSION
	2	1.111	X	2	1.130	TORSION, Y
	3	1.015	TORSION	3	1.111	X
	4	0.430	Y	4	0.523	Y, TORSION
	5	0.411	X	5	0.417	TORSION, Y
	6	0.376	TORSION	6	0.412	X
CASO 3 (TORRES)	1	1.160	Y	1	1.427	Y, TORSION
	2	1.135	X	2	1.136	X
	3	1.042	TORSION	3	1.117	TORSION, Y
	4	0.419	Y	4	0.528	Y, TORSION
	5	0.408	X	5	0.420	X
	6	0.377	TORSION	6	0.396	TORSION, Y

DR= DIAFRAGMA RIGIDO

DF= DIAFRAGMA FLEXIBLE

TABLA 3.5 PERIODOS DE VIBRACION (SEG), CASOS 2 Y 3,  
(PLANTA EN U Y TORRES).

MODELO	VIGA	MOMENTO FLEXIONANTE (TON-M)			
		EXTREMO I		EXTREMO J	
		DR	DF	DR	DF
CASO 2	6	109.61	126.26	111.77	128.81
	19	108.70	109.07	106.61	106.98
	43	114.17	128.37	111.96	125.38
CASO 3	6	103.00	117.56	105.11	119.85
	18	100.21	103.53	102.28	105.70
	43	109.92	131.42	107.75	128.82

DR= DIAFRAGMA RIGIDO

DF= DIAFRAGMA FLEXIBLE

**TABLA 3.6 ELEMENTOS MECANICOS EN VIGAS TIPO DEL TERCER NIVEL, CASOS 2 (PLANTA EN U) Y 3 (TORRES).**

MODELO	COLUMNA	FUERZA NORMAL (TON)		MOMENTO FLEXIONANTE (TON-M)							
				DIRECCION MAYOR				DIRECCION MENOR			
				EXTREMO INFERIOR		EXTREMO SUPERIOR		EXTREMO INFERIOR		EXTREMO SUPERIOR	
DR	DF	DR	DF	DR	DF	DR	DF	DR	DF		
CASO 2	1	282.83 (222.91)	255.35 (199.56)	192.56 (192.56)	220.03 (219.89)	7.95 (7.95)	7.01 (6.92)	190.70 (186.80)	221.45 (187.53)	7.16 (6.28)	6.47 (5.51)
	21	301.35 (241.43)	290.11 (230.41)	203.63 (203.63)	182.93 (182.00)	13.51 (13.51)	12.98 (12.94)	188.09 (186.80)	197.13 (186.11)	6.59 (6.28)	74.79 (69.48)
CASO 3	1	270.59 (218.02)	276.72 (194.10)	151.51 (151.51)	182.58 (182.47)	7.12 (7.12)	6.00 (5.63)	165.32 (157.12)	186.02 (157.68)	6.93 (5.97)	7.22 (6.34)
	14	179.63 (175.24)	195.88 (175.62)	218.37 (218.37)	190.54 (189.01)	25.91 (25.91)	22.03 (21.72)	162.58 (157.12)	173.93 (155.28)	6.63 (5.97)	9.07 (8.16)

( ) SISMO EN X O EN Y

DR=DIAFRAGMA RIGIDO

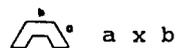
DF=DIAFRAGMA FLEXIBLE

TABLA 3.7 ELEMENTOS MECANICOS EN COLUMNAS TIPO, CASOS 2 Y 3.

TIPO	SECCION (CM)	AREA (CM <sup>2</sup> )	Av (CM <sup>2</sup> )	I (MAYOR) (CM <sup>4</sup> )x10 <sup>6</sup>	I (MENOR) (CM <sup>4</sup> )x10 <sup>6</sup>	J (CM <sup>4</sup> )x10 <sup>6</sup>
A	45x100	4500	3750	3.750	0.759	2.155
B	45x110	4950	4152	4.991	0.835	2.446
C	45x120	5400	4500	6.480	0.911	2.751
D	45x130	5850	4875	8.239	0.987	3.070
E	45x140	6300	5250	10.290	1.063	3.372
F	45x150	6750	5625	12.656	1.139	3.651
G	50x165	8250	6875	18.717	1.718	5.501
H	55x155	8525	7104	7.068	2.149	6.622
I	2C-254 <sup>+</sup>	114	51	8.5x10 <sup>-3</sup>	4.5x10 <sup>-3</sup>	90x10 <sup>-6</sup>
J	50x155	7750	6458	15.516	1.615	5.095
K	55x180	9900	8250	26.730	2.496	7.996
L (Δ)	100x45	9955	5847	15.123	10.631	4.925
M (Δ)	110x45	10855	6297	17.318	13.979	5.532
N (Δ)	120x45	11755	6747	22.017	16.654	6.140
O (Δ)	130x45	12655	7197	26.758	20.385	6.747
P (Δ)	140x45	13555	7647	32.156	24.521	7.355
Q (Δ)	150x45	14455	8097	38.209	29.490	7.962
R (Δ)	165x50	17500	9725	54.877	38.921	12.573
S (Δ)	180x55	20830	11495	76.785	54.749	17.827
T (Δ)	155x50	21330	17775	47.096	42.405	5.447
U (Δ)	155x55	23625	19687	50.588	45.468	7.115
V	45x165	7425	6187	16.845	12.529	4.075
W	45x180	8100	6750	21.870	13.668	4.510
M-1	17x1060	18020	15017	1687.3	--	1.736
M-2	20x1060	21200	17667	1985.0	--	2.826
M-3	25x1060	26500	22083	2481.3	--	5.520
M-4	30x1060	31800	26500	2977.5	--	9.540
M-5	40x1060	42400	35333	3970.1	--	22.613
M-6	50x1060	53000	44167	4962.6	--	44.167

\*PERFIL DE ACERO ESTRUCTURAL A-36

COLUMNA TIPO DELTA (Δ):



M-i= MURO MODELADO COMO COLUMNA ANCHA.

TABLA 4.1 PROPIEDADES GEOMETRICAS EN COLUMNAS Y MUROS.

TIPO	SECCION <sup>+</sup> (CM)	AREA (CM <sup>2</sup> )	Av (CM <sup>2</sup> )	I (CM <sup>4</sup> )x10 <sup>3</sup>	J (CM <sup>4</sup> )x10 <sup>3</sup>
A	40x70	2800	2333	1143.3	952.0
B	40x80	3200	2667	1706.7	1172.5
C	30x80	2400	2000	1280.0	543.6
D	25x50	2000	1667	260.4	178.9
E	50x80	4000	3333	2133.3	2686.0
F	35x80	2800	2333	1493.3	818.8
G	45x70	3150	2625	1286.3	1273.6
H	45x120x70	3920	3266	1286.3	2313.8
I	55x120x70	4790	3992	1572.1	3794.1
J	70x120x70	6097	5080	2000.8	6894.8
K	50x120x70	4355	3629	1429.2	2965.5
L	65x120x70	5662	4718	1857.9	5765.8
M <sup>*</sup>	I-254	48	20	5.2	0.025
N <sup>*</sup>	I-305	60	27	9.1	0.038
O <sup>*</sup>	I-381	81	40	18.6	0.064
P <sup>*</sup>	305x1106x8	95	33	46.8	0.062
CT-1	35x235	8225	6854	37852.1	3358.5
CT-2	35x455	15925	13270	274739.4	6502.7
CT-3	35x220	7700	6417	31057.0	3144.2

\* PERFIL DE ACERO ESTRUCTURAL A-36 .

+ EL PRIMER VALOR INDICA EL ANCHO DE LA VIGA.  
EL(LOS) SIGUIENTE(S) INDICA(N) EL PERALTE.

CT= CONTRATRABE.

TABLA 4.2 PROPIEDADES GEOMETRICAS EN VIGAS Y CONTRATRABES.

NIVEL O ENTREPISO	COLUMNA *	VIGA *	MURO*	CONTRATRABE*
19	A,L	A,C,H	M-1	--
18	A,L	B,I	M-1	--
17	A,L	B,D,F,G,H,I	M-1	--
16	A,L	B,D,F,G,H,I	M-1	--
15	B,M	E,G,H,I	M-1	--
14	B,M	E,G,H,I,J	M-2	--
13	C,N	E,G,H,I,J	M-2	--
12	C,N	E,G,H,I,J	M-2	--
11	D,O	E,G,H,I,J	M-2	--
10	D,O	E,G,H,I,J	M-3	--
9	E,P	E,G,H,I,J	M-3	--
8	E,P	E,G,H,I,J	M-4	--
7	F,Q	E,G,H,I,J	M-4	--
6	F,Q	E,G,H,I,J	M-5	--
5	G,I,J,R,T,V	B,C,G,H,K,L,M,N,O,P	M-5	--
4	H,I,K,S,U,W	B,C,G,H,K,L,M,N,O,P	M-6	--
3	H,K,S,U,W	B,C,G,H,K,L,M,N,O,P	M-6	CT-1
2	H,K,S,U,W	--	M-6	CT-2, CT-3
1	H,K,S,U,V	--	M-6	CT-3

\* VER TABLAS 4.1 Y 4.2

TABLA 4.3 DISTRIBUCION DE LOS DISTINTOS ELEMENTOS ESTRUCTURALES EN EL EDIFICIO FERRONALES.

NIVEL	SISTEMA DE PISO (TON)	TRABES (TON)	COLUMNAS Y MUROS (TON)	CONTRATRABES Y MUROS (TON)	PESO TOTAL (TON)	AREA (M <sup>2</sup> )
19	113.88	79.63	54.26	--	247.77	219
18	115.58	111.65	108.52	--	335.76	219
17	1025.56	941.52	199.06	--	2166.14	1927
16	1297.83	1085.50	268.24	--	2651.57	1927
15	1351.78	1085.50	277.05	--	2714.34	1927
14	1355.62	1181.12	292.21	--	2828.95	1927
13	1355.62	1181.12	307.70	--	2844.44	1927
12	1355.62	1181.12	316.85	--	2853.59	1927
11	1297.83	1181.12	326.47	--	2805.42	1927
10	1297.83	1181.12	345.48	--	2824.43	1927
9	1297.83	1181.12	364.84	--	2843.79	1927
8	1297.83	1181.12	384.09	--	2863.04	1927
7	1297.83	1181.12	403.22	--	2882.16	1927
6	1297.83	1181.12	432.22	--	2911.16	1927
5	2830.01	1294.34	563.76	--	4688.12	4235
4	2513.00	1288.31	851.42	--	4652.73	3759
3	3101.80	1294.34	1045.97	510.30	5952.42	4357
2	2095.72	--	1077.16	3023.83	6196.71	4357
1	2701.34	--	568.34	2513.53	5783.21	4357

\* CARGA MUERTA + CARGA VIVA INSTANTANEA

TABLA 4.4 CALCULO DE PESOS POR NIVEL PARA ANALISIS SISMICO.  
EDIFICIO FERRONALES.

NIVEL	ALTURA	PESO	F <sub>1</sub> *	CORTANTE DE	MASA	MASA	CENTRO DE MASA**	
	TOTAL (M)	TOTAL (TON)	(TON)	ENTREPISO (TON)	TRASLACIONAL (TON-S <sup>2</sup> /CM)	ROTACIONAL (TON-S <sup>2</sup> -CM)×10 <sup>4</sup>	$\bar{X}$ (CM)	$\bar{Y}$ (CM)
19	63.9	247.77	231.23	231.23	0.253	9.468	0.0	0.0
18	60.6	335.76	297.15	528.37	0.342	12.799	-11.5	0.0
17	57.3	2166.14	1812.67	2341.05	2.208	1635.960	-10.3	0.0
16	54.0	2651.57	2091.10	4432.14	2.703	2002.717	-10.6	0.0
15	50.7	2714.34	2009.78	6441.92	2.767	2050.136	-7.0	0.0
14	47.4	2828.95	1958.31	8400.23	2.884	2136.824	-5.6	0.0
13	44.1	2844.44	1831.95	10232.18	2.900	2148.679	-5.6	0.0
12	40.8	2853.59	1700.31	11932.49	2.909	2155.347	-5.6	0.0
11	37.5	2805.42	1536.41	13468.90	2.860	2119.042	-10.0	0.0
10	34.2	2824.43	1410.70	14879.60	2.879	2133.119	-9.9	0.0
9	30.9	2843.79	1283.32	16162.92	2.899	2147.938	-9.9	0.0
8	27.6	2863.04	1154.02	17316.94	2.918	2162.015	-9.8	0.0
7	24.3	2882.16	1022.83	18339.76	2.938	2176.834	-9.8	0.0
6	21.0	2911.16	892.82	19232.58	2.968	2199.062	-9.7	0.0
5	17.7	4688.12	1211.85	20444.43	4.779	3540.874	-7.5	0.0
4	14.4	4652.73	978.47	21422.90	4.743	3514.201	75.3	0.0
3	10.1	5952.42	878.00	22300.90	6.068	4495.925	-6.0	0.0
2	5.6	6196.71	506.79	22807.69	6.317	4680.415	0.0	0.0
1	1.0	5783.21	84.46	22892.15	5.895	4367.745	0.0	0.0

\*ANÁLISIS SISMICO ESTÁTICO: ZONA III; GRUPO A; Q<sub>x</sub>=Q<sub>y</sub>=2; FACTOR IRREGULARIDAD= 0.8

\*\*COORDENADAS RESPECTO AL SISTEMA DE EJES GLOBALES.

TABLA 4.5 FUERZAS SISMICAS ESTATICAS Y PROPIEDADES DE PISOS PARA ANÁLISIS SISMICO DINAMICO. SISTEMA DE PISO RIGIDO. EDIFICIO FERRONALES.

DIRECCION	MODO	PERIODOS MEDIDOS (SEG)	PERIODOS ANALITICOS (SEG)			
			EMPOTRAMIENTO (DR)		INTER.SUELO-ESTRUCTURA	
			PROY. ORIG.	ANALISIS	DR	DF
N-S (X)	1	1.9231	1.4770	1.4558	1.9669	1.9728
	2	0.5747	0.5770	0.4258	0.8033	0.8265
	3	--	--	0.1389	0.2099	0.3816
E-W (Y)	1	2.0000	1.4770	1.4558	1.9669	1.9669
	2	0.5747	0.5770	0.4258	0.8033	0.8229
	3	--	--	0.1389	0.2099	0.3803
TORSION	1	1.4706	--	1.1179	1.3329	2.1508
	2	0.3759	--	0.2854	0.3579	0.7597
	3	--	--	0.1314	0.1681	0.3677

\* DIRECCION CON RESPECTO AL SISTEMA DE EJES GLOBALES

DR= DIAFRAGMA RIGIDO

DF= DIAFRAGMA FLEXIBLE

TABLA 4.6 PERIODOS MEDIDOS Y ANALITICOS (SEG), INFLUENCIA DEL TIPO DE APOYO Y DE LA RIGIDEZ DEL SISTEMA DE PISO, EDIFICIO FERRONALES.

ELEMENTO	UBICACION (EJES) [ENTREPISO]	MOMENTO DE TORS. (TON-M)	MOMENTO FLEXIONANTE (TON)		FUERZA AXIAL (TON)	CORTANTE (TON)
			SUP	INF		
COLUMNA	(B-C8)	0.0	38.7	29.9	764.4	155.6
	[N2-N3]	(1.3)	(44.7)	(21.9)	(853.4)	(121.6)
COLUMNA	(B-C8)	0.1	150.3	192.2	522.8	162.2
	[N5-N6]	(0.9)	(130.1)	(197.2)	(606.2)	(155.1)
COLUMNA	(B-C8)	0.0	146.5	99.4	210.5	116.9
	[N9-N10]	(1.9)	(149.2)	(122.1)	(267.1)	(129.1)
COLUMNA	(B-C5)	0.0	36.6	499.1	933.2	226.9
	[N2-N3]	(0.8)	(27.3)	(328.8)	(826.9)	(161.3)
COLUMNA	(B-C5)	0.1	143.1	184.1	624.2	154.9
	[N5-N6]	(0.9)	(138.8)	(175.0)	(555.2)	(147.1)
COLUMNA	(B-C5)	0.0	139.5	92.2	254.7	110.1
	[N9-N10]	(1.4)	(138.4)	(85.4)	(216.8)	(106.3)
MURO	(C9)	0.2	19397.0	24983.3	112.0	2209.5
	[N2-N3]	(7.4)	(20376.0)	(24978.0)	(0.8)	(1810.9)
MURO	(C9)	0.1	4784.7	7818.5	92.6	1390.6
	[N5-N6]	(1.3)	(7867.3)	(11079.0)	(0.5)	(1291.8)
MURO	(C9)	0.0	5225.4	4239.7	42.3	496.2
	[N9-N10]	(1.7)	(1847.0)	(1747.0)	(0.3)	(562.0)
MURO	(C2)	0.2	19391.9	25072.9	8.3	2246.4
	[N2-N3]	(3.6)	(21857.0)	(29469.0)	(0.2)	(2990.0)
MURO	(C2)	0.1	4751.6	7967.4	6.8	1427.0
	[N5-N6]	(1.1)	(4385.8)	(7879.6)	(0.2)	(1608.1)
MURO	(C2)	0.0	5352.3	4291.5	4.3	523.9
	[N9-N10]	(0.6)	(6948.4)	(5677.2)	(0.2)	(586.1)

( ) = DIAFRAGMA FLEXIBLE.  
 SUP=EXTREMO SUPERIOR.  
 INF=EXTREMO INFERIOR.

TABLA 4.7 ELEMENTOS MECANICOS EN COLUMNAS Y MUROS TIPO.  
 ANALISIS SISMICO DINAMICO MODAL ESPECTRAL (DIRECCION Y)  
 ZONA III,  $Q_x=Q_y=2$ , FACTOR DE IRREGULARIDAD=0.8 .  
 ESTRUCTURA TIPO "A". EDIFICIO FERRONALES.

ELEMENTOS MECANICOS (TORSION Y FLEXION)				
VIGA (UBICACION)	NIVEL	TORSION (TON-M)	EXTREMO I (TON-M)	EXTREMO J (TON-M)
B, C4, C5	N2	1.5 <sup>*</sup> (0.1)	18.6 (3.1)	18.6 (3.2)
B, C4, C5	N3	0.5 (0.4)	18.3 (3.3)	18.6 (3.6)
B, C4, C5	N6	0.1 (0.5)	12.3 (4.0)	12.6 (4.0)
B, C4, C5	N10	0.1 (0.9)	7.6 (7.3)	8.0 (7.7)
B, C4, C5	N14	0.0 (0.5)	4.4 (6.5)	4.7 (7.2)
B, C7, C8	N2	1.3 (1.3)	38.6 (3.7)	53.9 (3.9)
B, C7, C8	N3	0.5 (0.7)	0.9 (7.7)	0.9 (7.7)
B, C7, C8	N6	0.1 (0.5)	0.2 (4.5)	0.2 (4.3)
B, C7, C8	N10	0.1 (1.1)	0.3 (7.8)	0.3 (8.4)
B, C7, C8	N14	0.1 (1.3)	0.3 (13.2)	0.3 (14.6)
C8	N2	2.6 (0.6)	30.0 (29.6)	30.0 (29.6)
C8	N3	0.2 (0.9)	371.0 (340.0)	371.0 (340.0)
C8	N6	0.4 (1.1)	402.0 (390.2)	402.0 (390.2)
C8	N10	0.1 (2.8)	304.1 (334.9)	304.1 (334.0)
C8	N14	0.1 (1.8)	111.4 (144.9)	111.4 (144.9)
C5	N2	0.5 (0.6)	263.4 (283.2)	286.9 (283.2)
C5	N3	0.5 (1.0)	391.6 (365.7)	387.1 (365.7)
C5	N6	0.4 (0.9)	409.5 (396.4)	409.5 (396.4)
C5	N10	0.4 (1.3)	308.0 (297.0)	308.0 (297.0)
C5	N14	0.0 (0.9)	134.0 (108.1)	134.0 (108.1)

\* = DIAFRAGMA RIGIDO  
( ) = DIAFRAGMA FLEXIBLE

TABLA 4.8 ELEMENTOS MECANICOS EN VIGAS TIPO. ANALISIS  
SISMICO DINAMICO MODAL ESPECTRAL (SISMO EN Y).  
ZONA III,  $Q_x=Q_y=2$ , FACTOR DE IRREGULARIDAD= 0.8.  
ESTRUCTURA TIPO "A". EDIFICIO FERRONALES.

NIVEL	VIGA DE PISO *	MOMENTO I (TON-M)	MOMENTO J (TON-M)	FUERZA AXIAL (TON)	CORTANTE (TON)
17	1	2486	1520	0	27
	2	1163	690	133	15
	3	1161	690	133	15
16	1	1825	586	0	33
	2	862	219	60	18
	3	859	219	60	18
15	1	1017	537	0	13
	2	466	202	55	8
	3	465	202	55	8
14	1	340	549	0	6
	2	137	209	75	3
	3	136	209	75	3
13	1	141	394	0	13
	2	97	142	66	6
	3	98	141	66	6
12	1	463	301	0	19
	2	253	115	69	8
	3	255	115	69	8
11	1	682	277	0	23
	2	356	117	62	10
	3	358	117	62	10
10	1	748	199	0	21
	2	383	115	78	10
	3	383	115	78	10
9	1	746	189	0	22
	2	375	105	75	10
	3	377	105	75	10
8	1	603	167	0	15
	2	299	115	95	7
	3	300	115	95	7
7	1	439	115	0	12
	2	213	80	95	5
	3	214	80	95	5
6	1	173	138	0	2
	2	82	83	101	1
	3	82	83	101	1

\* VER FIG 4.7 PARA SU UBICACION

TABLA 4.9 ELEMENTOS MECANICOS EN VIGAS DE PISO.  
ANALISIS SISMICO DINAMICO MODAL ESPECTRAL.  
(SISMO EN Y). ZONA III,  $Q_x=Q_y=2$ , F. IRRREG=0.8 .  
ESTRUCTURA TIPO "A". EDIFICIO FERRONALES.

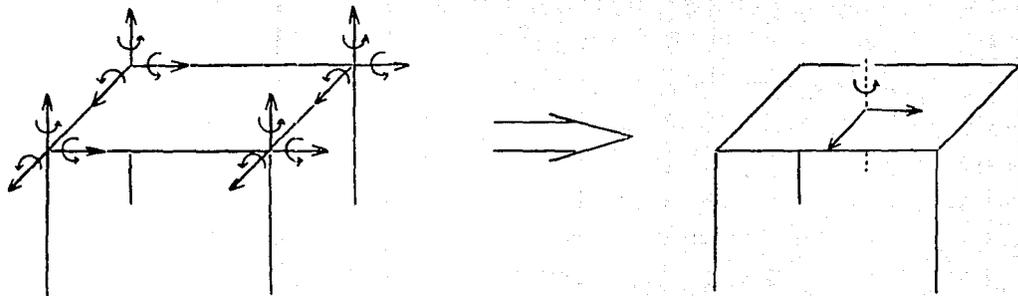


fig 2.1 Simplificación del modelo matemático, considerando el sistema de piso infinitamente rígido.

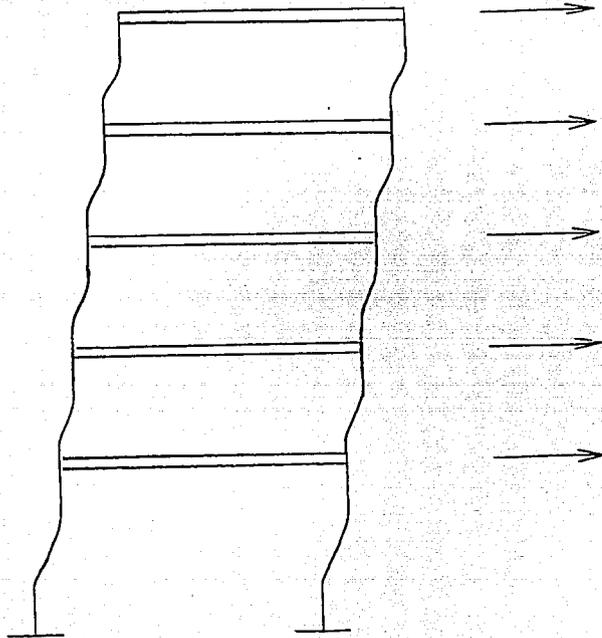
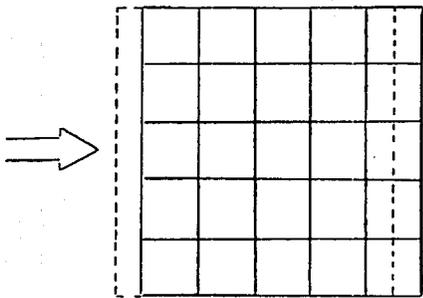
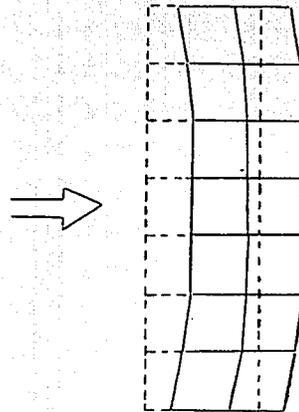


fig 2.2 Simplificación adicional considerando el sistema de piso infinitamente rígido.



**DIAFRAGMA RIGIDO**



**DIAFRAGMA FLEXIBLE**

----- CONFIGURACION ORIGINAL  
——— DEFORMADA

fig 2.3 Comportamiento del sistema de piso como un diafragma infinitamente rígido y como un diafragma flexible.

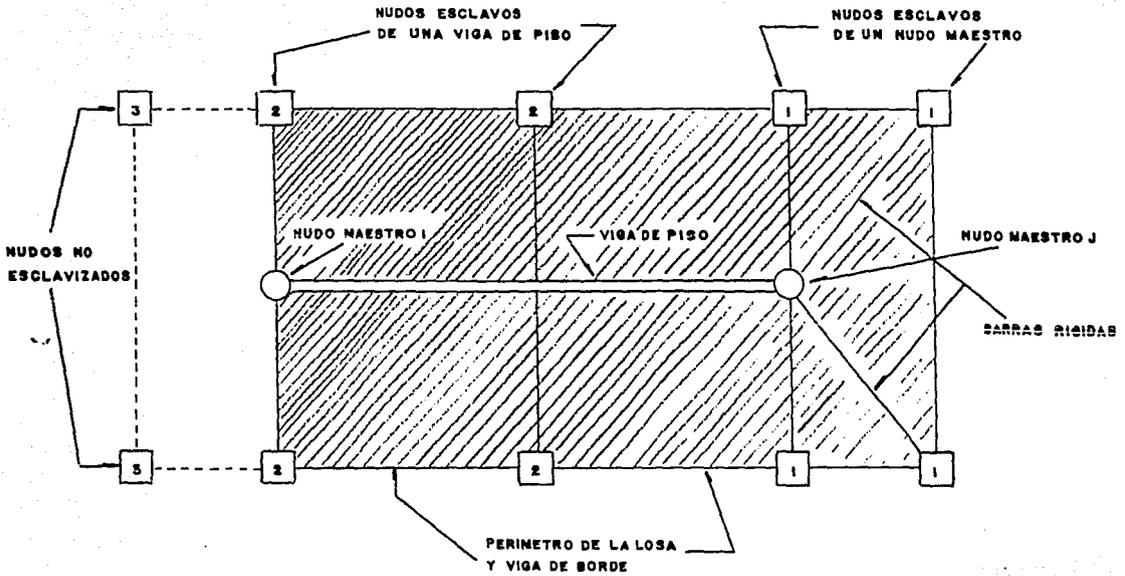


fig 2.4 Tipos de nudos en una planta típica.

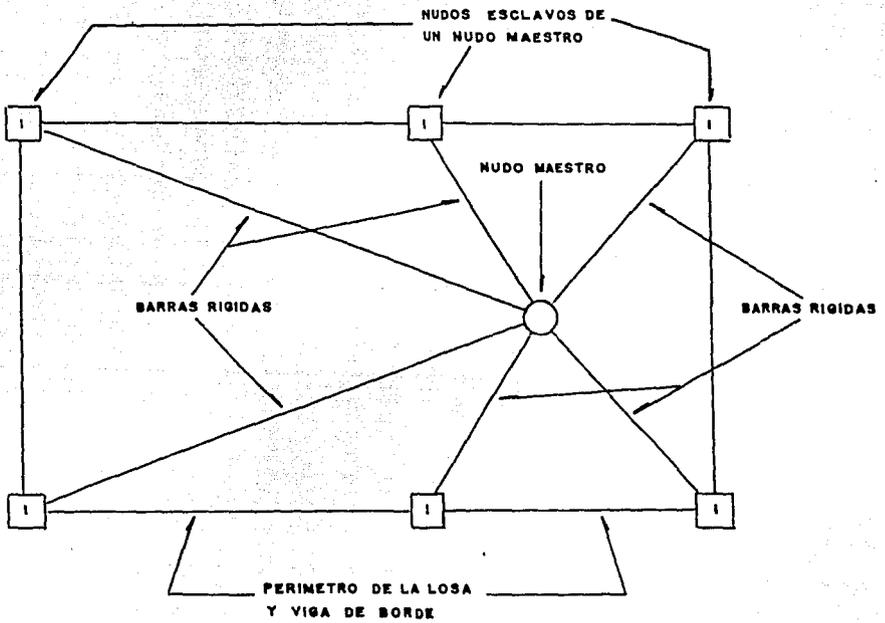


fig 2.5 planta rígida y relación entre nudos maestros nudos esclavos.

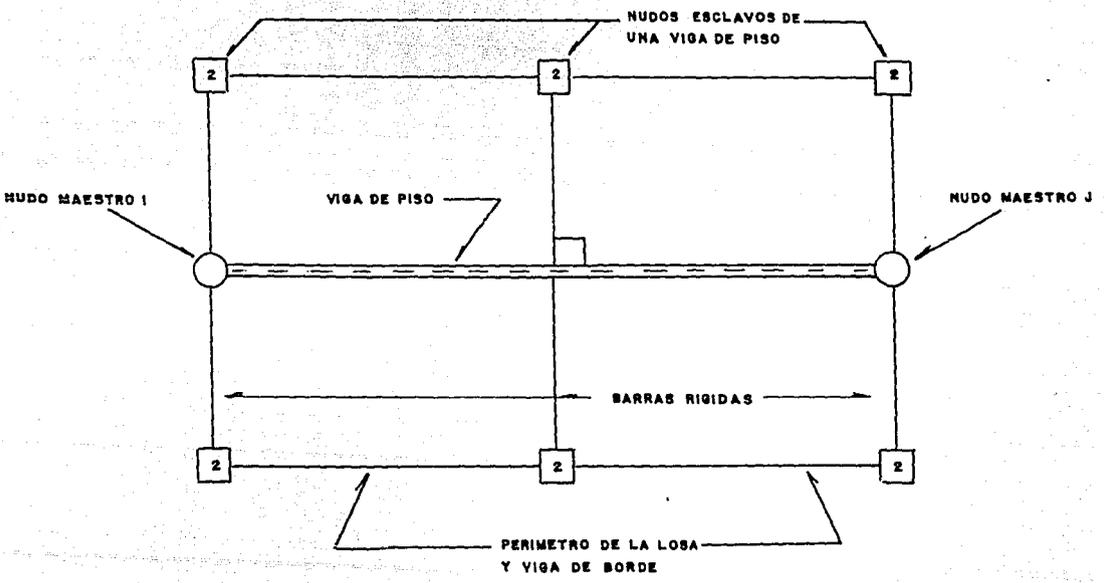


fig 2.6 Planta flexible y relación entre nudos maestros, vigas de piso y nudos esclavos.

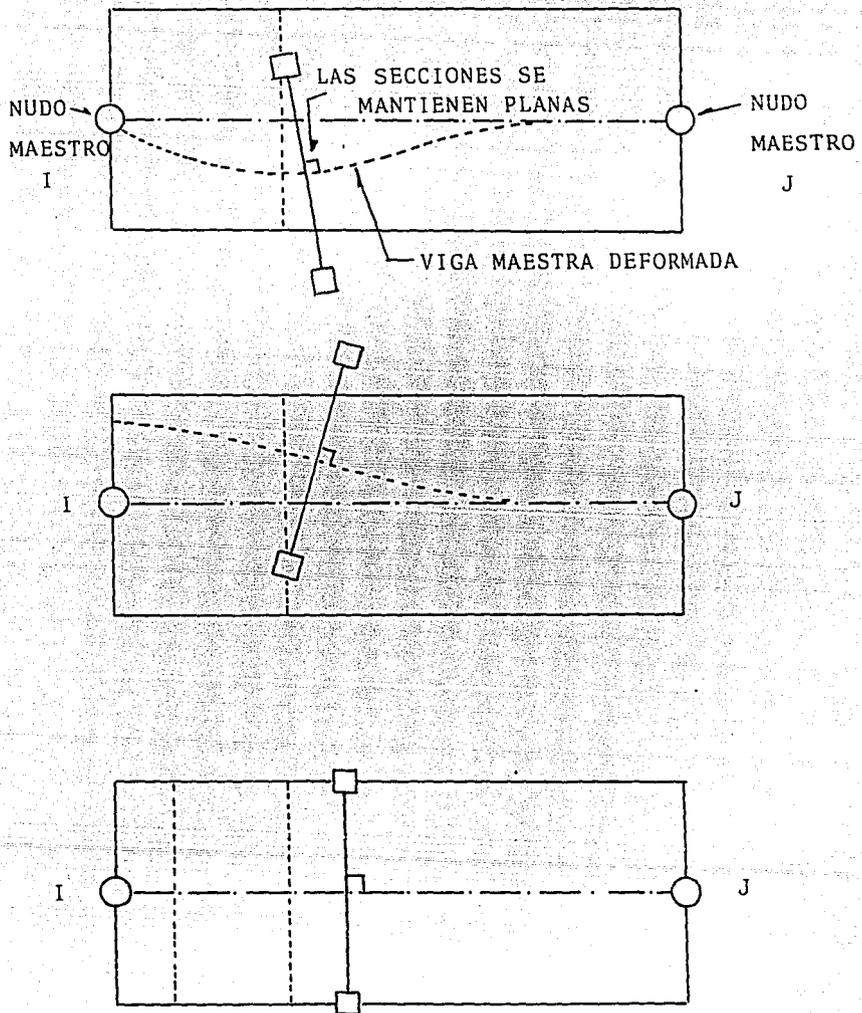
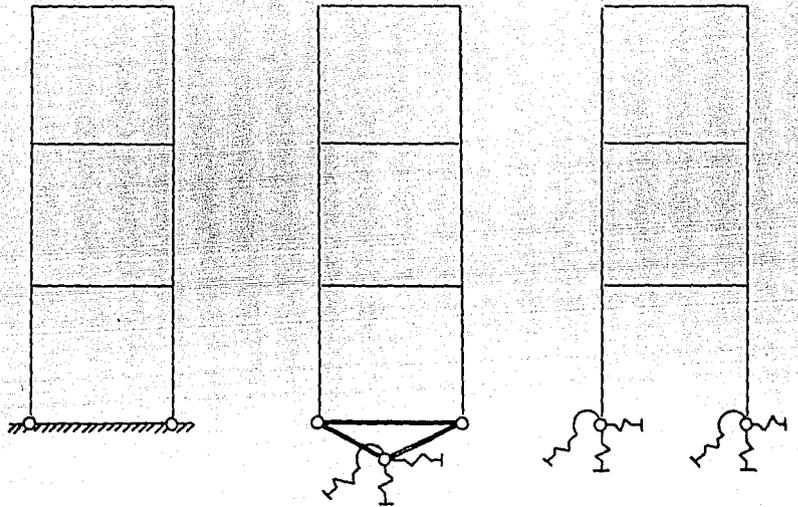


fig 2.7 Desplazamientos típicos de una viga de piso.



a) Empotramiento

b) Resortes  
concentrados  
en un punto.

c) Resortes  
bajo líneas  
de columnas

fig 2.8 Distintos modelos usados para simular la interacción suelo-estructura.

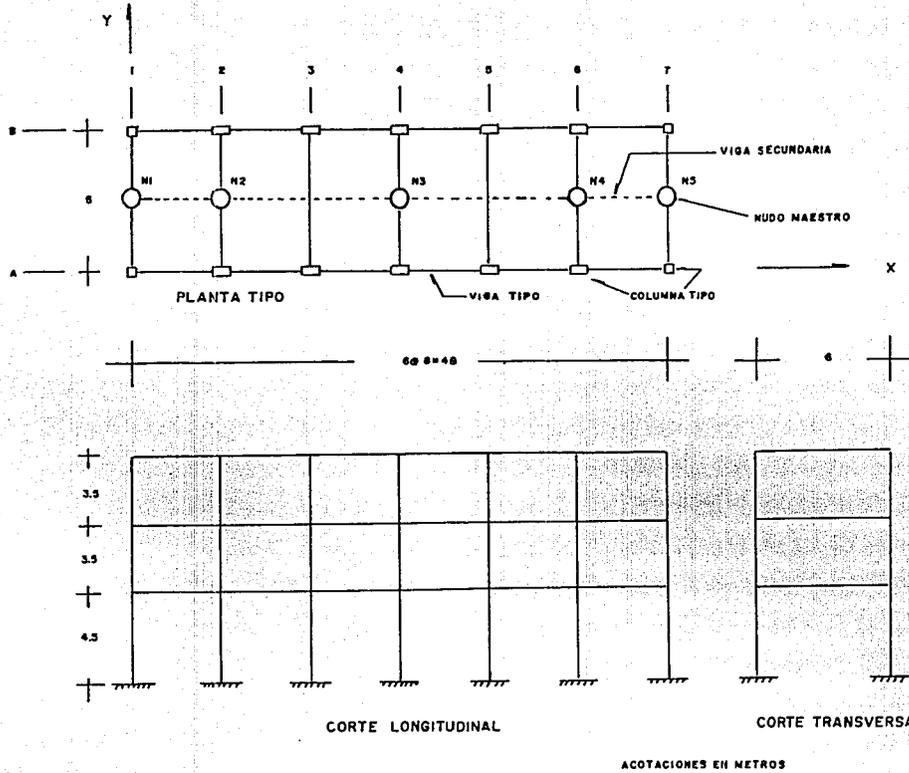


fig 3.1 Planta alargada (caso 1).

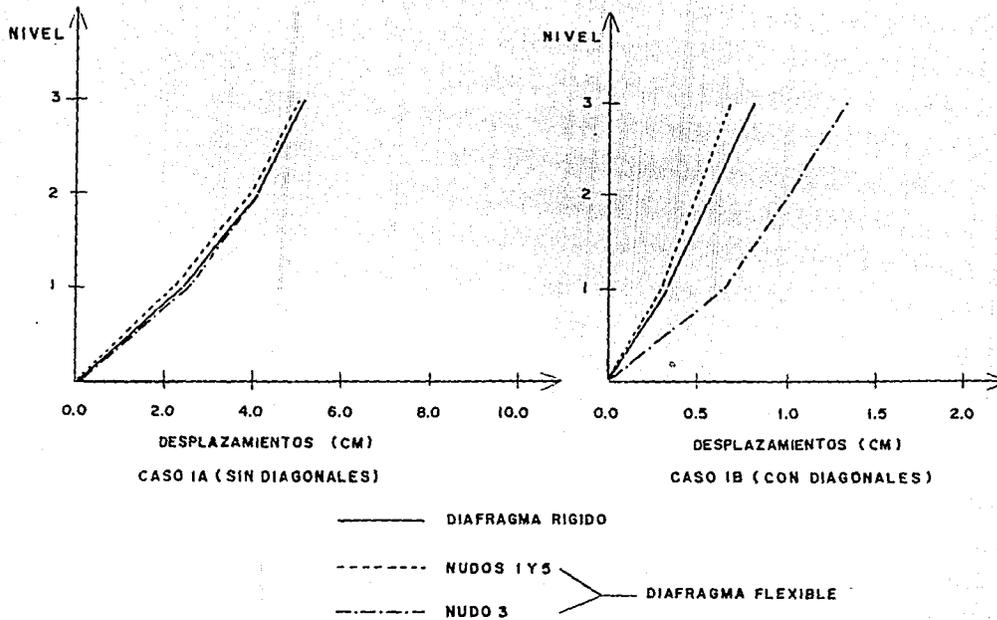
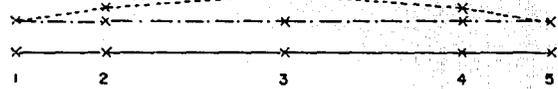


fig 3.2 Desplazamientos CASO 1, sin diagonales y con diagonales en los extremos (casos 1A y 1B).

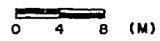


DESPLAZAMIENTOS EN EL TERCER NIVEL. CASO 1B.

- CONFIGURACION ORIGINAL
- DIAFRAGMA FLEXIBLE
- · - · - DIAFRAGMA RIGIDO

ESCALAS:

DISTANCIA ENTRE NUDOS.



DESPLAZAMIENTOS

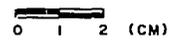
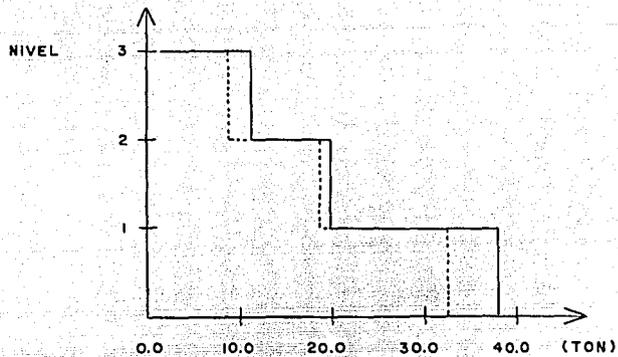
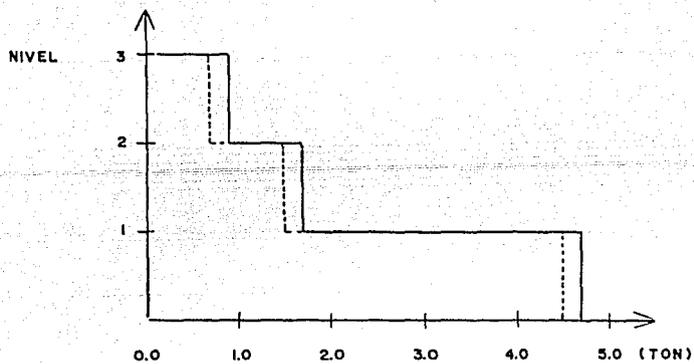


fig 3.3 Desplazamientos de los nudos de control en el nivel 3 del caso 1B.



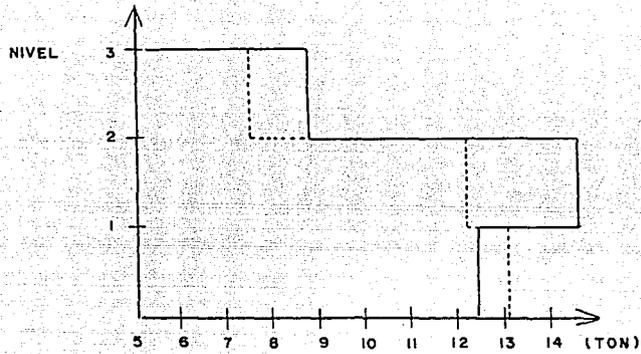
CASO IA (SIN DIAGONALES)

— DIAFRAGMA RIGIDO  
 - - - DIAFRAGMA FLEXIBLE



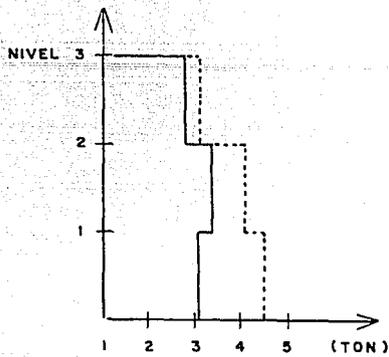
CASO IB (CON DIAGONALES)

fig 3.4 Fuerzas cortantes de entrepiso (ejes 1 y 7), CASO 1.



CASO 1A ( SIN DIAGONALES )

— DIAFRAGMA RIGIDO  
 - - - DIAFRAGMA FLEXIBLE



CASO 1B ( CON DIAGONALES )

fig 3.5 Fuerzas cortantes de entrepiso (eje 4), CASO 1.

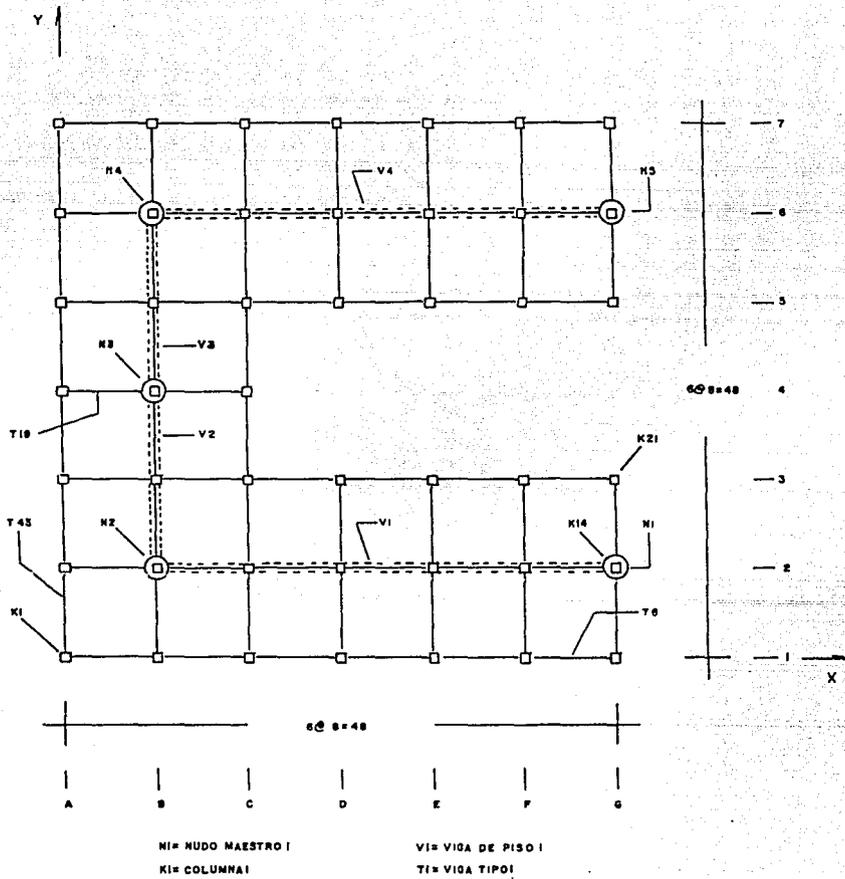


fig 3.6 Planta CASO 2 ( planta en U).

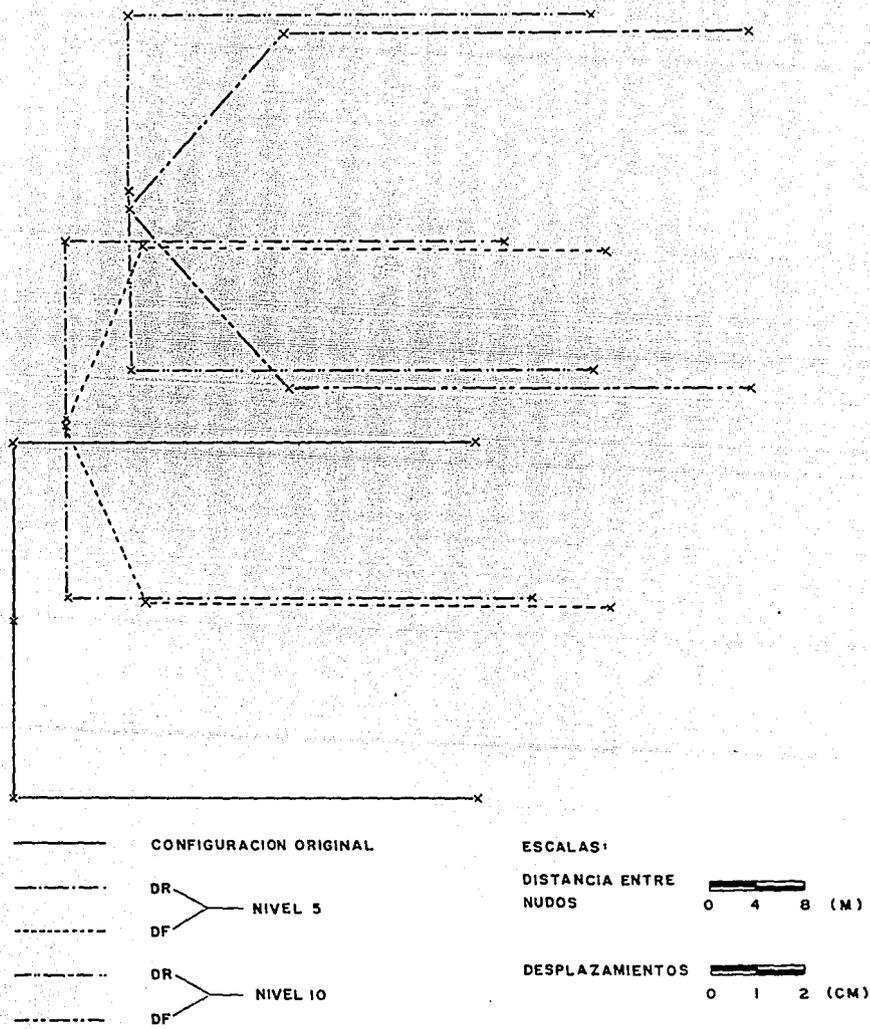


fig 3.7 Desplazamientos de nudos maestros en los niveles 5 y 10, CASO 2.

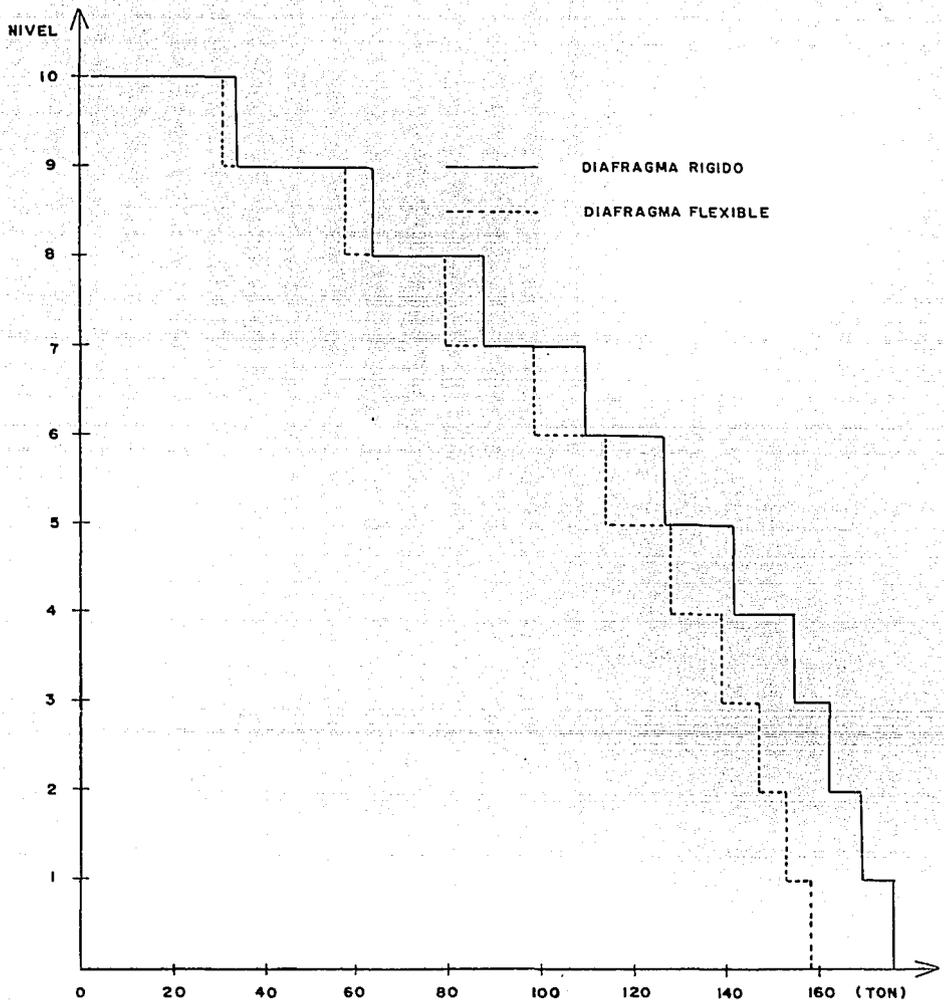


fig 3.8 Fuerzas cortantes de entrepiso (eje G). CASO 2.

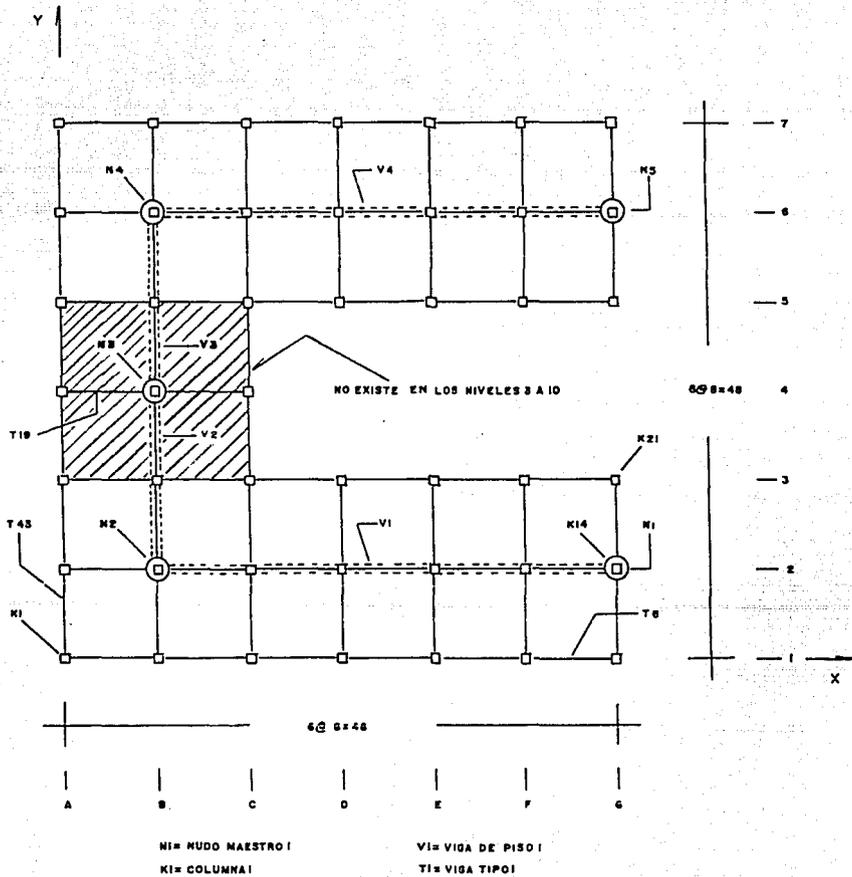


fig 3.9 Planta caso 3 (torres).

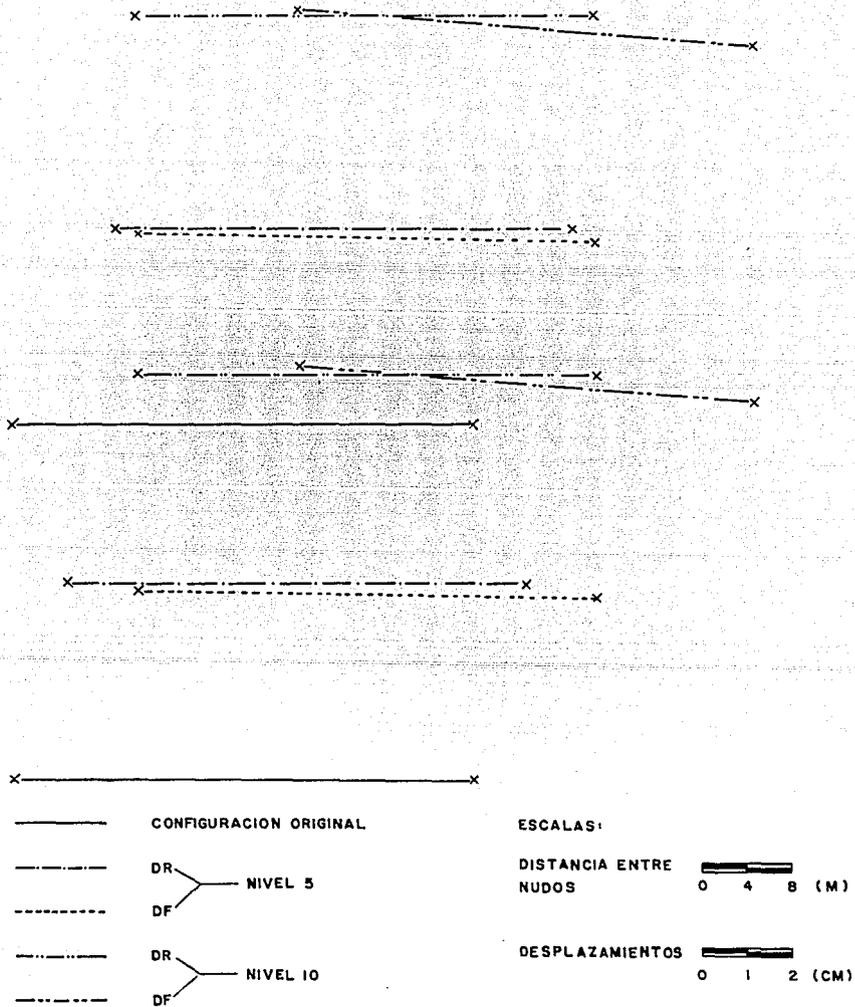


fig 3.10 Desplazamientos de nudos maestros en los niveles 5 y 10, CASO 3.

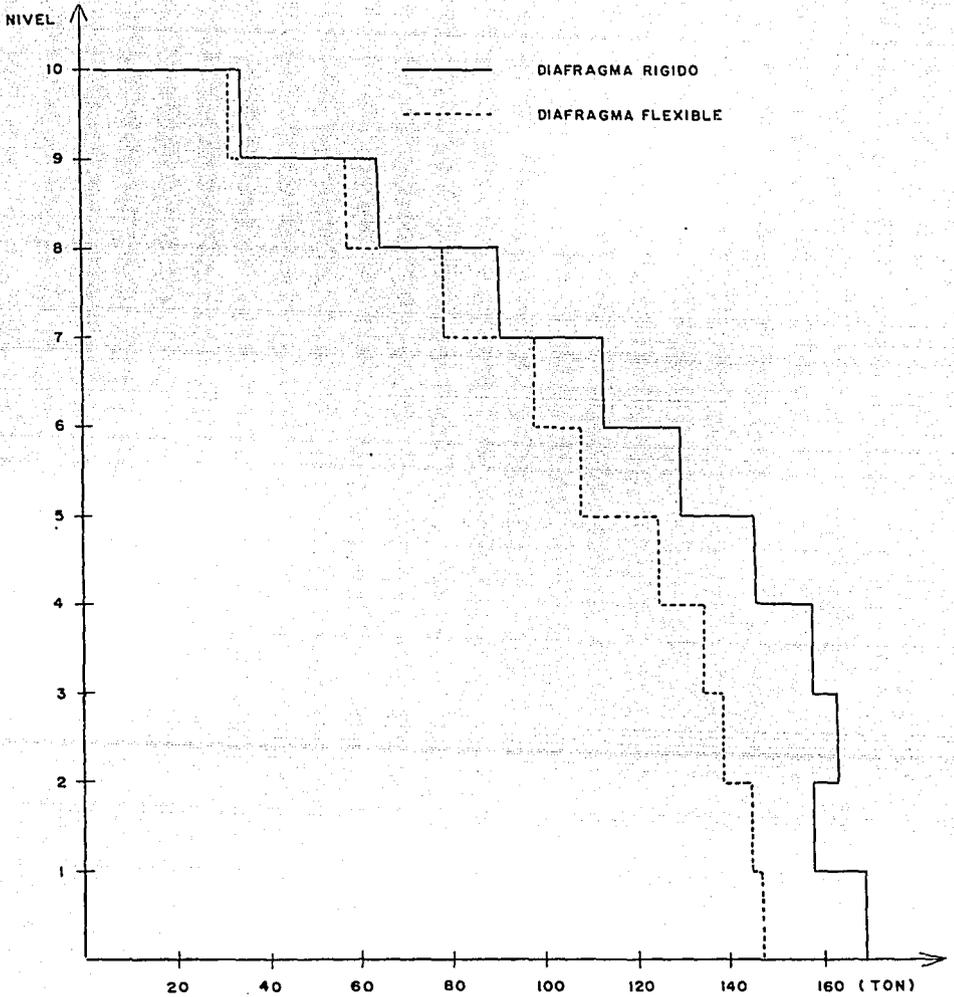


fig 3.11 Fuerzas cortantes de entrepiso (eje G). CASO 3.

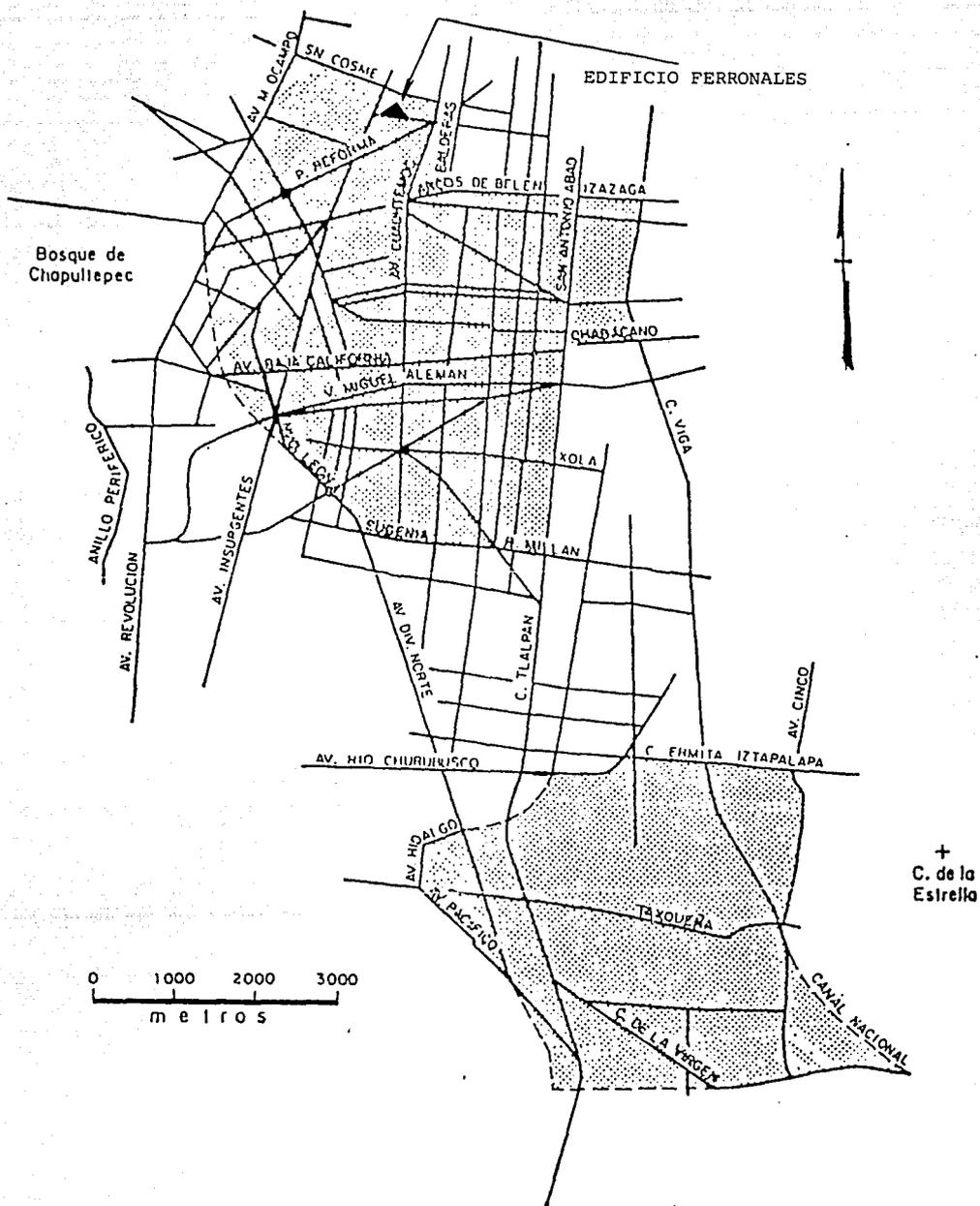


fig 4.1 Subzonificación de la zona de lago y de la zona de transición y ubicación del edificio FERRONALES.

ESTA TEMA NO DEBE  
SALIR DE LA BIBLIOTECA

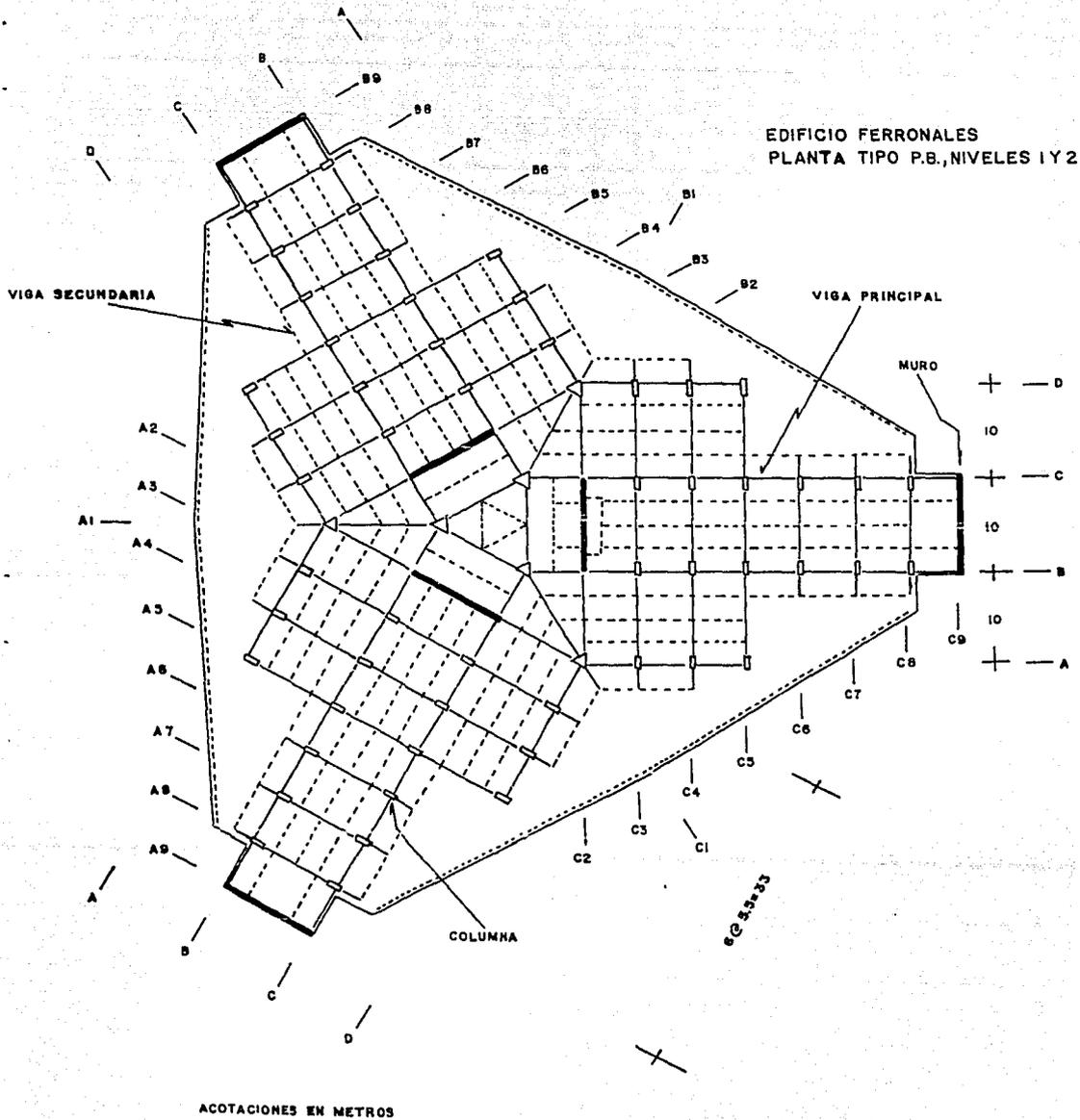


fig 4.2 Planta tipo en planta baja y los primeros dos niveles. Edificio Ferronales.

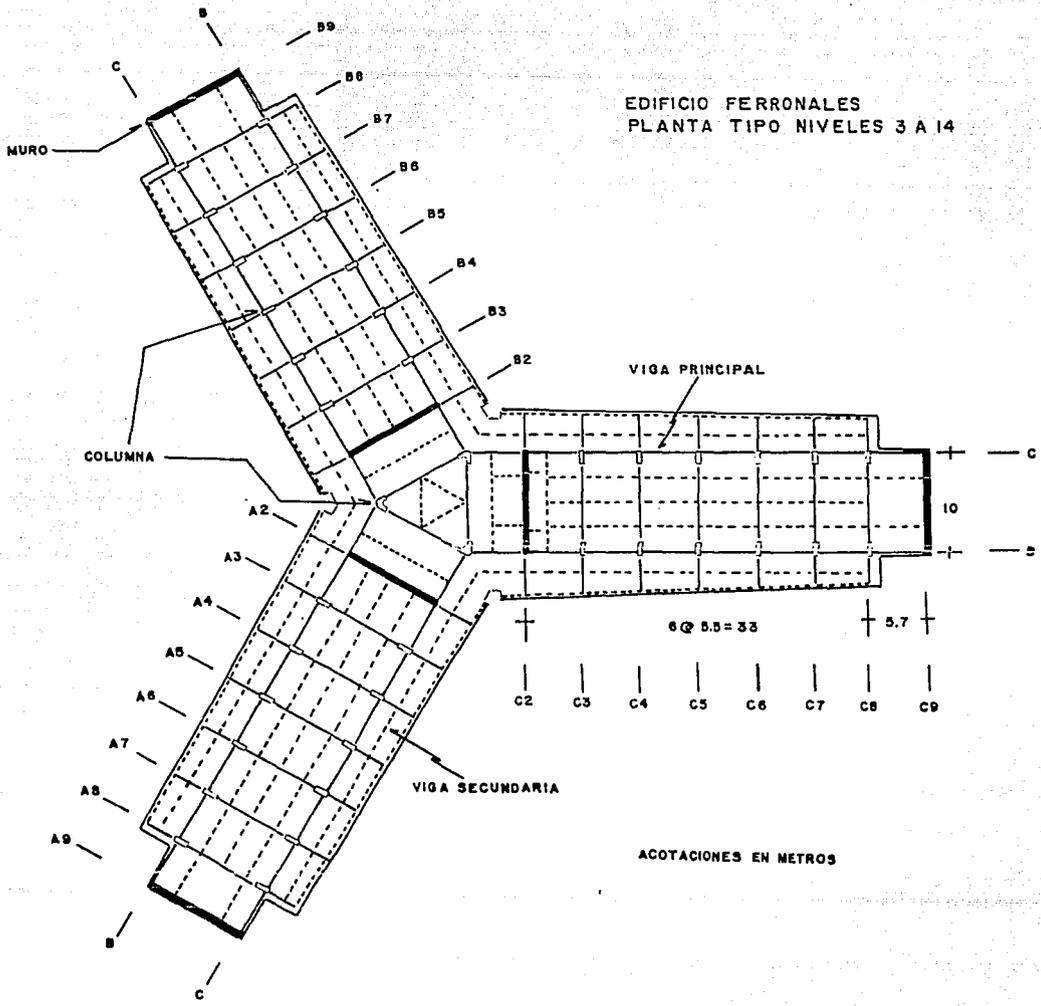


fig 4.3 Planta tipo niveles 3 a 14. Edificio Ferronales.

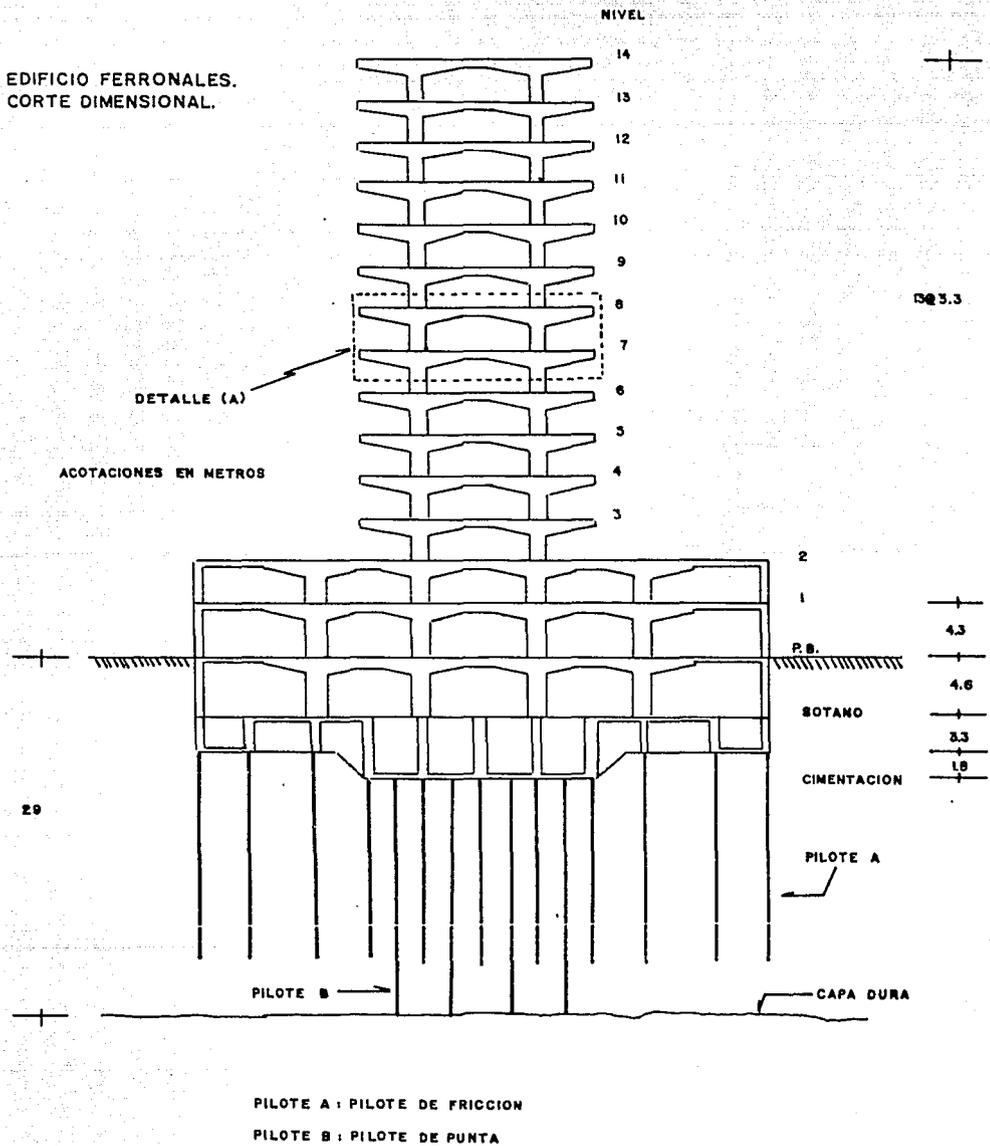


fig 4.4 Corte dimensional de un ala del edificio Ferronales, incluyendo cimentación y pilotes.

EDIFICIO FERRONALES.  
DETALLE (A).

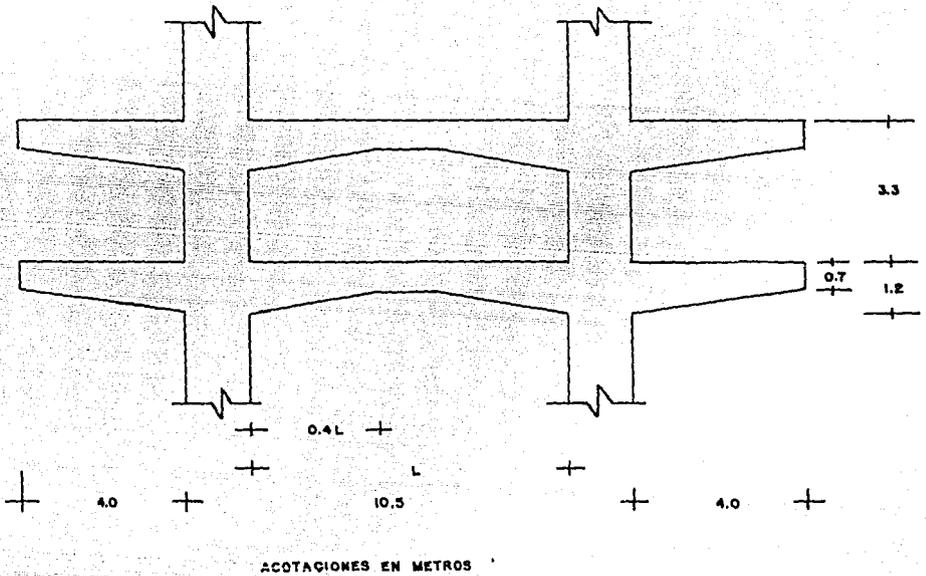


fig 4.5 Dimensiones en traves acarteladas (detalle "A").  
Edificio Ferronales.

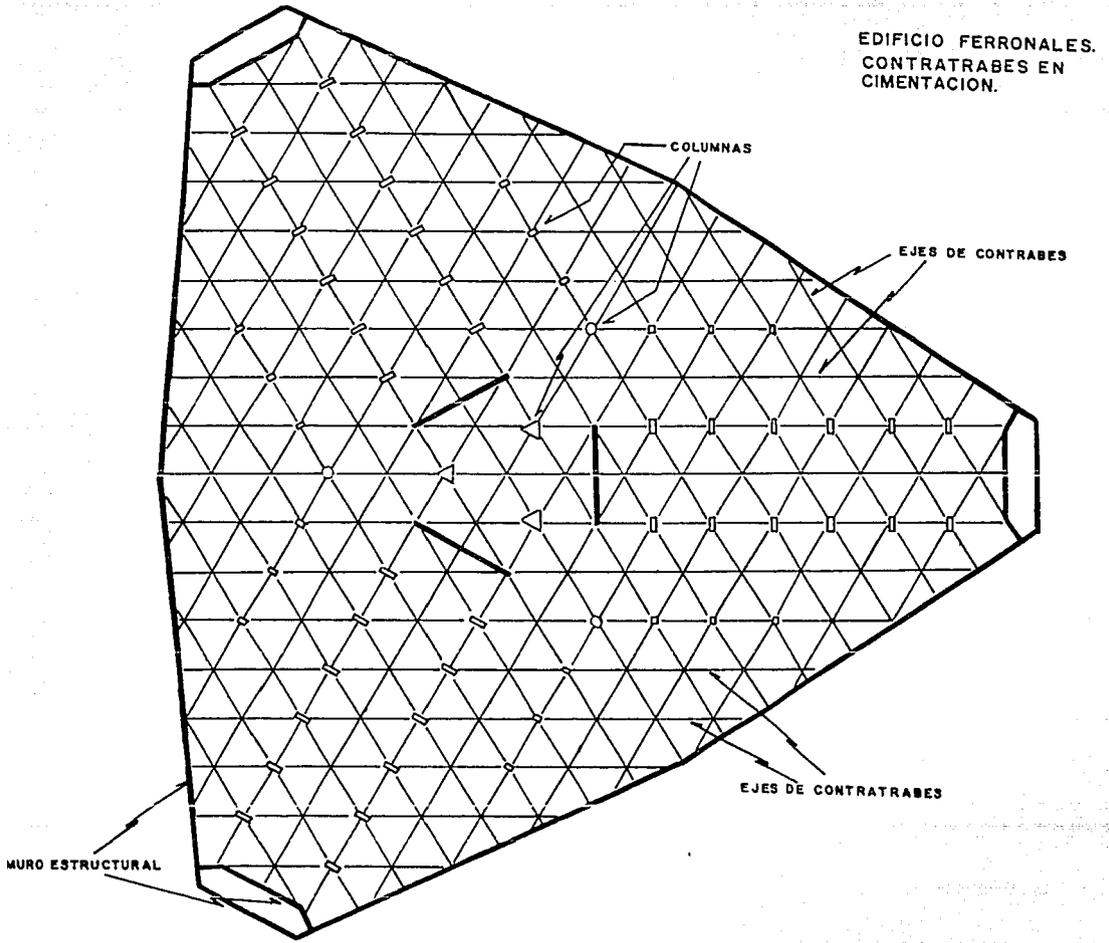


fig 4.6 Reticula de contratabes en la cimentación.  
Edificio Ferronales.

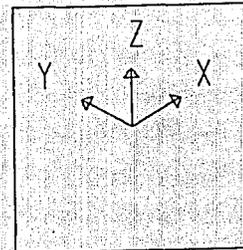
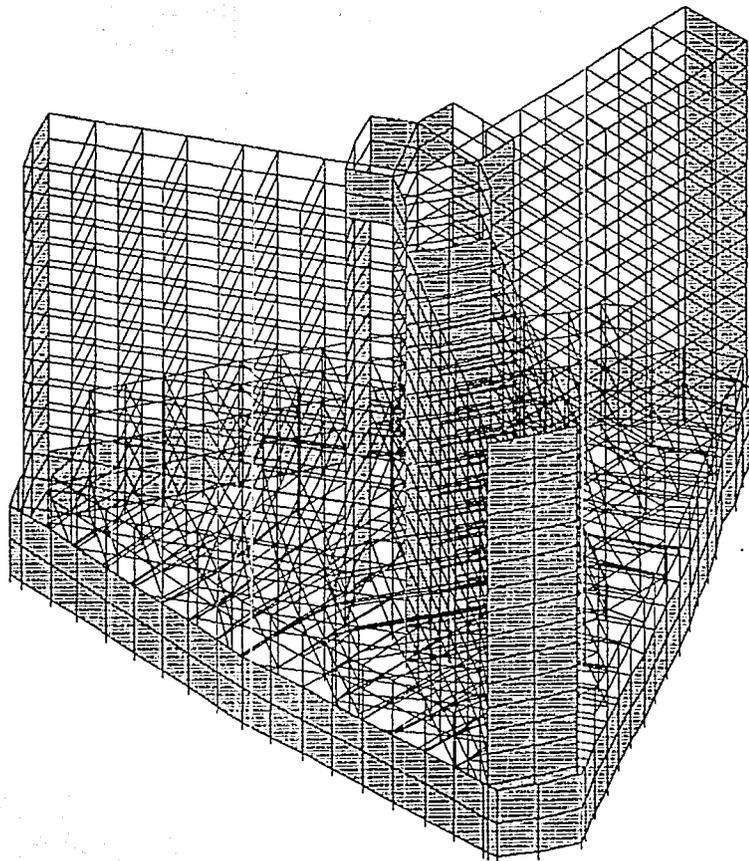


fig 4.7 Modelo tridimensional del edificio.

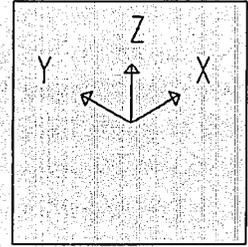
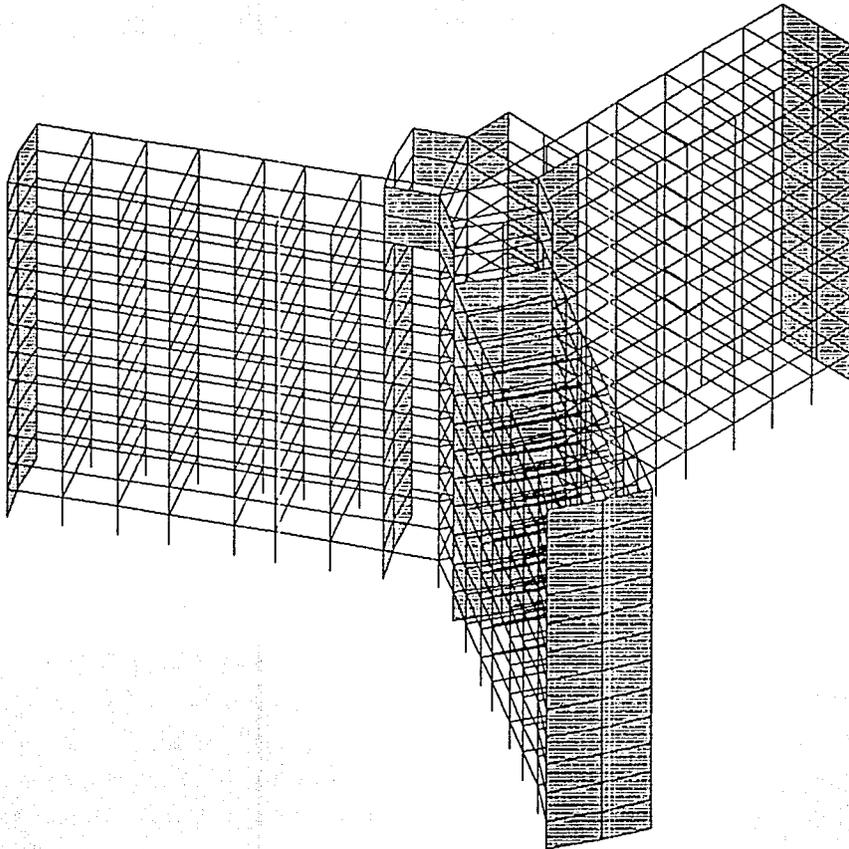


fig 4.8 Vista del modelo matemático a nivel de las tres alas.

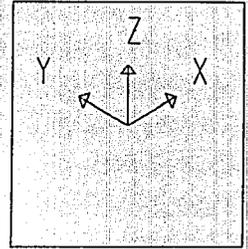
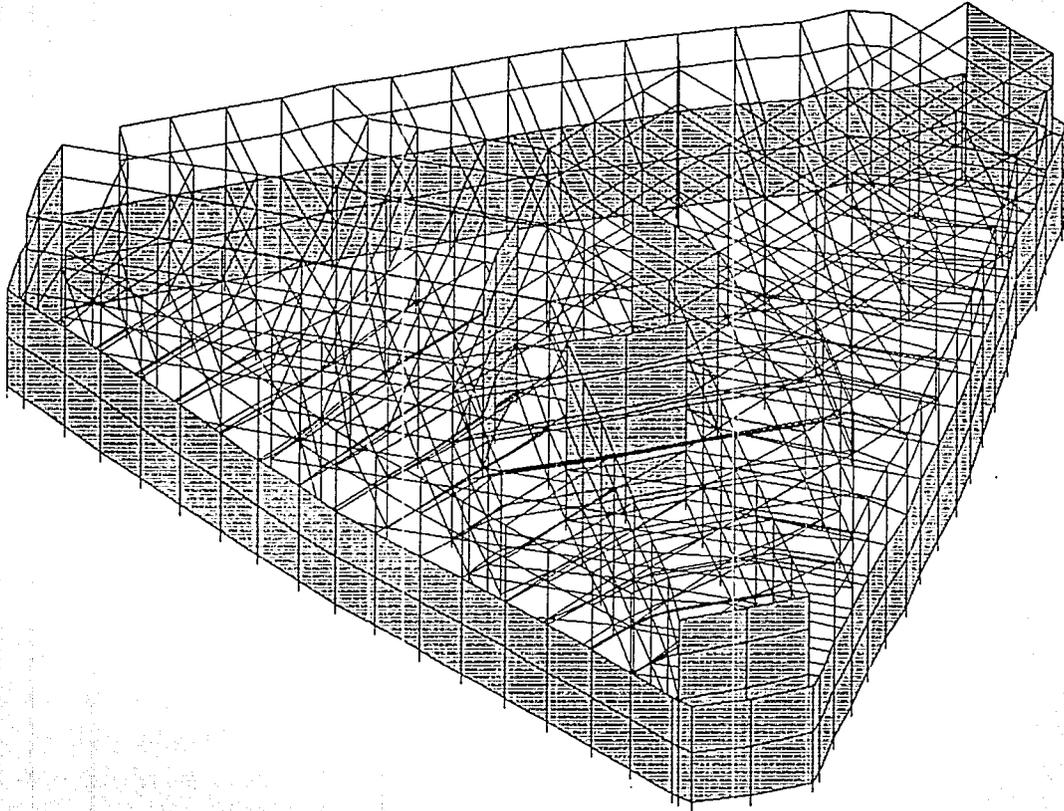


fig 4.9 Vista del modelo matemático de los niveles inferiores.

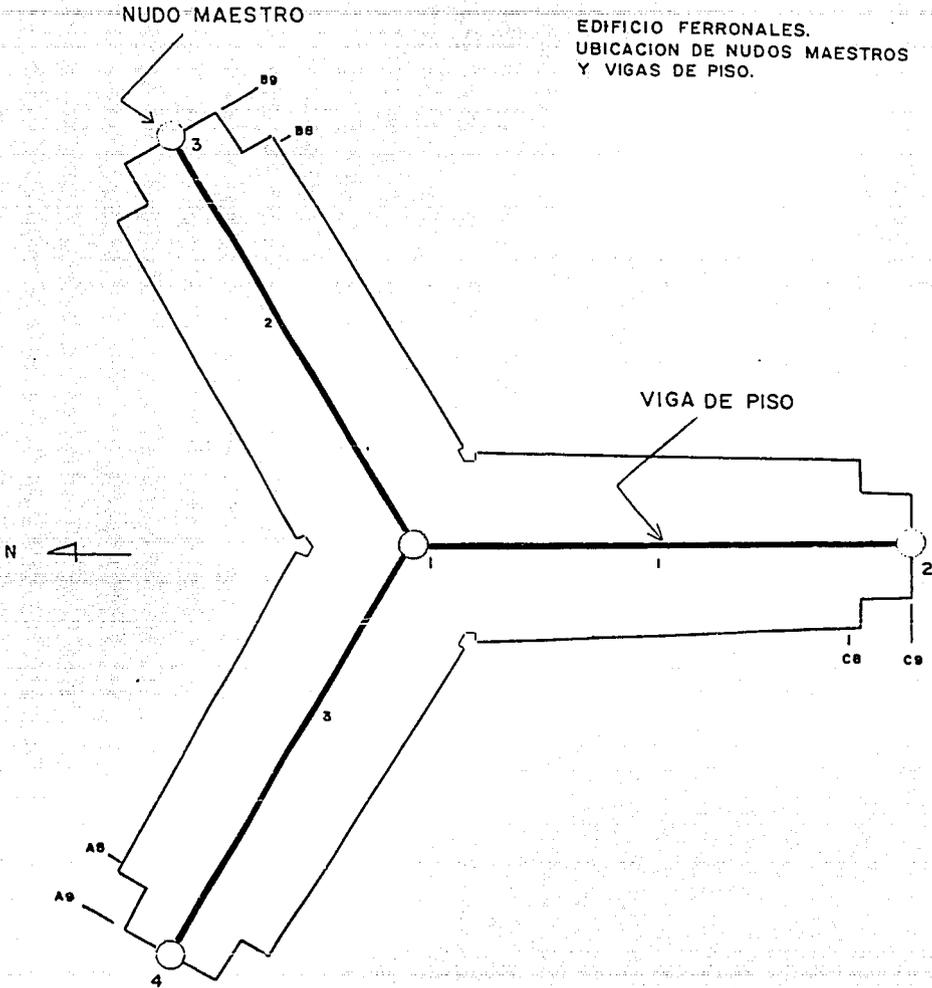


fig 4.10 Ubicación de los nudos maestros y vigas de piso en el modelo con diafragma flexible: Edificio Ferronales.

EDIFICIO FERRONALES.  
EJES PRINCIPALES DE RIGIDEZ.

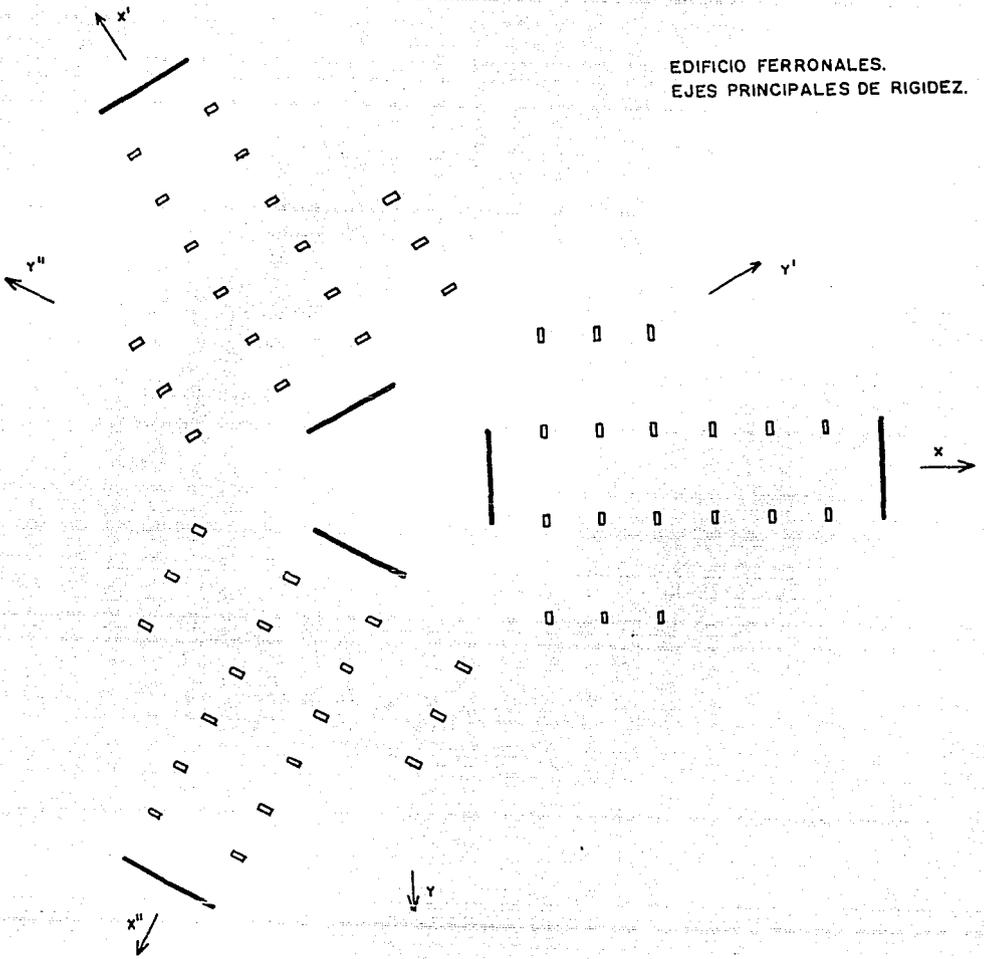


fig 4.11 Ejes principales de rigidez en el edificio Ferronales.

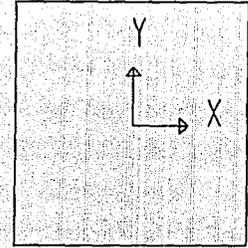
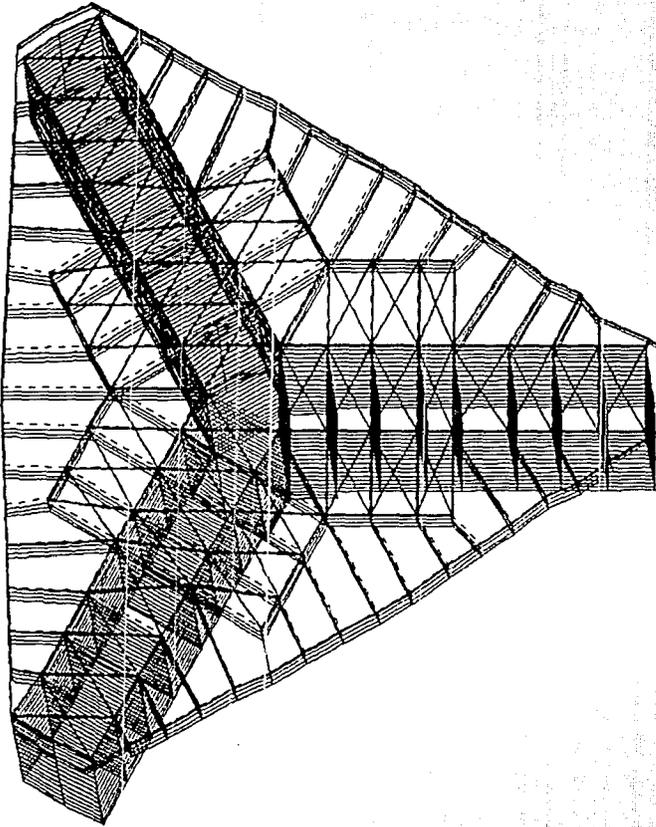


fig 4.12 Primer modo de vibrar.

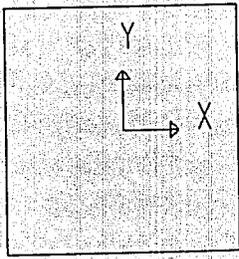
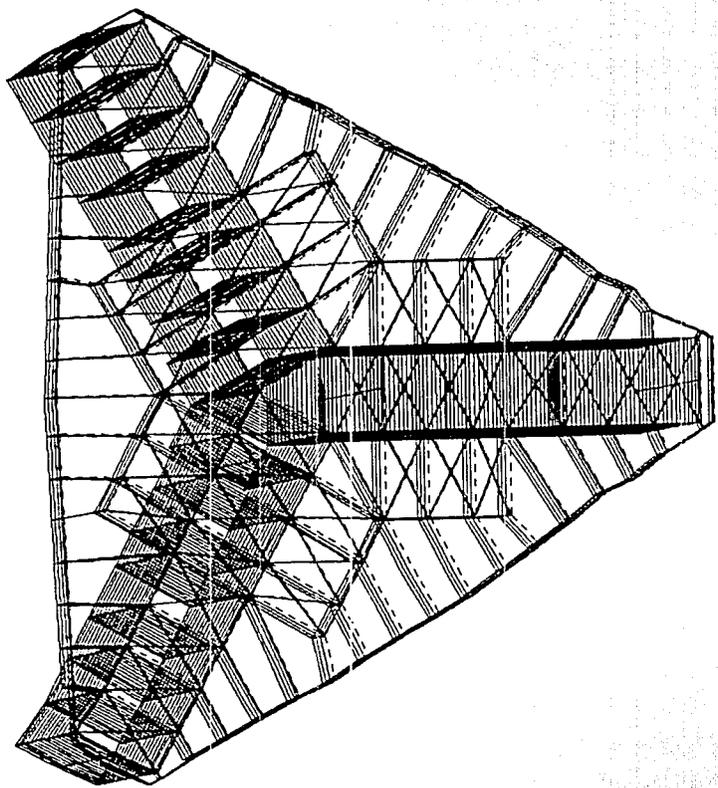


fig 4.13 Segundo modo de vibrar.

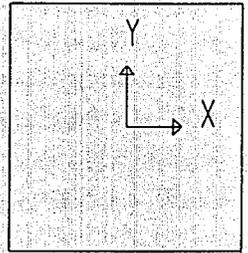
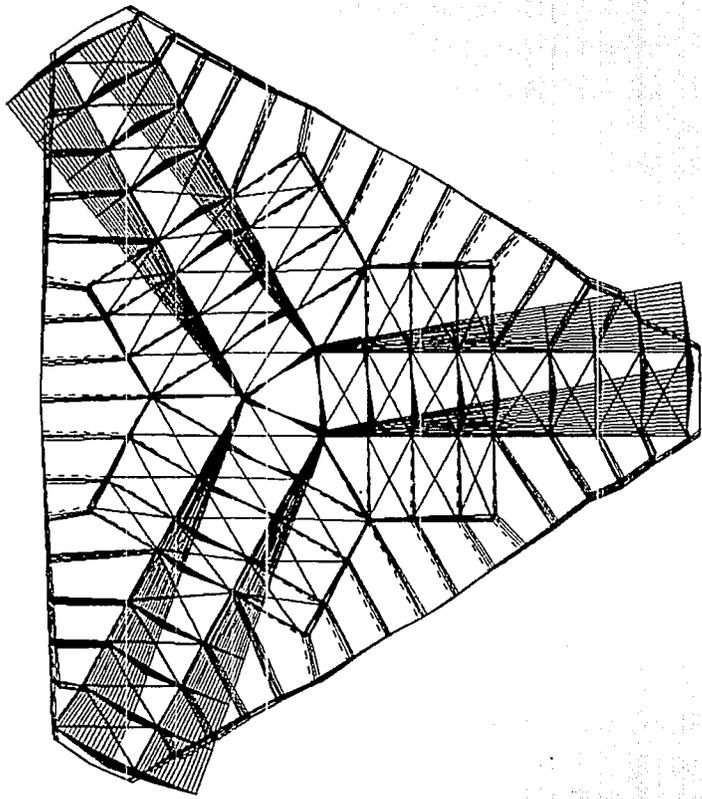


fig 4.14 Tercer modo de vibrar (torsión).

fig 4.15 Desplazamientos horizontales máximos totales (multiplicados por Q=2). Diafragma rígido (sismo en "X" o en "Y") y diafragma flexible (sismo en "Y"). Nudo maestro 2). Edificio Ferronales.

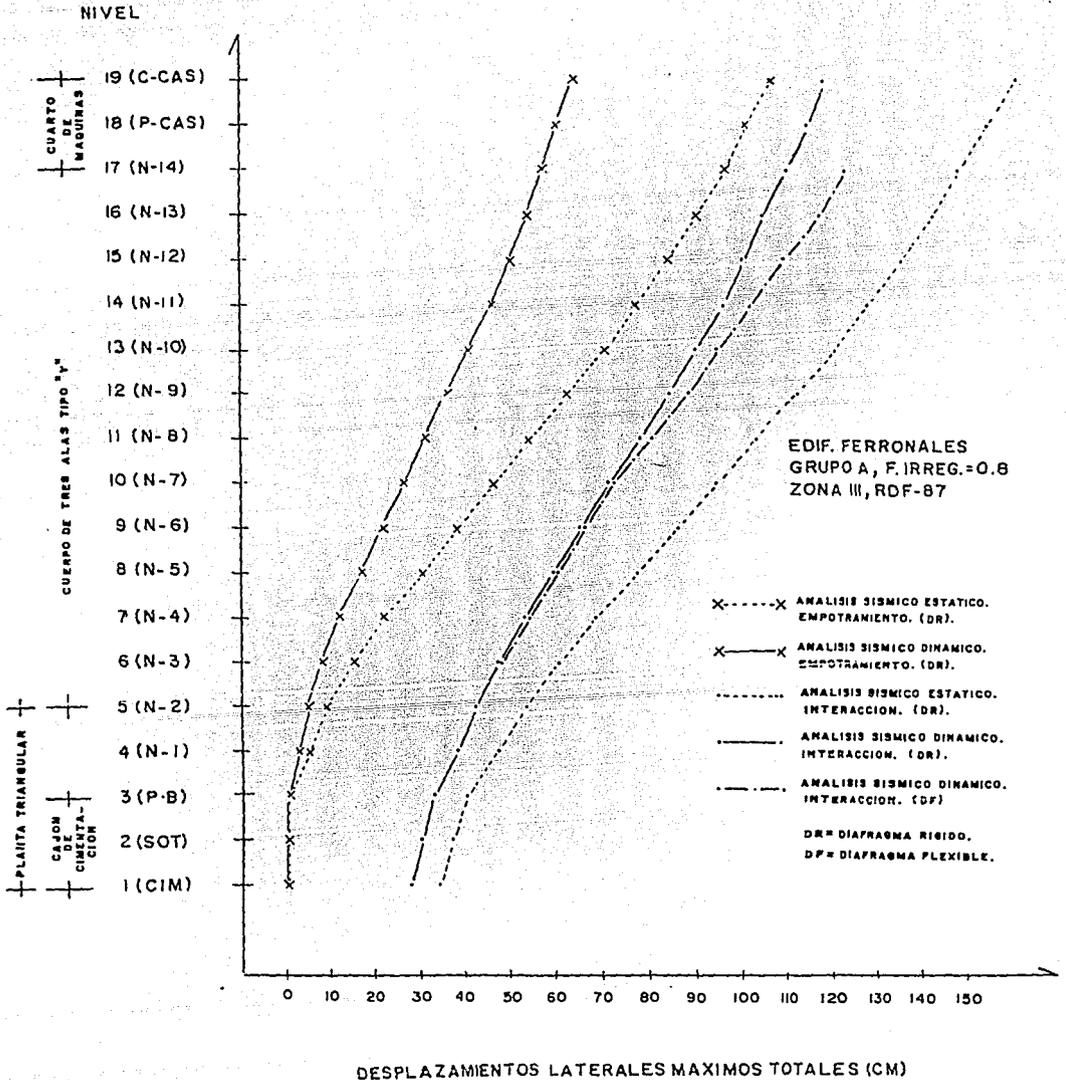
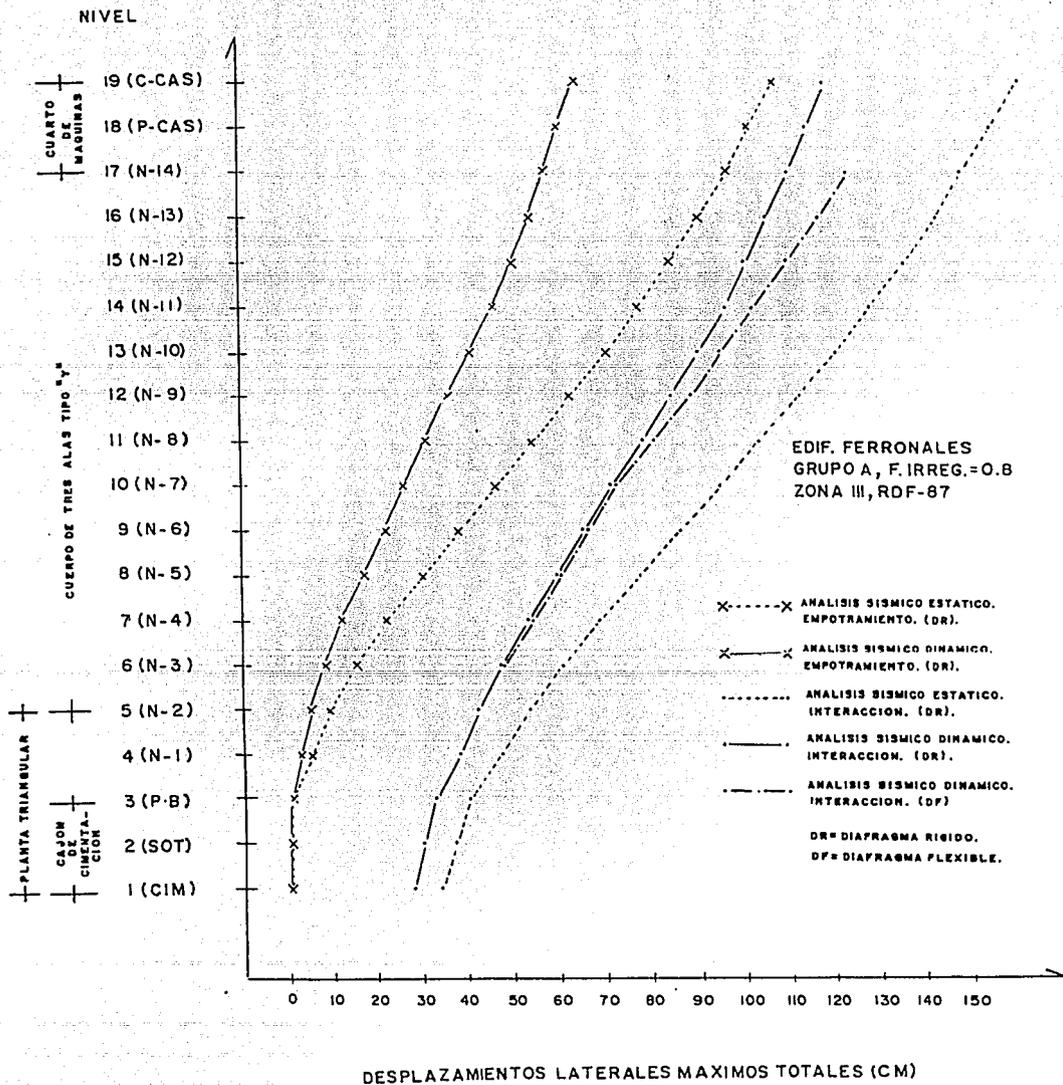


fig 4.15 Desplazamientos horizontales máximos totales (multiplicados por Q=2). Diafragma rígido (sismo en "X" o en "Y") y diafragma flexible (sismo en "Y". Nudo maestro 2). Edificio Ferronales.



EDIF. FERRONALES  
GRUPO A, F.IRREG.=0.8  
ZONA III, RDF-87

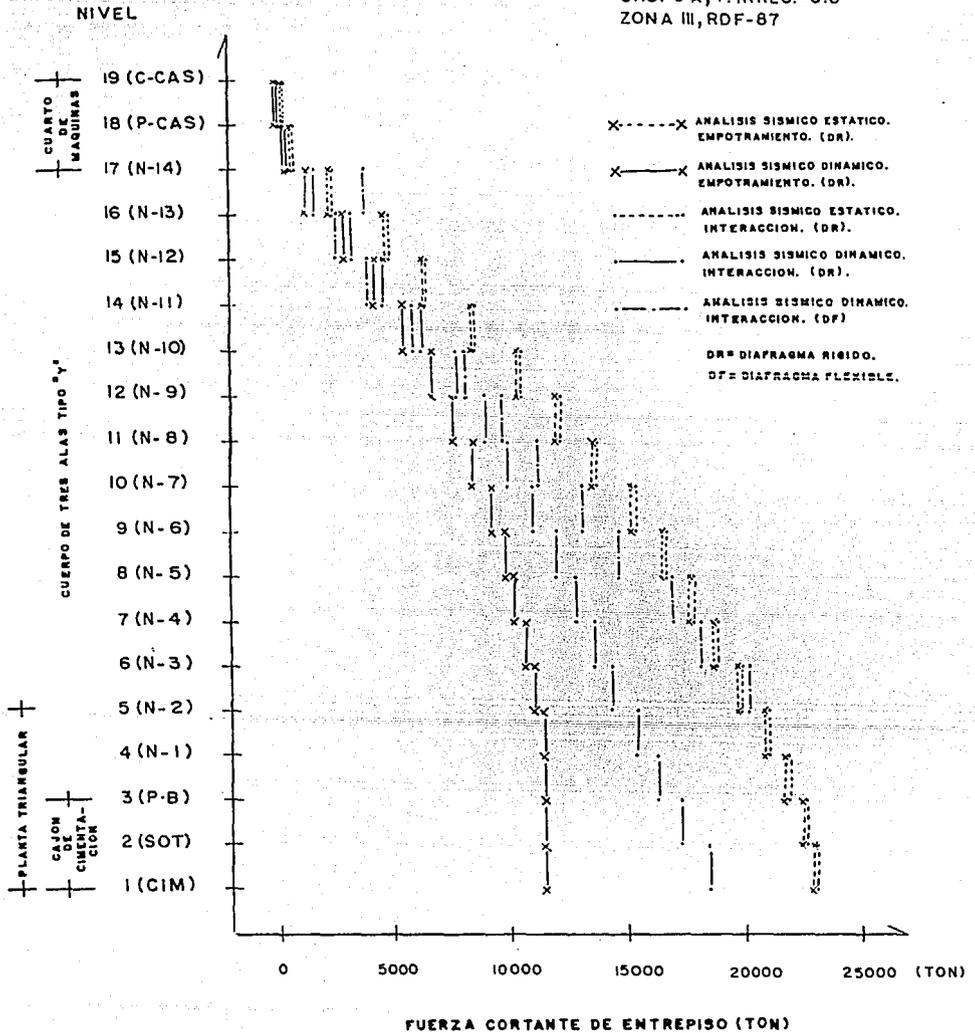


fig 4.16 Fuerzas cortantes de entrepiso. Diafragma rígido (sismo en "X" o en "Y") y diafragma flexible (sismo en "Y"). Edificio Ferronales.

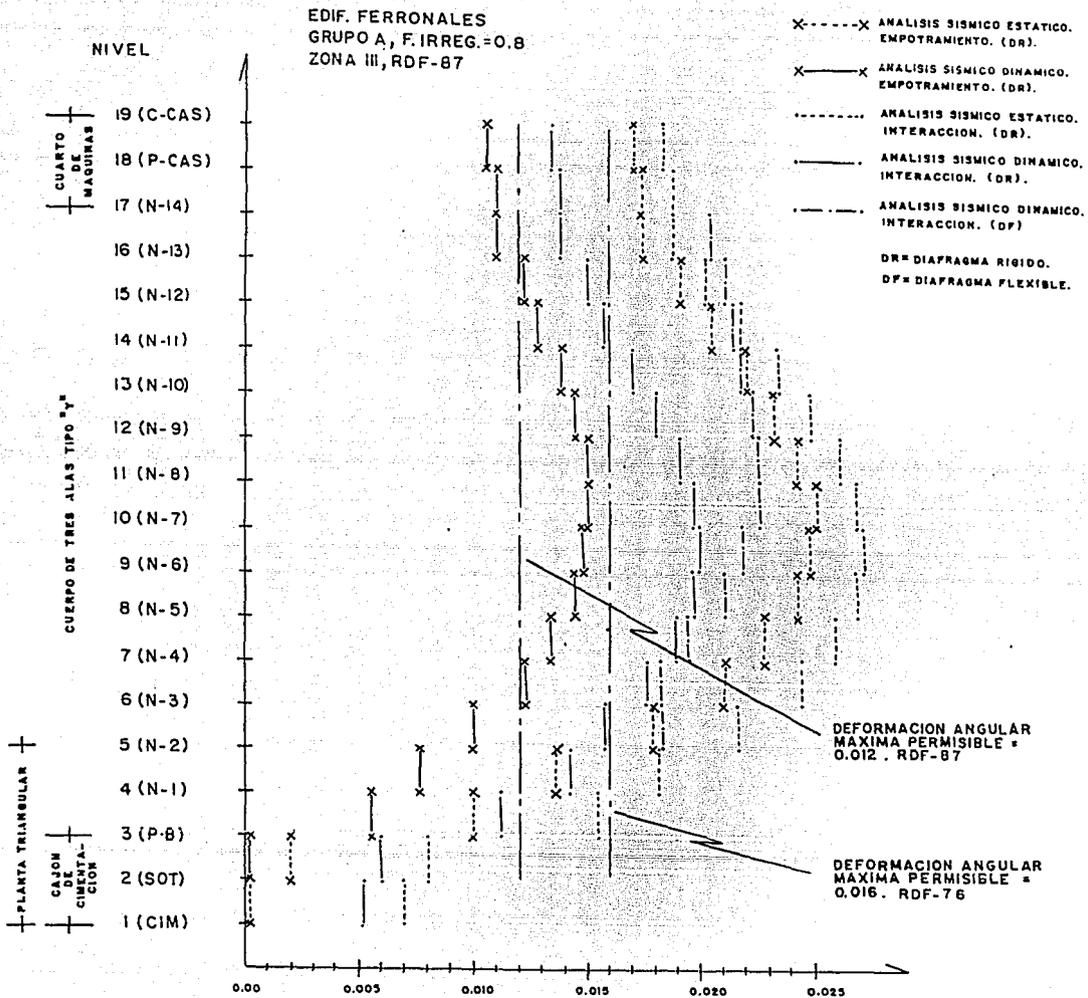
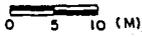


fig 4.17 Desplazamiento horizontal relativo entre la altura de entrepiso. Diafragma rígido (sismo en "X" o en "Y") y diafragma flexible (sismo en "Y". Nudo 2). Edificio Ferronales.

EDIF. FERRONALES  
GRUPO A, F.IRREG.=0.8  
ZONA III, RDF-87

ESCALA:

PLANTA



DESPLAZAMIENTOS

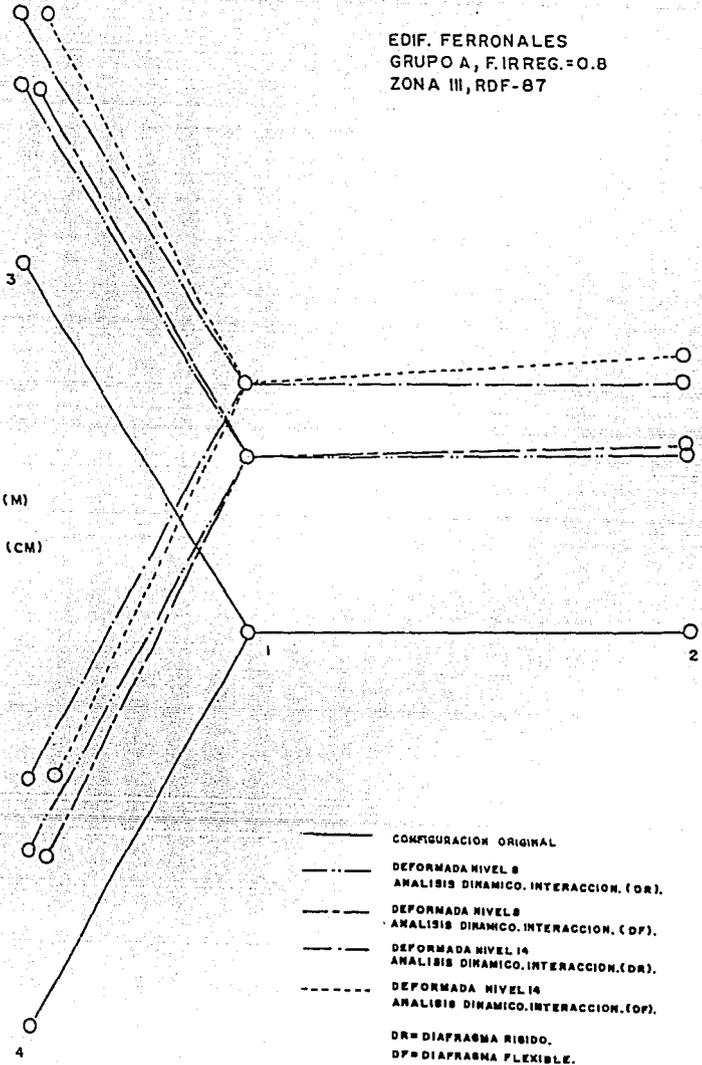
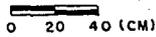


fig 4.18 Deformadas de los niveles 14 y 8, cuando el sismo actúa en la dirección "Y". Edificio Ferronales.

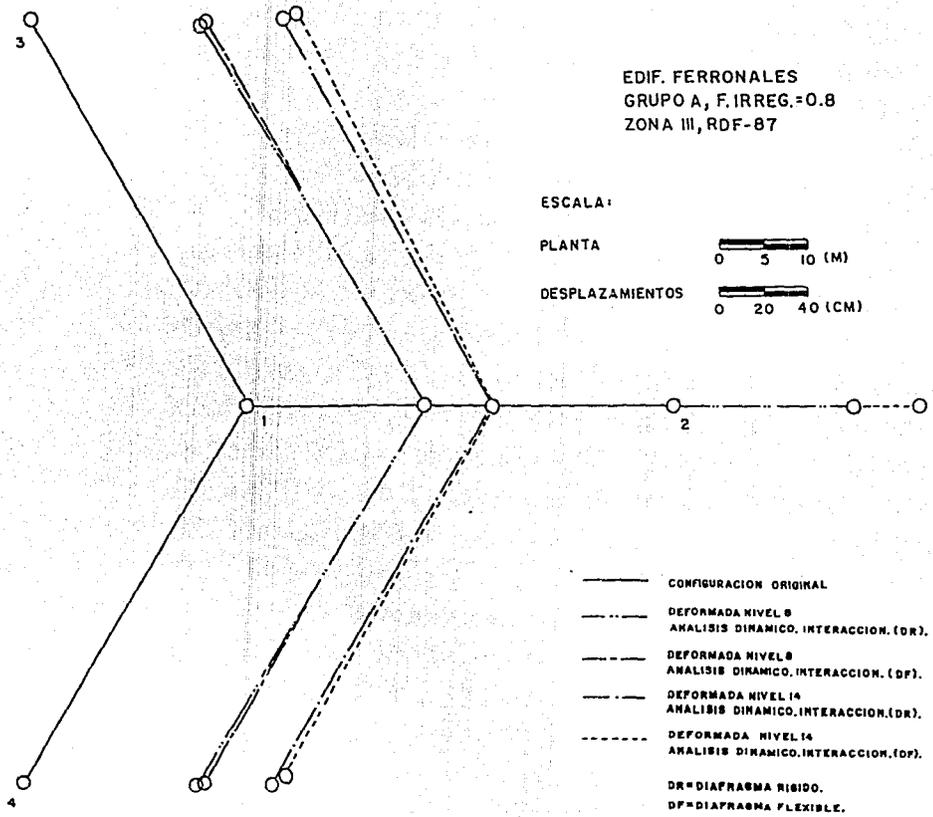


fig 4.19 Deformadas de los niveles 14 y 8, cuando el sismo actúa en la dirección "X". Edificio Ferronales.