

**VULNERABILIDAD SISMICA DEL EDIFICIO DEL MINISTERIO DE  
RECURSOS NATURALES, ENERGIA Y MINAS.**

**Ing. Adolfo Matamoros  
Laboratorio de Ingeniería Sísmica  
Universidad de Costa Rica**

**Ing. Miguel Cruz A. M.Sc.  
Profesor de la Escuela de Ing. Civil  
Universidad de Costa Rica**

**RESUMEN**

Se presenta en este trabajo la metodología empleada para analizar y determinar la vulnerabilidad sísmica del Edificio del Ministerio de Recursos Naturales, Energía y Minas, MIRENEM.

Dada la complejidad del edificio se modeló la estructura mediante dos modelos estructurales, el primero compuesto por 10 marcos planos que simulan los diferentes ejes de resistencia del edificio, y el segundo compuesto por un solo marco tridimensional que contempla a todos los elementos. Del análisis comparativo de ambos modelos se obtuvieron pocas diferencias por lo que se confía en la predicción de las características estáticas y dinámicas del edificio.

Según el análisis como estructura tipo 2 se pudo constatar que la capacidad a flexión o flexo-compresión de la mayoría de los elementos está por encima de la demandada en el análisis, lo que indica que la incursión en el rango inelástico se presentará para fuerzas mayores que las consideradas. Según la configuración de la cimentación se espera que estos elementos presenten un comportamiento poco seguro aún para las fuerzas del análisis tipo 2; se espera que aquí y en las vigas cortas se presente la mayor disipación de energía, lo que no es lo más conveniente desde el punto de vista de seguridad sísmica.

Se hace ver en este trabajo que el análisis de vulnerabilidad no debe basarse únicamente en la confrontación con un código establecido, sino que debe enfocarse a la luz del comportamiento esperado.

**ABSTRACT**

It is presented in this paper the methodology used to assess and determine the seismic vulnerability of the Ministry of Natural Resources, Energy and Mines' Building.

Given the complexity of the structure, two different structural models were evaluated. The first of them considered the whole structure divided in 10 space frames which take into account the total stiffness of the structure. The second model is composed of only one frame, that comprises the properties of all the elements of the structure. After comparing the results obtained with both models little differences were found among them, so it is concluded that the static and dynamic characteristics of the structure are well represented.

According to the forces obtained with the type two design spectrum of the Costa Rica's Seismic Code, the flexure strengths and the combined axial and flexure strengths are well beyond the generated forces. This means that the inelastic range will be reached for seismic forces bigger than the ones considered in this type of analysis. Given the type of footing that the building has, an unsafe behavior is expected even for the forces generated with the type two design spectrum. Most of the energy will be dissipated by inelastic deformation of short beams and by the footings, which is not adequate for seismic safety.

It is also a conclusion of this paper that a seismic vulnerability analysis must not be based only in a comparison with the requirements established by a seismic code. It is also very important to analyze the expected behavior of a structure.

### DESCRIPCION DE LA ESTRUCTURA

Los planos y especificaciones originales del edificio son del proyecto denominado "Hotel Vista Palace". Están fechados en diciembre de 1972. Además, posteriormente a esta fecha se añadieron varias láminas con modificaciones al proyecto original. La obra fue terminada a mediados de los años setenta, y adquirida por el Ministerio de Recursos Naturales Energía y Minas en 1982.

El edificio se encuentra ubicado en la calle 25, entre las avenidas 8 y 10. Cuenta con un sótano y diez pisos.

En lo que se refiere a su estructura, el edificio tiene una cimentación conformada por placas aisladas. Los elementos resistentes principales son tres muros irregulares (el muro de las escaleras tiene forma de tubo, y los otros tienen forma de C), tres muros rectangulares y una columna, que van desde el sótano hasta el décimo nivel. Esto se puede apreciar claramente en la figura N°1, que muestra la planta de cimientos del edificio.

Los entrepisos son de viguetas pretensadas en todas las plantas de la estructura (en algunas pequeñas zonas se utilizan losas coladas, como en las inmediaciones del ducto de elevadores).

La planta del primer piso se encuentra parcialmente apoyada sobre el suelo y su elevación es de 3.40 mts. La segunda planta tiene una losa que sirve de base a la jardinera en el costado este, lo que hace que el piso tenga una mayor masa y excentricidad. La diferencia de nivel entre la primera y la segunda plantas es de 3.60 mts.

Del tercer al noveno pisos hay una planta típica, con una diferencia de nivel de 3.00 mts. El décimo piso es el de menor área de construcción.

Las paredes y divisiones son de mampostería, y su efecto distorcionador no fue considerado en el análisis.

Contiguo al edificio, en los costados norte y sur, hay dos estructuras de dos plantas, y por el costado oeste está edificada la piscina. No se considera el efecto que el choque con esas estructuras puede ocasionar porque a esa altura los desplazamientos son muy pequeños y no hay ninguna unión estructural con ellas.

En el análisis se consideraron las propiedades de los elementos de acuerdo con las especificaciones establecidas en los planos, a saber  $f'c = 210 \text{ Kg/cm}^2$  y  $f_y = 2800 \text{ Kg/cm}^2$ .

Como convención de signos a lo largo del trabajo se denomina la dirección este-oeste como dirección X o dirección 1. A la orientación norte-sur se le denomina como dirección Y o dirección 2.

### CONSIDERACIONES DEL ANALISIS

Como la estructura tiene más de siete pisos, se hizo un análisis dinámico utilizando el programa ETABS (el Código Sísmico de Costa Rica recomienda este tipo de análisis para estructuras de más de 7 pisos de altura en su artículo 2.6.2).

Se supuso que los entrepisos de la estructura son infinitamente rígidos, por lo que hay tres grados de libertad por nivel (dos traslacionales y uno rotacional). Con base en estas suposiciones se encontraron las formas modales y los nueve períodos mayores de la estructura.

Para estimar las solicitaciones en caso de sismo, se adoptaron las cinco combinaciones de carga que propone el Código Sísmico:

1. 1.4 CP + 1.7 CT
2. 0.75 (1.4 CP + 1.7 CT) + CS
3. 0.75 (1.4 CP + 1.7 CT) - CS
4. 0.95 CP + CS
5. 0.95 CP - CS

donde: CP = Carga Permanente.  
CT = Carga Temporal.  
CS = Carga de Sismo.

### Resistencia de los elementos estructurales

#### Elementos a flexión

Para estimar la capacidad a flexión de las vigas se utilizaron las fórmulas convencionales del Código ACI en su versión de 1983 para secciones rectangulares simplemente reforzadas.

La capacidad para resistir solicitaciones a cortante del concreto se estimó partiendo de los requerimientos del mismo código.

Las solicitaciones a cortante se estimaron utilizando las que fueron obtenidas en el análisis cuando se consideró un comportamiento similar al de estructuras tipo 3 y tipo 4 del Código Sísmico. Cuando se consideró que la estructura se comportaba como una de tipo 2, las solicitaciones a cortante se calcularon utilizando la fórmula que establece el Código Sísmico para ese efecto:

$$V_u = \frac{M_{cpj} + M_{cpi}}{L-d} + 0.75 (1.4 W_{cp} + 1.7 W_{ct}) \frac{(L-d)}{2}$$

### Elementos a Flexocompresión (Columnas y Muros)

Para estos elementos se hicieron los respectivos diagramas de interacción con el objeto de calcular su capacidad a flexión.

Cuando la carga axial era menor que  $0.1 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot A_g$  se utilizó el punto del diagrama de interacción correspondiente a flexión pura.

Para calcular la capacidad a cortante se siguió un criterio similar al anterior (caso de elementos en flexión), considerando como área a cortante el alma de la sección de concreto.

En el caso del muro circular, se tomó el área como una sección rectangular con alma (ancho) equivalente de dos veces el espesor del cilindro, y una altura equivalente al diámetro.

### **Criterios de Modelación de la Estructura**

#### Descripción de los modelos utilizados

Se utilizaron dos modelos para evaluar la estructura. Uno de ellos considera la rigidez de los elementos distribuida en marcos planos con inercia y área respecto a un eje solamente. El otro modelo considera la inercia en ambas direcciones de los elementos reunidos en un solo marco total.

#### Criterios para la modelación de las vigas

Para modelar las vigas se hicieron las siguientes consideraciones:

- Se despreció el efecto de las losas en la inercia de las vigas.
- Se consideró su inercia como el promedio de su inercia bruta y su inercia agrietada.
- Su luz en los marcos se definió de centro a centro, de los puntos que definían la ubicación de los muros de cortante con sus correspondientes zonas rígidas (ver figuras N°5, N°6 y N°7).
- Su módulo de elasticidad se definió de acuerdo al Código ACI.

#### Criterios para la modelación de columnas y muros

Para modelar los muros estructurales y las columnas se siguieron las siguientes normas:

- Se tomó su inercia como el 100 % de la inercia bruta.
- Para los muros irregulares se definieron puntos que estuvieran dentro de las líneas que definían las vigas

con el fin de modelar las propiedades de las mismas con la mayor exactitud posible. Una vez con estos puntos definidos, se calculó la inercia de los muros con respecto a dichos puntos, según los ejes X y Y de la estructura. Con este cálculo hecho, se definió la orientación de sus ejes principales. Las figuras N°5 a N°7 ilustran este concepto.

#### critérios de modelación para elementos tipo panel

Se definieron elementos tipo panel para representar un muro de mampostería estructural ubicado en la fachada norte de la estructura y que es continuo desde el segundo hasta el noveno pisos. Para estos elementos se consideró:

- se tomó  $G = \frac{E}{2 * (1 + \mu)}$
- $\mu = 0.22$
- $E = 550\ 000\ \text{ton/m}^2$

#### critérios de tipo general

Además de los criterios antes expuestos se utilizaron otros de tipo general que son:

- Se supusieron los entrepisos infinitamente rígidos.
- Se modeló la cimentación como placas aisladas empotradas en el suelo.
- Originalmente se clasificó a la estructura como tipo dos debido a su poca exentricidad y a su gran rigidez a la torsión, proporcionada en su mayor parte por los muros perimetrales. También se hicieron consideraciones del comportamiento de la estructura si fuera de tipo 3 o de tipo 4.
- Se tomó el coeficiente sísmico como:  
$$c = a\ \text{máx} * 0.8 * \text{FAD} \quad (\text{C.S.C.R.})$$
- Se utilizaron los espectros antes mencionados considerando:
  - Vida útil de la estructura: 70 años.
  - Probabilidad de exedencia del evento máximo: 0.40
  - Período de retorno (calculado para las dos condiciones anteriores con la fórmula que da el Código: 50 años.

- Aceleración máxima (tomada de la tabla de isoaceleraciones respectiva): 15 % de la aceleración de la gravedad.
  - Aceleración máxima para un sismo fuerte (considerando un período de retorno de 100 años): 30 % de la aceleración de la gravedad.
- Las masas por piso y los momentos polares de inercia se calcularon utilizando la recomendación del Código Sísmico en el artículo 2.5.5, de considerar el 100 % de la carga permanente más un 15 % de la carga temporal. En el cálculo de ambos valores se incluyó el peso de los elementos no estructurales.

### Efecto de las cargas verticales en los marcos

Al estimar los desplazamientos y sollicitaciones debidos a la carga gravitacional se utilizaron los mismos valores de carga temporal y carga permanente recomendados por el Código Sísmico de Costa Rica. En este caso se mayoraron dichos valores de acuerdo a las combinaciones que establece el Código Sísmico.

Para calcular la carga axial en las columnas se dividió el área total de los entrepisos en áreas de influencia para cada columna y muro, distribuyendo el peso conforme a dicha proporción. En la figura N°4 se muestra la división de las plantas en zonas de influencia del tercer al noveno pisos.

### MODELO BIDIMENSIONAL

A continuación se hace una descripción de cuáles son las características particulares de este modelo.

A cada muro se le dividió la sección, asignando a cada una de las dos direcciones perpendiculares el área que mayor resistencia aporta en esa dirección dada. Al introducir las propiedades de los elementos en el archivo de datos, se incluyó solamente el área y la inercia en la dirección del marco. Este procedimiento fue utilizado para no duplicar la inercia (y por tanto la rigidez) de los elementos.

Por dificultades para su modelación se elimina la viga entre los ejes 8 y 9 que va en dirección diagonal (ver las figuras N°5 y N°6).

Las dos principales limitaciones de este modelo son:

- las áreas de los muros se dividen de acuerdo a criterios aproximados.
- no se incluye la viga antes mencionada, lo que hace esperar que disminuya su rigidez.

## Análisis de Resultados

Los dos períodos principales son de 1.11 y 0.65 segundos respectivamente.

Los primeros tres modos son predominantemente traslacionales, y el cuarto tiene una componente rotacional importante. De este resultado es posible inferir que la rigidez rotacional de la estructura es muy grande en comparación con su rigidez traslacional, por lo que es de esperar un comportamiento de estructura regular en la medida en que no se incurra en el rango inelástico.

La dirección más flexible de la estructura (en la que es predominante el primer modo de oscilación) es la dirección X.

### MODELO TRIDIMENSIONAL

En este caso se definieron las propiedades de los marcos respecto a puntos determinados por la intersección de las vigas de los marcos, para poder modelar las mismas adecuadamente.

En la figura N°7 se muestra un diagrama de la planta típica de la estructura y los puntos con respecto a los cuáles se trasladaron las propiedades de los elementos.

En el caso del muro circular se obtuvo la inercia con respecto a su centroide por integración.

Los demás elementos se calcularon como la suma de un conjunto de rectángulos, a los que se les calcularon las propiedades respecto a sus respectivos centroides, y luego se trasladaron a puntos de los ejes resistivos utilizando el teorema de los ejes paralelos.

En este caso se eliminó la viga que va del elemento 12 al 13 (ver la figura N°7), porque implicaría una pérdida de precisión muy grande en la modelación de las propiedades del muro.

## Análisis de Resultados

Este modelo produce resultados un poco diferentes a los del modelo bidimensional. Los períodos de la estructura son un poco menores a los del modelo anterior. Estos valores son de 0.93 y 0.51 segundos respectivamente.

Por esta razón se puede inferir que el modelo es más rígido que el anterior. Al igual que en el modelo bidimensional, el primer y tercer modos son predominantes en la dirección X y el segundo en la dirección Y. De igual manera el cuarto modo de oscilación es principalmente torsional.

## Comparación de modelos

Haciendo una comparación de los resultados obtenidos del análisis estructural de los dos modelos se puede apreciar que ambos presentan formas modales similares. Es el modelo tridimensional el que tiene mayor rigidez.

Considerando los criterios utilizados en la modelación, el modelo tridimensional representa en forma más exacta las características de los muros irregulares. Además este modelo incluye el efecto de la viga diagonal, que se suprimió del bidimensional.

Por estas razones se compararon solicitaciones vrs capacidades utilizando los resultados obtenidos con el modelo tridimensional.

Para calcular las solicitaciones de los muros en sus centroides es necesario trasladar el efecto de las mismas (al hacer el modelo se trasladó la inercia de los muros en puntos que pertenecen a los marcos). Esto se logra fácilmente trasladando los momentos y las cargas axiales como la suma de una fuerza y un par.

También se tuvo el cuidado de descomponer las fuerzas, que están dadas en las direcciones principales de los muros, en sus componentes X y Y para poder compararlas con los diagramas de interacción adecuadamente.

### RESUMEN DE RESULTADOS

Según el análisis dinámico con espectro de estructura tipo 2 se observa que muchas secciones están lejos de alcanzar su capacidad en flexión o flexocompresión, lo que indica que las incursiones en el rango inelástico se presentarán para fuerzas mayores que las indicadas con este análisis.

Dado que la capacidad a flexión es mayor que la demanda con espectro de estructura tipo 2 la revisión por cortante se realiza según lo indica el Código Sísmico de Costa Rica.

En el eje 1 esta revisión indica que las vigas pueden presentar falla por cortante y por lo tanto frágil. En el eje 2 por el contrario, las fallas van a ser dúctiles, y se garantiza la capacidad en cortante. El muro 12 de este eje puede presentar rotulación a partir del cuarto piso.

En el eje 3 existe una viga corta propensa a fallar por cortante; los demás elementos garantizan su resistencia o su comportamiento dúctil.

El eje 4 es un eje bajo que llega hasta el segundo piso. En dos de los vanos la falla por cortante es poco probable, sin embargo en el tercer vano se colocó una pared de mampostería que lo acorta y puede producir falla por cortante. Es muy probable también que la mampostería falle por cortante. Este comportamiento podría mejorarse desligando la pared de la viga de la jardinera.

El eje 5 es un eje compuesto por un muro de mampostería ligado a la estructura que presenta grandes fuerzas de corte. De este muro no se tiene información suficiente y se presume que fallará por cortante aún para sismos moderados.

Los ejes 6, 8 y 9 tienen la posibilidad de que se exceda el rango elástico en las vigas, sin embargo, la capacidad en cortante y la ductilidad son adecuadas.

El eje 7 puede presentar falla frágil en el primer vano, y el segundo vano es una viga corta con mucha posibilidad de tener falla a cortante.

En relación a la cimentación se pudo observar que el centroide de las placas no coincide con el de los muros, causando en algunos de ellas excentricidades excesivas. Si se aceptan como reales las fuerzas del análisis espectral tipo 2 se tiene lo siguiente: para sismo en dirección X las presiones máximas son del orden de 40 ton/m<sup>2</sup>.

La placa con esfuerzos de contacto mayores es la del muro 12 que para sismo en la dirección Y puede llegar a tener esfuerzos de 90 ton/m<sup>2</sup> y con áreas de contacto menores al 50 % del área de la placa.

Es indudable que la capacidad del edificio está más allá de las fuerzas que demanda el análisis con espectro de estructura tipo 2 del Código Sísmico de Costa Rica; sin embargo estas fuerzas podrían llegar a causar daño en la cimentación, en las vigas cortas y rotulación en algunas vigas largas, por lo que el comportamiento de la estructura es incierto. La disipación de la energía se presentará por rotación excesiva de la base, por falla en cortante de las vigas cortas y algunas zonas de rotulación. Esto hace que las fuerzas que se lleguen a presentar sean y deban ser consideradas como mayores a las que se originan con el espectro para estructura tipo 2, con lo que se concluye que la estabilidad de la estructura se puede ver comprometida a la hora de un sismo fuerte.

## CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

### Conclusiones Generales

El análisis estructural se hizo según dos ejes ortogonales que representaban las direcciones de los ejes resistivos de la estructura y no sus ejes principales, que no se conocen.

El comportamiento de la estructura semeja el de una viga en voladizo, lo que se puede comprobar al analizar su primeras formas modales. Esto es de esperarse debido a su gran esbeltez. Este tipo de comportamiento implica que hay poco acoplamiento lateral entre muros.

A pesar de que se dan excentricidades grandes, hay una gran rigidez torsional, lo que hace que su formas de oscilación principales tengan características de movimiento lateral predominante.

El comportamiento de viga en voladizo antes mencionado hace que se den grandes momentos en la base del edificio.

Al hacer el análisis dinámico con los espectros de diseño que estipula el Código Sísmico de Costa Rica para estructuras tipo 2, 3 y 4, la capacidad de la mayor parte de sus elementos sobrepasa las demandas que se dan. Esto es mucho más notorio para el caso del análisis con el espectro de estructura tipo 2.

Esto hace esperar que las fuerzas que se den en la estructura para el sismo de diseño lleguen a ser mayores que las de los espectros antes mencionados, y bastante cercanas a las del espectro elástico.

Además, hay casos de vigas cortas que probablemente alcanzarán la falla frágil, comportamiento que también puede llegar a darse en vigas que no tienen una ductilidad adecuada.

Los paños de mampostería no fueron incluidos en el análisis, por lo que su efecto distorsionador altera en la realidad el comportamiento teórico obtenido a partir de los modelos. Esto se ha podido comprobar después de los sismos de Golfito (1983, M 7.3) y Cóbano (1990, M 6.9) al apreciarse claramente el efecto de la restricción al desplazamiento impuesta por algunas paredes de mampostería.

El incremento en las fuerzas del espectro que se espera por el comportamiento estructural, posiblemente implicará una mayor disipación de energía a través de la cimentación. Esto debido a que es el elemento de la estructura que se encuentra más cercano a alcanzar su capacidad.

### Recomendación final

Es de suma importancia al realizar un análisis de vulnerabilidad sísmica, el considerar el comportamiento de la estructura además de los requisitos impuestos por los códigos de diseño.

El que este comportamiento sea adecuado desde el punto de vista de la seguridad sísmica es el objetivo principal de la normativa que proponen los códigos de diseño, y esto debe tenerse presente en todo momento.

### TABLAS

Tabla N°1  
Características de la estructura por piso

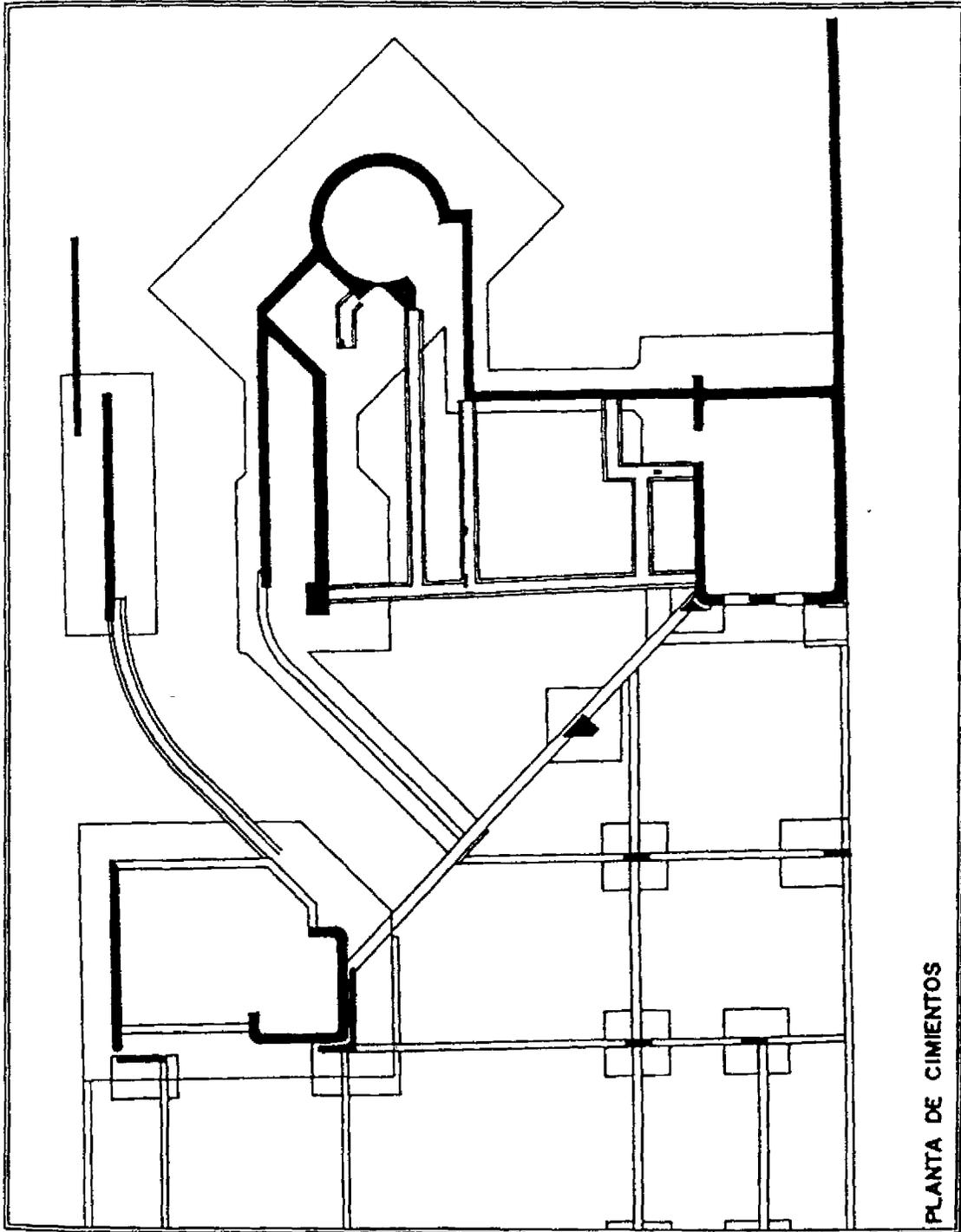
PISO	ALTURA m	MASA ton s <sup>1</sup> /m	INERCIA POLAR ton s <sup>2</sup> /m * m <sup>2</sup>	Xcm m	Ycm m
1	3.4	8.71	284.8	9.39	7.78
2	7.0	19.56	714.7	11.29	7.06
3	10.0	13.63	361.9	9.06	6.20
4	13.0	13.63	361.9	9.06	6.20
5	16.0	13.63	361.9	9.06	6.20
6	19.0	13.63	361.9	9.06	6.20
7	22.0	13.63	361.9	9.06	6.20
8	25.0	13.63	361.9	9.06	6.20
9	28.0	13.63	361.9	9.06	6.20
10	31.1	10.91	262.2	11.43	7.76

donde: Xcm: Distancia del origen al centro de masa en la dirección X.

Ycm: Distancia del origen al centro de masa en la dirección Y.

El origen de coordenadas se encuentra ubicado en la esquina noroeste de la estructura, junto al muro 1 (ver figura N°5).

FIGURAS



PLANTA DE CIMENTOS

Figura N°1 Planta de Cimientos

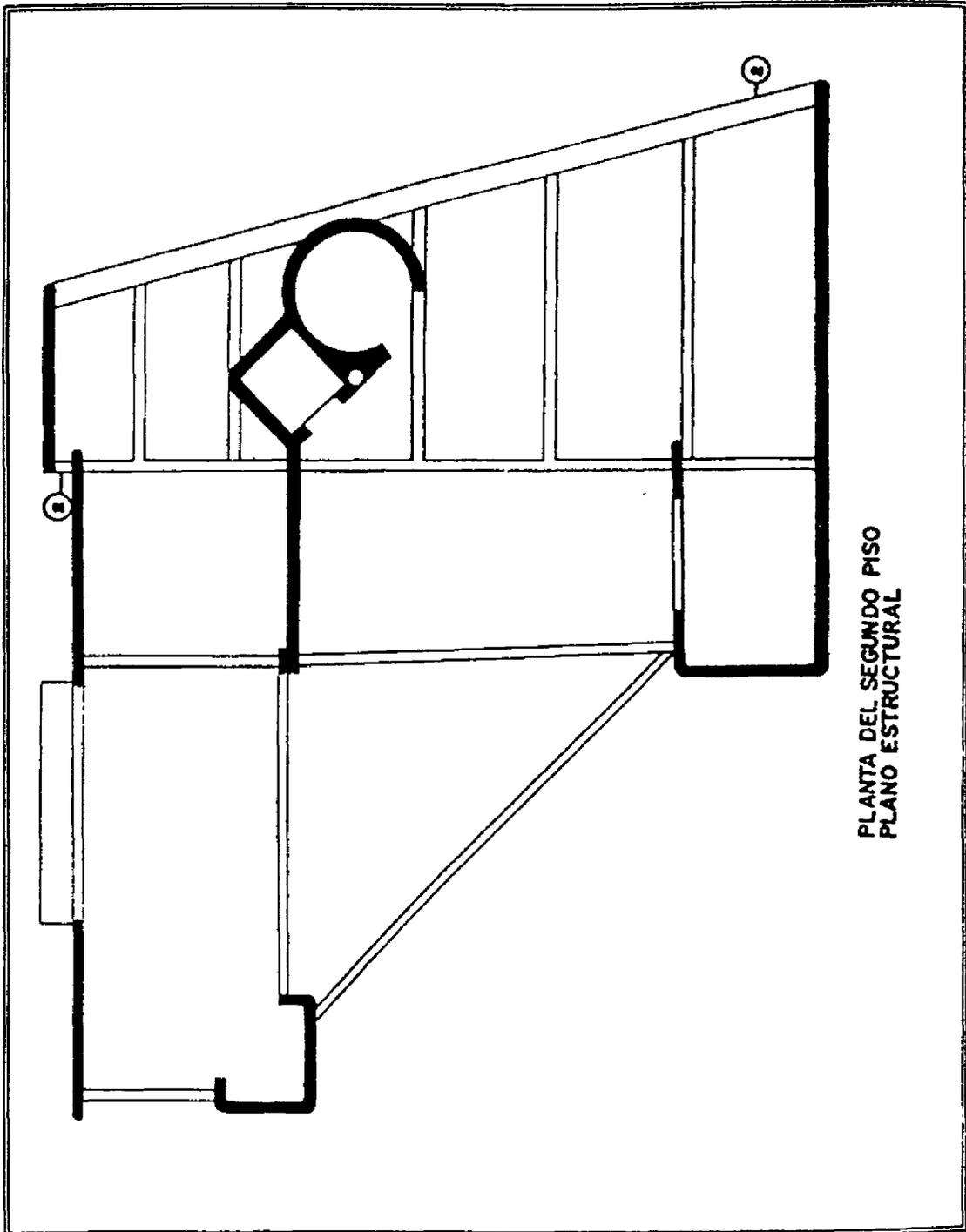


Figura N°2 Planta del Segundo Piso

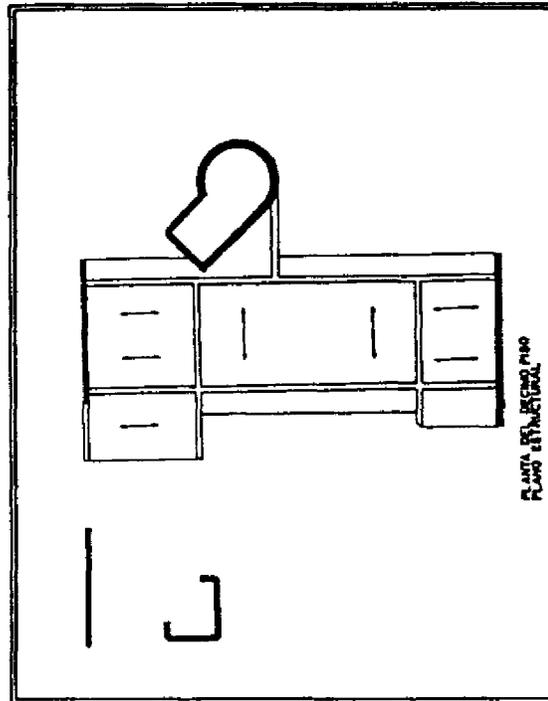


Figura N° 3 Planta del Décimo Piso

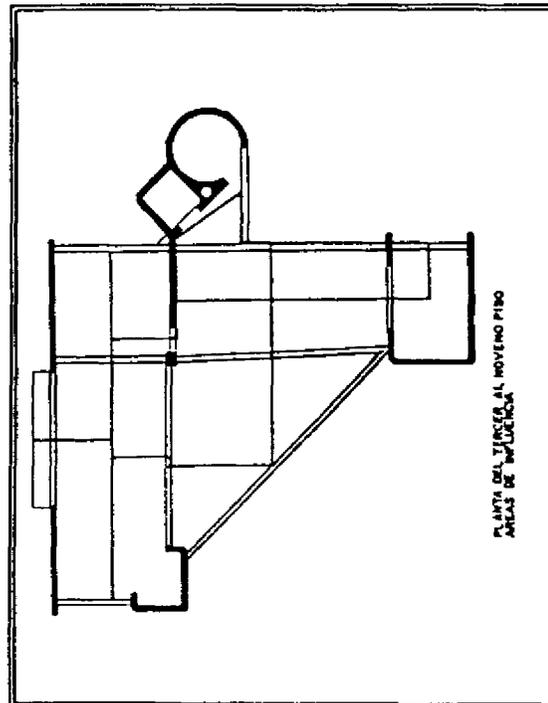


Figura N° 4 División de la planta en zonas de influencia.

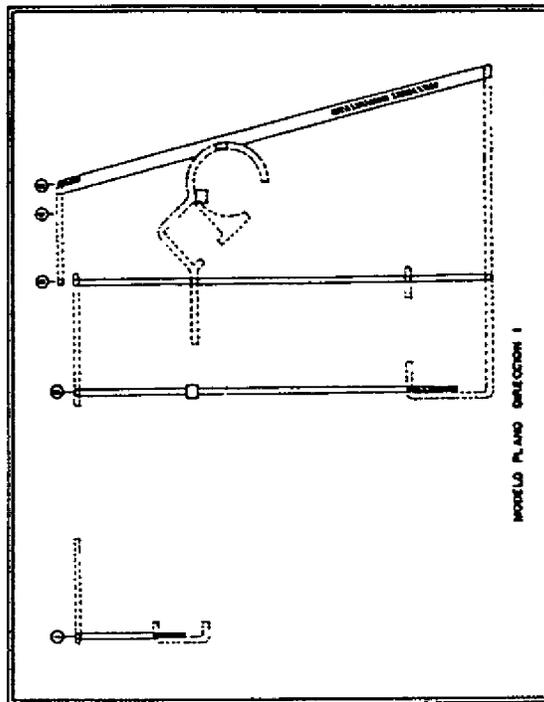


Figura N°5 Modelo Bidimensional en la Dirección X

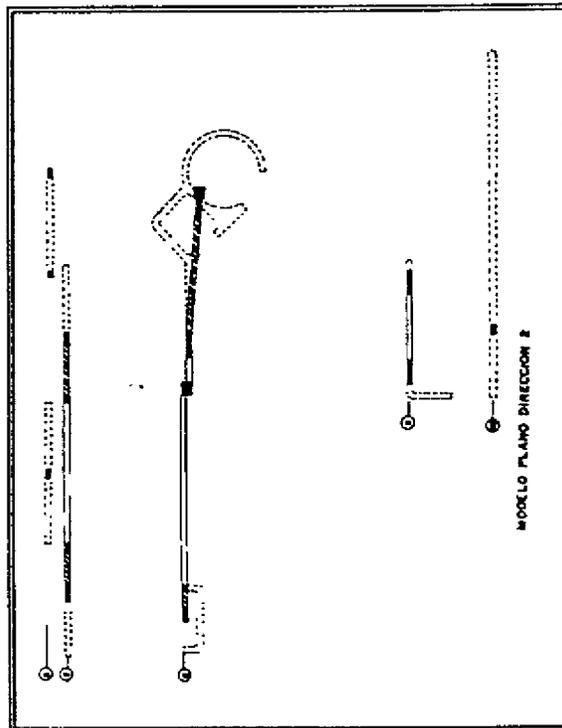


Figura N°6 Modelo Bidimensional en la Dirección 2.

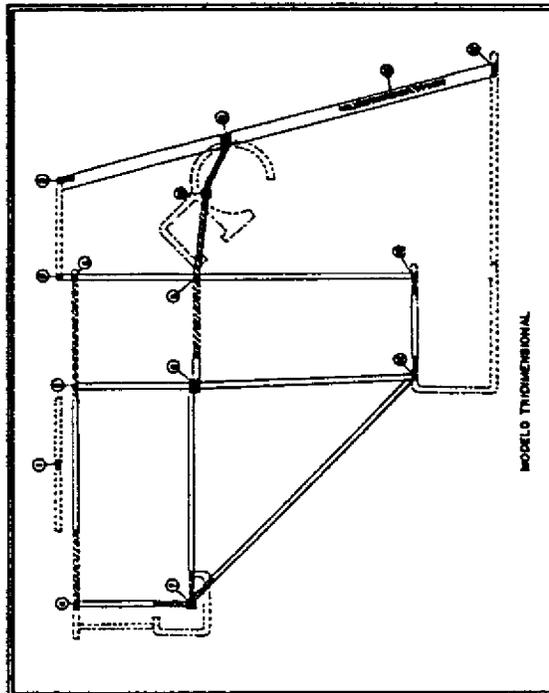


Figura N°7 Modelo Tridimensional

#### REFERENCIAS

- 1.- American Concrete Institute, "Standard Building Code Requirements for Reinforced Concrete (ACI 318-83)", Detroit, Michigan, 1983.
- 2.- Colegio Federado de Ingenieros y Arquitectos, "Código Sísmico de Costa Rica 1986", Editorial Tecnológica de Costa Rica, Cartago, Costa Rica, 1987.
- 3.- Clough, R. y Penzien, J., "Dynamics of Structures", McGraw Hill, New York, 1975.
- 4.- Fintel, M. et al, "Handbook of Concrete Engineering", Van Nostrand Reinhold, New York, 1974.
- 5.- Lin, T. Y., Stotesbury, S., "Structural Concepts and Systems for Architects and Engineers", Van Nostrand Reinhold, New York, 1988.
- 7.- Park, R. y Paulay, T., "Estructuras de Concreto Reforzado", Editorial Limusa, México, 1983.
- 8.- Wilson, E., Hollings, J. y Dovey, H., "Three Dimensional Analysis of Building Systems (Extended Version)", A Report to the National Science Foundation, University of California, Berkeley, California, 1975.