

300615



**UNIVERSIDAD LA SALLE**

13

**ESCUELA DE INGENIERIA  
INCORPORADA A LA U.N.A.M.**

2ej

**RESPUESTA DE UNA  
ESTRUCTURA PROVISTA DE  
AISLADORES SISMICOS**

**TESIS PROFESIONAL**

QUE PARA OBTENER EL TITULO DE  
INGENIERO CIVIL  
P R E S E N T A :  
FRANCISCO JOSE NOGUEZ LOPEZ

Asesor de Tesis: M. en I. Ricardo González Alcorta

TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN

México, D. F.

1992



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.

# Í N D I C E

INTRODUCCIÓN . . . . .	1
<b>CAPÍTULO 1 SISTEMAS DE AISLAMIENTO SÍSMICO . . . . .</b>	<b>9</b>
1.1 Elementos básicos . . . . .	9
1.2 Sistemas de aislamiento existentes . . . . .	12
<b>CAPÍTULO 2 DESCRIPCIÓN DEL EDIFICIO EN ESTUDIO . . . . .</b>	<b>15</b>
2.1 Ubicación y descripción . . . . .	15
2.2 Resultados experimentales . . . . .	15
2.3 Sistemas de aislamiento propuestos . . . . .	17
<b>CAPÍTULO 3 MODELAJE MATEMÁTICO . . . . .</b>	<b>18</b>
3.1 Antecedentes . . . . .	18
3.2 Programa ETABS . . . . .	18
3.3 Programa DRAIN-2D . . . . .	21
3.4 Modelaje 3-D . . . . .	23
3.5 Modelaje 2-D . . . . .	23
3.6 Comentarios . . . . .	34
<b>CAPÍTULO 4 ANÁLISIS DE LA RESPUESTA SÍSMICA . . . . .</b>	<b>35</b>
4.1 Sismos de análisis . . . . .	35
4.2 Elección de los parámetros del sistema de aislamiento . . . . .	36
4.3 Análisis de la respuesta . . . . .	38
<b>CONCLUSIONES . . . . .</b>	<b>49</b>
<b>BIBLIOGRAFÍA . . . . .</b>	<b>51</b>
<b>TABLAS Y FIGURAS</b>	

## INTRODUCCIÓN

### ANTECEDENTES

El concepto de "aislar" una estructura del movimiento del suelo no es nuevo y se han desarrollado muchas propuestas desde principios de siglo: "... dispositivos los cuales absorban o minimicen las fuerzas en los edificios provenientes de los sismos" [1].

Jacob Bechtold de Munich, Alemania [2] ideó un edificio "a prueba de sismos" consistente en una placa rígida en la base del edificio para soportarlo, y una masa de cuerpos esféricos de un material lo suficientemente resistente para apoyar libremente a la placa antes mencionada.

En 1909, Calantarients [3], un médico de Scarborough, Inglaterra propuso "... un método de edificación para resistir la acción de los sismos" el cual empleaba capas de talco para aislar las paredes y pisos de los disturbios del suelo.

En 1929, Robert Wladislas deMontalk de Wellington, Nueva Zelanda [1], registró una patente para la aplicación de un invento que consistía en "una capa colocada entre la superestructura y la cimentación la cual esta compuesta de un material especial para absorber y minimizar las fuerzas sísmicas, protegiendo de esta forma a la estructura".

Estos son sólo tres ejemplos de cerca de cien propuestas conocidas de sistemas de aislamiento sísmico hechas antes de 1960, pero hasta donde se ha podido investigar, ninguna fue llevada a cabo. El motivo mas probable es que no eran prácticas, además de que el gremio ingenieril de aquel entonces tenia poca o nula confianza en su éxito.

Una estructura notable e histórica, sin embargo, es el Hotel Imperial en Tokyo de Frank Lloyd Wright. Este edificio, finalizado en 1921, fue cimentado sobre una capa superficial de suelo firme el cual a su vez era soportado por una capa subyacente de lodo. Aislado de

esta forma, el hotel sobrevivió el temblor de Tokyo de 1923. Desde los años 20's han ocurrido otros "accidentes" en los cuales algunas estructuras han sobrevivido sismos mientras que edificios vecinos se han colapsado.

#### CÓDIGOS DE DISEÑO ACTUALES

Antes de los años 20's, cuando los artículos de los neozelandeses sobre aislamiento sísmico empezaron a aparecer en el Bulletin of the Seismological Society of America, existía muy poco interés en ese lugar en los problemas de Ingeniería Sísmica. Sin embargo, el sismo Murchison del 16 de Junio de 1929, el cual causó la pérdida de 17 vidas, alteró radicalmente la perspectiva que se tenía en ese entonces sobre los sismos, los cuales eran considerados solo de interés científico.

En los subsiguientes intentos iniciales en el diseño sismo-resistente, las estructuras fueron diseñadas por esfuerzos y rigidez con cierto éxito. Sin embargo, tales estructuras eran significativamente bajas de altura, y por ello tuvieron periodos de vibración muy bajos por lo que no eran severamente excitadas por movimientos sísmicos considerables. Así, no sólo fueron los componentes estructurales de estas edificaciones los que las dejaron sin daños después de un sismo, sino debido a que la rigidez de la estructura tuvo también un movimiento interno muy pequeño y consecuentemente pequeños daños secundarios.

En tiempos más recientes, con el advenimiento de edificios más altos, y por razones económicas, más flexibles, los periodos estructurales tendieron a recaer en la región donde se encuentra la energía dominante de los sismos. Esto precisó considerar a la estructura como un sistema dinámico cuyo amortiguamiento interno fuera de vital importancia en la limitación de su respuesta frente a la excitación de un sismo. Para muchas estructuras este amortiguamiento interno es pequeño, y para grandes sismos resulta insuficiente para prevenir aceleraciones en las estructuras lo cual las esfuerza más allá de su límite elástico. En la actualidad los códigos de diseño sísmico usados en todo el mundo generalmente especifican una

resistencia mínima permisible bajo cargas estáticas laterales, las cuales varían con la altura o el periodo de la estructura. Esta resistencia elástica es generalmente mucho más baja que la fuerza máxima que se podría generar en una estructura puramente elástica durante un sismo moderado. Cuando una estructura diseñada de esta forma es atacada por un sismo, ésta se comporta elásticamente al principio pero, debido a su baja capacidad amortiguadora, pueden producirse deformaciones inelásticas o plásticas. Así, las prácticas de diseño actuales permiten que la estructura desarrolle articulaciones plásticas en los extremos de las vigas para darle a la estructura un incremento en su flexibilidad y la capacidad de absorber energía. Sin embargo, tales deformaciones inelásticas de la estructura no solo causan la fractura de los componentes estructurales sino que causan también daños secundarios severos y caros. Además, en muchos casos la fuerza límite para el comportamiento elástico de los componentes estructurales no puede ocurrir sino hasta que hayan ocurrido grandes daños secundarios (fractura de divisiones, ventanas, fachadas, etc.) acarreado un costo considerable. Más aún, la habilidad de la estructura de formar el número y la forma de las articulaciones plásticas requeridas no puede ser fácilmente verificable.

Así, muchas reglas actuales de diseño dependen de un mecanismo para resistir los sismos que es a la vez destructivo y de un desempeño incierto. Mientras que las estructuras diseñadas con estas reglas generalmente cumplen con el requisito de que no habrá pérdida de vidas durante un sismo, éstas lo llevan a cabo por medio del deterioro de sus componentes estructurales.

Las dos principales causas que originan el daño a los elementos no estructurales son: La deformación de entrepiso y la aceleración del sistema de piso. Desde el punto de vista de la Ingeniería Estructural ambos factores guardan una relación inversa en el diseño, es decir, mientras se hacen disminuir las deformaciones de entrepiso haciendo más rígida a la estructura, se tiende a aumentar la aceleración del sistema de piso; ocurriendo lo contrario si se opta por hacer más flexible a la estructura.

## CONCEPTO DEL "PRIMER PISO SUAVE"

Ya que la flexibilidad y la absorción de energía son atributos deseables en una estructura, pero las grandes deformaciones que esto involucra no lo son, podría parecer lógica la idea de restringir la flexibilidad y la capacidad de absorción de energía en una sola región para permitir que el resto de la estructura conserve su integridad durante un sismo. El daño puede estar entonces bien localizado y por lo tanto habrá mayor facilidad para su reparación. La idea de diseñar una estructura con un primer piso lateralmente flexible fue propuesta hace casi 50 años [4].

El concepto del "Primer Piso Suave" consiste en diseñar una estructura con un primer piso (columnas) muy flexible lateralmente, mientras que la rigidez de las columnas restantes de la estructura son mantenidas en un nivel de diseño mas conservador que el usual. Cuando un sismo ataca a tales estructuras, las deformaciones más severas (elásticas o inelásticas) serán restringidas al primer piso más flexible mencionado anteriormente, dejando al resto de la estructura aislada de los altos niveles de carga que, de otro modo, tomarían completamente.

## IMPORTANCIA DEL PERIODO DE LA ESTRUCTURA

En 1929, el mismo año del desastroso sismo Murchison, Martel [5] publicó un artículo intitulado "El efecto de los sismos en edificios con un primer piso suave". Martel consideró la respuesta de una armadura de un solo piso no amortiguada y sujeta a una excitación senoidal. El encontró que cuando el periodo del movimiento del suelo era mayor que el de la armadura, entonces, mientras la flexibilidad de la armadura se incrementaba, las aceleraciones transmitidas a la azotea se incrementaban. Éste fué el primer artículo que trató directamente con la idea de diseñar específicamente una estructura para resistir sismos por medio del cambio de su periodo fundamental haciéndolo recaer fuera de la región donde se encuentra la energía dominante de un sismo, y así reducir las fuerzas actuantes en la

estructura. Más tarde en 1935 Green [6] enfatizó la necesidad de separar el periodo fundamental de la estructura de los periodos dominantes de la aceleración del suelo, con el fin de limitar las aceleraciones generadas en la estructura. El periodo de la aceleración fue mostrado como un parámetro importante así como la amplitud de la aceleración misma.

#### APLICACIÓN DE LA TEORÍA DEL PISO SUAVE AL AISLAMIENTO DE BASE

En 1969 Fintel y Khan [7] criticaron la práctica de diseño de estructuras para desarrollar articulaciones plásticas a lo largo de sus componentes estructurales como un mecanismo de absorción de energía. Ellos propusieron un sistema de piso suave por el cual la estructura era soportada en su base sobre cojinetes flexibles y elásticos, y después, anclada a su cimentación con columnas especialmente diseñadas para fluir en sus extremos durante un sismo fuerte. En tales condiciones, el sistema podría comportarse como un cuerpo rígido en una cimentación bilineal histerética y al mismo tiempo tener todos los daños confinados a la cimentación especialmente diseñada.

Así en 1975, en un intento por combinar las mejores características de diferentes mecanismos protectores contra sismos, Skinner et. al. [8] propusieron una técnica llamada "Aislamiento de Base", en la que una estructura era apoyada completamente sobre almohadillas de goma laminada flexible, las cuales se situaban en la interfase cimentación-estructura, y anclada a su cimentación por un nuevo tipo de amortiguador histerético desarrollado por el Laboratorio de Física e Ingeniería del D.S.I.R. [9].

Usando el aislamiento de base se espera que, debido a la demanda reducida de ductilidad en una estructura, sea viable una amplia gama de opciones arquitectónicas y materiales estructurales para el diseñador, lo cual podría ayudar a compensar el costo del sistema de aislamiento de base, estimado como un 1% del costo estructural total de una edificación típica de 10 niveles.

## DESARROLLOS PARALELOS

Pero no es sólo el advenimiento del cojinete elastomérico o el disipador de energía los que han hecho del aislamiento sísmico una realidad práctica. Otros tres desarrollos paralelos e independientes también han contribuido a la reciente aceptación e implementación de la tecnología del aislamiento sísmico.

El primero de éstos fue el desarrollo de programas de computadora confiables para el análisis computacional de estructuras para así predecir su desempeño y determinar los parámetros de diseño. Se ha trabajado por más de 20 años en el análisis inelástico de sistemas estructurales bajo cargas dinámicas, y hoy existe una confianza bastante difundida en estos programas.

El segundo desarrollo fue la construcción de grandes mesas vibratoras las cuales son capaces de simular los efectos de un sismo real (grabado) en diferentes tipos de estructuras. Las pruebas en la mesa vibradora durante los pasados 14 años han confirmado las predicciones basadas en los resultados de la computadora sobre la respuesta sísmica de estructuras aisladas.

El tercero lo constituye la destreza de la Ingeniería Sismológica para estimar los movimientos de la tierra en un lugar en particular, lo cual ha sido vital en la aceptación de la tecnología del aislamiento sísmico. Avances recientes en sismología han hecho posible la generación de movimientos de la tierra (para un lugar específico) los cuales toman en cuenta distancias a la falla, geología local y global así como periodo de retorno. Estos movimientos de diseño son básicamente incluidos en el análisis de sistemas con aislamiento sísmico y constituyen un paso vital en la estimación del desempeño del sistema.

## AISLAMIENTO SÍSMICO EN MÉXICO

Uno de los primeros edificios construidos sobre aisladores sísmicos en el mundo fue la Secundaria No. 168 en la Ciudad de México, diseñada en 1964 por el Ing. Manuel González Flores. Este edificio, así como muchos otros de su tipo en el mundo, han resistido diferentes movimientos intensos del suelo sin experimentar daño alguno, incluyendo el sismo Michoacán-Guerrero de 1985.

El sistema de aislamiento de este edificio consiste en un dispositivo que consta de esferas de acero lubricadas ( $\phi=11/32"$ ) y confinadas lateralmente por anillos de acero de sección circular y por placas de acero las cuales transmiten la carga vertical (Fig 1). Los desplazamientos laterales están limitados por un sistema de cables de acero y resortes conectados en serie con los cables.

El edificio se encuentra desplantado en la zona de transición (zona II), y sus periodos de vibración laterales y torsional se encuentran alrededor de 0.5 s [10].

Sin embargo, de acuerdo con lo antes expuesto, una estructura aislada aumenta su periodo de vibración con el objeto de disminuir su respuesta frente a un movimiento del suelo. En la Ciudad de México, debido a las características propias de su suelo (arcillas compresibles con un periodo de vibración propio alrededor de los 2 s en la zona del lago, el cual es un periodo anormalmente alto), podría resultar un tanto dudosa la efectividad de la implementación de un sistema de aislamiento en esta zona por el peligro que se puede presentar de que tales estructuras puedan entrar en resonancia.

### INTERACCIÓN SUELO-ESTRUCTURA

Recientemente, el Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal [11], emitido en 1987, marca un primer paso para tener en cuenta la interacción dinámica suelo-estructura en el diseño sísmico, por medio de su apéndice Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo [12], el cual se limita a modificar el periodo y modo fundamental de vibración y consecuentemente los espectros de diseño,

representando de cualquier forma un gran avance para garantizar una mayor seguridad en futuras estructuras que se construyan en la Ciudad de México, donde el efecto de interacción suelo-estructura representa un factor de suma importancia para la realización de análisis sísmicos.

## **OBJETIVOS**

El objetivo de este trabajo es analizar comparativamente la respuesta no lineal de un edificio de concreto de 9 niveles con y sin la implementación de aisladores sísmicos bajo la excitación de 3 señales con periodo de vibración dominante diferente, entre las que se incluye el sismo Michoacán-Guerrero de 1985 registrado en la estación SCT.

Se analizará además el efecto de la interacción suelo-estructura para poder comparar la respuesta dinámica con los modelos que no la consideran.

## CAPÍTULO 1

### SISTEMAS DE AISLAMIENTO SÍSMICO

El objetivo del aislamiento de base es proveer a una estructura un sistema de aislamiento que restrinja todas las deformaciones plásticas a dispositivos especiales y fácilmente reemplazables, permitiendo a la propia estructura permanecer en la región elástica aún durante un sismo fuerte. Estos dispositivos tienen una rigidez y características amortiguadoras perfectamente definidas y son un medio altamente confiable de proveer una protección sísmica efectiva para una estructura. El sistema de aislamiento de base tiene la ventaja de que no requiere de ningún mecanismo de control complejo o delicado ya que trabaja directamente a partir de las propiedades de los materiales de sus componentes.

#### 1.1 ELEMENTOS BÁSICOS

Los elementos básicos de un sistema de aislamiento práctico son:

- a) Una montura flexible para que el periodo de vibración del sistema total sea alargado suficientemente para reducir su respuesta.
- b) Un amortiguador o disipador de energía para que las deformaciones relativas entre el edificio y el piso puedan ser controladas a un nivel práctico de diseño.
- c) Un medio de proveer rigidez bajo cargas pequeñas (de servicio) tales como viento y sismos pequeños.

#### FLEXIBILIDAD

Algunas estructuras de puentes se han apoyado por años sobre cojinetes elastoméricos [13], siendo éstas diseñadas para tener tal apoyo. Es igualmente posible apoyar edificios sobre cojinetes

elastoméricos y existen más de 150 ejemplos en Europa y Australia donde los edificios han sido exitosamente montados en estos cojinetes, con el objeto de aislar dichas estructuras de la vibración vertical; incrementando el espesor del cojinete, se puede obtener una flexibilidad lateral adicional obteniendo así un cambio en el periodo de la estructura.

Un cojinete elastomérico no es el único medio de introducir flexibilidad a una estructura, pero ciertamente aparenta ser la forma más práctica y la única con el rango mas amplio de aplicación hoy en día.

La reducción en las fuerzas con el incremento del periodo (flexibilidad) se muestra esquemáticamente en la curva de respuesta de la figura 2a. Aquí se observan reducciones substanciales en el cortante de la base conforme el periodo de vibración es alargado; sin embargo, el grado de reducción depende del periodo inicial de la estructura con base fija y la forma del espectro de respuesta.

No obstante, la flexibilidad adicional necesaria para alargar el periodo también traerá como consecuencia grandes desplazamientos relativos a lo largo del apoyo flexible. La figura 2b muestra una curva ideal de respuesta en desplazamientos en la cual éstos se incrementan conforme el periodo aumenta. Estos desplazamientos pueden ser reducidos si se introduce amortiguamiento adicional a nivel de los aisladores.

#### DISIPACIÓN DE ENERGÍA

Uno de los medios más efectivos de proveer un nivel substancial de amortiguamiento adicional es a través de la disipación histerética de energía. El término histerético se refiere a la compensación en las curvas de carga y descarga bajo ciclos de esfuerzo. El trabajo realizado durante la carga no es completamente recuperado durante la descarga y la diferencia es disipada en forma de calor. La figura 2c muestra un ciclo idealizado de fuerza-desplazamiento donde el área

encerrada es una medida de la energía disipada durante un ciclo de movimiento. Se han desarrollado con este propósito dispositivos mecánicos los cuales aprovechan la deformación plástica de algunos metales como el acero dulce o el plomo para llevar a cabo este comportamiento.

La fricción es otra fuente de disipación de energía, sin embargo puede ser difícil de cuantificar y aquellos sistemas en los cuales se han implementado, basados en aleaciones de bronce-plomo, tienden a ser mas caros que los mecanismos histeréticos antes mencionados. Una desventaja adicional es que muchos dispositivos friccionantes no son auto-centrantes por lo que pueden quedar defasados después de un sismo fuerte.

Se puede proveer también de un alto grado de amortiguamiento mediante el uso de amortiguadores hidráulicos los cuales emplean fluidos viscosos con este propósito, pero se requiere de un mantenimiento regular, además de que tienen un alto costo inicial.

#### RIGIDEZ PARA CARGAS LATERALES PEQUEÑAS

Mientras que se requiere de flexibilidad lateral para aislar a una estructura contra cargas sísmicas, es claramente indeseable el tener un sistema estructural el cual vibre perceptiblemente bajo cargas frecuentes como pequeños sismos o cargas de viento.

Con este propósito los elastómeros aprovechan la dependencia de su rigidez al cortante con la amplitud de la deformación, resultando así una resistencia inicial razonable para soportar las cargas por viento y sismos pequeños. A bajas deformaciones, estos elastómeros exhiben una alta rigidez al cortante la cual es comúnmente de 3 a 4 veces mayor que su rigidez al ocurrir grandes deformaciones.

Otros sistemas de aislamiento emplean dispositivos "sacrificables" de restricción de deformaciones, los cuales son comúnmente componentes rígidos diseñados para fallar a un nivel dado

de carga lateral. Estos dispositivos deben ser reemplazados después de cada sismo.

## 1.2 SISTEMAS DE AISLAMIENTO EXISTENTES

Se han sugerido numerosos diseños de aisladores de base. Todos estos sistemas tienen ciertas características en común, las más importantes son la flexibilidad horizontal y la capacidad de disipación de energía .

Se han propuesto sistemas de aislamiento de base de fricción pura (P-F) en los cuales el mecanismo de aislamiento es la fricción en deslizamiento [14]. En la figura 3a se muestra un diagrama esquemático de un aislador de base de fricción pura (junta deslizante). Estos aisladores de base son los sistemas más simples de todos. Recientemente se ha descrito el uso de una capa de arena como un sistema muy simple de aislamiento de base en la cimentación de un edificio de 4 niveles en Beijing, China [15].

El sistema de aislamiento de base más extensivamente estudiado es el cojinete de goma laminado (LRB). Este sistema fue usado en varios edificios en Europa, Japón y Nueva Zelanda. La característica dominante de este sistema es la acción paralela de los resortes y amortiguadores como se muestra esquemáticamente en la figura 3b.

El aislador de base de fricción elástica (R-FBI) es un sistema recientemente desarrollado [16]. Este sistema consiste en placas concéntricas revestidas de teflón las cuales están en fricción unas con otras y contienen un corazón de goma en el centro de éstas. El sistema provee aislamiento de base a través de la acción paralela de la fricción, amortiguamiento y resortes restablecedores. La figura 3c muestra un diagrama esquemático del sistema de aislamiento de base de fricción elástica.

La Electricite de France ha desarrollado un importante sistema de aislamiento de base basado en la fricción (EDF) [17]. Este sistema se

ha estandarizado para plantas de energía eléctrica en regiones de alta sismicidad y es construido por la compañía francesa Framatome. Comúnmente las plantas de energía (de tipo nuclear) están construidas por una cantidad masiva de concreto monolítico que cubre varios cientos de metros cuadrados. En su base se encuentran soportadas por cientos de aisladores que a su vez estan soportados por una cimentación que se encuentra en contacto directo con el suelo. El aislador principal del sistema EDF consiste de un cojinete laminado de Neopreno (reforzado con acero) encabezado con una placa de bronce-plomo la cual está en contacto friccionante con una placa de acero anclada a la estructura. Las superficies de fricción están diseñadas para tener un coeficiente de fricción de  $\mu=0.2$  durante la vida de servicio del sistema de aislamiento de base. En la figura 3d se muestran esquematizados los componentes de este sistema. Una característica atractiva del sistema EDF es que para amplitudes pequeñas de aceleraciones sísmicas, la flexibilidad lateral del neopreno provee el aislamiento; y al ocurrir altos niveles de excitación, ocurrirá el deslizamiento procurando al sistema una protección adicional.

Otro sistema de aislamiento de base el cual ha encontrado una amplia aplicación en Nueva Zelanda así como en Japón, Islandia, Italia y los Estados Unidos es el aislador de base de Plomo-Goma (o NZ). Este aislador de base está compuesto de un cojinete laminado elastomérico con un corazón de plomo. La función del plomo es primordialmente la de disipar energía mientras que la flexibilidad lateral es provista por el cojinete laminado de goma. El sistema se comporta esencialmente como un amortiguador histerético [18]. Se espera, además, que los cojinetes de goma que son usados para soportar la estructura sobrepasen la vida económica del edificio y no sea necesario nunca su reemplazo. El aislador NZ y otros aisladores histeréticos pueden ser modelados por medio de un sistema resorte-amortiguador histerético. La figura 3e muestra un diagrama de estos aisladores.

Se ha propuesto un sistema de aislamiento de base producto de la

combinación de los sistemas EDF y R-FBI [16]. Se sugirió reemplazar los cojinetes elastoméricos del sistema de aislamiento de base EDF por las unidades R-FBI. Esto es, la superficie superior del sistema F-FBI en el diseño modificado es reemplazada por una placa de fricción. Como consecuencia, la estructura puede deslizarse sobre su cimentación de una forma similar a la del sistema de aislamiento de base EDF. El comportamiento de este aislador, el cual fue llamado sistema de aislamiento de base friccionante con fricción elástica (SR-F), es mostrado en la figura 3f. Para un nivel bajo de excitación sísmica, el sistema se comporta como una unidad R-FBI. El deslizamiento en la placa superior de fricción ocurre sólo para un alto nivel de aceleración del suelo. Esto provee una medida adicional de seguridad para excitaciones sísmicas severas no esperadas.

En el presente trabajo se analizarán los modelos de un edificio de concreto de 9 niveles con y sin el sistema de aislamiento NZ descrito anteriormente, fig 4.

## CAPÍTULO 2

### DESCRIPCIÓN DEL EDIFICIO EN ESTUDIO

#### 2.1 UBICACIÓN Y DESCRIPCIÓN

Se estudia un edificio de 9 niveles, situado en la zona de transición de la Ciudad de México (fig 5), el cual presenta una estructuración a base de marcos de concreto y losa reticular, con muros de mampostería en la zona de elevadores y en los ejes longitudinales de colindancia (fig 6). La dimensiones en planta son de 9.70m por 14.60m, con una altura en el primer entrepiso de 2.85m, y en los demás de 2.65m, con un sistema de cimentación formado por una losa apoyada sobre pilotes de punta.

Las resistencias nominales de los materiales utilizados son de 4200 kg/cm<sup>2</sup> para el límite elástico del acero de refuerzo y de 250 kg/cm<sup>2</sup> para la resistencia a la compresión del concreto. La mampostería utilizada es el tabique rojo recocido, cuyas propiedades mecánicas se obtuvieron de acuerdo a las referencias [19] y [20]. Los muros tienen una longitud de 2 m y una altura libre de 2.5 m en el primer piso y de 2.25 m para los siguientes entrepisos.

La frecuencia fundamental del terreno donde se encuentra desplantada la estructura es de aproximadamente 0.88 Hz [21].

#### 2.2 RESULTADOS EXPERIMENTALES

Durante los sismos de septiembre de 1985, este edificio presentó daños considerables en todos los muros de mampostería situados en la zona de elevadores, sin apreciarse fallas en elementos estructurales (vigas y columnas) ni en cimentación. Se considera que la presencia de pilotes de punta en la cimentación evitó movimientos importantes de la misma.

A partir de este comportamiento, se llevó a cabo el análisis de

vibración ambiental del edificio [22]. Este método experimental consiste en medir las vibraciones en la estructura producidas por solicitaciones de carácter ambiental, como lo son el tránsito de vehículos y el viento, por lo que es un método simple y rápido en la obtención de datos.

El equipo de medición queda formado esencialmente por:

- a) Acelerómetros de alta sensibilidad
- b) Sistema de cables para transmitir la señal
- c) Acondicionadores de señal
- d) Filtros para evitar frecuencias nocivas
- e) Analizador de espectros de Fourier

El uso del analizador de espectros obedece a que el análisis de las señales en el dominio de la frecuencia proporciona información muy valiosa para la identificación de las características dinámicas de una estructura.

De entre la información que este equipo proporciona se destacan los espectros de potencia de las señales, funciones de transferencia en amplitud y fase, así como funciones de coherencia entre las señales.

Con la correcta interpretación de la información obtenida es posible determinar las características dinámicas de un sistema estructural, fundamentalmente las frecuencias naturales de vibración, las configuraciones modales y los niveles de amortiguamiento estructural.

Al aplicar esta técnica de análisis al edificio en estudio, y una vez interpretada la información, se encontró que las frecuencias fundamentales en las direcciones transversal (T) y longitudinal (L) presentan valores de 0.88 y 1.23 Hz, respectivamente.

Con esto se advierte que existe una concordancia entre la frecuencia fundamental del terreno ( $F_s = 0.88$  Hz) con la propia de la

estructura en la dirección transversal ( $F1 = 0.88 \text{ Hz}$ ), lo cual podría, en primera instancia, explicar el daño severo en los muros de mampostería del cubo de elevadores. De aquí que se juzgue necesario un estudio considerando el aislamiento de base para este edificio.

### 2.3 SISTEMAS DE AISLAMIENTO PROPUESTOS

Con el objeto de determinar los valores ideales de las tres principales características de un sistema de aislamiento de base del tipo NZ (rigidez elástica  $[K1]$  e inelástica  $[K2]$  y punto de fluencia  $[F]$ ), se propone analizar un total de 27 modelos producto de la combinación de tres valores diferentes para cada una de las variables mencionadas.

Estas tres cantidades para cada una de las variables del sistema de aislamiento se propusieron a partir de valores mínimos recomendados [23], los cuales prevén que la estructura permanecerá sin fluir en su sistema de aislamiento frente a cargas frecuentes como pequeños sismos, viento, tráfico, etc.

**CAPÍTULO 3**  
**MODELAJE MATEMÁTICO**

**3.1 ANTECEDENTES**

Gracias al notable desarrollo tanto en la tecnología de la computación como en la sofisticación de los programas de computadora que tal tecnología permite, ahora es posible contar con herramientas muy poderosas en el análisis estructural, lo cual va reduciendo cada vez más nuestro margen de incertidumbre acerca de los fenómenos estructurales, dándonos un mejor y más amplio dominio y entendimiento acerca de éstos. De entre los programas existentes, se han seleccionado para el desarrollo de esta tesis al ETABS [24] y el DRAIN-2D [25], de los cuales se presenta a continuación una breve descripción.

**3.2 PROGRAMA ETABS**

Este programa realiza análisis lineal de estructuras sometidas tanto a la acción de cargas estáticas como dinámicas. Este programa cuenta, además, con la capacidad de realizar análisis tridimensionales, a diferencia de sus predecesores. La formalidad de un modelo eficiente y la solución del problema se lleva a cabo por la idealización del edificio como un sistema de subestructuras a base de marcos tridimensionales y muros de cortante (los cuales pueden ser interconectados en un mismo nivel de una forma tridimensional para darles continuidad en los momentos producidos en estos), conectados por diafragmas de piso, los cuales se consideran infinitamente rígidos en su propio plano. Este programa ya cuenta con la capacidad de desconectar cualquier línea de columna del diafragma de piso en cualquier nivel para permitirle movimientos independientes y cargas diferentes a las otras columnas conectadas al diafragma.

El ETABS es capaz de realizar el análisis estático y/o dinámico, considerando tres grados de libertad por diafragma, obteniendo así

desplazamientos, giros, cortantes de entrepiso y momentos de volteo acumulados, todo esto por nivel; considerando para el análisis los efectos P-A. En los análisis dinámicos, el ETABS toma en cuenta los tres grados de libertad por diafragma al calcular los periodos y formas modales de la estructura, reflejando así la existencia o no de acoplamiento entre alguno de los grados de libertad con respecto a los otros dos.

El programa puede considerar en el análisis los siguientes elementos:

- a) Elementos columna. Las columnas siempre deberán ser verticales en cualquier nivel. Los extremos de estos elementos pueden ser empotrados o articulados. La formulación para estos elementos considera las deformaciones axial, de cortante, de flexión y de torsión. Las columnas pueden o no, estar conectadas al diafragma de piso en cada uno de sus extremos.

Para este tipo de elemento se requieren propiedades tales como el área axial, área de cortante, momento de inercia, y la constante torsional. La zona rígida de la unión de las columnas con las vigas es considerada a fin de reducir la longitud efectiva de las columnas sobre ambos ejes. Todas estas características pueden ser automáticamente calculadas por el programa si se elige la opción de proporcionar sólo el tipo de sección y sus dimensiones, y el programa obtendrá tanto las propiedades geométricas así como la zona rígida del elemento. Esta opción opera también para los elementos viga y diagonales.

- b) Elementos viga. Las vigas siempre serán horizontales en cualquier nivel en una crujía predeterminada (entre dos líneas de columna). Los extremos de estos elementos pueden estar empotrados o articulados. Su forma será prismática. La formulación para vigas incluye los efectos de las deformaciones por cortante, flexión y torsión. Los efectos de

deformación por cortante en la dirección no principal, axial y por pandeo son activados si alguno de los extremos de la viga está unido a un nudo donde la columna esté desconectada del diafragma de piso.

Estos elementos también requieren de propiedades como el área axial, área de cortante y la constante torsional, así como la longitud de las zonas rígidas en sus extremos.

- c) Elementos panel. El elemento panel se localiza entre dos líneas de columna cualquiera (consecutivas o no), entre dos niveles consecutivos cualquiera. Los paneles ubicados en el nivel de piso son asumidos como empotrados en su base. Es posible ensamblar paneles para formar muros con cualquier forma (C, T, o cualquier otra forma). El programa producirá todos los elementos mecánicos para el muro en el centro de gravedad de éste. La formulación para este tipo de elemento permite que sea conectado a las columnas, vigas y diagonales con el fin de conservar continuidad en los momentos, sin la necesidad de modelar cualquier tipo de elemento artificial como vigas rígidas o diagonales equivalentes.

Este tipo de elemento requiere sólo de un número de identificación el cual especifica si se conectará con otro panel en el mismo nivel para formar un muro y del espesor del mismo.

- d) Elementos diagonal. Se encuentran en cualquier plano vertical entre dos líneas de columna cualquiera (consecutivas o no) entre dos niveles consecutivos. Los extremos de las diagonales pueden estar empotradas o articuladas. Su forma se considera como prismática. En estos elementos no se consideran zonas rígidas. La formulación de estos elementos incluye los efectos de las deformaciones axial, de cortante, flexionante y torsional. Requieren de propiedades tales como área axial, área de cortante, momento de inercia y constante torsional. Si el área de cortante y el momento de inercia tienen valor nulo, la diagonal no tendrá rigidez al pandeo.

Las propiedades de los materiales de los cuales están compuestos estos elementos se dan por separado con el fin de hacer más práctica la elaboración del archivo de datos para este programa.

### 3.3 PROGRAMA DRAIN-2D

Este programa realiza el análisis dinámico no lineal de estructuras planas, de cualquier configuración y sujetas a movimientos sísmicos. El programa consiste en una serie de subrutinas "base", mediante las cuales se lleva a cabo el análisis dinámico paso a paso. Alternativamente pueden ser desarrolladas subrutinas para elementos estructurales de diferentes tipos en forma independiente para ser agregados al programa base. Se han desarrollado subrutinas que permiten la orientación arbitraria de elementos tipo armadura (como las diagonales de acero) y de elementos viga-columna, así como subrutinas para elementos de muros de relleno y para elementos de conexiones semirígidas.

La estructura se idealiza como el ensamble de un conjunto de elementos discretizados en un plano. El análisis se realiza mediante el método directo de rigideces, con los desplazamientos nodales como desconocidos. Cada nudo posee tres grados de libertad, como en un análisis de marco plano. Se puede especificar a cualquier grado de libertad como restringido, es decir, tener desplazamiento relativo respecto al suelo igual a cero. Alternativamente, los desplazamientos rotacionales o traslacionales de cualquier grupo de nudos pueden especificarse para tener valores idénticos, en cuyo caso se asigna el mismo número de grado de libertad a todos estos desplazamientos.

La masa de la estructura es concentrada en los nudos, por lo tanto resulta una matriz de masas diagonal. La excitación sísmica se define mediante historias de tiempo-aceleración. Se considera que los puntos de apoyo se mueven en fase. Las cargas estáticas pueden ser aplicadas antes de las cargas dinámicas, pero no se permite la cedenencia de los elementos bajo las primeras cargas mencionadas. Se

han desarrollado subrutinas para los siguientes elementos:

- a) Elementos armadura. Solo tienen cedencia en tensión y pandeo elástico en compresión.
  
- b) Elementos viga-columna. Su sección transversal puede ser variable y reforzada. Estos elementos ceden por medio de la formación de articularciones plásticas en sus extremos. La interacción entre fuerza axial y momento puede considerarse dentro del programa para secciones transversales de elementos tipo acero o concreto reforzado. Los valores de momentos de empotramiento pueden ser especificados, el efecto  $P-\Delta$  se puede considerar en el programa al incluir una rigidez geométrica basada en la fuerza axial que se produce bajo cargas estáticas.
  
- d) Elementos con conexiones semirígidas. Se considera una relación bilineal de momento-rotación.
  
- e) Elementos de muro de cortante. Se representan como muros de relleno. El elemento muro solo tiene rigidez a la fuerza cortante, y puede ceder y/o fallar de manera frágil.

Como se mencionó anteriormente, el programa es limitado a estructuras de dos dimensiones, generalmente a causa de las grandes simplificaciones en escala y complejidad de los resultados, pero los principios básicos son también aplicables para estructuras de tres dimensiones. El programa no es, sin embargo, limitado para marcos de edificios o para estructuras con configuraciones geométricas particulares, puesto que puede ser aplicado al análisis de cualquier estructura la cual puede ser idealizada de dos dimensiones. Además, el programa está diseñado de manera tal que su capacidad puede ser extendida por la adición de subrutinas de nuevos tipos de elementos estructurales, sin modificar el programa original.

### 3.4 MODELAJE 3-D

Para el desarrollo de los modelos matemáticos tridimensionales del edificio se utilizó el programa ETABS, con un solo marco tridimensional compuesto de 16 líneas de columna y 25 crujeas, con 9 niveles para el modelo no aislado y 10 niveles para el modelo aislado, en el cual el primer nivel representa a los aisladores de base. En la figura 7 se puede ver la representación del modelo 3-D hecha por el programa ETABS.

El modelo matemático 3-D realizado en el ETABS tuvo como objetivo:

- a) Obtener los periodos de vibración así como las formas modales tridimensionales del edificio.
- b) Correlacionar las características dinámicas del edificio antes mencionadas con los resultados experimentales obtenidos con el método de vibración ambiental.
- c) Servir de base para la elaboración de los modelos de marco plano equivalentes que sustituirían posteriormente al modelo tridimensional y serían analizados en el programa DRAIN-2D con el fin de obtener su respuesta sísmica, que es el objetivo principal de este trabajo.

En la tabla 1 se presenta el periodo fundamental de la estructura tridimensional y su diferencia porcentual respecto al periodo obtenido experimentalmente con vibración ambiental.

### 3.5 MODELAJE 2-D

Para la realización de los modelos de marco plano equivalentes se seleccionó el marco "M" ubicado en la dirección transversal por ser esta dirección la más crítica de la estructura, como se ha establecido en el capítulo 2. Para poder establecer que un marco plano resulta

representativo de la estructura debe verificarse que éste presente por sí solo las mismas características dinámicas del edificio. Esto implica la determinación de la cantidad de masa que debe asociarse al marco con respecto a la masa total de la estructura, la cual es directamente proporcional al porcentaje de rigidez del marco plano respecto a la rigidez total de la estructura original. Dado que el programa ETABS no proporciona en forma explícita los valores de rigidez asociados a cada marco plano, éstos se determinan en forma indirecta definiendo el porcentaje de carga (cortante) que absorbe el marco en cuestión al someter a una carga lateral al edificio.

A partir de la obtención del porcentaje de la fuerza cortante que absorbe el marco  $M$  en cada nivel, se obtuvo la masa equivalente que le corresponde a cada uno, multiplicando el porcentaje mencionado por la masa traslacional del edificio para cada nivel en el modelo de base no aislada y empotrado.

Los tipos de secciones, así como las propiedades de trabes y columnas que conforman al marco  $M$  se especifican en la tabla 2. La figura 8 muestra su distribución en el marco.

El cortante basal total y el porcentaje de cortante que toma este marco se muestran en la tabla 3.

La tabla 1 muestra los valores obtenidos del periodo fundamental para cada uno de los modelos de marco plano en el programa ETABS con la diferencia porcentual respecto al modelo 3-D.

#### SISTEMA DE AISLADORES

Los parámetros principales de cualquier sistema de aislamiento de base de tipo histerético son: Rigidez elástica ( $K_1$ ), fuerza de fluencia ( $F$ ) y rigidez postfluencia ( $K_2$ ), dados todos para esfuerzos de cortante puro. Son éstos quienes le dan al aislador sus características principales: Rigidez suficiente bajo cargas de servicio, cambio del periodo de la estructura bajo cargas sísmicas y

amortiguamiento histerético para estas mismas. Estos parámetros suelen expresarse como fracciones del peso total de la estructura.

Sin embargo, la elección de los valores para dichos parámetros involucra variables tales como las características dinámicas de la estructura considerada con base fija y la naturaleza de la excitación a que pueda ser sometida. Es por esto que se decidió dar 3 valores diferentes a cada uno de los tres parámetros del aislador, dando como resultado una combinación de 27 diferentes modelos aislados en su base. Estos valores propuestos tuvieron como tope mínimo las cantidades de 0.025 W para F, 2.5 W para K1 y 0.5 W para K2, ya que valores más pequeños podrían ocasionar desplazamientos demasiado grandes en el aislador, además de que dicho sistema podría fluir bajo cargas pequeñas como viento o pequeños sismos trayendo consigo la fatiga prematura de sus componentes [23].

Es por esta razón que inicialmente no se elaboró un modelo tridimensional del edificio con aisladores, sino que se partió directamente del modelo plano para realizar los 27 modelos en el programa DRAIN-2D, con el objeto de seleccionar el que tenga un mejor desempeño frente a una excitación sísmica determinada.

Los valores seleccionados para los parámetros de aislamiento así como los resultados obtenidos para llegar al modelo definitivo se encuentran en el siguiente capítulo.

#### *MODELAJE DEL SISTEMA DE AISLADORES*

Los aisladores de base se modelaron mediante el uso de elementos columna equivalentes en ambos programas de análisis. Para el programa ETABS sólo fue necesario considerar la rigidez elástica K1 ya que este programa solo realiza análisis lineal. Para el programa DRAIN-2D se consideraron todos los parámetros del aislador ya que se pretendía conocer el comportamiento inelástico de los modelos frente a las excitaciones a que serían sometidos.

El valor de K1 se obtuvo de la fórmula:

$$K = \frac{12 E I}{L^3} \quad (1)$$

que es la fórmula de la rigidez al cortante de una columna empotrada en ambos extremos. Proponiendo valores para L y E, se obtiene el valor restante I. Para dar la condición de empotramiento requerida por esta fórmula, se colocaron vigas con rigidez muy alta en los extremos de estas columnas. El valor de K2 se da como fracción de K1 para el programa DRAIN-2D.

El valor de F se consideró en la superficie de interacción momento vs carga axial del elemento que representa al aislador. Aquí es necesario dar valores de momento y carga axial que delimiten dicha superficie. La carga axial siempre tuvo valores muy altos con el fin de evitar el flujo del aislador bajo cargas verticales. El momento se calculó suponiendo que la columna que representa al aislador fluye bajo la acción de un par de fuerzas (V) que producen un momento total  $M = V L$  el cual produce una reacción en cada extremo de la columna igual a  $0.5 M$ , que es el valor de momento que se usará en la superficie de interacción del elemento que representa a los aisladores. Para estimar el valor de V se utiliza la fórmula:

$$V = K_a \delta \quad (2)$$

donde

$$\delta = K1 F \quad (3)$$

$K_a$  = rigidez elástica al cortante de un aislador.

$\delta$  = deformación bajo cortante en el punto de fluencia del aislador

El área de los elementos que representan a los aisladores se consideró muy alta con el objeto de evitar vibraciones verticales y giros producidos por el aislador. Esto es posible físicamente

aumentando el número de las capas de acero en el aislador, y de esta forma se pueden desprestigiar los efectos de cabeceo producidos por una posible flexibilidad vertical de los aisladores [23].

En la introducción de los aisladores en los modelos planos se consideró que la rigidez total que aportan en el marco es igual al promedio de los porcentajes de masa que tiene este modelo considerado como no aislado y empotrado en todos sus niveles. En la tabla 3 se muestra dicho promedio, y la masa que le corresponde al sistema de aisladores en el modelo de marco plano.

Una vez obtenida la combinación ideal de los parámetros del sistema de aislamiento se procedió a elaborar el modelo plano en el programa ETABS con el fin de obtener la correlación de los modelos planos de este programa con los del programa DRAIN-2D. También se elaboraron los modelos de marco plano que consideraron el efecto interacción suelo-estructura (ISE) para ambos programas, tanto para el caso de base no aislada como para el de base aislada.

#### INTERACCIÓN SUELO ESTRUCTURA

Para evaluar con mayor veracidad la respuesta sísmica de una estructura en un sitio dado deben conocerse las propiedades dinámicas del sistema combinado suelo-estructura. La naturaleza del subsuelo puede afectar a la respuesta de la estructura de las siguientes maneras:

- a) Puede ocurrir el fenómeno de "amplificación del suelo", en el cual se modifica la excitación sísmica al transmitirse del lecho de roca a la cimentación, a través de los estratos del suelo. Esto puede causar una atenuación o amplificación del movimiento.
- b) Las propiedades dinámicas de la estructura empotrada en su base pueden ser modificadas significativamente por la deformabilidad del suelo sobre el cual se desplanta la misma.

Esto incluirá cambios en las formas modales y en los periodos de vibración.

- c) Una parte significativa de la energía vibracional de la estructura soportada de manera flexible puede disiparse por amortiguamiento del material y amortiguamiento por radiación en el medio de apoyo.

Los casos b) y c) son estudiados bajo el título general de interacción suelo-estructura (ISE), que puede definirse como la relación de la respuesta interdependiente entre una estructura y su suelo de apoyo.

Un modelo dinámico adecuado del suelo requiere la representación de la rigidez del suelo, el amortiguamiento del material y el amortiguamiento por radiación, tomando en cuenta la no-linealidad y la variación en las propiedades del suelo en tres dimensiones.

#### *MODELAJE DE LA INTERACCIÓN SUELO-ESTRUCTURA*

Se utilizará el método denominado del semiespacio, el cual modela al sistema suponiendo que la estructura se apoya en un semiespacio infinito (figs 9a y 9b). La simplificación más usada consiste en representar el semiespacio con una serie de parámetros equivalentes de masa, rigidez y amortiguamiento concentrados en la base de la cimentación (fig 9b). La evaluación de estas constantes se basa en determinar la respuesta de la estructura apoyada en el semiespacio y definir las constantes con las que se reproduciría la misma si los parámetros se colocaran en la base de la estructura. Expresiones típicas para la evaluación de las constantes de rigidez se pueden encontrar, por ejemplo, en el Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal emitido en 1987 [11].

Para modelar el efecto de ISE se utilizará el modelo que se muestra en las figura 10. Las constantes de rigidez del suelo se calcularon con las recomendaciones del RCDF-87 para una estructura

apoyada en pilotes de fricción. De acuerdo a lo especificado en dicho reglamento, los valores de  $K_x$  y  $K_r$  dependen de la zona donde se ubique la estructura, de la profundidad de desplante y del tipo de cimentación, además de los parámetros  $R_x$ ,  $R_r$  y  $G$ , los cuales se definen como:

$$R_x = (A / \pi)^{1/2} \quad (4)$$

$$R_r = (4I / \pi)^{1/4} \quad (5)$$

donde:

$R_x$  y  $R_r$  = Radios equivalentes

$A$  = Área de la superficie neta de cimentación

$I$  = Momento de inercia de la superficie neta de cimentación respecto a su eje centroidal perpendicular a la dirección que se analiza.

$G$  = Módulo de rigidez del suelo

Dado que los programas usados no permiten la inclusión en forma directa de las rigideces del suelo en los modelos matemáticos, éstas se representan mediante elementos estructurales ficticios ubicados en la base de la estructura, tales que proporcionen dichas rigideces.

Se procedió a la obtención de las áreas para las 2 columnas ficticias (consideradas como doblemente articuladas) ubicadas en los extremos de la base del marco  $M$  (fig 10), las cuales representan a la rigidez del suelo. Dichas áreas se calcularon mediante el procedimiento descrito a continuación:

Sabiendo que:

$$F = \frac{E A I}{L} \delta \quad (6)$$

Proponiendo valores de  $E$ ,  $L$  y  $\delta$  (los cuales deben ser considerados en el modelo matemático), se obtiene un valor de  $F = n A I$ ; donde  $n$  es un valor numérico resultante del producto  $(E/L)\delta$ . Si

además se sabe que:

$$M = F d \quad (7)$$

y también:

$$M = K_r \alpha \quad (8)$$

Donde:

M = Momento

F = Rigidez

d = Brazo de palanca

K<sub>r</sub> = Rigidez rotacional

α = Giro (en radianes)

K<sub>r</sub>, d y α son valores conocidos; F es el valor obtenido de (6).  
Igualando (7) y (8):

$$n A_T d = K_r \alpha \quad (9)$$

$$A_T = \frac{K_r \alpha}{n d} \quad (10)$$

Teniéndose de esta manera el valor para el área transversal de las columnas ficticias.

Para el caso de la rigidez horizontal del suelo, el programa ETABS permite incluir directamente el valor de la rigidez traslacional K<sub>x</sub>. Para modelar en el programa DRAIN-2D esta rigidez lateral se considera un elemento horizontal tipo armadura (doblemente articulado) a nivel del suelo en uno de los extremos del marco, para el cual se calcula un área equivalente que proporcione la rigidez requerida. Esta área se obtiene de la siguiente forma:

$$K_x = \frac{E A_T}{L} \quad (11)$$

Nuevamente, proponiendo valores para E y L:

$$A_T = \frac{KX L}{E} \quad (12)$$

Se consideró además la presencia de un elemento viga de rigidez infinita (proporcionando área transversal e inercia muy grande) a nivel de la base de la estructura original para ambos programas de análisis.

#### AMORTIGUAMIENTO

Para la elaboración de los modelos en el DRAIN-2D fue necesario calcular las variables  $\alpha$  y  $\beta$  las cuales definen el amortiguamiento de la estructura en función de la matriz de rigidez y de la matriz de masa.

#### *MODELOS AISLADOS Y NO AISLADOS SIN ISE*

Para estos modelos las variables  $\alpha$  y  $\beta$  se calcularon mediante el sistema de ecuaciones lineales siguiente:

$$\xi_0 = 1/2 (\alpha/\omega_0 + \beta \omega_0) \quad (13)$$

$$\xi_1 = 1/2 (\alpha/\omega_1 + \beta \omega_1) \quad (14)$$

Donde

$\xi_0, \xi_1$  = Amortiguamientos modales de la estructura expresadas como fracción del amortiguamiento crítico.

$\omega_0, \omega_1$  = Frecuencias circulares del modelo en el primero y segundo modo respectivamente.

#### *MODELOS QUE CONSIDERAN EL EFECTO ISE*

El fenómeno de la interacción suelo-estructura, como se ha mencionado anteriormente cambia el amortiguamiento viscoso que se debe considerar en el modelo que lo considera [26]. La fórmula usada para el cálculo del nuevo amortiguamiento es la siguiente:

$$\xi_T = \xi_e \left[ \frac{T_e}{\bar{T}_e} \right]^3 + \frac{\xi_h}{1 + 2 \xi_h^2} \left[ \frac{T_h}{\bar{T}_e} \right]^2 + \frac{\xi_r}{1 + 2 \xi_r^2} \left[ \frac{T_r}{\bar{T}_e} \right]^2$$

Donde

$\xi_T$  = Amortiguamiento total de la estructura considerando el efecto de la interacción suelo-estructura expresado como porcentaje del amortiguamiento crítico.

$$\xi_h = \frac{CX}{CCR_X} ; CX = \rho Vs A ; CCR_X = 2 \sqrt{KX M}$$

$\xi_h$  = Amortiguamiento de la estructura considerada como cuerpo rígido y con movimiento solo horizontal.

$\rho$  = Densidad de masa del suelo

$Vs$  = Velocidad de propagación de la onda sísmica en el suelo

$A$  = Area de la superficie neta de cimentación

$KX$  = Rigidez al movimiento horizontal que representa a la interacción suelo-estructura.

$M$  = Masa total de la estructura.

$$\xi_r = \frac{Cr}{CCR_r} ; Cr = \frac{3.4}{\pi (1-\nu)} \rho Vs I ; CCR_r = 2 \sqrt{Kr J}$$

$\xi_r$  = Amortiguamiento de la estructura considerada como cuerpo rígido y con movimiento solo de cabeceo.

$\nu$  = Módulo de Poisson del suelo

$Kr$  = Rigidez al movimiento de cabeceo que representa a la interacción suelo-estructura.

$J$  = Momento polar de inercia de la superficie neta de cimentación respecto a la dirección transversal.

$T_e$  = Periodo de la estructura considerada sin la interacción suelo-estructura (obtenida con el programa ETABS)

$$T_h = 2\pi \sqrt{\frac{M}{KX}}$$

$T_h$  = Periodo de la estructura considerada como cuerpo rígido y con movimiento solo horizontal.

$$T_r = 2\pi \sqrt{\frac{J}{K_r}}$$

$T_r$  = Periodo de la estructura considerada como cuerpo rígido y con movimiento solo de cabeceo.

$$\bar{T}_e = \sqrt{T_h^2 + T_e^2 + T_r^2}$$

$\bar{T}_e$  = Periodo de la estructura considerada con la interacción suelo estructura (fórmula de las NTC del RCDF-87).

Los resultados del amortiguamiento obtenidos fueron de 0.055 para la estructura no aislada y de 0.053 para la aislada.

Una vez obtenido el valor del amortiguamiento total que considera el efecto de la interacción suelo-estructura, se calculan los coeficientes  $\alpha$  y  $\beta$  con el sistema de ecuaciones utilizado en los modelos que no lo consideran.

#### OBTENCIÓN DEL PERIODO EN ETABS Y DRAIN-2D

La obtención del periodo de vibración de los modelos del programa ETABS se realizó de una forma directa de los archivos de resultados que genera dicho programa.

Por otro lado, el periodo de vibración de los modelos del programa DRAIN-2D se obtuvo mediante la realización de una prueba denominada "prueba de impulso", la cual consiste en aplicar una aceleración que varía linealmente durante un tiempo determinado en la base del modelo y después soltar el modelo para que vibre libremente, describiendo con su respuesta en desplazamiento ondas con el periodo propio de la estructura (primer modo).

Los valores de los periodos obtenidos con ambos programas se muestran en la tabla 1, así como las diferencias porcentuales entre modelos para determinar la correlación entre las estructuras modeladas con cada programa.

### 3.6 COMENTARIOS

Se observó, en general, una buena correlación entre los modelos planos generados con el ETABS con los modelos generados en el DRAIN-2D; así como entre el modelo tridimensional y los resultados obtenidos en el edificio real mediante vibración ambiental.

El amortiguamiento obtenido para los modelos que consideran el efecto de interacción suelo-estructura cambió muy poco respecto a los modelos que no lo consideraron. En todos fue prácticamente del 5 por ciento.

Se modeló en el programa ETABS solo un modelo de base no aislada y sin el efecto de interacción suelo-estructura, ya que su objetivo era únicamente el servir de base para la elaboración de los modelos planos y de enlace entre éstos y las pruebas experimentales.

## CAPÍTULO 4

### ANÁLISIS DE LA RESPUESTA SÍSMICA

#### 4.1 SISMOS DE ANÁLISIS

Se someterán todos los modelos a tres excitaciones con diferentes contenidos de frecuencias: sismo El Centro, sismo SCT y sismo Ebro.

El sismo El Centro es el registro de las aceleraciones obtenidas de el sismo del 18 de mayo de 1940 en El Centro California, en su componente horizontal de Norte a Sur, aproximadamente a 4 millas de la falla que lo originó, con una magnitud de 7.1 [27]. La duración de la fase intensa es aproximadamente de 12 segundos.

El sismo SCT es el registro de las aceleraciones grabadas en un sitio cercano al edificio de la Secretaría de Comunicaciones y Transportes en la Ciudad de México, del sismo Michoacán-Guerrero en su componente horizontal de Este a Oeste. La duración de la fase intensa es de aproximadamente 60 segundos.

El sismo EBRO es un sismo calculado mediante un programa llamado SHAKE [28], el cual toma en cuenta la estratigrafía del lugar para filtrar una señal desde una capa dura hasta la superficie del terreno pasando por todos los estratos. La señal de origen fue la registrada en la Ciudad Universitaria del sismo del 19 de Septiembre de 1985. Cabe señalar que se obtuvo una muy buena correlación entre el periodo del sismo calculado y el periodo obtenido de las pruebas experimentales realizadas en el sitio donde se encuentra el edificio analizado (1.15 s y 1.14 s respectivamente) [29].

En la figura 11 se muestran estos tres acelerogramas con sus respectivos espectros de respuesta y de Fourier.

#### 4.2 ELECCIÓN DE LOS PARÁMETROS DEL SISTEMA DE AISLAMIENTO

Como ya se había mencionado en el capítulo anterior, se decidió analizar 27 modelos los cuales varían sus características de aislamiento con el fin de encontrar el modelo más conveniente para el lugar donde se encuentra desplantado el edificio. Es por esta razón que se decidió analizar los modelos bajo la excitación del sismo Ebro. Los valores que tomaron cada uno de los parámetros del sistema de aislamiento fueron los siguientes:

$$K1 = 2.5 \text{ W} , 5.0 \text{ W} \text{ y } 10.0 \text{ W} \quad [\text{T/m}]$$

$$K2 = 0.5 \text{ W} , 1.0 \text{ W} \text{ y } 2.0 \text{ W} \quad [\text{T/m}]$$

$$F = 0.025 \text{ W} , 0.05 \text{ W} \text{ y } 0.1 \text{ W} \quad [\text{T}]$$

Los aspectos de la respuesta de los modelos que se tomaron en cuenta para la elección de los parámetros de aislamiento más conveniente fueron:

Desplazamiento máximo del aislador  
Aceleración máxima en el aislador  
Cortante máximo en la base  
Momento de volteo máximo en la base  
Ductilidad demandada en el aislador y  
Ductilidad demandada en la estructura

Los resultados comparativos de la respuesta de todos los modelos se muestra en las figuras 12 a 17.

#### DESPLAZAMIENTO MÁXIMO DEL AISLADOR

En la figura 12 se puede observar que  $K2$  no hace variar significativamente el valor del desplazamiento máximo del aislador ya que en los cuadros (a) a (c) los tres indicadores para cada uno de los valores de  $K2$  se hayan encimados representando prácticamente la misma curva. Sin embargo, en los cuadros (g) a (i) se observa que están más alejados los tres indicadores para cada valor de  $K1$ , por lo que se

concluye que  $K_1$  es determinante en el desplazamiento máximo del aislador.

#### ACELERACIÓN MÁXIMA EN EL AISLADOR

En la figura 13 se observa en los cuadros (g) a (i) que  $K_1$  no hace variar notablemente los valores de aceleración máxima en el aislador ya que los indicadores para cada uno de los valores de este parámetro están prácticamente traslapados en cada uno de los cuadros. Por otro lado, en los cuadros (a) a (e) puede apreciarse que los indicadores para cada valor de  $K_2$  están alejados por lo que puede concluirse que al variar  $K_2$ , se cambia visiblemente el valor de la aceleración máxima en los aisladores. Resulta interesante mencionar que al ir aumentando el valor de la carga de fluencia,  $K_2$  va siendo menos significativo en el valor de la aceleración máxima de los aisladores, hasta llegar al valor de  $F = 0.1 W$ , donde las tres curvas para los tres diferentes valores de  $K_2$  materialmente se traslapan. Esto último refleja que al ir aumentando el valor de  $F$  y manteniendo constante la excitación, el modelo tiende a quedarse en la primera rama de su gráfica bilineal, trayendo como consecuencia que el modelo no disipe energía y que, por lo tanto, su rigidez postfluencia no opere para hacer bajar la respuesta del edificio.

#### CORTANTE Y MOMENTO DE VOLTEO MÁXIMOS EN LA BASE

En las figuras 14 y 15 se puede observar que  $K_1$  no hace variar significativamente los valores de cortante y momento de volteo, ya que en los cuadros (g) a (i) los tres indicadores para cada uno de los valores de  $K_1$  se hayan encimados representando prácticamente la misma curva. Sin embargo, en los cuadros (a) a (f) puede observarse que  $K_2$  influye significativamente en el cortante y momento de volteo. Resulta un mejor desempeño del modelo una combinación de un valor bajo de  $F$  con otro también pequeño de  $K_2$ .

## DUCTILIDAD DEMANDADA EN EL AISLADOR

Como es deseable un valor alto de ductilidad en el aislador, ya que este valor tiene gran relación con la disipación de energía que lleva acabo el aislador, entonces se eligen los cuadros (c), (d) y (g) de la figura 17 por presentarse en éstos una separación evidente de las curvas que ahí aparecen. En los cuadros (a) a (c) puede apreciarse la conveniencia de dar un valor alto de  $K_1$  para hacer que  $K_2$  aumente el valor de la demanda de ductilidad del aislador. En los cuadros (d) a (f) se observa que si  $F$  adopta valores pequeños, permite con esto que  $K_2$  aumente la ductilidad en el aislador, siendo más conveniente a la vez un valor pequeño de  $K_2$  con el cual se obtienen los valores máximos de ductilidad, como puede apreciarse también en el cuadro (g).

## DUCTILIDAD DEMANDADA EN LA ESTRUCTURA

En la figura 17 puede apreciarse que  $K_2$  influye en la ductilidad de la estructura, siendo más conveniente un valor pequeño para este parámetro, ya que con estos valores se aprecia un comportamiento casi elástico de la estructura. Se aprecia, además, que  $F$  influye ligeramente en la demanda de ductilidad de los niveles inferiores de la estructura, como puede verse por ejemplo en los cuadros (g) a (i) donde se observa que los indicadores para cada valor de  $F$  se separan en los niveles inferiores. No se aprecia, en cambio, influencia significativa de  $K_1$  en esta parte de la respuesta de la estructura.

En base a las observaciones anteriores, se llegó a los valores de  $K_1 = 10 W \{Tm\}$ ,  $K_2 = 0.5 W \{Tm\}$  y  $F = 0.05 W \{T\}$ , para los cuales se observó un mejor comportamiento combinado de las partes de la respuesta del edificio consideradas.

### **4.3 ANÁLISIS DE LA RESPUESTA**

Una vez obtenidos los modelos de marco plano para el programa DRAIN-2D se procede a analizarlos bajo la excitación de las tres

señales mencionadas al principio de este capítulo.

Las tópicos de la respuesta de estos modelos consideradas para los análisis son:

Aceleración absoluta tanto en la base como en la azotea

Desplazamiento absoluto máximo por nivel

Cortante máximo de entrepiso

Momento de volteo máximo por nivel

Demanda de energía histerética por entrepiso

Demanda de ductilidad por entrepiso y

Daño sufrido

### SISMO EL CENTRO

#### *ACELERACIONES ABSOLUTAS*

En la figura 18a, la cual compara la respuesta en aceleraciones de los modelos aislado y no aislado, ambos sin el efecto ISE, se puede observar que en la respuesta de la azotea existen aceleraciones mayores en el modelo no aislado que en el aislado, lo cual indica que el aislamiento de base redujo la respuesta de la estructura en este sentido. Esto se puede observar en la función de transferencia entre los espectros de Fourier de azotea y los espectros de la base, en donde la amplificación que se observa para el primer modo de la estructura aislada es de aproximadamente 6 mientras que para la estructura no aislada llega hasta 8. Este resultado era esperado ya que la naturaleza del sismo El Centro es de un periodo dominante bajo, situación ideal para un buen desempeño de un sistema de aislamiento de base.

Otra observación que se puede hacer en esta misma figura es la repetición del primer pico que aparece en el espectro de Fourier y que se repite sin ninguna o muy poca amplificación al avanzar desde la base hacia la azotea. De aquí, podemos concluir que se tratan de amplitudes propias del sismo que no causan amplificaciones en la

estructura (aislada y no aislada) por lo que deberá tomarse ésto en cuenta para no confundir el primer pico del espectro de Fourier con la amplitud asociada al primer modo de vibración de la estructura. Hay que recalcar que las respuestas que aparecen en estas figuras son de aceleraciones absolutas, por lo que los espectros de Fourier reflejan los contenidos de frecuencias de la excitación del terreno.

Este mismo fenómeno se presentó en la mayoría de los modelos analizados, salvo algunas excepciones en las cuales estos picos sí se amplificaron debido a su cercanía con el periodo fundamental de la estructura en cuestión. Recordar que este primer pico cambia su posición al cambiar la excitación considerada, ya que dichas excitaciones poseen características dinámicas sensiblemente diferentes (fig 11).

En la figura 18b se puede apreciar que el modelo no aislado también tuvo aceleraciones mayores que el modelo aislado (ambos considerando el efecto de la interacción suelo-estructura).

En la figura 18c, donde se muestra el efecto de la interacción suelo-estructura en el modelo no aislado, se puede observar en la función de transferencia entre los espectros de Fourier de la azotea y la cimentación un corrimiento en la frecuencia de los primeros picos. Este corrimiento es producto de la flexibilización de la base del modelo que considera el efecto ISE. También puede observarse que las ordenadas en la función de transferencia son muy similares, lo que refleja que el modelo que considera el efecto ISE tiene similar amortiguamiento que el modelo que no lo considera.

En la figura 18d, en donde se analiza el efecto ISE en el modelo aislado, puede observarse que el efecto ISE reduce ligeramente la amplitud de las aceleraciones que aparecen en la respuesta de la azotea. Es visible, además, un corrimiento en la frecuencia (con un pequeño abatimiento adicional en la amplitud en el modelo que considera el efecto ISE) asociada a los primeros picos que aparecen en la función de transferencia entre la respuesta de la azotea y la de la base. Este caso podría explicarse a partir de que el efecto ISE

introduce flexibilidad adicional a la base de la estructura haciéndola alejarse de la región donde se encuentra la mayor energía del sismo.

#### *ELEMENTOS MECÁNICOS Y DUCTILIDAD*

En la figura 19 puede observarse que, en general, el aislamiento redujo considerablemente la respuesta del edificio en cuanto a elementos mecánicos (cortante de entrepiso y momento de volteo), demandas de ductilidad y de energía histerética se refiere. Sin embargo, puede apreciarse que los desplazamientos totales que sufrió la estructura aislada fueron mayores que los que experimentó la estructura no aislada, con un mayor desplazamiento asociado al sistema de aislamiento.

El efecto ISE, en general, redujo la respuesta de los modelos aislado y no aislado debido a la introducción de flexibilidad adicional en la base de la estructura (lo cual es favorable para un sismo de periodo dominante pequeño).

#### *DAÑOS*

En la figura 20 se observa en forma tanto cuantitativa como cualitativa el daño estructural de los diferentes modelos considerados después de haber sido sometidos a la excitación sísmica. El daño estructural se muestra a través del factor de daño (FD) [30, 31], el cual se define como:

$$FD = \frac{\text{Número de elementos con cedencia}}{\text{Número total de elementos}}$$

Este factor de daño resulta representativo de la respuesta de cada modelo, de aquí la importancia de mostrarlo. Los elementos considerados para el cálculo de este factor fueron sólo los del tipo viga y columna.

Para el sismo El Centro puede observarse que el aislamiento sísmico redujo considerablemente los daños tanto para el modelo que

considera el efecto ISE como para el que no lo considera.

El efecto ISE introdujo una reducción adicional en los daños ocurridos tanto en el modelo no aislado como en el aislado. Estos resultados son congruentes con las envolventes obtenidas de la respuesta para el sismo El Centro.

#### SISMO EBRO

##### **ACELERACIONES ABSOLUTAS**

En la figura 21a, la cual compara la respuesta en aceleraciones de los modelos aislado y no aislado, ambos sin el efecto ISE, se puede observar, a diferencia de la figura 18a con el sismo anterior, que en la respuesta de la azotea las aceleraciones en ambos modelos son muy similares. En el espectro de Fourier de esta respuesta muestra amplitudes un poco mayores para el modelo no aislado.

En este grupo de figuras puede apreciarse que los primeros picos que aparecen en los espectros de Fourier, los cuales están asociados al contenido de frecuencias propias del sismo, se vieron aumentados al pasar la señal desde la base hasta la azotea de la estructura. Esto significa que el periodo de los modelos y el de la señal excitadora se acercaron más que en el caso del sismo El Centro.

Se puede observar también que en el espectro de Fourier de la respuesta en la base del modelo considerado con aisladores de base aparece un pico notable alrededor de los 2 Hz, el cual no aparece en el espectro de la señal excitadora. Esto hace evidente que el pico está asociado con los aisladores. Más arriba, en el espectro de la respuesta de la azotea se puede observar el mismo pico; sin embargo, en la función de transferencia desaparece tal fenómeno. Esto puede deberse a que la amplitud leída en el espectro de la base no se amplificó al pasar por la estructura hasta la azotea; sin embargo, también podría deberse a que tales picos están asociados a un modo superior de vibración en el cual tales amplitudes tienen signos

contrarios, pero como el espectro de Fourier no refleja el signo de la amplitud esto no podría ser verificable sino con una nueva función llamada Función de Fase, la cual refleja el giro o defasamiento existente entre las amplitudes de dos espectros de Fourier para cada valor de frecuencia. Se puede concluir que se trata de tal fenómeno (modo superior de vibración) ya que existe un periodo de vibración muy cercano a los 2 Hz en el modelo considerando la rigidez inelástica para el sistema de aislamiento, lo cual también comprueba que el aislador está disipando energía.

En la figura 22 se puede apreciar el defasamiento entre la amplitud de la forma modal de la base con el de la azotea en el segundo modo de la estructura con base aislada.

La figura 23 muestra la respuesta de la azotea del modelo aislado analizándola para seis intervalos de tiempo. Se puede observar que el pico mencionado no aparece en el primer segmento (0-6s) ya que su diagrama histerético aún no muestra que el aislador haya entrado en la rigidez postfluencia y por lo tanto aún no ha disipado energía. En los siguientes 4 segmentos (7-58s) se observa que el aislador ha entrado ya en la rigidez postfluencia y se observa también, a diferentes escalas, disipación de energía, y por lo tanto, el pico mencionado ha aparecido en los espectros de Fourier de estos segmentos. Cabe mencionar que existe correlación entre la amplitud de dichos picos en el espectro de Fourier y la energía disipada en este intervalo de tiempo. En el último segmento se puede apreciar el mismo fenómeno que ocurrió en el primer intervalo.

Este mismo fenómeno se presentó en todos los modelos aislados independientemente de la excitación a que fueron sometidos.

En la figura 21b se puede apreciar que el modelo no aislado tuvo aceleraciones mayores que el modelo aislado (ambos incluyendo el efecto de la interacción suelo-estructura). Esto pudo deberse a que el modelo no aislado acercó más su periodo de vibración al del sismo, con la introducción de la flexibilidad adicional que le da el efecto ISE.

En la figura 21c, donde se muestra el efecto de la interacción

suelo-estructura en el modelo no aislado, se puede observar en la función de transferencia entre los espectros de Fourier de azotea y la cimentación un corrimiento en la frecuencia de los primeros picos. Este corrimiento es producto de la flexibilización de la base del modelo que considera el efecto ISE. Sin embargo, a diferencia de las figuras del sismo El Centro, en esta figura se puede observar que el efecto ISE hace aumentar la amplitud de las aceleraciones; ésto resulta evidente en el espectro de Fourier de la respuesta en la azotea.

En la figura 21d, en donde se analiza el efecto ISE en el modelo aislado, se puede observar que las amplitudes para ambos modelos son similares. La diferencia observada entre ambos modelos es un corrimiento en la frecuencia del primer pico en la función de transferencia entre la respuesta de la azotea y la de la base de la estructura.

#### *ELEMENTOS MECÁNICOS Y DUCTILIDAD*

En la figura 24 puede observarse que el aislamiento redujo considerablemente la respuesta del edificio en lo que respecta a momentos de volteo, cortantes de entrepiso, demandas de ductilidad y de energía histerética. Sin embargo, la respuesta en desplazamientos totales del edificio aislado resultó ser mayor que la del edificio sin aislamiento, excepto para los modelos que consideran el efecto ISE, apreciándose mayores desplazamientos totales en los niveles superiores del edificio no aislado.

El efecto ISE, en el modelo aislado, redujo ligeramente la respuesta de este modelo. Sin embargo, en el modelo no aislado hizo incrementar su respuesta considerablemente, sobre todo en las demandas de energía histerética.

#### *DAÑOS*

En la figura 25 se observa que el aislamiento redujo

considerablemente los daños, logrando que incluso se dañaran seis de los nueve muros de mampostería, a comparación de los modelos no aislados los cuales sufrieron daños en casi todos sus muros.

El efecto ISE, en congruencia con el inciso anterior, redujo los daños en el modelo aislado, mientras que en el modelo no aislado provocó un incremento en los daños.

Resulta importante mencionar que el comportamiento de los modelos no aislados excitados con el sismo Ebro tuvieron una notable correlación con el comportamiento real del edificio durante los sismos de 1985.

#### SISMO SCT

##### *ACELERACIONES ABSOLUTAS*

En la figura 26a se compara la respuesta del modelo aislado contra el no aislado, se observa un comportamiento similar al de las mismas estructuras bajo la excitación del sismo Ebro (fig 21a), sólo que en esta figura se detectan ordenadas de aceleraciones en la respuesta de la azotea, para ambos modelos, mayores que las observadas para el sismo Ebro.

En la figura 26b en donde se comparan los modelos aislado y no aislado, considerando para ambos el efecto ISE, se puede apreciar el mismo comportamiento que en la figura anterior, solo que las aceleraciones para ambos modelos se vieron incrementadas. Esto hace concluir que el efecto ISE para esta excitación hace que la respuesta en aceleraciones, tanto en el modelo aislado como en el no aislado, se vea incrementada.

En la figura 26c, en donde se ilustra el efecto de la interacción suelo-estructura para los modelos no aislados, se presenta un comportamiento muy parecido al de la figura 21c, sólo que en la figura 26c no se hace tan evidente la diferencia de amplitudes en el espectro

de Fourier de la respuesta de la azotea, en donde la curva para el modelo con el efecto ISE se hace un poco más baja pero más amplia a la vez, lo cual indica que tiene un contenido de amplitudes más o menos alto para un número mayor de frecuencias.

En la figura 26d, en donde se analiza el efecto ISE en el modelo aislado, se puede observar un comportamiento muy parecido al de la figura 21d, solo que en la figura 26d las ordenadas de aceleración en la respuesta de la azotea y la base son mucho mayores que en la figura 21d.

#### *ELEMENTOS MECÁNICOS Y DUCTILIDAD*

En la figura 27 puede verse que ahora el aislamiento produjo resultados más desfavorables en la respuesta de los modelos que el considerarlos sin él. Se puede observar que el efecto ISE fue desfavorable en ambos modelos (aislado y no aislado), llegando a ser crítico al incluirse en el modelo no aislado, ya que para este modelo se observa una demanda de energía histerética, en los 4 primeros entrepisos, mucho mayor que para todos los demás modelos.

#### *DAÑOS*

En la figura 28 se puede observar, confirmando lo mencionado en el inciso anterior, que el aislamiento produjo mayores daños en el modelo que lo consideró que en el modelo no aislado (ambos sin el efecto ISE). Se puede observar también que el efecto ISE para ambos modelos (aislado y no aislado) produjo mayores daños, llegando a ser crítico en el modelo no aislado el cual alcanzó un factor de daño del 57 por ciento.

#### DUCTILIDAD Y ENERGÍA HISTÉRETICA

Al observar la figura 29 se puede apreciar que no existe una relación tan directa entre la demanda de ductilidad y la demanda de energía histerética.

La ductilidad que aquí se maneja es el resultado del cociente entre la pendiente  $m_1$  (elástica) y la pendiente  $m_2$  (inelástica) en un diagrama de cortante contra desplazamiento relativo de entrepiso (fig 30). La energía histerética, en cambio, es la sumatoria de las áreas bajo la curva que se van formando a cada paso (cortante-deformación).

Es por lo anterior que resulta más confiable el tomar a la energía histerética como parámetro para estimar los daños producidos en una estructura, ya que un entrepiso pudo haber llegado a una cierta deformación máxima en sólo un par de ciclos produciendo una ductilidad dada, mientras que otro con la misma demanda de ductilidad pudo haber alcanzado esa deformación en cientos de ciclos, con una evidente demanda de disipación de energía histerética mucho mayor que en el primer caso.

Se puede observar en la figura 29 que la demanda de energía histerética en los aisladores cuando fueron excitados con el sismo SCT es notablemente alta respecto a las demandas para los otros sismos. Esto comprueba que el aislamiento de base para regiones con sismos de periodo alto no es eficiente, ya que a pesar de haber disipado esa cantidad de energía tan grande, el modelo aislado tuvo una respuesta mayor que el modelo no aislado.

Lo anterior puede explicar el que el modelo no aislado, con el efecto de interacción suelo-estructura haya tenido demandas tan altas de disipación de energía histerética en los niveles inferiores, ya que lo que produce el efecto ISE es un fenómeno parecido al aislamiento de base, sólo que sin el mecanismo disipador de energía, por lo que esta energía se tuvo que disipar en la estructura misma.

#### COMENTARIOS

En este capítulo se hace notable la utilidad de elaborar varios modelos con características de aislamiento diferente con el fin de obtener el modelo más apropiado para una excitación determinada.

También se resaltó que el efecto de la interacción

suelo-estructura resulta más desfavorable para el edificio analizado, mientras mayor va siendo el periodo dominante de la señal excitadora, ya que ocasiona que el periodo del modelo se vaya acercando al del sismo.

Se encontró que el aislamiento encuentra sus condiciones más favorables para este edificio cuando es sometido a sismos de periodos cortos que regularmente se producen en terreno duro (El Centro). Produciéndose lo contrario para excitaciones de periodo largo (SCT), donde su desempeño no es en lo absoluto eficiente.

Se vió, por otro lado, que la demanda de energía histerética en un entrepiso determinado resulta un mejor parámetro que la demanda de ductilidad en la estimación de posibles daños en una estructura.

En los análisis requeridos para este trabajo se han tenido en consideración una serie de hipótesis que han hecho posible el llevarlos a cabo con los elementos con que se contaron para su realización. Entre las más importantes se tienen:

- Los análisis inelásticos se efectuaron a través de modelos de marco plano, debido a que así lo permite la capacidad del programa DRAIN-2D. Esto implica la suposición de que todos los marcos paralelos al analizado tienen la misma degradación de rigidez durante todo el evento sísmico, así como el mismo porcentaje de masa total, situación poco factible en la realidad.
- El marco seleccionado para el análisis se ubica en la dirección transversal del edificio. Esto supone que solo se han considerado los desplazamientos en la dirección del marco, ignorando los desplazamientos en la dirección perpendicular al mismo, así como los efectos de torsión.

## CONCLUSIONES

Sobre la base de los resultados obtenidos de los diferentes análisis realizados en este edificio, se concluye lo siguiente:

Se observó la existencia de una buena correlación entre el período obtenido mediante el método de vibración ambiental y el modelo en tercera dimensión realizado con el programa ETABS, por lo que se concluye que tal método puede resultar muy útil en la calibración de los modelos matemáticos de edificios ya construidos.

Se encontró una excelente correlación entre el modelo en tercera dimensión y el modelo plano en el sentido transversal del edificio, ambos modelados con el programa ETABS, por lo que se concluye que es posible analizar una estructura tridimensional a partir de un modelo plano, siempre y cuando se estimen adecuadamente las masas asociadas a cada nivel con el fin de obtener las mismas características dinámicas. Es evidente, sin embargo, la necesidad de contar con programas de análisis más poderosos con el fin de modelar todas las condiciones que implica un modelo tridimensional (acoplamiento entre dos sentidos perpendiculares, torsión, etc.).

Se apreció una gran variación en la respuesta del sistema de aislamiento elegido al ser sometido a la excitación de diferentes señales con características dinámicas sensiblemente diferentes, por lo que se concluye que la elección de los parámetros de un sistema de aislamiento de base de tipo histerético depende de las características dinámicas tanto del edificio considerado como de la señal del terreno. De lo anterior se puede concluir también que el aislamiento sísmico para el edificio analizado funciona eficientemente para sitios en donde se tienen excitaciones con periodos dominantes cortos.

En la respuesta del edificio no aislado con el efecto ISE bajo la excitación del sismo SCT (el cual tiene un período dominante alto) se observó una demanda sumamente alta de disipación de energía

histerética en los niveles inferiores del edificio, lo que hace concluir que el efecto ISE produce un fenómeno parecido al aislamiento de base, sólo que sin el mecanismo disipador de energía, por lo que esta energía se tuvo que disipar en la estructura misma.

## BIBLIOGRAFÍA

- [1] **deMontalk, A., Urbano C. y Stupazzini, B., (1932)**  
"Shock absorbing or minimizing means for buildings" U.S. Patent No. 1,847,820 (New Zealand Patent granted 1929).
- [2] **Bechtold, Jacob, (1907)**  
"Earthquake-proof building" U.S. Patent No. 845,046.
- [3] **Kelly, J. M., (1986)**  
"Seismic base isolation: review and bibliography", Soil Dynamic and Earthquake Engineering, Vol 5, 1986, pp. 202-216.
- [4] **D. M. Lee y I. C. Medland, (1978)**  
"Base Isolation. An historical development, and de influence or higher mode responses", Bulletin of the New Zeaaland National Society for Earthquake engineering, Vol 11, No. 4.
- [5] **R. R. Martel, (1929)**  
"The Effects of Earthquakes on Buildings with a Flexible First storey", Bull. Seism. Soc. Am., Vol. 19, pp 167-178.
- [6] **N. B. Green, (1935)**  
"Flexible First Storey Construction for Earthquake Resistance", Trans Am. Soc. Civ. Engrs, artículo No. 1906, pp. 654-674.
- [7] **M. Fintel, F. R. Khan, (1969)**  
"Shock Absorbing Soft Storey Concept for Multi-Storey Erathquake Structures", Proc. Am. Concr. Inst., vol. 66, Title No. 66-29, pp. 381-390.
- [8] **R. I. Skinner, J. L. Beck y G. N. Bycroft, (1975)**  
"A Practical System for Isolating Structures from Earthquake Attack", Int. J. Earthq. Engng Struct. Dyn., Vol. 3, pp. 297-309

- [9] R. I. Skinner, J. M. Kelly, A. J. Heine (1975)  
"Hysteretic Dapers for Earthquake Resistant Structures", Int. J. Earthq. Struct. Dyn., Vol. 3, pp. 287-296.
- [10] A. Sosa G., S. E. Ruíz, R. González A. y A. Nieto, (1991)  
"Comportamiento de Estructuras con Aislamiento Sísmico", Memorias del IX Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica, Manzanillo, Colima, Vol I, pp 4-31 a 4-40.
- [11] "Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal". Gaceta oficial del Departamento del Distrito Federal, Noviembre 1987.
- [12] "Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo". Gaceta oficial del Departamento del Distrito Fereral, Noviembre 1987.
- [13] Stanton, J. F. and Roeder, C. W. (1982)  
"Elastomeric Bearings: Design, Construction and Materials", NCHRP Report 248, Transportation Research Board, Washington, D.C.
- [14] Lin Su, Goodarz Ahmadi, Iradj G. Tadjbakhsh (1989)  
"A comparative study of performances of various base isolation systems, part I: Shear beam structures", Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol 16, pp.11-32
- [15] L. Li, (1982)  
"Base isolation measure for aseismic building in China"  
Tercer simposium Soil dyn. earthquake eng. Princeton University, Princeton, NJ (1987)
- [16] L. Su, G. Ahmadi and I. G. Tadjbakhsh, (1987)  
"A comparative study of base isolation systems" Report No. MIE-150, Clarkson University, Postdam.
- [17] R. Gueraud, J.-P Noel-Leroux, m. Livolant and A. P. Michalopoulos  
"Seismic isolation using sliding-elastomer bearing pads", Nucl. eng. des. 84, 363-377 (1985)

- [18] **W. H. Robinson and A. G. Tucker, (1977)**  
"A lead-rubber shear damper", Bull. New Zealand natl. soc. earthquake eng. 10, 151-153
- [19] **Meli Piralla R., (1975)**  
"Comportamiento sísmico de muros de mampostería". Informe No. 352, Instituto de Ingeniería, UNAM.
- [20] **Hernández Basilio O. (1975)**  
"Recomendaciones para el diseño y construcción de estructuras de mampostería", Informe No. 351, Instituto de Ingeniería, UNAM.
- [21] **Lermo J., Rodriguez M. y Singh S. K.**  
"Periodos naturales de sitios en el valle de México obtenidos con mediciones de microtemblores y datos de movimientos sísmicos fuertes", Earthquake Spectra, "EERI, The 1985 Mexico Earthquake, parte B". Noviembre 4-4, pp 653-674
- [22] **González Alcorta R. (1989)**  
"Cinemática del movimiento de edificios de la ciudad de México", Tesis de Maestría en Ingeniería, Estructuras. DEEFI.
- [23] **D. M. Lee y I. C. Medland (1979)**  
"Base isolation systems for earthquake protection of multi-storey shear structures", Earthquake engineering and structural dynamics, Vol 7, pp 555-568.
- [24] **Wilson E. y Habibullah A., (1987)**  
"ETABS : Three Dimensional Analysis of Building Systems", Computers and Structures Inc. en Berkeley California
- [25] **Kanaan A. y Powell G., (1974)**  
"DRAIN-2D: General purpose computer program for inelastic dynamic response of plane structures", Reporte UBC/EERC/73-6. Universidad de California en Berkeley, USA

- [26] **Avilés J. (1991)**  
"Criterios de interacción suelo-estructura: Manual de diseño por sismo de la CFE.", Memorias del IX Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica. Manzanillo Col., Vol II, pp. 12-12 a 12-23.
- [27] **Wiegel Robert L. (1970)**  
"Earthquake Engineering", Ed. Prentice Hall, USA.
- [28] **Shanabel P., Lysmer J., Seedh (1972)**  
"SHAKE : A computer program for earthquake response analysis of horizontally layered sites", Reporte UBC/EERC/72-12.
- [29] **Córdova Nava Mauricio, (1991)**  
"Análisis del comportamiento de un edificio de la ciudad de México con diferentes sistemas de rigidización", Tesis de licenciatura para obtener el título de Ingeniero Civil.
- [30] **Filiatrault A. y Cherry S, (1987)**  
"Comparative performance of friction damped systems and base isolation systems for earthquake retrofit and aseismic design", Reporte V6T1W5, Departamento de Ingeniería Civil, Universidad de Columbia Británica, Vancouver, Canada.
- [31] **Pall S. A., Verganclakis V. y Marsh C. (1987)**  
"Friction dampers for seismic control of Concordia University Library Building", Reporte de la Conference on Earthquake Engineering, Ottawa, Canada.

MODELO NO AISLADO SIN ISE							
MOD0	EXPE	3 D	ERR % C/EXP	PLANO ETABS	ERR % C/3D	PLANO DRAIN	ERR % C/3D
1	1.136	1.016	11	1.000	1.6	1.040	2.4
2		0.322		0.321	0.3		
3		0.175		0.174	0.6		

MODELO NO AISLADO CON ISE							
MOD0	ETABS	DRAIN	ERR %				
1	1.446	1.460	0.97				
2	0.387						
3	0.227						

MODELO AISLADO SIN ISE							
MOD0	K1 ETABS	K1 DRAIN	ERR %	K2 ETABS			
1	1.142	1.180	3.33	2.962			
2	0.412			0.584			
3	0.221			0.245			

MODELO AISLADO CON ISE							
MOD0	K1 ETABS	K1 DRAIN	ERR %				
1	1.551	1.560	0.58				
2	0.467						
3	0.236						

Tabla 1 Periodos de los modelos realizados

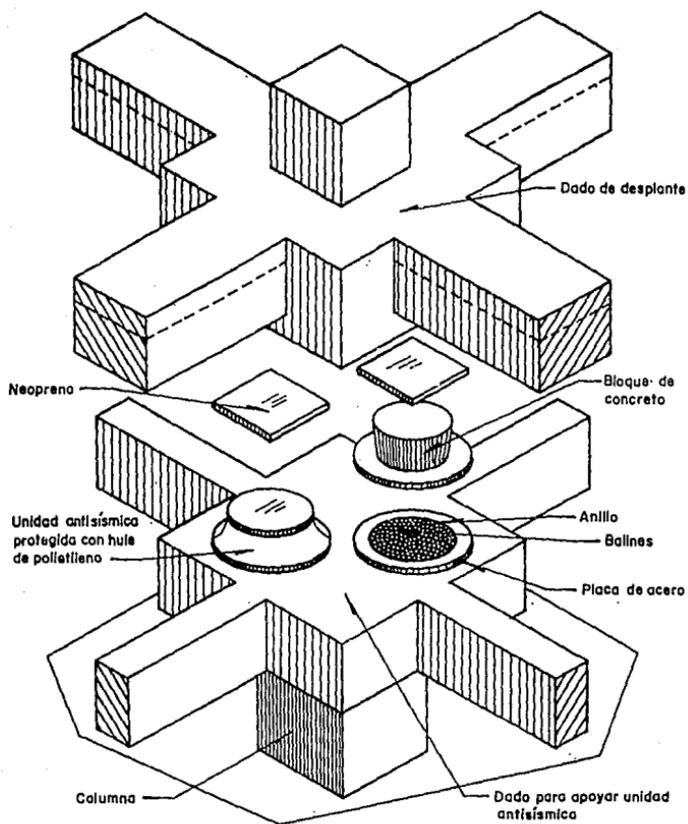
ELEMENTOS COLUMNA				
TIPO	SECCION (cm)	AREA (m <sup>2</sup> )	A <sub>c</sub> <sup>2</sup> (m <sup>2</sup> )	I <sub>y</sub> <sub>4</sub> (m <sup>4</sup> )
1	30x45	0.135	0.113	0.0010130
2	30x40	0.120	0.100	0.0009000
3	30x35	0.105	0.088	0.0007875
4	30x30	0.090	0.075	0.0006750
5	40x80	0.320	0.267	0.0042670
6	35x75	0.263	0.219	0.0026800
7	35x70	0.245	0.204	0.0025010
8	35x65	0.228	0.190	0.0023220
9	35x60	0.210	0.175	0.0021440
10	35x55	0.193	0.160	0.0019651
11	30x50	0.150	0.125	0.0011250
12	L 60x30x35	0.105	0.088	0.0007875
13	L 60x60x15	0.158	0.131	0.0047790
14	L 55x55x15	0.143	0.119	0.0035800
15	L 50x50x15	0.128	0.107	0.0026100
16	L 45x45x15	0.113	0.094	0.0018300
17	L 40x40x15	0.098	0.082	0.0012300
18	L 35x35x15	0.083	0.069	0.0007800
19	L 30x30x15	0.068	0.038	0.0004600

ELEMENTOS VIGA				
TIPO	SECCION (cm)	AREA (m <sup>2</sup> )	A <sub>c</sub> <sup>2</sup> (m <sup>2</sup> )	I <sub>x</sub> <sub>4</sub> (m <sup>4</sup> )
1	35x35	0.123	0.102	0.0012500

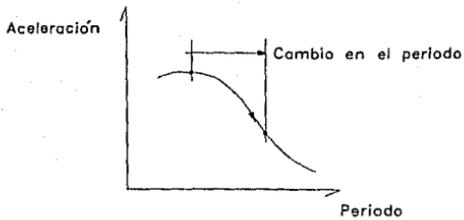
Tabla 2 Propiedades geométricas de columnas y vigas del marco 'M'

ENTREP	CORT TOTAL [T]	CORT MARCO M [T]	% DE CORT	MASA TOTAL $2$ [Ts <sup>2</sup> /m]	MASA MARCO M $2$ [Ts <sup>2</sup> /m]
9	10.00	2.53	25.124	14.85	3.731
8	18.90	5.20	27.239	15.68	4.271
7	26.70	7.70	28.434	15.68	4.458
6	33.40	10.48	30.887	15.68	4.843
5	39.00	12.40	31.282	15.68	4.905
4	43.50	13.08	29.539	15.68	4.632
3	46.90	14.69	30.803	15.68	4.830
2	49.20	15.71	31.420	15.68	4.927
1	50.41	16.39	32.137	15.68	5.039
AISL			PROMEDIO 29.650	12.13	3.597

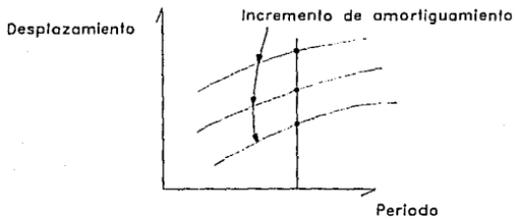
**Tabla 3** Porcentaje de cortante que absorbe el marco M y masa asociada a cada nivel.



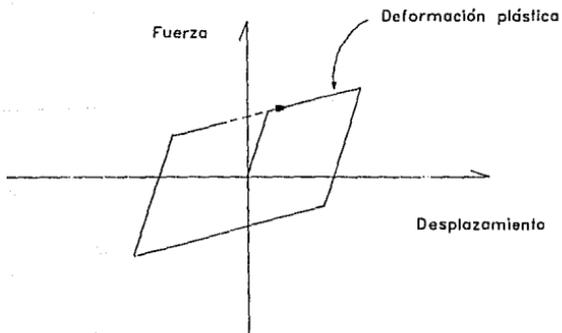
**Figura 1** Mecanismo de aislamiento a base de esferas de acero



**Figura 2a** Espectro idealizado de aceleración



**Figura 2b** Espectro idealizado de desplazamiento



**Figura 2c** Respuesta histerética fuerza-desplazamiento debida a la deformación plástica

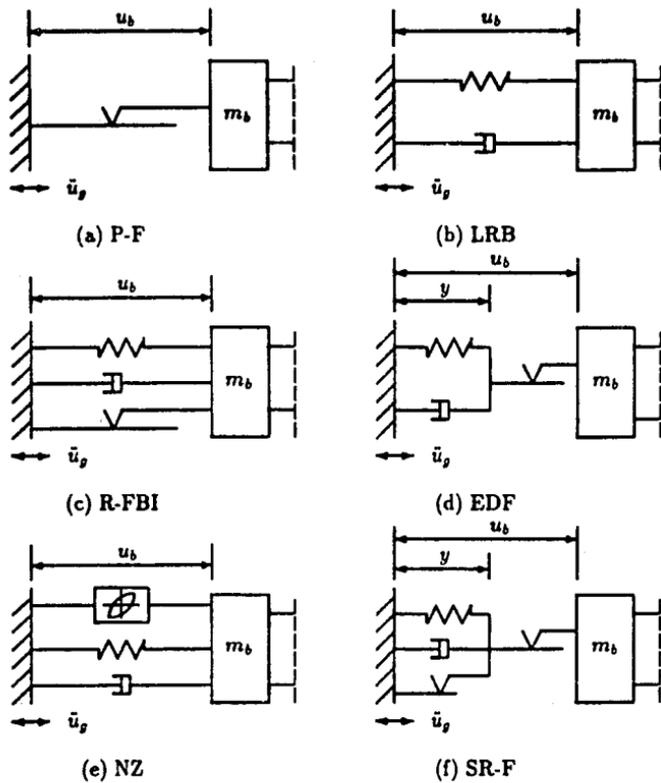


Figura 3 Diferentes esquemas de aislamiento sísmico

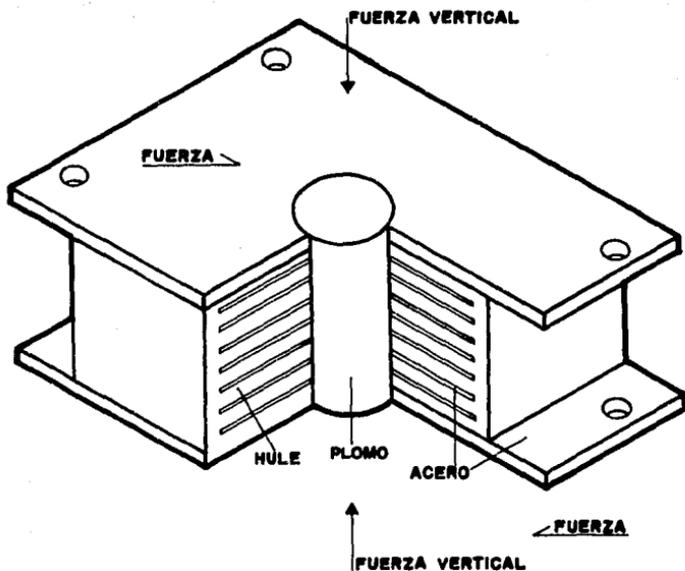


Figura 4 Sistema de aislamiento sísmico utilizado en el edificio

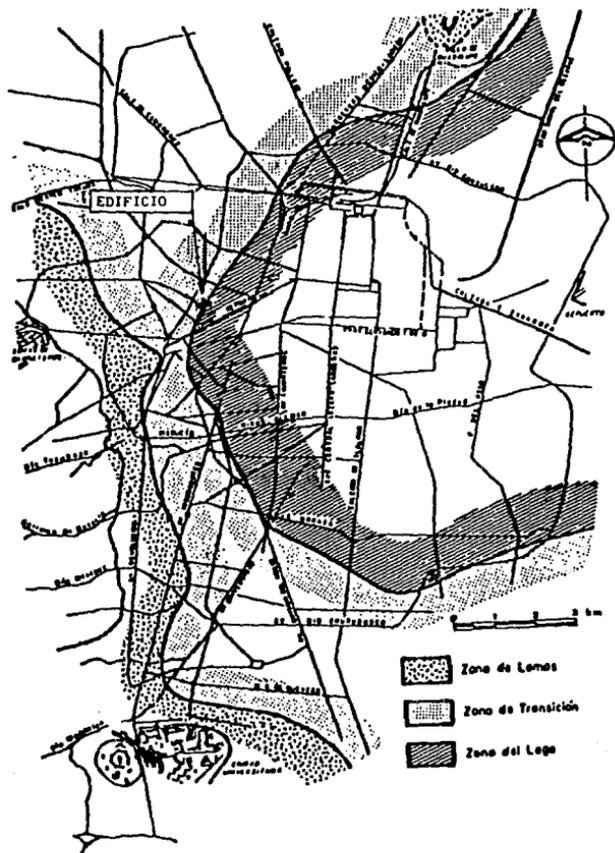


Figura 5 Ubicación del edificio en estudio

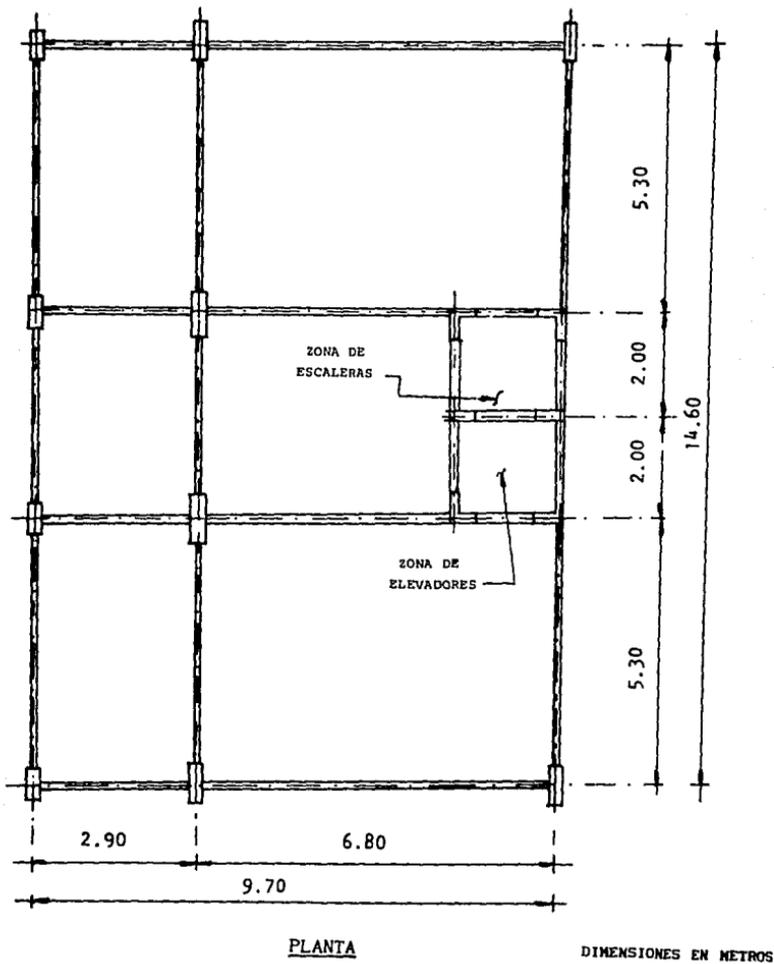
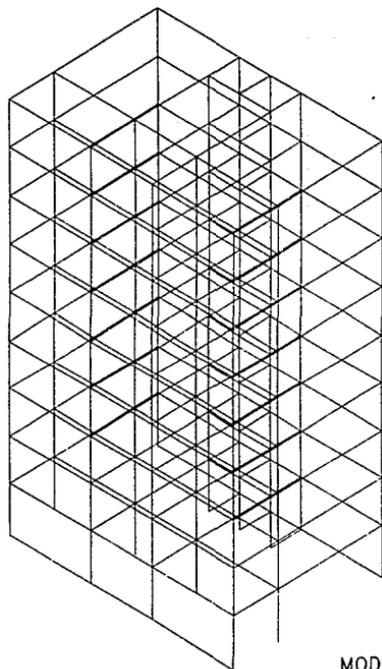
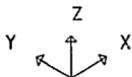


Figura 6 Planta tipo del edificio

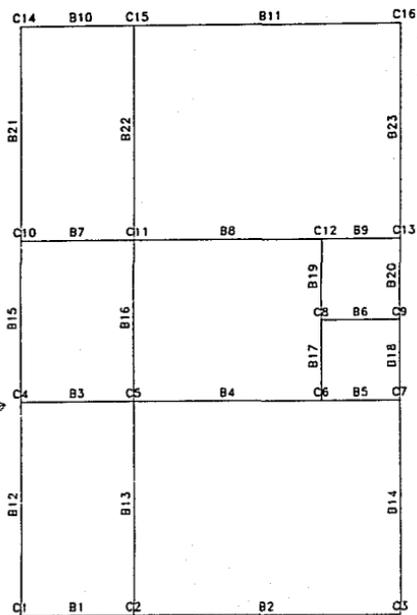


MODELO 3-D



ETABS

Marco 'M'



B = Crujia  
C = Linea de Columna

Figura 7 Elevación del edificio según modelaje del programa ETABS

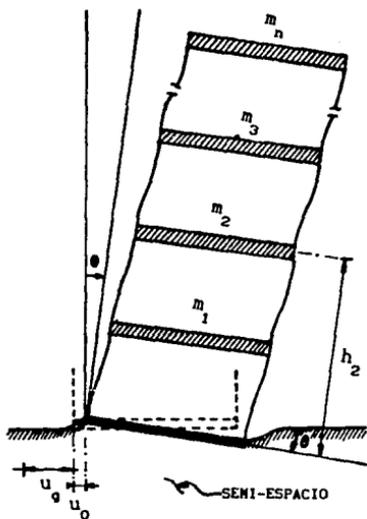
20	1	2	3	4	4	4	4	4	4	1
2	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
20	5	6	7	8	9	10	11	12	4	1
2	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
20	13	14	15	16	16	17	18	19	19	1
2	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
20	13	14	15	16	16	17	18	19	19	1

## MARCO M

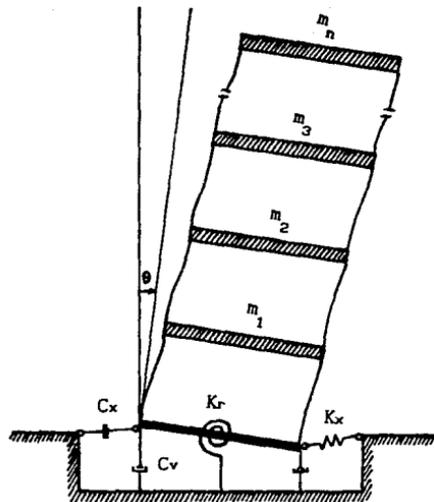
20 propiedades de columna  
2 propiedades de viga

Nota : La propiedad 20 de columna y la 2 de viga se utilizan para modelar el aislador de base.

**Figura 8** Distribución de las secciones de los elementos componentes de la estructura



a) Estructura sobre semi-espacio



b) Estructura sobre parámetros equivalentes

Figura 9 Idealización del sistema suelo-estructura con el método del semi-espacio

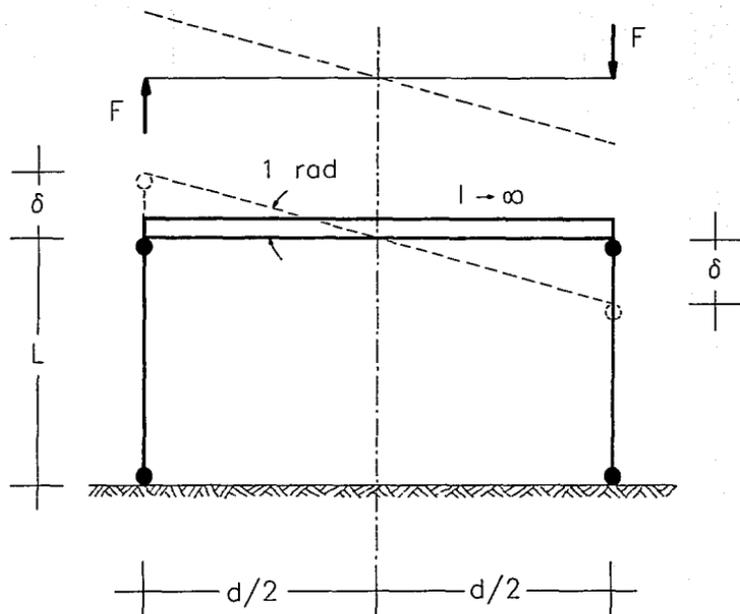
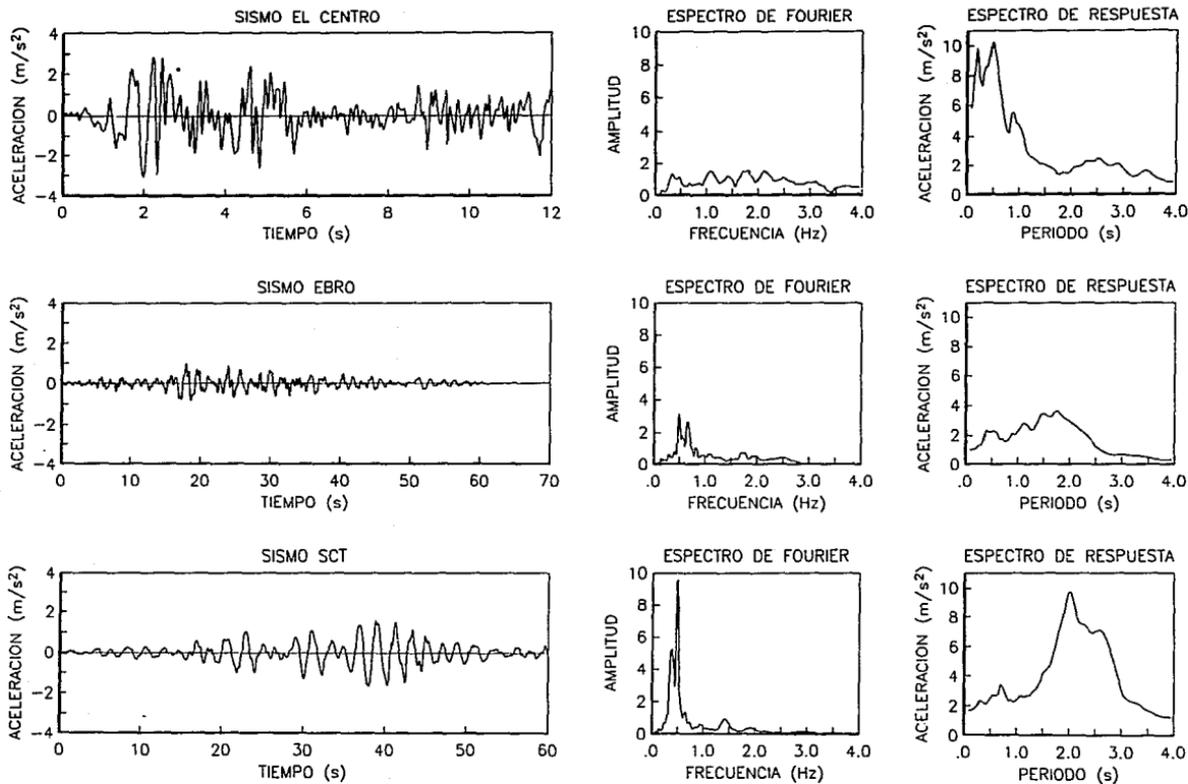


Figura 10 Elementos equivalentes para el modelaje del efecto ISE



**Figura 11** Acelerogramas, espectros de Fourier y espectros de respuesta de los sismos en estudio

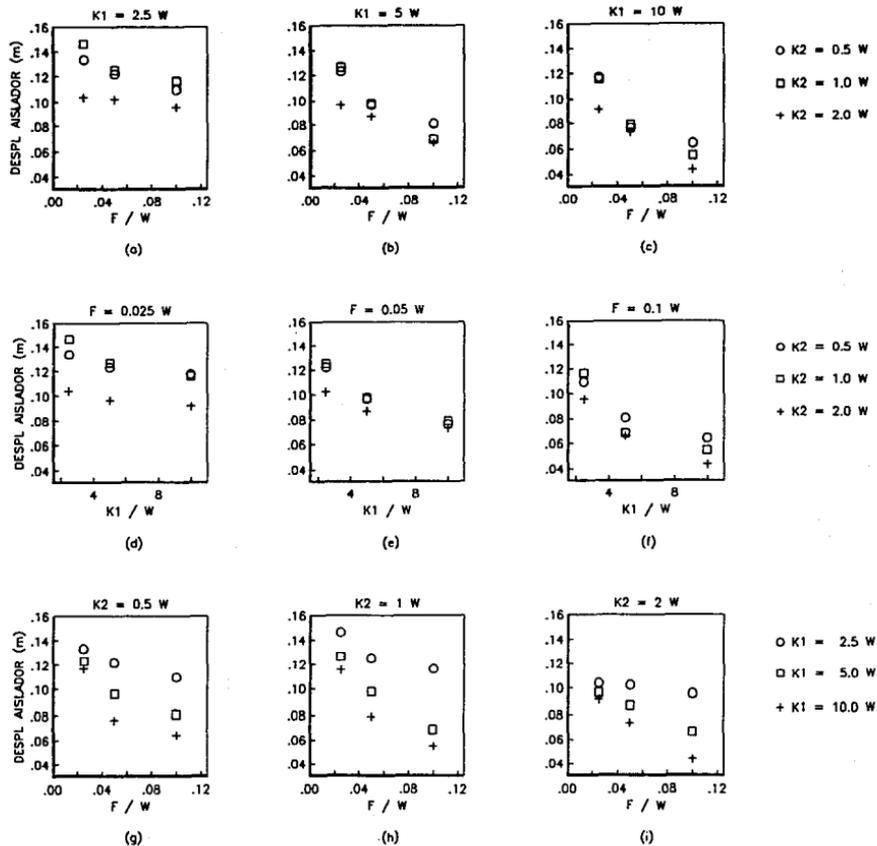
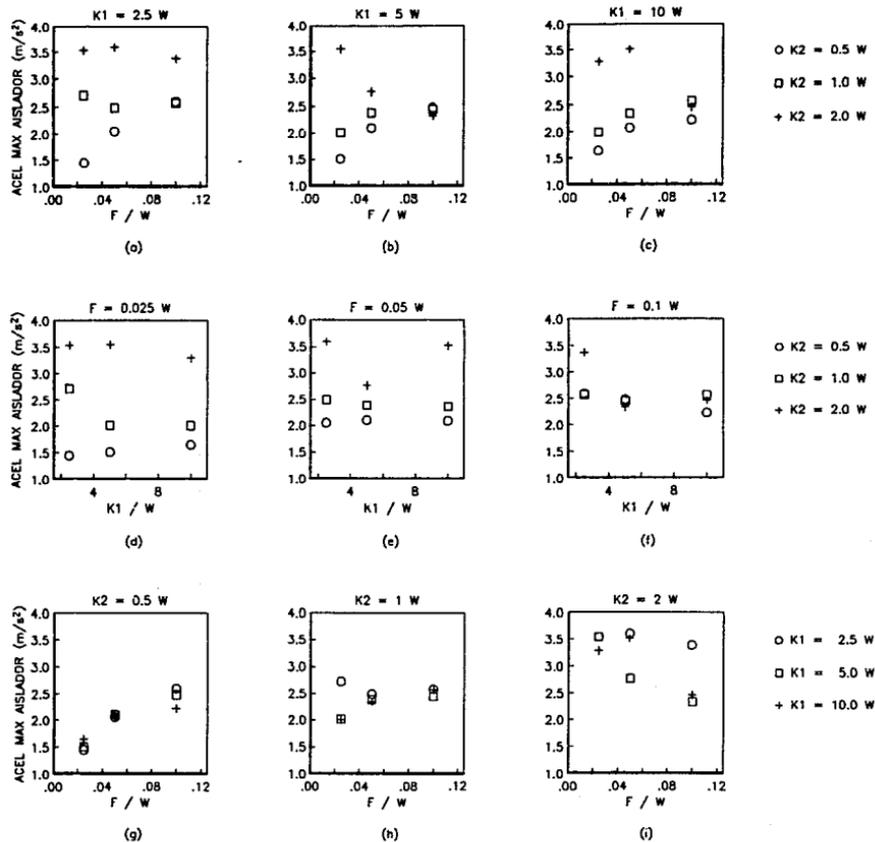


Figura 12 Influencia del parámetro K1 en el desplazamiento máximo del sistema del aislamiento



**Figura 13** Influencia de los parámetros  $K_2$  y  $F$  en la aceleración máxima del sistema de aislamiento

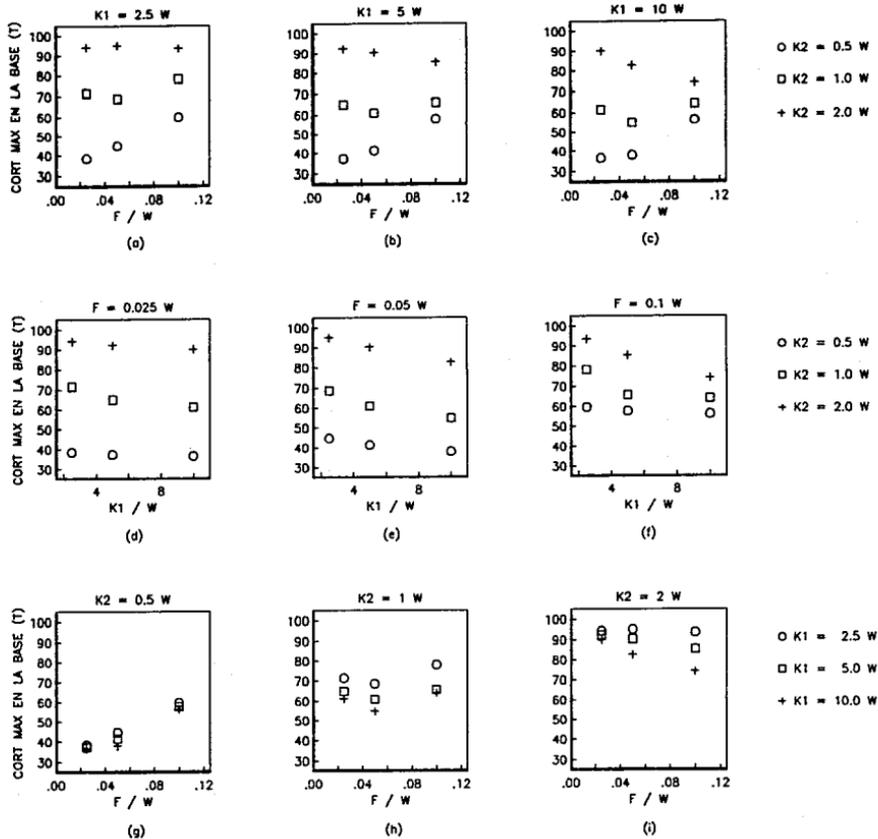


Figura 14 Influencia del parámetro  $K_2$  en el cortante en la base de la estructura

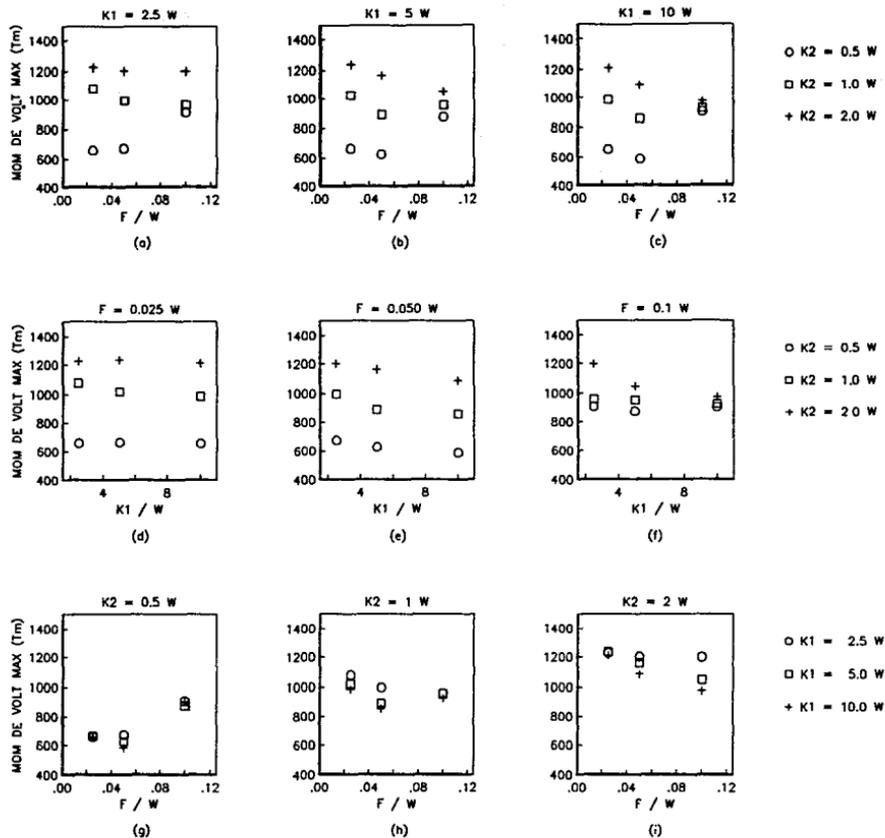
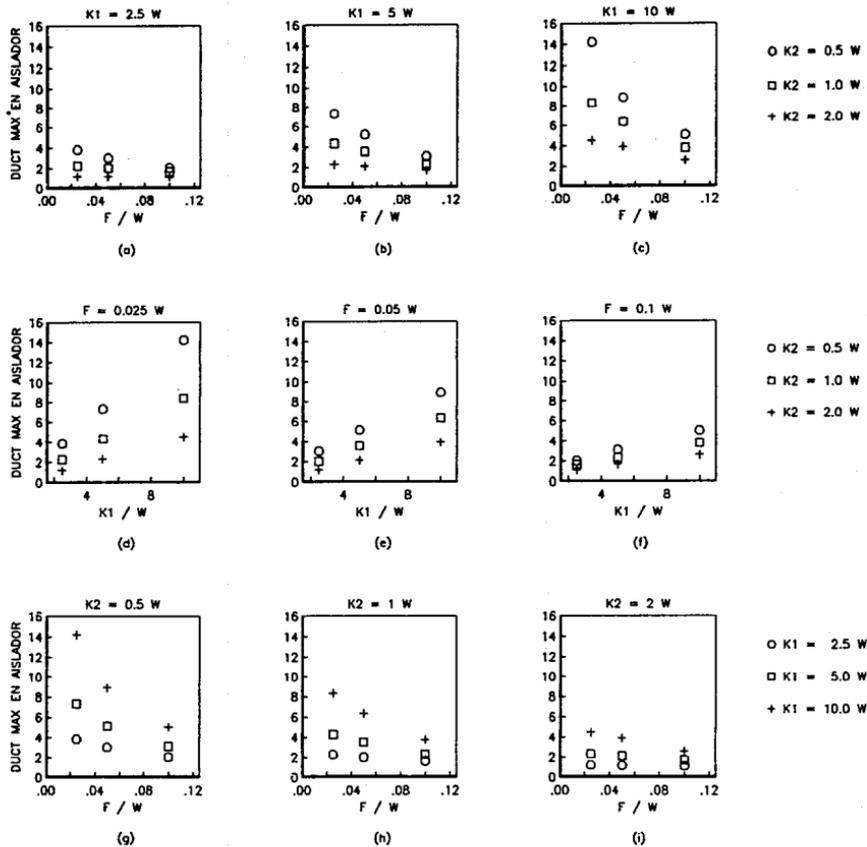
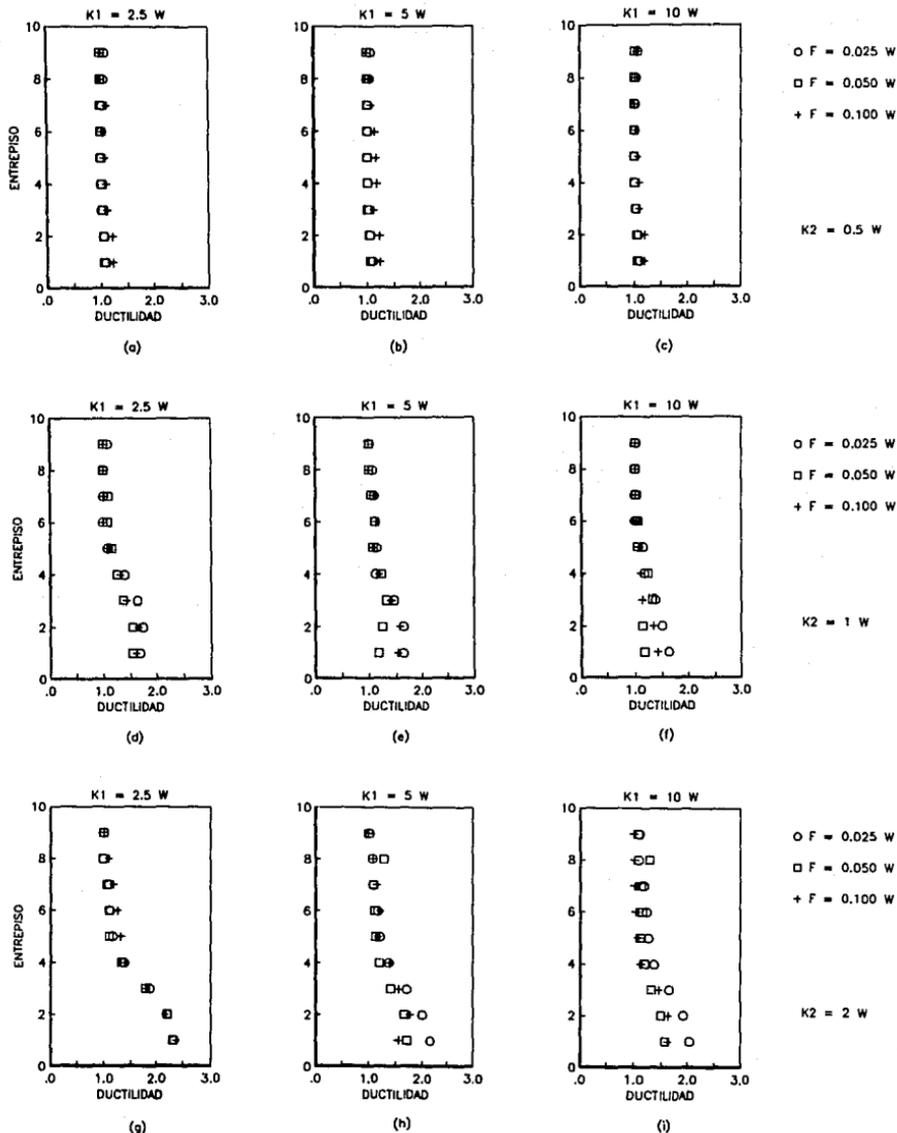


Figura 15 Influencia del parámetro  $K_2$  en el momento de volteo respecto a la base de la estructura



**Figura 16** Influencia de los parámetros  $K_1$ ,  $K_2$  y  $F$  en la demanda de ductilidad a nivel del sistema de aislamiento



**Figura 17** Influencia del parámetro  $K_2$  en la demanda de ductilidad en la estructura

# SISMO EL CENTRO

— MODELO AISLADO SIN ISE  
 - - - - MODELO NO AISLADO SIN ISE

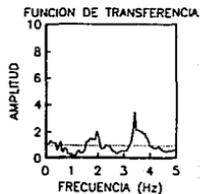
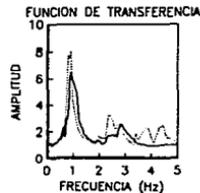
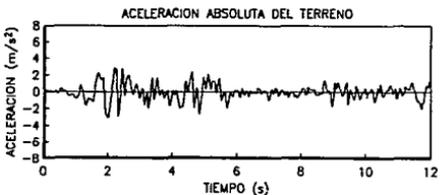
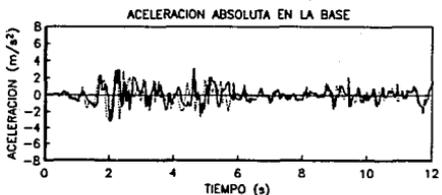
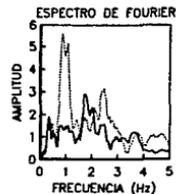
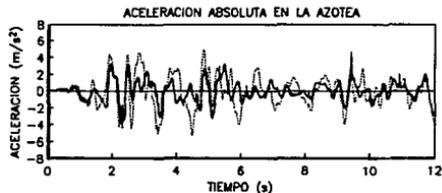
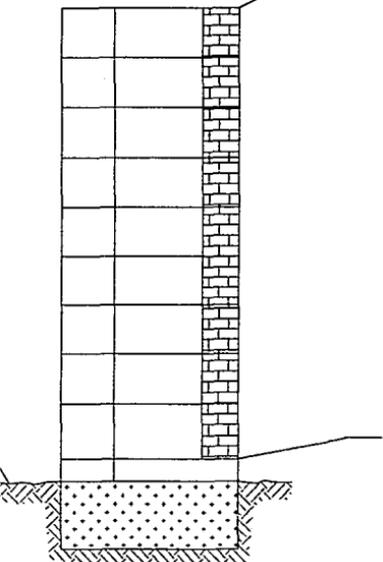


Figura 18a Respuesta de la estructura con el sismo El Centro

# SISMO EL CENTRO

— MODELO AISLADO CON ISE  
 - - - MODELO NO AISLADO CON ISE

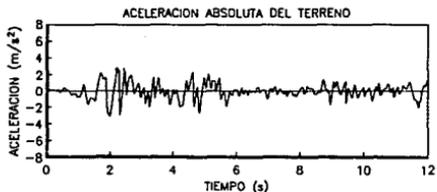
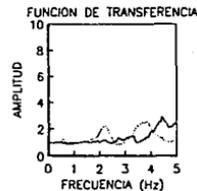
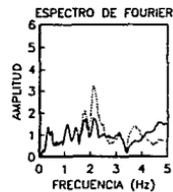
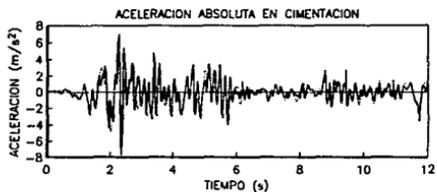
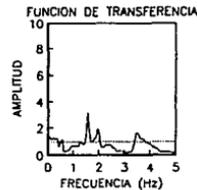
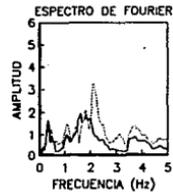
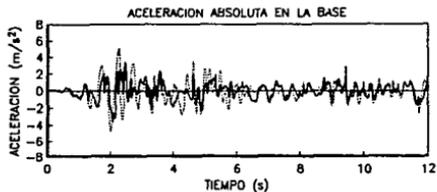
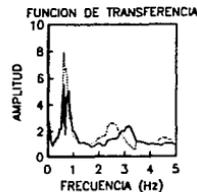
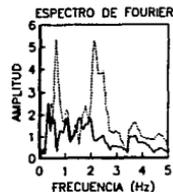
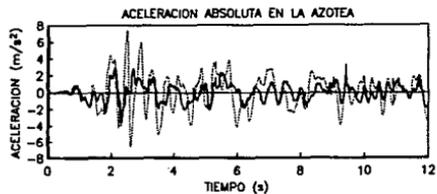
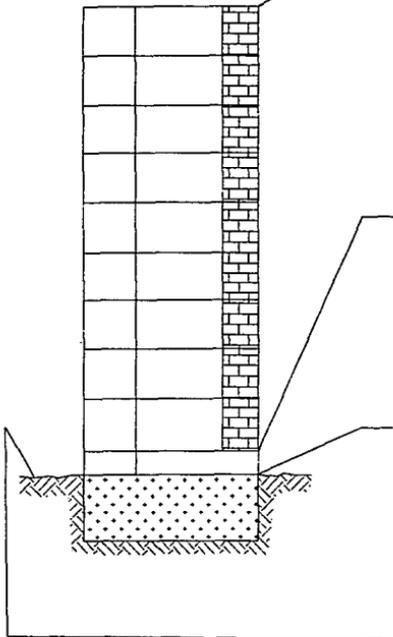


Figura 18b Respuesta de la estructura con el sismo El Centro

# SISMO EL CENTRO

- MODELO NO AISLADO SIN ISE
- - - - MODELO NO AISLADO CON ISE

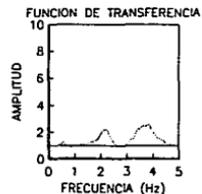
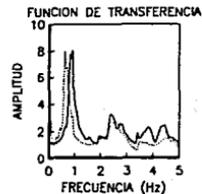
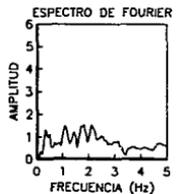
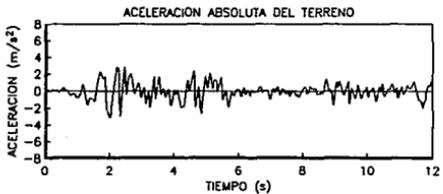
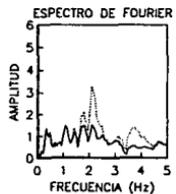
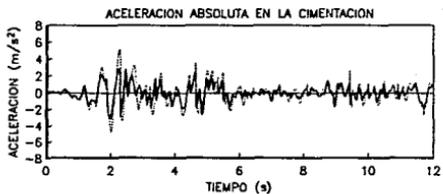
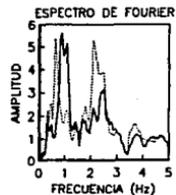
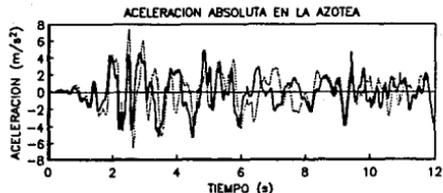
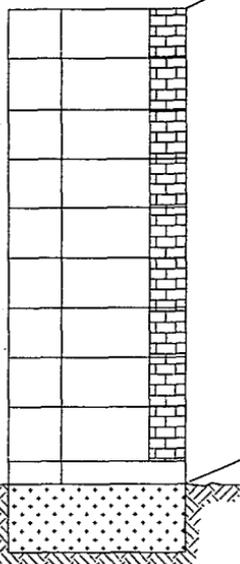


Figura 18c Respuesta de la estructura con el sismo El Centro

# SISMO EL CENTRO

— MODELO AISLADO SIN ISE  
 - - - MODELO AISLADO CON ISE

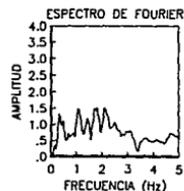
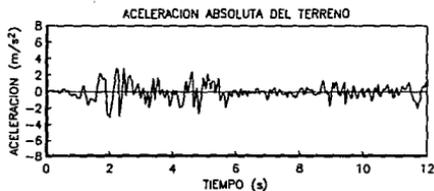
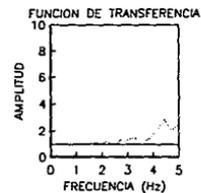
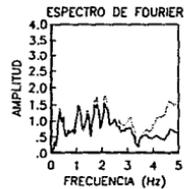
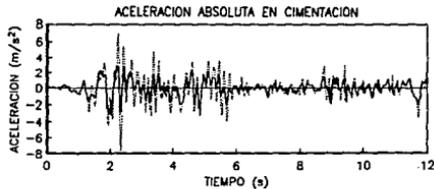
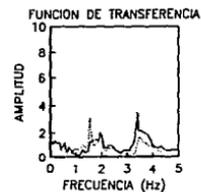
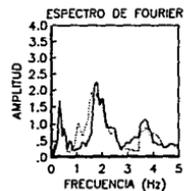
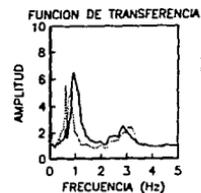
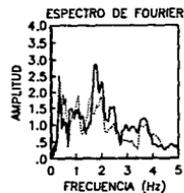
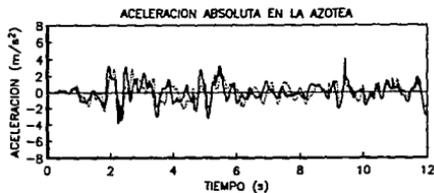
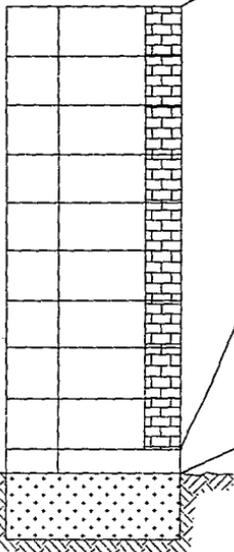


Figura 18d Respuesta de la estructura con el sismo El Centro

# SISMO EL CENTRO

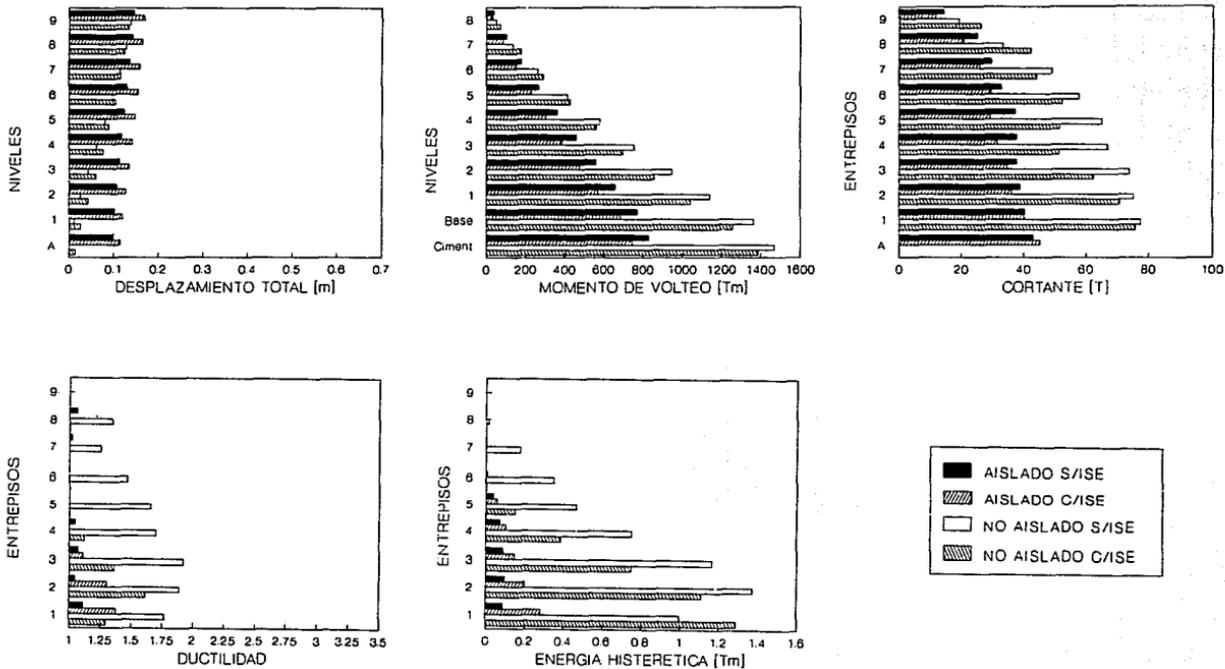
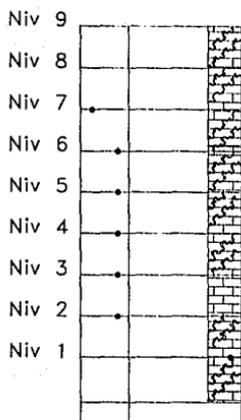
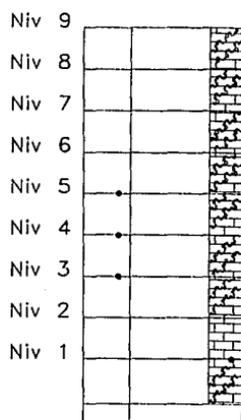


Figura 19 Envolturas de respuesta para el sismo El Centro

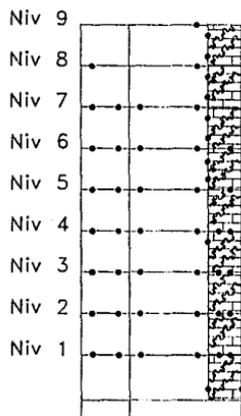
# SISMO EL CENTRO



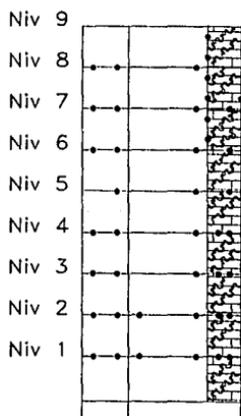
AISLADO SIN ISE  
FD = 11 %



AISLADO CON ISE  
FD = 6 %



NO AISLADO SIN ISE  
FD = 48 %



NO AISLADO CON ISE  
FD = 43 %

Figura 20 Daños sufridos bajo el sismo El Centro

# SISMO EBRO

- MODELO AISLADO SIN ISE
- - - MODELO NO AISLADO SIN ISE

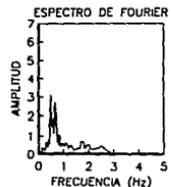
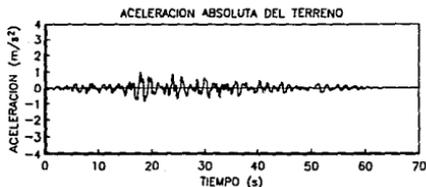
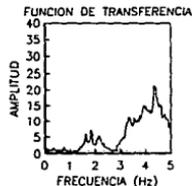
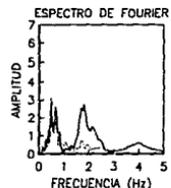
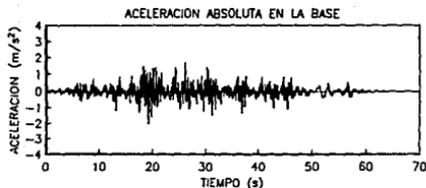
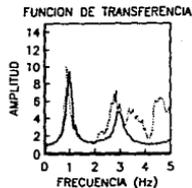
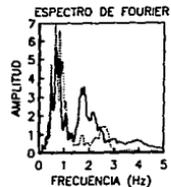
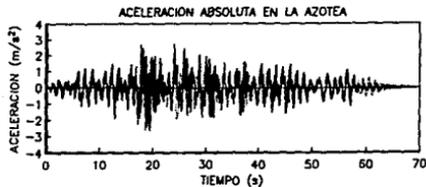
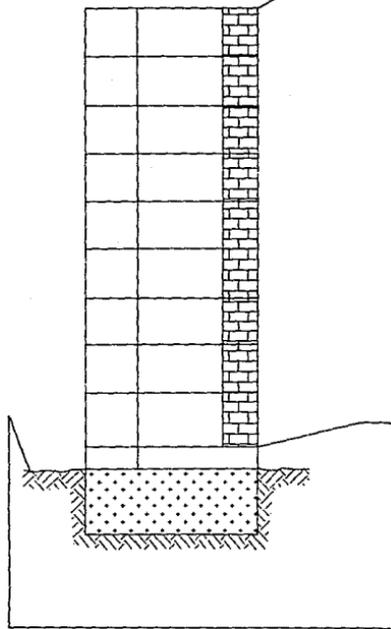


Figura 21a Respuesta de la estructura con el sismo Ebro

# SISMO EBRO

— MODELO AISLADO CON ISE  
 - - - MODELO NO AISLADO CON ISE

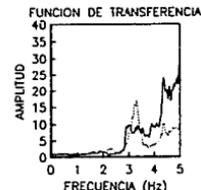
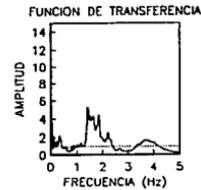
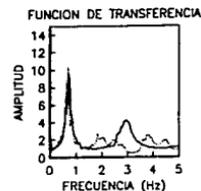
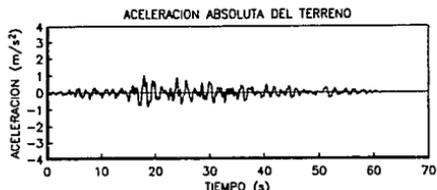
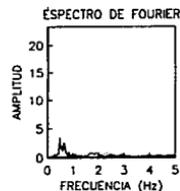
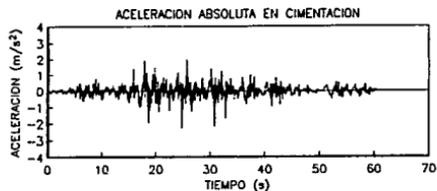
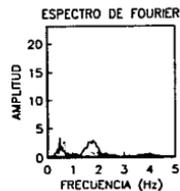
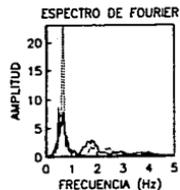
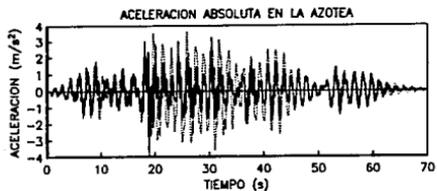
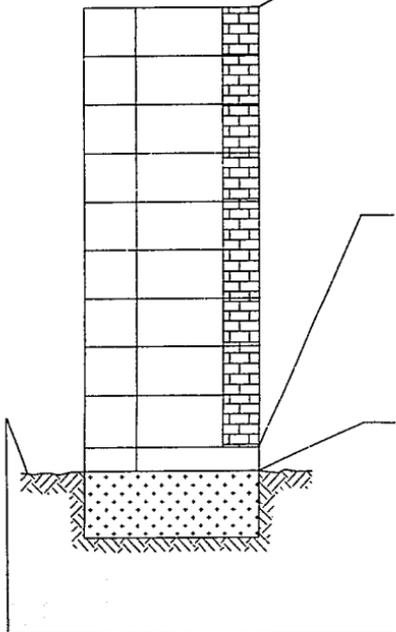


Figura 21b Respuesta de la estructura con el sismo Ebro

# SISMO EBRO

- MODELO NO AISLADO SIN ISE
- - - MODELO NO AISLADO CON ISE

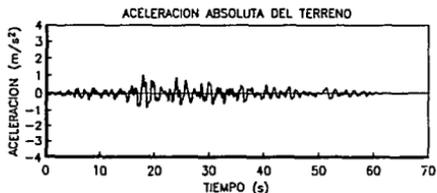
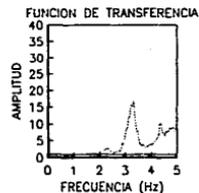
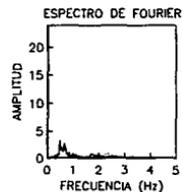
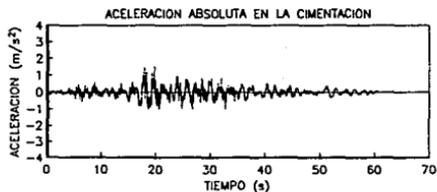
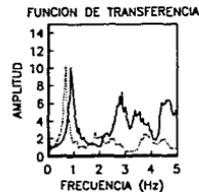
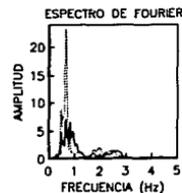
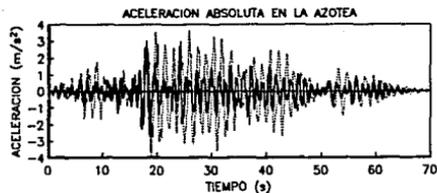
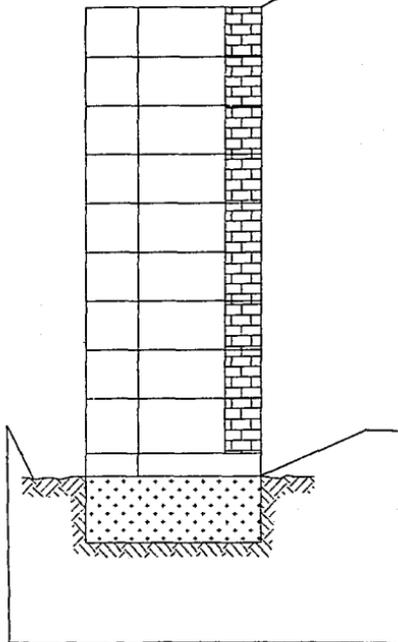


Figura 21c Respuesta de la estructura con el sismo Ebro

# SISMO EBRO

— MODELO AISLADO SIN ISE  
 - - - - - MODELO AISLADO CON ISE

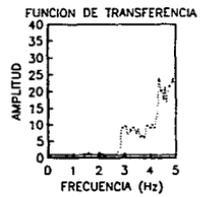
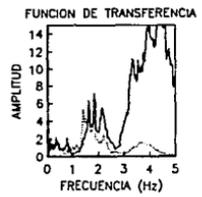
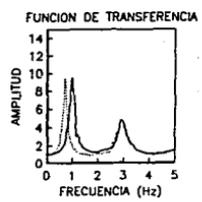
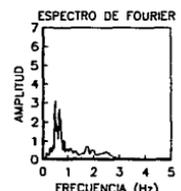
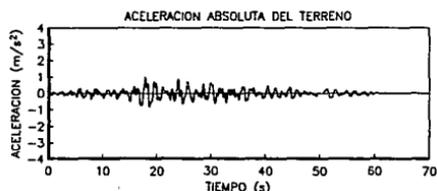
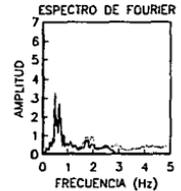
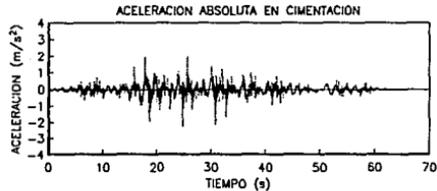
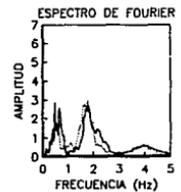
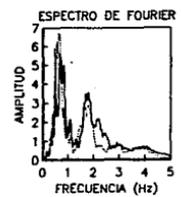
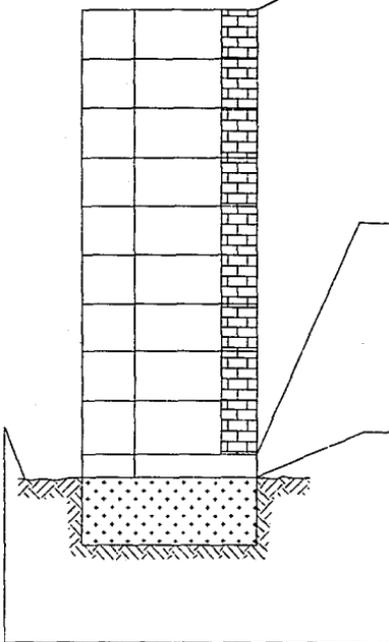
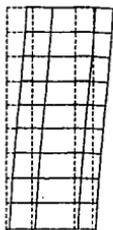
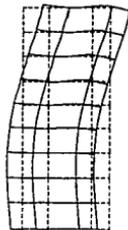


Figura 21d Respuesta de la estructura con el sismo Ebro

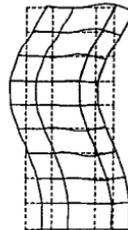
## ESTRUCTURA DE BASE AISLADA



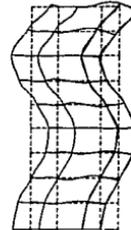
PRIMER MODO  
Frec = 0.875 Hz



SEGUNDO MODO  
Frec = 2.429 Hz

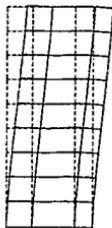


TERCER MODO  
Frec = 4.523 Hz

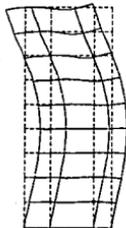


CUARTO MODO  
Frec = 7.090 Hz

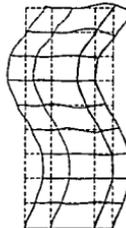
## ESTRUCTURA DE BASE FIJA



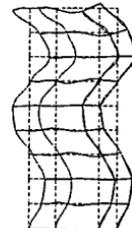
PRIMER MODO  
Frec = 1.000 Hz



SEGUNDO MODO  
Frec = 3.112 Hz

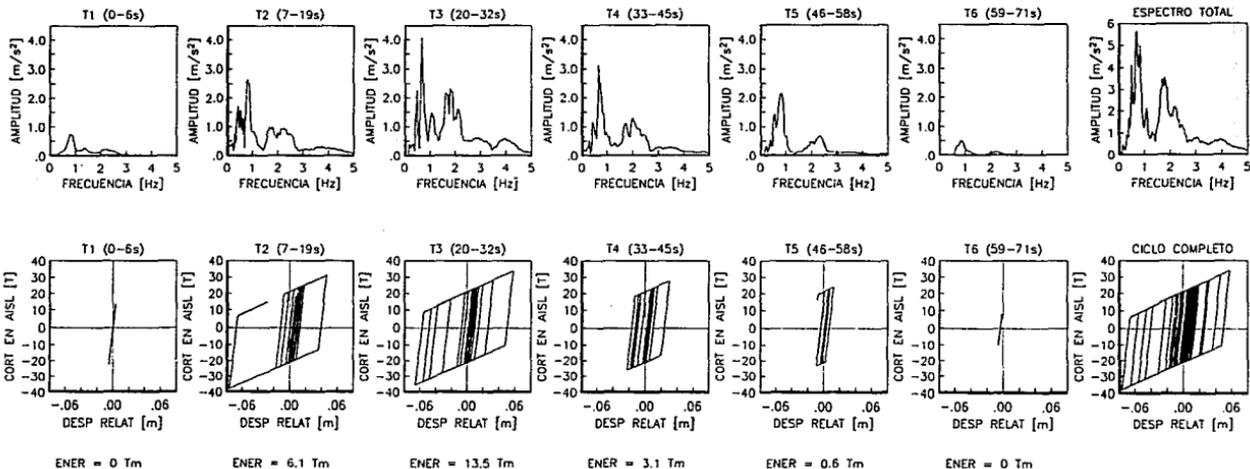
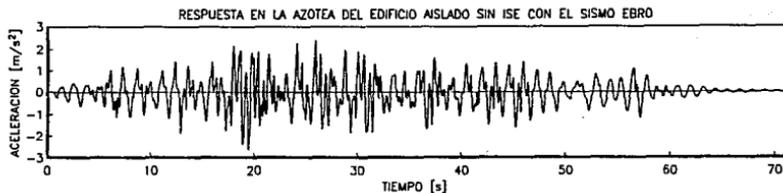


TERCER MODO  
Frec = 5.741 Hz



CUARTO MODO  
Frec = 8.407 Hz

Figura 22 Formas modales de los modelos con base empotrada y con base aislada en el intervalo elástico del aislador



**Figura 23** Seccionamiento de la respuesta de la azotea del modelo aislado sin el efecto ISE con el sismo Ebro

# SISMO EBRO

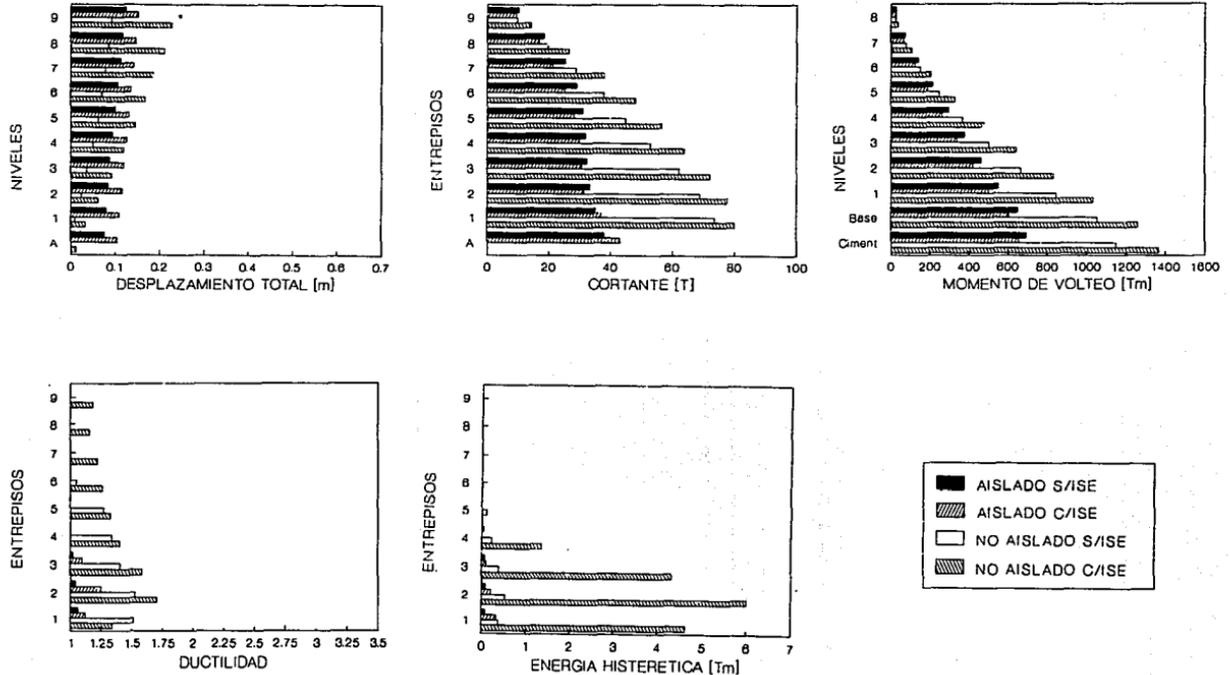
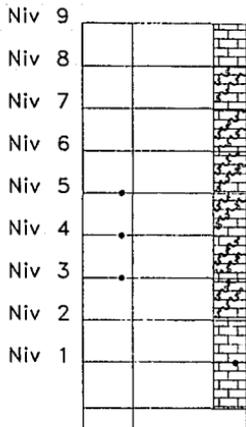
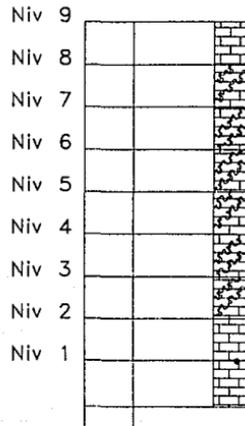


Figura 24 Envolventes de respuesta para el sismo Ebro

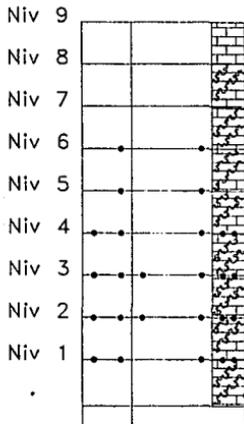
# SISMO EBRO



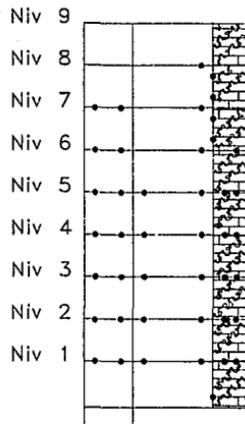
AISLADO SIN ISE  
FD = 6 %



AISLADO CON ISE  
FD = 2 %



NO AISLADO SIN ISE  
FD = 27 %



NO AISLADO CON ISE  
FD = 40 %

Figura 25 Daños sufridos bajo el sismo Ebro

# SISMO SCT

— MODELO AISLADO SIN ISE  
 - - - MODELO NO AISLADO SIN ISE

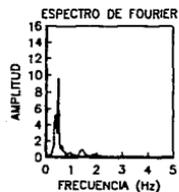
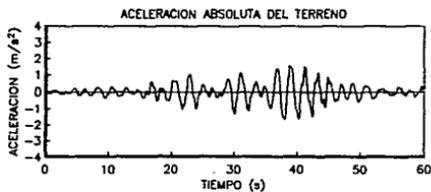
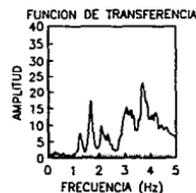
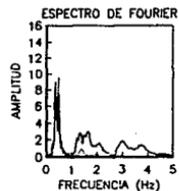
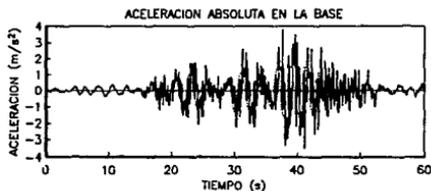
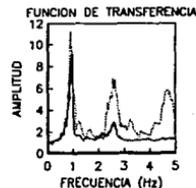
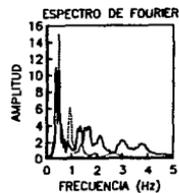
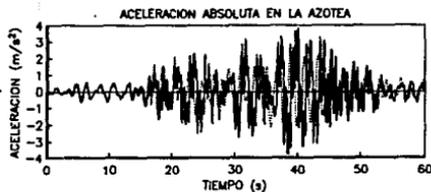
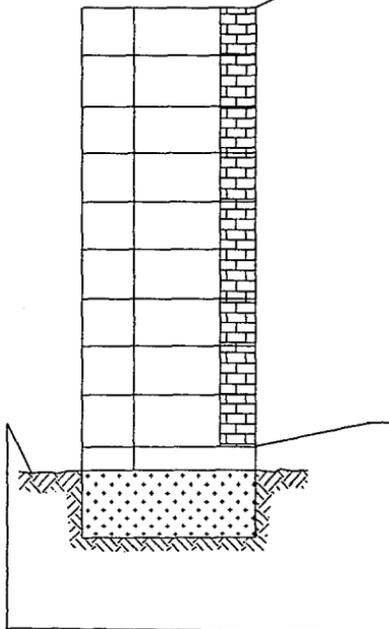


Figura 26a Respuesta de la estructura con el sismo SCT

# SISMO SCT

— MODELO AISLADO CON ISE  
 - - - - MODELO NO AISLADO CON ISE

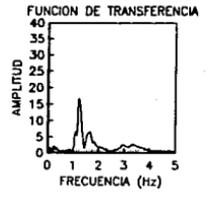
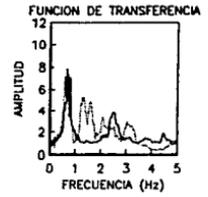
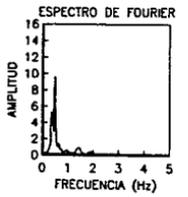
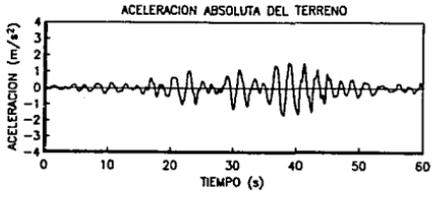
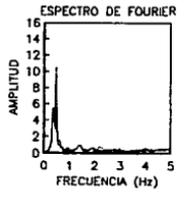
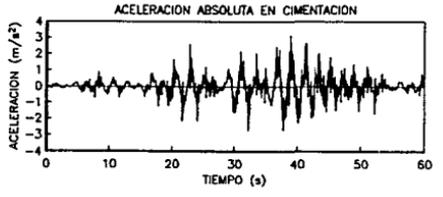
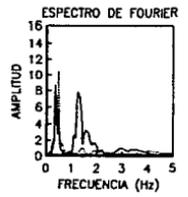
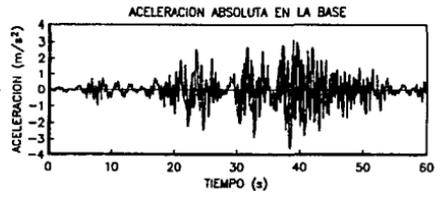
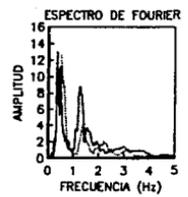
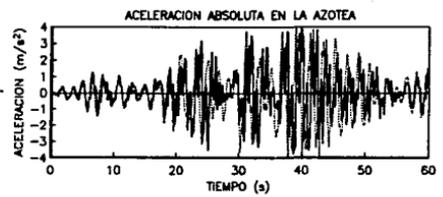
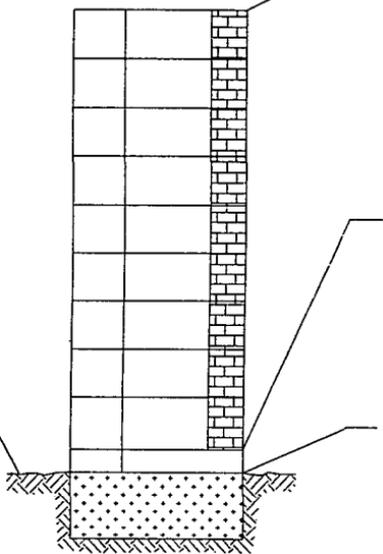


Figura 26b Respuesta de la estructura con el sismo SCT

# SISMO SCT

- MODELO NO AISLADO SIN ISE
- - - MODELO NO AISLADO CON ISE

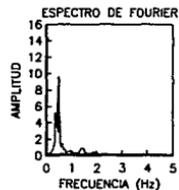
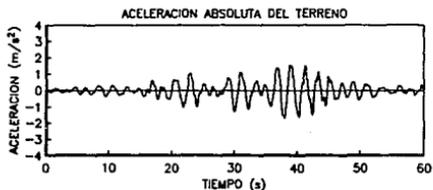
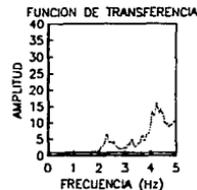
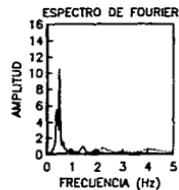
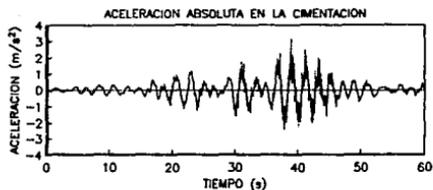
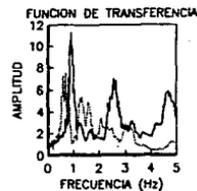
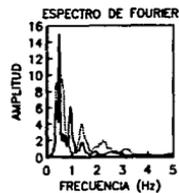
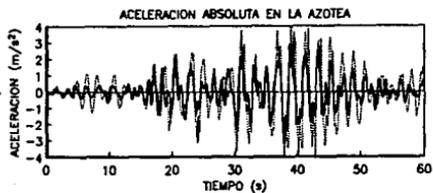
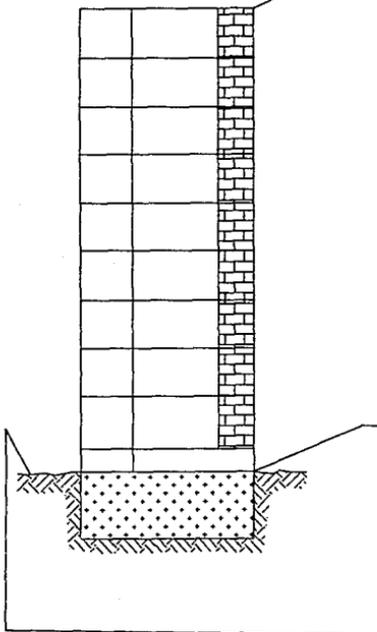


Figura 26c Respuesta de la estructura con el sismo SCT

# SISMO SCT

- MODELO AISLADO SIN ISE
- - - MODELO AISLADO CON ISE

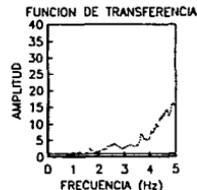
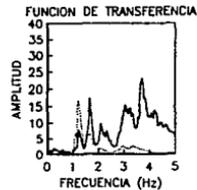
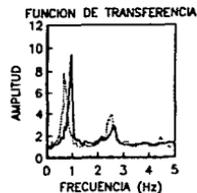
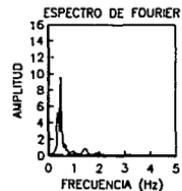
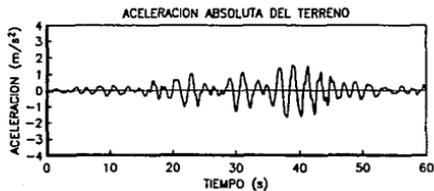
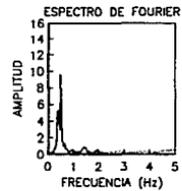
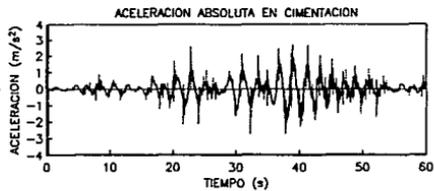
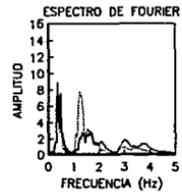
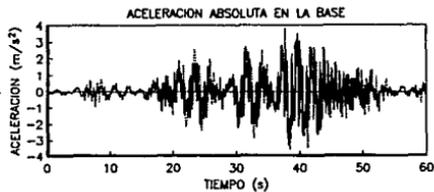
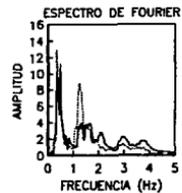
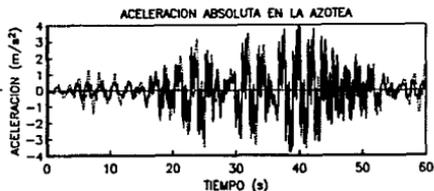
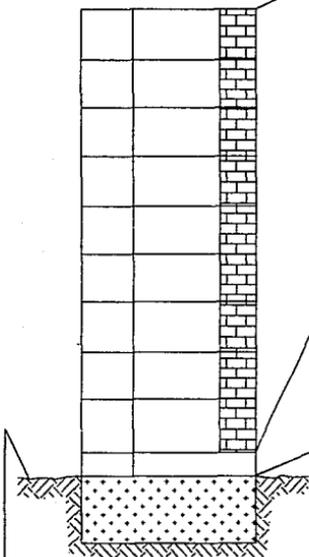


Figura 26d Respuesta de la estructura con el sismo SCT

# SISMO SCT

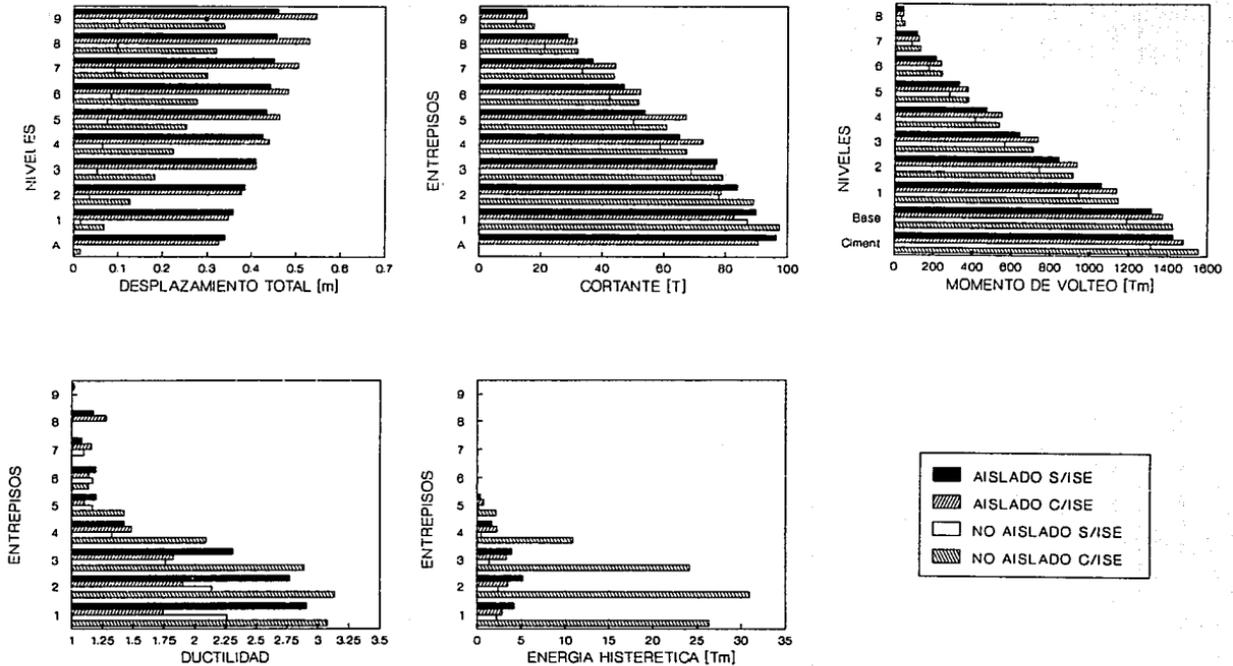
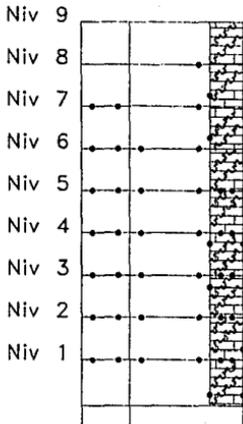


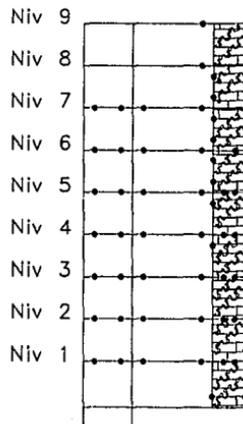
Figura 27 Envolventes de respuesta para el sismo SCT

# SISMO SCT



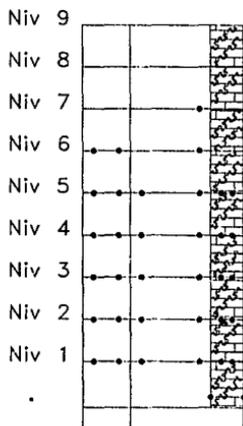
AISLADO SIN ISE

FD = 44 %



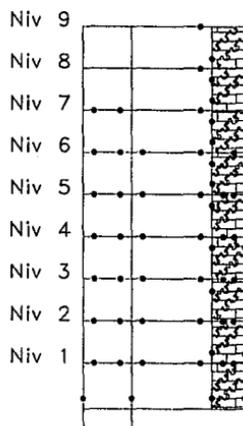
AISLADO CON ISE

FD = 48 %



NO AISLADO SIN ISE

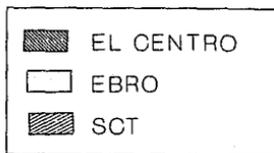
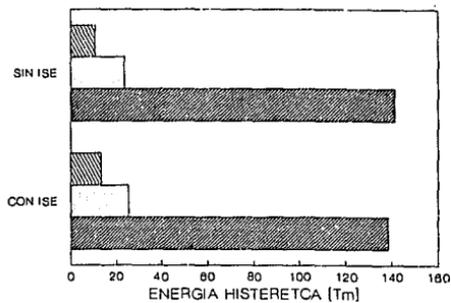
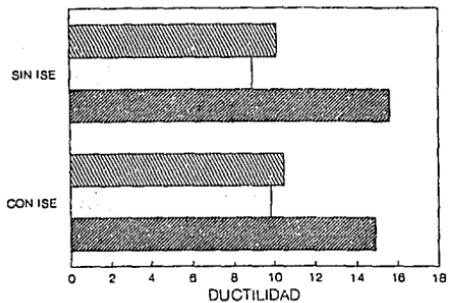
FD = 32 %



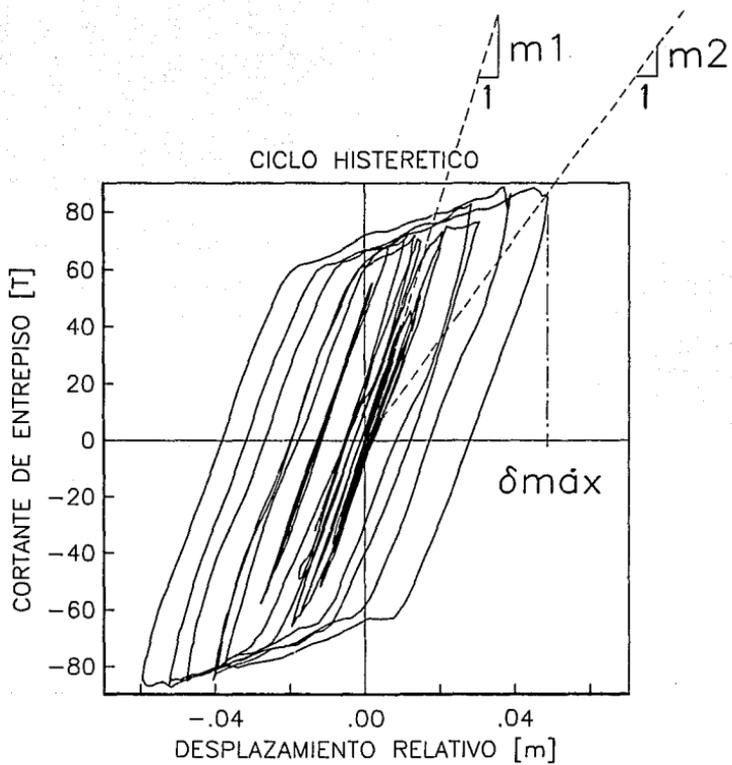
NO AISLADO CON ISE

FD = 57 %

Figura 28 Daños sufridos bajo el sismo SCT



**Figura 29** Demandas de ductilidad y energía histerética del sistema de aislamiento para los sismos analizados



**Figura 30** Comportamiento histerético tipo de un entrepiso del edificio en estudio