

125
2 eje.



**UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA
DE MEXICO**

FACULTAD DE INGENIERIA

**"INFLUENCIA DE SISTEMAS DE RIGIDIZACION Y
DISIPACION DE ENERGIA EN LA RESPUESTA DE
UNA ESTRUCTURA DE CONCRETO"**

T E S I S

QUE PARA OBTENER EL TITULO DE
INGENIERO CIVIL
P R E S E N T A :
R E N E U R R U T I A Y E P E Z



MEXICO, D. F.

1994

**TESIS CON
FALLA DE ORIGEN**



Universidad Nacional
Autónoma de México



UNAM – Dirección General de Bibliotecas Tesis Digitales Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS © PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

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

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



UNIVERSIDAD NACIONAL
AUTÓNOMA DE
MÉXICO

FACULTAD DE INGENIERIA
DIRECCION
60-1-057/93

Señor:
URRUTIA YEPEZ RENE
Presente.

En atención a su solicitud, me es grato hacer de su conocimiento el tema que propuso el profesor **ING. RICARDO GONZALEZ ALCORTA**, que aprobó esta Dirección, para que lo desarrolle usted como tesis de su examen profesional de **INGENIERO CIVIL**.

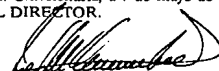
**"INFLUENCIA DE SISTEMAS DE RIGIDIZACION Y DISIPACION DE ENERGIA
EN LA RESPUESTA DE UNA ESTRUCTURA DE CONCRETO"**

- I. INTRODUCCION
- II. SISTEMAS DE DISIPACION COMUNES EN ESTRUCTURAS DE CONCRETO
- III. DESCRIPCION DE LA ESTRUCTURA SELECCIONADA
- IV. DETERMINACION DEL MARCO PLANO EQUIVALENTE
- V. DEFINICION DEL MODELO MATEMATICO NO LINEAL
- VI. ANALISIS INELASTICO DEL EDIFICIO
- VII. CONCLUSIONES

Ruego a usted cumplir con la disposición de la Dirección General de la Administración Escolar en el sentido de que se imprima en lugar visible de cada ejemplar de la tesis el título de ésta.

Asimismo le recuerdo que la Ley de Profesiones estipula que deberá prestar servicio social durante un tiempo mínimo de seis meses como requisito para sustentar Examen Profesional.

Atentamente
"POR MI RAZA HABLARA EL ESPIRITU"
Cd. Universitaria, a 7 de mayo de 1993.
EL DIRECTOR.


ING. JOSÉ MANUEL COVARRUBIAS SOLIS

M. JMCS/RCR*nlj

AGRADEZCO:

A MI PADRE:

FRANCISCO RENE URRUTIA GONZALEZ: por su cariño, consejos, apoyo y entrega que han marcado las directrices de mi vida y al que debo un deseo constante de superarme, tratando de seguir su ejemplo y llegar a realizarme plenamente.

A MI MADRE:

MARIA SILVIA YEPEZ DE URRUTIA: por estar siempre a mi lado otorgándome todo su amor, comprensión, palabras de aliento y permanente presencia en los momentos cruciales que he tenido, nunca dejará de halagarme el ser su hijo.

Siendo ambos los seres mas preclados y que anhelo tenerlos siempre conmigo.

LOS QUIERO.

A MIS HERMANOS:

FRANCISCO

ANGEL MARIO

SILVIA ANGELICA R.

JOSE DAVID

JUAN RENE

FRANCISCO RENE

SONIA ARTEMIZA

JOSE LUIS

SANDRA LORENA

ALEJANDRO

Por hacer de mi convivencia con ustedes lo mas agradable y satisfactorio, fundamentando la confianza y el respaldo a los que estoy seguro siempre podré recurrir sintiéndome orgulloso de ellos.

A MIS AMIGOS:

PHEN BOLIO ALBUERNE

LUIS GERARDO BERNAL PEREZ

JOSE CARLOS DELGADO CHONG

JUAN CARLOS HERNANDEZ AGUIRRE

ENRIQUE AUGUSTO HERNANDEZ RUIZ

FRANCISCO CUAUHTEMOC LUIS RUSTRIAN

JUAN CARLOS ALVAREZ GONZALEZ

JOSE MEDINA URDAPILLETA

EDUARDO RUELAS NUÑEZ

Por la amistad sin límites que nos une, haciendo de mi vida estudiantil algo inolvidable.

CON ADMIRACIÓN A:

La FUNDACIÓN JAVIER BARROS SIERRA; CENTRO DE INVESTIGACIÓN SÍSMICA, en especial a su Director el Ing. LUIS VIEITEZ UTESA, quien me brindo su apoyo y atenciones para la realización de este trabajo.

El Dr. EMILIO ROSENBLUETH DEUTSCH por sus valiosos comentarios expresados durante el tiempo que laboré en el Centro de Investigación Sísmica. Su memoria permanecerá imperecedera en mí.

El M.I. RICARDO GONZALEZ ALCORTA, quien dedicó tiempo y esfuerzo en la dirección de esta tesis, transmitiéndome sus conocimientos y al que sobre todo considero un gran profesional y amigo.

El Dr. ARTURO TENA COLUNGA, Ing. CONSUELO GOMEZ SOBERON e Ing. EFRAIN VARGAS ORTEGA, por la amistad, colaboración, enseñanzas y consejos que me brindaron.

A ALGUIEN ESPECIAL:

Es imposible enunciar los nombres de cada una de las personas que se desenvuelven en nuestro alrededor y que nos impulsan de alguna manera a superarnos; quiero referirme a todas ellas como a un solo ente, que me ofreció -no importando condición alguna- su compañía, consejos, aliento, cooperación y todo lo valioso que supo transmitir en mi trayectoria pasada, presente y a futuro.

Muchas gracias

INDICE

<i>CAPITULO</i>	<i>PAGINA</i>
<i>I.- INTRODUCCIÓN</i>	<i>1</i>
<i>II.- SISTEMAS DE DISIPACIÓN COMUNES EN ESTRUCTURAS DE CONCRETO</i>	<i>4</i>
<i>III.- DESCRIPCIÓN DE LA ESTRUCTURA SELECCIONADA Y DETERMINACIÓN DEL MARCO PLANO EQUIVALENTE</i>	<i>20</i>
<i>IV.- DEFINICIÓN DEL MODELO MATEMÁTICO NO LINEAL</i>	<i>25</i>
<i>V.- ANÁLISIS INELÁSTICO DEL EDIFICIO</i>	<i>32</i>
<i>VI.- CONCLUSIONES</i>	<i>38</i>
<i>VII.- REFERENCIAS</i>	<i>40</i>
<i>VIII.- TABLAS Y FIGURAS</i>	<i>45</i>

CAPITULO I

INTRODUCCIÓN

1.1 Antecedentes

A partir de 1985 debido a los sismos registrados en la ciudad de México, la ingeniería mexicana se enfrenta a la necesidad repentina y a gran escala de reparar estructuras dañadas, lo que motivó la necesidad de recopilar información concerniente a la correcta aplicación y adaptación de los distintos esquemas de reparación y refuerzo para elevar la capacidad resistente de las estructuras, garantizando así un nivel de seguridad adecuado.

El estudio y desarrollo de sistemas estructurales para la protección de edificios ante la acción de los sismos se ha concentrado esencialmente en la disminución de los daños y en la prevención del colapso de las estructuras causado por los mismos, desarrollándose sistemas de rigidización y de disipación de energía cuya función se basa en el conocimiento del comportamiento de la estructura y en el aprovechamiento de la ductilidad de sus elementos y sistemas estructurales que la conforman, con lo cual se hace necesario el análisis de aquellos sistemas existentes cuya implementación resulta mas conveniente de acuerdo a las características sísmicas que prevalecen en la Ciudad de México.

Los sistemas de disipación de energía, surgen de investigaciones desarrolladas en Estados Unidos y Japón donde los resultados demostraron la conveniencia de suministrar a las estructuras dispositivos externos de disipación de energía, los cuales disminuyen las demandas de ductilidad en los sistemas estructurales, clasificándolos según su funcionamiento en sistemas de control activo y de control pasivo. Por otra parte la mayoría de las técnicas disponibles actualmente para la rigidización y el refuerzo de estructuras se basan en la adición de nuevos elementos estructurales, de rigidez y resistencia tan grandes, que prácticamente absorben todas las cargas laterales, desaprovechando la capacidad sísmica de la estructura original. El sistema de refuerzo mediante cables de presfuerzo resulta una buena opción para la solución a los problemas

que presentan las técnicas tradicionales dado que su rigidez se puede adaptar al rango de rigidez de la estructura original

1.2 Objetivos

El objetivo principal de este trabajo consiste en comparar y evaluar las ventajas de sistemas de rigidización y de sistemas de disipación de energía, estudiando su influencia en un edificio de concreto de nueve niveles, sujeto a un sismo característico de la zona III de la Ciudad de México, específicamente el correspondiente al registrado el 19 de Septiembre de 1985 en la Secretaría de Comunicaciones y Transportes (SCT-EW).

CAPITULO II

SISTEMAS DE DISIPACIÓN COMUNES EN ESTRUCTURAS DE CONCRETO

2.1 Sistemas reductores de respuesta sísmica en estructuras

Debido a los innumerables sucesos sísmicos que se presentan en las zonas propensas a ellos, y de los resultados tan devastadores que a su paso han ocasionado, es que se ha pronunciado la falta de un conocimiento preciso en cuanto a los acontecimientos sísmicos que se pudieran suceder, de lo anterior ha surgido la inquietud de hallar sistemas o dispositivos que una vez integrados a las estructuras puedan reducir los daños que estas pudieran sufrir, por lo que en los últimos años han crecido las investigaciones y estudios al respecto.

El objetivo de los dispositivos es lograr que durante la acción del fenómeno sísmico se presente disipación de energía y que a su vez esta disipación ocurra fundamentalmente en los dispositivos.

Dentro de los sistemas reductores de respuesta sísmica podemos considerar por un lado, los sistemas de rigidización y refuerzo de estructuras y por otro los sistemas o dispositivos de control.

2.1.1 Dispositivos de control

Los dispositivos de control empleados actualmente se clasifican en dos tipos: los dispositivos de control pasivos y los dispositivos de control activos.

Dispositivos de control pasivo

Se han desarrollado tres sistemas cuyo funcionamiento depende de la forma de desplazamiento que sufre la estructura:

a) Disipadores de Energía

b) Aisladores de base

c) Osciladores resonantes

Los disipadores de energía funcionan de acuerdo a los desplazamientos relativos de entrepiso que presenta la estructura, los aisladores de base divide los movimientos del terreno de los de la superestructura y los osciladores resonantes con ciertas propiedades dinámicas que reducen la respuesta de la estructura y que se colocan sobre el último nivel de la misma.

a) Disipadores de energía

Estos elementos son colocados generalmente como contraventeos, su objetivo es disminuir o eliminar la disipación de energía que se presenta en las conexiones viga-columna de una estructura e incluso estos dispositivos se han implementado entre esta y la cimentación, así como en combinación con aisladores de base [1].

Se clasifican de acuerdo en la forma en que disipan energía en:

1.- Comportamiento visco elástico

2.- Comportamiento elastoplástico

3.- Por extrusión

4.- Por fricción.

1. Comportamiento viscoelástico

Son dispositivos del tipo mostrado en la figura 1, en el análisis de su comportamiento se ha mostrado un apreciable incremento de amortiguamiento del marco y una gran reducción en la respuesta, así también en 1990 se encontró en un estudio de temperatura, una modificación en su comportamiento al variarla de 22 °C a 35 °C [2].

Estos dispositivos se han implementado en muros como parte de los estudios realizados sobre aquellos y de los cuales se muestra en la figura 2 , su comportamiento histerético característico para variaciones de temperatura de $T=22.9\text{ }^{\circ}\text{C}$ y $T=25.5\text{ }^{\circ}\text{C}$.

2. Comportamiento elastoplástico

Son dispositivos cuyo comportamiento de disipación de energía crece a razón del crecimiento que sufre el área bajo la curva, la pendiente plástica es particular del dispositivo de que se trate. El comportamiento descrito se muestra en la figura 3.

Dentro de este tipo de dispositivos se tienen considerados los siguientes:

- 1) Dispositivos Solera o tipo "U"
- 2) Dispositivos ADAS
- 3) otros

Solera

Uno de estos dispositivos es el llamado solera o dispositivo "U", que se muestra en la figura 4, estudiado inicialmente por Skinner, en esencia consiste en placas en forma de "U"; cuyo trabajo de disipación se basa en el desplazamiento que sufren las caras que lo componen, una respecto de la otra, a lo que se le denomina rolado por flexión [3].

Estos dispositivos fueron empleados en estudios realizados en el Instituto de Ingeniería en los años setenta, en proyectos destinados a desarrollar dispositivos controladores de hundimientos en edificios. A partir de 1985 se despertó el interés de usar este tipo de dispositivos de manera más amplia, no solo como controladores de hundimientos sino como sistemas de disipación de energía colocados en la superestructura de los edificios. En 1989 y 1990 se probó experimentalmente que el comportamiento histerético de estos dispositivos era muy estable y el número de ciclos de carga que soportan dependen de la amplitud de deformación a que son sometidos. El modelo descrito se muestra en la figura 5.

Los dispositivos de solera en forma de "U" han sido ampliamente estudiados en México con resultados muy promisorios [4]. Estos dispositivos están fabricados con acero comercial, cuya configuración se muestra en la figura 6, Así mismo la figura 7 muestra un marco de carga para probar los disipadores de energía en forma de "U". Dicho marco consta de un miembro estructural central conectado a una celda de carga que a su vez esta unida a la viga transversal de la máquina.

En la figura 8 se presenta una gráfica que relaciona la amplitud de deformación del elemento con el número de ciclos a la falla por fatiga del material. En ella podemos apreciar que el número de ciclos para alcanzar la falla con un desplazamiento de 2.5 cm. es de aproximadamente 100, mientras que para un desplazamiento de 1.0 cm. el número de ciclos crece notablemente hasta alcanzar un valor aproximado de 1000.

En la figura 9 se muestra como evoluciona el comportamiento histerético de un sistema compuesto por dos soleras en forma de "U" . Este sistema fué sometido a diferentes amplitudes de desplazamiento y se observó que a partir de un valor de 0.367 cm se empieza a disipar energía, a este desplazamiento se le denomina desplazamiento de cedencia.

Sistema ADAS

En 1989 se iniciaron los estudios sobre un dispositivo en forma de "X" denominados ADAS (Add Damping And Stiffness) que se muestra en la figura 10, cuya forma tiene su justificación en el desplazamiento que sufre un nivel respecto al otro lo que ocasiona deformaciones en doble curvatura de estos elementos, con apoyos empotrando las placas, se puede generar un diagrama de esfuerzos casi uniforme, que cambia de signo en el eje neutro de la sección transversal, lo que ocasiona que el esfuerzo de fluencia se alcance prácticamente en toda la sección al mismo tiempo. Las placas se colocan como lo muestra la figura 11, para marcos y muros de rigidez con traveses de acoplamiento respectivamente, su comportamiento histerético se puede observar en la figura 12.

Estos dispositivos fueron propuestos como solución estructural a dos edificios de la Cd. de México, dañados por los sismos de septiembre de 1985 [5].

Se puede decir que tienen como objetivo incrementar la rigidez y capacidad de disipación de energía de la estructura . La forma de su sección transversal como ya se mencionó tiene ventajas sobre la sección en forma rectangular, como se muestra en las distribuciones de esfuerzos de la figura 13. Mediante estudios experimentales se encontró que el principal parámetro que influye en el comportamiento de las placas es el grado de restricción que proporcionan los apoyos, llegándose a variaciones de resistencia de hasta 350

por ciento e incrementos de desplazamiento de fluencia de 18 por ciento al no garantizar un empotramiento completo [6].

Otros

Dentro de los dispositivos disipadores en combinación con aisladores de base (ver figura 14), existen investigaciones que demuestran que el uso de barras de acero dobladas con aisladores incrementan el amortiguamiento estructural [7].

Otra forma de disipación de energía producida por sismos sin necesidad de dispositivos adicionales que se ve bastante promisorio consiste en colocar contraventeos conectados de uno de los nudos del nivel inferior a cierta distancia del nudo del piso superior, o de los nudos de una crujía del piso inferior a la viga superior que no coincidan en el mismo lugar, como se muestra en la figura 15. Debido a lo anterior la viga ubicada entre el contraventeo y el nudo, o entre los dos contraventeos se plastifica y disipa energía. Por la manera en que se conectan los contraventeos, a este sistema se le denomina de contraventeos excéntricos [8].

3. Disipación por extrusión

Estos dispositivos son del tipo mostrado en la figura 16. disipan energía al deformar un material en su sección transversal, están formados por un tubo de acero con plomo en su interior fueron propuestos inicialmente por Robinson y Greenbank [9] la disipación se logra al mover el material disipador dentro del tubo cuya sección transversal se va reduciendo. El plomo se cristaliza una vez que sufre la deformación y recupera sus propiedades originales, su curva de histerésis es semejante al de la figura 17.

4. Disipación por fricción

Se trata de un sistema desarrollado por Pall y Marsh [10] el cual se coloca en el centro de los contraventeos, la fricción que producen las diagonales al desplazarse una respecto a la otra es el principio en el que se basa (ver figura 18), se diseñan para desplazarse solamente bajo la acción de cargas accidentales por lo que solo disiparán energía cuando sobrepasen cierto umbral.

El comportamiento histerético de este tipo de dispositivos lo podemos apreciar en la figura 19.

En 1984 Sholl estudió un dispositivo que estaba constituido por acero y hule, que igualmente se implementó en el centro de los contraventeos y cuya desventaja consiste en su alto costo comparado con el de otros sistemas, pese al incremento de amortiguamiento y debido principalmente al aumento de rigidez que dan a la estructura [11].

b) Aisladores de base

Su función consiste en aislar la cimentación de la superestructura, la utilización de los aisladores provoca que se alargue el periodo fundamental de vibración, son utilizados principalmente en zonas de sismicidad de alta frecuencia, precisamente para alejar a la estructura de los periodos de grandes amplificaciones [12], se colocan generalmente entre la cimentación y la superestructura aunque en algunos casos puede ubicarse entre el primero y segundo nivel de la estructura [13]. El uso más frecuente de los aisladores de base actuales es en los puentes debido a que estos se encuentran muchas veces aislados con placas de Neopreno.

Hay aisladores de forma rectangular o circular con placas de hule intercaladas con placas de acero. En pruebas dinámicas realizadas por Tyler, se encontró una buena resistencia para un elevado ciclo de cargas aunque como puede verse en la figura 20, la disipación de energía es pequeña [14].

Estos aisladores se han incorporado también en estudios en la conjunción con sistemas de disipación, donde se ha demostrado una reducción en la respuesta, que se atribuye al amortiguamiento adicional que proporciona el sistema disipador de energía.

Existe otro sistema probado por Tyler que consiste en placas de teflón y acero lubricadas; sin embargo los aisladores mencionados tienen como inconveniente el hecho de no contar con un sistema que limite los desplazamientos laterales, al respecto Robinson y Tucker desde 1977 han estudiado un dispositivo que ya incluso ha sido implementado en Nueva Zelanda en un edificio de cuatro niveles [15], estructurado con marcos de concreto reforzado, el aislador cuenta con un corazón de plomo, figura 21, que cumple la función de disipar energía, en estudios se ha sometido dicho corazón a deformaciones por cortante mayores del 100% comprobándose que su comportamiento posterior sigue siendo satisfactorio [16].

En México, sistemas aislantes con balines fueron aplicados a una escuela de cinco niveles, este sistema fue desarrollado por el Ing. Manuel González Flores, y se ha notado un correcto comportamiento de la estructura, entre sus defectos se encuentra la ausencia de un sistema de control de desplazamientos laterales.

Un aspecto poco estudiado es el relacionado con la fatiga de los aisladores, por lo que se han realizado pruebas de laboratorio sobre aisladores de hule y acero para determinar los parámetros que intervienen en el fenómeno [17].

c) Osciladores resonantes

Los osciladores resonantes son en realidad un piso adicional con ciertas propiedades dinámicas, mediante su uso se obtienen reducciones en la respuesta muy importantes [18].

En un estudio que considera un sistema de dos grados de libertad sin amortiguamiento, sometido a carga armónica con periodo tal que coincida con el periodo de vibrar del segundo nivel (oscilador resonante), en la masa del primer nivel no se genera movimiento alguno en tanto que la del segundo nivel se ve sometida a una fuerza de igual magnitud y sentido contrario a la fuerza de excitación. Al existir amortiguamiento en ambas masas, los desplazamientos de la primera pueden reducirse de manera importante al elegir adecuadamente las propiedades dinámicas de la segunda.

En la ex U.R.S.S. se estudiaron analítica y experimentalmente sistemas de varios grados de libertad con un piso adicional, obteniéndose reducciones muy significativas en su comportamiento [19]. En México estos estudios relevaron resultados semejantes sobre todo en estructuras consideradas desplantadas sobre terreno blando.

El sistema de osciladores resonantes consiste en agregar una masa una masa extra a la estructura de tal manera que produzca un amortiguamiento en los desplazamientos de la misma, una de las mayores dificultades de estos sistemas se encuentra en su análisis, dado que la masa adicional suele ser mucho menor que la del resto de la estructura y su amortiguamiento diferir considerablemente, con lo que la estructura resultante carece de modos de vibrar clásicos [20].

Dispositivos de control activo

Los sistemas de control activo aprovechan la aplicación de fuerzas externas para eliminar los movimientos que se presentan en determinada estructura, las vibraciones de la misma o fuerzas externas aplicadas sobre ella, son detectados por dispositivos instalados en cada nivel y que envían sus señales a una computadora la cual emite su respuesta a otros sistemas que aplican fuerzas a la estructura con el fin de contrarrestar los movimientos; los tres principales sistemas desarrollados son:

- a) Tendones activos
- b) Masa activa
- c) Dispositivos de fricción activo

a) Tendones activos

Como se muestra en la figura 22, estos tendones se colocan en forma de "X", con ellos se tiene la facilidad de manejar tres variables su longitud, su área o bien su colocación que incluso se puede realizar cubriendo hasta dos niveles si así se considera conveniente, la fuerza a aplicar en los tendones, es controlada por la señal recibida de sensores, que detectan auxiliándose por una computadora los movimientos producidos en la edificación, como sucede en el sistema de masa activa [21]. Otro tipo de tendones activos han sido desarrollados con el fin de alterar el período fundamental del edificio y alejarlo de esta manera, durante la duración del sismo de sus máximas amplificaciones. Se contemplan en la figura 23, tres posibles soluciones de control activo, por medio del control de la longitud del tendón, el área del tendón y por último la posición del mismo.

b) Masa activa

En realidad este sistema es la aplicación activa de los osciladores resonantes, donde el movimiento de la masa colocada en el último nivel del edificio, es controlada por una computadora que detecta la vibración del edificio por medio de sensores para enviar la respuesta. Ver figura 24.

c) Dispositivos de fricción activo

En la actualidad se ha propuesto un sistema que se basa en el sistema de control pasivo, que aprovecha las ventajas que proporciona el control activo ya que de esta manera se puede controlar la fuerza umbral para la cual se deslizan los dispositivos tanto en condiciones de servicio como en condiciones últimas [22].

2.1.2 Sistemas de rigidización

Son sistemas cuya función esencial consiste en dar mayor rigidez a la estructura de tal manera que se varíe con su implementación el período fundamental del edificio, para alejarlo de los períodos de grandes amplificaciones del sismo. Entre estos sistemas se encuentran:

- 1) Muros de concreto
- 2) Cables de presfuerzo
- 3) Contraventeos con perfiles metálicos (Diagonales de acero)

Muros de concreto

Los muros se constituyen desde 1985 en uno de los sistemas más utilizados para rigidizar y reforzar edificios. Se diseñan considerando su inclusión entre dos ejes de columnas, las cuales asimilan la función de los patines de una sección I monolítica de concreto, y el muro el alma de la misma. Las columnas toman el momento de la sección y dan estabilidad al alma de la misma, la cual toma la totalidad del cortante. El comportamiento de los muros de concreto depende principalmente de su relación de esbeltez. Los efectos de flexión dominan el comportamiento de muros esbeltos, en tanto que en muros con relación pequeña de alto a ancho el comportamiento presenta influencia tanto de la flexión como del cortante [23].

En estructuras con muros, la deformación inelástica se concentra en unos cuantos pisos, normalmente en los pisos inferiores donde existe una gran demanda de ductilidad asociada al comportamiento a flexión del muro. Esta situación es más pronunciada en muros cuya relación de esbeltez es grande. Así, dependiendo de la capacidad o incapacidad de fluencia del acero vertical del alma, se pueden caracterizar dos comportamientos: si el acero vertical es continuo a través de los sistemas de entrepiso, el muro podrá entrar en el rango inelástico sin perder su capacidad al corte, en caso contrario, no podrá entrar al rango inelástico sin perder dicha capacidad debido a su desconexión de los elementos existentes. Podemos clasificar los muros en dos tipos:

a) Muro de relleno, el cual su acero vertical no pasa por los entrepisos, es aplicable en edificios de pocos niveles, estos muros se han limitado según publicaciones a utilizarse en estructuras de hasta tres niveles, pero en la práctica se han utilizado en edificios más altos, aunque se debe limitar a hasta estructuras de seis niveles.

b) Muro de rigidez, contrariamente al de relleno, el acero vertical del alma y el de flexión son continuos a través de los sistemas de entrepiso, para

estos muros, las columnas en sus extremos deben reforzarse encamisándolas.

En el análisis elástico de muros se toman en cuenta tres aspectos considerando al muro como una columna ancha, uno es que el momento de inercia de la sección compuesta, se calcula como si la sección fuera monolítica, considerando el área de flexión de toda la sección y el área de cortante igual al área del alma.

Cables de presfuerzo

Este sistema de rigidización y refuerzo ha sido utilizado con éxito dentro del programa de refuerzo de escuelas del gobierno federal.

Los cables de presfuerzo constituyen una mejor solución que los sistemas tradicionales de rigidización, puesto que su rigidez se puede adaptar al rango de rigidez de la estructura original aprovechando su capacidad sísmica al trabajar ambos en conjunto, incluso, la distribución de los elementos mecánicos que se logra en la estructura original hace aún más eficiente su comportamiento, con lo cual la solución resulta muy ligera y económica, pudiendo limitarse su construcción a la colocación de las conexiones, con un mínimo de interferencias con el funcionamiento del inmueble [24]. La implementación de los cables de presfuerzo como sistema de rigidización y refuerzo consiste en utilizarlos para contraventear los edificios, (ver figura 25). Las dimensiones que se dan a los cables están en función de la compatibilidad que la rigidez del sistema de refuerzo tenga con la rigidez de la estructura general, para que trabajen en conjunto, con este fin los cables se tensan únicamente para mantenerse alineados, su uso en estructuras aperticadas hace que el comportamiento de éstas difiera al triangular la estructura, ya que la transmisión de cargas que se hacia por medio del trabajo de vigas y columnas a flexión, se lleve a cabo mediante el trabajo axial de todos los elementos estructurales por lo que ésta

modificación de la transmisión con la inclusión de cables aumenta considerablemente la resistencia de la estructura. La rigidez lateral que proporcionan los cables de presfuerzo depende fundamentalmente del área de su sección y de la geometría de su colocación en la figura 26 se muestra la relación entre la rigidez lateral y el área de la sección de un cable, para cuatro alternativas de colocación en una cruzía típica de una estructura de concreto de poca altura, en estudios realizados se ha observado que el comportamiento de la estructura contraventeada mediante cables de presfuerzo se vuelve prácticamente lineal, eliminando su capacidad para disipar energía mas allá de su resistencia última.

Las conexiones se diseñan de acuerdo a la geometría de los nudos de la estructura, y consisten en anclajes típicos de cables de presfuerzo fijados a la estructura mediante dispositivos especiales que pueden ser prefabricados o construidos en el sitio (ver figura 27).

Este sistema de cables de presfuerzo constituye una técnica eficiente en edificios de mediana altura sin daños estructurales previos.

Diagonales de acero

Es un sistema de contraventeo que consiste en la utilización de perfiles de acero, los cuales son colocados en las cruzías de marcos para aumentar la rigidez lateral, logrando en consecuencia la disminución del periodo fundamental de la estructura , lo que implica la necesidad de lograr un grado de rigidez aceptable que reduzca los desplazamientos que pudiera sufrir el edificio, para obtener niveles de esfuerzos admisibles en los perfiles utilizados.

La utilización de estas diagonales crea concentración de esfuerzos en los nudos y al igual que en el caso de los cables de presfuerzo, incrementa la fuerza axial sobre las columnas, lo que ocasiona un aumento del cortante basal que presenta la estructura.

Las diagonales pueden ser perfiles convencionales de acero, su colocación es simple aunque menos sencilla que los cables de presfuerzo.

A diferencia del sistema de cables, la solución de contraventear con perfiles estructurales implica la necesidad de una gran rigidización que reduzca los desplazamientos de la estructura para obtener niveles de esfuerzo admisibles en los perfiles [24].

CAPITULO III

**DESCRIPCIÓN DE LA ESTRUCTURA
SELECCIONADA Y DETERMINACIÓN DEL
MARCO PLANO EQUIVALENTE**

3.1 Estructura seleccionada

La estructura estudiada consiste en un edificio de concreto de nueve niveles (figura 28), conformada por cuatro marcos dispuestos a cada 5 metros que definen tres crujeas en un sentido y cuatro marcos separados 6 metros en el sentido ortogonal con cuatro crujeas, la altura de los entrepisos es de 3.5 metros en el primer nivel y de 3 metros para los niveles restantes para tener una altura total de 27.5 metros.

El edificio presenta un estructuración a base de marcos de concreto, las columnas tienen cuatro dimensiones distintas distribuidas de 100 x 100 cm. en los niveles 1 y 2, de 80 x 80 cm. para los niveles 3 y 4, las columnas de 70 x 70 cm. se hallan en el 5o y 6o piso y en los restantes con columnas de 60 x 60 cm; las trabes son de 40 x 70 para los primeros tres niveles, de 40 x 60 cm. para el 4o, 5o y 6o, y de 40 x 50 para los niveles del 7 al 9.

Los tipos de secciones, así como las propiedades de trabes y columnas que conforman al marco "1" se especifican en la tabla 1 y su distribución en la figura 29.

3.2 Descripción del programa de análisis

Se utilizó el programa ETABS, este programa realiza análisis lineales de estructuras sometidas a la acción de cargas estáticas y dinámicas [25]. 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 y muros de cortante interconectados por diafragmas de piso, los cuales se consideran infinitamente rígidos en su propio plano.

El ETABS tiene la capacidad de realizar el análisis estático y/o dinámico admitiendo tres grados de libertad por diafragma, obteniendo así

desplazamientos y giros por nivel, cortantes de entrepiso y momentos de volteo acumulado. por nivel, teniendo en cuenta los efectos P- Δ para su análisis.

Para incluir el efecto P- Δ , la formulación involucra la introducción de una matriz de rigideces geométricas, la cual modifica la matriz de rigideces estructural global. Por lo tanto el programa tiene la característica de que es posible especificar elementos estructurales de tipo virtual para aquellos marcos de edificios o para estructuras con configuraciones geométricas particulares, con el fin de proporcionar una configuración prismática, procesando y elaborando así de una manera mas eficiente la matriz de rigideces geométricas.

El programa puede considerar en el análisis los siguientes elementos:

a) Elementos columna, cuyas propiedades son el módulo de elasticidad E, área axial A, área de cortante A_c , asociada con fuerzas de cortante en la dirección del eje mayor o menor y el momento de inercia I, en la dirección del eje mayor o menor. La zona rígida de la unión de estas columnas con las vigas es también considerada por el programa, con el fin de reducir la longitud efectiva de las columnas sobre ambos ejes.

b) Elementos viga, para éstos es también necesario especificar datos del módulo de elasticidad E, inercia a la flexión y los factores de rigidez; las deformaciones por cortante son consideradas al introducir el área de cortante A_c .

c) Elementos muro, los cuales necesitan de propiedades tales como el modulo de elasticidad E, modulo de cortante G, área de la sección bruta A y área efectiva de cortante A_v . El programa puede considerar el comportamiento del muro ya sea por deformación, por cortante puro o por flexión, según sea el análisis que se desee. El muro de cortante puro utiliza el área de la sección transversal y no el área de cortante efectiva, para calcular los valores de rigideces y esfuerzos.

d) Elementos diagonales, o elementos de contraventeo, teniendo únicamente la función de transmitir la fuerza axial. Es necesario especificar en estos elementos su módulo de elasticidad E , y el área A de la sección transversal.

Con este programa es posible realizar el análisis de un marco tridimensional puede ser idealizada como un sistema de sub-estructuras.

3.3 Modelaje tridimensional de la estructura

Para el desarrollo del modelo matemático tridimensional del edificio se utilizó el programa ETABS, con un solo marco tridimensional de nueve niveles, compuesto de veinte líneas de columnas y 31 crujiás. En la figura 30, se puede observar la representación del modelo en tercera dimensión realizada por el programa ETABS.

La finalidad del modelo matemático tridimensional fue obtener los periodos fundamentales de vibración así como las formas modales tridimensionales del edificio que se muestran en la figura 31, y servir de base para la elaboración de los modelos de marco plano equivalente que sustituirían posteriormente el modelo tridimensional para ser analizados en el programa DRAIN-2D con el fin de obtener su respuesta sísmica con la inclusión de los sistemas de rigidización y disipación de energía.

3.4 Obtención del marco plano equivalente

Para la obtención del marco plano equivalente se verificó que presentara las mismas características dinámicas del marco tridimensional.

Según la planta del edificio (figura 32) se observa cuatro tipos de marcos que conjuntamente constituyen el edificio, para la elección de entre estos del marco plano equivalente se determinó la fracción de la masa total que se le debe asociar, la cual es directamente proporcional al porcentaje de rigidez que tiene el marco plano con respecto a la rigidez total de la estructura original.

Analizando en el ETABS el modelo tridimensional su primer periodo fundamental fue de: 1.028 s y para el marco plano seleccionado de 1.000 s por lo que la aproximación obtenida se considera aceptable. La ubicación del marco a analizar inelásticamente se muestra en la figura arriba mencionada

CAPITULO IV

DEFINICIÓN DEL MODELO MATEMÁTICO NO LINEAL

4.1 Programa DRAIN 2-D

Este programa realiza el análisis dinámico de una estructura idealizada en dos dimensiones sujeta a movimientos sísmicos [26], trabaja a base de subrutinas que llevan paso a paso el análisis a lo largo de la duración de la señal sísmica, estas subrutinas han sido desarrolladas para manejar distintos tipos de elementos, como son los elementos tipo armadura, los elementos viga-columna, así como elementos de muros de relleno y conexiones semirígidas; aunque las subrutinas para elementos estructurales de diferentes tipos pueden ser desarrolladas independientemente y agregadas al programa base. La estructura es idealizada como la conjunción sobre un plano de los elementos mencionados. El análisis se realiza por medio del método directo de rigideces, con los desplazamientos nodales desconocidos y cada nodo con tres grados de libertad, a pesar de que cualquier grado puede ser especificado para ser restringido. Así mismo los desplazamientos traslacionales o rotacionales para un grupo de nodos puede ser especificado para tener el mismo valor. La masa de la estructura se supone concentrada en los nudos. la excitación sísmica es definida por historias de tiempo-aceleración las cuales pueden ser diferentes en la dirección horizontal como en la vertical, no se permite la cedencia de los elementos bajo cargas estáticas que incluso pueden ser aplicadas antes de las cargas dinámicas. Los elementos utilizados en el análisis y para los cuales se han desarrollado subrutinas son:

a) Elementos viga-columna, cuya sección transversal puede ser variable y reforzada y la cual cede a través de la formación de articulaciones plásticas en los extremos. La interacción entre fuerza axial y el momento puede ser considerada dentro del programa por las secciones transversales de elementos ya sea de acero o de concreto reforzado. Los valores de momentos de empotramiento pueden ser especificados y el efecto P- Δ puede ser considerado en el programa al incluir una rigidez geométrica basada en la fuerza axial bajo cargas estáticas.

b) Elementos armadura, los cuales tienen cedencia en tensión y pandeo elástico en compresión.

4.2 Modelaje bidimensional

Para la realización de los modelos de marco plano equivalente se seleccionó el marco "1" ubicado en la dirección transversal del edificio que se indica en figura 32. Para poder establecer que un marco plano resulta representativo de la estructura debe verificarse que éste presente por sí solo en él, 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 comparado 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, estos se determinan en forma indirecta, definiendo el porcentaje de carga (cortante) que absorbe el marco en cuestión al someter a una carga lateral el edificio.

A partir de la obtención del porcentaje de la fuerza cortante que absorbe el marco "1" 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.

4.3 Modelos estudiados

A partir del marco seleccionado se elaboraron los modelos ER, EDA, EDS, EDAD, EPR mencionados anteriormente.

Definición de los modelos estudiados:

- | | |
|--|--------|
| a) Estructura de marco rígido | (ER) |
| b) Estructura con diagonales de acero | (EDA) |
| c) Estructura con diagonales de acero y
disipadores de energía tipo "U" | (EDS) |
| d) Estructura con diagonales de acero
y disipadores ADAS | (EDAD) |
| e) Estructura con cables de pretensado | (EPR) |

Estas estructuras se muestran en la figura 33.

El modelo de estructura de marco rígido (ER) considera únicamente los elementos viga-columna, es decir sin la inclusión de algún sistema o elemento armadura adicional.

El modelo con diagonales de acero (EDA) se compone del marco constituido por traveses y columnas, incluyendo diagonales de acero que van del nodo superior de un entrepiso al nodo inferior opuesto del mismo refiriéndose únicamente a la cruz central del marco, dispuestos en ambos sentidos y para cada uno de los entrepisos, esta disposición es idéntica para los modelos de estructura con cables de pretensado (EPR), donde los cables fueron modelados con elementos a los cuales se les aplicó una carga inicial del setenta por ciento de la carga última de diseño considerada para ellos.

Los modelos con diagonales de acero y dispositivos tipo SOLERA (EDS), fueron dispuestos igual a los EDA , pero se diferencian de la estructura con solo diagonales de acero en la consideración de un punto de fluencia menor y como consecuencia una pendiente inelástica distinta.

Para la estructura con diagonales de acero y disipadores "ADAS" (EDAD), se modeló con dos diagonales de acero que parten de los nodos inferiores de la cruja central de un entrepiso cada una para concurrir en el centro del lecho superior del entrepiso, en la definición de este nodo también concurren dos diagonales cuyos puntos de partida son los nodos superiores del mismo entrepiso y que representan el comportamiento de las ADAS, con las características propias de ellas como lo es su punto de fluencia, este sistema está dispuesto al igual que los otros modelos para cada uno de los nueve entrepisos.

4.4 Generación de modelos

A partir del marco original se procedió a crear cuatro modelos iniciales de estructura rígida (ER) o esqueléticas cuyos periodos fundamentales correspondieran a $T=1.0$ s, $T=1.5$, $T=2.0$ s, y $T=2.5$ s, con el fin de tener estos modelos en un rango definido alrededor de $T=2.0$ s, periodo en el cual se presenta el punto crítico del espectro de respuesta del registro seleccionado, para ello se modificaron las masas del marco original por niveles.

Así mismo se maneja una variación de la rigidez original, definida como $K=1.0$, se aumentó un 25% más la rigidez 50%, 75%, 100%, y 200% es decir $K=1.25$, $K=1.50$, $K=1.75$, $K=2.00$ y $K=3.00$ respectivamente. Por lo que nuestros periodos de 1.0 s, 1.5 s, 2.0 s, y 2.5 s obtenidos disminuyeron para el porcentaje de rigidización aplicado. La tabla 2 muestra los periodos correspondientes a cada uno de las veinte posibles combinaciones que se manejaron, para cada uno de los cuatro sistemas estudiados y sumados a los cuatro modelos iniciales de marco rígido nos dio como resultado el estudio y análisis de 84 modelos.

La razón de utilizar diferentes niveles de rigidización con respecto a los modelos de marco rígido es el de evaluar cual de ellos es el más eficiente para el intervalo de periodos analizado.

La obtención de los periodos correspondientes a cada una de las combinaciones y para cada sistema o modelo se logró variando la sección o área transversal del dispositivo empleado para a su vez modificar la rigidez del marco en función de aquel y obtener el periodo requerido.

Es importante señalar que los periodos de los modelos son considerando su comportamiento elástico, esto se logró dando una resistencia grande a los elementos.

4.5 Registro seleccionado

El acelerograma utilizado en la simulación del modelo correspondió al sismo registrado en la Ciudad de México el 19 de Septiembre de 1985 en la estación ubicada en la Secretaría de Comunicaciones y Transportes (SCT), en su componente Este-Oeste, cuya localización aparece en la figura 34, y delimitada en la zona de alta compresibilidad del suelo. Sus características son:

Magnitud.....	8.1	(MDS)
Velocidad	60.50	(cm/s)
Aceleración.....	67.92	(cm/s)
Desplazamiento	21.94	(cm)

En la figura 35 se muestra los espectros de Fourier y de respuesta para un amortiguamiento del 5% , del citado sismo.

4.6 Hipótesis de análisis

Para determinar la respuesta de los modelos se utilizó el programa DRAIN-2D, el cual lleva a cabo el análisis paso a paso inelástico de estructuras planas, debido a esta limitante no se consideró el aspecto tridimensional de la estructura, por lo que no existen efectos de torsión en el sistema estructural.

Las principales hipótesis consideradas en el análisis son enlistadas a continuación:

- 1.- La masa de la estructura se concentra en cada nivel del edificio.
- 2.- Las columnas, vigas y diagonales tienen un comportamiento bilineal. La pendiente de la segunda rama es uno por ciento respecto a la pendiente de la rama inicial.
- 3.- Todos los nodos de un mismo nivel tienen el mismo desplazamiento horizontal, con desplazamientos verticales y giros independientes entre sí.
- 4.- No se consideró la componente vertical ni rotacional del movimiento sísmico.
- 5.- Se incluyen los efectos $P-\Delta$ en el análisis.

CAPITULO V

ANÁLISIS INELÁSTICO DEL EDIFICIO

5.1 Desplazamientos totales

En las figuras 36 a 39 se presentan las envolventes de desplazamientos totales de los modelos analizados. En la figura 36 se muestran los desplazamientos totales de entrepiso de los modelos con diagonales. Se aprecia que, para los modelos con periodos de 1.0, 1.5, y 2.0 s, existe una disminución de dichos desplazamientos, prácticamente en la misma proporción que sus niveles de rigidización. Esto se debe a que, a mayor rigidización, el periodo del modelo se aleja del periodo dominante del sitio (2 s) y por lo tanto se reducen sus sollicitaciones sísmicas. Sin embargo, para los modelos con periodo fundamental de 2.5 s, la respuesta no se reduce proporcionalmente conforme se rigidiza, debido a que para algunos casos de rigidez (1.25k, 1.50k y 1.75k donde $k=1$ es la rigidez original del modelo), el periodo de la estructura se aproxima al periodo dominante del sitio y, por lo tanto, prácticamente no existen reducciones en las sollicitaciones sísmicas respecto a las del marco original.

Aunque el principio de trabajo de los dispositivos solera y ADAS es el mismo difieren en el desplazamiento de fluencia para el cual cada uno de los dispositivos comienza a presentar comportamiento inelástico (0.3 cm y de 0.2 a 0.4 cm, respectivamente). Para el caso ilustrado en la figura 37, el comportamiento del marco con los dispositivos tipo solera es muy similar al obtenido con el marco rigidizado con las diagonales (figura 36), debido a que la ductilidad global de la estructura es muy similar en ambos casos. Sin embargo, la diferencia entre un sistema y otro es la cantidad de energía disipada por los dispositivos tipo solera, la cual redundará en una reducción de daños estructurales.

En el caso del marco con dispositivos tipo ADAS (figura 38) el comportamiento observado se atribuye a que, al entrar en funcionamiento los sistemas de disipación, estos provocan una pérdida de rigidez en el sistema (o alargamiento del periodo) que, en ocasiones aproximan el periodo fundamental de la estructura al periodo dominante del sitio. En este caso, y debido a la mayor disipación que proporcionan estos dispositivos

(asociado a su desplazamiento de fluencia), se observa que el acortamiento del periodo natural producido por la rigidización debida a las diagonales utilizadas para montar los dispositivos ADAS, así como el alargamiento del mismo periodo natural por la fluencia de los dispositivos, aunado al comportamiento inelástico de algunos elementos estructurales, provoca que la estructura pudiera regresar, en algunos casos, a su periodo fundamental original (aunque con mayor amortiguamiento) y, por lo tanto, la estructura experimente respuestas máximas un poco menores que las de la estructura sin dispositivos ADAS.

El comportamiento de los modelos con diagonales de perfiles estructurales y con cables de presfuerzo es prácticamente el mismo, ya aunque el esfuerzo de fluencia de los cables es casi cuatro veces mayor que el de las diagonales, ambos mantienen la rigidez inicial del sistema durante la excitación al no presentarse fluencia en los elementos rigidizantes (figura 36 y 39).

5.2 Desplazamientos relativos

En las figuras 40 a 43 se muestran los desplazamientos relativos de los entrepisos para los diferentes modelos estudiados. Como es de esperarse, en estas figuras se aprecia una tendencia similar en la relación que existe entre las magnitudes de los desplazamientos relativos de los modelos con distintos niveles de rigidización, y al obtenida para los desplazamientos totales.

Los mayores desplazamientos relativos de entrepiso se presentan entre los niveles 4 a 7 para todos los modelos estudiados. Además, las diferencias relativas de rigidez de entrepiso en un mismo modelo, provoca que el desplazamiento relativo en ciertos niveles de entrepiso coincida con el de otro modelo con distinto grado de rigidización.

5.3 Cortantes de entrepiso

En las figuras 44 a 47 se presentan las envolventes de cortante de entrepiso para los modelos estudiados. Para los dispositivos disipadores de energía estudiados, en los modelos cuyos periodos naturales fueron de 1.0 y 1.5 s (rama ascendente del espectro), no se detectó incremento importante del cortante de entrepiso para ningún nivel de rigidización. En cambio, en el caso de los modelos estudiados con periodos naturales de 2.0 y 2.5 s, se aprecia que el cortante aumenta entre mayor sea el nivel de rigidización.

Lo anterior se debe a que a mayor rigidización de los modelos cuyos periodos son menores de 2 s, éstos se alejan del periodo dominante del sitio y por lo tanto reducen su respuesta. En cambio, los modelos con periodos mayores de 2 s tienden a aproximarse al periodo dominante del sitio para ciertos grados de rigidización, como se observa en las figuras 44 a 47.

Existen otros factores, además de los mencionados, que influyen decisivamente en magnitud del cortante basal experimentado por las estructuras ante carga sísmica. En general, durante un sismo intenso, el cortante basal de las estructuras tiende a decrecer por efecto del comportamiento inelástico de los elementos estructurales; sin embargo, el cortante basal también tiende a aumentar por cambios drásticos en la estructuración, especialmente cuando una estructura es rigidizada. En resumen, el cambio de estructuración por la adición de elementos rigidizantes y/o disipadores, el comportamiento inelástico de elementos estructurales y/o disipadores, así como el cambio de periodo de la estructura (consecuencia, a su vez, de los dos anteriores), determinan la magnitud de los cortantes basales máximos que se presentan en las figuras 44 a 47.

5.4 Desplazamientos totales máximos, cortantes basales y coeficientes sísmicos

Se presentan los desplazamientos máximos del piso superior de cada modelo (figura 48), cortantes basales máximos (figura 49) y coeficientes sísmicos (figura 50) de los distintos sistemas de disipación y rigidización estudiados, graficados contra el periodo natural de la estructura sin rigidizar, a fin de comparar los resultados de la estructura con y sin dispositivos en el rango de periodos estudiados.

En la figura 48 se presentan los desplazamientos máximos obtenidos para los diferentes sistemas de disipación estudiados, en donde se aprecia que estos sistemas hacen disminuir la respuesta del modelo para los cuatro casos estudiados, acentuándose esta disminución para los diferentes niveles de rigidización especialmente para los cables de presfuerzo y las diagonales de acero, siendo menos significativa esta reducción para el modelo con diagonales con dispositivos ADAS.

En la figura 49 se muestran los cortantes basales obtenidos en cada modelo, en ella se aprecia, siempre comparándolos con los que presenta el edificio sin la aplicación de algún sistema, una disminución de los cortantes para los periodos de 1.0 a 1.5 y, un incremento para los periodos de 2.0 a 2.5.

Los coeficientes sísmicos se aprecian en la figura 50, estos fueron considerados como el cociente del cortante entre el peso de cada nivel, tiene un comportamiento similar al de los cortantes basales comentados anteriormente.

5.5 Ductilidades de entrepiso

Las gráficas mostradas en las figuras 51, 52, 53 y 54 presentan las ductilidades de entrepiso obtenidas para cada modelo, podemos apreciar que la diferencia de demanda de ductilidad para los cuatro sistemas y periodos de 1.0 s. y 1.5 s. es insignificante, pero para los casos de periodos igual a 2.0 s. y 2.5 s. existe una reducción de esta demanda siendo más representativa para el periodo de 2.0 s., la ductilidad mayor se presenta para los niveles del 1 al 3.

CAPITULO VI

CONCLUSIONES

Los resultados anteriores nos permiten conocer, cualitativamente, el comportamiento que tendría una estructura con cierto periodo natural, sometida a la acción de un sismo con contenidos de frecuencias similares al registrado en la Secretaría de Comunicaciones y Transportes (zona del lago de la Ciudad de México). Nos muestran también, el mejoramiento de la respuesta al incorporar dispositivos disipadores de energía (Solera y ADAS) o elementos rigidizadores (cables de presfuerzo y diagonales compuestas por perfiles estructurales de acero).

Cada valor de la respuesta, representado como desplazamiento total o relativo, cortante, etc., comprende una serie de factores como son: el cambio de periodo natural del modelo (el cual se aleja o se acerca al periodo dominante del sitio), el incremento en el amortiguamiento del sistema y la disipación, tanto de los elementos estructurales, como de los dispositivos disipadores; por lo que es importante tener conocimiento del corrimiento del periodo de vibrar de la estructura al empezar a trabajar los dispositivos, ya que ello provoca como hemos visto que el edificio se aleje o acerque al periodo de máxima excitación.

Al utilizar estos sistemas de disipación y/o rigidización, los desplazamientos totales sufren una disminución que esta en relación al grado de rigidización que se ha aplique, analizando los cortantes podemos comentar que son favorables los sistemas aplicados siempre y cuando al rigidizar la estructura no se lleve a la misma a un periodo de vibración mayor a 1.7-s. donde para el caso de periodo igual a 2.0 s. la estructura se comporta muy similar para los distintos niveles de rigidización .

La cuantificación de cada uno de estos factores junto con estudio de costos, ayudaría a decidir que sistema es mejor en cada caso práctico, considerando la degradación de la estructura y/o los sistemas incorporados por efecto de sismos, así mismo se recomienda seguir los estudios para distintas señales sísmicas que brinde una idea general de la utilidad de los sistemas propuestos en este trabajo.

CAPITULO VII

REFERENCIAS

REFERENCIAS

[1] Skinner, R.I., Kelly, J.M. and Heine, A.J. (1975-b), "Hysteretic Dampers for Earthquake Resistant Structures", Earth Eng Struct Dyn, Vol 3, pp 287-296.

[2] Lin, B.C. and Tadjbakhsh, I (1986), "Effect of Vertical Motion of Friction-Dirven Isolation System", Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol. 14, pp 609-622.

[3] Aguirre, M y Sánchez, R, "Pruebas de Elementos Disipadores de energía Sísmica", IMCYC, marzo 1989.

[4] Aguirre, M. y Sánchez, R., "Disipadores de Energía Sísmica", Construcción y Tecnología, Vol. III, No. 27, pp 15-19, 1990.

[5] Martínez, E (1990), "Mejoramiento de la Respuesta Sísmica de Edificios Dañados, Mediante la Acción de Disipadores de Energía", Memorias del Seminario sobre Instrumentación Sísmica y Uso de Elementos Disipadores de Energía en el Comportamiento Estructural, México, D.F., pp 211-248.

[6] Alonso, J.L. (1989), "Mechanical Characteristics of X-Plate Energy Dissipators", CE 299 Report, University of California at Berkeley.

[7] Skinner, R.I. and McVerry, G.H. (1975), "Base Isolation for Increased Earthquake Resistance of Buildings", Bull New Zealand Nat. Soc. Earth Eng., Vol 8, No. 2, pp 93-101.

[8] Ricles, J.M. and Popov, E.P., (1987), "Dynamic Analysis of Seismically Resistant Eccentrically Braced Frames", Earthquake Engineering Research Center, Report No. UCB/EERC-87/07, University of California at Berkeley.

[9] Robinson, W.H. and Greenbank, L.R. (1975), "Properties of an Extrusion Energy Absorber", Bulletin of the New Zealand National Society for Earthquake Engineering, Vol. 8, No. 3, pp 187-191.

[10] Pall, A S (1982) , " Response of friction Damped Braced Frames", J Struct Div, ASCE, vol 108, No. ST6, pp 1313-1323.

[11] Sholl, R E (1984), Brace Dampers: An Alternative Structural System for Improving the Earthquake Performance of buildings", Proc 8th World Conference on Earthquake Engineering, San Francisco, V, pp 1015-1022.

[12] Katsuta, C. and Mashizu, N. (1965), "Earthquake Isolation Method of Structure by a High Speed Electrohydraulic Servomechanism", Proceedings of the 3rd. World Conference on Earthquake Engineering, pp 276-297.

[13] Matsushita, K and Izumi, M. (1965-a), "Some Analysis of Mechanisms to Decrease Seismic Force Applied to Buildings", Proceedings of the 3rd. World Conference on Earthquake Engineering, pp 342-359.

[14] Skinner, R. I., Tyler, R. G. and Hodder, S.B. (1976), "Isolation of Nuclear Power Plants from Earthquake Attack", Bulletin of the New Zealand National Society for Earthquake Engineering, Vol. 9, No. 4, pp 199-204.

[15] Robinson, W H and Tucker, A G (1977), " A Lead Rubber Shear Damper", Bulletin of the New Zealand National Society for Earthquake Engineering, vol 10, No 3, pp 151-153.

[16] Megget, L.M. (1978), "Analysis and Design of a Base-Isolated Reinforced Concrete Frame Building", Bull New Zealand Nat Soc Earth Eng, Vol. 2, No. 4, pp 245-254.

[17] Roeder, W C, Stanton, J F, and Taylor, A W (1990), "Fatigue of Steel Reinforced Elastomeric Bearings", J Struc. Eng., ASCE, Vol 116, No. 2, pp 407-425.

[18] Ancira, L R (1982), "Estudios sobre Efectividad de Absorvedores de Energía en Edificios", Tesis de Licenciatura en Ing. Civil, UNAM.

[19] Korenev, B.G. and Reznikov, L.M. (1988), "Vibration Dynamic Dampers Theory and Technical Additions", Physical and Mathematical Literature, Moscow.

[20] Warburton, G.B. and Soni, S.R. (1977), "Errors in Response Calculation of Non-Classically Damped Structural Dynamics", J Earth Eng Struct Dyn, Vol. 5, pp 363-375.

[21] Chen, F Y (1990), "Optimum Design of Seismic Structures: Methodologies and Results", Proceedings of Fourth U.S. National Conference on Earthquake Engineering, Palm Springs, California, pp 917-926.

[22] Akbay, Z and Aktan, H.M. (1990), "Intelligent Energy Dissipation Devices", Proceedings of Fourth U.S. National conference on Earthquake Engineering, Palm Springs, California, pp 427-435.

[23] Amador Tersn Gilmore, Mario Ramirez Centeno, "Refuerzo de Estructuras Mediante el Uso de Muros de Concreto", VIII Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica y VII Congreso Nacional de Ingeniería Estructural -memorias, Vol. III, pp G-83, Acapulco 1989.

[24] Josw Ma. Rioboo, Juan Pedro Paniagua y Jesys Iglesias, "Sistema de Rigidizaci3n y Refuerzo de Estructuras Mediante Cables de Presfuerzo", VIII Congreso Nacional de Ingenieria Shsmica y VII Congreso Nacional de Ingenieria Estructural -memorias, Vol. III, pp G-74, Acapulco 1989.

[25] Wilson E. y Habibullah A., (1987) "ETABS : Three Dimensional Analysis of Building Systems" computers and structures inc. en Berkeley California.

[26] Kanaan A. y Powell G. "Drain-2D: General purpose plane structures".Informe UBC/EERC-73/6, Universidad de California en Berkeley, U.S.A., abril 1973.

TABLAS Y FIGURAS.

NIVEL	TRABES (cm)	COLUMNAS (cm)
1	40 x 70	100 x 100
2	40 x 70	100 x 100
3	40 x 70	80 x 80
4	40 x 60	80 x 80
5	40 x 60	70 x 70
6	40 x 60	70 x 70
7	40 x 50	60 x 60
8	40 x 50	60 x 60
9	40 x 50	60 x 60

Tabla 1. Secciones de trabes y columnas que componen el edificio.

TABLA PARA GENERAR LOS ARCHIVOS CON DIFERENTES RIGIDECES

RIGIDEZ	PERIODOS (S)			
1.00	1.00	1.50	2.00	2.50
1.25	0.89	1.34	1.79	2.24
1.50	0.82	1.23	1.63	2.04
1.75	0.76	1.13	1.51	1.89
2.00	0.71	1.06	1.41	1.77
3.00	0.58	0.87	1.16	1.44

Tabla 2. Periodos correspondientes a cada nivel de rigidización.

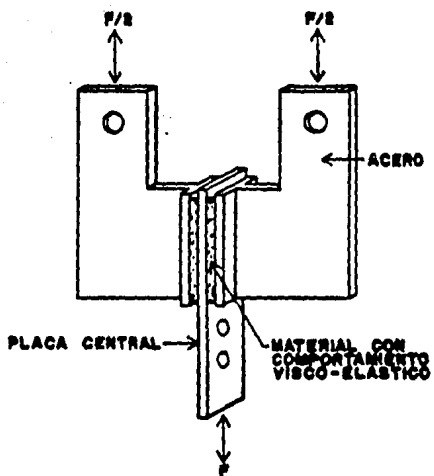


Figura 1. Dispositivo de comportamiento viscoelástico.

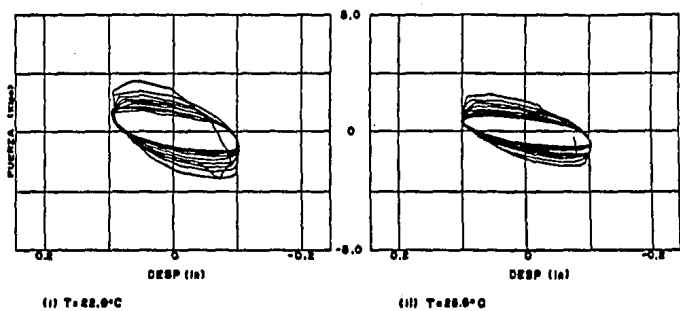


Figura 2. Conducta histerética del dispositivo viscoelástico.

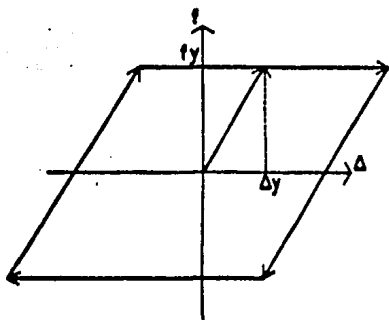


Figura 3. Comportamiento elastoplástico.

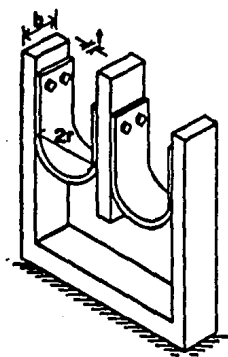


Figura 4. Dispositivo solera o tipo "U".

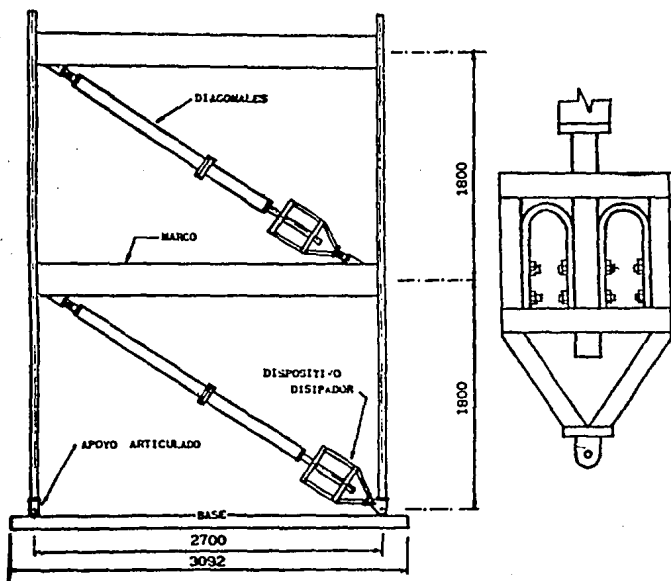
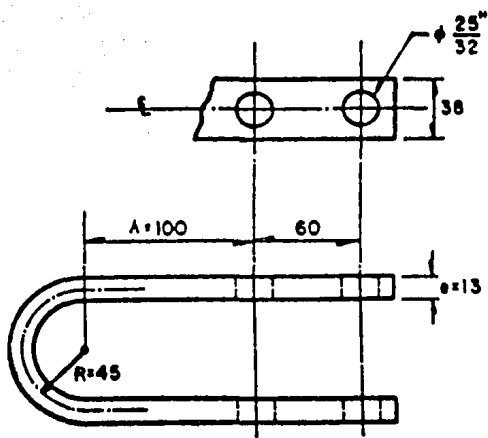


Figura 5. Modelo experimental.



Acotaciones en mm

Figura 6. Estructuración del dispositivo tipo "U".

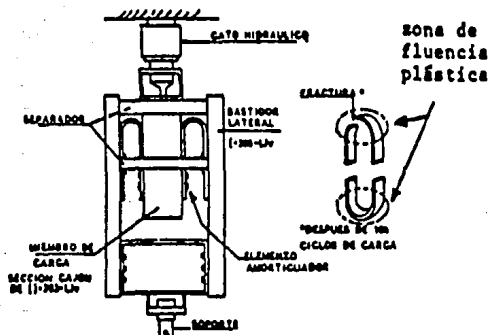


Figura 7. Marco de carga para prueba de los dispositivos tipo "U".

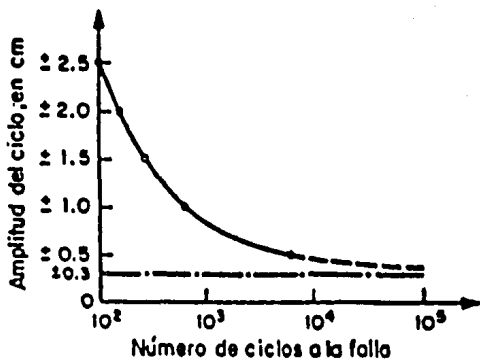


Figura 8. Curva de fátiga de los dispositivos tipo "U".

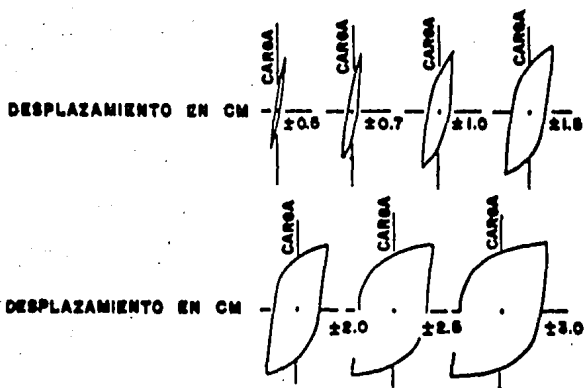


Figura 9. Conducta histerética del dispositivo tipo "U".

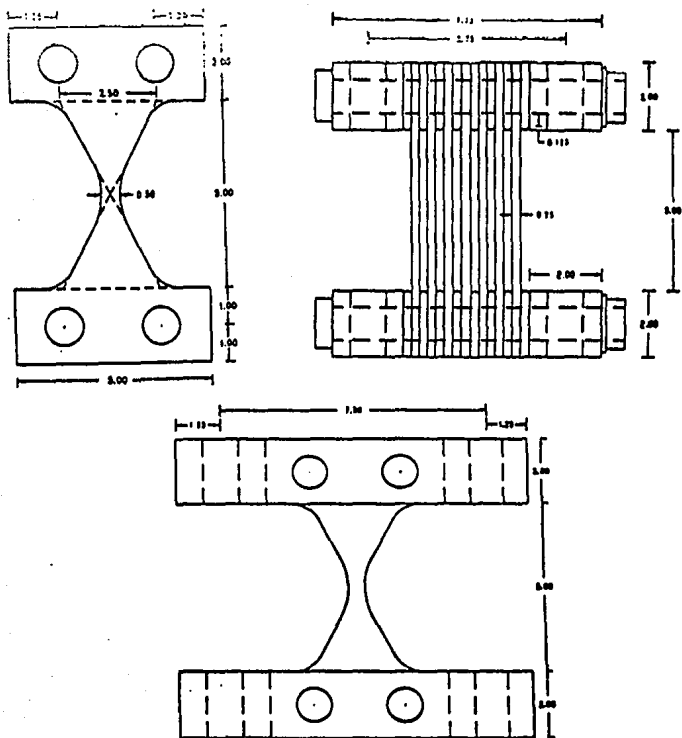


Figura 10. Dispositivos ADAS.

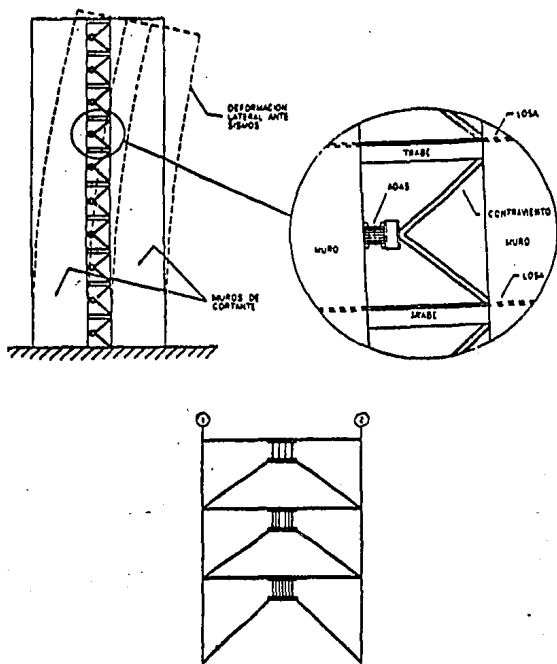


Figura 11. Colocación de los dispositivos ADAS.

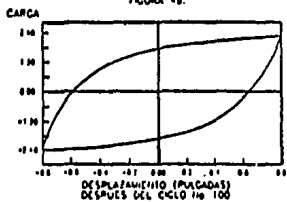
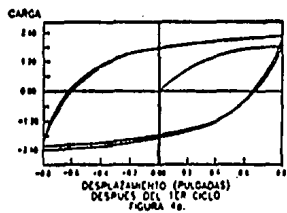


Figura 12. Conducta histerética de los dispositivos ADAS.

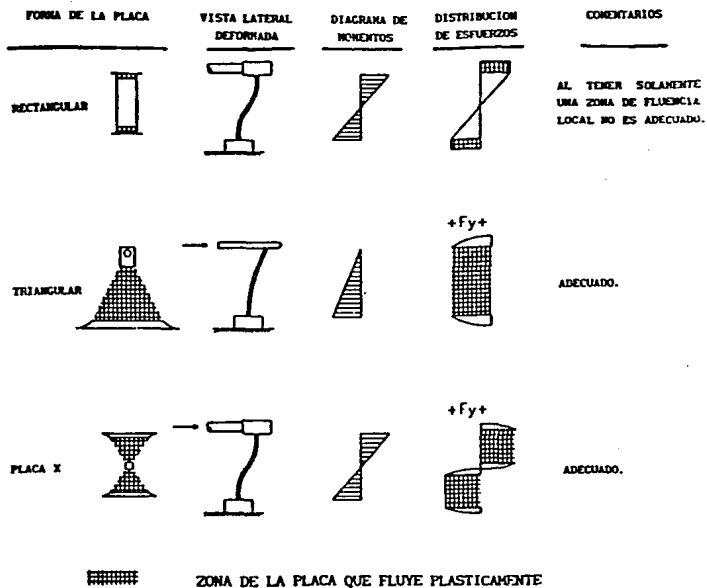


Figura 13. Comparación de la distribución de esfuerzos y plastificación.

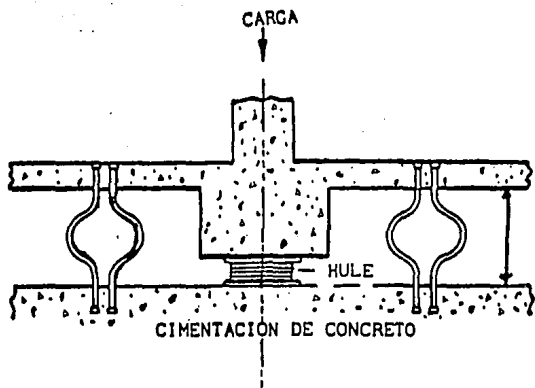


Figura 14. Combinación de dispositivo disipador y aislador de base.

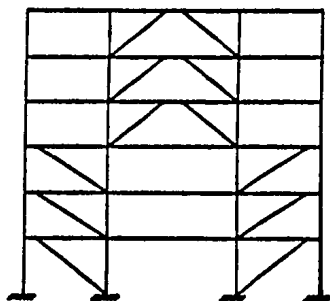


Figura 15. Contraventeos excéntricos.



Figura 16. Disipador por extrusión.

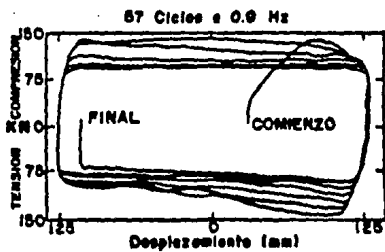


Figura 17. Conducta histerética de los disipadores por extrusión.

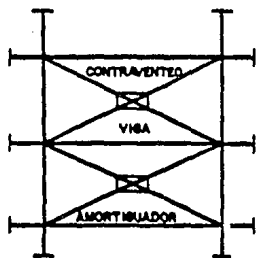
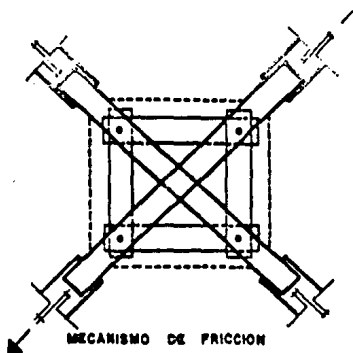


Figura 18. Disipador por fricción.

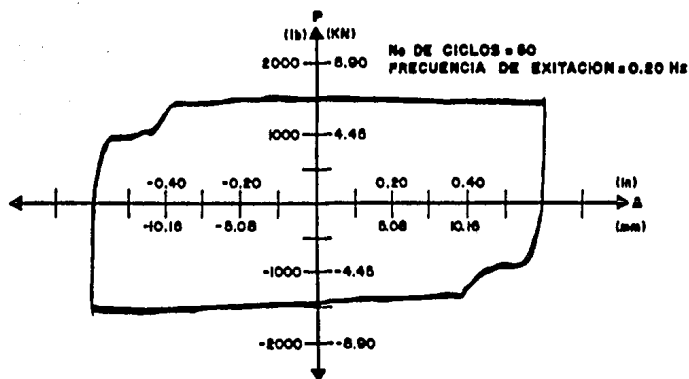


Figura 19. Comportamiento histerético de los dispositivos por fricción.

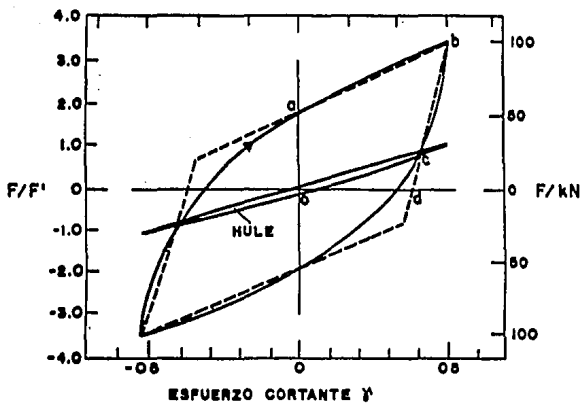


Figura 20. Curva histerética de un aislador de base.

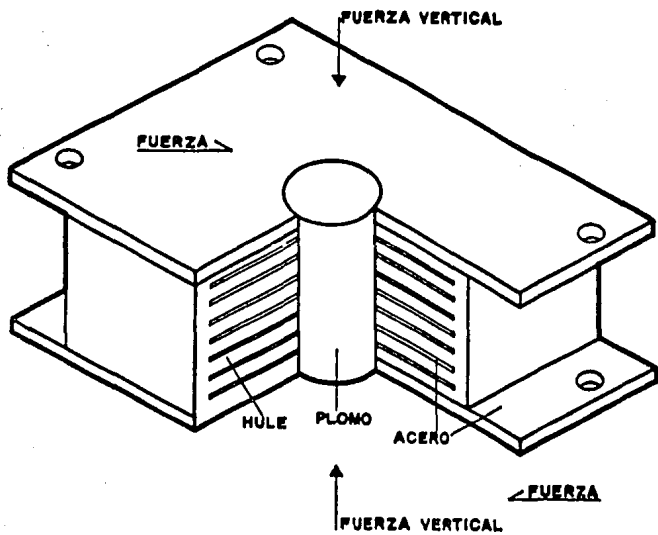


Figura 21. Aislador de base.

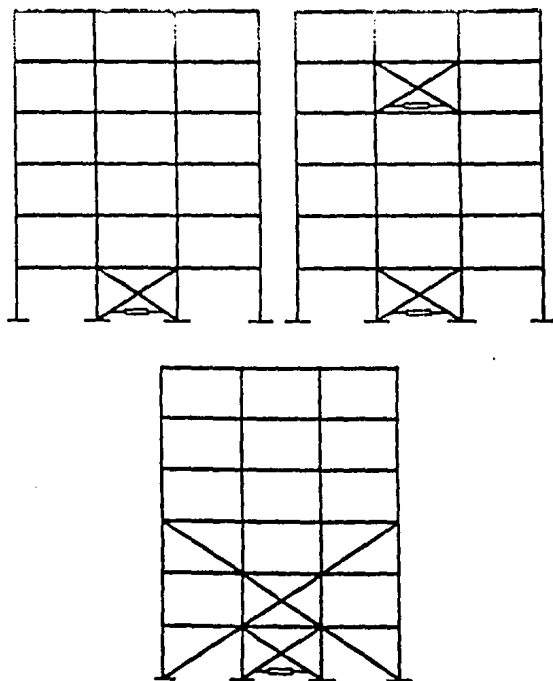
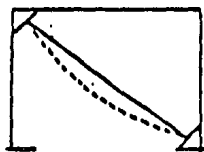
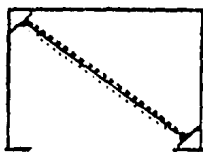


Figura 22. Colocación de los tendones activos.



LONGITUD AJUSTABLE



AREA AJUSTABLE



POSICION (INCLINACION) AJUSTABLE

Figura 23. Sistema de rigidez ajustable de los tendones activos.

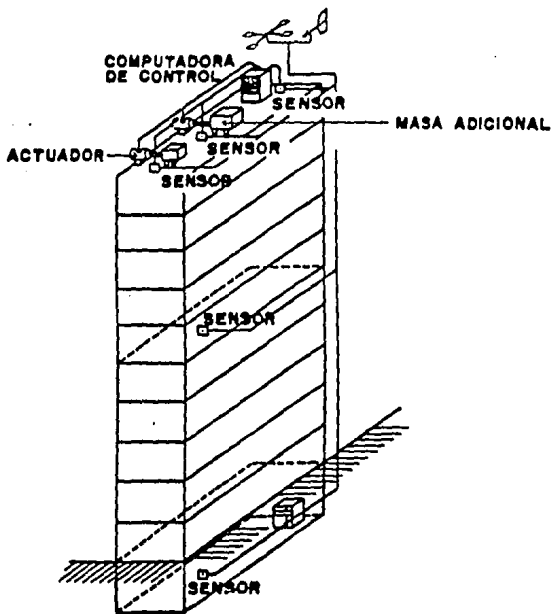


Figura 24. Sistema de masa activa.

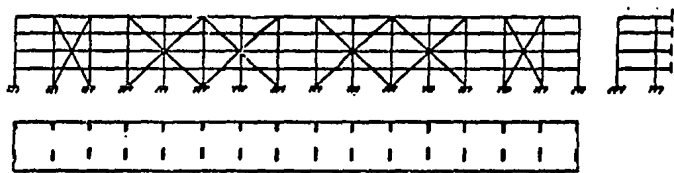


Figura 25. Rigidización típica de un edificio con cables de presfuerzo.

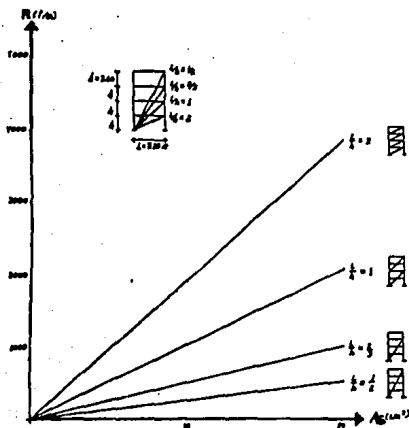
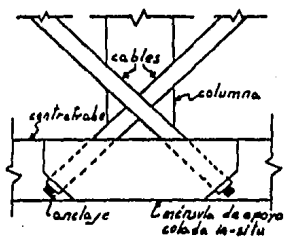
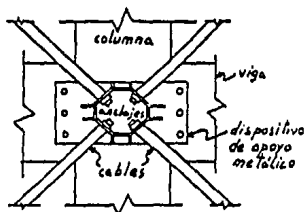


Figura 26. Relación entre la rigidez lateral y el área de la sección de un cable de pretensión



a) Conexión construida en el lugar (cimentación).



b) Conexión prefabricada.

Figura 27. Conexiones típicas para cables de presfuerzo.

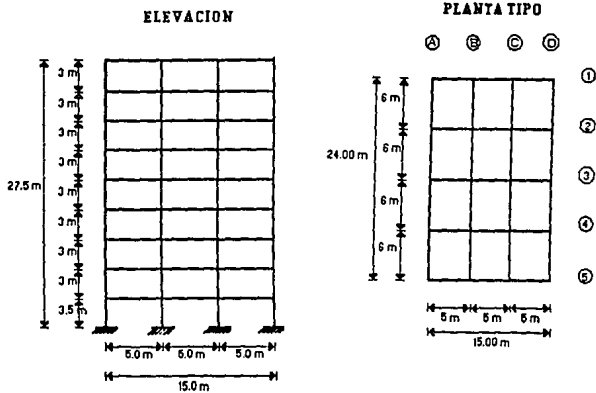


Figura 28. Estructura seleccionada.

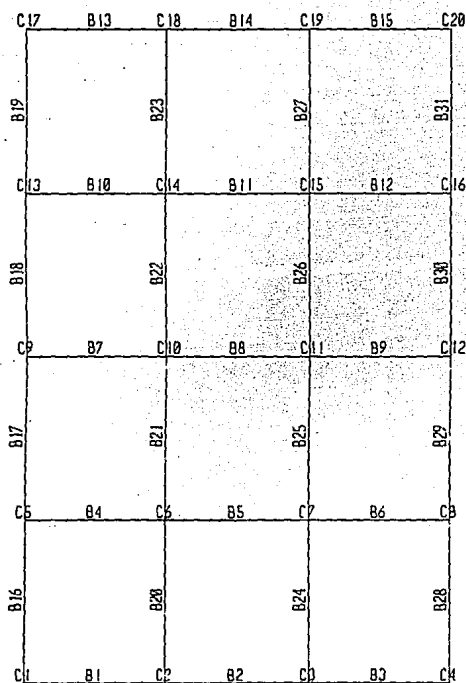


Figura 29. Distribucion de elementos.

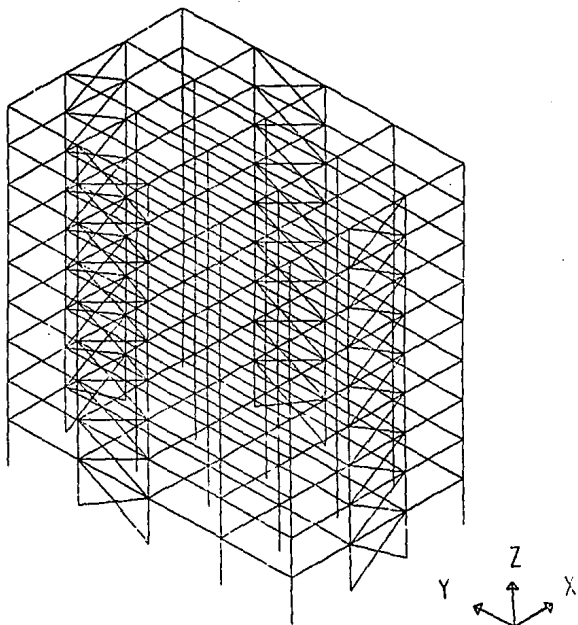
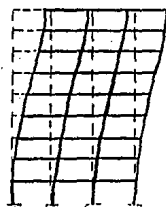
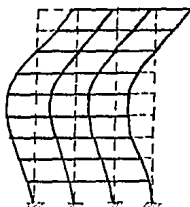


Figura 30. Elevación del edificio según modelaje del programa ETABS.



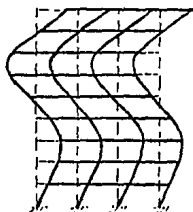
PRIMER MODO

FRECUENCIA 0.07285 Hz
PERIODO 1.02791 s



SEGUNDO MODO

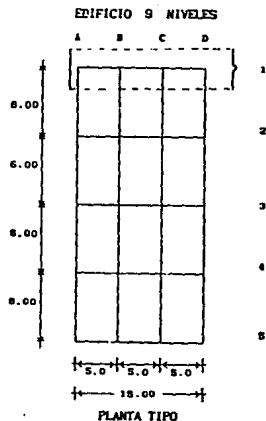
FRECUENCIA 2.69513 Hz
PERIODO 0.37048 s



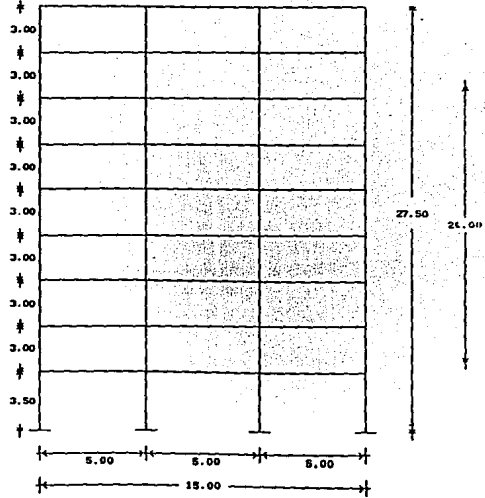
TERCER MODO

FRECUENCIA 4.71060 Hz
PERIODO 0.21229 s

Figura 31. Formas modales del edificio.



PLANTA TIPO



MARCO EJE 1

Figura 32. Marco elegido.

ESTA TESIS NO DEBE
SALIR DE LA BIBLIOTECA

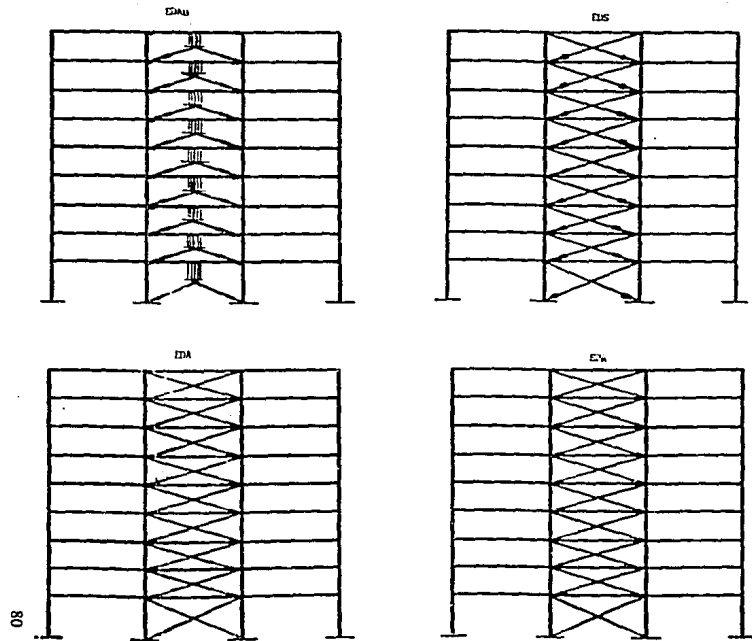


Figura 33. Modelos analizados.

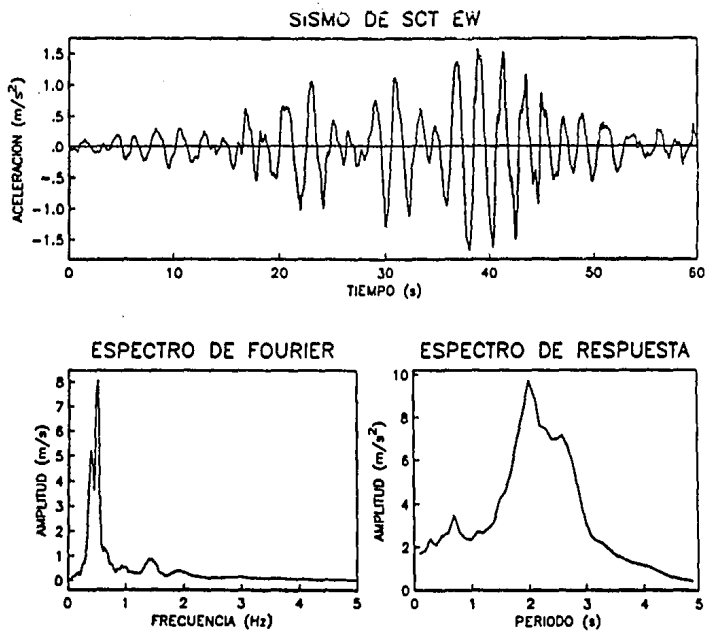


Figura 35. Características del sismo del 19 de Septiembre de 1985 en la estación de SCT.

DESPLAZAMIENTOS TOTALES CON DIAGONALES

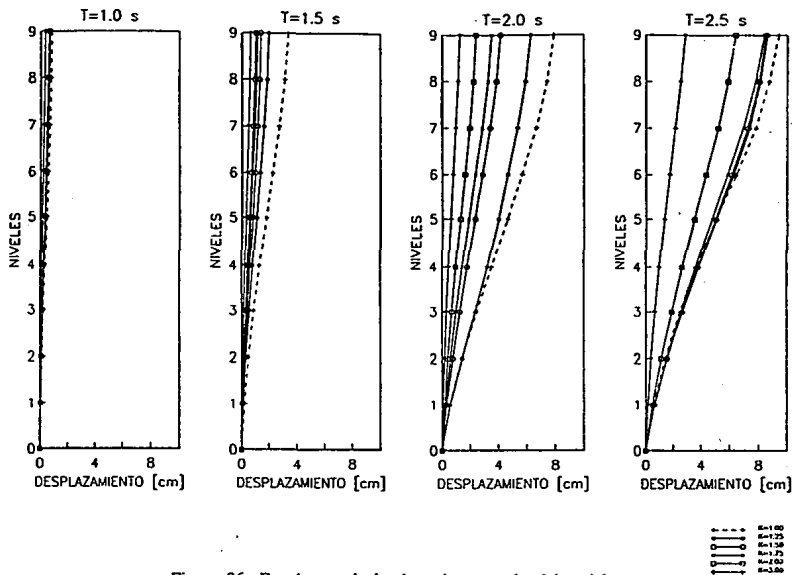


Figura 36. Envolventes de desplazamientos totales del modelo con diagonales.

DESPLAZAMIENTOS TOTALES CON DISPOSITIVOS SOLERA

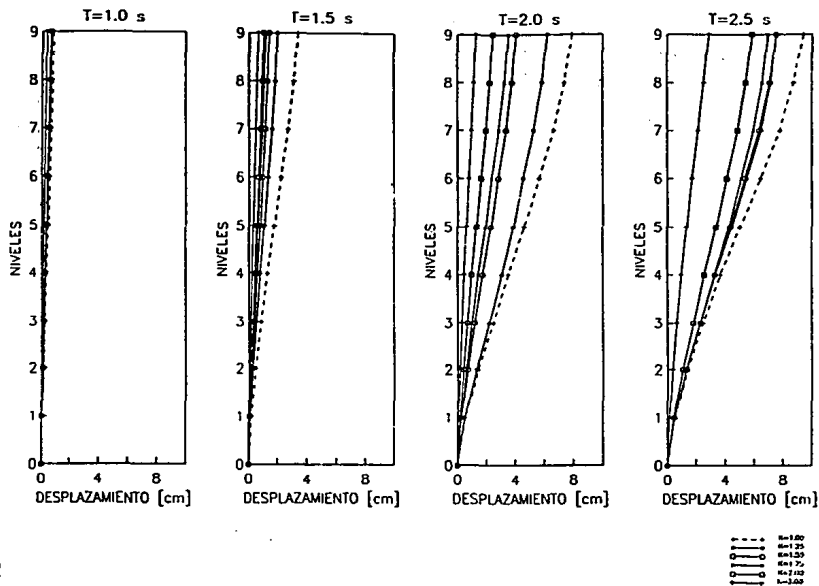


Figura 37. Envolventes de desplazamientos totales del modelo con dispositivos solera.

DESPLAZAMIENTOS TOTALES CON DISPOSITIVOS ADAS

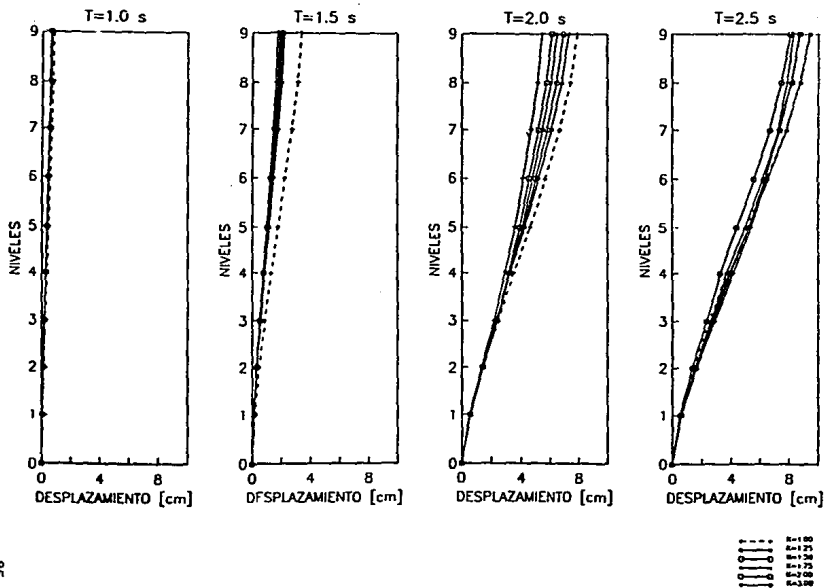


Figura 38. Envolventes de desplazamientos totales del modelo con dispositivos ADAS.

DESPLAZAMIENTOS TOTALES CON CABLES DE PRESFUERZO

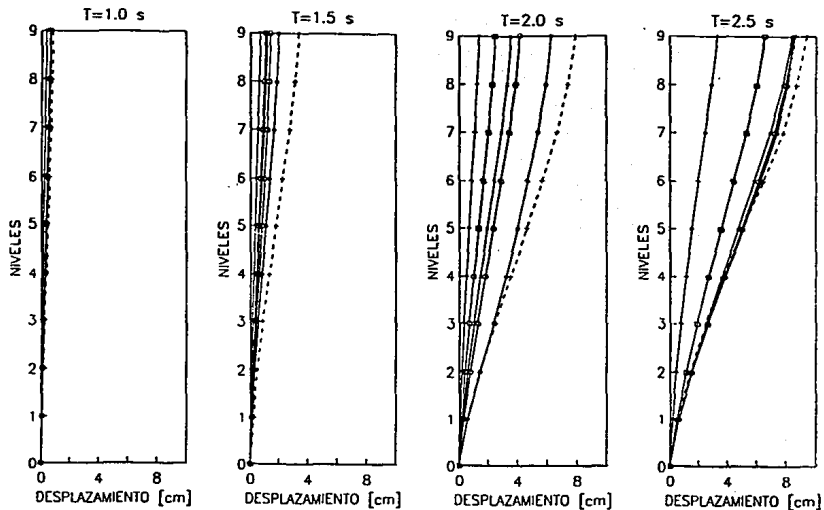


Figura 39. Envolventes de desplazamientos totales del modelo con cables de presfuerzo.

DESPLAZAMIENTOS RELATIVOS CON DIAGONALES

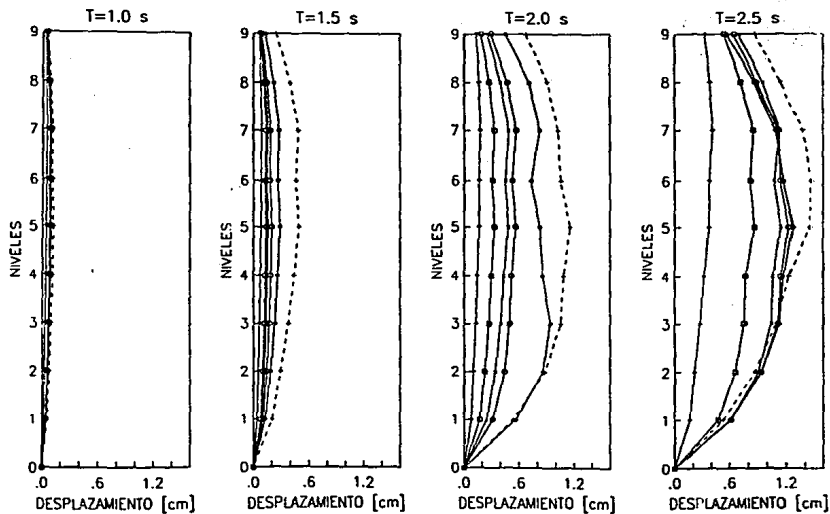


Figura 40. Envolventes de desplazamientos relativos del modelo con diagonales.

DESPLAZAMIENTOS RELATIVOS CON DISPOSITIVOS SOLERA

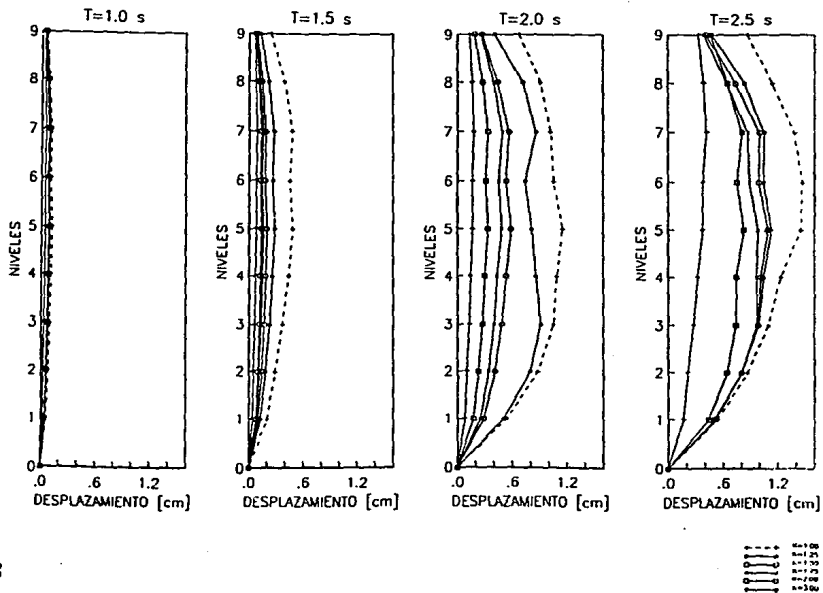
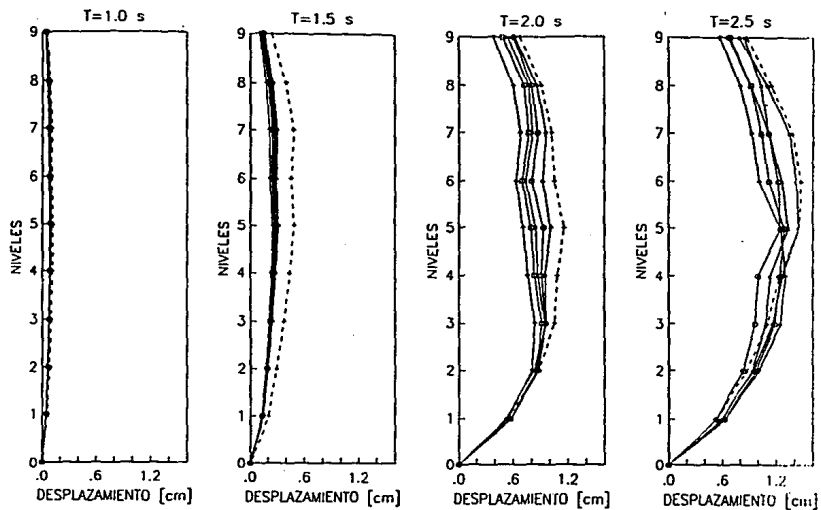


Figura 41. Envolturas de desplazamientos relativos del modelo con dispositivos solera.

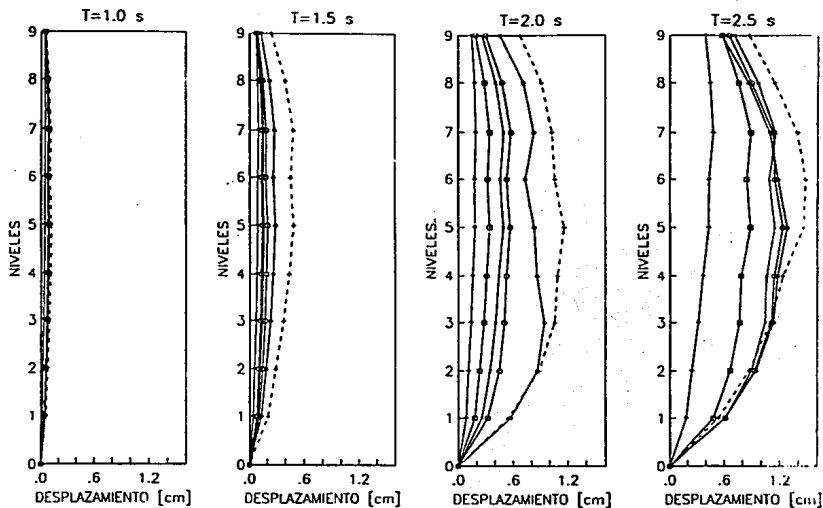
DESPLAZAMIENTOS RELATIVOS CON DISPOSITIVOS ADAS



- +--- E=100
- o--- E=175
- x--- E=250
- .--- E=375
- o--- E=500
- x--- E=750
- .--- E=1000

Figura 42. Envolventes de desplazamientos relativos del modelo con dispositivos ADAS.

DESPLAZAMIENTOS RELATIVOS CON CABLES DE PRESFUERZO



06

Figura 43. Envolventes de desplazamientos relativos del modelo con cables de presfuerzo.



CORTANTES TOTALES CON DIAGONALES

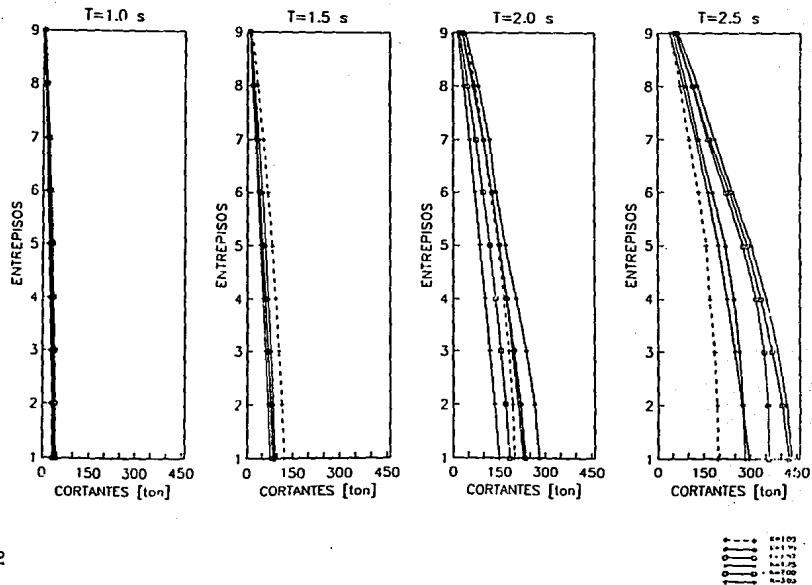


Figura 44. Envolventes de cortantes de entepiso del modelo con diagonales.

CORTANTES TOTALES CON DISPOSITIVOS SOLERA

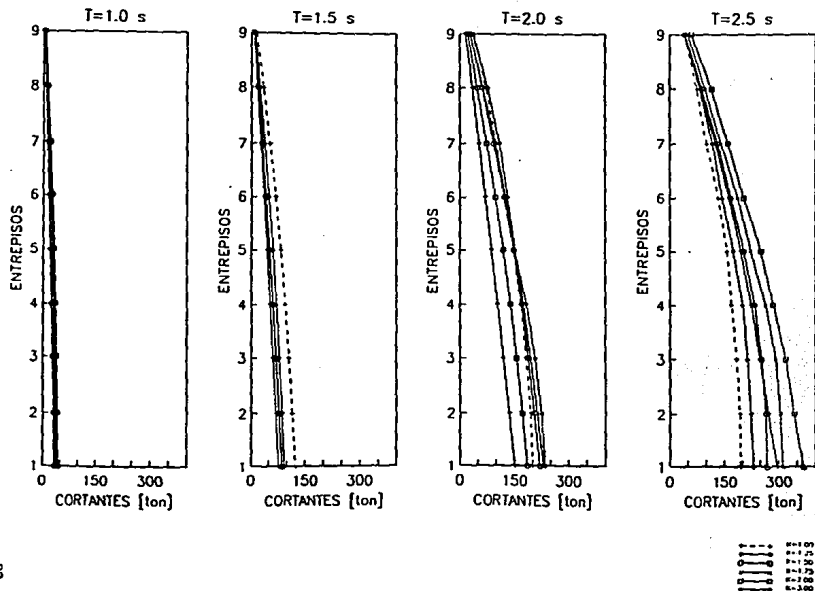


Figura 45. Envolventes de cortantes de entepiso del modelo con dispositivos solera.

CORTANTES TOTALES CON DISPOSITIVOS ADAS

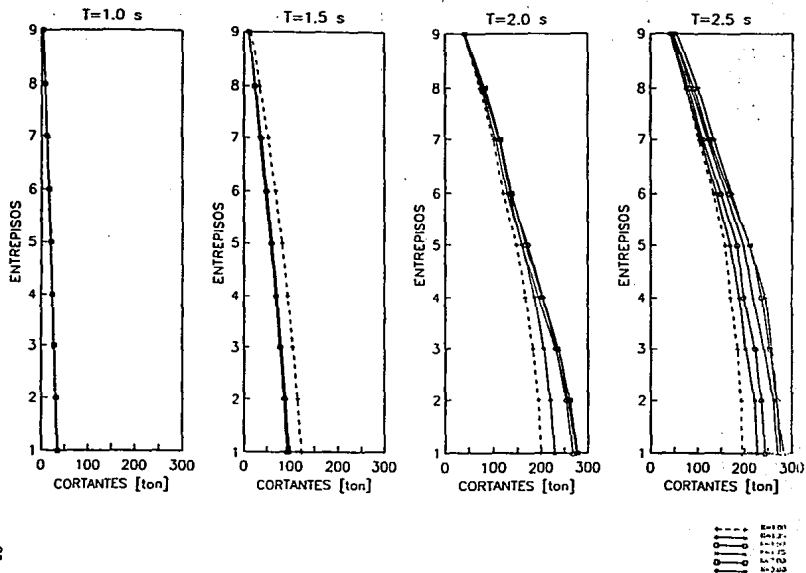


Figura 46. Envolventes de cortantes de entrespiso del modelo con dispositivos ADAS.

CORTANTES TOTALES CON CABLES DE PRESFUERZO

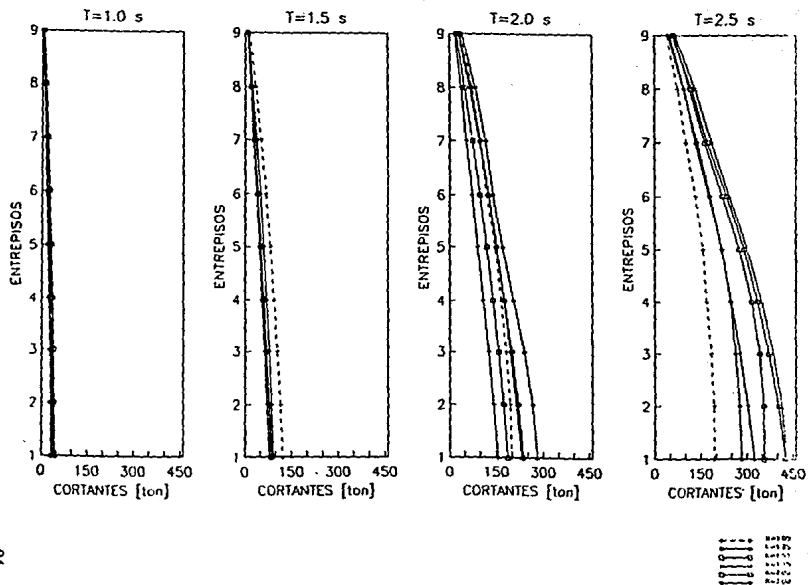


Figura 47. Envolventes de cortantes de entepiso del modelo con cables de presfuerzo.

DESPLAZAMIENTOS MAXIMOS

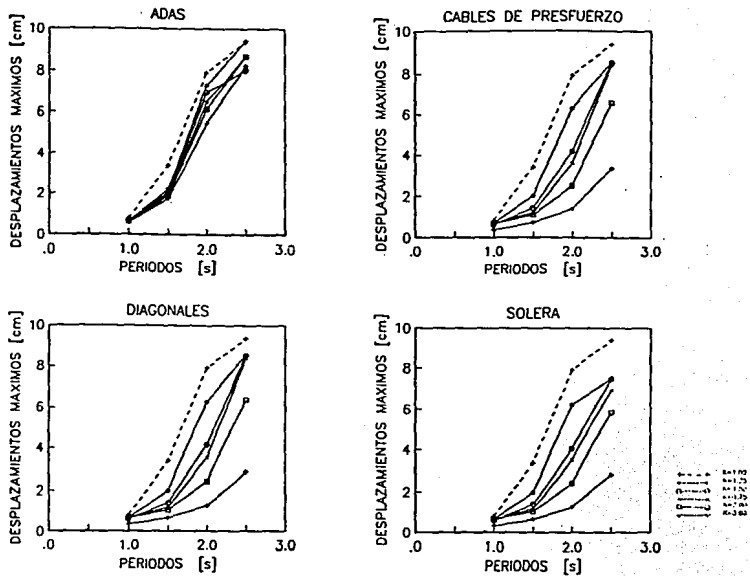


Figura 48. Desplazamientos totales máximos encontrados en los modelos estudiados.

CORTANTES MAXIMOS

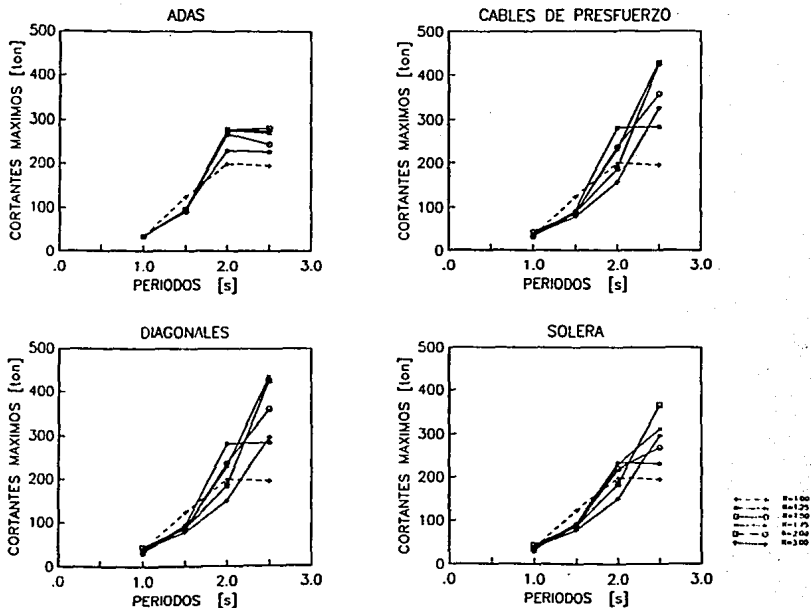


Figura 49. Cortantes basales encontrados en los modelos estudiados.

COEFICIENTES SISMICOS

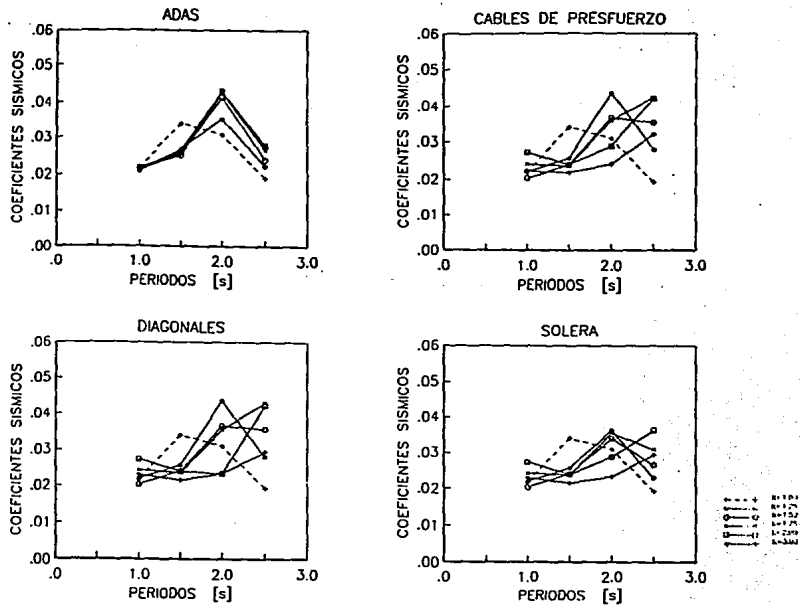


Figura 50. Coeficientes sísmicos encontrados en los modelos estudiados.

DUCTILIDADES CON DIAGONALES

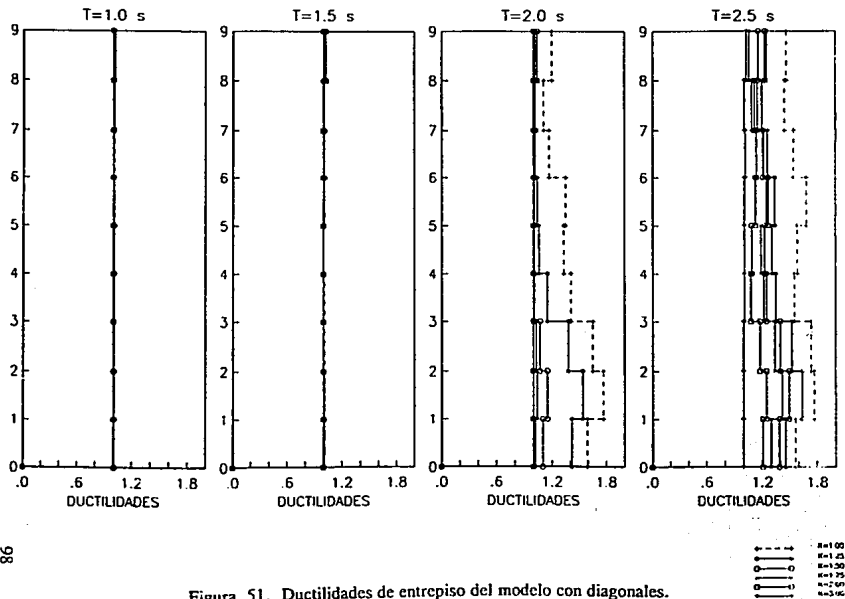
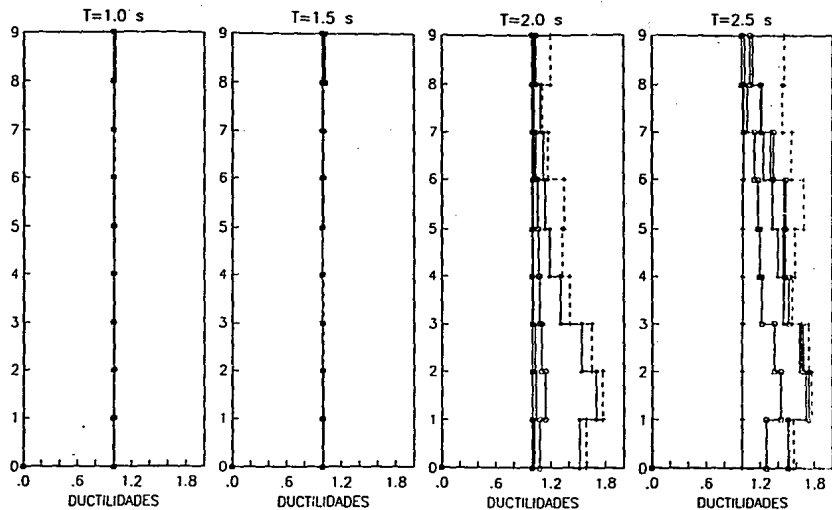


Figura 51. Ductilidades de entrepiso del modelo con diagonales.

DUCTILIDADES CON DISPOSITIVOS SOLERA

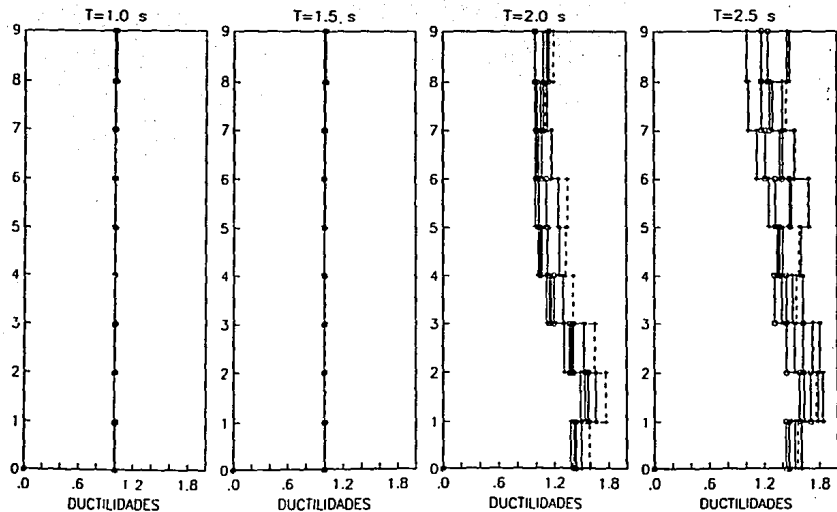


96



Figura 52. Ductilidades de entrepiso del modelo con dispositivos solera.

DUCTILIDADES CON DISPOSITIVOS ADAS



100

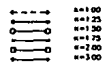
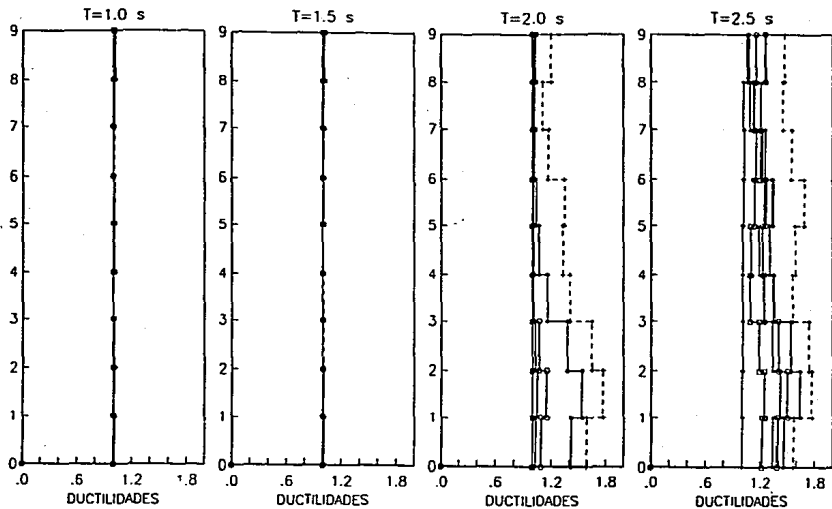


Figura 53. Ductilidades de entpiso del modelo con dispositivos ADAS.

DUCTILIDADES CON CABLES DE PRESFUERZO



101

Figura 54. Ductilidades de entrepiso del modelo con cables de presfuerzo

