31
2 y

UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MEXICO

Universidad Nacional Autónoma de México

FACULTAD DE INGENIERIA.

División de Ingeniería Civil, Topográfica y Geodésica

ANALISIS DEL COMPORTAMIENTO DE UN EDIFICIO DE LA CIUDAD DE MEXICO CON DIFERENTES SISTEMAS DE RIGIDIZACION

T E S I S

Que para obtener el título de:

INGENIERO CIVIL

p r e s e n t a

MAURICIO CORDOVA NAVA

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

MEXICO, D.F. *ENERO DE 1991*

UNAM – Dirección General de Bibliotecas Tesis Digitales Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS © PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

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

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

PROLOGO

En este trabajo se analizó una estructura típica de la ciudad de México, con diferentes sistemas de rigidización, se estudia el comportamiento de la estructura con cada uno de éstos, tanto en el intervalo elástico como en el inelástico, determinando finalmente el sistema de rigidización con el cual la estructura presente un mejor comportamiento. Se plantea el uso de mecanismos disipadores de energía como uno de los 5 sistemas para rigidizar la estructura, pretendiendose así que los resultados de este análisis en particular permitan comprender mejor el comportamiento de tales mecanismos al ser instalados en la estructura en estudio.

Espero que el contenido y tratamiento del tema de esta tesis sea de interés y se utilice como punto de partida o referencia para el desarrollo de nuevos trabajos de carácter profesional o de investigación.

Finalmente, deseo agradecer a mi Universidad Nacional Autónoma de México la oportunidad brindada para estudiar y desarrollar una profesión tan digna, interesante e importante como lo es la Ingeniería Civil, profesión que necesita de mucho esfuerzo pero que de recompensa deja muchas satisfacciones; a mis amigos Arturo León, Jesús Arturo Arcos y Gerardo Rodríguez, su apoyo y fundamentalmente su amistad durante toda la carrera; al M.I. Julio Baeza, Ing. Manuel G.†, Fermín León y Abel Miranda, su amistad, apoyo y formación brindada. Gracias también a mi amigo Roberto Durán por su respaldo y consejos durante estos meses de trabajo; a mis familiares y compañeros quienes forman parte de mi vida; a mi querida amiga la Dra. Evelia López, gracias por tu amistad y cariño. A mis hermanas Gaby, Claudia y Adriana les agradezco los años que hemos vivido felizmente y que son parte de mi formación.

Una mención muy especial para mi Director y amigo, el M.I. Ricardo González Alcorta, a quien respeto y estimo mucho por su

capacidad y formación profesional, pero sobre todo agradezco su apoyo, dirección, amistad y confianza que ha depositado en mi.

Por último, nunca hubiera podido lograr culminar esta etapa de mi vida sin el estímulo, confianza, paciencia, comprensión, y sobre todo, el apoyo moral y económico que me han brindado las personas que lo son todo en mi vida: Mis padres. Sr. Jorge Cordova y Sra. Mary Cruz Nava de Cordova.

GRACIAS

MAURICIO CORDOVA NAVA

Facultad de Ingenieria
Ciudad Universitaria, Mexico
Enero 1991.

INDICE

PROLOGO i

1. INTRODUCCION
   1.1 Antecedentes 1
   1.2 Objetivos y alcance 2

2. DESCRIPCION DEL EDIFICIO Y DE LOS SISTEMAS DE RIGIDIZACION PROPUESTOS
   2.1 Descripción del edificio 4
   2.2 Comportamiento del edificio durante los sismos de septiembre de 1985 4
   2.3 Resultados experimentales 5
   2.4 Sistemas de rigidización propuestos 7
      2.4.1 Estructura esqueletal 7
      2.4.2 Sistema de rigidización a base de muros de mampostería 7
      2.4.3 Sistema de rigidización a base de muros de de concreto 8
      2.4.4 Sistema de rigidización a base de diagonales de acero 8
      2.4.5 Sistema de rigidización a base de diagonales de acero y mecanismos disipadores de energía 8

3. DESCRIPCION DE LOS PROGRAMAS DE ANALISIS
   3.1 Antecedentes 10
   3.2 Programa SHAKE 10
   3.3 Programa SUPER-ETABS 12
   3.4 Programa DRAIN-2D 13

4. SELECCION DEL SISMO DE ANALISIS
   4.1 Generalidades 16
   4.2 Análisis de la estratigrafía del sitio 16
   4.3 Modelo matemático 16
   4.4 Comentarios 17

5. ANALISIS DE LA RESPUESTA LINEAL

5.1 Generalidades 18
5.2 Obtención de frecuencias naturales de vibración 19
5.2.1 Estructuración original 19
5.2.2 Estructuración esqueletal 20
5.2.3 Estructuración con muros de concreto 21
5.2.4 Estructuración con diagonales de acero 22
5.2.5 Estructuración con diagonales de acero y mecanismos disipadores de energía 22
5.3 Respuesta lineal..... 24
5.4 Análisis del marco plano con los sistemas de rigidización colocados en la crujía central 25
5.5 Comentarios 26

6. ANALISIS DE LA RESPUESTA NO LINEAL

6.1 Generalidades 27
6.2 Respuesta de la estructuración esqueletal 30
6.3 Respuesta de la estructuración con muros de mampostería 31
6.4 Respuesta de la estructuración con muros de concreto 32
6.5 Respuesta de la estructuración con diagonales de acero 33
6.6 Respuesta de la estructuración con diagonales de acero y mecanismos disipadores de energía 34
6.7 Análisis de los sistemas de rigidización colocados en la crujía central 36
6.8 Comentarios 38

7. COMPARACION DE LOS RESULTADOS OBTENIDOS

7.1 Resultados en el intervalo elástico 39
7.2 Resultados en el intervalo inelástico 40

8. CONCLUSIONES FINALES 41

9. AGRADECIMIENTOS 43

10. REFERENCIAS 44

11. TABLAS Y FIGURAS 47

1. INTRODUCCION

1.1 Antecedentes

Dentro del campo de las estructuras de la Ingeniería Civil, el estudio y desarrollo de sistemas estructurales para la protección de edificios ante la acción de los sismos se ha concentrado esencialmente en la atenuación de los daños y en la prevención del colapso de las estructuras causado por éstos. Durante la acción severa de un sismo, el factor de daño en las estructuras se encuentra en función de los altos niveles de energía cinética absorvida por éstas. Es natural pensar que a las estructuras se les construyera con materiales cuyas propiedades les permitiera absorver tales niveles de energía dentro de su capacidad elástica, pero como los códigos de diseño reconocen, esto sería demasiado costoso. Es por eso que durante un sismo severo, todas las edificaciones para que tengan un buen comportamiento, e incluso para su supervivencia, dependen de la ductilidad de los elementos y sistemas de rigidización estructurales que las forman.

A raíz de los sismos que sacudieron a nuestra ciudad de México en septiembre de 1985, se han desarrollado procedimientos y metodologías para la determinación de las características dinámicas en edificios reales, como por ejemplo aquellas basadas en el análisis de la vibración ambiental, obteniendo de estas las frecuencias, modos de vibración y el nivel de amortiguamiento estructural. Con la obtención experimental de las propiedades descritas es posible realizar la elección de los sistemas de refuerzo de los edificios. Tales sistemas se basan fundamentalmente en la rigidización de la estructura por medio de muros de concreto o diagonales de acero, modificando así las características dinámicas del edificio y aumentando también la resistencia ante fuerzas laterales del mismo.

Es importante resaltar que el amortiguamiento en las estructuras es un aspecto fundamental para reducir la respuesta en éstas. El amortiguamiento natural de los diferentes sistemas estructurales varía principalmente con la configuración estructural, elementos secundarios presentes, material de construcción y el detalle de las conexiones viga-columna y elementos que los componen. Si se tienen materiales como el acero y el concreto reforzado, el amortiguamiento adopta valores relativamente bajos, mientras que con la mampostería se tendrían valores más altos. Una nueva filosofía de diseño sísmico puede ser utilizada para la protección de las estructuras y la reducción de la respuesta dinámica de éstas, la cual consiste en limitar las fuerzas dinámicas que son permitidas en toda la estructura proponiendo el empleo de amortiguamiento adicional, para no tener que depender de la ductilidad que pueda desarrollarse en la estructura, reduciendo también así la posibilidad de daños severos. En años recientes, algunos investigadores han mostrado gran interés en el desarrollo de nuevos sistemas estructurales antisísmicos como lo son los mecanismos disipadores de energía o comúnmente llamados amortiguadores.

1.2 Objetivos y alcance

Se lleva a cabo un estudio analítico de la respuesta lineal y no lineal de una estructura típica de 9 niveles desplantada en la zona de transición del valle de la ciudad de México, considerando como excitación el sismo de septiembre de 1985, con cinco sistemas de rigidización:

a) Estructura esqueletal
b) Estructuración con muros de mampostería
c) Estructuración con muros de concreto
d) Estructuración con diagonales de acero
e) Estructuración con diagonales de acero y mecanismos disipadores de energía

El objetivo de este análisis es el tratar de reproducir el comportamiento del edificio durante dicho movimiento sísmico y de estudiar la respuesta que se hubiera presentado si el edificio contara con alguno de los sistemas de rigidización antes mencionados, de manera que sea posible definir cual de estos es el más adecuado si se pretende rigidizar la estructura.

Dado las ventajas potenciales que presenta el método de vibración ambiental, resulta necesario efectuar una correlación entre este método experimental y los resultados que proporcionan los modelos matemáticos que se utilicen, con el fin de establecer la validez de estos últimos, siendo esta correlación una parte de los objetivos que se persiguen en esta tesis.

El proponer dispositivos disipadores de energía como uno de los cinco sistemas de rigidización, tiene como fin el llevar a cabo un estudio más amplio del comportamiento de éstos cuando se colocan en una estructura real, determinando su localización y cantidad de elementos así como su configuración estructural.

2. DESCRIPCION DEL EDIFICIO Y DE LOS SISTEMAS DE RIGIDIZACION PROPUESTOS

2.1 Descripción del edificio

Se estudia un edificio de 9 niveles, situado en la zona de transición de la ciudad de México (fig 1), el cual presenta una estructuración a base de marcos de concreto formados por columnas y losa reticular, con muros de mampostería en la zona de elevadores y en los ejes longitudinales de colindancia (fig 2). Las dimensiones en planta son de 9.70 por 14.60 m, con una altura en el primer entrepiso de 2.85 m, y en los demás de 2.65 m, con un sistema de cimentación formado por una losa apoyada sobre pilotes de punta.

Las resistencias nominales de los materiales constituyentes de la estructura son de 4200 Kg/cm^2 para el límite elástico del acero de refuerzo y de 250 Kg/cm^2 para la resistencia a la compresión del concreto.

La frecuencia fundamental del terreno donde se encuentra desplantada la estructura es de 0.88 Hz [1].

2.2 Comportamiento del edificio durante los sismos de septiembre de 1985

Durante los sismos mencionados este edificio presentó daño severo en todos los muros de mampostería situados en la zona de elevadores, sin mostrar fallas aparentes en los elementos estructurales (vigas y columnas) ni en la cimentación. Se considera que la presencia de pilotes de punta en la cimentación evitó movimientos importantes en la misma. A partir de este comportamiento la realización de un análisis de vibración ambiental del edificio se juzgó necesaria, con el fin de evaluar las características dinámicas de la estructura [2,3].

2.3 Resultados experimentales

Se llevó a cabo el análisis de vibración ambiental del edificio para su estructuración original, ubicándose los sensores como se muestra en la figura 2.

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

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. Esta técnica de análisis se basa en la hipótesis de que las fuerzas excitadoras son un proceso ergódico que excita a la estructura en todos sus modos de vibración.

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

El procedimiento experimental que se utiliza consiste en analizar dos señales simultáneamente, en donde uno de los acelerómetros es colocado como referencia mientras que el otro es situado en puntos estratégicos en la estructura, con el objetivo de definir el modo que se pretende medir.

El analizador de espectros puede cubrir un amplio intervalo de frecuencias, aunque para edificios de entre 6 y 20 niveles es

común efectuar el análisis empleando ventanas de observación de 0 a 10 Hz. Entre la información que proporciona este equipo destaca:

a) Espectros de potencia
b) Funciones de transferencia en amplitud y fase
c) Funciones de coherencia

Al aplicar esta técnica de análisis al edificio en estudio se obtuvieron los espectros de potencia promedio en la azotea que se muestran en la figura 3, presentándose máximos bien definidos, asociados a las frecuencias fundamentales en ambas direcciones principales, que presentan valores de 0.88 y 1.23 Hz en las direcciones transversal (T) y longitudinal (L), respectivamente.

El espectro de potencia de la señal en el terreno producida por el ruido ambiental se muestra en la figura 4, donde se advierte que la frecuencia fundamental del mismo es de 0.88 Hz, que concuerda prácticamente con el proporcionado en la referencia 1.

Al llevarse a cabo las pruebas que relacionan el movimiento en la azotea con respecto al de la planta baja y el terreno, se encontró que el efecto de interacción suelo-estructura (ISE) no es significativo, ya que se presenta el mismo contenido de frecuencias y aproximadamente la misma amplitud espectral en la planta baja y el terreno (fig 4), además de que la función de transferencia para la frecuencia fundamental presenta un valor significativo, lo que indica que el movimiento traslacional de la base es pequeño.

Debido al resultado del análisis de vibración ambiental, el cual indica concordancia entre la frecuencia fundamental de la estructura en la dirección transversal (F_T=0.88 Hz) con la propia del terreno (F_S=0.88 Hz), así como también el comportamiento de la estructura durante los sismos de 1985 y el daño severo en los muros de mampostería situados en el cubo de elevadores y escaleras se considera necesario un estudio de restructuración del edificio.

2.4 Sistemas de rigidización propuestos

Al ser planteada la necesidad del estudio mencionado, se proponen los siguientes sistemas de rigidización como posibles soluciones para este edificio. La descripción de cada uno de ellos es elaborada en los puntos siguientes.

2.4.1 Estructura esqueletal

En esta estructuración se propone no considerar algún sistema de refuerzo en los marcos transversales para la zona de elevadores y escaleras, ya que de acuerdo con el estudio de vibración ambiental, es la dirección transversal la que presenta problemas de resonancia con la frecuencia fundamental del suelo, de ahí el que se hallan presentado los daños más severos en esta parte del edificio durante los sismos de 1985. Con este sistema la estructura sería más flexible y se evitaría la resonancia con el movimiento del terreno.

2.4.2 Sistema de rigidización a base de muros de mampostería

Este es el sistema original que presenta la estructura y con el cual se pretende correlacionar sus propiedades dinámicas con las obtenidas de la vibración ambiental, de manera que estos resultados sirvan de parárametros para calibrar el modelo matemático. Como se mencionó anteriormente, este sistema de rigidización se localiza en la zona de elevadores y escaleras de los marcos transversales.

El tipo de mampostería utilizado en este sistema de rigidización es el tabique rojo de barro recocido, con dimensiones de 28 por 14 por 7 cm cuyas propiedades mecánicas se obtuvieron en las referencias 4 y 5. El muro cuenta con una longitud de 2.00 m y una altura libre de 2.50 m en el primer entrepiso y de 2.25 m para

los siguientes entrepisos.

2.4.3 Sistema de rigidización a base de muros de concreto

En esta estructuración se propone considerar la presencia de muros de concreto para los marcos en la dirección transversal en la zona del cubo de elevadores y escaleras, sustituyendo a los muros de mampostería.

Mediante el empleo de este sistema se busca un incremento considerable en la rigidez de la estructura, con lo cual se evitaría la resonancia con el movimiento del terreno, siendo este caso contrario al de la estructuración esqueletal.

Los muros poseen las mismas longitudes y alturas que las especificadas para los muros de mampostería, y un espesor de 15 cm.

2.4.4 Sistema de rigidización a base de diagonales de acero

Este cuarto sistema de rigidización propuesto se basa en el uso de diagonales de acero A-36, formadas por ángulo doble de 6" x 6" x $^{3}/_{8}$" y una longitud de contraventeo igual a 3.28 m, ubicadas en la zona de elevadores y escaleras de los marcos transversales, sustituyendo a las estructuraciones anteriores. Se consideró un módulo de elasticidad E = 2.10 x 10^{6} Kg/cm^{2} y un esfuerzo de fluencia de 2530 Kg/cm^{2}.

2.4.5 Sistema de rigidización a base de diagonales de acero con mecanismos disipadores de energía

En el desarrollo de este trabajo se proponen dispositivos disipadores de energía como otro sistema de rigidización. Tales dispositivos han sido estudiados en el II-UNAM [6] y en la

actualidad se prueban en un prototipo experimental [7]. Este dispositivo se basa en el comportamiento bilineal de soleras dobladas en forma de "óvalo" como lo muestra la figura 5.

Este dispositivo tiene un comportamiento histerético experimental como el mostrado en las figuras 6a, 6b y 6c, donde se observa que presenta ciclos estables sin pérdida de rigidez y resistencia. Estos disipadores se han probado para 100 ciclos a toda su capacidad (+/- 2.5 cm) sin mostrar un deterioro apreciable. Cuando son probados a desplazamientos menores de 1 cm, el número de ciclos rebasa la cantidad de 1000 sin deterioro del dispositivo. Esto muestra su resistencia a la fatiga cuando los esfuerzos son bajos. El dispositivo citado no es un modelo, sino el propio elemento del tamaño y material que se pretende utilizar en la práctica (solera de fierro comercial de 1.3 cm x 3.8 cm x 6.0 m).

3. DESCRIPCION DE LOS PROGRAMAS DE ANALISIS

3.1 Antecedentes

Numerosos modelos matemáticos han sido desarrollados para idealizar a las estructuras de los edificios, gracias a los avances en la computación digital. Es también gracias a este notable avance que tales programas de computadora han ampliado su campo de aplicación otorgando mayor número de soluciones a los problemas que surgen en el análisis, comportamiento y diseño de las estructuras. Los programas utilizados para el desarrollo de esta tesis son el SHAKE [8], SUPER-ETABS [9] y el DRAIN-2D [10], que se describen brevemente a continuación.

3.2 Programa SHAKE

Mediante este programa es posible procesar la respuesta de un sistema de suelo para cualquier movimiento sísmico deseado . En el programa puden ser utilizados los acelerográmas obtenidos de instrumentos instalados en los depósitos de suelo para generar nuevos movimientos en roca firme, los cuales pueden también ser utilizados para generar nuevos movimientos en otros depósitos de suelos diferentes del rocoso. La ilustración de este procedimiento se muestra en la figura 7.

El programa incorpora en su procesamiento el comportamiento no lineal del suelo, los sistemas con amortiguamiento variable, así como el uso de una base rocosa rígida o elástica, en función de las frecuencias que son dominantes en el movimiento del suelo.

Este programa considera que la respuesta está asociada a la propagación vertical de ondas de cortante a través de un sistema lineal visco-elástico mostrado en la figura 8. El sistema consiste de n estratos horizontales, los cuales se extienden infinitamente en la dirección horizontal y que tienen un semiespacio en el

estrato base. Cada estrato presenta propiedades homogéneas e isotrópicas, caracterizado por su espesor h, densidad de masa ρ, módulo de rigidez al corte G, y su factor de amortiguamiento β.

El programa SHAKE se basa en la solución continua de la ecuación de onda adaptada para el uso de movimientos transitorios a través del algoritmo de la transformada rápida de Fourier. La no linealidad del módulo de cortante y el amortiguamiento de los materiales se toma en cuenta por el uso de propiedades lineales equivalentes del suelo, utilizando procedimientos iterativos para obtener los valores del módulo y amortiguamiento que sean compatibles con la deformación efectiva en cada estrato.

Son consideradas las siguientes hipótesis en el análisis:

1. El sistema de suelo se extiende infinitamente en la dirección horizontal.

2. Cada estrato en el sistema es completamente definido por sus valores de módulo de rigidez al corte, relación de amortiguamiento, densidad y espesor. Estos valores son independientes de la frecuencia de excitación.

3. La respuesta en el sistema es causada por la propagación ascendente de ondas de cortante desde una formación rocosa en la base.

4. Las ondas de cortante son dadas como valores de aceleración para intervalos iguales de tiempo. Se considera una repetición cíclica de la historia de aceleración.

5. La deformación, la cual depende del módulo de cortante y el amortiguamiento, es considerada por un procedimiento lineal equivalente basado en un promedio del nivel de deformación efectiva para cada estrato.

3.3 Programa SUPER-ETABS

Este programa realiza análisis lineales de estructuras sometidas a la acción de cargas estáticas y dinámicas. La formalidad de un modelo eficiente y la solución del problema es llevada a cabo por la idealización del edificio como un sistema de sub-estructuras a base de marcos y muros de cortante interconectados por diafragmas de piso, los cuales se consideran infinitamente rígidos en su propio plano.

El SUPER-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 acumulados 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 más eficiente la matriz de rigideces geométricas.

El programa puede considerar en el análisis los siguientes elementos:

1. Elementos columna, cuyas propiedades son el módulo de elasticidad E, área axial A, área de cortante Ac, 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.

2. Elementos viga, para éstos es también necesario especificar datos del módulo de elasticidad **E**, inercia a la flexión y los factores rigidez k_{ii} , k_{jj} y k_{ij} ; las deformaciones por cortante son consideradas al introducir el área de cortante **Ac**.

3. Elementos muro, los cuales necesitan de propiedades tales como el módulo de elasticidad **E**, módulo de cortante **G**, área de la sección bruta **A** y área efectiva de cortante **Av**. 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.

4. Elementos diagonales, o elementos de contraventeo, teniendo unicamente la transmisión de 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 o, como se menciono al principio, una estructura tridimensional puede ser idealizada como un sistema de sub-estructuras.

3.4 Programa DRAIN-2D

Con este programa se realiza el análisis dinámico de la respuesta no lineal para estructuras planas, de cualquier configuración y sujetas a movimientos sísmicos. El programa consiste en una serie de sub-rutinas "base" las cuales llevan a cabo el análisis dinámico paso a paso. Las sub-rutinas para elementos estructurales de diferentes tipos pueden ser desarrolladas independientemente y agregadas al programa base.

También han sido desarrolladas sub-rutinas para la orientación arbitraria de elementos tipo armadura (como las diagonales de acero) y elementos viga-columna, así como sub-rutinas para elementos de muros de relleno de cortante y elementos de conexiones semi-rígidas.

La estructura es idealizada como el ensamble de un conjunto de elementos discretos en un plano. El análisis es llevado a cabo por medio del método directo de rigideces, con los desplazamientos nodales como desconocidos. Cada nudo posee tres grados de libertad, como en un análisis típico de un marco plano. Cualquier grado de libertad puede ser especificado para ser completamente restringido, esto significa tener desplazamiento relativo con respecto al suelo igual a cero. Alternativamente, los desplazamientos traslacionales o rotacionales de cualquier grupo de nudos pueden ser especificados para tener valores idénticos, en tal caso, el mismo número de grado de libertad es asignado a todos estos desplazamientos.

La masa de la estructura se supone concentrada en los nudos, así que la matriz de masas es de forma diagonal. La excitación sísmica es definida por historias de tiempo-aceleración, las cuales pueden ser diferentes tanto en la dirección horizontal como en la vertical. Todos los puntos de apoyo son considerados para moverse en fase. Las cargas estáticas pueden ser aplicadas antes de las cargas dinámicas, pero no se permite la cedencia de los elementos bajo las primeras cargas mencionadas. Se han desarrollado sub-rutinas para los siguientes elementos:

1. **Barras de armadura**, las cuales tienen cedencia en tensión y pandeo elástico en compresión.

2. **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

tipo acero o 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.

3. Elementos de conexciones semi-rigidas, con una relación de momento bilineal-rotación.

4. Elementos de muro de cortante, para representarse como muros de relleno. El elemento muro sólo 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 sub-rutinas de nuevos tipos de elementos estructurales, sin modificar el programa original.

4. SELECCION DEL SISMO DE ANALISIS

4.1 Generalidades

En este capítulo se analiza el comportamiento ante movimientos sísmicos del terreno en el sitio donde se desplanta la estructura, basándose en las propiedades de los suelos que lo constituyen. Se espera que estos valores, incorporados a un razonable método de análisis, proporcionen una buena evaluación de los efectos de la respuesta del terreno. Se comparan las características de vibración obtenidas experimentalmente con las que resultan del modelo matemático al considerar transmisión vertical unidimensional de ondas de cortante.

4.2 Analisis de la estratigrafía del sitio

Como se ha mencionado en este trabajo, el edificio se encuentra ubicado en la zona de transición de la ciudad de México, con un periodo fundamental del terreno de aproximadamente 1.14 seg. Se investigó cual de los sondeos realizados cerca de la zona de desplante del edificio sería representativo del sitio, encontrándose que el realizado por Marsal y Mazari [11] se ubica muy cerca del mismo. A partir de esta información, que se muestra en la figura 9, se puede discretizar el sitio como se observa en la figura 10. Es interesante resaltar el hecho de que existe una capa rígida a una profundidad de 21.20 m del nivel de superficie, que es donde presumiblemente los pilotes del edificio se hincan para proporcionar la rigidez al sistema de cimentación.

4.3 Modelo matemático

Para la determinación analítica del periodo fundamental del terreno se hará uso del programa SHAKE, descrito anteriormente.

Utilizando la discretización del subsuelo que se muestra en la figura 10, se analiza entonces el periodo fundamental del terreno y el acelerograma presente en la superficie al filtrarse la señal en la base del sistema. Esta señal en la base se tomará como la presente en la Ciudad Universitaria de la UNAM, durante el sismo del 19 de septiembre de 1985.

El periodo fundamental de vibración del terreno resultó ser así de 1.15 seg, periodo muy parecido al detectado en las pruebas experimentales que fue de 1.14 seg, por lo que el modelo matemático se considera como representativo del sitio. La señal en la superficie se muestra en la figura 11 y el espectro de respuesta para un amortiguamiento del 5% del crítico se presenta en la figura 12.

4.4 Comentarios

Es interesante observar la concordancia entre los resultados obtenidos a partir de las pruebas experimentales y los obtenidos analíticamente. Con esto se muestra la importancia de realizar las mediciones experimentales que sirven como un parámetro muy importante para la calibración de cualquier modelo matemático.

5. ANALISIS DE LA RESPUESTA LINEAL

5.1 Generalidades

En este capítulo son analizados los diferentes sistemas de rigidización propuestos y descritos en el capítulo 2, con el fin de estimar las características dinámicas del edificio con cada uno de éstos. Cabe hacer notar que uno de los modelos matemáticos tridimensionales podrá ser calibrado con los resultados obtenidos experimentalmente por medio del método experimental de vibración ambiental. El modelo matemático así calibrado servirá de base para el estudio y elaboración de los otros modelos.

Para el desarrollo de los modelos matemáticos tridimensionales se utilizó el programa SUPER-ETABS, con siete marcos planos diferentes, de nueve niveles cada uno, como se muestra en la figura 13. Las secciones transversales de trabes y columnas se obtuvieron de los planos constructivos originales. Todos los modelos resultan así simétricos en su dirección transversal, mientras que en la dirección longitudinal se observa que se presenta asimetría.

Para la elaboración de modelos de marco plano, los cuales servirán para obtener la respuesta elástica e inelástica a través del uso del programa DRAIN-2D, ha sido seleccionado el marco tipo 2 como el más representativo de toda la estructura, a partir de la fuerza cortante en la base que este absorve, ya que para cualquier sistema de rigidización, tal marco tipo 2 absorve el mayor porcentaje de la fuerza cortante total en la base; esto se muestra en las figuras 14a, 14b, 14c, 14d y 14e.

Una vez seleccionado el marco tipo 2 junto con el porcentaje de la fuerza cortante que absorve este, es posible obtener la masa equivalente correspondiente a este marco, multiplicando tal porcentaje por la masa traslacional total del edificio de cada sistema de rigidización.

Los tipos de secciones, áreas e inercias de columnas y trabes que conforman a este marco tipo 2 se encuentran en la tabla 1, así como el esquema de la figura 15, que muestra la distribución de todas estas secciones que forman el marco.

Con el fin de ampliar más este estudio analítico de los sistemas de rigidización propuestos, se plantea la alternativa de colocar a éstos en la crujía central del marco tipo 2 y comparar su comportamiento con respecto al marco tipo 2 pero con el refuerzo en el cubo de elevadores y escaleras (crujía extrema derecha). Las configuraciones estructurales de todos los modelos se muestran en las figuras 16a y 16b.

Se consideró que la estructura se encuentra empotrada en la base debido a la existencia del sistema de pilotes de punta y por no existir además el efecto de interacción suelo-estructura (ISE), mencionado y descrito anteriormente.

Para todos los marcos se tomó en cuenta la existencia de zonas rígidas en las uniones viga-columna.

5.2 Obtención de frecuencias naturales de vibración

Se analiza la estructuración original del edificio, con el fin de estimar las características dinámicas del mismo en forma analítica y compararlas con las obtenidas experimentalmente utilizando el método de vibración ambiental. El modelo matemático así calibrado servirá de base para la elaboración y estudio del comportamiento de los otros modelos.

5.2.1 Estructuración original

En la elaboración de este modelo tridimensional se consideró la presencia de muros de mampostería en la zona de elevadores (marcos tipo 2 y 3) y en los ejes longitudinales de colindancia

(marcos tipo 4 y 7). Las propiedades dinámicas de la estructura se presentan en la tabla 2 . En principio, este resultado indica concordancia entre el periodo fundamental de la estructura en la dirección transversal con el propio del terreno, ya que tales periodos son de T_e=1.120 seg y T_s=1.14 seg, respectivamente. Este periodo es prácticamente el mismo que el obtenido experimentalmente, por lo que la hipótesis de base empotrada en el modelo matemático es válida para este edificio.

En lo que toca al análisis del marco plano tipo 2 para este sistema de estructuración original, se obtuvo un periodo de T=1.11 seg, el cual es muy cercano al periodo obtenido para el marco tridimensional mostrando así que el procedimiento realizado para la selección del marco plano representativo de toda la estructura es de una validez aceptable.

5.2.2 Estructuración esqueletal

Para este segundo modelo matemático tridimensional no se consideró la presencia de muros en la zona de elevadores y escaleras (marcos tipo 2 y 3) unicamente, mientras que en los ejes longitudinales de colindancia (marcos tipo 4 y 7) se sigue considerando la presencia de muros de mampostería.

En la tabla 2, se muestran las propiedades dinámicas del modelo de la estructura. Analizando este resultado, se puede observar una muy cercana concordancia entre este periodo y los correspondientes al de la estructuración original y del terreno. La razón principal de esta concordancia se debe a que al no considerar un sistema de rigidización en la zona de elevadores y escaleras, se tiene una menor rigidez de la estructura, pero menor es también la masa total del edificio, existiendo así un efecto de compensación en la estructura, de manera tal que el periodo fundamental prácticamente se mantiene con el mismo valor que el de la estructuración anterior.

En lo que respecta al análisis del marco plano, el periodo fundamental que se obtiene es exactamente el mismo que el periodo fundamental del marco tridimensional que es de T_e=1.148 seg. Esto implica que si la estructuración se sometiera a una excitación sísmica, ésta podría presentar un daño estructural bastante considerable.

5.2.3 Estructuración con muros de concreto

Los cambios que experimenta el modelo matemático respecto a la estructuración original son básicamente en los marcos tipo 2 y 3, donde son sustituidos los muros de mampostería por muros de concreto, modificándose así en gran parte las áreas de sección transversal de los muros, momentos de inercia, módulo de elasticidad **E**, áreas de cortante y el módulo de rigidez al corte **G**. La masa del edificio también se ve modificada por el peso de este nuevo sistema de rigidización.

En la tabla 2 se presentan las propiedades dinámicas de la estructura así reforzada, observándose una modificación considerable de las propiedades dinámicas en la dirección transversal, ya que el periodo fundamental cambia de T_e=1.120 seg, con la estructuración original, a T_e=0.974 seg con los muros de concreto, es decir, una reducción del 13% respecto al primero. Por lo que corresponde a la dirección longitudinal, la reducción es menos significativa, pero en esta dirección no se presenta el fenómeno de resonancia.

Con respecto al marco plano tipo 2, de su análisis se obtiene un periodo fundamental de T=0.994 seg el cual, no muestra una variación significativa con respecto al periodo tridimensional de T_e=0.974 seg.

Comparando este periodo fundamental del marco plano con el correspondiente al marco plano de la estructuración original se tiene también una reducción significativa de tales características

del 10.50%, algo que es muy aceptable y un tanto obvio por el aumento de rigidez.

5.2.4 Estructuración con diagonales de acero

Ahora se analizan las características dinámicas de la estructura si ésta se rigidizará con diagonales de acero en la zona de elevadores, sustituyendo a los muros de concreto. La tabla 2 presenta las propiedades dinámicas obtenidas en este análisis.

Las propiedades dinámicas de este modelo indican un periodo fundamental del edificio de T_e=1.008 seg en la dirección transversal. La reducción del periodo fundamental en esta dirección fue sólo de un 10% con respecto a la estructuración original y un aumento del 3.50% con respecto a la estructuración de muros de concreto.

En el análisis del marco plano el periodo fundamental obtenido es prácticamente el mismo, con un valor de T=0.997 seg, con respecto al periodo fundamental del modelo tridimensional, cuyo valor es de T_e=1.008 seg.

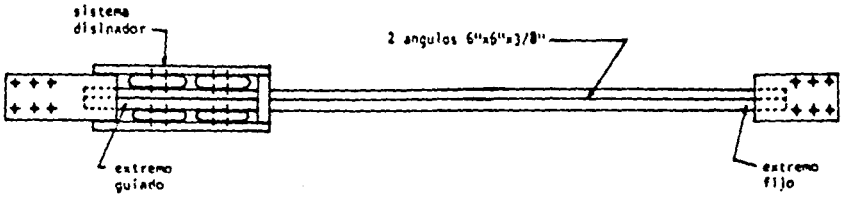
5.2.5 Estructuración con diagonales de acero y mecanismos disipadores de energía

Se analizan las características dinámicas de la estructura si esta se rigidizará con las mismas diagonales analizadas en el punto anterior, sólo que éstas ahora presentan la característica de que poseen un mecanismo de disipación de energía. La configuración de todo el sistema de diagonal con disipadores se puede observar en las figuras 17 y 18.

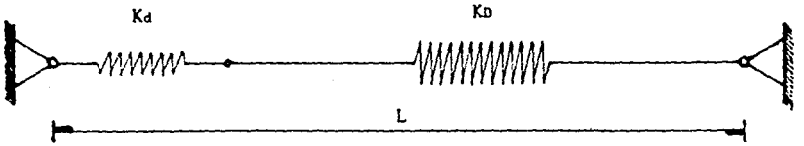
Para la elaboración del modelo matemático de este nuevo sistema de rigidización es necesario determinar un área equivalente (A_{eq}) de todo el sistema, esto es, determinar el área

que represente tanto a la diagonal de acero como a los mecanismos disipadores de energía, para su modelación como un sólo elemento.

Entonces, partimos del siguiente esquema que muestra la configuración de todo el sistema:



el cual se puede idealizar de la siguiente manera:



donde la rigidez de la diagonal [K_D] es un dato conocido y la rigidez del mecanismo disipador de energía [K_d] la obtenemos como un dato proporcionado por la referencia [7], por lo que a partir del teorema de Kirchhoff [12] es posible calcular entonces tal rigidez equivalente, esto es:

$$\frac{1}{K_{eq}} = \frac{1}{K_D} + \frac{1}{K_d}$$

despejando K_{eq}:

$$\frac{1}{K_{eq}} = \frac{K_D + K_d}{K_D * K_d}$$

$$K_{eq} = \frac{K_D * K_d}{K_D + K_d}$$

Por último, sólo resta calcular el área equivalente a partir de la siguiente expresión:

$$K_{eq} = \frac{EA_{eq}}{L} \qquad \text{.....(1)}$$

despejando A_{eq}:

$$A_{eq} = \frac{K_{eq}L}{E} \qquad \text{.....(2)}$$

Cabe mencionar que para este trabajo se decidió el no trabajar en función del número de óvalos, por lo que se consideró como una mayor ventaja el trabajar con las áreas, así que se propuso modelar a este sistema de rigidización con la misma área que la utilizada para las diagonales de acero, la cual es de 56.25 cm^2.

Ya con estos parámetros establecidos tenemos entonces que el periodo fundamental del marco tridimensional es el mismo que el obtenido para aquel que considera las diagonales de acero unicamente, donde T_e=1.008 seg, de la misma manera que sucede para el marco plano donde el periodo fundamental resultó ser de T=0.997 seg. La masa considerada para el análisis de estos dos últimos sistemas de rigidización es prácticamente la misma por la poca variación que existe en la diagonal al añadir a los mecanismos disipadores de energía.

5.3 Respuesta lineal

Mediante el uso del programa DRAIN-2D se obtuvo la historia en el tiempo de los desplazamientos en la azotea y de fuerzas cortantes en la base para la respuesta lineal del marco plano al ser sometido a la excitación en la superficie del terreno donde se desplanta la estructura. Para obtener la respuesta lineal se consideraron valores demasiado grandes para los momentos

resistentes (M_R) de vigas y columnas y para esfuerzos de cedencia de elementos muro y diagonal, de manera tal que estos valores nunca son rebasados por los momentos y esfuerzos que provoca el sismo en la estructura.

Como resultados importantes de estos análisis tenemos que los sistemas que más fuerza cortante basal absorvierón fueron los formados por la estructura esqueletal y la de muros de concreto, además de que son estas dos las que tuvieron la mayor y menor respuesta de desplazamientos respectivamente.

En la figura 19 se muestran todos los resultados obtenidos de los cinco sistemas de rigidización, incluyendo las gráficas de las historias en el tiempo tanto de desplazamientos como de la fuerza cortante basal.

5.4 Análisis del marco plano con los sistemas de rigidización colocados en la crujía central

Se cree que el planteamiento de esta nueva alternativa merece también un análisis completo como el realizado para la alternativa anterior, con el único fin de tener una perspectiva más amplia de la respuesta y el comportamiento de los sistemas propuestos. El único cambio sustancial para la elaboración de estos nuevos modelos consiste en proporcionar una colocación diferente y que ahora es la crujía central del marco.

Se parte de las mismas consideraciones en lo que respecta a las propiedades mecanicas, cambiando sólamente algunas propiedades de tipo geométrico puesto que esta crujía es la de mayor longitud. La figura 20 resume todos los resultados obtenidos de estos cuatro análisis adicionales, ya que la estructuración esqueletal es la misma que la analizada en el punto anterior.

5.5 Comentarios

Es interesante resaltar el gran índice de correlación que existe entre los resultados obtenidos a partir de las pruebas experimentales del edificio con los obtenidos del modelo matemático de la estructuración original.

En esta primera etapa de análisis se observa una mejor respuesta de la estructuración a base de muros de concreto, pero es muy conveniente someter a cada estructuración a una excitación sísmica para obtener su respuesta no lineal y verificar el comportamiento de cada una de ellas. El análisis no lineal de estas estructuraciones se realiza en el capítulo siguiente.

Las tablas 3 y 4 muestran un resumen completo de los resultados obtenidos en esta etapa de análisis.

6. ANALISIS DE LA RESPUESTA NO LINEAL

6.1 Generalidades

Una vez establecido el modelo matemático del edificio y del subsuelo donde se desplanta, es posible llevar a cabo un análisis del comportamiento del edificio bajo una excitación de las mismas características que la que se presentó durante los sismos de septiembre de 1985. El objetivo de este análisis es tratar de reproducir el comportamiento del edificio durante dicho movimiento sísmico, identificando zonas de máxima solicitación, además de analizar la respuesta de los sistemas de rigidización presentados en este trabajo.

El acelerograma de referencia que se utilizará para el análisis será el obtenido por el programa SHAKE analizado en el capítulo 4.

Básicamente se llevarán a cabo nueve análisis en la dirección transversal del edificio, colocando el sistema de rigidización tanto en la zona de elevadores y escaleras como en la crujía central de la estructura. Los sistemas analizados son los siguientes:

1. Estructuración esqueletal
2. Estructuración con muros de mampostería
3. Estructuración con muros de concreto
4. Estructuración con diagonales de acero
5. Estructuración con diagonales de acero y mecanismos disipadores de energía

En todas las estructuraciones se ha realizado el análisis lineal, considerando que en ninguno de los elementos estructurales se llega a formar una articulación plástica, con el fin de tener esta respuesta como de referencia.

En este capítulo se realiza el análisis no lineal y se comparará en capítulo siguiente con la respuesta lineal anteriormente mencionada, observando el abatimiento o amplificación de la respuesta que se presenta al permitir la formación de articulaciones plásticas y el comportamiento histerético de sus elementos.

Para los elementos estructurales tipo viga y columna se consideró un área de acero de refuerzo (As) del 4% del área de la sección bruta de concreto, con lo que se obtienen los diagramas de interacción de los elementos. La figura 21a muestra el diagrama correspondiente a los elementos tipo viga mientras que en la figura 21b se tiene el diagrama para los elementos tipo columna. La tabla 5 contiene los datos necesarios para formar tales diagramas y la figura 22 presenta la distribución de estos elementos tipo viga y columna que conforman el marco plano tipo 2, aquí analizado.

El programa que se utilizó para realizar este análisis no lineal para el modelo matemático del edificio fue el DRAIN-2D. Las consideraciones más importantes en la elaboración de todos los modelos son las siguientes:

1. Los nudos en la base de la estructura se especificaron como nudos sin desplazamiento, garantizando así que el programa analizará a una estructura empotrada en su base.

2. Para los nudos de la estructura de un determinado nivel se les consideró con desplazamientos idénticos sólamente para el grado de libertad en X, mientras que para los grados de libertad en Y y rotación se tienen desplazamientos diferentes.

3. Se especificó la concentración de masas en los nudos que forman la primera línea de columna del marco. Al considerar nudos con idénticos desplazamientos unicamente en dirección del grado de libertad en X, la masa concentrada asociada a

este desplazamiento será distribuida uniformemente en cada uno de los nudos posteriores al nudo especificado con masa concentrada.

4. Se consideró la acción de cargas estáticas antes de ser aplicadas las cargas dinámicas. Por medio de esta acción de las cargas estáticas se obtuvieron los diversos patrones de fuerzas de empotramiento.

5. Se toma en cuenta la existencia de zonas rígidas en las uniones viga-columna así como también se incluye el efecto P-Δ.

6. La excitación sísmica para el análisis se encuentra registrada en gales (cm/seg^2) por lo que se multiplicó a ésta por el factor de 0.01 tranformandose así en (m/seg^2) para ser congrurente con las demás unidades utilizadas en el análisis. El intervalo de tiempo para el cálculo de las historias de desplazamientos y cortantes en la base para los nudos y columnas respectivamente, se especificó a cada 0.20 seg.

7. Se considera que en los elementos diagonales la pérdida de rigidez es despreciable, garantizando así un comportamiento histerético estable.

Por último, se ilustra tanto cualitativa como cuantitativamente la distribución del daño estructural en los miembros de los diferentes marcos analizados, posterior a la terminación de la excitación sísmica. El daño estructural se representa por el factor de daño (F_D) [13,14], el cual se define como:

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

Tal factor de daño muestra significativamente también el comportamiento de cada sistema de rigidización en la respuesta de la estructura, de ahí su importancia al ilustrarlo.

Para cada análisis se grafica su historia en el tiempo de desplazamientos en la azotea y de cortantes en la base.

6.2 Respuesta de la estructuración esqueletal

En este análisis se elige a esta estructuración como el punto de partida o referencia para las otras estructuraciones debido a que la respuesta del marco sin un sólo sistema de refuerzo servirá para valorar la respuesta de la estructura al contar con cualquiera de los otros sistemas de rigidización.

Otro punto muy importante que se busca en este primer análisis es el verificar que esta estructura esqueletal presente un comportamiento de tipo dúctil de sus elementos estructurales, recurriendo al concepto de vigas débiles y columnas fuertes, es decir, forzar la formación de articulaciones plásticas en vigas y no en columnas, garantizando así que se tiene una estructura estable.

Los resultados obtenidos muestran un buen comportamiento de la estructuración esqueletal, con un desplazamiento máximo en la azotea de aproximadamente 15 cm, el cual se presenta al mismo tiempo que la aceleración máxima de la excitación, esto es alrededor de los 17 seg de iniciado el sismo.

Por lo que respecta al daño que se presenta en la estructura se aprecia la formación de articulaciones plásticas en un gran número de sus elementos. Este comportamiento inelástico da como resultado un factor de daño (F_D) de:

$$F_D = \frac{\text{28 elementos dañados}}{\text{63 elementos en total}} = 0.444 * 100\% = 44.40\%$$

que es un factor muy considerable. La figura 23a muestra la respuesta total de esta estructuración esqueletal.

6.3 Respuesta de la estructuración con muros de mampostería

Se lleva a cabo el análisis de la estructuración original, para reproducir su respuesta y compararla con el comportamiento durante los sismos de 1985.

Para este análisis, al igual que en el de muros de concreto, el programa DRAIN-2D considera a los elementos muro para tener rigidez unicamente a la fuerza cortante, en un sistema de ejes coordenados XY. Por lo tanto, esto proporciona resistencia a la deformación por fuerza cortante, con respecto a los desplazamientos horizontal y/o vertical de los nudos conectados a los muros. Si una fractura repentina tiene lugar, las fuerzas resistidas por el elemento muro en ese momento serán transferidas a la estructura que aún permanece sin llegar a la falla, inmediatamente antes de que se presentará la falla súbita, esencialmente como una carga de impacto.

En el modelo matemático se consideró que los muros de mampostería tienen una resistencia al cortante como lo especifica el reglamento de construcciones del Distrito Federal (RDF-87) [15] y las referencias 4 y 5, es decir, 3 Kg/cm^2 y módulo de rigidez al cortante de 2250 Kg/cm^2. Se especificó que estos muros podrían alcanzar una deformación angular unitaria a la falla de 2 veces la deformación de fluencia. Con estas propiedades mecánicas los muros presentan la relación esfuerzo-deformación por cortante mostrada en el diagrama de la figura 24.

La respuesta del modelo se muestra en la figura 23b, con un desplazamiento máximo en la azotea de 12 cm, es decir, 3 cm menor que la estructuración esqueletal. En este análisis se observa que a los 14 seg de iniciado el sismo, 7 de los 9 muros alcanzan su fluencia y sólo 3 seg después su falla. Este comportamiento de los muros se asemeja a lo ocurrido en el edificio durante los sismos de 1985, de manera que existe una correlación apreciable entre este resultado y los daños sufridos durante los sismos mencionados.

A pesar de lo anterior, la respuesta estructural se logra abatir, pues del análisis se observa que durante los primeros segundos de la excitación la estructura tiene un mejor comportamiento que la anterior, pero al presentarse las excitaciones más fuertes los muros no resisten la energía inducida por el sismo y como consecuencia la falla de éstos se presenta. Posterior al momento de su falla la estructura se hace muy flexible por lo que su disipación de energía se basa en el comportamiento inelástico del marco esqueletal.

Debido a este comportamiento inelástico de la estructura, el factor de daño obtenido es del 32%, reflejando un abatimiento con respecto a la estructuración anterior.

6.4 Respuesta de la estructuración con muros de concreto

Procede entonces analizar el comportamiento cuando la estructura se rigidiza con muros de concreto en la zona de elevadores. El único cambio que se presenta en el modelo matemático es la sustitución de los muros de mampostería por muros de concreto con sus respectivas propiedades mecánicas.

De la referencia 16 se obtuvieron las expresiones para calcular algunas propiedades mecánicas necesarias para formar el diagrama de la relación esfuerzo-deformación de los muros de concreto (fig 25).

El resultado del análisis de la estructura presenta la respuesta mostrada en la figura 23c, con un desplazamiento máximo en la azotea de 10 cm. Se presenta un nuevo abatimiento en la respuesta estructural, aunque no muy significativo con respecto al caso de los muros de mampostería.

La mejoría de este sistema respecto a los anteriores radica fundamentalmente en la disminución de la respuesta de

desplazamientos, lo que es muy justificable por el aumento de la rigidez de la estructura, así como un menor número de daños presentes en ésta, con un factor de daño del 25.40%, que es mucho menor que con los muros de mampostería.

6.5 Respuesta de la estructuración con diagonales de acero

El análisis de esta alternativa de rigidización se lleva a cabo al sustituir los muros de mampostería de la estructuración original con las diagonales de acero descritas en capítulo 2.

Se especificó en el modelo matemático que las diagonales de acero tienen un módulo de elásticidad de 2.1×10^6 Kg/cm^2 y esfuerzo de cedencia a tensión y compresión de 2530 Kg/cm^2, siendo necesario especificar dentro del programa que todas las diagonales pueden ceder a compresión pero sin pandeo elástico debido a que se busca que tanto diagonales, columnas y trabes presenten un comportamiento histerético estable. Las propiedades geométricas de la sección transversal de las diagonales se obtubieron de la referencia 17, que junto con las mecánicas se obtiene el diagrama esfuerzo-deformación de la figura 26 para el comportamiento en este análisis.

Los principales resultados del análisis se muestran en la figura 23d, con un desplazamiento máximo en la azotea de 9 cm. Este desplazamiento resulta ser el menor de las tres estructuraciones analizadas anteriormente.

De las historias en el tiempo se observa que la respuesta de desplazamientos se abate más que la de cualquier otro sistema anterior, lo que aparentemente muestra una mayor rigidización de la estructura, con el mismo número de daños que en la estructura con muros de concreto. Por último sólo resta mencionar que el factor de daño de la estructura fue del 25.40% .

6.6 Respuesta de la estructuración con diagonales de acero y mecanismos disipadores de energía

Se lleva a cabo un análisis análogo al realizado con la estructuración anterior, siendo el único cambio la consideración de un área equivalente (A_{eq}) que representa la configuración del sistema de diagonal de acero y mecanismos disipadores de energía (figuras 17 y 18).

En el análisis lineal se prefirió trabajar mediante la proposición de áreas y no con la cantidad de mecanismos disipadores para determinar cualquier área equivalente deseada en el sistema; tal preferencia tuvo su origen en los diferentes análisis realizados para esta alternativa de sistema de rigidización. El procedimiento de estos análisis se describe en los parrafos siguientes.

Al principio del desarrollo de este trabajo se pensaba que era una mejor alternativa determinar el área equivalente (A_{eq}) en función de un número deseado de mecanismos disipadores. En un primer análisis el área equivalente promedio era de 0.00064 m^2, teniendo como resultado un comportamiento ineficiente de los mecanismos debido a la escaza disipación de energía de éstos y un daño mayor en los elementos tipo viga y columna. La razón principal de este comportamiento se debe a que en los primeros segundos de iniciado el sismo sus aceleraciones no poseen una magnitud considerable, por lo que las fuerzas y desplazamientos producidos en la estructura son absorvidos por las vigas y las columnas en mayor cantidad que el sistema de rigidización, por lo tanto el mecanismo disipador no trabaja debido a la mínima deformación que se produce en este.

Alrededor de los 17 seg de iniciado el sismo se presenta su aceleración máxima y la energía que ésta induce a la estructura ya no es resistida principalmente por las vigas, formándose en la mayor parte de éstas articulaciones plásticas. A partir de este instante los mecanismos disipadores comienzan a cumplir su

función, pero demasiado tarde ya.

Se pensó entonces que una solución a este problema sería aumentar el número de disipadores, incrementando así también la fuerza inducida en las diagonales de acero, deformando aún más a los mecanismos disipadores y de esta forma cumplieran su función. Pero esto tampoco funcionó porque el abatimiento de la respuesta fue poco significativa y la disipación de los mecanismos nula totalmente.

Posterior a este resultado se procedió a disminuir el número de disipadores, haciendo a la estructura más flexible por lo que el aumento de los desplazamientos relativos de entrepiso se reflejaría directamente en la deformación mínima necesaria para que los mecanismos disipadores comenzaran a trabajar. El resultado fue poco satisfactorio por el factor de daño obtenido pues éste era muy semejante al obtenido en la estructuración esqueletal, aunque en este resultado la mayor parte de los mecanismos sí disiparón energía en base a su cedencia.

A razón de estos tres comportamientos se decidió llevar a cabo 6 análisis distintos, en los cuales el único cambio entre sí son las áreas equivalentes distintas de las diagonales para cada uno de los análisis. El área equivalente de las diagonales en cada análisis se mantiene constante en todos los niveles del edificio.

En la tabla 6 se listan las áreas equivalentes para cada análisis así como las deformaciones y fuerzas resistentes máximas de las diagonales por nivel. La figura 27 muestra las gráficas construidas a partir de los resultados obtenidos en cada análisis y listados en la tabla 6, mientras que la figura 28 muestra los daños sufridos en la estructura para cada análisis.

Las gráficas de la figura 27 son básicas en el desarrollo del análisis de este sistema de rigidización, ya que en ellas se muestra o justifica la decisión de trabajar con las áreas equivalentes por ser una mejor alternativa. De las gráficas se

observa que a menor área equivalente el comportamiento de los mecanismos disipadores de energía es muy aceptable, pero el factor de daño en los elementos tipo viga y columna es considerable debido a la pequeña fuerza resistente que absorve el mecanismo disipador. Por otra parte, si se aumenta el área equivalente disminuye significativamente el factor de daño en la estructura y aumenta la fuerza resistente del mecanismo disipador, pero la disipación de energía asociada a éste es casi nula.

Otra causa fundamental del comportamiento de este mecanismo en el análisis se debe a que en su ciclo histerético (fig 6c) obtenido de pruebas experimentales, su punto de deformación en el cual comienzan a disipar energía es de $\delta = 0.005$ m, punto que se mantiene fijo debido a algunos factores como son la configuración propia del mecanismo (tipo óvalo) y el tipo de material del que están hechos. Para lograr que estos mecanismos disipadores de energía trabajen eficientemente se necesitaría cambiar su configuración, resistencia del material de que estén hechos así como realizar nuevas pruebas experimentales de laboratorio, pero todos esos cambios están muy por encima de los alcances y objetivos propuestos en este trabajo.

Por lo tanto, el área equivalente utilizada en el análisis de este sistema es la misma que la del sistema anterior de A = 56.26 cm^2, y la respuesta de este último sistema mostrada en la figura 23e es exactamente la misma que la obtenida para la estructuración con diagonales de acero, observándose entonces que los mecanismos disipadores de energía en esta estructuración no funcionan.

6.7 Análisis de los sistemas de rigidización colocados en la crujía central

Procede entonces a analizar el comportamiento de la estructura cuando se rigidiza en la crujía central del marco. Se realizan 4 análisis análogos a los anteriores con refuerzo en la zona de elevadores y escaleras (crujía extrema derecha). El único

cambio que se presenta en los modelos matemáticos es la nueva colocación de los sistemas de rigidización en la estructura. Se analizan las diferentes respuestas en el tiempo de desplazamientos y cortantes en la base así como los factores de daño (F_D) correspondientes a cada estructuración.

Los principales resultados de cada análisis se presentan a continuación:

- La respuesta de la estructuración con muros de mampostería mostrada en la figura 29b, presenta un desplazamiento máximo en la azotea de 4 cm y un abatimiento en la respuesta estructural bastante considerable. Durante los primeros segundos de la excitación sísmica los muros de mampostería responden con un comportamiento rígido aceptable, pero nuevamente alrededor de los 17 seg algunos muros no resisten la energía inducida y alcanzan su falla. El factor de daño se reduce a sólo un 16% .

- La respuesta para la estructuración con muros de concreto se muestra en la figura 29c, presentando un desplazamiento máximo en la azotea de apenas 1 cm, lo que refleja un gran abatimiento en toda la respuesta de la estructura. Este sistema de refuerzo colocado al centro contribuye a que la estructura sea demasiado rígida y la mantenga prácticamente elástica. Este aumento de la rigidez en la estructura ocasiona que el factor de daño sea casi nulo.

- La respuesta de la estructuración con diagonales de acero se presenta en la figura 29d, mostrando un desplazamiento máximo en la azotea de 2 cm y un abatimiento en la respuesta muy semejante a la estructuración con muros de concreto. El factor de daño no varía significativamente del anterior, con un factor de daño de apenas un 9.50% .

- Por último, la figura 29e muestra la respuesta correspondiente a la estructuración con diagonales de acero y

mecanismos disipadores de energía, la cual es muy semejante a la anterior. Lo importante en este análisis es mencionar el comportamiento de los disipadores de energía, ya que la energía disipada por esta estructuración se debe en gran parte a que algunos mecanismos sí desarrollaron su trabajo contribuyendo a mantener un pequeño daño en la estructura de tan sólo un 9.50% que es el mismo factor de daño sufrido en la estructuración con diagonales de acero unicamente.

6.8 Comentarios

Resulta interesante observar la similitud de los resultados del daño estructural en los muros de mampostería del modelo matemático respecto a aquellos presentados posterior a los sismos de 1985 de la estructuración original. Esta similitud de resultados indica una correlación muy aceptable entre lo ocurrido realmente y lo ocurrido analíticamente, para esta estructura en particular.

En este análisis, la alternativa que mostró un mejor comportamiento fue la estructuración con muros de concreto colocados en la crujía central del marco. Sus historias de desplazamientos en azotea, cortantes en la base, así como el factor de daño estructural obtenido así lo manifiestan.

Las tablas 7 y 8 presentan un resumen completo de los resultados obtenidos en este capítulo.

ESTA TESIS NO DEBE SALIR DE LA BIBLIOTECA

7. COMPARACION DE LOS RESULTADOS OBTENIDOS

7.1 Resultados en el intervalo elástico

Con los resultados obtenidos para los modelos con los diferentes sistemas de rigidización se pueden hacer las siguientes observaciones:

Al determinar la ubicación de los periodos fundamentales de los modelos tridimensionales en el espectro de respuesta de la señal en la superficie (fig 30), se puede observar que para las estructuraciones con muros de concreto, diagonales de acero y con mecanismos disipadores de energía, colocados en la zona de elevadores y escaleras, sus correspondientes amplitudes de aceleración son menores que las correspondientes a las estructuraciones original y esqueletal, debido fundamentalmente al aumento de rigidez que proporcionan los tres primeros sistemas mencionados a diferencia de las dos últimas estructuraciones, las cuales son más flexibles.

Refiriendonos al marco plano tipo 2 con el refuerzo colocado en la crujía central, ubicando los periodos fundamentales de las diferentes estructuraciones en el mismo espectro de respuesta (fig. 31), sucede un aspecto particular de este análisis, ya que dos de las estructuraciones más rígidas, como son la de diagonales de acero y diagonales con mecanismos disipadores de energía, resultan ser las que tienen mayor amplitud de aceleración, a diferencia de la estructuración con muros de mampostería, la cual posee un periodo mayor que las dos anteriores pero su amplitud de aceleración es menor, inclusive que las correspondientes a las estructuraciones más rígidas con el refuerzo tanto en la crujía central como en la zona de elevadores y escaleras.

De la comparación de respuestas lineales de desplazamientos en azotea y cortantes en la base, además de contar con la comparación de amplitudes espectrales, la estructuración que ha

mostrado un mejor comportamiento que las demás ha sido con muros de concreto.

7.2 Resultados en el intervalo inelástico

De los resultados obtenidos en este análisis, se presentan como más importantes los siguientes comentarios:

Las estructuraciones con mayor rigidez mostraron un comportamiento más favorable, basado en un menor factor de daño y en el abatimiento de la respuesta estructural durante toda la excitación sísmica.

Por otra parte, las estructuraciones más flexibles como son la original y esqueletal, mostraron un comportamiento inelástico mayor, reflejado en su mayor factor de daño y respuesta estructural durante la excitación sísmica.

Cuando se analizan las estructuraciones reforzadas en la crujía central con muros de concreto, diagonales de acero y diagonales de acero con mecanismos disipadores de energía, se obtiene un comportamiento prácticamente elástico de las mismas, por lo que el abatimiento de la respuesta estructural es bastante significativo y el factor de daño disminuye considerablemente. Refiriendonos a la estructuración con muros de mampostería colocados en esta misma crujía central, se tiene la menor respuesta de cortante en la base, a diferencia de todas las demás, lo que podría hacer pensar que su daño estructural fuese el menor, pero el resultado del análisis demuestra lo contrario y tal resultado la hace más desfavorable que las anteriores.

8. CONCLUSIONES FINALES

En este trabajo se ha reproducido y analizado el comportamiento de un edificio típico de la ciudad de México con diferentes sistemas de rigidización durante un sismo similar al que se presentó en 1985. De las correlaciones hechas entre resultados experimentales y analíticos, resultados obtenidos a partir de los modelos elaborados, y comparaciones presentadas en el capítulo anterior, las conclusiones finales de este trabajo se mencionan a continuación:

1. Aunque el estudio de un sólo edificio no justifica una generalización, se ha demostrado la validez y utilidad de las mediciones de vibración ambiental, ya que a pesar de que este análisis se basa en pequeños niveles de excitación, las propiedades dinámicas obtenidas son muy importantes, ya que proporcionan bases firmes para comprender el comportamiento real de los sistemas estructurales.

2. El sistema de rigidización más adecuado para el edificio en estudio es aquel que considera a los muros de concreto. Durante las dos etapas de análisis, fue este sistema el que demostró un mejor comportamiento basado en el aumento de rigidez, lo cual aleja a la estructura de las amplitudes mayores de aceleración en el espectro de respuesta de la señal en la superficie, además de que se evitan los efectos de resonancia en la dirección transversal. Con este sistema se tiene un menor factor de daño estructural, así como un abatimiento mayor en la respuesta de desplazamientos en azotea y cortantes en la base.

3. En lo que respecta al estudio del sistema de rigidización con mecanismos disipadores de energía, se concluye finalmente que para las necesidades de este edificio, los mecanismos disipadores de energía no funcionan. Con respecto a esta estructuración se concluye lo siguiente:

a) Para la aplicación y un buen funcionamiento de este sistema de rigidización instalado en una estructura, se necesita que ésta sea muy flexible, como por ejemplo una estructura metálica.

b) Si se modela este sistema en una estructura de concreto reforzado sería más conveniente proponer diferentes configuraciones a la de diagonal con mecanismos disipadores de energía (figs 17 y 18); la configuración de la figura 32 puede ser otra opción para posteriores análisis.

c) Para obtener mayores beneficios de este sistema sería muy conveniente plantear en el análisis que la mayor parte de la rigidez lateral de la estructura estuviera dada por la configuración seleccionada con los mecanismos disipadores de energía, así podría esperarse que al disiparse la energía a través de los dispositivos no se tengan mayores daños en los demás elementos estructurales durante sismos de gran intensidad.

9. AGRADECIMIENTOS

Durante el desarrollo del presente trabajo, como en cualquier otro, se presentaron obstáculos y problemas en los cuales se contó con el apoyo y respaldo de compañeros y amigos para salvar y solucionar así algunos de estos obstáculos y problemas.

Fue muy grato para mi recibir la ayuda y apoyo de muchos compañeros durante este tiempo, así como también el lugar y apoyo que me brindó el Instituto de Ingeniería para desarrollar y culminar mi trabajo de Tesis de Licenciatura.

En lo particular quiero agradecer al Dr. David Muria Vila el apoyo y material prestado, al M.I. Eduardo Romero su tiempo y asesoria para el uso del programa DRAIN-2D, así como al M.I. Roberto Sánchez sus ideas aportadas para el análisis de los mecanismos disipadores de energía.

10. REFERENCIAS

[1] **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 México Earthquake, Parte B". Noviembre 4-4, pp 653-674.

[2] **González Alcorta R.**
"Cinemática del movimiento de edificios de la ciudad de México". Tesis de Maestría en Ingeniería (Estructuras). DEPFI, junio 1989.

[3] **González Alcorta R.**
"Análisis del comportamiento de un edificio de la ciudad de México con diferentes sistemas de rigidización". Trabajo de investigación. DEPFI, septiembre 1988.

[4] **Meli Piralla Roberto.**
"Comportamiento sísmico de muros de mampostería". Informe No. 352. Instituto de Ingeniería, UNAM. México D.F., abril 1975.

[5] **Hernández O. B.**
"Recomendaciones para el diseño y construcción de estructuras de mampostería". Informe No. 351. Instituto de Ingeniería, UNAM. México D.F., marzo 1975.

[6] **Aguirre M. y Sánchez R.**
"Pruebas complementarias de elementos disipadores de energía sísmica". Informe interno, Instituto de Ingeniería, UNAM. Noviembre 1989.

[7] **Chávez J. H.**
"Efecto de amortiguamiento externo en la respuesta de una estructura metálica de dos niveles". Tesis de Maestría en Ingeniería (Estructuras). DEPFI, junio 1989.

[8] Schnabel P. B., Lysmer J., Seed H. B.
"SHAKE : A computer program for earthquake response analysis of horizontally layered sites". Reporte UCB/EERC/72-12. Diciembre 1972.

[9] Maison B. y Neuss C.
"SUPER-ETABS : An enhanced version of the ETABS program". Reporte de la National Science Foundation. J. B. Bouwkamp Inc.. Enero 1983.

[10] Kanaan A. y Powell G.
"DRAIN-2D : General purpose computer program for inelastic dynamic response of plane structures". Reporte UCB/EERC/73-6. Universidad de California en Berkeley, USA, abril 1973.

[11] Marsal R. J. y Mazari M.
"El subsuelo de la ciudad de México", parte D. Informe No. 505. Mayo 1987.

[12] Oropeza G. R. y Nuñez O. F.
"Apuntes de principios de energética". Facultad de Ingeniería, UNAM. Marzo 1985.

[13] Filiatrault A. y Cherry S.
"Comparative performance of friction damped systems and base isolation systems for earthquake retrofit and aseismic desing". Reporte V6T1W5. Departamento de Ingeniería Civil, Universidad de Columbia Británica, Vancouver, Canada. Julio 1987.

[14] Pall S. A., Verganclakis V. y Marsh C.
"Friction dampers for seismic control of Concordia University Library Building". Reporte de la Conference on Earthquake Engineering, Ottawa, Canada, julio 1987.

[15] "Reglamento de Construcciones del Distrito Federal".
Gaceta oficial del Departamento del Distrito Federal. Noviembre 1987.

[16] "Reglamento de las Construcciones de Concreto Reforzado (ACI 318-83) y comentarios".
IMCYC, editorial Limusa, 2^{da}_{ed} edición, pp. 597. México 1988.

[17] "Manual de Construcción en Acero".
Instituto Mexicano de la Construcción en Acero, A.C.. Editorial Limusa. México 1988.

Elementos columna

TIPO	SECCION (CM)	AREA (M^2)	Ac (M^2)	Iy (M^4)
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	30x35	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^2)	Ac (M^2)	Ix (M^4)
1	35x35	0.123	0.102	0.0012500

Tabla 1 Propiedades geométricas de columnas y vigas del marco tipo 2

ESTRUCTURACION.	PERIODOS NATURALES DE VIBRACION (SEG)								
	MODO 1			MODO 2			MODO 3		
	DIRECCION T	DIRECCION L	TORSION	DIRECCION T	DIRECCION L	TORSION	DIRECCION T	DIRECCION L	TORSION
ESQUELETAL.	1.147	0.684	0.638	0.388	0.228	0.220	0.210	0.153	0.129
CON MUROS DE MAMPOSTERIA.	1.120	0.686	0.640	0.367	0.227	0.211	0.204	0.142	0.130
CON MUROS DE CONCRETO.	0.974	0.686	0.636	0.275	0.227	0.209	0.134	0.130	0.120
CON DIAGONALES DE ACERO.	1.008	0.684	0.635	0.294	0.226	0.209	0.147	0.129	0.118
CON DIAGONALES DE ACERO Y MECANISMOS DISIPADORES.	1.008	0.684	0.635	0.294	0.226	0.209	0.147	0.129	0.118

Tabla 2 Periodos naturales de vibración obtenidos analíticamente con el refuerzo colocado en la zona de elevadores y escaleras

ESTRUCTURACION.	Cortante basal (Ton)	Cortante basal que absorve cada marco transversal (Ton)			Porcentaje de cortante basal que absorve cada marco			Periodo fundamental (Seg)		Respuesta lineal marco tipo 2	
		TIPO 1	TIPO 2	TIPO 3	TIPO 1	TIPO 2	TIPO 3	Marco tridimensional (To)	Marco tipo 2 (T)	Máximo desplazamiento nivel 9 (m)	Cortante basal máximo (Ton)
ESQUELETAL.	181.84	25.214	58.240	14.930	14.00	32.00	8.00	1.147	1.148	0.15	115
CON MUROS DE MAMPOSTERIA.	183.50	23.511	58.904	18.640	14.00	32.00	8.00	1.120	1.110	0.14	100
CON MUROS DE CONCRETO.	184.00	11.340	60.880	39.480	6.16	33.00	21.50	0.974	0.994	0.09	115
CON DIAGONALES DE ACERO.	182.76	12.671	60.430	36.500	6.90	33.00	20.00	1.008	0.997	0.09	80
CON DIAGONALES DE ACERO Y MECANISMOS DISIPADORES.	182.76	12.671	60.430	36.500	6.90	33.00	20.00	1.008	0.997	0.09	80

Tabla 3 Resultados obtenidos en el análisis lineal de las estructuraciones con el refuerzo colocado en la zona de elevadores y escaleras

ESTRUCTURACION.	Periodo fundamental T (SEG)	Respuesta lineal	
		Desplazamiento máximo nivel 9 (m)	Cortante basal máximo (Ton)
ESQUELETAL.	1.148	0.15	115
CON MUROS DE MAMPOSTERIA.	0.835	0.04	85
CON MUROS DE CONCRETO.	0.474	0.03	100
CON DIAGONALES DE ACERO.	0.563	0.03	110
CON DIAGONALES DE ACERO Y MECANISMOS DISIPADORES.	0.563	0.03	110

Tabla 4 Resultados obtenidos en el análisis lineal de las estructuraciones con el refuerzo colocado en la crujía central

TIPO	SECCION (CM)	My(+) (T-M)	My(-) (T-M)	Pyc (TON)	PyT (TON)	A		B	
						Mb(+)/My(+)	Pb(+)/Py(+)	Mb(-)/My(-)	Pb(-)/Py(-)
1	30x45	28.68	28.68	476.39	232.61	1.31	0.21	1.31	0.21
2	30x40	25.49	25.49	423.46	206.76	1.31	0.21	1.31	0.21
3	30x35	22.30	22.30	370.53	180.95	1.31	0.21	1.31	0.21
4	30x30	19.12	19.12	317.60	155.07	1.31	0.21	1.31	0.21
5	40x80	95.31	95.31	1141.02	550.53	1.12	0.24	1.12	0.24
6	35x75	66.60	66.60	936.39	452.41	1.13	0.23	1.13	0.23
7	35X70	62.16	62.16	873.97	422.25	1.13	0.23	1.13	0.23
8	35x65	57.73	57.73	811.59	392.13	1.13	0.23	1.13	0.23
9	35x60	53.28	53.28	749.11	361.93	1.13	0.23	1.13	0.23
10	35x55	48.84	48.84	686.65	331.73	1.13	0.23	1.13	0.23
11	30x50	31.86	31.86	529.33	258.45	1.31	0.21	1.31	0.21
12	30x35	22.30	22.30	370.53	180.92	1.31	0.21	1.31	0.21
13	L 60x60	44.23	58.17	532.35	264.60	1.16	0.58	1.00	0.015
14	L 55x55	38.80	50.50	483.34	240.24	1.15	0.57	1.00	0.007
15	L 50x50	33.19	42.57	432.64	215.04	1.15	0.55	1.00	0.005
16	L 45x45	27.39	34.38	380.25	189.00	1.15	0.54	1.00	0.020
17	L 40x40	21.30	26.71	331.24	164.64	1.13	0.51	0.98	0.030
18	L 35x35	16.34	18.78	280.54	139.44	1.11	0.47	0.97	0.060
19	L 30x30	10.54	10.58	228.15	113.40	1.08	0.42	0.95	0.090
20	35x45	41.75	9.20	•	•	•	•	•	•

Tabla 5 Valores de Momentos y Fuerzas Resistentes para los diagramas de interacción de los elementos viga y columna. Programa DRAIN-2D

ANALISIS TIPO	AREA (M^2)	Pr (TON)	er (M)	NIVEL								
				1	2	3	4	5	6	7	8	9
				Pr	Pr	Pr	Pr	Pr	Pr	Pr	Pr	Pr
				er	er	er	er	er	er	er	er	er
A1	0.00025	6.33	0.005	6.33	6.33	6.33	6.33	6.33	5.31	4.74	4.49	2.37
				0.00516	0.00646	0.00585	0.00500	0.00400	0.00263	0.00429	0.00429	0.00273
A2	0.00050	12.65	0.005	12.65	12.65	12.65	12.65	10.75	8.40	7.15	6.72	3.64
				0.00500	0.00538	0.00470	0.00394	0.00320	0.00290	0.00332	0.00326	0.00206
A3	0.00100	25.30	0.005	23.21	25.30	22.29	19.09	14.80	12.39	10.31	7.50	5.06
				0.00385	0.00400	0.00328	0.00305	0.00249	0.00220	0.00210	0.00201	0.00128
A4	0.00150	37.95	0.005	28.94	30.42	25.48	21.78	17.36	14.27	11.37	7.50	5.92
				0.00322	0.00310	0.00272	0.00251	0.00204	0.00179	0.00163	0.00145	0.00091
A5	0.00200	50.60	0.005	33.13	33.02	27.35	23.66	19.15	15.45	12.09	8.58	6.55
				0.00278	0.00259	0.00234	0.00215	0.00175	0.00152	0.00141	0.00124	0.00074
A6	0.00250	63.25	0.005	36.21	34.73	28.81	25.27	20.45	16.60	12.87	9.25	7.06
				0.00245	0.00230	0.00208	0.00191	0.00155	0.00134	0.00125	0.00180	0.00063

Tabla 6 Valores de Fuerza Resistente - Deformación de los mecanismos disipadores de energía, por nivel, para los diferentes análisis

ESTRUCTURACION.	Desplazamiento máximo en azotea (m)	Cortante basal máximo (Ton)	Factor de daño F_D (%)
ESQUELETAL.	0.15	75	44.40
CON MUROS DE MAMPOSTERIA.	0.12	66	32.00
CON MUROS DE CONCRETO.	0.10	103	25.40
CON DIAGONALES DE ACERO.	0.09	75	25.40
CON DIAGONALES DE ACERO Y MECANISMOS DISIPADORES.	0.09	75	25.40

Tabla 7 Resultados obtenidos en el análisis no lineal de las estructuraciones con el refuerzo colocado en la zona de elevadores y escaleras

ESTRUCTURACION.	Desplazamiento máximo en azotea (m)	Cortante basal máximo (Ton)	Factor de daño F_D (%)
ESQUELETAL.	0.15	75	44.40
CON MUROS DE MAMPOSTERIA.	0.04	58	16.00
CON MUROS DE CONCRETO.	0.02	73	8.00
CON DIAGONALES DE ACERO.	0.03	89	9.50
CON DIAGONALES DE ACERO Y MECANISMOS DISIPADORES.	0.03	89	9.50

Tabla 8 Resultados obtenidos en el análisis no lineal de las estructuraciones con el refuerzo colocado en la crujía central

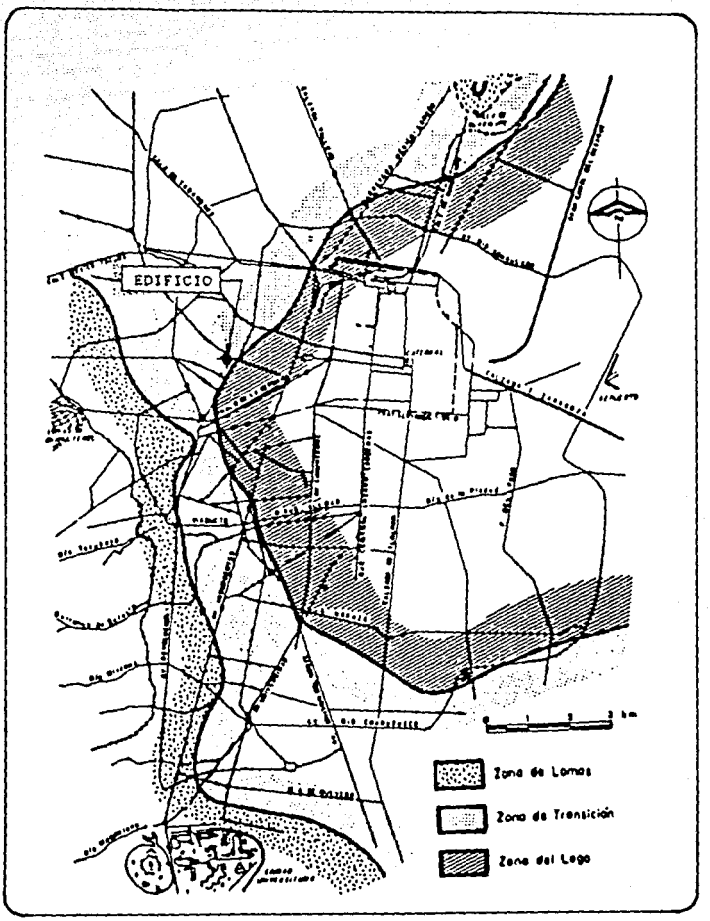


Figura 1 Ubicación del edificio. Zona de transición con periodo en el sitio de 1.14 seg [1]

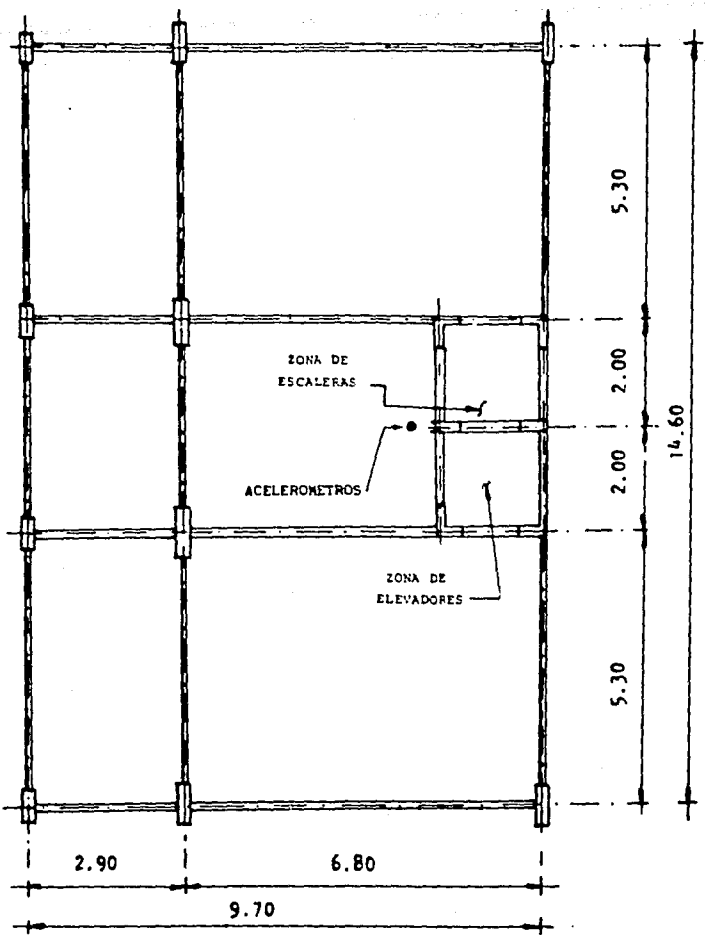


Figura 2 Dimensiones generales en planta y ubicación de los acelerómetros para la medición de la vibración ambiental en el edificio

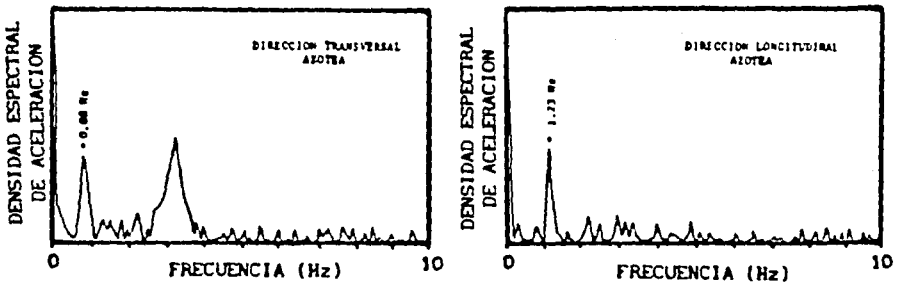
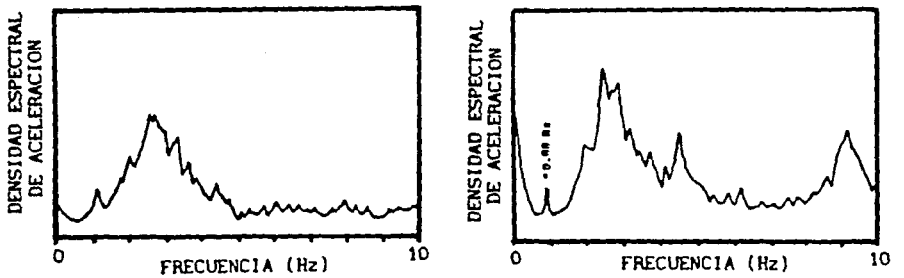


Figura 3 Espectros de potencia promedios obtenidos de la vibración ambiental en la azotea del edificio



a) Acelerómetro en PB

b) Acelerómetro en el terreno

Figura 4 Espectros de potencia promedios obtenidos de la vibración ambiental en el terreno y la planta baja del edificio

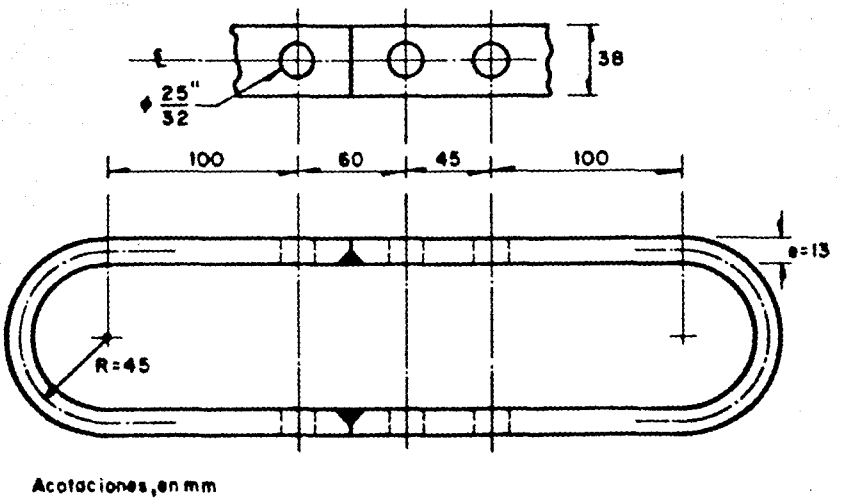
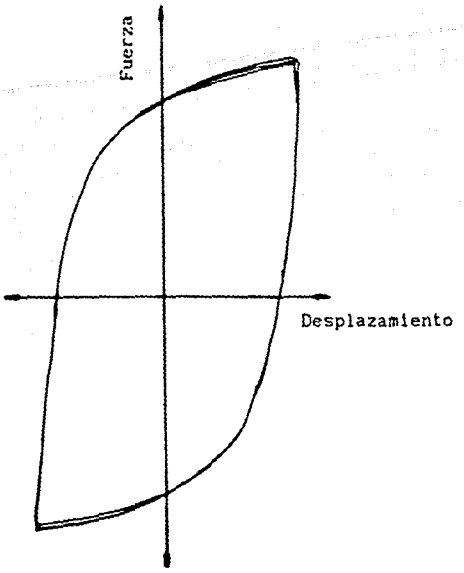
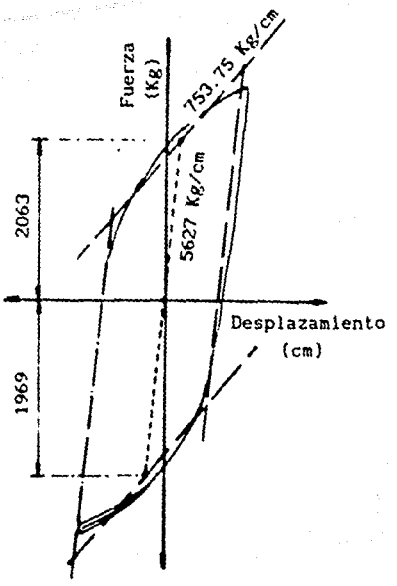


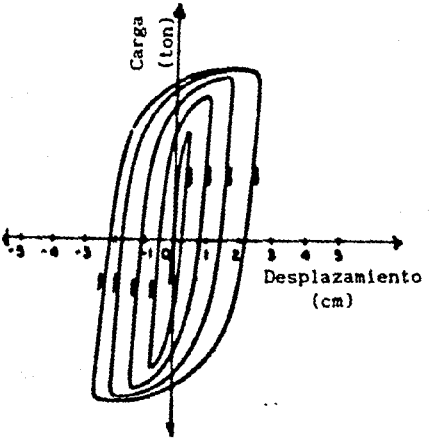
Figura 5 Elemento óvalo.



(a) Ciclo histerético experimental a 25 mm de amplitud



(b) Modelo bilineal



(c) Evolución del ciclo histerético

Figura 6 Comportamiento histerético del mecanismo disipador de energía

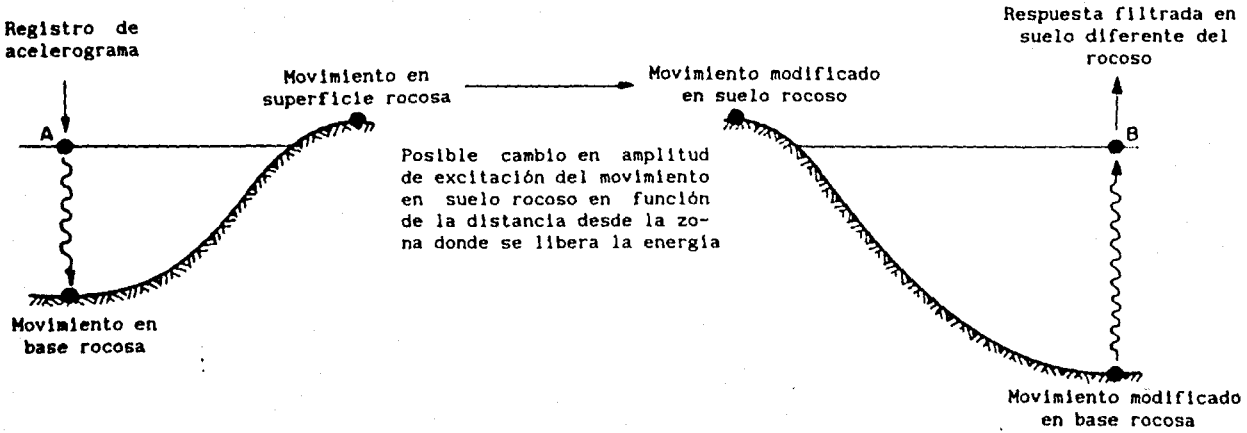


Figura 7 Representación esquemática del procedimiento de cálculo de los efectos de las condiciones del suelo local en el movimiento de la superficie. Programa SHAKE

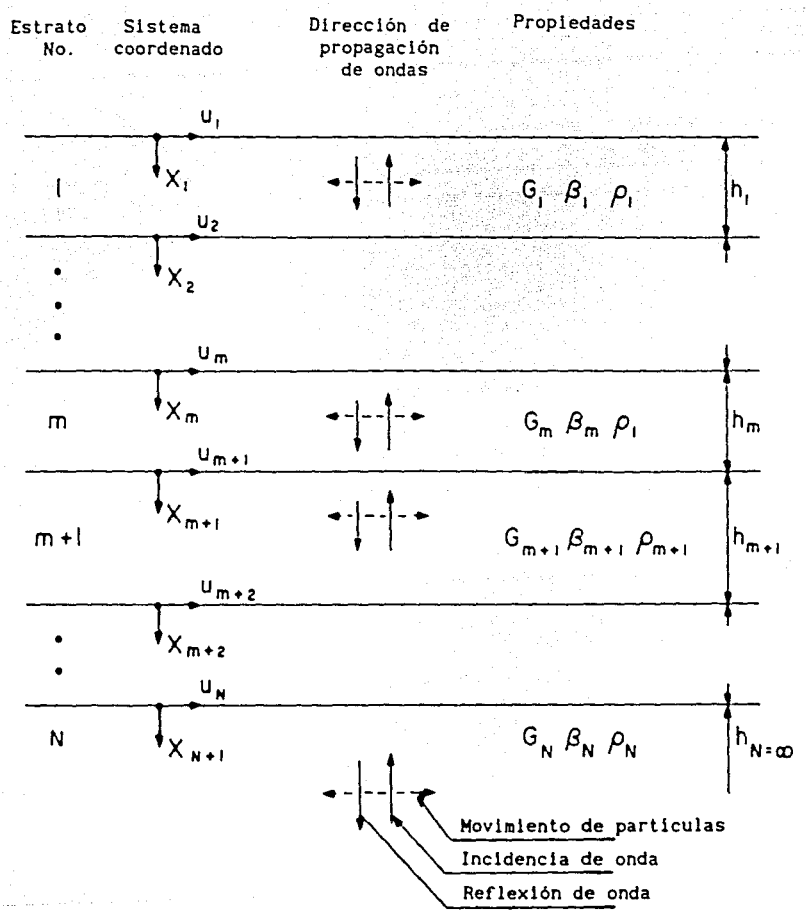


Figura 8 Sistema uni-dimensional para el análisis del programa SHAKE

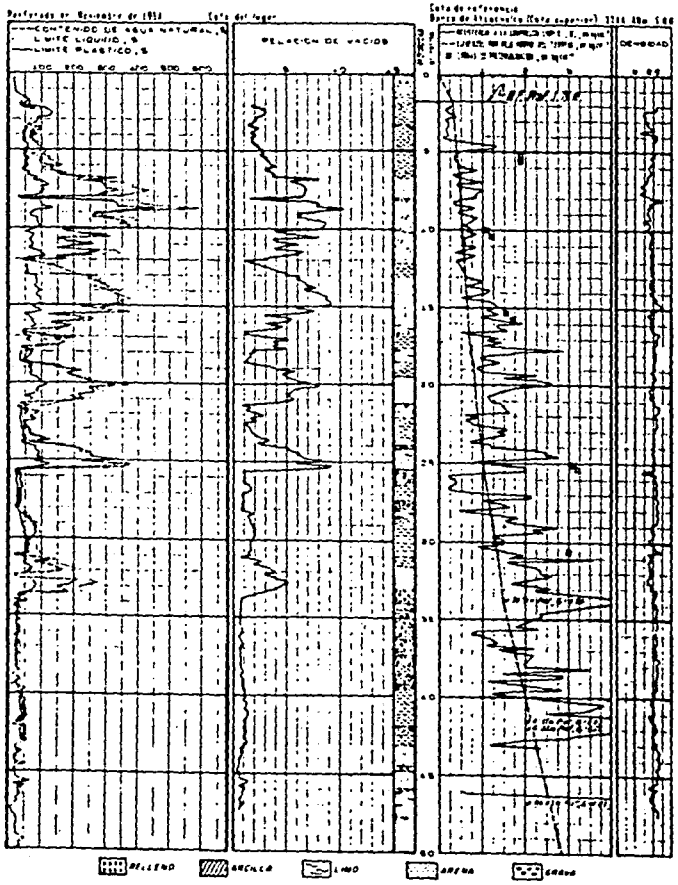


Figura 9 Información estratigráfica del sitio, según Marsal y Mazari [11]

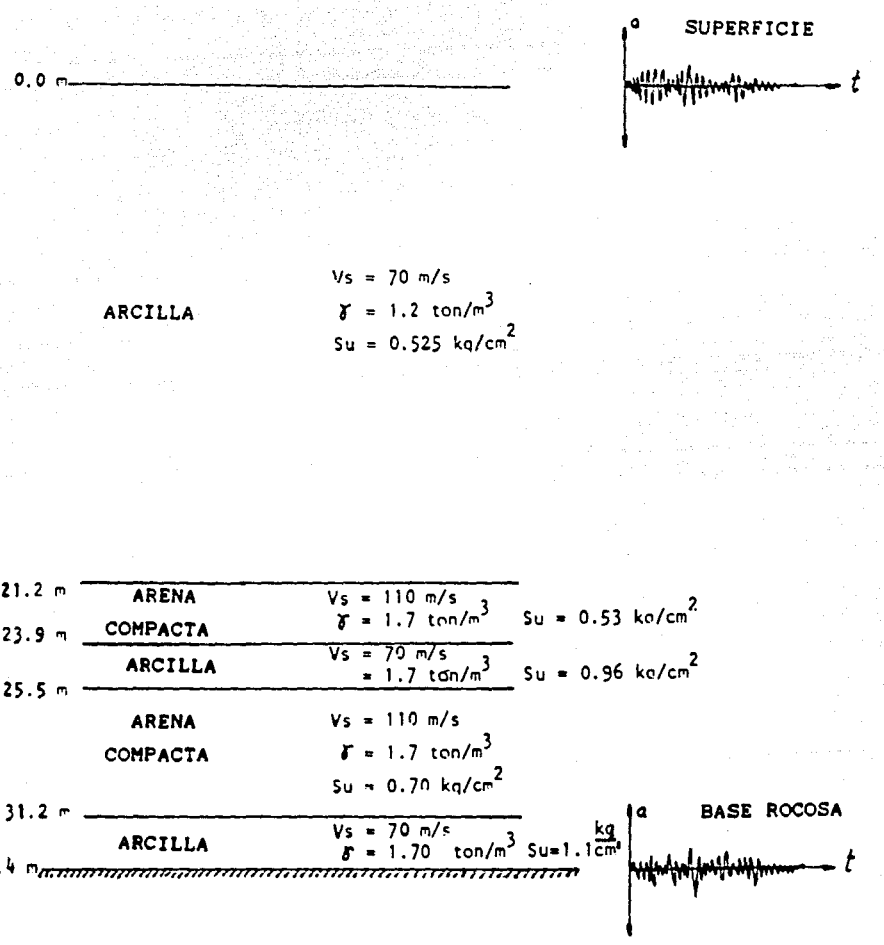


Figura 10 Discretización del sitio para el análisis en el programa SHAKE

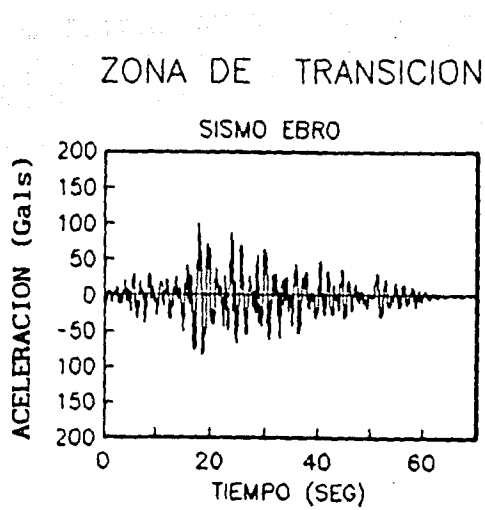


Figura 11 Señal teórica en el nivel de superficie del sitio, según programa SHAKE

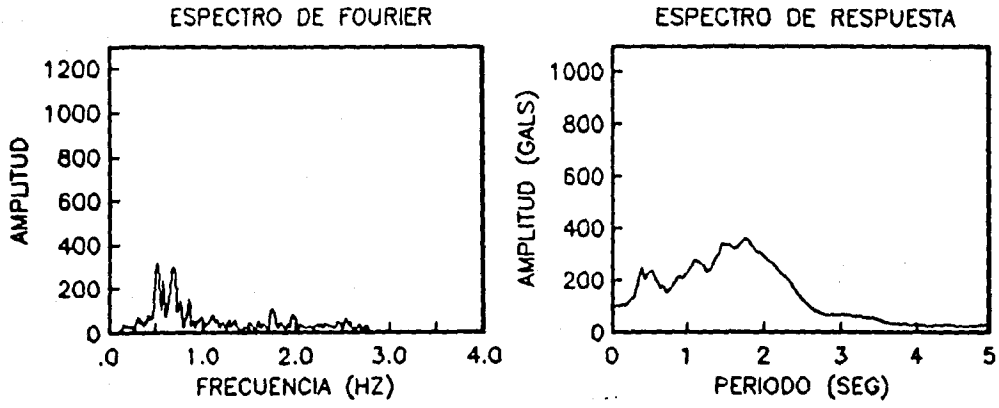


Figura 12 Espectro de Fourier y de respuesta en el nivel de superficie de la señal teórica, según programa SHAKE

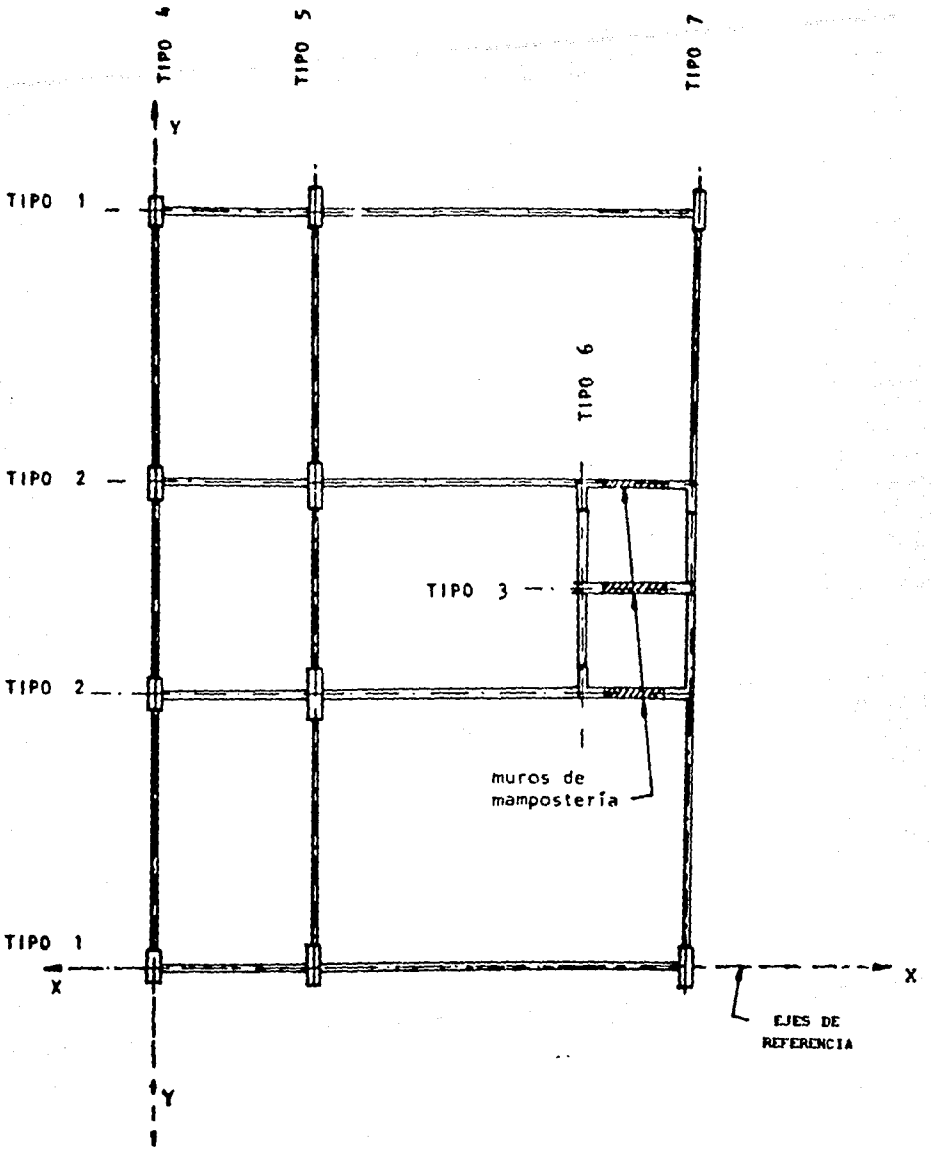
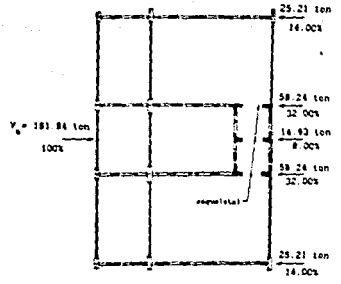
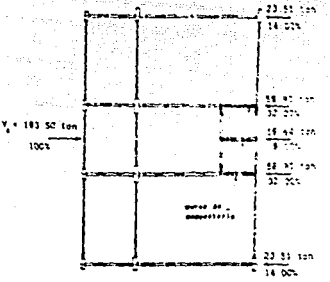


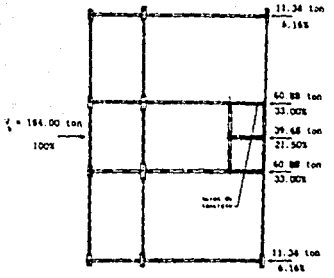
Figura 13 Identificación de marcos tipo para el análisis matemático para el programa SUPER-ETABS en el edificio



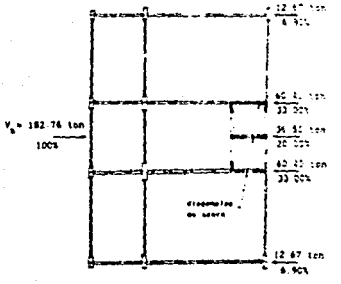
(a) Estructuración esqueletal



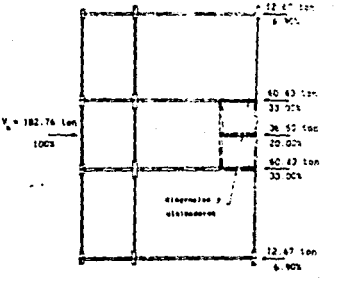
(b) Estructuración original



(c) Estructuración con muros de concreto



(d) Estructuración con diagonales de acero



(e) Estructuración con diagonales de acero y mecanismos disipadores de energía

Figura 14 Distribución de fuerzas cortantes en la base del edificio en su dirección transversal para las diferentes estructuraciones

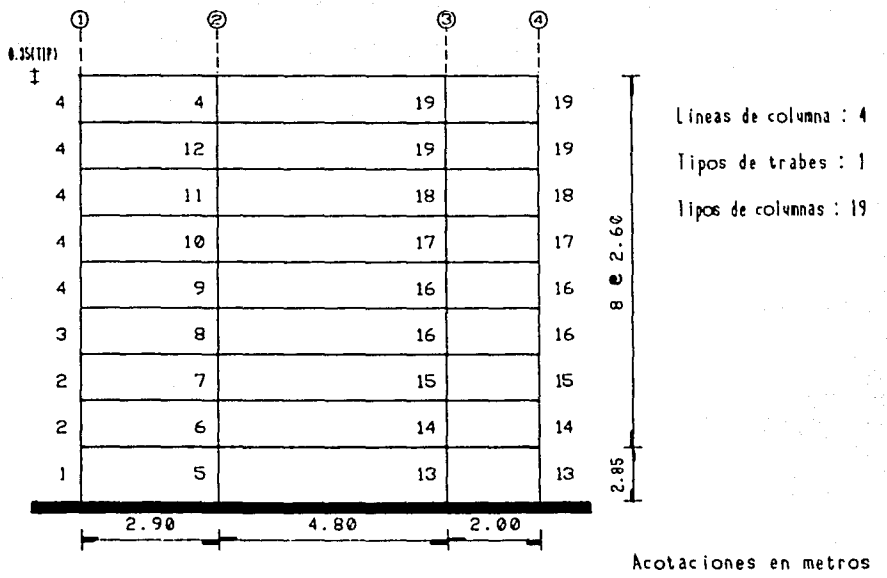
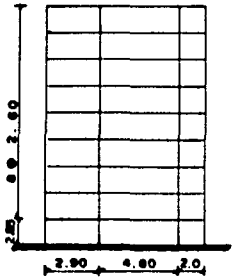
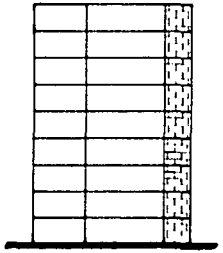


Figura 15 Distribución de elementos en el marco tipo 2 para el análisis en el programa SUPER-ETABS

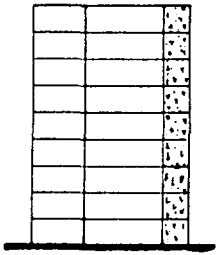
(A) REFUERZO EN LA ZONA DE ELEVADORES Y ESCALERAS



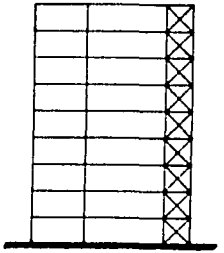
Esqueletal



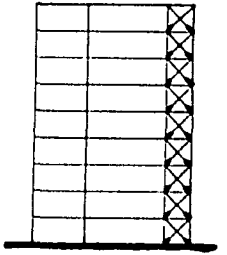
Muros de mampostería



Muros de concreto

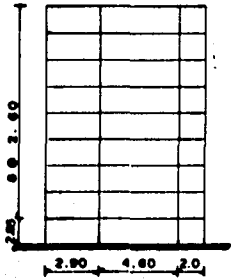


Diagonales de acero

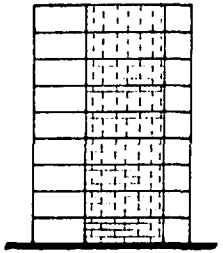


Diagonales de acero y mecanismos disipadores de energía

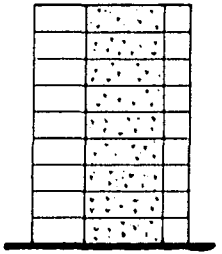
(B) REFUERZO EN LA CRUJIA CENTRAL



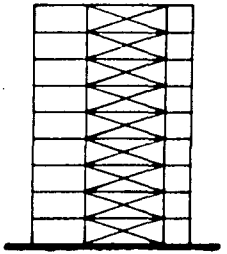
Esqueletal



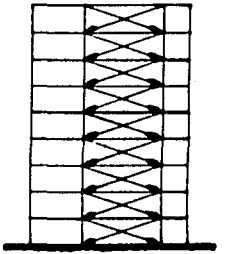
Muros de mampostería



Muros de concreto



Diagonales de acero



Diagonales de acero y mecanismos disipadores de energía

Acotaciones en metros

Figura 16 Configuraciones estructurales de los modelos para el análisis del marco tipo 2

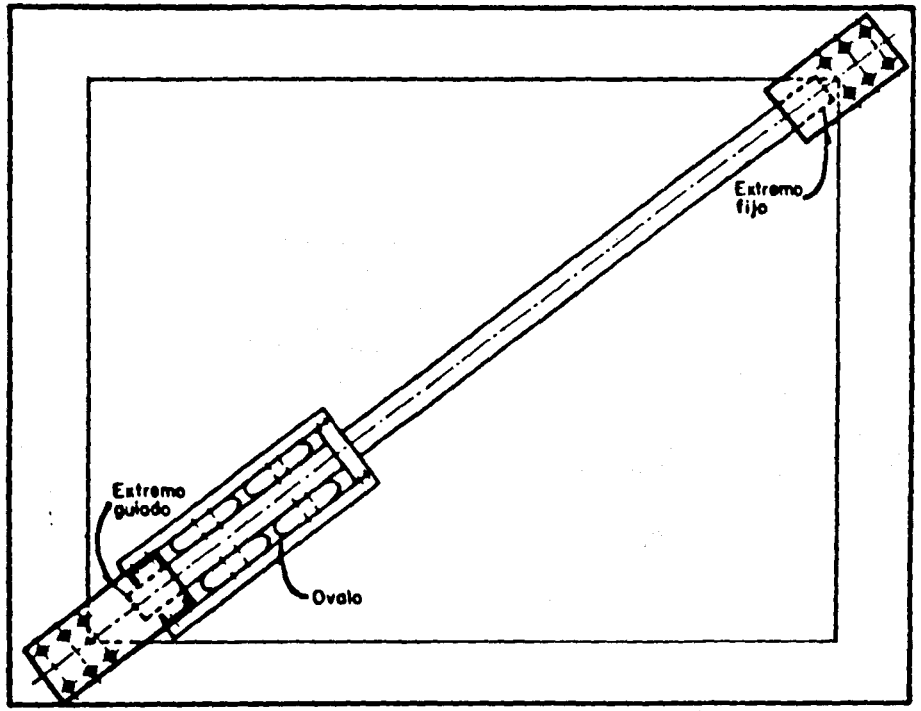
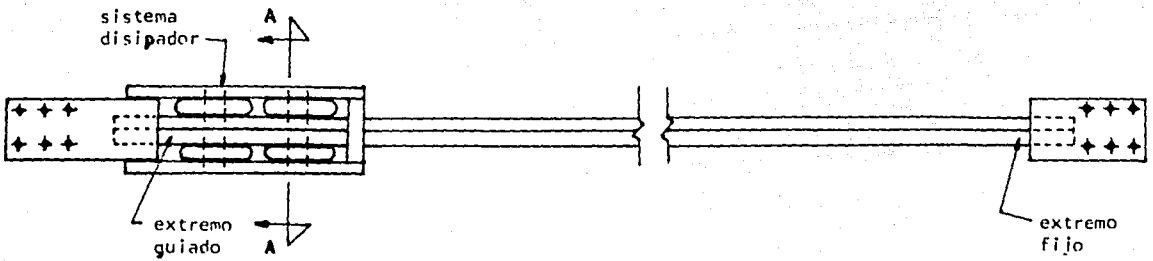


Figura 17 Dispositivo módular montado en un marco



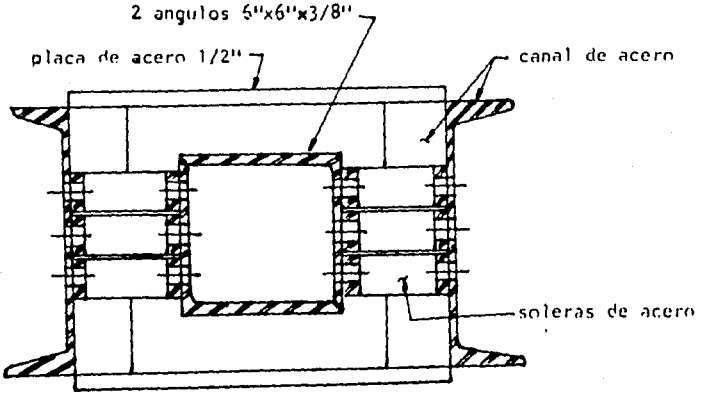
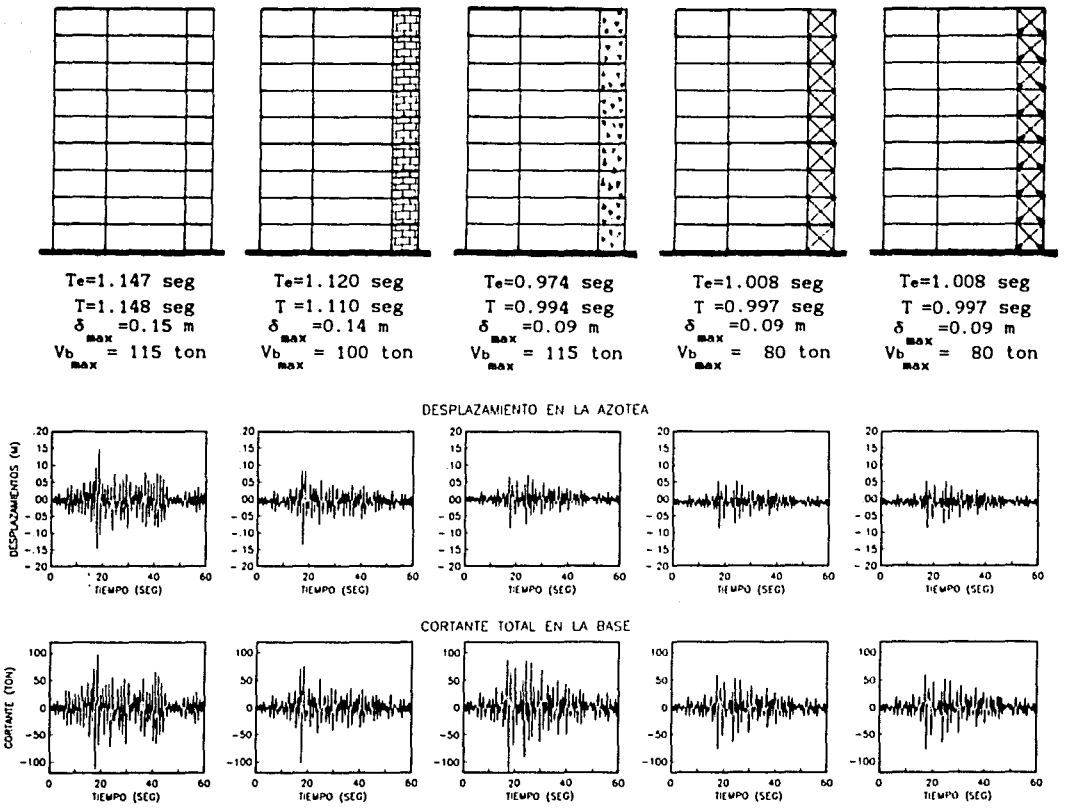


Figura 18 Mecanismo disipador de energia en diagonales de acero



(a) Estructuración esqueletal

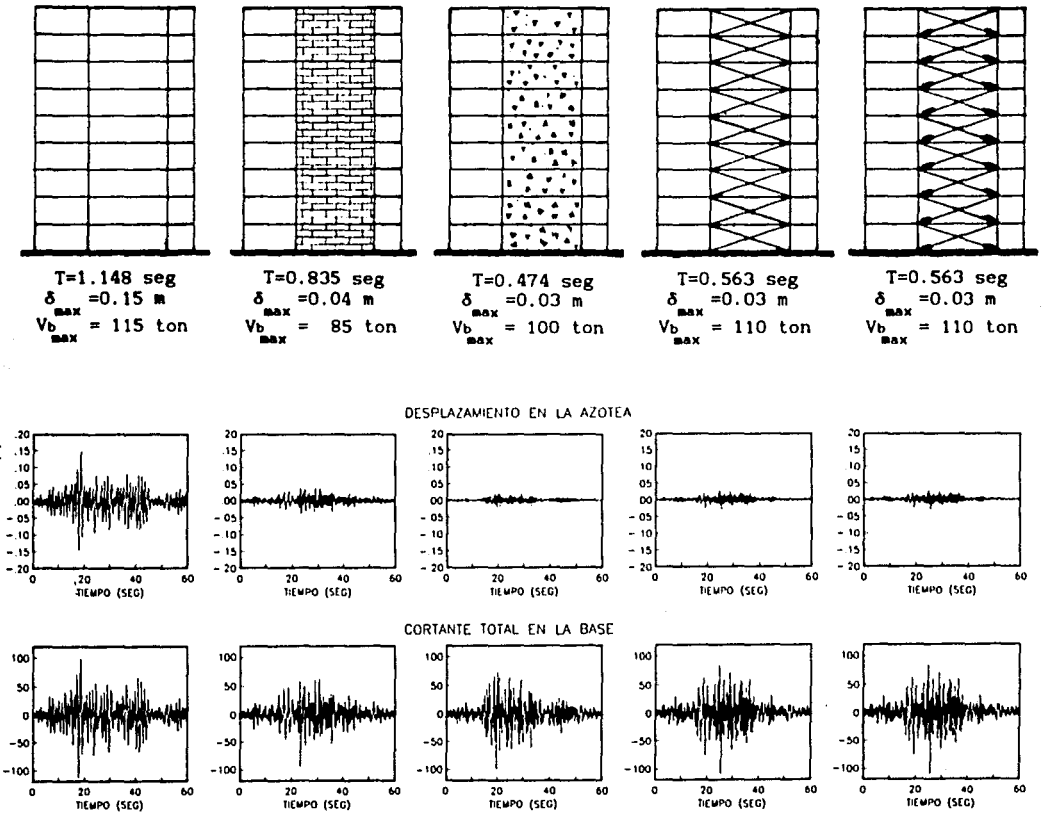
(b) Estructuración con muros de mampostería

(c) Estructuración con muros de concreto

(d) Estructuración con diagonales de acero

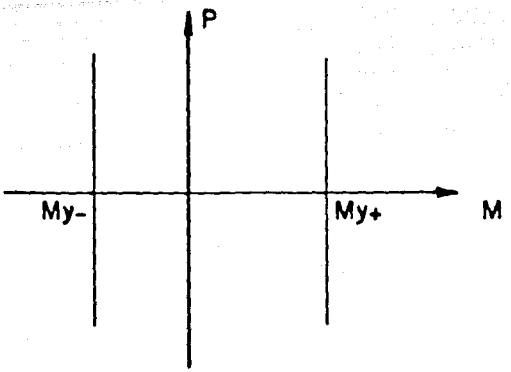
(e) Estructuración diagonales y disipadores

Figura 19 Respuesta lineal de la estructura con el refuerzo colocado en la zona de elevadores y escaleras

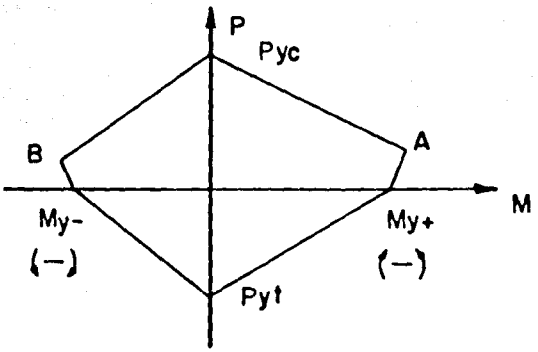


(a) Estructuración esqueletal (b) Estructuración con muros de mampostería (c) Estructuración con muros de concreto (d) Estructuración con diagonales de acero (e) Estructuración diagonales y disipadores

Figura 20 Respuesta lineal de la estructura con el refuerzo colocado en la crujía central



(a) Elementos tipo viga



(b) Elementos tipo columna

Figura 21 Diagramas de interacción de los elementos viga y columna para el programa DRAIN-2D

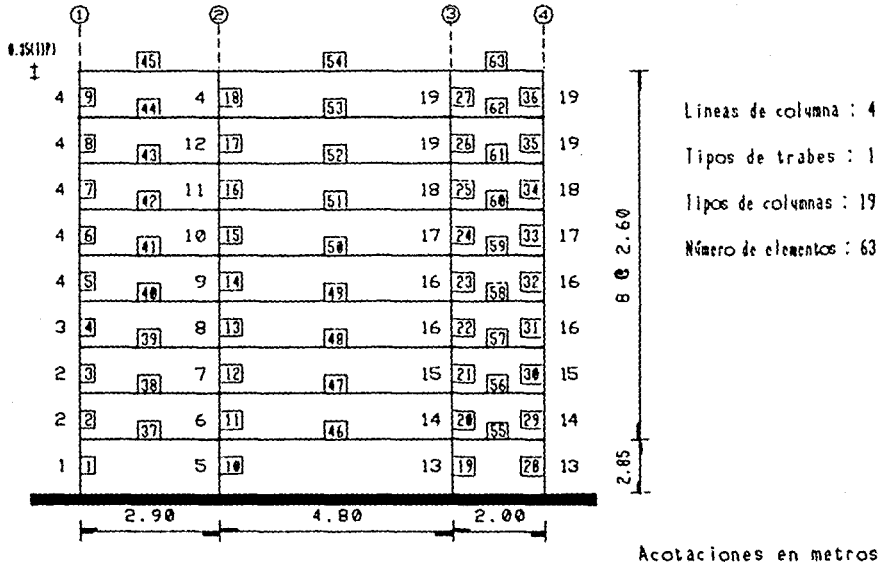
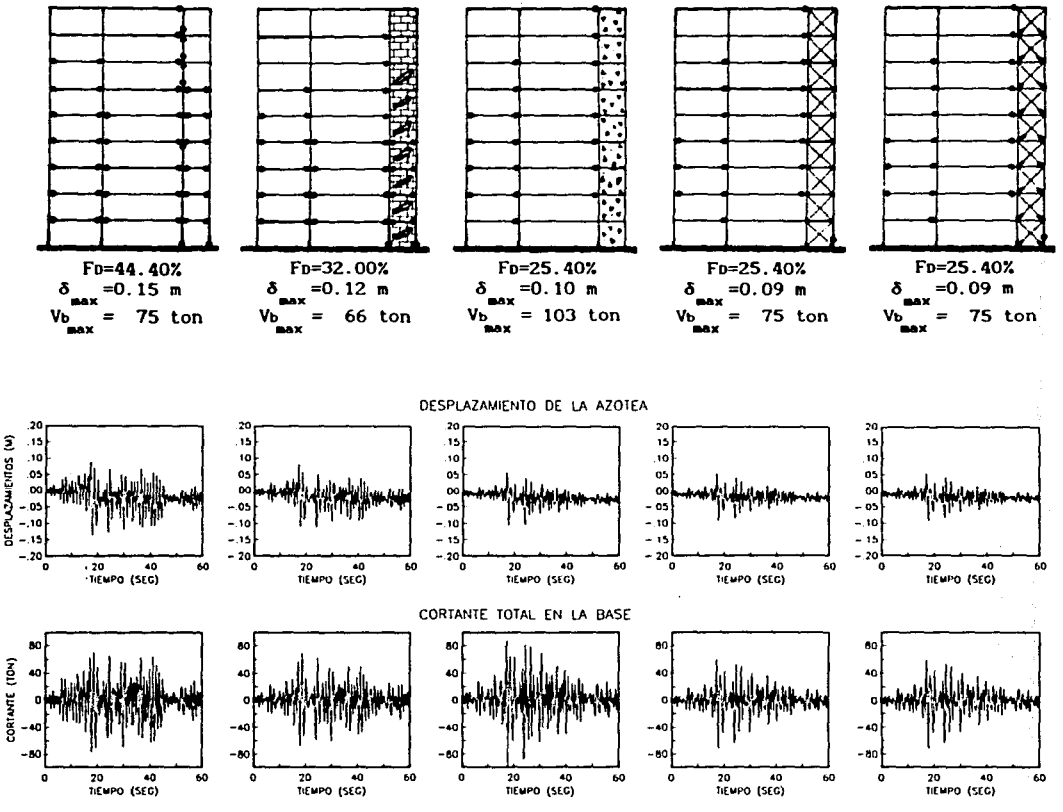


Figura 22 Distribución de elementos en el marco tipo 2 para el análisis en el programa DRAIN-2D



(a) Estructuración esqueletal

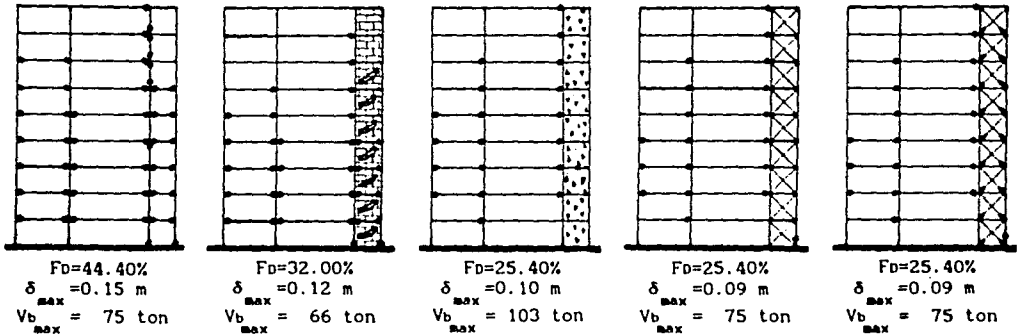
(b) Estructuración con muros de mampostería

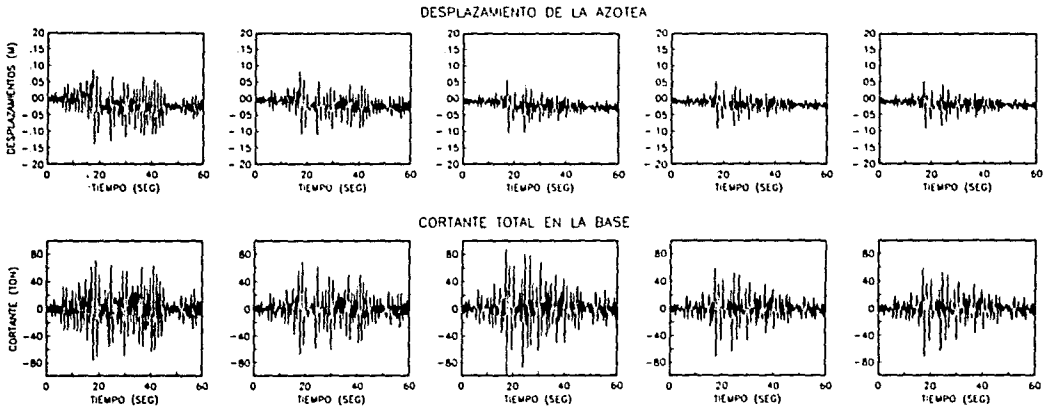
(c) Estructuración con muros de concreto

(d) Estructuración con diagonales de acero

(e) Estructuración diagonales y disipadores

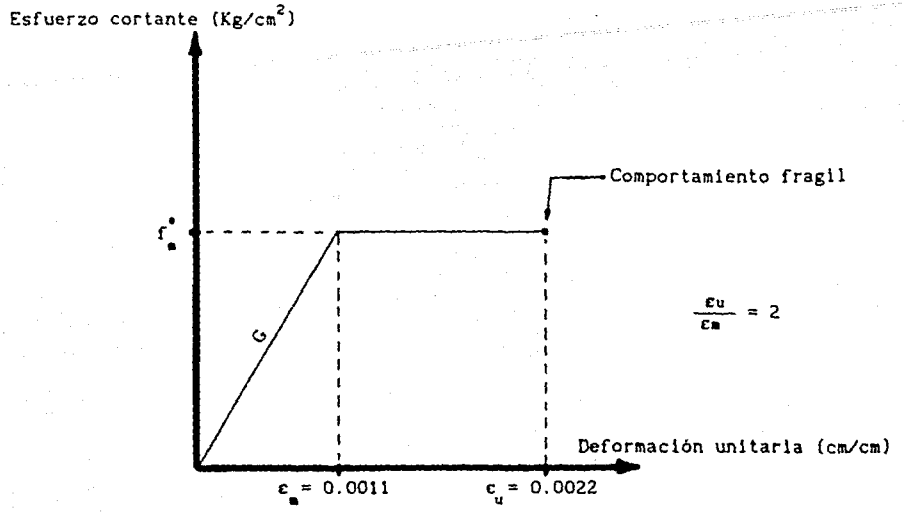
Figura 23 Respuesta no lineal de la estructura con el refuerzo colocado en la zona de elevadores y escaleras





(a) Estructuración esqueletal (b) Estructuración con muros de mampostería (c) Estructuración con muros de concreto (d) Estructuración con diagonales de acero (e) Estructuración diagonales y disipadores

Figura 23 Respuesta no lineal de la estructura con el refuerzo colocado en la zona de elevadores y escaleras



$f_p^* = 50\ Kg/cm^2$

$f_m^* = 15\ Kg/cm^2$

$v^* = 3\ Kg/cm^2$

$E = 500*(f_m^*) = 7500\ Kg/cm^2$; para cargas de corta duración

$G = 0.3*(E) = 2250\ Kg/cm^2$; para mampostería de piezas con $f_p^* <= 75\ Kg/cm^2$

Mortero tipo II

donde:

f_p^* : resistencia a la compresión

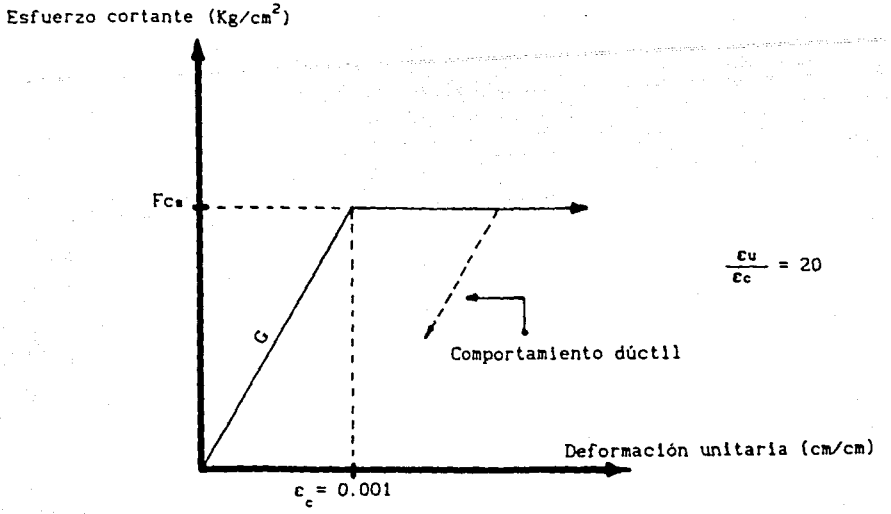
f_m^* : resistencia a la compresión de diseño

v^* : esfuerzo cortante de diseño

E : módulo de elasticidad

G : módulo de cortante

Figura 24 Relación esfuerzo-deformación por cortante para los muros de mampostería



$$Fcs = 0.5 * \sqrt{f'_c} + \frac{Av\ Fy\ d}{s(l*e)} = 52\ Kg/cm^2$$

$$E = 10000 * \sqrt{f'_c} = 1581113.88\ Kg/cm^2$$

$$G = 0.30 * E = 47434.16\ Kg/cm^2$$

$$f'_c = 250\ Kg/cm^2$$

donde:

Fcs : esfuerzo cortante resistente

E : módulo de elasticidad

G : módulo de cortante

Fy : esfuerzo de fluencia del acero de refuerzo 4200 Kg/cm^2

f'_c : resistencia a la compresión

Av : área de refuerzo por cortante horizontal igual a $2.50cm^2$

d : peralte del muro igual a 0.85*225cm = 190cm

l : longitud del muro

e : espesor del muro

Figura 25 Relación esfuerzo-deformación por cortante para los muros de concreto

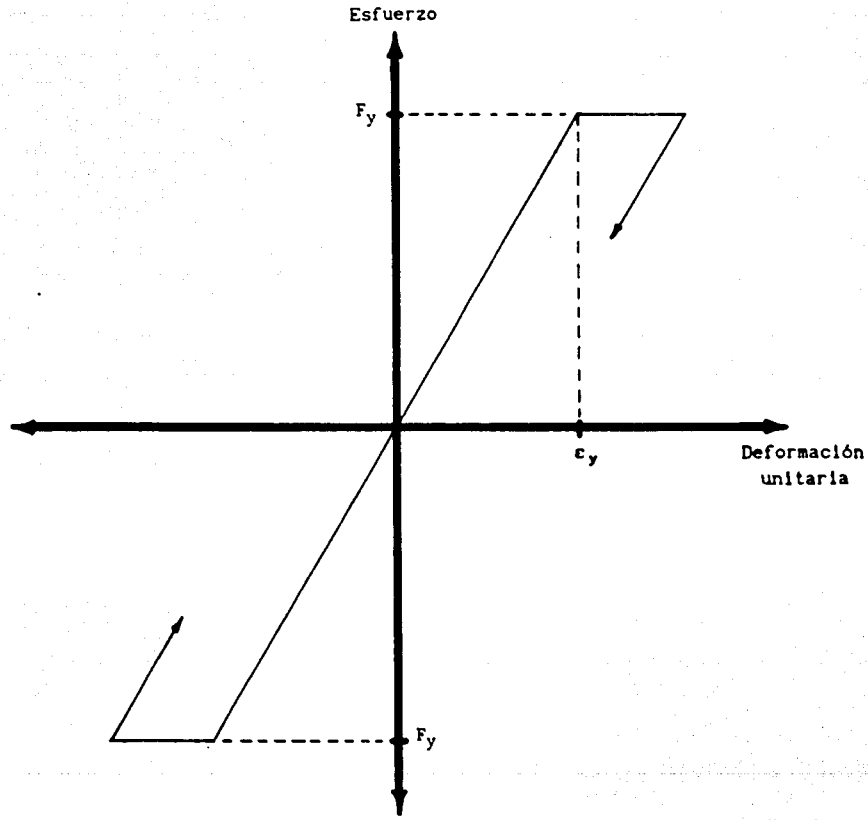


Figura 26 Comportamiento histerético para las diagonales de acero

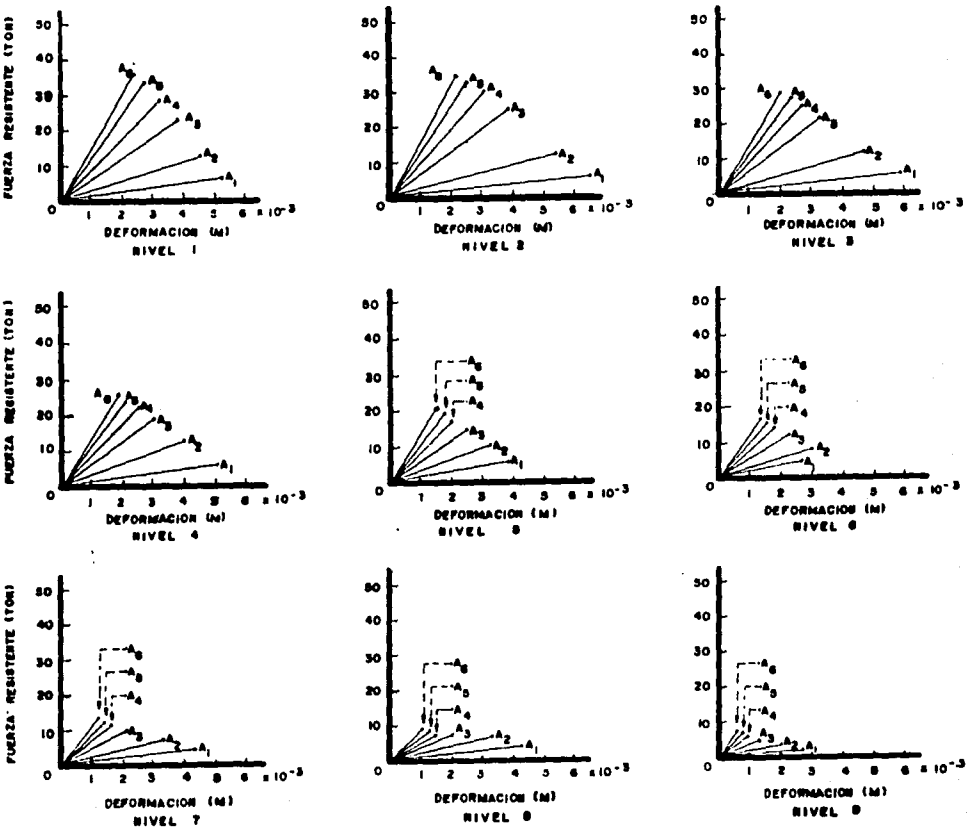
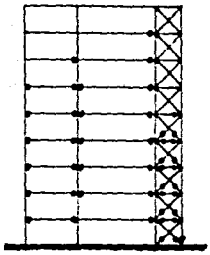
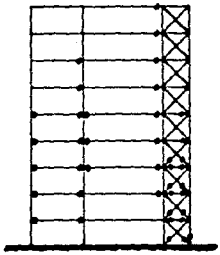


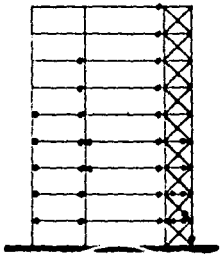
Figura 27 Gráficas fuerza resistente-deformación por nivel para los mecanismos disipadores de energía



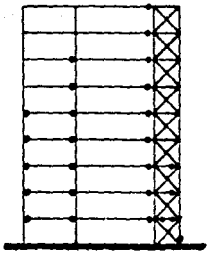
$A_1 = 0.00025\ m^2$
$F_D = 33\%$



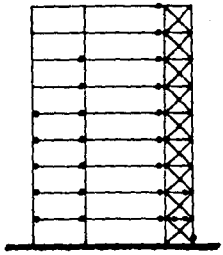
$A_2 = 0.00050\ m^2$
$F_D = 33\%$



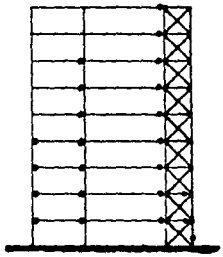
$A_3 = 0.00100\ m^2$
$F_D = 33\%$



$A_4 = 0.00150\ m^2$
$F_D = 32\%$

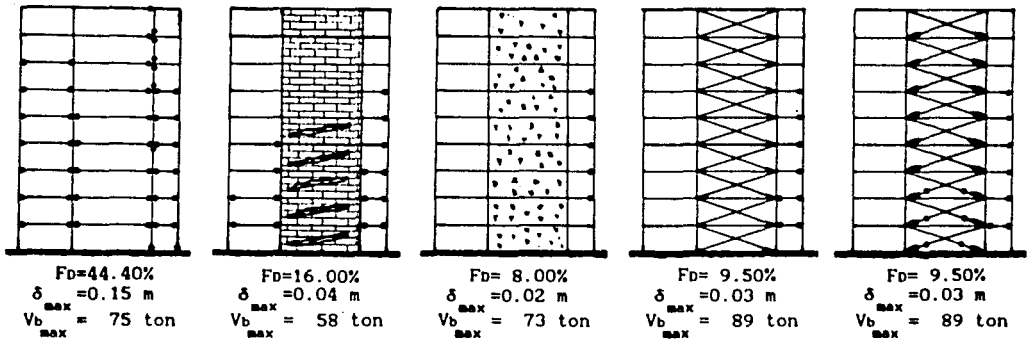


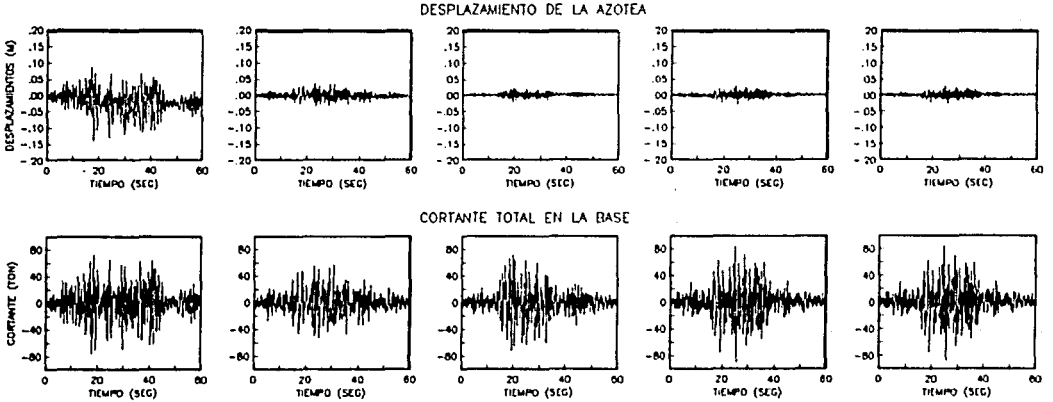
$A_5 = 0.00200\ m^2$
$F_D = 30\%$



$A_6 = 0.00250\ m^2$
$F_D = 30\%$

Figura 28 Factores de daño sufridos por la estructura para cada área equivalente de mecanismos disipadores de energía





(a) Estructuración esqueletal (b) Estructuración con muros de mampostería (c) Estructuración con muros de concreto (d) Estructuración con diagonales de acero (e) Estructuración diagonales y disipadores

Figura 29 Respuesta no lineal de la estructura con el refuerzo colocado en crujía central

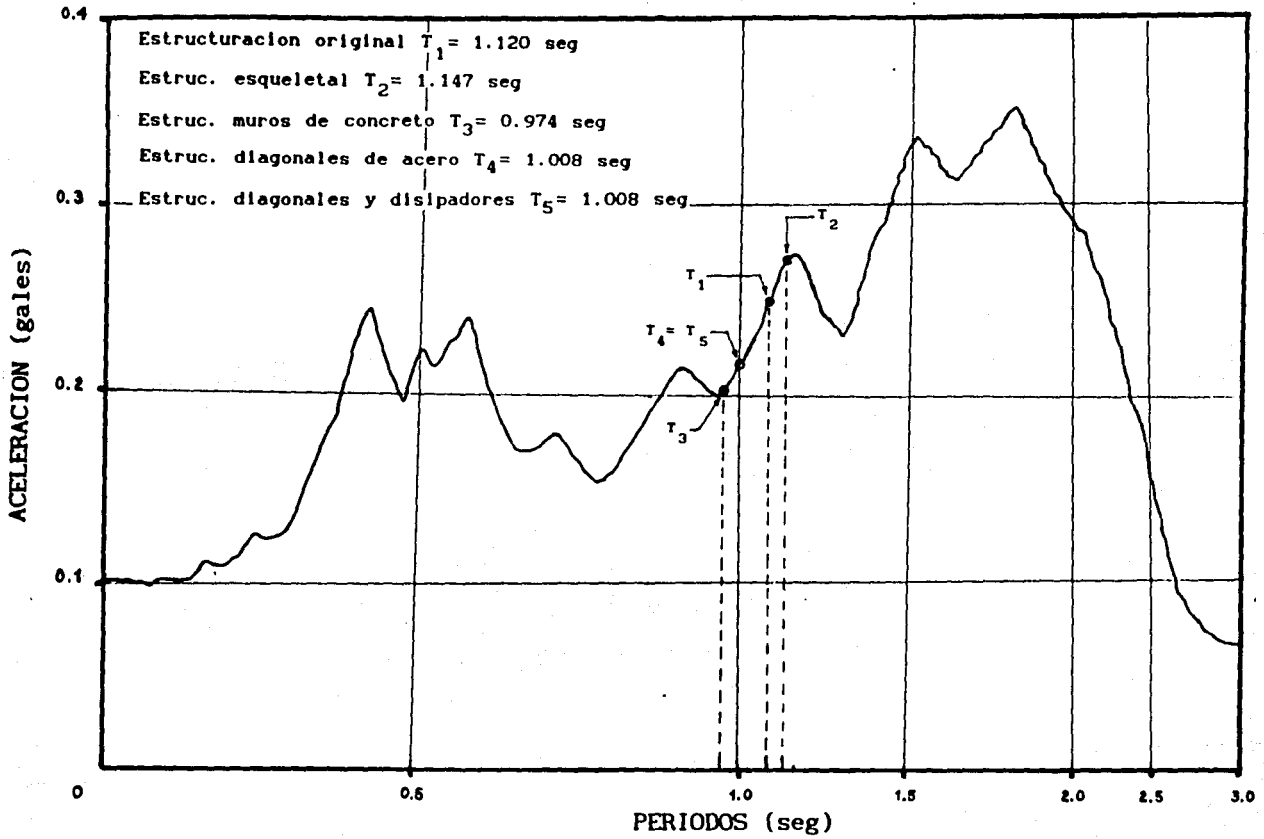


Figura 30 Comparación de periodos fundamentales de la estructura con el refuerzo colocado en la zona de elevadores y escaleras

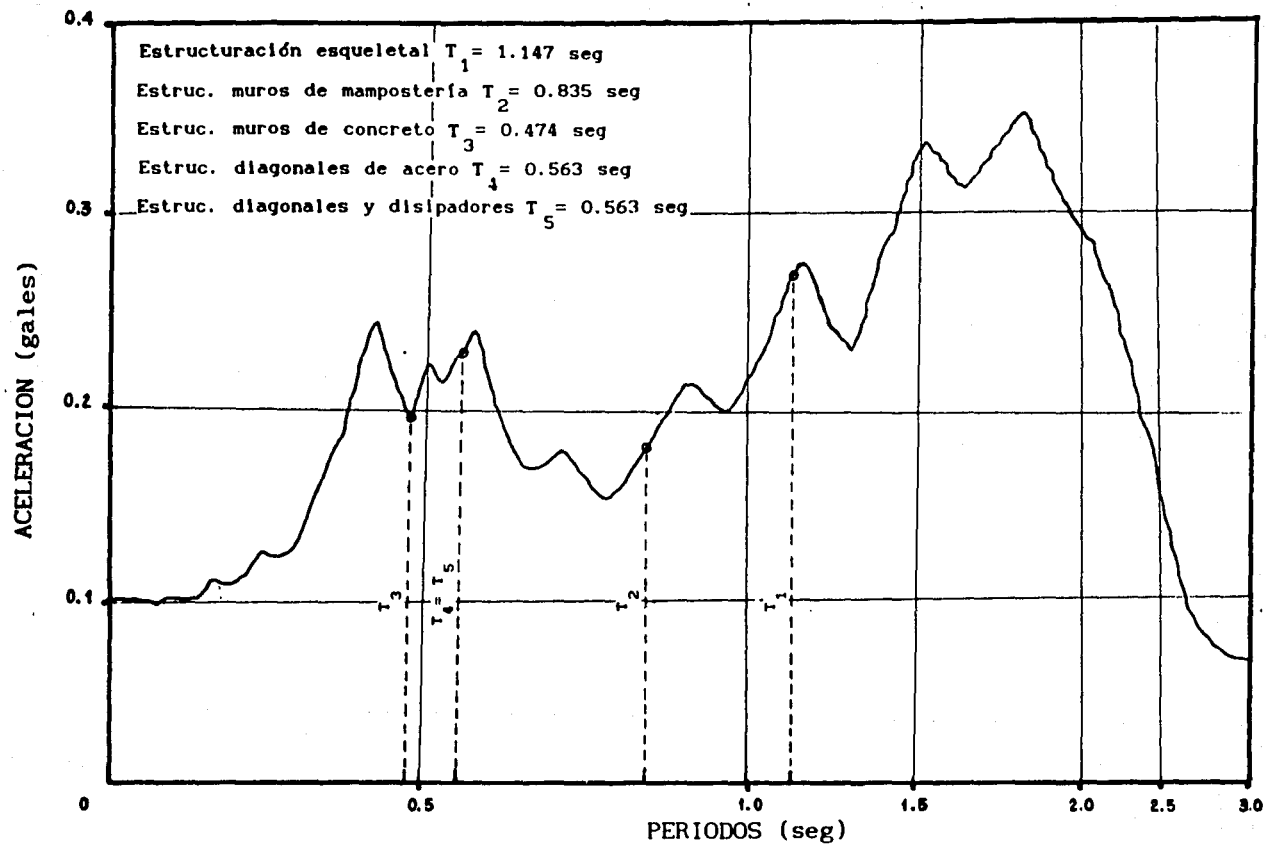
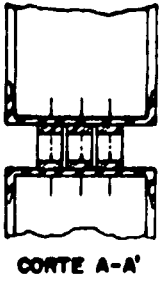


Figura 31 Comparación de periodos fundamentales del marco plano tipo 2 con el refuerzo colocado en la crujía central



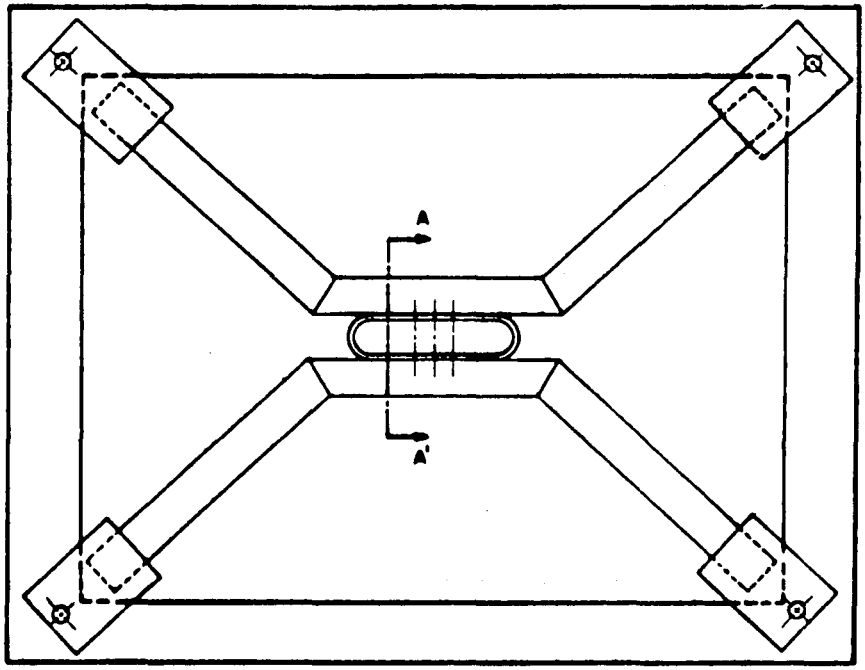


Figura 32 Marco equipado con óvalos