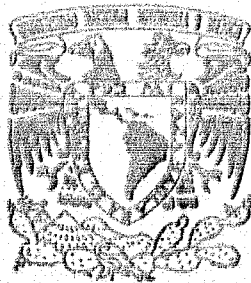


140

UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO

2EJ

FACULTAD DE INGENIERIA



ANALISIS Y DISEÑO DE UN EDIFICIO DE 20 NIVELES CON
DISIPADORES DE ENERGIA SISMICA Y SIN ELLOS

T E S I S
QUE PARA OBTENER EL TITULO DE
I N G E N I E R O C I V I L
P R E S E N T A :
EDUARDO RUIZ CASILLAS

DIRECTORA DE TESIS: DRA. SONIA E. RUIZ GOMEZ

FALLA DE ORIGEN

MEXICO, D. F.

1995

**TESIS CON
FALLA DE ORIGEN**



Universidad Nacional
Autónoma de México



UNAM – Dirección General de Bibliotecas
Tesis Digitales
Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS ©
PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

Todo el material contenido en esta tesis esta 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.

TESIS CON FALLA DE ORIGEN



UNIVERSIDAD NACIONAL
AUTÓNOMA DE
MÉXICO

Señor
EDUARDO RUIZ CASILLAS
Presente.

FACULTAD DE INGENIERIA
DIRECCION
60-1-220/93

En atención a su solicitud, me es grato hacer de su conocimiento el tema que propuso la profesora **DRA. SONIA E. RUIZ GÓMEZ**, que aprobó esta Dirección, para que lo desarrolle usted como tesis de su examen profesional de **INGENIERO CIVIL**.

"ANÁLISIS Y DISEÑO DE UN EDIFICIO DE 20 NIVELES CON DISIPADORES DE ENERGÍA SÍSMICA Y SIN ELLOS"

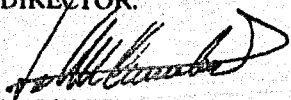
INTRODUCCION

- I. DISIPACION DE ENERGIA**
 - II. CRITERIO DE DISEÑO DE EDIFICIOS CON DISIPADORES**
 - III. DESCRIPCION Y UBICACION DE LA ESTRUCTURA**
 - IV. ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL**
 - V. COMPARACION DE RESULTADOS ENTRE AMBOS DISEÑOS**
 - VI. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES**
- BIBLIOGRAFIA**

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

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

Atentamente
"POR MI RAZA HABLARA EL ESPIRITU"
Cd. Universitaria, 14 de febrero de 1994.
EL DIRECTOR.


ING/JOSE MANUEL COVARRUBIAS SOLIS

JMCS/RCR*nl

A mis padres:

Eduardo Ruiz Zapata y Blanca Casillas de Ruiz
a ustedes que son las personas más importantes en
mi vida, gracias, por todos esos años de amor, cariño y
confianza depositados en mí, por sus esfuerzos y sacrificios
que ahora han dado frutos y que me han llevado hasta donde
estoy, no hay palabras con las cuales pueda describir todo el
agradecimiento y el amor que les tengo, **LOS QUIERO ...**

A mis hermanos:

Ma. de Lourdes y Adolfo
con cariño por esos momentos
felicis que hemos pasado juntos.

A mis sobrinas:

Joselyn y Jéssica
por haber llenado de alegría
nuevamente a nuestra familia.

A Tapachula, Chiapas, la tierra
que me vio nacer y a mi gente.

A mis familiares.

**A mis compañeros
y amigos.**



INTRODUCCION	1
I. DISIPACION DE ENERGIA	4
1.1 Antecedentes	4
1.2 Dispositivos de control activo	5
1.3 Dispositivos de control pasivo	7
1.4 Descripción de algunos sistemas de disipación de energía utilizados en edificios	11
II. CRITERIO DE DISEÑO DE EDIFICIOS CON DISIPADORES	24
II.1 Conceptos fundamentales	24
II.2 Modelado estructural de edificios	27
II.3 Criterio de diseño de edificios con disipadores.....	31
II.4 Criterio para dar resistencia a la estructura	38

III. DESCRIPCION Y UBICACION DE LA ESTRUCTURA	43
III.1 Descripción de la estructura	45
III.2 Ubicación de la estructura	47
IV. ANALISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL	49
IV.1 Hipótesis y consideraciones en el proceso de análisis	49
IV.2 Propiedades mecánicas de los materiales para diseño	50
IV.3 Bases para el criterio de análisis de los marcos	52
IV.4 Intensidades de cargas de diseño en los marcos	55
IV.5 Diseño estructural de los marcos	60
V. COMPARACION DE RESULTADOS ENTRE AMBOS DISEÑOS	122
V.1 Características del sismo seleccionado	122
V.2 Descripción general del programa DRAIN-2D	124
V.3 Análisis de la respuesta dinámica de los marcos	127
V.4 Comparación de las respuestas entre ambos marcos	144
VI. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	166
REFERENCIAS	169
APENDICE A	175
APENDICE B	186
AGRADECIMIENTOS	188

INTRODUCCIÓN

Los daños sufridos de manera irreversible causados por los movimientos sísmicos en diversas partes del mundo durante los últimos años, han mostrado las grandes incertidumbres que se tienen aún en los eventos sísmicos y del comportamiento dinámico real de los edificios, que si bien se han dado excelentes resultados con la tecnología conocida hasta la fecha en el diseño sismorresistente de estructuras, esta aún está un tanto alejada de ser un campo de la ingeniería cabalmente dominada.

Una buena parte de los Reglamentos para la Construcción, incluyendo al de la Ciudad de México, utilizan a la ductilidad de los sistemas estructurales resistentes a cargas laterales, como el principal medio para absorber y disipar las demandas extraordinarias de carga que le imponen los sismos. Sin embargo, a pesar de que esta situación está correctamente fundamentada en el comportamiento inelástico de las estructuras, se toma esta como una reserva de

resistencia que no siempre resulta confiable, debido a la incertidumbre de predecir el daño que sufrirá la estructura y de la capacidad que tendrá esta para absorber y liberar de alguna forma esos altos niveles de energía cinética.

El enfoque convencional al diseñar una estructura que sea sísmicamente resistente, es decir, confiar en el comportamiento dúctil de los miembros estructurales para la disipación de la energía, tiene la desventaja obvia de que la estructura se daña durante un sismo importante y que habrá necesidad de repararla. En ocasiones, el daño puede ser tan serio en la estructura que sea considerada como inhabitable y sea necesario demolerla.

A raíz de los sismos ocurridos en septiembre de 1985 en la Ciudad de México, en donde se registraron aceleraciones del terreno muy superiores a las de sismos anteriores y, por ende, las solicitaciones y esfuerzos a la que se vieron sometidas algunas edificaciones resultaron considerablemente por encima de los máximos esperados (para los cuales fueron diseñadas según lo establecían los Reglamentos y Normas de Construcción vigentes hasta entonces), surgió entonces la rápida necesidad de modificar y actualizar dichos Reglamentos y Normas y además, prever una forma adicional de canalizar la energía inducida por un temblor a una estructura y darle una salida sin provocarle daño a esta.

Como resultado de lo anterior, en México en otras partes del mundo se han intensificado estudios sobre dispositivos externos de disipación de energía que sean capaces de reaccionar a las excitaciones sísmicas de manera propia, y que al funcionar, originen fuerzas inerciales que contrarresten la acción sísmica en la estructura, para no depender directamente de la ductilidad que puedan desarrollar sus elementos, que por lo general, el amortiguamiento natural del sistema no propicia reducciones apreciables de la respuesta.

Un ejemplo de ello, son los estudios realizados por el Instituto de Ingeniería de la U.N.A.M., en donde se han desarrollado dispositivos disipadores de energía, hechos de solera de fierro comercial con configuraciones en forma de "U" y de "J", que operan bajo un concepto de "rolado por flexión", es decir, disipan energía al desplazarse a la manera de las orugas de un tractor (Aguirre y Sánchez 1989). En general el comportamiento de estos dispositivos es muy estable y por la manera en que se deforman alcanzan la fluencia en casi toda la sección transversal al mismo tiempo. Existen otros tipos de dispositivos que se han estudiado, tratando de encontrar en cada uno de ellos, la forma más óptima de reducir los daños en las estructuras ante temblores específicos al ser instalados estos dispositivos en ellas, de la manera más económica y funcional posible.

OBJETIVOS.

El objetivo principal de este trabajo es comparar y evaluar la eficiencia de los sistemas de disipación de energía (TADAS) al ser incorporados a uno de dos marcos estructurales de concreto reforzado de 20 niveles con idénticas características dinámicas que forman parte de un edificio tridimensional que se supone desplantado en la zona sísmica III (zona lacustre) de la Ciudad de México. Se analizará y comparará el comportamiento de los dos modelos cuando se les somete a una excitación sísmica en la base característica de la zona mencionada. El registro de aceleraciones del terreno es el que obtuvo la Secretaría de Comunicaciones y Transportes (SCT-EW) durante el sismo del 19 de septiembre de 1985. Se propone un criterio de diseño sísmico para estructuras provistas de estos dispositivos disipadores de energía, las cuales disiparán en gran medida parte de la energía cinética que le es introducida por un sismo por medio del trabajo mecánico de estos y parte a través del amortiguamiento interno de la estructura.

sus elementos, es que estos se deterioran y sufren daños que en la mayoría de los casos son irreversibles y esto ocurre cuando esas deformaciones inelásticas son excesivas y provocan la aparición de agrietamientos indeseables, articulaciones plásticas, mecanismos de falla lateral en entrepisos, etc. Esto obliga en muchas ocasiones a reparar parcialmente la estructura, reconstruyendo secciones completas adicionado refuerzo a los elementos, o en el peor de los casos, demoliendo la estructura con todas las pérdidas económicas que esto implica al tomar esta decisión. Es por ello que diversos estudios han mostrado la conveniencia de proporcionar a las estructuras dispositivos externos de disipación de energía para incrementar el amortiguamiento de las mismas y obtener una reducción considerable de la respuesta dinámica, sin que exista la dependencia de la ductilidad de la estructura. Lo anterior implica una reducción tanto de los desplazamientos laterales como de los esfuerzos internos en la estructura. Esta reducción se hace extensiva a la acción sobre la cimentación y a los momentos de volteo originados por las fuerzas sísmicas. La idea básica es que la energía se disipa a través del trabajo mecánico de los dispositivos adicionados y no por el comportamiento dúctil de los elementos de la estructura.

Los dispositivos de energía sísmica que como se mencionó reducen la respuesta sísmica de la estructura, se clasifican según su forma de trabajo, en dispositivos de control activo y de control pasivo.

1.2 DISPOSITIVOS DE CONTROL ACTIVO.

Estos dispositivos responden de acuerdo a un mecanismo de control que se ajusta a la excitación que está ocurriendo durante un sismo y que se retroalimenta con la respuesta estructural. Este mecanismo de control recurre a equipo analógico o digital de control (computadoras). Entre los dispositivos de

control activo más importantes destacan los de masa activa, tendones activos, y dispositivos de fricción activo.

Masa activa.

El movimiento de la masa sobre el último nivel de la estructura se controla por medio de una computadora, que detecta el movimiento del edificio a través de sensores y envía a los actuadores una señal que provoca la aplicación de fuerzas externas a las masas para el control de los desplazamientos (figura 1.1).

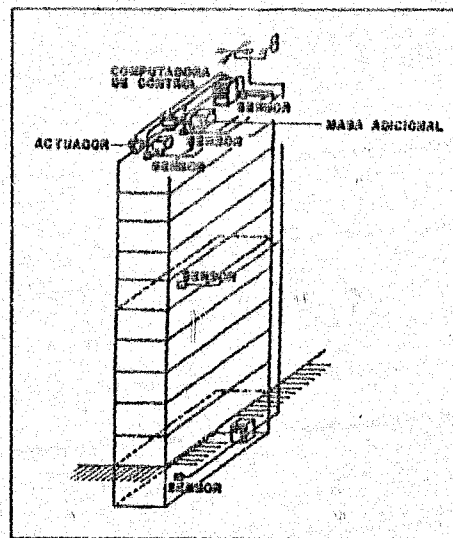


Figura 1.1 Sistema de masa activa

Tendones activos.

Su principal objetivo es modificar el período fundamental de la estructura para evitar que se encuentre cerca de la frecuencia dominante del sismo para

cada instante de tiempo y así evitar grandes amplificaciones del movimiento (figura 1.2).

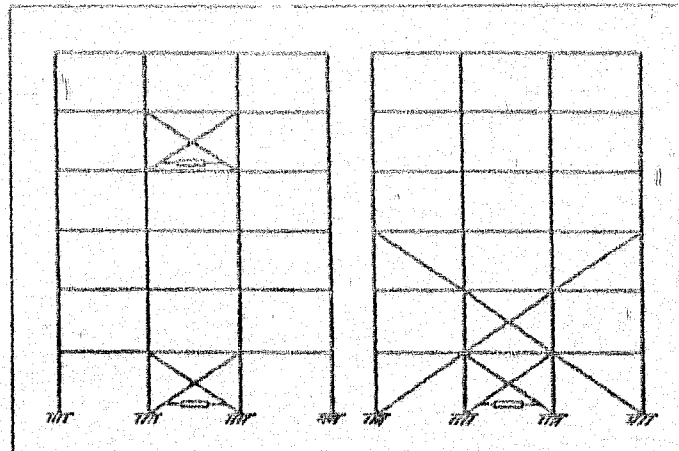


Figura 1.2 Sistema de tendones activos.

Dispositivo de fricción activo.

Akbay y Aktan (1990) propusieron un sistema de control activo, que disipa energía por fricción, similar al pasivo de Pall (1982). El sistema puede controlar la fuerza umbral de deslizamiento de los dispositivos en condiciones de servicio y en condiciones últimas.

1.3 DISPOSITIVOS DE CONTROL PASIVO.

Los dispositivos de control pasivo responden al movimiento de la estructura de forma prefijada por el diseñador. Entre los dispositivos de control pasivo destacan principalmente tres sistemas: aisladores de base, osciladores resonantes y disipadores de energía.

Aisladores de base.

La finalidad de estos dispositivos es la de provocar el desacoplamiento de las características dinámicas de la estructura y las del suelo que la soporta. Al colocarlos se alarga el período fundamental de vibración de la estructura. Para lograr este resultado, se aumenta la flexibilidad de la base de la estructura utilizando diferentes tipos de sistemas de aislamientos. Dentro de éste método de reducción de acciones sísmicas está el propuesto por Delfosse y Skinner, el cual es muy simple en su concepción y consiste en tener apoyos a base de placas de hule resistente alternadas con placas metálicas delgadas (figura 1.3). También se han realizado estudios sobre aisladores a los que se les inserta un corazón de plomo para que disipen energía cuando alcancen la fluencia por cortante y para que limiten los desplazamientos. Este tipo de aislador debe ser suficientemente flexible para que el plomo se comporte elásticamente para las fuerzas de viento máximas esperadas (Robinson y Turker, 1977). Se han construido estructuras con aislamiento sísmico por lo menos en 17 países (17)

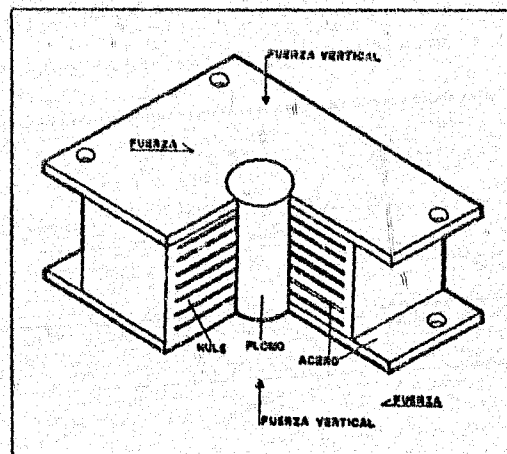


Figura 1.3 Aisladores de base.

Osciladores de masa resonante.

Son pisos adicionales colocados sobre diferentes niveles, comúnmente en el último nivel de la estructura, con ciertas propiedades de masa, rigidez y amortiguamiento que reducen la respuesta de la misma (LI 34). Cuando estos sistemas se someten a la acción de fuerzas armónicas, la masa de la estructura no se mueve y la masa del oscilador vibra de tal manera que la fuerza en su resorte permanece igual y de sentido contrario a la magnitud de la fuerza excitadora (Suárez, Ruiz y Esteva, 1993). Inicialmente fueron propuestos para reducir las oscilaciones producidas por el viento en grandes edificios. Su objeto es reducir las sensaciones molestas a los usuarios.

Disipadores de energía.

Estos dispositivos se colocan en la superestructura y basan su funcionamiento en el comportamiento histerético de los elementos componentes, su eficiencia depende en gran medida de los desplazamientos relativos de entrepiso del edificio. Una clasificación de dichos dispositivos es por la forma de en que disipan la energía. Estos se pueden clasificar de la manera siguiente: por deformación plástica de metales, por fricción, por extrusión y por el comportamiento de materiales viscoelásticos.

Los disipadores basados en la deformación plástica de metales funcionan cuando el metal o aleación sobrepasa los esfuerzos de fluencia preestablecidos. Estos absorben energía por un cambio en la microestructura del metal y también por un aumento en la temperatura del mismo. Comprenden cualquiera de las siguientes cuatro tipos de deformación: flexión, compresión, tensión, rolado y torsión.

Los mecanismos de fricción basan su disipación de energía en una especie de balata de freno insertada entre placas de acero sometidas a una presión transversal (figura 1.4).

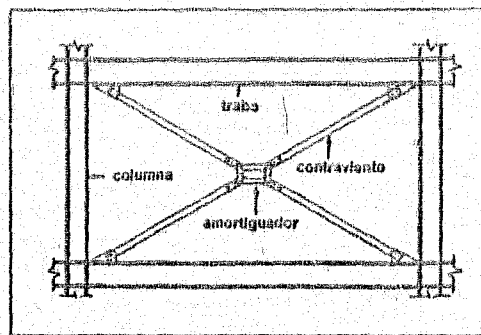


Figura 1.4 Mecanismo de fricción Pall.

La disipación por extrusión se lleva a cabo al deformar un material en su sección transversal. Esto se logra al mover el material disipador dentro de un tubo cuya sección transversal se reduce. El material del tubo generalmente es de acero con plomo en su interior (17).

Las propiedades de los materiales viscoelásticos también son utilizables para la absorción de energía sísmica. Los materiales viscoelásticos han estado en uso en la ingeniería estructural para el control de vibraciones por más de 20 años. El comportamiento de estos dispositivos viscoelásticos dependen fuertemente de la temperatura, por lo que es un parámetro que requiere tomarse en cuenta para su uso (17).

1.4 DESCRIPCION DE ALGUNOS SISTEMAS DE DISIPACION DE ENERGIA UTILIZADOS EN EDIFICIOS.

Tanto en México como en Estados Unidos, Canadá, Japón y otros países de Asia, donde la actividad sísmica resulta de lo más intensa por encontrarse geográficamente en el cinturón circunpacifico, una de las zonas sísmicas de más alto riesgo y en donde en los últimos años la presencia de estos siniestros ha provocado daños considerables en las estructuras, ha surgido la necesidad de incorporar sistemas de reforzamiento y rigidización en los edificios que de alguna manera reduzcan esos daños y además a un bajo costo.

A continuación se mencionarán algunos de estos sistemas más comúnmente utilizados en la práctica por su eficiencia en el trabajo de disipación de energía por garantizar un menor daño en las estructuras.

1.4.1 Sistema formado por elementos ADAS.

Los elementos ADAS (Added Damping And Stiffness elements) son diseñados para disipar energía a través de la deformación a flexión de placas de acero "suave". Estas placas de acero colocadas paralelamente una con otra con una sección transversal en forma de X (figura 1.5a y b), se conectan entre dos puntos de la estructura que se desplazan relativamente y al deformarse en su sentido débil, resisten con su rigidez parte de la fuerza cortante que provoca el movimiento entre esos mismos puntos (figura 1.5c). La forma de la sección transversal obedece a que al desplazarse un nivel respecto al otro deforman a estos elementos en doble curvatura. Además al colocar apoyos que empotren a las placas, se logra generar un diagrama de esfuerzos casi uniforme (debido a la sección transversal), que cambia de signo en el eje neutro por lo que el esfuerzo

de fluencia se alcanza prácticamente en toda la sección al mismo tiempo. Así, el principal objetivo de estos dispositivos es la de incrementar la rigidez, el amortiguamiento y la capacidad de disipación de energía de la estructura.

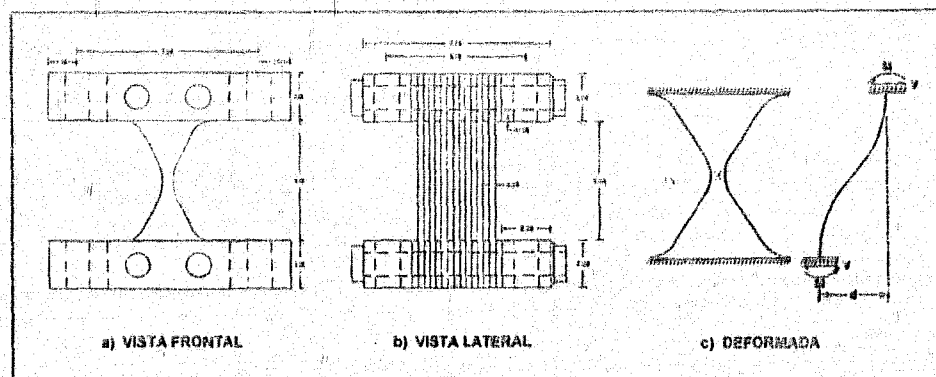


Figura 1.5 Dispositivos ADAS y su mecanismo de deformación.

Como se mencionó, la forma de la sección transversal ofrece ventajas ya sea en forma de X o incluso de forma triangular (más adelante se comentarán las características de los dispositivos llamados TADAS) sobre una sección transversal en forma rectangular, como se muestra en las distribuciones de esfuerzos de la figura 1.6. Cuando las placas de acero tienen una sección transversal rectangular al deformarse en doble curvatura cederán en sus extremos solamente y la plastificación de la sección es limitada a una región finita en ambos extremos de las placas. La curvatura y los esfuerzos en los extremos de las placas de acero para un desplazamiento lateral dado, es extremadamente alto. En cambio para una sección transversal de forma triangular que se deformará en curvatura simple o una sección transversal en forma de X que se deformará en curvatura doble cederá uniformemente en su altura y la plastificación de la sección se distribuirá uniformemente sobre la altura de las placas. La curvatura máxima y los esfuerzos máximos en las placas son

significativamente menores que en una placa de sección transversal rectangular para un desplazamiento lateral similar.

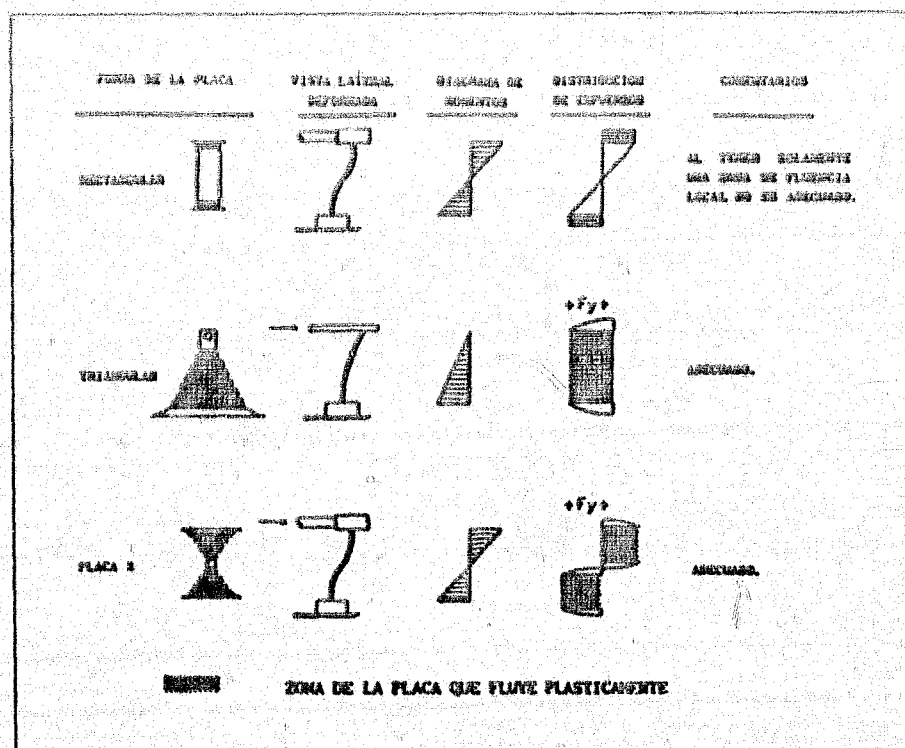


Figura 1.6 Concepto de absorción de energía en disipadores a base de placas de acero.

En la Cd. de México se han usado estos dispositivos (ADAS) para rigidizar y reforzar tres edificios: el edificio de las oficinas generales del IMSS, el edificio de la calle de Izazaga # 38 y el edificio del Hospital de Cardiología del Centro Médico siglo XXI (Martínez Romero 1993). Enseguida se da una descripción general de cada uno de estos.

1.4.1.1 Edificio de las oficinas generales del I.M.S.S.

Este edificio se encuentra ubicado en Av. Reforma # 476, Delegación Cuauhtémoc, y se compone de 3 edificios. Los edificios 1 y 3 están situados en ambos lados del edificio 2. A causa de la simetría, solamente los edificios 1 y 2 fueron analizados, (Martínez Romero, 1993). Cada uno de los tres edificios cuenta con un sótano, planta baja y nueve niveles. La altura de entrepiso para los tres edificios es la misma. El edificio está apoyado sobre pilotes y está desplazado en la zona sísmica de transición (zona II).

El edificio fue construido a inicios de los años 40's como las oficinas centrales del I.M.S.S. . El sistema estructural básico del edificio es de marcos de concreto reforzado colados in-situ. El sistema de piso es a base de losa maciza perimetralmente apoyada. La cimentación de esta estructura se resolvió a base de un cajón de cimentación parcialmente compensado con una profundidad de desplante de 5.5 m, el cajón de cimentación se apoya en un grupo de pilotes de madera que son alrededor de 1600 y estos a la vez se apoyan en un estrato de suelo duro con una profundidad de 26 m.

A través de sus casi 50 años de servicio, el edificio ha sobrevivido al menos 11 sismos importantes de $M_s=7.0$ o mayores en magnitud. El 28 de julio de 1957, un sismo de magnitud 7.5 le produjo daños estructurales y no estructurales moderados los cuales fueron reparados reforzando partes de su sistema estructural. Curiosamente, el sismo del 19 de septiembre de 1985 con una magnitud de $M_s=8.1$, no produjo el mismo tipo de daño que el sismo de 1957 siendo que el de 1985 fue más grande en magnitud, esto se debió a dos razones principales (Martínez Romero 1993): 1) la dirección más fuerte de las ondas sísmicas del sismo de 1957 fueron en el sentido norte-sur, tomando al edificio en

DISIPACION DE ENERGIA

su dirección más débil, comparado con el sismo de 1985, cuya dirección más fuerte de las ondas sísmicas fue en el sentido este-oeste, dirección donde el edificio es más fuerte y 2) los sismos de 1985 se encontraron con una estructura y una cimentación más fuerte que la original.

Por todo lo anterior se consideró la alternativa de incorporar un sistema de disipación de energía estratégicamente localizados en la estructura del edificio como la más viable para darle reforzamiento. Un total de 40 crujiás en los tres edificios fueron identificadas como apropiadas para instalar los elementos ADAS en relación con el diseño sísmico de reforzamiento. En el edificio 1 se incorporaron estos elementos en 12 crujiás, en el edificio 2 en 14 crujiás y en el edificio 3 en 11 crujiás; según los planos de localización vistos en la referencia (□ 24).

Debido a la incorporación de estos dispositivos a los edificios, se tuvieron que modificar algunas características estructurales, como el de encamisar columnas y traveses con placas de acero, así como aumentar el refuerzo en columnas y dados que llegan a la cimentación. Una instalación típica de estos dispositivos en uno de los marcos transversales de las oficinas mencionadas se muestra en la figura 1.7 (Martínez Romero, 1993)

Los elementos ADAS que se han incorporado parcialmente a este edificio son dispositivos patentados y desarrollados conjuntamente por Bechtel Power Co. and Counterquake Corporation. Se hicieron pruebas con sismos simulados a estructuras con estos dispositivos en 1988 en la Universidad de California, Berkeley. Los dispositivos mostraron un comportamiento de post-fluencia altamente previsible durante las pruebas, con curvas histeréticas estables para varios ciclos de carga invertida (Whittaker, Bertero, et al, 1989).

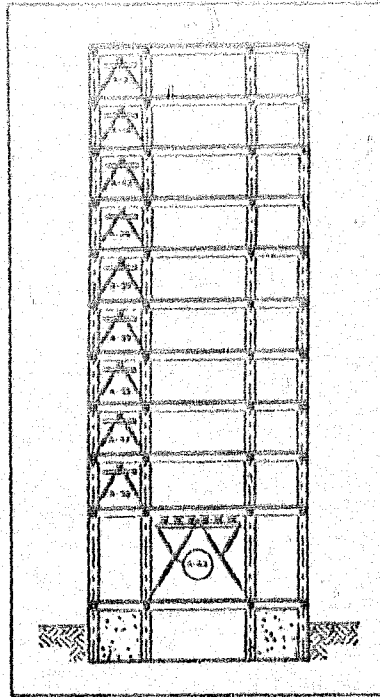


Figura 1.7 Arreglo típico de disipadores ADAS.

1.4.1.2 Edificio de la calle Izazaga.

Este edificio se encuentra ubicado en la calle Izazaga # 38-40, Delegación Cuauhtémoc; consta de 12 niveles, un sótano y un pequeño cuarto de máquinas de dos pisos situado en la azotea del edificio. Fue construido a finales de los años 70's y el sistema estructural básico es de marcos de concreto reforzado, con muros estructurales y además se adicionaron unos muros extremos de mampostería en la dirección transversal, para rigidizar. La estructura cuenta con un área en planta de 1218 m².

Este edificio experimentó daños estructurales moderados durante los

sismos de 1985 ($M_s=6.1$ y 7.3), debido básicamente a la alta flexibilidad demostrada por la mayoría de los sistemas de marcos de concreto y los sistemas de piso a base de losas aligeradas. Como resultado, el edificio fue reforzado incrementando el número de muros de cortante en algunos ejes y adicionando columnas cortas y trabes de concreto en los extremos de los muros de mampostería y a media altura de los entrepisos respectivamente, para incrementar la rigidez lateral del edificio. Los agrietamiento presentados en los extremos de los muros ocasionados por los sismos de 1985 ($M_s=7.0$) y de 1989 ($M_s=6.9$) demostraron lo inadecuado de este reforzamiento, y la muy probable degradación de resistencia del edificio. Esta situación motivó realizar un estudio de factibilidad para la incorporación de los elementos disipadores de energía ADAS para el reforzamiento sísmico y que además el edificio cumpliera con lo establecido por el R.C.D.F. 1987.

El criterio utilizado para el diseño de los elementos ADAS fue de acuerdo a las Normas Técnicas Complementarias para el Diseño Sísmico del R.C.D.F. 1987, complementado con estudios de espectros de respuesta de sitio, llevados a cabo por una compañía dedicada a estudios geotécnicos.

La incorporación de los elementos ADAS en el edificio produjo varias mejoras importantes en su respuesta sísmica. El incremento de resistencia, rigidez y disipación de energía, características de los elementos ADAS, se espera que reduzcan los desplazamientos máximos de entrepiso cerca de un 40 % y por lo tanto también los daños estructurales y no estructurales del edificio.

1.4.1.3 Edificio del hospital de cardiología.

El edificio del hospital de cardiología es la segunda estructura en el mundo

que ha sido reforzada usando los elementos ADAS (Valle Maltoz, 1993). Consta de 5 niveles, un sótano y un pequeño cuarto de máquinas situado en la azótea del edificio. El edificio pertenece al Instituto Mexicano del Seguro Social (I.M.S.S.) y forma parte del complejo más grande de hospitales en la Cd. de México: El Centro Médico Siglo XXI. La estructura se considera como instalación esencial, y debido a los colapsos catastróficos de otros edificios en el mencionado complejo durante los sismos de 1985, se llevó a cabo inmediatamente un reforzamiento de la estructura.

El edificio fue construido en los años 70's, y consiste de ocho crujías a cada 9 m en la dirección larga y dos crujías a cada 13.05 m en la dirección corta. El sistema de piso consiste de vigas doble T de concreto post-tensado simplemente apoyadas por vigas longitudinales con losas de concreto aligeradas.

Las fuerzas laterales las resisten marcos estructurales en ambas direcciones. Durante los sismos de 1985 sólo se presentaron daños moderados en elementos no estructurales y un menor daño en elementos estructurales, esto debido a los desplazamientos de entrepiso ocurridos durante el movimiento

Se propusieron dos alternativas de solución para el reforzamiento de la estructura. La primera alternativa propuesta consistió en rigidizar los marcos exteriores incrementado las secciones de trabes y columnas. El esquema de la solución, aunque favorable, no fue aprobada porque las autoridades del I.M.S.S. consideraron que los trabajos de reforzamiento interferirían con las actividades diarias del hospital. La segunda alternativa propuesta (Martínez Romero 1993) consistió en adicionar una serie de contrafuertes a base de armaduras tubulares de acero en el perímetro de la estructura y conectar la estructura y los contrafuertes por medio de los elementos disipadores de energía ADAS. Esta

solución se eligió por su simplicidad de llevarse a cabo y una mínima interferencia con las labores diarias del hospital.

Un total de 18 contrafuertes externos se diseñaron para instalar los dispositivos. Cada contrafuerte soporta 5 elementos ADAS en total, un dispositivo colocado en cada piso, para hacer un total de 90 dispositivos.

Los resultados que se obtuvieron del análisis de la estructura con los contrafuertes y los dispositivos incorporados fueron buenos, ya que se obtuvo una reducción en el cortante basal (alrededor de un 50 %), en los desplazamientos laterales y en los desplazamientos relativos de los entrepisos, respecto a la estructura original, (Martínez Romero, 1993).

1.4.2 Sistema formado por elementos TADAS.

Los dispositivos TADAS (Triangular-plate Added Damping And Stiffness elements), fueron estudiados por Tsai, Chen, Hong and Su en la Universidad Nacional de Taiwan, Taipei, Taiwan, R.O.C. (1992) (□ 35 y 36); y consisten de una serie de placas triangulares paralelas (similar a la mitad de una placa de ADAS) soldadas a una placa de acero que se conecta al nivel superior del entrepiso (figura 1.8). En el vértice inferior del triángulo se colocan pernos para formar una articulación que a la vez se conectan a contravientos que parten del nivel inferior del entrepiso (figura 1.9). La característica de esta conexión es que en el momento de ocurrir un desplazamiento lateral, las placas se deformarán en curvatura simple y por la forma de su sección transversal se obtendrá un diagrama de esfuerzos uniforme y una plastificación de la sección en toda su altura (ver inciso 1.4.1), además que su comportamiento histerético es muy estable, es decir no presenta degradación de rigidez ni de resistencia, esto de

manera similar al comportamiento de los dispositivos ADAS mencionados anteriormente (ver figura 1.6).

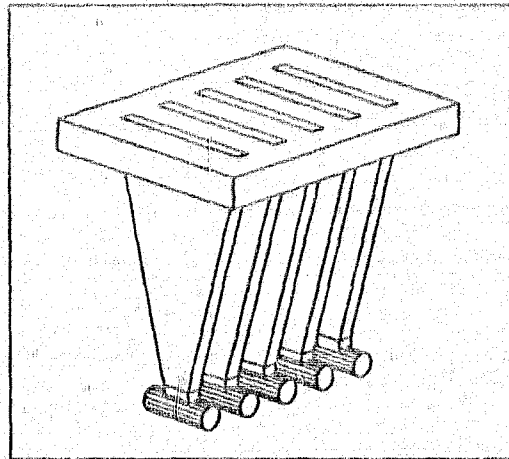


Figura 1.8 Dispositivo TADAS.

Este sistema de disipación de energía fue incorporado a un marco de acero A-36 de dos niveles a escala natural (figura 1.10) y se pudo comprobar que las reducciones en la respuesta del marco son similares a las obtenidas con ADAS. Los dispositivos TADAS usados en el primero y segundo nivel consistió de ocho y cinco placas triangulares respectivamente. El ancho de la base de las placas triangulares es de 178 mm. Cada placa tiene un espesor de 36 mm y una altura de 325 mm.

Se calculó el primer y segundo modo de vibración del marco sin los dispositivos TADAS incorporados los cuales resultaron 0.881 y 0.237 s respectivamente; mientras que para el marco con los dispositivos TADAS adicionados el primer y segundo modo de vibración resultaron de 0.573 y 0.201 s respectivamente.

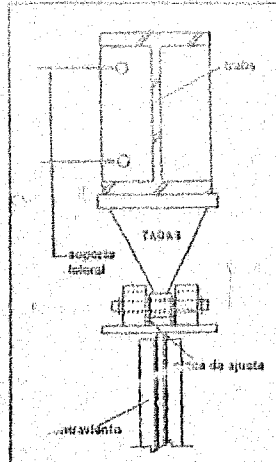


Figura 1.9 Conexión de los dispositivos TADAS.

Según los autores, los resultados del modelo analítico del marco se aproximan más al modelo experimental con este tipo de dispositivos debido a que la rigidez lateral de las placas, por la forma de conectarlas tanto al entrepiso como a los contravientos, se puede predecir con menor incertidumbre que con las placas ADAS, que en este caso la rigidez es altamente dependiente de la conexión con las placas de apoyo tanto al entrepiso como a los contravientos. Esta dependencia en la conexión lo comenta también Whittaker (1989).

Una característica favorable más, por la forma de conectar estos elementos, es la debida a que los efectos de cargas gravitacionales en el marco puede ser completamente aislados de los dispositivos de disipación de energía usando agujeros ovalados en la conexión de las placas con el sistema de contraviento (figura 1.11). Cuando ocurren deformaciones grandes en los dispositivos, los desplazamientos verticales en los vértices de las placas triangulares pueden ser fácilmente distribuidos.

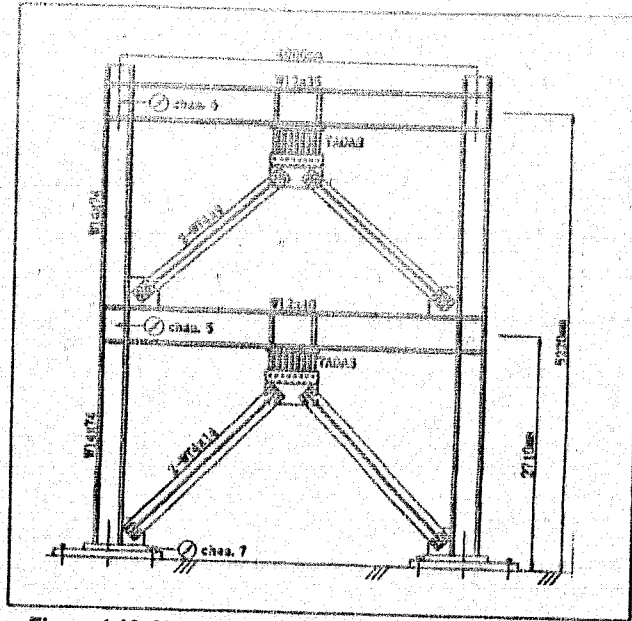


Figura 1.10 Marco experimental con dispositivos TADAS.

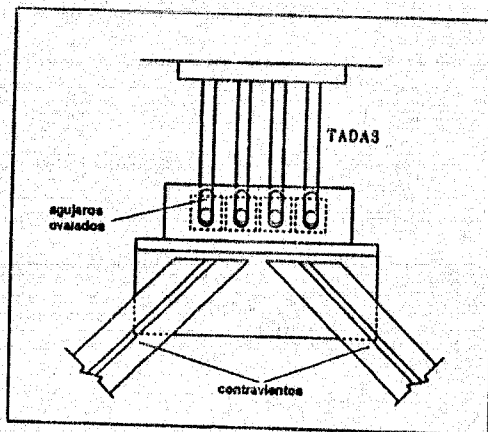


Figura 1.11 Sistema de aislamiento de cargas gravitacionales.

En México no se ha incorporado este tipo de dispositivos para rigidizar y reforzar edificios.

En este trabajo de tesis se utilizarán dispositivos de control pasivo TADAS para disipar energía en la estructura, estos se colocaron en toda su altura. Se modelaron los disipadores de energía en programas de cómputo que realizan análisis estructural para conocer su respuesta.

Más adelante se explicará la forma en que se modeló dentro los programas de cómputo (tanto para el análisis de respuesta elástica como para el análisis de respuesta inelástica) el marco con los dispositivos tipo TADAS.



II.1 CONCEPTOS FUNDAMENTALES.

Conviene primeramente dar las definiciones de algunos términos comúnmente usados en este trabajo.

Edificio o estructura (marco) convencional: La característica básica de esta estructura es que cuenta con elementos que aportan rigidez (K_T) y resistencia (R_T) lateral a la misma únicamente por medio de las propiedades mecánicas y geométricas de traveses y columnas.

Edificio o estructura (marco) con disipadores: Esta estructura además de contar con los elementos que rigidizan (K_{ad}) y dan resistencia (R_{ad}) a la misma por medio de las propiedades mecánicas y geométricas de traveses y columnas,

cuentan con los disipadores que también aportan rigidez (K_d) y resistencia (R_d) lateral. La rigidez y resistencia total de esta estructura es la suma de la rigidez (K_{sd}) y la resistencia (R_{sd}) de traveses y columnas más la rigidez (K_d) y resistencia (R_d) del sistema disipador. Esto se expresa de la siguiente forma: $K_T = K_{sd} + K_d$ (rigidez total) y $R_T = R_{sd} + R_d$ (resistencia total). Ver figura 2.1.

Edificio o estructura (marco) sin disipadores: Se trata de la misma estructura mencionada anteriormente pero sin el sistema disipador, que por lo tanto es más flexible que la estructura con disipadores.

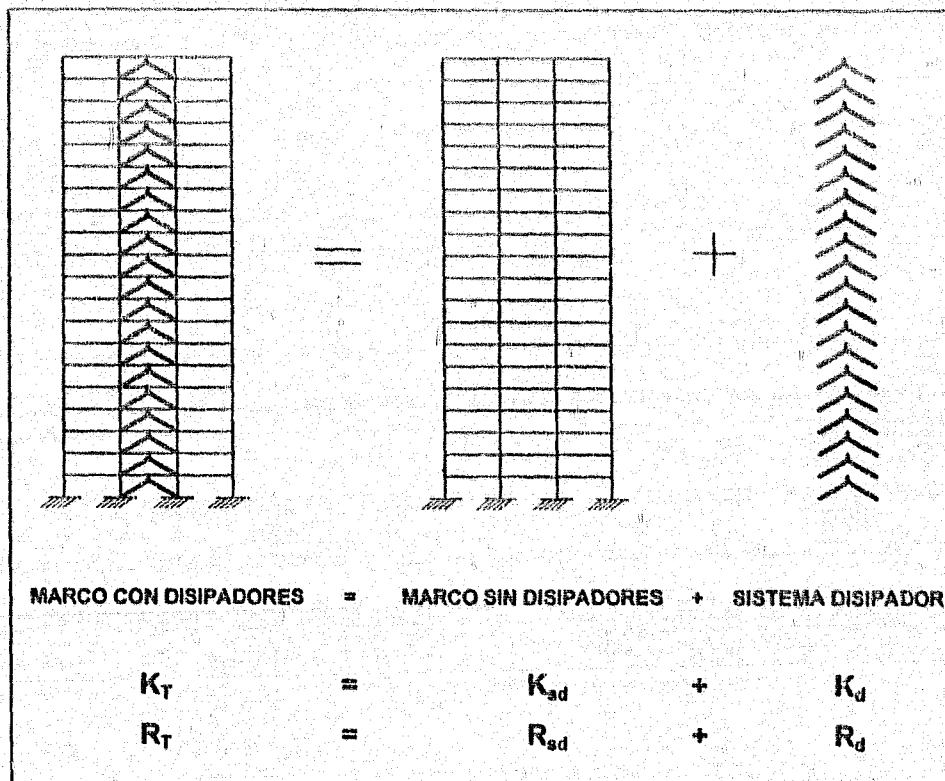


Figura 2.1 Rigideces y resistencias de la estructura con disipadores.

CRITERIO DE DISEÑO DE EDIFICIOS CON DISIPADORES

Los términos K_{sd} y K_d se refieren a los porcentajes de rigidez lateral que toma el marco con disipadores respecto al marco convencional que en este caso, todos sus elementos aportan el 100 % de la rigidez lateral. El porcentaje de rigidez (α_1) que aportan los elementos de concreto reforzado (trabes y columnas) en este caso el marco sin disipadores, se supone aquí del 25 %; mientras que la rigidez (α_2) del sistema disipador se supone del 75 % del total. Esto se puede expresar de la siguiente manera:

$$K_T = K_{sd} + K_d = \alpha_1 K_T + \alpha_2 K_T = 0.25 K_T + 0.75 K_T \quad (2.1)$$

Para el caso de los términos R_{sd} y R_d referidos a la resistencia del marco con disipadores, los porcentajes que pueden tomar tanto el marco sin disipadores (β_1) como el sistema disipador (β_2), respecto a el marco convencional puede ser variado y no necesariamente igual a los porcentajes de rigidez K_{sd} y K_d mencionados anteriormente. Cabe señalar que los porcentajes α_1 , α_2 , β_1 y β_2 que se toman para el análisis y diseño estructural de un marco con disipadores de energía, pueden variar de acuerdo al comportamiento que se desee en la estructura. Esta variación está en función de la respuesta estructural y de los costos totales de la estructura. En cuanto a respuesta estructural, serán los valores óptimos aquellos que proporcionen un menor daño en la estructura de concreto, es decir que la respuesta sea en mayor proporción elástica y por otra parte, una disipación de energía alta a través del trabajo inelástico de los disipadores. En cuanto al costo, se pueden encontrar los valores óptimos trazando unas curvas en las cuales están implícitas tanto los costos iniciales C_i como los costos de reparación C_R . El costo total C_T de la estructura está dado por $C_T = C_i + C_R$.

Se tomarán los valores de $\alpha_1 = 0.25$ y $\alpha_2 = 0.75$ (aunque pueden tomar otros

valores como ya se puntualizó), debido a una serie de trabajos y estudios realizados en donde se emplearon estos factores a marcos estructurales con ciertas características y además para darle un seguimiento a los mismos para fines comparativos. (Silva, 1993, Urrego, 1994 y Mejía, 1995).

II.2 MODELADO ESTRUCTURAL DE EDIFICIOS.

Un criterio básico para el diseño de edificios contiene varias etapas, una de ellas consiste en modelar adecuadamente la estructura en estudio y lograr que el modelo represente lo más cercano posible, el comportamiento real de la misma. Se recurre entonces a emplear y aplicar modelos existentes dentro de la ingeniería estructural, en donde cada uno de ellos cuenta con parámetros establecidos y además en algunos casos, como en todo método, excluyen u omiten algunas variables que son de importancia en el comportamiento de la estructura tanto en condiciones normales de funcionamiento, como en condiciones dinámicas y de excitación.

Dentro de la modelación estructural de edificios para fines de análisis y diseño, se pueden mencionar los siguientes: modelo de cortante, modelo a base de marcos planos (o modelo tipo esqueletal) y modelo de elementos finitos. Este último empleado también en otras ramas de la ingeniería como son mecánica, eléctrica, química, etc. A continuación se dará una breve explicación de los dos primeros modelos mencionados.

II.2.1 Modelo de cortante.

Se modela la estructura real como un conjunto de masas y resortes (o barras) conectadas entre sí, en donde las masas (m_i) representan los pesos en

cada nivel de la estructura y los resortes (o barras) la rigidez (k_i) de entrepiso (figura 2.3). Este modelo hace la suposición de que el sistema de piso (losa) y las trabes que se conectan a este, tienen una rigidez infinita y además las columnas no sufren acortamiento ni alargamiento (cuestiones que no resultan ciertas) y que por lo tanto la rigidez de entrepiso solo depende de la rigidez lateral que aportan las columnas que en este caso tienen una magnitud dada por la expresión 2.2

$$K_T = \sum_{i=1}^n \frac{12EI_c}{H_i^3} \quad (2.2)$$

donde K_T es la rigidez lateral del entrepiso, n es el número de columnas en el entrepiso, E es el módulo de elasticidad del material de la columna, I es el momento de inercia de la sección transversal de la columna y H es la altura de la columna o entrepiso.

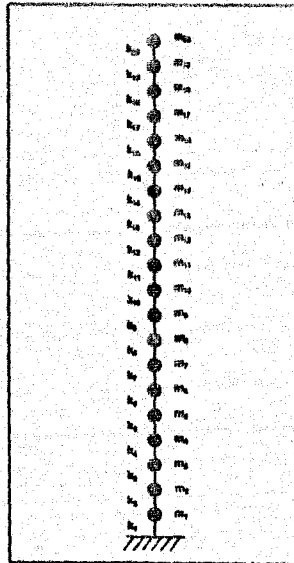


Fig. 2.3 Modelo de corte de una estructura de 20 niveles.

CRITERIO DE DISEÑO DE EDIFICIOS CON DISIPADORES

Este modelo nos da una idea de las rigideces totales de entrepiso (K_p) que daba tener la estructura, pero tiene la desventaja que la rigidez calculada es sobrestimada debido a las suposiciones mencionadas anteriormente (se desprecia la flexibilidad de las trabes, se supone que no hay acortamientos y ni alargamientos en las columnas etc.) y por lo tanto los desplazamientos laterales obtenidos son menores a los que realmente se pueden presentar en la estructura.

Este modelo se puede usar comúnmente para el predimensionamiento de las secciones de columnas de una *estructura convencional* como una primera propuesta (Silva, 1993); las secciones de las trabes se proponen sin recurrir al modelo (ya que se hace la hipótesis de que son infinitamente rígidas) con base en la experiencia de diseños similares o de acuerdo a la experiencia del ingeniero y no cambian en todo el proceso de dimensionamiento.

Posteriormente se "convierte" la *estructura convencional* a una estructura con nuevas secciones afectadas por el factor α_1 que serán las secciones de trabes y columnas de la *estructura con disipadores*. Obtenidas las dimensiones de los elementos para dicha estructura se pasa del modelo de cortante al modelo de marcos planos (o tipo esquelético) para revisar los desplazamientos que se presentan en la estructura (obtenidos mediante un análisis estructural) y verificar que estén dentro de lo permitido como lo marca el Reglamento de Construcciones del Distrito Federal (1987).

II.2.2 Modelo a base de marcos planos.

Este modelo conocido también como tipo esquelético, consiste en un conjunto de nudos rígidos a los cuales van conectadas barras flexibles y con una rigidez finita (trabes y columnas), donde el comportamiento se acerca más a la de

una estructura real (figura 2.4); debido que en este caso si se toma en cuenta la flexibilidad de las traveses y la de las columnas.

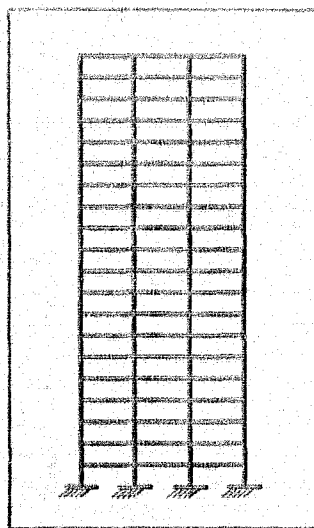


Figura 2.4 Modelo de marco plano.

A diferencia del modelo de cortante, el modelo a base de marcos planos sí toma en cuenta las deformaciones axiales en las columnas (acortamientos y alargamientos), así como las deformaciones producidas por cortante y por flexión tanto en traveses como en columnas. Con este modelo se pueden verificar, con las secciones propuestas, si los desplazamientos exceden los permitidos por el reglamento. En caso de excederse se debe hacer otro análisis con nuevas secciones hasta lograr que los desplazamientos estén dentro de lo permitido; entonces las secciones serán las definitivas.

En este trabajo, se modeló la *estructura convencional* como modelo de marco plano, para luego "convertirla" a una *estructura con disipadores* de energía

CRITERIO DE DISEÑO DE EDIFICIOS CON DISIPADORES

(Silva 1993). Enseguida se describe el criterio de diseño utilizado en este trabajo para obtener una estructura con disipadores con características similares a una convencional.

II.3 CRITERIO DE DISEÑO DE EDIFICIOS CON DISIPADORES.

Comúnmente para que el diseño de una estructura sea confiable, funcional y razonablemente económica, es necesario hacer un diseño de tipo iterativo debido a que en primera instancia se proponen secciones de los elementos estructurales y estos deben ser sometidos a revisión para verificar que tanto los desplazamientos como la cantidad de refuerzo de la estructura sean razonables y estén dentro de los límites que marca el reglamento, si ocurre lo contrario, se tendrá que proponer nuevas secciones y hacer otra revisión. Si se propusieran secciones muy robustas, quizás no habría necesidad de hacer iteraciones, pero influye en el costo inicial de la estructura que en este caso puede resultar alto.

Existen un criterio de diseño propuesto en trabajos anteriores en donde se aplica esta modalidad de diseñar una estructura con disipadores a base de iteraciones (Silva, 1993 ;□ 32). En este nuevo trabajo se usará parte de este criterio.

II.3.1 Consideraciones preliminares para el criterio de diseño.

Enseguida se menciona en forma general el procedimiento a seguir para analizar y diseñar una *estructura convencional* para después "convertirla" a una *estructura con disipadores de energía*.

- a) Se disminuyen las secciones transversales de las trabes y columnas de

la estructura convencional hasta obtener una estructura con la rigidez K_{0j} , dicha disminución está en función de α_1 , con lo cual obtenemos la estructura sin disipadores. (ver figura 2.1).

b) Se añaden los disipadores a la estructura resultante del inciso anterior. Los disipadores aportan una rigidez K_d que junto con la de la estructura darán lugar a la rigidez total K_T .

c) Se verifica al final del dimensionamiento que la estructura convencional y la estructura con disipadores tengan el mismo período de vibración. (En un diseño convencional esto no es necesario, pero para los fines académicos de este trabajo se impone esta restricción)

El período de vibración de ambas estructuras es un parámetro importante en este trabajo ya que para fines de comparación de respuestas, las dos deben poseer el mismo período y en este caso se forzó a que fuera de 2 segundos, más adelante se hablará porqué se eligió en particular esta cantidad.

II.3.2 Lineamientos generales para el dimensionamiento de la estructura.

En este inciso se resume el criterio para obtener las dimensiones de los elementos estructurales: traveses, columnas y disipadores de la estructura tanto convencional como la estructura con disipadores de energía.

II.3.2.1 Predimensionamiento.

En el predimensionamiento se emplean modelos estructurales para obtener una primera propuesta de las secciones de columnas y traveses de la

CRITERIO DE DISEÑO DE EDIFICIOS CON DISIPADORES

estructura convencional. Los pasos a seguir durante esta etapa son los que a continuación se mencionan:

a) *Estimación de los pesos en cada nivel*. Este dato lo podemos obtener fácilmente ya que se sabe de antemano el uso que se le va a dar al edificio y por lo tanto podemos conocer las cargas vivas de diseño por medio de unas tablas de carga vivas unitarias que propone el Reglamento de Construcciones del Distrito Federal 1987 en su artículo 198. Las cargas muertas se obtuvieron mediante un análisis de cargas, estimando los pesos de cada uno de los conceptos que intervienen en la construcción de un edificio, para el caso de las columnas y trabes, su carga muerta se fue corrigiendo a medida que iban cambiando las secciones en el proceso de diseño.

b) *Obtención de las secciones transversales de trabes y columnas*. En esta etapa de predimensionamiento de los elementos estructurales se analizaron dos alternativas a seguir para obtener dichos elementos.

b.1) La primera de ellas es usando el modelo de cortante descrito en el inciso II.2.1.

b.2) La segunda alternativa es usando el modelo de marco plano. Esta fue la que se tomó para obtener las secciones de la *estructura convencional*. Consistió en proponer secciones transversales de trabes y columnas como una primera aproximación y mediante un programa de cómputo (en este trabajo se hizo uso del programa de cómputo **R.C. Buildings Enhancer V3.1**, [12]) se realizaron las iteraciones necesarias hasta lograr que el período vibración fuera el deseado para fines de este trabajo, y que los desplazamientos de entrepiso de la estructura estuvieran dentro de los límites marcados por el R.C.D.F. 1987.

II.3.2.2 Secciones definitivas de las trabes y columnas de la estructura convencional.

Una vez hechas las iteraciones necesarias (recurriendo a un análisis estructural elástico en donde se toma en cuenta las deformaciones axiales, de flexión y cortante de todos los elementos, incluyendo los efectos P- Δ , con diferentes tamaños de secciones de trabes y columnas como se menciona en el inciso b.2, y controlando que los desplazamientos relativos de entrepiso estuvieran dentro del rango permitido por el reglamento y además que el periodo fundamental de la estructura fuera de 2 segundos), se obtienen las secciones definitivas de trabes y columnas de la *estructura convencional*.

En el proceso anterior se tuvo que hacer la corrección de los pesos de cada nivel para cada iteración ya que el cambio de secciones en los elementos de la estructura hace que la carga muerta sea diferente a la que se supuso en un principio. Estos cambios de carga muerta se hacen automáticamente dentro del programa de cómputo R.C. BUILDINGS.

c) *Cálculo de las rigideces de entrepiso definitivas K_T* . Obtenidas las secciones definitivas, se pueden calcular las rigideces laterales de entrepiso finales (K_T).

II.3.2.3 Secciones definitivas de las trabes y columnas de la estructura con disipadores y determinación de las inercias de los disipadores tipo TADAS.

d) *Establecer que porcentaje de la rigidez total tomará el marco sin disipadores (α_1)*. En el diseño de la estructura con disipadores se debe establecer que fracción de la rigidez total tomará la estructura de concreto; por ejemplo si se

CRITERIO DE DISEÑO DE EDIFICIOS CON DISIPADORES

desea que esta tome el 35 % de la rigidez total, el sistema disipador entonces tomará el 65 % restante; lo anterior lo denotamos de la siguiente forma:

$$\alpha_1 = 0.35 \text{ y } \alpha_2 = 0.65$$

e) *Determinación de las secciones de traveses y columnas de la estructura con disipadores.* Las dimensiones de estos elementos están en función de la fracción de rigidez que tomará la estructura de concreto. Estas se calculan mediante las siguientes expresiones:

$$h_d = \sqrt{\alpha_1} \cdot h \quad , \quad b_d = \sqrt{\alpha_1} \cdot b \quad (2.3)$$

donde h_d y b_d son el peralte total y la base respectivamente de las secciones definitivas de la *estructura con disipadores* y h y b el peralte total y la base de las secciones definitivas de la *estructura convencional*. En el apéndice B se muestra la deducción de las ecuaciones anteriores.

f) *Se define el arreglo de disipadores que tendrá la estructura.* Se ubican los disipadores en toda la altura de la estructura.

g) *Determinación de las rigideces de la estructura sin disipadores K_{sd} .* A partir de un análisis estructural del *marco sin disipadores* con las secciones obtenidas con las ecuaciones 2.3, se calculan las rigideces de entrepiso K_{sd} .

h) *Cálculo de la rigidez lateral de entrepiso que proporciona el sistema disipador K_d .* Esta rigidez se obtiene con la siguiente expresión:

$$K_d = K_T - K_{sd} \quad (2.4)$$

donde K_d es la rigidez teórica del sistema disipador, K_r es la rigidez lateral de la estructura convencional, K_{red} es la rigidez lateral de la estructura sin disipadores,

i) *Cálculo de los momentos de inercia de los disipadores.* Este paso tiene que ver con la forma en que trabaja el disipador. Se mencionó en capítulo 1, inciso 1.4.2 que este tipo de disipadores trabajan a flexión y su deformación ante una carga lateral es en curvatura simple (ver figura 1.6). Se puede asociar la rigidez calculada K_d del inciso anterior del sistema disipador, con la siguiente expresión que define la rigidez de una barra de sección constante que está empotrada en uno de sus extremos y libre o articulada en el otro:

$$K_d = \frac{3 E_d I}{L^3} \quad (2.5)$$

donde E_d es el módulo de elasticidad del material con que está hecho el disipador, I es el momento de inercia de la sección transversal del disipador, L es la longitud del disipador.

En este caso se conocen 3 variables de la ecuación anterior que son K_d , E y L , y solo falta conocer que inercia I debe poseer cada disipador. Por lo tanto se despeja la variable I de la ecuación (2.5).

$$I_d = \frac{K_d L^3}{3 E_d} \quad (2.6)$$

j) *Cálculo de una sección transversal preliminar equivalente de los disipadores asociado al momento de inercia I_d .* Si se supone una sección transversal cuyo momento de inercia se pueda calcular mediante la expresión:

$$I_d = \frac{b h^3}{12} \quad (2.7)$$

se puede encontrar una sección equivalente cuya inercia sea igual a I_d . Haciendo $b=h$ en la ecuación (2.7) queda lo siguiente :

$$I_d = \frac{b^4}{12} \quad (2.8)$$

ahora despejando la variable b de la ecuación anterior se tendrán las dimensiones teóricas del elemento que representa al disipador.

$$b_d = \sqrt[4]{12 I_d} \quad (2.9)$$

Con la ecuación anterior se calculan las dimensiones de cada uno de los disipadores en toda la altura del marco. Se hace la suposición de que la parte a flexión del disipador tendrá una sección transversal cuadrada esto para que se cumplan las ecuaciones anteriores que se plantearon.

Con esto se tiene una idea preliminar de las características geométricas y mecánicas de los disipadores las cuales algunas de ellas irán variando a lo largo del diseño.

k) *Corrección de los momentos de inercia de los disipadores en función de las dimensiones b_d y h_d .* Obtenidas las dimensiones de los disipadores se realiza el primer análisis estructural al marco y se verifica que el período fundamental (T_d) de este sea igual al período fundamental (T_c) del *marco convencional*. Si no ocurre esto, se corrigen los momentos de inercia de los disipadores. Esto es

aumentando o disminuyendo las secciones de los disipadores hasta lograr que el periodo de ambas estructuras sea el mismo.

Con esto se termina el proceso de dimensionamiento de la *estructura convencional* y de la *estructura con disipadores* ya que hasta este punto se tienen las dimensiones definitivas de sus elementos estructurales.

II.4 CRITERIO PARA DAR RESISTENCIA A LA ESTRUCTURA.

Se da a continuación el procedimiento para calcular el área de acero de refuerzo necesario para las columnas y trabes de la *estructura convencional* y la *estructura con disipadores*. También se da a conocer el criterio con el cual se proporciona resistencia a los disipadores para obtener el comportamiento deseado en la estructura. Este criterio se basa en el análisis y diseño estructural de ambos marcos.

II.4.1 Análisis estructural.

El análisis estructural de ambos marcos se lleva a cabo para encontrar las fuerzas internas que actúan en cada uno de los elementos (columnas y trabes) cuando es sometida a las siguientes combinaciones de acciones que posteriormente servirán para el diseño estructural de los mismos:

- 1) Combinaciones de cargas que incluyen acciones permanentes y acciones variables.**
- 2) Combinaciones de cargas que incluyen acciones permanentes, acciones variables y acciones accidentales.**

CRITERIO DE DISEÑO DE EDIFICIOS CON DISIPADORES

En el análisis estructural del *marco con disipadores* se supone que los dispositivos disipadores de energía, su resistencia se obtiene para que contribuyan únicamente a recibir acciones provocadas por fuerzas internas debidas a acciones horizontales, en este caso puede ser sismo o viento, es decir que los disipadores no estarán sometidos a acciones verticales (cargas muertas y cargas vivas en sus diferentes clasificaciones) y solo serán diseñados para resistir acciones debidas a fuerzas horizontales como ya se puntualizó.

Para lograr lo anterior, el análisis estructural del *marco con disipadores* se divide en dos tipos: el primero es considerando únicamente al *marco sin disipadores* (ver figura 2.1) y el segundo es considerando la estructura completa es decir, al *marco con disipadores*. A continuación se describen cada uno de estos análisis.

I) El primer análisis se realiza considerando que en el *marco sin disipadores* (figura 2.1) actúan exclusivamente acciones verticales. Para este caso se analiza bajo las siguientes combinaciones de cargas:

- a) 1.4 Cargas muertas + 1.4 Cargas vivas
- b) 1.1 Cargas muertas + 1.1 Cargas vivas

II) El segundo análisis consiste en someter al *marco con disipadores* exclusivamente a acciones o cargas horizontales debidas a sismo. Lo anterior se expresa de la siguiente forma:

- c) 1.1 Sismo

Finalmente, se suman los efectos de las combinaciones de carga b) con c)

CRITERIO DE DISEÑO DE EDIFICIOS CON DISIPADORES

para obtener las fuerzas internas finales que actúan en la estructura y lograr la combinación de acciones mencionada en el inciso 2.

El diseño estructural de los elementos se realiza con la combinación de carga más desfavorable de a) y de la suma de b) con c), es decir:

- ⊕ 1.4 Carga muerta + 1.4 Carga viva
- ⊕ 1.1 Carga muerta + 1.1 Carga viva + 1.1 Sismo

Con todo lo anterior se obtiene la cantidad de acero de refuerzo necesario tanto longitudinal como transversal para las columnas y trabes del *marco con disipadores* considerando que los elementos disipadores no toman cargas debidas a acciones verticales. Del análisis anterior se obtienen también algunos parámetros estructurales de los elementos disipadores como son los *momentos elásticos de diseño* que servirán para analizar la respuesta dinámica de dicha estructura ante sismos reales.

II.4.2 Diseño estructural.

El diseño estructural del *marco con disipadores* se realiza de tal forma que sus elementos de concreto reforzado (columnas y trabes), no trabajen dentro del rango inelástico, es decir, no se permite que desarrollen ductilidad alguna (esto es que no se formen articulaciones plásticas en sus extremos ni tampoco que se presenten mecanismos de falla de entrepisos). Por ello es necesario que en el diseño, las fuerzas internas obtenidas en el análisis estructural de acuerdo a II.4.1, no deben ser reducidas como se señala en las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo (referente al factor de comportamiento sísmico Q). Esto significa que el factor de ductilidad o de comportamiento sísmico

Q debe ser igual a uno. Con lo anterior se consigue que la respuesta de los elementos de concreto reforzado sea elástica. En cuanto al comportamiento de los disipadores, se deben diseñar de tal forma que estos desarrollen trabajo inelástico y por consiguiente disipen energía durante el sismo. Lo anterior se logra dando a cada uno de los disipadores una resistencia menor a la fuerza interna nominal que se desarrolla en ellos (estas fuerzas internas son los elementos mecánicos obtenidos en el análisis estructural denominados *momentos elásticos de diseño*).

Para reducir las fuerzas internas de los disipadores se hará uso del factor reductor ϕ_D y para los elementos como son columnas y trabes, el factor reductor usado será ϕ_M , que para este caso será igual a la unidad con el fin de lograr un daño nulo en ellos. En el caso del factor ϕ_D , este será menor que la unidad; pudiéndose en algunos casos usar el inverso multiplicativo de estos factores.

$$\phi_M = \frac{1}{\phi_M} \quad \text{y} \quad \phi_D = \frac{1}{\phi_D}$$

Si se divide el *momento elástico de diseño* entre el factor ϕ_D , se obtiene un nuevo momento de diseño, pero en este caso no es un momento elástico, ya que se ha reducido con el factor antes mencionado. El nuevo momento de diseño obtenido se le denomina *momento de fluencia*, y es en este instante cuando el disipador comienza a trabajar dentro del rango no lineal o inelástico.

Para obtener los valores óptimos de los *momentos de fluencia* en los disipadores de energía, se tendrán que ir variando dichos momentos en cada uno de ellos, en función del factor reductor ϕ_D , hasta encontrar aquellos valores que dan un comportamiento adecuado a la estructura, es decir, una respuesta elástica

CAPÍTULO DE DISEÑO DE EDIFICIOS CON DISIPADORES

en los elementos de concreto reforzado del marco, y un comportamiento inelástico en los elementos disipadores de energía. Lo anterior se puede verificar por medio de un análisis dinámico no lineal y para ello se hará uso del programa de cómputo DRAIN-2D (Kanaan y Powell 1974) que permite realizar este tipo de análisis en el dominio del tiempo.

En el capítulo V se muestran los valores de los factores Φ_D que se usaron durante el análisis dinámico con sus correspondientes *momentos de fluencia*. En dicho capítulo se estudia y discute la respuesta de las dos estructuras mencionadas cuando se someten a una excitación en la base de un sismo real, del cual se dará su descripción en el mismo capítulo.

II. DESCRIPCIÓN Y UBICACIÓN DE LA ESTRUCTURA

En este capítulo se describen las características y la ubicación del *marco convencional* y del *marco con disipadores*. Ambos marcos forman parte de un edificio tridimensional simétrico en planta en sus dos direcciones ortogonales (figura 3.1), con una estructuración a base de marcos de concreto reforzado y como sistema de piso, losa de concreto maciza. Del edificio mencionado, se tomó un marco exterior y se realizó un análisis lineal elástico y otro inelástico paso a paso en el tiempo. El hecho de haber tomado un marco exterior del edificio tridimensional para hacer los análisis, se justifica debido a que el sistema de piso con el que cuenta el edificio es bastante rígido en su plano y que los cuatro marcos que lo conforman en cualquier dirección tienen la misma rigidez lateral, y por lo tanto, se acepta realizar el análisis de un marco (las masas, las rigideces y los cortantes de entrepiso para un sólo marco son la cuarta parte del total del edificio) para revisar los desplazamientos laterales de toda la estructura.

DESCRIPCION Y UBICACION DE LA ESTRUCTURA

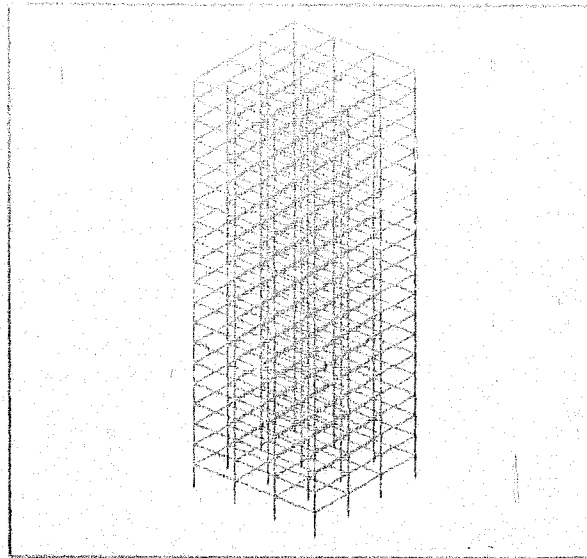


Figura 3.1 Edificio de 20 niveles tridimensional.

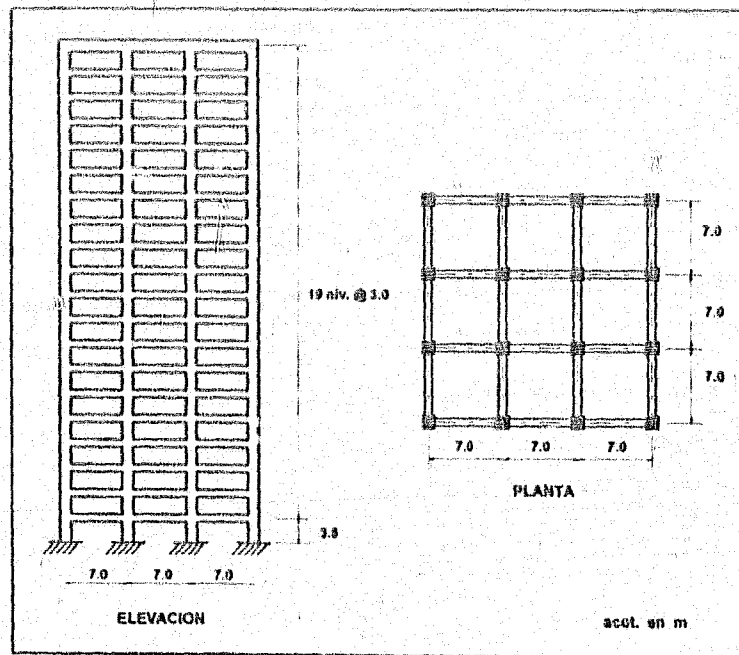


Fig. 3.2 Dimensiones del marco y planta tipo del edificio.

III.1 DESCRIPCIÓN DE LA ESTRUCTURA.

El marco convencional en estudio es de concreto reforzado con 20 niveles y 3 crujeas; posee un período fundamental de vibración de 2 s. El primer entrepiso tiene una altura de 3.5 m y del segundo nivel hasta la azotea, la altura de cada entrepiso es de 3 m, la distancia a eje de columnas es de 7 m. En la figura 3.2 se muestra una elevación del marco y la planta tipo del edificio. Las columnas de la estructura son de sección transversal cuadrada y tienen las mismas dimensiones cada cuatro entrepisos, las secciones de las trabes son rectangulares y las dimensiones son constantes en toda la estructura. Debido a los claros relativamente grandes en los tableros que forman el sistema de piso, se colocaron trabes secundarias en ambas direcciones de estos, con el fin de disminuir el peralte de la losa (ver figura 3.3). En el diseño estructural del marco se consideró el peso de las trabes secundarias colocándolas como cargas puntuales en el claro medio de las trabes principales.

Las secciones de las columnas y trabes se definieron de tal forma que con la rigidez lateral que estas aportan en conjunto, el período fundamental de vibración del marco fuera de 2 s, y además, que los desplazamientos laterales de este, cumplieran con el límite establecido por el Reglamento de Construcciones del Distrito Federal 1987 (R.C.D.F.), en su artículo 209. En la tabla 3.1 se muestra las dimensiones de columnas y trabes del marco de interés.

El uso que se le dará al edificio será de oficinas y se clasifica dentro de las construcciones tipo B como lo señala el artículo 174 del R.C.D.F. (1987).

En el caso del marco con disipadores se hicieron las mismas consideraciones anteriores (en cuanto a la distribución y geometría de estos),

para los elementos que son de concreto reforzado. Se le atribuye el mismo uso, y las dimensiones del marco son iguales al de la figura 3.2, excepto el tamaño de las secciones. (estas se obtienen a partir de las ecuaciones 2.3 del inciso II.3.2.3). Este marco junto con el sistema disipador, presenta un periodo fundamental de vibración de 2 s. La distribución de los disipadores en el marco se hizo en la cruz central (figura 3.4). El material empleado en el modelo tanto para los contravientos como para los disipadores es de acero estructural.

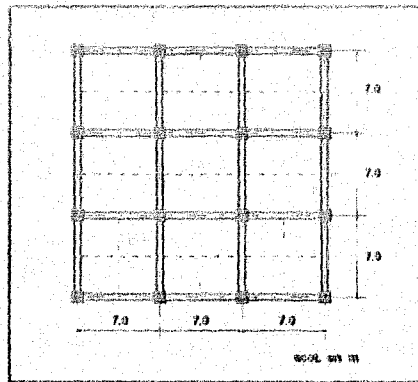


Fig. 3.3 Ubicación de travesaños secundarios.

Tabla 3.1 Secciones de columnas y travesaños del marco convencional.

Nivel	Columnas (cm)	Travesaños principales (cm)	Travesaños secundarios (cm)
17 al 20	80 x 80	45 x 95	30 x 60
13 al 16	90 x 90		
9 al 12	100 x 100		
5 al 8	110 x 110		
1 al 4	120 x 120		

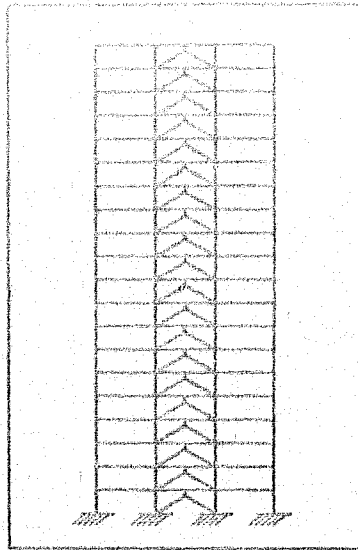


Fig. 3.4 Arreglo de disipadores en el marco.

III.2 UBICACIÓN DE LA ESTRUCTURA.

Los marcos se suponen desplantados en la zona Lacustre (zona III) del Distrito Federal (artículo 175 y 219 del Reglamento de Construcciones de Distrito Federal 1987), la cual está integrada por grandes depósitos de arcilla altamente compresible separadas por capas arenosas de consistencia firme; el espesor de este conjunto es variable y llega a profundidades hasta de 50 m. Este tipo de suelo se caracteriza por tener un período de vibración cercano a 2 s. La coincidencia de los períodos dominantes del subsuelo y de las estructuras causa el fenómeno de "resonancia" lo que se traduce en amplificaciones importantes en las aceleraciones que recibe la estructura del subsuelo y con esto se llegan a producir fuerzas sísmicas muy superiores para las cuales se diseñan algunas estructuras causando, en muchos casos, daños y colapsos en ellas. (11 40)

DESCRIPCION Y UBICACION DE LA ESTRUCTURA

En este trabajo se forzó con una serie de iteraciones que más adelante se muestran, a que el periodo de vibrar de la *estructura convencional* y la *estructura con disipadores* fuera igual al de la fuente excitadora (subsuelo). El objetivo de esta tesis es evaluar la respuesta de estas estructuras al presentarse el fenómeno de resonancia y hacer un análisis comparativo de ambas respuestas ante dicho fenómeno. En el capítulo V se hacen los análisis de respuesta no lineal de ambas estructuras con el programa de cómputo DRAIN-2D (LJ 20); estas se excitaron con la componente horizontal este-oeste del acelerograma del sismo del 19 de septiembre de 1985 registrado en la zona III del Distrito Federal en la estación de la Secretaría de Comunicaciones y Transportes.

IV. ANÁLISIS ESTRUCTURAL

En el presente capítulo se menciona como se hizo el análisis y diseño estructural de los elementos (columnas y traveses) del *marco convencional* y el *marco con disipadores*; de acuerdo a lo dispuesto por el Reglamento de Construcciones del Distrito Federal (1987) y sus Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto.

IV.1 HIPOTESIS Y CONSIDERACIONES EN EL PROCESO DE ANÁLISIS.

A continuación se mencionan los lineamientos que se emplearon en el análisis estructural de ambos marcos:

- 1) En el estudio de los marcos no se toma en cuenta la flexibilidad de la base donde estos se encuentran apoyados, es decir, no se toma en cuenta la

interacción suelo-estructura y por ello, se considera que la base de apoyo de los marcos, es infinitamente rígida, por lo que se suponen empotramientos perfectos.

- 1) El sistema de piso que posee la estructura global es a base de losa maciza de concreto reforzado, considerándose esta como un diafragma rígido en su plano.
- 2) Para fines de diseño, no se consideran excentricidades accidentales de las fuerzas sísmicas, ni efectos bidireccionales.
- 3) Las columnas se diseñan por flexión, paralelas al plano de análisis (flexión uniaxial).
- 4) El desplazamiento de entrepiso máximo permitido es de 0.012 de la diferencia de elevaciones [$\Delta_{perm} = 0.012 \times h$].

El análisis estructural de los marcos se llevó a cabo con el programa de cómputo R.C. BUILDINGS ENHANCER, ver. 3.1 (Engineering Solutions & Services, 1994). Este programa realiza un análisis lineal elástico de estructuras como son vigas continuas, marcos en el plano y edificios tridimensionales, basando su solución en el método de las rigideces. Además, presenta opciones de realizar análisis estático y dinámico modal espectral para el cálculo de fuerzas sísmicas de diseño de acuerdo con lo especificado por el R.C.D.F. (1987) y sus Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo.

IV.2 PROPIEDADES MECANICAS DE LOS MATERIALES PARA DISEÑO.

Los materiales usados para el diseño estructural de los marcos fueron básicamente concreto y acero, con las siguientes características:

IV.2.1 Concreto.

El concreto empleado en este trabajo es clase 2 de acuerdo a las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto 1987, inciso 1.4.1., con las siguientes propiedades:

- 1.1) Peso volumétrico del concreto, $\gamma_c = 2400 \text{ kg/m}^3$.
- 1.2) Resistencia del concreto a la compresión simple, $f'_c = 200 \text{ kg/cm}^2$.
- 1.3) Resistencia nominal del concreto a la compresión simple, $f'_c = 0.85 f_c$.
- 1.4) Esfuerzo uniforme de compresión, $f'_c = 0.85 f_c$, si $f_c \leq 250 \text{ kg/cm}^2$.
- 1.5) Módulo de elasticidad del concreto, $E_c = 8000 \sqrt{f'_c}$.

IV.2.2 Acero.

Las propiedades del acero de refuerzo longitudinal y transversal para los elementos de concreto son:

- 2.1) Módulo de elasticidad del acero, $E_s = 2\ 100\ 000 \text{ kg/cm}^2$.
- 2.2) Esfuerzo de fluencia del acero, $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$.

El acero que se empleó en el modelo de los disipadores se supone que tiene también un módulo de elasticidad de $E_s = 2\ 100\ 000 \text{ kg/cm}^2$.

IV.3 BASES PARA EL CRITERIO DE ANÁLISIS DE LOS MARCOS.

En el análisis estructural del *marco convencional* y el *marco con disipadores* se siguen los lineamientos que marca el R.C.D.F. 1987 referente a Seguridad Estructural en su título sexto, en donde se indica tomar en cuenta los efectos producidos por acciones tales como: acciones permanentes (carga muerta; *C.M.*), acciones variables (carga viva máxima, instantánea y media; *C.V.*) y acciones accidentales (acciones sísmicas y efectos de viento; *Sismo*) que generarán las fuerzas internas en cada uno de los elementos que conforman una estructura y que sirven para el diseño de estos.

Para obtener dichas fuerzas internas de diseño se debe contemplar una serie de combinaciones de las acciones antes mencionadas, de la siguiente manera (considerando que la estructura es tipo B):

- 1) $1.4 (C.M. + C.V._{m\acute{a}x})$
- 2) $1.1 (C.M. + C.V._{inst}) + 1.1 \text{ Sismo}$
- 3) $1.1 (C.M. + C.V._{inst}) - 1.1 \text{ Sismo}$

Los factores que están fuera de los paréntesis de cada combinación son factores de carga (F.C.) que propone el R.C.D.F. 1987 en su artículo 194 de acuerdo a la combinación de acciones que se esté manejando. Las intensidades de cargas vivas para cada combinación se obtienen de acuerdo al uso que se le va a dar a la estructura, estas las proporciona también el R.C.D.F. 1987 en su artículo 198. Para el caso de la carga muerta, se hizo un análisis de cargas considerando el peso de todos los elementos constructivos, de los acabados y de todos aquellos elementos que ocuparán una posición permanente en la estructura. Este análisis se muestra en la tabla 4.1 .

Se hace mención que para el análisis estructural de los marcos se emplearon las combinaciones de cargas arriba descritas pero aplicando además, para cada uno, las consideraciones que en los siguientes incisos se describen de acuerdo al criterio de diseño de estructuras con disipadores del capítulo II.

IV.3.1 Análisis del marco convencional.

El análisis del *marco convencional* se hizo con las combinaciones de cargas mencionadas en el inciso IV.3. Las fuerzas sísmicas de diseño se obtuvieron mediante un análisis dinámico modal espectral utilizando el espectro de diseño de la zona III que propone el R.C.D.F. 1987 en sus N.T.C. para Diseño por Sismo (figura 4.1). El análisis del *marco convencional* se hizo con un factor de comportamiento sísmico de $Q=2$, (esto significa que se reducen las ordenadas espectrales en un 50 %), debido a que en este caso, se consideró que la resistencia en cada uno de los entrepisos está dada exclusivamente por marcos de concreto reforzado. Los elementos que forman estos marcos (columnas y trabes) se diseñaron con este factor para que tuvieran capacidad de deformación inelástica para poder desarrollar ductilidades cercanas o iguales a 2.

IV.3.2 Análisis de marco con disipadores.

Aquí, el criterio de análisis se hizo de tal forma que el *marco sin disipadores* resistiera únicamente cargas verticales (cargas muertas y cargas vivas) y los disipadores tomaran la resistencia debida a las acciones horizontales (sismo). Para ello se realizaron las combinaciones de cargas haciendo dos tipos de análisis:

- 1) El primero fue para el *marco sin disipadores* con las combinaciones de cargas

vérticales siguientes:

$$i) 1.4 (C.M. + C.V_{\text{mód.}})$$

$$ii) 1.1 (C.M. + C.V_{\text{útil}})$$

2) El segundo análisis consistió en someter al *marco con disipadores* con la siguiente sollicitación horizontal:

$$iii) 1.1 (\text{Sismo})$$

Las fuerzas sísmicas de diseño se obtuvieron también con un análisis dinámico modal espectral, usando el mismo espectro de diseño del *marco convencional*, pero esta vez no se hizo reducción en las ordenadas espectrales y se diseñaron los elementos con un factor de comportamiento sísmico de $Q=1$. Esto se hizo con el fin de que las columnas y traveses del marco tuvieran en todo momento una respuesta elástica y no desarrollaran ductilidad alguna, es decir, no se permitieron deformaciones inelásticas en los elementos de concreto del marco.

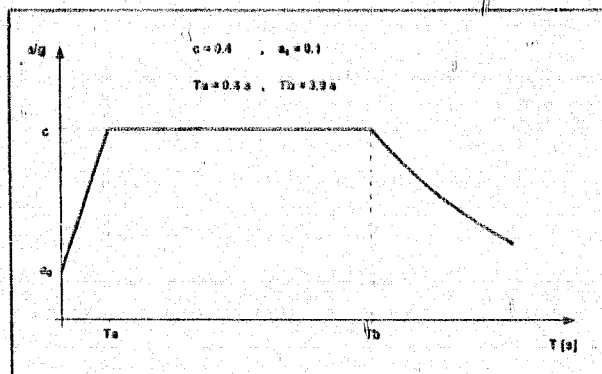


Fig. 4.1 Espectro de diseño para la zona III del D.F.

Para obtener el diseño del marco con disipadores se sumaron los efectos de las combinaciones ii) y iii) para obtener las combinaciones totales mencionadas en el inciso IV.3 correspondiente a las solicitaciones que incluyan acciones permanentes, acciones variables y acciones accidentales. Teniendo las combinaciones de los incisos 1) y 2) se diseñaron las columnas y trabes del marco. Las columnas se diseñaron con los elementos mecánicos de la combinación de carga más crítica y las trabes con las envolventes de elementos mecánicos que resultaron del análisis de las tres combinaciones de carga.

IV.4 INTENSIDADES DE CARGAS DE DISEÑO EN LOS MARCOS.

Se muestran a continuación los valores de las cargas de diseño para el marco convencional y el marco con disipadores que se usaron en el proceso de análisis y diseño estructural. Estas cargas o acciones son las que se mencionaron en el inciso IV.3. La carga muerta debida al peso propio de los elementos para cada marco se estima de forma independiente debido a cada uno de ellos posee diferentes tamaños de secciones. Más adelante se muestra la forma en que se calculó el peso propio de columnas y trabes de los marcos mencionados.

IV.4.1 Carga muerta. (C.M.)

La carga muerta que actúa en cada entrepiso de los marcos se determinó mediante un análisis de cargas (ver tabla 4.1), considerando únicamente el sistema de piso, (esta carga muerta del sistema de piso es la misma para marco convencional y para el marco con disipadores) ya que el peso propio de los elementos, específicamente de las columnas va cambiando a lo largo de la altura de los marcos por ir disminuyendo el tamaño de sus secciones. El peso propio de

las trabes es el mismo para todos los niveles. Este peso propio lo puede generar automáticamente el programa R.C. BUILDINGS Enhancer con solo tener las dimensiones de los elementos y el peso volumétrico del concreto que se usó para el diseño (γ_c).

Tabla 4.1 Análisis de cargas del sistema de piso.

CONCEPTO	PESO AZOTEA (kg/m^2)	PESO ENTREPISOS (kg/m^2)
Losa maciza de concreto (15 cm)	360	360
Firme para piso	--	70
Mosaico	--	50
Instalaciones	40	40
Acabados	30	30
Muros divisorios	--	110
Entortado y enladrillado	70	--
Relleno o impermeabilización	120	--
Incremento por reglamento	40	40
Carga muerta total	660	700

IV.4.2 Carga viva máxima. ($C.V._{m\acute{a}x}$)

De acuerdo al uso que se le dará a la estructura mencionado en el inciso III.1, en este caso para oficinas, la $C.V._{m\acute{a}x}$ es:

- Nivel azotea: $C.V._{m\acute{a}x} = 100 \text{ kg/m}^2$
- Nivel 1 al 19: $C.V._{m\acute{a}x} = 250 \text{ kg/m}^2$

IV.4.3 Carga viva instantánea. ($C.V._{inst}$)

Haciendo las mismas consideraciones del inciso III.1, la $C.V._{inst}$ de la estructura es:

- Nivel azotea: $C.V._{inst} = 70 \text{ kg/m}^2$
- Nivel 1 al 19: $C.V._{inst} = 180 \text{ kg/m}^2$

Las cargas anteriores se distribuyen en cada uno de los 8 marcos que componen al edificio de acuerdo al área tributaria (figura 4.2) que le corresponda a las traveses que forman a los mismos (por tratarse de una losa perimetralmente apoyada, experimentalmente se ha demostrado que el peso que actúa en ella se distribuye de esa forma a las traveses por ser la forma típica de falla en losas que trabajan en dos direcciones o perimetralmente apoyadas. [26]), que en este caso también se reparten estas cargas a las traveses secundarias

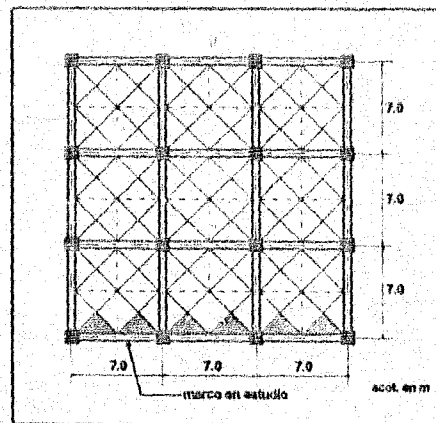


Fig. 4.2 Áreas tributarias de las traveses principales y secundarias.

El peso propio de columnas y trabas se incluye en el análisis estructural. Este peso se calcula internamente en el programa R.C. BUILDINGS como se indicó en el inciso IV.4.1 de la siguiente manera (estos pesos son para el marco convencional y se agregan a la carga muerta del sistema de piso):

Trabas

- Sección de la traba ($b \times h_{traba}$): 45 x 95 cm
- Peso volumétrico del concreto (γ_c): 2400 kg/m³
- Espesor de la losa (h_{losa}): 15 cm

El peso calculado por el programa es por unidad de longitud de acuerdo a la siguiente expresión:

$$\begin{aligned}\omega_{traba} &= (h_{traba} - h_{losa})(b)(\gamma_c) & (4.1) \\ \omega_{traba} &= (0.95 - 0.15)(0.45)(2400) \\ \omega_{traba} &= 864 \text{ kg/m} = 0.864 \text{ ton/m}\end{aligned}$$

Columnas

- Sección de la columna ($b \times h$): variable.
- Longitud a paños de la columna (L_{col}): 2.05 m
- Peso volumétrico del concreto (γ_c): 2400 kg/m³

Para el cálculo del peso propio de las columnas, el programa las genera como una carga axial actuando a todo lo largo del elemento y debido a que cambian las dimensiones de estas cada 4 niveles, la expresión 4.2 para calcular el peso queda en función de las dimensiones de la columna (b y h en m):

$$W_{columna} = (b)(h)(L_{col})(\gamma_c) \quad (4.2)$$

$$W_{columna} = (b)(h)(2.05)(2400)$$

$$W_{columna} = 4920 (b)(h) \text{ [ton]}$$

La longitud a paños de la columna del primer entrepiso es de 2.55 m (su longitud a ejes es de 3.5 m). Para los demás entrepisos, la longitud es la mencionada anteriormente. Los pesos de los elementos para el marco con disipadores se calculan de la misma manera.

También se consideraron para el análisis estructural de los marcos las cargas que le llegan a estos, debido a los cuatro marcos que actúan de manera perpendicular a ellos. Estos pesos se colocan como cargas puntuales o concentradas en los extremos de las traveses principales (tabla 4.2).

La contribución del peso de las traveses secundarias que le llegan al marco al centro del claro de sus traveses principales (figura 3.3), también de manera perpendicular, se colocaron en estas últimas como carga puntuales. Sus magnitudes se muestran en la tabla 4.3

Tabla 4.2 Cargas puntuales en los extremos de las traveses.

NIVEL	C. M.	C.V. _{max}	C.V. _{int}
	(ton)	(ton)	(ton)
1 - 19 (exterior)	6.192	0.981	0.554
20 (exterior)	6.034	0.393	0.216
1 - 19 (interior)	12.384	1.962	1.108
20 (interior)	12.068	0.786	0.432

Tabla 4.3 Cargas puntuales debidas a las trabes secundarias.

NIVEL	C.M. (ton)	C.V. _{qsa} (ton)	C.V. _{bsar} (ton)
1-19	3.42	1.54	1.13
20	3.15	0.55	0.40

IV.5 DISEÑO ESTRUCTURAL DE LOS MARCOS.

En este inciso se muestra el procedimiento con el cual se reforzaron columnas y trabes del *marco convencional* y del *marco con disipadores*, atendiendo los criterios marcados por el R.C.D.F. 1987 y sus correspondientes N.T.C. para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto. Las secciones transversales definitivas para el diseño del *marco convencional* son los que se muestran en la tabla 3.1. Para la obtención de estas secciones, se recurrió al modelo de marco plano mencionado en el inciso II.3.2, haciendo iteraciones hasta obtener el periodo de vibración deseado y además, controlando los desplazamientos relativos de cada nivel hasta lograr que estuvieran dentro del límite permitido por el R.C.D.F. 1987.

IV.5.1 Diseño del *marco convencional*.

Este marco se diseñó en función de la ductilidad global que desarrollará. Se diseñó el marco para un $Q=2$ (Q es el factor de comportamiento sísmico) y de acuerdo a las especificaciones que marca el reglamento. A continuación se describen estas especificaciones de diseño para cada uno de los elementos estructurales.

IV.5.1.1 Diseño de trabas.

IV.5.1.1.1 Refuerzo por flexión en trabas.

El refuerzo por flexión o longitudinal de las trabas se hizo tomando en cuenta la cantidad mínima y máxima de acero de refuerzo que una sección de concreto reforzado puede tener de acuerdo a las siguientes expresiones:

a) Refuerzo mínimo.

El porcentaje mínimo de acero de refuerzo en tensión de secciones rectangulares de concreto reforzado de peso normal, puede calcularse con la siguiente expresión aproximada:

$$\rho_{min} = \frac{0.7\sqrt{f'_c}}{f_y} \quad (4.3)$$

Donde ρ_{min} es el porcentaje de refuerzo mínimo que requiere la sección, f'_c es la resistencia a la compresión simple del concreto y f_y es el esfuerzo de fluencia del acero. Con la expresión anterior podemos calcular el área mínima de acero de refuerzo que requiere elemento de acuerdo a :

$$A_{s,min} = \rho_{min} b d \quad (4.4)$$

Donde b y d son la base y el peralte efectivo de la sección de la traba respectivamente. Sustituyendo las constantes de diseño en las expresiones anteriores obtenemos el valor numérico del $A_{s,min}$:

$$\rho_{\text{mín}} = \frac{0.7 \sqrt{250}}{4200} = 0.00236$$

$$A_{s,\text{mín}} = (0.00236)(45)(30) = 9.556 \text{ cm}^2$$

b) Refuerzo máximo.

El área máxima de acero de tensión en secciones de concreto reforzado sujetas a flexión, que formen parte de sistemas estructurales que deban resistir fuerzas sísmicas, será el 75 % de la correspondiente falla balanceada. En secciones rectangulares sin acero de compresión tienen falla balanceada cuando su porcentaje de acero de refuerzo es igual a:

$$\rho_b = \frac{f'_c}{f_y} \frac{4800}{f_y + 6000} \quad (4.5)$$

$$\rho_{\text{máx}} = 0.75 \rho_b \quad (4.6)$$

Con $\rho_{\text{máx}}$ se propicia una falla dúctil en el elemento (lo que significa que el acero fluye). Sustituyendo los valores indicados en el inciso IV.2.1 en las expresiones anteriores, se tiene:

$$\rho_b = \frac{136}{4200} \frac{4800}{4200 + 6000} = 0.01524$$

$$\rho_{\text{máx}} = 0.75 (0.01524) = 0.01143$$

Con el valor de $\rho_{máx}$ obtenemos el $A_{s,máx}$ que requiere la sección propuesta de acuerdo a la expresión 4.7 que se menciona a continuación:

$$A_{s,máx} = \rho_{máx} b d \quad (4.7)$$

$$A_{s,máx} = 0.01143 (35) (90) = 46.30 \text{ cm}^2$$

Otro parámetro de diseño para elementos sujetos a flexión es el índice máximo de refuerzo que se define:

$$q_{máx} = \rho_{máx} \frac{f_y}{f_c} \quad (4.8)$$

$$q_{máx} = 0.35298$$

→ Procedimiento para calcular resistencias.

- Refuerzo en secciones rectangulares sin acero de compresión.

Las N.T.C. para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto del R.C.D.F. 1987 en su inciso 2.1.2 d, indican que el momento resistente M_R para secciones rectangulares que no tengan acero en la zona de compresión es de acuerdo a la siguiente expresión:

$$M_R = F_R b d^2 f_c' q (1 - 0.5 q) \quad (4.9)$$

De la expresión anterior se conocen todas las variables excepto el índice

de refuerzo q ; M_R se obtiene como resultado de la envolvente de diseño de un análisis estructural (momento último de diseño M_u). $F_{lx} = 0.9$ es el factor de resistencia para elementos a flexión, b y d es el ancho y paralte efectivo de la sección respectivamente y f'_c es el esfuerzo uniforme de compresión definido en el inciso IV.2.1; sustituyendo las variables anteriores en la expresión 4.9 y despejando q se puede obtener su valor numérico. Conocido el valor de q se procede a calcular el porcentaje de acero ρ con la siguiente expresión:

$$\rho = q \frac{f'_c}{f_y} \quad (4.10)$$

El porcentaje de acero ρ debe estar comprendido entre los porcentajes máximos y mínimos (ecuaciones 4.5 y 4.6), de esta forma la trabe se comporta como un elemento *subreforzado* (el acero de tensión fluye antes del colapso total del elemento).

$$\rho_{min} \leq \rho \leq \rho_{max}$$

Por último se calcula la cantidad de acero de refuerzo A_s que necesita el elemento conforme a la expresión:

$$A_s = \rho b d \quad (4.11)$$

- Refuerzo en secciones rectangulares con acero de compresión.

A estos elementos se les conoce también como trabes doblemente armadas o reforzadas y es necesario recurrir a este tipo de refuerzo cuando el

momento último de diseño M_u de la sección ante una sollicitación dada, es mayor que el momento resistente de la sección M_R :

$$M_u > M_R$$

El momento resistente máximo M_R de la sección se obtiene con la expresión 4.9, sustituyendo el índice de refuerzo ρ obtenido con la ecuación 4.8, este momento resistente llamado M_{R1} corresponde a la zona de tensión del elemento cuando es simplemente reforzado. El momento resistente M_{R2} dado en la zona de compresión se obtiene de la siguiente manera:

$$M_{R2} = M_u - M_{R1} \quad (4.12)$$

donde M_u es el momento último de diseño como resultado de la envolvente de un análisis estructural, envolvente de momentos que se obtiene al realizar el análisis de todas las combinaciones de carga consideradas para el diseño.

Se debe cumplir que el acero de compresión fluya, y esto ocurre cuando se alcanza la resistencia de la sección, esto se verifica con la expresión 4.13 :

$$(\rho - \rho') \geq \frac{4800}{6000 - f_y} \frac{d'}{d} \frac{f_c'}{f_y} \quad (4.13)$$

donde:

$$\rho' = \frac{A_s'}{bd}$$

El área de acero de compresión A_s' se obtiene mediante la expresión 4.14 :

$$A_s' = \frac{M_{R2}}{F_R (\gamma (d - d'))} \quad (4.14)$$

donde: M_{R2} es el momento resistente obtenido de la ecuación 4.12, F_R es el factor de resistencia de elementos a flexión con valor de 0.9, d es el peralte efectivo de la sección y d' es la distancia entre el centroide del acero a compresión y la fibra extrema a compresión.

Finalmente el área de acero a tensión A_s se obtiene de la siguiente manera:

$$A_s = A_{s_{máx}} + A_s' \quad (4.15)$$

donde $A_{s_{máx}}$ es el área máxima de acero que puede tener la sección y fue calculada con la expresión 4.7

Los resultados del diseño estructural de las trabes por flexión se muestran en las tablas 4.5 y 4.6, en ellas se contemplan los porcentajes de acero de refuerzo ρ y ρ' así como el área de acero de refuerzo longitudinal A_s y A_s' para cada una de las trabes del *marco convencional* en sus correspondientes zonas de tensión y compresión. En la figura 4.3 se presenta la numeración de los elementos en el marco para su identificación en el diseño. El número de varillas en cada trabe asociada con un área comercial se muestran en la tabla 4.7 .

A manera de ilustrar la forma en que se coloca el refuerzo longitudinal en las trabes, un armado de las secciones extremas de una trabe del marco se muestra en la figura 4.4 .

IV.5.1.1.2 Refuerzo en trabes por cortante.

Este tipo de refuerzo es de forma transversal al elemento y se le conoce también como refuerzo por tensión diagonal. Se aplica cuando la fuerza cortante de diseño V_u es mayor que la fuerza cortante que toma el concreto V_{cr} en el elemento ($V_u > V_{cr}$); si ocurre lo contrario ($V_u < V_{cr}$), se tendrá que colocar una cantidad de acero mínima (estribos) espaciados a cada medio peralte efectivo ($d/2$), colocando el primero a partir de toda unión trabe-columna a una distancia $d/4$, hasta un cuarto del claro ($L/4$) correspondiente.

La fuerza cortante que toma el concreto (V_{cr}) se puede evaluar de acuerdo a las expresiones 4.16 y 4.17, si se cumplen las siguientes tres condiciones:

- 1) La dimensión transversal h , del elemento, no es mayor que 70 cm
- 2) La relación peralte total a ancho (h/b) no debe exceder de 6.
- 3) La relación claro a peralte total (L/h) no será menor que 5.

$$\text{si } \rho < 0.01 \Rightarrow V_{cr} = F_R b d (0.2 + 30 \rho) \sqrt{f'_c} \quad (4.16)$$

$$\text{si } \rho \geq 0.01 \Rightarrow V_{cr} = 0.5 F_R b d \sqrt{f'_c} \quad (4.17)$$

El factor de resistencia F_R para este caso, en elementos sujetos a fuerza cortante, es igual a 0.8. Cuando no se cumplan las condiciones del primero y

segundo inciso, entonces la fuerza cortante (V_{cr}) obtenida ya sea con la expresión 4.16 o 4.17, se reduce en un 30 %. Otra condición es que si L/h es menor que 4, la ecuación del inciso 4.17 se debe multiplicar por lo que resulta de:

$$\left(3.5 - 2.5 \frac{M}{Vd} \right) > 1.0$$

En el factor anterior M y V son el momento flexionante y la fuerza cortante que actúan en la sección. Para relaciones L/h comprendidas entre 4 y 5, V_{cr} se hará variar linealmente hasta los valores dados por las ecuaciones 4.16 y 4.17.

Una vez calculada la fuerza cortante V_{cr} del elemento conforme a cualquiera de los casos arriba descritos, y si se cumpliera la primera condición mencionada que es $V_u > V_{cr}$, el refuerzo transversal o estribos que se agregan al elemento son con una separación s dada por la expresión 4.18:

$$5 \text{ cm} \leq s \leq \frac{F_R A_v f_y}{3.5 b} \quad (4.18)$$

donde:

$$s = \frac{F_R A_v f_y d}{V_u - V_{cr}}$$

El tercer término de la desigualdad en la expresión anterior es una fórmula empírica que proporciona una separación de estribos. Si se presentaran los siguientes casos, la separación s de los estribos es de la siguiente manera:

$$\text{si } V_{CR} < V_u \leq 1.5 F_r b d \sqrt{f_c} \Rightarrow a \leq \frac{d}{2}$$

$$\text{si } 1.5 F_r b d \sqrt{f_c} < V_u < 3 F_r b d \sqrt{f_c} \Rightarrow a \leq \frac{d}{4}$$

Si ocurre que $V_u > 3 F_r b d \sqrt{f_c}$, entonces se deben aumentar la sección transversal de la trabe.

También en la figura 4.4 se muestra la forma de refuerzo transversal (colocación de los estribos) en una trabe del marco. En la tabla 4.8 se indican los diseños por tensión diagonal en cada una de las trabes del marco. A manera de ilustración se muestra en la figura 4.6 la colocación de los estribos en toda la longitud de las trabes de los niveles 1, 9, 10, 19 y 20.

IV.5.1.2 Diseño de columnas.

IV.5.1.2.1 Refuerzo longitudinal en columnas.

Las columnas se diseñan de tal forma que cumplan con los requisitos de refuerzo mínimo y máximo como lo marcan las N.T.C. del R.C.D.F. 1987 en su inciso 4.2.2 los cuales se mencionan a continuación.

a) Refuerzo mínimo.

El porcentaje mínimo de acero de refuerzo longitudinal en columnas está dado por la siguiente expresión:

$$\rho_{min} = \frac{20}{f_y} = 0.004762 \quad (4.18)$$

El área mínima de acero de refuerzo se puede obtener también con la expresión 4.4, sustituyendo el valor dado por 4.18; en este caso, el área de acero mínima queda en función de la sección transversal de la columna que se esté diseñando.

b) Refuerzo máximo.

El porcentaje máximo de acero de refuerzo longitudinal en columnas está dado por el siguiente valor numérico:

$$\rho_{max} = 0.060 \quad (4.19)$$

Sustituyendo este valor en la expresión 4.7 se obtiene el área de acero longitudinal máximo que requiere la columna, que también queda en función de la sección transversal que se esté diseñando.

◆ Procedimiento para el cálculo del acero de refuerzo longitudinal.

Después de haber realizado el análisis estructural elástico con las combinaciones de acciones o cargas mencionadas en el inciso IV.3, se calculó el área de acero de refuerzo en las columnas con los elementos mecánicos para la combinación de carga más desfavorable conforme al siguiente procedimiento:

- 1) En el inciso 2.1.3.a de las N.T.C. para Diseño y Construcción de Estructuras

de Concreto, referido a secciones sujetas a flexocompresión, establece que la excentricidad de diseño no debe ser menor que $0.05 h \geq 2 \text{ cm}$, donde h es la dimensión de la sección en la dirección en que se considera la flexión (tabla 4.4). Cuando no se cumpla lo establecido anteriormente, se corrigen los momentos flexionantes.

Tabla 4.4 Excentricidades mínimas en las columnas.

NIVEL	SECCION (cm)	e_{\min} (N.T.C.) (cm)	e_{\min} (calculada) (cm)	e_{\min} (cm)
1 - 4	120 x 120	2.0	6.0	6.0
5 - 8	110 x 110	2.0	5.5	5.5
9 - 12	100 x 100	2.0	5.0	5.0
13 - 16	90 x 90	2.0	4.5	4.5
17 - 20	80 x 80	2.0	4.0	4.0

Como se observa en la tabla 4.4, no hubo necesidad de corregir los momentos flexionantes debido a que todas las excentricidades calculadas son mayores a la excentricidad mínima.

2) Se calculó el índice de refuerzo ρ para cada columna con un diagrama de interacción con refuerzo simétrico en las cuatro caras de acuerdo con la relación d/h , suponiendo una distancia (recubrimiento) entre el área de acero a compresión (tensión) y la fibra extrema a compresión (tensión) de 6 cm.

$$d = h - 6$$

por lo tanto:

$$\frac{d}{h} = \frac{(h - 6)}{h}$$

Al diagrama de interacción se entró con los parámetros K y R calculados de acuerdo con las siguientes expresiones:

$$K = \frac{P_u}{F_R b h f_c} \quad (4.20)$$

$$R = \frac{M_u}{F_R b h^2 f_c} \quad (4.21)$$

donde P_u y M_u son la carga axial y el momento últimos de diseño, b y h son base y el peralte total de la sección transversal de la columna y en este caso para elementos en flexocompresión F_R es igual a 0.8. Se utilizaron los diagramas de interacción de los "Comentarios, ayudas de diseño y ejemplos de las N.T.C. para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto, D.O.F.", editados por el Instituto de Ingeniería de la U.N.A.M.

c) Con el valor obtenido del Índice de refuerzo q para cada columna del marco, se calculó el porcentaje de acero de refuerzo ρ y el área de acero de refuerzo A_s de acuerdo a las siguientes expresiones:

$$\rho = q \frac{f_c}{f_y} \quad (4.22)$$

$$A_s = \rho b d \quad (4.23)$$

En la tabla 4.9 se muestran los resultados del diseño estructural de las columnas, en ella se indican el porcentaje de acero de refuerzo longitudinal ρ y el área de acero teórica $A_{s \text{ teórica}}$ de cada una de ellas; en la tabla 4.10 se indican el

número de varillas que requiere cada columna asociada a un área comercial, la figura 4.3 muestra la numeración de la columnas para su identificación.

IV.5.1.2.2. Refuerzo transversal en columnas.

En el caso de columnas por ser miembros trabajando a flexocompresión, la fuerza cortante V_{CR} que toma el concreto, es valuado multiplicando los valores dados por la expresiones 4.16 y 4.17 por :

$$1 + 0.007 \left(\frac{P_u}{A_g} \right) \quad (4.24)$$

siempre y cuando se cumpla que la carga axial P_u no exceda de:

$$P_u \leq 0.7 f'_c + 2000 A_g$$

Si ocurre lo contrario, es decir $P_u \geq 0.7 f'_c + 2000 A_g$, se hará variar linealmente V_{CR} en función de P_u hasta cero para:

$$P_u = A_g f'_c + A_s f_y$$

Para miembros sujetos a flexotensión V_{CR} se obtiene multiplicando los valores dados por las expresiones mencionadas (4.16 y 4.17) por:

$$1 - 0.003 \left(\frac{P_u}{A_g} \right) \quad (4.25)$$

En todas las expresiones, P_u es el valor absoluto de la fuerza axial de diseño, en kg, A_g el área bruta de la sección transversal de la columna y A_s el área total de acero en la sección, ambas en cm^2 .

Las barras o paquetes de barras deben confinarse o restringirse contra el pandeo con estribos o zunchos con una separación s de acuerdo a la menor de las tres condiciones siguientes:

$$- \text{separación de estribos } s \left\{ \begin{array}{l} \frac{850}{\sqrt{f_y}} \phi_{\text{barra}} \\ 48 \phi_{\text{estribo}} \\ \frac{b_{\text{min}}}{2} \text{ ó } \frac{t}{2} \end{array} \right.$$

La separación máxima de estribos se reducirá a la mitad de la antes indicada ($s_o = s/2$), arriba y abajo de cada unión de columnas con traves o losa con una longitud (H) igual a: (rige la mayor de las tres)

$$- \text{distancia } H \left\{ \begin{array}{l} b_{\text{min}} \text{ ó } t \\ \frac{H_{\text{trabe}}}{6} \\ 60 \text{ cm} \end{array} \right.$$

donde: ϕ_{barra} es el diámetro de la barra o del paquete de barras del refuerzo longitudinal más delgada, ϕ_{estribo} es el diámetro de estribo, b_{min} es la dimensión

menor de la columna, $b_{máx}$ es la mayor dimensión de la columna y H_{libre} es la altura libre de la columna.

En la tabla 4.11 se muestra el refuerzo transversal de cada una de las columnas del marco. En la figura 4.5 se presentan la distribución de los estribos en las secciones de las columnas y en la figura 4.6 se muestra la colocación de los estribos en toda la altura de las columnas del nivel 1, 9, 10, 19 y 20.

TRABES

NIVEL

19	2	22	25
18	3	23	26
17	4	24	27
16	5	25	28
15	6	26	29
14	7	27	30
13	8	28	31
12	9	29	32
11	10	30	33
10	11	31	34
9	12	32	35
8	13	33	36
7	14	34	37
6	15	35	38
5	16	36	39
4	17	37	40
3	18	38	41
2	19	39	42
1	20	40	43

COLUMNAS

NIVEL

19	1	21	41	31
18	2	22	42	32
17	3	23	43	33
16	4	24	44	34
15	5	25	45	35
14	6	26	46	36
13	7	27	47	37
12	8	28	48	38
11	9	29	49	39
10	10	30	50	40
9	11	31	51	41
8	12	32	52	42
7	13	33	53	43
6	14	34	54	44
5	15	35	55	45
4	16	36	56	46
3	17	37	57	47
2	18	38	58	48
1	19	39	59	49
20	40	60	80	

Figura 4.3 Distribución y numeración de los elementos estructurales.

Tabla 4.3 Refuerzo por flexión en travesaeros marco convencional.

REFUERZO POSITIVO (TENSION)			
NIVEL	TRABE No.	ρ (%)	AREA (cm ²)
1	29	0.01929	77.28
	49	0.01961	78.54
	69	0.01929	77.28
2	19	0.01929	77.28
	39	0.01961	78.54
	59	0.01929	77.28
3	18	0.01929	77.28
	38	0.01961	78.54
	58	0.01929	77.28
4	17	0.01929	77.28
	37	0.01961	78.54
	57	0.01929	77.28
5	16	0.01929	77.28
	36	0.01961	78.54
	56	0.01929	77.28
6	15	0.01929	77.28
	35	0.01961	78.54
	55	0.01929	77.28
7	14	0.01929	77.28
	34	0.01961	78.54
	54	0.01929	77.28
8	13	0.01929	77.28
	33	0.01961	78.54
	53	0.01929	77.28
9	12	0.01676	67.14
	32	0.01819	72.84
	52	0.01676	67.14
10	11	0.01676	67.14
	31	0.01819	72.84
	51	0.01876	67.14

Tabla 4.3 (continúa)

REFUERZO POSITIVO (TENSION)			
NIVEL	TRABE No.	ρ (%)	AREA (cm ²)
11	10	0.01876	67.14
	36	0.01819	71.84
	50	0.01876	67.14
12	9	0.01882	63.38
	29	0.01793	68.40
	49	0.01882	63.38
13	8	0.01882	63.38
	28	0.01793	68.40
	48	0.01882	63.38
14	7	0.01882	63.38
	27	0.01793	68.40
	47	0.01882	63.38
15	6	0.01249	50.04
	26	0.01392	55.74
	46	0.01249	50.04
16	5	0.01249	50.04
	25	0.01392	55.74
	45	0.01249	50.04
17	4	0.01249	50.04
	24	0.01392	55.74
	44	0.01249	50.04
18	3	0.00791	31.68
	23	0.00854	34.20
	43	0.00791	31.68
19	2	0.00791	31.68
	22	0.00854	34.20
	42	0.00791	31.68
20	1	0.00791	31.68
	21	0.00854	34.20
	41	0.00791	31.68

Tabla 4.4 Refuerzo por flexión en trabe marco convencional.

REFUERZO NEGATIVO (COMPRESIÓN)			
NIVEL	TRABE No.	ρ (%)	AREA (cm ²)
1	20	0.01392	55.74
	40	0.01423	57.00
	60	0.01392	55.74
2	19	0.01392	55.74
	39	0.01423	57.00
	59	0.01392	55.74
3	18	0.01392	55.74
	38	0.01423	57.00
	58	0.01392	55.74
4	17	0.01392	55.74
	37	0.01423	57.00
	57	0.01392	55.74
5	16	0.01336	53.52
	36	0.01392	55.74
	56	0.01336	53.52
6	15	0.01336	53.52
	35	0.01392	55.74
	55	0.01336	53.52
7	14	0.01336	53.52
	34	0.01392	55.74
	54	0.01336	53.52
8	13	0.01336	53.52
	33	0.01392	55.74
	53	0.01336	53.52
9	12	0.01285	50.67
	32	0.01336	53.52
	52	0.01285	50.67
10	11	0.01285	50.67
	31	0.01336	53.52
	51	0.01285	50.67

Tabla 4.6 (continuación)

REFUERZO NEGATIVO (COMPRESION)			
NIVEL	TRABE No.	ρ (%)	AREA (cm ²)
11	10	0.01345	50.87
	39	0.01335	53.52
	50	0.01265	50.57
12	9	0.01052	42.12
	29	0.01138	45.60
	49	0.01052	42.12
13	8	0.01052	42.12
	28	0.01138	45.60
	48	0.01052	42.12
14	7	0.01052	42.12
	27	0.01138	45.60
	47	0.01052	42.12
15	6	0.00989	39.60
	26	0.01138	45.60
	46	0.00989	39.60
16	5	0.00989	39.60
	25	0.01138	45.60
	45	0.00989	39.60
17	4	0.00989	39.60
	24	0.01138	45.60
	44	0.00989	39.60
18	3	0.00506	20.28
	23	0.00593	23.76
	43	0.00506	20.28
19	2	0.00506	20.28
	22	0.00593	23.76
	42	0.00506	20.28
20	1	0.00506	20.28
	21	0.00593	23.76
	41	0.00506	20.28

Tabla 4.7 Cantidad de acero de refuerzo longitudinal marco convencional

NOVELA	TRABE No.	No. DE VARILLAS COMERCIALES	
		EN TENSION	EN COMPRESION
1	20	4 #12 + 4 #10	4 #12 + 2 #8
	40	6 #12 + 2 #8	5 #12
	60	4 #12 + 4 #10	4 #12 + 2 #8
2	19	4 #12 + 4 #10	4 #12 + 2 #8
	39	6 #12 + 2 #8	5 #12
	59	4 #12 + 4 #10	4 #12 + 2 #8
3	18	4 #12 + 4 #10	4 #12 + 2 #8
	38	6 #12 + 2 #8	5 #12
	58	4 #12 + 4 #10	4 #12 + 2 #8
4	17	4 #12 + 4 #10	4 #12 + 2 #8
	37	6 #12 + 2 #8	5 #12
	57	4 #12 + 4 #10	4 #12 + 2 #8
5	16	4 #12 + 4 #10	4 #12 + 1 #10
	36	6 #12 + 2 #8	4 #12 + 2 #8
	56	4 #12 + 4 #10	4 #12 + 1 #10
6	15	4 #12 + 4 #10	4 #12 + 1 #10
	35	6 #12 + 2 #8	4 #12 + 2 #8
	55	4 #12 + 4 #10	4 #12 + 1 #10
7	14	4 #12 + 4 #10	4 #12 + 1 #10
	34	6 #12 + 2 #8	4 #12 + 2 #8
	54	4 #12 + 4 #10	4 #12 + 1 #10
8	13	4 #12 + 4 #10	4 #12 + 1 #10
	33	6 #12 + 2 #8	4 #12 + 2 #8
	53	4 #12 + 4 #10	4 #12 + 1 #10
9	12	5 #12 + 2 #8	4 #12 + 1 #8
	32	5 #12 + 2 #10	4 #12 + 1 #10
	52	5 #12 + 2 #8	4 #12 + 1 #8
10	11	5 #12 + 2 #8	4 #12 + 1 #8
	31	5 #12 + 2 #10	4 #12 + 1 #10
	51	5 #12 + 2 #8	4 #12 + 1 #8

Tabla 4.7 (continuación)

NIVEL	TRABE No.	No. DE VARILLAS COMERCIALES	
		EN TENSION	EN COMPRESION
11	10	5 #12 + 2 #8	4 #12 + 1 #8
	30	5 #12 + 2 #10	4 #12 + 1 #10
	50	5 #12 + 2 #8	4 #12 + 1 #8
12	9	8 #10	3 #12 + 1 #10
	29	6 #12	4 #12
	49	8 #10	3 #12 + 1 #10
13	8	8 #10	3 #12 + 1 #10
	28	6 #12	4 #12
	48	8 #10	3 #12 + 1 #10
14	7	8 #10	3 #12 + 1 #10
	27	6 #12	4 #12
	47	8 #10	3 #12 + 1 #10
15	6	3 #12 + 2 #10	5 #10
	26	4 #12 + 2 #8	4 #12
	46	3 #12 + 2 #10	5 #10
16	5	3 #12 + 2 #10	5 #10
	25	4 #12 + 2 #8	4 #12
	45	3 #12 + 2 #10	5 #10
17	4	3 #12 + 2 #10	5 #10
	24	4 #12 + 2 #8	4 #12
	44	3 #12 + 2 #10	5 #10
18	3	4 #10	4 #8
	23	3 #12	3 #10
	43	4 #10	4 #8
19	2	4 #10	4 #8
	22	3 #12	3 #10
	42	4 #10	4 #8
20	1	4 #10	4 #8
	21	3 #12	3 #10
	41	4 #10	4 #8

Tabla 4.8 Refuerzo por tensión diagonal en tramos marco convencional.

NIVEL	TRABE No.	D. ϕ (cm)	No. DE ESTRIBOS
1	20	255	54 @ 10 cm
	40	255	58 @ 10 cm
	60	255	58 @ 10 cm
2	19	255	45 @ 13 cm
	39	255	45 @ 13 cm
	59	255	45 @ 13 cm
3	18	255	45 @ 13 cm
	38	255	45 @ 13 cm
	58	255	45 @ 13 cm
4	17	255	45 @ 13 cm
	37	255	45 @ 13 cm
	57	255	45 @ 13 cm
5	16	255	48 @ 13 cm
	36	255	48 @ 13 cm
	56	255	48 @ 13 cm
6	15	255	48 @ 13 cm
	35	255	48 @ 13 cm
	55	255	48 @ 13 cm
7	14	255	48 @ 13 cm
	34	255	48 @ 13 cm
	54	255	48 @ 13 cm
8	13	255	60 @ 10 cm
	33	255	48 @ 13 cm
	53	255	60 @ 10 cm
9	12	255	60 @ 10 cm
	32	255	47 @ 13 cm
	52	255	60 @ 10 cm
10	11	255	75 @ 8 cm
	31	255	75 @ 8 cm
	51	255	75 @ 8 cm

Tabla 4.9 (continuación)

NIVEL	TRABE No.	D ₁₋₃₃₀₁₀₉ (cm)	No. DE ESTRIBOS
11	10	255	75 @ 8 cm
	30	255	75 @ 8 cm
	50	255	75 @ 8 cm
12	9	255	75 @ 8 cm
	29	255	75 @ 8 cm
	49	255	75 @ 8 cm
13	8	255	61 @ 10 cm
	28	255	77 @ 8 cm
	48	255	61 @ 10 cm
14	7	255	61 @ 10 cm
	27	255	61 @ 10 cm
	47	255	61 @ 10 cm
15	6	255	47 @ 13 cm
	26	255	61 @ 10 cm
	46	255	47 @ 13 cm
16	5	255	41 @ 15 cm
	25	255	47 @ 13 cm
	45	255	41 @ 15 cm
17	4	255	31 @ 20 cm
	24	255	35 @ 18 cm
	44	255	31 @ 20 cm
18	3	255	25 @ 25 cm
	23	255	27 @ 23 cm
	43	255	25 @ 25 cm
19	2	255	21 @ 30 cm
	22	255	21 @ 30 cm
	42	255	21 @ 30 cm
20	1	255	21 @ 30 cm
	21	255	21 @ 30 cm
	41	255	21 @ 30 cm

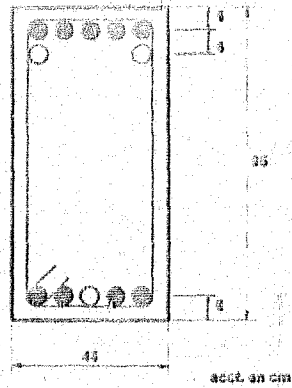


Figura 4.4 Armado de las secciones extremas de la trabe del nivel 10.

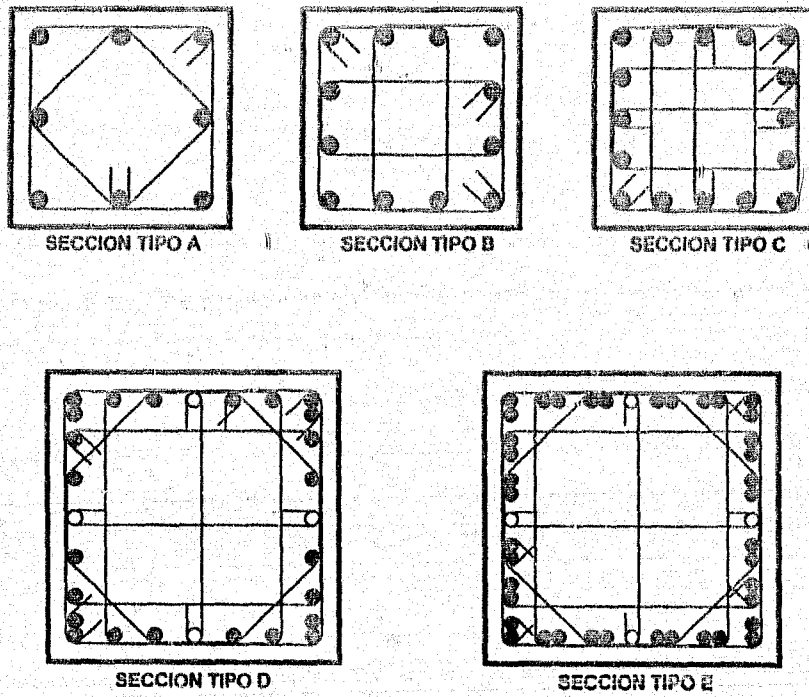


Figura 4.5 Refuerzo longitudinal y transversal en columnas marco convencional.

Tabla 4.9 Armado longitudinal en columnas marco convencional.

COLUMNAS EXTERIORES					
MIVEL	COLUMNA No.		SECCION (cm)	ρ (%)	AREA (cm ²)
1	20	80	120 x 120	0.03307	470.28
2	19	79	120 x 120	0.01979	285.00
3	18	78	120 x 120	0.01979	285.00
4	17	77	120 x 120	0.01979	285.00
5	16	76	110 x 110	0.01507	182.40
6	15	75	110 x 110	0.01507	182.40
7	14	74	110 x 110	0.01507	182.40
8	13	73	110 x 110	0.01507	182.40
9	12	72	100 x 100	0.01115	111.48
10	11	71	100 x 100	0.01115	111.48
11	10	70	100 x 100	0.01115	111.48
12	9	69	100 x 100	0.01115	111.48
13	8	68	90 x 90	0.01126	91.20
14	7	67	90 x 90	0.01126	91.20
15	6	66	90 x 90	0.01126	91.20
16	5	65	90 x 90	0.01126	91.20
17	4	64	80 x 80	0.01029	65.88
18	3	63	80 x 80	0.01029	65.88
19	2	62	80 x 80	0.01029	65.88
20	1	61	80 x 80	0.01029	65.88

Tabla 4.9 (continuación)

NIVEL	COLUMNA		SECCION (cm)	ρ (%)	AREA (cm ²)
	No.				
1	40	60	120 x 120	0.02217	316.20
2	39	59	120 x 120	0.01091	157.08
3	38	58	120 x 120	0.01091	157.08
4	37	57	120 x 120	0.01091	157.08
5	36	56	110 x 110	0.01131	136.80
6	35	55	110 x 110	0.01131	136.80
7	34	54	110 x 110	0.01131	136.80
8	33	53	110 x 110	0.01131	136.80
9	32	52	100 x 100	0.01115	111.48
10	31	51	100 x 100	0.01115	111.48
11	30	50	100 x 100	0.01115	111.48
12	29	49	100 x 100	0.01115	111.48
13	28	48	90 x 90	0.01128	91.20
14	27	47	90 x 90	0.01128	91.20
15	26	46	90 x 90	0.01128	91.20
16	25	45	90 x 90	0.01128	91.20
17	24	44	80 x 80	0.01029	65.88
18	23	43	80 x 80	0.01029	65.88
19	22	42	80 x 80	0.01029	65.88
20	21	41	80 x 80	0.01029	65.88

Tabla 4.10 Cantidad de acero de refuerzo longitudinal *marco convencional*.

NIVEL	COLUMNA		No. DE VARILLAS COMERCIALES
	No.		
1	20	80	40 #12 + 4 #8
2	19	79	24 #12 + 4 #8
3	18	78	24 #12 + 4 #8
4	17	77	24 #12 + 4 #8
5	16	76	16 #12
6	15	75	16 #12
7	14	74	16 #12
8	13	73	16 #12
9	12	72	8 #12 + 4 #8
10	11	71	8 #12 + 4 #8
11	10	70	8 #12 + 4 #8
12	9	69	8 #12 + 4 #8
13	8	68	8 #12
14	7	67	8 #12
15	6	66	8 #12
16	5	65	8 #12
17	4	64	4 #12 + 4 #8
18	3	63	4 #12 + 4 #8
19	2	62	4 #12 + 4 #8
20	1	61	4 #12 + 4 #8

Tabla 4.10 (continuación)

NIVEL	COLUMNA INTERIORES		No. DE VARILLAS COMERCIALES
	No.		
1	40	60	20 #12
2	39	59	12 #12 + 4 #8
3	38	58	12 #12 + 4 #8
4	37	57	12 #12 + 4 #8
5	36	56	12 #12
6	35	55	12 #12
7	34	54	12 #12
8	33	53	12 #12
9	32	52	8 #12 + 4 #8
10	31	51	8 #12 + 4 #8
11	30	50	8 #12 + 4 #8
12	29	49	8 #12 + 4 #8
13	28	48	8 #12
14	27	47	8 #12
15	26	46	8 #12
16	25	45	8 #12
17	24	44	4 #12 + 4 #8
18	23	43	4 #12 + 4 #8
19	22	42	4 #12 + 4 #8
20	21	41	4 #12 + 4 #8

Tabla 4.11 Refuerzo transversal en columnas marco convencional.

COLUMNAS EXTERIORES				
NIVEL	COLUMNA		CANTIDAD DE ESTRIBOS	TIPO DE ARMADO
	No.			
1	20	80	8 #4 @ 15 cm (e) 3 #4 @ 30 cm (c)	E
2	19	75	17 #4 @ 12.5 cm (t)	D
3	18	78	17 #4 @ 12.5 cm (t)	D
4	17	77	17 #4 @ 12.5 cm (t)	D
5	15	76	11 #4 @ 20 cm (t)	C
6	15	75	11 #4 @ 20 cm (t)	C
7	14	74	11 #4 @ 20 cm (t)	C
8	13	73	11 #4 @ 20 cm (t)	C
9	12	72	14 #4 @ 15 cm (t)	B
10	11	71	14 #4 @ 15 cm (t)	B
11	10	70	14 #4 @ 15 cm (t)	B
12	9	69	14 #4 @ 15 cm (t)	B
13	8	68	11 #4 @ 20 cm (t)	A
14	7	67	11 #4 @ 20 cm (t)	A
15	6	66	11 #4 @ 20 cm (t)	A
16	5	65	11 #4 @ 20 cm (t)	A
17	4	64	6 #4 @ 15 cm (e) 2 #4 @ 30 cm (c)	A
18	3	63	6 #4 @ 15 cm (e) 2 #4 @ 30 cm (c)	A
19	2	62	6 #4 @ 15 cm (e) 2 #4 @ 30 cm (c)	A
20	1	61	6 #4 @ 15 cm (e) 2 #4 @ 30 cm (c)	A

* (e) extremos; (c) centro y (t) toda la longitud de la columna.

Tabla 3.11 (continuación)

NIVEL	COLUMNA		CANTIDAD DE ESTRIBOS	TIPO DE ARMADO
	No.			
1	40	39	8 #4 @ 15 cm (e) 3 #4 @ 30 cm (c)	D
2	39	59	14 #4 @ 15 cm (t)	C
3	38	53	14 #4 @ 15 cm (t)	C
4	37	57	14 #4 @ 15 cm (t)	C
5	36	55	11 #4 @ 20 cm (t)	B
6	35	55	11 #4 @ 20 cm (t)	B
7	34	54	11 #4 @ 20 cm (t)	B
8	33	53	11 #4 @ 20 cm (t)	B
9	32	52	14 #4 @ 15 cm (t)	B
10	31	51	14 #4 @ 15 cm (t)	B
11	30	50	14 #4 @ 15 cm (t)	B
12	29	49	14 #4 @ 15 cm (t)	B
13	28	48	11 #4 @ 20 cm (t)	A
14	27	47	11 #4 @ 20 cm (t)	A
15	26	46	11 #4 @ 20 cm (t)	A
16	25	45	11 #4 @ 20 cm (t)	A
17	24	44	6 #4 @ 15 cm (e) 2 #4 @ 30 cm (c)	A
18	23	43	6 #4 @ 15 cm (e) 2 #4 @ 30 cm (c)	A
19	22	42	6 #4 @ 15 cm (e) 2 #4 @ 30 cm (c)	A
20	21	41	6 #4 @ 15 cm (e) 2 #4 @ 30 cm (c)	A

*(e) extremos; (c) centro y (t) toda la longitud de la columna.

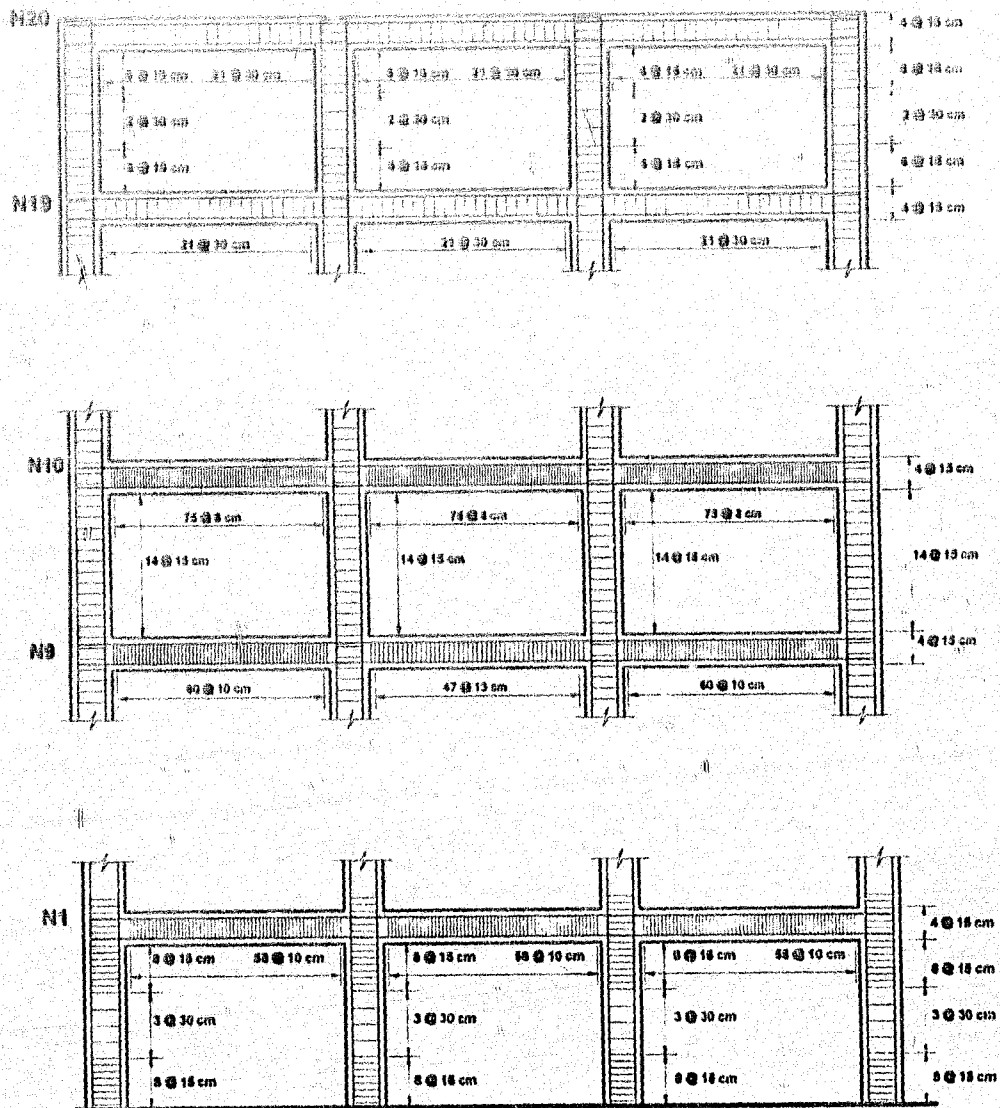


Figura 4.6 Detalle de la colocación de los estribos en el marco convencional.

IV.5.2 Diseño del marco con disipadores.

A continuación se muestra el procedimiento a seguir para diseñar un marco con disipadores con las mismas dimensiones de la figura 3.2. En este nuevo diseño se obtuvieron en primera instancia las secciones transversales de los elementos estructurales del marco, haciendo referencia de la geometría del marco convencional, así como también se calcularon las propiedades y características de los elementos disipadores. Se describen los pasos que se siguieron en los procesos de dimensionamiento y reforzamiento planteados en el capítulo II.

IV.5.2.1 Predimensionamiento.

a) *Estimación de los pesos de cada nivel.* Estos pesos están dados en la sección IV.4 y son los mismos que se usaron para el diseño del marco convencional.

b) *Obtención de las secciones transversales de trabes y columnas.* Se usó el modelo de marco plano para obtener las secciones definitivas del marco convencional (sección II.3.2.1b) que sirvieron para "convertirlo" en una estructura con disipadores. Cabe señalar que los dos incisos ya mencionados se refirieron también para diseñar el marco convencional; con las dimensiones de los elementos de la tabla 3.1, y es importante recalcar que en este criterio en particular, para el diseño de una estructura con disipadores, se parte de una analizada y diseñada convencionalmente con el fin de obtener los mismos parámetros de la estructura con disipadores, como son el período de vibración y la rigidez lateral de entrepiso para fines comparativos.

c) *Determinación de la rigideces de entrepiso definitivas K_r* . Estas rigideces de entrepiso son las del *marco convencional*. Se obtienen dividiendo la fuerza cortante sísmica que actúa en un entrepiso determinado sobre el desplazamiento relativo de dicho entrepiso. Las fuerzas cortantes sísmicas y desplazamientos relativos de entrepiso se obtuvieron a partir del análisis que se realizó con el R.C. BUILDINGS Enhancer, estos resultados se muestran en la tabla 4.12.

Tabla 4.12 Desplazamientos, cortantes y rigideces de entrepiso del *marco convencional*.

Nivel	Fuerza Sísmica (ton)	Cortante Sísmico (ton)	Desplazam. Máximo $\delta_{máx.}$ (cm)	Desplazam. Relativo $\delta_{rel.}$ (cm)	Rigidez de Entrepiso K_r (ton/cm)
20	44.36	44.36	57.95	1.36	32.690
19	47.86	92.02	58.60	1.69	54.605
18	44.83	138.85	54.92	2.04	67.209
17	41.79	178.64	52.88	2.36	75.701
16	39.72	218.36	50.52	2.85	85.537
15	37.06	255.42	47.97	2.79	91.522
14	34.47	289.89	45.18	3.01	96.181
13	31.88	321.77	42.16	3.19	100.793
12	30.07	351.84	38.97	3.25	108.145
11	27.70	379.54	35.72	3.38	112.336
10	25.38	404.92	32.34	3.49	116.096
9	23.06	427.98	28.85	3.55	120.592
8	21.22	449.20	25.30	3.52	127.701
7	18.79	467.99	21.78	3.54	132.074
6	16.27	484.26	18.24	3.54	136.627
5	13.63	497.89	14.70	3.40	143.113
4	11.14	509.03	11.22	3.32	153.452
3	8.18	517.21	7.90	3.14	164.811
2	5.11	522.32	4.76	2.76	188.945
1	2.36	524.68	2.00	2.00	262.813

d) Establecer qué porcentaje de la rigidez total tomará el marco sin disipadores. En este trabajo se diseña un marco con disipadores en donde la estructura de concreto reforzado aporta el 25 % de la rigidez total y el sistema disipador el 75 % restante, es decir:

$$\alpha_1 = 0.25 \text{ y } \alpha_2 = 0.75$$

e) Determinación de las secciones de trabes y columnas de la estructura con disipadores. Estas se calculan con las expresiones 2.3 de la siguiente manera (Eq 32):

$$\sqrt[3]{\alpha_1} = \sqrt[3]{0.25} = 0.7071$$

$$\therefore h_d = 0.7071 h \text{ y } b_d = 0.7071 b \quad (4.26)$$

Las secciones definitivas de las columnas y trabes del marco con disipadores se muestran en la tabla 4.13. Estas se obtuvieron al sustituir los valores de las secciones del marco convencional, correspondientes a la tabla 3.1, en las expresiones 4.26.

Tabla 4.13 Dimensiones definitivas de columnas y trabes del marco con disipadores.

Nivel	Columnas (cm)	Trabes principales (cm)	Trabes secundarias (cm)
17 al 20	57 x 57	32 x 67	21 x 42
13 al 18	64 x 64		
9 al 12	71 x 71		
5 al 8	78 x 78		
1 al 4	85 x 85		

f) Se define el arreglo de disipadores que tendrá la estructura. El arreglo de disipadores para el marco en estudio es el que se ilustra en la figura 4.7.

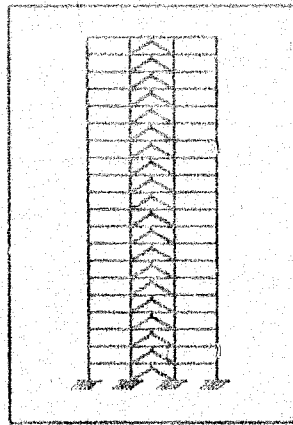


Figura 4.7 Ubicación de los disipadores en el marco.

g) *Determinación de la rigideces laterales de la estructura sin disipadores K_{sd} .* Se hace un nuevo análisis estructural al marco sin disipadores para calcular la rigidez de entrepiso que posee por sí solo (también se hizo el análisis con el programa R.C. BUILDINGS Enhancer). Las rigideces se obtienen de la misma forma que en el inciso c. Los resultados del análisis se presentan en la tabla 4.14.

h) *Cálculo de la rigidez lateral de entrepiso que proporciona el sistema disipador K_d .* Esta rigidez lateral es la que necesita poseer el sistema disipador para conseguir que el marco con disipadores tenga un período fundamental de vibración similar al del marco convencional. Se muestra más adelante que esta rigidez se va corrigiendo en función de los momentos de inercia de los disipadores hasta conseguir el período de vibración sea igual al del marco convencional. Estas rigideces se calculan para cada entrepiso con la expresión 2.4 y se muestran en la tabla 4.15 ($K_d = K_T - K_{sd}$).

Tabla 4.14 Desplazamientos, giros y rigideces de entresijos del marco sin disipadores.

Nivel	Fuerza Sísmica (ton)	Giros Sísmico (ton)	Desplazam. Máximo $\delta_{máx}$ (cm)	Desplazam. Relativo δ_{rel} (cm)	Rigidez de Entresijo K_{ent} (ton/cm)
20	37.72	37.72	168.90	3.21	11.753
19	41.16	78.88	192.69	4.47	17.840
18	39.77	117.65	188.21	5.81	20.250
17	36.43	154.08	182.40	7.07	21.793
16	34.72	188.90	175.33	7.80	24.216
15	32.72	221.82	167.54	8.75	25.300
14	30.65	252.17	158.78	9.63	26.049
13	28.59	280.76	149.10	10.48	26.775
12	26.93	307.71	138.61	10.79	28.505
11	24.95	332.68	127.02	1.39	29.195
10	22.90	355.58	116.42	11.95	29.751
9	20.80	376.36	104.47	12.37	30.414
8	19.97	395.33	92.10	12.39	31.894
7	16.80	412.13	79.70	12.66	32.560
6	14.51	426.64	67.05	12.84	33.237
5	12.10	438.74	54.21	12.80	34.276
4	9.77	448.51	41.41	12.33	36.369
3	7.17	455.68	29.08	11.74	38.810
2	4.44	460.12	17.34	10.31	44.624
1	1.92	462.04	7.03	7.03	65.733

i) Cálculo de los momentos de inercia de los disipadores. Estos momentos de inercia se calculan con la expresión 2.6 donde:

$$E_d = 2.1 \times 10^3 \text{ ton/cm}^2$$

$$L = 30 \text{ cm}$$

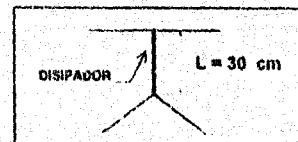


Fig. 4.8 Dimensiones del disipador.

con los datos anteriores la expresión 2.6 queda de la siguiente manera:

$$I_d = \frac{K_d \times 30^3}{3 \times 2100} = 4.2857 K_d \quad (4.27)$$

la rigidez K_d es igual a $K_T - K_{sd}$. El factor 4.2857 de la expresión anterior tiene unidades de cm^5/ton , entonces K_d debe tener unidades de ton/cm , para obtener los momentos de inercia en cm^4 . Usando la ecuación 4.27 y con la rigidez K_d , se calcula el momento de inercia de un disipador por cada entrepiso. En la tabla 4.16 se muestran los momentos de inercia resultantes de cada disipador.

Tabla 4.15 Rigidez K_d del sistema disipador.

Entrepiso	K_T (ton/cm)	K_{sd} (ton/cm)	$K_d = K_T - K_{sd}$ (ton/cm)
20	32.690	11.735	20.955
19	54.605	17.640	36.965
18	67.209	20.250	46.959
17	75.701	21.793	53.908
16	85.537	24.216	61.322
15	91.522	25.300	66.222
14	98.181	26.049	70.132
13	100.793	26.775	74.017
12	108.145	28.505	79.640
11	112.336	29.195	83.142
10	116.096	29.751	86.345
9	120.592	30.414	90.178
8	127.701	31.894	95.806
7	132.074	32.560	99.513
6	138.627	33.237	103.390
5	143.113	34.276	108.837
4	153.452	36.369	117.083
3	164.811	38.810	126.001
2	188.945	44.624	144.321
1	262.813	65.763	197.050

j) Cálculo de una sección transversal preliminar equivalente de los disipadores asociado al momento de inercia I_d . Para obtener una sección transversal teórica que sea equivalente al momento de inercia I_d calculado para cada disipador, se hace uso de la expresión 2.9 que se puede reducir a:

$$b_d = \sqrt[3]{12 I_d} = 1.8512 \sqrt[3]{I_d} \quad (4.28)$$

sustituyendo las I_d de la tabla 4.16 en la expresión 4.28 se obtienen las secciones teóricas equivalentes para cada disipador. Estas se muestran en la tabla 4.17.

Tabla 4.16 Momentos de inercia de los disipadores.

Entrepiso	K_d (ton/cm)	I_d (cm ⁴)
20	29.955	89.897
19	36.965	159.420
18	46.958	201.250
17	53.908	231.034
16	61.322	262.607
15	68.222	293.100
14	70.132	300.568
13	74.017	317.217
12	79.640	341.316
11	83.142	358.323
10	86.345	370.050
9	90.173	386.473
8	95.808	410.600
7	99.513	426.485
6	103.390	443.100
5	108.837	466.444
4	117.083	501.783
3	126.001	540.006
2	144.321	618.518
1	197.050	844.600

Se sabe que con estas secciones transversales que equivalen a los momentos de inercia I_d no se obtiene para el marco con disipadores en primera instancia, el período igual al del marco convencional, por ello se tienen que corregir dichos momentos en función de la sección transversal que se le asigne a cada disipador. Se corrigen las secciones de los disipadores debido a que el programa donde se modeló y se hizo el análisis del marco con disipadores, R.C. BUILDINGS Enhancer, pide las dimensiones de todos los elementos que componen a la estructura.

Tabla 4.17 Dimensiones teóricas de los disipadores.

Entrepiso	I_d (cm^4)	Sección $b_d \times h_d$ (cm)
20	89.807	5.73
19	153.420	6.60
18	201.250	7.01
17	231.034	7.26
16	262.807	7.49
15	283.100	7.64
14	300.566	7.76
13	317.217	7.86
12	341.316	8.00
11	356.323	8.09
10	370.050	8.16
9	386.476	8.25
8	410.600	8.38
7	426.485	8.46
6	443.100	8.54
5	466.444	8.65
4	501.783	8.81
3	540.006	8.97
2	618.518	9.28
1	844.500	10.03

k) *Corrección de los momentos de inercia de los disipadores en función de las dimensiones b_d y h_d .* Con las dimensiones de los disipadores calculadas en el inciso anterior se realiza el primer análisis estructural al marco con disipadores. De este análisis se obtiene el valor del período fundamental de vibración T_d y se compara con el obtenido para el marco convencional ($T_c = 2.00$ s). De no ser iguales los períodos de vibración en ambos marcos se corrigen los momentos de inercia de cada disipador cambiando las secciones transversales de estos. El proceso que se sigue es iterativo hasta conseguir que T_d se igual a T_c . En la tabla 4.18a, 4.18b, y 4.19 se muestran los cálculos que se realizaron en las iteraciones. Para este proceso se realizaron 4 correcciones a los momentos de inercia iniciales (teóricos) calculados en el inciso i.

Las secciones y los momentos de inercia definitivos de los disipadores son los que se muestran en la tabla 4.19. De todo el proceso anterior se consigue que el marco con disipadores tenga un período de vibración de $T_d = 2.006$ s que es muy parecido al del marco convencional $T_c = 2.00$ s.

Hasta aquí termina el proceso de dimensionamiento del marco con disipadores. En la siguiente sección se muestra la manera de proporcionar resistencia a columnas y trabes de dicho marco.

Tabla 4.12a Cálculo de los momentos de inercia de la losa de los diáfragmas.

Entropio	Iteración $i=0$		Iteración $i=1$	
	$b_d \times h_d$ (cm)	I_d (cm ⁴)	$b_d \times h_d$ (cm)	I_d (cm ⁴)
20	6.73	89.807	9.00	846.750
19	6.80	158.420	10.31	941.572
18	7.01	201.250	10.60	1133.744
17	7.25	231.034	11.10	1263.059
16	7.49	262.807	11.42	1417.370
15	7.64	283.100	11.90	1508.855
14	7.75	300.866	11.75	1388.438
13	7.85	317.217	11.87	1654.323
12	8.00	341.318	12.10	1788.324
11	8.09	358.323	12.20	1846.112
10	8.16	370.050	12.30	1907.399
9	8.25	388.476	12.45	2002.148
8	8.38	410.600	12.80	2100.395
7	8.46	426.485	12.75	2202.214
6	8.54	443.100	12.90	2307.891
5	8.65	466.444	13.05	2416.912
4	8.81	501.783	13.20	2591.857
3	8.97	540.005	13.55	2809.157
2	9.28	618.518	14.10	3293.735
1	10.03	844.500	15.45	4728.240
Periodo T (s)	2.592		2.317	

Tabla 4.18b Cálculo de los momentos de inercia definitivos para los disipadores.

Entrepiso	Iteración 1 = 2		Iteración 1 = 3	
	$b_d \times h_d$ (cm)	I_d (cm ⁴)	$b_d \times h_d$ (cm)	I_d (cm ⁴)
20	12.00	1723.000	14.00	3201.33
19	13.75	2973.719	15.75	5127.917
18	14.40	3583.181	16.40	6023.290
17	14.80	3993.210	16.80	6633.285
16	15.22	4471.748	17.22	7327.424
15	15.46	4760.543	17.46	7744.542
14	15.64	4986.153	17.64	8063.877
13	15.85	5259.395	17.85	8460.023
12	16.15	5669.031	18.15	9043.265
11	16.30	5882.598	18.30	9345.943
10	16.40	6023.290	18.40	9551.906
9	16.60	6327.776	18.60	9974.027
8	16.80	6633.285	18.80	10409.986
7	17.00	6960.083	19.00	10860.083
6	17.15	7209.004	19.15	11207.118
5	17.40	7633.635	19.40	11803.904
4	17.70	8179.219	19.70	12551.154
3	18.10	8944.026	20.22	13929.751
2	18.80	10409.986	20.80	15593.114
1	19.70	12551.154	22.55	21547.899
Periodo T (s)	2.138		2.046	

Tabla 4.19 Secciones y momentos de fuerza definitivos de los disipadores.

Nivel	Raración $\lambda = 4$	
	$b_d \times h_d$ (cm)	I_d (cm ⁴)
20	15.00	4218.750
19	17.18	7259.579
18	18.00	8748.000
17	18.50	9761.255
16	19.10	11090.528
15	19.35	11582.584
14	19.55	12173.229
13	19.80	12807.947
12	20.15	13737.855
11	20.35	14291.454
10	20.50	14717.505
9	20.75	15448.672
8	21.00	16208.750
7	21.30	17152.885
6	21.43	17575.490
5	21.70	18478.116
4	22.13	19938.853
3	22.60	21739.648
2	23.45	25199.397
1	24.90	32034.367
Periodo T (s)	2.006	

IV.5.2.2 Reforzamiento del marco con disipadores.

En este inciso se muestra el refuerzo de columnas y traveses del marco con disipadores tanto a flexión como a fuerza cortante, atendiendo a lo especificado en los incisos IV.3.2 y IV.5.

Las columnas y traveses se diseñaron para los elementos mecánicos que resultan de no reducir el espectro de diseño, es decir el marco se diseñará, con un factor igual a $\Phi_{M} = 1$ (ver capítulo II), de acuerdo con esto, las envolventes de diseño de elementos mecánicos para las traveses y la combinación de carga más crítica en las columnas son la que se tomaron directamente del análisis estructural y se calculó la cantidad de acero de refuerzo que demandó cada uno de los elementos.

En las siguientes páginas se muestra la cantidad de acero de refuerzo longitudinal que necesitan columnas y traveses debidos a la flexión así como también la cantidad de acero de refuerzo transversal por tensión diagonal para los mismos elementos con sus respectivas separaciones s . Se usaron las mismas especificaciones de diseño para traveses y columnas de los incisos IV.5.1.1 y IV.5.1.2 respectivamente. Se presentan además, los armados de las columnas con estribos en la figura 4.9 y se muestra la distribución en columnas y traveses de los mismos en los niveles 1, 9, 10, 19 y 20. (ver figura 4.10)

La numeración de los elementos en el marco con disipadores están referidos también a la figura 4.3 para su identificación en las tablas de diseño.

Tabla 4.20 Refuerzo por flexión en trabea *MACRO* con *diagonal* *MACRO*.

REFUERZO POSITIVO (TENSION)			
NIVEL	TRABE No.	$\rho' (\%)$	AREA (cm ²)
1	30	0.01979	39.27
	40	0.02123	42.12
	50	0.01979	39.27
2	19	0.01979	39.27
	39	0.02123	42.12
	59	0.01979	39.27
3	18	0.01979	39.27
	38	0.02123	42.12
	58	0.01979	39.27
4	17	0.02123	42.12
	37	0.02123	42.12
	57	0.02123	42.12
5	16	0.02123	42.12
	36	0.02123	42.12
	56	0.02123	42.12
6	15	0.02123	42.12
	35	0.02123	42.12
	55	0.02123	42.12
7	14	0.02123	42.12
	34	0.02123	42.12
	54	0.02123	42.12
8	13	0.02123	42.12
	33	0.02123	42.12
	53	0.02123	42.12
9	12	0.02123	42.12
	32	0.02123	42.12
	52	0.02123	42.12
10	11	0.02123	42.12
	31	0.02123	42.12
	51	0.02123	42.12

Tabla 4.20 (continuación)

REFUERZO POSITIVO (TENSION)			
NIVEL	TRAJE No.	ρ (%)	AREA (cm ²)
11	10	0.02123	42.12
	30	0.01979	39.27
	50	0.02123	42.12
12	9	0.02123	42.12
	29	0.01979	39.27
	49	0.02123	42.12
13	8	0.02123	42.12
	28	0.01979	39.27
	48	0.02123	42.12
14	7	0.02123	42.12
	27	0.01979	39.27
	47	0.02123	42.12
15	6	0.02123	42.12
	26	0.01979	39.27
	46	0.02123	42.12
16	5	0.02123	42.12
	25	0.01405	27.87
	45	0.02123	42.12
17	4	0.02123	42.12
	24	0.01405	27.87
	44	0.02123	42.12
18	3	0.01979	39.27
	23	0.01405	27.87
	43	0.01979	39.27
19	2	0.01979	39.27
	22	0.01405	27.87
	42	0.01979	39.27
20	1	0.01979	39.27
	21	0.01405	27.87
	41	0.01979	39.27

Tabla 4.31 Refuerzo por flexión en trabea marco con discontinua.

REFUERZO NEGATIVO (COMPRESIÓN)			
NIVEL	TRABA No.	ρ (%)	AREA (cm ²)
1	20	0.01197	23.76
	40	0.01405	27.87
	20	0.01197	23.76
2	19	0.01197	23.76
	39	0.01405	27.87
	59	0.01197	23.76
3	18	0.01197	23.76
	38	0.01405	27.87
	58	0.01197	23.76
4	17	0.01405	27.87
	37	0.01405	27.87
	57	0.01405	27.87
5	15	0.01405	27.87
	35	0.01405	27.87
	55	0.01405	27.87
6	15	0.01405	27.87
	35	0.01405	27.87
	55	0.01405	27.87
7	14	0.01405	27.87
	34	0.01405	27.87
	54	0.01405	27.87
8	13	0.01405	27.87
	33	0.01405	27.87
	53	0.01405	27.87
9	12	0.01405	27.87
	32	0.01405	27.87
	52	0.01405	27.87
10	11	0.01405	27.87
	31	0.01405	27.87
	51	0.01405	27.87

Tabla 4.21 (continuación)

REFUERZO NEGATIVO (COMPRESIÓN)			
NIVEL	TRABE No.	ρ (%)	AREA (cm ²)
11	10	0.01405	27.87
	30	0.01197	23.76
	50	0.01405	27.87
12	9	0.01405	27.87
	29	0.01197	23.76
	49	0.01405	27.87
13	8	0.01405	27.87
	28	0.01197	23.76
	48	0.01405	27.87
14	7	0.01405	27.87
	27	0.01197	23.76
	47	0.01405	27.87
15	6	0.01405	27.87
	26	0.01197	23.76
	46	0.01405	27.87
16	5	0.01405	27.87
	25	0.00942	18.69
	45	0.01405	27.87
17	4	0.01405	27.87
	24	0.00942	18.69
	44	0.01405	27.87
18	3	0.01197	23.76
	23	0.00942	18.69
	43	0.01197	23.76
19	2	0.01197	23.76
	22	0.00942	18.69
	42	0.01197	23.76
20	1	0.01197	23.76
	21	0.00942	18.69
	41	0.01197	23.76

Tabla 4.22 Cantidad de acero de refuerzo longitudinal marco con dilataciones.

NIVEL	TRABE No.	No. DE VARILLAS COMERCIALES	
		EN TENSION	EN COMPRESION
1	20	3 #12 + 1 #8	3 #10
	40	3 #12 + 1 #10	2 #12 + 1 #8
	60	3 #12 + 1 #8	3 #10
2	19	3 #12 + 1 #8	3 #10
	39	3 #12 + 1 #10	2 #12 + 1 #8
	59	3 #12 + 1 #8	3 #10
3	16	3 #12 + 1 #8	3 #10
	36	3 #12 + 1 #10	2 #12 + 1 #8
	56	3 #12 + 1 #8	3 #10
4	17	3 #12 + 1 #10	2 #12 + 1 #8
	37	3 #12 + 1 #10	2 #12 + 1 #8
	57	3 #12 + 1 #10	2 #12 + 1 #8
5	18	3 #12 + 1 #10	2 #12 + 1 #8
	38	3 #12 + 1 #10	2 #12 + 1 #8
	58	3 #12 + 1 #10	2 #12 + 1 #8
6	15	3 #12 + 1 #10	2 #12 + 1 #8
	35	3 #12 + 1 #10	2 #12 + 1 #8
	55	3 #12 + 1 #10	2 #12 + 1 #8
7	14	3 #12 + 1 #10	2 #12 + 1 #8
	34	3 #12 + 1 #10	2 #12 + 1 #8
	54	3 #12 + 1 #10	2 #12 + 1 #8
8	13	3 #12 + 1 #10	2 #12 + 1 #8
	33	3 #12 + 1 #10	2 #12 + 1 #8
	53	3 #12 + 1 #10	2 #12 + 1 #8
9	12	3 #12 + 1 #10	2 #12 + 1 #8
	32	3 #12 + 1 #10	2 #12 + 1 #8
	52	3 #12 + 1 #10	2 #12 + 1 #8
10	11	3 #12 + 1 #10	2 #12 + 1 #8
	31	3 #12 + 1 #10	2 #12 + 1 #8
	51	3 #12 + 1 #10	2 #12 + 1 #8

Tabla 4.22 (continuación)

NIVEL	TRADE NO.	NO. DE V. LLAS COMERCIALES	
		EN TENSION	EN COMPRESION
11	10	3 #12 + 1 #10	2 #12 + 1 #8
	30	3 #12 + 1 #10	3 #10
	50	3 #12 + 1 #10	2 #12 + 1 #8
12	9	3 #12 + 1 #10	2 #12 + 1 #8
	29	3 #12 + 1 #10	3 #10
	49	3 #12 + 1 #10	2 #12 + 1 #8
13	8	3 #12 + 1 #10	2 #12 + 1 #8
	28	3 #12 + 1 #10	3 #10
	48	3 #12 + 1 #10	2 #12 + 1 #8
14	7	3 #12 + 1 #10	2 #12 + 1 #8
	27	3 #12 + 1 #10	3 #10
	47	3 #12 + 1 #10	2 #12 + 1 #8
15	6	3 #12 + 1 #10	2 #12 + 1 #8
	26	3 #12 + 1 #10	3 #10
	46	3 #12 + 1 #10	2 #12 + 1 #8
16	5	3 #12 + 1 #10	2 #12 + 1 #8
	25	2 #12 + 1 #8	2 #10 + 1 #6
	45	3 #12 + 1 #10	2 #12 + 1 #8
17	4	3 #12 + 1 #10	2 #12 + 1 #8
	24	2 #12 + 1 #8	2 #10 + 1 #6
	44	3 #12 + 1 #10	2 #12 + 1 #8
18	3	3 #12 + 1 #8	3 #10
	23	2 #12 + 1 #8	2 #10 + 1 #6
	43	3 #12 + 1 #8	3 #10
19	2	3 #12 + 1 #8	3 #10
	22	2 #12 + 1 #8	2 #10 + 1 #6
	42	3 #12 + 1 #8	3 #10
20	1	3 #12 + 1 #8	3 #10
	21	2 #12 + 1 #8	2 #10 + 1 #6
	41	3 #12 + 1 #8	3 #10

Tabla 4.23 Refuerzo por tensión diagonal en travesaños *marco con diagonales*.

NIVEL	TRADE No.	D. barra (cm)	No. DE ESTRIBOS
1	20	168	41 @ 15 cm
	40	168	62 @ 10 cm
	60	168	41 @ 15 cm
2	10	168	41 @ 15 cm
	39	168	62 @ 10 cm
	57	168	41 @ 15 cm
3	18	168	41 @ 15 cm
	38	168	62 @ 10 cm
	59	168	41 @ 15 cm
4	17	168	62 @ 10 cm
	37	168	77 @ 8 cm
	57	168	62 @ 10 cm
5	16	168	62 @ 10 cm
	38	168	78 @ 8 cm
	56	168	62 @ 10 cm
6	15	168	62 @ 10 cm
	35	168	78 @ 8 cm
	55	168	62 @ 10 cm
7	14	168	62 @ 10 cm
	34	168	78 @ 8 cm
	54	168	62 @ 10 cm
8	13	168	62 @ 10 cm
	33	168	78 @ 8 cm
	53	168	62 @ 10 cm
9	12	168	62 @ 10 cm
	32	168	62 @ 10 cm
	52	168	62 @ 10 cm
10	11	168	62 @ 10 cm
	31	168	62 @ 10 cm
	51	168	62 @ 10 cm

Tabla 4.23 (continuación)

NIVEL	TRABE No.	D_{trabes} (cm)	No. DE ESTRIBOS
11	10	163	62 @ 10 cm
	30	163	62 @ 10 cm
	30	163	62 @ 10 cm
12	9	163	62 @ 10 cm
	29	163	62 @ 10 cm
	49	163	62 @ 10 cm
13	8	163	64 @ 10 cm
	28	163	64 @ 10 cm
	48	163	64 @ 10 cm
14	7	163	64 @ 10 cm
	27	163	64 @ 10 cm
	47	163	64 @ 10 cm
15	6	163	64 @ 10 cm
	26	163	43 @ 15 cm
	46	163	64 @ 10 cm
16	5	163	60 @ 13 cm
	25	163	43 @ 15 cm
	45	163	50 @ 13 cm
17	4	163	43 @ 15 cm
	24	163	43 @ 15 cm
	44	163	43 @ 15 cm
18	3	163	43 @ 15 cm
	23	163	43 @ 15 cm
	43	163	43 @ 15 cm
19	2	163	26 @ 25 cm
	22	163	26 @ 25 cm
	42	163	26 @ 25 cm
20	1	163	26 @ 25 cm
	21	163	26 @ 25 cm
	41	163	26 @ 25 cm

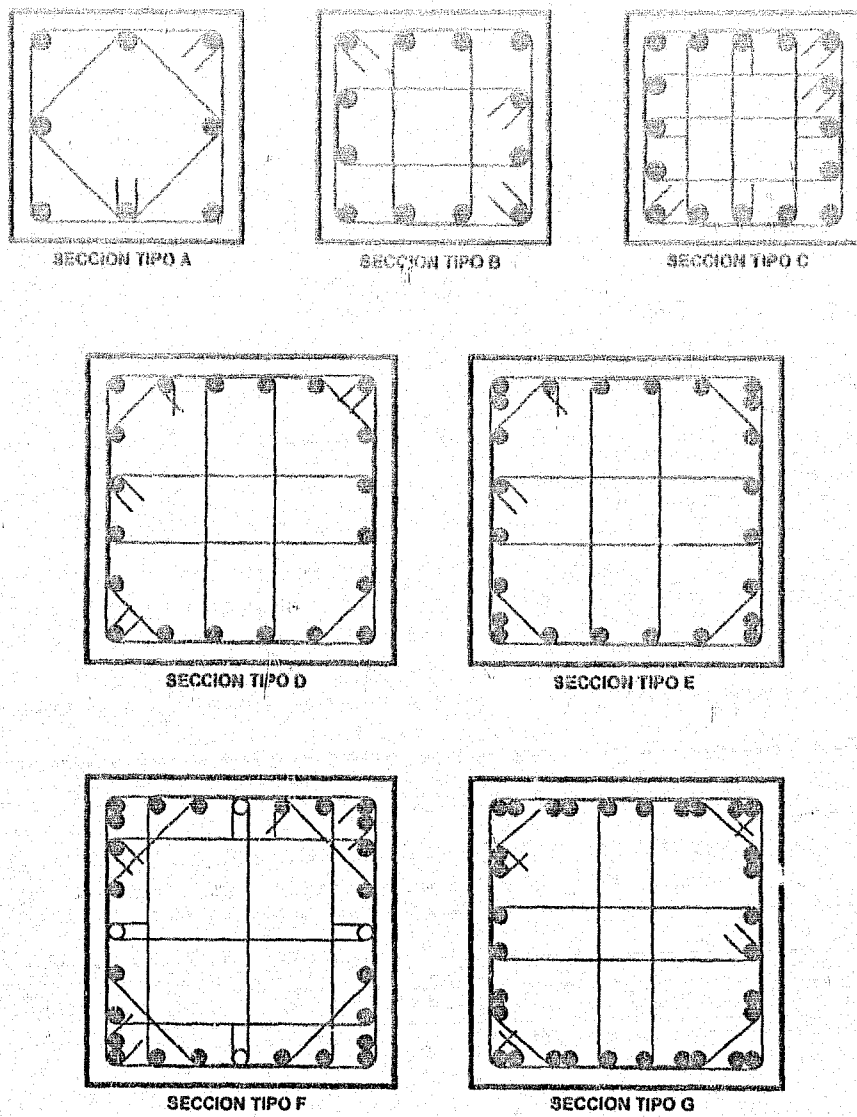


Figura 4.9 Refuerzo longitudinal y transversal en columnas marco con disipadores.

Tabla 4.24 Armado longitudinal en columnas marco con disipadores.

NIVEL	COLUMNA		SECCION (cm)	ρ (%)	AREA (cm ²)
	No.				
1	20	80	85 x 85	0.04225	305.25
2	19	79	85 x 85	0.03155	228.00
3	18	78	85 x 85	0.03155	228.00
4	17	77	85 x 85	0.03155	228.00
5	16	76	78 x 78	0.03519	214.08
6	15	75	78 x 78	0.03519	214.08
7	14	74	78 x 78	0.03519	214.08
8	13	73	78 x 78	0.03519	214.08
9	12	72	71 x 71	0.03618	182.40
10	11	71	71 x 71	0.03618	182.40
11	10	70	71 x 71	0.03618	182.40
12	9	69	71 x 71	0.03618	182.40
13	8	68	64 x 64	0.03340	136.80
14	7	67	64 x 64	0.03340	136.80
15	6	66	64 x 64	0.03340	136.80
16	5	65	64 x 64	0.03340	136.80
17	4	64	57 x 57	0.02807	91.20
18	3	63	57 x 57	0.02807	91.20
19	2	62	57 x 57	0.02807	91.20
20	1	61	57 x 57	0.02807	91.20

Tabla 4.24 (continuación)

NIVEL	COLUMNA		SECCIÓN (cm)	ρ (%)	ÁREA (cm ²)
	No.				
1	40	60	85 x 85	0.05680	410.40
2	39	59	85 x 85	0.05680	410.40
3	38	58	85 x 85	0.05680	410.40
4	37	57	85 x 85	0.05680	410.40
5	36	56	78 x 78	0.05767	350.88
6	35	55	78 x 78	0.05767	350.88
7	34	54	78 x 78	0.04497	273.60
8	33	53	78 x 78	0.04497	273.60
9	32	52	71 x 71	0.04021	202.68
10	31	51	71 x 71	0.04021	202.68
11	30	50	71 x 71	0.04021	202.68
12	29	49	71 x 71	0.04021	202.68
13	28	48	64 x 64	0.02860	108.96
14	27	47	64 x 64	0.02860	108.96
15	26	46	64 x 64	0.02860	108.96
16	25	45	64 x 64	0.02860	108.96
17	24	44	57 x 57	0.03354	108.96
18	23	43	57 x 57	0.03354	108.96
19	22	42	57 x 57	0.03354	108.96
20	21	41	57 x 57	0.03354	108.96

Tabla 4.25 Cantidad de acero de refuerzo longitudinal *por* columna exterior.

NIVEL	COLUMNA		No. DE VARILLAS COMERCIALES
	No.		
1	20	90	24 #12 + 4 #10
2	19	79	20 #12
3	18	78	20 #12
4	17	77	20 #12
5	16	76	16 #12 + 4 #10
6	15	75	16 #12 + 4 #10
7	14	74	16 #12 + 4 #10
8	13	73	16 #12 + 4 #10
9	12	72	16 #12
10	11	71	16 #12
11	10	70	16 #12
12	9	69	16 #12
13	8	68	12 #12
14	7	67	12 #12
15	6	66	12 #12
16	5	65	12 #12
17	4	64	8 #12
18	3	63	8 #12
19	2	62	8 #12
20	1	61	8 #12

Tabla 4.28 (continuación)

NIVEL	COLUMNA		No. DE VARRILLAS COMERCIALES
	No.		
1	49	50	36 #12
2	39	59	36 #12
3	38	58	38 #12
4	37	57	38 #12
5	35	55	23 #12 + 4 #10
6	35	55	28 #12 + 4 #10
7	34	54	24 #12
8	33	53	24 #12
9	32	52	16 #12 + 4 #8
10	31	51	16 #12 + 4 #8
11	30	50	16 #12 + 4 #8
12	29	49	16 #12 + 4 #8
13	25	45	8 #10 + 4 #12
14	27	47	8 #10 + 4 #12
15	26	46	8 #10 + 4 #12
16	25	45	8 #10 + 4 #12
17	24	44	8 #10 + 4 #12
18	23	43	8 #10 + 4 #12
19	22	42	8 #10 + 4 #12
20	21	41	8 #10 + 4 #12

Tabla 4.26 Refuerzo transversal en columnas *marcadas con disipadores*

COLUMNAS EXTERIORES				
NIVEL	COLUMNA No.		CANTIDAD DE ESTRIBOS	TIPO DE ARMADO
1	20	60	5 #4 @ 20 cm (e) 4 #4 @ 40 cm (c)*	F
2	19	79	5 #4 @ 20 cm (e)	D
3	18	78	2 #4 @ 40 cm (c)	
4	17	77	5 #4 @ 20 cm (e) 2 #4 @ 40 cm (c)	D
5	16	76	5 #4 @ 18 cm (e) 3 #4 @ 36 cm (c)	D
6	15	75		
7	14	74		
8	13	73	5 #4 @ 17 cm (e) 3 #4 @ 35 cm (c)	C
9	12	72		
10	11	71		
11	10	70		
12	9	69	4 #4 @ 16 cm (e) 4 #4 @ 32 cm (c)	B
13	8	68		
14	7	67		
15	6	66		
16	5	65	5 #4 @ 14 cm (e) 4 #4 @ 28 cm (c)	A
17	4	64		
18	3	63		
19	2	62		
20	1	61		

* (e) extremos y (c) centro de la columna.

Tabla 4.24 (continuación)

NIVEL	COLUMNA		CANTIDAD DE ESTRIBOS	TIPO DE ARMADO
	No.			
1	40	60		
2	39	59	5 #4 @ 20 cm (e)	G
3	38	58	4 #4 @ 40 cm (c)	
4	37	57		
5	36	56	5 #4 @ 18 cm (e)	G
6	35	55	3 #4 @ 36 cm (c)	
7	34	54	5 #4 @ 18 cm (e)	E
8	33	53	3 #4 @ 36 cm (c)	
9	32	52		
10	31	51	5 #4 @ 15 cm (e)	D
11	30	50	3 #4 @ 30 cm (c)	
12	29	49		
13	28	48		
14	27	47	4 #4 @ 18 cm (e)	B
15	26	46	4 #4 @ 32 cm (c)	
16	25	45		
17	24	44		
18	23	43	5 #4 @ 14 cm (e)	B
19	22	42	4 #4 @ 28 cm (c)	
20	21	41		

* (e) extremos y (c) centro de la columna.

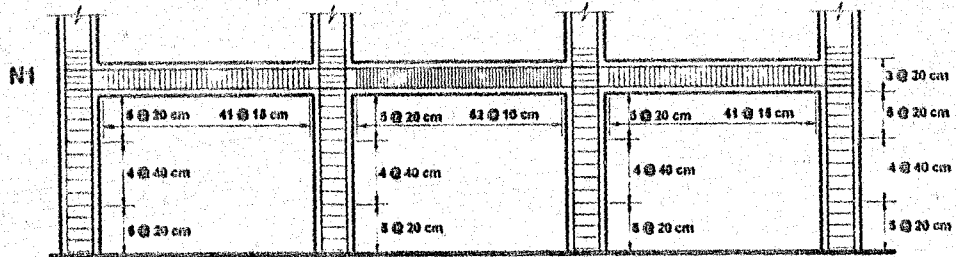
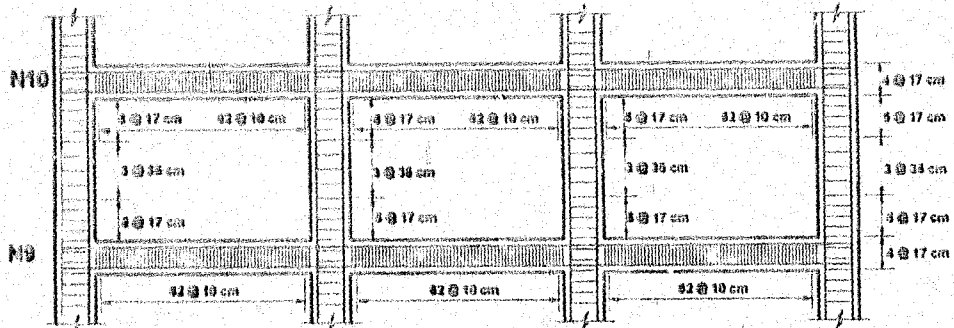
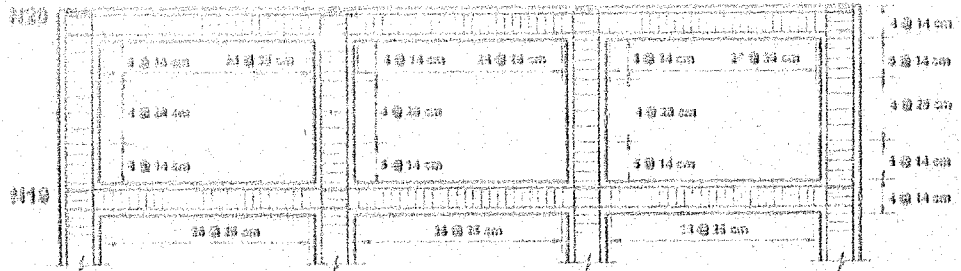



Figura 4.10 Detalle de la colocación de los estribos en el marco con disipadores.



En este capítulo se hace un análisis de tipo comparativo de los diseños estructurales del *marco convencional* y del *marco con disipadores* obtenidos en el capítulo anterior desde el punto de vista de respuesta dinámica. Se hacen análisis de respuesta dinámica inelástica paso a paso a ambos marcos con el programa de cómputo **DRAIN-2D** (Kanaan y Powell 1974), excitados con un acelerograma de un sismo real. Enseguida se da una breve descripción del sismo seleccionado.

V.1 CARACTERÍSTICAS DEL SISMO SELECCIONADO.

En las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo del R.C.D.F.1997 en su inciso 9.2, indica que para el estudio de la respuesta dinámica de estructuras se debe realizar por lo menos, con cuatro o más

COMPARACION DE RESULTADOS ENTRE AMBOS INSEÑOS

acelerogramas representativos independientes entre sí. En este trabajo se recurrió únicamente al acelerograma registrado en la estación de la Secretaría de Comunicaciones y Transportes (S.C.T.), (ubicada en la zona lacustre del Distrito Federal) durante el movimiento sísmico ocurrido el 19 de septiembre de 1985 componente este-oeste. Este sismo ha sido sin duda uno de los que más daños ocasionaron a las estructuras en la Ciudad de México, principalmente las que se encontraban ubicadas en la zona III o lacustre. Su epicentro se localizó frente a las costas de Guerrero y Michoacán, y tuvo una magnitud de 8.1 en la escala de Richter con algunas réplicas, siendo la más importante la ocurrida al día siguiente 20 de septiembre por la tarde con una magnitud de 7.5. (CJ 40).

Este sismo es de banda estrecha con un período dominante de 2 s y la aceleración máxima en dirección este-oeste fue de 168 gals. Esta es una de las razones por la que se eligió estudiar una estructura con un período fundamental de vibración igual al de la excitación. Al entrar a la gráfica del espectro de respuesta con un período de vibración de 2 s, se coincide con la ordenada máxima de aceleraciones y por lo tanto la estructura se encuentra en una situación muy desfavorable al haber coincidencias de períodos dominantes que se traduce con la presencia del fenómeno de resonancia (ver capítulo III).

En la figura 5.1 y 5.2 se muestra el acelerograma y el espectro de respuesta del sismo seleccionado con un 5 % del amortiguamiento crítico.

El modelado estructural de los marcos se hizo en el programa de cómputo **DRAIN-2D** como se mencionó al inicio de este capítulo del cual se presenta a continuación una breve descripción.

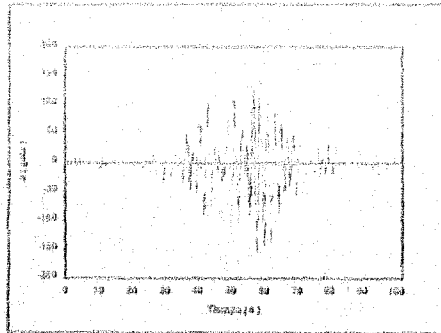


Fig. 5.1 Acelerograma del sismo.

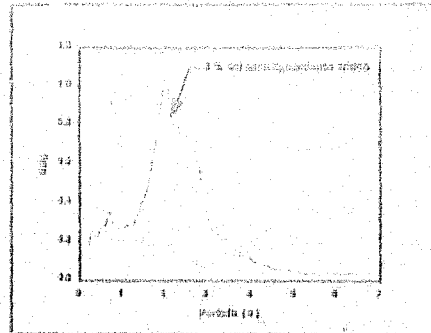


Fig. 5.2 Espectro de respuesta del sismo.

V.2 DESCRIPCION GENERAL DEL PROGRAMA DRAIN-2D.

Este programa realiza un análisis dinámico no lineal en el dominio del tiempo a estructuras planas con cualquier configuración y sujetas a movimientos sísmicos. El programa opera por medio de una serie de subrutinas "base", mediante los cuales se lleva a cabo el análisis paso a paso mediante integración numérica. El análisis se realiza por medio del método directo de las rigideces con los desplazamientos nodales como desconocidos. A cada nudo es posible asignarle tres grados de libertad. Se puede especificar a cualquier grado de libertad como restringido, es decir, tener desplazamientos iguales a cero (como sucede en un apoyo empotrado) o también especificar a una serie de grados de libertad con desplazamientos idénticos.

La masa de la estructura se concentra en los nudos, por lo que la matriz de masas resulta diagonal. La excitación sísmica se define mediante historias tiempo-aceleración. Se acepta que la estructura está apoyada sobre una base infinitamente rígida y que sus apoyos se mueven en fase. Las cargas estáticas pueden ser aplicadas antes que las cargas dinámicas, pero se permite que ocurra

COMPARACION DE RESULTADOS ENTRE AMBOS DISEÑOS

desplazamientos laterales o caídas de los elementos bajo las primeras cargas mencionadas.

En este programa se han desarrollado subrutinas para representar a los elementos que componen a una estructura. Para el caso de los marcos aquí estudiados, las columnas, trabes, disipadores y diagonales se modelaron con los elementos que a continuación se describen.

V.2.1 Modelado estructural de los elementos en los marcos.

V.2.1.1 Columnas.

Las columnas se modelaron en el programa como elementos tipo 2 ó elementos *viga-columna*. Este elemento posee rigidez axial y rigidez a la flexión. Estos elementos agotan su capacidad por medio de la formación de articulaciones plásticas en sus extremos suponiendo estas articulaciones con un comportamiento inelástico bilineal (es decir, que corresponde a la acción en paralelo de una componente elástica y una elastoplástica). La rama de postfluencia se toma de acuerdo con las características del material con que está hecha la columna, para este caso se tomó igual al 3 % de la rigidez inicial. La interacción entre fuerza axial y momento flexionante se considera dentro del programa con una superficie o diagrama de interacción (parejas P y M). El efecto P- Δ se considerará en el programa al incluir una rigidez geométrica basada en la fuerza axial que se produce bajo cargas estáticas.

V.2.1.2 Trabes.

Las trabes se modelaron como elemento *viga con degradación de rigidez a*

la flexión cuando es sometida a cargas cíclicas (en el programa se lo denomina elemento tipo 0). Este modelo fue formulado para ser aplicado a tramos de concreto reforzado y se idealiza como una viga lineal elástica y resortes rotacionales no lineales en sus extremos (Powell 1975). La fluencia sólo se presenta en las articulaciones plásticas en los extremos del elemento. Todos los efectos de deformación plástica incluyendo los efectos de la degradación de rigidez se introducen por medio de la relación momento (M)-rotación (θ) del resorte del elemento articulado.

V.2.1.3 Disipadores.

Los disipadores se modelaron como elementos tipo 2 o elementos *viga-columna* y corresponden las mismas características del modelo usado en las columnas con la diferencia que la rama de postfluencia se tomó igual al 5 % de la rigidez inicial y además no se usó superficie o diagrama de interacción por considerar que los disipadores trabajan exclusivamente a flexión (únicamente se usaron los momentos resistentes de los disipadores obtenidos en el análisis estructural).

V.2.1.4 Diagonales.

Las diagonales para fines particulares de este trabajo, se usaron como elementos que tienen la función únicamente de apoyar o darle continuidad al sistema de disipación de energía, en este caso a los elementos TADAS. Estos elementos se modelaron en el programa DRAIN-2D como elementos *armadura* ó elementos tipo 1. Se caracteriza este elemento por transmitir solamente carga axial y tener un comportamiento bilineal inelástico. Durante el análisis, el programa permite que una diagonal fluya a tensión y compresión o, que

COMPARACIÓN DE RESULTADOS ENTRE AMBOS DISEÑOS

solamente fluya en tensión y se pandee elásticamente en compresión. Para el estudio del marco con disipadores, a las diagonales no se les permitió que cedieran o fluyeran tanto en tensión como en compresión ni tampoco que se pandearan, ya que se les consideró elementos infinitamente resistentes axialmente y por lo tanto no disipan energía. Para conseguir que no presentara fluencia en tensión y compresión en dichas diagonales, se les asignó a cada una de ellas, un esfuerzo de fluencia lo suficientemente grande incapaz de ser alcanzados por los esfuerzos calculados durante el análisis paso a paso, consiguiendo que las diagonales tuvieran un comportamiento elástico durante todo el proceso de análisis. El fenómeno de pandeo se controló dando a las diagonales un área axial también lo suficientemente grande para evitar la inestabilidad en estas, (lo anterior se traduce en una relación de esbeltez pequeña en los elementos) es decir, que en todo momento mantuvieran su configuración inicial o de equilibrio. En el apéndice B se muestra los archivo de datos para los marcos *convencional* y de *disipadores*.

V.3 ANALISIS DE LA RESPUESTA DINAMICA DE LOS MARCOS.

En este inciso se hacen los análisis de la respuesta dinámica paso a paso no lineal para ambos marcos cuando se excitan con la componente horizontal del acelerograma registrado en la estación de la S.C.T. mencionado en el inciso V.1.

Al hacer uso del programa DRAIN-2D para los análisis, se requieren algunos datos y propiedades de los marcos que a continuación se mencionan:

- 1) *Propiedades geométricas y mecánicas de columnas y trabes.*
- 2) *Masas concentradas en los nudos.*
- 3) *Cargas en los nudos.*

COMPARACION DE RESULTADOS ENTRE AMBOS DISEÑOS

- 4) Factores de amortiguamiento, α proporcional a la masa y β proporcional a la rigidez tangente instantánea.
- 5) Asignación del tipo de elemento a cada miembro estructural. (es de acuerdo a la forma que se desea modelar a cada uno de ellos, tal como se describió en el inciso V.2.1)
- 6) Fuerzas y momentos de empotramientos en los extremos de cada elemento.
- 7) Diagramas de interacción en las columnas. Estos son puntos característicos de las secciones extremas de una columna que muestran todas las combinaciones de carga axial y momento flexionante que hacen fallar al elemento en cuestión. Estos puntos son: carga axial de compresión pura (P_{yc}), carga axial de tensión pura (P_{yt}), momento flexionante puro (M_y) y el punto que define la falla balanceada (los puntos A y B de la figura 5.3). Los puntos A y B se sitúan en la gráfica con el valor de la carga axial balanceada (P_b) y el momento flexionante balanceado (M_b) de la sección, estos puntos se muestran en la tabla 5.5 como una fracción de P_{yc} y M_y respectivamente, calculados con las expresiones (5.1):

$$\alpha = \frac{M_b}{M_y} \quad \text{y} \quad \beta = \frac{P_b}{P_{yc}} \quad (5.1)$$

Los diagramas se determinaron en función del área y distribución del refuerzo dentro de la sección y con las dimensiones de la sección transversal del elemento.

- 8) Momentos resistentes o de fluencia en las trabes. Corresponde a la resistencia en las secciones extremas de cada una de ellas y se obtuvieron en función del área de refuerzo longitudinal asignada.
- 9) Momentos resistentes o de fluencia de los disipadores. Estos se obtuvieron del análisis estructural elástico realizado en el R.C. BUILDINGS Enhancer y se muestran en la tabla 5.7.

COMPARACION DE RESULTADOS ENTRE AMBOS DISEÑOS

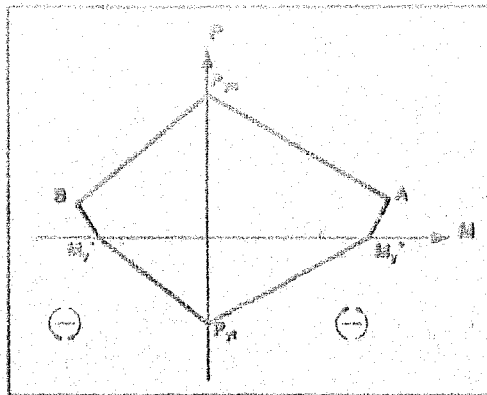


Figura 5.3 Diagrama de Interacción en columnas.

V.3.1 Propiedades geométricas y mecánicas de los elementos estructurales.

Se muestran primeramente en las tablas 5.1 y 5.2, las propiedades geométricas de traveses y columnas definitivas para el *marco convencional* que fueron usados en el programa DRAIN-2D. Como se mencionó en el inciso V.2.1, las columnas se modelaron como elemento *viga-columna* y las traveses como elemento *viga con degradación de rigidez*.

Tabla 5.1 Propiedades geométricas de las columnas *marco convencional*.

Tipo	Nivel	Sección (m)	Area (m ²)	Area de cortante (m ²)	Momento de Inercia (m ⁴)	Zona rígida en columna (m)
1	1 - 4	1.20 x 1.20	1.440	1.200	0.1728	0.95
2	5 - 8	1.10 x 1.10	1.210	1.008	0.1220	0.95
3	9 - 12	1.00 x 1.00	1.000	0.833	0.0333	0.95
4	13 - 16	0.90 x 0.90	0.810	0.675	0.6750	0.95
5	17 - 20	0.80 x 0.80	0.640	0.533	0.5333	0.95

COMPARACION DE RESULTADOS ENTRE AMBOS DISEÑOS

Tabla 5.2 Propiedades geométricas de las travesaños marco convencional.

Tipo	Nivel	Sección (m)	Área (m ²)	Área de cortante (m ²)	Momento de inercia (m ⁴)	Zona rígida en extremos (m)
1	1-4	0.45 x 0.95	0.4275	0.3362	0.0321	0.40
2	5-8					0.55
3	9-12					0.50
4	13-16					0.45
5	17-20					0.40

Enseguida se muestran las propiedades para el marco con disipadores haciendo las mismas consideraciones anteriores.

Tabla 5.3 Propiedades geométricas de las columnas marco con disipadores.

Tipo	Nivel	Sección (m)	Área (m ²)	Área de cortante (m ²)	Momento de inercia (m ⁴)	Zona rígida en columna (m)
1	1-4	0.85 x 0.85	0.7225	0.6021	0.0435	0.67
2	5-8	0.78 x 0.78	0.6084	0.5070	0.0308	0.67
3	9-12	0.71 x 0.71	0.5041	0.4201	0.0212	0.67
4	13-16	0.64 x 0.64	0.4096	0.3413	0.0139	0.67
5	17-20	0.57 x 0.57	0.3249	0.2707	0.0088	0.67

Tabla 5.4 Propiedades geométricas de las travesaños marco con disipadores.

Tipo	Nivel	Sección (m)	Área (m ²)	Área de cortante (m ²)	Momento de inercia (m ⁴)	Zona rígida en extremos (m)
1	1-4	0.32 x 0.67	0.2144	0.1787	0.0081	0.425
2	5-8					0.390
3	9-12					0.355
4	13-16					0.320
5	17-20					0.285

COMPARACION DE RESULTADOS ENTRE AMBOS DISEÑOS

V.3.1.1 Propiedades mecánicas.

• Diagramas de interacción en las secciones extremas de las columnas.

Se muestran a continuación los puntos característicos calculados que definen la superficie o diagrama de interacción en las secciones extremas de cada una de las columnas del *marco convencional* y el *marco con disipadores* tal como se mencionó en el inciso 7) de V.3.

Tabla 5.5 Puntos del Diagrama de Interacción *marco convencional*.

Tipo	Nivel	Columna	M_{yc} (ton.m)	M_{yd} (ton.m)	P_{yc} (ton)	P_{yd} (ton)	A	B
							α	β
1	1 - 4	exterior	918.55	-918.55	3958.78	-2000.38	1.1	0.2
2	1 - 4	interior	653.17	-653.17	3299.04	-1340.84	1.2	0.3
3	1 - 4	exterior	588.33	-588.33	3158.40	-1197.00	1.3	0.3
4	1 - 4	interior	348.03	-348.03	2618.14	-659.74	1.6	0.4
5	5 - 8	exterior	355.85	-355.85	2411.88	-766.08	1.4	0.3
6	5 - 8	interior	275.31	-275.31	2220.16	-574.56	1.5	0.3
7	9 - 12	exterior	202.43	-202.43	1828.22	-468.22	1.6	0.3
8	9 - 12	interior	202.43	-202.43	1828.22	-468.22	1.6	0.3
9	13 - 16	exterior	147.40	-147.40	1484.84	-393.04	1.6	0.3
10	13 - 16	interior	147.40	-147.40	1484.84	-393.04	1.6	0.3
11	17 - 20	exterior	93.79	-93.79	1147.09	-276.69	1.7	0.3
12	17 - 20	interior	93.79	-93.79	1147.09	-276.69	1.7	0.3

En la tabla se observan los valores de A y B correspondientes a la falla balanceada obtenidos como una fracción de P_{yc} y M_{yc} dadas por las ecuaciones 5.1 del inciso V.3. Lo mismo sucede con la tabla siguiente para el *marco con disipadores*.

COMPARACION DE RESULTADOS ENTRE AMBOS DISEÑOS

Tabla 5.6 Puntos del Diagrama de interacción marco con disipadores.

Tipo	Nivel	Columna	M_x	M_y	P_x	P_y	A	
			(ton.m)	(ton.m)	(ton)	(ton)	α	β
1	1 - 4	exterior	393.31	-393.31	2264.78	-1282.18	1.1	0.2
2	1 - 4	interior	494.40	-494.40	2706.28	-1723.68	1.0	0.1
3	1 - 4	exterior	306.58	-306.58	1940.20	-957.60	1.1	0.2
4	1 - 4	interior	494.40	-494.40	2706.28	-1723.68	1.0	0.1
5	5 - 8	exterior	258.46	-258.46	1728.66	-899.14	1.1	0.1
6	5 - 8	interior	392.08	-392.08	2301.12	-1473.70	1.0	0.1
7	9 - 12	exterior	196.68	-196.68	1451.66	-766.68	1.1	0.2
8	9 - 12	interior	217.33	-217.33	1536.63	-851.26	1.1	0.1
9	13 - 16	exterior	123.34	-123.34	1131.62	-574.56	1.1	0.2
10	13 - 16	interior	109.49	-109.49	1014.69	-457.63	1.2	0.2
11	17 - 20	exterior	81.41	-81.41	824.90	-383.04	1.1	0.2
12	17 - 20	interior	92.29	-92.29	699.50	-457.63	1.1	0.2

El programa requirió también de otra propiedad elástica para las columnas, esta fue el módulo de Poisson que para este caso se tomó igual a $\nu = 0.2$ como un valor promedio por tratarse de concreto reforzado.

V.3.2 Masas aplicadas en los marcos para efectos sísmicos.

En la tabla 5.7 y 5.8 se muestran los pesos de cada nivel para el marco convencional y para el marco con disipadores respectivamente, tomando en cuenta las secciones de columnas y trabes así como el peso (carga muerta) que actúa a nivel de piso (ver tabla 4.1). Se consideró también la carga viva instantánea mencionada en el inciso IV.4.3.

Estos pesos corresponden a la cuarta parte del peso total del edificio ya

COMPARACION DE RESULTADOS ENTRE AMBOS DISEÑOS

que se está haciendo el análisis de un marco exterior y por considerar que la estructura tridimensional posee un sistema de piso lo suficientemente rígido, se acepta que los cuatro marcos en la dirección del análisis cuentan con idénticas características de masa y rigidez lateral (ver capítulo III).

El peso tributario de las columnas que se consideró en el análisis no lineal para el DRAIN-2D, se calculó con la expresión 5.2.

$$W_{col.} = N^{\circ}_{columnas} \cdot \frac{H_{nudo}}{2} \cdot \gamma_{concreto} \cdot (I_{c.inferior}^2 + I_{c.superior}^2) \quad (5.2)$$

donde H está en m y $W_{col.}$ en toneladas, de esta forma los pesos que resultan son los que se muestran en la cuarta columna de las tablas 5.7 y 5.8.

Los pesos totales obtenidos se concentraron en los nudos (uniones de columnas con traveses) de cada entrepiso en cada uno de los marcos. Para el *marco convencional* se consideraron cuatro nudos por entrepiso por lo que el peso total del entrepiso (ver tabla 5.7) se dividió entre cuatro y se le asignó a cada nudo el resultado correspondiente. Para el caso del *marco con disipadores* se consideraron cinco nudos por entrepiso. El quinto nudo corresponde en el modelo, a la unión de los disipadores con las traveses de la crujía central en el claro medio de estas (ver apéndice A).

Estos pesos repartidos en cada nivel se dividieron posteriormente entre la aceleración de la gravedad local que para este caso fue de 9.81 m/s^2 , de esta forma se obtienen las *masas* para efectos sísmicos en cada marco.

$$m = W_{entrepiso} / 981 \quad (\text{ton.s}^2/\text{cm})$$

COMPARACION DE RESULTADOS ENTRE AMBOS DISEÑOS

Tabla 6.7 Pesos totales en el marco convencional.

Nivel	Peso por carga muerta (ton)	Peso por carga viva inst. (ton)	Peso de columnas (ton)	Peso de trabes (ton)	Peso total en entrepiso (ton)
20	88.641	7.717	6.299	20.500	123.156
19	93.051	19.845	12.595	20.500	145.991
18	93.051	19.845	12.595	20.500	145.991
17	93.051	19.845	12.595	20.500	145.991
16	93.051	19.845	14.288	20.500	147.684
15	93.051	19.845	15.940	20.500	149.336
14	93.051	19.845	15.940	20.500	149.336
13	93.051	19.845	15.940	20.500	149.336
12	93.051	19.845	17.810	20.500	151.205
11	93.051	19.845	19.680	20.500	153.076
10	93.051	19.845	19.680	20.500	153.076
9	93.051	19.845	19.680	20.500	153.076
8	93.051	19.845	21.745	20.500	155.142
7	93.051	19.845	23.813	20.500	157.209
6	93.051	19.845	23.813	20.500	157.209
5	93.051	19.845	23.813	20.500	157.209
4	93.051	19.845	26.076	20.500	159.472
3	93.051	19.845	28.339	20.500	161.735
2	93.051	19.845	28.339	20.500	161.735
1	93.051	19.845	31.800	20.500	165.196
PESO TOTAL DEL MARCO $\Sigma =$					3042.143

El peso total de cada marco se da al pie de la tablas. En el apéndice A se muestra el archivo de datos del DRAIN-2D para ambos marcos, en ellos se muestra el total de las masas para cada entrepiso calculadas como se mencionó anteriormente.

COMPARACION DE RESULTADOS ENTRE AMBOS DISEÑOS

Tabla 5.8 Pesos totales en el marco con disipadores.

Nivel	Peso por carga muerta (ton)	Peso por carga viva inal. (ton)	Peso de columnas (ton)	Peso de traveses (ton)	Peso total en andamiaje (ton)
20	93.841	7.715	3.813	10.400	110.374
19	93.051	19.845	7.235	10.400	130.532
18	93.051	19.845	7.235	10.400	130.532
17	93.051	19.845	7.235	10.400	130.532
16	93.051	19.845	8.179	10.400	131.475
15	93.051	19.845	9.123	10.400	132.419
14	93.051	19.845	9.123	10.400	132.419
13	93.051	19.845	9.123	10.400	132.419
12	93.051	19.845	10.175	10.400	133.471
11	93.051	19.845	11.227	10.400	134.523
10	93.051	19.845	11.227	10.400	134.523
9	93.051	19.845	11.227	10.400	134.523
8	93.051	19.845	12.389	10.400	135.685
7	93.051	19.845	13.550	10.400	136.846
6	93.051	19.845	13.550	10.400	136.846
5	93.051	19.845	13.550	10.400	136.846
4	93.051	19.845	14.821	10.400	138.117
3	93.051	19.845	16.092	10.400	139.388
2	93.051	19.845	16.092	10.400	139.388
1	93.051	19.845	17.025	10.400	141.121
PESO TOTAL DEL MARCO $\Sigma =$					2671.982

V.3.3 Propiedades geométricas y mecánicas de los disipadores TADAS.

Las propiedades geométricas de los disipadores se muestran en la tabla 4.17 del capítulo IV. Las propiedades mecánicas de los disipadores corresponden

COMPARACION DE RESULTADOS ENTRE AMBOS DISEÑOS

a los momentos de fluencia obtenidos de un análisis sísmico modal espectral elástico (lo que significa que no se hizo reducción en las ordenadas espectrales de diseño). La resistencia de los disipadores o momentos de diseño elásticos, se fueron corrigiendo a lo largo de la altura del marco (la corrección se hizo reduciendo el valor de dichos momentos) de tal forma que estos trabajaran en forma adecuada dentro del rango no lineal y desarrollaran suficiente ductilidad (puede ser mayor que la que demanda la estructura); con esto se puede evitar que el marco sufra daños en sus elementos de concreto que es el objetivo que se busca en este trabajo.

La forma con la que se obtuvieron los momentos de fluencia para un comportamiento adecuado tanto para los disipadores (comportamiento inelástico) como para los elementos de concreto reforzado (comportamiento elástico) fue multiplicando a cada uno de ellos por un factor reductor ϕ que para el caso de los momentos de fluencia de los disipadores se les denotó como ϕ_D y para traveses y columnas como ϕ_M . Estos factores son menores a 1. También se puede usar el inverso multiplicativo de los factores ϕ denominados Φ :

$$\Phi_M = \frac{1}{\phi_M} \quad \text{y} \quad \Phi_D = \frac{1}{\phi_D}$$

Cuando el momento de diseño elástico $M_{d,e}$ se divide entre el factor Φ_D se obtiene el momento flexionante en el cual termina el comportamiento elástico del disipador e inicia la fluencia del mismo, $M_{fluencia}$ y por lo tanto se inicia también la disipación de energía por deformación en el elemento. Lo anterior se expresa:

$$M_{fluencia} = \frac{M_{d,e}}{\Phi_D} = \phi_D M_{d,e}$$

COMPARACION DE RESULTADOS ENTRE AMBOS DISEÑOS

Los valores de Φ_D se eligieron de manera iterativa hasta lograr que el marco sufiera el menor daño posible y los disipadores trabajaran dentro del rango deseado (rango no lineal) como ya se ha mencionado. El valor de Φ_M se recomienda que sea lo más cercano a uno para que el daño en columnas y trabes sea mínimo y no debe variar una vez establecido (Silva 1993). Se eligió dicho valor de Φ_M igual a uno. Se aplicó también este valor en el análisis de la respuesta para el marco convencional.

V.3.4. Valores de Φ_D en el análisis de la respuesta no lineal del marco con disipadores.

Se inició el análisis de la respuesta no lineal paso a paso del marco con disipadores en el programa DRAIN-2D cuando se ve excitado con la componente horizontal del acelerograma del sismo de S.C.T.-190085. Se propusieron valores de Φ_D y se obtuvieron los posibles valores de los momentos de fluencia de todos los disipadores del marco, en ellos se hizo variar el factor Φ_D desde 1.0 hasta 9.0.

A continuación se muestra a manera de ejemplo la forma de calcular los diferentes momentos de fluencia que puede tomar el disipador del nivel 12 basándose en los diferentes valores de Φ_D propuestos durante el análisis.

El momento elástico de diseño (que corresponde al obtenido del análisis sísmico modal sin reducción de las ordenadas del espectro de diseño) es igual a: $M = 138.55 \text{ ton.m}$. Debido a que este momento no tiene reducción de ningún tipo, es el que corresponde a un factor $\Phi_D = 1$ y por lo tanto se denota como:

$$M_{\Phi_D=1} = 138.55 \text{ ton.m}$$

COMPARACION DE RESULTADOS ENTRE AMBOS DISEÑOS

El momento resistente del disipador debe ser menor a $M_{o_{n-1}}$, para que se inicie la fluencia, por lo que este puede tomar los siguientes posibles valores en función de los Φ_D propuestos anteriormente.

$$M_{o_{n-1}} = 138.55/2 = 69.27 \text{ ton.m} \quad M_{o_{n-2}} = 138.55/3 = 46.18 \text{ ton.m}$$

$$M_{o_{n-1}} = 138.55/3 = 46.18 \text{ ton.m} \quad M_{o_{n-1}} = 138.55/7 = 19.79 \text{ ton.m}$$

$$M_{o_{n-1}} = 138.55/4 = 34.64 \text{ ton.m} \quad M_{o_{n-1}} = 138.55/8 = 17.32 \text{ ton.m}$$

$$M_{o_{n-1}} = 138.55/5 = 27.71 \text{ ton.m} \quad M_{o_{n-1}} = 138.55/9 = 15.39 \text{ ton.m}$$

De los anteriores valores de momentos de fluencia obtenidos para el disipador del nivel 12, el definitivo es el que proporciona al marco un comportamiento adecuado.

En la tabla 5.7 se muestran los posibles valores de los momentos de fluencia de todos los disipadores, calculados como se mencionó anteriormente.

V.3.5 Resultados del análisis de la respuesta no lineal del marco con disipadores y del marco convencional.

Se hizo el análisis de la respuesta no lineal paso a paso del marco convencional y del marco con disipadores, este último con los diferentes valores de momentos de fluencia obtenidos a partir de reducir con los factores Φ_D propuestos en la tabla 5.7, los momentos elásticos de diseño en cada nivel.

Durante el proceso de análisis en el DRAIN-2D se presentaron situaciones en ambos marcos que a continuación se comentan. Primeramente se hablará de los resultados obtenidos para el marco con disipadores. Se observó que el marco

COMPARACION DE RESULTADOS ENTRE AMBOS DISEÑOS

Tabla 6.7 Momentos de fluencia de los disipadores.

Nivel	Momento (ton.m)	Φ_D								
		1	2	3	4	5	6	7	8	9
20	10.85	10.85	5.43	3.62	2.72	2.17	1.61	1.55	1.35	1.21
19	19.23	19.23	9.63	6.42	4.81	3.65	3.21	2.73	2.41	2.14
18	30.38	30.38	15.19	10.13	7.60	5.93	5.04	4.34	3.80	3.33
17	37.94	37.94	23.97	19.31	14.49	11.59	9.65	8.23	7.24	6.44
16	70.22	70.22	39.11	23.41	17.55	14.04	11.70	10.03	8.75	7.80
15	94.03	94.03	47.02	31.34	23.51	18.81	15.67	13.43	11.75	10.45
14	112.78	112.78	58.38	37.59	28.19	22.5	18.79	16.11	14.10	12.53
13	132.80	132.80	66.30	44.20	33.15	26.52	22.10	18.94	16.53	14.73
12	138.53	138.53	69.28	46.18	34.54	27.71	23.75	19.79	17.32	15.39
11	158.11	158.11	79.06	52.70	39.53	31.62	26.35	22.50	19.76	17.57
10	173.60	173.60	86.80	57.87	43.40	34.72	29.93	24.80	21.70	19.29
9	190.74	190.74	95.37	63.58	47.69	38.15	31.79	27.25	23.84	21.19
8	198.09	198.09	98.05	65.35	49.02	39.22	32.68	28.01	24.51	21.79
7	214.72	214.72	107.36	71.57	53.68	42.94	35.79	30.67	26.64	23.66
6	229.51	229.51	114.76	76.50	57.38	45.90	38.25	32.79	28.59	25.50
5	245.43	245.43	122.72	81.81	61.38	49.09	40.91	35.06	30.63	27.27
4	252.60	252.60	126.30	84.20	63.15	50.52	42.10	36.09	31.53	28.07
3	271.14	271.14	135.57	90.38	67.79	54.23	45.19	38.73	33.89	30.13
2	280.30	280.30	140.15	93.43	70.08	56.08	46.72	40.04	35.04	31.14
1	291.79	291.79	145.90	97.26	72.95	58.36	48.63	41.68	36.47	32.42

con valores de $\Phi_D = 1$, su respuesta no fue elástica como se había predicho sino que sufre daños principalmente en las traves de los primeros niveles, daños que se traducen a través de las rotaciones máximas de las articulaciones plásticas en los extremos de estas. Los disipadores no fluyeron, es decir, estos no entraron a su rango inelástico; por otra parte las columnas no sufrieron ningún tipo de daño, de estas sí se obtuvo una respuesta elástica durante todo el análisis.

COMPARACIÓN DE RESULTADOS ENTRE AMBOS DISEÑOS

Para obligar que los disipadores fluyeran y obtener así un daño menor en la estructura de concreto, se hicieron nuevos análisis de este marco con los restantes valores de Φ_D . Cuando se aplicó el factor reductor $\Phi_D = 2$ y $\Phi_D = 3$ a los correspondientes momentos elásticos de diseño, los disipadores comenzaron a fluir (ingresaron a su rango inelástico) pero la disipación de energía fue pequeña, principalmente en los disipadores de los niveles 1 al 5 donde su rotación plástica fue mínima y aún siguieron apareciendo articulaciones plásticas en las trabes de los primeros niveles; la rotación plástica en las columnas siguió siendo nula.

Se usaron enseguida los valores $\Phi_D = 4$ hasta $\Phi_D = 6$ y se realizaron nuevos análisis usando el DRAIN-2D. Se observó que los disipadores de los primeros cinco niveles tenían mayor demanda de ductilidad de rotación que en los anteriores análisis, pero su rotación plástica seguía siendo pequeña, también continuaban apareciendo articulaciones plásticas en las trabes de los primeros ocho niveles y sólo se presentaban dos articulaciones plásticas en los extremos inferiores de las dos columnas centrales del marco. Al mismo tiempo, se revisó que los desplazamientos relativos de entrepiso estuvieran dentro del rango permitido por el R.C.D.F. 1987, los cuales fueron satisfactorios en todo momento.

Por último, se usaron los valores de $\Phi_D = 7$ hasta $\Phi_D = 9$ como factores reductivos en los momentos elásticos de diseño. En este caso el comportamiento de los disipadores fue mejor que en los anteriores análisis, todos los disipadores fluyeron, únicamente el disipador del nivel 20 presentó un comportamiento elástico, pero contrario a lo anterior, se incrementaron el número de articulaciones plásticas en las trabes hasta el nivel 12. En las columnas, estas rotaciones afectaron a cuatro de ellas en el primer entrepiso en sus extremos inferiores, provocando un mecanismo de falla lateral como el mostrado en la figura 5.4b.

COMPARACION DE RESULTADOS ENTRE AMBOS DISEÑOS

Además, los desplazamientos relativos de algunos entrepisos excedieron el límite permitido por el R.C.D.F. 1987, ($\Delta_{p,m} \leq 0.013h$) principalmente en los entrepisos del nivel 4 al nivel 7 cuando se hizo el análisis con el factor $\Phi_D = 3$.

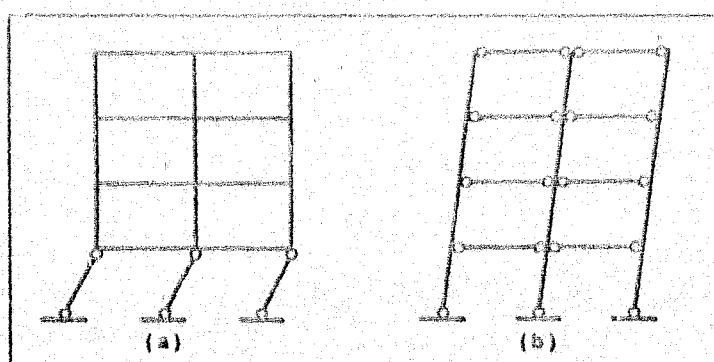


Figura 3.4 Mecanismos de falla lateral.

El hecho de que se formen articulaciones plásticas en los elementos, no implica que las secciones hayan fallado totalmente. Las secciones pueden seguir resistiendo deformaciones importantes dependiendo del diseño estructural del marco.

Con el fin de lograr un mejor comportamiento del *marco con disipadores* para que este sufriera el menor daño posible, es decir, desaparecieran las articulaciones plásticas en los elementos de concreto reforzado, se les aumentó la resistencia a algunos disipadores, principalmente de los primeros niveles, con el fin de controlar también los desplazamientos relativos de entrepiso para estar dentro del rango permitido.

Se logró finalmente que los disipadores trabajaran de manera adecuada haciendo variar el valor de Φ_D como ya se mencionó; el trabajo se puede

COMPARACION DE RESULTADOS ENTRE AMBOS DISEÑOS

observar mediante los ciclos histéreticos de cada uno de ellos, estos se muestran más adelante. Sin embargo no se logró que las articulaciones plásticas en las secciones extremas de las trabes de los primeros niveles desaparecieran, estas en realidad son rotaciones plásticas del orden de $\theta = 0.010$ rad en promedio, pero de cualquier forma se consideran como un daño para el marco. Se pudo haber incrementado la resistencia de las trabes para evitar que disiparan energía (la aparición de las articulaciones plásticas en ellas es una forma de disipación de energía), pero debido a que estas se encontraban en el límite permisible en cuanto a área de acero de refuerzo longitudinal marcado por las N.T.C. para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto del R.C.D.F. 1987, se descartó esta posibilidad.

Contrario a lo anterior, las columnas tuvieron un mejor comportamiento, sólo aparecieron dos articulaciones plásticas en los extremos inferiores de las dos columnas centrales como se observa en la figura 5.5, el resto de las columnas tuvieron una respuesta elástica, es decir, no aparecieron articulaciones plásticas en ellas. Esta forma de respuesta del marco con disipadores se le denomina *marco con columna fuerte trabe débil*, debido a que la resistencia a la flexión de las columnas que llegan a un nudo es mayor a la resistencia a la flexión de las trabes que llegan al mismo.

En la tabla 5.8 se muestran los momentos de fluencia definitivos de los disipadores con sus respectivos valores de Φ_D con los cuales se diseñó y obtuvo la respuesta del marco.

En cuanto a la respuesta inelástica del marco convencional, se puede observar claramente en la figura 5.5. En este marco fluyeron más columnas en comparación al marco con disipadores, principalmente en los entrepisos 1, 5, 6, 7,

COMPARACION DE RESULTADOS ENTRE AMBOS DISEÑOS

9 y 10, lográndose casi formar mecanismos de falla de entrepiso. En el caso de las trabes, se presentó el mismo caso que en el marco con disipadores, fluyeron las trabes de los primeros niveles (del nivel 1 al 12) con una rotación plástica promedio de $\theta = 0.012$ rad, ligeramente mayor que la obtenida para el marco con disipadores. En el siguiente inciso se hace un análisis comparativo de las respuestas de ambos marcos.

Tabla 5.6 Momentos de fluencia definitivos de los disipadores.

Entrepiso	Momento elástico (ton.m)	Φ_D	Momento de fluencia (ton.m)
20	10.88	3.50	3.60
19	19.25	6.41	3.00
18	30.38	6.20	4.90
17	57.94	6.00	9.88
16	70.22	6.00	12.00
15	94.03	6.00	15.67
14	112.76	6.00	18.79
13	132.60	5.95	22.28
12	138.53	5.95	23.28
11	158.11	5.95	26.57
10	173.60	5.95	29.18
9	190.74	5.90	32.33
8	198.09	5.90	33.23
7	214.72	5.80	37.02
6	229.51	5.80	39.57
5	245.43	5.80	42.32
4	252.60	5.50	45.93
3	271.14	5.50	49.30
2	280.30	5.50	50.98
1	291.79	5.50	53.05

V.4 COMPARACION DE LAS RESPUESTAS ENTRE AMBOS MARCOS.

En este inciso se hace un análisis comparativo del diseño estructural y de la respuesta no lineal de los dos marcos, cuando se lleva a cabo el análisis con el programa DRAIN-2D. Se comentan y analizan los siguientes resultados:

- a) Formación de articulaciones plásticas en los marcos
- b) Envolventes de desplazamientos máximos de cada entrepiso respecto a la base o terreno de cimentación
- c) Desplazamientos relativos de entrepiso
- d) Historia de desplazamientos máximos en la azotea
- e) Ciclos histéricos de los disipadores
- f) Demandas de ductilidad de desplazamiento de los disipadores
- g) Historias de fuerzas axiales sobre la cimentación proporcionadas por las columnas del primer nivel
- h) Historias de momentos de volteo en la cimentación.

V.4.1 Formación de articulaciones plásticas en los marcos.

En la figura 5.5 se muestra la localización donde se formaron las articulaciones plásticas en el *marco convencional* y en el *marco con disipadores* al final de la excitación sísmica. Se presentan las máximas rotaciones plásticas en columnas y trabes que ocurren en los extremos de estas. Se observa que las secciones que más se plastificaron, es decir, las que trabajaron en su rango inelástico, fueron las trabes en el *marco con disipadores* (como se mencionó en el inciso anterior) a diferencia del *marco convencional*, en donde también sufrieron plastificación las trabes y además las columnas de algunos entrepiso.

COMPARACION DE RESULTADOS ENTRE AMBOS DISEÑOS

El mecanismo de falla que se presenta en el marco con disipadores es aceptable debido a que está definido por articulaciones plásticas en las traveses y en la base de las columnas (ver figura 5.4b) a diferencia del marco convencional en donde el mecanismo de falla de algunos entrepisos se acerca más al de la figura 5.4a.

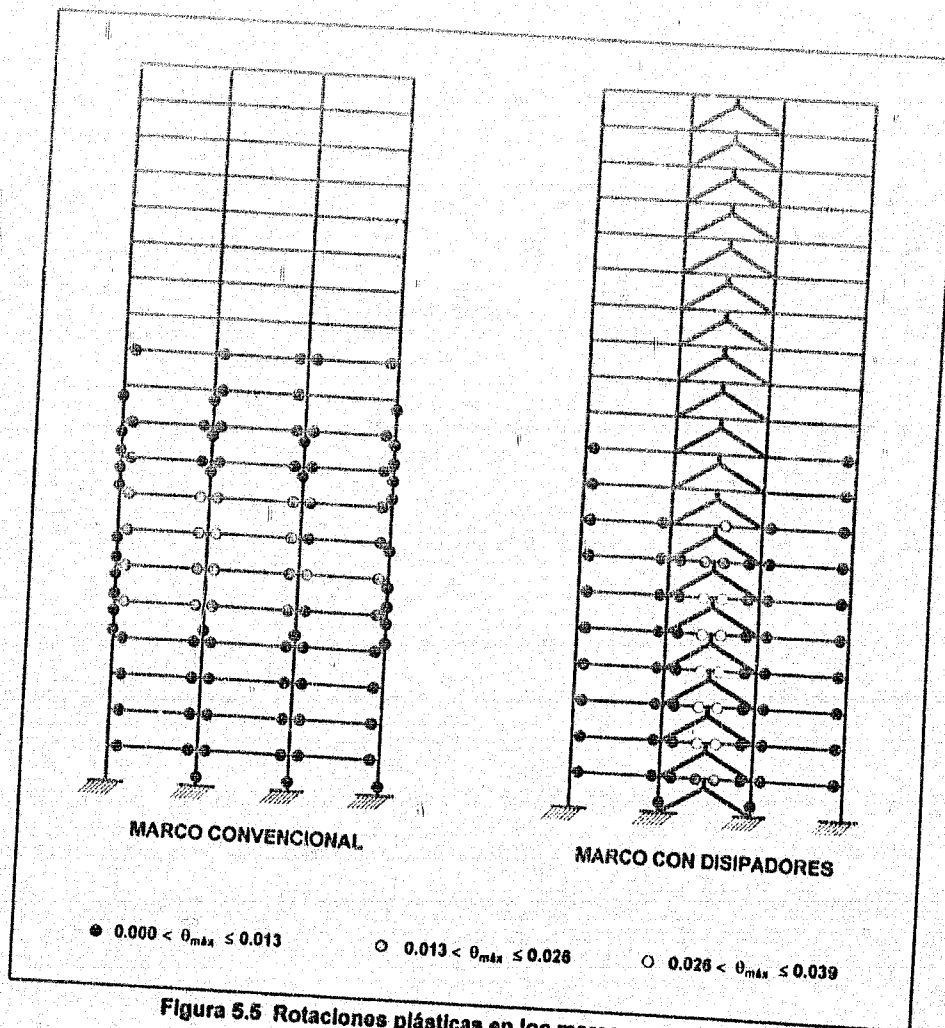


Figura 5.5 Rotaciones plásticas en los marcos en radianes.

COMPARACION DE RESULTADOS ENTRE AMBOS DISEÑOS

En el caso anterior, el mecanismo de falla que se puede llegar a presentar es por entrepiso débil, debido a la aparición de articulaciones plásticas en ambos extremos de las columnas lo que puede provocar el incremento de los efectos P-Δ por la demanda de giros en ellas y con ello, el riesgo de colapso en el marco por tratarse de una falla de tipo frágil (LI 21).

Cabe señalar que aunque las traveses de ambos marcos presentan mecanismos de falla (articulaciones plásticas) en los extremos de sus claros, estas aún no agotan su capacidad totalmente. Es decir, pueden seguir resistiendo acciones hasta alcanzar su máxima capacidad y esto ocurre cuando se forma una última articulación plástica en la zonas cercanas al centro del claro de las mismas (L/2), de esta forma el elemento se vuelve inestable. En la figura 5.6 se muestra el mecanismo de falla total de una trabe cuando ha alcanzado su máxima capacidad o resistencia.

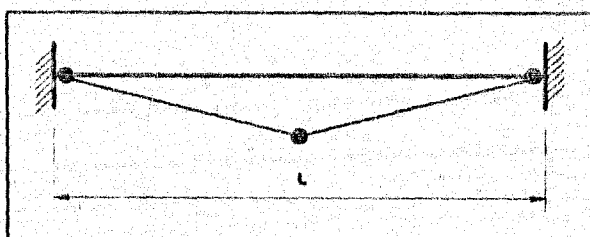


Figura 5.6 Mecanismo de falla total en una trabe.

Si el daño estructural se cuantifica con la siguiente relación de daño (R.D.) en donde se toman en cuenta los elementos que ceden durante el análisis inelástico, definida por medio de la expresión 5.3

$$R.D. = \frac{N^{\circ} \text{ de columnas y traveses que fluyen}}{N^{\circ} \text{ total de columnas y traveses}} \quad (5.3)$$

COMPARACION DE RESULTADOS ENTRE AMBOS DISEÑOS

con la anterior expresión se calcula el daño estructural que presenta cada marco al final de la excitación sísmica.

$$(R.D.)_{M. \text{ con disipadores}} = \frac{30}{60 \text{ columnas} + 60 \text{ trabas}} = \frac{30}{120} = 0.21$$

$$(R.D.)_{M. \text{ convencional}} = \frac{56}{140} = 0.40$$

Se observa que en el *marco con disipadores*, un 21 % de sus elementos fluyeron, mientras que en el *marco convencional*, fue un 40 % de sus elementos que presentaron fluencia. Con esto se puede decir que los disipadores de energía reducen de alguna forma el daño estructural para el caso aquí estudiado (en otros casos el daño estructural en el *marco con disipadores* es nulo $R.D. = 0$; Silva 1993 y Urrego 1994).

Comparando sus costos de reparación, son mayores en el *marco convencional* debido a que existen más elementos dañados que en el *marco con disipadores*. Este es otro parámetro importante que se debe considerar para fines de diseño y construcción.

V.4.2 Envolventes de desplazamientos máximos de cada entrepiso.

En la figura 5.7 se muestran los desplazamientos máximos de cada nivel respecto a la base de la estructura. Se observa que los desplazamientos en cada nivel son aproximadamente iguales en ambos marcos. El *marco con disipadores* presenta un desplazamiento máximo en la azotea de 63.5 cm, mientras que el *marco convencional* su desplazamiento máximo en el mismo sitio fue de 56.52 cm, es decir, aproximadamente un 9 % menor al del *marco con disipadores*.

COMPARACION DE RESULTADOS ENTRE AMBOS DISEÑOS

El desplazamiento máximo permitido en la azotea de estas estructuras es de $\Delta_{m\acute{a}x} = 0.012(h_T) = 0.012(6050) = 72.6$ cm, de acuerdo al R.C.D.F. 1987.

Comparando el resultado de $\Delta_{m\acute{a}x}$ con los desplazamientos máximos en la azotea de ambos marcos mencionados anteriormente, se observa que se cumple con la norma establecida ya que los desplazamientos obtenidos durante el análisis son menores que 72.6 cm. Lo anterior se acepta siempre y cuando los desplazamientos relativos de entrepisos (diferencia de desplazamientos de un nivel con respecto a otro) no se excedan del permitido que es de 3.6 cm, en el siguiente inciso se muestran estos desplazamientos.

Los desplazamientos máximos mostrados en la figura 5.7 ocurren casi al mismo tiempo en todos los entrepisos, en el *marco con disipadores* entre el segundo 58.55 y 58.64, mientras que en el *marco convencional*, estos ocurren entre el segundo 58.54 y 58.61.

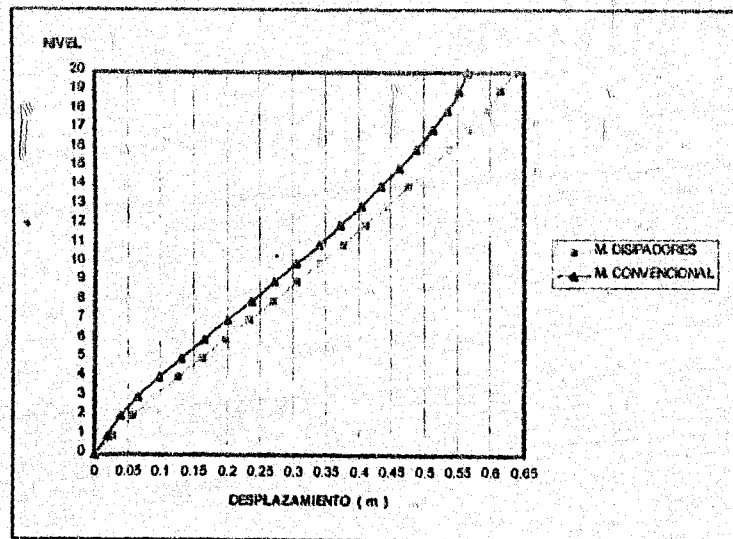


Figura 5.7 Desplazamientos máximos en cada nivel.

COMPARACION DE RESULTADOS ENTRE AMBOS DISEÑOS

V.4.3 Desplazamientos relativos de entrepiso.

En la figura 5.8 se pueden observar los desplazamientos relativos de entrepiso para cada marco. Se nota claramente que los desplazamientos relativos son muy parecidos en ambas estructuras y que además todos están dentro del rango permitido por R.C.D.F. 1987, que es $\delta_{perm} = 0.012h_n$, donde h_n es la altura de entrepiso en cada nivel. De aquí se obtiene que $\delta_{perm} = 0.012 (300) = 3.6$ cm.

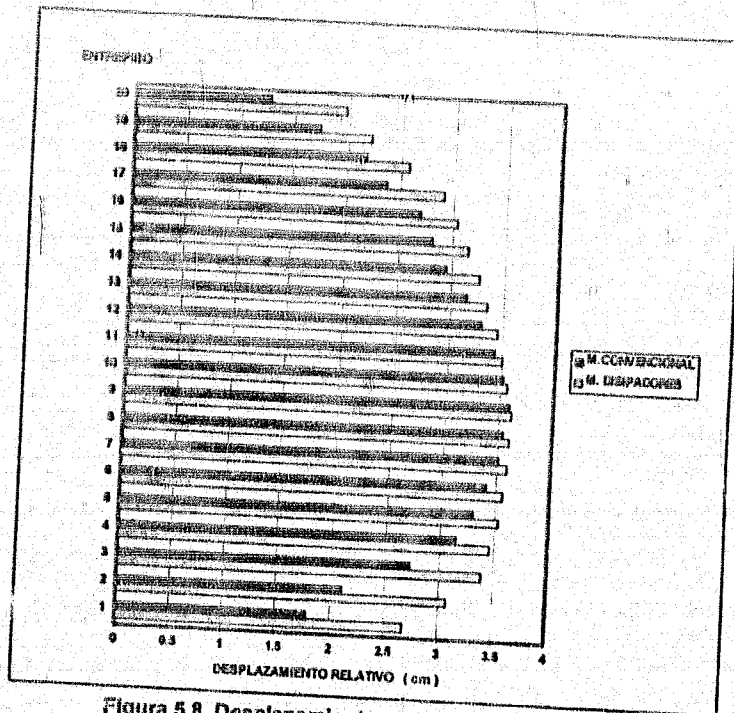


Figura 5.8 Desplazamientos relativos de entrepisos.

Existe una diferencia de desplazamientos en los cuatro primeros entrepisos en donde el marco con disipadores se desplaza más que el marco convencional, el mismo caso se presentó en los últimos cuatro niveles. En los niveles

COMPARACION DE RESULTADOS ENTRE AMBOS DISEÑOS

intermedios donde los desplazamientos son muy parecidos, casi se alcanza el límite permisible por el reglamento (niveles 6, 7, 8, 9, 10 y 11), esto se debió a que en esos entrepisos se presentaron las rotaciones plásticas con mayor magnitud respecto a los otros (ver figura 5.5), las cuales causaron más daño a los elementos de concreto reforzado, provocando que los desplazamientos relativos crecieran.

V.4.4 Historias de desplazamientos máximos en la azotea.

A continuación se muestran en las figuras 5.9 las historias de los desplazamientos máximos en la azotea ocurridos durante la excitación sísmica para ambos marcos.

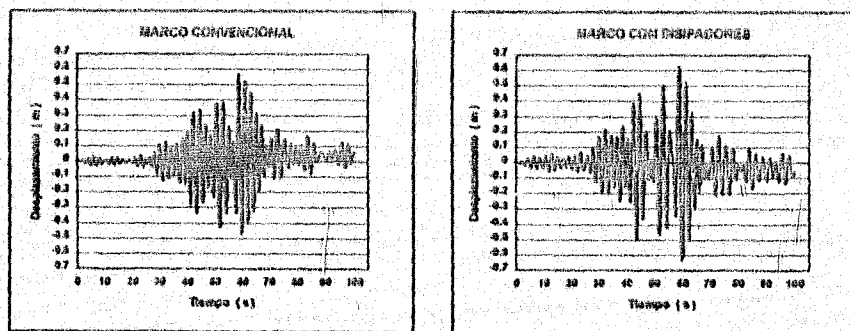


Figura 5.9 Historias de los desplazamientos máximos en la azotea.

Se puede observar que aproximadamente en el segundo 58 ocurren los máximos desplazamientos para las dos estructuras; en el *marco convencional* su desplazamiento máximo fue de 56.52 cm, mientras que para el *marco con disipadores* este fue de 63.50 cm. En las mismas figuras se puede observar que en ambos marcos existe una deformación permanente al final del movimiento sísmico, es decir que al terminar la excitación esos niveles de azotea no

COMPARACION DE RESULTADOS ENTRE AMBOS DISEÑOS

regresaron a su posición original sino quedaron con cierta deformación lateral. Esto se debió a la fluencia (formación de articulaciones plásticas) de los elementos en ambas estructuras en los niveles inferiores y en particular en el marco con disipadores por el trabajo inelástico de los mismos. Esto es lógico, ya que una estructura después de haber sido sometida a un temblor de gran magnitud, sufre daños y puede que su configuración inicial cambie al término del evento.

V.4.5 Ciclos histeréticos de los disipadores de energía.

En este inciso se analiza únicamente la respuesta del *marco con disipadores*. Se muestra gráficamente el comportamiento de los disipadores de energía durante el movimiento sísmico a lo alto de la estructura. Se graficó la rotación plástica contra el momento flexionante de cada disipador (se explicó en el capítulo I que para el estudio del marco, se emplearían disipadores que trabajarían exclusivamente a flexión). Los disipadores de energía se modelaron en el programa **DRAIN-2D** como elementos "viga-columna", los cuales no consideran ningún tipo de degradación ya sea de rigidez o de resistencia y con ello se logra que el comportamiento de los disipadores sean estables como se muestran en los ciclos histeréticos de la figura 5.10.

Todas las gráficas se encuentran a la misma escala para poder apreciar mejor las rotaciones máximas que se desarrollaron en cada uno de ellos y poder hacer una comparación en cuanto a la energía disipada. Se puede observar a simple vista que los disipadores de los niveles superiores trabajan menos, es decir, disipan menor cantidad de energía que los disipadores de los primeros niveles. Se hace la aclaración que los disipadores (**TADAS**) fluyen y disipan energía en su sección extrema superior cercana a la trabe.

COMPARACION DE RESULTADOS ENTRE AMBOS DISEÑOS

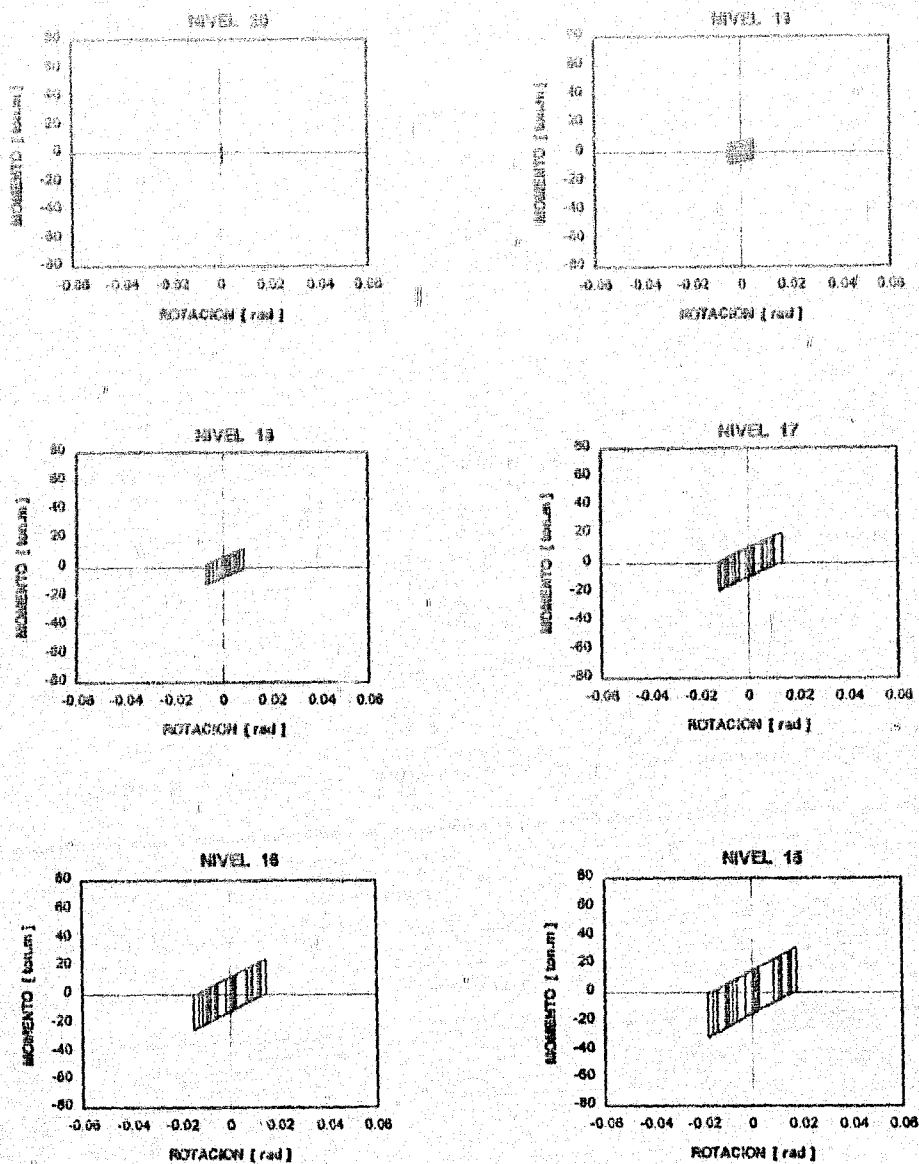


Figura 5.10 Ciclos histéricos de los disipadores.

COMPARACION DE RESULTADOS ENTRE AMBOS DISEÑOS

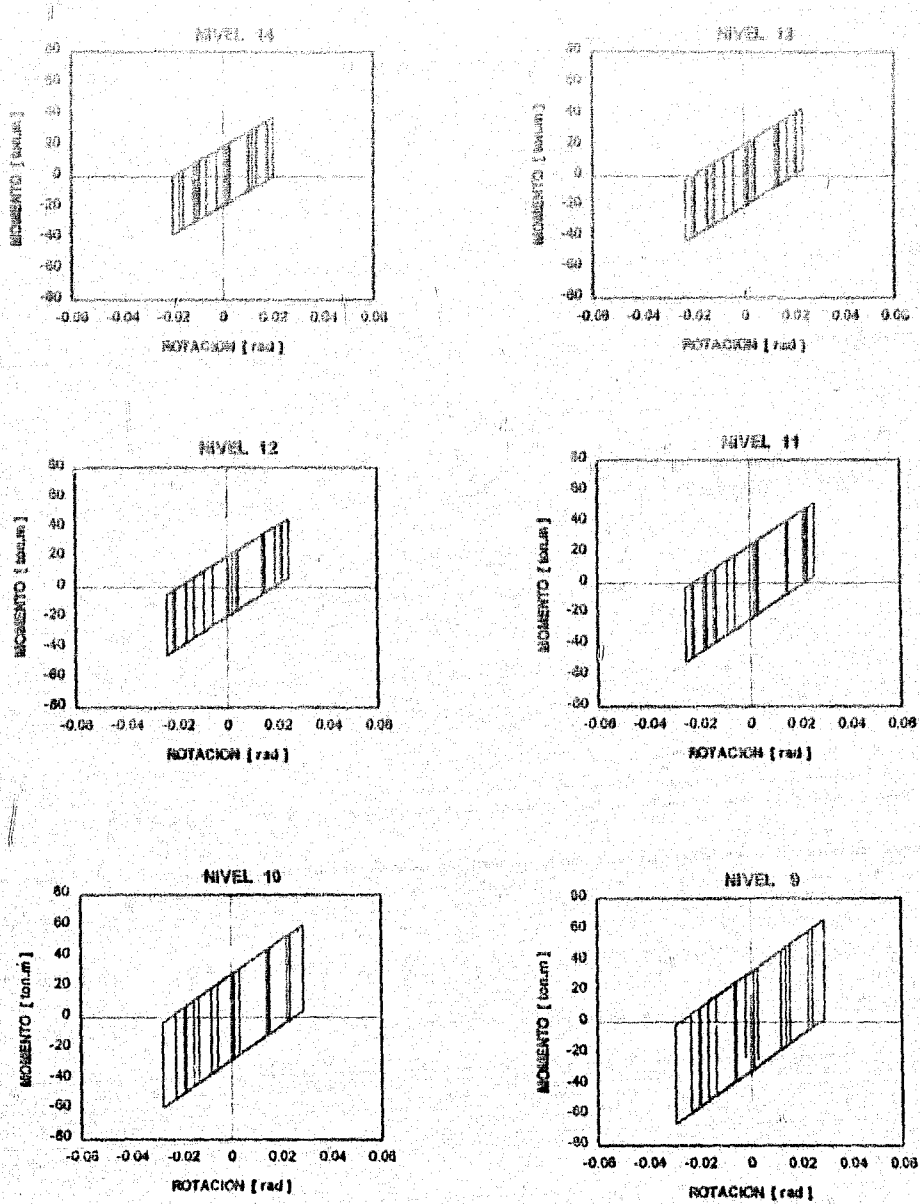


Figura 5.10 Ciclos histéricos de los disipadores (continuación).

COMPARACION DE RESULTADOS ENTRE AMBOS DISEÑOS

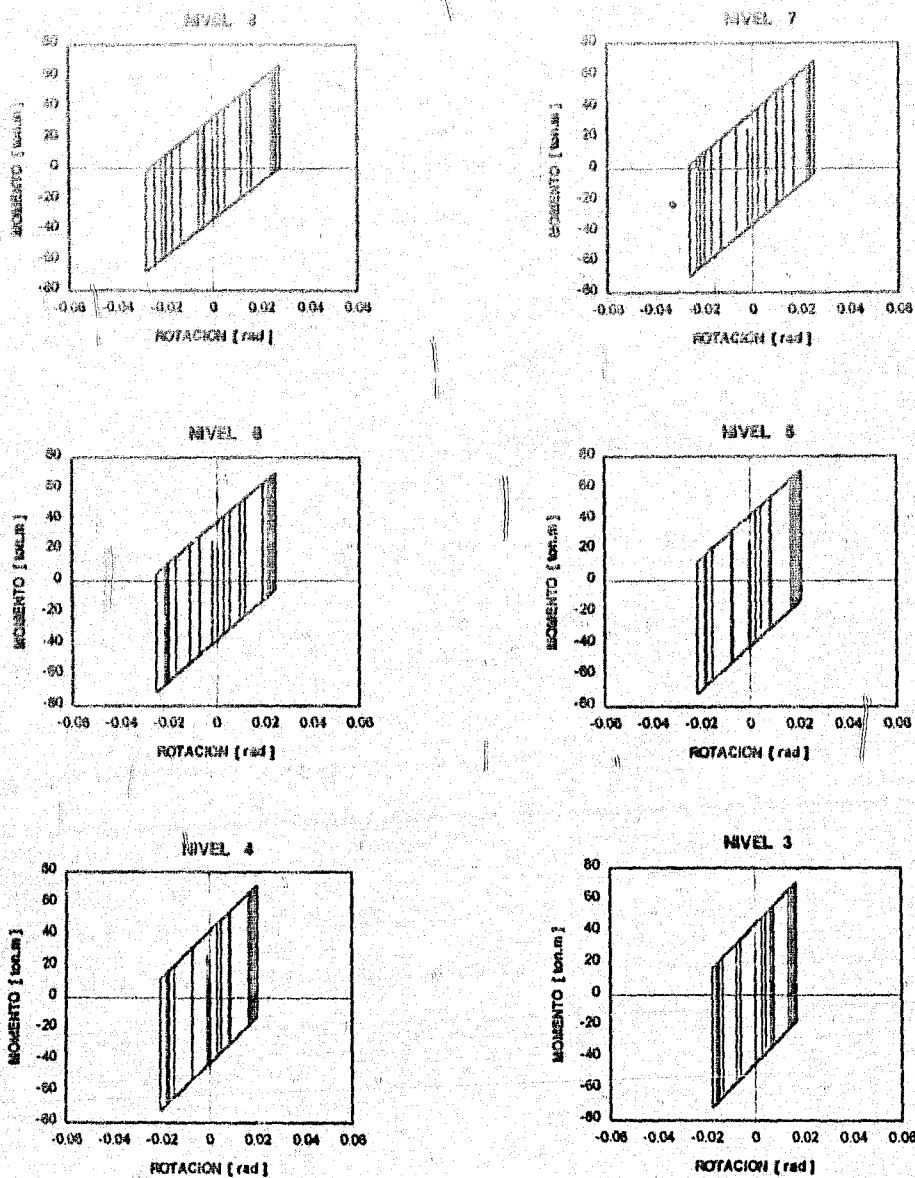


Figura 5.10 Ciclos histeréticos de los disipadores (continuación).

COMPARACION DE RESULTADOS ENTRE AMBOS DISEÑOS

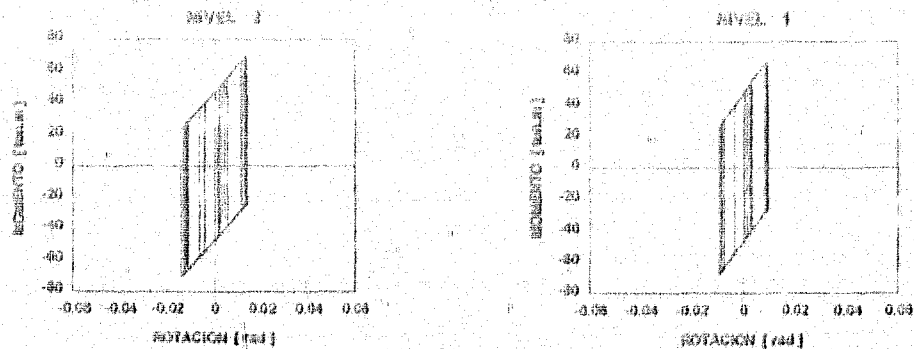


Figura 5.10 Ciclos histeréticos de los disipadores (continuación).

En las figuras anteriores se observa que la disipación de energía aumenta a medida que se disminuye el nivel en el marco, esto hace pensar que los disipadores son más eficientes en los primeros niveles, principalmente de los niveles 4 al 9 en donde se ve que el área encerrada por el ciclo histerético es más grande que en los demás niveles. El área de los ciclos histeréticos que conforman a los niveles 18 y 19 es muy pequeña, incluso, en el nivel 20 se observa que el disipador no entró al rango inelástico. Su respuesta fue elástica en cualquier instante del movimiento sísmico, pudiéndose omitir los disipadores en esos niveles ya que por lo anterior se ve que aportan poco o nulo amortiguamiento a la estructura.

La rotación máxima se alcanzó en el disipador del nivel 9 con una magnitud de 0.02905 rad, mientras que la rotación mínima fue en el disipador del nivel 20 con una magnitud de 0.0000 rad como se observa claramente en las gráficas anteriores.

En la tabla 5.9 se muestran las máximas rotaciones plásticas positivas y

COMPARACION DE RESULTADOS ENTRE AMBOS DISEÑOS

negativas que presentaron cada uno de los disipadores durante la excitación. Mientras no se exceda el momento de fluencia del disipador, no habrá rotación o cedencia del elemento, la rama del ciclo histérico permanecerá siempre sobre el eje de los momentos sin cambio de pendiente, como se observa en el disipador del nivel 20.

Tabla 5.9 Rotaciones plásticas en los disipadores.

Disipador	Rotación plástica máxima positiva (rad)	Rotación plástica máxima negativa (rad)
20	0.00053	---
19	0.00491	-0.00493
18	0.00828	-0.00833
17	0.01345	-0.01201
16	0.01465	-0.01465
15	0.01776	-0.01773
14	0.02004	-0.01957
13	0.02315	-0.02278
12	0.02433	-0.02405
11	0.02543	-0.02508
10	0.02878	-0.02765
9	0.02889	-0.02905
8	0.02781	-0.02833
7	0.02529	-0.02606
6	0.02439	-0.02530
5	0.02111	-0.02197
4	0.02002	-0.02077
3	0.01714	-0.01771
2	0.01367	-0.01400
1	0.00941	-0.00943

V.4.5 Demandas de ductilidad de desplazamiento en los disipadores.

Se calcularon las demandas de ductilidad de desplazamiento (μ) para cada uno de los disipadores con el cociente del desplazamiento máximo ($\delta_{máx}$) que desarrolló el disipador durante el sismo, entre el desplazamiento de fluencia ($\delta_{fluencia}$) del mismo. Lo anterior queda definido por la siguiente expresión:

$$\mu = \frac{\delta_{máx}}{\delta_{fluencia}}$$

Los desplazamientos máximos ($\delta_{máx}$) en los disipadores que son desplazamientos relativos, se obtuvieron haciendo un análisis paso a paso en el DRAIN-2D, obteniendo con ello las historias de desplazamientos relativos para cada disipador; estas historias sirvieron para encontrar el máximo desplazamiento en cada elemento. Los desplazamientos de fluencia se obtuvieron asociando los momentos de fluencia (M_y), las rigideces laterales (K_d) de los disipadores (ver expresión 2.5 del capítulo II) y la longitud (L) de los mismos con la siguiente expresión.

$$\delta_{fluencia} = \frac{M_y}{K_d L}$$

En la tabla 5.10 se muestran los valores de las demandas de ductilidad de desplazamiento de los disipadores y en la figura 5.11 se graficaron estos mismos valores para poder apreciar la variación de la ductilidad a lo largo de la altura del marco. Se puede observar en la gráfica que donde mayor es la demanda de ductilidad es en los entrepisos 4, 5, 6, 7 y 8; esto se debió a que en esos niveles los desplazamientos relativos de entrepiso fueron también grandes lo que obligó a

COMPARACIÓN DE RESULTADOS ENTRE AMBOS DISEÑOS

que los disipadores trabajaran más (ver figuras 5.10) en comparación con los otros entrespisos. Se observa también que el disipador del nivel 20 no desarrolló ductilidad alguna, su desplazamiento de fluencia resultó mayor que su desplazamiento máximo (ver tabla 5.10), esto ya se había visto en la gráfica de la figura 5.10 en donde se comentó que el disipador de ese entrespiso no ingresó al rango inelástico pudiéndose incluso omitir su uso o instalación para ese nivel.

Tabla 5.10 Demandas de ductilidad de desplazamiento en los disipadores.

Nivel	$\delta_{fluencia}$ (cm)	δ_{max} (cm)	μ
20	1.11	0.42	0.38
19	0.83	0.76	1.20
18	0.59	1.09	2.19
17	0.82	1.34	2.17
16	0.83	1.41	2.18
15	0.78	1.58	2.09
14	0.90	1.73	1.92
13	0.90	1.88	2.09
12	0.84	1.99	2.27
11	0.96	1.98	2.06
10	1.09	2.11	1.95
9	1.18	2.34	1.93
8	1.15	2.88	2.49
7	1.21	3.08	2.54
6	1.23	3.25	2.65
5	1.29	3.48	2.69
4	1.20	3.26	2.73
3	1.16	2.96	2.54
2	1.09	2.83	2.42
1	0.89	2.14	2.69

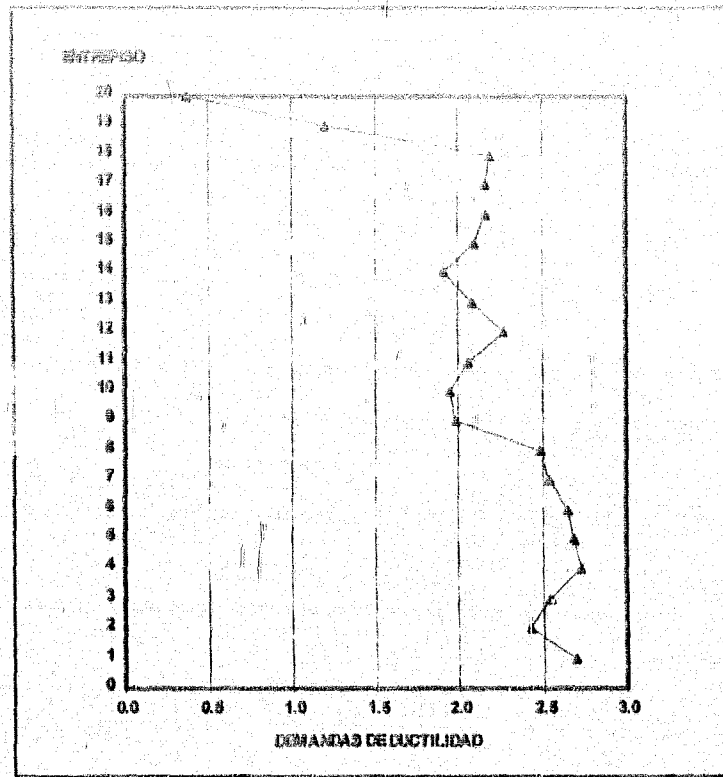


Figura 5.11 Demandas de ductilidad de desplazamiento en los disipadores.

Las demandas de ductilidad de desplazamiento para los entrepisos comprendidos entre el nivel 9 y 18, tuvieron poca variación, se nota más la uniformidad en cuanto a ductilidad desarrollada, excepto el disipador del entrepiso 12 que tuvo una pequeña desproporción respecto a los demás con una magnitud de 2.27. La forma de la gráfica anterior obedece a la variación del factor Φ_D asignado a cada momento de fluencia de los disipadores (ver tabla 5.8). Se pudo haber incrementado el valor de Φ_D para proporcionar más fluencia a los disipadores, pero hay que recordar que a medida que el factor reductor Φ_D crece, se disipa más energía, pero también se presenta mayor daño en el marco,

COMPARACION DE RESULTADOS ENTRE AMBOS DISEÑOS

y en este caso los daños que se controlaron o trataron de evitar disminuyendo dicho factor Φ_D , principalmente en los entrepisos inferiores, fueron los desplazamientos relativos de entrepiso excesivos, ya que estos son producto de las rotaciones plásticas tanto en las trabes como en las columnas, que en este caso se presentaron con mayor número en los primeros elementos.

V.4.7 Historias de fuerzas axiales sobre la cimentación.

Se presentan a continuación las variaciones en el tiempo de las fuerzas axiales que se desarrollaron a nivel de desplante (o de cimentación) debidas a las columnas y a las diagonales, durante la excitación, para ambos marcos.

Para el caso del *marco con disipadores*, las fuerzas axiales a nivel de cimentación se obtuvieron con las cuatro columnas del primer nivel. A las dos columnas centrales, se les adicionó la historia de la componente vertical de la fuerza axial de las diagonales para así obtener la fuerza axial vertical total que actuó a nivel de desplante. Para el caso del *marco convencional*, las fuerzas axiales a nivel de cimentación sólo dependieron de las cuatro columnas.

A partir de las historias de fuerzas axiales para las columnas exteriores de ambos marcos, se observa que la variación de las fuerzas axiales en el *marco convencional* es mayor que las del *marco con disipadores* siendo el valor máximo del primero de 1596.90 toneladas y del segundo de 755.36 toneladas. Se observa también que en ambas estructuras se llegaron a presentar fuerzas axiales de tensión.

En el caso de las columnas interiores, las fuerzas axiales fueron más regulares y constantes para el *marco convencional*, ya que como se observa en la

COMPARACION DE RESULTADOS ENTRE AMBOS TIPOS

gráfica, estas fueron en un sólo sentido, es decir, sólo se presentaron fuerzas axiales de compresión con un valor máximo de 645.26 toneladas, mientras que para el marco con disipadores hubo mayor variación, se presentaron fuerzas axiales en ambos sentidos con un valor máximo en compresión de 1354.85 toneladas. El incremento de esta última se debió a la contribución de la componente vertical de la fuerza axial en la diagonal donde se encuentra el disipador.

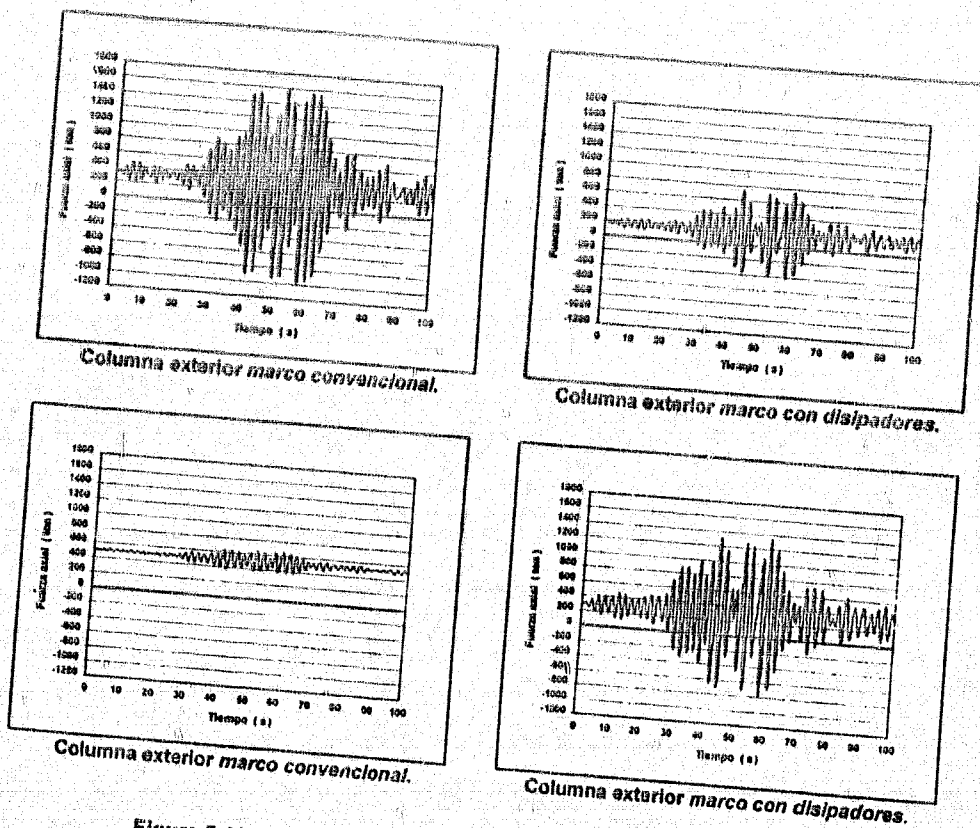


Figura 5.12 Historias de fuerzas axiales en la base de los marcos.

En la tabla 5.11 se muestra un resumen de los valores máximos de las

COMPARACION DE RESULTADOS ENTRE AMBOS DISEÑOS

fuerzas axiales que se presentaron en ambos marcos. Se observó que el marco convencional presenta los valores más grandes de fuerzas axiales en las columnas exteriores respecto al marco con disipadores, mientras que en las columnas centrales son mayores estas fuerzas en el marco con disipadores.

Tabla 5.11 Valores máximos de las fuerzas axiales a nivel de cimentación.

Columna	Marco convencional		Marco con disipadores	
	compresión (ton)	tensión (ton)	compresión (ton)	tensión (ton)
exterior	1533.20	977.71	753.38	431.79
interior	643.26	---	1354.85	792.69

V.4.8 Historias de momentos de volteo en la cimentación.

Se muestran las historias de los momentos de volteo ocurridas en la base de ambos marcos calculadas a partir de las fuerzas cortantes horizontales que se desarrollaron en cada una de las columnas que componen a cada estructura. Se da una breve explicación de la forma en que se calcularon los momentos de volteo en la base para ambos marcos.

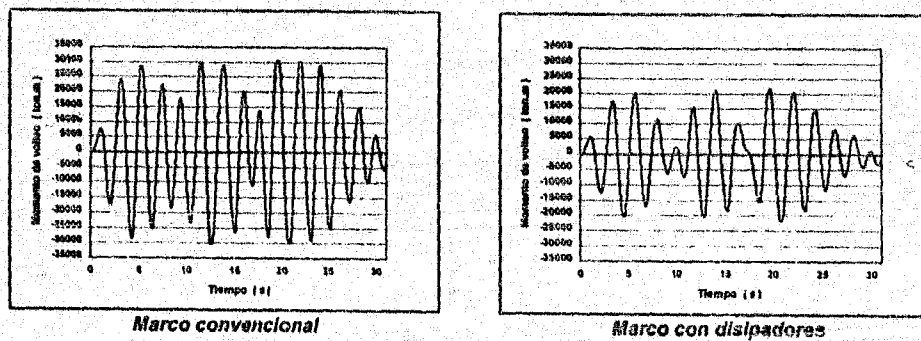


Figura 5.13 Historias de momentos de volteo.

COMPARACION DE RESULTADOS ENTRE AMBOS DISEÑOS

Se obtuvieron las historias paso a paso de las fuerzas cortantes V_i de todas las columnas que componen a cada marco, siendo estas ochenta en total para cada estructura. Se sumaron para cada instante del sismo las cuatro fuerzas cortantes V_i que actuaron en cada entrepiso, obteniendo así el cortante total por entrepiso V_{Ti} . A continuación se calculó el momento de volteo M_i por entrepiso iniciando con el nivel No. 20; se multiplicó la fuerza cortante total V_{T20} de ese entrepiso por su correspondiente altura h_o obteniendo de esta forma el momento de volteo M_{20} para ese entrepiso. Para el entrepiso No. 19 se procedió de la misma forma, sumando las fuerzas cortantes V_{19} para obtener la fuerza cortante total V_{T19} de ese entrepiso y multiplicándola por su correspondiente altura h_o . Para obtener el momento de volteo M_{19} se sumó el momento de volteo del entrepiso anterior M_{20} al momento obtenido para el entrepiso 19, en este caso $V_{T19}h_o$. Con los restantes entrepisos se siguió el mismo procedimiento hasta obtener el momento de volteo total M_{total} a nivel de cimentación. Se hace la aclaración que para el caso del marco con disipadores, la fuerza cortante total por entrepiso se debió también a la que se desarrolló en el disipador, siendo en este caso cinco fuerzas cortantes a sumar por entrepiso. Se presenta a continuación la expresión general para calcular el momento de volteo a nivel de cimentación para un marco de 20 niveles, convencional y con disipadores tipo TADAS.

$$M_{volteo\ total} = V_{T20}h_o + V_{T19}h_o + V_{T18}h_o + \dots + V_{T1}h_o$$

$$V_{T_i} = \sum_{i=1}^4 V_i \quad \text{marco convencional.}$$

$$V_{T_i} = \sum_{i=1}^5 V_i \quad \text{marco con disipadores.}$$

donde i es el número del entrepiso en donde se calcula la fuerza cortante V_T total.

COMPARACION DE RESULTADOS ENTRE AMBOS DISEÑOS

Se puede observar claramente en las gráficas de la figura 5.11 la diferencia de valores de momentos de volteo en la base que presentó cada marco durante la excitación. El *marco convencional* alcanzó valores de hasta 30783.00 ton-m como se puede apreciar en la gráfica, mientras que para el *marco con disipadores* el valor máximo del momento de volteo fue de 21870.40 ton-m, es decir casi un 29 % menor al del *marco convencional*, esto quiere decir que las fuerzas cortantes en el *marco convencional* fueron de mayor magnitud que en el *marco con disipadores* provocándola al primero un mayor momento actuante en la base. Con lo anterior se puede concluir que el *marco con disipadores* ofrece menores costos en cuanto a diseño y construcción de cimentación.

Se presenta a continuación en la tabla 5.12 un resumen de los valores máximos de momentos de volteo que se desarrollaron a ambas estructuras.

Tabla 5.12 Valores máximo de momentos de volteo a nivel de cimentación.

Valores actuantes	<i>Marco convencional</i> (ton-m)	<i>Marco con disipadores</i> (ton-m)
Máximo (+)	30783.00	21870.40
Máximo (-)	30296.90	21820.00

Un detalle más que se observa en la forma de la gráfica de momentos de volteo para el *marco con disipadores*, es el período de este. Se nota que es mayor con respecto al período del *marco convencional*. Se sabe que en ambos marcos hubo disipación de energía a través de los elementos de concreto reforzado debido a la aparición de las rotaciones plásticas en estos (figura 5.5), pero si además al *marco con disipadores* se le agrega el trabajo inelástico de los disipadores de energía, se puede decir que hubo mayor pérdida de rigidez global

COMPARACIÓN DE RESULTADOS ENTRE AMBOS DISEÑOS

en algunos elementos (columnas y trabas) lo que se traduce en un incremento en el período de vibración durante la excitación sísmica a la que fue sometido este.

Para la obtención de los momentos de volteo en cada marco se trabajó con el sismo recortado de S.C.T., dado que se pidió las historias de las fuerzas cortantes paso a paso de todas las columnas (80 en total para cada marco) con un paso de integración relativamente pequeño (0.005 s). Si se hubiese calculado las historias usando el acelerograma del sismo completo (fig. 5.1), el proceso de cómputo requeriría demasiado tiempo y además, capacidad mayor en algunos componentes de Hardware (memoria RAM y disco duro), lo que no se justifica, ya que no se obtiene mayor exactitud en los cálculos de las respuestas máximas.

En la figura 5.14 se muestra la forma del sismo recortado de S.C.T. correspondiente a septiembre de 1985, así como su intervalo de duración que corresponde al tramo con mayor intensidad (31 s). Se observa que ambos sismos (figura 5.1 y 5.14) tienen una aceleración máxima de 164.728 gals, lo que difiere en que el sismo recortado se le omitió la fase inicial y la fase final de aceleraciones con baja intensidad (ver figura 5.1) dejando únicamente el tramo de mayor intensidad mostrado en la figura 5.14 (□ 37).

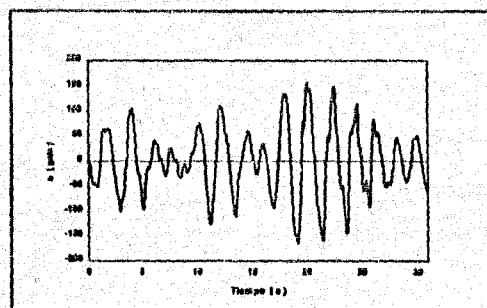


Figura 5.14 Acelerograma del sismo recortado.



Este trabajo tuvo como finalidad evaluar la eficiencia del uso de dispositivos disipadores de energía tipo TADAS en un marco estructural de concreto reforzado y compararlo con otro marco estructural del mismo material pero sin los dispositivos mencionados, cuando ambos son sometidos a una excitación en la base proporcionada por el acelerograma de la S.C.T. del sismo del 19 de septiembre de 1985. Del análisis de resultados se concluye lo siguiente:

1) La respuesta inelástica de sistemas estructurales, durante sismos intensos, puede ser controlada en buena manera para minimizar sus daños, mediante la instalación de elementos disipadores de energía, en los cuales se concentrará el trabajo inelástico o ductilidad del sistema.

2) Cuando se trabaja en el diseño de *estructuras con disipadores* con una fracción de rigidez α_1 menor a 0.5 se obtienen comportamientos satisfactorios, que si esta fuera igual o mayor de 0.5.

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

3) En este trabajo se realiza un diseño elástico en columnas y trabes de la estructura con disipadores (esto es con $\Phi_D = 1$) para lograr que estos elementos no tengan capacidad para desarrollar ductilidad en sollicitaciones de tipo dinámica y puedan sufrir rotaciones o agrietamientos considerables. Esta consideración dio lugar a resultados satisfactorios.

4) Se pudo observar que los disipadores de energía trabajan mejor y disipan mayor cantidad de energía en los primeros niveles que en los niveles superiores. Esto puede ser una evidencia para estudios posteriores en donde solo se coloquen disipadores en los niveles donde trabajan adecuadamente y dar una mejor alternativa de solución a problemas reales de este tipo.

5) Es posible hacer trabajar eficientemente a los disipadores de energía dentro del rango no lineal a medida que el factor reductor Φ_D aumenta, pero a cambio de ello se consigue que la estructura tenga desplazamientos excesivos y además se presenten daños estructurales en los elementos también grandes. Por ello se debe hacer un análisis en el marco de tipo iterativo para poder encontrar el valor óptimo de Φ_D que satisfaga el buen comportamiento de la estructura.

6) En el diseño de estructuras convencionales se logra dar cierta capacidad de deformación inelástica (demanda de ductilidad) en los elementos, que se traduce en disipación de energía para la estructura sin que se presenten mecanismos de falla en ella, pero es un diseño que puede no ser económico, debido a que es necesario estimar costos de reparación cuando la estructura lo requiera en caso de presentarse un temblor de gran magnitud que pueda dañarla seriamente.

7) La demanda de ductilidad de desplazamiento en los disipadores fue

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

mayor en los primeros entrepisos debido a que en estos se presentaron los mayores desplazamientos relativos durante la excitación, forzando a los disipadores a desarrollar mayor ductilidad que en los entrepisos superiores.

8) En el *marco convencional* resultaron mayores los valores de las fuerzas axiales que llegan a la cimentación, en las columnas exteriores, mientras que para el *marco con disipadores* estas fuerzas fueron mayores en las columnas interiores.

9) Los momentos de volteo resultaron mayores en el *marco convencional* en comparación con los obtenidos para el *marco con disipadores*, lo que indica claramente la disminución del costo de este último, en cuanto a diseño y construcción de cimentación.

En general se puede concluir que el uso de un sistema disipador de energía puede reducir el daño estructural en un marco, esto indica que se podría recomendar el uso de dicho sistema en edificios para mejorar la respuestas de los mismos, a cambio de poco o ningún incremento en el costo de reparación.

Es importante comentar que estas estructuras por tener un período fundamental de vibración muy cercano al de la excitación (2 s), se obtuvieron ordenadas espectrales máximas y por consiguiente se produjo el efecto de la resonancia en ellas. En este caso se recomienda alejar de los períodos fundamentales de vibración del terreno correspondiente a la zona del lago de la Cd. de México, a las estructuras ahí construidas, es decir rigidizar a aquellas que sean muy flexibles y que puedan tener un período de vibración muy cercano al del terreno donde se encuentran desplantadas.



- 1 Aguirre, M y Sánchez, R. "Disipadores de Energía Sísmica", Revista Construcción y Tecnología, IMCyC, agosto 1990, pp 15-19.
- 2 Aguirre, M y Sánchez, R. "Pruebas de elementos Disipadores de Energía Sísmica", Revista Construcción y Tecnología, IMCyC, marzo 1989, pp 7-18.
- 3 Aiken, I, Nims, D, Whitaker, A y Kelly, J. "Testing of Passive Energy Dissipation Systems", Earthquake Spectra, vol. 9, no. 3, agosto 1993, pp 335-370.
- 4 Alvarado, W.B. "Análisis Inelástico paso a paso de una Estructura con Amortiguamiento Suplementario", Trabajo final presentado a la DEPMI, UNAM, como requisito para obtener el grado de Maestro en Ingeniería (Estructuras), febrero 1988.
- 5 Alonso, J. "Estudios Experimentales del Sistema ADAS", Seminario Internacional de Ingeniería Sísmica, México, D.F., octubre 1990.
- 6 Avila, J.A., Meli, R. "Respuesta Sísmica de Sistemas Simples de Cortante. Espectros de Respuesta Inelástica", X Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica, Puerto Vallarta, Jalisco, octubre 1993, pp 516-522.

REFERENCIAS

- 7 Bazán, E. y Meli, R. "Manual de Diseño Sísmico de Edificios", Ed. Limusa, México, D.F., 1985.
- 8 Cherry, S. y Filiatrault, A. "Seismic Response Control of Buildings Using Friction Dampers", Earthquake Spectra, vol. 9, no. 3, agosto 1993, pp 447-466.
- 9 Departamento del Distrito Federal. "Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto", Gaceta Oficial del R.C.D.F. 1987, México, D.F.
- 10 Departamento del Distrito Federal. "Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo", Gaceta Oficial del R.C.D.F. 1987, México, D.F.
- 11 Departamento del Distrito Federal. "Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal", Diario Oficial de la Federación, 3 de julio de 1987, México, D.F.
- 12 Engineering Solutions & Services, Inc. "R.C. Buildings v2.12 & RCB Enhancer v3.1", Manual del usuario, 1994.
- 13 Esteva, L. Comunicación personal, 1995.
- 14 Fierro, E. y Perry, C. "San Francisco Retrofit Design Using Added Damping and Stiffness (ADAS) Elements", ATC-17-1, Seminar on Seismic Isolation, Passive Energy Dissipation, and Active Control. Vol. 2, pp 593-603, San Francisco, California, marzo 11-12, 1993.
- 15 Gómez, R. "Fundamentos y Métodos Prácticos de Diseño Sísmico", Guadalajara, Jalisco, mayo 1983.

REFERENCIAS

- 16 González, R, Muriá, D y Díaz, D, "Ensayo Experimental de una Estructura Metálica Provista de Dispositivos Disipadores de Energía", Reporte del Proyecto No. 4509, Instituto de Ingeniería, UNAM, 1994.
- 17 Hanson, R, Aiken, I, Nims, D, Richter, P y Bachman, R, "State of the Art and State of the Practice in Seismic Energy Dissipation", ATC-17-1, Seminar on Seismic Isolation, Passive Energy Dissipation, and Active Control. Vol. 2, pp 449-471, San Francisco, California, marzo 11-12, 1993.
- 18 Hernández, J.C., "Comportamiento Dinámico de una Estructura de Acero con Mecanismos Reductores de Respuesta Sísmica", Trabajo de Tesis presentado en la Facultad de Ingeniería, UNAM, para obtener el título de Ingeniero Civil, diciembre, 1993.
- 19 Jara, J. "Estado del Arte Sobre Dispositivos para Reducir Daños Provocados por Temblores", Revista de Ingeniería Sísmica, No. 47, pp 35-79, 1994, Sociedad Mexicana de Ingeniería Sísmica, A.C.
- 20 Kannan, A, y Powell, G. "General Purpose Computer Program for Inelastic Dynamic Response of Plane Structures", Report No. UCB/EERC 73-1, Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley Ca. 1973.
- 21 Loera, S. y Mendoza, C.J. "Comentarios, Ayudas de Diseño y Ejemplos de las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto", Series del Instituto de Ingeniería, No. ES-2, noviembre 1991.

REFERENCIAS

- 22 Martín, S. "Análisis Comparativo de Alternativas para la Colocación de Disipadores de Energía en Edificios Estructurados a Base de Marcos", Trabajo de Tesis presentado en la Escuela Militar de Ingenieros para obtener el título de Ingeniero Constructor Militar, 1993.
- 23 Martínez, E. "Experiencias con la Utilización de Dispositivos Disipadores de Energía en Edificios existentes en la Ciudad de México", Memorias del X Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica, Puerto Vallarta, Jalisco, México, octubre 1993.
- 24 Martínez, E. "Experiences on the Use of Supplemental Energy Dissipators on Building Structures", Earthquake Spectra, vol. 9, no. 3, agosto 1993, pp 581-625
- 25 Mejía, R. "Análisis Estructural y de Costos de un Edificio de 10 niveles Diseñado Convencionalmente y otro con Disipadores de Energía Sísmica", Trabajo de Tesis presentado en la Facultad de Ingeniería, UNAM, para obtener el título de Ingeniero Civil, abril, 1995.
- 26 Meli, R. "Diseño Estructural", Ed. Limusa, México, D.F., 1993.
- 27 Mendoza, C.J., Comunicación personal, 1995.
- 28 Pall, A y Pall, R. "Friction-Dampers Used for Seismic Control of New and Existing Buildings in Canada", ATC-17-1, Seminar on Seismic Isolation, Passive Energy Dissipation, and Active Control. Vol. 2, pp 675-686, San Francisco, California, marzo 11-12, 1993.

REFERENCIAS

- 29 Park, R. y Paulay, T. "Estructuras de Concreto Reforzado", Ed. Limusa, México, D.F., 1990.
- 30 Romero, J.E. "Comportamiento Inelástico de Edificios Esbeltos", Trabajo final presentado a la DEFFI, UNAM, como requisito para obtener el grado de Maestro en Ingeniería (Estructuras), enero 1991.
- 31 Romero, J.E. y Loera, S. "Momentos de Volteo en Edificios Esbeltos Inelásticos", Series del Instituto de Ingeniería, No. 550, noviembre 1992.
- 32 Silva, F.L. "Criterio para Diseño Sísmico de Estructuras con Dispositivos Disipadores de Energía", Trabajo de Tesis presentado en la Facultad de Ingeniería, UNAM, para obtener el título de Ingeniero Civil, noviembre 1993.
- 33 Sosa, A. y Ruiz, S.E. "Análisis Estructural y de Costos de Edificios con Aisladores Sísmicos", Revista de Ingeniería Sísmica, No. 44, pp 22-28, 1992. Sociedad Mexicana de Ingeniería Sísmica, A.C.
- 34 Suárez, R.A., Ruiz, S.E. y Esteva, L. "Sobre la Respuesta Sísmica de Sistemas Estructurales con Osciladores Resonantes Sujetos a Sismos de Banda Angosta", Memorias del X Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica, Puerto Vallarta, Jalisco, México, octubre 1993.
- 35 Tsai, K., Li, J., Hong, C., Chen, H. y Su, Y. "Welded Steel Triangular Plate Device for Seismic Energy Dissipation", ATC-17-1, Seminar on Seismic Isolation, Passive Energy Dissipation, and Active Control. Vol. 2, pp 687-698, San Francisco, California, marzo 11-12, 1993.

REFERENCIAS

- 36 Tsai, K., Chen, H., Hong, S., y Su, Y. "Design of Steel Triangular Plate Energy Absorbers for Seismic-Resistant Construction", Earthquake Spectra, vol. 9, no. 3, agosto 1993, pp 505-528.
- 37 Urrego, O.E. "Elección del Mejor Arreglo de Disipadores en un Marco Estructural Plano", Trabajo final presentado a la DEPEI, UNAM, como requisito para obtener el grado de Maestra en Ingeniería (Estructuras), diciembre 1994.
- 38 Vargas, E., Hernández, J.C. y Urrutia, R. "Influencia de Dispositivos Disipadores de Energía en el Comportamiento Dinámico de dos Edificios", Memorias del X Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica, Puerto Vallarta, Jalisco, México, octubre 1993.
- 39 Valles-Mattox, R. "Comparative Retrofitting Study: ADAS Dampers vs. Steel Braces", Memorias del Congreso Nacional de Ingeniería Estructural, Oaxaca, Oax. México 1993.
- 40 Wakabayashi, M. y Martínez, E. "Diseño de Estructuras Sismorresistentes", Ed. Mc Graw Hill/Interamericana de México, S.A. de C.V., 1988.
- 41 Whittaker, A., Bertero, V., Thompson, C. y Alonso, L.J. "Seismic Testing of Steel Plate Energy Dissipating Device", Reporte UCB/EERC 89-02, enero 1989.



ARCHIVO DE DATOS PARA EL PROGRAMA DRAIN-3D
MARCO CONVENCIONAL

START	MARCO DE 20 NIVELES CONVENCIONAL Q=2 (Modelo de Takeda)
84	12 4 1 20 20 2 0
1	0 60.5
2	7 60.5
3	14 60.5
4	21 60.5
77	0 3.5
78	7 3.5
79	14 3.5
80	21 3.5
81	0 0
82	7 0
83	14 0
84	21 0
1	77 18 4 3
2	78 18 4 3
3	79 18 4 3
4	80 18 4 3
81	1 1 1 84
1	4 1 2 3 4
1	4 5 6 7 8
1	4 9 10 11 12
1	4 13 14 15 16
1	4 17 18 19 20
1	4 21 22 23 24
1	4 25 26 27 28
1	4 29 30 31 32
1	4 33 34 35 36
1	4 37 38 39 40
1	4 41 42 43 44
1	4 45 46 47 48
1	4 49 50 51 52

APPENDIX A

3	3	262.433	-202.434	1024.216	-468.216	1.6	0.3	1.6	0.3
4	3	355.849	-355.849	2411.680	-766.680	1.3	0.3	1.3	0.3
5	3	275.313	-275.313	2220.160	-574.660	1.5	0.3	1.5	0.3
6	3	500.335	-500.335	3155.400	-1197.000	1.3	0.3	1.3	0.3
7	3	346.032	-346.032	2618.136	-653.736	1.6	0.4	1.6	0.4
8	3	918.553	-918.553	3958.776	-2000.376	1.1		1.1	0.2
9	3	653.168	-653.168	3299.040	-1340.640	1.2	0.3	1.2	0.3
1	1	5	4	1	1				
5	17	21	4	2	1				
9	33	37	4	3	2				
13	49	53	4	3	3				
17	65	69	4	4	4				
20	77	81	4	5	8				
21	2	6	0	1	8				
25	18	22	4	1	1				
29	34	38	4	2	2				
33	50	54	4	3	3				
37	66	70	4	4	5				
40	78	82	0	5	9				
41	3	7	4	1	9				
45	19	23	4	2	1				
49	35	39	4	3	2				
53	51	55	4	4	3				
57	67	71	4	5	5				
60	79	83	0	5	9				
61	4	8	4	1	9				
65	20	24	4	2	1				
69	36	40	4	3	2				
73	52	56	4	4	3				
77	68	72	4	5	4				
80	80	84	0	5	8				
STOP			5	1	8				

ARCHIVO DE DATOS PARA EL PROGRAMA DRAIN-2D
 MARCO CON DISIPADORES

START	MARCO DE	20 NIVELES	CON DISIPADORES	TIPO TABAS	Q=1 (Modelo de Takéda)
124	16	6	1	40	20 4 0
1		0		60.5	
2		7		60.5	
3		10.5		60.5	
4		14		60.5	
5		21		60.5	
6		10.5		59.52	
115		0		3.5	
116		7		3.5	
117		10.5		3.5	
118		14		3.5	
119		21		3.5	
120		10.5		2.52	
121		0		0	
122		7		0	
123		14		0	
124		21		0	
1	115	18	6	3	
2	116	18	6	3	
3	117	18	6	3	
4	118	18	6	3	
5	119	18	6	3	
6	120	18	6	3	
121	1	1	1	124	
1	5	1	2	3	4 5
1	1	6			
1	5	7	8	9	10 11
1	1	12			
1	5	13	14	15	16 17
1	1	18			
1	5	19	20	21	22 23
1	1	24			
1	5	25	26	27	28 29
1	1	30			
1	5	31	32	33	34 35
1	1	36			
1	5	37	38	39	40 41
1	1	42			
1	5	43	44	45	46 47
1	1	48			
1	5	49	50	51	52 53
1	1	54			

APENDICE A

1	5	55	56	57	58	59			
1	1	60							
1	5	61	62	63	64	65			
1	1	66							
1	5	67	68	69	70	71			
1	1	72							
1	5	73	74	75	76	77			
1	1	78							
1	5	79	80	81	82	83			
1	1	84							
1	5	85	86	87	88	89			
1	1	90							
1	5	91	92	93	94	95			
1	1	96							
1	5	97	98	99	100	101			
1	1	102							
1	5	103	104	105	106	107			
1	1	108							
1	5	109	110	111	112	113			
1	1	114							
1	5	115	116	117	118	119			
1	1	120							
1	18.2371		0		0	5	9.81		
7	22.2697		0		0	11			
13	22.2697		0		0	17			
19	22.2697		0		0	23			
25	22.4583		0		0	29			
31	22.6471		0		0	35			
37	22.6471		0		0	41			
43	22.6471		0		0	47			
49	22.8575		0		0	53			
55	23.0679		0		0	59			
61	23.0679		0		0	65			
67	23.0679		0		0	71			
73	23.3003		0		0	77			
79	23.5325		0		0	83			
85	23.5325		0		0	89			
91	23.5325		0		0	95			
97	23.7867		0		0	101			
103	24.0409		0		0	107			
109	24.0409		0		0	113			
115	24.3875		0		0	119			
1	620012	0.005		0.01		1			
1	0	-3.2140		0	5	4			
2	0	-6.4270		0	4	2			
7	0	-3.6330		0	115	6			
8	0	-7.2660		0	116	6			
10	0	-7.2660		0	118	6			
11	0	-3.6330		0	119	6			
5004	0	0	0	SISMO DE S.C.T.					

APPENDIX A

0 2416510 0.0672540

	290	0	0	0	0	0								
1	40	1	0											
1	21000000		0.050		159	100000	-100000							
1	6	8	0	1	1	0								
2	6	10	0	1	1	0								
3	12	14	0	1	1	0								
4	12	16	0	1	1	0								
5	18	20	0	1	1	0								
6	18	22	0	1	1	0								
7	24	26	0	1	1	0								
8	24	28	0	1	1	0								
9	30	32	0	1	1	0								
10	30	34	0	1	1	0								
11	36	38	0	1	1	0								
12	36	40	0	1	1	0								
13	42	44	0	1	1	0								
14	42	46	0	1	1	0								
15	48	50	0	1	1	0								
16	48	52	0	1	1	0								
17	54	56	0	1	1	0								
18	54	58	0	1	1	0								
19	60	62	0	1	1	0								
20	60	64	0	1	1	0								
21	66	68	0	1	1	0								
22	66	70	0	1	1	0								
23	72	74	0	1	1	0								
24	72	76	0	1	1	0								
25	78	80	0	1	1	0								
26	78	82	0	1	1	0								
27	84	86	0	1	1	0								
28	84	88	0	1	1	0								
29	90	92	0	1	1	0								
30	90	94	0	1	1	0								
31	96	98	0	1	1	0								
32	96	100	0	1	1	0								
33	102	104	0	1	1	0								
34	102	106	0	1	1	0								
35	108	110	0	1	1	0								
36	108	112	0	1	1	0								
37	114	116	0	1	1	0								
38	114	118	0	1	1	0								
39	120	122	0	1	1	0								
40	120	123	0	1	1	0								
2	20	20	1	21	0	0								
1	21000000		0.05	0.000000	0.000042		4	4	2	0.018750	0.30			
2	21000000		0.05	0.000000	0.000073		4	4	2	0.024650	0.30			
3	21000000		0.05	0.000000	0.000087		4	4	2	0.027000	0.30			
4	21000000		0.05	0.000000	0.000098		4	4	2	0.028520	0.30			
5	21000000		0.05	0.000000	0.000111		4	4	2	0.030400	0.30			

APPENDIX A

5	21000000	0.05	0.000000	0.000116	4	4	2	0.031040	0.30
7	21000000	0.05	0.000000	0.000120	4	4	2	0.031690	0.30
8	21000000	0.05	0.000000	0.000128	4	4	2	0.032670	0.30
9	21000000	0.05	0.000000	0.000135	4	4	2	0.033570	0.30
10	21000000	0.05	0.000000	0.000142	4	4	2	0.034340	0.30
11	21000000	0.05	0.000000	0.000147	4	4	2	0.035020	0.30
12	21000000	0.05	0.000000	0.000153	4	4	2	0.035710	0.30
13	21000000	0.05	0.000000	0.000162	4	4	2	0.036750	0.30
14	21000000	0.05	0.000000	0.000172	4	4	2	0.037810	0.30
15	21000000	0.05	0.000000	0.000175	4	4	2	0.038160	0.30
16	21000000	0.05	0.000000	0.000185	4	4	2	0.039240	0.30
17	21000000	0.05	0.000000	0.000199	4	4	2	0.040700	0.30
18	21000000	0.05	0.000000	0.000217	4	4	2	0.042560	0.30
19	21000000	0.05	0.000000	0.000233	4	4	2	0.044080	0.30
20	21000000	0.05	0.000000	0.000326	4	4	2	0.052080	0.30
1	0	0	-0.68	0					
1	1	7.0000	-3.0000						
2	1	7.0000	-3.0000						
3	1	7.0000	-7.0000						
4	1	10.0000	-10.0000						
5	1	12.0000	-12.0000						
6	1	15.0000	-15.0000						
7	1	19.0000	-19.0000						
8	1	20.0000	-21.0000						
9	1	20.0000	-23.0000						
10	1	24.0000	-26.0000						
11	1	28.0000	-29.0000						
12	1	32.0000	-32.0000						
13	1	33.0000	-33.0000						
14	1	36.0000	-37.0000						
15	1	38.0000	-39.0000						
16	1	42.0000	-42.0000						
17	1	42.0000	-45.0000						
18	1	44.0000	-49.0000						
19	1	47.0000	-50.0000						
20	1	47.0000	-53.0000						
21	1	1e-08	-1e-08						
1	3	6	0	1	1	1	21		
2	9	12	0	2	1	2	21		
3	15	18	0	3	1	3	21		
4	21	24	0	4	1	4	21		
5	27	30	0	5	1	5	21		
6	33	36	0	6	1	6	21		
7	39	42	0	7	1	7	21		
8	45	48	0	8	1	8	21		
9	51	54	0	9	1	9	21		
10	57	60	0	10	1	10	21		
11	63	66	0	11	1	11	21		
12	69	72	0	12	1	12	21		
13	75	78	0	13	1	13	21		

14	81	84	0	14	1	14	21												
15	87	90	0	15	1	15	21												
16	93	96	0	16	1	16	21												
17	99	102	0	17	1	17	21												
18	105	108	0	18	1	18	21												
19	111	114	0	19	1	19	21												
20	117	120	0	20	1	20	21												
6	80	1	15	6	12														
1		9486.3799			246186.330	86481.364		4	4	2	0.03	0.03							
1		0	0		0.1	0.1		0.4		0.4		1							
2		0.285	-0.285		0	0													
3		0	-0.285		0	0													
4		0.320	-0.320		0	0													
5		0.320	0		0	0													
6		0	-0.320		0	0													
7		0.355	-0.355		0	0													
8		0.355	0		0	0													
9		0	-0.355		0	0													
10		0.390	-0.390		0	0													
11		0.390	0		0	0													
12		0	-0.390		0	0													
13		0.425	-0.425		0	0													
14		0.425	0		0	0													
15		0	-0.425		0	0													
1	1	91.4266	-99.3849																
2	1	104.7631	-107.6388																
3	1	104.7631	-107.6388																
4	1	90.9704	-94.1819																
5	1	92.8948	-99.4184																
6	1	68.4260	-74.9882																
1	0	0	3.8220	4.2390				0	3.8220	-4.2390									
2	0	0	1.9109	1.1675				0	1.9109	-1.1675									
3	0	0	4.2810	4.7620				0	4.2810	-4.7620									
4	0	0	2.1406	1.3210				0	2.1406	-1.3210									
5	0	0	4.2630	4.6910				0	4.2630	-4.6910									
6	0	0	2.1314	1.3020				0	2.1314	-1.3020									
7	0	0	4.2447	4.6204				0	4.2447	-4.6204									
8	0	0	2.1223	1.2830				0	2.1223	-1.2830									
9	0	0	4.2264	4.5500				0	4.2264	-4.5500									
10	0	0	2.1132	1.2640				0	2.1132	-1.2640									
11	0	0	4.2081	4.4801				0	4.2081	-4.4801									
12	0	0	2.1041	1.2450				0	2.1041	-1.2450									
1	1	2	0	1	1	5	5	1	0	1	1								
2	7	8	0	1	1	5	5	1	0	3	1								
3	13	14	6	1	1	3	3	1	0	3	1								
5	25	26	6	1	4	3	3	1	0	5	1								
9	49	50	6	1	7	3	3	1	0	7	1								
13	73	74	6	1	10	3	3	1	0	9	1								
17	97	98	6	1	13	3	3	1	0	11	1								

APENDICE A

19	109	110	6	1	11	1	1	0	11	1
21	2	3	0	1	2	6	1	0	2	1
22	8	9	6	1	2	6	1	0	4	1
25	26	27	0	1	5	6	1	0	6	1
26	32	33	6	1	5	4	1	0	6	1
29	50	51	6	1	9	4	1	0	8	1
31	62	63	6	1	3	2	1	0	8	1
33	74	75	6	1	11	2	1	0	10	1
37	98	99	6	1	14	2	1	0	12	1
41	3	4	0	1	3	6	1	0	2	1
42	9	10	6	1	3	6	1	0	4	1
45	27	28	0	1	6	6	1	0	6	1
46	33	34	6	1	6	4	1	0	6	1
49	51	52	6	1	9	4	1	0	8	1
51	63	64	6	1	9	2	1	0	8	1
53	75	76	6	1	12	2	1	0	10	1
57	99	100	6	1	15	2	1	0	12	1
61	4	5	0	1	1	5	1	0	1	1
62	10	11	0	1	1	5	1	0	3	1
63	16	17	6	1	1	3	1	0	3	1
65	28	29	6	1	4	3	1	0	5	1
69	52	53	6	1	7	3	1	0	7	1
73	76	77	6	1	10	3	1	0	9	1
77	100	101	6	1	13	3	1	0	11	1
79	112	113	0	1	13	1	1	0	11	1
80	118	119	0	1	13	1	1	0	11	1
2	80	5	1	12	0	0				
1	1131371		0.03	0.3249	0.00830	4	4	2	0.2708	0.2
2	1131371		0.03	0.4096	0.01398	4	4	2	0.3413	0.2
3	1131371		0.03	0.5041	0.02118	4	4	2	0.4201	0.2
4	1131371		0.03	0.6084	0.03085	4	4	2	0.5070	0.2
5	1131371		0.03	0.7225	0.04350	4	4	2	0.6021	0.2
1	0		0	-0.68	0					
1	3	81.408	-81.408	824.904	-383.040	1.1	0.2	1.1	0.2	
2	3	92.290	-92.290	899.496	-457.632	1.1	0.2	1.1	0.2	
3	3	123.342	-123.342	1131.616	-574.560	1.1	0.2	1.1	0.2	
4	3	109.489	-109.489	1014.688	-457.632	1.2	0.2	1.2	0.2	
5	3	196.684	-196.684	1451.656	-766.080	1.1	0.2	1.1	0.2	
6	3	217.330	-217.330	1536.832	-861.256	1.1	0.1	1.1	0.1	
7	3	258.464	-258.464	1726.560	-899.136	1.1	0.1	1.1	0.1	
8	3	313.508	-313.508	1976.544	-1149.120	1.1	0.2	1.1	0.2	
9	3	306.577	-306.577	1940.200	-957.600	1.1	0.2	1.1	0.2	
10	3	392.077	-392.077	2301.120	-1473.696	1.1	0.1	1.1	0.1	
11	3	393.309	-393.309	2264.776	-1282.176	1.1	0.2	1.1	0.2	
12	3	494.400	-494.400	2706.280	-1723.680	1.03	0.1	1.03	0.1	
1	1	7	6	1	1	1	1	0		
5	25	31	6	2	1	3	3	1	0	
9	49	55	6	3	1	5	5	1	0	
13	73	79	6	4	1	7	7	1	0	
17	97	103	6	5	1	11	11	1	0	

APPENDIX A

20	118	121	0	5	1	12	12	1	0
21	2	8	6	1	1	2	2	1	0
25	26	32	6	2	1	4	4	1	0
29	50	56	6	3	1	6	6	1	0
33	74	80	6	4	1	8	8	1	0
35	86	92	6	4	1	10	10	1	0
37	98	104	6	5	1	12	12	1	0
41	4	10	6	1	1	2	2	1	0
45	28	34	6	2	1	4	4	1	0
49	52	58	6	3	1	6	6	1	0
53	76	82	6	4	1	8	8	1	0
55	88	94	6	4	1	10	10	1	0
57	100	106	6	5	1	12	12	1	0
60	118	123	0	5	1	12	12	1	0
61	5	11	6	1	1	1	1	1	0
65	29	35	6	2	1	3	3	1	0
69	53	59	6	3	1	5	5	1	0
73	77	83	6	4	1	7	7	1	0
77	101	107	6	5	1	11	11	1	0
80	119	124	0	5	1	12	12	1	0
STOP									

OBTENCION DE LAS SECCIONES TRANSVERSALES DE COLUMNAS Y TRABES DEL MARCO CON DISIPADORES EN FUNCION DE LAS SECCIONES DEL MARCO CONVENCIONAL.

Para el cálculo de las dimensiones de los elementos de concreto reforzado del marco con disipadores se considera que las deformaciones producidas en los elementos son debidas al efecto de la flexión únicamente y que las deformaciones axiales y las de cortante se pueden despreciar. Conforme a lo anterior, la rigidez de la estructura dependerá únicamente del momento de inercia I , de las secciones de las columnas y traveses por lo que solo se necesita multiplicar el valor del momento de inercia por α_1 (ya que la rigidez es directamente proporcional al momento de inercia I) para obtener las dimensiones de los elementos del marco con disipadores, entonces se tiene:

$$I = \frac{b h^3}{12}$$

$$\alpha_1 I = \alpha_1 \frac{b h^3}{12}$$

la ecuación anterior debe ser igual a $b_d h_d^3 / 12$, es decir:

$$\alpha_1 \frac{b h^3}{12} = \frac{b_d h_d^3}{12}$$

donde:

$$b_d = \frac{b}{f_{rb}} \quad \text{y} \quad h_d = \frac{h}{f_{rh}} \quad (1)$$

f_{rb}, f_{rh} : factor reductorio para b y h respectivamente.

$$\alpha_1 b h^3 = \frac{b h^3}{f_{rb} f_{rh}^3}$$

$$\alpha_1 = \frac{1}{f_{rb} f_{rh}^3} \quad (2)$$

si se desea guardar la misma relación ancho-peralte, se tiene:

$$\frac{h}{b} = \frac{h_d}{b_d} = \frac{f_{rh}}{f_{rb}}$$

lo anterior implica que $f_{rh} = f_{rb}$, sustituyendo esta igualdad en (2) se obtiene:

$$f_{rh} = f_{rb} = \sqrt[3]{\alpha_1} \quad (3)$$

sustituyendo (3) en (1), se obtienen las secciones transversales definitivas de columnas y traves del marco con disipadores:

$$b_d = \sqrt[3]{\alpha_1} b \quad h_d = \sqrt[3]{\alpha_1} h$$



Agradezco sinceramente todo el apoyo brindado durante la realización de este trabajo :

A la Dra. Sonia E. Ruiz Gómez, por su invaluable y acertada dirección en la elaboración de esta tesis, por compartir sus conocimientos y amistad durante todo este tiempo, sus valiosos consejos y por ser una gran persona digna de ejemplo.

Al Ing. Francisco L. Silva González, por su destacable ayuda, apoyo y paciencia que me permitieron avanzar hasta la culminación de este trabajo y además por brindarme su valiosa amistad.

A la M.I. Olga E. Urrego Giraldo por su colaboración y apoyo incondicional proporcionado en el desarrollo de esta tesis y por brindarme su bonita amistad.

Al Ing. Raúl Mejía Rosales por ser un gran amigo, por sus valiosos consejos recibidos hasta ahora y por inculcarme siempre el espíritu de superación.

Al Dr. Luis Esteva Maraboto, por su oportunos y valiosos comentarios durante la realización de este trabajo.

Al M.I. Ricardo González Alcorta por sus sugerencias y orientaciones en la elaboración de esta tesis y por su amistad.

AGRADECIMIENTOS

A la Familia Mejía Rosales por abrirme las puertas de su hogar y haberme aceptado como un miembro más de su bonita familia.

A la Facultad de Ingeniería de la UNAM y a sus maestros por darme una carrera profesional y los conocimientos que ahora tengo.

Al Instituto de Ingeniería de la UNAM y a su personal por todo el apoyo concedido en el uso de su equipo e instalaciones.

A todas aquellas personas que de alguna forma colaboraron e hicieron posible mi formación profesional.

El presente trabajo fue parcialmente patrocinado por la Dirección General
da Apoyo al Personal Académico (Proyecto ESP 302793-UNAM).