



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA
DE MEXICO

ESCUELA NACIONAL DE ESTUDIOS PROFESIONALES
ACATLAN

RESPUESTA SISMICA DE EDIFICIOS
CON DISIPADORES

T E S I S

QUE PARA OBTENER EL TITULO DE:

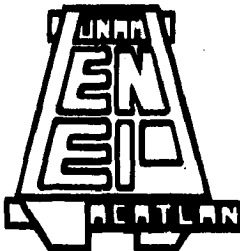
INGENIERO CIVIL

P R E S E N T A

VICTOR MANUEL DIAZ NAVA

DIRECTOR DE TESIS:

DR. LUIS ESTEVA MARABOTO



MEXICO, D. F.

1996

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN



Universidad Nacional
Autónoma de México

Dirección General de Bibliotecas de la UNAM

Biblioteca Central



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.



UNIVERSIDAD NACIONAL
AVENIDA DE
MEXICO

ESCUELA NACIONAL DE ESTUDIOS PROFESIONALES "ACATLAN"
PROGRAMA DE INGENIERIA CIVIL

SR. VICTOR MANUEL DIAZ NAVA.

ALUMNO DE LA CARRERA DE INGENIERIA CIVIL.

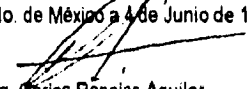
PRESENTE.

De acuerdo a su solicitud presentada con fecha 11 de Mayo de 1994 , me complace notificarle que esta Jefatura de Programa tuvo a bien asignarle el siguiente tema de tesis titulado "RESPUESTA DE EDIFICIOS CON DISIPADORES" que el cual se desarrollará como sigue:

1. Introducción.
2. Planteamiento.
3. Estructuras por estudiar.
4. Acelerogramas.
5. Análisis dinámico.
6. Resultados.
7. Conclusiones y recomendaciones.

Así mismo fue designado como asesor de tesis el Dr. Luis Esteva Maraboto. Ruego a usted, tomar nota en cumplimiento de lo especificado en la Ley de profesiones, deberá prestar Servicio Social durante un tiempo mínimo de seis meses, como requisito básico para sustentar examen profesional, así como de la disposición de la Dirección General de Servicios Escolares en el sentido de que se imprima en lugar visible de los ejemplares de la tesis, el título del trabajo realizado. Esta comunicación deberá imprimirse en el interior de la tesis.

ATENTAMENTE.
" POR MI RAZA HABLARA EL ESPIRITU "
Acatlán Edo. de México a 4 de Junio de 1996


Ing. Carlos Rosaes Aguilar.
Jefe del Programa de Ingeniería Civil



ENEP-ACATLAN
JEFATURA DEL
PROGRAMA DE INGENIERIA

**Dedico este trabajo a mis padres:
Martha Nava y Bertin Díaz, a ustedes
que han sabido guiar por el camino
correcto con mucho amor y cariño,
gracias, por tantos años de felicidad
y comprensión depositados en mí,
LOS QUIERO MUCHO**

**A mis hermanos: Ruben, Gerardo
y Alberto, por su incondicional apoyo
y por todos los momentos felices que
hemos pasados juntos.**

**A mi sobrina: Andrea
por permitirme tener
una nueva felicidad en
la familia.**

**Quiero agradecer a mis profesores,
compañeros y a todas las personas
que de alguna manera contribuyeron
con su apoyo, paciencia e ideas a mi
formación profesional.**

**A mis primos y demás familiares, quienes
con su actitud motivante y sus oportunos
comentarios favorecieron la presentación
de esta tesis, al Dr. Luis Esteva Maraboto
pues con su ejemplo de excelencia exaltó
valores que conllevan una satisfacción
personal profunda, Ing. Alberto Salgado
por sus oportunos comentarios.**

A mis amigos

INDICE

CAPITULO UNO INTRODUCCION

1.1	Antecedentes.....	1
1.2	Sistemas reductoras de respuesta sísmica.....	2
1.3	Sistemas de control de pasivo.....	4
1.3.1	Osciladores resonantes.....	4
1.3.2	Aisladores de base.....	4
1.3.3	Disipadores de energía.....	5
1.3.4	Disipación por fricción.....	5
1.3.5	Disipación por extrusión.....	6
1.3.6	Disipación viscoelásticas.....	6
1.3.7	Disipación por deformación plástica de metales.....	7
1.4	Sistemas de control activo.....	8
1.4.1	Sistemas de diagonales y tendones activos.....	8
1.4.2	Masa activa.....	8
1.4.3	Sistemas de rigidez variable.....	9

CAPITULO DOS PLANTEAMIENTO

2.1	Modelos de comportamiento histerético.....	11
2.1.1	Modelo elastoplástico.....	11
2.1.2	Modelo bilineal.....	12
2.1.3	Modelo bilineal con degradación.....	14
2.1.4	Modelo de Clouhg y Johnston.....	15
2.1.5	Modelo de Takeda.....	18
2.1.6	Modelo de histéresis simplificado de Takeda.....	20
2.1.7	Modelo de histéresis modificado de Takeda.....	21
2.2	Bases para los criterios de diseño estructural.....	25

2.2.1	Estados límite.....	25
2.2.3	Resistencia.....	26
2.2.4	Confiabilidad estructural.....	27
2.2.5	Factores de seguridad.....	27
2.2.6	Optimización.....	28
2.3	Relación de la solicitación media respecto a la nominal.....	29
2.4	Relación de la resistencia con respecto a la nominal.....	32
2.4.1	Elementos a flexión.....	33
2.4.2	Elementos a carga axial y flexión.....	34

CAPITULO TRES ESTRUCTURAS POR ESTUDIAR

3.1	Datos de la estructura.....	38
3.2	Cargas del sistema convencional.....	39
3.3	Análisis del sistema convencional.....	42
3.3.1	Método estático.....	42
3.3.2	Resultados del método estático.....	45
3.4	Diseño del sistema convencional.....	48
3.4.1	Diseño por flexión.....	48
3.4.1.1	Refuerzo mínimo longitudinal.....	48
3.4.1.2	Refuerzo máximo longitudinal.....	48
3.4.1.3	Resistencias a flexión.....	49
3.4.1.3.1	Resistencia de secciones sin acero de compresión.....	50
3.4.1.3.2	Resistencia de secciones con acero de compresión.....	51
3.4.1.4	Diseño por cortante.....	52
3.4.1.4.1	Fuerzas cortantes para confinamiento.....	54
3.4.2	Diseño de elementos a flexocompresión.....	54
3.4.2.1	Resistencia mínima a flexión.....	55
3.4.2.2	Refuerzo longitudinal.....	55
3.4.2.3	Fuerza cortante.....	56
3.4.2.4	Resultados del diseño.....	58
3.5	Determinación del sistema equivalente.....	60
3.6	Sistema marco-disipador.....	74
3.6.1	Rigidez del marco sin disipador.....	76
3.6.2	Rigidez lateral de los disipadores.....	79
3.6.3	Resultados de diseño de los sistemas marco-disipador	89

CAPITULO CUATRO ACELEROGRAMAS

- 4.1 Selección de acelerogramas.....95

CAPITULO CINCO ANALISIS DINAMICO

- 5.1 Análisis dinámico.....99

CAPITULO SEIS RESULTADOS

- 6.1 Gráficas de desplazamientos máximos de cada entrepiso de los diferentes sistemas.....113
- 6.2 Tablas y gráficas con las ductilidades máximas de cada disipador, para cada sistema.....127
- 6.3 Relación de ductilidades locales de trabes y columnas para cada sistema.....143
- 6.4 Valores medios y coeficientes de variación de los desplazamientos máximos.....162

CAPITULO SIETE CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

- Conclusiones y recomendaciones.....165

APENDICE A

- A.1 RELACIONES MOMENTO-CURVATURA DE ELEMENTOS DE CONCRETO REFORZADO.....167
- A.2 LONGITUD DE LA ARTICULACION PLASTICA EN ELEMENTOS DE CONCRETO REFORZADO.....170

APENDICE B ARCHIVOS DE DATOS DEL DRAIN

B.1 SISTEMA CONVENCIONAL.....171
B.2 SISTEMA EQUIVALENTE.....175
B.3 SISTEMA MARCO-DISIPADOR.....177

REFERENCIAS.....181

CAPITULO UNO

INTRODUCCION

1.1 ANTECEDENTES

En el diseño sísmico de edificios los reglamentos permiten fuerzas de diseño menores que las obtenidas de un espectro de diseño elástico. Esto se basa en la capacidad que tienen las estructuras para disipar energía cuando un evento severo obliga a sus elementos estructurales a incursionar en el rango inelástico de su comportamiento. Si se adoptara comportamiento elástico en la estructura, los valores de las fuerzas de diseño serían excesivamente altos, y por lo tanto imprácticos para estructuras comerciales típicas y con un alto impacto en los costos de construcción.

El comportamiento inelástico ocurre típicamente en regiones críticas de la estructura; comúnmente en las vigas, cerca o en zonas adyacentes a las uniones viga-columna. En estas regiones, conocidas como articulaciones plásticas, se espera durante un sismo una disipación de energía. Su rigidez y resistencia pueden degradarse por ciclos de carga a los que son sometidos. Consecuentemente, la respuesta puede o no incrementarse en función de las nuevas características dinámicas de la estructura.

Recientemente ante sismos importantes, varias estructuras se han dañado de manera considerable e incluso algunas han llegado al colapso. Esto demuestra, entre otras cosas, un control inadecuado de la disipación de energía a través de sus articulaciones plásticas. Al respecto, se han creado alternativas que incorporan elementos y dispositivos estructurales para reducir la respuesta sísmica, como las que se describen a continuación.

1.2 SISTEMAS REDUCTORES DE RESPUESTA SISMICA

La energía balanceada en la respuesta de una estructura ante una excitación severa pueda expresarse como:

$$E_k + E_s + E_h + E_\xi = E_I \quad (1.1)$$

Donde:

E_I = energía de entrada

E_k = energía cinemática

E_s = energía potencial

E_h = energía histerética

E_ξ = energía de amortiguamiento viscoso

Si definimos la energía de vibración elástica E_E como la suma de E_k y E_s y además consideramos que la energía disipada E_D es la suma de E_h y E_ξ , por tanto podemos escribir lo siguiente:

$$E_E + E_D = E_I \quad (1.2)$$

En esta expresión visualizamos que la respuesta sísmica puede modificarse por el control de cada una de las energías que participan en ella. Para ello tradicionalmente se recurre al incremento de las secciones transversales en columnas y trabes o a la incorporación de elementos estructurales como muros de concreto reforzado y/o diagonales de acero. Estas alternativas aumentan la resistencia y rigidez del marco y son benéficas para la respuesta ante el sismo, si un mayor número de elementos estructurales pueden permanecer sin daño. Esto equivale a incrementar la energía de vibración

elástica y disminuir la disipada. Sin embargo, por las características del evento y del suelo en que se encuentre desplantado un edificio, estas alternativas convencionales pueden provocar que se experimenten mayores fuerzas sísmicas o incrementos significativos en las soluciones de la cimentación de la estructura.

Actualmente se tienen otras alternativas de implementación de dispositivos reductores que pueden ofrecer ventajas en comparación con las anteriores. Un ejemplo de estas son los aisladores en la base de la estructura, mediante los cuales la energía de entrada puede ser controlada o minimizada. Con esta alternativa, el período fundamental de la estructura es alejado del período dominante del sismo o del sitio. La demanda en la estructura y las aceleraciones transmitidas a los elementos no estructurales son también reducidas. Sin embargo, dadas las características del aislamiento su aplicación se ha limitado a edificios de poca altura desplantados en suelo duro o roca.

También es posible la disipación de energía de entrada a través del uso de dispositivos disipadores de energía. Estos incrementan la energía histerética de la estructura.

Todas las alternativas con implementación de dispositivos se clasifican según su funcionamiento como de control pasivo y de control activo. En el primer tipo están incluidos aquellos con una respuesta predefinida por el diseñador ante cualquier excitación que sufra la estructura; en el segundo los que ajustan sus características principales de rigidez o resistencia de la estructura en cada instante mediante mecanismos de control para cada uno de los eventos sísmicos.

En los últimos años la facilidad de implementación de estas nuevas alternativas en edificios se incrementó como resultado de investigaciones recientes que las justifican como reductoras eficientes de la respuesta sísmica. Diversos institutos e investigadores en el mundo han propuesto un gran número de dispositivos. A continuación se presenta un panorama de los importantes:

1.3 SISTEMAS DE CONTROL PASIVO

Se han desarrollado los siguientes dispositivos de control pasivo: osciladores resonantes, aisladores sísmicos y disipadores de energía.

1.3.1 OSCILADORES RESONANTES

Son sistemas vibratorios de una masa pequeña, cuyas características de rigidez y amortiguamiento pueden provocar una disminución de la respuesta en la estructura (ref 1). Generalmente estos dispositivos son colocados en el último nivel de edificio, formando un nivel adicional.

1.3.2 AISLADORES DE LA BASE

Estos dispositivos desacoplan la superestructura de su cimentación, aunque en casos particulares pueden encontrarse entre los dos primeros niveles.

Cuando un edificio se ha construido sobre un sistema aislado, este deberá tener una frecuencia fundamental menor a la que tuviera con la base rígida y a la frecuencia dominante de la excitación. El primer modo de la estructura afecta a la deformación precisamente en el sistema de aislamiento, por lo que la estructura sobre el dispositivo permanece prácticamente rígida. Los modos superiores tienen poca participación. Así, cuando se presenta un evento sísmico la energía asociada a él no es transmitida íntegramente a la estructura.

En las estructuras en las cuales han sido utilizados, el mayor beneficio obtenido ha consistido en reducir los efectos de las fuerzas sísmicas en su contenido y equipo interno, de manera de justificar el incremento del costo de la construcción de la estructura aislada. El aislamiento resulta muy atractivo para proteger equipos muy sensibles y costosos en hospitales, plantas nucleares, centros de cómputo, etc. Por muchos años los ingenieros estructuralistas, con el objeto de amortiguar las expansiones térmicas en las losas de los puentes, han usado soportes móviles que en ocasiones crean un aislamiento sísmico parcial (ref 2), además de transmitir fuerzas horizontales debidas al sismo, viento o cargas de servicio.

1.3.3 DISIPADORES DE ENERGIA

El objetivo de estos sistemas es disipar la energía inducida por un sismo en una estructura y reducir la disipación en miembros tales como vigas, columnas o muros. Controlando la respuesta de esta manera, pueden reducirse los desplazamientos de entrepiso y la demanda de los elementos no estructurales.

De acuerdo a la forma de disipación de energía estos dispositivos pueden clasificarse en cuatro clases: de fricción, por extrusión, viscoelásticos y de deformación plástica de metales.

1.3.4 DISIPACION POR FRICCION

Pall y Marsh (refs 3 y 4) realizaron estudios probando dispositivos contruidos por amortiguadores de fricción y contraventeos en forma de equis. Sugieren su colocación en las crujeas centrales de un edificio de varios niveles.

La curva histerética que resulta de estos mecanismos es muy estable y de forma muy rectangular. Su funcionamiento es óptimo para reducir la respuesta de marcos equipados con este tipo de disipadores (refs 3 y 4).

Pekaul y Guimond han estudiado la respuesta sísmica de estructuras asimétricas con estos dispositivos y su estudio revela que la máxima respuesta se reduce drásticamente comparada con una estructura excéntrica con dispositivos (ref 5). Además, aun en estructuras con excentricidades altas es posible limitar su respuesta a un nivel igual o menor que el correspondiente a la estructura simétrica no contraventeada. La introducción de estos amortiguadores eliminó el comportamiento inelástico en los marcos analizados.

1.3.5 DISIPACION POR EXTRUSION

Robinson y Greenbank identificaron la disipación por extrusión como una forma efectiva de disipación de energía (ref 6). Esta se basa en la utilización de un material disipador (plomo) dentro de un tubo cuya sección transversal se reduce. Este sistema ha sido aplicado en estructuras construidas en Nueva Zelanda. Su comportamiento histerético es muy similar a los disipadores por fricción.

1.3.6 DISIPACION VISCOELASTICA

Estos dispositivos son placas de acero con materiales viscoelásticos (ref 7). Se colocan de manera que el cortante sísmico actúe directamente en ellos. Los estudios han demostrado su efectividad atenuando la respuesta sísmica de estructuras. La implementación para su funcionamiento óptimo debe considerar las características de la excitación y la temperatura ambiente.

1.3.7 DISIPACION POR DEFORMACION PLASTICA DE METALES

Se han creado una gran variedad de este tipo de disipadores, que utilizan la deformación por flexión, cortante, compresión y rolado.

Los dispositivos ADAS son elementos que utilizan la fluencia a flexión para la disipación de energía (ref 8 y 9). El uso de los ADAS se ha justificado por diversas investigaciones. Para reducir la respuesta de edificios nuevos o existentes se deben contemplar sus restricciones de implementación en altura y geometría. Usualmente se colocan como parte de los sistemas de contraventeo y por tanto su componente vertical puede incrementar las fuerzas axiales en las columnas.

El desplazamiento de diseño de un dispositivo ADAS puede oscilar entre 3 ó 5 veces su desplazamiento de fluencia. Sus principales características mecánicas son su rigidez elástica, resistencia y desplazamiento de fluencia. El número de los ciclos de histéresis que desarrollan es función de la excitación sísmica. De pruebas experimentales ha sido definida una curva histerética estable. De hecho, su efectividad para reducir deformaciones puede ser aprovechada para disminuir la respuesta de estructuras construidas sobre terreno blando o duro (ref 10).

Por otra parte, en la deformación por rolado, se han desarrollado dispositivos que tienen como componentes básicos elementos hechos de solera de fierro, doblados en frío en forma de U, J u óvalo. Su comportamiento histerético ha sido estudiado en el Instituto de Ingeniería de la UNAM (refs 11 y 12), mostrando ser estable; el número de ciclos de carga que soportan depende de la deformación a que sean sometidos. Estos dispositivos fueron en un inicio desarrollados como mecanismos de control de carga en pilotes de control. Sin embargo, como consecuencia de los sismos de septiembre de 1985 en la ciudad de México, se propuso su aplicación como disipadores de energía en la superestructura. Su implementación no se ha llevado a la práctica; sin embargo, se han concebido diversas formas de colocarlos en los edificios a semejanza de como fueron colocados en los modelos experimentales (ref 13).

1.4 SISTEMAS DE CONTROL ACTIVO

La tecnología desarrollada para el control activo constituye una innovación en los conceptos de protección estructural contra las demandas de fuerzas sísmicas. Se basa en un control o modificación de respuesta de la estructura por medio de la acción de sistemas de control, a través de los cuales se suministra energía externa a la estructura (ref 14).

1.4.1 SISTEMAS DE DIAGONALES Y TENDONES ACTIVOS

Estos consisten en una serie de diagonales o tendones conectados a la estructura con las que se modifica el período fundamental de la estructura, alejando del período dominante del sismo. Las fuerzas de tensión en estos elementos son controladas por mecanismos (ref 14).

Para mejorar la respuesta sísmica en el caso de estructuras ya construidas, la instalación de estos mecanismos puede aprovechar miembros estructurales existentes. Como consecuencia, los costos adicionales por incorporación de estos sistemas son competitivos con otras alternativas de estructuración.

1.4.2 MASA ACTIVA

La variante pasiva de este mecanismo ha controlado la respuesta sísmica en edificios altos cuando el primer modo de vibrar es el dominante de su respuesta. Su aplicación como control activo se realiza al controlar y ajustar su movimiento en el último nivel por un algoritmo que depende de las características del sismo registradas por los sensores instalados previamente en la estructura (ref 14).

Resultados experimentales muestran una reducción de hasta un 50% en el máximo desplazamiento relativo del último nivel de la estructura.

1.4.3 SISTEMAS DE RIGIDEZ VARIABLE

El objeto principal es usar sistemas activos de tal manera que el período dominante de la estructura sea alejado del período dominante del sismo (ref 1). Hasta ahora este principio ha sido en prototipos a pequeña escala. El control activo está suministrado por contravientos con depósitos cilíndricos.

Cada unión marco-diagonal está ajustada para abrir o cerrar una válvula que modifica la rigidez estructural. Los estudios realizados hasta la fecha de este sistema consideran como atractivo la poca cantidad de energía externa requerida (ref 14).

CAPITULO DOS

PLANTEAMIENTO

La filosofía del diseño sísmico actual para estructuras de concreto reforzado se apoya en su capacidad para disipar energía a través de deformaciones inelásticas. Esto implica la necesidad de desarrollar modelos matemáticos que sean capaces de describir el comportamiento inelástico de los elementos que constituyen la estructura. Cuando un elemento de concreto está sujeto a cargas cíclicas, su comportamiento es complicado y claramente no lineal.

Los criterios de falla que generalmente se toman para definir el comportamiento de las estructuras están basados principalmente en los criterios de ductilidades globales desarrolladas por las mismas, los cuales se basan en el conocimiento del comportamiento local de las secciones críticas. Un mayor conocimiento de este comportamiento permite establecer modelos de seguridad más adecuados, con los que se pueden tomar en cuenta la formación de mecanismos en la estructura al agotarse la capacidad disponible en algunas secciones, obtener la inestabilidad global de la estructura y definir las fallas locales.

2.1 MODELOS DE COMPORTAMIENTO HISTERETICO

Para describir el comportamiento de los elementos de concreto reforzado bajo carga cíclica, se usan modelos de comportamiento histéretico.

Cuando las regiones críticas están sujetas a deformaciones cíclicas se observa un deterioro considerable de la rigidez a flexión del elemento. Los principales efectos que ello produce son:

- 1) Un incremento en la flexibilidad y el período de vibración de la estructura durante grandes deformaciones cíclicas.
- 2) Una redistribución significativa de fuerzas internas.
- 3) Una disminución de la capacidad de disipación de energía.

Las causas principales en el deterioro de la rigidez son:

- a) Agrietamiento del concreto.
- b) Falla de la adherencia entre el concreto y el acero de refuerzo.
- c) Aplastamiento y descascaramiento del concreto.
- d) La presencia de fuerzas cortantes altas.

2.1.1 MODELO ELASTOPLASTICO

El modelo de comportamiento elastoplástico fue uno de los primeros modelos utilizados por muchos investigadores en la etapa inicial de desarrollo de los análisis dinámicos no lineales y aun es usado ampliamente en muchos de los trabajos que se realizan para presentar el comportamiento de los elementos que componen una estructura. Es el modelo más simple para comportamiento histéretico no lineal de los elementos de concreto reforzado (fig 2.1).

La curva primaria fuerza-deformación del modelo esta representada por una parte elástica la cual representa el comportamiento de la sección agrietada.

En la fluencia de la sección no se considera ningún incremento en la fuerza que toma el elemento (la rigidez o pendiente de la rama 2 ó 4 es igual a cero).

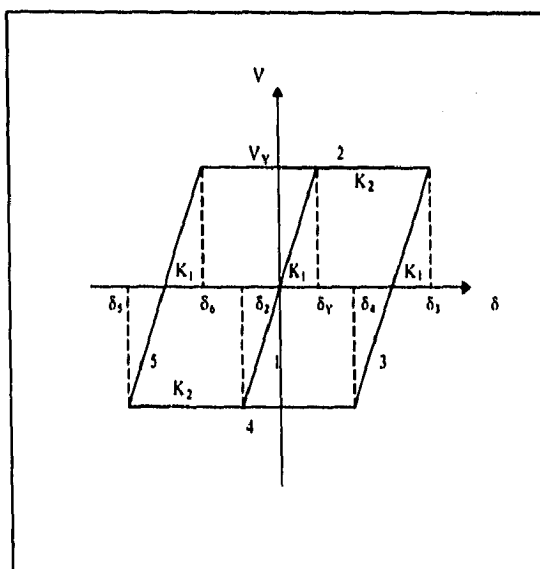


Fig 2.1 Modelo elastoplástico

2.1.2 MODELO BILINEAL

El modelo de histéresis bilineal es similar al modelo elastoplástico excepto por el hecho de que se le asigna a la rigidez después de la fluencia una pendiente positiva para simular las características de endurecimiento por deformación del acero en el concreto reforzado (fig 2.2).

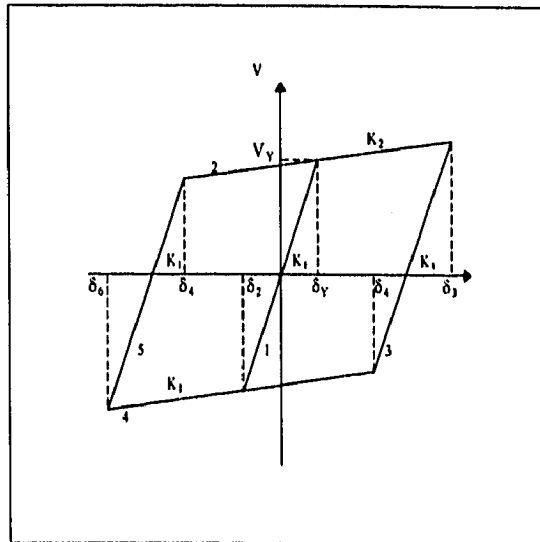


Fig 2.2 Modelo bilineal

El comportamiento histerético de los modelos anteriores está dado por las siguientes reglas.

Las figuras 2.1 y 2.2 representan un ciclo de histéresis del comportamiento del elemento, para el modelo elastoplástico y bilineal respectivamente.

En dichas figuras,

V_Y = Fuerza (o momento) de fluencia

δ_Y = Deformación (transversal o angular) de fluencia

K_1 = Pendiente elástica inicial

K_2 = Pendiente después de la fluencia

Tomando a δ_n como la deformación predicha, el comportamiento del elemento se puede resumir en las siguientes tres reglas.

Si designamos a δ_Y , δ_3 ó δ_6 como δ_{\max} y a δ_2 , δ_4 ó δ_5 como δ_{\min} .

- 1) El elemento está en la condición de la rama 1, 3 ó 5

$$\begin{aligned} \text{Si } \delta_n > \delta_{m\acute{a}x}, & \text{ cambia a la rama 2} \\ \text{Si } \delta_n < \delta_{m\acute{i}n}, & \text{ cambia a la rama 4} \end{aligned}$$

- 2) El elemento está en la condición de la rama 2

Si ocurre una descarga, se cambia a la rama 1, 3 ó 5 y se determina

$$\begin{aligned} \delta_{m\acute{a}x} &= \delta_n \\ \delta_{m\acute{i}n} &= \delta_n - 2\delta_y \end{aligned}$$

- 3) El elemento está en la condición de la rama 4

Si ocurre una descarga, se cambia a la rama 1, 3 ó 5 y se determina

$$\begin{aligned} \delta_{m\acute{a}x} &= \delta_n + 2\delta_y \\ \delta_{m\acute{i}n} &= \delta_n \end{aligned}$$

2.1.3 MODELO BILINEAL CON DEGRADACION

El modelo bilineal con degradación fue un primer intento por reconocer la degradación de la rigidez en el comportamiento de los elementos de concreto reforzado (fig 2.3). En este modelo las rigideces de carga y descarga disminuyen de acuerdo con la deformación máxima (ref 15). El cambio de las rigideces ocurre cada vez que la deformación máxima es excedida. Dicho cambio está dado por la siguiente ecuación:

$$K_r = K_0 \left[\frac{\delta_y}{\delta_m} \right]^\alpha \quad (2.1)$$

Donde:

K_r = rigidez nueva del sistema

K_0 = rigidez elástica inicial

δ_y = deformación a la fluencia

δ_m = deformación máxima en cualquier dirección, después de la deformación de fluencia.

α = parámetro de degradación de rigidez; varía entre 0 y 1.

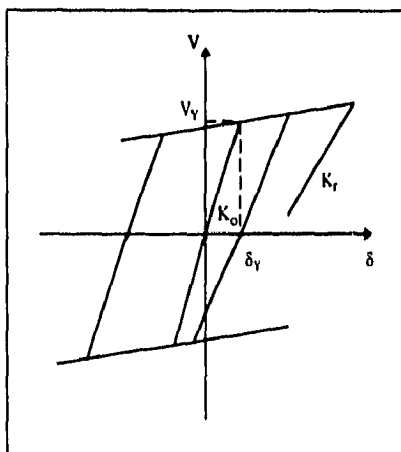


fig 2.3 Modelo bilineal con degradación.

2.1.4 MODELO DE CLOUGH Y JOHNSTON

Este modelo representa otro intento de caracterizar las propiedades del deterioro de la rigidez de los miembros de concreto reforzado (ref 16). Su modelo estuvo basado en pruebas de marcos de concreto. La relación fuerza deformación se muestra en la figura 2.4.

Se puede apreciar que el ciclo completo de deformación del elemento se divide en seis condiciones diferentes de carga y descarga.

En su comportamiento inicial (condiciones I, II y III) el modelo presenta un comportamiento idéntico al del modelo elastoplástico. Una vez que el elemento ha pasado la deformación de fluencia, la condición IV, de carga negativa, representa una propiedad de rigidez reducida definida por dos puntos, uno en el cual ha terminado la descarga positiva, y otro dado por la máxima deformación a la fluencia negativa alcanzada previamente ($\delta_{m\acute{a}x.}$).

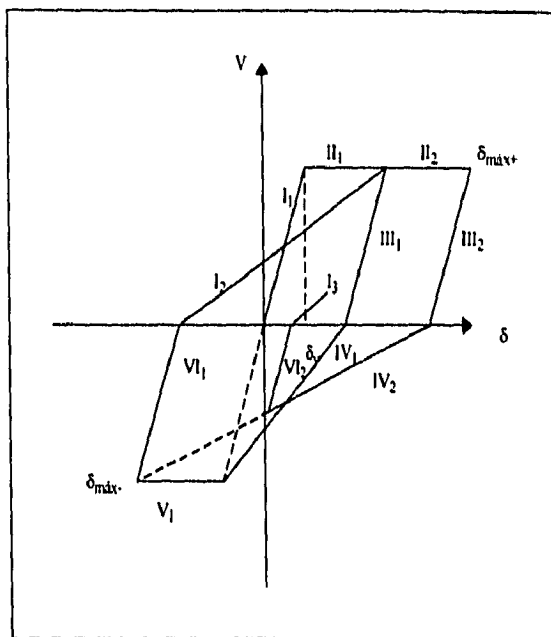


Fig 2.4 Modelo de Clough y Johnston

La condición IV, correspondiente al estado de fluencia negativo y la condición VI, correspondiente a la descarga, tienen un comportamiento similar al del modelo elastoplástico. A partir de ahí, la siguiente condición de carga positiva (I_2) representa la rigidez reducida, definida similarmente a la rigidez reducida negativa, dada por dos puntos, el punto correspondiente en el que termina la descarga negativa y el punto dado por la máxima deformación a la fluencia positiva alcanzada anteriormente ($\delta_{máx+}$).

Antes de que ocurra la primera fluencia en cualquier dirección, el desplazamiento de fluencia inicial (δ_y) define el punto de fluencia máximo anterior.

El modelo anterior fue utilizado (ref 16) para comparar la respuesta de un sistema simple, suponiendo dos tipos de comportamiento estructural, uno de acuerdo a su modelo de deterioro de rigidez y el otro suponiendo un modelo

elastoplástico simple. Como excitación se utilizaron registros de acelerogramas reales. Los resultados mostraron diferencias significativas en la historia de la respuesta entre ambos modelos, debidas principalmente al efecto de la pérdida de rigidez y por lo tanto a un incremento en el periodo de vibración de los sistemas con deterioro. Sin embargo, los requisitos de ductilidad del sistema para ambos modelos no fueron materialmente diferentes, excepto para estructuras con periodos de vibración pequeños. En el estudio no presenta ninguna comparación de los resultados o datos sobre la aplicación de este modelo comparando con la respuesta sísmica de estructuras reales.

En el modelo original de Clough se supone que después de una descarga en el punto A, si se tiene una recarga a partir del punto B, la trayectoria de la respuesta debería moverse hacia el punto de la respuesta máxima C (fig 2.5). Puesto que esto no concordaba con la realidad se propuso una modificación por Mahin y Bertero (ref 17), de tal forma que la trayectoria de la respuesta se moviera hacia el punto inmediatamente inferior de descarga (punto A) durante la recarga. Una vez alcanzado el punto A, la trayectoria de la respuesta se mueve hacia el punto C (fig 2.6).

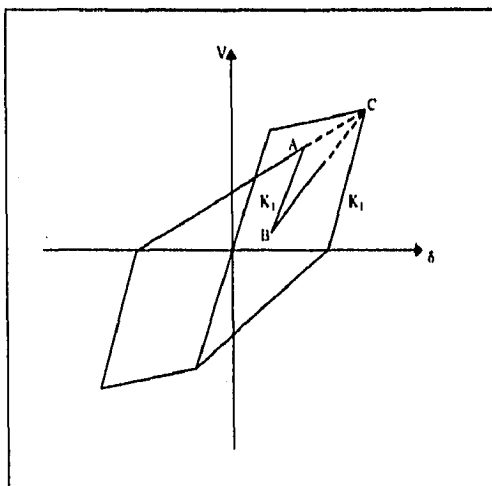


Fig 2.5 Descarga y recarga en el modelo original

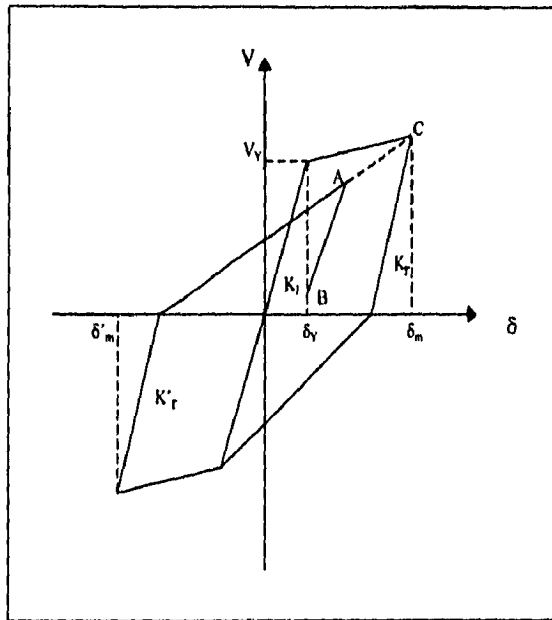


fig 2.6 Descarga y recarga en el modelo modificado

2.1.5 MODELO DE TAKEDA

Takeda, Sozen y Nielsen (ref 18) presentaron un modelo para predecir la respuesta dinámica de miembros de concreto reforzado. Ellos proponen un modelo multilineal basado en una relación fuerza-deformación que refleja satisfactoriamente las características de cambio de rigidez para las condiciones de carga y descarga en función de la historia de carga. Su modelo representa un conjunto de reglas para representar el comportamiento histerético del elemento ante cargas cíclicas.

En general el modelo de Takeda consiste en 16 reglas diferentes con una curva primaria trilineal. La curva primaria puede incluir, además, las deformaciones de cortante. La inclusión en el modelo de un punto de quiebre en la curva trilineal debido al agrietamiento, incorpora al modelo un efecto de disipación de energía bajo carga cíclica aun antes de la fluencia de la sección, lo cual es más realista. Las reglas de histéresis propuestas definen las diferentes características de rigidez en los diferentes estados o condiciones en que se encuentra el elemento en cada ciclo de carga sucesivo. Las reglas también incluyen relaciones fuerza-desplazamiento más reales durante ciclos de bajas amplitudes. En este modelo original, las reglas de histéresis dadas no incluyen el efecto de estrechamiento en los ciclos de histéresis causados por el cortante y el desplazamiento por adherencia del refuerzo, con el cual se ignora también el ablandamiento que puede ocurrir en las conexiones viga-columna para ciclos de amplitudes bajas.

La respuesta estática del elemento se idealiza definiendo una curva principal o primaria, la cual consta de tres segmentos de recta en cada cuadrante (figura 2.7). El primer quiebre en la curva se debe al agrietamiento de la sección (P_{cr}, δ_{cr}). El segundo quiebre representa el punto de fluencia (P_Y, δ_Y). Para la obtención de este punto se supone la curva esfuerzo-deformación a la compresión del concreto de forma parabólica.

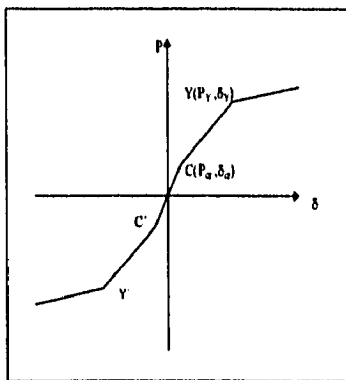


fig 2.7 Curva primaria del modelo de Takeda

2.1.6 MODELO DE HISTERESIS SIMPLIFICADO DE TAKEDA

Las reglas de histéresis simplificadas de Takeda (ref 19) tienen una curva principal bilineal similar a la propuesta por Clough y Johnston (fig 2.8). El modelo simplificado incluye más reglas para cargas cíclicas de amplitud pequeña.

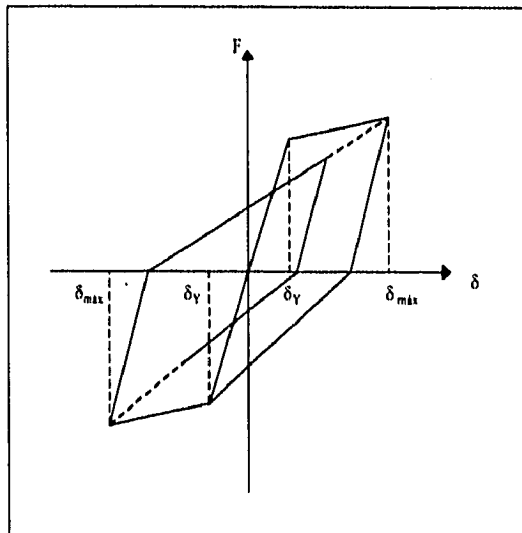


fig 2.8 Modelo simplificado de Takeda.

2.1.7 MODELO DE HISTERESIS MODIFICADO DE TAKEDA

Powell (ref 20) propone un modelo de comportamiento histérico de vigas de concreto reforzado basado en el modelo de Takeda. Las extensiones hechas al modelo se muestran en la figuras 2.9, 2.10 y 2.11. Estas incluyen:

- 1) La reducción de la rigidez a la descarga por una cantidad que depende de la máxima rotación previa.
- 2) La incorporación de una rigidez variable en la recarga, la cual es mayor que en el modelo de Takeda original y también depende de la historia de las rotaciones del extremo del elemento.

La rigidez de descarga, K_u , depende de la rotación máxima y es controlada por el parámetro α , el cual sirve para localizar el "punto de recuperación", θ_{rec} . este parámetro siempre es positivo y toma valores típicos entre 0 y 0.4. Sin importar cual es valor de α , la pendiente de descarga siempre será mayor que la pendiente de recarga en el otro sentido, pues de la otra manera se producirían ciclos de histéresis con una área negativa (fig 2.9).

La rigidez de recarga, K_L , también depende de la rotación máxima y es gobernada por el parámetro β (fig 2.10). Este parámetro siempre es positivo y toma valores entre 0 y 0.60.

Las relaciones para amplitudes pequeñas se suponen similares al modelo de Takeda, pero se formulan reglas adicionales para el cálculo de la rigidez a la recarga. De acuerdo con la figura 2.11 el punto de inversión del signo de la carga θ_{rev} , cae dentro del punto de recuperación positivo, θ_{rec} , debido a que excursión inelástica no alcanza el punto máximo previo, B^* .

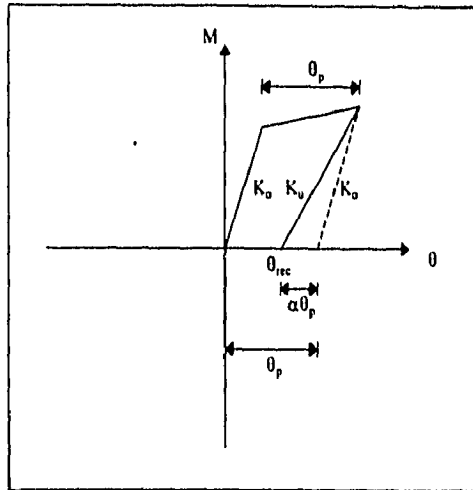


fig 2.9 Rigidez en la descarga.

En esta situación, no es probable que la pendiente de recarga negativa se dirija al punto A', el cual sería el punto de recarga definido en términos del parámetro β y el punto máximo previo B'. Si se supusiera la trayectoria de la recarga hacia el punto A', la pendiente de la recarga tendería a ser excesivamente alta y podría llegar a ser negativa si el punto θ_{rev} cayera a la izquierda de A'. Para evitar esto, se supone que la trayectoria de la recarga se dirige a un punto x que cae entre los puntos A y B, en un lugar que depende de la localización de θ_{rev} entre θ_{rec}^+ y θ_{rec}^- . La relación específica, en este caso para la recarga negativa, es

$$\frac{Ax}{AB^-} = \left[\frac{\theta_{rec}^+ - \theta_{rev}}{\theta_{rec}^+ - \theta_{rec}^-} \right]^N \quad (2.2)$$

Con una relación similar para cada recarga positiva. Para $N=1$, x estará ubicado entre A y B en igual proporción como θ_{rev} está entre θ_{rec}^+ y θ_{rec}^- .

Para $N>1$, x está más cargado hacia el punto A y para $N<1$ hacia el punto B. Si β es igual a cero, la recarga será siempre hacia el punto B.

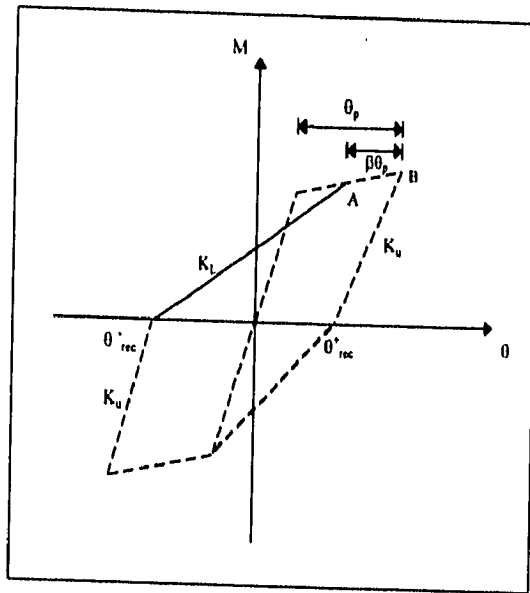


fig 2.10 Rigidez en la recarga

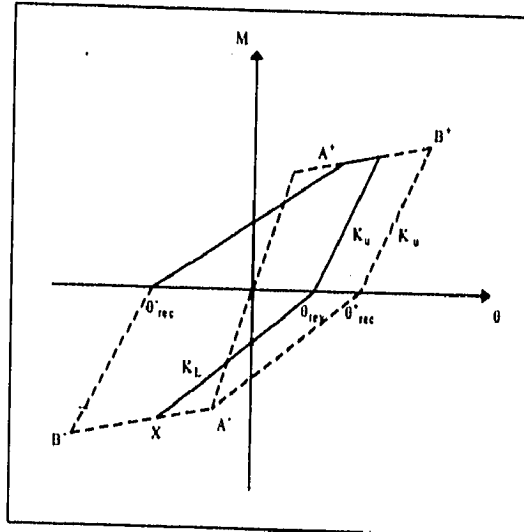


Fig 2.11 Recarga después de un ciclo.

En la figura 2.12 se denotan una serie de ciclos para amplitudes pequeñas. El comportamiento es idéntico al del modelo de Takeda excepto que la rigidez a la recarga, desde el punto C a la línea AB, esta basada en la posición del punto de inversión de signo de la carga más reciente.

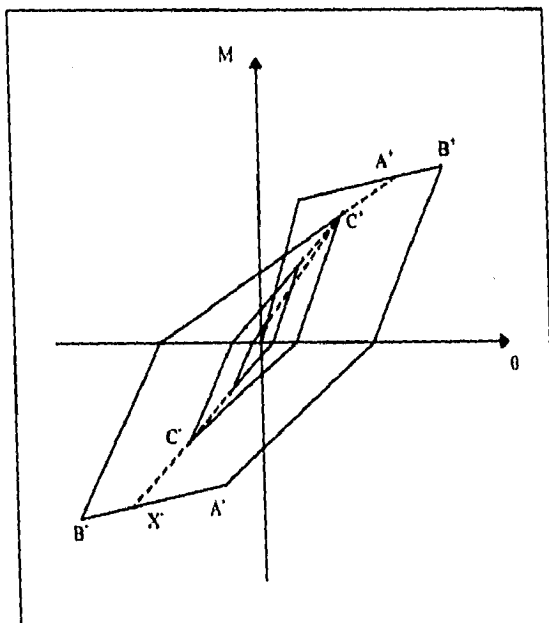


Fig 2.12 Comportamiento para amplitudes pequeñas.

2.2 BASES PARA LOS CRITERIOS DE DISEÑO ESTRUCTURAL

El Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal (ref 24), establece los requisitos que han de reunir las estructuras para que tengan seguridad apropiada contra la falla y contra la ocurrencia de estados de comportamiento inadmisibles o indeseables; especificando para cada material una serie de reglas y procedimientos de diseño que llevan implícitas consideraciones conservadoras en las cargas, en las propiedades de los materiales y en las expresiones mismas de diseño.

La tendencia de los reglamentos ha sido hacia el planteamiento de los criterios de diseño que permiten fijar la confiabilidad de las estructuras (criterios de estados límite) en los que se han ido introduciendo paulatinamente conceptos probabilísticos en distintas etapas del proceso.

Los conceptos fundamentales necesarios para entender los criterios de diseño empleados en el reglamento son, entre otros: los estados límite, acciones, resistencia, confiabilidad estructural, factores de carga y optimización.

2.2.1 LOS ESTADOS LIMITE

Se refieren básicamente a que en cualquier diseño hay que definir inicialmente contra qué se requiere tener seguridad, es decir, después de qué límites el comportamiento de una estructura se considera inaceptable. Se distinguen los estados límite de falla, que corresponden al agotamiento de la capacidad de carga de la estructura, y los estados límite de servicio, que corresponden a condiciones que afectan el funcionamiento de la estructura.

Por otra parte también deberán verificarse las condiciones de servicio: es decir, que bajo el efecto de cargas nominales no se excedan los límites establecidos para flechas, agrietamientos, vibraciones y otros daños que afectan el funcionamiento, pero no la capacidad de la estructura.

2.2.2 ACCIONES

Las acciones suelen ser agentes que pueden llevar a la estructura a un estado límite, por lo que esta última debe revisarse ante las combinaciones más desfavorables de acciones que puedan presentarse.

Acciones permanentes. Son las cargas que obran en forma continua sobre la estructura y cuya intensidad puede considerarse constante en el tiempo.

Acciones variables. Son las cargas que obran sobre la estructura en un lapso considerable pero con una intensidad que varía en forma significativa con el tiempo.

Acciones accidentales. Son las cargas que pueden tomar valores significativos sólo durante periodos muy cortos y que no se debe al funcionamiento propio de las construcciones.

Las acciones permanentes deben intervenir en todas las combinaciones que se consideren; también deben intervenir en todos los casos las acciones variables que sean significativas según el tipo de combinación. Así, para suponer las cargas permanentes, debe intervenir la intensidad máxima en la vida de la estructura, mientras que para superponer con las acciones accidentales interviene la intensidad de la acción variable en un instante.

2.2.3 RESISTENCIA

Puede definirse como la intensidad de una acción o del efecto de una combinación de acciones que conducen a la estructura a un estado límite. De esta manera pueden compararse la resistencia y las acciones en una misma escala.

La resistencia de un elemento estructural puede determinarse por medio de procedimientos analíticos o experimentales en función de las propiedades mecánicas y geométricas de la estructura.

Con base en lo anterior, el Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal tiene criterios de diseño por resistencia (diseño plástico o a la rotura). El procedimiento para la revisión de la seguridad se resume en la expresión.

$$F_c \sum S_d \leq F_R R_d \quad (2.3)$$

donde:

F_c = factor de carga

S_d = combinación de las acciones

F_R = factor de resistencia

R_d = resistencia nominal

Se tiene revisar que para cada combinación de carga de la estructura, la suma de los efectos de todas las cargas tomadas con sus valores nominales multiplicadas por un factor de carga no exceda la resistencia nominal afectada por un factor reductivo de resistencia.

2.2.4 CONFIABILIDAD ESTRUCTURAL

Existen incertidumbres en las cargas y variables que definen su resistencia que pueden afectar a la estructura. Cualquiera que sea el procedimiento de diseño y el factor de seguridad empleado, se tiene siempre una probabilidad finita de que la acción máxima exceda la resistencia. La confiabilidad es la probabilidad de que una estructura no falle, es decir, de que no se sobrepase un estado límite de la estructura.

2.2.5 FACTORES DE SEGURIDAD

Para lograr que las estructuras tengan la confiabilidad deseada hay que diseñar para que la resistencia esperada exceda el efecto esperado de las acciones que pueden provocar cierto estado límite. Al cociente entre la resistencia y la acción esperada se le llama factor de seguridad central o simplemente factor de seguridad. El factor de seguridad necesario para lograr una confiabilidad dada varía según el grado de incertidumbre que existe entre las variables que intervienen en el diseño.

En los reglamentos no se especifican generalmente factores centrales de seguridad, sino que se toman factores parciales de seguridad, como son los factores de carga que incrementan las acciones y factores de resistencia que reducen la resistencia calculada. Se suelen emplear además para las distintas variables valores conservadores, para cubrir en parte la incertidumbre y la variabilidad de las mismas. Estos valores conservadores, llamados valores nominales, son tales que la probabilidad de que sean rebasados del lado desfavorable es pequeña. La combinación de factores de seguridad parciales y valores característicos da lugar a un factor de seguridad total y a una confiabilidad dada en la estructura.

2.2.6 OPTIMIZACION

La confiabilidad que debe tratarse de lograr no es la misma en todas las estructuras o elementos estructurales. Por ejemplo, la confiabilidad debe ser mayor en el diseño de las gradas de un estadio que en el techo de una bodega; en una columna que en una viga secundaria; en un elemento que pueda fallar frágilmente que en uno cuyo modo de falla sea dúctil.

No sólo debe procurarse una confiabilidad mayor cuando las consecuencias de una posible falla sean más graves, sino que debe procurarse que en cada caso el diseño sea óptimo en el sentido de que el costo de la estructura diseñada sea mínimo, incluyendo el posible costo de los daños.

2.3 RELACION DE LA SOLICITACION MEDIA RESPECTO A LA NOMINAL

Un análisis de los pesos volumétricos y las cargas vivas especificados por el reglamento (Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal 87) indica que los valores nominales tienen una probabilidad del 2% de ser excedidos durante la vida útil de las construcciones. En cuanto a las acciones consideradas en el diseño, se realizan con valores nominales de carga, normalmente conservadores en relación con los que pueden ocurrir en la estructura. Por tanto, pueden obtenerse las siguientes relaciones entre valores nominales y medios de las cargas muertas y vivas.

$$S_{dM} = S_{mM} (1 + 2 C_{wM}) \quad (2.4)$$

$$S_{dV} = S_{mV} (1 + 2 C_{wV}) \quad (2.5)$$

$$S_d = S_{dM} + S_{dV} \quad (2.6)$$

$$S_m = S_{mM} + S_{mV} \quad (2.7)$$

donde, S_{dM} y S_{dV} son los valores nominales de carga muerta y viva respectivamente, S_{mM} y S_{mV} son los valores medios de carga muerta y viva respectivamente, S_m es el valor medio total, S_d es el valor nominal total, C_{wM} y C_{wV} son los valores de los coeficientes de variación para carga muerta y carga viva respectivamente. Los parámetros más difíciles de estimar son los de carga viva. Para carga viva en oficinas, de un estudio realizado por Michell (ref 21) la carga viva media permanece constante ($m_w = 60 \text{ kg/m}^2$) al variar el área tributaria. El coeficiente de variación de la carga viva disminuye al aumentar el área tributaria, variando entre 0.25 y 0.45. Para áreas no muy pequeñas puede tomarse un valor típico $C_{wV} = 0.30$. El Reglamento de Construcciones del Distrito Federal (1987) especifica un valor de $W_a = 180 \text{ kg/m}^2$ para carga instantánea en el artículo 199. Por tanto, la ecuación 2.8 representa lo propuesto por Michell y el RCDF.

$$S_{dV} = 3 S_{mV} \quad (2.8)$$

Sea r la relación de la sollicitación media muerta y la media total:

$$r = \frac{S_{mM}}{S_{mM} + S_{mV}}$$

donde:

$$S_{mM} = \omega_M S_{dM} \quad S_{mV} = 1/3 S_{dV}$$

$$\frac{S_{mM}}{S_{dM}} = \frac{1}{(1 + 2 C_{wM})} = \omega_M$$

$$\frac{S_{mV}}{S_{dV}} = \frac{1}{3}$$

de donde:

$$r = \frac{\omega_M S_{dM}}{\omega_M S_{dM} + 1/3 S_{dV}} \quad (2.9)$$

El coeficiente de variación de la carga muerta (C_{wM}) puede tomarse como 0.05 en construcciones en que las dimensiones de los elementos estructurales y las características de los elementos no estructurales pueden fijarse con precisión, y 0.10 cuando esto no sucede. Un valor típico es $C_{wM}=0.08$ (ref 21).

$$C_{wM}=0.08, \quad \omega_M=0.86$$

sustituyendo ω_M en la ecuación 2.9

$$r = \frac{0.86 S_{dM}}{0.86 S_{dM} + 1/3 S_{dV}} \quad (2.10)$$

Para determinar la relación entre la sollicitación media y la nominal, se procede así:

$$S_d = S_{mM} (1 + 2 C_{wM}) + 3 S_{mV}$$

$$S_m = S_{mM} + S_{mV}$$

$$\frac{S_d}{S_m} = \frac{S_{mM} (1 + 2 C_{wM}) + 3 S_{mV}}{S_{mM} + S_{mV}}$$

$$\frac{S_d}{S_m} = r(1 + 2C_{wM}) + \frac{3S_{mV}}{S_{mM} + S_{mV}}$$

Sumando y sustrayendo S_{mV} en el último término

$$\frac{S_d}{S_m} = r(1 + 2C_{wM}) + 3\frac{S_{mM} + S_{mV} - S_{mM}}{S_{mM} + S_{mV}}$$

$$\frac{S_d}{S_m} = r(1 + 2C_{wM}) + 3(1-r)$$

$$\frac{S_m}{S_d} = \frac{1}{r(1 + 2C_{wM}) + 3(1-r)}$$

Finalmente sustituyendo el valor $C_{wM}=0.08$

$$\frac{S_m}{S_d} = \frac{1}{1.16r + 3(1-r)} \quad (2.11)$$

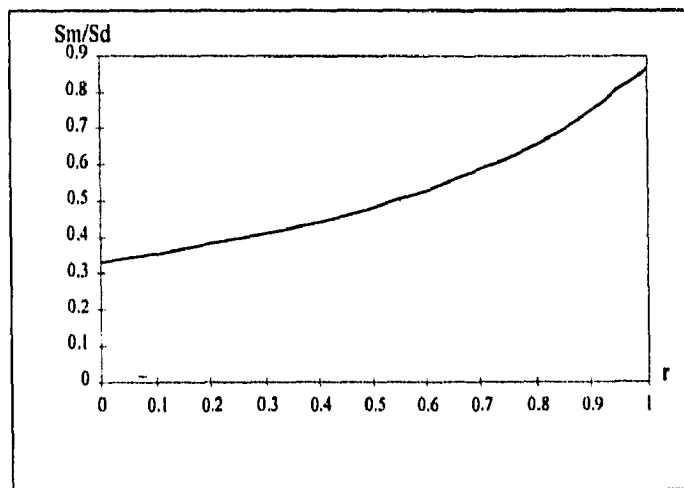


Fig 2.13 Relación de la carga permanente media respecto a la nominal.

2.4 RELACION DE LA RESISTENCIA MEDIA CON RESPECTO A LA NOMINAL

2.4.1 ELEMENTOS A FLEXION

En la simulación de la respuesta de estructuras ante eventos sísmicos se considera un valor medio de las propiedades mecánicas. La expresión para el cálculo de la resistencia en flexión de una viga de concreto subreforzada se obtiene a partir de las hipótesis generales de diseño.

$$M_R = A_s f_y d (1 - 0.5 q) \quad (2.12)$$

Donde:

A_s , f_y y d son respectivamente, el área de refuerzo, esfuerzo de fluencia, peralte efectivo de refuerzo y $q = A_s f_y / b d f'_c$, siendo b el ancho de la sección y f'_c el esfuerzo del bloque equivalente de concreto a compresión.

La fórmula anterior no predice con exactitud el momento que resiste una viga; se tendría siempre una diferencia entre el momento real y el calculado, aún si se conocieran con exactitud los valores de las variables que intervienen.

El error de la fórmula puede tomarse en cuenta introduciendo una variable

$$\phi = \frac{\text{momento real}}{\text{momento calculado}} \quad (2.13)$$

ϕ es la variable que representa la falta de precisión de la fórmula de la resistencia (ec. 2.12); su distribución de probabilidades se caracteriza por los parámetros m_ϕ y c_ϕ , que representan el valor medio y el coeficiente de variación respectivamente. Estos valores pueden obtenerse analizando estadísticamente los resultados de los experimentos en que se hayan medido los valores de las variables que intervienen.

Por tanto, la variable que representa la resistencia como el momento de fluencia de una viga puede calcularse como:

$$R = \phi A_s f_y d (1 - 0.5 q) \quad (2.14)$$

La resistencia media se define como:

$$m_R = m_\phi A_s m_{f_y} m_d (1 - 0.5 m_q) \quad (2.15)$$

El A_s es considerado como determinista, ya que la incertidumbre de esta variable puede asociarse a la de f_y ; la incertidumbre en el momento resistente depende esencialmente de la variabilidad en la resistencia del acero y del peralte efectivo del refuerzo. La variabilidad de la resistencia del concreto y del ancho de la sección tienen una influencia muy pequeña.

Del análisis que Allen realizó de los resultados de ensayos en vigas con refuerzo de fluencia definida, se encuentra, si la resistencia se calcula con las hipótesis recomendadas por el reglamento del Distrito Federal, que $m_\phi = 1.05$ y $C_\phi = 0.05$. Si se emplea el ACI, $m_\phi = 1.01$ y $C_\phi = 0.04$ (ref 21).

Los resultados de estudios en otros países, por ejemplo los de Allen, indican que la relación entre los esfuerzos de fluencia medidos en barras de refuerzo y los mínimos especificados por los fabricantes guardan la misma relación que la que se tiene para acero estructural y que puede suponerse

$$m_{f_y} = 1.17 f_y \quad \text{y} \quad C_{f_y} = 0.11$$

El valor característico del peralte efectivo debe tomarse igual al nominal para refuerzo en el lecho inferior e igual al nominal menos 1 cm para refuerzo en el lecho superior. Allen deduce que pueden tomarse los siguientes parámetros para refuerzo del lecho inferior en vigas de peralte no muy pequeño.

$$\frac{m_d}{d} = 1.0 \quad C_d = 0.03$$

La relación $(1 - 0.5 m_q) / (1 - 0.5 q)$ varía según los valores de q , pero en el intervalo de valores admisibles q puede tomarse como 1.0 (ref 21).

La relación de la resistencia media con respecto a la nominal se obtiene reemplazando los valores propuestos en la siguiente ecuación

$$\frac{m_R}{R_d} = m_\varphi \frac{m_{fy} m_d (1 - 0.5 m_q)}{f_y d (1 - 0.5 q)}$$

$$\frac{m_R}{R_d} = 1.05 \times 1.17 \times 1.0 = 1.23 \quad (2.16)$$

2.4.2 ELEMENTOS A CARGA AXIAL Y FLEXION

Para determinar la resistencia nominal de elementos de concreto reforzado sujetos a carga axial y momento flexionante se suponen conocidas las secciones transversales, el acero de refuerzo longitudinal, la resistencia del concreto (f'_c) y el esfuerzo de fluencia del acero (f_y), considerando que la carga axial P y el momento flexionante M varían independientemente.

Un elemento puede alcanzar su resistencia bajo innumerables combinaciones de carga axial y momento flexionante. Estas combinaciones varían desde la carga axial máxima P_o , en tensión o compresión y un momento nulo, hasta un momento M_o y una carga axial nula. El lugar geométrico de las combinaciones de carga axial y momento flexionante con las que el elemento alcanza su resistencia se representa gráficamente por un diagrama de interacción (fig 2.14).

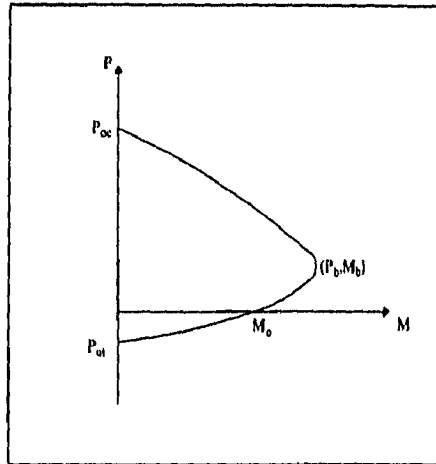


Fig 2.14 Diagrama de interacción.

donde:

- P_{oc} Carga axial máxima a compresión
- P_{ot} Carga axial máxima a tensión
- M_o Momento flexionante resistente sin carga axial
- M_b Momento flexionante balanceado
- P_b Carga axial balanceada

Para obtener la resistencia media de los elementos sujetos a carga axial y momento flexionante se utiliza el diagrama de interacción ($P-m_R$) para valores medios de una sección transversal. El diagrama de interacción representa todas las combinaciones de sollicitación media y un momento flexionante medio con las que el elemento alcanza su resistencia media.

La construcción del diagrama de interacción ($P-m_R$) se obtiene a partir del método de compatibilidad de deformaciones, que consiste en variar la profundidad del eje neutro conocida la deformación última del concreto $\epsilon_{cu}=0.003$ y calcular el momento flexionante para cada valor de carga axial.

Conocidos estos valores y la relación de resistencias $\frac{m_R}{R_d} = 1.23$ se determina el diagrama de interacción.

CAPITULO TRES

ESTRUCTURAS POR ESTUDIAR

En este capítulo se determinan, analizan y diseñan ocho sistemas con y sin disipadores. El primero es un sistema convencional; el segundo es un sistema equivalente y los otros seis son sistemas marco-disipador.

Para fines de este trabajo se considera un edificio de 10 niveles con separación de entrepiso a cada 3 m, una planta simétrica de 3 crujeas a cada 5 m y situado en terreno blando.

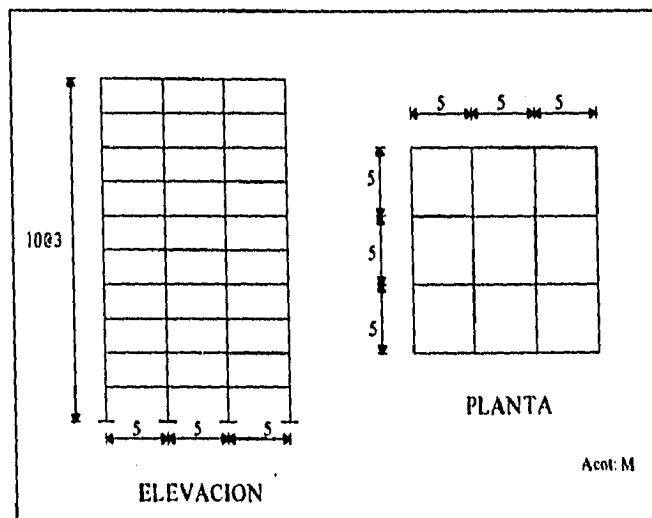


Fig 3.1 Marco en estudio.

3.1 DATOS DE LA ESTRUCTURA:

a) Intensidades de carga

b) Propiedades de los materiales

Concreto clase 2 (Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto, inciso 1.4.1, ref 23)

Resistencia del concreto a compresión $f'_c = 200 \text{ kg/cm}^2$

Módulo de elasticidad del concreto $E_c = 8000 \sqrt{f'_c} \text{ (kg/cm}^2\text{)}$

Esfuerzo de fluencia del acero $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$

Módulo de elasticidad del acero $E_s = 2.1 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2$

Peso volumétrico del concreto igual a $\gamma = 2400 \text{ kg/cm}^3$

c) La distancia entre ejes de columnas es de 5 mts.

d) La distancia entre ejes de entrepisos es de 3 mts.

e) El uso de la estructura es de oficinas, clasificada en el grupo B (artículo 174 del RCDF 1987).

f) Planta simétrica de 3 crujeías a cada 5 mts.

g) La estructura se encuentra ubicada en la zona lacustre (zona III) del Distrito Federal.

i) Factor de comportamiento sísmico $Q=4$

j) Los apoyos de la estructura se consideran empotramientos perfectos

k) El sistema de piso es a base de losas de concreto reforzado, siendo diafragmas rígidos en su plano.

En el presente trabajo se lleva la siguiente nomenclatura:

Sistema real. Es el conjunto de marco convencional y elementos disipadores de energía, cuya respuesta interesa estimar, sea directamente empleando un sistema equivalente.

Sistema convencional. Es el marco central del edificio en estudio. La característica principal del marco es que está formado con elementos viga y columna que aportan la rigidez y resistencia total al sistema por medio de sus propiedades geométricas y mecánicas.

Sistema marco-disipador. El marco está formado por elementos viga columna y disipador, donde cada uno aporta su rigidez y resistencia.

Sistema equivalente. Es el marco de una sola crujía formado por elementos vigas y columna, así como disipadores, en caso de que existan en el sistema real. Sus propiedades son iguales a las de todos los elementos del sistema real al que representan, de manera que se conserven la misma rigidez y resistencia para los dos sistemas.

3.2 CARGAS DEL SISTEMA CONVENCIONAL

De acuerdo con lo dispuesto en el RCDF 87 en el título sexto referente a la seguridad estructural, se toman en cuenta los efectos producidos por las siguientes acciones:

- 1) Acciones permanentes : cargas muertas
- 2) Acciones variables : cargas vivas
- 3) Acciones accidentales : cargas por sismo o viento

Nivel	W_s (kg/m ²)	$W_{vm\acute{a}x}$ (kg/m ²)	W_{vinst} (kg/m ²)
azotea	455	100	70
entrepiso	480	250	180

Tabla 1. Cargas repartidas nominales

Donde:

- W_s Es la carga del sistema de piso
 $W_{vm\acute{a}x}$ Es la carga viva máxima (artículo 199 del RCDF 87, ref 24)
 W_{vinst} Es la carga viva instantánea (artículo 199 del RCDF 87, ref 24)

El peso propio de los elementos estructurales se determina con las siguientes secciones transversales para columnas y vigas (tabla 2).

Nivel	Columnas		Vigas	
	b (cm)	h (cm)	b (cm)	h (cm)
1 y 2	60	60	30	70
3 y 4	55	55	30	70
5 y 6	50	50	30	70
7 y 8	45	45	30	60
9 y 10	40	40	30	60

Tabla 2. Propiedades geométricas.

El peso propio de las vigas se representa como una carga lineal en todo el elemento, mientras que el de las columnas se representa como cargas concentradas. La carga muerta (W_m) es la suma de la carga del sistema de piso (W_s) más la carga del peso propio (W_p) (tabla 3).

Nivel	W_s (kg/m)	W_p (kg/m)	W_m (kg/m)	$W_{vmáx}$ (kg/m)	W_{vinst} (kg/m)
1 al 6	1200	504	1704	625	450
7 al 9	1200	432	1632	625	450
10	1135	432	1567	250	175

Tabla 3. Cargas lineales en las vigas

Para fines de análisis estructural se consideran los efectos de carga axial producto de los marcos perpendiculares. Dichos efectos se representan por cargas concentradas en las columnas. En la tabla 4 se presentan las magnitudes de las cargas concentradas.

Nivel	W_m		$W_{vm\acute{a}x}$		W_{vinst}	
	P_{ext} (kg)	P_{cen} (kg)	P_{ext} (kg)	P_{cen} (kg)	P_{ext} (kg)	P_{cen} (kg)
1 al 6	4260	8520	1562.5	3125	1125	2250
7 al 9	4080	8160	1562.5	3125	1125	2250
10	3917.5	7835	625	1250	437.5	875

Tabla 4. Cargas concentradas en el marco

donde P_{ext} y P_{cen} son las cargas concentradas en los extremos y en la parte central del marco, respectivamente (ver fig 3.2)

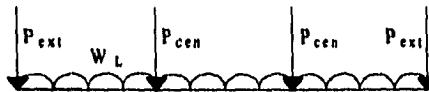


Fig 3.2 Cargas de un entrecimso.

Las cargas concentradas generadas por la carga muerta sólo representan el peso propio de las vigas; por tanto se tienen que incluir el peso propio de las columnas. En la segunda columna de la tabla 5 se indica el peso propio de cada columna en su respectivo nivel y en la tercera columna el peso total de las columnas en cada entrecimso.

Nivel	Wp columna (ton)	Wp total de las columnas (ton)
1	2.29	9.16
2	1.98	7.92
3 y 4	1.67	6.68
5 y 6	1.38	5.52
7 y 8	1.15	4.60
9 y 10	0.92	3.68

Tabla 5. Peso propio de las columnas

3.3 ANALISIS DEL SISTEMA CONVENCIONAL

Según las características de la estructura que se trate, esta se podrá analizar por sismo mediante el método simplificado, el método estático o uno de los dinámicos.

Las estructuras se analizan bajo la acción de dos componentes horizontales ortogonales o aproximadamente ortogonales.

Las estructuras que no pasen de 60 m de alto podrán analizarse, como alternativa, mediante el método estático.

3.3.1 METODO ESTATICO

Para calcular las fuerzas cortantes a diferentes niveles de la estructura, se supondrá un conjunto de fuerzas horizontales actuando sobre los puntos donde se supongan concentradas las masas. Cada una de estas fuerzas se toma igual al peso de la masa que corresponde multiplicado por un coeficiente proporcional a la altura de la masa sobre el desplante.

El coeficiente se toma como el valor de la relación V_o/W_o que debe ser igual a c/Q , siendo V_o la fuerza cortante basal, W_o el peso total de la construcción, c el coeficiente sísmico (que establece el artículo 206 del RCDF 87) y Q el factor de comportamiento sísmico (sección 5 de las Normas Técnicas complementarias para diseño por sismo).

$$P_i = \frac{W_i h_i}{\sum W_i h_i} \frac{c}{Q} W_o \quad (3.1)$$

Pueden tomarse fuerzas cortantes menores que las calculadas según el párrafo anterior, siempre que se tome en cuenta un valor aproximado del periodo fundamental de vibración de la estructura, de acuerdo con lo siguiente:

$$1) \quad T = 2 \pi \left(\frac{\sum W_i x_i^2}{g \sum P_i x_i} \right)^{\frac{1}{2}} \quad (3.2)$$

donde W_i es el peso de la masa i , P_i la fuerza horizontal que actúa sobre la masa, x_i el correspondiente desplazamiento en la dirección de la fuerza y g la aceleración de gravedad.

$$2) \quad \text{Si} \quad T \leq T_b \quad a = (V_o/W_o) Q' \quad (3.3)$$

En donde a es la ordenada del espectro de aceleraciones para diseño por sismo, expresada como fracción de la aceleración de la gravedad (ver figura 3.3). Está dada por las siguientes expresiones:

$$\text{Si} \quad T < T_a \quad a = (1 + 3T/T_a) c/4 \quad (3.4)$$

$$T_a < T < T_b \quad a = c \quad (3.5)$$

El coeficiente sísmico c , es el cociente de la fuerza cortante horizontal que actúa en la base de la estructura por efecto del sismo, entre el peso de esta sobre dicho nivel. Para las construcciones clasificadas como del grupo B (artículo 174 RCDF 87) c toma un valor de 0.16 en la zona I, 0.32 en la II y 0.40 en la III, (salvo en la parte sombreada de la zona II en la figura 3.1 NTC, en la que se toma $c=0.4$ para las estructuras del grupo B y $c=0.6$ para las del grupo A). Para las construcciones del grupo A se incrementará el coeficiente sísmico un 50 por ciento.

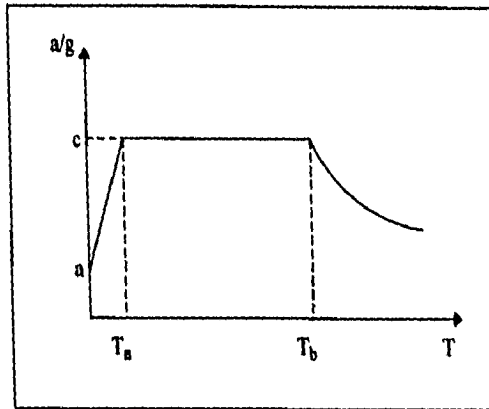


Fig 3.3 Espectro de diseño

Con fines de diseño, las fuerzas sísmicas para análisis estático se podrán reducir dividiéndolas entre el factor de comportamiento sísmico Q . En el diseño sísmico de estructuras que satisfagan las condiciones de regularidad (sección sexta de las Normas técnicas Complementarias para diseño por sismo) Q' se calcula como sigue:

$$\text{i) } \quad T < T_a \quad Q' = 1 + (T/T_a)(Q-1) \quad (3.6)$$

$$\text{ii) } \quad T \geq T_a \quad Q' = Q \quad (3.7)$$

En el diseño sísmico de las estructuras que no satisfagan las condiciones de regularidad (NTC), se multiplica por 0.8 el valor Q' .

Las deformaciones se calculan multiplicando por Q las causadas por las fuerzas sísmicas reducidas cuando se emplee este método.

$$3) \quad \text{Si} \quad T > T_b \quad a = (V_o/W_o) Q' \quad (3.8)$$

donde:

$$a = q c > c/4 \quad q = (T_b/T)^r \quad (3.9)$$

r es un exponente que depende de la zona del valle de México en donde se proyecte construir la estructura.

Se procederá de tal manera que cada una de las fuerzas laterales se tome proporcional al peso de la masa que corresponde multiplicado por un coeficiente.

$$\alpha_i = k_1 h_i + k_2 h_i^2, \quad F_{is} = \alpha_i W_i \quad (3.10)$$

$$k_1 = q [1 - (1 - q)] \frac{\sum W_i}{(\sum W_i h_i)} \quad (3.11)$$

$$k_2 = 1.5 r q (1 - q) \frac{\sum W_i}{(\sum W_i h_i^2)} \quad (3.12)$$

3.3.2 RESULTADOS DEL METODO ESTATICO

Al sistema convencional le corresponde un coeficiente sísmico $c=0.4$, debido a que se encuentra ubicado en la zona III y el uso de la estructura es de oficinas (es decir, del grupo B). Se analiza la estructura con un factor de reducción de fuerzas sísmicas $Q=4$ (de acuerdo con sección 5 de las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo, ref 22) cuando la resistencia en todos los entrepisos es suministrada exclusivamente por marcos no contraventeados de concreto reforzado.

En el marco convencional se analiza con las acciones y combinaciones siguientes.

- a) 1.4 (CM + CV_{máx})
- b) 1.1 (CM + CV_{inst} + SISMO)
- c) 1.1 (CM + CV_{inst} - SISMO)

El análisis estático que se realiza es para un marco central de acuerdo con lo dispuesto en la sección 8 de las Normas Técnicas Complementarias para diseño por sismo y lo referente al inciso anterior. En la tabla 6 se presenta la variación lineal de las fuerzas cortantes en los entrepisos.

Nivel	Wi (ton)	hi (m)	Wihi	Fi (ton)	Vi (ton)
10	49.54	30	1486.2	9.27	9.27
9	59.66	27	1610.82	10.07	19.34
8	60.65	24	1455.6	9.09	28.44
7	60.54	21	1271.34	7.99	36.42
6	62.58	18	1126.44	7.06	43.49
5	62.58	15	938.7	5.9	49.38
4	63.74	12	764.88	4.79	54.17
3	63.74	9	573.66	3.56	57.74
2	65.01	6	390.06	2.46	60.19
1	66.22	3	198.66	1.23	61.42
Total	614.26		9816.36	61.42	-

Tabla 6. Método estático

Con la magnitud de las fuerzas cortantes se procede a un análisis lineal en el programa R. C. Buildings, del cual se obtienen los desplazamientos de entrepiso, que no deben ser mayores que los desplazamientos permisibles (artículo 209: $\delta_p=0.012h$). En la tabla 7 se muestran los resultados de los desplazamientos horizontales y la rigidez de cada entrepiso.

Nivel	V_i (ton)	δ_i (cm)	δ_r (cm)	k_i (ton/cm)
10	9.27	7.1111	0.4092	22.6540
9	19.34	6.7019	0.6857	28.2048
8	28.44	6.0162	0.7984	35.6212
7	36.42	5.2178	0.8483	42.9329
6	43.49	4.3695	0.7557	57.5493
5	49.38	3.6138	0.8106	60.9178
4	54.17	2.8032	0.7791	69.5289
3	57.74	2.0241	0.7894	73.1442
2	60.19	1.2347	0.7148	84.2054
1	61.42	0.5199	0.5199	118.1381

Tabla 7. Resultados del análisis lineal

Los desplazamientos calculados empleando las fuerzas sísmicas reducidas deben multiplicarse por el factor de comportamiento sísmico y no deben exceder los permisibles (ver tabla 8).

Nivel	δ_r (cm)	$\delta_r Q$ (cm)	Condición	δ_p (cm)
10	0.4092	1.6368	≤	3.6
9	0.6857	2.7428		
8	0.7984	3.1936		
7	0.8483	3.3932		
6	0.7557	3.0228		
5	0.8106	3.2424		
4	0.7791	3.1164		
3	0.7894	3.1576		
2	0.7148	2.8592		
1	0.5199	2.0796		

Tabla 8. Revisión de desplazamientos

3.4 DISEÑO DEL SISTEMA CONVENCIONAL

3.4.1 DISEÑO POR FLEXION

3.4.1.1 Refuerzo mínimo longitudinal

El refuerzo mínimo a tensión de secciones de concreto reforzado es el refuerzo requerido para que el momento resistente de la sección sea por lo menos 1.5 el momento de agrietamiento de la sección transformada no agrietada.

El área mínima de refuerzo de secciones rectangulares de concreto reforzado de peso normal puede calcularse con la siguiente expresión dada por Normas Técnicas Complementarias para Diseño de Estructuras de Concreto (ref 23).

$$A_{\min} = \frac{0.7 \sqrt{f'_c}}{f_y} b d \quad (3.13)$$

donde b es el ancho del elemento, d es el peralte efectivo, f'_c la resistencia del concreto a compresión $f'_c=200 \text{ kg/cm}^2$ y f_y es el esfuerzo de fluencia del acero $f_y=4200 \text{ kg/cm}^2$; por tanto, el área mínima de refuerzo es:

$$A_{\min} = 0.002357 b d \quad (3.14)$$

3.4.1.2 Refuerzo máximo longitudinal

La falla balanceada ocurre cuando simultáneamente el acero llega a su fluencia y el concreto alcanza su deformación máxima $\epsilon_{cu}=0.003$ en compresión. Este criterio es general y se aplica a secciones de cualquier forma sin acero a compresión o con él.

En elementos a flexión que formen parte de sistemas que deban resistir fuerzas sísmicas, la cuantía de refuerzo a tensión máxima ($\rho_{lm\acute{a}x}$) debe ser del 75% de la correspondiente a falla balanceada.

$$\rho_{lm\acute{a}x} = 0.75 \rho_{tb} \quad (3.15)$$

Las secciones rectangulares sin acero de compresión tienen falla balanceada cuando su cuantía de refuerzo a tensión es:

$$\rho_{tb} = \frac{f''_c}{f_y} \frac{4800}{f_y + 6000} \quad (3.16)$$

El refuerzo máximo se calcula:

$$A_{m\acute{a}x} = 0.75 b d \rho_{tb} \quad (3.17)$$

3.4.1.3 Resistencias a flexión

La resistencia de elementos sujetos a flexión se efectúa a partir de las condiciones de equilibrio y de las siguientes hipótesis de los materiales:

- i) La distribución de deformaciones unitarias es plana.
- ii) Las deformaciones son directamente proporcionales a la distancia de la fibra con respecto al eje neutro.
- iii) Existe adherencia entre el concreto y el acero, de tal manera que la deformación unitaria del concreto es igual a la del acero.
- iv) La deformación unitaria del concreto en compresión es igual 0.003 cuando se alcanza la resistencia del elemento.
- v) La distribución de esfuerzos de compresión en el concreto se considera como un bloque de esfuerzos uniforme.

3.4.1.3.1 Resistencia de secciones sin acero de compresión

Las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto (ref 23) proponen una fórmula para calcular la resistencia a flexión a partir de las hipótesis de los materiales y del equilibrio de las fuerzas internas.

$$M_{Rl} = F_R b d^2 f'_c q (1-0.5q) \quad (3.18)$$

$$M_{Rl} = F_R A_s f_y d (1-0.5q) \quad (3.19)$$

Donde: M_R es el momento resistente, que debe ser igual o mayor que el momento último del análisis lineal, F_R es el factor de resistencia (a flexión $F_R=0.9$), A_s es el área de acero en la zona de tensión, q representa el índice de refuerzo.

Una vez calculado el índice de refuerzo para un momento último se procede a determinar la porcentaje de refuerzo longitudinal con la siguiente expresión:

$$q = \rho f_y / f'_c \quad (3.20)$$

Al obtener el porcentaje de refuerzo longitudinal y con las dimensiones del elemento se determina el área de acero necesaria para resistir un momento último.

$$A_s = \rho b d \quad (3.21)$$

3.4.1.3.2 Resistencia de secciones con acero de compresión

A estos elementos se les conoce también como vigas doblemente armadas o reforzadas y es necesario recurrir a este tipo de elemento cuando el momento último de diseño (M_u) es mayor que el momento resistente de la sección (M_{R1}).

$$M_u > M_{R1}$$

El momento resistente máximo (M_{R1}) se obtiene mediante las ecuaciones 3.18 y 3.19, para la cuantía de refuerzo máxima en tensión.

La resistencia de una sección doblemente armada se calcula con la siguiente expresión:

$$M_R = M_{R1} + M_{R2} \quad (3.22)$$

donde M_{R2} es el momento resistente adicional debido al acero en la zona de compresión.

$$M_2 = M_R - M_{R1}$$

$$M_{R2} = A's f_y (d - d') \quad (3.23)$$

d' es la distancia entre el centroide del acero a compresión y la fibra extrema a compresión.

Con las expresiones anteriores se obtiene el área de acero en compresión ($A's$) que es el valor que se incrementa al acero en tensión para obtener su resistencia deseada; por tanto, área de acero en la zona de tensión es:

$$A_s = A_{s1} + A's$$

$$A_{s1} = \rho_{\text{máx}} b d$$

Una vez determinadas las áreas de acero en tensión y en compresión se revisa que el momento último sea menor o igual que el momento resistente con la siguiente expresión:

$$M_u \leq M_R = F_R [(A_s - A's) f_y (d-a/2) + A's f_y (d-d')] \quad (3.24)$$

$$a = \frac{(A_s - A's) f_y}{f'_c b}$$

La expresión 3.24 es válida sólo si el acero de compresión fluye cuando se alcanza la resistencia de la sección y cumple con la siguiente condición.

$$(\rho - \rho') \geq \frac{4800}{6000 - f_y} \frac{d' f'_c}{d f_y} \quad (3.25)$$

$$\rho' = \frac{A's}{b d}$$

Si no cumple esta condición, solamente se revisa como un elemento sin tomar en consideración el acero en la zona de compresión.

3.4.1.4 DISEÑO POR CORTANTE

A continuación se presentan expresiones para V_{cr} , la fuerza cortante que toma el concreto, válidas para distintos elementos cuando la dimensión transversal h del elemento es paralela a la fuerza cortante, no es mayor que 70 cm y además la relación h/b no excede de 6. Por cada una de las dos condiciones anteriores que no se cumpla se reduce V_{cr} un 30%.

En elementos a flexión cuya relación claro peralte efectivo, $L/h > 5$, la fuerza cortante resistente se calcula con las siguientes expresiones:

$$\text{Si } \rho < 0.01 \quad V_{cr} = FR \, b d (0.2 + 30\rho) \sqrt{f'_c} \quad (3.26)$$

$$\rho \geq 0.01 \quad V_{cr} = 0.5 FR \, b d \sqrt{f'_c} \quad (3.27)$$

Si $L/h < 4$ y las cargas y reacciones comprimen directamente las caras superior e inferior de la viga, se multiplica V_{cr} (de la ecuación 3.27) por el coeficiente de la siguiente expresión.

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

Pero el valor de V_{cr} no debe exceder

$$1.5 FR \, b d \sqrt{f'_c}$$

donde M , V y d son el momento flexionante, la fuerza cortante y el peralte efectivo de la sección, respectivamente. Si las cargas y reacciones no comprimen directamente las caras superior e inferior de la viga se aplica la expresión 3.27 sin modificar el resultado. Para relaciones L/h comprendidas entre 4 y 5 se hace variar linealmente hasta los valores dados por las expresiones 3.26 y 3.27.

Los elementos que trabajan principalmente a flexión se diseñan de manera que no presenten falla por cortante antes que puedan formarse las articulaciones plásticas en los extremos. Para ello la fuerza cortante de diseño se obtiene del equilibrio del miembro a paños, en los extremos del elemento actúan momentos del mismo sentido valuados con las propiedades del elemento en esas secciones, sin factores de reducción y con el esfuerzo en el

acero de tensión al menos igual a $1.25f_y$. A lo largo del miembro actúan las cargas correspondientes multiplicadas por el factor de carga.

En las zonas donde la fuerza cortante de diseño causada por el sismo es igual o mayor que la mitad de la fuerza cortante de diseño, se desprecia la contribución del concreto en la resistencia a fuerza cortante.

3.4.1.4.1 Fuerzas cortantes para confinamiento

Se suministran estribos cerrados de al menos 7.9 mm de diámetro para el confinamiento de las siguientes zonas: a) en cada extremo del miembro sobre una distancia de dos peraltes medida a partir del paño del nudo, b) en la porción del elemento que se encuentre a una distancia igual a dos peraltes de toda sección donde se suponga, o en el análisis indique, que se va a formar una articulación plástica (si la articulación se forma en una sección intermedia, los dos peraltes se toman a cada lado de la sección).

El primer estribo se coloca a no más de 5 cm de la cara del miembro de apoyo, la separación de los estribos no debe exceder ninguno de los siguientes valores: a) $0.25d$, b) ocho veces el diámetro de la barra longitudinal más delgada, c) veinticuatro veces el diámetro de la barra del estribo, d) 30 cm.

Fuera de las zonas definidas los estribos no se deben colocar a una distancia mayor que $0.5d$ a todo lo largo. En todo el elemento la separación de los estribos no debe ser mayor que la requerida por fuerza cortante.

3.4.2 ELEMENTOS A FLEXOCOMPRESION

Las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto establecen que para elementos a flexocompresión la carga axial de diseño P_u sea mayor que $A_g f'_c / 10$.

3.4.2.1 RESISTENCIA MINIMA A FLEXION

La resistencia a flexión de las columnas en un nudo debe satisfacer la condición siguiente:

$$\Sigma M_c > 1.5 \Sigma M_v \quad (3.28)$$

Donde ΣM_v es la suma de momentos resistentes de diseño de las vigas que llegan al centro del nudo y ΣM_c es la suma de momentos resistentes de diseño de las columnas que llegan al centro del nudo.

Las sumas anteriores deben realizarse de modo que los momentos de las columnas se opongan a los de las vigas. La condición deben cumplirse para los dos sentidos en que puede actuar el sismo.

Al calcular la carga axial de diseño para la cual se evalúe el momento resistente M_c de la columna, la fracción de dicha carga debida al sismo se toma igual al doble de la calculada cuando esto conduce a un momento resistente menor. El factor de resistencia por flexocompresión es de 0.8.

Las columnas pueden diseñarse con los momentos y fuerzas axiales obtenidos del análisis, si el factor de resistencia por flexocompresión es de 0.6.

3.4.2.2 REFUERZO LONGITUDINAL

En toda la sección se tienen un refuerzo mínimo y uno máximo, que se calculan a partir de las cuantías de refuerzo mínima y máxima propuestas por Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto, inciso 5.3.3 (ref 23).

$$A_{\min} = \rho_{\min} b d \quad \rho_{\min} > 0.01 \quad (3.29)$$

$$A_{\max} = \rho_{\max} b d \quad \rho_{\max} \leq 0.04 \quad (3.30)$$

3.4.2.3 FUERZA CORTANTE

Los elementos a flexocompresión se dimensionan de manera que no fallen por fuerza cortante antes de que se formen las articulaciones plásticas en las vigas. Para ello, la fuerza cortante de diseño se obtiene del equilibrio del elemento en su altura libre suponiendo en cada extremo un momento igual a la mitad de $1.5\sum M_v$. En el extremo inferior de las columnas de la planta baja, se usa el momento resistente de la columna obtenida con la carga axial de diseño que conduce al mayor momento resistente. En el extremo superior de las columnas del último entrepiso se usa $1.5\sum M_v$.

En elementos a flexocompresión donde la fuerza axial de diseño, incluyendo los efectos del sismo, sea menor que $A_g f_c / 20$, al calcular el refuerzo para cortante, si la fuerza cortante de diseño causada por el sismo es igual o mayor que la mitad de la fuerza de diseño, se desprecia la contribución del cortante V_{cr} .

El esfuerzo transversal mínimo que se especifica en las normas debe suministrarse en una longitud de los extremos de la columna no menor que la mayor dimensión transversal, un sexto de la altura libre ni que 60 cm.

Las columnas pueden diseñarse por flexocompresión con el procedimiento optativo, que consiste en el dimensionamiento por fuerza cortante a partir de la fuerza de diseño que se obtiene del análisis, usando un factor de resistencia igual a 0.6.

Los resúmenes de refuerzo longitudinal para las vigas y columnas del sistema convencional se muestran en las tablas 9, 10, 11.

La ubicación de los elementos estructurales se muestra en la figura 3.4

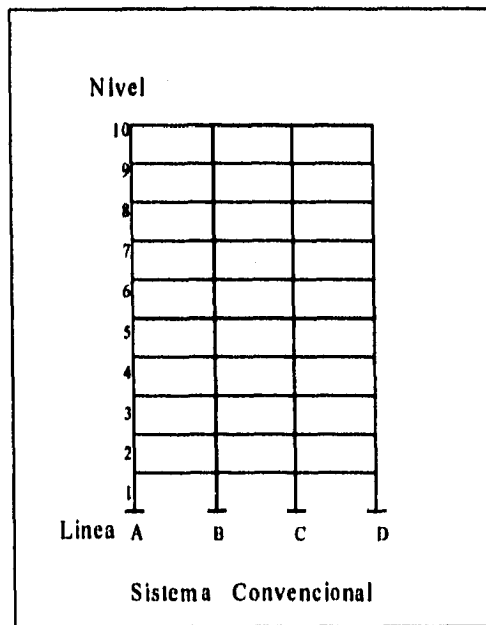


fig. 3.4 Ubicación de los miembros estructurales

3.4.2.4 RESULTADOS DE DISEÑO

Nivel	Vigas en los extremos			
	Vigas a tensión		Vigas a compresión	
	As	ρ	A's	ρ'
1,2,3	15.92	0.00816	11.71	0.00601
4,5	15.33	0.00786	10.89	0.00558
6	13.25	0.00679	8.80	0.00451
7	12.39	0.00751	7.47	0.00453
8	10.19	0.00618	5.60	0.00339
9	7.32	0.00444	3.90	0.00236
10	3.90	0.00236	3.90	0.00236

Tabla 9. Refuerzo longitudinal de vigas extremas.

Nivel	Vigas centrales			
	Vigas a tensión		Vigas a compresión	
	As	ρ	A's	ρ'
1,2,3	14.39	0.00738	11.13	0.00571
4,5	13.32	0.00683	10.16	0.00521
6	10.91	0.00559	8.04	0.00412
7	10.35	0.00627	6.59	0.00399
8	8.32	0.00504	4.84	0.00293
9	5.89	0.00357	3.9	0.00236
10	3.9	0.00236	3.9	0.00236

Tabla 10. Refuerzo longitudinal de vigas centrales.

Columnas			
Nivel	Línea	As	ρ
1	A,D	41.63	0.01156
	B,C	47.25	0.01313
2	A,D	36.00	0.01000
	B,C	36.00	0.01000
3	A,D	30.25	0.01000
	B,C	32.61	0.01078
4	A,D	30.25	0.01000
	B,C	32.61	0.01078
5	A,D	25.00	0.01000
	B,C	36.72	0.01468
6	A,D	25.00	0.01000
	B,C	36.72	0.01468
7	A,D	20.25	0.01000
	B,C	31.32	0.01547
8	A,D	20.25	0.01000
	B,C	31.32	0.01547
9	A,D	16.00	0.01000
	B,C	18.50	0.01156
10	A,D	16.00	0.01000
	B,C	16.00	0.01000

Tabla 11. Refuerzo longitudinal de columnas.

3.5 DETERMINACION DEL SISTEMA EQUIVALENTE

El marco central transformado se obtiene igualando las propiedades del sistema convencional con el sistema equivalente, permaneciendo el mismo periodo fundamental de la estructura (figura 3.5).

El objetivo del sistema equivalente consiste en obtener un manejo adecuado de los volúmenes de datos y resultados, así como disminuir el tiempo de cómputo.

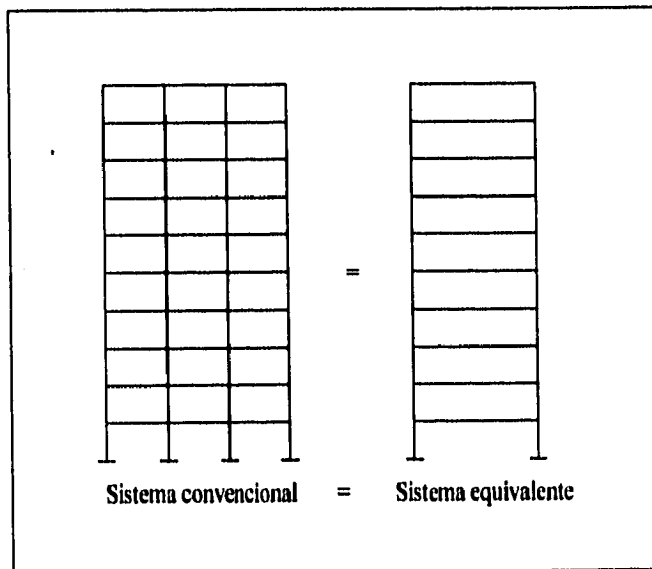


Fig 3.5 Propiedades de los sistemas.

El comportamiento lineal del sistema convencional es igual al comportamiento elástico del sistema equivalente, cumpliendo que las siguientes propiedades sean iguales.

- a) Altura total
- b) Altura de cada entrepiso
- c) Suma de áreas de columnas
- d) Módulo de sección formado por las secciones de las columnas con respecto al eje centroidal; se toma un valor intermedio entre el correspondiente a todas las columnas del sistema real y el que proviene únicamente a columnas extremas.
- e) Relación de rigideces angulares de vigas y columnas
- f) Suma de momentos de empotramiento en los extremos de las vigas en cada entrepiso
- g) Masa total y distribución en su altura
- h) Periodo fundamental de la estructura
- i) Suma de momentos resistentes en los extremos de las vigas en cada entrepiso
- j) Suma de momentos flexionantes resistentes para las cargas axiales actuantes en las columnas

Como se observa en la figura 3.5, la altura del marco a) y de los entrepisos b) permanecen constantes, lo que nos permite calcular los demás incisos.

c) Suma de áreas de columnas.

Las deformaciones axiales que se presentan en las columnas del sistema convencional son producto de un estado de carga axial en el eje de cada elemento. Para aproximar dichas deformaciones en ambos sistemas se realiza la suma de rigideces axiales de las columnas de cada entrepiso.

$$K_c = E_c A_c / L_c \quad (3.31)$$

La rigidez axial de las columnas (K_c) para los sistemas solamente presenta una variable, el área de la columna (A_c), ya que el módulo de elasticidad del concreto (E_c) y la longitud de la columna (L_c) permanecen sin variación; por tanto, para calcular la rigidez axial del sistema equivalente solamente es necesario determinar el área de las columnas.

Nivel	Sistema Convencional			S. equivalente
	b (cm)	h (cm)	área total	área de cada columna
1 y 2	60	60	14400	7200
3 y 4	55	55	12100	6050
5 y 6	50	50	10000	5000
7 y 8	45	45	8100	4050
9 y 10	40	40	6400	3200

Tabla 12. Areas de columnas del sistema equivalente

d) El módulo de sección permite calcular la longitud de la crujía del sistema equivalente con la siguiente fórmula.

$$S = \sum_{i=1}^n \frac{a_i d_i}{d_{\max}} \quad (3.32)$$

donde:

S = Módulo de sección

d_i = Es la distancia de la columna i (del eje centroidal del marco al eje de la columna)

a_i = Área de la columna i

d_{\max} = Es la distancia máxima de las columnas al eje centroidal del marco

En la tabla 13 se calculan los módulos de sección considerando y sin considerar las columnas centrales; se toma un valor medio de estas secciones para determinar la longitud del sistema equivalente.

$$\bar{S}_i = \frac{a_c \left(\frac{L_{se}}{2} \right)^2}{L_{se}/2} \quad (3.33)$$

Sustituyendo en la ecuación 3.33 tenemos que la longitud del sistema equivalente $L_{se} \cong 8.0m$.

d_{max} (cm)	a_i (cm ²)	d_1 (cm)	d_2 (cm)	d_3 (cm)	d_4 (cm)	s_i (cm ³)
750	3600	750	250	250	750	6000000
750	3600	750	0	0	750	5400000

Tabla 13. Módulos de sección

e) Para mantener constante la rigidez de ambos sistemas debe tomarse en cuenta la rigidez angular de vigas y columnas. Para una sección constante la rigidez angular es $c_i EI/L$, donde c_i y E el módulo de elasticidad son constantes para los sistemas; por tanto la relación de rigidez angular de vigas y columnas se calcula con I/L , donde I es el momento de inercia de la sección transversal y L es la longitud del elemento. Esta relación debe ser igual a la relación angular del sistema equivalente.

$$r_{csc} = \frac{I_c}{L_c} n_c = r_{cse} = \frac{I_{ce}}{L_{ce}} n_{se} \quad (3.34)$$

Donde r_{csc} y r_{cse} son las relaciones de rigidez angular de la columna del sistema convencional y del sistema equivalente respectivamente, I_c y I_{ce} son los momentos de inercia de la columna del sistema convencional y del sistema equivalente respectivamente, L_c y L_{ce} son las longitudes de la columna del sistema convencional y del sistema equivalente respectivamente, y por último n_c y n_{ce} son los números de columnas del sistema convencional y del sistema equivalente.

Como L_c y L_{ce} son valores iguales, $n_c = 4$ y $n_{ce} = 2$, sustituyendo en la ecuación 3.34 y eliminando algunos términos.

$$\frac{I_c}{L_c} n_c = \frac{I_{ce}}{L_{ce}} n_{ce} \quad (3.35)$$

$$2 I_c = I_{ce} \quad (3.36)$$

Se puede concluir que la relación de rigideces angulares de las columnas de los sistemas está en función del momento de inercia (tabla 14).

Para el caso de las vigas no se puede concluir lo mismo, ya que se tiene diferente longitud de la viga del sistema equivalente; por tanto se calcula llevando la secuencia de la relación de rigidez angular (tabla 15).

Nivel	Columnas	
	I_c (cm ⁴)	I_{ce} (cm ⁴)
1 y 2	1080000	2160000
3 y 4	762552	1525104
5 y 6	520833.3	1041167
7 y 8	341718.8	683437.5
9 y 10	213333.3	426666.7

Tabla 14. Momentos de inercia de las columnas.

Nivel	Vigas					
	I_v (cm ⁴)	n_v	L_v (cm)	r_{vsc} (cm ³)	L_{ve} (cm)	I_{ve} (cm ⁴)
1 al 6	857500	3	500	5145	800	4116000
7 al 10	540000	3	500	3240	800	2592000

Tabla 15. Momentos de inercia de las vigas.

Una vez conocido el momento de inercia y el área de las secciones transversales se procede a obtener las dimensiones de los elementos. Para el caso de columnas:

$$\begin{aligned}
 I_e &= b'^3 h' / 12 & A_e &= b' h' \\
 b' &= \sqrt[3]{\frac{12 I_e}{A_e}} & h' &= A_e / b'
 \end{aligned}
 \tag{3.37}$$

Nivel	Secciones de columnas	
	b' (cm)	h' (cm)
1 y 2	40	80
3 y 4	45	90
5 y 6	50	100
7 y 8	55	110
9 y 10	60	120

Tabla 16. Secciones de columnas

Para el caso de vigas:

$$I = b' h'^3 / 12 \quad h' = 2b' \quad b' = \sqrt[4]{1.5 I_e}
 \tag{3.39}$$

Nivel	Secciones de Vigas	
	b' (cm)	h' (cm)
1 al 6	50	100
7 al 10	44	89

Tabla 17. Secciones de vigas.

f) Suma de momentos de empotramiento en los extremos de las vigas.

El principio de superposición de efectos es de uso frecuente en el análisis estructural y es aplicable a materiales linealmente elásticos, permitiendo el análisis de efectos separadamente, de manera que la suma de ellos es igual al efecto del sistema total.

Para obtener el momento de empotramiento (M_{et}) en los extremos de cada viga deben considerarse los tres tipos de carga lineal utilizados en el sistema convencional: carga por peso propio (W_p), carga del sistema de piso (W_s) y carga viva (W_{vmax} , W_{vinst}). Para la magnitud de dichas cargas (tabla 18).

$$M_{et1} = M_{ep} + M_{es} + M_{evinst} \quad (3.39)$$

$$M_{et2} = M_{ep} + M_{es} + M_{evm\acute{a}x} \quad (3.40)$$

Nivel	M_{ep} (ton-m)	M_{es} (ton-m)	M_{evinst} (ton-m)	$M_{evm\acute{a}x}$ (ton-m)	M_{et1} (ton-m)	M_{et2} (ton-m)
1 al 6	1.05	2.5	0.93	1.3	4.48	4.85
7 al 9	0.9	2.5	0.93	1.3	4.33	4.7
10	0.9	2.36	0.36	0.52	3.62	3.78

Tabla 18. Momentos de empotramiento del sistema convencional

El motivo de calcular los momentos de empotramiento por separado, es porque los pesos propios de los elementos del sistema equivalente son diferentes a los del sistema convencional.

Los momentos de empotramiento producto de las cargas vivas son iguales para los dos sistemas debido a que la carga permanece constante. Para cumplir con las ecuaciones 3.39 y 3.40 es necesario calcular los momentos de empotramiento del sistema de piso (tabla 19). La magnitud de la carga lineal debida al peso propio del sistema equivalente se determina con las secciones de las vigas (tabla 17).

El sistema convencional tiene tres cruñas. Por tanto, se multiplican los momentos de empotramiento (M_{et1} y M_{et2}) por el número de cruñas.

Nivel	M_{ep} (ton-m)	M_{es} (ton-m)	M_{evinst} (ton-m)	$M_{evm\acute{a}x}$ (ton-m)	M_{et1} (ton-m)	M_{et2} (ton-m)
1 al 6	6.27	4.38	2.80	3.90	13.45	14.55
7 al 9	5.00	5.20	2.80	3.90	13.00	14.10
10	5.00	4.78	1.08	1.56	10.86	11.34

Tabla 19. Momentos de empotramiento del sistema equivalente

Una vez calculados los momentos de empotramiento, se procede a determinar las cargas lineales que se aplican al análisis elástico (ver tabla 20).

Nivel	W_s (ton/m)	$W_{vm\acute{a}x}$ (ton/m)	W_{vint} (ton/m)
1 al 6	0.821	0.731	0.526
7 al 9	0.975	0.731	0.526
10	0.896	0.292	0.203

Tabla 20 Cargas lineales

Una forma de verificar que los momentos de empotramiento son los correctos es realizando un análisis elástico para los sistemas. Si la suma de los momentos de las vigas es igual a los momentos del sistema equivalente entonces las cargas son las correctas.

Sistema convencional.

$$\Sigma M_- = 37.11 + 33.83 + 33.30 = 104.24$$

$$\Sigma M_+ = 25.83 + 24.08 + 25.44 = 75.32$$

$$M_- = 104.24 \cong 103.73$$

$$M_+ = 75.32 \cong 75.86$$

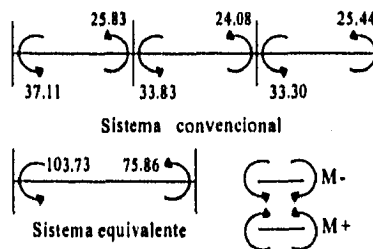


Fig 3.6 Resultados del análisis

g) Masa total y distribución en su altura.

Las masas en los entresijos son diferentes a las totales, esto es porque el claro de las vigas es mayor y por tanto las cargas son menores. Para cumplir con la condición de que las masas totales para los sistemas sean las mismas, es necesario aplicar cargas concentradas en los nudos; estas se calculan de los pesos totales de cada entresijo del sistema convencional menos los pesos producto de la carga lineal. En la tabla tabla 21 se muestran los pesos de las cargas concentradas y el peso total de cada entresijo.

Nivel	W_T (ton)	W_{WL} (ton)	P (ton)
1	66.22	29.02	18.60
2	65.01	27.29	18.86
3	63.74	26.18	18.78
4	63.74	26.18	18.78
5	62.58	25.18	18.70
6	62.58	25.18	18.70
7	60.54	23.52	18.51
8	60.65	23.62	18.52
9	59.66	22.77	18.45
10	49.54	19.54	15.00

Tabla 21. Cargas concentradas.

h) Período fundamental de la estructura

Para mantener constante el período de la estructura entre los dos sistemas es necesario que la masa y la rigidez sean las mismas. En los incisos e y g se realizaron las igualdades; por tanto el período tiene que ser el mismo para los dos sistemas.

$$T_{sc}=1.252 \text{ sec}$$

$$T_{se}=1.273 \text{ sec}$$

Los períodos de la estructura son aproximadamente iguales; por tanto las propiedades geométricas y el estado de cargas del sistema equivalente son las correctas.

i) Suma de momentos resistentes en los extremos de las vigas de cada entrepiso.

En la figura 3.6 se verifica que los momentos en los extremos a ejes de las vigas son los mismos para los dos sistemas.

Nivel	Sistema convencional		Sistema Equivalente	
	M ₊ (ton-m)	M ₋ (ton-m)	M ₊ (ton-m)	M ₋ (ton-m)
1	69.35	88.68	72.15	93.97
2	74.62	93.85	76.58	99.13
3	71.48	91.28	73.67	96.31
4	66.36	85.82	68.28	90.62
5	588.78	78.69	60.36	82.87
6	53.13	71.03	53.32	75.33
7	38.67	56.23	36.35	58.27
8	30.18	45.81	30.18	47.87
9	23.37	33.54	26.72	33.32
10	23.37	23.37	26.72	26.72

Tabla 22 Resistencias a flexión de las vigas.

En la tabla 22 se puede ver que existe una diferencia entre las resistencias a flexión de los sistemas convencional y equivalente; esto es porque las resistencias se diseñaron a paños.

j) Suma de momentos flexionantes resistentes para las cargas axiales actuantes en las columnas.

Para el sistema convencional se concentran los pesos de cada entrepiso en las cuatro columnas y para el sistema equivalente en dos columnas. Como el peso es igual para los dos sistemas, las columnas del sistema equivalente tienden a soportar la carga axial de dos de ellas. Una vez conocida la carga actuante podemos utilizar el principio de superposición, sumando los efectos de flexión de dos columnas, cuya suma es igual la de una columna del sistema equivalente. Lo propuesto anteriormente es para un criterio de análisis elástico y como las resistencias se obtienen a partir de un criterio de diseño y de los resultados de análisis, entonces si comparamos los resultados en el análisis de las columnas para ambos sistemas y se verifican que sean iguales, entonces las resistencias también lo serán, siempre y cuando se utilice el mismo criterio de diseño.

La figura 3.7 muestra las columnas del primer entrepiso para los dos sistemas a flexión producto de cargas laterales.

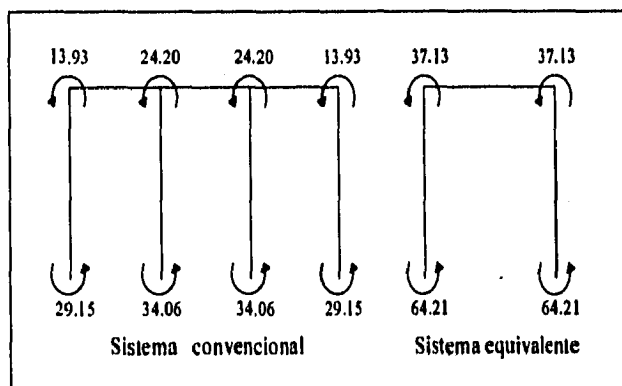


Fig 3.7 Resistencias a flexión de las columnas.

En las tablas 23 y 24 se describen los desplazamientos totales y relativos de cada entrepiso, se calculan las rigideces laterales y también se realiza la revisión por desplazamientos permisibles que establece el RCDF.

Nivel	V (ton)	δ_t cm	δ_r cm	K (ton/cm)
1	61.425	0.5411	0.5411	113.5188
2	60.196	1.2798	0.7387	81.4891
3	57.740	2.0936	0.8138	70.9511
4	54.176	2.9043	0.8107	66.8262
5	49.386	3.7328	0.8285	59.6089
6	43.488	4.5142	0.7814	55.6540
7	36.424	5.3761	0.8619	42.2601
8	28.440	6.2074	0.8313	34.2115
9	19.349	6.9147	0.7073	27.3561
10	9.274	7.3765	0.4618	20.0823

Tabla 23 Rigidez lateral

Nivel	δ_t (cm)	δ_r (cm)	$\delta_r Q$ (cm)	Condición	δ_p (cm)
1	0.5411	0.5411	2.1644	≤	3.6
2	1.2798	0.7387	2.9548		
3	2.0936	0.8138	3.2552		
4	2.9043	0.8107	3.2428		
5	3.7328	0.8285	3.3140		
6	4.5142	0.7814	3.1258		
7	5.3761	0.8619	3.4476		
8	6.2074	0.8313	3.3252		
9	6.9147	0.7073	2.8292		
10	7.3765	0.4618	1.8472		

Tabla 24 Revisión de desplazamientos

En la figura 3.8 se muestra la ubicación de los elementos estructurales del sistema equivalente, mientras que en las tablas 21 y 22 se muestra el refuerzo longitudinal para las vigas y columnas respectivamente.

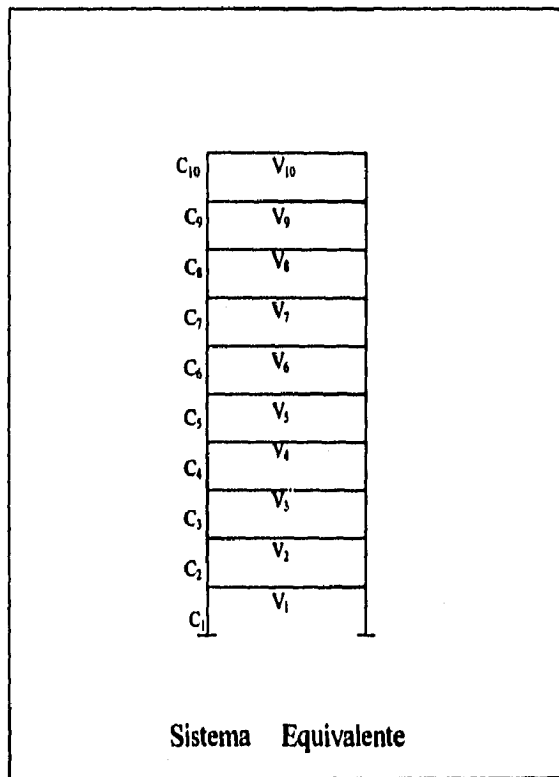


Fig. 3.8 Ubicación de los elementos estructurales.

3.5.1 RESULTADOS DE DISEÑO DEL SISTEMA EQUIVALENTE

Elemento	Viga a tensión		Viga a compresión	
	As	ρ	A's	ρ'
V ₁	28.98	0.00610	21.61	0.00455
V ₂	30.66	0.00645	23.05	0.00485
V ₃	29.68	0.00625	22.10	0.00465
V ₄	27.74	0.00584	20.36	0.00429
V ₅	25.13	0.00529	17.84	0.00376
V ₆	22.64	0.00477	15.64	0.00329
V ₇	20.03	0.00542	12.06	0.00326
V ₈	16.17	0.00438	8.74	0.00236
V ₉	11.00	0.00298	8.74	0.00236
V ₁₀	8.74	0.00236	8.74	0.00236

Tabla 21 Refuerzo longitudinal de vigas.

Columnas		
Elemento	As	ρ
C ₁	111.37	0.01547
C ₂	72.00	0.01000
C ₃	60.50	0.01000
C ₄	60.50	0.01000
C ₅	50.00	0.01000
C ₆	50.00	0.01000
C ₇	40.50	0.01000
C ₈	40.50	0.01000
C ₉	32.00	0.01000
C ₁₀	32.00	0.01000

Tabla 22. Refuerzo longitudinal de columnas.

3.6 SISTEMA MARCO-DISIPADOR

En este inciso se da una breve descripción del método para predimensionar un marco con disipadores de energía, así como para obtener las relaciones de resistencia y deformaciones del marco y de los disipadores.

Entre las variables que se estudian en relación al sistema equivalente con los elementos disipadores de energía se encuentran las siguientes:

- i) La relación entre la rigidez lateral del elemento disipador de energía y la total de cada entrepiso (r_K).
- ii) La relación de resistencia del elemento disipador de energía y la total de cada entrepiso (r_R).
- iii) La relación de la deformación de fluencia del elemento disipador y la del sistema convencional (r_δ).

En tabla 23 se presentan los valores de las relaciones de rigidez, resistencia y deformación de fluencia para los marcos en estudio.

Casos	r_K	r_R	r_δ
Smd ₁	0.25	0.142	0.50
Smd ₂	0.25	0.250	1.00
Smd ₃	0.50	0.333	0.50
Smd ₄	0.50	0.500	1.00
Smd ₅	0.75	0.642	0.60
Smd ₆	0.75	0.750	1.00

Tabla 23 Parámetros en estudio

i) Relación de rigidez lateral.

Para fines de análisis lineal la rigidez lateral del sistema equivalente es igual a la rigidez del marco más la rigidez del disipador, lo que indica que el disipador toma una fracción de la rigidez del sistema equivalente en toda su altura y el marco toma la fracción faltante, tal que la suma de rigideces del marco y del disipador sea igual a la rigidez total de cada entrepiso.

Si

$$K_T = K_D + K_M \quad r_K = \frac{K_D}{K_T} \quad r_K = \frac{K_D}{K_D + K_M}$$

$$r_K K_T = K_D \quad K_D = K_T - K_M \quad r_K K_T = K_T - K_M$$

$$K_M = (1 - r_K) K_T \quad (3.41)$$

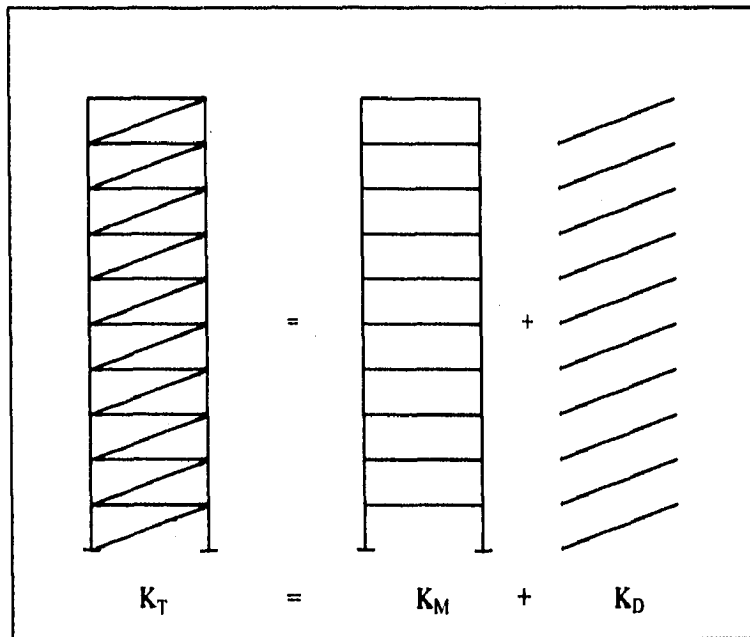


Fig 3.9 Rigidez del sistema marco-disipador.

3.6.1 Rigidez del marco sin disipador

Haciendo las mismas consideraciones que en el inciso anterior, la rigidez de la estructura depende solamente del momento de inercia de las secciones de las columnas y trabes, de esta forma se puede reducir la rigidez de los entrepisos del sistema equivalente a la deseada en el sistema marco-disipador. La ecuación 3.41 representa la fracción de rigidez correspondiente al marco sin disipador.

Las secciones de las columnas del sistema equivalente son macizas y rectangulares; por tanto el momento de inercia de la sección es $I = bh^3 / 12$. Para calcular el momento de inercia del marco transformado se afecta este valor por un coeficiente de rigidez.

$$I_t = (1 - r_k) I \quad (3.42)$$

donde I es el momento de inercia de la sección transformada del marco sin disipadores. A partir de este se obtienen las secciones del marco sin disipadores.

$$\begin{array}{ll} \text{Para columnas} & I_t = b'^3 h' / 12 \\ \text{Para vigas} & I_t = b' h'^3 / 12 \end{array} \quad (3.43)$$

b' y h' representan la base y el peralte total respectivamente de la sección transversal para el marco sin disipadores. Tomando en cuenta que para las columnas y las vigas del sistema equivalente se lleva a cabo la relación de dos veces la base es igual al peralte $2b' = h'$, se continua con la misma relación y se obtienen las expresiones para calcular sus dimensiones para los sistemas marco-disipador.

$$\text{Para columnas} \quad b' = \sqrt[3]{6(1 - r_k) I} \quad (3.44)$$

$$\text{Para vigas} \quad b' = \sqrt[3]{1.5(1 - r_k) I} \quad (3.45)$$

Nivel	$K_M=0.75$		$K_M=0.50$		$K_M=0.25$	
	b	h	b	h	b	h
1 y 2	55.85	111.7	50.45	100.9	42.42	84.85
3 y 4	51.25	102.5	46.25	92.5	38.89	77.78
5 y 6	46.53	93.06	42.04	84.08	35.35	70.71
7 y 8	41.87	83.75	37.84	75.68	31.82	63.64
9 y 10	37.22	74.44	33.63	67.27	30	47.4

Tabla 24. Secciones de columnas para los marcos sin dissipador.

Nivel	$K_M=0.75$		$K_M=0.50$		$K_M=0.25$	
	b (cm)	h(cm)	b (cm)	h(cm)	b (cm)	h(cm)
1 al 6	46.39	92.77	41.91	83.84	35.25	70.5
7 al 10	41.32	82.65	37.34	74.68	31.4	62.8

Tabla 25. Secciones de vigas para los marcos sin dissipador.

A través de un análisis lineal y partiendo de las secciones reducidas para cada uno de los marcos con diferente rigidez lateral, se puede verificar con la ecuación 3.46, que el marco sin dissipador tiene una rigidez lateral de entrepiso deseada. En las siguientes tablas se presentan los desplazamientos horizontales y los cortantes para obtener las rigideces lateral de los sistemas.

$$K_i = \frac{V_i}{\delta_i - \delta_{i-1}} \quad (3.46)$$

Nivel	V_i (ton)	δ_j (cm)	$\delta_i - \delta_{i-1}$ (cm)	K_i (ton/cm)	K_M
1	61.426	0.727	0.727	84.539	0.745
2	60.198	1.729	1.002	60.072	0.737
3	57.741	2.831	1.102	52.397	0.738
4	54.178	3.921	1.091	49.682	0.743
5	49.387	5.035	1.114	44.329	0.744
6	43.490	6.078	1.043	41.717	0.750
7	36.425	7.226	1.148	31.724	0.751
8	28.440	8.322	1.096	25.954	0.759
9	19.349	9.252	0.930	20.810	0.762
10	9.274	9.833	0.581	15.965	0.793

Tabla 26. Rigidez lateral de los Smd_{1,2}.

Nivel	V_i (ton)	δ_i (cm)	$\delta_i - \delta_{i-1}$ (cm)	K_i (ton/cm)	K_M
1	61.426	1.093	1.093	56.199	0.495
2	60.198	2.616	1.523	39.526	0.485
3	57.741	4.290	1.674	34.493	0.486
4	54.178	5.935	1.645	32.935	0.493
5	49.387	7.614	1.679	29.415	0.493
6	43.490	9.172	1.558	27.914	0.502
7	36.425	10.893	1.721	21.165	0.501
8	28.440	12.521	1.628	17.469	0.511
9	19.349	13.898	1.377	14.052	0.514
10	9.274	14.737	0.839	11.054	0.549

Tabla 27. Rigidez lateral de los Smd_{3,4}.

Nivel	V_i (ton)	δ_i (cm)	$\delta_i - \delta_{i-1}$ (cm)	K_i (ton/cm)	K_M
1	61.426	2.201	2.201	27.908	0.246
2	60.198	5.321	3.120	19.294	0.237
3	57.741	8.754	3.433	16.819	0.237
4	54.178	12.092	3.338	16.231	0.243
5	49.387	15.505	3.413	14.470	0.243
6	43.490	18.632	3.127	13.908	0.250
7	36.425	22.107	3.475	10.482	0.248
8	28.440	25.352	3.245	8.764	0.256
9	19.349	28.085	2.733	7.080	0.259
10	9.274	29.662	1.577	5.881	0.292

Tabla 28. Rigidez lateral de los Smd_{5,6}.

En las tablas anteriores se puede observar que la rigidez del marco sin disipador toma la fracción establecida de la rigidez total del sistema equivalente, por tanto las dimensiones de la sección transversal son las correctas.

3.6.2 Rigidez lateral de los disipadores

Se cuenta con la rigidez del marco sin disipador K_M , por lo que se procede a calcular la rigidez de los elementos disipadores en la altura. Para agregar dicha rigidez se modela a los disipadores como elementos armadura o diagonales equivalentes.

La rigidez de la diagonal no se transforma de un sistema de coordenadas en otro de la misma forma que una fuerza o un desplazamiento. Para ilustrar esta idea (ver la figura 3.10), considere la diagonal equivalente que está sometida a un desplazamiento δ . La fuerza N , necesaria para mantener en esta posición a la diagonal equivalente, está sencillamente dada por $N=K_D\delta$, donde K_D es la rigidez de la diagonal equivalente en su dirección axial (coordenadas locales).

Ahora se puede definir la relación de rigidez para la misma diagonal equivalente en una de las direcciones globales. La rigidez lateral buscada es aquella que define la fuerza necesaria para mantener a la diagonal en un desplazamiento en la dirección x , es decir $N_x = K_x \delta_x$. Para lograr esto, es necesario considerar tanto el equilibrio como la compatibilidad del sistema. La fuerza a lo largo de la dirección axial debida a N_x pueden obtenerse a partir de las proyecciones que actúan sobre la diagonal (figura 3.12).

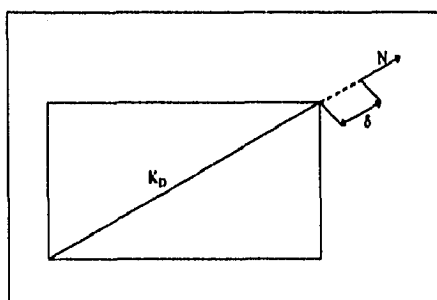


Fig. 3.10 Deformación de la diagonal

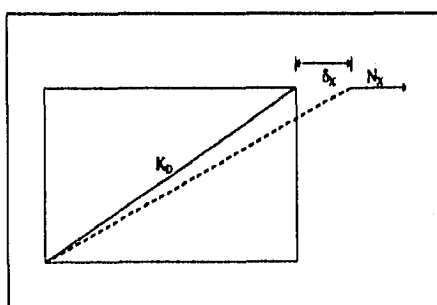


Fig. 3.11 Deformación en la dirección x

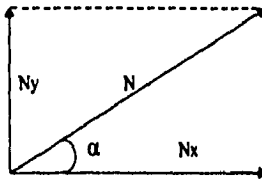


Fig. 3.12 Proyecciones de la fuerza N

donde:

$$N = \frac{N_x}{\cos \alpha} \quad N = \frac{N_y}{\sin \alpha} \quad (3.47)$$

Lo anterior establece la relación de equilibrio entre las fuerzas locales y globales. Para examinar la compatibilidad, se bosqueja el perfil desplazado y se relaciona el desplazamiento x con el alargamiento o acortamiento de la diagonal equivalente. Esta relación se obtiene haciendo referencia al diagrama de desplazamiento.

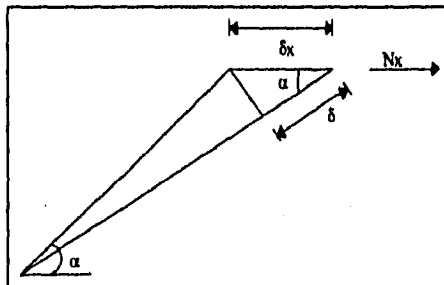


Fig. 3.13 Compatibilidad del sistema.

donde:

$$\delta = \delta_x \cos \alpha \quad \delta_x = \frac{\delta}{\cos \alpha} \quad (3.48)$$

Si la rigidez lateral es:

$$K_x = \frac{N_x}{\delta_x}$$

sustituyendo las ecuaciones 3.47 y 3.48 tenemos:

$$K_x = \frac{N (\cos \alpha)^2}{\delta} \quad K_x = K_D (\cos \alpha)^2 \quad (3.49)$$

La rigidez lateral K_x , está en términos de la rigidez local (K_D) y define la fuerza necesaria para mantener a la diagonal en un desplazamiento en la dirección x . La ecuación 3.49 muestra que la rigidez de una diagonal, no se transforma de acuerdo con las reglas de una fuerza o una cantidad de desplazamiento. Esto se debe a que se tiene que satisfacer tanto el equilibrio como la compatibilidad para una relación de rigidez, mientras que la transformación de una cantidad de fuerza, sólo considera el equilibrio y la transformación de un desplazamiento únicamente considera la compatibilidad.

La ecuación 3.49 representa la rigidez lateral K_x de la diagonal para los entrepisos sin considerar deformaciones axiales en columnas, es decir que el apoyo de la diagonal es lo suficiente rígido a deformaciones axiales ($EA/L \rightarrow \infty$). Para los sistemas marco-disipador en estudio, las columnas son deformables, por lo que las deformaciones axiales en las columnas ocasionadas por las cargas laterales deben tomarse en cuenta en la deformación de la diagonal. En la figura 3.14 se muestra los desplazamientos de la diagonal producto de las cargas laterales.

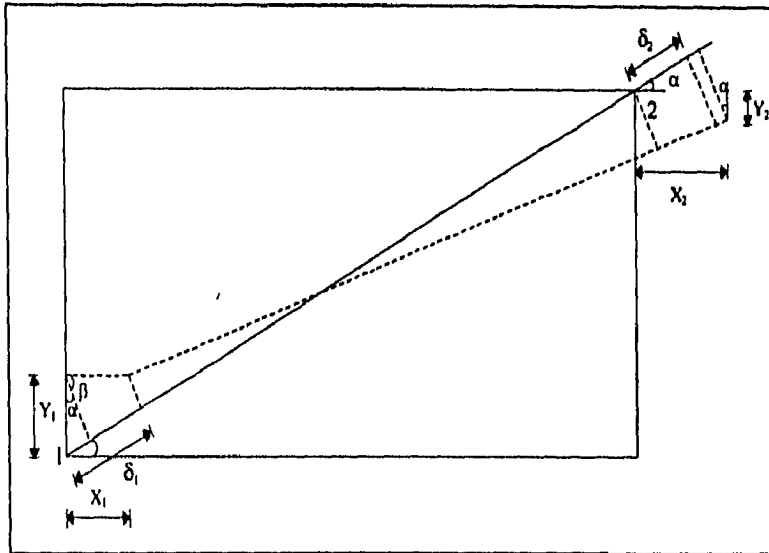


fig. 3.14 Deformación de la diagonal

El perfil desplazado de un entrepiso toma en cuenta los desplazamientos horizontales y verticales de los nudos, ya que es la forma más adecuada de representar el deformación de la diagonal considerando las deformaciones axiales de las columnas. La deformación de la diagonal se obtiene con el desplazamiento en cada uno de los extremos (nudo 1 y nudo 2). Dicho desplazamiento en los puntos se calcula con la proyección de los desplazamientos en ambas direcciones.

$$\delta_D = \delta_2 - \delta_1$$

$$\delta_1 = Y_1 \operatorname{sen} \alpha + X_1 \operatorname{sen} \beta \quad \beta = 90 - \alpha$$

$$\delta_1 = Y_1 \operatorname{sen} \alpha + X_1 \operatorname{cos} \alpha$$

$$\delta_2 = X_2 \cos \alpha - Y_2 \operatorname{sen} \alpha$$

$$\delta_D = X_2 \cos \alpha - Y_2 \operatorname{sen} \alpha - (Y_1 \operatorname{sen} \alpha + X_1 \cos \alpha)$$

$$\delta_D = (X_2 - X_1 \cos \alpha) - (Y_2 + Y_1) \operatorname{sen} \alpha \quad (3.50)$$

donde δ_D es deformación de la diagonal en coordenadas locales, Y_2 y Y_1 son los desplazamientos verticales del nudo 2 y 1 respectivamente, X_2 y X_1 son los desplazamientos horizontales de los pisos.

Para calcular los desplazamientos verticales y horizontales en el marco es necesario aplicarle un estado de cargas laterales. Estas cargas que excitan a la estructura son las correspondientes al marco sin disipador; es decir que el marco toma un cortante proporcional al total.

Si $V_M \propto V_T$ entonces $V_M = (1 - r_k) K_T$

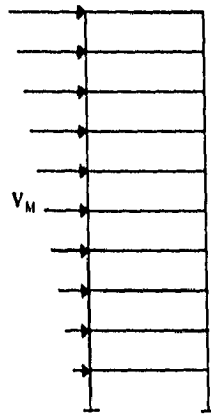


Fig. 3.15 Cortante del marco.

Una vez calculadas los desplazamientos verticales y horizontales procedemos a obtener la rigidez de la diagonal con el siguiente procedimiento:

- a) Obtener la deformación de la diagonal con la ecuación 3.50
- b) La rigidez lateral K_x , se calcula con la rigidez total menos la rigidez del marco.
- c) Se determina la fuerza axial N que actúa sobre la diagonal, a partir del sistema equivalente.

$$N \cos \alpha = K_x \delta_x \quad N = \frac{K_x \delta_x}{\cos \alpha}$$

- d) Por último se obtiene la rigidez de la diagonal en la dirección axial.

$$K_D = \frac{N}{\delta_D}$$

En las siguientes tablas se muestran los cálculos de la rigidez de la diagonal para los seis sistemas marco-disipador, así como el área de la diagonal tomando en cuenta que el elemento disipador es de acero con un módulo de elasticidad $E_D = 2.10 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2$ y la longitud de la diagonal, de 8.54m

$$A = \frac{K_D L}{E_D}$$

Nivel	V_M (ton)	X_i (cm)	Y_i (cm)	δ_1 (cm)	δ_2 (cm)	δ_D (cm)
1	46.07	0.544	0.061	0.000	0.488	0.488
2	45.15	1.295	0.113	0.533	1.171	0.638
3	42.88	2.118	0.163	1.252	1.924	0.671
4	40.63	2.934	0.204	2.040	2.673	0.633
5	37.04	3.770	0.241	2.819	3.442	0.622
6	32.61	4.552	0.267	3.615	4.164	0.549
7	27.32	5.414	0.288	4.356	4.962	0.606
8	21.33	6.236	0.301	5.171	5.727	0.556
9	14.51	6.934	0.308	5.945	6.377	0.431
10	6.95	7.374	0.310	6.600	6.789	0.189

Tabla 29. Deformaciones de las diagonales del Smd_{1,2}.

Nivel	δ_x (cm)	K_x (ton/cm)	N (ton)	K_D (ton/cm)	A (cm ²)
1	0.5411	28.83	16.66	34.14	13.88
2	0.739	20.58	16.24	25.45	10.35
3	0.814	18.83	16.40	24.44	9.94
4	0.81	17.08	14.77	23.33	9.49
5	0.828	15.28	13.51	21.72	8.83
6	0.781	13.90	11.59	21.11	8.58
7	0.861	10.56	9.71	16.02	6.51
8	0.831	8.55	7.58	13.64	5.55
9	0.707	6.84	5.16	11.98	4.87
10	0.46	5.03	2.47	13.07	5.32

Tabla 30. Rigidez de la diagonal del Smd_{1,2}.

Nivel	V _M (ton)	X _i (cm)	Y _i (cm)	δ ₁ (cm)	δ ₂ (cm)	δ _D (cm)
1	30.71	0.547	0.074	0.000	0.485	0.485
2	30.1	1.310	0.138	0.538	1.176	0.638
3	28.87	2.148	0.201	1.275	1.939	6.640
4	27.09	2.972	0.250	2.082	2.692	0.610
5	24.69	3.813	0.296	2.871	3.463	0.592
6	21.74	4.592	0.329	3.674	4.181	0.507
7	18.21	5.455	0.354	4.416	4.979	0.562
8	14.22	6.265	0.370	5.232	5.737	0.504
9	9.67	6.960	0.378	6.000	6.378	0.376
10	4.63	7.380	0.381	6.650	6.771	0.012

Tabla 31. Deformaciones de las diagonales del Smd_{3,4}.

Nivel	δ _x (cm)	K _x (ton/cm)	N (ton)	K _D (ton/cm)	A (cm ²)
1	0.541	57.43	33.18	68.41	27.82
2	0.739	42.01	33.15	51.96	21.13
3	0.814	36.53	31.71	47.75	19.42
4	0.810	33.94	29.36	48.13	19.57
5	0.828	30.24	26.74	45.16	18.37
6	0.781	27.79	23.18	45.71	18.59
7	0.861	21.25	19.44	34.52	14.04
8	0.831	16.65	14.77	29.30	11.92
9	0.707	13.44	10.14	26.97	10.97
10	0.460	9.07	4.45	370.80	150.79

Tabla 32. Rigidez de la diagonal del Smd_{3,4}.

Nivel	V_M (ton)	X_i (cm)	Y_i (cm)	δ_1 (cm)	δ_2 (cm)	δ_D (cm)
1	15.35	0.550	0.104	0.000	0.478	0.478
2	15.05	1.329	0.195	0.551	1.176	0.624
3	14.30	2.183	0.283	1.313	1.950	0.631
4	13.54	3.016	0.354	2.140	2.700	0.556
5	12.34	3.869	0.418	2.950	3.476	0.527
6	10.87	4.651	0.464	3.770	4.200	0.422
7	9.10	5.520	0.500	4.510	4.990	0.475
8	7.11	6.332	0.522	5.345	5.745	0.400
9	4.83	7.015	0.536	6.110	6.381	0.268
10	2.31	7.409	0.540	6.748	6.757	0.008

Tabla 33. Deformaciones de las diagonales del Smd_{5,6}.

Nivel	δ_x (cm)	K_x (ton/cm)	N (ton)	K_D (ton/cm)	A (cm ²)
1	0.541	85.14	49.20	102.93	41.86
2	0.739	61.11	48.23	77.29	31.43
3	0.814	53.21	46.26	73.31	29.81
4	0.810	50.12	43.36	77.98	31.71
5	0.828	44.70	39.52	74.99	30.50
6	0.781	41.74	34.81	82.48	33.54
7	0.861	31.70	29.15	61.37	24.96
8	0.831	25.65	22.76	56.90	23.14
9	0.707	20.52	15.49	57.80	23.51
10	0.460	15.09	7.41	926.25	376.68

Tabla 34. Rigidez de la diagonal del Smd_{5,6}.

3.6.3 RESULTADOS DE DISEÑO DE LOS SISTEMAS MARCO-DISIPADOR

Resultados de diseño del Smd_i

Elemento	Viga a tensión		Vigas a compresión	
	As	ρ	A's	ρ'
V ₁	27.31	0.00670	18.72	0.00459
V ₂	28.91	0.00710	19.64	0.00482
V ₃	27.86	0.00684	18.72	0.00459
V ₄	26.26	0.00644	17.34	0.00425
V ₅	23.83	0.00585	15.06	0.00369
V ₆	21.39	0.00525	13.01	0.00319
V ₇	19.22	0.00599	9.64	0.00300
V ₈	15.55	0.00484	7.56	0.00236
V ₉	10.78	0.00335	7.56	0.00236
V ₁₀	7.56	0.00236	7.56	0.00236

Tabla 35. Refuerzo longitudinal de vigas.

Columnas		
Elemento	As	ρ
C ₁	142.88	0.02292
C ₂	77.16	0.01238
C ₃	77.16	0.01467
C ₄	77.16	0.01467
C ₅	60.22	0.01391
C ₆	43.30	0.01000
C ₇	35.07	0.01000
C ₈	35.07	0.01000
C ₉	27.71	0.01000
C ₁₀	27.71	0.01000

Tabla 36. Refuerzo longitudinal de columnas

Resultados de diseño del Smd₂

Elemento	Viga a tensión		Vigas a compresión	
	As	ρ	A's	ρ'
V ₁	23.52	0.00578	16.21	0.00398
V ₂	24.87	0.00611	17.00	0.00418
V ₃	23.99	0.00589	16.22	0.00398
V ₄	22.63	0.00556	15.03	0.00369
V ₅	20.57	0.00505	13.08	0.00321
V ₆	18.50	0.00459	11.31	0.00277
V ₇	16.59	0.00517	8.38	0.00261
V ₈	13.46	0.00420	7.56	0.00236
V ₉	9.37	0.00292	7.56	0.00236
V ₁₀	7.56	0.00236	7.56	0.00236

Tabla 37. Refuerzo longitudinal de vigas.

Columnas		
Elemento	As	ρ
C ₁	106.25	0.01700
C ₂	62.38	0.01000
C ₃	52.53	0.01000
C ₄	52.53	0.01000
C ₅	43.30	0.01000
C ₆	43.30	0.01000
C ₇	35.07	0.01000
C ₈	35.07	0.01000
C ₉	27.71	0.01000
C ₁₀	27.71	0.01000

Tabla 38. Refuerzo longitudinal de columnas

Resultados de diseño del Smd₃

Elemento	Viga a tensión		Vigas a compresión	
	As	ρ	A's	ρ'
V ₁	25.53	0.00772	14.58	0.00441
V ₂	27.24	0.00824	15.17	0.00459
V ₃	26.00	0.00786	14.27	0.00431
V ₄	24.03	0.00727	12.66	0.00383
V ₅	21.62	0.00654	10.52	0.00318
V ₆	19.34	0.00585	9.19	0.00278
V ₇	17.92	0.00688	8.43	0.00324
V ₈	14.65	0.00563	6.97	0.00267
V ₉	8.86	0.00236	6.13	0.00236
V ₁₀	6.13	0.00236	6.13	0.00236

Tabla 39. Refuerzo longitudinal de vigas.

Columnas		
Elemento	As	ρ
C ₁	191.91	0.03770
C ₂	134.16	0.02640
C ₃	123.58	0.02890
C ₄	95.51	0.02230
C ₅	91.26	0.02580
C ₆	62.96	0.01780
C ₇	55.48	0.01940
C ₈	33.11	0.01160
C ₉	24.39	0.01080
C ₁₀	24.39	0.01080

Tabla 40. Refuerzo longitudinal de columnas

Resultados de diseño del Smd₄

Elemento	Viga a tensión		Vigas a compresión	
	As	ρ	A's	ρ'
V ₁	18.27	0.00552	10.63	0.00321
V ₂	19.43	0.00588	11.05	0.00334
V ₃	18.59	0.00562	10.40	0.00314
V ₄	17.24	0.00521	9.25	0.00279
V ₅	15.58	0.00471	7.71	0.00233
V ₆	13.99	0.00423	7.48	0.00226
V ₇	12.88	0.00495	6.18	0.00237
V ₈	10.60	0.00407	6.13	0.00236
V ₉	6.49	0.00249	6.13	0.00236
V ₁₀	6.13	0.00236	6.13	0.00236

Tabla 41. Refuerzo longitudinal de vigas.

Columnas		
Elemento	As	ρ
C ₁	103.28	0.02030
C ₂	62.83	0.01230
C ₃	59.49	0.01390
C ₄	42.78	0.01000
C ₅	43.63	0.01230
C ₆	35.35	0.01000
C ₇	28.64	0.01000
C ₈	28.64	0.01000
C ₉	22.62	0.01000
C ₁₀	22.62	0.01000

Tabla 42. Refuerzo longitudinal de columnas

Resultados de diseño del Smd_s

Elemento	Viga a tensión		Vigas a compresión	
	As	ρ	A's	ρ'
V ₁	20.26	0.00877	14.58	0.00404
V ₂	21.48	0.00930	15.17	0.00426
V ₃	19.89	0.00860	14.27	0.00398
V ₄	18.14	0.00785	12.66	0.00365
V ₅	16.08	0.00696	10.52	0.00327
V ₆	14.27	0.00618	9.19	0.00292
V ₇	13.95	0.00768	8.43	0.00358
V ₈	11.57	0.00637	6.97	0.00301
V ₉	9.52	0.00524	6.13	0.00264
V ₁₀	5.55	0.00305	6.13	0.00235

Tabla 43. Refuerzo longitudinal de vigas.

Columnas		
Elemento	As	ρ
C ₁	209.91	0.0583
C ₂	177.74	0.04940
C ₃	154.66	0.05110
C ₄	126.55	0.04180
C ₅	113.92	0.04560
C ₆	82.81	0.03310
C ₇	69.93	0.03450
C ₈	48.73	0.02410
C ₉	35.33	0.02480
C ₁₀	- 35.33	0.02480

Tabla 44. Refuerzo longitudinal de columnas

Resultados de diseño del Smd₆

Elemento	Viga a tensión		Vigas a compresión	
	As	ρ	A's	ρ'
V ₁	13.51	0.00580	6.42	0.00278
V ₂	14.27	0.00618	6.76	0.00292
V ₃	13.28	0.00575	6.32	0.00273
V ₄	12.18	0.00527	5.82	0.00252
V ₅	10.86	0.00470	5.22	0.00226
V ₆	9.68	0.00419	5.11	0.00221
V ₇	9.37	0.00516	4.48	0.00246
V ₈	7.84	0.00431	4.27	0.00236
V ₉	6.50	0.00358	4.27	0.00236
V ₁₀	4.27	0.00236	4.27	0.00236

Tabla 45. Refuerzo longitudinal de vigas.

Columnas		
Elemento	As	ρ
C ₁	113.94	0.03170
C ₂	92.63	0.02570
C ₃	80.62	0.02670
C ₄	60.61	0.02000
C ₅	58.73	0.02350
C ₆	38.67	0.01550
C ₇	34.49	0.01700
C ₈	23.11	0.01142
C ₉	23.11	0.01620
C ₁₀	23.11	0.01620

Tabla 46. Refuerzo longitudinal de columnas

CAPITULO CUATRO

ACELEROGRAMAS

4.1 SELECCION DE ACELEROGRAMAS

Con el objeto de estudiar el comportamiento dinámico tanto en el marco como los elementos disipadores en edificios de altura moderada sujetos a temblores de intensidades elevadas se seleccionó una serie de tres acelerogramas, cada uno de ellos representado por una intensidad sísmica que se determina a partir de la ordenada máxima del espectro de pseudoaceleraciones para un amortiguamiento igual a 0.05 del crítico. El primero de ellos corresponde al acelerograma registrado en la estación de la Secretaría de Comunicaciones y Transportes (ubicada en la zona lacustre del Distrito Federal), durante la excitación ocurrida el 19 de septiembre de 1985 componente este-oeste. 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 ocurrida al día siguiente 20 septiembre con una magnitud de 7.5 en la misma escala. Este sismo ha sido sin duda uno de los eventos que más daño han ocasionado a las estructuras de la ciudad de México.

El movimiento sísmico del terreno en la zona de origen lacustre de la ciudad de México tiene características muy peculiares. Presenta períodos dominantes entre (1.0 y 4.8 s) correspondientes a los períodos fundamentales de los depósitos de arcilla subyacentes y es de muy larga duración, dando esto lugar a grandes desplazamientos del suelo, aunque no a aceleraciones extraordinariamente elevadas.

Los otros dos acelerogramas empleados son simulados a partir del primero mediante procesos de modulación en frecuencia y en amplitud de la función de densidad espectral.

En las siguientes figuras (4.1, 4.2 y 4.3) se muestran los acelerogramas seleccionados para fines de análisis dinámico; también se presentan los espectros elásticos para las intensidades de cada uno de ellos (figuras 4.4, 4.5 y 4.6), donde Y es la ordenada máxima del espectro de pseudoaceleraciones.

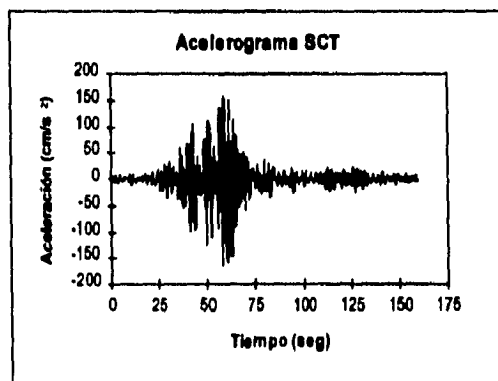


Figura 4.1

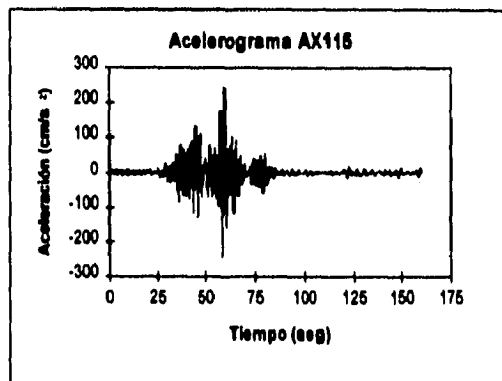


Figura 4.2

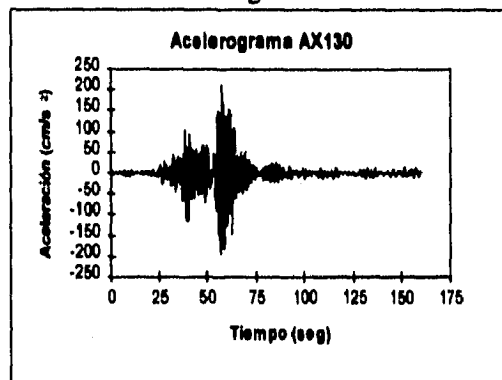


Figura 4.3

Acelerograma SCT

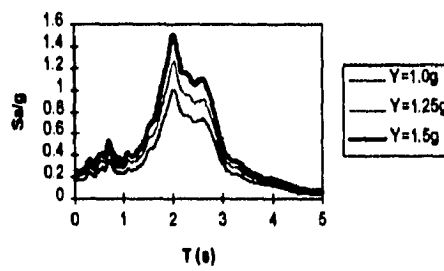


Figura 4.4 Espectros elásticos de pseudoaceleración.

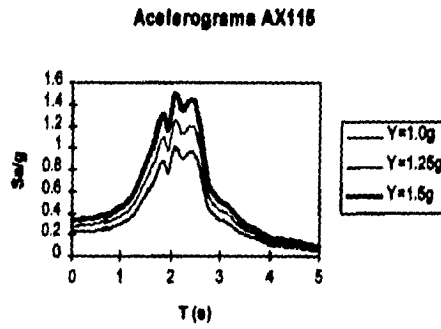


Figura 4.5 Espectros elásticos de pseudoaceleración

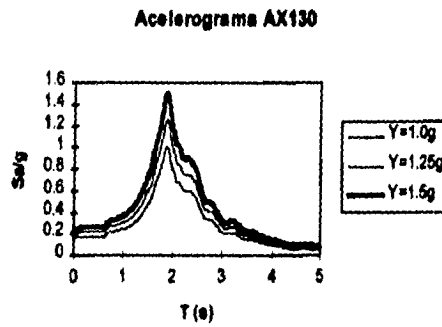


Figura 4.6 Espectros elásticos de pseudoaceleración

CAPITULO CINCO

5.1 ANALISIS DINAMICO

En este capítulo se hace un análisis dinámico paso-a-paso no lineal de los sistemas cuando son excitados a través de un acelerograma real. Las NTC del RCDF87, sección 9.2, recomiendan que para el estudio de la respuesta dinámica se deben tener en cuenta cuatro o más movimientos, respectivos independientes entre sí. Para fines de este trabajo se realizaron los estudios con tres acelerogramas independientes y tres intensidades dependientes de cada acelerograma (capítulo IV).

Para el análisis se utiliza el programa Drain-2D, para el cual es necesario haber establecido previamente:

- a) Las propiedades geométricas de los elementos.
- b) Masas aplicadas a los nodos.
- c) Registro de aceleraciones del sismo y cargas en los nodos.
- d) Factores de amortiguamiento proporcional a la masa (α) y proporcional a la rigidez tangente instantánea (β). Estos factores están definidos por las siguientes expresiones.

$$\beta = \frac{T_i T_j (T_j \lambda_i - T_i \lambda_j)}{\pi(T_j^2 - T_i^2)} \quad \alpha = \frac{4\pi (T_j \lambda_j - T_i \lambda_i)}{T_j^2 - T_i^2} \quad (5.1)$$

donde i y j están asociados al primer y segundo modo de vibrar respectivamente, $\lambda_i = \lambda_j$ es el porcentaje de amortiguamiento crítico (5% para estructuras de concreto) y T es el período en seg.

Sistema	α	β
Convencional	0.3641	0.004038
Equivalente	0.4185	0.004650
Smd ₁	0.4109	0.004738
Smd ₂	0.4109	0.004738
Smd ₃	0.4051	0.004747
Smd ₄	0.4051	0.004747
Smd ₅	0.3917	0.004850
Smd ₆	0.3917	0.004850

Tabla 5.1 factores de amortiguamiento.

e) Tipo de elemento. Los elementos viga y columna se modelaron como elemento "Viga con degradación de rigidez". Este modelo consiste en una viga elástica y resortes rotacionales no lineales en sus extremos; la fluencia sólo se presenta en las articulaciones plásticas en los extremos del elemento y las diagonales o disipadores se modelaron como elemento "armadura". Este elemento se caracteriza por transmitir carga axial y tener un comportamiento elastoplástico. La diagonal tiene la capacidad de fluir en tensión o en compresión, sin tomar en cuenta el efecto de pandeo.

f) Fuerzas de empotramiento en los extremos de los elementos.

g) Resistencia de los elementos viga y columna. Para calcular la resistencia y sobrerresistencia de los elementos se hace uso de las curvas momento-curvatura (apéndice A). Para el caso de las columnas que trabajan a flexocompresión se toman en cuenta los efectos producidos por la carga axial.

En las siguientes tablas se presentan los valores medios de las resistencias de todos los elementos que componen los sistemas en estudio.

Sistema convencional

PROPIEDADES MECANICAS DE LAS COLUMNAS						
Nivel	Línea	M_Y (Ton-m)	M_F (Ton-m)	θ_Y rad	θ_F rad	Ductilidad
1	A,D	66.21	78.88	0.00175	0.00570	3.3
	B,C	82.28	94.70	0.00189	0.00440	2.3
2	A,D	58.86	70.72	0.00171	0.00613	3.6
	B,C	68.60	79.77	0.00180	0.00504	2.8
3	A,D	45.86	54.78	0.00172	0.00596	3.5
	B,C	55.40	64.12	0.00183	0.00485	2.7
4	A,D	45.86	54.78	0.00172	0.00596	3.5
	B,C	55.40	64.12	0.00183	0.00485	2.7
5	A,D	32.81	39.49	0.00168	0.00605	3.6
	B,C	46.40	53.98	0.00185	0.00473	2.6
6	A,D	32.81	39.49	0.00168	0.00605	3.6
	B,C	46.40	53.98	0.00185	0.00473	2.6
7	A,D	23.35	27.62	0.00165	0.00708	4.3
	B,C	34.80	40.46	0.00179	0.00522	2.9
8	A,D	23.35	27.62	0.00165	0.00708	4.3
	B,C	34.80	40.46	0.00179	0.00522	2.9
9	A,D	14.40	17.49	0.00161	0.00769	4.8
	B,C	17.57	20.48	0.00166	0.00660	4.0
10	A,D	14.40	17.49	0.00161	0.00769	4.8
	B,C	17.57	20.48	0.00166	0.00660	4.0

Tabla 5.2 Propiedades medias de columnas.

Donde:

M_Y es el momento de fluencia.

M_F es el momento de falla.

θ_Y es la rotación de fluencia.

θ_F es la rotación de falla.

Propiedades Mecánicas de vigas extremas					
Nivel	M_Y (ton-m)	M_F (ton-m)	θ_Y (rad)	θ_F (rad)	Ductilidad
1	32.72	45.05	0.00142	0.01420	10.0
	-44.08	-56.44	0.00151	0.01070	7.1
2	36.10	49.60	0.00142	0.01370	9.6
	-48.15	-60.79	-0.00155	-0.01040	6.7
3	35.64	48.85	0.00142	0.01380	9.7
	-48.04	-60.66	-0.00154	-0.01030	6.7
4	33.94	46.49	0.00147	0.01400	9.5
	-46.04	-58.56	-0.00151	-0.01040	6.9
5	30.71	42.61	0.00139	0.01440	10.4
	-43.61	-55.18	-0.00153	-0.01050	6.9
6	27.50	38.56	0.00140	0.01510	10.8
	-39.89	-51.58	-0.00148	-0.01090	7.4
7	23.53	33.47	0.00141	0.01600	11.3
	-37.58	-48.28	-0.00150	-0.01090	7.3
8	14.84	20.91	0.00133	0.01526	11.5
	-26.10	-32.96	-0.00150	-0.01040	6.9
9	10.49	15.32	0.00138	0.01700	12.3
	-18.81	-25.38	-0.00141	-0.01230	8.7
10	10.44	15.34	0.00137	0.01710	12.5
	-10.44	-15.34	-0.00137	-0.01710	12.5

Tabla 5.3 Propiedades medias de las vigas extremas.

Propiedades Mecánicas de vigas centrales					
Nivel	M_Y (ton-m)	M_F (ton-m)	θ_Y (rad)	θ_F (rad)	Ductilidad
1	30.37	42.17	0.00140	0.01440	10.3
	-39.77	-51.67	-0.00150	-0.01130	7.5
2	34.52	47.22	0.00143	0.01383	9.7
	-42.57	-49.23	-0.00158	-0.00800	5.1
3	33.69	46.08	0.00145	0.01390	9.6
	-42.79	-55.31	-0.00151	-0.01109	7.3
4	31.62	43.49	0.00142	0.01410	9.9
	-40.33	-52.51	-0.00149	-0.01129	7.6
5	28.47	39.50	0.00143	0.01454	10.2
	-37.19	-48.66	-0.00148	-0.01153	7.8
6	25.11	35.50	0.00137	0.01531	11.2
	-33.19	-44.37	-0.00145	-0.01220	8.4
7	20.66	29.90	0.00132	0.01650	12.5
	-31.51	-41.92	-0.00145	-0.01207	8.3
8	12.98	18.46	0.00136	0.01590	11.7
	-21.57	-28.18	-0.00146	-0.01166	8.0
9	10.46	15.33	0.00133	0.01705	12.8
	-15.52	-21.46	-0.00141	-0.01400	9.9
10	10.44	15.34	0.00137	0.01710	12.5
	-10.44	-15.34	-0.00137	-0.01710	12.5

Tabla 5.4 Propiedades medias de vigas centrales.

Propiedades del sistema equivalente

Propiedades Mecánicas de columnas					
Elemento	M_Y (ton-m)	M_F (ton-m)	θ_Y (rad)	θ_F (rad)	Ductilidad
1	171.13	199.82	0.00187	0.00475	2.5
2	129.49	151.76	0.00179	0.00548	3.1
3	100.50	117.14	0.00180	0.00523	2.9
4	100.50	117.14	0.00180	0.00523	2.9
5	71.53	84.01	0.00174	0.00549	3.2
6	71.53	84.01	0.00174	0.00549	3.2
7	47.80	56.84	0.00171	0.00580	3.4
8	47.80	56.84	0.00171	0.00580	3.4
9	28.91	35.14	0.00164	0.00651	4.0
10	28.91	35.14	0.00164	0.00651	4.0

Propiedades Mecánicas de vigas					
Elemento	M_Y (ton-m)	M_F (ton-m)	θ_Y (rad)	θ_F (rad)	Ductilidad
1	99.70	146.65	0.00142	0.01780	12.5
	-129.15	-177.57	-0.00146	-0.01311	9.0
2	105.43	155.60	0.00137	0.01750	12.8
	-136.98	-187.11	-0.00147	-0.01285	8.7
3	101.88	149.82	0.00140	0.01776	12.7
	-133.16	-181.35	-0.00148	-0.01289	8.7
4	94.03	139.07	0.00139	0.01822	13.1
	-124.97	-171.03	-0.00147	-0.01322	9.0
5	82.38	123.50	0.00135	0.01905	14.1
	-112.65	-156.51	-0.00143	-0.01358	9.5
6	72.68	110.12	0.00138	0.02029	14.7
	-102.50	-143.57	-0.00144	-0.01430	9.9
7	49.52	74.10	0.00135	0.01934	14.3
	-78.85	-106.76	-0.00145	-0.01247	8.6
8	36.21	55.42	0.00138	0.02140	15.5
	-64.12	-88.53	-0.00146	-0.01352	9.3
9	36.01	55.04	0.00138	0.02100	15.2
	-44.49	-66.20	-0.00133	-0.01789	13.5
10	35.88	54.74	0.00132	0.02049	15.5
	-35.88	-54.74	-0.00132	-0.02049	15.5

Tablas 5.5 y 5.6 Propiedades mecánicas.

Propiedades del Smd₁

Propiedades Mecánicas de columnas					
Elemento	M _Y (ton-m)	M _F (ton-m)	θ _Y (rad)	θ _F (rad)	Ductilidad
1	198.65	223.25	0.00195	0.00438	2.2
2	128.20	147.47	0.00183	0.00520	2.8
3	110.90	126.84	0.00190	0.00485	2.6
4	110.90	126.84	0.00190	0.00485	2.6
5	76.58	87.48	0.00185	0.00499	2.7
6	58.84	67.78	0.00176	0.00596	3.4
7	41.82	48.34	0.00175	0.00595	3.4
8	41.82	48.34	0.00175	0.00595	3.4
9	25.85	29.49	0.00162	0.00687	4.2
10	21.67	26.74	0.00157	0.00792	5.0

Propiedades Mecánicas de vigas					
Elemento	M _Y (ton-m)	M _F (ton-m)	θ _Y (rad)	θ _F (rad)	Ductilidad
1	78.84	116.58	0.00137	0.01750	12.8
	-110.98	-149.67	-0.00151	-0.01197	7.9
2	82.43	121.98	0.00141	0.01745	12.4
	-116.70	-156.91	-0.00152	-0.01168	7.7
3	78.86	116.79	0.00138	0.01770	12.9
	-112.98	-151.80	-0.00150	-0.01179	7.9
4	73.47	108.96	0.00136	0.01810	13.3
	-107.21	-144.07	-0.00148	-0.01200	8.1
5	64.39	96.05	0.00142	0.01892	13.4
	-98.26	-132.05	-0.00148	-0.01231	8.3
6	56.09	84.08	0.00136	0.01981	14.5
	-89.13	-120.20	-0.00146	-0.01275	8.8
7	36.86	54.83	0.00139	0.01938	13.9
	-69.96	-90.54	-0.00148	-0.01112	7.5
8	29.19	43.97	0.00130	0.02080	16.0
	-56.77	-76.38	-0.00144	-0.01235	8.6
9	29.19	43.59	0.00130	0.02020	15.6
	-41.00	-57.90	-0.00137	-0.01591	11.6
10	29.19	43.32	0.00133	0.01959	14.7
	-29.19	-43.32	-0.00133	-0.01959	14.7

Tablas 5.7 y 5.8 Propiedades mecánicas.

Propiedades del Smd₂

Propiedades Mecánicas de columnas					
Elemento	M _Y (ton-m)	M _F (ton-m)	θ _Y (rad)	θ _F (rad)	Ductilidad
1	160.99	184.80	0.00193	0.00458	2.4
2	111.70	130.78	0.00182	0.00539	3.0
3	86.22	101.87	0.00181	0.00518	2.9
4	86.22	101.87	0.00181	0.00518	2.9
5	61.56	72.27	0.00180	0.00535	3.0
6	61.56	72.27	0.00180	0.00535	3.0
7	41.86	48.34	0.00175	0.00595	3.4
8	41.86	48.34	0.00175	0.00595	3.4
9	25.85	29.49	0.00162	0.00687	4.2
10	21.67	26.74	0.00157	0.00792	5.0

Propiedades Mecánicas de vigas					
Elemento	M _Y (ton-m)	M _F (ton-m)	θ _Y (rad)	θ _F (rad)	Ductilidad
1	68.98	101.97	0.00138	0.01812	13.1
	-97.11	-131.75	-0.00146	-0.01286	8.8
2	72.12	106.61	0.00135	0.01795	13.3
	-102.11	-138.00	-0.00147	-0.01236	8.4
3	69.00	102.17	0.00139	0.01821	13.1
	-98.85	-133.67	-0.00145	-0.01250	8.6
4	64.28	95.39	0.00137	0.01860	13.6
	-93.81	-126.98	-0.00147	-0.01273	8.7
5	56.34	84.58	0.00133	0.01990	15.0
	-85.98	-117.34	-0.00143	-0.01334	9.3
6	49.34	74.25	0.00139	0.02090	15.0
	-77.99	-107.20	-0.00140	-0.01390	9.9
7	32.25	48.25	0.00129	0.02010	15.6
	-61.22	-80.60	-0.00144	-0.01202	8.3
8	29.19	43.84	0.00136	0.02054	15.1
	-50.49	-68.67	-0.00141	-0.01370	9.7
9	29.19	43.50	0.00138	0.01995	14.4
	-35.87	-51.75	-0.00135	-0.01736	12.9
10	29.19	43.32	0.00133	0.01959	14.7
	-29.19	-43.32	-0.00133	-0.01959	14.7

Tablas 5.9 y 5.10 Propiedades mecánicas.

Propiedades del Smd₃

Propiedades Mecánicas de columnas					
Elemento	M _Y (ton-m)	M _F (ton-m)	θ _Y (rad)	θ _F (rad)	Ductilidad
1	213.56	235.11	0.00212	0.00374	1.8
2	161.08	180.74	0.00201	0.00414	2.1
3	131.12	146.48	0.00204	0.00390	1.9
4	107.52	120.60	0.00195	0.00424	2.2
5	87.73	97.75	0.00202	0.00400	2.0
6	65.85	74.52	0.00190	0.00459	2.4
7	49.08	56.00	0.00193	0.00440	2.3
8	32.43	37.30	0.00173	0.00576	3.3
9	20.28	23.32	0.00173	0.00605	3.5
10	18.21	20.58	0.00158	0.00716	4.5

Propiedades Mecánicas de vigas					
Elemento	M _Y (ton-m)	M _F (ton-m)	θ _Y (rad)	θ _F (rad)	Ductilidad
1	55.34	81.12	0.00140	0.01720	12.3
	-91.56	-117.82	-0.00155	-0.01010	6.5
2	57.41	84.32	0.00138	0.01725	12.5
	-96.81	-123.87	-0.00155	-0.00982	6.3
3	54.24	79.69	0.00135	0.01750	13.0
	-93.01	-118.98	-0.00153	-0.00997	6.5
4	48.50	71.82	0.00137	0.01840	13.4
	-86.89	-111.69	-0.00153	-0.01030	6.7
5	40.72	60.80	0.00137	0.01949	14.3
	-79.16	-101.67	-0.00150	-0.01060	7.1
6	35.83	53.70	0.00139	0.02010	14.5
	-71.33	-92.72	-0.00149	-0.01118	7.5
7	28.81	42.04	0.00133	0.01801	13.5
	-57.63	-72.53	-0.00150	-0.01006	6.7
8	24.05	35.42	0.00129	0.01889	14.6
	-48.13	-62.03	-0.00147	-0.01120	7.6
9	21.23	32.54	0.00136	0.01890	13.9
	-30.21	-42.28	-0.00137	-0.01540	11.2
10	21.23	31.23	0.00134	0.01880	14.0
	-21.23	-21.23	-0.00134	-0.01880	14.0

Tablas 5.11 y 5.12 Propiedades mecánicas.

Propiedades del Smd₄

Propiedades Mecánicas de columnas					
Elemento	M _Y (ton-m)	M _F (ton-m)	θ _Y (rad)	θ _F (rad)	Ductilidad
1	134.47	154.70	0.00202	0.00405	2.0
2	96.32	114.11	0.00194	0.00453	2.3
3	79.26	97.06	0.00199	0.00387	1.9
4	63.31	75.51	0.00187	0.00480	2.6
5	53.15	62.87	0.00190	0.00449	2.4
6	44.52	52.72	0.00180	0.00524	2.9
7	33.50	37.65	0.00182	0.00519	2.9
8	33.50	37.65	0.00182	0.00519	2.9
9	19.28	22.25	0.00172	0.00621	3.6
10	16.91	19.58	0.00157	0.00736	4.7

Propiedades Mecánicas de vigas					
Elemento	M _Y (ton-m)	M _F (ton-m)	θ _Y (rad)	θ _F (rad)	Ductilidad
1	41.12	60.74	0.00136	0.01870	13.8
	-68.04	-89.99	-0.00146	-0.01200	8.2
2	42.66	62.95	0.00133	0.01860	14.0
	-71.94	-94.36	-0.00146	-0.01150	7.9
3	40.30	59.67	0.00140	0.01890	13.5
	-69.12	-90.97	-0.00148	-0.01170	7.9
4	36.04	53.73	0.00131	0.01970	15.0
	-64.57	-85.36	-0.00144	-0.01210	8.4
5	30.26	45.64	0.00129	0.02090	16.2
	-58.82	-78.29	-0.00145	-0.01260	8.7
6	26.63	44.35	0.00130	0.02100	16.2
	-53.24	-72.19	-0.00140	-0.01350	9.6
7	21.41	31.75	0.00128	0.01950	15.2
	-42.82	-56.11	-0.00143	-0.01200	8.4
8	21.23	31.46	0.00135	0.01940	14.4
	-35.77	-48.52	-0.00139	-0.01370	9.9
9	21.23	31.34	0.00135	0.01890	14.0
	-22.45	-32.76	-0.00137	-0.01830	13.4
10	21.23	31.34	0.00135	0.01890	14.0
	-21.23	-31.34	-0.00135	-0.01890	14.0

Tablas 5.13 y 5.14 Propiedades mecánicas.

Propiedades del Smd_s

Propiedades Mecánicas de columnas					
Elemento	M _Y (ton-m)	M _F (ton-m)	θ _Y (rad)	θ _F (rad)	Ductilidad
1	176.05	191.34	0.00200	0.00303	1.5
2	152.97	167.52	0.00213	0.00324	1.5
3	118.77	131.35	0.00220	0.00319	1.5
4	78.54	86.35	0.00226	0.00322	1.4
5	53.15	62.87	0.00226	0.00322	1.4
6	60.17	67.29	0.00216	0.00356	1.6
7	43.20	48.63	0.00217	0.00343	1.6
8	31.98	36.79	0.00202	0.00398	2.0
9	20.95	22.51	0.00187	0.00444	2.4
10	20.95	22.51	0.00187	0.00444	2.4

Propiedades Mecánicas de vigas					
Elemento	M _Y (ton-m)	M _F (ton-m)	θ _Y (rad)	θ _F (rad)	Ductilidad
1	29.63	42.47	0.00134	0.01650	12.3
	-59.26	-72.53	-0.00160	-0.00879	5.5
2	31.12	44.60	0.00139	0.01634	11.8
	-62.25	-75.81	-0.00160	-0.00853	5.3
3	29.17	41.84	0.00135	0.01650	12.2
	-58.35	-71.51	-0.00158	-0.00888	5.6
4	26.97	38.82	0.00132	0.01680	12.7
	-53.93	-66.66	-0.00157	-0.00932	5.9
5	24.27	35.06	0.00132	0.01730	13.1
	-48.56	-60.77	-0.00154	-0.00994	6.5
6	21.83	31.67	0.00131	0.01780	13.6
	-43.68	-55.41	-0.00150	-0.01060	7.1
7	18.34	25.77	0.00139	0.01557	11.2
	-36.71	-44.97	-0.00156	-0.00921	5.9
-8	15.56	22.09	0.00133	0.01629	12.2
	-30.89	-38.96	-0.00149	-0.01017	6.8
9	13.73	19.67	0.00133	0.01689	12.7
	-26.11	-33.59	-0.00145	-0.01137	7.8
10	12.30	17.75	0.00135	0.01753	13.0
	-15.47	-22.05	-0.00138	-0.01547	11.2

Tablas 5.15 y 5.16 Propiedades mecánicas.

Propiedades del Smd₆

Propiedades Mecánicas de columnas					
Elemento	M _Y (ton-m)	M _F (ton-m)	θ _Y (rad)	θ _F (rad)	Ductilidad
1	108.78	123.60	0.00211	0.00315	1.5
2	93.03	106.93	0.00220	0.00342	1.6
3	72.38	83.89	0.00229	0.00335	1.5
4	58.83	69.07	0.00213	0.00366	1.7
5	47.90	55.71	0.00218	0.00345	1.6
6	35.20	42.46	0.00202	0.00395	2.0
7	26.29	31.63	0.00204	0.00383	1.9
8	19.68	23.71	0.00185	0.00473	2.5
9	15.65	16.32	0.00175	0.00526	3.0
10	15.65	16.32	0.00175	0.00526	3.0

Propiedades Mecánicas de vigas					
Elemento	M _Y (ton-m)	M _F (ton-m)	θ _Y (rad)	θ _F (rad)	Ductilidad
1	20.80	30.28	0.00136	0.01800	13.2
	-41.58	-53.11	-0.00150	-0.01090	7.3
2	21.84	31.67	0.00132	0.01785	13.6
	-43.68	-55.41	-0.00150	-0.01060	7.1
3	20.47	29.85	0.00139	0.01816	13.1
	-40.95	-52.41	-0.00147	-0.01102	7.5
4	18.92	27.73	0.00135	0.01858	13.8
	-37.84	-48.99	-0.00144	-0.01155	8.0
5	17.03	25.13	0.00134	0.01919	14.4
	-34.08	-44.81	-0.00143	-0.01228	8.6
6	15.32	24.65	0.00133	0.01928	14.5
	-30.65	-41.07	-0.00142	-0.01320	9.3
7	12.87	18.52	0.00130	0.01725	13.3
	-25.76	-33.10	-0.00146	-0.01139	7.8
8	12.30	17.75	0.00131	0.01751	13.4
	-21.85	-28.92	-0.00141	-0.01269	9.0
9	12.30	17.75	0.00131	0.01751	13.4
	-18.32	-25.01	-0.00138	-0.01420	10.3
10	12.30	17.75	0.00131	0.01751	13.4
	-12.30	-17.75	-0.00131	-0.01751	13.4

Tablas 5.17 y 5.18 Propiedades mecánicas.

h) Esfuerzos de fluencia de los disipadores. Estos se obtienen de la relación fuerza entre área del disipador, donde la fuerza es la resistencia y el área es la obtenida de la rigidez lateral. En la tabla siguiente se muestran los esfuerzos de fluencia de todos los sistemas en estudio.

Disipador	Smd ₁ σ_Y (ton/cm ²)	Smd ₂ σ_Y (ton/cm ²)	Smd ₃ σ_Y (ton/cm ²)	Smd ₄ σ_Y (ton/cm ²)	Smd ₅ σ_Y (ton/cm ²)	Smd ₆ σ_Y (ton/cm ²)
1	1.182	2.053	1.311	1.930	1.557	1.820
2	1.446	2.512	1.582	2.331	1.931	2.257
3	1.436	2.492	1.646	2.415	1.952	2.280
4	1.337	2.321	1.487	2.190	1.708	1.996
5	1.260	2.188	1.435	2.113	1.621	1.894
6	1.102	1.915	1.222	1.800	1.293	1.511
7	1.235	2.143	1.373	2.022	1.470	1.718
8	1.103	1.916	1.233	1.815	1.232	1.439
9	0.828	1.438	0.941	1.384	0.825	0.964
10	0.301	0.524	0.042	0.063	0.025	0.029

Tabla 5.19 Esfuerzos de fluencia de los disipadores.

CAPITULO SEIS RESULTADOS

En este capítulo se presentan resultados de la respuesta de los diferentes sistemas definidos en el capítulo III, desde el punto de vista de respuesta dinámica. Se hace un análisis de la respuesta dinámica inelástica paso a paso para los diferentes sistemas con el programa de cómputo DRAIN-2D (Kanaan y Powel 1974, capítulo V), excitados con los acelerogramas e intensidades (capítulo IV).

Para entender la influencia de las propiedades de los elementos disipadores de energía en la seguridad y en los daños para los sistemas; se presentan los siguientes resultados:

- i) Gráficas de desplazamientos máximos de cada entrepiso de los diferentes sistemas.
- ii) Tablas y gráficas con las ductilidades máximas de cada disipador, para cada sistema.
- iii) Relación de ductilidades locales de trabes y columnas para cada sistema.
- iv) Valores medios y coeficientes de variación de los desplazamientos máximos.

6.1 GRAFICAS DE DESPLAZAMIENTOS MAXIMOS DE CADA ENTREPISO DE LOS DIFERENTES SISTEMAS

En los criterios de diseño por capacidad no se tienen definidos los niveles de deformación inelásticos admisibles debido a las incertidumbres de los materiales. Sin embargo, las estructuras tienen la capacidad de deformarse en el rango inelástico a niveles mayores sin llegar a fallar.

En la primer figura se grafican los desplazamientos máximos de cada entrepiso del sistema convencional, en la segunda los desplazamientos máximos del sistema equivalente, y en las siguientes seis figuras los desplazamientos de los sistemas marco-disipador excitados por el acelerograma del SCT del 19 de septiembre 1985.

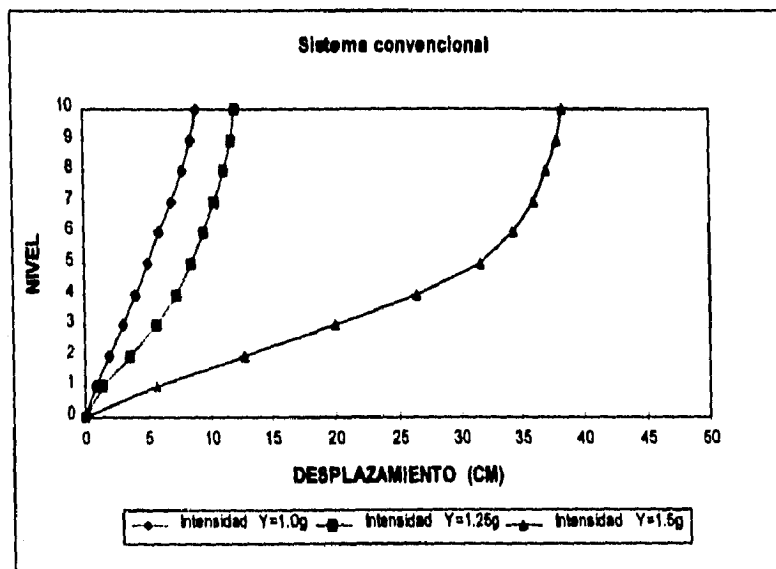


Figura 6.1

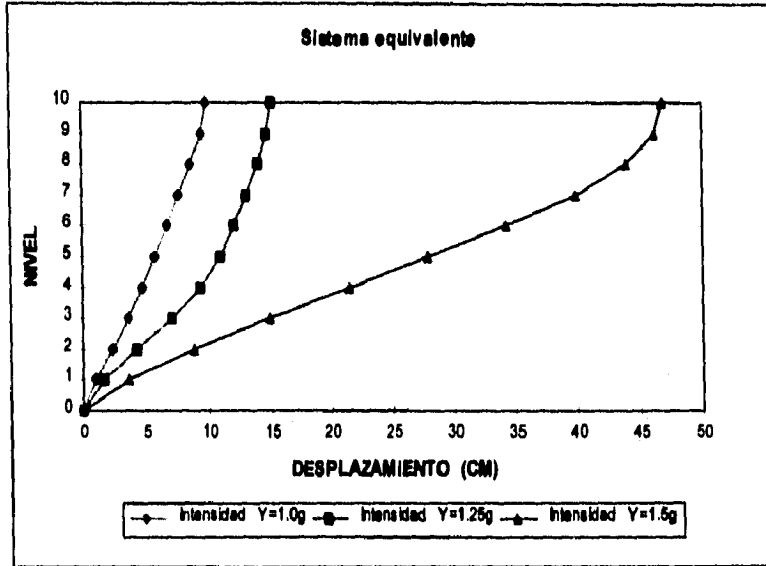


Figura 6.2

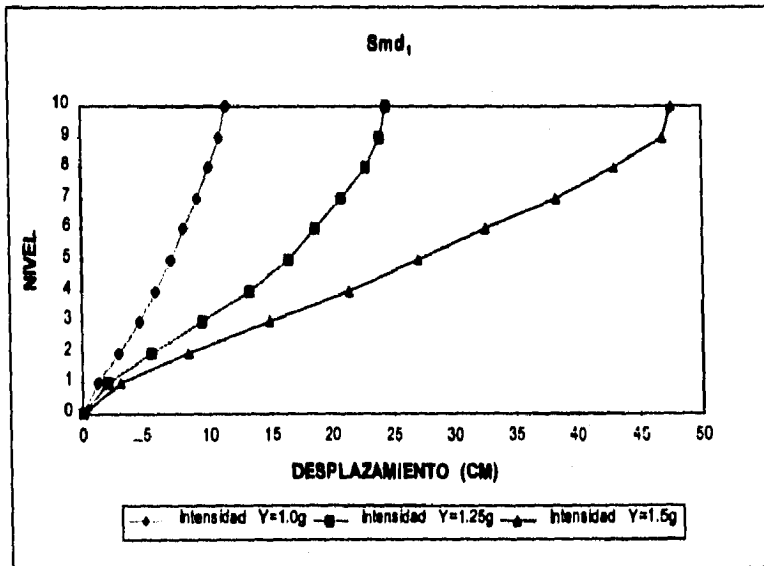


Figura 6.3

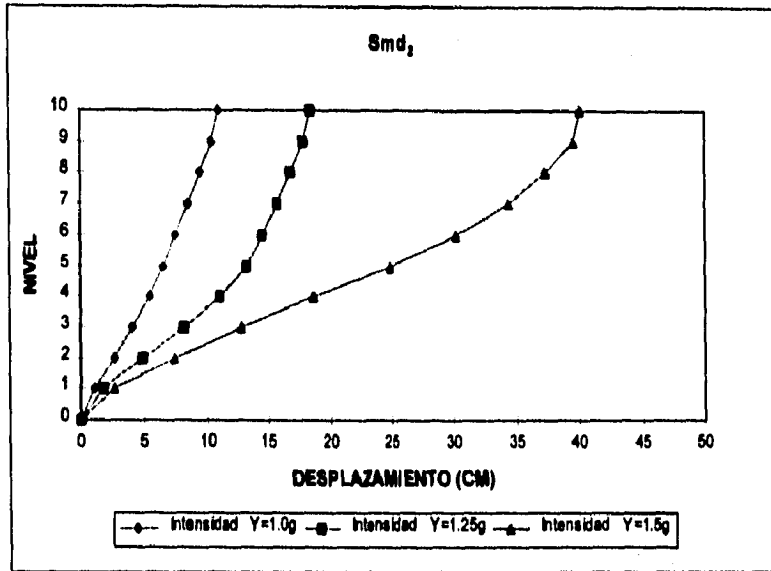


Figura 6.4

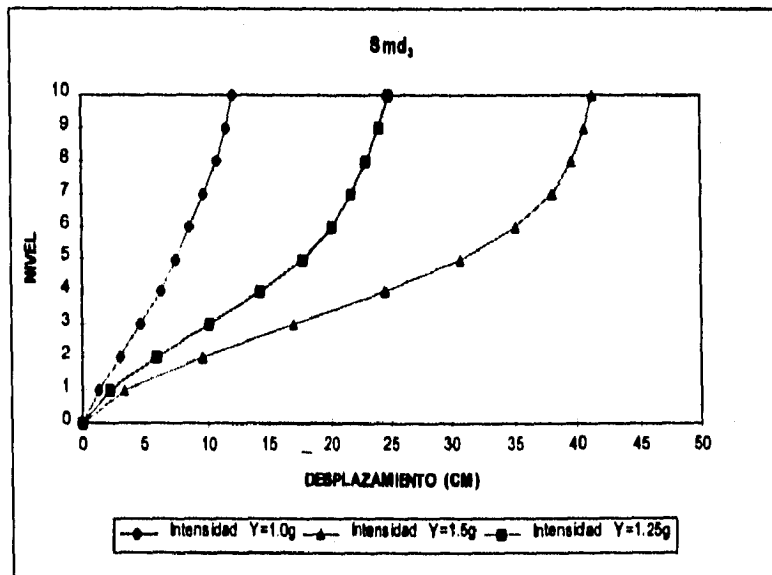


Figura 6.5

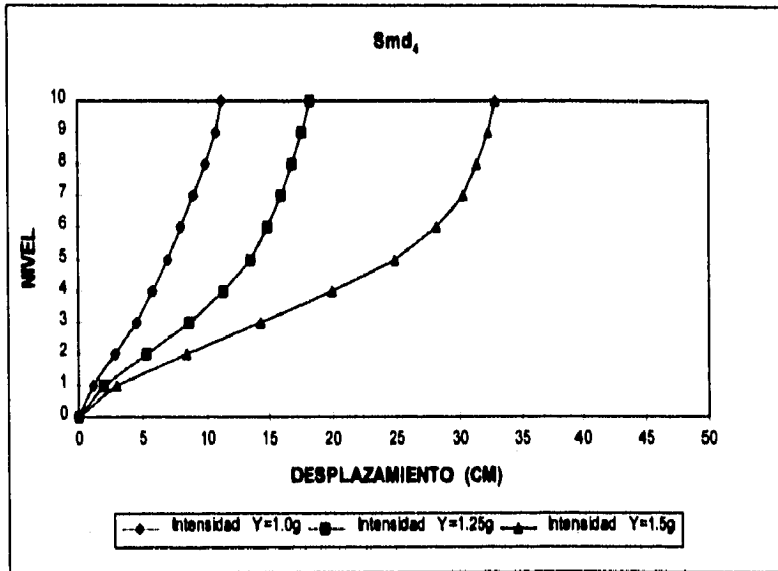


Figura 6.6

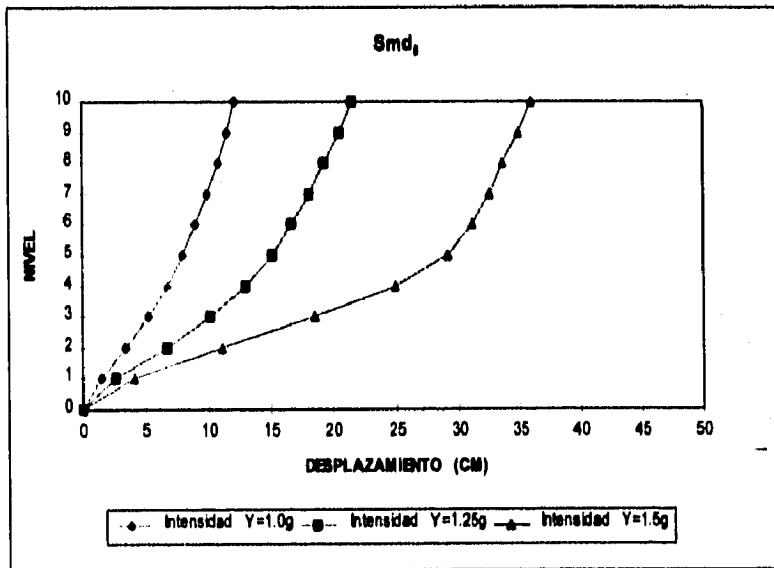


Figura 6.7

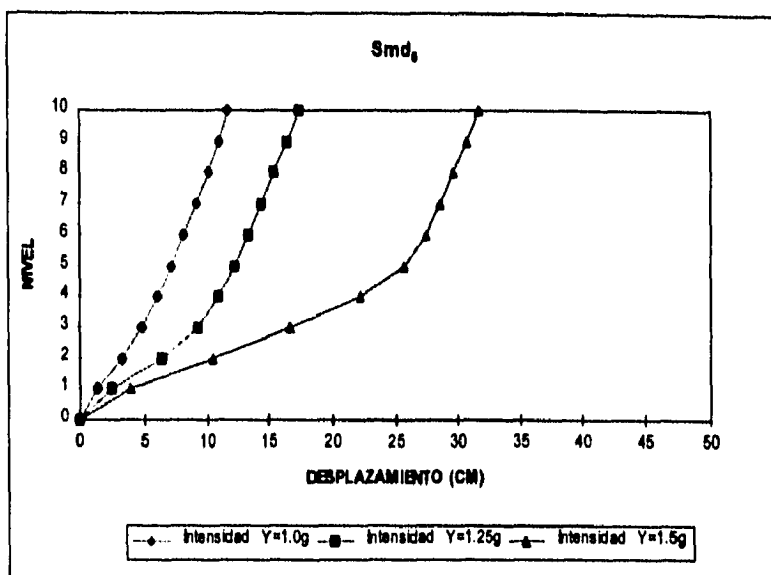


Figura 6.8

En la figura 6.1 y 6.2 los desplazamientos máximos son aproximadamente iguales debido a que el sistema equivalente representa la misma respuesta del sistema convencional a pesar de que existe una diferencia entre la rigidez lateral del sistema equivalente y la del sistema convencional (ver tablas 7 y 23 del capítulo III). La diferencia entre las rigideces no altera demasiado la respuesta ambos sistemas.

Los desplazamientos máximos en el último nivel de los sistemas marco-disipador (Smd) no exceden de 50 cms. para una intensidad de 1.5g (la aceleración máxima del espectro elástico de pseudoaceleraciones, capítulo IV). Si se comparan los valores de desplazamiento la magnitud del Smd₁ es de 47.64 y la del Smd₆ es de 31.76 para la misma intensidad 1.5g.

Las figuras 6.9 a 6.16 representan los desplazamientos máximos de los sistemas, producto de un análisis dinámico, suponiendo que la excitación está dada por el acelerograma simulado AX115.

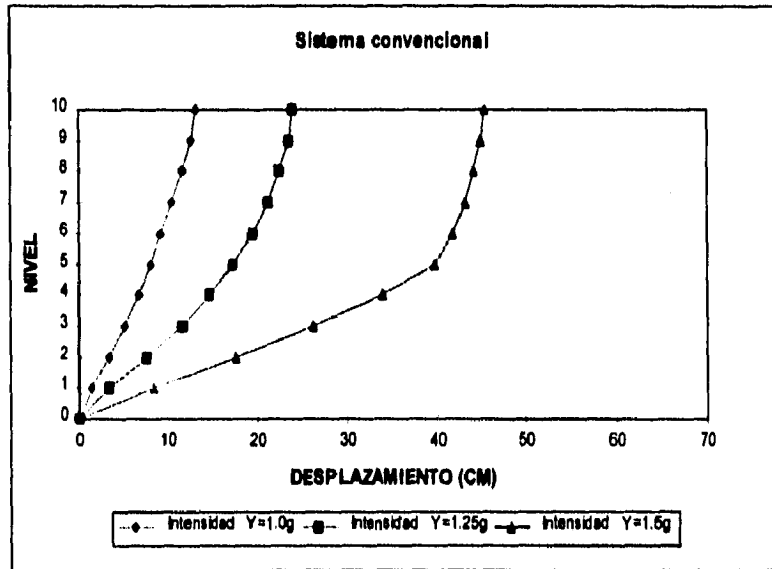


Figura 6.9

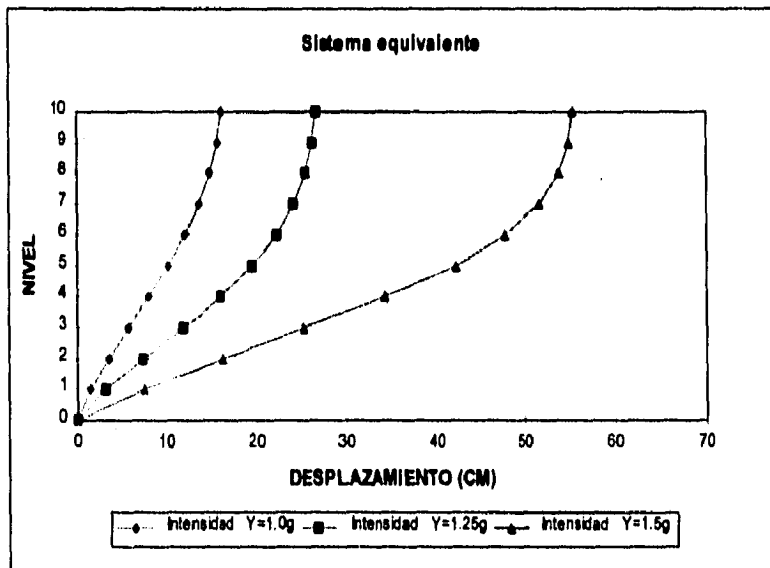


Figura 6.10

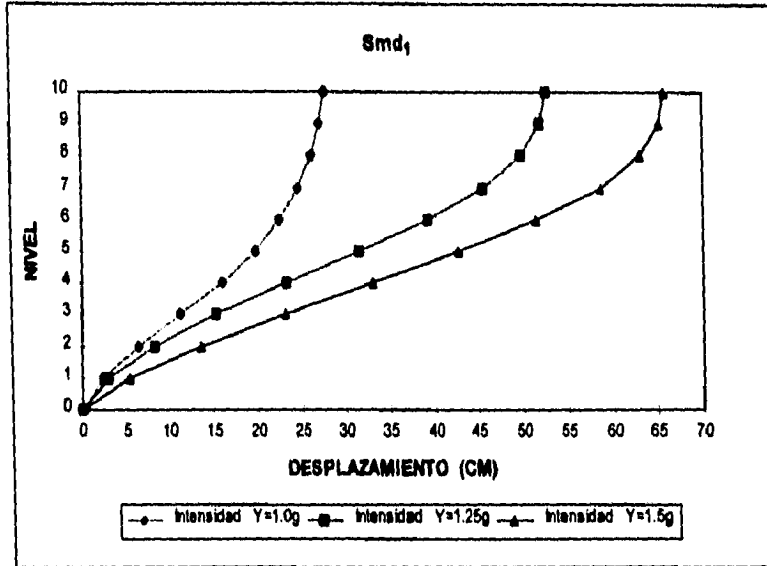


Figura 6.11

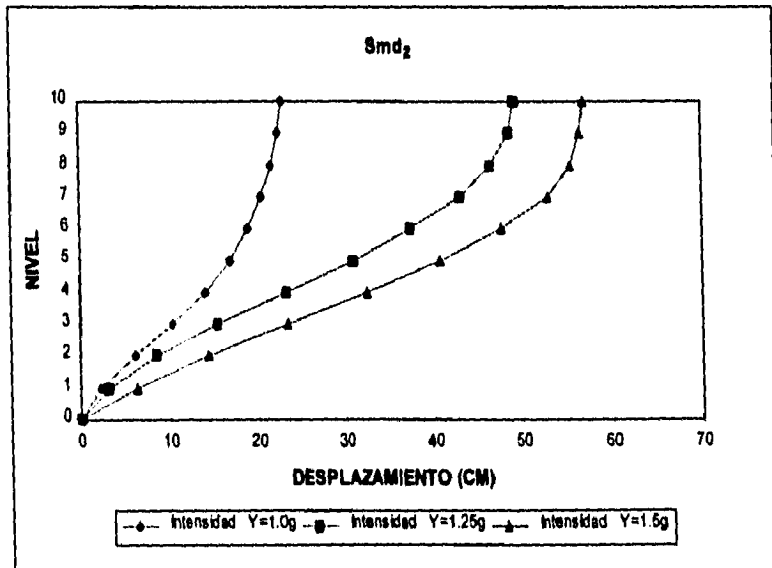


Figura 6.12

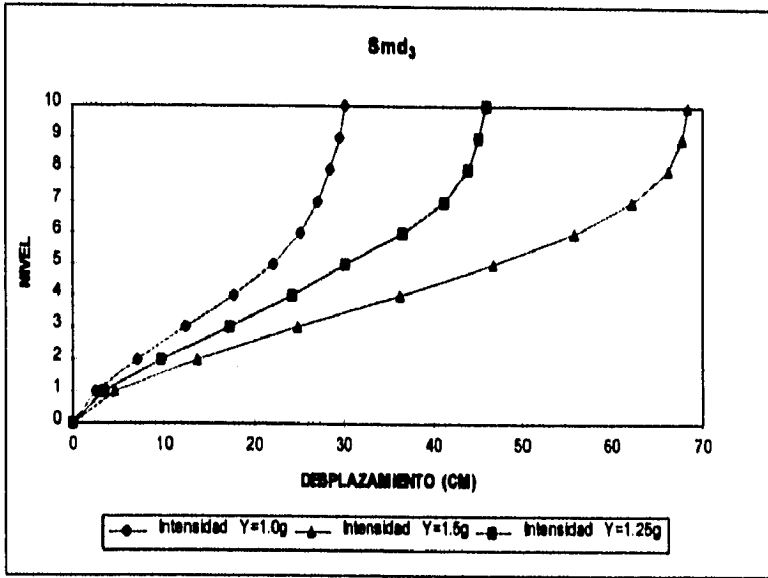


Figura 6.13

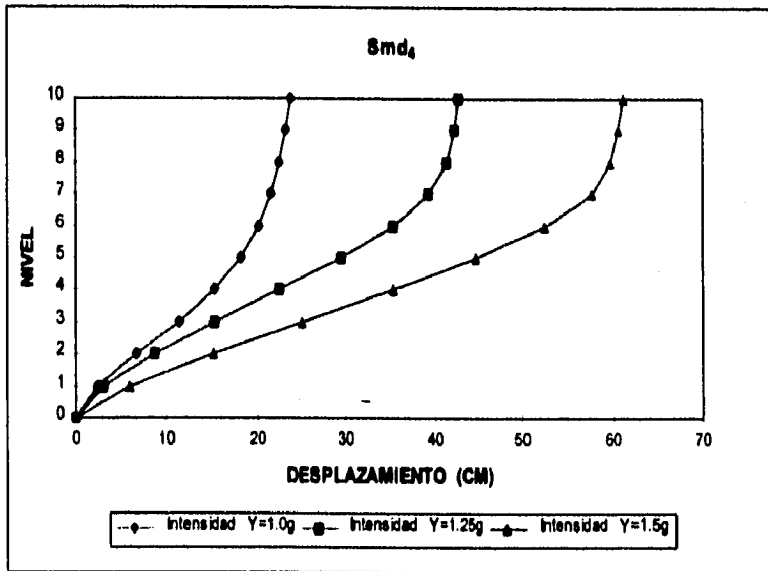


Figura 6.14

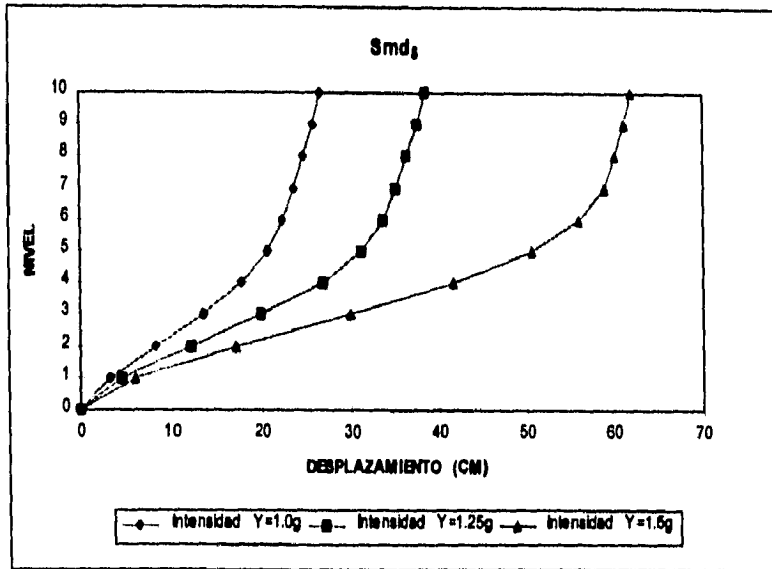


Figura 6.15

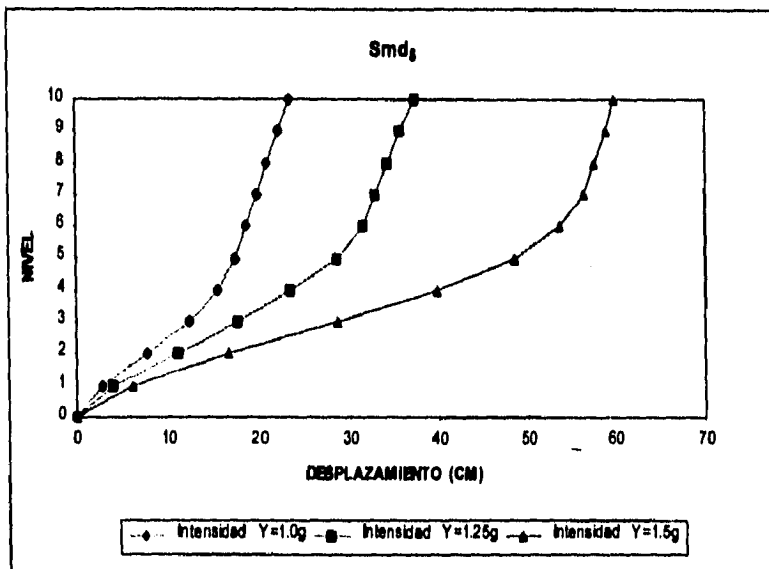


Figura 6.16

Los desplazamientos de los últimos sistemas mencionados tienen una magnitud mayor que los desplazamientos de los sistemas anteriores. Esto se debe a que la ordenada de aceleración para el acelerograma AX115 (fig. 4.5 capítulo IV) es mayor que la ordenada de aceleración del acelerograma SCT (fig. 4.4 capítulo IV) para el mismo período de la estructura; esto implica tener fuerzas laterales mayores que en los sistemas anteriores.

Los valores máximos de los desplazamientos en el último nivel de los sistemas no exceden de 70 cms. El desplazamiento relativo máximo se obtiene del Smd₃ entre los niveles 1 y 2 con una magnitud de 12.86 cms. Para los niveles superiores no llegan a exceder de 1 cm, mientras que para los niveles inferiores exceden de 10 cms para la intensidad 1.5g.

En las figuras 6.17 a 6.24 se presentan los desplazamientos máximos de los sistemas excitados por el acelerograma simulado AX130.

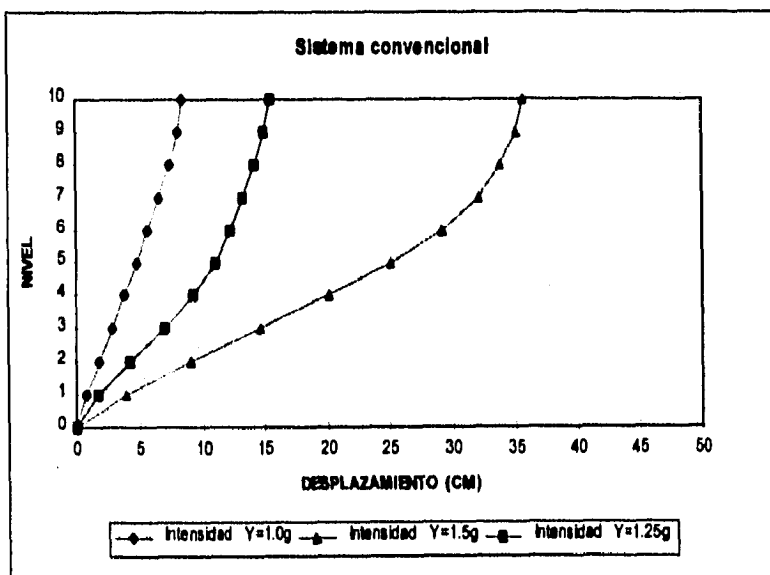


Figura 6.17

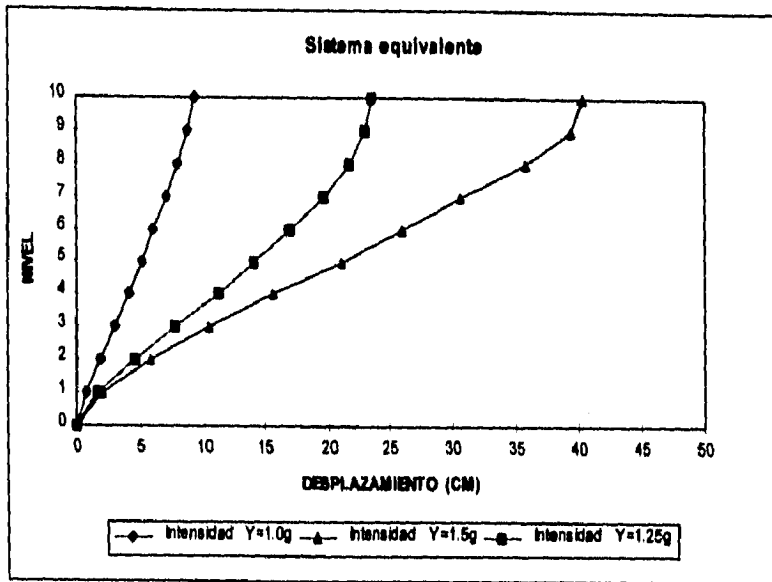


Figura 6.18

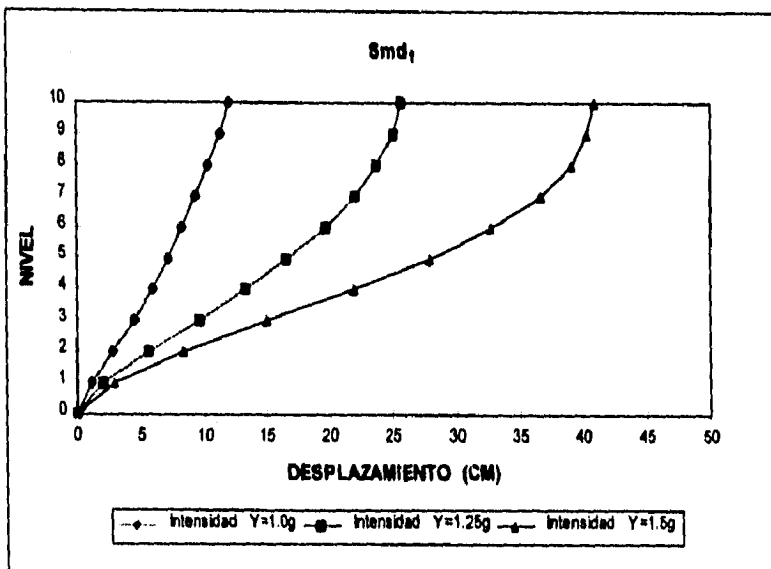


Figura 6.19

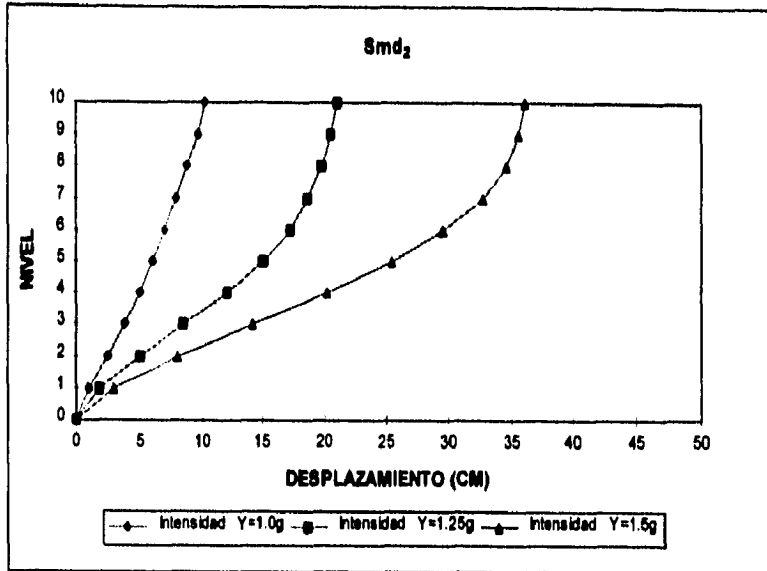


Figura 6.20

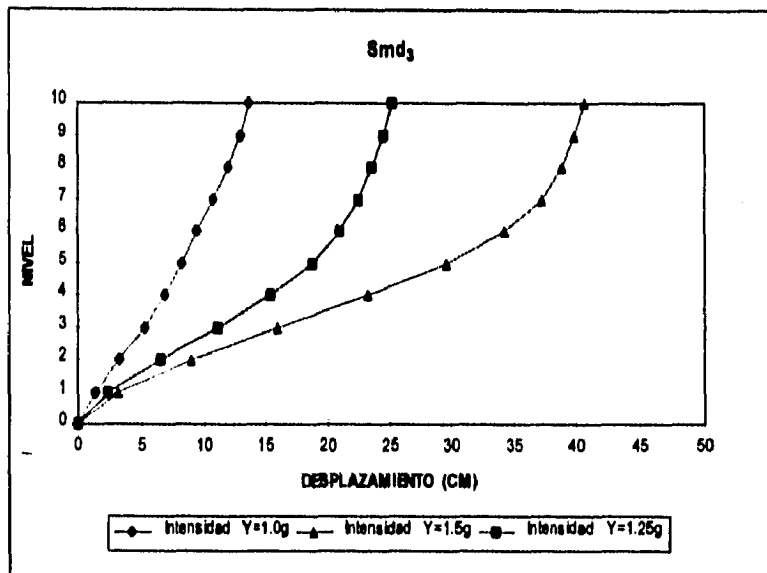


Figura 6.21

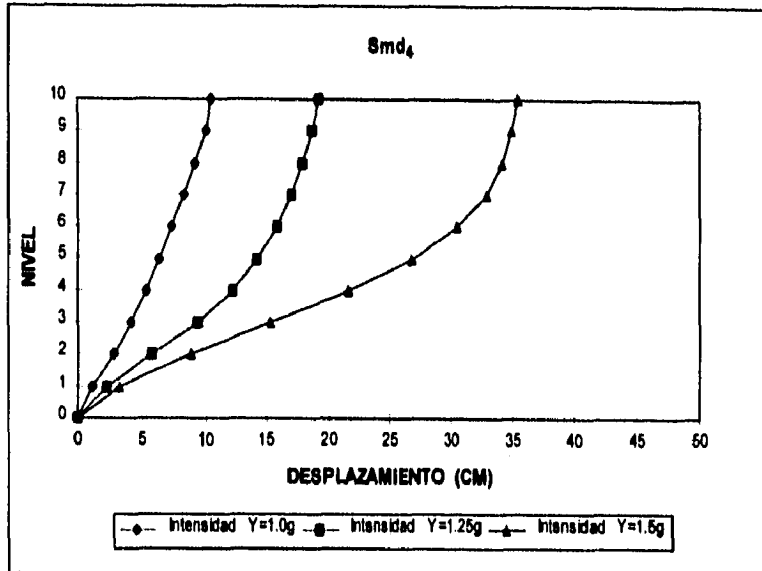


Figura 6.22

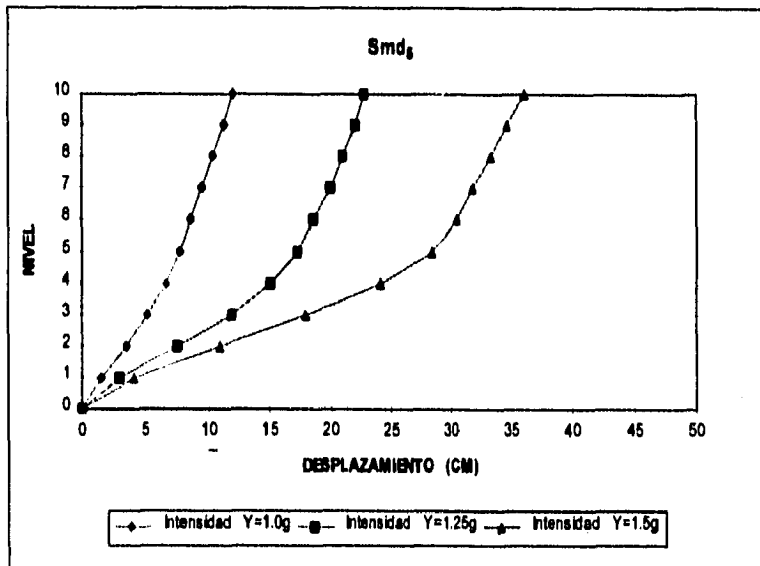


Figura 6.23

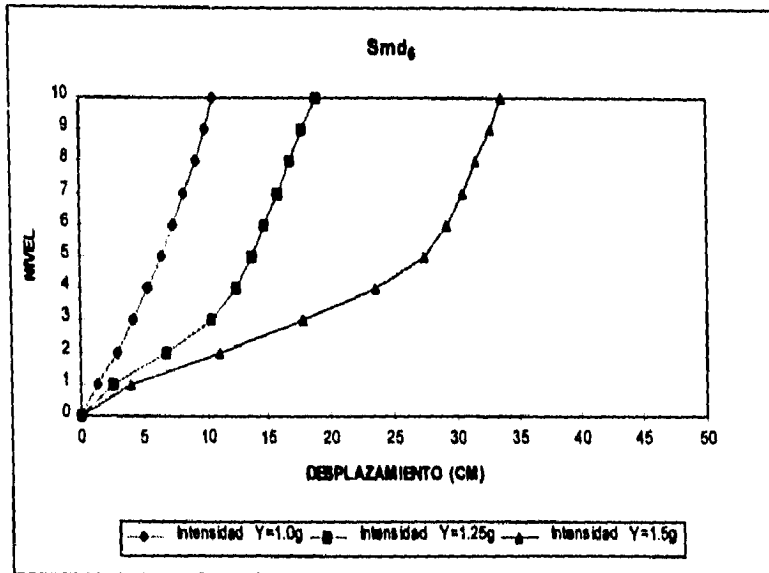


Figura 6.24

Para el caso de los sistemas marco-disipador el desplazamiento relativo máximo excede de 5 cms. en los niveles del 1 al 5 y en algunos sistemas hasta nivel 7; mientras que para los demás niveles los valores son menores de 5 cms. Comparando los desplazamientos en el último nivel de los sistemas, en el Smd₁ se obtiene un desplazamiento de 40.90 cms. y en el Smd₆ se obtiene un desplazamiento de 33.73 cms.

6.2 TABLAS Y GRAFICAS CON LAS DUCTILIDADES MAXIMAS DE CADA DISIPADOR PARA LOS SISTEMAS

En este inciso se obtienen las ductilidades de desplazamiento para cada uno los disipadores con el cociente de la deformación máxima que desarrolló el disipador durante el sismo, entre la deformación de fluencia del mismo. Definiendo lo anterior por medio de la siguiente ecuación:

$$\mu_{\Delta} = \frac{\delta_{\text{máx}}}{\delta_y} \quad (6.1)$$

Donde δ_y y $\delta_{\text{máx}}$ son las deformaciones de fluencia y máxima del disipador respectivamente. La deformación de fluencia se determina con la ecuación 6.2 a partir de las propiedades geométricas y mecánicas del disipador.

$$\delta_y = \frac{F_y}{K_D} \quad (6.2)$$

donde la rigidez axial del disipador es:

$$K_D = \frac{EA}{L} \quad (6.3)$$

Las deformaciones máximas se obtienen del análisis paso a paso en el programa DRAIN-2D, calculando con ello la historias de desplazamiento para algunos disipadores. Una vez conocidos los parámetros que determinan la ductilidad de los disipadores se procede a calcularlas para los sistemas marco-disipador.

En las siguientes tablas se calculan las ductilidades de los disipadores para las intensidades de los acelerogramas.

DUCTILIDAD DE LOS DISIPADORES							
Smd₁ Excitado SCT							
Intensidad Y=1.0g				Intensidad Y=1.25g		Intensidad Y=1.5g	
Disipador	Deformación de fluencia	Deformación máxima	Ductilidad	Deformación máxima	Ductilidad	Deformación máxima	Ductilidad
1	0.4809	1.0634	2.2113	1.8968	3.9443	2.7254	5.6673
2	0.5883	1.4840	2.5225	3.1960	5.4326	4.9880	8.4787
3	0.5842	1.3827	2.3668	3.6186	6.1941	5.9680	10.2157
4	0.5438	1.1120	2.0449	3.5408	6.5112	6.0630	11.1493
5	0.5126	0.9643	1.8812	3.0333	5.9175	6.4649	12.6120
6	0.4486	0.8213	1.8308	2.6774	5.9683	6.2449	13.9209
7	0.5024	0.8835	1.7586	2.3910	4.7592	6.2645	12.4691
8	0.4491	0.8119	1.8078	1.6582	3.6923	5.8509	13.0281
9	0.3368	0.6530	1.9388	1.1279	3.3489	4.6594	13.8343
10	0.1225	0.3361	2.7437	0.5073	4.1412	1.2884	10.5176

Tabla 6.1

DUCTILIDAD DE LOS DISIPADORES							
Smd₂ Excitado SCT							
Intensidad Y=1.0g				Intensidad Y=1.25g		Intensidad Y=1.5g	
Disipador	Deformación de fluencia	Deformación máxima	Ductilidad	Deformación máxima	Ductilidad	Deformación máxima	Ductilidad
1	0.8352	0.9863	1.1809	1.7352	2.0776	2.4488	2.9320
2	1.0233	1.3996	1.3677	2.8275	2.7631	4.3562	4.2570
3	1.0142	1.2960	1.2779	3.0022	2.9602	5.1849	5.1123
4	0.9446	1.0298	1.0902	2.5847	2.7363	5.8081	6.1487
5	0.8902	0.8913	1.0012	2.0603	2.3144	5.7957	6.5106
6	0.7795	0.7577	0.9720	1.5177	1.9470	5.2926	6.7897
7	0.8720	0.8285	0.9501	1.2067	1.3838	5.1102	5.8603
8	0.7798	0.7752	0.9941	0.8964	1.1495	4.2347	5.4305
9	0.5850	0.6104	1.0434	0.6763	1.1561	2.9432	5.0311
10	0.2130	0.3162	1.4845	0.3511	1.6484	1.2766	5.9934

Tabla 6.2

DUCTILIDAD DE LOS DISIPADORES							
Smd₃ Excitado SCT							
Intensidad Y=1.0g				Intensidad Y=1.25g		Intensidad Y=1.5g	
Disipador	Deformación de fluencia	Deformación máxima	Ductilidad	Deformación máxima	Ductilidad	Deformación máxima	Ductilidad
1	0.5335	1.1372	2.1316	2.0877	3.9132	3.1109	5.8311
2	0.6436	1.5663	2.4337	3.4410	5.3465	5.7161	8.8814
3	0.6697	1.4671	2.1907	3.9119	5.8413	6.8832	10.2780
4	0.6052	1.1819	1.9529	3.7910	6.2640	6.8333	11.2910
5	0.5840	1.0454	1.7901	3.1668	5.4226	5.8575	10.0300
6	0.4970	0.8705	1.7515	2.2937	4.6151	4.9293	9.9181
7	0.5587	0.9087	1.6265	1.8342	3.2830	4.1697	7.4632
8	0.5016	0.8127	1.6202	1.4328	2.8565	3.2176	6.4147
9	0.3829	0.6456	1.6861	1.1158	2.9141	2.2787	5.9512
10	0.0172	0.2859	16.6221	0.6336	36.8372	1.0543	61.2965

Tabla 6.3

DUCTILIDAD DE LOS DISIPADORES							
Smd₄ Excitado SCT							
Intensidad Y=1.0g				Intensidad Y=1.25g		Intensidad Y=1.5g	
Disipador	Deformación de fluencia	Deformación máxima	Ductilidad	Deformación máxima	Ductilidad	Deformación máxima	Ductilidad
1	0.7854	1.0612	1.3512	1.9084	2.4298	2.7480	3.4989
2	0.9480	1.5222	1.6057	3.0290	3.1951	4.9067	5.1758
3	0.9828	1.3583	1.3821	3.0306	3.0836	5.5122	5.6087
4	0.8911	1.0528	1.1815	2.5658	2.8794	5.3504	6.0043
5	0.8590	0.9029	1.0511	1.9270	2.2433	4.9642	5.7790
6	0.7323	0.7483	1.0218	1.2114	1.6542	4.1659	5.6888
7	0.8226	0.7959	0.9675	0.9373	1.1394	3.0108	3.6601
8	0.7380	0.7269	0.9850	0.8112	1.0992	2.1861	2.9622
9	0.5633	0.5639	1.0011	0.6598	1.1713	1.4641	2.5991
10	0.0254	0.2315	9.1070	0.2907	11.4359	1.0674	41.9906

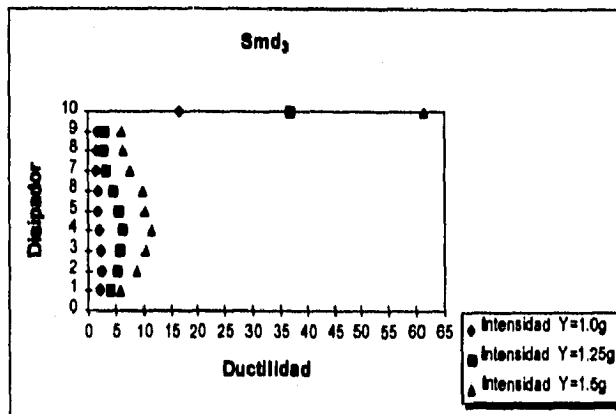
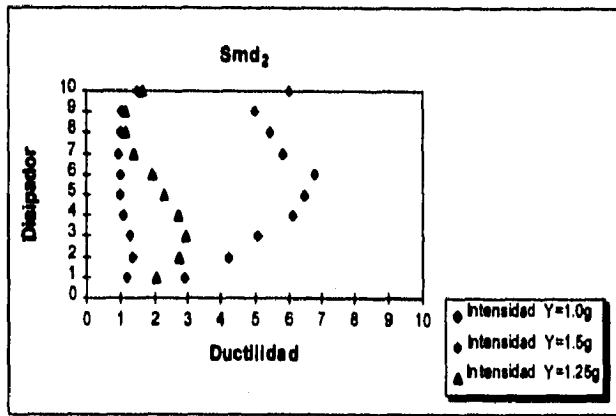
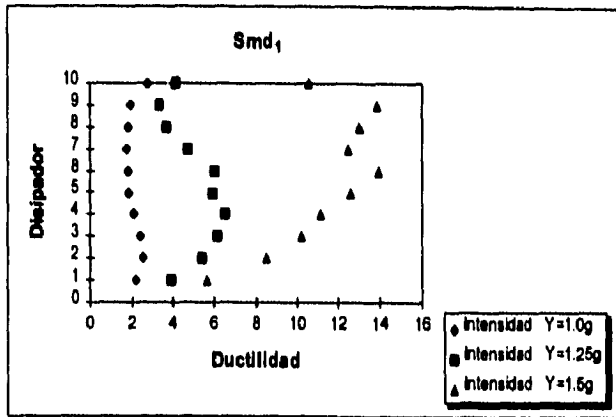
Tabla 6.4

DUCTILIDAD DE LOS DISIPADORES							
Smd ₅ Excitado SCT							
Intensidad Y=1.0g			Intensidad Y=1.25g		Intensidad Y=1.5g		
Disipador	Deformación de fluencia	Deformación máxima	Ductilidad	Deformación máxima	Ductilidad	Deformación máxima	Ductilidad
1	0.6337	1.3140	2.0735	2.3992	3.7860	3.7357	5.8951
2	0.7859	1.7012	2.1647	3.5967	4.5765	6.4375	8.1912
3	0.7941	1.4395	1.8127	3.3422	4.2088	6.8682	8.6490
4	0.6951	1.1004	1.5831	2.5607	3.6839	5.8227	8.3768
5	0.6595	0.8893	1.3484	1.8256	2.7682	3.8121	5.7803
6	0.5262	0.6617	1.2575	1.1543	2.1937	2.3112	4.3922
7	0.5984	0.6430	1.0745	1.0405	1.7388	1.6575	2.7699
8	0.5013	0.5611	1.1193	0.8156	1.6270	1.2715	2.5364
9	0.3357	0.5356	1.5955	0.9083	2.7057	1.2203	3.6351
10	0.0100	0.3740	37.4000	1.1301	113.0100	1.2252	122.5200

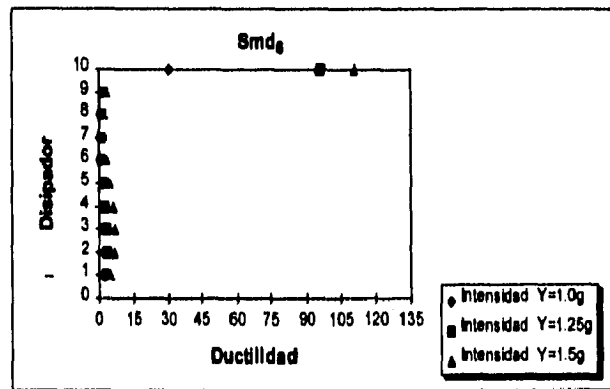
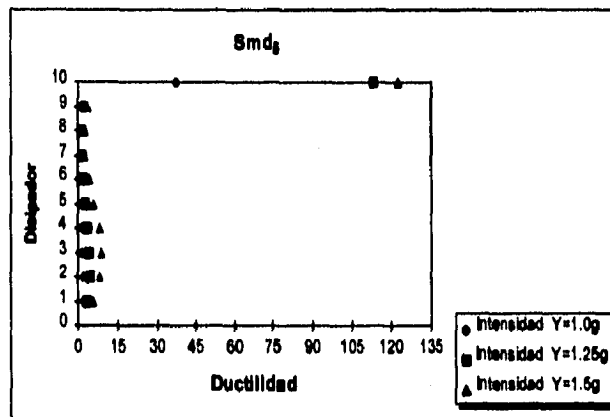
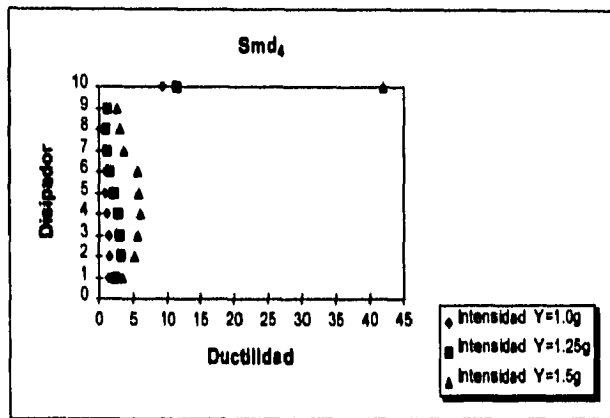
Tabla 6.5

DUCTILIDAD DE LOS DISIPADORES							
Smd ₆ Excitado SCT							
Intensidad Y=1.0g			Intensidad Y=1.25g		Intensidad Y=1.5g		
Disipador	Deformación de fluencia	Deformación máxima	Ductilidad	Deformación máxima	Ductilidad	Deformación máxima	Ductilidad
1	0.7404	1.2239	1.6530	2.2433	3.0298	3.5406	4.7820
2	0.9186	1.6062	1.7485	3.3967	3.6977	5.9826	6.5127
3	0.9279	1.2386	1.3348	2.6938	2.9031	5.9393	6.4008
4	0.8123	0.9128	1.1237	1.7730	2.1827	4.9115	6.0464
5	0.7707	0.8001	1.0381	1.1412	1.4807	3.2551	4.2236
6	0.6148	0.6724	1.0937	0.8162	1.3276	1.7384	2.8276
7	0.6991	0.7063	1.0103	0.8647	1.2369	0.8761	1.2532
8	0.5858	0.5948	1.0154	0.8274	1.4124	0.9605	1.6396
9	0.3924	0.4404	1.1223	0.7722	1.9679	1.1535	2.9396
10	0.0117	0.3489	29.7950	1.1235	95.9436	1.3005	111.0589

Tabla 6.6



Figuras 6.25, 6.26 6.27



figuras 6.28,6.29 y 6.30

DUCTILIDAD DE LOS DISIPADORES							
Smd ₁ Excitado AX115							
Intensidad Y=1.0g				Intensidad Y=1.25g		Intensidad Y=1.5g	
Disipador	Deformación de fluencia	Deformación máxima	Ductilidad	Deformación máxima	Ductilidad	Deformación máxima	Ductilidad
1	0.4809	2.1704	4.5132	2.7208	5.6577	4.9638	10.3219
2	0.5883	3.8041	6.4663	4.9922	8.4858	7.6932	13.0770
3	0.5842	4.4814	7.6710	6.5796	11.2626	8.9516	15.3228
4	0.5438	4.3162	7.9371	7.5485	13.8810	9.3724	17.2350
5	0.5126	3.5819	6.9877	7.7315	15.0829	9.2318	18.0098
6	0.4486	2.7288	6.0829	7.2678	16.2011	9.4607	21.0894
7	0.5024	2.1565	4.2924	6.4255	12.7896	9.5023	18.9138
8	0.4491	1.4855	3.3077	4.8332	10.7620	7.4029	16.4839
9	0.3368	0.9503	2.8216	3.3054	9.8141	5.7465	17.0621
10	0.1225	0.4398	3.5902	0.8636	7.0498	1.1796	9.6294

Tabla 6.7

DUCTILIDAD DE LOS DISIPADORES							
Smd ₂ Excitado AX115							
Intensidad Y=1.0g				Intensidad Y=1.25g		Intensidad Y=1.5g	
Disipador	Deformación de fluencia	Deformación máxima	Ductilidad	Deformación máxima	Ductilidad	Deformación máxima	Ductilidad
1	0.8352	2.0621	2.4690	2.8050	3.3585	5.6782	6.7986
2	1.0233	3.5079	3.4280	5.0747	4.9592	7.6291	7.4554
3	1.0142	3.8789	3.8246	6.5238	6.4325	8.3999	8.2823
4	0.9446	3.5064	3.7120	7.2457	7.6707	8.4924	8.9905
5	0.8902	2.8089	3.1554	7.1115	7.9887	8.3832	9.4172
6	0.7795	2.0501	2.6300	6.4629	8.2911	8.5109	10.9184
7	0.8720	1.5384	1.7642	5.5908	6.4115	7.8491	9.0013
8	0.7798	0.9957	1.2769	4.2901	5.5015	5.0474	6.4727
9	0.5850	0.6835	1.1684	2.9126	4.9788	3.5737	6.1089
10	0.2130	0.3858	1.8113	1.0744	5.0441	1.3480	6.3286

Tabla 6.8

DUCTILIDAD DE LOS DISIPADORES							
Smd₃ Excitado AX115							
Intensidad Y=1.0g				Intensidad Y=1.25g		Intensidad Y=1.5g	
Disipador	Deformación de fluencia	Deformación máxima	Ductilidad	Deformación máxima	Ductilidad	Deformación máxima	Ductilidad
1	0.5335	2.4288	4.5526	3.1886	5.9768	4.2940	8.0487
2	0.6436	4.1768	6.4897	5.8219	9.0458	8.3114	12.9139
3	0.6697	4.8832	7.2916	6.7967	10.1489	10.3166	15.4048
4	0.6052	4.8792	8.0621	6.9541	11.4906	10.7874	17.8245
5	0.5840	4.1095	7.0368	7.2353	12.3892	10.2192	17.4986
6	0.4970	2.8908	5.8165	6.4185	12.9145	8.9094	17.9264
7	0.5587	2.0447	3.6597	4.9667	8.8897	7.1159	12.7365
8	0.5016	1.3419	2.6752	3.2626	6.5044	5.6829	11.3295
9	0.3829	0.9280	2.4236	2.0296	5.3006	3.5933	9.3844
10	0.0172	0.4860	28.2558	0.9345	54.3314	1.1211	65.1802

Tabla 6.9

DUCTILIDAD DE LOS DISIPADORES							
Smd₄ Excitado AX115							
Intensidad Y=1.0g				Intensidad Y=1.25g		Intensidad Y=1.5g	
Disipador	Deformación de fluencia	Deformación máxima	Ductilidad	Deformación máxima	Ductilidad	Deformación máxima	Ductilidad
1	0.7854	2.3266	2.9623	2.8706	3.6550	5.4706	6.9654
2	0.9480	3.9384	4.1544	5.1219	5.4028	8.3497	8.8077
3	0.9828	4.2008	4.2743	6.2860	6.3960	9.5088	9.6752
4	0.8911	3.6657	4.1137	6.8127	7.6453	9.6957	10.8806
5	0.8590	2.8959	3.3712	6.5958	7.6785	8.9553	10.4253
6	0.7323	1.9248	2.6284	5.5092	7.5231	7.5384	10.2941
7	0.8226	1.2803	1.5564	4.3057	5.2343	5.5380	6.7323
8	0.7380	0.8058	1.0919	2.7036	3.6634	3.4486	4.6729
9	0.5633	0.6734	1.1955	1.5979	2.8367	2.0910	3.7121
10	0.0254	0.2856	11.2352	0.6247	24.5751	0.9942	39.1109

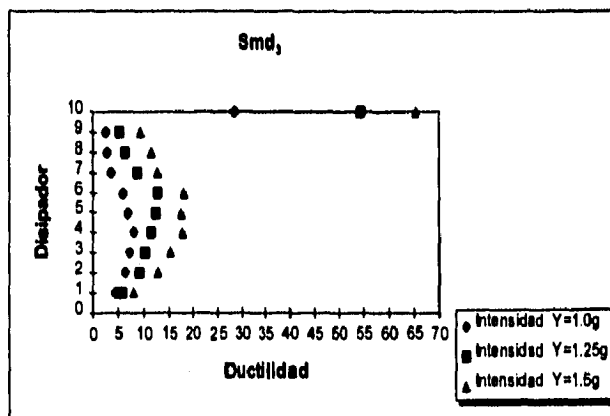
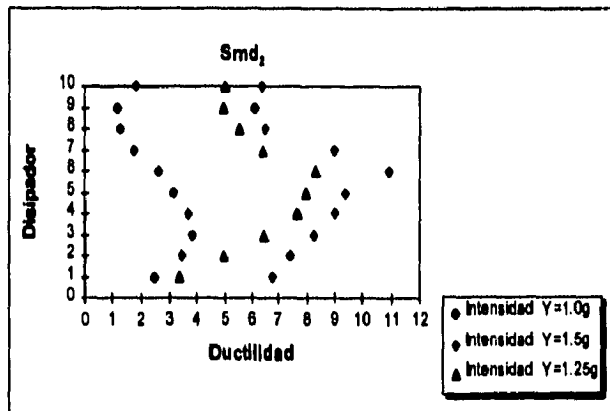
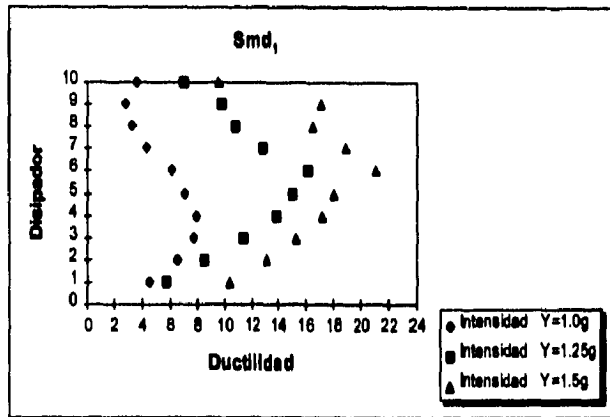
Tabla 6.10

DUCTILIDAD DE LOS DISIPADORES							
Smd ₅ Excitado AX115							
Intensidad Y=1.0g				Intensidad Y=1.25g		Intensidad Y=1.5g	
Disipador	Deformación de fluencia	Deformación máxima	Ductilidad	Deformación máxima	Ductilidad	Deformación máxima	Ductilidad
1	0.6337	2.9792	4.7013	4.0389	6.3735	5.5365	8.7368
2	0.7859	4.7682	6.0672	6.9623	8.8590	10.2663	13.0631
3	0.7941	4.7402	5.9693	7.3777	9.2906	11.8349	14.9035
4	0.6951	3.8722	5.5707	6.3065	9.0728	11.0356	15.8763
5	0.6595	2.6262	3.9821	5.3055	8.0447	8.6802	13.1618
6	0.5262	1.4743	2.8018	3.3173	6.3043	5.6275	10.6946
7	0.5984	1.1032	1.8436	2.0153	3.3678	3.3727	5.6362
8	0.5013	0.8292	1.6541	1.2262	2.4460	2.2165	4.4215
9	0.3357	0.6198	1.8463	1.0640	3.1695	1.5138	4.5094
10	0.0100	0.8909	89.0900	1.0636	106.3600	1.0999	109.9900

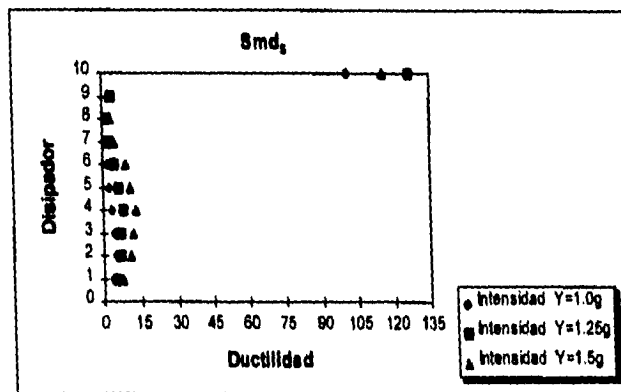
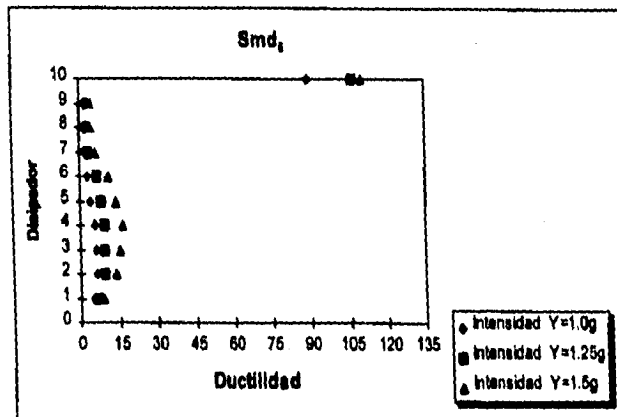
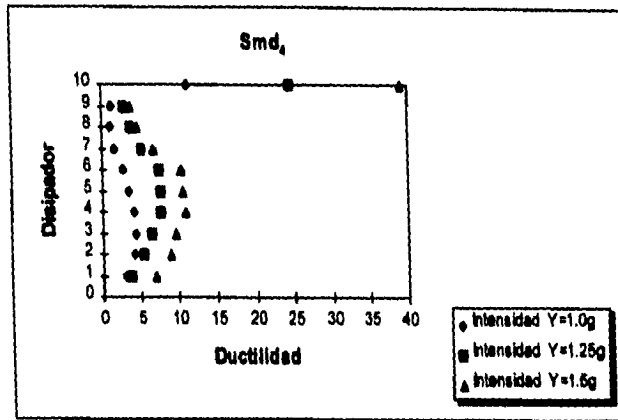
Tabla 6.11

DUCTILIDAD DE LOS DISIPADORES							
Smd ₆ Excitado AX115							
Intensidad Y=1.0g				Intensidad Y=1.25g		Intensidad Y=1.5g	
Disipador	Deformación de fluencia	Deformación máxima	Ductilidad	Deformación máxima	Ductilidad	Deformación máxima	Ductilidad
1	0.7404	2.7670	3.7372	3.7295	5.0371	5.5613	7.5112
2	0.9186	4.5295	4.9309	6.3853	6.9511	9.8296	10.7006
3	0.9279	4.1409	4.4627	6.4826	6.9863	11.0974	11.9597
4	0.8123	2.9130	3.5861	6.1698	7.5955	10.4688	12.8878
5	0.7707	1.8049	2.3419	4.8792	6.3309	8.3444	10.8270
6	0.6148	0.9308	1.5140	2.6166	4.2560	5.3647	8.7259
7	0.6991	0.9105	1.3024	1.5331	2.1930	3.2126	4.5953
8	0.5858	0.7656	1.3069	1.1166	1.9061	1.6093	2.7472
9	0.3924	0.9934	2.5316	1.2459	3.1751	1.1191	2.8519
10	0.0117	1.1828	101.0077	1.4846	126.7805	1.3514	115.4056

Tabla 6.12



Figuras 6.31, 6.32 y 6.33



Figuras 6.34, 6.35 y 6.36

DUCTILIDAD DE LOS DISIPADORES							
Smd ₁ Excitado AX130							
Intensidad Y=1.0g			Intensidad Y=1.25g		Intensidad Y=1.5g		
Disipador	Deformación de fluencia	Deformación máxima	Ductilidad	Deformación máxima	Ductilidad	Deformación máxima	Ductilidad
1	0.4809	1.1157	2.3200	1.9278	4.0087	2.7227	5.6617
2	0.5883	1.5444	2.6252	3.2487	5.5221	5.0053	8.5081
3	0.5842	1.4691	2.5147	3.6449	6.2391	6.1667	10.5558
4	0.5438	1.1807	2.1712	3.5769	6.5776	6.3390	11.6569
5	0.5126	1.0224	1.9945	3.3917	6.6167	5.7788	11.2735
6	0.4486	0.8611	1.9195	2.9195	6.5080	5.0059	11.1589
7	0.5024	0.9319	1.8549	2.6652	5.3049	4.5720	9.1003
8	0.4491	0.8758	1.9501	2.0602	4.5874	4.3536	9.6941
9	0.3368	0.7081	2.1024	1.1935	3.5436	3.0803	9.1458
10	0.1225	0.3726	3.0416	0.4463	3.6433	0.8045	6.5673

Tabla 6.13

DUCTILIDAD DE LOS DISIPADORES							
Smd ₂ Excitado AX130							
Intensidad Y=1.0g			Intensidad Y=1.25g		Intensidad Y=1.5g		
Disipador	Deformación de fluencia	Deformación máxima	Ductilidad	Deformación máxima	Ductilidad	Deformación máxima	Ductilidad
1	0.8352	0.9660	1.1566	1.7708	2.1202	2.7138	3.2493
2	1.0233	1.3024	1.2727	2.8824	2.8168	4.8160	4.7063
3	1.0142	1.2073	1.1904	3.2723	3.2265	5.6618	5.5825
4	0.9446	0.9733	1.0304	3.1906	3.3777	5.6151	5.9444
5	0.8902	0.8753	0.9833	2.7236	3.0595	5.1009	5.7301
6	0.7795	0.7548	0.9683	1.9865	2.5484	4.2858	5.4981
7	0.8720	0.8311	0.9531	1.5419	1.7682	3.8392	4.4028
8	0.7798	0.7761	0.9953	0.9948	1.2757	3.3364	4.2785
9	0.5850	0.6175	1.0556	0.7235	1.2368	2.0151	3.4446
10	0.2130	0.3243	1.5225	0.3842	1.8038	0.6994	3.2836

Tabla 6.14

DUCTILIDAD DE LOS DISIPADORES							
Smd₃ Excitado AX130							
Intensidad Y=1.0g				Intensidad Y=1.25g		Intensidad Y=1.5g	
Disipador	Deformación de fluencia	Deformación máxima	Ductilidad	Deformación máxima	Ductilidad	Deformación máxima	Ductilidad
1	0.5335	1.2882	2.4146	2.2546	4.2261	3.0095	5.6410
2	0.6436	1.7651	2.7425	3.7830	5.8779	5.4022	8.3937
3	0.6697	1.7063	2.5479	4.2665	6.3708	6.5712	9.8122
4	0.6052	1.4328	2.3675	3.9687	6.5577	6.7980	11.2327
5	0.5840	1.2424	2.1274	3.1253	5.3515	5.9809	10.2413
6	0.4970	1.0094	2.0310	2.3729	4.7744	4.6344	9.3247
7	0.5587	0.9851	1.7632	1.8018	3.2250	3.3837	6.0564
8	0.5016	0.8859	1.7661	1.1464	2.2855	2.0472	4.0813
9	0.3829	0.7255	1.8948	0.8784	2.2941	1.2767	3.3343
10	0.0172	0.3478	20.2198	0.4472	26.0000	0.8975	52.1802

Tabla 6.15

DUCTILIDAD DE LOS DISIPADORES							
Smd₄ Excitado AX130							
Intensidad Y=1.0g				Intensidad Y=1.25g		Intensidad Y=1.5g	
Disipador	Deformación de fluencia	Deformación máxima	Ductilidad	Deformación máxima	Ductilidad	Deformación máxima	Ductilidad
1	0.7854	1.0414	1.3259	2.0156	2.5663	2.9448	3.7494
2	0.9480	1.4217	1.4997	3.3110	3.4926	5.2604	5.5489
3	0.9828	1.2877	1.3102	3.3181	3.3762	6.0920	6.1986
4	0.8911	0.9897	1.1106	2.7771	3.1165	5.9644	6.6933
5	0.8590	0.8609	1.0022	2.3190	2.6997	5.0324	5.8584
6	0.7323	0.7384	1.0083	1.5367	2.0985	3.8190	5.2151
7	0.8226	0.8157	0.9916	1.0061	1.2231	2.5575	3.1090
8	0.7380	0.7476	1.0130	0.8165	1.1064	1.5012	2.0341
9	0.5633	0.5723	1.0160	0.6864	1.2185	0.9249	1.6419
10	0.0254	0.2439	9.5948	0.3096	12.1794	0.4981	19.5948

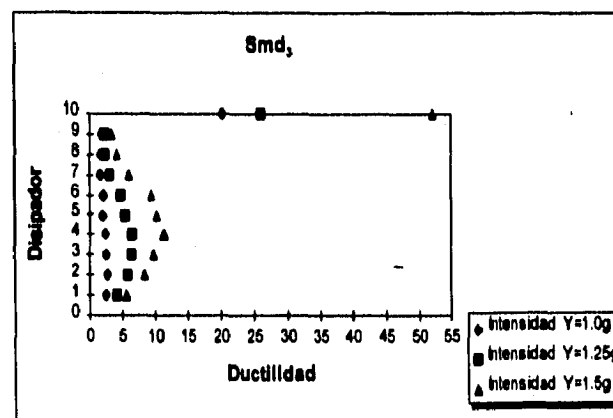
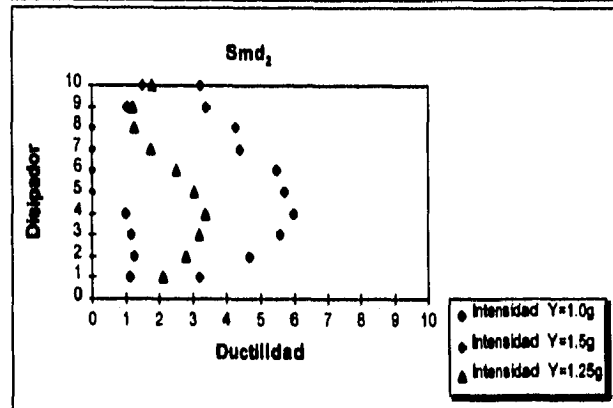
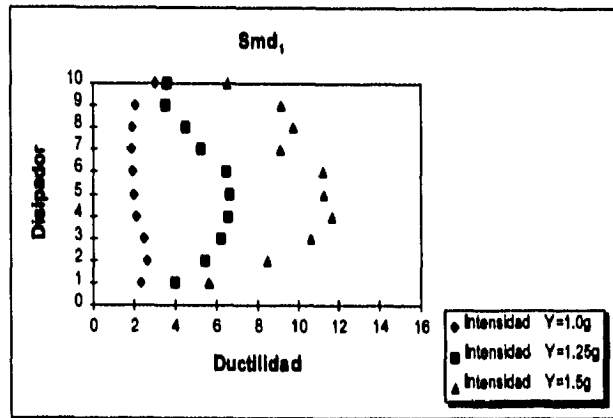
Tabla 6.16

DUCTILIDAD DE LOS DISIPADORES							
Smd ₅ Excitado AX130							
Intensidad Y=1.0g				Intensidad Y=1.25g		Intensidad Y=1.5g	
Disipador	Deformación de fluencia	Deformación máxima	Ductilidad	Deformación máxima	Ductilidad	Deformación máxima	Ductilidad
1	0.6337	1.3770	2.1730	2.7248	4.2998	3.8121	6.0156
2	0.7859	1.7747	2.2582	4.2602	5.4208	6.3498	8.0797
3	0.7941	1.5403	1.9397	4.0184	5.0603	6.6800	8.4120
4	0.6951	1.1136	1.6021	2.9606	4.2592	5.8580	8.4276
5	0.6595	0.8800	1.3343	1.9216	2.9137	3.9942	6.0564
6	0.5262	0.6427	1.2214	1.1922	2.2657	2.0711	3.9360
7	0.5984	0.6451	1.0780	1.1210	1.8733	1.3285	2.2201
8	0.5013	0.5589	1.1149	0.9739	1.9427	1.2440	2.4815
9	0.3357	0.5947	1.7715	0.9936	2.9598	1.1212	3.3399
10	0.0100	0.3801	38.0100	1.1135	111.3500	1.2052	120.5200

Tabla 6.17

DUCTILIDAD DE LOS DISIPADORES							
Smd ₆ Excitado AX130							
Intensidad Y=1.0g				Intensidad Y=1.25g		Intensidad Y=1.5g	
Disipador	Deformación de fluencia	Deformación máxima	Ductilidad	Deformación máxima	Ductilidad	Deformación máxima	Ductilidad
1	0.7404	1.1955	1.6147	2.4590	3.3212	3.8259	5.1673
2	0.9186	1.4750	1.6057	3.8071	4.1445	6.4320	7.0020
3	0.9279	1.1697	1.2606	3.2662	3.5200	6.5025	7.0078
4	0.8123	0.8772	1.0799	1.9127	2.3547	5.4493	6.7085
5	0.7707	-0.7719	1.0016	1.1631	1.5091	3.5837	4.6499
6	0.6148	0.6344	1.0319	0.7271	1.1827	1.8215	2.9628
7	0.6991	0.6846	0.9793	0.7756	1.1094	0.9927	1.4200
8	0.5858	0.5776	0.9860	0.7951	1.3573	0.8265	1.4109
9	0.3924	0.5114	1.3033	1.1876	3.0265	0.9621	2.4518
10	0.0117	0.8393	71.6738	1.5581	133.0572	1.2709	108.5312

Tabla 6.18



Figuras 6.37, 6.38 y 6.39

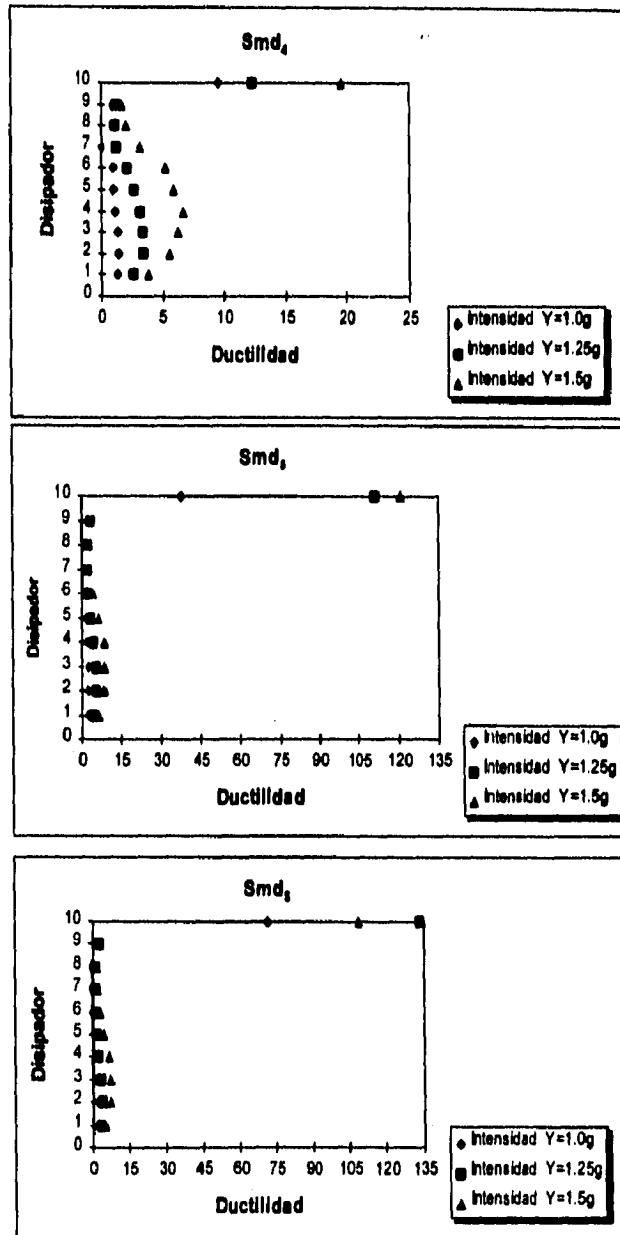


Figura 6.40, 6.41 y 6.42

6.3 RELACION DE DUCTILIDADES LOCALES DE TRABES Y COLUMNAS PARA CADA SISTEMA

Las estructuras construidas con materiales elastoplásticos, como lo son muchos de los materiales de construcción, pueden seguir admitiendo incrementos de carga, aun cuando algunas secciones hayan alcanzado su resistencia, puesto que la naturaleza inelástica del material permite que la sección siga deformándose sin llegar a fallar. Las secciones que se comportan de esta forma, reciben el nombre de articulaciones plásticas. La estructura seguirá tomando carga, mientras no aparezcan suficientes articulaciones plásticas para que se forme un mecanismo de falla.

La relación de ductilidad local de un elemento se obtiene de la capacidad de rotación y la demanda de rotación en las zonas de articulación plástica. La capacidad de rotación es expresada como la ductilidad de rotación y se calcula con la siguiente ecuación:

$$\mu_{\theta C} = \frac{\theta_u}{\theta_y} \quad (6.4)$$

Donde $\mu_{\theta C}$ es la relación de ductilidad, θ_u es la rotación última y θ_y es la rotación de fluencia del elemento. En el capítulo V se calcularon las ductilidades de rotación para los elementos de cada sistema.

La demandas de rotación se obtienen del análisis dinámico paso a paso a partir de la deformación angular última y la deformación angular elástica. De los resultados del programa de cómputo DRAIN-2D se obtienen las deformaciones plásticas, las cuales nos permite conocer su demanda de rotación con la siguiente expresión.

$$\mu_{\theta D} = \frac{\theta_{\text{máx}}}{\theta_y} = \frac{\theta_e + \theta_p}{\theta_e} = 1 + \frac{\theta_p}{\theta_e} \quad (6.5)$$

Donde θ_p es la rotación plástica y θ_e es la rotación elástica.

Una vez conocidos los parámetros que intervienen en la relación de ductilidad de un elemento se procede a calcularla para cada uno de los sistemas e intensidades.

Para representar gráficamente los índices de falla local de los elementos de una estructura cuando son excitados por un acelerograma a diferentes intensidades se hace uso de un subíndice que indica la intensidad.

$$r_i = \frac{\mu_{\theta D}}{\mu_{\theta C}} \quad (6.6)$$

r es el índice de falla local

i es el subíndice que indica la intensidad ($i=1$ la intensidad es 1.0g, $i=2$ la intensidad es 1.25g y $i=3$ la intensidad es 1.5g)

$\mu_{\theta C}$ es la ductilidad de rotación del elemento

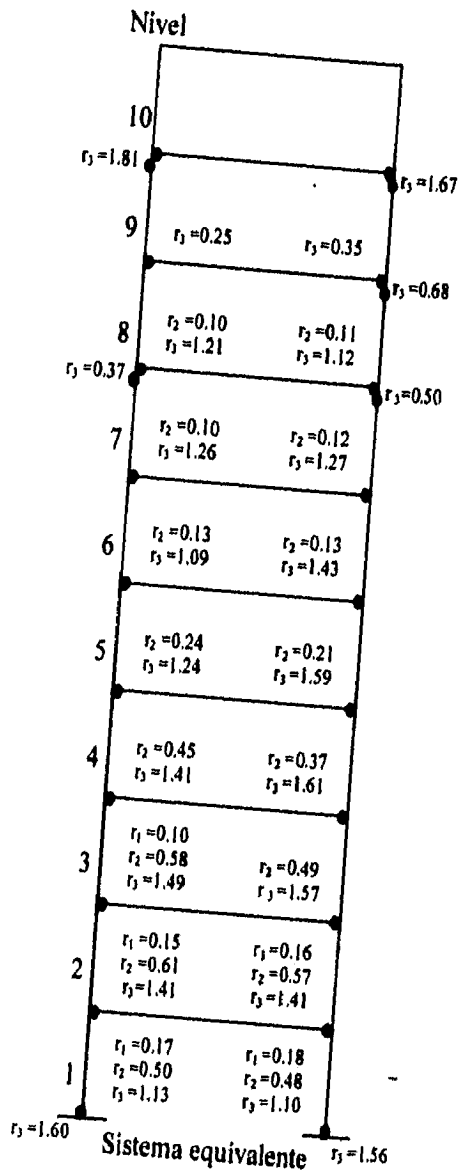
$\mu_{\theta D}$ es la demanda de ductilidad de rotación.

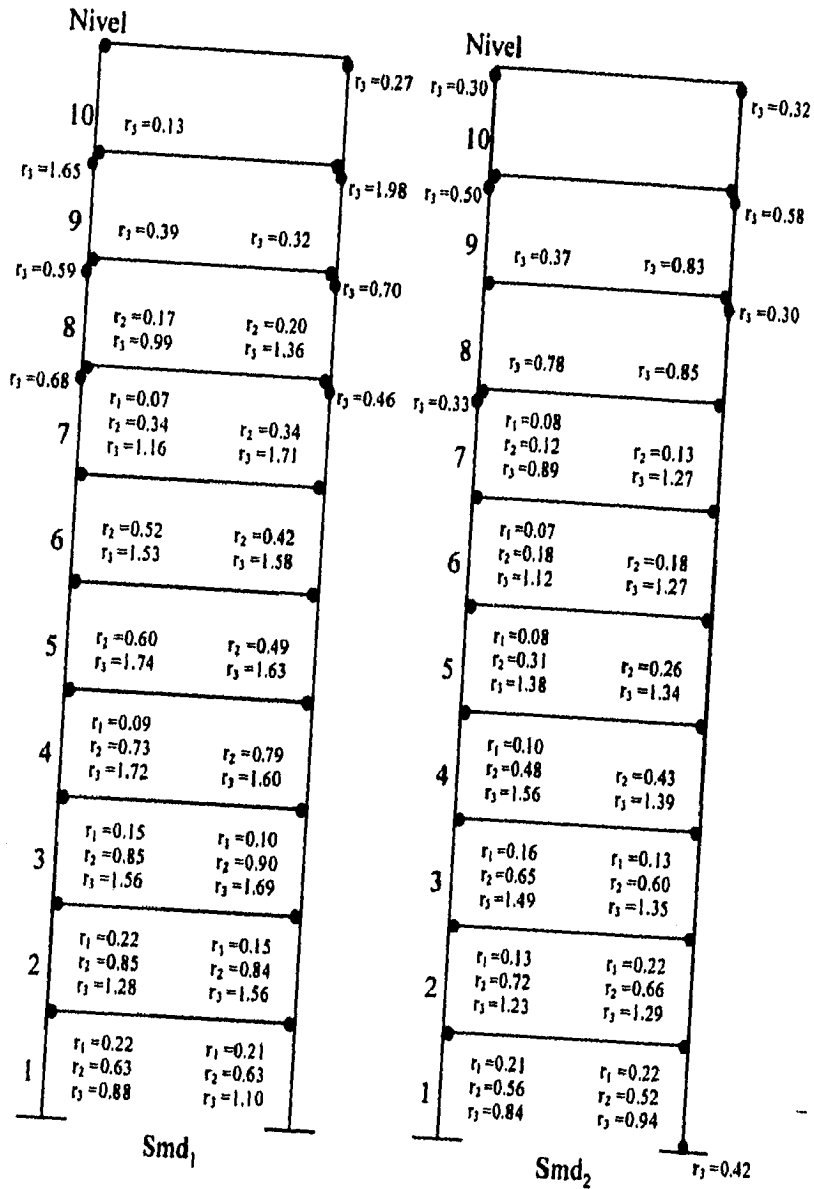
Si el índice de falla local es mayor que uno el elemento falló en el extremo donde se formó la articulación plástica, si es menor que uno y mayor que cero se formó la articulación en el extremo del elemento sin llegar a fallar y por último si el índice es menor que cero no se formaron articulaciones plásticas en el elemento.

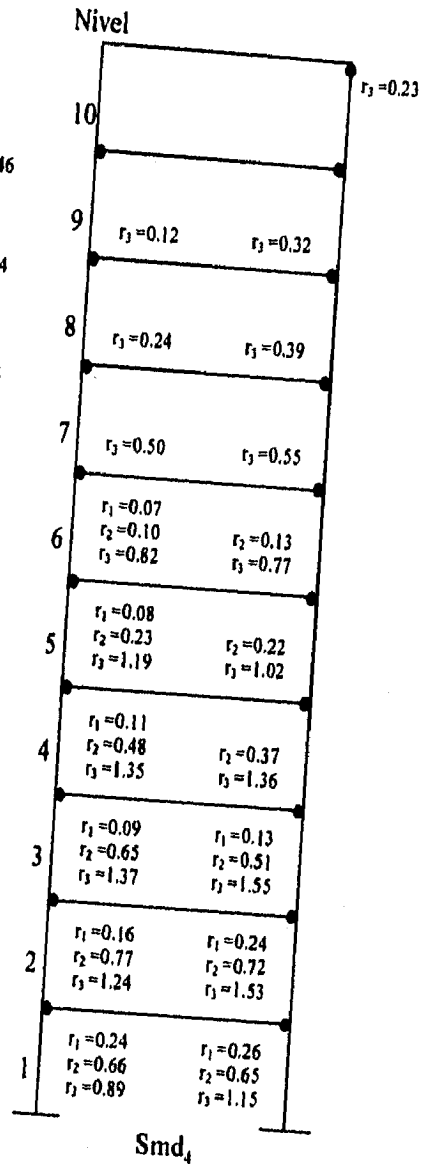
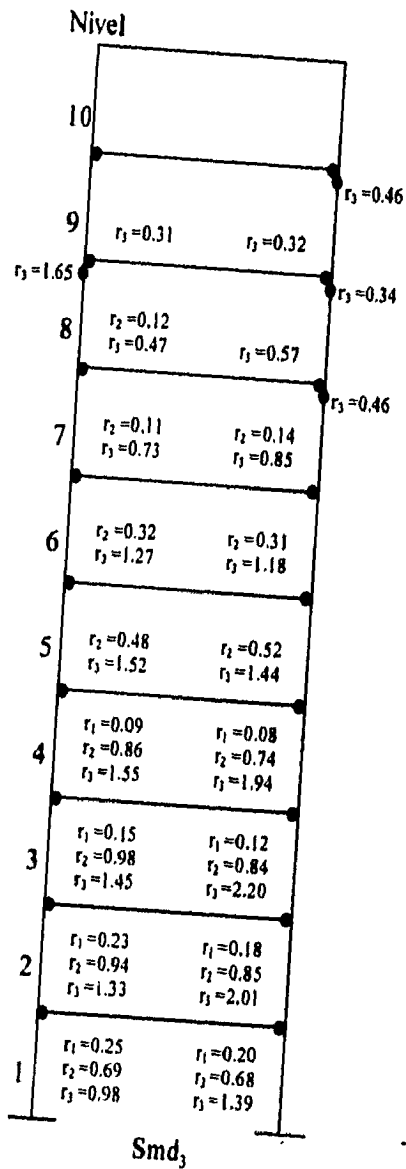
En las siguientes figuras se muestran los índices de falla local de los sistemas excitados por los acelerogramas SCT, AX115 y AX130. Las figuras que representan los sistemas se colocan en el mismo orden que los acelerogramas.

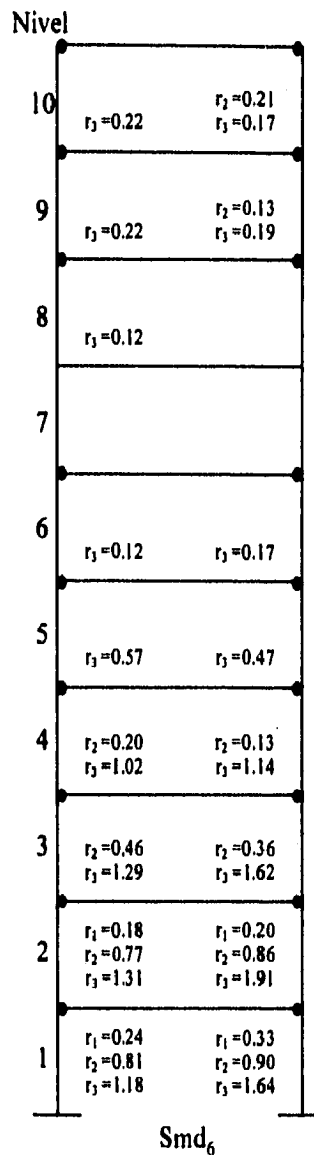
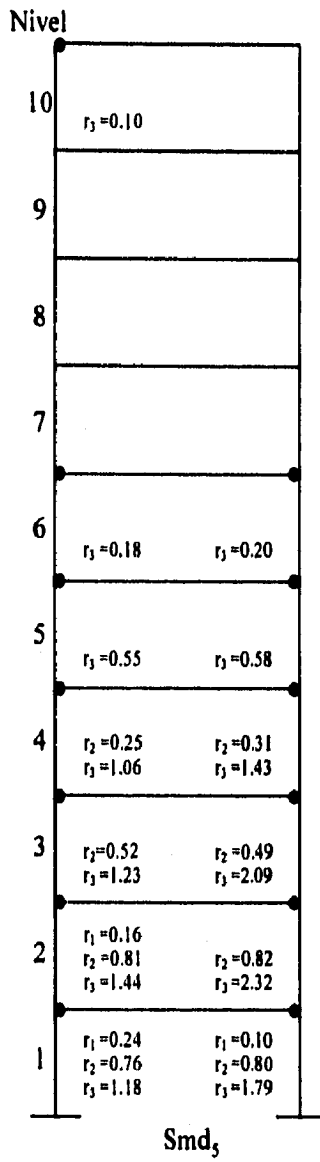
Nivel	Columna 1	Columna 2	Columna 3
10		$r_3 = 0.08$	
9		$r_3 = 0.14$	
8	$r_1 = 0.17$ $r_3 = 0.19$	$r_2 = 0.22$ $r_3 = 0.36$	$r_2 = 0.12$ $r_3 = 0.14$
7	$r_3 = 0.29$ $r_3 = 0.19$	$r_3 = 0.28$ $r_3 = 0.27$	$r_1 = 0.33$ $r_3 = 0.38$
6	$r_3 = 0.78$ $r_3 = 0.70$	$r_2 = 0.09$ $r_2 = 0.10$ $r_3 = 0.76$ $r_3 = 0.82$	$r_3 = 0.66$ $r_3 = 0.84$
5	$r_3 = 0.66$	$r_3 = 1.02$	$r_3 = 0.99$
4	$r_1 = 1.22$ $r_3 = 0.99$	$r_2 = 0.11$ $r_2 = 0.12$ $r_3 = 1.18$ $r_3 = 1.08$	$r_3 = 1.10$ $r_3 = 1.09$
3	$r_2 = 0.22$ $r_2 = 0.21$ $r_3 = 1.68$ $r_3 = 1.77$	$r_2 = 0.24$ $r_2 = 0.27$ $r_3 = 1.59$ $r_3 = 1.77$	$r_2 = 0.17$ $r_2 = 0.21$ $r_3 = 1.57$ $r_3 = 1.87$
2	$r_2 = 0.43$ $r_2 = 0.37$ $r_3 = 1.84$ $r_3 = 2.13$	$r_2 = 0.43$ $r_2 = 0.37$ $r_3 = 1.77$ $r_3 = 2.12$	$r_2 = 0.33$ $r_2 = 0.39$ $r_3 = 1.75$ $r_3 = 2.22$
1	$r_1 = 0.12$ $r_2 = 0.60$ $r_2 = 0.52$ $r_3 = 2.09$ $r_3 = 2.30$	$r_1 = 0.13$ $r_1 = 0.21$ $r_2 = 0.85$ $r_2 = 0.74$ $r_3 = 2.76$ $r_3 = 3.11$	$r_1 = 0.13$ $r_2 = 0.53$ $r_2 = 0.53$ $r_2 = 0.53$ $r_3 = 2.00$ $r_3 = 2.37$
	$r_1 = 0.18$ $r_1 = 0.14$ $r_2 = 0.56$ $r_2 = 0.49$ $r_3 = 2.03$ $r_3 = 2.07$	$r_1 = 0.16$ $r_1 = 0.14$ $r_2 = 0.55$ $r_2 = 0.49$ $r_3 = 1.97$ $r_3 = 2.05$	$r_1 = 0.16$ $r_1 = 0.15$ $r_2 = 0.31$ $r_2 = 0.50$ $r_3 = 1.99$ $r_3 = 2.10$
	$r_2 = 0.37$ $r_3 = 2.75$	$r_3 = 3.53$	$r_2 = 0.34$ $r_3 = 2.73$

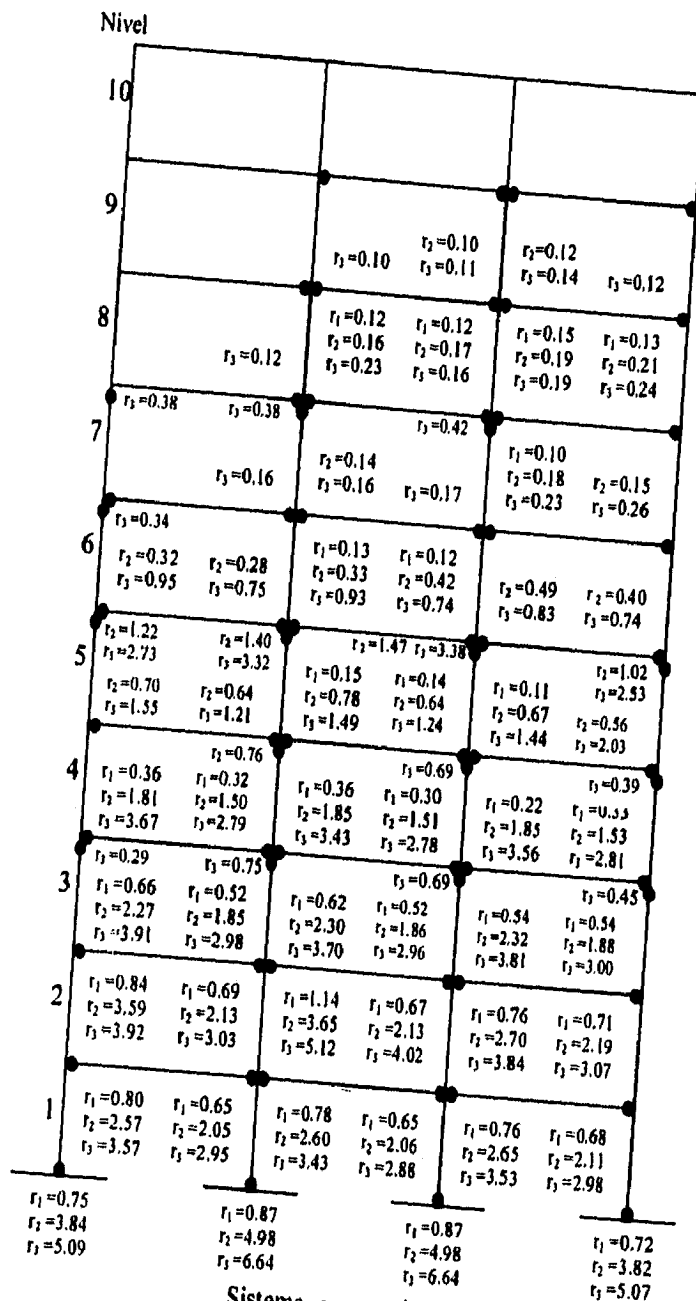
Sistema convencional

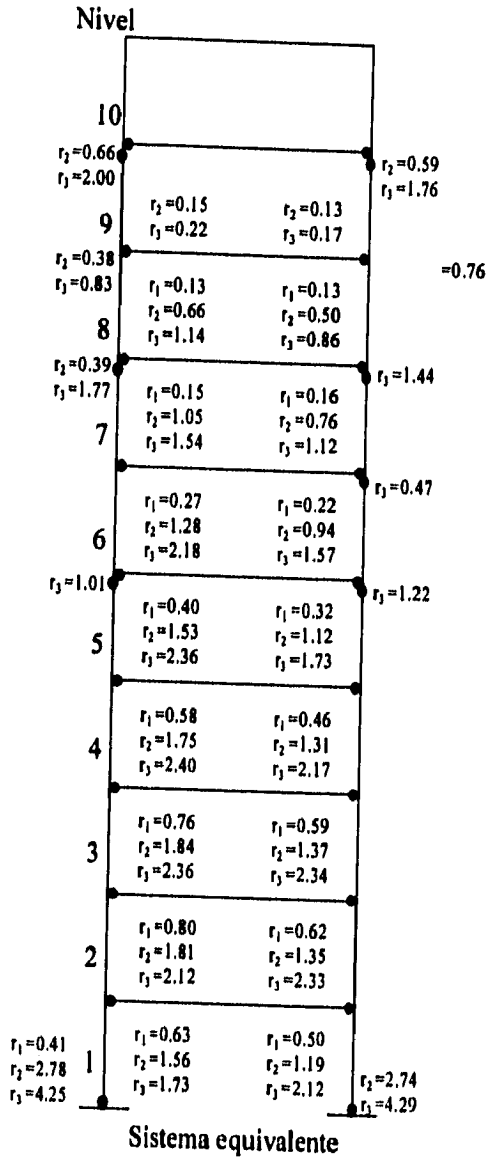


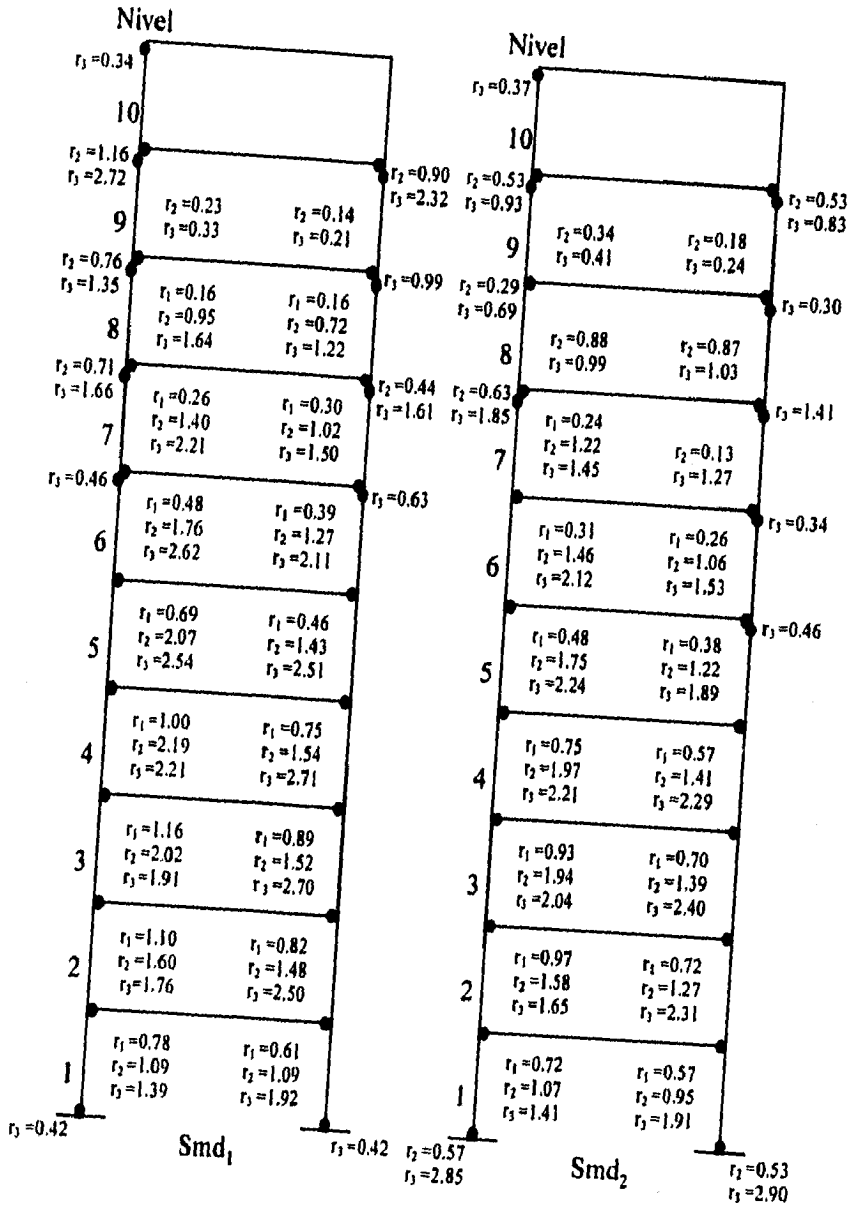


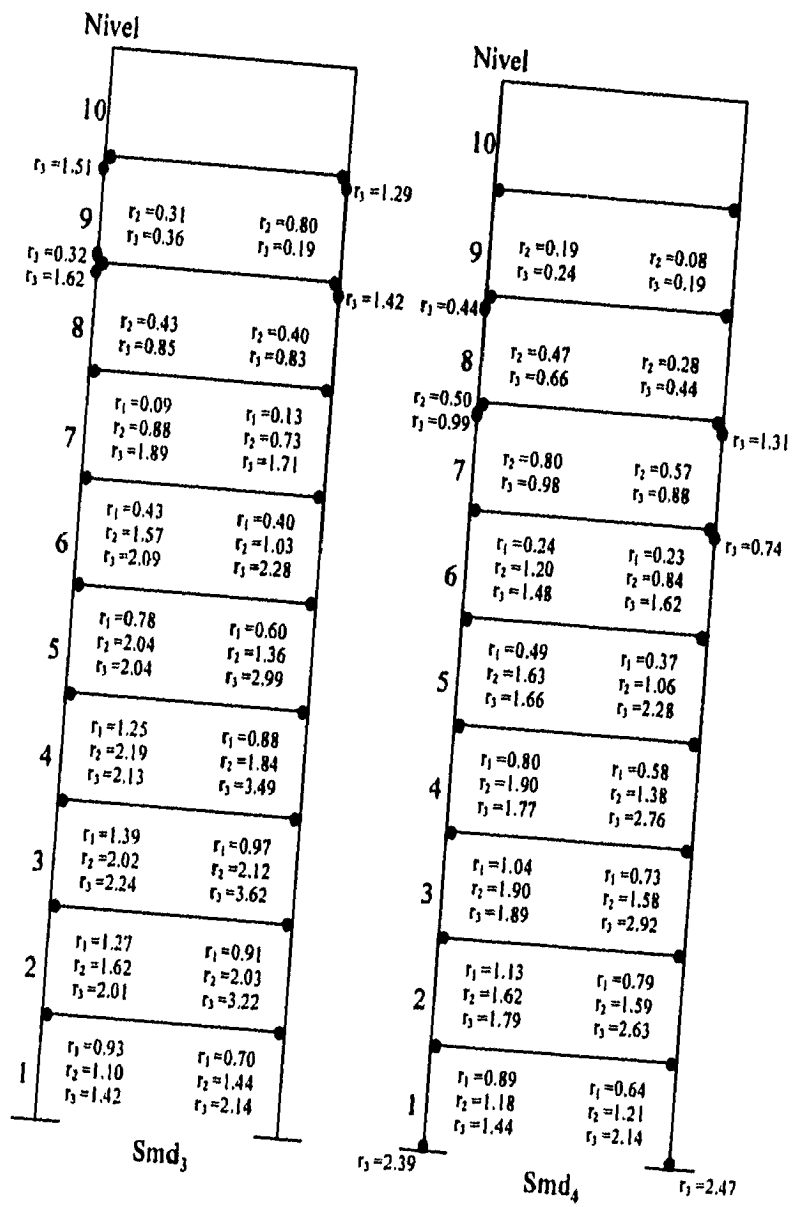


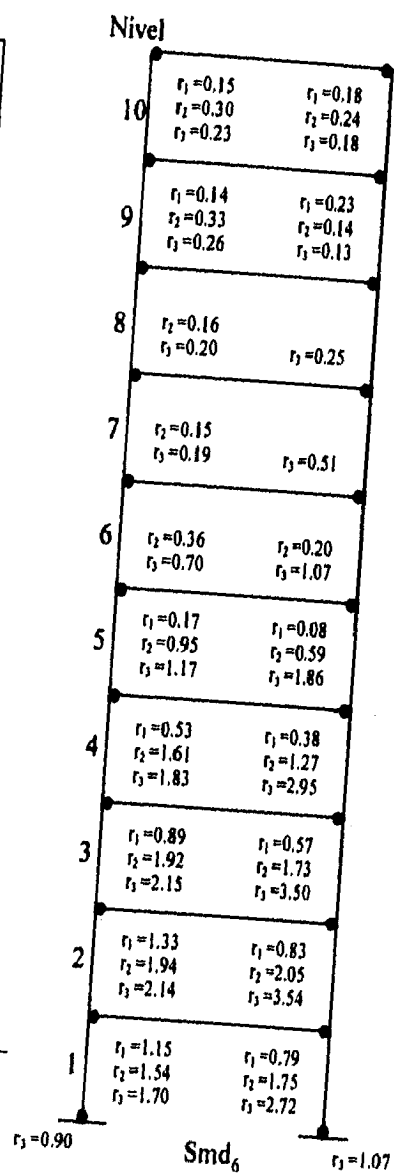
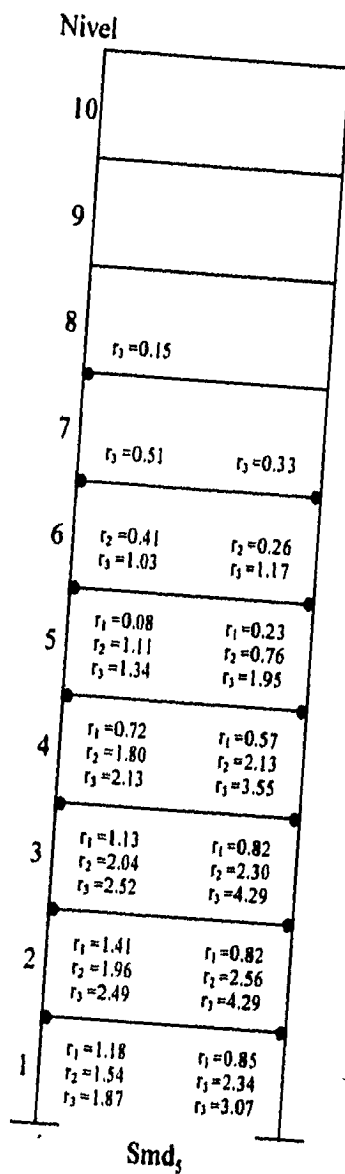






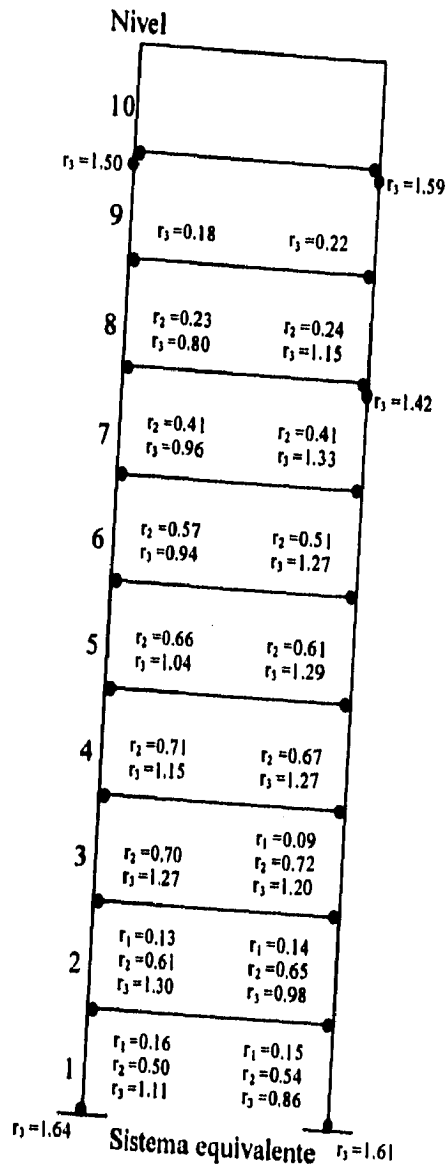


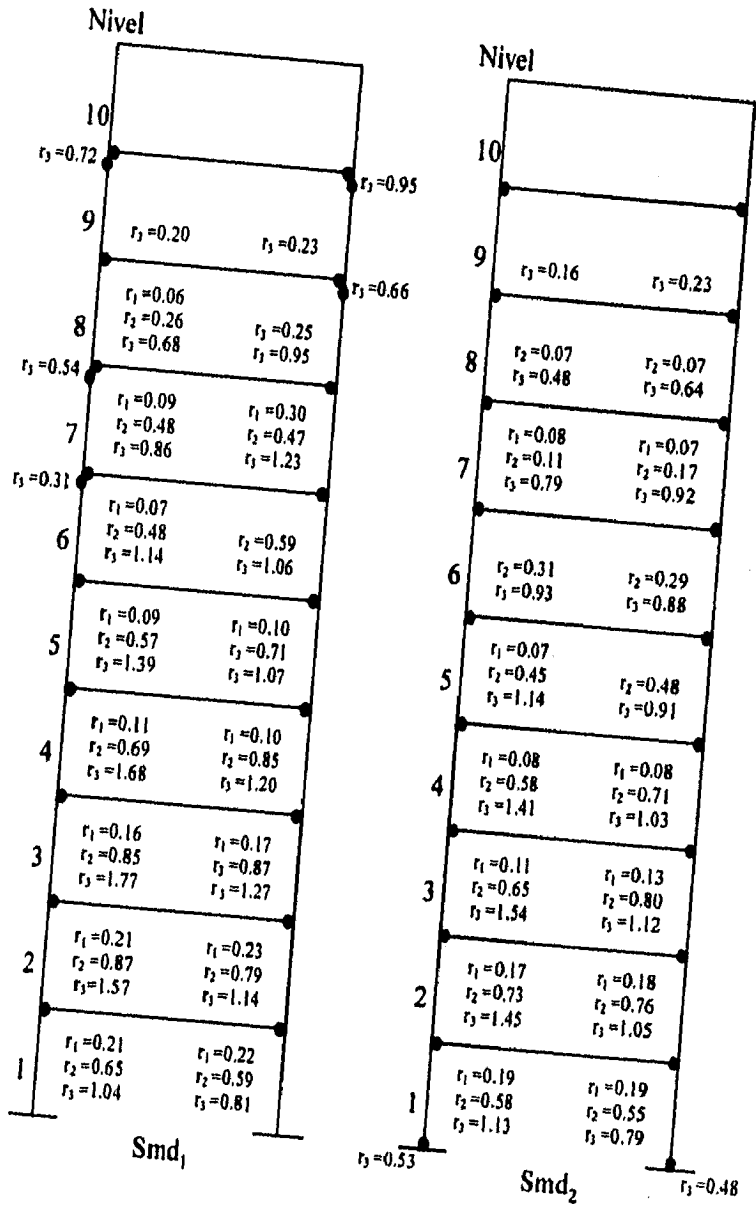


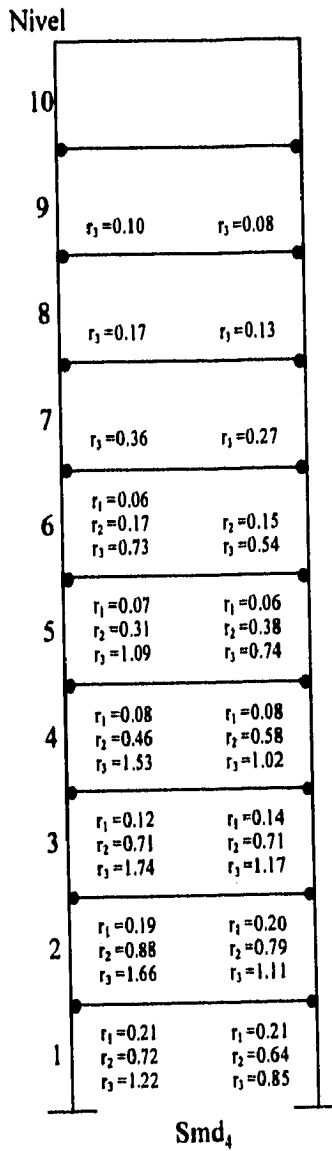
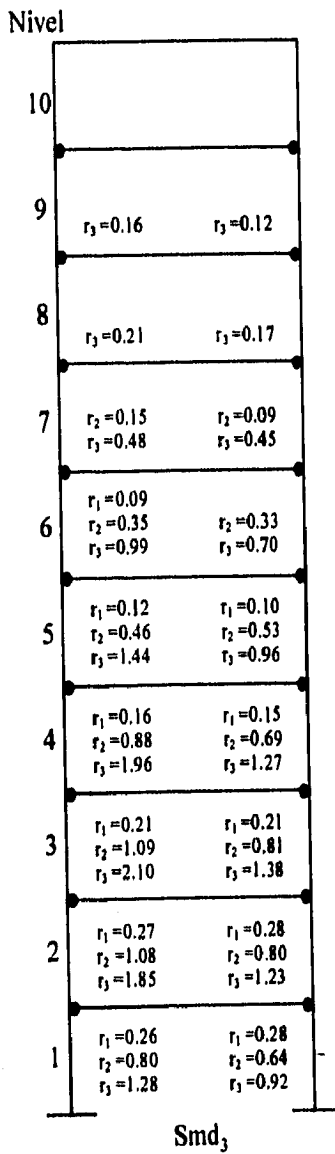


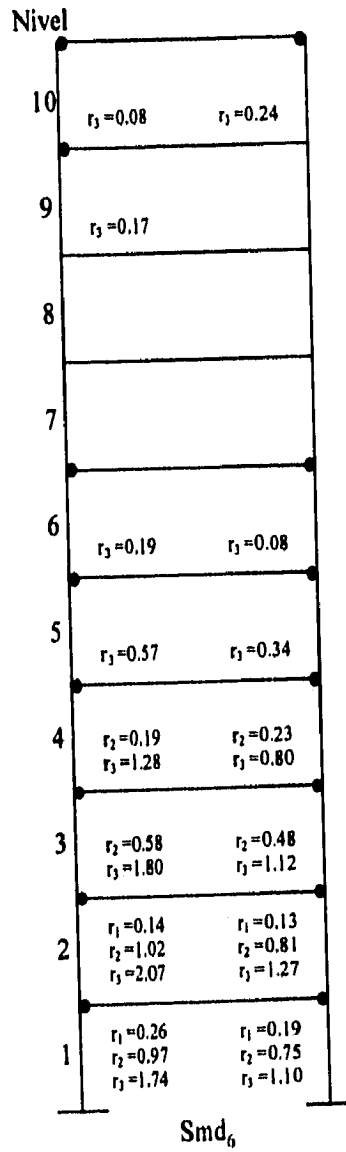
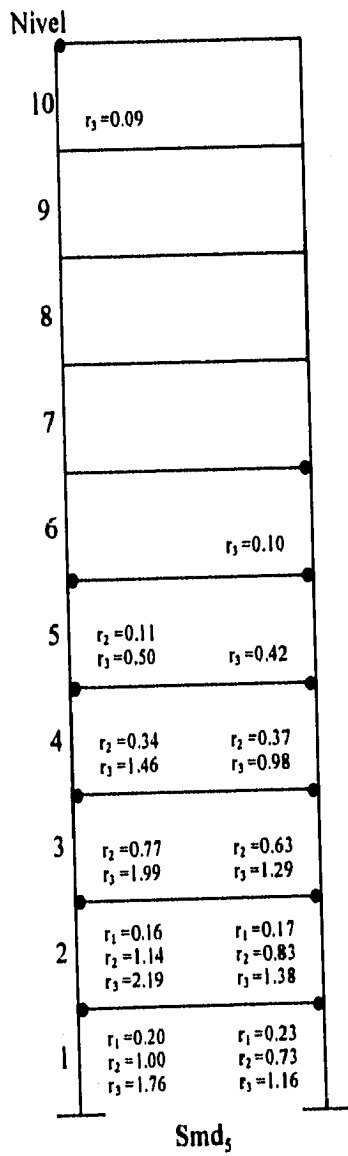
Nivel							
10				$r_3=0.08$			
9				$r_2=0.08$ $r_3=0.11$	$r_3=0.17$	$r_2=0.09$ $r_3=0.13$	$r_3=0.17$
8		$r_1=0.09$		$r_2=0.15$ $r_3=0.25$	$r_2=0.13$ $r_3=0.31$	$r_2=0.18$ $r_3=0.29$	$r_2=0.15$ $r_3=0.35$
7	$r_3=0.34$				$r_3=0.40$		$r_3=0.25$
		$r_1=0.28$	$r_3=0.19$	$r_1=0.29$	$r_3=0.27$	$r_2=0.11$ $r_3=0.33$	$r_3=0.39$
6		$r_1=0.11$		$r_1=0.14$ $r_3=0.85$	$r_2=0.15$ $r_3=0.87$	$r_2=0.11$ $r_3=0.74$	$r_3=0.90$
		$r_2=0.87$	$r_3=0.76$				
5		$r_2=0.18$ $r_3=1.25$	$r_2=0.17$ $r_3=1.19$	$r_2=0.20$ $r_3=1.20$	$r_2=0.23$ $r_3=1.26$	$r_2=0.19$ $r_3=1.11$	$r_2=0.14$ $r_3=1.31$
4		$r_2=0.39$ $r_3=1.58$	$r_2=0.33$ $r_3=1.51$	$r_2=0.38$ $r_3=1.53$	$r_2=0.44$ $r_3=1.55$	$r_2=0.38$ $r_3=1.46$	$r_2=0.43$ $r_3=1.63$
3		$r_2=0.54$ $r_3=1.76$	$r_2=0.53$ $r_3=1.64$	$r_2=0.52$ $r_3=1.69$	$r_2=0.62$ $r_3=1.67$	$r_2=0.52$ $r_3=1.66$	$r_2=0.62$ $r_3=1.73$
2		$r_2=0.62$ $r_3=1.82$	$r_1=0.14$ $r_2=0.65$ $r_3=1.63$	$r_1=0.22$ $r_2=0.86$ $r_3=2.41$	$r_1=0.14$ $r_2=0.99$ $r_3=2.27$	$r_2=0.60$ $r_3=1.74$	$r_1=0.13$ $r_2=0.71$ $r_3=1.71$
1		$r_1=0.18$ $r_2=0.58$ $r_3=1.70$	$r_1=0.17$ $r_2=0.55$ $r_3=1.41$	$r_1=0.18$ $r_2=0.55$ $r_3=1.65$	$r_1=0.17$ $r_2=0.58$ $r_3=1.41$	$r_1=0.12$ $r_2=0.54$ $r_3=1.66$	$r_1=0.20$ $r_2=0.59$ $r_3=1.44$
		$r_2=0.39$ $r_3=2.27$		$r_3=2.88$		$r_3=2.90$	$r_2=0.36$ $r_3=2.24$

Sistema convencional









De forma general, los sistemas se comportan aceptablemente, formando articulaciones plásticas en los extremos de los elementos. El comportamiento de las vigas es inelástico; fluyen antes que las columnas, en congruencia con el criterio de columna fuerte viga débil.

Si los sistemas se excitan con el acelerograma del SCT se puede observar lo siguiente:

- a) En el sistema convencional y equivalente se forman articulaciones plásticas en los niveles del 1 al 3, sin llegar a fallar para una intensidad de Y_1 ($Y_1=1.0g$ ver figura 4.4 capítulo IV).
- b) Para la intensidad de Y_2 ($Y_2=1.25g$) en los sistemas convencional y equivalente se forman articulaciones plásticas en las vigas hasta el nivel 8, sin llegar a fallar.
- c) Los índices de falla local para una intensidad Y_3 ($Y_3=1.5g$) en los sistemas convencional y equivalente son mayores que uno. Se observa que algunas vigas y columnas fallaron; por tanto, los sistemas no tuvieron la suficiente capacidad de disipar toda la energía generada por el sismo.
- d) Para el caso de los sistemas marco-disipador (Smd), a una intensidad Y_1 solamente se comportan inelásticamente las primeras cuatro vigas, la relación de ductilidad no excede del 30% de la capacidad del elemento para las vigas que se articulan.
- e) Para la intensidad Y_2 , los elementos de los Smd se comportan inelásticamente, sin llegar a su capacidad total; permanecen en los siguientes intervalos: para Smd₁, $0.9 < r_2 < 0.0$; Smd₂, $0.75 < r_2 < 0.0$; Smd₃, $0.98 < r_2 < 0.0$; Smd₄, $0.77 < r_2 < 0.0$; Smd₅, $0.80 < r_2 < 0.0$; Smd₆, $0.90 < r_2 < 0.0$.
- f) La mayoría de las vigas sobrepasan los niveles de capacidad de los sistemas marco-disipador para una intensidad Y_3 .

Si comparamos los daños de los sistemas para los tres acelerogramas, podemos concluir:

a) Los sistemas fueron más dañados cuando se excitaron por el acelerograma AX115.

b) Para las intensidades Y_2 y Y_3 del acelerograma AX115 los sistemas se colapsaron y para Y_1 algunos elementos se comportaron inelásticamente, ocasionando daños al sistema.

c) Los acelerogramas del SCT y AX130 ocasionaron daños a los sistemas en los niveles inferiores para la intensidad Y_1 ; para Y_2 incursionan en el rango inelástico sin llegar a la falla y, finalmente, a la intensidad Y_3 los sistemas sobrepasan la capacidad de deformación, dando lugar al colapso.

d) Como se puede observar en las figuras de los sistemas marco-disipador, a mayor rigidez y resistencia de los elementos disipadores se disminuyen los daños en el sistema convencional (marco sin disipador).

6.4 VALORES MEDIOS Y COEFICIENTES DE VARIACION DE LOS DESPLAZAMIENTOS MAXIMOS

En este inciso se presentan las tablas de los coeficientes de variación de los desplazamientos máximos y las gráficas de valores medios de los desplazamientos máximos.

Coeficientes de variación									
Nivel	Sistema convencional			Sistema equivalente			Smd ₁		
	Y ₁	Y ₂	Y ₃	Y ₁	Y ₂	Y ₃	Y ₁	Y ₂	Y ₃
1	0.26	0.41	0.30	0.23	0.30	0.52	0.33	0.19	0.30
2	0.29	0.34	0.26	0.27	0.26	0.43	0.41	0.20	0.24
3	0.32	0.30	0.23	0.28	0.24	0.36	0.47	0.24	0.22
4	0.27	0.29	0.20	0.30	0.23	0.33	0.52	0.29	0.21
5	0.25	0.30	0.18	0.32	0.24	0.29	0.53	0.33	0.22
6	0.23	0.31	0.14	0.32	0.24	0.25	0.53	0.36	0.22
7	0.21	0.31	0.12	0.31	0.24	0.21	0.51	0.38	0.22
8	0.21	0.30	0.11	0.29	0.23	0.16	0.48	0.39	0.22
9	0.20	0.29	0.10	0.27	0.22	0.13	0.46	0.39	0.21
10	0.20	0.29	0.10	0.26	0.22	0.13	0.44	0.38	0.20

6.13 Tabla de coeficientes de variación

Coeficientes de variación									
Nivel	Smd ₂			Smd ₃			Smd ₄		
	Y ₁	Y ₂	Y ₃	Y ₁	Y ₂	Y ₃	Y ₁	Y ₂	Y ₃
1	0.37	0.24	0.40	0.34	0.20	0.17	0.39	0.20	0.33
2	0.43	0.27	0.31	0.41	0.23	0.19	0.45	0.23	0.28
3	0.48	0.31	0.27	0.46	0.24	0.20	0.49	0.26	0.27
4	0.51	0.36	0.25	0.51	0.25	0.21	0.52	0.33	0.27
5	0.51	0.40	0.24	0.53	0.25	0.22	0.52	0.39	0.28
6	0.49	0.44	0.23	0.52	0.29	0.24	0.50	0.43	0.29
7	0.47	0.47	0.22	0.50	0.32	0.25	0.47	0.45	0.30
8	0.44	0.48	0.22	0.47	0.32	0.26	0.44	0.45	0.30
9	0.41	0.48	0.21	0.45	0.31	0.26	0.41	0.44	0.30
10	0.39	0.47	0.20	0.44	0.31	0.25	0.40	0.43	0.30

6.14 Tabla de coeficientes de variación

Donde Y_i representan la intensidad de los acelerogramas.

Coeficientes de variación						
Nivel	Smd ₅			Smd ₆		
	Y ₁	Y ₂	Y ₃	Y ₁	Y ₂	Y ₃
1	0.39	0.24	0.19	0.40	0.23	0.20
2	0.45	0.27	0.22	0.48	0.27	0.22
3	0.48	0.30	0.25	0.51	0.30	0.25
4	0.50	0.33	0.26	0.51	0.36	0.28
5	0.50	0.34	0.28	0.49	0.41	0.30
6	0.48	0.33	0.30	0.46	0.42	0.32
7	0.45	0.31	0.30	0.43	0.40	0.33
8	0.43	0.30	0.29	0.40	0.39	0.32
9	0.42	0.29	0.28	0.39	0.37	0.31
10	0.40	0.27	0.27	0.38	0.36	0.30

6.15 Tabla de coeficientes de variación

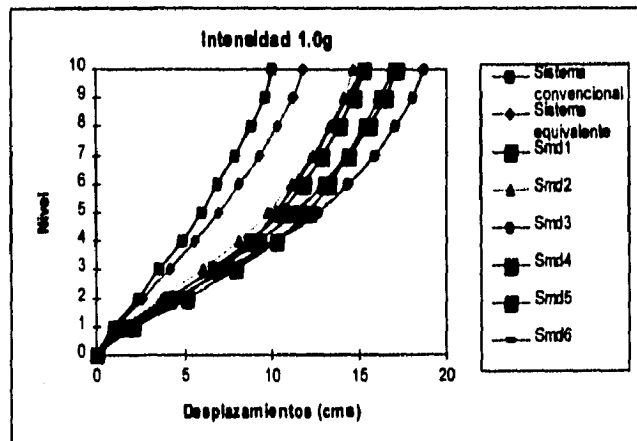


Figura 6.43 Valores medios de los desplazamientos máximos

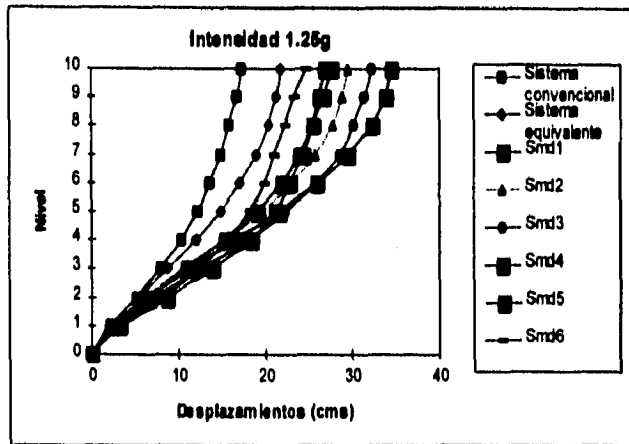


Figura 6.44 Valores medios de los desplazamientos máximos

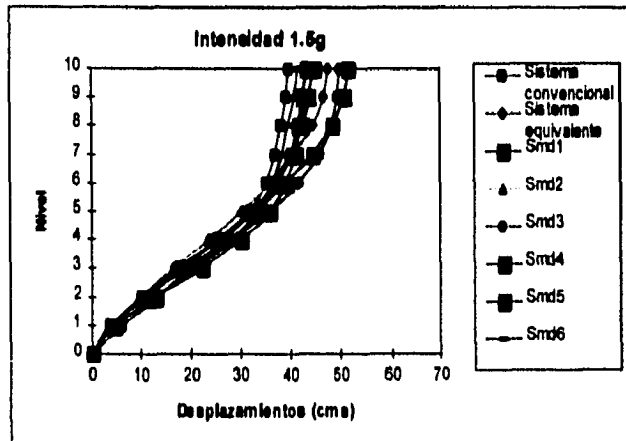


Figura 6.45 Valores medios de los desplazamientos máximos

CAPITULO SIETE

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

Este trabajo tuvo como finalidad evaluar la contribución de los dispositivos disipadores de energía en el sistema convencional. Del análisis de resultados se concluye lo siguiente:

- a) El sistema equivalente representa la respuesta del sistema convencional; por tanto, se supondrá que los sistemas marco-disipador también representan la respuesta del sistema real.
- b) En general los elementos disipadores incursionaron en el rango inelástico, disipando energía y disminuyendo los daños al sistema convencional.
- c) El comportamiento del sistema convencional fue aceptable para intensidades moderadas ($Y < 1.5g$), admitiendo daño en los extremos de las vigas. Para intensidad igual a $1.5g$ el sistema llega al colapso.
- d) Los elementos viga y columna del sistema convencional se diseñaron de forma adecuada, permitiendo que las vigas se deformaran en el rango inelástico antes de que fluyeran las columnas.
- e) El comportamiento más adecuado para los sistemas marco-disipador es el caso donde la relación de rigidez es de 0.75 . Este comportamiento se debe a que el elemento disipador toma la mayor fracción de rigidez generando menores desplazamientos y menos daño al sistema convencional. La relación de resistencia no influye demasiado en los resultados de desplazamientos.
- f) Los elementos disipadores en el nivel diez tienen una rigidez axial muy alta comparada con la rigidez lateral; esto se debe al alargamiento y acortamiento de las columnas. El marco sin disipador (sistema convencional)

es más esbelto a medida que se incrementa la rigidez lateral de los disipadores, dando lugar a deformaciones axiales en las columnas no despreciables y a una alta rigidez axial en el disipador diez.

g) La aportación de la rigidez lateral del entrepiso diez no es proporcional a la rigidez axial del disipador. La resistencia que necesita en proporción no es tan grande como la rigidez axial del disipador, por lo tanto se reconoce que las propiedades supuestas no son realistas.

h) Los elementos disipadores localizados en la parte media del sistema marco-disipador (niveles 3 al 6) presentan ductilidades mayores que los primeros disipadores (nivel 1 y 2). En los primeros casos los disipadores sufren más daño, pero no llegan a fallar. El disipador diez, localizado en el último nivel, tiene una demanda de ductilidad mayor que los demás. Esto se debe a que la resistencia axial de diseño del elemento es pequeña y la rigidez axial es muy grande, ocasionando que el elemento disipador a pequeñas cargas incurriera en el rango inelástico alcanzando ductilidades altas.

i) Los elementos disipadores se comportan de manera estable, manteniendo niveles bajos de fatiga.

j) La respuesta inelástica de los sistemas durante sismos intensos puede ser controlada, minimizando los daños, mediante elementos disipadores de energía, en los cuales se concentra el trabajo inelástico.

k) Se llama la atención sobre las necesidades de proporcionar un criterio de diseño de las diagonales de los extremos superiores.

En general se puede concluir que el uso de un sistema disipador de energía puede reducir el daño estructural a los sistemas marco-disipador. Esto indica que se podrá recomendar el uso de dicho sistema en edificios para mejorar la respuesta de los mismos, reduciendo los costos esperados.

APENDICE A

A.1 RELACIONES MOMENTO-CURVATURA DE ELEMENTOS DE CONCRETO REFORZADO

Para la determinación de la relación momento-curvatura de un elemento cualquiera del marco estructural se recurrió al método de equilibrio y compatibilidad de deformaciones*, considerando los efectos de sobrerresistencia y ductilidad que produce el confinamiento del concreto mediante refuerzo transversal.

Para el caso del concreto, se consideró el modelo propuesto por D. Kent y R. Park (1982, ref 27), en el cual la curva esfuerzo-deformación queda dividida principalmente en dos zonas (fig. A1.1).

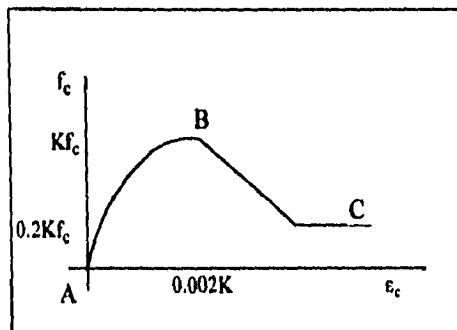


Fig A1.1 Curva esfuerzo deformación del concreto

* Este método consiste en suponer para una determinada deformación unitaria en el concreto, una profundidad del eje neutro que define un estado de deformaciones con distribución lineal, de manera que se presente un equilibrio aceptable entre fuerzas internas y externas.

Uno de los elementos que definen estas zonas es el parámetro K, que toma en cuenta la sobrerresistencia presentada en el concreto por el confinamiento.

$$K = 1 + \frac{\rho_s f_{yw}}{f'_c}$$

Donde:

ρ_s es la relación del volumen de acero de refuerzo transversal y el volumen de concreto que limita el perímetro externo de los estribos.

f_{yw} es el esfuerzo de fluencia del acero de refuerzo transversal.

f'_c es la resistencia del concreto en kg/cm².

La primera porción de la curva (segmento AB de la figura A1.1) aplicable al intervalo $\epsilon_c \leq 0.002K$, queda definida por la ecuación:

$$f_c = Kf'_c \left[\frac{2\epsilon_c}{0.002K} - \left[\frac{\epsilon_c}{0.002K} \right]^2 \right]$$

La segunda región (segmento BC de la figura A1.1), aplicable al intervalo abierto $\epsilon_c > 0.002K$, se define como:

$$f_c = Kf'_c [1 - Z_m (\epsilon_c - 0.002K)] \geq 0.2Kf'_c$$

El parámetro Z_m introduce la disminución lineal del esfuerzo en el concreto por el efecto del confinamiento.

$$Z_m = \frac{0.5}{\frac{3 + 0.03f'_c}{14.23f'_c - 1000} + \frac{3}{4} \rho_s \left[\frac{h''}{s_h} \right]^{1/2} - 0.002K}$$

Donde:

h'' es el ancho del elemento estructural medido hasta el perímetro extremo de los estribos.

s_h es el espaciamiento centro a centro de estribos.

Al igual que para el concreto, existen varios modelos que pretenden explicar el comportamiento del acero de refuerzo. Un criterio elastoplástico perfecto no es representativo del problema en cuestión, debido a que al considerar el confinamiento del concreto se incurre a altas deformaciones que hacen trabajar al acero en zonas de endurecimiento por deformación. Por esta razón, se decidió tomar un criterio que reproduce, de manera muy razonable, la curva completa esfuerzo deformación del acero. En la figura A1.2 se distinguen tres regiones. Para el intervalo $\epsilon_s < \epsilon_y$ se tiene una zona elástica definida por

$$f_s = \epsilon_s E_s$$

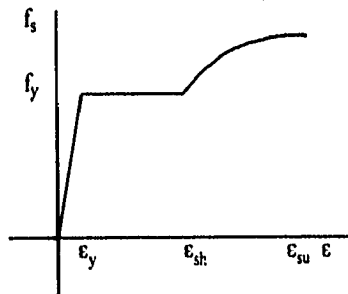


Fig A1.2 Curva esfuerzo-deformación del acero

Para el segundo intervalo, $\epsilon_Y < \epsilon_s < \epsilon_{sh}$, un comportamiento de fluencia representado por

$$f_s = f_Y$$

y finalmente para el intervalo $\epsilon_{sh} < \epsilon_s < \epsilon_{su}$, una curva definida por la ecuación

$$f_s = f_Y \left[\frac{m (\epsilon_s - \epsilon_{sh}) + 2}{60 (\epsilon_s - \epsilon_{sh}) + 2} + \frac{(\epsilon_s - \epsilon_{sh})(60 - m)}{2(30r + 1)^2} \right]$$

donde:

$$m = \frac{\left(\frac{f_{su}}{f_u} \right) (30r + 1)^2 - 60r - 1}{15r^2}$$

$$r = \epsilon_s - \epsilon_{sh}$$

A.2 LONGITUD DE LA ARTICULACION PLASTICA EN ELEMENTOS DE CONCRETO REFORZADO

En el estado límite de colapso de una viga sujeta a carga transversal, se desarrollan zonas plásticas cerca de los extremos fijos donde el momento actuante excede al momento de fluencia, concentrándose una rotación excesiva en esas zonas.

Para el cálculo de la longitud de la zona plástica puede hacer uso de la siguiente ecuación:

$$L_p = 0.5\bar{d}$$

donde \bar{d} es el peralte efectivo del elemento.

ARCHIVO DE DATOS DEL SISTEMA CONVENCIONAL

START STOP MARCO DE 10 NIVELES CONVENCIONAL Q=4

44 8 4 1 10 8 2 0 10 3 6 2 0 0 1 0 0

1 0 0

2 500 0

3 1000 0

4 1500 0

41 0 3000

42 500 3000

43 1000 3000

44 1500 3000

1 41 9 4 300

2 42 9 4 300

3 43 9 4 300

4 44 9 4 300

1 1 1 1 4 1

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

5 12.4125 0 0 8 1 981

9 12.1875 0 0 12 1

13 11.8725 0 0 20 1

21 11.7275 0 0 28 1

29 11.3500 0 0 32 1

33 11.3675 0 0 36 1

37 11.1850 0 0 40 1

41 9.28000 0 0 44 1

1 20 8170 0.02 1.0198 1

41 0 -3.156 0 44 3

42 0 -5.623 0 43

38 0 -6.878 0 39

37 0 -3.784 0 40 3

33 0 -3.967 0 36 3

34 0 -7.061 0 35

29 0 -3.949 0 32 3

30 0 -7.043 0 31

APENDICE B

19	1	1044.0	1552.0							
20	1	1044.0	1044.0							
1	0	0	4.0370	336.40	0	4.0370	-336.40	1.0		
2	0	0	3.8850	323.75	0	3.8850	-323.75	1.0		
3	0	0	3.2600	271.60	0	3.2600	-271.60	1.0		
1	5	6	0	1	5	1	1	0	0	1
2	9	10	0	1	5	2	2	0	0	1
3	13	14	0	1	4	3	3	0	0	1
4	17	18	0	1	4	4	4	0	0	1
5	21	22	0	1	3	5	5	0	0	1
6	25	26	0	1	3	6	6	0	0	1
7	29	30	0	2	2	7	7	0	0	1
8	33	34	0	2	2	8	8	0	0	1
9	37	38	0	2	1	9	9	0	0	1
10	41	42	0	2	1	10	10	0	0	1
11	6	7	0	1	5	11	11	0	0	1
12	10	11	0	1	5	12	12	0	0	1
13	14	15	0	1	4	13	13	0	0	1
14	18	19	0	1	4	14	14	0	0	1
15	22	23	0	1	3	15	15	0	0	1
16	26	27	0	1	3	16	16	0	0	1
17	30	31	0	2	2	17	17	0	0	1
18	34	35	0	2	2	18	18	0	0	1
19	38	39	0	2	1	19	19	0	0	2
20	42	43	0	2	1	20	20	0	0	2
21	7	8	0	1	5	1	1	0	0	2
22	11	12	0	1	5	2	2	0	0	2
23	15	16	0	1	4	3	3	0	0	2
24	19	20	0	1	4	4	4	0	0	2
25	23	24	0	1	3	5	5	0	0	2
26	27	28	0	1	3	6	6	0	0	2
27	31	32	0	1	2	7	7	0	0	2
28	35	36	0	1	2	8	8	0	0	3
29	39	40	0	1	1	9	9	0	0	3
30	43	44	0	1	1	10	10	0	0	3
6	40	5	4	12	0	0				
1	24135910.4			181019.32	0.0	4	4	2	0.00030	0.00030
1	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.0		
2	38661061.5			229102.58	0.0	4	4	2	0.00030	0.00030
2	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.0		
3	58925562.5			282842.70	0.0	4	4	2	0.00030	0.00030
3	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.0		
4	86272916.0			342239.66	0.0	4	4	2	0.00030	0.00030
4	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.0		
5	122188046.4			407293.49	0.0	4	4	2	0.00030	0.00030

APENDICE B

5 0.0 0.0 0.0 0.0 0.0 0.0 1.0
 1 0 0 30.0 -30.0
 2 0 0 35.0 -30.0
 3 0 0 35.0 -35.0
 4 0 0 0.00 -35.0

1 6621.0 6621.0
 2 8228.0 8828.0
 3 5886.0 5886.0
 4 6860.0 6860.0
 5 4586.0 4586.0
 6 5540.0 5540.0
 7 3281.0 3281.0
 8 4640.0 4640.0
 9 2335.0 2335.0
 10 3480.0 3480.0
 11 1440.0 1757.0
 12 1757.0 1757.0

1 1 5 0 5 4 1 1 0 0
 2 2 6 1 5 4 2 2 0 0
 4 4 8 0 5 4 1 1 0 0
 5 5 9 0 5 3 3 3 0 0
 6 6 10 1 5 3 4 4 0 0
 8 8 12 0 5 3 3 3 0 0
 9 9 13 0 4 3 5 5 0 0
 10 10 14 1 4 3 6 6 0 0
 12 12 16 1 4 3 5 5 0 0
 14 14 18 1 4 3 6 6 0 0
 16 16 20 0 4 3 5 5 0 0
 17 17 21 0 3 3 7 7 0 0
 18 18 22 1 3 3 8 8 0 0
 20 20 24 1 3 3 7 7 0 0
 22 22 26 1 3 3 8 8 0 0
 24 24 28 0 3 3 7 7 0 0
 25 25 29 0 2 2 9 9 0 0
 26 26 30 1 2 2 10 10 0 0
 28 28 32 0 2 2 9 9 0 0
 29 29 33 0 2 1 9 9 0 0
 30 30 34 1 2 1 10 10 0 0
 32 32 36 0 2 1 9 9 0 0
 33 33 37 0 1 1 11 11 0 0
 34 34 38 1 1 1 12 12 0 0
 36 36 40 1 1 1 11 11 0 0
 38 38 42 1 1 1 12 12 0 0
 40 40 44 0 1 1 11 11 0 0

STOP

ARCHIVO DE DATOS DEL SISTEMA EQUIVALENTE

START STOP MARCO EQUIVALENTE DE 10 NIVELES Q=4
(Modelo de Takeda)

22 4 2 1 10 8 2 0 10 1 6 2 0 0 1 0 0 0

1 0 0

2 800 0

21 0 3000

22 800 3000

1 21 9 2 300

2 22 9 2 300

1 1 1 1 2 1

1 2 3 4

1 2 5 6

1 2 7 8

1 2 9 10

1 2 11 12

1 2 13 14

1 2 15 16

1 2 17 18

1 2 19 20

1 2 21 22

3 24.8250 0 0 4 1 981

5 24.3750 0 0 6 1

7 23.8950 0 0 10 1

11 23.8995 0 0 14 1

15 22.7000 0 0 16 1

17 22.7350 0 0 18 1

19 22.3700 0 0 20 1

21 18.5750 0 0 22 1

1 8 8170 0.02 1.0198 1

3 0 -17.190 0 4

5 0 -16.542 0 6

7 0 -16.258 0 10

11 0 -15.820 0 14

15 0 -15.378 0 16

17 0 -15.410 0 18

19 0 -15.050 0 20

21 0 -12.465 0 22

4087 0 0 0 SISMO DE S.C.T.

0.41859 0.00465

1 0 0 0 0 0 10 0 0 3 0 0 0

4 2 6 4 8 6 10 8 12 10

APENDICE B

```

1 0 0 0.00 -50.0
2 0 0 50.0 -50.0
3 0 0 50.0 -44.5
4 0 0 44.5 -44.5
1 3 17113.0 17113.0
2 3 12949.0 12949.0
3 3 10050.0 10050.0
4 3 7153.0 7153.0
5 3 4780.0 4780.0
6 3 2891.0 2891.0
1 1 3 1 1 1 1 1 0 0
3 3 5 1 1 2 2 2 0 0
5 5 7 1 2 2 3 3 0 0
7 7 9 1 2 2 3 3 0 0
9 9 11 1 3 2 4 4 0 0
11 11 13 1 3 2 4 4 0 0
13 13 15 1 4 3 5 5 0 0
15 15 17 1 4 4 5 5 0 0
17 17 19 1 5 4 6 6 0 0
19 19 21 0 5 4 6 6 0 0
20 20 22 0 5 4 6 6 0 0
STOP

```

ARCHIVO DE DATOS DEL SISTEMA MARCO-DISIPADOR

```

START STOP MARCO A11MD DE 10 NIVELES Q=4
( Modelo de Takeda )
22 4 2 1 10 8 3 0 10 1 6 2 0 0 1 0 0 0
1 0 0
2 800 0
21 0 3000
22 800 3000
1 21 9 2 300
2 22 9 2 300
1 1 1 1 2 1
1 2 3 4
1 2 5 6
1 2 7 8
1 2 9 10
1 2 11 12
1 2 13 14
1 2 15 16
1 2 17 18

```


APENDICE B

1	0	0	6.0900	812.00	0	6.0900	-812.00	1.0				
2	0	0	7.3200	976.00	0	7.3200	-976.00	1.0				
3	0	0	7.5748	1010.0	0	7.5748	-1010.0	1.0				
1	3	4	0	1	5	1	1	0	0	3	0	1.0
2	5	6	0	1	5	2	2	0	0	3	0	1.0
3	7	8	0	1	4	3	3	0	0	3	0	1.0
4	9	10	0	1	4	4	4	0	0	3	0	1.0
5	11	12	0	1	3	5	5	0	0	3	0	1.0
6	13	14	0	1	3	6	6	0	0	3	0	1.0
7	15	16	0	2	2	7	7	0	0	2	0	1.0
8	17	18	0	2	2	8	8	0	0	2	0	1.0
9	19	20	0	2	1	9	9	0	0	2	0	1.0
10	21	22	0	2	1	10	10	0	0	1	0	1.0
6	20	5	4	8	0	0						
1	182969832.10			705167.5800		0.0	4	4	2	0.0003	0.0003	
1	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.0			
2	130466700.80			594903.0509		0.0	4	4	2	0.0003	0.0003	
2	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.0			
3	88253565.30			489787.3899		0.0	4	4	2	0.0003	0.0003	
3	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.0			
4	58117885.79			397249.1780		0.0	4	4	2	0.0003	0.0003	
4	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.0			
5	36109832.58			313127.2336		0.0	4	4	2	0.0003	0.0003	
5	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.0			
1	0	0	0.00	-46.38								
2	0	0	46.38	-46.38								
3	0	0	46.38	-41.32								
4	0	0	41.32	-41.32								
1	19865.5			19865.5								
2	12820.7			12820.7								
3	11090.4			11090.4								
4	7658.0			7658.0								
5	5884.0			5884.0								
6	4182.0			4182.0								
7	2585.6			2585.6								
8	2167.2			2167.2								
1	1	3	1	1	1	1	1	0	0			
3	3	5	1	1	2	2	2	0	0			
5	5	7	1	2	2	3	3	0	0			
7	7	9	1	2	2	3	3	0	0			
9	9	11	1	3	2	4	4	0	0			
11	11	13	1	3	2	5	5	0	0			
13	13	15	1	4	3	6	6	0	0			
15	15	17	1	4	4	6	6	0	0			
17	17	19	1	5	4	7	7	0	0			

APENDICE B

```

19 19 21 0 5 4 8 8 0 0
20 20 22 0 5 4 8 8 0 0
1 10 10 0
1 2100.0 0.0 13.890 1.1820 1.1820 0
2 2100.0 0.0 10.354 1.4460 1.4460 0
3 2100.0 0.0 9.943 1.4360 1.4360 0
4 2100.0 0.0 9.491 1.3367 1.3367 0
5 2100.0 0.0 8.836 1.2600 1.2600 0
6 2100.0 0.0 8.588 1.1027 1.1027 0
7 2100.0 0.0 6.517 1.2349 1.2349 0
8 2100.0 0.0 5.549 1.1039 1.1039 0
9 2100.0 0.0 4.874 0.8280 0.8280 0
10 2100.0 0.0 5.317 0.3013 0.3013 0
1 1 4 0 1 0 0 0 0 0 0
2 3 6 0 2 0 0 0 0 0 0
3 5 8 0 3 0 0 0 0 0 0
4 7 10 0 4 0 0 0 0 0 0
5 9 12 0 5 0 0 0 0 0 0
6 11 14 0 6 0 0 0 0 0 0
7 13 16 0 7 0 0 0 0 0 0
8 15 18 0 8 0 0 0 0 0 0
9 17 20 0 9 0 0 0 0 0 0
10 19 22 0 10 0 0 0 0 0 0
STOP

```

REFERENCIAS

- 1 Villaverde, R., "Are Vibration Control Techiques a Competitive Alternative for the Seismic Design of Structures", Memorias del Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica, Puerto Vallarta, México, Octubre, 1993
- 2 Buckle, I. G. and Mayes, R.L., "Seismic Isolation-History, and performance-A world View", Earthquake Spectra, Vol. 6, No. 2
- 3 Pall, A. S. and Marsh, C., "Response of Friction Damped Braced Frames", Journal of the Structural Division, ASCE 108
- 4 Filiatrault, A. and Cherry, S., "Seismic Test of Friction Damped Steel Frames", Proceedings of tht 3rd conference on the Dynamic Response of Structures, Engineering Mechanics Division of the ASCE, los Angeles Calif., 1986
- 5 Pekau, O. A. and Guimond, R., "Controlling Seismic Response of Eccentric Structures by Friction Dampers", Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol. 20, 1991
- 6 Robinson, W.H. and Greenbank, L.R., "An Extrusion Energy Absorber Suitable for the Protection of Structures During an Earthquake", Int. Jnl. of Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol. 4, 1976

- 7 Aiken, Y. D., Kelly, J.M. and Mahmoodi, P., "The Application of Viscoelastic Dampers to Seismically Resistant Structures", Proc. of 4th National Conference on Earthquake Engineering, Earthquake Engineering Research Institute, El Cerrito, Calif. Vol 3

- 8 Alonso, L. J., "Mechanical Characteristics for X-plate Energy Dissipators", CE 299 Report, University of California at Berkeley, May 1989

- 9 Wittaker, A. S., Bertero, V.V., Alonso, L.J. Thompson, C.L., "Passive Energy Dissipation Using Steel Plate Added Damping and Stiffness Elements", Proceedings of the International Meeting on Base Isolation and Passive Energy Dissipation, Assisi, Italy, June 1989

- 10 Scholl, R.E., "Site Zonation Effects on the Performance of Structures with Added Damping and Stiffness Elements", Fourth International Conference on Seismic Zonation, Stanford, California, August 1991

- 11 Aguirre, M. y Sánchez, R., "Pruebas de Elementos Disipadores de Energía Sísmica", Revista Construcción y Tecnología, IMCYC, Vol I, No 10

- 12 Aguirre, M. y Sánchez R., "Disipadores de Energía Sísmica", Revista Construcción y Tecnología, IMCYC, Vol III, No 27, 1990

- 13 Sánchez, R. "Alternativas para Instalar Dispositivos Disipadores de Energía de Edificios", Informe del Instituto de Ingeniería para la DGAPA, UNAM, Septiembre, 1992

- 14 Soong, T.T., Masri, S.F. and Housner, H.M., "An Overview of Active Structural Control Under Seismic Loads", Earthquake Spectra, No 3, 1991

- 15 Imbeault, F y Nielsen, N, "Effect of de Degrading Stiffnees on the Response of the Multistory Frames Subjected to Earthquake", Proceedings, V WCEE, Roma, Italia, 1973
- 16 Clough, R W y Johnston, S B, "Effect of Stiffness Degradation on Earthquake Ductility Requirement", Proceedings, Japan Earthquake Engineering Symposium, Science Council of Japan, Tokio, Japon, Octubre, 1966
- 17 Mahin, S A y Bertero, V V, "Nonlinear Seismic Response of a Coupled Wall System", Journal of the Structural Division, ASCE, Vol 102, No ST9, 1976
- 18 Takeda, T, Sozen, M A y Neilsen, N N, "Reinforced Concrete for Earthquake Response Analysis", Journal of the Faculty of Engineering, University of Tokyo, Vol XXXVI, No 2, Mayo, 1981
- 19 Otani, S, "Inelastic Analysis of R/C frame Structures", Journal of the Structural Division, ASCE, Vol 100, No ST7, Julio, 1974
- 20 Powel, G H, "Supplement to Computer Program Drain", Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley, Agosto, 1975
- 21 Meli R, "Bases para los Criterios de Diseño Estructural del Proyecto del Reglamento de Construcciones del Distrito Federal", Instituto de Ingeniería, UNAM, Junio, 1976
- 22 Departamento del Distrito Federal. "Normas Técnicas para Diseño por Sismo", Gaceta Oficial del DDF 1987, México, D.F.

23 Departamento del Distrito Federal. "Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto", Gaceta Oficial del DDF 1987, México, D.F.

24 Departamento del Distrito Federal. "Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal", Diario Oficial de la Federación, 3 Julio de 1987, México D.F.

25 Urrego, O.E. "Elección del mejor arreglo de disipadores en un marco estructural plano", Trabajo final presentado a la DEPFI, UNAM, como requisito para obtener el grado de Maestra en Ingeniería (Estructuras), Diciembre, 1994

26 Ruíz E. "Análisis y Diseño de un Edificio de 20 niveles con Disipadores de Energía Sísmica y sin ellos", Trabajo de Tesis presentado en la Facultad de Ingeniería, UNAM, para obtener el grado de Ingeniero Civil, Agosto 1995

27 Park R y T Paulay, "Estructuras de concreto reforzado", Departamento de Ingeniería Civil, Universidad de Canterbury, Christchurch, Nueva Zelanda, Editorial Limusa, 1991.

El presente trabajo fue parcialmente patrocinado por la Dirección General de Apoyo al Personal Académico (Proyecto IN 107695-UNAM).