

ESCUELA POLITÉCNICA DEL EJÉRCITO

CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL

**“ANÁLISIS SÍSMICO DE ESTRUCTURAS CON DISIPADORES
DE ENERGÍA VISCOELÁSTICOS USANDO ESPECTROS Y
ACELEROGRAMAS”**

PREVIA A LA OBTENCIÓN DEL TÍTULO DE:

INGENIERO CIVIL

ELABORADO POR:

ANDRÉS VICENTE COSTA CASTRO

SANGOLQUI, MAYO del 2007

RESUMEN

Este proyecto de tesis presenta el análisis sísmico de estructuras con disipadores de energía viscoelásticos usando espectros y acelerogramas como alternativa para el reforzamiento de estructuras muy débiles. Para el espectro CEC-2000 se analiza una estructura normal sin disipadores, usando diagonales conformadas por perfiles de determinada sección y finalmente se realiza el análisis de la estructura con los disipadores.

Como un aporte adicional a este estudio, se compara la respuesta en el tiempo de tres estructuras de tres, seis y nueve pisos ante la acción de los sismos de El Centro de 1940, de México de 1985 y de Chile de 1985. Se consideran dos alternativas, la primera en que la estructura está conformada únicamente por vigas y columnas y la segunda, que contempla la incorporación de disipadores de energía viscoelásticos.

ABSTRACT

This thesis project presents the seismic analysis of structures with viscoelastic energy dissipators using spectra and acelerograms as an alternative to the reinforcement of very weak structures. For the CEC-2000 spectrum, a normal structure is analyzed without dissipators, using diagonals conformed by steel shapes of known cross section and finally the structure analysis with dissipators is carried out.

As an additional contribution to this study, the time history behavior of three, six and nine stories structures before the action of the earthquakes of El Centro of 1940, of Mexico 1985 and of Chile 1985. Another two alternatives of structures are considered, the first one is only conformed by beams and columns and the second one includes viscoelastic energy dissipators.

CERTIFICACIÓN

Certifico que el presente trabajo fue realizado en su totalidad por el **SR. ANDRÉS VICENTE COSTA CASTRO** como requerimiento parcial a la obtención del título de **INGENIERO CIVIL**.

Sangolquí, Mayo del 2007

Dr. Roberto Aguiar Falconí
DIRECTOR

Ing. Marcelo Romo Proaño, Msc.
CODIRECTOR

DEDICATORIA

A mis queridos y abnegados padres Alicia y Vicente que durante toda mi vida siempre me brindaron su amor y apoyo incondicionales, que se han ganado mi corazón no solo por ser mis padres, sino por ser mis mejores amigos y mi ejemplo a seguir.

Con mucho cariño ,

ANDRÉS COSTA.

AGRADECIMIENTO

A mis padres por su apoyo y ejemplo, a mi querida esposa Violeta por su comprensión y cariño.

Al Dr. Roberto Aguiar Falconí primero por la oportunidad de realizar este trabajo en el Centro de Investigaciones Científicas, segundo por el apoyo generoso de sus valiosos conocimientos y por su paciencia y cordialidad en el trabajo.

Al Ing. Marcelo Romo por el apoyo brindado y su colaboración en la dirección de este proyecto de grado.

Al Ing. Pablo Caiza por su desinteresada y generosa colaboración a lo largo de mi carrera porque a más de ser un buen maestro, es un gran amigo.

Y a todos quienes hacen el Centro de Investigaciones Científicas, por su gentil amistad.

ANDRÉS COSTA.

ÍNDICE DE CONTENIDOS

Introducción	1
--------------------	---

CAPÍTULO I

ANÁLISIS DEL SISMO DE BAHÍA DE CARÁQUEZ DE 1998

1.1 Descripción general del daño observado	3
1.1.1 Aspectos Sismológicos	3
1.1.2 Danos Estructurales	4
1.2 Reconstrucción de Edificios Afectados por el Sismo.....	13
1.3 Reforzamiento de estructuras mediante encamisado y mediante incorporación de elementos estructurales	15
1.4 Otra alternativa de reforzamiento mediante disipadores de energía	21
1.4.1 La disipación de energía en estructuras	23
1.4.2 Clasificación de los disipadores de energía	26
1.4.3 Disipadores de energía viscoelásticos	27

CAPÍTULO II

DISIPADORES DE ENERGÍA VISCOELÁSTICOS

2.1 Modelo de Kelvin-Voight para cargas armónicas	31
2.2 Carga Armónica, Deformación y Energía disipada	32
2.3 Comportamiento de la goma	34
2.3.1 Rigidez de la goma... ..	36
2.3.2 Factor de Pérdida	37
2.3.3 Amortiguamiento Efectivo	39
2.4 Disipadores de Goma Tipo cajón perfil.....	40
2.4.1 Rigidez Equivalente	41
2.5 Procedimiento de Análisis Sísmico con disipadores de energía	42
2.5.1 Matriz de Rigidez	44
2.5.2 Matriz de Masas	50
2.5.3 Modos de Vibración	52
2.5.4 Amortiguamiento Equivalente	55

CAPÍTULO III

ANÁLISIS SÍSMICO USANDO ESPECTRO

3.1 Espectro de diseño CEC-2000	61
3.2 Análisis Modal Espectral con un grado de libertad por planta	65
3.3 Cortante Basal mínimo	68
3.4 Control de la Deriva Máxima de Piso	70
3.5 Control del Efecto P- Δ	71
3.6 Espectro para diferente factor de amortiguamiento.....	74
3.7 Descripción del programa de disipadores viscoelásticos UnificadoE	77
3.8 Manual de uso del programa	86

3.9	Estructura de Ejemplo	87
-----	-----------------------------	----

CAPÍTULO IV

COMPORTAMIENTO SÍSMICO DE UNA ESTRUCTURA USANDO ESPECTRO

4.1	Descripción de la estructura	94
4.2	Análisis Sísmico de la estructura sin disipadores	96
4.3	Análisis Sísmico de la estructura con diagonales dobles y con disipadores	97
4.4	Análisis Sísmico de la estructura con una diagonal y con disipadores	109

CAPÍTULO V

ANÁLISIS EN EL TIEMPO

5.1	Matriz se masa y rigidez	116
5.2	Matriz de amortiguamiento tipo Wilson y Penzien	117
5.3	Procedimiento de Espacio de Estado	118
5.4	Descripción del programa de disipadores viscoelásticos UnificadoA	120
5.5	Manual de uso del programa	127
5.6	Estructura de Ejemplo	132

CAPÍTULO VI

COMPORTAMIENTO SÍSMICO DE ESTRUCTURAS

6.1	Descripción de las estructuras de 3, 6, 9 pisos	141
6.2	Análisis en el tiempo de las estructuras sin disipadores de energía ante los sismos de México 85, Chile 85 y El Centro 40	147
6.3	Análisis sísmico en el tiempo de las estructuras con disipadores de energía ante los sismos de México 85, Chile 85 y El Centro 40	156

CAPÍTULO VII

CONCLUSIONES	179
---------------------------	-----

LISTADO DE TABLAS

CAPÍTULO I:

ANÁLISIS DEL SISMO DE BAHÍA DE CARÁQUEZ DE 1998

Tabla 1.1 Clasificación de los edificios más dañados

Tabla 1.2 Comportamiento estructural en edificios de hormigón armado de más de tres pisos

CAPÍTULO II:

DISIPADORES DE ENERGÍA VISCOELÁSTICOS

Tabla 2.1 Dimensiones de la goma, factor de pérdida y rigidez equivalente

Tabla 2.2 Amortiguamiento y frecuencias de una estructura con disipadores

CAPÍTULO III:

ANÁLISIS SÍSMICO USANDO ESPECTRO

Tabla 3.1 Parámetros que definen el espectro elástico del CEC-2000

Tabla 3.2 Variables a, b, c, d en función del tipo de suelo, Aguiar (2006)

Tabla 3.3 Valores propuesto de R_r por el ATC-1995

Tabla 3.4 Factor Z en función de la zona sísmica

Tabla 3.5 Derivas máximas permitidas en los códigos

Tabla 3.6 Error medio encontrado con B_0 . Aguiar y Álvarez (2007)

Tabla 3.7 Resultados de la Corrida de la estructura ejemplo

CAPÍTULO IV:

COMPORTAMIENTO SÍSMICO DE UNA ESTRUCTURA USANDO ESPECTRO

Tabla 4.1 Resultado del análisis de la estructura sin diagonales

Tabla 4.2 Resultado del análisis de la estructura con diagonales dobles

Tabla 4.3 Resultado del análisis de la estructura con dos disipadores de goma de 3cm

Tabla 4.4 Resultado del análisis de la estructura con dos disipadores de goma de 5cm

Tabla 4.5 Resultado del análisis de la estructura con dos diagonales para sección 2

Tabla 4.6 Resultado del análisis de la estructura con dos disipadores de goma de 3cm

Tabla 4.7 Resultado del análisis de la estructura con dos disipadores de goma de 5cm

Tabla 4.8 Resultado del análisis de la estructura con una diagonal para sección 1

Tabla 4.9 Resultado del análisis de la estructura con dos disipadores de goma de 3cm, para la sección 1

Tabla 4.10 Resultado del análisis de la estructura con dos disipadores de goma de 5cm, para la sección 1

Tabla 4.11 Resultado del análisis de la estructura con una diagonal para sección 2

Tabla 4.12 Resultado del análisis de la estructura con dos disipadores de goma de 3cm, para la sección 2

Tabla 4.13 Resultado del análisis de la estructura con dos disipadores de goma de 5cm, para la sección 2

CAPÍTULO V: ANÁLISIS EN EL TIEMPO

Tabla 5.1: Dimensiones de la goma y rigidez equivalente

CAPÍTULO VI: COMPORTAMIENTO SÍSMICO DE ESTRUCTURAS

Tabla 6.1 Estructura de tres pisos. Dimensión de elementos. Peso total por piso

Tabla 6.2 Estructura de seis pisos. Dimensión de elementos. Peso total por piso

Tabla 6.3 Estructura de nueve pisos. Dimensión de elementos. Peso total por piso

Tabla 6.4 Resultados de análisis para la estructura de tres pisos

Tabla 6.5 Resultados de análisis para la estructura de seis pisos

Tabla 6.6 Resultados de análisis para la estructura de nueve pisos

Tabla 6.7 Amortiguamiento con el que contribuye la estructura

Tabla 6.8 Amortiguamiento con el que contribuyen los disipadores

Tabla 6.9 Amortiguamiento total

Tabla 6.10 Resultados de análisis para la estructura de tres pisos con disipadores

Tabla 6.11 Amortiguamiento con el que contribuye la estructura de seis pisos

Tabla 6.12 Amortiguamiento con el que contribuyen los disipadores

Tabla 6.13 Amortiguamiento total para la estructura de 6 pisos

Tabla 6.14 Resultados de análisis para la estructura de seis pisos con disipadores

Tabla 6.15 Amortiguamiento con el que contribuye la estructura de nueve pisos

Tabla 6.16 Amortiguamiento con el que contribuyen los disipadores

Tabla 6.17 Amortiguamiento total para la estructura de 9 pisos

Tabla 6.18 Resultados de análisis para la estructura de nueve pisos con disipadores

Tabla 6.19 Resumen de Resultados de análisis para las estructuras sin disipadores

Tabla 6.20 Resumen de Resultados de análisis para las estructuras con disipadores

Tabla 6.21 Rigidez equivalente para distintos espesores de goma

Tabla 6.22 Resultados para la estructura de nueve pisos con espesor de 3cm

Tabla 6.23 Resultados para la estructura de nueve pisos con espesor de 4cm

Tabla 6.24 Resultados para la estructura de nueve pisos con espesor de 5cm

Tabla 6.25 Resumen de Resultados de análisis para la estructura de 9 pisos

LISTADO DE FIGURAS

CAPÍTULO I:

ANÁLISIS DEL SISMO DE BAHÍA DE CARÁQUEZ DE 1998

- Figura 1.1** Daño en edificaciones de hormigón armado en barrios marginales
- Figura 1.2** Edificio El Calipso, antes y después del sismo de Bahía de Caráquez
- Figura 1.3** Daños estructurales y arquitectónicos en el Edificio Karina
- Figura 1.4** Gran nivel de daño estructural en la planta baja del Edificio Los Corales
- Figura 1.5** Daño en junta de construcción en columna
- Figura 1.6** Daño en la columna más afectada del Hospital Miguel H. Alcívar
- Figura 1.7** Encamisado metálico: Columna reforzada mediante angulares y presillas
- Figura 1.8** Sección de Encamisado de hormigón
- Figura 1.9** Encamisado de hormigón en una columna del hospital Miguel H. Alcívar
- Figura 1.10** Refuerzo de hormigón en viga que puede incorporar armadura
- Figura 1.11** Refuerzo mediante perfil metálico y conectores
- Figura 1.12** Fotografías en la reconstrucción del Hospital Miguel H. Alcívar
- Figura 1.13** Subsistemas estructurales de una estructura sismorresistente con disipadores de energía Cahís (2001)
- Figura 1.14** Sistemas de conexión entre disipadores y la estructura porticada Cahís (2001)
- Figura 1.15** Amortiguador tipo sándwich
- Figura 1.16** Amortiguador Cilíndrico
- Figura 1.17** Amortiguador tipo cajón-perfil

CAPÍTULO II:

DISIPADORES DE ENERGÍA VISCOELÁSTICOS

- Figura 2.1** Modelo de Kelvin-Voight para cargas armónicas
- Figura 2.2** Respuesta histerética Bergman (1990)
- Figura 2.3** (a) Espesor de la goma entre placas de acero antes de la deformación, (b) Deformación de la Goma, (c) Área de Corte
- Figura 2.4** Variación de los módulos G_a y G_p con el porcentaje de la deformación máxima. Vera (2000)
- Figura 2.5** Disipador con placas de protección
- Figura 2.6** Coordenadas globales para el elemento viga
- Figura 2.7** Coordenadas globales para el elemento columna
- Figura 2.8** Coordenadas globales para el disipador
- Figura 2.9** Submatrices de la matriz de rigidez del pórtico
- Figura 2.10** Modelo de masas concentradas de un pórtico plano
- Figura 2.11** Modos de vibración para un edificio de tres pisos
- Figura 2.12** Estructura de dos pisos con disipadores de energía
- Figura 2.13** Estructura de dos pisos con disipadores de energía

CAPÍTULO III:

ANÁLISIS SÍSMICO USANDO ESPECTRO

- Figura 3.1** Espectros: Elástico e Inelástico del CEC-2000
- Figura 3.2** Coeficiente C
- Figura 3.3** Comparación de las formas espectrales para $\xi = 0.09$ para S1 y S2. Aguiar y Álvarez (2007)

Figura 3.4 Comparación de las formas espectrales para $\xi = 0.09$ para S3 y S4. Aguiar y Álvarez (2007)

Figura 3.5 Distribución en planta de la estructura de dos pisos con disipadores de energía

Figura 3.6 Pórtico tipo de la estructura de dos pisos

Figura 3.7 Sección del disipador

CAPÍTULO IV:

COMPORTAMIENTO SÍSMICO DE UNA ESTRUCTURA USANDO ESPECTRO

Figura 4.1 Vista 3D de la estructura de 3 pisos

Figura 4.2 Distribución en planta

Figura 4.3 Pórtico tipo de la estructura de 3 pisos

Figura 4.4 Distribución en planta de las diagonales

Figura 4.5 Vista espacial de la estructura con diagonales dobles

Figura 4.6 Pórtico de la estructura con diagonales dobles

Figura 4.7 Características de los perfiles para la sección 1

Figura 4.8 Derecha: Sección de la diagonal. Izquierda; Distribución en el pórtico

Figura 4.9 Sección del disipador para la sección 1

Figura 4.10 Sección de la diagonal para la sección 2

Figura 4.11 Características de los perfiles para la sección 2

Figura 4.12 Sección de la diagonal para la sección 2

Figura 4.13 Vista espacial de la estructura con una diagonal por vano

Figura 4.14 Pórtico de la estructura con una diagonal por vano

CAPÍTULO V:

ANÁLISIS EN EL TIEMPO

Figura 5.1 Distribución en planta de la estructura de dos pisos con disipadores de energía

Figura 5.2 Pórtico tipo de la estructura de dos pisos

Figura 5.3 Sección del disipador

Figura 5.4 Archivo que contiene las características del pórtico

Figura 5.5 Desplazamientos por piso en función del tiempo para una estructura de dos pisos

CAPÍTULO VI:

COMPORTAMIENTO SÍSMICO DE ESTRUCTURAS

Figura 6.1 Vista en planta de las estructuras de 3, 6 y 9 pisos

Figura 6.2 Pórtico tipo de la estructura de 3 pisos

Figura 6.3 Pórtico tipo de la estructura de 6 pisos

Figura 6.4 Pórtico tipo de la estructura de 9 pisos

Figura 6.5 Izquierda: Edificio destruido por el terremoto de México. Derecha: Danos en el terremoto de Chile

Figura 6.6 Acelerogramas de México 85, Chile 85 y Centro 40

Figura 6.7 Vista 3D de la estructura de 3 pisos

Figura 6.8 Vista 3D de la estructura de 6 pisos

Figura 6.9 Vista 3D de la estructura de 9 pisos

Figura 6.10 Periodo fundamental de las estructuras en los acelerogramas

Figura 6.11 Dimensiones Perfil Cajón y Perfil Canal

Figura 6.12 Derecha: Sección del Disipador. Izquierda: Disposición del disipador

Figura 6.13 Derecha: Sección del Disipador. Izquierda: Disposición del disipador

- Figura 6.14** Vista 3D de la estructura de 3 pisos con disipadores
Figura 6.15 Pórtico tipo de la estructura de 3 pisos con disipadores
Figura 6.16 Periodo de la estructura con disipadores en acelerogramas
Figura 6.17 Vista 3D de la estructura de 6 pisos con disipadores
Figura 6.18 Pórtico tipo de la estructura de 6 pisos con disipadores
Figura 6.19 Periodo de la estructura con disipadores en acelerogramas
Figura 6.20 Vista 3D de la estructura de 9 pisos con disipadores
Figura 6.21 Pórtico tipo de la estructura de 9 pisos con disipadores
Figura 6.22 Periodo de la estructura con disipadores en acelerogramas

INTRODUCCIÓN

En el transcurso de la historia, la acción sísmica de los terremotos ha dejado grandes e irre recuperables pérdidas a la humanidad golpeando fuertemente su economía impidiendo así su desarrollo. Entre los sismos más importantes que han ocurrido en los últimos años en nuestro país tenemos el sismo de Bahía de Caráquez con un $M_s = 7.1$ que tuvo lugar el 4 de agosto de 1998 afectando así a varias poblaciones. La mayoría de estructuras calculadas en los últimos 10 o 20 años no han sido diseñados con características de sismo resistencia, incluso algunos de los diseños actuales presentan grandes deficiencias como lo confirman los estudios hechos a alguno edificios de Bahía de Caráquez y de Quito.

La necesidad de desarrollar técnicas o métodos de rehabilitación estructural para edificaciones existentes ha venido cobrando importancia en Latino América en las últimas décadas. Esta necesidad se justifica en Ecuador principalmente en dos aspectos: la mayoría de ciudades de nuestro país se encuentran ubicadas en zonas de amenaza sísmica intermedia y alta; y por otro lado, muchas de las edificaciones antiguas existentes, no fueron diseñadas para soportar cargas sísmicas. Y son estructuras muy flexibles.

En nuestro medio se han venido usando métodos para reforzar estructuras como lo son encamisados metálicos, encamisados de hormigón e incorporación de elementos estructurales. En los últimos tiempos han surgido nuevas ideas respecto a la protección de edificios ante el peligro sísmico. En base a consideraciones derivadas del avance tecnológico, se ha propuesto resolver el problema: hacer las construcciones más

seguras, de otra manera, y conseguir que el sismo afecte menos a las estructuras. La idea es acoplar a la estructura un sistema mecánico y lograr que este último absorba una parte de la energía sísmica que le llega al conjunto.

Se han ideado diversos dispositivos que representan lo que aquí se está llamando sistema mecánico y que en la literatura técnica se denominan como sistemas de protección pasiva. Estos sistemas han tomado varias formas: disipadores pasivos, fluencia de metales, fricción, deformación de metales sólidos viscoelásticos, deformación de fluidos viscoelásticos, extrusión de metales, forzando a un fluido a pasar por un orificio y recientemente aleaciones con memoria que recuperan su forma.

En base a lo expuesto se determinó la necesidad de realizar una investigación de un modelo estructural con la adaptación de un dispositivo viscoelástico de disipación de energía en estructuras como alternativa para el reforzamiento o rehabilitación de las mismas.

CAPÍTULO I: ANÁLISIS DEL SISMO DE BAHÍA DE CARÁQUEZ DE 1998

1.5 DESCRIPCIÓN GENERAL DEL DAÑO OBSERVADO

1.5.1 ASPECTOS SISMOLÓGICOS.

El día martes 4 de agosto de 1998 dos importantes sismos sacudieron al Ecuador y de manera especial a la costa ecuatoriana. El primer sismo (o sismo premonitor) de una magnitud de 5.7 grados en la escala de Richter, se sintió a las 12:35 PM hora local, y el epicentro fue ubicado a una profundidad de aproximadamente 28 km. En cambio el segundo y más fuerte de los sismos, se registró a las 13:59 hora local con un magnitud de 7.1 grados en la escala de Richter y su epicentro fue situado a 10 km. al norte de la ciudad de Bahía de Caráquez y a una profundidad de 37 km según el Instituto Geofísico de la Escuela Politécnica Nacional. La duración efectiva del sismo más fuerte fue de 111 segundos según el registro de la red sísmica del austro.

Este terremoto fue sentido en todo el Ecuador y en la parte sur de Colombia, es el evento más grande ocurrido con epicentro en esta zona desde el terremoto del 19 de Enero de 1958 de magnitud Ms 7.8. Al final de ese año se registraron 200 replicas la mayor de las cuales tuvo una magnitud de mb 5.0

Se estima una intensidad de 8 en base al daño registrado en el terremoto de Bahía de Caráquez y una aceleración máxima aproximada de suelo en roca de 0.30g. Aguiar *et al* (1998).

1.5.2 DAÑOS ESTRUCTURALES

Las ciudades más afectadas a causa de estos movimientos son Bahía de Caráquez, Chone, Junin y Portoviejo, siendo esta última capital de la Provincia de Manabí. Los

daños reportados mostraron que el daño más importante, desde el punto de vista social, es el sector de la vivienda ha sido uno de los más afectados; desde el punto de vista económico el mayor monto de daño se produjo en los edificios de la zona turística y comercial de la ciudad. sin embargo los sismos también ocasionaron algunos daños en la infraestructura vial de la provincia, así como en algunos establecimientos hospitalarios. Aguiar *et al* (1998).

Entre los establecimientos de salud dañados se puede destacar el Hospital Miguel Alcívar de la ciudad de Bahía de Caráquez, el cual fue evacuado debido a la magnitud de los daños. Así mismo en la ciudad de Chone, el Hospital Napoleón Dávila Córdoba sufrió algunas fisuras en sus paredes, por lo cual se desalojaron algunos ambientes. Los problemas en el comportamiento de las edificaciones ante el sismo de Bahía de Caráquez, tuvieron una relación directa con las propiedades de los materiales estructurales usados, los procesos constructivos y detalles arquitectónicos, así como distintos niveles de asesoramiento técnico, por lo que su respuesta sísmica fue muy particular en cada caso. En el caso de edificaciones de hormigón armado pueden diferenciarse las siguientes. Romo(1998).

a) Edificaciones de hormigón armado de 1 o 2 pisos

En general, las estructuras diseñadas acorde al Código Ecuatoriano de la Construcción y construidas por profesionales competentes, que están en su mayoría ubicadas en la zona turística de la ciudad, salieron mejor libradas que los edificios altos, pues la mampostería ayudó a soportar parte de las fuerzas sísmicas. El problema se presentó en los barrios marginales por el hecho de que un alto número de viviendas de hormigón armado nunca fueron diseñadas ni construidas por profesionales capacitados, lo que

provocó que tales inmuebles sufran un nivel de daño muy alto, al punto de quedar inservibles, como se puede observar a continuación.



Figura 1.1 Daño en edificaciones de hormigón armado en barrios marginales. Romo (1998)

En la zona turística, alrededor del 10% de las edificaciones de hormigón armado de hasta 2 pisos tuvo daños importantes en la estructura, mientras que, en las zonas suburbanas, alrededor del 50% de las edificaciones del mismo tipo tuvo daños graves, que inclusive llevaron a la necesidad de realizar derrocamientos.

b) Edificaciones de hormigón armado de 3 o más pisos

Estas estructura son en su gran mayoría edificios de departamentos vacacionales, y en menor proporción son edificios de oficinas o edificios de servicios. Por las condiciones en que quedó la ciudad luego del Fenómeno del Niño, los edificios de departamentos vacacionales estuvieron prácticamente desocupados durante el sismo, lo que significó que el daño provocado por el sismo fuera menor que el esperado. Los aspectos a considerarse en estas edificaciones son:

- Tuvieron algún nivel de asesoramiento técnico tanto en el diseño como en la construcción. La calidad de dicho asesoramiento no siempre fue la apropiada.
- Estuvieron sometidas a desplazamientos y aceleraciones mayores que las edificaciones de menor altura, lo que significó un mayor daño de los elementos arquitectónicos, muebles y enseres.
- La mampostería juega un papel diferente en el comportamiento de la estructura (está integrada parcialmente a los elementos resistentes por que primero se construye la estructura y luego se coloca la mampostería).

Los daños en las edificaciones de Bahía se produjeron por la concurrencia simultánea de varios de los factores siguientes:

- Calidad de la estructuración
- Capacidad resistente de la estructura
- Capacidad portante de los suelos
- Calidad de los materiales estructurales
- Calidad de los materiales arquitectónicos
- Calidad de los detalles arquitectónicos y constructivos

En la tabla 1.1 se indica la clasificación del nivel de daño de los edificios más dañados en Bahía de Caráquez a causa del sismo del 4 de agosto de 1998 y en la tabla 1.2 hay una lista seleccionada de las edificaciones mayores o iguales a 3 pisos con relación al comportamiento estructural con el numero de edificaciones.

Tabla 1.1 Clasificación de los edificios más dañados

CLASIFICACIÓN	EDIFICIO	Nº PISOS
COLAPSO TOTAL	El Calipso	6

SEVERO DAÑO	Karina	5
	Los Corales	5
	Mendoza	5
	Hotel Italia	4
DAÑO MODERADO	El Delfín	5
	Hospital Alcívar	5

Tabla 1.2 Comportamiento estructural en edificios de hormigón armado de más de tres pisos

COMPORTAMIENTO	Nº EDIFICIOS	PORCENTAJE
COLAPSO TOTAL	1	2.9
SEVERO DAÑO	4	11.8
DAÑO MODERADO	2	5.9
DAÑO MAMPOSTERIA O LEVE EN ESTRUCTURA	23	67.6
SIN DAÑO	4	11.8
TOTAL	34	100

La siguiente figura presenta una fotografía del edificio El Calipso antes y después del sismo de Bahía, éste fue el edificio con mayor daño registrado, el colapso total como se puede observar en la fotografía de la derecha.

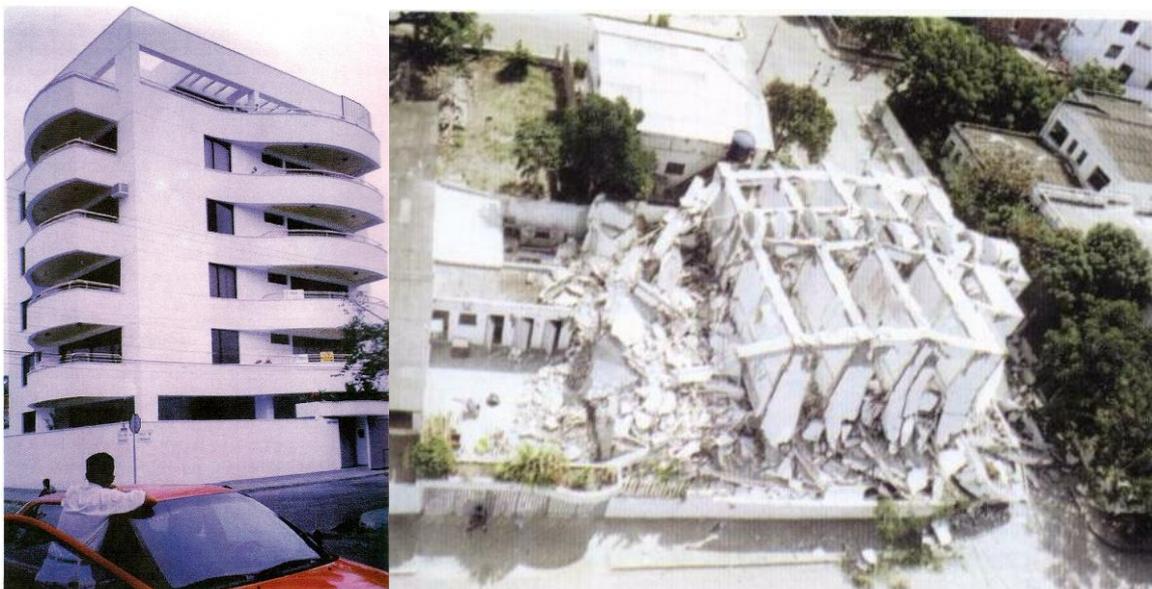


Figura 1.2 Edificio El Calipso, antes y después del sismo de Bahía de Caráquez

El Calipso era una construcción de 6 pisos. La planta baja tenía una altura de 4.14 m con una piscina semicubierta y el área de parqueaderos, la altura del resto de plantas es de 2.88 m, la estructura era bastante flexible, todas las derivas de piso superaban el 1%. La sección transversal de las columnas de los tres primeros pisos era constante de tal manera que se tenía un primer piso blando por la diferencia de alturas.

La estructura del edificio Karina (figura 1.3) fue otra que estuvo a punto de colapsar, es una edificación de cinco pisos, el mayor daño ocurrió en la cabeza y pie de las columnas de los dos primeros pisos, los otros pisos no presentaron daño considerable.

El Calipso y Karina, con tres ejes en cada dirección ortogonal, poseen sobrerresistencias muy bajas, lo que cuando ingresan al rango no lineal experimentan demasiado daño. La ductilidad local es bastante alta para estas estructuras, lo cual no es garantía para que las edificaciones tengan un buen comportamiento sísmico. Es primordial, que las construcciones situadas en zonas de alto riesgo sísmico tengan valores altos de sobrerresistencia y ductilidad para poder garantizar un buen comportamiento.



Figura 1.3 Daños estructurales y arquitectónicos en el Edificio Karina

Los Corales es un edificio de cinco pisos, en el cual el daño ocurrió en todas las columnas de la planta baja. Los cuatro pisos superiores no presentaron daño. Esta estructura es muy flexible porque tiene una losa sin vigas descolgadas y columnas con un promedio de 35 cm de lado. Las columnas de planta baja sufrieron daño en cabeza y pie de columna y en la fotografía se indica el daño típico registrado. Se puede observar que existe suficiente armadura longitudinal pero el refuerzo transversal es insuficiente, está constituido únicamente por cerrado de 8 mm que no se cumple con la armadura. La falla de "columna corta" se presenta en las columnas del perímetro, donde por razones arquitectónicas al lado de la columna existían ventanas cuya altura es menor a la cuarta parte de la altura total del piso. Aguiar *et al* (1998).



Figura 1.4 Gran nivel de daño estructural en la planta baja del Edificio Los Corales

Otra edificación, el Hotel Italia, presentó daño únicamente en las columnas de planta baja, construcción de la década de los años cincuenta o sesenta, en la cual la planta baja tiene mayor altura que los pisos superiores y la sección transversal de las columnas es constante, por lo que, la planta baja es más débil que los pisos superiores contrario a los principios de diseño sísmico de edificios.

El edificio El Delfín, de cinco plantas de alto, también tuvo daño en las columnas del planta baja y problemas de piso blando. En el proceso constructivo de las columnas se colocaron el hormigón en las dos terceras partes de su altura, luego hormigonaron la última parte de tal forma que se formó una junta de construcción lo que genera una articulación plástica y es donde se presentó el daño como se puede apreciar en la figura 1.5.



Figura 1.5 Daño en junta de construcción en columna

Los edificios con plantas irregulares con problemas fueron el edificio Mendoza que tiene forma de “L” sin ninguna junta de construcción y además presenta un cambio brusco de rigidez en donde colapsaron los últimos pisos cuarto y quinto. en elevación. El tercer piso al tener un mayor número de líneas resistentes tiene una mayor rigidez que los dos últimos. pisos, de tal forma que el corrimiento lateral de estos pisos es mucho mayor que el corrimiento lateral de los pisos inferiores. Aparte existían unos elementos horizontales esbeltos que no estaban anclados a las columnas, estaban trabajando simplemente apoyados.

Otro edificio con irregularidad en planta fue el Hospital Miguel H. Alcívar, tiene dos bloques simétricos en forma de ”L” y uno en forma “T”. Cuatro columnas perimetrales de planta baja del presentan daño a nivel de núcleo por efecto de la torsión en planta. El Índice de daño global del primer piso es 0.0727 valor bajo. Favorablemente el daño fue menor del 10%, lo que facilitó el reforzamiento del hospital del que se hablara con más detalle en la siguiente sección.



Figura 1.6 Daño en la columna más afectada del Hospital Miguel H. Alcívar.

La mayoría de las estructuras estudiadas son muy flexibles, compuestas por losas con vigas banda y con derivas de piso que superan el 1 %. Además, la sección transversal de las columnas son muy bajas. Algo común en la mayor parte de edificaciones analizadas es que tenían problemas de "piso blando" en la planta baja. A este problema se añaden otros como tener "columnas cortas" , estructuras irregulares en planta y elevación, falta de refuerzo transversal que provoca fallas por corte.

Por todo lo expresado anteriormente se tuvo estructuras muy vulnerables ante las acciones sísmicas. Puede, en términos generales, concluirse que las edificaciones de hormigón armado de Bahía de Caráquez tuvieron un buen comportamiento estructural, aproximadamente el 20% de ellas tuvieron un mal comportamiento en el rango inelástico que son las que se han descrito y el 80% restante tuvieron un muy buen comportamiento estructural si se considera que el sismo tuvo una magnitud de 7.1. El 67.6% tuvo un ligero daño estructural, de

acuerdo a lo previsto en las normativas y códigos sísmicos, el mayor daño en éstas edificaciones se presentó a nivel de mampostería. Aguiar *et al* (1998).

1.2 RECONSTRUCCIÓN DE EDIFICIOS AFECTADOS POR EL SISMO

La reconstrucción o reparación de estructuras dañadas por un sismo, principalmente consiste en el refuerzo o aumento de las dimensiones del elemento estructural dañado, pieza de cimentación o estructura afectada. En general los refuerzos se suelen realizar con hormigón o mortero, estructura metálica o resinas, aunque también existen otros métodos (con pretensado, anclajes, por cambio de esquema estructural...) También se suele colocar muros de corte o aumentar el numero de elementos estructurarles.

La reconstrucción de la estructura de una edificación no puede ser tomada a la ligera. Debe existir previo a ésta un análisis muy detallado en el que deben participar especialistas en el área.

Para la reconstrucción de estructuras afectadas por un sismo deben considerarse los siguientes criterios. Romo *et al* (1998):

- a) **Análisis de Defectos Técnicos del Diseño.** Además de repararse los elementos visiblemente dañados por el sismo deben considerarse aquellos elementos cuyo daño no es visible. Deberán reforzarse también los elementos que se verán afectados con nuevos sismos ya que por el reforzamiento la estructura cambia de comportamiento. También debe analizarse detalladamente el comportamiento del suelo de cimentación y la interacción suelo-estructura.
- b) **Análisis de Defectos Constructivos.** Si la falla del edificio se debe a defectos de construcción, es prácticamente imposible predecir en que sitios de la

edificación se producirán nuevos daños, siendo imposible reforzar adecuadamente la estructura.

- c) **Relación Costo-Beneficio.** Para este criterio debe tomarse en consideración que un edificio reparado no puede alcanzar el mismo valor comercial que el edificio nuevo, debido a que siempre existe una depreciación a causa de una disminución de su demanda en el mercado. Los compradores siempre prefieren adquirir un bien nuevo a un bien reparado. Si el costo comercial del edificio una vez reparado, es inferior al costo de la reparación no es conveniente considerar la reconstrucción.
- d) **Seguridad del Edificio Durante la Reconstrucción.** Deben tomarse las precauciones necesarias para asegurar que el edificio tenga la suficiente resistencia durante el proceso de reconstrucción, de tal modo que no exista ningún riesgo para el personal que trabaja en la reconstrucción ni para los edificios colindantes.
- e) **Análisis de Alternativas de Reconstrucción.** Puede ser que el reforzamiento de los elementos estructurales dañados sea suficiente para llegar a un comportamiento adecuado de la edificación. Esporádicamente el reforzamiento de una estructura puede demandar la modificación del comportamiento de la estructura ante los sismos, en este caso podría crearse una segunda estructura, integrada adecuadamente a la primera, más rígida que la estructura original, que resista fundamentalmente las cargas sísmicas, mientras que la estructura original podría resistir fundamentalmente las cargas gravitacionales.

1.3 REFORZAMIENTO DE ESTRUCTURAS MEDIANTE ENCAMISADO Y MEDIANTE INCORPORACIÓN DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES

EN COLUMNAS

Para el caso de columnas el refuerzo puede hacerse de las formas siguientes:

- Mediante un encamisado
- Por medio de un

hormigón

Estos sistemas se basan en unos elementos verticales que resisten la carga vertical y unos elementos de atado o zunchado transversalmente que transfieren la carga a los elementos verticales y confinan el hormigón, lo que se traduce en un aumento de la resistencia del hormigón y un aumento del módulo de elasticidad lo que proporciona mayor plasticidad al hormigón.



refuerzo puede hacerse

metálico

encamisado de

unos elementos

carga vertical y unos

zunchado

transfiere la carga a

Figura 1.7 Encamisado metálico: Columna reforzada mediante angulares y presillas

El encamisado metálico consiste en colocar unos angulares en sus esquinas zunchados contra el pilar mediante presillas transversales, también se puede zunchar transversalmente mediante un tubo metálico, en el caso de pilares circulares.

Los encamisados de hormigón se resuelven adosando unas armaduras verticales y estribos como zunchado. Se prepararán las superficies de contacto, picando el enlucido de la columna vieja, para obtener un hormigón rugoso y que haya una correcta adherencia entre el hormigón del elemento dañado y el mortero de reparación. De esta manera se aumenta la rigidez del elemento estructural y su capacidad de resistencia.

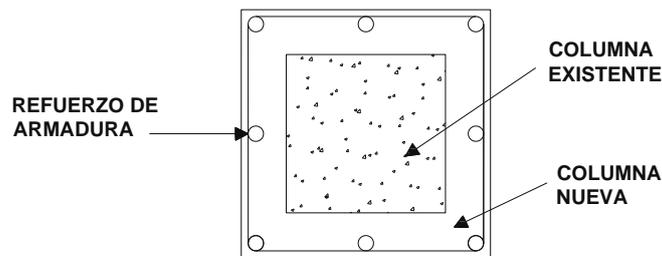


Figura 1.8 Sección de Encamisado de hormigón



Figura 1.9 Encamisado de hormigón en una columna del hospital Miguel H. Alcívar

En la figura 1.9 se indica una fotografía que corresponde al encamisado de hormigón en una de las columnas del hospital Miguel H. Alcívar mencionado en la sección anterior y cuyos estudios para el reforzamiento se realizaron en el Centro de Investigaciones Científicas de la Escuela Politécnica del Ejército. En la figura se puede observar una parte de la columna existente y el refuerzo o encamisado de hormigón, el proceso constructivo para el reforzamiento de este miembro estructural consistió en, primeramente, picar el enlucido para tener una superficie rugosa que permita la adherencia del hormigón viejo con el hormigón nuevo, además sobre esta superficie se aplicó con brocha un adhesivo Sika. Las posibles dificultades que se presentan son en el momento de la fundición, primero se tiene un tiempo máximo de dos horas luego de aplicada la resina o adhesivo para colocar el nuevo hormigón en el encofrado, y segundo no es posible la fundición completa de la columna, debido a la necesidad de dejar un espacio en la parte alta de la columna donde se conecta con la losa, para por allí poder verter el hormigón.

EN VIGAS

Un procedimiento que se realiza para el caso de vigas, es mediante la rotura de bovedillas que están en contacto con la viga para ampliar las dimensiones de ésta, colocando la armadura necesaria envuelta por estribos (es mejor emplear mayor número de barras con diámetro inferior que pocas varillas y diámetros mayores, ya que suelen quedar mal ancladas) para luego hormigonar. De esta forma se aumenta la rigidez y también la resistencia a cortante de la viga, pero el inconveniente que surge es la aparición de un cuelgue de unos 5 cm o más según las dimensiones del refuerzo que dependerá de la demanda de resistencia que tenga la estructura (figura 1.10).

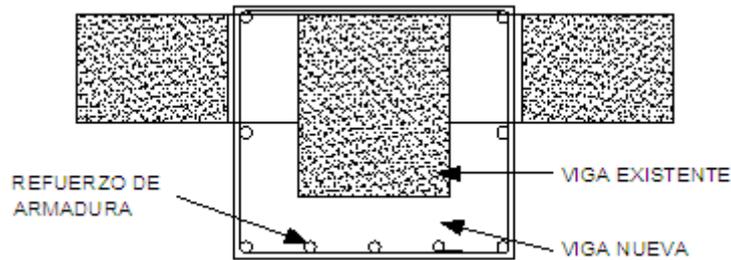


Figura 1.10 Refuerzo de hormigón en viga que puede incorporar armadura

Otro procedimiento sería el de apoyar la viga de hormigón en perfiles metálicos, unidos a collarines que se colocan sujetos con perno en las cabezas de pilares. Se puede mejorar el sistema colocando al perfil metálico conectores unidos al hormigón con mortero expansivo de forma que se obtiene una viga mixta, consiguiendo mayor resistencia y rigidez. También se puede colocar un perfil metálico sujeto a la viga mediante conectores, formando una viga mixta. En el caso de vanos extremos puede aumentarse la rigidez de los pilares, con lo cual se estaría reforzando directamente la armadura.

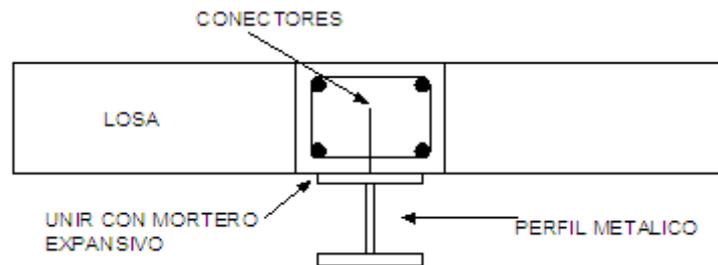
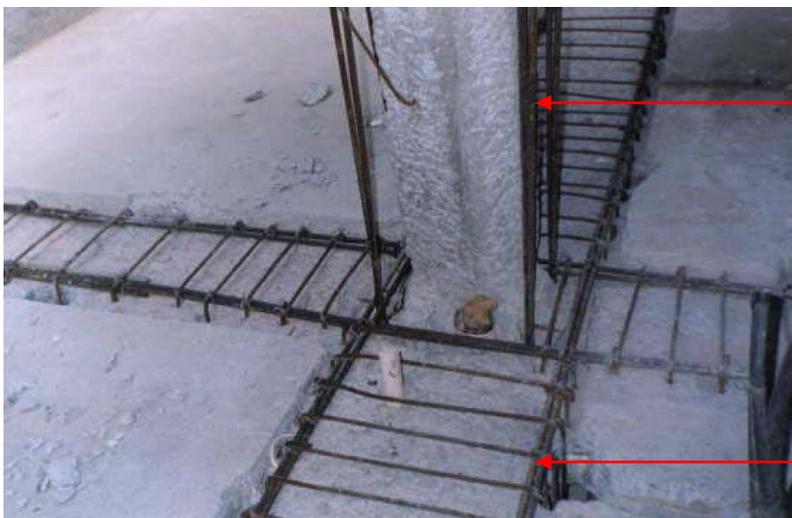


Figura 1.11 Refuerzo mediante perfil metálico y conectores

Las siguientes fotografías fueron tomadas en el reforzamiento del Hospital Miguel H. Alcívar. Para colocar la nueva armadura de refuerzo en las vigas hay que perforar o taladrar la losa para que puedan pasar los estribos. Es preciso apuntalar correctamente los puntos críticos ya que en estas condiciones la estructura es mas débil. Se usa también un adhesivo epóxico sika para la adherencia de los hormigones.

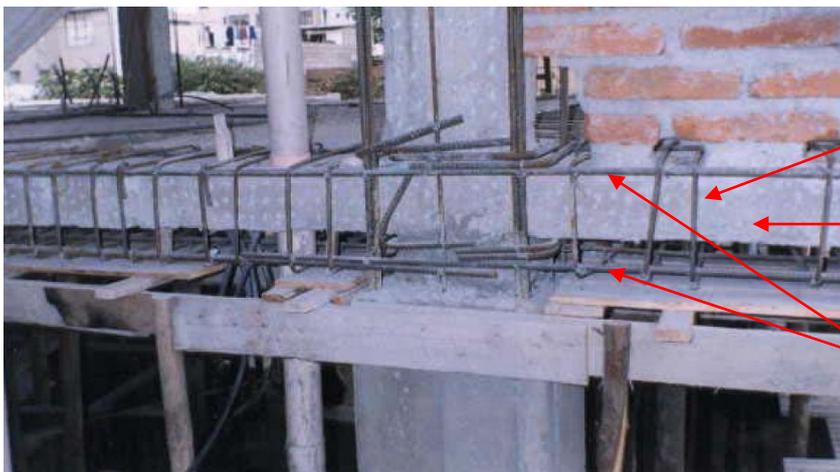


ARMADURA EXTRA
DE REFUERZO
PARA VIGAS Y
COLUMNAS



REFUERZO
LONGITUDINAL
PARA COLUMNA

REFUERZO
TRANSCERSAL Y
LONGITUDINAL
EN VIGAS



REFUERZO
TRANSAVERSAL

VIGA
EXISTENTE

REFUERZO
LONGITUDINAL

Figura 1.12 Fotografías en la reconstrucción del Hospital Miguel H. Alcívar

El costo de reforzamiento y reparación del hospital estuvo alrededor de los 300.000 dólares más 540.000 dólares de rehabilitación integral con un total de 840.000 dólares cantidad relativamente pequeña en comparación al costo estimado de 8'500.000 dólares de toda la instalación.

Las desventajas de usar encamisados son:

- Las medidas de seguridad que se toman deben ser muy rigurosas para no poner en riesgo al personal de trabajo, a la edificación y edificaciones colindantes.
- Al aumentar las secciones de los elementos estructurales aumenta el peso de la estructura por lo que hay que agrandar la cimentación.
- La transitabilidad de la estructura es afectada, en el tiempo en que la construcción es reparada porque al usar este procedimiento la estructura se ensucia mucho.

1.4 OTRA ALTERNATIVA DE REFORZAMIENTO MEDIANTE

DISIPADORES DE ENERGÍA

Las exigencias actuales de diseño demandan que la estructura resista los sismos a través de la combinación de fuerza, deformación y absorción de energía. El nivel de amortiguamiento en estas estructuras es típicamente bajo y la cantidad de energía disipada durante el comportamiento elástico también. En los sismos significativos estas estructuras se deforman hasta los límites elásticos y se mantienen debido a su habilidad

de deformación inelástica. Estas deformaciones inelásticas toman la forma de rótulas plásticas las cuales resultan en un incremento de la flexibilidad y disipación de energía.

Entre las alternativas para la rehabilitación estructural: La solución convencional es absorber la energía, es decir, dejar que la estructura soporte las solicitaciones mediante esfuerzos, en fisuras en los elementos estructurales y rotulas plásticas (en estructuras rígidas) o permitiendo las deformaciones (en estructuras flexibles). Las nuevas posibilidades son manejar la energía, es decir, aislar ó disipar.

Las dos tendencias que han surgido en los últimos años en cuanto a rehabilitación de edificaciones existentes son principalmente el aumento de la capacidad de disipación de la energía sísmica en la edificación y la reducción de las fuerzas sísmicas antes de que lleguen a la estructura. Son muchos e importantes los esfuerzos que se están realizando en USA, Nueva Zelanda y especialmente en Japón para hacer progresar estas ideas. En Latinoamérica en países como Chile y México se han realizado importantes avances en el desarrollo de estas tecnologías alternativas. A su vez en la Universidad Católica de Chile se instaló un Laboratorio de Ensayos Dinámicos y Control de Vibraciones que permite ensayos de aisladores sísmicos, de materiales elastoméricos, de disipadores de energía y simulador dinámico, todo lo que apunta al mismo interés del desarrollo e implementación de lo que se esta llamando sistemas mecánicos pasivos.

1.4.1 LA DISIPACIÓN DE ENERGÍA EN ESTRUCTURAS

La disipación de energía en estructuras está basada en la idea de colocar en la estructura dispositivos destinados a aumentar la capacidad de perder energía de una estructura durante un terremoto. Toda estructura disipa o elimina la energía de un sismo mediante deformaciones. Al adaptar un dispositivo o mecanismo de disipación de energía en una estructura, estos experimentarían fuertes deformaciones con los movimientos de la estructura durante un sismo. Mediante estas fuertes deformaciones se incrementa notablemente la capacidad de disipar energía de la estructura con una reducción de las deformaciones de la estructura. Estos dispositivos se conocen como disipadores de energía o amortiguadores sísmicos y pueden ser de diversas formas y principios de operación. Los más conocidos son en base a un elemento viscoso que se deforma o con un elemento metálico que logra la fluencia fácilmente. Oviedo R. *et al* (2004).

Usualmente, los disipadores se colocan cuando la estructura principal porticada ya soporta la mayor parte de la carga vertical de forma que el sistema disipativo se limita a resistir las acciones horizontales. Tal como se muestra en la figura 1.13, el sistema dual no estándar, a efecto de análisis del comportamiento, se divide en subsistemas, el uno es la estructura convencional o subsistema flexible y el otro es el sistema disipativo o subsistema rígido. Cahís *et al* (2001).

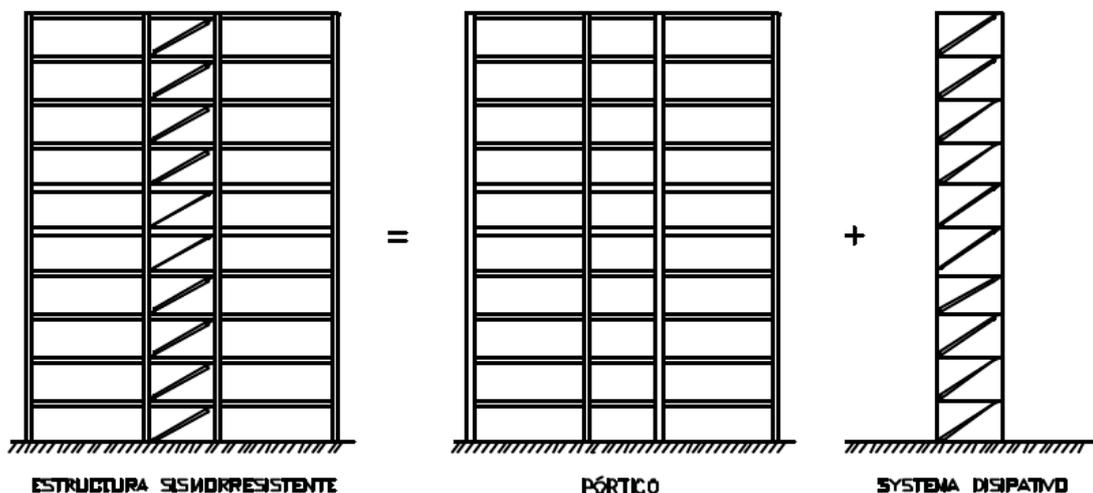


Figura 1.13 Subsistemas estructurales de una estructura sismorresistente con disipadores de energía Cahís (2001)

La finalidad de utilizar disipadores de energía es tratar de que la estructura tenga un mejor comportamiento frente a sismos, con la propósito de reducir las pérdidas de vidas humanas y materiales. Una forma es la adaptación de estos disipadores de energía en la edificación y lograr un amortiguamiento conforme a las características propias de la estructura y así poder limitar sus deformaciones inelásticas

Dicho en otras palabra una alternativa para la mitigación de los efectos de los sismos es la redistribución de energía dentro de la estructura. En un sismo una cantidad finita de energía es transferida a la estructura. Esta energía de entrada es transformada en energía cinética y potencial la cual puede ser absorbida o disipada a través del calor. Si no existiera amortiguamiento las vibraciones podrían existir infinitamente. Existe un nivel de amortiguamiento inherente de la estructura que reduce la amplitud de la vibración.

Puede mejorarse el comportamiento de la estructura si una fracción de la energía de entrada es absorbida por algún dispositivo de disipación de energía y no por la estructura misma. Para entender los beneficios que trae la disipación de energía en edificaciones es necesario considerar la ecuación de equilibrio de energía.

$$E = E_c + E_e + E_i + E_a \quad (1.1)$$

La energía sísmica de entrada absoluta (E), es la suma de la energía cinética (E_c), más la energía de deformación elástica recuperable (E_e), energía disipada irre recuperable por el sistema estructural a través de la deformación inelástica (E_i), y la energía disipada por

amortiguamiento suplementario (E_a). Con la adición de sistemas de amortiguamiento suplementario, se mejoraría la respuesta sísmica y el control de daño. Sabiendo que la energía sísmica de entrada es una constante para cada diferencial de tiempo, un incremento en la suma de E_i y E_a llevará a una disminución de la suma de los términos E_c y E_e , en otras palabras, originará una disminución en los desplazamientos (energía de deformación) y las velocidades de la estructura (energía cinética). El objetivo del diseño sísmico con disipadores de energía es hacer que la energía E_i provoque danos únicamente en los dispositivos de tal manera que puedan ser fácilmente reemplazados Aiken *et al* (1996). El principio fundamental del funcionamiento de los disipadores es la transformación de la energía externa del sismo en algún otro tipo de energía como fricción o calor. Marin J., Ruiz D. *et al* (2005),

Con la adaptación de dispositivos disipadores de energía, se logra mejorar el comportamiento estructural del edificio ante la demanda de las sollicitaciones sísmicas, los cuales brindaran un amortiguamiento adicional a la estructura. Disminuir los desplazamientos de entrepiso así como las velocidades, aceleraciones y cortantes en toda la estructura. Reducir la cantidad de rótulas plásticas en el sistema a través de la disipación de energía por medio de estos dispositivos Oviedo *et al* (2004).

1.4.2 CLASIFICACION DE LOS DISIPADORES DE ENERGÍA

Los disipadores de energía se encuentran dentro de lo que son los sistemas de control pasivo (que son elementos de carácter reactivo cuya respuesta no es controlable y depende exclusivamente de las condiciones de trabajo). Los disipadores de energía se clasifican principalmente en:

- a) **Disipadores Histeréticos.-** Se basan en la plastificación de metales por flexión, torsión, cortante o extrusión; y fricción entre superficies.
- b) **Disipadores Viscoelásticos .-** Se basan en: fluidos conducidos a través de orificios, fluidos viscoelásticos, y sólidos viscoelásticos que son los que se estudiarán con detalle en esta tesis.

La figura 1.13 muestra algunas de los tipos de disipadores y sus disposiciones en las estructuras porticadas. El pórtico A se utiliza para los disipadores del tipo viscoelástico, para disipadores con lámina curvada a flexión y también para sistemas de fricción. El pórtico B se usa básicamente en el dispositivo de fricción de Pall y Marsh. El pórtico C se emplea para una variedad de dispositivos del sistemas ADAS con el dispositivo TADAS y en varios tipos por plastificación por cortante. Las formas D y E se proponen para la rehabilitación de edificios porticados con particiones de mampostería, para lo que se habilitan espacios rellenos con material flexible, como se puede observar en la figura 1.14. El pórtico F se usa entre muros de cortante como se aprecia en la figura. Cahís *et al* (2001).

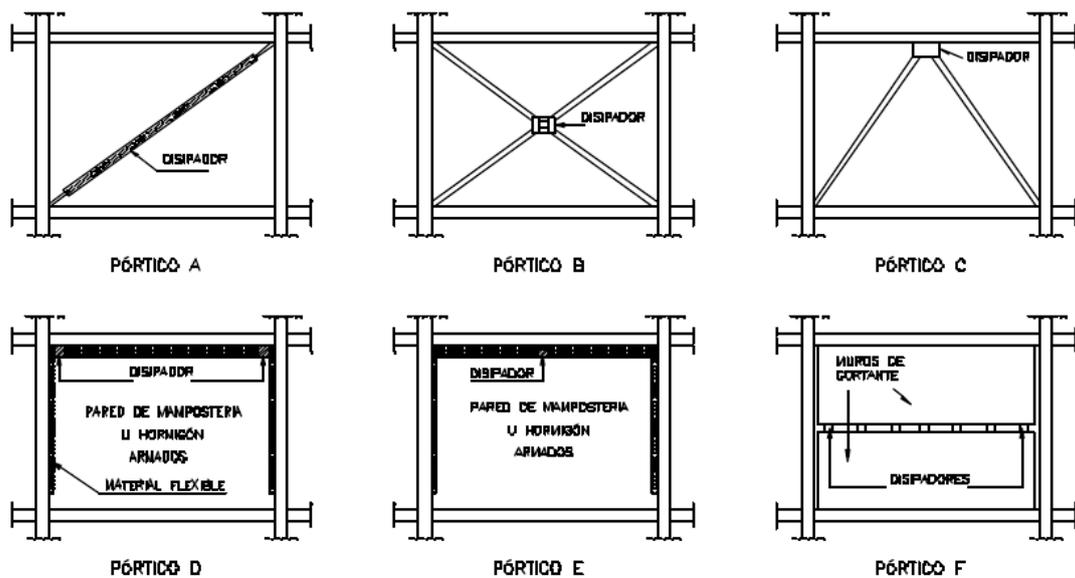


Figura 1.14 Sistemas de conexión entre disipadores y la estructura porticada Cahís (2001)

1.4.3 DISIPADORES DE ENERGÍA VISCOELÁSTICOS

Los disipadores viscoelásticos, o llamados también disipadores de goma, son los que están conformados por chapas o perfiles metálicos unidos por un material viscoelástico o goma que sirve para otorgarle amortiguamiento a la estructura y son útiles en control de las vibraciones y desplazamientos. Su acción disipativa se basa en el aumento del amortiguamiento estructural, no precisan de una fuerza umbral para disipar energía, cambian ligeramente los períodos de vibración, con lo cual resulta posible finalizar su comportamiento estructural y permiten un a modelación mas sencilla. Son económicos y de fácil fabricación y mantenimiento en relación con los otros tipos de disipadores.

En los disipadores de energía viscoelásticos se pueden nombrar tres tipos básicos que son: los de tipo sándwich (la goma se coloca entre las planchas de acero), los de tipo cilindro (formado por dos tubos con sección circular y concéntricos con la goma entre

éstos) y los de tipo cajón-perfil, de los que se hará una presentación más detallada en el siguiente capítulo y con los cuales se realizará el análisis sísmico en distintas estructuras a lo largo de este proyecto de tesis.

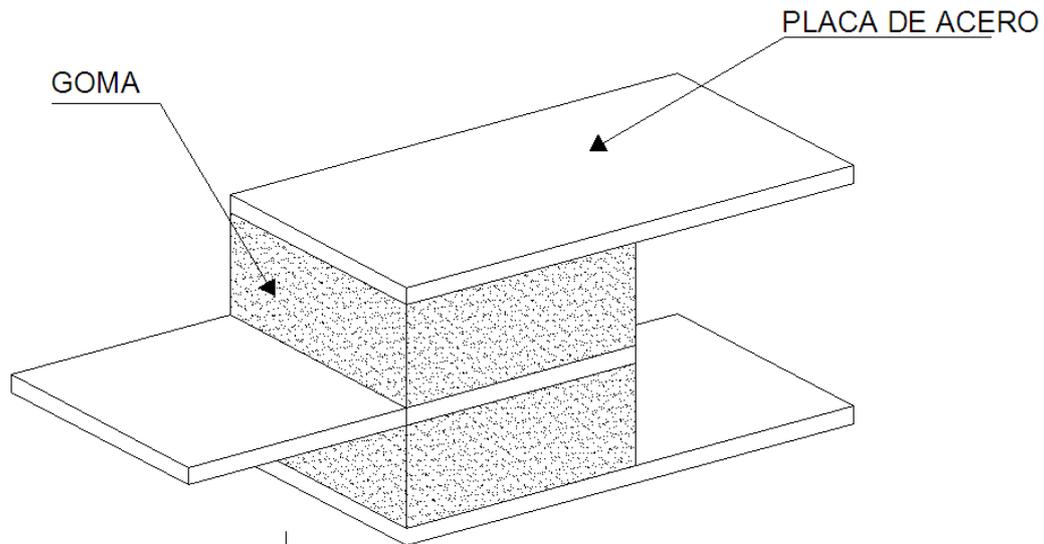


Figura 1.15 Amortiguador tipo sándwich

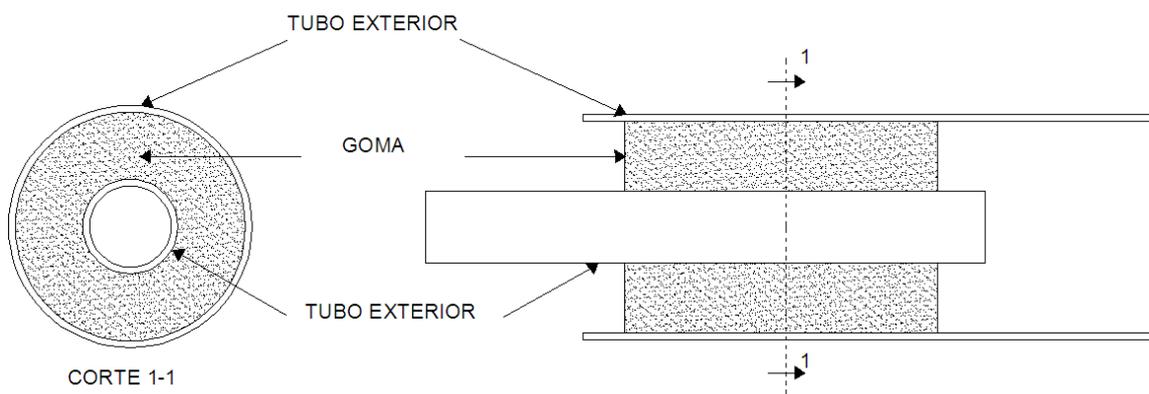


Figura 1.16 Amortiguador Cilíndrico

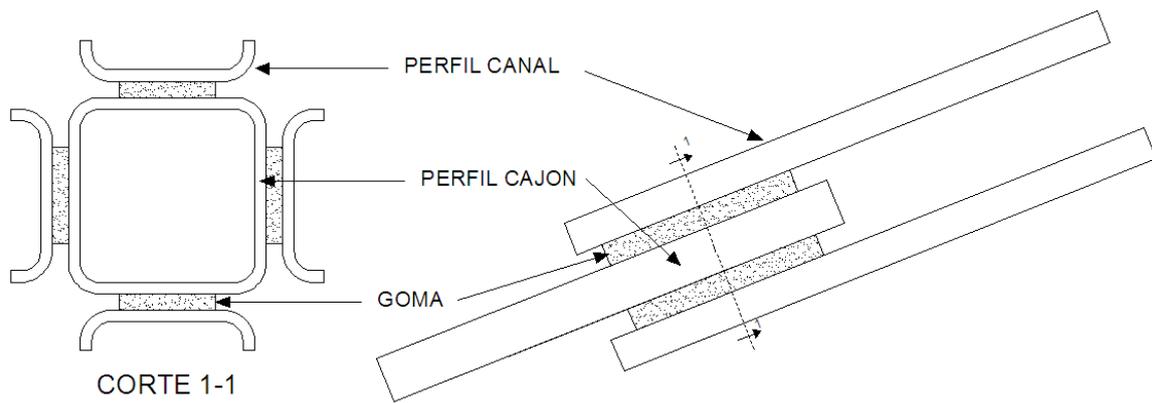


Figura 1.17 Amortiguador tipo cajón-perfil

Nota: Las fotografías del sismo de Bahía de Caráquez mostradas en el presente capítulo son cortesía del Dr. Roberto Aguiar.

Referencias

1. Aguiar R.,(1998), “El sismo de Bahía de Caráquez”, *Revista internacional de ingeniería de estructuras* 3 (2), Artículo 4, Centro de Investigación Científica, Escuela Politécnica del Ejército, Quito, Ecuador.
2. Aguiar R., Romo M., Torres M., Caiza P. (1998), *El Sismo de Bahía*, Centro de Investigaciones Científicas, Escuela Politécnica del Ejército, Quito, Ecuador.
3. Fernández J., (1998), *El terremoto de Bahía de Caráquez*, Centro Regional de Sismología para América del Sur (CERESIS), UNESCO,. Escuela Politécnica Nacional. Quito, Ecuador
4. Romo M., (1998), “ Influencia de los procesos constructivos en el comportamiento de las edificaciones ante el sismo de Bahía de Caráquez”,

Centro de Investigaciones Científicas, Escuela Politécnica del Ejército, Quito, Ecuador.

<http://publiespe.espe.edu.ec/investigativas/bahia/construccion/sismo0.htm>.

5. Cahís F., (2001), “Desarrollo de un nuevo disipador de energía para diseño dismorresistente. Análisis numérico y validación experimental de su comportamiento”, Universitat Politècnica de Catalunya, Tesis, España, http://tesisenxarxa.net/TESIS_UPC/AVAILABLE/TDX-0517101-124618//05Cap2.pdf
6. Oviedo R. (2004), “Control de la respuesta sísmica de edificios utilizando disipadores de energía”, Perú , <http://oviedos.tripod.com/edific.htm>.
7. Marin J., Ruiz D. (2005), “ Rehabilitación de un pórtico de concreto reforzado mediante disipadores de energía pasivos metálicos”, Congreso Chileno de Sismología e Ingeniería Antisísmica IX Jornadas, Concepción, Chile.

CAPÍTULO II: DISIPADORES DE ENERGÍA VISCOELÁSTICOS

2.6 MODELO DE KELVIN-VOIGHT PARA CARGAS ARMÓNICAS

Como se puede distinguir en la figura 2.1 el modelo de Kelvin-Voight está conformado en paralelo por un resorte y un amortiguador viscoelástico, Este sistema sirve para modelar el comportamiento de la goma entre las placas de acero. El resorte tiene una rigidez \mathbf{K} , un desplazamiento $\mathbf{q}_r(t)$ y cuyo comportamiento elástico está indicado por la ecuación 2.1.

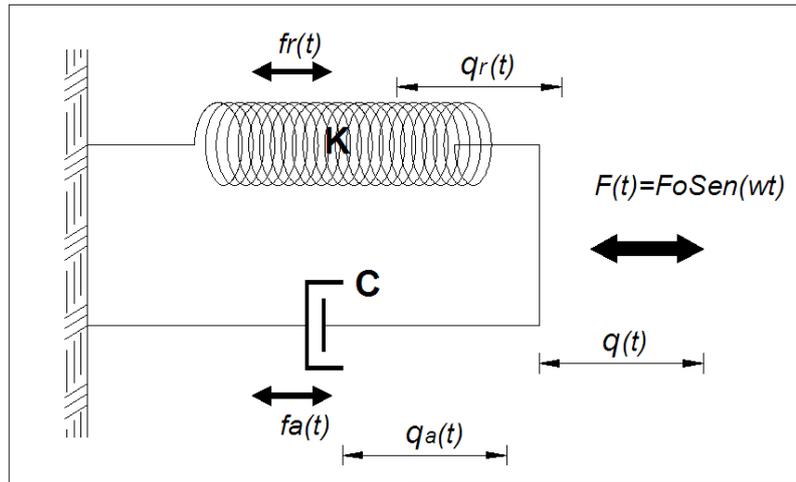


Figura 2.1 Modelo de Kelvin-Voight para cargas armónicas

$$fr = K * q_r(t) \quad (2.1)$$

$$fa = C * \dot{q}_a(t) \quad (2.2)$$

En lo que respecta al amortiguador viscoso tiene un amortiguamiento C , un desplazamiento $q_a(t)$ y su fuerza de amortiguamiento está dada por la ecuación 2.2. La excitación armónica está definida por $F(t) = Fo Sen(wt)$, donde Fo es la amplitud máxima de la fuerza $F(t)$ y w la frecuencia de la excitación. Ya que en el sistema tanto el resorte como el amortiguador viscoso trabajan en paralelo podemos señalar que existe una compatibilidad de desplazamientos, es decir que el desplazamiento total del modelo $q(t)$ es igual al desplazamiento del resorte y el amortiguador como muestra la siguiente ecuación:

$$q(t) = q_r(t) = q_a(t) \quad (2.3)$$

Por equilibrio de fuerzas tenemos que $fr(t) + fa(t) = F(t)$ y por las ecuaciones 2.1, 2.2 y 2.3 podemos definir la ecuación diferencial del sistema como sigue:

$$K * q(t) + C * \dot{q}(t) = Fo Sen(wt) \quad (2.4)$$

La solución es
$$q(t) = \frac{F_o}{\sqrt{K^2 + C^2 W^2}} \text{Sen}(wt - \phi) \quad (2.5)$$

De donde
$$\phi = \text{arctg} \frac{C * w}{K}$$

2.7 CARGA ARMÓNICA, DEFORMACIÓN Y ENERGÍA DISIPADA

La carga armónica aplicada al sistema $F(t)$ y la deformación longitudinal $q(t)$ producido por dicha carga en el mismo sentido son:

$$F(t) = F_o * \text{Sen}(wt + \phi) \quad (2.6)$$

$$q(t) = q_o * \text{Sen}(wt) \quad (2.7)$$

Cuando se tienen grandes deformaciones al ser sometidos a ciclos de carga y descarga se forma un ciclo de histéresis con una cantidad de energía disipada en forma de calor.

El desfase angular ϕ entre la deformación y la fuerza es lo que produce el ciclo Loop de histéresis. De las ecuaciones 2.6 y 2.7 se deduce:

$$F(t) = F_o \frac{q(t)}{q_o} \text{Cos} \phi + F_o \sqrt{1 - \left(\frac{q(t)}{q_o}\right)^2} \text{Sen} \phi \quad (2.8)$$

$$F'(t) = F_o \frac{q(t)}{q_o} \text{Cos} \phi - F_o \sqrt{1 - \left(\frac{q(t)}{q_o}\right)^2} \text{Sen} \phi \quad (2.9)$$

La ecuación 2.9 que lleva signo negativo representa la rama inferior de la curva.

La energía disipada será igual al área encerrada dentro de la curva que esta definida por:

$$Aw = \int_{-q_o}^{q_o} [F(t) - F'(t)] * dq \quad (2.10)$$

Resolviendo la integral tenemos:

$$Aw = \pi * F_o * q_o * Sen\phi \quad (2.11)$$

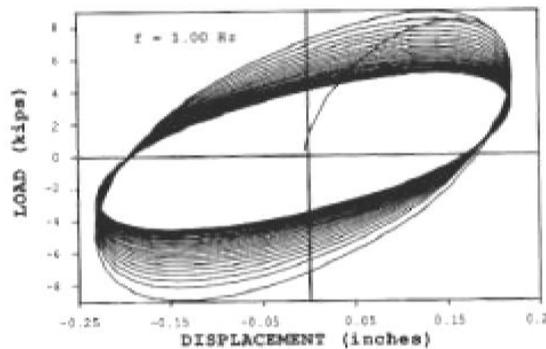


Figura 2.2 Respuesta histerética Bergman (1990)

En la figura 2.2 presenta la respuesta histerética realizada por Bergman (1990) de un disipador viscoelástico cuyos ciclos de histéresis muestran la forma elíptica en sus curvas, algo que es característico en este tipo de disipadores.

2.8 COMPORTAMIENTO DE LA GOMA

La goma, que trabaja al corte y cuya deformación se indica en la figura 2.3, está compuesta por caucho natural vulcanizado al cual se le agregan aditivos reforzantes y plastificantes que mejoren sus características y propiedades mecánicas. Cuando suceden pequeñas deformaciones la goma tiene un comportamiento elástico, pero en el caso de grandes deformaciones el comportamiento es viscoso, es por eso que al someterse a ciclos de carga y descarga ocurren los ciclos de histéresis nombrados anteriormente.

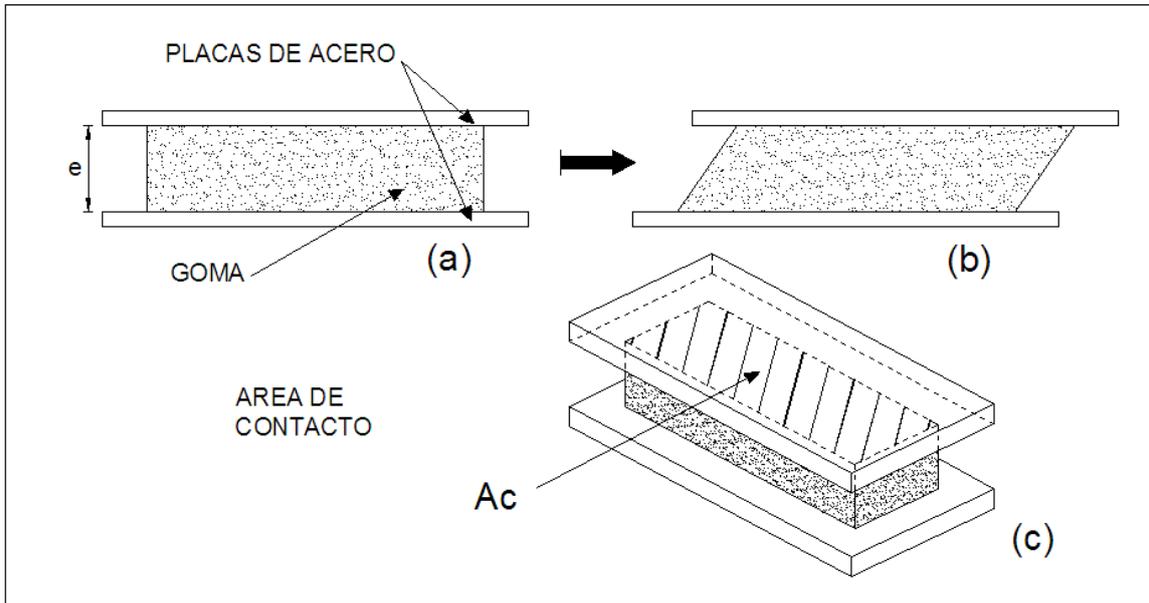


Figura 2.3 (a) Espesor de la goma entre placas de acero antes de la deformación, (b) Deformación de la Goma, (c) Área de Corte.

El alargamiento $q(t)$ descrito en la sección anterior provoca en la goma una tensión y una deformación por corte que corresponden a las ecuaciones 2.12 y 2.13 respectivamente donde τ_0 es la tensión máxima de corte y γ_0 la deformación máxima por corte.

$$\tau(t) = \tau_0 * \text{Sen}(wt + \phi) \quad (2.12)$$

$$\gamma(t) = \gamma_0 * \text{Sen}(wt) \quad (2.13)$$

De las ecuaciones anteriores se deduce:

$$\tau(t) = \tau_0 \frac{\gamma(t)}{\gamma_0} \text{Cos}\phi \pm \tau_0 \frac{\sqrt{\gamma_0^2 - \gamma(t)^2}}{\gamma_0} \text{Sen}\phi \quad (2.14)$$

Para modelar el comportamiento de la goma dentro del disipador de energía, resulta importante destacar como datos del fabricante los módulos de almacenamiento y pérdida:

Módulo de Almacenamiento G_a

$$G_a = \frac{\tau_0}{\gamma_0} \cos \phi \quad (2.15)$$

Módulo de Pérdida G_p

$$G_p = \frac{\tau_0}{\gamma_0} \sin \phi \quad (2.16)$$

Reemplazando las ecuaciones 2.15 y 2.16, y derivada de la ecuación 2.13 en 2.14 se tiene:

$$\tau(t) = G_a * \gamma(t) + G_p * \frac{\dot{\gamma}(t)}{w} \quad (2.17)$$

2.8.1 RIGIDEZ DE LA GOMA

Se conoce que $F(t) = \tau(t) * A_c$, de donde A_c es el área de contacto del material viscoelástico y la placa de acero. $\gamma(t) = q(t)/e$ por lo que tenemos:

$$F(t) = G_a * \gamma(t) * A_c + G_p * \frac{\dot{\gamma}(t)}{w} * A_c$$

$$K * q(t) + C * \dot{q}(t) = \frac{G_a * A_c}{e} q(t) + \frac{G_p * A_c}{e * w} \dot{q}(t) \quad (2.18)$$

Con la ecuación 2.18 podemos concluir que la rigidez de la goma es:

$$K' = \frac{Ga * Ac}{e} \quad (2.19)$$

Y la rigidez de pérdida se define como:

$$K' = \frac{Gp * Ac}{e} \quad (2.20)$$

2.8.2 FACTOR DE PÉRDIDA

Este factor depende de las características del material y de las condiciones del fabricante, está definido por la relación entre el módulo de pérdida y el módulo de almacenamiento como se indica:

$$\eta = \frac{Gp}{Ga} \quad (2.21)$$

En la figura 2.4 se indica los resultados de un ensayo realizado en la universidad de Chile por Vera (2000), en la gráfica superior, se representa la variación del módulo Ga con respecto al porcentaje de la deformación máxima. Y en la grafica inferior se encuentra la variación del módulo Gp con respecto al mismo porcentaje de deformación.

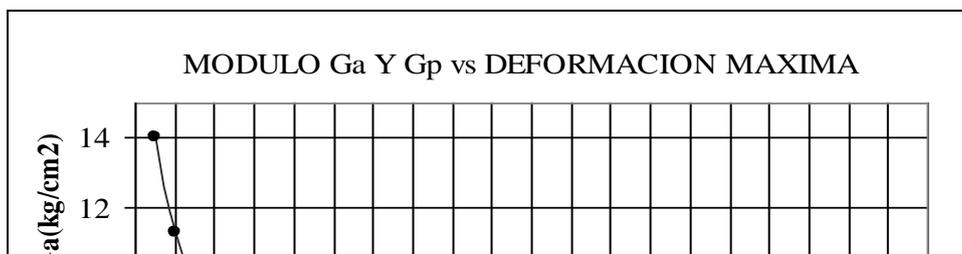


Figura 2.4 Variación de los módulos G_a y G_p con el porcentaje de la deformación máxima.
Vera (2000)

En el Centro de Investigaciones Científicas de la ESPE, M. Jiménez esta realizando como proyecto de grado, unos ensayos experimentales con un disipador del tipo cajón-perfil, para obtener la variación de los módulos G_a y G_p en función del porcentaje de la deformación máxima.

La norma chilena recomienda, que para los módulos de almacenamiento y pérdida, se deben tomar para, una deformación máxima del 50 %. Para la figura 2.4 los módulos G_a y G_p , para un 50 % de la deformación máxima son:

$$G_a = 6.36 \text{ kg/cm}^2$$

$$G_p = 1.25 \text{ kg/cm}^2$$

Como los módulos G_a y G_p dependen de la deformación del caucho, de la frecuencia de excitación y de la temperatura Aguiar hace una recomendación importante, de

considerar un -10 % por precaución, en la eficiencia del modulo de almacenamiento y el factor de pérdida.

$$G_a = 6.36 \text{ kg/cm}^2 \times 0.9 = 5.72 \text{ kg/cm}^2$$

$$G_p = 1.25 \text{ kg/cm}^2 \times 0.9 = 1.13 \text{ kg/cm}^2$$

2.8.3 AMORTIGUAMIENTO EFECTIVO

La relación entre la energía disipada por unidad de volumen con respecto a 4π veces la energía de deformación elástica almacenada se llama amortiguamiento efectivo como lo indica la siguiente formula:

$$\beta = \frac{\frac{A_w}{V}}{4\pi * E_{elastica}} \quad (2.22)$$

Y la energía de almacenamiento se define como:

$$E_{elastica} = \frac{G_a * \gamma_0^2}{2} \quad (2.23)$$

En conclusión simplificando tenemos que el amortiguamiento efectivo es:

$$\beta = \frac{\eta}{2} \quad (2.24)$$

2.9 DISIPADORES DE GOMA TIPO CAJÓN PERFIL

Este tipo de disipadores representa la mejor opción tanto constructiva como económicamente hablando y otorga la posibilidad de tener espesores variables de goma en diferentes elementos. Como requisito para un buen funcionamiento la goma debe tener muy buena adherencia con los perfiles metálicos, además se puede dejar en los extremos de la goma determinada distancia para que la goma pueda deformarse. Se debe también colocar placas empernadas, como se ha dispuesto en el esquema de la figura 2.5, para evitar posibles excentricidades en su movimiento, la conexión debe permitir el deslizamiento longitudinal ya que el disipador trabaja axialmente, lo que implica que los perfiles trabajan en el rango elástico.

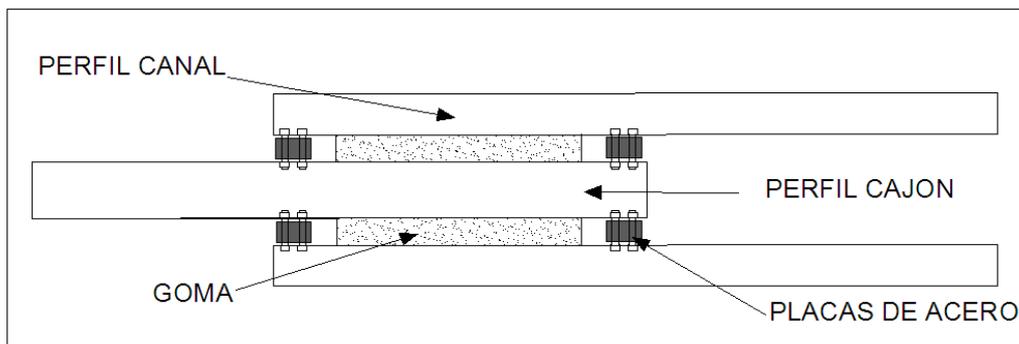


Figura 2.5 Disipador con placas de protección

Estos dispositivos se colocan en diagonal como lo indica el esquema del pórtico A en la figura 1.14 y para su colocación en el nudo se deja una placa de acero, en donde se soldarán los perfiles.

En la figura 1.17 se puede observar la sección de un disipador tipo cajón-perfil, de allí se puede determinar que:

$$A_c = 4 * (b * L) \quad (2.25)$$

Donde b y L son las dimensiones de la base y la longitud de la goma respectivamente.

Entonces, al reemplazar A_c en la ecuación 2.19, tenemos que la rigidez de almacenamiento es:

$$K' = \frac{4bLGa}{e} \quad (2.26)$$

2.9.1 RIGIDEZ EQUIVALENTE

El perfil cajón y los cuatro perfiles canal conforman una diagonal cuya rigidez axial Kd se define con la siguiente formula:

$$Kd = \frac{E}{\frac{L_1}{A_1} + \frac{L_2}{A_2}} \quad (2.27)$$

Donde E es el módulo de elasticidad del acero, L_1 la longitud del perfil cajón, L_2 la longitud del perfil canal, A_1 el área transversal del perfil cajón, A_2 el área transversal del perfil canal. Es conveniente que A_1 y A_2 sean muy similares, se recomienda un espesor mínimo de 3mm para el perfil cajón y 2mm para el perfil canal, para evitar que el medio ambiente corroa los perfiles.

La goma que tiene una rigidez de almacenamiento K' y una rigidez de pérdida K'' , está trabajando en serie con la diagonal que tiene una rigidez Kd , por lo que se tiene:

$$\frac{1}{Ke' + jKe''} = \frac{1}{K' + jK''} + \frac{1}{Kd} \quad (2.28)$$

de esta forma el sistema tiene una rigidez de almacenamiento equivalente K_e' y una rigidez de pérdida equivalente K_e'' , siendo $j = \sqrt{-1}$. Por otro lado η_e se define como el factor de pérdida equivalente del sistema y se conoce que:

$$K_e'' = \eta_e * K_e' \quad (2.29)$$

$$K'' = \eta * K' \quad (2.30)$$

Reemplazando 2.29 y 2.30 en la ecuación 2.28, y resolviendo se tiene:

$$\eta_e = \frac{\eta}{1 + \frac{K'}{Kd}(1 + \eta^2)} \quad (2.29)$$

$$K_e' = \frac{\eta_e * (1 + \eta^2)}{\eta * (1 + \eta_e^2)} \quad (2.30)$$

Tabla 2.1 Dimensiones de la goma, factor de pérdida y rigidez equivalente

e (cm)	L (cm)	B (cm)	K (T/m)	η_e	K_e (T/m)
1	150	12	4118.4	0.0885	2188.0
2	150	12	2059.2	0.1164	1431.0
3	150	12	1372.8	0.1300	1062.6
4	150	12	1029.6	0.1382	844.9

En la tabla 2.1 están los resultados de la rigidez de almacenamiento de la goma y la rigidez equivalente del disipador de energía, cuyas secciones tienen un área de 11.41 cm² para el perfil cajón y 15.48 cm² para el total de los perfiles en forma de canal. Las

longitudes son de 300 cm para ambos perfiles. Se ha considerado un módulo de corte de la goma de almacenamiento de 90% de eficiencia y 50% de deformación, entonces $G_a=5.72 \text{ kg/cm}^2$ y un factor de pérdida de $\eta=0.17$. Si las dimensiones de la goma son constantes y si se aumenta gradualmente el espesor de ésta, se observa que tanto la rigidez de almacenamiento como la rigidez equivalente disminuyen. Se puede realizar estos cálculos con el programa en matlab **kecajonperfil** realizado por Aguiar (2007).

2.10 PROCEDIMIENTO DE ANÁLISIS SÍSMICO DE UNA ESTRUCTURA CON DISIPADORES DE ENERGÍA

Para el análisis sísmico de estructuras en tres dimensiones que se realizó en la presente tesis, se consideró el modelo de piso rígido y de un grado de libertad por planta, de tal forma que se tiene un solo desplazamiento lateral por piso. El estudio se hizo con el método de superposición modal y el análisis en el tiempo con el procedimiento de espacio de estado. Conjuntamente los elementos que conforman los pórticos, las vigas y las columnas, se consideran axialmente rígidos, de esta forma se disminuye notablemente el número de grados de libertad y el cálculo es más rápido.

2.10.1 MATRIZ DE RIGIDEZ

Antes de describir la matriz espacial de rigidez determinaremos lo siguiente:

2.10.1.1 MATRIZ DE RIGIDEZ DE LOS MIEMBROS

En las figuras 2.6 y 2.7, se indica el sistema de coordenadas de un elemento viga y de un elemento columna de un pórtico plano, en el que no se considera la deformación axial.

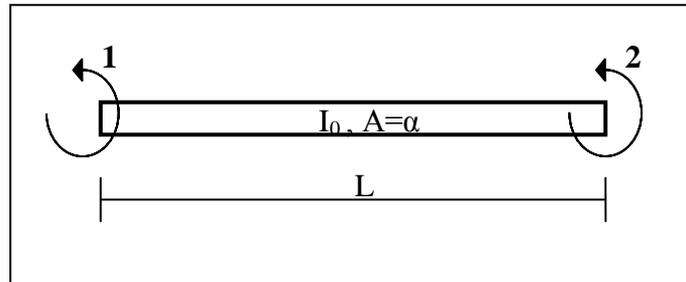


Figura 2.6 Coordenadas globales para el elemento viga

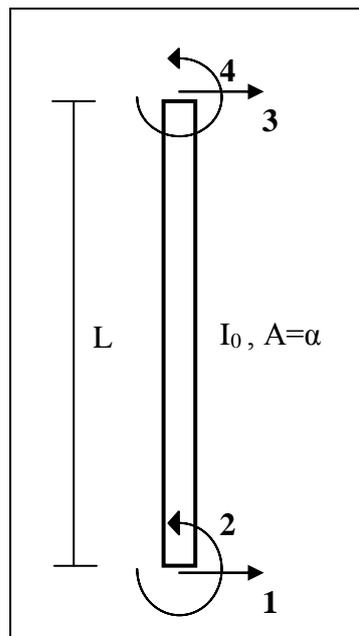


Figura 2.7 Coordenadas globales para el elemento columna

La Matriz de rigidez del elemento viga es:

$$\bar{K} = \begin{bmatrix} \frac{4EI}{L} & \frac{2EI}{L} \\ \frac{2EI}{L} & \frac{4EI}{L} \end{bmatrix} \quad (2.33)$$

Donde EI es la rigidez a flexión; L es la longitud el elemento.

La Matriz de rigidez del elemento columna es:

$$\bar{K} = \begin{bmatrix} \frac{12EI}{L^3} & -\frac{6EI}{L^2} & -\frac{12EI}{L^3} & -\frac{6EI}{L^2} \\ \frac{6EI}{L^2} & \frac{4EI}{L} & \frac{6EI}{L^2} & \frac{2EI}{L} \\ -\frac{12EI}{L^3} & \frac{6EI}{L^2} & \frac{12EI}{L^3} & \frac{6EI}{L^2} \\ -\frac{6EI}{L^2} & \frac{2EI}{L} & -\frac{6EI}{L^2} & \frac{4EI}{L} \end{bmatrix} \quad (2.34)$$

En lo que respecta al elemento disipador de energía, que trabaja axialmente, tenemos:

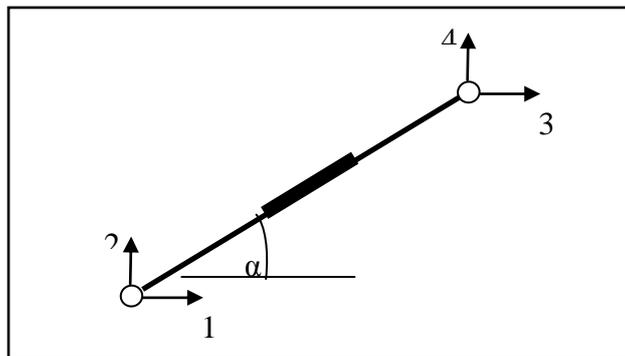


Figura 2.8 Coordenadas globales para el disipador

La Matriz de rigidez del elemento disipador de energía es:

$$\bar{K} = Ke' \times \begin{bmatrix} \cos^2 \alpha & -\sin \alpha * \cos \alpha & -\cos^2 \alpha & \sin \alpha * \cos \alpha \\ & \sin^2 \alpha & \sin \alpha * \cos \alpha & -\sin^2 \alpha \\ & & \cos^2 \alpha & -\sin \alpha * \cos \alpha \\ & & & \sin^2 \alpha \end{bmatrix} \quad (2.35)$$

Donde Ke' es la rigidez equivalente del disipador de energía viscoelástico del tipo cajón-perfil y α es el ángulo de inclinación que tiene la diagonal con respecto a la horizontal como se puede observar la figura 2.8

2.10.1.2 MATRIZ DE RIGIDEZ DEL PÓRTICO

Para encontrar la matriz de rigidez del pórtico con el ensamblaje directo, es necesario determinar los vectores de colocación. El Vector de Colocación de cada elemento, está conformado por los grados de libertad del nudo inicial y del nudo final, escritos según el orden de sus coordenadas: Para este caso de análisis en particular los vectores de colocación de las vigas tendrán dos elementos que corresponden a los giros en los extremos. Las columnas tendrán dos elementos por nudo primero, el desplazamiento horizontal; segundo, el giro. Con los vectores de colocación se procede al ensamblaje directo de la matriz. Se recomienda una lectura de la tercera edición del libro: “Análisis Matricial de Estructuras”, Aguiar (2004), aquí se encuentra de forma muy clara y precisa este procedimiento.

Para el caso de la contribución de la diagonal, del disipador de energía, a la matriz de rigidez, su vector de colocación tiene participación únicamente en los desplazamientos horizontales, es decir las coordenadas 1 y 3 del elemento, debido a que el modelo de piso rígido permite, por piso solamente, un desplazamiento horizontal. El aumento de

diagonales en la estructura, provoca un aumento en los valores de la matriz de rigidez, es decir aumenta la rigidez de la estructura.

2.10.1.3 MATRIZ DE RIGIDEZ LATERAL

La matriz de rigidez lateral, KL es la matriz asociada a las coordenadas laterales de piso. Y se la obtiene por la condensación estática de la matriz de rigidez.

$$KL = K_{AA} - K_{AB} K_{BB}^{-1} K_{BA} \quad (2.36)$$

De donde las matrices K_{AA} , K_{AB} , K_{BA} , K_{BB} son submatrices de la matriz de rigidez de la estructura, el orden de la submatriz K_{AA} es del numero de coordenadas principales, es decir los desplazamientos por piso, y K_{BB} del numero de coordenadas secundarias.

$$\mathbf{K} = \left[\begin{array}{c|c} \mathbf{K}_{AA} & \mathbf{K}_{AB} \\ \hline \mathbf{K}_{BA} & \mathbf{K}_{BB} \end{array} \right]$$

Figura 2.9 Submatrices de la matriz de rigidez del pórtico

2.10.1.4 MATRIZ DE RIGIDEZ DE TODA LA ESTRUCTURA

Se asume que Q es el vector de cargas generalizadas, que tiene las fuerzas horizontales que están actuando en el centro de masas y q el vector de coordenadas generalizadas formado por los desplazamientos laterales de cada piso.

$$Q = \begin{bmatrix} Q_1 \\ Q_2 \\ Q_3 \\ \vdots \\ \vdots \\ Q_n \end{bmatrix} \quad q = \begin{bmatrix} q_1 \\ q_2 \\ q_3 \\ \vdots \\ \vdots \\ q_n \end{bmatrix}$$

De donde: $q_1, q_2, q_3, \dots, q_n$ son los desplazamientos horizontales, en la dirección del análisis, de los pisos $1, 2, 3, \dots, n$ respectivamente según el numero de pisos. $Q_1, Q_2, Q_3, \dots, Q_n$ son las fuerzas horizontales de los pisos $1, 2, 3, \dots, n$ en la dirección del sismo. Estas coordenadas se denominan coordenadas de piso. Estos dos vectores están relacionados por medio de la matriz de rigidez de la estructura en coordenadas de piso que se va a denominar K_{xx} si se realiza el análisis sísmico en sentido X , y K_{yy} si el análisis sísmico es en sentido Y .

Esta matriz es equivalente a una matriz de rigidez espacial pero considerando que es para un modelo de únicamente un grado de libertad. Su expresión es:

$$Q_x = K_{xx} * q_x$$

$$Q_y = K_{yy} * q_y$$

Para el Análisis sísmico en X se tiene:

$$K_{XX} = \sum_{i=1}^n KL_i \quad (2.37)$$

Siendo n el número de pórticos en la dirección X . Luego K_{XX} es igual a la sumatoria de las matrices de rigidez lateral KL de los pórticos en el sentido X como se indica en la ecuación 2.37.

Para el Análisis sísmico en Y se tiene:

$$K_{YY} = \sum_{i=1}^n KL_i \quad (2.38)$$

Siendo n el número de pórticos en la dirección Y . Luego K_{YY} es igual a la sumatoria de las matrices de rigidez lateral KL de los pórticos en el sentido Y como se indica en la ecuación 2.38.

2.10.2 MATRIZ DE MASAS

Este análisis adopta el criterio de masas concentradas a nivel de piso, se considera que las masas son puntuales y se encuentran concentradas a nivel de cada piso, teniendo cada una de ellas un grado de libertad por planta, que es la componente de desplazamiento horizontal de cada piso.

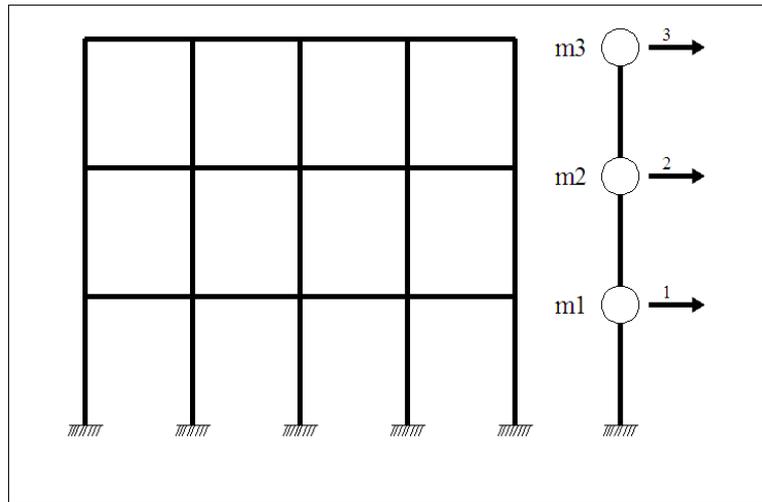


Figura 2.10 Modelo de masas concentradas de un pórtico plano

En la figura 2,10 se muestra en el lado izquierdo un pórtico plano, que puede tener voladizos y a derecha el modelo para el análisis sísmico, en el cual se indican las masas concentradas a nivel de cada piso, de tal manera que m_1 es la masa total del piso 1; m_2 es la masa total del piso 2 y m_3 es la masa total del piso 3, y se sabe también que q_1 , q_2 , q_3 , son los desplazamientos horizontales de los pisos 1,2 y 3 respectivamente. Normalmente se desprecia la inercia rotacional de las masas, de tal manera que la energía cinética del sistema es igual a la energía cinética de traslación.

$$T = \frac{1}{2} \left\{ m_1 \dot{q}_1^2 + m_2 \dot{q}_2^2 + m_3 \dot{q}_3^2 \right\}$$

De donde la matriz de masas es:

$$\mathbf{M} = \begin{bmatrix} m_1 & & \\ & m_2 & \\ & & m_3 \end{bmatrix}$$

Para una estructura de n número de pisos tenemos que:

(2.39)

$$T = \frac{1}{2} \left\{ m_1 \dot{q}_1^2 + m_2 \dot{q}_2^2 + \dots + m_n \dot{q}_n^2 \right\}$$

En este modelo de masas puntuales, la matriz de masas es diagonal y los elementos son las masas de cada piso, de tal modo que la forma general de \mathbf{M} es como sigue:

$$\mathbf{M} = \begin{bmatrix} m_1 & & & & & \\ & m_2 & & & & \\ & & \dots & & & \\ & & & m_i & & \\ & & & & \dots & \\ & & & & & m_n \end{bmatrix} \quad (2.40)$$

Donde m_i es la masa total del piso i ; m_n es la masa total del último piso. El modelo de masas puntuales concentradas en cada piso sirve para el análisis sísmico ante la componente horizontal de movimiento del suelo en un sismo.

2.10.3 MODOS DE VIBRACIÓN

Estos modos de vibración indican la forma como va a responder la estructura y son adimensionales. Se parte de vibración libre sin amortiguamiento, es decir la ecuación diferencial para el análisis dinámico es:

$$\mathbf{M} \ddot{\mathbf{q}} + \mathbf{K} \mathbf{q} = 0 \quad (2.41)$$

De donde \mathbf{q} , $\ddot{\mathbf{q}}$ son los vectores de desplazamiento y aceleración respectivamente, La solución a la ecuación 2.41 se la determina con $\mathbf{q}(t) = \phi f(t)$, ϕ es un vector que no

depende del tiempo y que contiene los vectores propios. El problema de vibración libre, se ha descompuesto en:

$$(K - \lambda M) \phi = \bar{0} \quad (2.42)$$

$$\ddot{f}(t) + \lambda f(t) = 0 \quad (2.43)$$

De donde λ es el valor propio, ϕ es el vector propio que no depende del tiempo y $f(t)$ es una función del tiempo. Para que la ecuación 2.42 se cumpla debe suceder

$$\det |K - \lambda M| = 0 \quad (2.44)$$

Resolviendo el polinomio que se obtiene al resolver 2.44 se encuentran n raíces de λ . Si las matrices K y M son reales, simétricas y definidas positivas; los valores de λ son reales y positivos.

Con los valores propios se pasa a calcular las frecuencias de vibración de la estructura, W_{ni} (El subíndice i representa el modo i) que corresponden a la siguiente formula:

$$W_{ni} = \sqrt{\lambda_i} \quad (2.45)$$

Con cada una de las frecuencias de vibración, se obtienen cada uno de los períodos de vibración de la estructura, T_i con la formula:

$$T_i = \frac{2\pi}{W_{ni}} \quad (2.46)$$

Cabe destacar que cada uno de los valores propios, está asociado a un *modo de vibración*. Al reemplazar cada uno de los valores propios en 2.42 se obtiene un sistema de ecuaciones que es linealmente dependiente, eso significa que hay una cantidad

infinita de vectores propios, por lo que resulta necesario encontrar vectores propios normalizados. La forma más común de normalizar los modos es con una constante de normalización \mathfrak{R} que puede tener cualquier valor (\mathfrak{R} puede ser la unidad), como se indica:

$$\phi^{(i)T} M \phi^{(i)} = \mathfrak{R} \quad (2.47)$$

Se puede decir como conclusión, de que si tenemos un edificio de n número de pisos, la matriz de rigidez será de $n \times n$, la matriz de masas será de $n \times n$, n valores propios y n vectores propios que indican los modos de vibración. Por ejemplo para el modelo de la figura 2.10 de tres pisos, la matriz de rigidez será de 3×3 , la matriz de masas será de 3×3 , tiene 3 valores propios y 3 modos de vibración como se muestra en la figura 2.11.

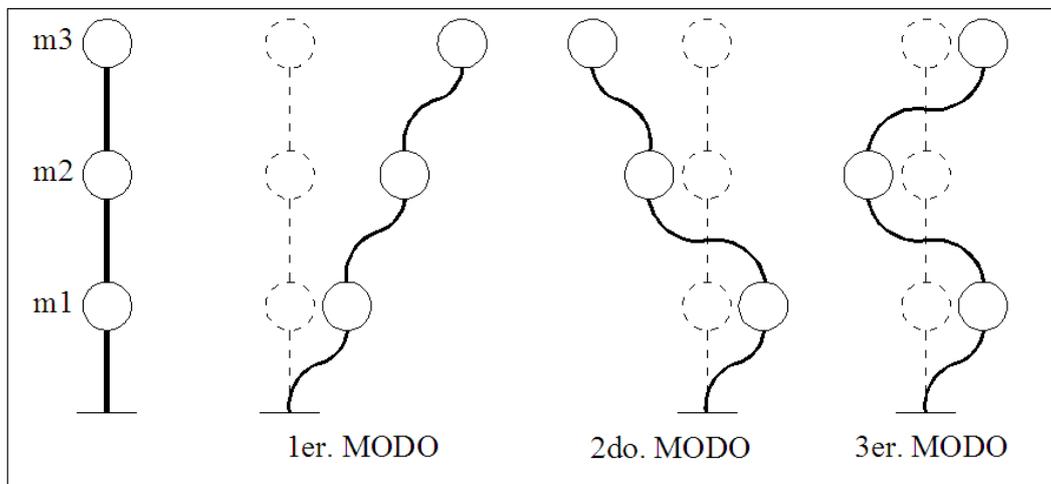


Figura 2.11 Modos de vibración para un edificio de tres pisos

Por lo general las estructuras responden en los primeros modos de vibración. Los primeros períodos de vibración de la estructura son mucho mayores a los últimos, es decir para el modelo de ejemplo tenemos:

$$T_1 \gg T_2 \gg T_3$$

De donde T_1 representa el período de vibración para el primer modo, T_2 el del segundo modo y T_3 el período del tercer modo.

2.10.4 AMORTIGUAMIENTO EQUIVALENTE

El cálculo del factor de amortiguamiento ξ de una estructura con disipadores de energía fue objeto de muchas publicaciones. Con el método de energía modal de deformación se determina el amortiguamiento equivalente de la estructura con los disipadores, para esto se encuentra la respuesta dinámica en el dominio de las frecuencias. Se considera que los modos de vibración de la estructura sin disipadores, son iguales a los de la estructura con disipadores. Aguiar y Moroni *et al* (2007). Para el amortiguamiento de la estructura con disipadores se tiene:

$$\xi_j = \frac{\eta}{2} \left(1 - \frac{\bar{w}_j^2}{\hat{w}_j^2} \right) \quad (2.48)$$

De la ecuación 2.48 se conoce que η es el factor de pérdida, \bar{w}_j es la frecuencia natural de la estructura sin disipadores en el modo j , y \hat{w}_j es la frecuencia natural de la estructura con disipadores en el modo j . Resulta necesario también decir que la contribución del amortiguamiento propio de la estructura sin disipadores está definido por:

$$\xi_j = \xi_{estr_j} * \frac{\bar{w}_j}{\hat{w}_j} \quad (2.49)$$

De donde ξ_{estr_j} es el amortiguamiento de la estructura sin disipadores, es comúnmente usado para estructuras corrientes, de hormigón armado, el valor de 5 % de amortiguamiento, es decir que se espera que exista un ligero daño en las edificaciones y su valor esta en un 3 % o menos, cuando no se espera que exista daño en la estructura.

En conclusión podemos decir que el amortiguamiento total del sistema es el amortiguamiento propio de la estructura sin disipadores más amortiguamiento de la estructura con disipadores como se indica a continuación:

$$\xi_j = \xi_{estr_j} * \frac{\bar{w}_j}{\hat{w}_j} + \frac{\eta}{2} \left(1 - \frac{\bar{w}_j^2}{\hat{w}_j^2} \right) \quad (2.50)$$

A continuación se detalla una estructura, con disipadores de energía, de dos pisos y dos vanos como lo indica la figura 2.12, para los dos modos de vibración de esta estructura se a determinado, las frecuencias de la estructura sin disipadores y las frecuencias con disipadores para determinar el amortiguamiento total de la estructura. Además las dimensiones de las columnas y vigas es de 20 x 20 y en la figura 2.13 se indica la vista en planta de esta estructura. Los disipadores se colocaron únicamente en los pórticos externos.

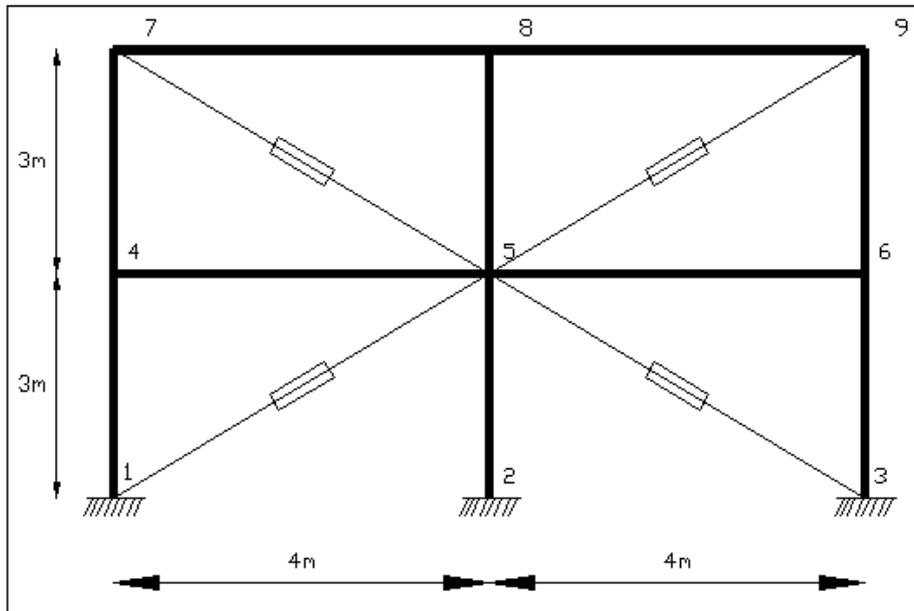


Figura 2.12 Estructura de dos pisos con disipadores de energía

Las secciones tiene un área de 11.41 cm^2 para el perfil cajón y 15.48 cm^2 para el total de los perfiles en forma de canal. Las longitudes son de 310 cm para ambos perfiles. Se ha considerado un módulo de corte de la goma de almacenamiento de 90% de eficiencia y 50% de deformación, entonces $G_a=5.72 \text{ kg/cm}^2$ y un factor de pérdida de $\eta=0.17$.

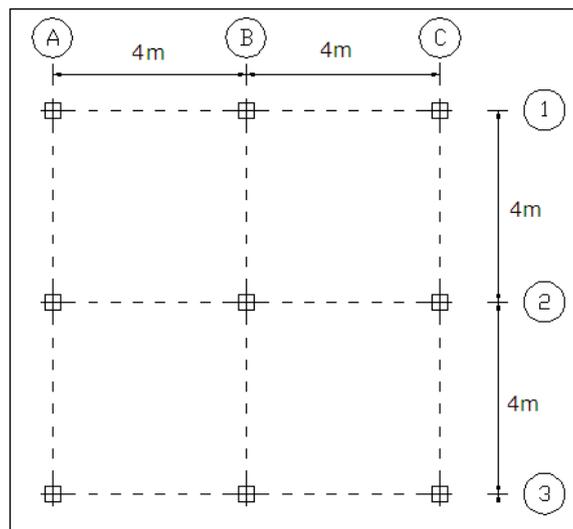


Figura 2.13 Estructura de dos pisos con disipadores de energía

Para el análisis las dimensiones de la goma, longitud y base fueron constantes, y el espesor variable. Los resultados de este análisis se indican en la tabla 2.2, se puede observar que a medida que aumenta el espesor de la goma, la frecuencia de vibración de la estructura disminuye y aumenta el amortiguamiento total del sistema. El amortiguamiento de la estructura sin disipadores es del 5% y con un disipador de 4 cm de goma se logró un 8% de amortiguamiento.

Tabla 2.2 Amortiguamiento y frecuencias de una estructura con disipadores

L (cm)	B (cm)	e (cm)	ξ estr.	ne	Ke (T/m)	$\bar{\omega}_j$	$\hat{\omega}_j$	ξ
100	8	1	0.05	0.1194	1304.6	5.2139	14.9882	0.0699
						16.9218	40.288	0.0702
100	8	2	0.05	0.1403	762.17	5.2139	11.9658	0.0786
						16.9218	32.6599	0.0772
100	8	3	0.05	0.1490	538.20	5.2139	10.4618	0.0809
						16.9218	28.9311	0.0783
100	8	4	0.05	0.1537	415.94	5.2139	9.5386	0.0812
						16.9218	26.6776	0.0777

En el quinto capítulo de este proyecto de tesis, se detalla también el cálculo de la matriz de amortiguamiento y se elabora un programa que determina las matrices de rigidez, masa y amortiguamiento para encontrar la respuesta en el tiempo con el procedimiento de espacio de estado.

Referencias

1. Aguiar R., (2007) *Dinámica de Estructuras con MATLAB*, Centro de Investigaciones Científicas. Escuela Politécnica del Ejército, 280 p., En Internet www.espe.edu.ec.
2. Aguiar R., *Análisis Dinámico Espacial de Estructuras*, (1986) Centro de Investigaciones Científicas. Escuela Politécnica del Ejército, Quito, Ecuador.
3. Aguiar R., (2006), *Análisis Sísmico*, Materia de Cátedra, Centro de Investigaciones Científicas, Escuela Politécnica del Ejército, Quito, Ecuador.
4. Aguiar R., (1995), *Análisis Matricial de Estructuras*, Centro de Investigaciones Científicas, Escuela Politécnica del Ejército, Quito, Ecuador.
5. Aguiar R., y Moroni M., (2007), *Disipadores de energía visco elásticos a base de goma*”, Centro de Investigaciones Científicas. Escuela Politécnica del Ejército, En preparación, Quito, Ecuador.
6. Cahís F., (2001), “Desarrollo de un nuevo disipador de energía para diseño dismorresistente. Análisis numérico y validación experimental de su comportamiento”, Universitat Politècnica de Catalunya, Tesis, España, http://tesisenxarxa.net/TESIS_UPC/AVAILABLE/TDX-0517101-124618//05Cap2.pdf

7. Vera V.,(2000), “Diseño y Ensayo de un elemento disipador pasivo de energía”.
Tesis de Postgrado, Universidad de Chile.

CAPÍTULO III: ANÁLISIS SÍSMICO USANDO ESPECTRO

3.10 ESPECTRO DE DISEÑO CEC-2000

En esta sección se da un breve descripción de los espectros de diseño elástico e inelástico del CEC-2000. El espectro de diseño elástico que se define por las siguientes ecuaciones:

$$T < T^* \quad A_d = \alpha \beta A_o \quad (3.1)$$

$$T^* < T < T' \quad A_d = \frac{1.25 \alpha A_o S^S}{T} \quad (3.2)$$

$$T > T' \quad A_d = \frac{\alpha A_o}{2} \quad (3.3)$$

Siendo T es el período de vibración de la estructura, A_o es la aceleración máxima del suelo y está definido en el mapa de peligrosidad sísmica del Ecuador. α es el coeficiente de importancia de la estructura; β , T^* , T' , S son los parámetros que están en la tabla 3.1 y que dependen del perfil de suelo.

Tabla 3.1 Parámetros que definen el espectro elástico del CEC-2000

Perfil de suelo	T^* (s)	T' (s)	β	S
S1	0.50	2.50	2.5	1.0
S2	0.52	3.11	3.0	1.2
S3	0.82	4.59	2.8	1.5
S4	2.00	10.00	2.5	2.0

Los perfiles de suelo están definidos de la siguiente manera:

S1: Roca o suelo firme.

S2: Suelos intermedios.

S3: Suelos blandos y estrato profundo.

S4: Condiciones especiales de suelo.

Para determinar el Espectro de Diseño Inelástico se divide el Espectro de Diseño Elástico, indicado para el factor $R \phi_p \phi_e$. Siendo R es el factor de reducción de las fuerzas sísmicas debido al comportamiento no lineal, ϕ_p factor que toma en cuenta las irregularidades en planta, ϕ_e factor que considera las irregularidades en elevación. Aguiar *et al* (2007) . El espectro de diseño inelástico que se define por las siguientes ecuaciones:

$$T < T^* \quad A_d = \frac{\alpha \beta A_o}{R \phi_p \phi_e} \quad (3.4)$$

$$T^* < T < T' \quad A_d = \frac{1.25 \alpha A_o S^S}{T R \phi_p \phi_e} \quad (3.5)$$

$$T > T' \quad A_d = \frac{\alpha A_o}{2 R \phi_p \phi_e} \quad (3.6)$$

La curva superior de la figura 3.1 corresponde al espectro elástico y la curva inferior al espectro inelástico. Cabe señalar que si se diseña un edificio con el espectro elástico, es porque no se espera ningún daño en la estructura pero será muy costosa ya que las fuerzas sísmicas serán muy altas. En su lugar si se diseña para el espectro inelástico, es porque se espera daño en la estructura y está no será costosa ya que se ha diseñado para menores fuerzas sísmicas.

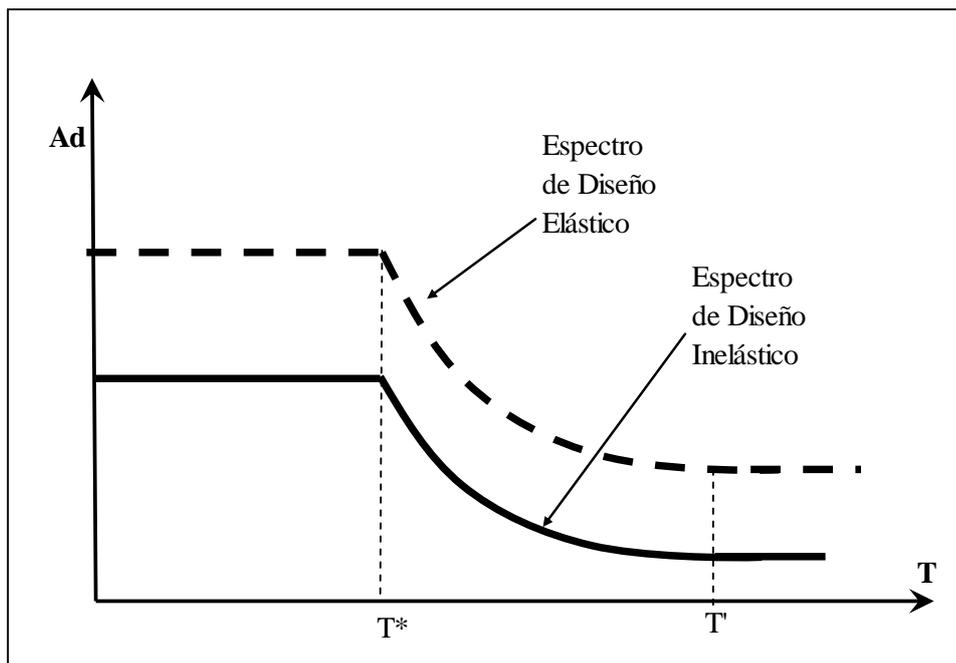


Figura 3.1 Espectros: Elástico e Inelástico del CEC-2000

El factor de reducción de las fuerzas sísmicas R se calcula con la siguiente ecuación:

$$R = R_{\mu} * R_S * R_R \quad (3.7)$$

Siendo R_{μ} el un factor de reducción de las fuerzas sísmicas debido a la ductilidad de la estructura, R_S es el factor de resistencia y R_R es el factor de redundancia Aguiar et al (2007).

Con el trabajo desarrollado por Aguiar y González (2006) se realiza el cálculo del factor de reducción por ductilidad R_μ , que se efectúa con la siguiente formula:

$$R_\mu = \frac{\mu}{1 + \left[\left(\frac{a}{\mu^b} + c \right) \left(\frac{T}{T^*} \right)^d \right]^{-1}} \quad (3.8)$$

Siendo μ la ductilidad esperada por el calculista, y las letras a, b, c y d son variables que están en función del tipo suelo como se observa en la tabla 3.2

Tabla 3.2 Variables a, b, c, d en función del tipo de suelo, Aguiar (2006)

Tipo de Suelo	a	b	c	d
S1	30.00	1.34	-1.49	0.60
S2	71.80	2.00	-1.50	0.50
S3	81.04	2.00	-2.55	0.50
S4	86.00	2.10	-2.60	0.48

Se considera un factor de resistencia $R_s = 2$, que es un valor bastante alto y el factor de redundancia R_R el propuesto por el ATC-19 de (1995) que penaliza a las estructuras que tienen menos de 4 ejes de columnas, asignado valores para el factor de redundancia R_R menores a la unidad, como se aprecia en la tabla 3.3.

Tabla 3.3 Valores propuesto de R_R por el ATC-1995

Número de ejes de columnas	Factor R_R
2	0.71
3	0.86
4	1.00

Para estructuras que tienen más de 4 ejes de columnas se ha asignado un valor de 1.2.

Cabe señalar que el factor de reducción de las fuerzas sísmicas R para estructuras con pórticos espaciales conformado por vigas y columnas, sin muros de corte, no podrá ser mayor que 8.

3.11 ANÁLISIS MODAL ESPECTRAL CON UN GRADO DE LIBERTAD POR PLANTA.

Siendo M, C, K son las matrices de masa, amortiguamiento y rigidez; q, \dot{q}, \ddot{q} son los vectores de desplazamiento, velocidad y aceleración. Q es el vector de cargas generalizadas. La ecuación diferencial del sistema es:

$$M \ddot{q} + C \dot{q} + K q = Q \quad (3.9)$$

Para desacoplar la ecuación se debe realiza el cambio de variable $q = \Phi X$. Siendo X el vector de desplazamientos en el nuevo sistema de coordenadas, Φ la matriz modal, conformada por cada uno de los modos de vibración de la estructura que se hallan del problema de vibración libre sin amortiguamiento, Aguiar *et al* (2007). Y se sabe que:

$$\begin{aligned} M^* &= \Phi^t M \Phi & C^* &= \Phi^t C \Phi \\ K^* &= \Phi^t K \Phi & Q^* &= \Phi^t Q \end{aligned}$$

Se tiene entonces:

$$M^* \ddot{X} + C^* \dot{X} + K^* X = Q^* \quad (3.10)$$

El vector Q^* es:

$$Q^* = - \begin{bmatrix} \phi_1^t \\ \phi_2^t \\ \dots \\ \phi_n^t \end{bmatrix} M b \ddot{U}_g \quad (3.11)$$

Siendo b para el análisis de un grado de libertad por planta, un vector unitario y \ddot{U}_g , la aceleración del suelo. De tal manera que el sistema de ecuaciones diferenciales, en coordenadas principales para un modo i es:

$$\eta \ddot{x}_i + 2 \xi \eta W_{ni} \dot{x}_i + \eta W_{ni}^2 x_i = -\phi_i^t M b \ddot{U}_g \quad (3.12)$$

De donde $\phi_i^t M \phi_i = \eta$, por lo que se tiene:

$$\ddot{x}_i + 2 \xi W_{ni} \dot{x}_i + W_{ni}^2 x_i = -\gamma_i \ddot{U}_g \quad (3.13)$$

Siendo γ_i el factor de participación para el modo i .

$$\gamma_i = \frac{\phi_i^t M b}{\phi_i^t M \phi_i} \quad (3.14)$$

\ddot{U}_g viene expresado por un espectro de diseño para un valor de amortiguamiento ξ . La respuesta máxima es:

$$x_i = \gamma_i \left(\frac{T_i}{2\pi} \right)^2 A_{di} \quad (3.15)$$

Donde T_i es el período de vibración del modo i y A_{di} es la aceleración espectral. Se utiliza el axioma de pseudo espectro para encontrar el desplazamiento espectral

$$S_{di} = (T_i / 2\pi)^2 A_{di}.$$

La respuesta en coordenadas q es:

$$q_i = \gamma_i \left(\frac{T_i}{2\pi} \right)^2 A_{di} \phi_i \quad (3.16)$$

Para encontrar las fuerzas máximas en cada modo de vibración Q_i se tiene que:

$Q_i = K q_i$ donde K es la Matriz K_{xx} o K_{yy} según el sentido de análisis, Aguiar *et al* (2007).

Entonces:

$$Q_i = \gamma_i A_{di} M \phi_i \quad (3.17)$$

Se denomina al sistema de coordenadas de piso como $P - p$. Siendo P es el vector de cargas, conformado por las fuerzas laterales que actúan en cada piso y p es el vector de desplazamientos laterales de cada piso. La relación entre el vector P y el vector p viene dada por la matriz de rigidez lateral K_L del pórtico. Aguiar *et al* (2007).

$$P = K_L p \quad (3.18)$$

De acuerdo al CEC-2000 el análisis sísmico se realiza con inercias agrietadas para las vigas $I_V = 0.5 * I_g$; para las columnas $I_C = 0.8 * I_g$.

Además se utiliza el criterio de combinación modal de la Norma Técnica de Perú de 2003

que se indica a continuación:

$$V = 0.25 \sum_{i=1}^N |V_i| + 0.75 \sqrt{\sum_{i=1}^N V_i^2} \quad (3.19)$$

3.12 CORTANTE BASAL MÍNIMO

Según lo convenido por el código ecuatoriano de la construcción CEC-2000 el cortante basal mínimo se determina de acuerdo a la formula:

$$V_{\min} = \frac{Z * I * C}{R * \phi_p * \phi_e} * W \quad (3.20)$$

De donde Z es el factor de zonificación sísmica, es decir, el coeficiente de la aceleración de la gravedad. Ver la tabla 3.4. I es el coeficiente de importancia, C es un coeficiente mostrado en la figura 3.1, R es el factor de reducción de las fuerzas sísmicas debido a comportamiento inelástico de la estructura, analizado con detenimiento en la primera sección, ϕ_p, ϕ_e factores que toman en cuenta las irregularidades en planta y elevación.

W es el peso total reactivo que se calcula únicamente con la carga muerta.

Tabla 3.4 Factor Z en función de la zona sísmica

Zona Sísmica	Zona 1	Zona 2	Zona 3	Zona 4
Factor Z	0.15	0.25	0.30	0.40

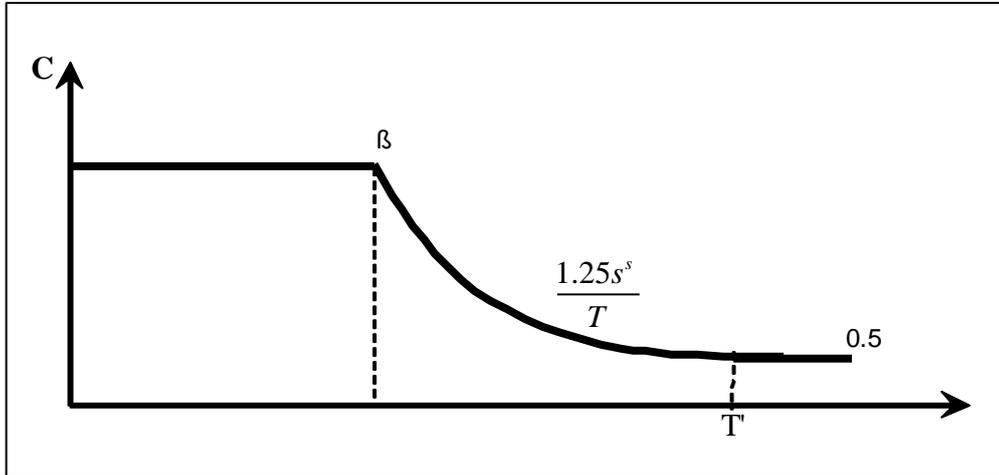


Figura 3.2 Coeficiente C

En la figura 3.2 se aprecia que el coeficiente C que se calcula con la siguiente ecuación:

$$C = \frac{1.25 S^s}{T} \leq \beta \quad (3.21)$$

En la tabla 3.1 se señalan los valores de S y β de acuerdo al perfil de suelo conforme a lo que determina el CEC-2000. Se recalca que con el cortante basal mínimo V_{\min} se deberá controlar el cortante basal que se halle con otros métodos.

3.13 CONTROL DE LA DERIVA MÁXIMA DE PISO

La deriva de piso es un parámetro que está asociado con el daño que se espera en las estructuras, y mientras más alta es la deriva mayor será el daño. A la deriva de piso se la

determina dividiendo el desplazamiento inelástico relativo de piso, para la altura de piso como lo indica la siguiente formula:

$$\gamma_i = \frac{q_i - q_{i-1}}{h_i} \quad (3.22)$$

Siendo γ_i la deriva de piso, q_i es el desplazamiento inelástico de piso, q_{i-1} es el desplazamiento inelástico del piso anterior y h_i la altura de piso. Los desplazamientos inelásticos se determinan con la ecuación:

$$q = (R\phi_p\phi_e) * q_{elastico} \quad (3.23)$$

En la tabla 3.5 se indica los valores máximos permitidos para distintos códigos entre ellos el CEC-2000 con una deriva máxima del 2 %. Si el valor no es menor significa que es necesario reforzar la estructura aumentando el ancho de las columnas o colocando disipadores.

Tabla 3.5 Derivas máximas permitidas en los códigos

CÓDIGO	DERIVA MÁXIMA DE PISO
CEC-2000	2.0%
VISIÓN 2000	1.5%
CHILENO 1996-2001	1.0%
PERÚ	0.7%

3.14 CONTROL DEL EFECTO P-Δ

El control del efecto P- Δ se lo realiza con el índice de estabilidad de piso que se lo determina con la siguiente formula:

$$\theta_i = \frac{P_i * \Delta_i}{V_i * h_i} \quad (3.24)$$

De donde P_i es la carga vertical que gravita desde el piso i hasta el tope, se deduce en función de la carga muerta más el porcentaje de la carga viva; V_i es el cortante de piso; Δ_i es el desplazamiento relativo y h_i es la altura de entrepiso.

El CEC-2000 dice que si $\theta < 0.10$ la estructura no tiene problemas de efecto P- Δ pero si $\theta > 0.30$ la estructura, tendrá problemas y debe ser reforzada. Y si $0.10 < \theta < 0.30$ se debe encontrar un factor de corrección \square que se indica a continuación y multiplicar todas las fuerzas laterales por esta cantidad.

$$f_{P-\Delta} = \frac{1}{1 - \theta_i} \quad (3.25)$$

También se realiza el control de las fuerzas debido a la torsión accidental, se considera un valor de un 5% de desplazamiento en el centro de masas con respecto a la dimensión perpendicular a la dirección del análisis sísmico. Es decir las fuerzas están aplicadas en la nueva posición del centro de masas lo que causa un momento de torsión M_t en cada piso, que se indica como sigue:

$$M_{ti} = 0.05 * b_{yi} * Q_i \quad (3.26)$$

Donde b_{yi} es la dimensión de la planta i , perpendicular a la dirección X . Cuando se haga el análisis sísmico en sentido Y , se trabajará con la otra dimensión b_{xi} ; Q_i es la fuerza lateral encontrada en el piso i .

Se resuelve un sistema de ecuaciones lineales de la forma: $Q = K_{2gl} q$ y se determinan las coordenadas de piso q .

Siendo:

$$K_{2gl} = \begin{bmatrix} K_{XX} & K_{X\theta} \\ K_{\theta X} & K_{\theta\theta} \end{bmatrix} \quad (3.27)$$

$$K_{\theta\theta} = \sum_{i=1}^{nx} K_L^{(i)} (r^{(i)})^2 \quad (3.28)$$

Siendo r la matriz de cada pórtico que esta conformado por la distancia de cada pórtico al centro de masas y tiene signo positivo si la orientación positiva del pórtico (paralela a los ejes de referencia) gira con respecto al centro de masas en sentido antihorario y negativa si lo hace en sentido horario, Aguiar *et al* (2007).

Nos interesa que $K_{\theta\theta}$ sea lo más grande posible para que la estructura tenga una afectación mínima por torsión, es decir los pórticos exteriores deben tener mayor rigidez. Cuando los pórticos son ortogonales se tiene que $K_{X\theta} = K_{\theta X} = 0$.

Se encuentran los desplazamientos laterales de piso de cada pórtico $p^{(i)}$ con la siguiente formula:

$$p_i = A_i \times q \quad (3.29)$$

Siendo:

$$A_i = \begin{bmatrix} 1 & 0 & \dots & 0 & \vdots & r_1 & 0 & \dots & 0 \\ 0 & 1 & \dots & 0 & \vdots & 0 & r_2 & \dots & 0 \\ \dots & \dots & \dots & 0 & \vdots & \dots & \dots & \dots & 0 \\ 0 & 0 & \dots & 1 & \vdots & 0 & 0 & \dots & r_n \end{bmatrix} \quad (3.30)$$

Donde r_1, r_2, \dots, r_n son las distancias del centro de masas al pórtico i en los pisos uno, dos,... etc. Aguiar *et al* (2007).

3.15 ESPECTRO PARA DIFERENTE FACTOR DE AMORTIGUAMIENTO

Las características estructurales, de los materiales usados y el nivel de esfuerzos a que se halla sometida la estructura, determinan el factor de amortiguamiento que para la mayor parte de normativas sísmicas presentan espectros de diseño para un factor de amortiguamiento del 5%, este factor es muy adecuado para las estructuras de hormigón armado en las que se espera daño.

Pero cuando se diseñan estructuras con dispositivos de disipación de energía o aislamiento de base se necesita tener espectros para otros valores de amortiguamiento. Para ello existe un factor de ajuste, mismo que fue planteado por la Normativa Sísmica de Chile para estructuras con aislamiento de base de 2002. Dicha normativa indica que se puede obtener espectros para cualquier factor de amortiguamiento multiplicando la forma del espectro elástico hallado para un 5% de amortiguamiento por el valor de:

$$B_0 = \left[\frac{1 + \xi}{1 + 14.68 \cdot \xi^{0.865}} \right] \quad (3.31)$$

En el Centro de Investigaciones Científicas de la Escuela Politécnica del Ejército, se realizó una investigación en la que se encontró los espectros de respuesta de 24 sismos artificiales para factores de amortiguamiento del 3, 5 y 9%. Posteriormente se obtuvo los espectros para 3% y 9% de amortiguamiento a partir de los espectros para 5% de amortiguamiento, multiplicando por el factor de ajuste B_0 , con lo que se obtuvo un error promedio inferior al 4% , Aguiar y Álvarez *et al* (2007).

En la figura 3.3 se indica la comparación de las formas espectrales para $\xi = 0.09$ para los tipos de suelos S1 y S2, para un período de 2 segundos.

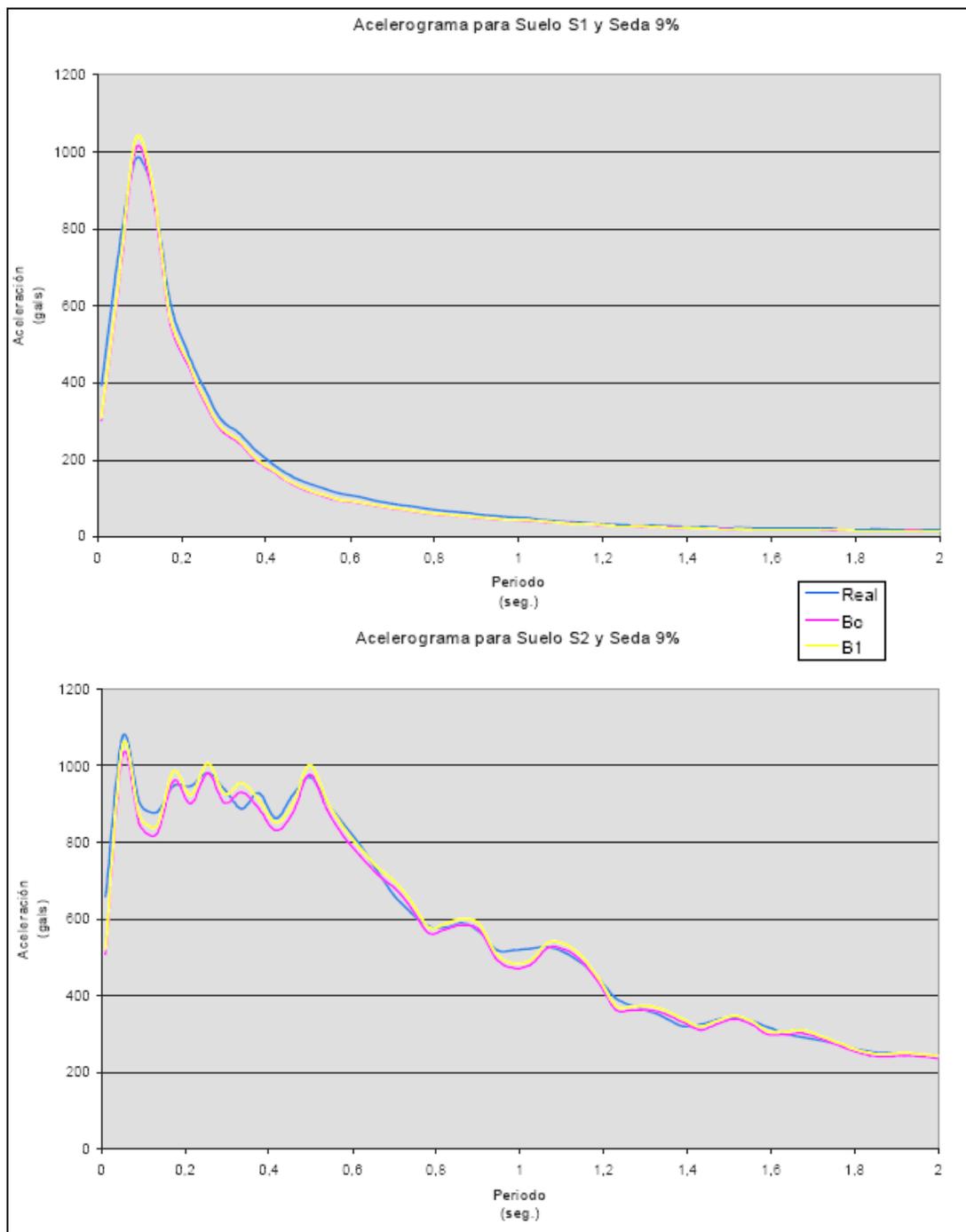


Figura 3.3 Comparación de las formas espectrales para $\xi = 0.09$ para S1 y S2. Aguiar y Álvarez (2007)

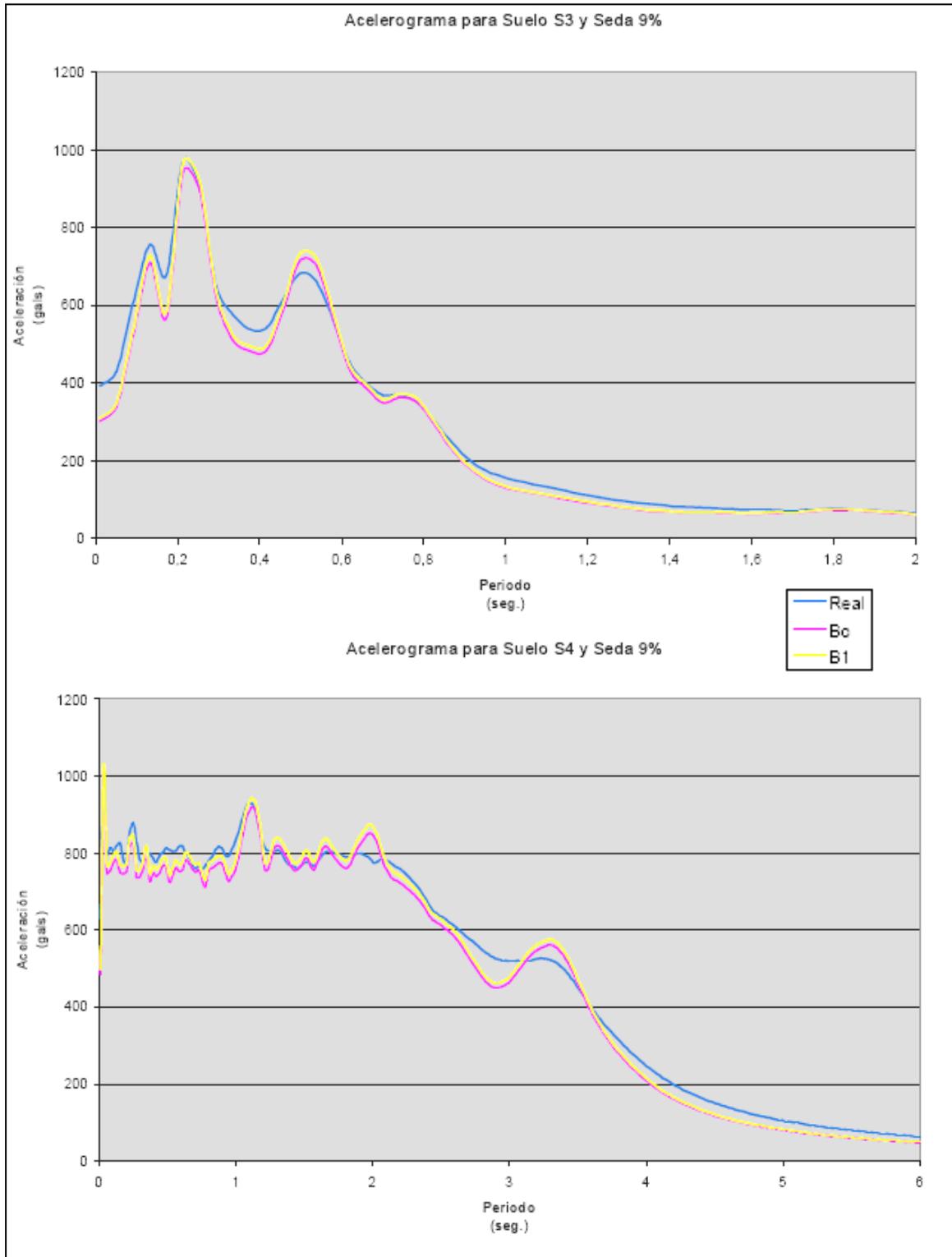


Figura 3.4 Comparación de las formas espectrales para $\xi = 0.09$ para S3 y S4. Aguiar y Álvarez (2007)

En la figura 3.4 se indica la comparación de las formas espectrales para $\xi = 0.09$ para los tipos de suelos S3 y S4, para un período de 2 y 6 segundos respectivamente.

En la tabla 3.6 se indica el error promedio que se obtiene al encontrar los espectros para el 9% de amortiguamiento a partir de 5% empleando el factor B_0 . Aguiar y Álvarez *et al* (2007).

Tabla 3.6 Error medio encontrado con B_0 . Aguiar y Álvarez (2007)

Perfil de Suelo	B_0
S1	3.34
S2	4.57
S3	4.98
S4	2.31
Promedio	3.80

3.16 DESCRIPCIÓN DEL PROGRAMA DE DISIPADORES VISCOELÁSTICOS UNIFICADOE

En esta sección se presenta un programa en matlab para el análisis sísmico de estructuras, con el método de superposición modal considerando un grado de libertad por planta, usando el espectro de diseño descrito en el CEC-2000. El programa lleva el nombre de unificadoE y su función de llamado en matlab corresponde a:

[V]=unificadoE(u,iejes,SEDA,fp,alt,pesoD,pesoL,KL,KLd,KLdG,r)

- **u** es la ductilidad que espera el calculista
- **iejes** es el número de ejes en el sentido de análisis de la estructura.
- **SEDA** es el amortiguamiento de la estructura sin disipadores
- **fp** es el factor de pérdida equivalente para todos los modos
- **alt** es el vector que contiene las alturas a cada piso medido desde la base.
- **pesoD** es el vector que contiene el peso total por carga muerta de cada uno de los pisos en orden ascendente.
- **pesoL** es el vector que contiene el peso total por carga viva de cada uno de los pisos en orden ascendente, multiplicados por 0.25.
- **KL** es la matriz que contiene las matrices de rigidez lateral de los pórticos en un solo sentido, con inercias agrietadas y sin disipadores.
- **KLd** es la matriz que contiene las matrices de rigidez lateral de los pórticos en un solo sentido, con inercias agrietadas y con disipadores.
- **KLdG** Matriz que contiene las matrices de rigidez lateral de los pórticos en un solo sentido, con inercias gruesas y con disipadores.
- **r** es el vector que contiene la distancia del pórtico al centro de masa, de cada uno de los pórticos, con signo, positivo antihorario.

Este programa se basa en el programa **modalespaciallgdl** elaborado por Aguiar (2007)

Las unidades con las que trabaja, están expresadas en toneladas y metros, por lo que se pide que el usuario tome precaución al momento de ingresar los datos. El listado del programa es el siguiente:

```
function [V]=unificadoE(u,iejes,SEDA,fp,alt,pesoD,pesoL,KL,KLd,KLdG,r)
```

```
% Programa para el Analisis Modal Espacial considerando un grado de
% libertad por planta empleando el Espectro Inelastico del CEC-2000.
```

```

% Por: Andres Costa.
%-----
% [V]=unificadoE(u,iejes,SEDA,fp,alt,pesoD,pesoL,KL,KLd,KLdG,r)
%-----
% Ru Factor de reduccion por ductilidad   Rs Factor de resistencia
% Rr Factor de redundancia                 R Factor de reduccion
% u Ductilidad que espera el calculista   H Altura total de edificio
% Z Factor de Zona                         iejes # de ejes de columnas
% alt Vector que contiene las alturas a cada piso medido desde la base.
% pesoD Vector que contiene la carga muerta D de cada piso.
% pesoL Vector que contiene el porcentaje de carga viva L de cada piso.
% KL Matriz que contiene las matrices de rigidez lateral de los porticos
%     en un solo sentido, con inercias agrietadas y sin disipadores.
% KLd Matriz que contiene las matrices de rigidez lateral de los porticos
%     en un solo sentido, con inercias agrietadas y con disipadores.
% KLdG Matriz que contiene las matrices de rigidez lateral de los porticos
%     en un solo sentido, con inercias gruesas y con disipadores.
% r Vector que contiene la distancia del portico al centro de masa, de
%     cada uno de los porticos, con signo, positivo antihorario.
% PESO Peso total Reactivo.                 V Cortante Basal
% SEDA Amortiguamiento de la estructura sin disipadores
% fp Factor de perdida equivalente para todos los modos
NP=length(alt); for i=1:NP-1; j=NP-i+1; alt(j)=alt(j)-alt(j-1);end
%-----
%Matriz de masas
%-----
for i=1:NP;
    masaD(i)=pesoD(i)/9.8;
    masaL(i)=pesoL(i)/9.8;
    mas(i)=masaD(i)+masaL(i);
end
masa=zeros(NP,NP);
for i=1:NP;
    masa(i,i)=mas(i);
end
PESO=0;
for i=1:NP;
    PESO=PESO+pesoD(i);
end; H=alt(NP);
%-----
%Matriz de rigidez KXXS sin disipadores
%-----
KXXS=zeros(NP,NP);
for i=1:iejes
    ji=NP*(i-1)+1;jf=NP*(i-1)+NP;
    KXXS=KXXS+KL(ji:jf,1:NP);
end
%-----
%Matriz de rigidez KXXC con disipadores
%-----
KXXC=zeros(NP,NP);Kteta=zeros(NP,NP);

```

```

for i=1:iejes
    for k=1:NP
        rtet(k,k)=r(i);identidad(k,k)=1;
    end
    rteta=rtet*rtet;
    ji=NP*(i-1)+1;jf=NP*(i-1)+NP;
    KXXC=KXXC+KLd(ji:jf,1:NP);
    Kteta=Kteta+KLd(ji:jf,1:NP)*rteta;
    A(ji:ji+NP-1,:)= [identidad rtet];
end
%-----
% Matriz de rigidez espacial Kteta
%-----
CERO=zeros(NP,NP); KE=[KXXC CERO; CERO Kteta];
%-----
% Frecuencia de vibracion de estructura sin disipadores
%-----
[V,D]=eig(KXXS,masa);
W=sqrt(diag(D));
% Se ordenan las frecuencias y los modos de vibracion de menor a mayor
[Wsin]=sort(W);
tsin=2*3.141592654/Wsin(1)
%-----
% Frecuencia de vibracion de estructura con disipadores
%-----
[V,D]=eig(KXXC,masa);
W=sqrt(diag(D));
% Se ordenan las frecuencias y los modos de vibracion de menor a mayor
[Wcon]=sort(W);
tcon=2*3.141592654/Wcon(1)
%-----
% Calculo del amortiguamiento del sistema
%-----
eta=fp;
beta=SEDA
for i=1:NP
    aux=Wsin(i)/Wcon(i);
    sedaes(i)=beta*aux;
    sedadis(i)=(eta/2)*(1-aux*aux);
    seda(i)=beta*aux+(eta/2)*(1-aux*aux);
end
fprintf (' Factores de amoriguamiento de estructura ');
sedaes
fprintf (' Factores de amoriguamiento de disipadores ');
sedadis
fprintf (' Factores de amoriguamiento total ');
seda
%-----
% Factor de zona sismica
%-----
fprintf ('\n Codigos para zonas sismicas: 0.15g=1 0.25g=2 0.30g=3 04g=4');

```

```

ic=input ('\n Ingrese el codigo de la zona sismica :');
if ic==1;
    Ao=0.15*9.8;Z=0.15;
elseif ic==2;
    Ao=0.25*9.8;Z=0.25;
elseif ic==3;
    Ao=0.30*9.8;Z=0.30;
else
    Ao=0.40*9.8;Z=0.4;
end
%-----
% Factor de tipo de suelo y factor de importancia
%-----
fprintf ('\n Codigos para perfiles de suelo: S1=1  S2=2  S3=3  S4=4');
is=input('\n Indique el codigo del tipo de suelo :');
if is==1
    T1=0.50;T2=2.50;beta=2.5;S=1;a=30;b=1.34;c=-1.49;d=0.60;
elseif is==2
    T1=0.52;T2=3.11;beta=3.0;S=1.2;a=71.80;b=2.0;c=-1.50;d=0.50;
elseif is==3
    T1=0.82;T2=4.59;beta=2.8;S=1.5;a=81.04;b=2.0;c=-2.55;d=0.50;
else
    T1=2.0;T2=10;beta=2.5;S=2;a=86.0;b=2.10;c=-2.60;d=0.48;
end
I=input('\n Indique el factor de importancia :');
%-----
% Bo
%-----
sedap=sum(seda)/NP;
numera=1+sedap;denomi=1+14.68*sedap^0.865; Bo=2*numera/denomi;
%-----
% período s de vibracion y período fundamental
%-----
[V,D]=eig(KXXC,masa);W=sqrt(diag(D));
% Se ordenan las frecuencias y los modos de vibracion de menor a mayor
[Wn,II]=sort(W); for i=1:NP; fi(:,i)=V(:,II(i)); T(i)=2*pi/Wn(i);end;Tf=T(1);
%-----
% Factor de reduccion por ductilidad con propuesta de Aguiar y Gonzalez (2006)
%-----
deno1=(a/u^b)+c; deno2=(Tf/T1)^d; deno3=(deno1*deno2)^(-1); Ru= u/(1+deno3);
%-----
% Factor de sobre resistencia de 2.0
%-----
Rs=2.0;
%-----
% Factor de Redundancia de acuerdo a ATC-19
%-----
if iejes==2;
    Rr=0.71;
elseif iejes==3;
    Rr=0.86;

```

```

elseif iejes==4;
    Rr=1;
else;Rr=1.2;
end
%-----
% Factor R, no debe ser mayor a 8.
%-----
R=Ru*Rs*Rr;
fprintf ('\n período Fundamental');
T(1)
if R >=8;R=8;end
fip=input('\n Indique el factor de irregularidad en planta :');
fie=input('\n Indique el factor de irregularidad en elevacion :');
R=R*fip*fie;
%-----
% Coeficiente C
%-----
C=(1.25*S^S)/Tf; if C >=beta; C=beta; end;if C <= 0.5; C=0.5; end
fprintf ('\n Valores de Ru, Rs, Rr, R');
Ru, Rs, Rr, R,
%-----
% Cortante Basal Minimo
%-----
Vmin=(Z*I*C*PESO)/(R*fip*fie);
fprintf ('\n Cortante Basal Minimo ');Vmin
%-----
% Factores de participacion modal
%-----
for i=1:NP;
    b(i)=1;
end
b=b';NUM=fi'*masa*b;DEN=diag(fi'*masa*fi);
for i=1:NP;
    gama(i)=abs(NUM(i)/DEN(i));
end
%-----
% Aceleraciones modales
%-----
for i=1:NP
    if T(i)<=T1;
        Ad(i)=I*beta*Ao*Bo/R;
    elseif T(i)>T1 & T(i)<=T2;
        Ad(i)=(1.25*I*Ao*S^S*Bo)/(T(i)*R);
    else
        Ad(i)=I*Ao*Bo/(2*R);
    end
end
end
%-----
% Fuerzas modales en centro de masas
%-----
masafi=masa*fi;gamaAd=(gama.*Ad)';

```

```

for i=1:NP;
    for j=1:NP;
        P(j,i)=gamaAd(i)*masafi(j,i);
    end
end
%-----
% Cortantes modales en centro de masas
%-----
VV=zeros(NP,NP);
for i=1:NP;
    for j=1:NP;k=NP+1-j;
        if k==NP;
            VV(k,i)=VV(k,i)+P(k,i);
        else
            VV(k,i)=VV(k+1,i)+P(k,i);
        end
    end
end
%-----
% Criterio de Norma Tecnica de Peru de 2003 se aplica en cortantes
%-----
for i=1:NP
    RRR(i)=0; RR(i)=0;
    for j=1:NP
        RRR(i)=RRR(i)+abs(VV(i,j)); RR(i)=RR(i)+VV(i,j)*VV(i,j);
    end
    Corte(i)=0.25*RRR(i)+0.75*sqrt(RR(i));
end;Corte=Corte';
%-----
% Calculo de las Fuerzas Laterales en centro de masas
%-----
for i=1:NP
    j=NP+1-i;
    if j==NP
        F(j)=Corte(j);
    else
        F(j)=Corte(j)-Corte(j+1);
    end
end
F=F';
fprintf ('\n Fuerzas laterales en centro de masa sin torsion accidental');F
%-----
% Calculo de la torsion accidental
%-----
distancia=abs(r(1))+abs(r(iejes));for i=1:NP; Fx(i)=0; end
Momtor=0.05*distancia*F;Q=[Fx';Momtor];q=KE\Q;
for i=1:iejes
    ji=NP*(i-1)+1;jf=NP*(i-1)+NP;
    a=A(ji:jf,1:2*NP); p=a*q;Klateral=KL(ji:jf,1:NP);
    FT=abs(Klateral*p); F=F+FT;
end

```

```

fprintf('\n Fuerzas laterales en centro de masas, con torsion accidental');F
%-----
%Control del Cortante Basal Minimo
%-----
V=sum(F);
if Vmin > V; factor1=Vmin/V; F=factor1*F; end
%-----
%Matriz de rigidez lateral de los porticos con inercias gruesas
%-----
KXXCG=zeros(NP,NP);
for i=1:iejes
    ji=NP*(i-1)+1;jf=NP*(i-1)+NP;
    KXXCG=KXXCG+KLdG(ji:jf,1:NP);
end
q=KXXCG\F; qine=R*q;
fprintf('\n Desplazamientos laterales inelasticos en Centro de Masas');qine
%-----
%Calculo de la deriva de los pisos en centro de masas
%-----
for i=1:NP
    j=NP+1-i;
    if j==1
        drift(j)=qine(j)/alt(j);
    else
        drift(j)=(qine(j)-qine(j-1))/alt(j);
    end
end
fprintf('\n Derivas de piso evaluadas en centro de masas'); drift'
driftmaximo=max(drift);
fprintf('\n Deriva maxima de piso');driftmaximo
%-----
%Control de efecto P-Delta
%-----
for i=1:NP
    j=NP-i+1;
    if j==NP
        Peso(j)=masa(j,j)*9.8;Corte(j)=F(j);
    else
        Peso(j)=masa(j,j)*9.8+Peso(j+1);Corte(j)=F(j)+F(j+1);
    end
    theta(j)=(Peso(j)/Corte(j))*drift(j);
    if theta(j)>=0.30
        fprintf('\n Estructura debe ser reforzada');
    elseif theta(j)>=0.10 & theta(j)<0.30;
        fpd(j)=1/(1-theta(j));
    else
        fpd(j)=1;
    end
    theta
end
F=max(fpd)*F;V=sum(F);

```

```

fprintf('\n Fuerzas laterales finales en centro de masas luego de controles');F
for i=1:iejes
    ji=NP*(i-1)+1;jf=NP*(i-1)+NP;
    Klateral=KLdG(ji:jf,1:NP);
    fprintf('\n Fuerza lateral en portico :');i
    FT=Klateral*q
end
%---fin-----

```

Es importante decir que el análisis sísmico que se realiza con este programa trabaja con las inercias agrietadas e acuerdo al CEC-2000; para las vigas $I_V = 0.5 * I_g$; para las columnas $I_C = 0.8 * I_g$.

3.17 MANUAL DE USO DEL PROGRAMA

Para el uso del programa unificadoE es necesario cargar el programa en el fichero de trabajo en matlab, en la carpeta **work** , de lo contrario el programa no correrá.

Antes de la ejecución del programa se determinan las matrices KL, KLd y KLdG. Se puede encontrar la matriz de rigidez lateral de un pórtico sin disipadores de energía con el programa **rlaxinfi** (elaborado por Aguiar 2007), tanto para inercias gruesas como agrietadas, y se puede encontrar la matriz de rigidez lateral de un pórtico con disipadores de energía con el programa **rlviscoelastico** (elaborado por Aguiar 2007), también para inercias gruesas como agrietadas.. Se recomienda una lectura del **Análisis Dinámico de Estructuras con MATLAB** de Aguiar (2007).

A continuación se cargan los vectores **pesoD** y **pesoL** que contiene los pesos totales de la carga muerta y de la carga viva respectivamente. También se debe cargar el vector **alt** que contiene la altura de cada piso desde la base, y se carga **r** que es el vector que

contiene la distancia del pórtico al centro de masa, de cada uno de los pórticos, con signo, positivo para el sentido antihorario, y negativo para el sentido horario.

Finalmente ejecutamos la orden del programa, colocando en su lugar las variables que faltan descritas en la sección anterior. El programa, aparte de las variables que solicita en su llamado pide:

- Ingresar el código de la zona sísmica donde se encuentra la estructura.
- Ingresar el código del tipo de suelo.
- Ingresar el factor de importancia.
- Ingresar el factor de irregularidad en planta.
- Ingresar el factor de irregularidad en elevación.

Posteriormente se analiza una estructura de ejemplo para mostrar con claridad el uso del programa.

3.18 ESTRUCTURA DE EJEMPLO

Para indicar el funcionamiento del programa unificado se estudia la estructura del capítulo anterior:

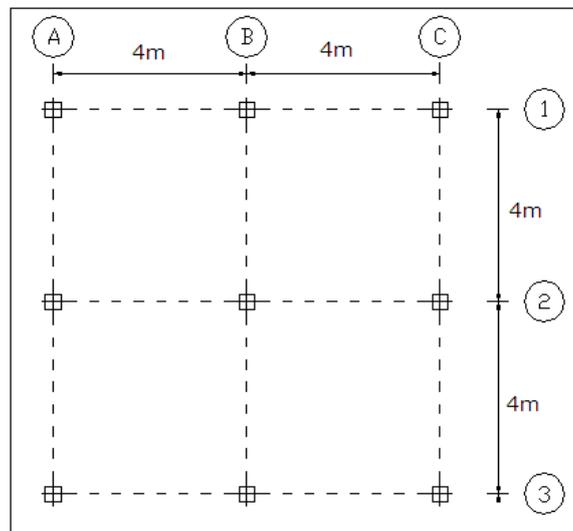


Figura 3.5 Distribución en planta de la estructura de dos pisos

con disipadores de energía

La estructura esta ubicada en una zona sísmica 4, en un tipo de suelo 2, y no presenta irregularidades en planta ni en elevación. Tiene dos pisos y dos vanos como lo indica la figura 3.5 y 3.6. La dimensión de cada vano es de cuatro metros, la altura de los pisos es de tres metros las dimensiones de las columnas y vigas es de 20 x 20. Para la carga muerta se considera 0.6 T/m^2 y para la carga viva se considera 0.2 T/m^2 . Se espera una ductilidad de 4. Los disipadores se colocaron únicamente en los pórticos externos.

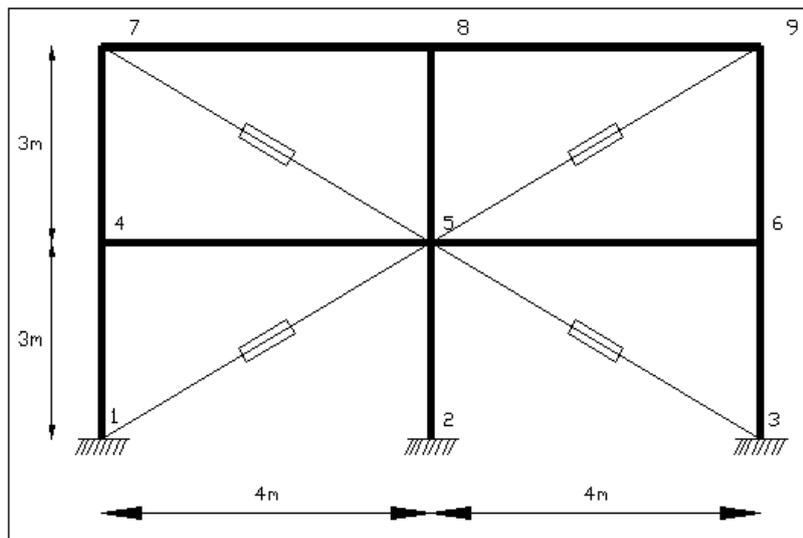


Figura 3.6 Pórtico tipo de la estructura de dos pisos

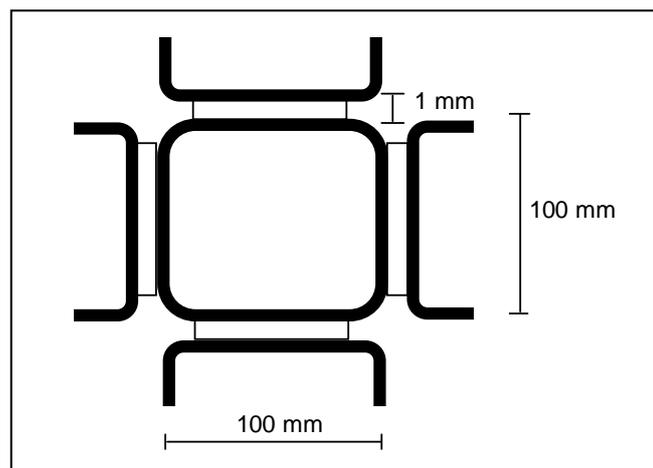


Figura 3.7 Sección del disipador

En cuanto a las características del disipador, en la figura 3.7 se observa un esquema de la sección del disipador. Las secciones tienen un área de 11.41 cm² para el perfil cajón y 15.48 cm² para el total de los perfiles en forma de canal. Las longitudes son de 310 cm para ambos perfiles. Se ha considerado un módulo de corte de la goma de almacenamiento de 90% de eficiencia y 50% de deformación, entonces $G_a = 5.72 \text{ kg/cm}^2$ y un factor de pérdida de $\eta = 0.17$. Con estas características nombradas y las dimensiones de la goma de 100 cm de largo, 8 cm de base y 1 cm de espesor se tiene, en el disipador, factor de pérdida equivalente de 0.1194 y una rigidez equivalente de 1304.6 T/m.

Usando los programas **rlaxinfi** y **rlviscoelastico**, determinamos las matrices de rigidez para los pórticos con y sin disipadores de energía.

Matriz de rigidez lateral de estructura sin disipadores, con inercias gruesas
KLG1 =

$$\begin{pmatrix} 515.1303 & -222.1254 \\ -222.1254 & 167.3904 \end{pmatrix}$$

Matriz de rigidez lateral de estructura con disipadores, con inercias gruesas
KLG =

$$1.0e+003 * \begin{pmatrix} 3.8549 & -1.8920 \\ -1.8920 & 1.8373 \end{pmatrix}$$

Matriz de rigidez lateral de estructura sin disipadores, con inercias agrietadas
KLI1 =

$$\begin{pmatrix} 389.5412 & -160.9984 \\ -160.9984 & 112.2305 \end{pmatrix}$$

Matriz de rigidez lateral de estructura con disipadores, con inercias agrietadas
KLI2 =

$$1.0e+003 *$$

$$\begin{pmatrix} 3.7293 & -1.8309 \\ -1.8309 & 1.7821 \end{pmatrix}$$

Como todos los pórticos, para este caso, son iguales decimos que:

```
>>KL=[KLI1;KLI1;KLI1]
```

KL =

$$\begin{pmatrix} 389.5412 & -160.9984 \\ -160.9984 & 112.2305 \\ 389.5412 & -160.9984 \\ -160.9984 & 112.2305 \\ 389.5412 & -160.9984 \\ -160.9984 & 112.2305 \end{pmatrix}$$

```
>> KLd=[KLI2;KLI1;KLI2]
```

KLd =

1.0e+003 *

$$\begin{pmatrix} 3.7293 & -1.8309 \\ -1.8309 & 1.7821 \\ 0.3895 & -0.1610 \\ -0.1610 & 0.1122 \\ 3.7293 & -1.8309 \\ -1.8309 & 1.7821 \end{pmatrix}$$

```
>> KLdG=[KLG;KLG1;KLG]
```

KLdG =

1.0e+003 *

$$\begin{pmatrix} 3.8549 & -1.8920 \\ -1.8920 & 1.8373 \\ 0.5151 & -0.2221 \\ -0.2221 & 0.1674 \\ 3.8549 & -1.8920 \\ -1.8920 & 1.8373 \end{pmatrix}$$

Se carga en la consola de matlab la siguiente información

```
>> pesoL=[3.2;3.2;3.2];
```

```
>> pesoD=[38.4;38.4;38.4];
```

```
>> alt=[3;6];
```

>> r=[4;0;-4];

Y finalmente se ejecuta el programa:

[V]=unificadoE(4,3,0.05,0.1194,alt,pesoD,pesoL,KL,KLd,KLdG,r)

Entonces el programa reporta lo siguiente:

Factores de amortiguamiento de estructura
sedaes =

[0.0143 0.0185]

Factores de amortiguamiento de disipadores
sedadis =

[0.0548 0.0515]

Factores de amortiguamiento total
seda =

[0.0691 0.0700]

El programa pide el ingreso de los siguientes datos:

Codigos para zonas sismicas: 0.15g=1 0.25g=2 0.30g=3 0.4g=4
Ingrese el codigo de la zona sismica :4

Codigos para perfiles de suelo: S1=1 S2=2 S3=3 S4=4
Indique el codigo del tipo de suelo :2

Indique el factor de importancia :1
Indique el factor de irregularidad en planta :1

Indique el factor de irregularidad en elevacion :1

Los resultados que arroja el programa están en la siguiente tabla:

Tabla 3.7 Resultados de la Corrida de la estructura ejemplo

Ru =	2.835		R =	4.8762		T =	0.3451		Vmin =	18.90	
Rs=	2										
Rr =	0.86										
Piso	Fuerzas sin Torsión Accidental (T.)	Fuerzas con Torsión Accidental (T.)	Desplazamiento Lateral Inelástico (m.)	Deriva de Piso	Fuerzas Finales en C.M. (T.)	Fuerzas Laterales Portico Externo	Fuerzas Laterales Portico Interno	theta			
1	6.029	6.140	0.0234	0.0078	6.7753	3.0581	0.6591	0.0343			
2	10.961	10.987	0.0398	0.0055	12.1243	5.9122	0.3	0.0187			
		17.1265			18.8996						

Donde Ru es el factor de reducción por ductilidad, Rs es el factor de resistencia, Rr es el factor de redundancia, R es el factor de reducción, T el período fundamental de la estructura y Vmin el cortante mínimo.

Referencias

1. Aguiar R., (2007) *Dinámica de Estructuras con MATLAB*, Centro de Investigaciones Científicas. Escuela Politécnica del Ejército, 280 p., En Internet www.espe.edu.ec.
2. Aguiar R., *Análisis Dinámico Espacial de Estructuras*, (1986) Centro de Investigaciones Científicas. Escuela Politécnica del Ejército, Quito, Ecuador.
3. Aguiar R., (2006), *Análisis Sísmico*, Materia de Cátedra, Centro de Investigaciones Científicas, Escuela Politécnica del Ejército, Quito, Ecuador.

4. Aguiar R., (1995), *Análisis Matricial de Estructuras*, Centro de Investigaciones Científicas, Escuela Politécnica del Ejército, Quito, Ecuador.
5. Aguiar y Álvarez (2007), “ Obtención de espectros para diferente factor de amortiguamiento”, XIII Jornadas Nacionales de Ingeniería Estructural, Universidad de Chimborazo, Riobamba.
6. CEC-2000, (2000), Código Ecuatoriano de la Construcción, Pontificia Universidad Católica de Quito. XIX Jornadas Nacionales de Ingeniería Estructural, Quito, Ecuador.

CAPÍTULO IV: COMPORTAMIENTO SÍSMICO DE UNA ESTRUCTURA USANDO ESPECTRO

4.5 DESCRIPCIÓN DE LA ESTRUCTURA

Se analiza una estructura para distintas situaciones: Primero lo que le sucede a la estructura en condiciones normales. Segundo cuando a ésta se agrega diagonales cruzadas (conformadas por correas G y perfiles C) con determinada sección. Tercero cuando en las diagonales se coloca varios el espesores de goma. Utilizando la misma estructura se repite los dos últimos casos disminuyendo la sección de las diagonales.

Además se analiza el caso, bajo las mismas circunstancias de cuando se coloca una sola diagonal en lugar de las dos diagonales cruzadas.

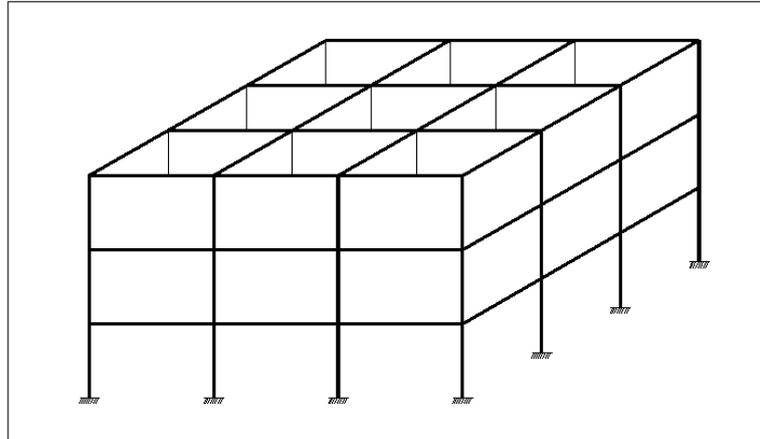


Figura 4.1 Vista 3D de la estructura de 3 pisos

La edificación que se analiza corresponde a una estructura simétrica que tiene tres pisos, la altura de cada uno de los pisos es de 3m, tiene tres vanos cada uno de 7m como se muestra en la figura 4.2. Todas las columnas son de 40 x 40 cm y todas las vigas son de 30 x 30 cm.

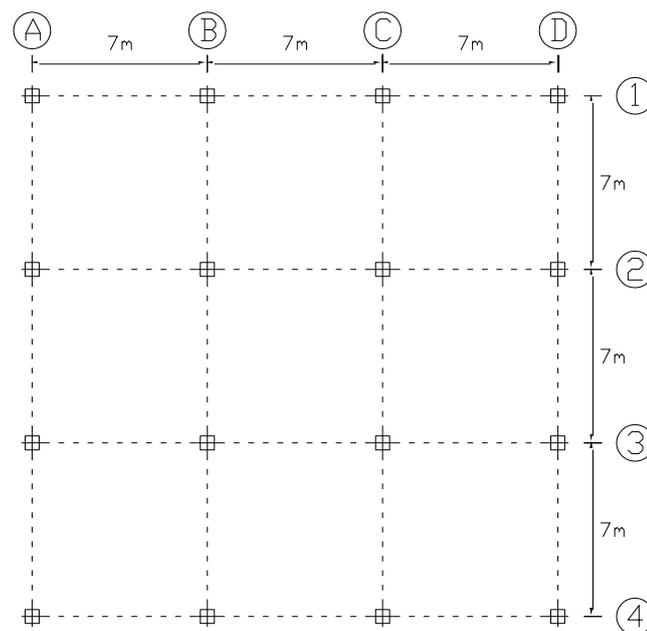


Figura 4.2 Distribución en planta

La estructura presenta las siguientes características:

- ❖ Ductilidad $\mu = 4$
- ❖ Se encuentra ubicada en la zona sísmica 4
- ❖ El tipo de suelo es S2
- ❖ Factor de importancia $I = 1$
- ❖ Factor de irregularidad en planta $\Phi_P = 1$
- ❖ Factor de irregularidad en elevación $\Phi_P = 1$

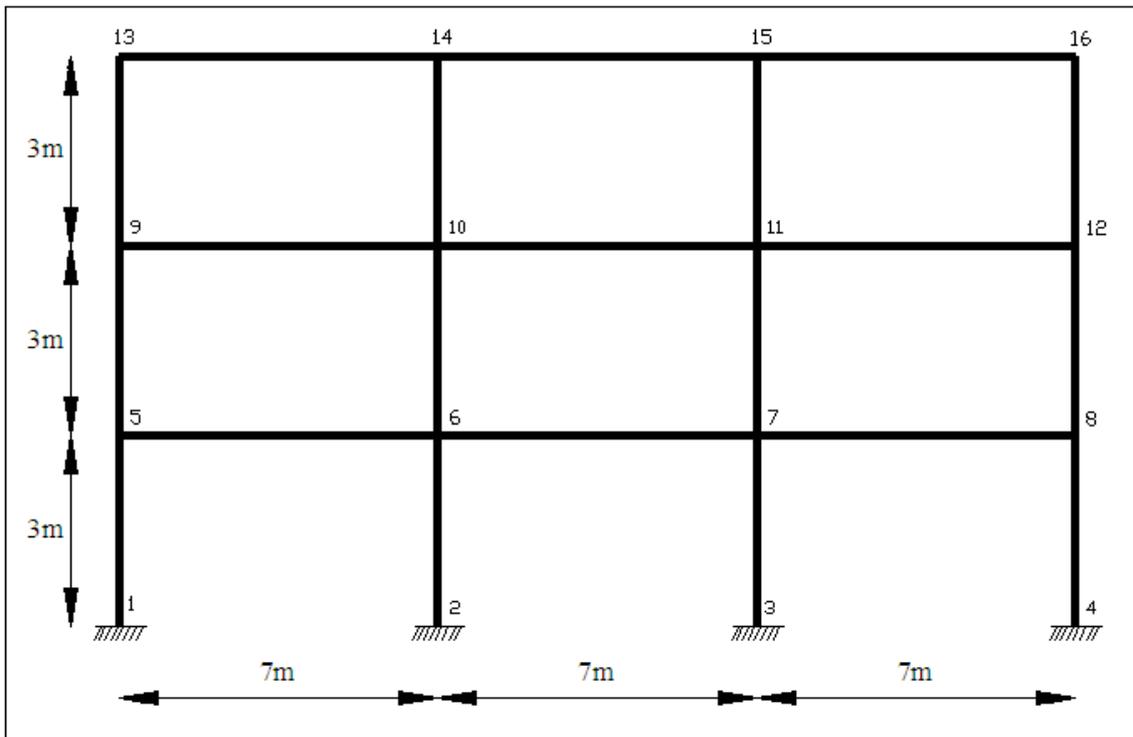


Figura 4.3 Pórtico tipo de la estructura de 3 pisos

4.6 ANÁLISIS SÍSMICO DE LA ESTRUCTURA SIN DISIPADORES

A continuación se detallan los resultados del análisis de la estructura en condiciones normales, es decir sin diagonales ni disipadores de energía viscoelásticos. Los resultados obtenidos están en la tabla 4.1, aquí se indica el valor de la deriva de piso que es del 2.25%, es decir excede al valor máximo establecido en el CEC 2000 que es del 2%, además se excede el valor del índice de estabilidad de piso θ , permitido también por el código que es de 0.30 con un valor de 0.3973.

Tabla 4.1 Resultado del análisis de la estructura sin diagonales

Estructura Normal						
Ru =	3.2539					
Rs=	2					
Rr =	1					
R =	6.5078					
			Periodo Fundamental		Cortante Basal Minimo	
			T =	1.1081	Vmin =	68.5026
Piso	Desplazamiento Lateral Inelástico (m.)	Deriva de Piso	Fuerzas Finales en C.M. (T.)	Fuerzas Laterales Pórtico Externo	Fuerzas Laterales Pórtico Interno	theta
1	0.0467	0.0156	22.6943	4.4857	4.4857	0.3973
2	0.1143	0.0225	19.8965	3.9327	3.9327	0.2094
3	0.1667	0.0175	58.1318	11.4901	11.4901	0.1091
			100.7226			

4.7 ANÁLISIS SÍSMICO DE LA ESTRUCTURA CON DIAGONALES DOBLES Y CON DISIPADORES.

En la distribución en planta tanto las diagonales como los disipadores de energía se han ubicado en los pórticos externos de la estructura así como se indica en la figura 4.4. La disposición de los disipadores en los pórticos externos no solo permite que la edificación sea transitable en su interior sino que también le da mayor rigidez a la

estructura, por razón de que los radios de los pórticos externos son mayores con respecto al centro de masas, por lo expuesto en la ecuación 3.28 en el capítulo tres.

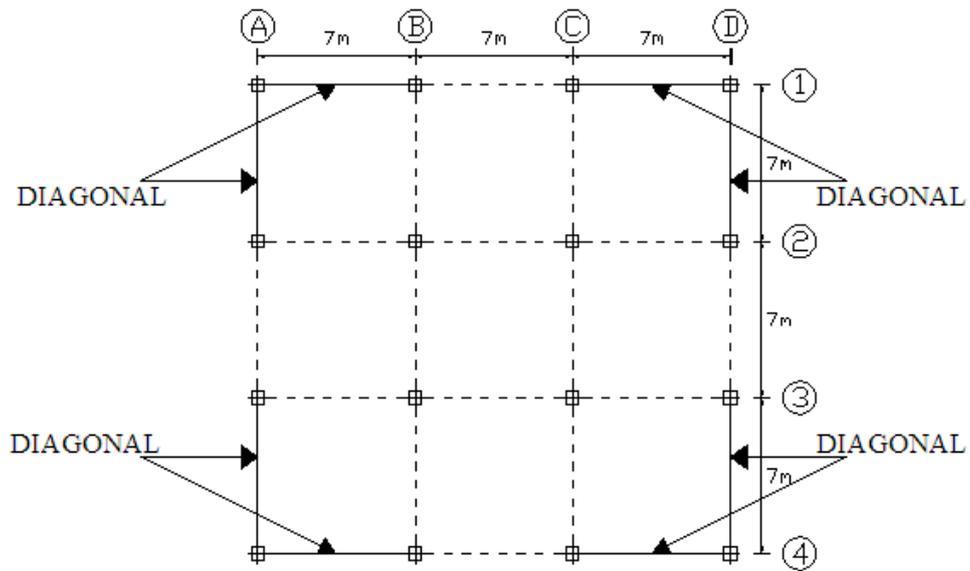


Figura 4.4 Distribución en planta de las diagonales

Estructura con diagonales cruzadas o diagonales dobles

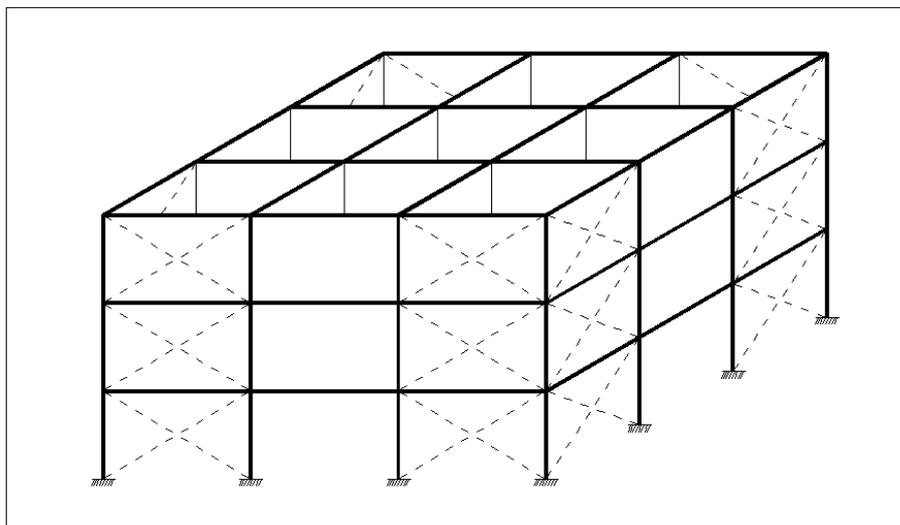


Figura 4.5 Vista espacial de la estructura con diagonales dobles

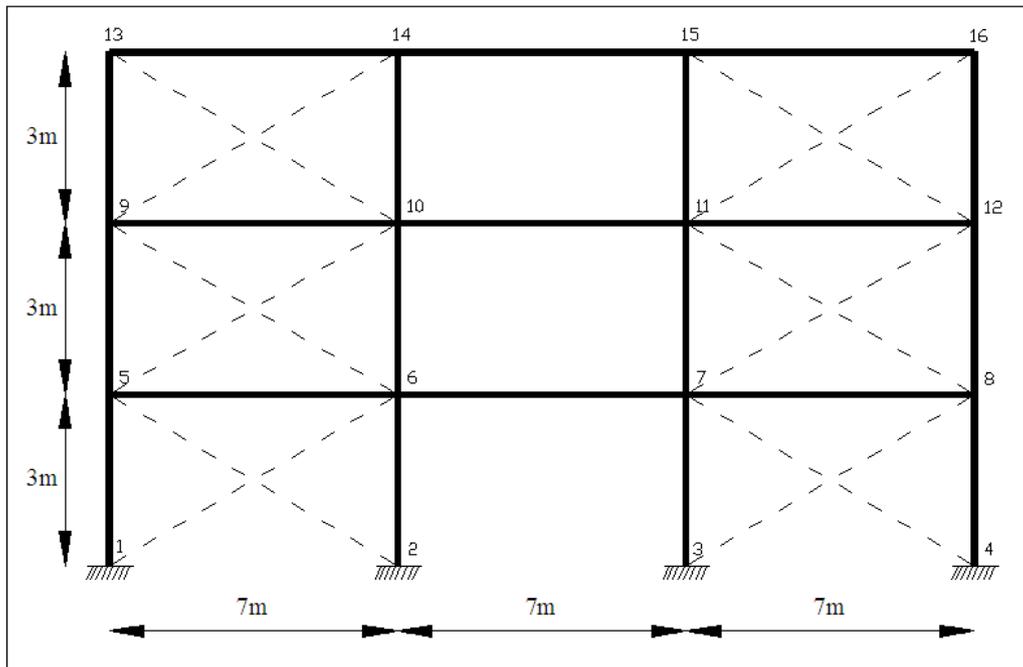


Figura 4.6 Pórtico de la estructura con diagonales dobles

Para este caso se ha elaborado el análisis para dos secciones diferentes:

Sección 1

La primera sección de la diagonal con la que se analiza la estructura corresponde a las siguientes características:

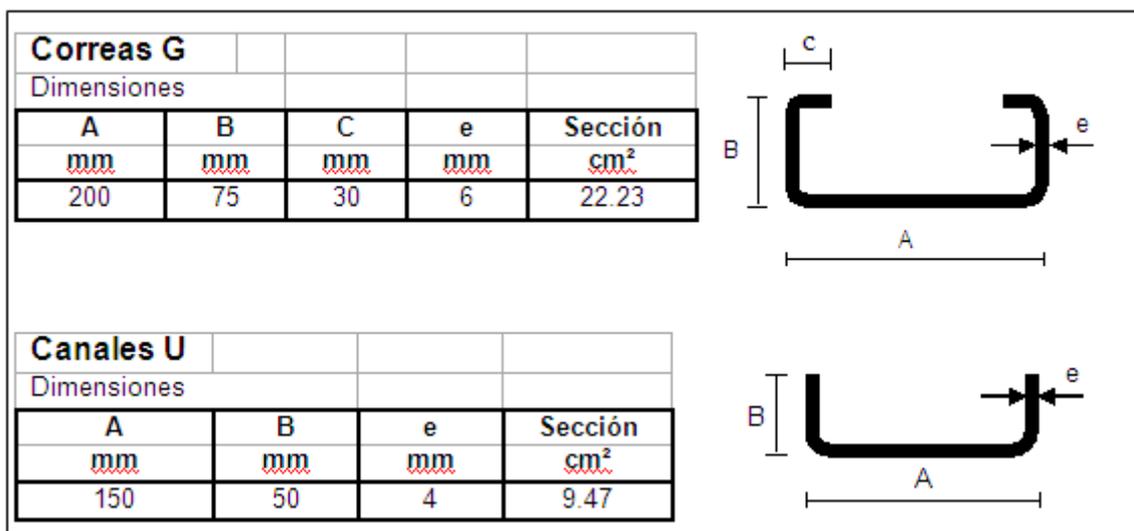


Figura 4.7 Características de los perfiles para la sección 1

El área total de la diagonal es 82.34 cm² y su longitud es 7.62 m el módulo de elasticidad del acero es 2100000 K/cm², $\theta = 23.199^\circ$ y $\theta_c = 156.801^\circ$. Y la rigidez de la diagonal es:

$$K = \frac{E * A}{L} = 22704.72 \text{ T/m}$$

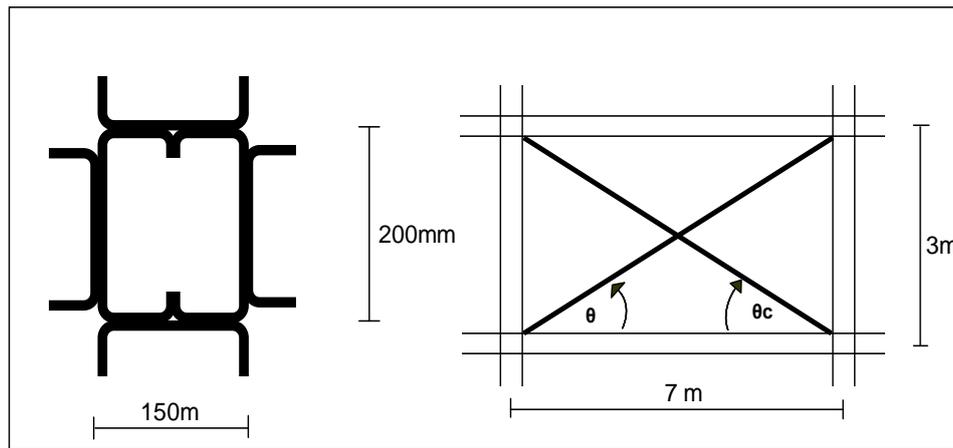


Figura 4.8 Derecha: Sección de la diagonal. Izquierda; Distribución en el pórtico

Tabla 4.2 Resultado del análisis de la estructura con diagonales dobles

Estructura con Diagonales						
Ru =	2.5769					Periodo Fundamental
Rs=	2		k = 22704.7205			T = 0.1910
Rr =	1					Cortante Basal Minimo
R =	5.1538					Vmin = 184.8248
Piso	Desplazamiento Lateral Inelástico (m.)	Deriva de Piso	Fuerzas Finales en C.M. (T.)	Fuerzas Laterales Pórtico Externo	Fuerzas Laterales Pórtico Interno	theta
1	0.0063	0.0021	40.4961	16.9432	3.3048	0.0169
2	0.0117	0.0018	67.1346	33.3213	0.2460	0.0063
3	0.0149	0.0011	98.2007	48.3286	0.7717	0.0031
			205.8314			

Cuando se hizo el análisis agregando a la estructura diagonales cruzadas como se indica en la figura 4.5 y 4.6, esta se hizo más rígida, disminuyó considerablemente el período fundamental de vibración de 1.1081 a 0.1910 segundos como se indica en la tabla 4.2, además disminuyó el valor del factor R a 5.1538, aumentando las fuerzas considerablemente. Como se muestra en la tabla 4.2 los valores tanto de la deriva de piso como los valores de theta máximo son muy inferiores a los valores del código, pero la fuerzas son demasiado elevadas

Estructura con disipadores de energía

Para conformar el disipador se coloca la goma como se indica en el esquema que sigue.

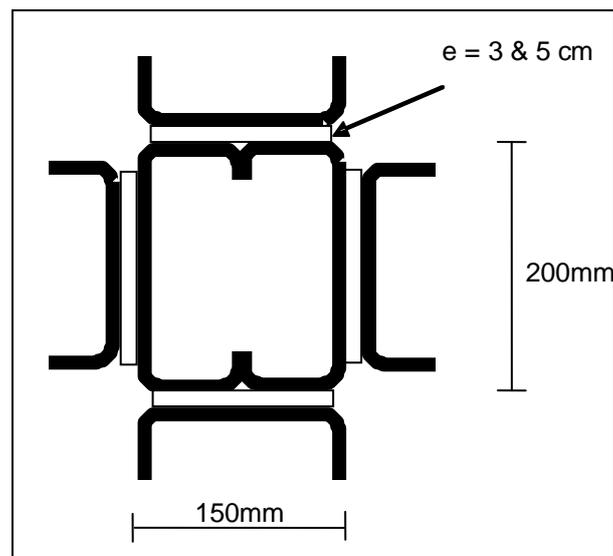


Figura 4.9 Sección del disipador para la sección 1

Los análisis hechos corresponden a dos clases de espesores en la goma de 3cm y de 5cm.

A continuación se indican los valores del factor de pérdida y de las rigidez equivalente para cada tipo de goma.

DATOS

Acajon = 44.46 cm² Lcajon (m) = 7.61577311
 Aperfil = 37.88 cm² Lperfiles (m) = 7.61577311

e(cm)	L(cm)	b(cm)	η_e	Ke(kg/cm ²)
3	300	10	0.1199	16373
5	300	10	0.1360	11091

El amortiguamiento en cada uno de los modos:

Espesor Goma e(cm)	Factores de Amortiguamiento Total			
	seda(ξ)			seda(ξ) Pórtico
	Modo 1	Modo 2	Modo 3	
3	0.0699	0.0686	0.0655	0.0680
5	0.0742	0.0712	0.0664	0.0706

Obsérvese que el valor del amortiguamiento es mayor cuando el espesor de la goma es mayor

El amortiguamiento en los pórticos es:

Goma e(cm)	seda(ξ) Pórtico 1	seda(ξ) Pórtico 2	seda(ξ) Pórtico 3	seda(ξ) Pórtico 4	Promedio Estructura
3	0.0680	0.05	0.05	0.0680	0.05900
5	0.0706	0.05	0.05	0.0706	0.06030

Los resultados obtenidos con los disipadores de **Sección 1** son:

Tabla 4.3 Resultado del análisis de la estructura con dos disipadores de goma de 3cm.

Estructura con Disipadores de Energía		Goma = 3cm	
Ru = 3.0451		Periodo Fundamental	
Rs= 2	$\eta_e = 0.1199$	T =	0.5926

Rr = 1	Ke = 1637.3	Cortante Basal Minimo				
R = 6.0902	seda = 0.0590	Vmin = 136.8781				
Piso	Desplazamiento Lateral Inelástico (m.)	Deriva de Piso	Fuerzas Finales en C.M. (T.)	Fuerzas Laterales Pórtico Externo	Fuerzas Laterales Pórtico Interno	theta
1	0.0362	0.0121	30.8330	3.9579	9.1332	0.1508
2	0.0781	0.0140	50.1577	17.3944	3.9017	0.0703
3	0.1051	0.0090	83.8176	30.0715	5.5160	0.0363
			164.8083			

Tabla 4.4 Resultado del análisis de la estructura con dos disipadores de goma de 5cm.

Estructura con Disipadores de Energia				Goma = 5cm		
Ru = 3.0905			Periodo Fundamental			
Rs= 2	η_e = 0.1360			T = 0.6727		
Rr = 1	Ke = 1109.1			Cortante Basal Minimo		
R = 6.1810	seda = 0.0603			Vmin = 118.7928		
Piso	Desplazamiento Lateral Inelástico (m.)	Deriva de Piso	Fuerzas Finales en C.M. (T.)	Fuerzas Laterales Pórtico Externo	Fuerzas Laterales Pórtico Interno	theta
1	0.0379	0.0126	28.1661	3.2336	8.2077	0.1876
2	0.084	0.0154	43.1180	13.3878	4.1271	0.0900
3	0.1148	0.0103	77.3342	25.0513	6.3625	0.0469
			148.6183			

En las tablas 4.3 y 4.4 podemos ver que cuando se analizó la estructura con la goma de 3cm de espesor el factor R fue de 6.0902, observándose una reducción en las fuerzas laterales en comparación con la estructura que lleva diagonales. El valor del amortiguamiento es 0.0590, mayor al de las estructuras normales sin disipadores que es de 0.05 y el valor del período fundamental aumento a 0.5926 segundos. Cuando se analizó la estructura con la goma de 5cm de espesor el factor R fue de 6.1810, reduciéndose aun mas las fuerzas laterales, el amortiguamiento es de 0.0603 y el período de 0.6727 segundos, valores mayores a los obtenidos con la goma de 3cm.

Como las fuerzas laterales son de gran valor, para obtener una disminución en las mismas es necesario bajar las rigideces de las diagonales, para lo que se han disminuido las secciones transversales de éstas caso que se detalla como sigue.

Sección 2

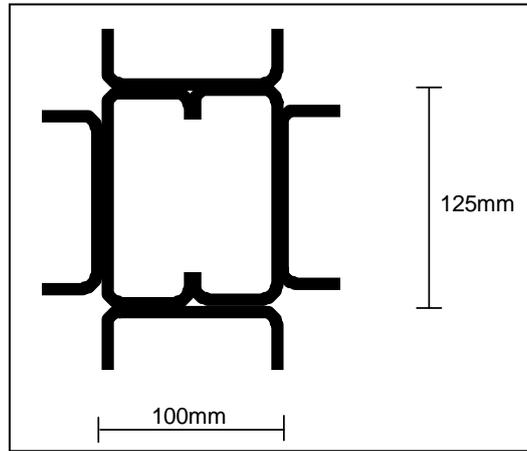


Figura 4.10 Sección de la diagonal para la sección 2.

La segunda sección de la diagonal con la que se analiza la estructura corresponde a las siguientes características

Correas G				
Dimensiones				
A mm	B mm	C mm	e mm	Sección cm ²
125	50	20	4	9.55

Canales U			
Dimensiones			
A mm	B mm	e mm	Sección cm ²
100	50	3	5.70

The diagrams show the cross-sections of the profiles. The 'Correas G' profile is a U-shaped channel with a width of A, a height of B, a lip width of C, and a lip thickness of e. The 'Canales U' profile is a similar U-shaped channel with a width of A, a height of B, and a lip thickness of e. Arrows indicate the direction of the lip thickness 'e'.

Figura 4.11 Características de los perfiles para la sección 2.

El área total de la diagonal, para la sección 2 es 41.90 cm², es aproximadamente la mitad y su longitud en 7.62 m el modulo de elasticidad del acero es 2100000 K/cm², $\theta = 23.199^\circ$ y $\theta_c = 156.801^\circ$. Y la rigidez de la diagonal es:

$$K = \frac{E * A}{L} = 11553.65 \text{ T/m}$$

Tabla 4.5 Resultado del análisis de la estructura con dos diagonales para sección 2.

Estructura con Diagonales						
Ru = 2.7199		k = 11553.653		Periodo Fundamental		
Rs= 2				T = 0.2630		
Rr = 1				Cortante Basal Minimo		
R = 5.4398				Vmin = 175.1087		
Piso	Desplazamiento Lateral Inelástico (m.)	Deriva de Piso	Fuerzas Finales en C.M. (T.)	Fuerzas Laterales Pórtico Externo	Fuerzas Laterales Pórtico Interno	theta
1	0.0115	0.0038	37.8450	13.6105	5.3120	0.0327
2	0.0219	0.0034	63.1310	30.9400	0.6256	0.0126
3	0.028	0.002	93.4525	45.3478	1.3784	0.0063
			194.4285			

Obsérvese que se redujo la sección de la diagonal aproximadamente a la mitad por lo que la rigidez de la diagonal es también aproximadamente la mitad, al aumentar el factor R de 5.4398 y al aumentar el período a 0.2630 segundos expresados en la tabla 5 se reducen un poco los valores del cortante Basal mínimo y de las fuerzas laterales pero aún continúan siendo elevados.

Estructura con disipadores de Energía

Se indican los factores de pérdida y las rigidez equivalentes para cada tipo de goma a continuación:

DATOS

Acajon = 19.1 cm² **Lcajon (m) =** 7.61577311
Aperfiles = 22.8 cm² **Lperfiles (m)=** 7.61577311
Atotal = 41.9 cm²

e(cm)	L(cm)	b(cm)	η_e	Ke (kg/cm²)
3	300	10	0.0933	12813
5	300	10	0.1139	9340

Sección del dissipador:

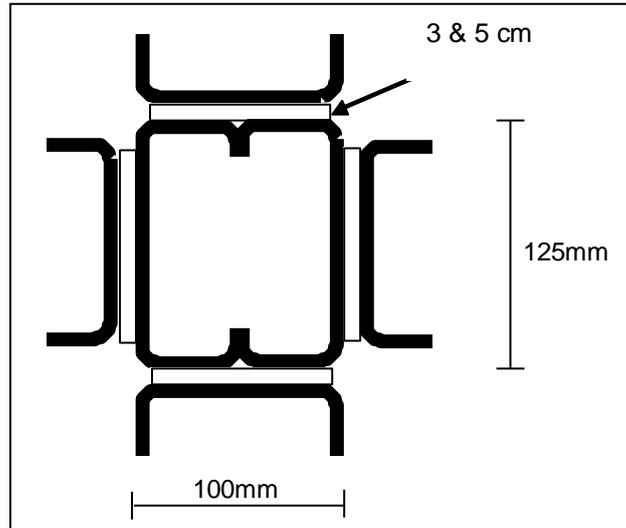


Figura 4.12 Sección de la diagonal para la sección 2.

Se describen a continuación los valores del amortiguamiento por piso y sus promedios, obsérvese que en comparación con los amortiguamientos obtenidos con la **Sección 1**, los de la Sección 2 son menores.

Seda Promedio para toda la Estructura

Espesor Goma e(cm)	Factores de Amortiguamiento Total			seda(ξ) Pórtico
	Modo 1	Modo 2	Modo 3	
3	0.0600	0.0596	0.058	0.05920
5	0.0663	0.0642	0.0608	0.06377

Goma e(cm)	seda(ξ) Pórtico 1	seda(ξ) Pórtico 2	seda(ξ) Pórtico 3	seda(ξ) Pórtico 4	Promedio Estructura
3	0.05920	0.05	0.05	0.05920	0.05460
5	0.06377	0.05	0.05	0.06377	0.05688

En las tablas 4.6 y 4.7 se indican los resultados del análisis de la estructura con disipadores viscoelásticos de tres y cinco centímetros. Se puede observar que para ambos casos las características de comportamiento sísmico son mejores a las

presentadas en las tablas anteriores. Los valores del factor de reducción R para las gomas de 3cm y 5cm con la Sección 2 son mayores a los obtenidos cuando se usó la Sección 1 respectivamente. De la misma forma el período fundamental también es mayor cuando se usa la Sección 2, por lo que disminuyen ligeramente las fuerzas. En lo que se refiere a la deriva de piso máxima y al índice de estabilidad de piso permitido los obtenidos son mayores a los que se indican usando la sección 1.

Tabla 4.6 Resultado del análisis de la estructura con dos disipadores de goma de 3cm.

Estructura con Disipadores			Goma = 3cm			
Ru =	3.0745	η_e =	0.0933	Periodo Fundamental		
Rs=	2	Ke =	1281.3	T = 0.6430		
Rr =	1	seda =	0.05460	Cortante Basal Minimo		
R =	6.1490			Vmin = 124.9344		
Piso	Desplazamiento Lateral Inelástico (m.)	Deriva de Piso	Fuerzas Finales en C.M. (T.)	Fuerzas Laterales Pórtico Externo	Fuerzas Laterales Pórtico Interno	theta
1	0.0388	0.0129	30.1564	3.5645	8.8939	0.1737
2	0.0852	0.0155	47.3137	15.3228	4.2238	0.0825
3	0.1157	0.0102	82.5907	27.8329	6.2876	0.0428
			160.0608			

Tabla 4.7 Resultado del análisis de la estructura con dos disipadores de goma de 5cm.

Estructura con Disipadores			Goma = 5cm			
Ru =	3.1083	η_e =	0.1139	Periodo Fundamental		
Rs=	2	Ke =	934.0	T = 0.7079		
Rr =	1	seda =	0.05688	Cortante Basal Minimo		
R =	6.2166			Vmin = 112.2499		

Piso	Desplazamiento Lateral Inelástico (m.)	Deriva de Piso	Fuerzas Finales en C.M. (T.)	Fuerzas Laterales Pórtico Externo	Fuerzas Laterales Pórtico Interno	theta
1	0.0396	0.0132	28.1561	3.1794	8.0240	0.2042
2	0.0888	0.0164	41.7389	12.3115	4.2966	0.0991
3	0.1221	0.0111	77.3967	23.8691	6.9274	0.0518
			147.2917			

4.8 ANÁLISIS SÍSMICO DE LA ESTRUCTURA CON UNA DIAGONAL Y CON DISIPADORES

Para profundizar en el análisis se estudia también la alternativa de colocar una sola diagonal como se indica en la figura:

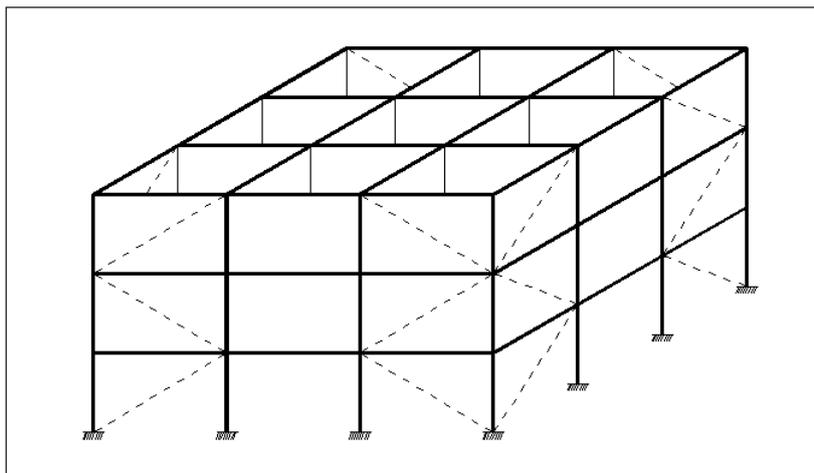


Figura 4.13 Vista espacial de la estructura con una diagonal por vano.

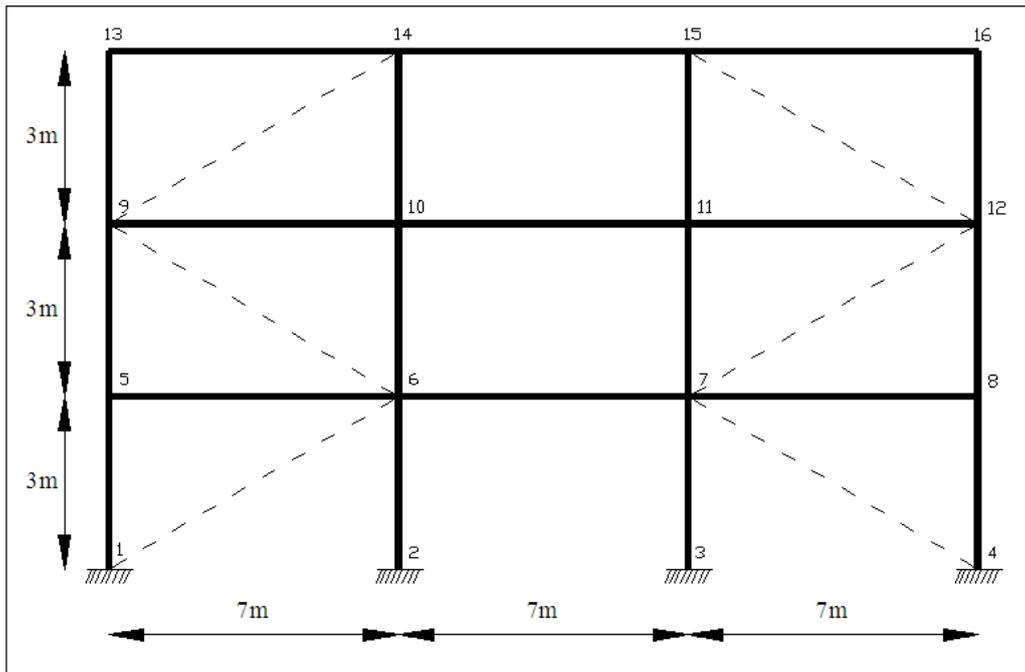


Figura 4.14 Pórtico de la estructura con una diagonal por vano.

Tabla 4.8 Resultado del análisis de la estructura con una diagonal para sección 1.

Estructura con Diagonales						
$R_u =$	2.7235					Periodo Fundamental
$R_s =$	2		$k =$	22704.7205		$T =$
$R_r =$	1					Cortante Basal Mínimo
$R =$	5.4470					$V_{min} =$
						174.8805
Piso	Desplazamiento Lateral Inelástico (m.)	Deriva de Piso	Fuerzas Finales en C.M. (T.)	Fuerzas Laterales Pórtico Externo	Fuerzas Laterales Pórtico Interno	theta
1	0.0117	0.0039	37.7786	13.5172	5.3721	0.0332
2	0.0222	0.0035	63.0325	30.8756	0.6406	0.0129
3	0.0284	0.0021	93.3442	45.2729	1.3992	0.0064
			194.1553			

En la tabla 4.8 se observan los resultados del análisis sísmico para la estructura con una diagonal por vano para la sección 1. Se puede observar que, con respecto al análisis con

diagonales dobles, el período fundamental aumenta, al igual que el factor R, y disminuyen ligeramente las fuerzas.

A continuación se indican los valores de amortiguamiento de la estructura, que han disminuido de 5.9%, en las diagonales dobles, a 5.7% cuando existe una diagonal para la goma de 3cm y también para 5cm de 6.0% a 5.8%.

Seda Promedio para toda la Estructura

Espesor Goma e(cm)	Factores de Amortiguamiento Total			seda(ξ) Pórtico
	Piso 1	Piso 2	Piso 3	
3	0.0676	0.0649	0.0610	0.06450
5	0.0695	0.0655	0.0606	0.06520

Goma e(cm)	seda(ξ) Pórtico 1	seda(ξ) Pórtico 2	seda(ξ) Pórtico 3	seda(ξ) Pórtico 4	Promedio Estructura
3	0.06450	0.05	0.05	0.06450	0.05725
5	0.06520	0.05	0.05	0.06520	0.05760

En la tabla 4.9 se indican los resultados del análisis estructural con los disipadores con un espesor de la goma de 3cm. Se observa un incremento significativo en el período fundamental. En el caso del las diagonales dobles fue de 0.59 segundos y ahora de 0.73 segundos a 6. 24. Las fuerzas sísmicas a disminuido considerablemente ya que el factor R aumento. Un detalle importante es el aumento en los valores del índice de piso.

Tabla 4.9 Resultado del análisis de la estructura con dos disipadores de goma de 3cm, para la sección 1.

Estructura con Disipadores		Goma = 3cm	
Ru =	3.121	η_e =	0.1199
Rs=	2	Ke =	1637.3
Rr =	1	seda =	0.05725
R =	6.2420	Periodo Fundamental	T = 0.7345
		Cortante Basal Minimo	Vmin = 107.7489

Piso	Desplazamiento Lateral Inelástico (m.)	Deriva de Piso	Fuerzas Finales en C.M. (T.)	Fuerzas Laterales Pórtico Externo	Fuerzas Laterales Pórtico Interno	theta
1	0.0400	0.0133	27.6517	3.1193	7.7079	0.2169
2	0.0904	0.0168	39.9184	11.3154	4.3149	0.1061
3	0.1250	0.0115	75.9792	22.5389	7.2111	0.0555
			143.5493			

Los resultados del análisis estructural para la estructura con disipadores de energía viscoelásticos con un espesor de goma de 5cm se encuentran en la tabla 4.10. Se obtiene un período de 0.81 segundos un factor R de 6.31, lo que representa una disminución en las fuerzas sísmicas.

Tabla 4.10 Resultado del análisis de la estructura con dos disipadores de goma de 5cm, para la sección 1.

Estructura con Disipadores			Goma = 5cm			
Ru =	3.1539	η_e =	0.1360	Periodo Fundamental		
Rs=	2	Ke =	1109.1	T = 0.8095		
Rr =	1	seda =	0.05760	Cortante Basal Minimo		
R =	6.3078			Vmin = 96.7414		
Piso	Desplazamiento Lateral Inelástico (m.)	Deriva de Piso	Fuerzas Finales en C.M. (T.)	Fuerzas Laterales Pórtico Externo	Fuerzas Laterales Pórtico Interno	theta
1	0.0412	0.0137	26.8410	3.1415	6.8808	0.2532
2	0.0949	0.0179	35.5941	8.9816	4.3091	0.1264
3	0.1329	0.0127	73.2453	19.3237	8.0257	0.0664
			135.6804			

Así mismo se realiza el análisis con la sección 2, que tiene una menor rigidez, en la tabla 4.11 se indican los resultados usando únicamente diagonales en la estructura.

Tabla 4.11 Resultado del análisis de la estructura con una diagonal para sección 2.

Estructura con Diagonales

Ru =	2.8522						Periodo Fundamental	
Rs=	2		k =	11553.653			T =	0.3598
Rr =	1						Cortante Basal Minimo	
R =	5.7044						Vmin =	166.9874

Piso	Desplazamiento Lateral Inelástico (m.)	Deriva de Piso	Fuerzas Finales en C.M. (T.)	Fuerzas Laterales Pórtico Externo	Fuerzas Laterales Pórtico Interno	theta
1	0.0200	0.0067	35.3144	9.8276	7.8296	0.0607
2	0.0395	0.0065	59.3993	28.1807	1.5189	0.0249
3	0.0512	0.0039	89.7453	42.4038	2,689	0.0124
			184.4590			

A continuación se indican los valores de amortiguamiento de la estructura con la menor sección en el disipador. Los valores del amortiguamiento aumentan con respecto a los obtenidos con la goma de 3cm.

Seda Promedio para toda la Estructura

Espesor Goma e(cm)	Factores de Amortiguamiento Total			seda(ξ) Pórtico
	Piso 1	Piso 2	Piso 3	
3	0.0591	0.0577	0.0556	0.05747
5	0.0630	0.0602	0.0569	0.06003

Goma e(cm)	seda(ξ) Pórtico 1	seda(ξ) Pórtico 2	seda(ξ) Pórtico 3	seda(ξ) Pórtico 4	Promedio Estructura
3	0.05747	0.05	0.05	0.05747	0.05373
5	0.06003	0.05	0.05	0.06003	0.05502

En la tabla 4.12 y en la tabla 4.13 se muestran, para cuando el disipador tiene un espesor de 3 y 5cm respectivamente, los períodos fundamentales con un valor de 0.78 segundos, y 0.84. Valores que aumentan con respecto a los valores que se obtuvieron con la diagonal doble, presentan además un incremento en el factor R, lo que provoca una disminución en las fuerzas sísmicas.

Tabla 4.12 Resultado del análisis de la estructura con dos disipadores de goma de 3cm, para la sección 2.

Estructura con Disipadores				Goma = 3cm		
Ru =	3.1425	η_e =	0.0933	Periodo Fundamental		
Rs=	2	Ke =	1281.3	T = 0.7824		
Rr =	1	seda =	0.05373	Cortante Basal Minimo		
R =	6.2850			Vmin = 100.4506		
Piso	Desplazamiento Lateral Inelástico (m.)	Deriva de Piso	Fuerzas Finales en C.M. (T.)	Fuerzas Laterales Pórtico Externo	Fuerzas Laterales Pórtico Interno	theta
1	0.042	0.0140	27.8366	3.1977	7.3794	0.2401
2	0.0961	0.0180	38.1258	10.0390	4.4477	0.1190
3	0.1339	0.0126	76.2229	21.0041	7.9585	0.0625
			142.1853			

Tabla 4.13 Resultado del análisis de la estructura con dos disipadores de goma de 5cm, para la sección 2.

Estructura con Disipadores				Goma = 5cm		
Ru =	3.1663	η_e =	0.1139	Periodo Fundamental		
Rs=	2	Ke =	934	T = 0.8403		
Rr =	1	seda =	0.05502	Cortante Basal Minimo		
R =	6.3326			Vmin = 92.8298		
Piso	Desplazamiento Lateral Inelástico (m.)	Deriva de Piso	Fuerzas Finales en C.M. (T.)	Fuerzas Laterales Pórtico Externo	Fuerzas Laterales Pórtico Interno	theta
1	0.0424	0.0141	27.2316	3.2714	6.6923	0.2682
2	0.0985	0.0187	34.7323	8.3425	4.3656	0.1349
3	0.1387	0.0134	73.9327	18.5317	8.5194	0.0709
			135.8966			

Las derivas de piso se encuentran dentro de los valores permitidos por el código ecuatoriano.

CAPÍTULO V: ANÁLISIS EN EL TIEMPO

5.7 MATRIZ SE MASA Y RIGIDEZ

Para la matriz de masas se adopta el mismo criterio de masas concentradas a nivel de piso explicado en el segundo capítulo, la formula de esta matriz se define por la expresión 2.40 vista en el capítulo ya mencionado en el apartado 2.5.2 de donde m_i es la masa de cada uno de los pisos, teniendo cada una un grado de libertad por planta, que es la componente de desplazamiento horizontal de cada piso. La expresión de la matriz de masas es:

$$M = \begin{bmatrix} m_1 & & & & & & \\ & m_2 & & & & & \\ & & \dots & & & & \\ & & & m_i & & & \\ & & & & \dots & & \\ & & & & & & m_n \end{bmatrix}$$

De igual forma la matriz de rigidez se determina por las expresiones 2.37 y 2.38 citadas en el apartado 2.5.1 del capítulo II. El cálculo de esta matriz se realiza según el sentido de análisis por que la expresión es:

$$K_{XX} = \sum_{i=1}^n KL_i$$

Siendo n el número de pórticos en la dirección X . Luego K_{XX} es igual a la sumatoria de las matrices de rigidez lateral KL de los pórticos en el sentido X . De la misma forma se trabaja en la dirección del eje Y .

5.8 MATRIZ DE AMORTIGUAMIENTO TIPO WILSON Y PENZIEN

Para obtener la matriz de amortiguamiento de una estructura se utilizará el algoritmo de Wilson y Penzien Este algoritmo parte de la matriz de amortiguamiento ortogonal C , que se especifica de la siguiente forma:

$$\Phi^t C \Phi = C^* = 2\xi \Omega M^* \quad (5.1)$$

De donde, la matriz que contiene los modos de vibración e la estructura es:

$$\Phi = [\phi_1 \quad \phi_2 \quad \dots \quad \phi_i \quad \dots \quad \phi_n]; \text{ siendo } \phi_i, \text{ el modo de vibración } i$$

A su vez resulta indispensable definir a las matrices diagonales Ω , ξ y M^* que son:

$$\xi = \begin{bmatrix} \xi_1 & & & & \\ & \xi_2 & & & \\ & & \dots & & \\ & & & \dots & \\ & & & & \xi_n \end{bmatrix} \quad \Omega = \begin{bmatrix} \omega_{n1} & & & & \\ & \omega_{n2} & & & \\ & & \dots & & \\ & & & \dots & \\ & & & & \omega_{nn} \end{bmatrix}$$

$$M^* = \Phi^t M \Phi$$

Siendo la matriz Ω , la que contiene las frecuencias de cada uno de los modos de vibración de la estructura. Las frecuencias se determinan con la ecuación 2.45. Y la matriz ξ es la que contiene los amortiguamientos de cada modo. La formula para encontrar los amortiguamientos es la expresión 2.50. Aguiar *et al* (2007)

Partiendo de la expresión 5.1 y por deducción se tiene que la matriz de amortiguamiento para cada modo de vibración es matriz C_i .

$$C_i = \frac{2 \xi_i \omega_{ni}}{M_i^*} (M \phi_i) (\phi_i^t M) \quad (5.2)$$

La matriz de amortiguamiento C se determina por la sumatoria de las matrices de cada modo. En conclusión la ecuación es:

$$C = \sum_{i=1}^n C_i \quad (5.3)$$

5.9 PROCEDIMIENTO DE ESPACIO DE ESTADO PSE

El Procedimiento de Espacio de Estado, se aplica para resolver la respuesta en el tiempo con acelerogramas y se trabajan con las ya mencionadas matrices de rigidez K , masa M y amortiguamiento C que no son diagonales. El Procedimiento de Espacio de Estado, tiene enormes ventajas de exactitud y tiempo de ejecución respecto a métodos clásicos. Aguiar *et al* (2007). Se parte del sistema de ecuaciones diferenciales que gobiernan los problemas de dinámica estructural:

$$M \ddot{q} + C \dot{q} + K q = Q \quad (5.4)$$

Siendo q, \dot{q}, \ddot{q} los vectores de desplazamiento, velocidad y aceleración respectivamente. Q es el vector de cargas generalizadas. De la ecuación 5.4 se encuentra determina:

$$\ddot{q} + M^{-1} C \dot{q} + M^{-1} K q = M^{-1} Q \quad (5.5)$$

Se usa como artificio numérico la expresión $\dot{q} - \dot{q} = 0$, y usando la ecuación 5.5 tenemos:

$$\dot{X} = F X + r$$

Siendo:

$$X = \begin{bmatrix} q \\ \dot{q} \\ q \end{bmatrix} \Rightarrow \dot{X} = \begin{bmatrix} \dot{q} \\ \ddot{q} \\ \dot{q} \end{bmatrix}$$

$$F = \begin{bmatrix} 0 & I \\ -M^{-1}K & -M^{-1}C \end{bmatrix}$$

$$r = \begin{bmatrix} 0 \\ M^{-1}Q \end{bmatrix}$$

Se define al subíndice k como el instante de tiempo k y el subíndice k+1 al instante de tiempo k+1. Por esto la solución del sistema es:

$$X_{k+1} = A X_k + P_1 r_{k+1} + P_2 (r_{k+1} - r_k) \quad (5.6)$$

Donde:

$$A = e^{\Delta t F} \quad (5.7)$$

$$P_1 = F^{-1} (A - I) \quad (5.8)$$

$$P_2 = F^{-1} \left(\frac{1}{\Delta t} P_1 - A \right) \quad (5.9)$$

$$F^{-1} = \begin{bmatrix} -K^{-1} C & -K^{-1} M \\ I & 0 \end{bmatrix} \quad (5.10)$$

Y de donde Δt es el incremento de tiempo para el que se encuentra la respuesta con el acelerograma.

5.10 DESCRIPCIÓN DEL PROGRAMA DE DISIPADORES VISCOELÁSTICOS CON ANÁLISIS EN EL TIEMPO

En esta sección se presenta un programa en matlab para el análisis sísmico de la respuesta en el tiempo de estructuras usando acelerogramas con el procedimiento de espacio de estado. El programa lleva el nombre de unificadoA y su función de llamado en matlab corresponde a:

[q]=unificadoA(KLS,KLC,NP,acelerograma,dt,ejes,pesoD,pesoL)

- **KLS** es la matriz que contiene las matrices de rigidez lateral de los pórticos de la estructura sin disipadores de energía.
- **KLC** es la matriz que contiene las matrices de rigidez lateral de los pórticos de la estructura con disipadores de energía.
- **NP** es el número de pisos que tiene la estructura.
- **ejes** es el número de ejes en el sentido de análisis de la estructura.
- **pesoD** es el vector que contiene el peso total por carga muerta de cada uno de los pisos en orden ascendente.
- **pesoL** es el vector que contiene el peso total por carga viva de cada uno de los pisos en orden ascendente, multiplicados por 0.25.
- **acelerograma** es el nombre del archivo que contiene al acelerograma.
- **dt** es el incremento de tiempo del acelerograma. Con este incremento de tiempo se encuentra la respuesta en el tiempo.

En todo el cálculo dinámico el programa trabaja en T., y m., el usuario del programa debe cambiar las unidades del acelerograma a m/s^2 si es necesario. El listado del programa es el siguiente:

```

funcion [a]=unificadoA(KLS,KLC,NP,acelerograma,dt,ejes,pesoD,pesoL)
%-----
% Analisis en el tiempo con el Procedimiento de Espacio de Estado
% considerando un grado de libertad por planta y con disipadores de energia
% Por: Andres Vicente Costa Castro
%     ESPE
%-----
% IMPORTANTE:Para la corrida del programa deben estar guardados en la misma
% carpeta las subfunciones que siguen en este programa.
%-----
% KLS: es la matriz que contiene las matrices de rigidez lateral de los
% pórticos de la estructura sin disipadores de energía.
% KLC: es la matriz que contiene las matrices de rigidez lateral de los
% pórticos de la estructura con disipadores de energía.

```

```

% NP: es el número de pisos que tiene la estructura.
% dt: es el incremento de tiempo del acelerograma.
% tf: tiempo en el que ocurre el máximo desplazamiento.

% acelerograma:es el nombre del archivo que contiene al acelerograma.
% ejes: numero de ejes en el sentido de analisis.
% pesoD: Vector que contiene la carga muerta de cada piso.
% pesoL: Vector que contiene el porcentaje de carga viva de cada piso.
a='ver figura 1';
%-----
% K,M,C
%-----
[K,M,C]=kmcdis(NP,ejes,pesoD,pesoL,KLS,KLC)
Qo=-diag(M);
%-----
% Procedimiento de espacio de estado
%-----
[q]=pse1(M,C,K,Qo,acelerograma,dt,NP);
% fin

```

Se puede observar en el listado de este programa, que esta compuesto por dos subfunciones, estas son:

```

[K,M,C]=kmcdis(NP,ejes,pesoD,pesoL,KL,KLd)
[q]=pse1(M,C,K,Qo,p,dt,NP)

```

La primera subfunción calcula la matriz de rigidez de la estructura para el análisis de un grado de libertad por planta, si como se lo indicó a inicios de este capítulo, de igual forma se determina la matriz de masas y la matriz de amortiguamiento con el algoritmo de wilson y penzien.

```

function[K,M,C]=kmcdis(NP,ejes,pesoD,pesoL,KL,KLd)
%
% Programa para encontrar las matrices K,M,C
% de una estructura con disipadores de energia viscoelasticos.
%
% Por: Andres Vicente Costa Castro
% ESPE
%-----
% [K,M,C]=kmcdis(NP,ejes,pesoD,pesoL,KL,KLd)
%-----
% NP Numero de Pisos
% KL Matriz que contiene las matrices de rigidez lateral de los porticos
% sin disipadores de energia.
% KLd Matriz que contiene las matrices de rigidez lateral de los porticos
% con disipadores de energia.
% seda Vector que contiene los amortiguamientos del sistema.
% pesoD Vector que contiene la carga muerta D de cada piso.
% pesoL Vector que contiene el porcentaje de carga viva L de cada piso.
%-----
%Matriz de masas

```

```

%-----
for i=1:NP;
    masaD(i)=pesoD(i)/9.8;
    masaL(i)=pesoL(i)/9.8;
    mas(i)=masaD(i)+masaL(i);
end
masa=zeros(NP,NP);
for i=1:NP;
    masa(i,i)=mas(i);
end
%-----
% Matriz de rigidez KXXS sin disipadores
%-----
KXXS=zeros(NP,NP);
for i=1:ejes
    ji=NP*(i-1)+1;jf=NP*(i-1)+NP;
    KXXS=KXXS+KL(ji:jf,1:NP);
end
KXXS;
%-----
% Matriz de rigidez KXXC con disipadores
%-----
KXXC=zeros(NP,NP);
for i=1:ejes
    ji=NP*(i-1)+1;jf=NP*(i-1)+NP;
    KXXC=KXXC+KLd(ji:jf,1:NP);
end
%-----
% Frecuencia de vibracion de estructura sin disipadores
%-----
[V,D]=eig(KXXS,masa);
W=sqrt(diag(D));
% Se ordenan las frecuencias y los modos de vibracion de menor a mayor
[Wsin]=sort(W);
tsin=2*3.141592654/Wsin(1)
%-----
% Frecuencia de vibracion de estructura con disipadores
%-----
[V,D]=eig(KXXC,masa);
W=sqrt(diag(D));
% Se ordenan las frecuencias y los modos de vibracion de menor a mayor
[Wcon]=sort(W);
tcon=2*3.141592654/Wcon(1)
%-----
% Calculo del amortiguamiento del sistema
%-----
eta=input('\n Indique el factor de perdida (igual para todos los modos) : ');
beta=input('\n Indique el amortiguamiento de la estructura sin disipadores : ');
for i=1:NP
    aux=Wsin(i)/Wcon(i);
    sedaes(i)=beta*aux;
end

```

```

    sedadis(i)=(eta/2)*(1-aux*aux);
    seda(i)=beta*aux+(eta/2)*(1-aux*aux);
end
fprintf (' Factores de amoriguamiento de estructura ');
sedaes
fprintf (' Factores de amoriguamiento de disipadores ');
sedadis
fprintf (' Factores de amoriguamiento total ');
seda
%-----
% Calculo de la matriz de amortiguamiento utilizando
% Algoritmo de Wilson y Penzien
%-----
K=KXXC;
M=masa;
C=zeros(NP,NP);
[V,D]=eig(K,M);
Wn=sqrt(D); W=diag(Wn);
Wo=sort(W);
if Wo==W
    for i=1:NP
        fi=V(:,i); mi=fi'*M*fi; aux=2*seda(i)*Wo(i)/mi;
        C=C+aux.*M*fi*fi'*M;
    end
else
    np=NP;
    for i=1:np
        Vo(:,i)=V(:,np);
        i=i+1;
        np=np-1;
    end
    V=Vo;
    for i=1:NP
        fi=V(:,i); mi=fi'*M*fi; aux=2*seda(i)*Wo(i)/mi;
        C=C+aux.*M*fi*fi'*M;
    end
end
fprintf ('\n Matriz de Rigidez, Masa y Amortiguamiento')
%---fin-----

```

La segunda subfunción o programa esta basado en el programa para el procedimiento de espacio de estado $[q]=pse(M,C,K,Qo,p,dt,NP)$ realizado por Aguiar (2007), Este programa presenta ciertas modificaciones adaptadas para el presente análisis, como lo son los desplazamientos y fuerzas cortantes en todos los pisos.

```

function [q]=pse1(M,C,K,Qo,p,dt,NP)
%
% Procedimiento de Espacio de Estado para sistemas de n grados de libertad
% Programa general en que se requiere la respuesta ante un acelerograma.
% -----
% [q]=pse1(M,C,K,Qo,p,dt)
% -----
% M   Matriz de masas.
% C   Matriz de amortiguamiento.
% K   Matriz de rigidez.
% Qo  Coeficiente del vector de cargas que multiplica a la aceleracion
%     del suelo.
% p   Acelerograma para el cual se calcula la respuesta en el tiempo.
%     Previamente el usuario habrá calculado las matrices de masa,
%     amortiguamiento, rigidez, así como el coeficiente Qo.
% F   Matriz de orden 2nx2n
% q   Los n primeros valores corresponden a los desplazamientos y los
%     restantes a las velocidades.
% dt  Incremento de tiempo con el cual se obtiene la respuesta.
ngl=length(K);
% Matriz F
CERO=zeros(ngl,ngl); IDENT=eye(ngl,ngl);MIK=(-1)*inv(M)*K;MIC=(-
1)*inv(M)*C;
F=[CERO IDENT; MIK MIC];
% Exponencial de la matriz F multiplicado por dt
A=expm(dt*F);
% Matrices P1 y P2
IDEN=eye(2*ngl,2*ngl); P1=inv(F)*(A-IDEN); P2=inv(F)*((1/dt)*P1-A);
% Vector r de cargas sísmicas
for i=1:ngl; NULO(i)=0; end; MIQ=inv(M)*Qo;
% respuesta en el tiempo
n=length(p);
for i=1:2*ngl; Xk(i)=0;end; Xk=Xk';q=Xk(ngl);
qmax=0;
tmax=0;
imax=0;
qmin=0;
tmin=0;
imin=0;
for i=1:n-1
    t(i)=i*dt;
    MCARGA=MIQ*p(i);
MCARGA2=MIQ*p(i+1);rk=[NULO'; MCARGA];rk2=[NULO'; MCARGA2];
    Xk2=A*Xk+P1*rk2+P2*(rk2-rk);
% Solo almacena la respuesta en el tiempo del ultimo grado de libertad
q(i)=Xk2(ngl); Xk=Xk2;
    if qmax>q(i);
        qmax=qmax;
        tmax=tmax;
        imax=imax;
    else qmax=q(i);

```

```

        tmax=t(i);
        imax=i;
    end
    if qmin<q(i);
        qmin=qmin;
        tmin=tmin;
        imin=imin;
    else qmin=q(i);
        tmin=t(i);
        imin=i;
    end
end
q=q'; t=t';
% Dibujo para la respuesta en el tiempo del ultimo piso
plot (t,q)
xlabel ('Tiempo (s)'); ylabel ('Desplazamiento ultimo piso');
qf=0;
tf=0;
qmax=abs(qmax);
qmin=abs(qmin);
qf=max(qmax,qmin);
if qf==qmax;
    tf=tmax;
    ii=imax;
else qf=-qf;
    tf=tmin;
    ii=imin;
end
qf;
tf;
ii;
% Corrimiento en pisos inferiores
j=0;
qv=zeros(ngl,1);
qv(ngl,1)=qf;
subplot(ngl,1,ngl);plot (t,q); xlabel('Tiempo'); ylabel('Desplazamiento (m)');
for j=1:NP-1
    for i=1:n-1
        t(i)=i*dt;
        MCARGA=MIQ*p(i);
MCARGA2=MIQ*p(i+1);rk=[NULO'; MCARGA];rk2=[NULO'; MCARGA2];
        Xk2=A*Xk+P1*rk2+P2*(rk2-rk);
% Solo almacena la respuesta en el tiempo del ultimo grado de libertad
        q(i)=Xk2(ngl-j); Xk=Xk2;
    end
    subplot(ngl,1,ngl-j);plot (t,q); xlabel('Tiempo'); ylabel('Desplazamiento (m)');
    qf=q(ii);
    qv(ngl-j,1)=qf;
end
fprintf ('\n Desplazamiento en los pisos,');
qv

```

```
fprintf ('\n Fuerzas Cortantes en los pisos,');  
Q=K*qv  
% ---fin-----
```

5.11 MANUAL DE USO DEL PROGRAMA

Para el uso del programa unificadoA es necesario guardar, las subfunciones y el programa, en el fichero de trabajo en matlab, en la carpeta **work** , de lo contrario el programa no correrá.

Antes de la ejecución del programa se determinan las matrices KLS y KLC. Se puede encontrar la matriz de rigidez lateral de un pórtico sin disipadores de energía con el programa **rlaxinfi** y se puede encontrar la matriz de rigidez lateral de un pórtico con disipadores de energía con el programa **rlviscoelastico**. Ambos programas fueron elaborados en matlab por Aguiar (2007). Se recomienda una lectura del **Análisis Dinámico de Estructuras con MATLAB**.

A continuación se cargan los vectores pesoD y pesoL que contiene los pesos totales de la carga muerta y de la carga viva respectivamente. También se debe cargar el archivo que contiene el acelerograma con el comando load y el nombre del archivo.

Finalmente ejecutamos la orden del programa, colocando en su lugar las variables que faltan descritas en la sección anterior. El programa pide el ingreso del factor de pérdida equivalente y el amortiguamiento de la estructura sin disipadores. Posteriormente se analiza una estructura de ejemplo para mostrar con claridad el uso del programa.

Para el calculo de la matriz del pórtico sin y con disipadores se ha desarrollado un programa, que es una especie de fusión entre el programa **rlaxinfi** y el programa **rlviscoelastico**. El nuevo programa se presenta continuación:

```

function[KL,KLd]=KLdis(nombre)
%
% Programa para encontrar la matriz de rigidez de un portico
% sin y con disipadores de energia viscoelasticos.
%-----
% [KL,KLd]=KLdis(nombre)
%-----
% CG: Matriz de coordenadas generalizadas
% VC: Vector de colocacion
% E: Modulo de elasticidad del material del portico.
% SS: Matriz de rigidez de la estructura
% b: base de la seccion transversal.
% h: altura de la seccion transversal.
% long: longitud del elemento.
% ke: Rigidez equivalente de la diagonal con disipador de energia.
% nombre: Archivo de datos que contiene:
%     Numero de nudos, Numero de pisos, Numero de nudos restringidos
%     Numero de diagonales, Modulo de elasticidad del material y colocar cero
%     Base, Altura y la Longitud de cada uno de los elementos.
%     Empezando por todas las columnas, luego las vigas.
%     Luego se indica la rigidez equivalente de los disipadores, el
%     angulo y un cero.
%     Finalmente el nudo inicial y final de los disipadores y un cero.
% KL: Matriz de rigidez lateral sin disipadores con inercias gruesas.
% KLG: Matriz de rigidez lateral de la estructura con inercias gruesas.
%-----
%-----
B(1)=nombre(1,1);H(1)=nombre(1,2);L(1)=nombre(1,3);
B(2)=nombre(2,1);H(2)=nombre(2,2);L(2)=nombre(2,3);
nod=B(1); %input('\n Numero de nudos:');
np=H(1); %input(' Numero de pisos:');
nr=L(1); %input(' Numero de nudos restringidos:');
ndiag=B(2); %input(' Numero de diagonales:');
E=H(2); %input(' Modulo de elasticidad:');
%-----
% Coordinadas Generalizadas
%-----
CG=zeros(nod,2);ngl=0;k=nr;
for i=1:np
    ngl=ngl+1;
    for j=1:nr
        k=k+1; CG(k,1)=ngl;
    end
end

```

```

end
for i=1:nod-nr
    ngl=ngl+1;
    k=nr+i; CG(k,2)=ngl;
end
ncol=np*nr; mbr=ncol+(nr-1)*np;nvig=mbr-ncol;mbr1=mbr+ndiag;
ici=0;icf=nr;
for i=1:ncol
    ici=ici+1; icf=icf+1;ini(i)=ici;fin(i)=icf;
end
ii=ncol;
for j=1:np
    ici=j*nr;
    for i=1:nr-1
        ii=ii+1;ici=ici+1;ini(ii)=ici;fin(ii)=ici+1;
    end
end
%-----
% Arreglo VC. Vectores de colocacion
%-----
for i=1:mbr
    for k=1:2
        VC(i,k)= CG(ini(i),k);
        VC(i,k+2) = CG(fin(i),k);
    end
end
%-----
% Arreglo VC de diagonales
%-----
for i=1:ndiag
    mbr2=mbr1+2+i;
    B(mbr2)=nombre(mbr2,1);H(mbr2)=nombre(mbr2,2);L(mbr2)=nombre(mbr2,3);
    nidiag=B(mbr2);
    nfdiag=H(mbr2);
    for k=1:2
        VC(mbr+i,k)=CG(nidiag,k);
        VC(mbr+i,k+2)=CG(nfdiag,k);
    end
end
% -----
% Matriz de rigidez de miembro y de la estructura con inercia gruesas
% sin y con disipador
% -----
mbr3=0;
for i=3:(mbr+2)
    mbr3=mbr3+1;
    B(mbr3)=nombre(i,1);H(mbr3)=nombre(i,2);L(mbr3)=nombre(i,3);
end
for i=1:ndiag
    kd(i)=nombre((2+i+mbr),1); alfa(i)=nombre((2+i+mbr),2);
end

```

```

%-----
% Calculo de la matriz de rigidez de la estructura sin disipador
%-----
SS=zeros(ngl,ngl);
for i=1:mbr
    b=B(i);h=H(i);long=L(i);iner=b*h^3/12;ei=E*iner;
    if i<=ncol
        k(1,1)=12*ei/long^3;k(1,2)=-6*ei/long^2;k(1,3)=-k(1,1);k(1,4)=k(1,2);
        k(2,1)=k(1,2);k(2,2)=4*ei/long;k(2,3)=-k(1,2);k(2,4)=2*ei/long;
        k(3,1)=k(1,3);k(3,2)=k(2,3);k(3,3)=k(1,1);k(3,4)=6*ei/long^2;
        k(4,1)=k(1,4);k(4,2)=k(2,4);k(4,3)=k(3,4);k(4,4)=k(2,2);
    else
        k=zeros(4,4);k(2,2)=4*ei/long;k(2,4)=2*ei/long;k(4,2)=k(2,4);k(4,4)=k(2,2);
    end
end
for j=1:4
    jj=VC(i,j);
    if jj==0
        continue
    end
    for m=1:4
        mm=VC(i,m);
        if mm==0
            continue
        end
        SS(jj,mm)=SS(jj,mm)+k(j,m);
    end
end
end
%-----
% Matriz de rigidez lateral de estructura sin disipadores, con inercia gruesas
%-----
na=np;nb=ngl-np;
Kaa=SS(1:na,1:na);Kab=SS(1:na,na+1:ngl);Kba=Kab';Kbb=SS(na+1:ngl,na+1:ngl);
KL=Kaa-Kab*inv(Kbb)*Kba;
fprintf('\n Matriz de rigidez lateral de estructura sin disipadores,');
KL
%-----
% Contribucion de las diagonales a la matriz de rigidez
%-----
for i=1:ndiag
    k=zeros(4,4);k(1,1)=cos(alfa(i)*pi/180)^2*kd(i);k(3,3)=k(1,1); k(1,3)=-k(1,1);
    k(3,1)=-k(1,1);
    for j=1:4
        jj=VC(mbr+i,j);
        if jj==0
            continue
        end
        for m=1:4
            mm=VC(mbr+i,m);
            if mm==0
                continue
            end
        end
    end
end

```

```

end
SS(jj,mm)=SS(jj,mm)+k(j,m);
end
end
end
%-----
% Matriz de rigidez lateral de estructura con disipadores, con inercia
% gruesas
%-----
na=np;nb=ngl-np;
Kaa=SS(1:na,1:na);Kab=SS(1:na,na+1:ngl);Kba=Kab';Kbb=SS(na+1:ngl,na+1:ngl);
KLd=Kaa-Kab*inv(Kbb)*Kba;
fprintf ('\n Matriz de rigidez lateral de estructura con disipadores,');
KLd
%---fin---

```

5.12 ESTRUCTURA DE EJEMPLO

Para el análisis del programa unificadoA se lo hace con un sismo de México en 1985, que tiene un $dt = 0.02$ y con la siguiente estructura:

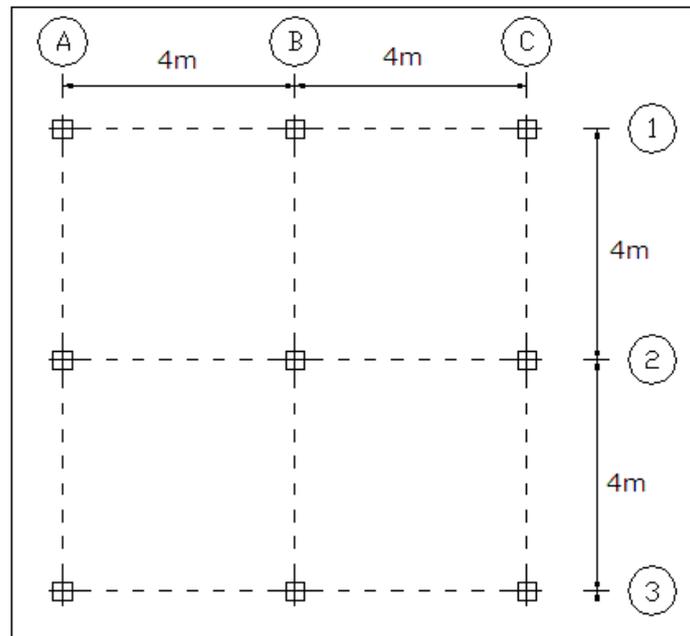


Figura 5.1: Distribución en planta de la estructura de dos pisos con disipadores de energía.

La estructura, con disipadores de energía, tiene dos pisos y dos vanos como lo indica la figura 5.1 y 5.2. La dimensión de cada vano es de cuatro metros, la altura de los pisos es de tres metros, las dimensiones de las columnas y vigas es de 20 x 20. Para la carga muerta se considera 0.6 T/m^2 y para la carga viva se considera 0.2 T/m^2 Los disipadores se colocaron únicamente en los pórticos externos.

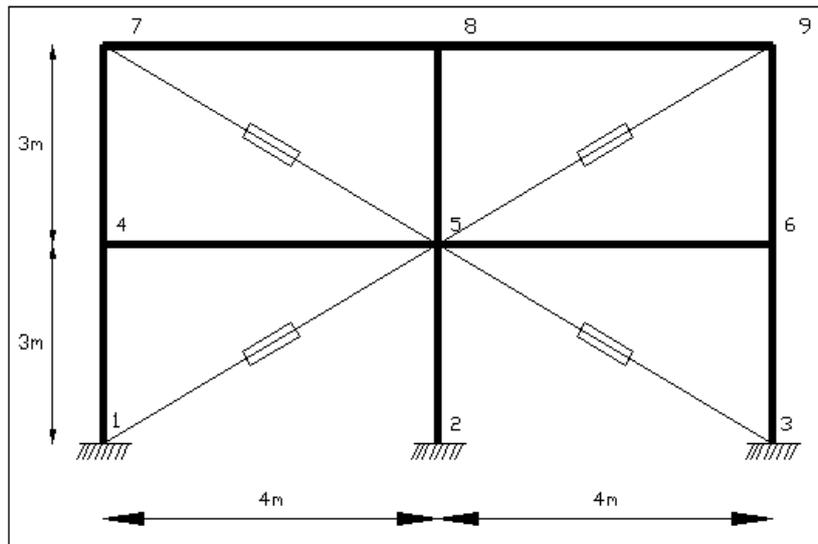


Figura 5.2: Pórtico tipo de la estructura de dos pisos.

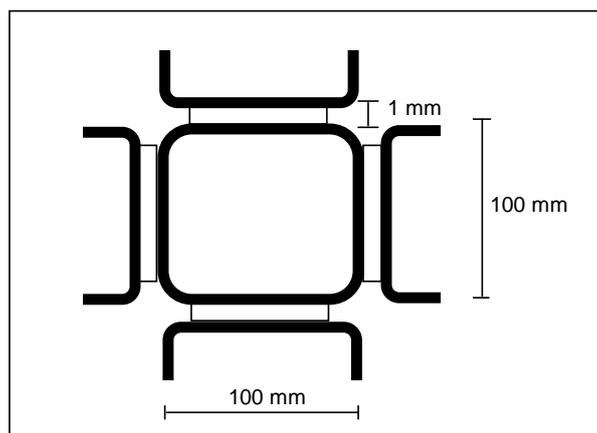


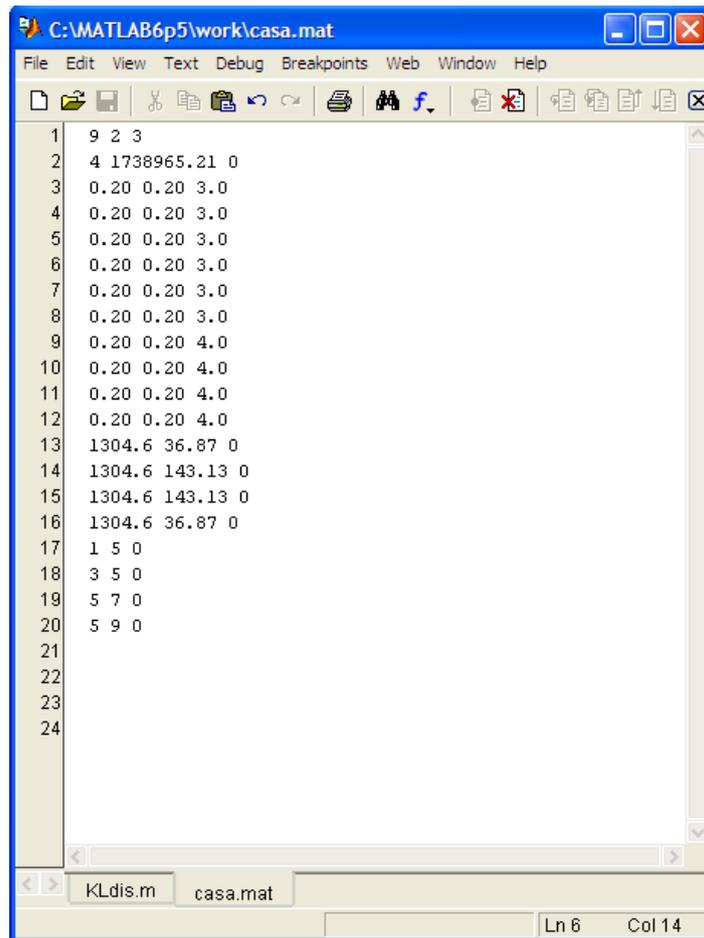
Figura 5.3: Sección del disipador.

En cuanto a las características del disipador, en la figura 5.3 se observa un esquema de la sección del disipador. Las secciones tienen un área de 11.41 cm^2 para el perfil cajón y 15.48 cm^2 para el total de los perfiles en forma de canal. Las longitudes son de 310 cm para ambos perfiles. Se ha considerado un módulo de corte de la goma de almacenamiento de 90% de eficiencia y 50% de deformación, entonces $G_a=5.72 \text{ kg/cm}^2$ y un factor de pérdida de $\eta=0.17$. Con estas características nombradas y las dimensiones de la goma que se indican en la tabla 5.1 se tiene, en el disipador, una rigidez equivalente de 1304.6 T/m.

Tabla 5.1: Dimensiones de la goma y rigidez equivalente.

L (cm)	B (cm)	e (cm)	ξ estr.	ne	Ke (T/m)
100	8	1	0.05	0.1194	1304.6

Para el cálculo de la matriz del pórtico sin y con disipadores se puede usar el programa, **KLdis**, que se describe en la sección anterior. Para esto se prepara el archivo de entrada que contiene los datos del pórtico del cual se quiere obtener la matriz de rigidez lateral. En la figura 5.4 se indica el archivo casa.mat para la estructura que estamos analizando.



The screenshot shows a MATLAB editor window titled 'C:\MATLAB6p5\work\casa.mat'. The window contains a list of 24 lines of data. The first line is '9 2 3'. Lines 2 through 16 contain numerical values, with line 2 being '4 1738965.21 0' and lines 3-16 showing a sequence of '0.20 0.20' followed by values 3.0, 4.0, and 0. Lines 17 through 20 contain '1 5 0', '3 5 0', '5 7 0', and '5 9 0' respectively. Lines 21 through 24 are empty. The status bar at the bottom indicates 'Ln 6 Col 14'.

```
1 9 2 3
2 4 1738965.21 0
3 0.20 0.20 3.0
4 0.20 0.20 3.0
5 0.20 0.20 3.0
6 0.20 0.20 3.0
7 0.20 0.20 3.0
8 0.20 0.20 3.0
9 0.20 0.20 4.0
10 0.20 0.20 4.0
11 0.20 0.20 4.0
12 0.20 0.20 4.0
13 1304.6 36.87 0
14 1304.6 143.13 0
15 1304.6 143.13 0
16 1304.6 36.87 0
17 1 5 0
18 3 5 0
19 5 7 0
20 5 9 0
21
22
23
24
```

Figura 5.4: Archivo que contiene las características del pórtico.

Una vez creado el archivo se procede a cargarlo en la consola de matlab como sigue:

```
load -ASCII c:\MATLAB6p5\work\casa
```

Se lo hace de esta forma por que se trata de un archivo con extensión .mat, sino fuera asi se lo hace simplemente con el comando load. A continuación se hace el llamado del programa con la instrucción:

```
[KL,KLd]=KLdis(casa)
```

Entonces el programa arroja los siguientes resultados:

Matriz de rigidez lateral de estructura sin disipadores,

KL =

$$\begin{pmatrix} 515.1303 & -222.1254 \\ -222.1254 & 167.3904 \end{pmatrix}$$

Matriz de rigidez lateral de estructura con disipadores,

KLd =

1.0e+003 *

$$\begin{pmatrix} 3.8549 & -1.8920 \\ -1.8920 & 1.8373 \end{pmatrix}$$

Entonces como todos los pórticos tienen, para este caso, las mismas dimensiones tenemos que las matrices KLS y KLC, que se cargaran en la consola son:

KLS =

$$\begin{pmatrix} 515.1303 & -222.1254 \\ -222.1254 & 167.3904 \\ 515.1303 & -222.1254 \\ -222.1254 & 167.3904 \\ 515.1303 & -222.1254 \\ -222.1254 & 167.3904 \end{pmatrix}$$

KLC =

1.0e+003 *

$$\begin{pmatrix} 3.8549 & -1.8920 \\ -1.8920 & 1.8373 \\ 0.5151 & -0.2221 \\ -0.2221 & 0.1674 \\ 3.8549 & -1.8920 \\ -1.8920 & 1.8373 \end{pmatrix}$$

Conjuntamente se carga también el archivo que contiene el acelerograma del sismo de análisis, que para este caso es:

load MEXICO

A si mismo se determinan los vectores pesoD y pesoL como sigue:

$$\text{Carga muerta total por piso} = 0.6 \text{ T/m}^2 \times (8\text{m} \times 8\text{m}) = 38.4 \text{ T}$$

$$\text{Carga viva total por piso} = 0.2 \text{ T/m}^2 \times (8\text{m} \times 8\text{m}) \times .25 = 3.2 \text{ T}$$

Los vectores son:

$$\gg \text{pesoD} = [38.4; 38.4; 38.4]$$

$$\gg \text{pesoL} = [3.2; 3.2; 3.2]$$

Finalmente, con todos los datos preparados se ejecuta la instrucción:

$$[q] = \text{unificadoA}(\text{KLS}, \text{KLC}, 2, \text{MEXICO}, 0.02, 3, \text{pesoD}, \text{pesoL})$$

El programa reporta primero los períodos fundamentales para la estructura sin disipadores y luego para la estructura con disipadores:

tsin =

0.9716

tcon =

0.3380

A continuación el programa pide el ingreso del factor de pérdida equivalente y el amortiguamiento de la estructura sin disipadores de energía.

Indique el factor de pérdida (igual para todos los modos) : 0.1194

Indique el amortiguamiento de la estructura sin disipadores : 0.05

Finalmente el programa reporta los siguientes resultados:

Factores de amortiguamiento de estructura

sedaes =

[0.0174 0.0210]

Factores de amortiguamiento de disipadores
sedadis =

$$\begin{bmatrix} 0.0525 & 0.0492 \end{bmatrix}$$

Factores de amortiguamiento total
seda =

$$\begin{bmatrix} 0.0699 & 0.0702 \end{bmatrix}$$

Matriz de Rigidez, Masa y Amortiguamiento

K =

1.0e+003 *

$$\begin{bmatrix} 8.2249 & -4.0061 \\ -4.0061 & 3.8419 \end{bmatrix}$$

M =

$$\begin{bmatrix} 4.2449 & 0 \\ 0 & 4.2449 \end{bmatrix}$$

C =

$$\begin{bmatrix} 24.8951 & -8.2209 \\ -8.2209 & 15.9008 \end{bmatrix}$$

Desplazamiento en los pisos,
qv =

$$\begin{bmatrix} -0.0047 \\ -0.0075 \end{bmatrix}$$

Fuerzas Cortantes en los pisos,
Q =

$$\begin{bmatrix} -8.5120 \\ -9.9395 \end{bmatrix}$$

Se puede ver en el figura 5.5 las graficas, que reporta el programa, de los desplazamientos por piso en función del tiempo.

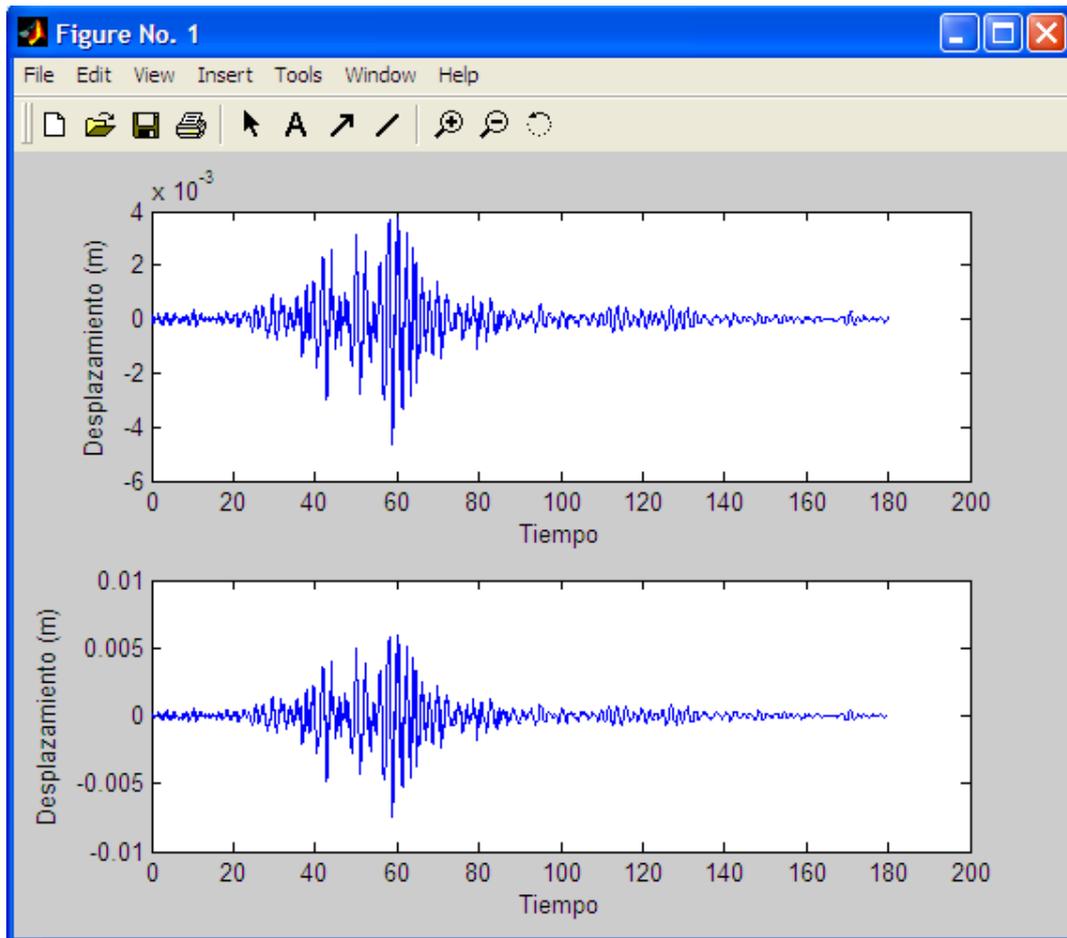


Figura 5.5 Desplazamientos por piso en función del tiempo para una estructura de dos pisos.

Referencias

8. Aguiar R., (2007) *Dinámica de Estructuras con MATLAB*, Centro de Investigaciones Científicas. Escuela Politécnica del Ejército, 280 p., En Internet www.espe.edu.ec.
9. Aguiar R., *Análisis Dinámico Espacial de Estructuras*, (1986) Centro de Investigaciones Científicas. Escuela Politécnica del Ejército, Quito, Ecuador.
10. Aguiar R., (2006), *Análisis Sísmico*, Materia de Cátedra, Centro de Investigaciones Científicas, Escuela Politécnica del Ejército, Quito, Ecuador.

11. Aguiar R., (1995), *Análisis Matricial de Estructuras*, Centro de Investigaciones Científicas, Escuela Politécnica del Ejército, Quito, Ecuador.

CAPÍTULO VI: COMPORTAMIENTO SÍSMICO DE ESTRUCTURAS

6.4 DESCRIPCIÓN DE LAS ESTRUCTURAS DE 3, 6, 9 PISOS.-

En el presente capítulo se analiza la respuesta en el tiempo de tres estructuras primero sin disipadores y luego con disipadores de energía, las estructuras son de tres, seis y nueve pisos, se trata de estructuras rectangulares y simétricas, están compuestas por tres vanos de cinco metros en ambas direcciones como lo indica la figura 6.1. Las tres estructuras poseen la misma planta por lo que todos los pisos tiene un área de 225 m^2 .

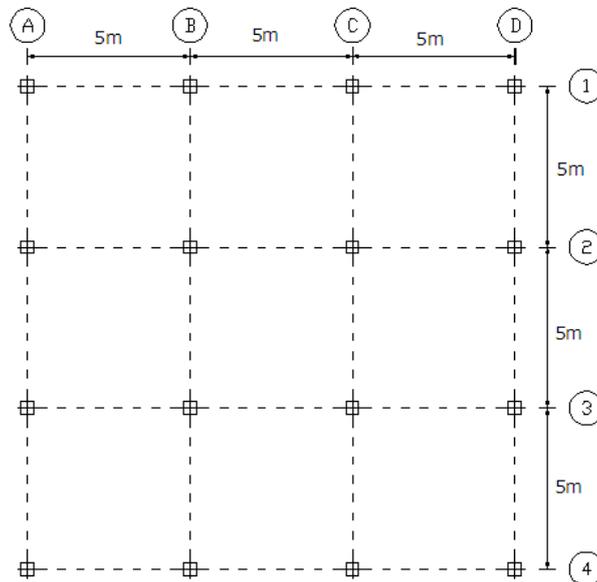


Figura 6.1 Vista en planta de las estructuras de 3, 6 y 9 pisos.

A continuación se describen cada una de estas estructuras:

ESTRUCTURA DE TRES PISOS

El esquema de la figura 6.2 representa un pórtico tipo de la estructura de tres pisos, la distancia de entrepiso es de tres metros. Las columnas perimetrales son de 30 x 30, y las columnas internas son de 35 x 35 en cada uno de los tres pisos. Las dimensiones de las vigas en toda la estructura son de 25 x 30. Se considera para carga muerta en el primer piso 0.580 T/m^2 , para el segundo 0.540 T/m^2 , y para el tercero 0.500 T/m^2 , y se considera una carga viva de 0.200 T/m^2 para todos los pisos. La carga total por piso se indica en la Tabla 6.1 al igual que las características de los elementos estructurales.

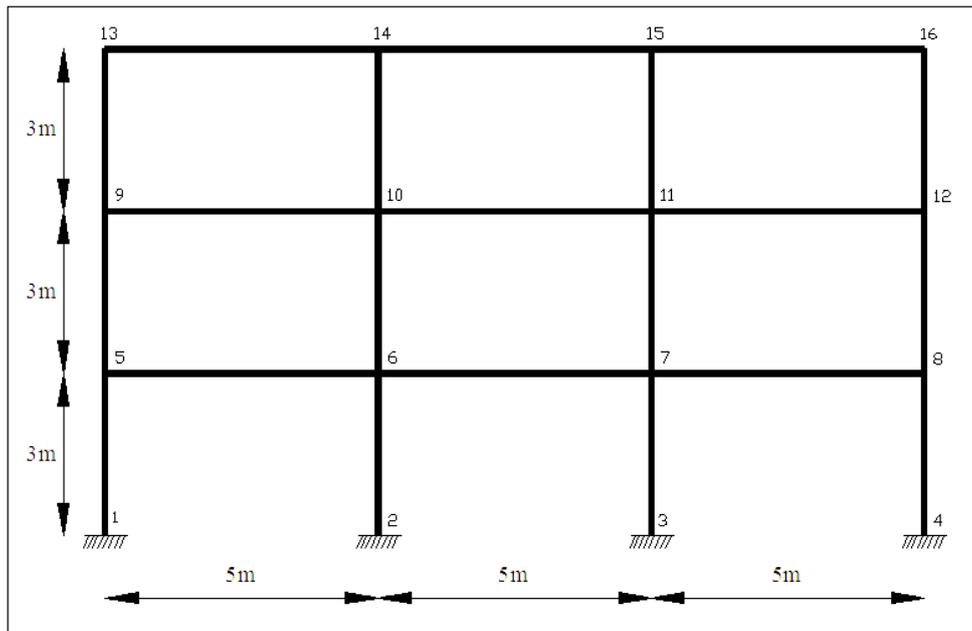


Figura 6.2 Pórtico tipo de la estructura de 3 pisos.

Tabla 6.1 Estructura de tres pisos. Dimensión de elementos. Peso total por piso.

		COLUMNAS				VIGAS	PESO TOTAL Tn
Piso	Eje	1	2	3	4		
1		30/30	35/35	35/35	30/30	25/30	141.75
2		30/30	35/35	35/35	30/30	25/30	132.75
3		30/30	35/35	35/35	30/30	25/30	123.75

ESTRUCTURA DE SEIS PISOS

En la figura 6.3 se observa el esquema de un pórtico tipo de la estructura de seis pisos, la distancia de entrepiso, es también, de tres metros en toda la estructura. Las columnas externas de los tres primeros pisos son de 55 x 55, y las columnas internas son de 60 x 60 en el cuarto y quinto pisos las dimensiones disminuyen a 50 x 50 las externas y 55 x 55 las internas, finalmente en el sexto piso, para columnas exteriores 45 x 45 y 50 x 50 para las interiores. Las dimensiones de las vigas son para el primer piso de 30 x 35, del segundo al cuarto piso de 25 x 35, y finalmente 25 x 30 para el quinto y sexto piso. Se considera para carga muerta en el primer piso 0.700 T/m², para el segundo 0.660 T/m², para el tercero 0.620 T/m², para el cuarto 0.580 T/m², quinto 0.540 T/m², y sexto 0.500 T/m². Se considera para la carga viva un valor de 0.200 T/m² para todos los pisos. La carga total por piso se indica en la Tabla 6.2 al igual que las características de los elementos estructurales.

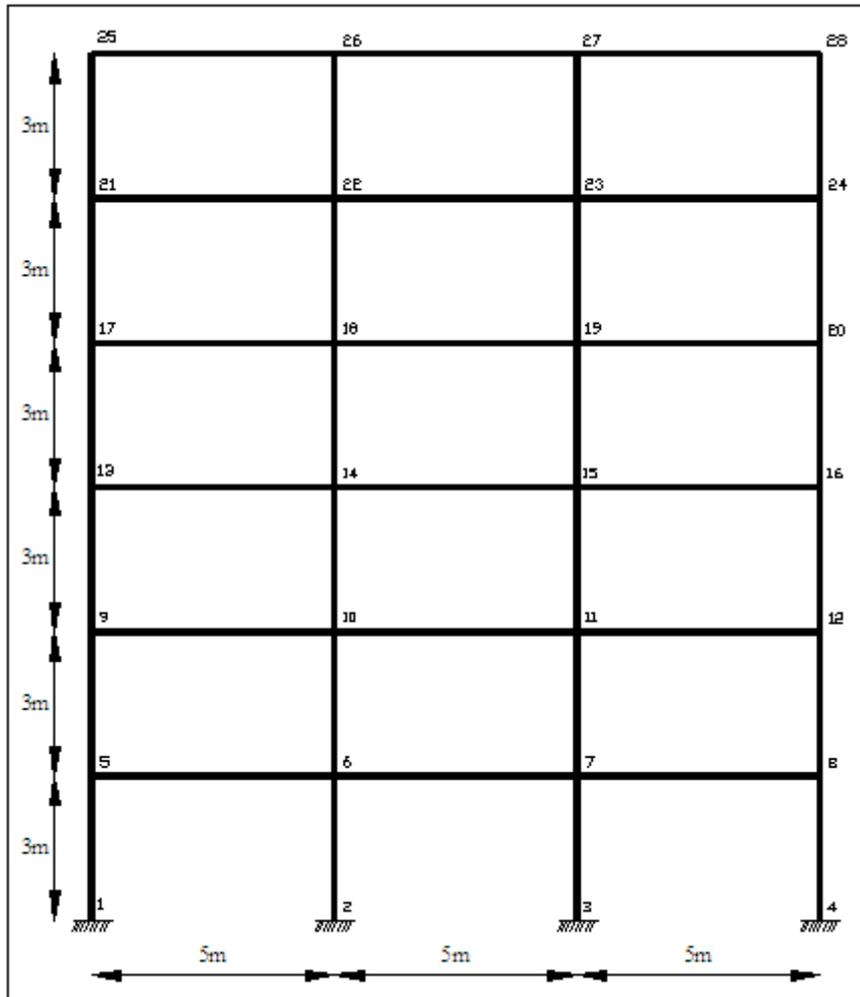


Figura 6.3 Pórtico tipo de la estructura de 6 pisos.

Tabla 6.2 Estructura de seis pisos. Dimensión de elementos. Peso total por piso.

Piso	Eje	COLUMNAS				VIGAS	PESO TOTAL Tn
		1	2	3	4		
1		55/55	60/60	60/60	55/55	30/35	168.75
2		55/55	60/60	60/60	55/55	25/35	159.75
3		55/55	60/60	60/60	55/55	25/35	150.75
4		50/50	55/55	55/55	50/50	25/35	141.75
5		50/50	55/55	55/55	50/50	25/30	132.75
6		45/45	50/50	50/50	45/45	25/30	123.75

ESTRUCTURA DE NUEVE PISOS

En el esquema de la figura 6.4 se observa el esquema de un pórtico tipo de la estructura de nueve pisos, la altura de los pisos es de tres metros en toda la estructura. Las columnas externas de las tres primeras plantas son de 85 x 85, y las columnas internas son de 90 x 90, del cuarto al sexto las dimensiones disminuyen a 80 x 80, las externas y 85 x 85, las internas, y finalmente en las tres últimas plantas, para columnas exteriores 75 x 75 y para las interiores 80 x 80. Las dimensiones de las vigas son para la planta baja de 35 x 40, del segundo al cuarto piso de 30 x 35, y finalmente 25 x 30 para el quinto y sexto piso. Se considera para carga muerta en la planta baja 0.820 T/m^2 , para el segundo piso 0.780 T/m^2 , para el tercero 0.740 T/m^2 , la planta cuatro 0.700 T/m^2 , para el quinto 0.660 T/m^2 , para el sexto 0.620 T/m^2 , para el séptimo 0.580 T/m^2 , octavo 0.540 T/m^2 , y para el noveno 0.500 T/m^2 . Se considera para la carga viva un valor de 0.200 T/m^2 para todos los pisos. La carga total por piso se indica en la Tabla 6.3 al igual que las características de los elementos estructurales.

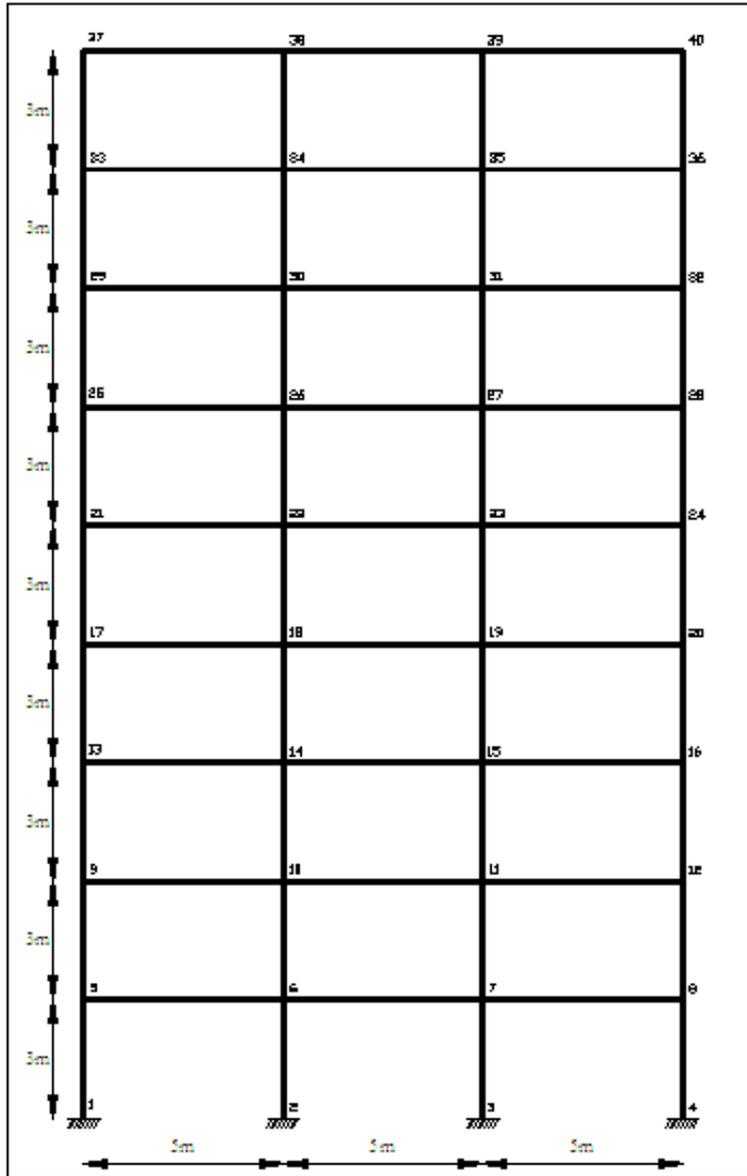


Figura 6.4 Pórtico tipo de la estructura de 9 pisos.

Tabla 6.3 Estructura de nueve pisos. Dimensión de elementos. Peso total por piso.

Piso	COLUMNAS				VIGAS	PESO TOTAL Tn
	Eje 1	2	3	4		
1	85/85	90/90	90/90	85/85	35/40	195.75
2	85/85	90/90	90/90	85/85	30/35	186.75
3	85/85	90/90	90/90	85/85	30/35	177.75
4	80/80	85/85	85/85	80/80	30/35	168.75
5	80/80	85/85	85/85	80/80	25/35	159.75
6	80/80	85/85	85/85	80/80	25/35	150.75
7	75/75	80/80	80/80	75/75	25/35	141.75
8	75/75	80/80	80/80	75/75	25/30	132.75
9	75/75	80/80	80/80	75/75	25/30	123.75

6.5 ANÁLISIS EN EL TIEMPO DE LAS ESTRUCTURAS SIN DISIPADORES DE ENERGÍA ANTE LOS SISMOS DE MÉXICO 85, CHILE 85 Y EL CENTRO 40.-

En este apartado se presentan los resultados del análisis en el tiempo de las estructuras para los sismos nombrados. En las costas de Michoacán a aproximadamente 400 km de la ciudad de México, fue donde se originó el sismo del 19 de septiembre de 1985 con una magnitud de 8.1. El terremoto de Chile ocurrió el domingo 3 marzo de 1985 la magnitud fue de 7,7 en la escala de Richter. Y el sismo del Centro ocurrió en California el 18 de mayo de 1940 que tuvo una aceleración máxima del suelo igual a 0.348 g.



Figura 6.5 Izquierda: Edificio destruido por el terremoto de México. Derecha: Daños en el terremoto de Chile

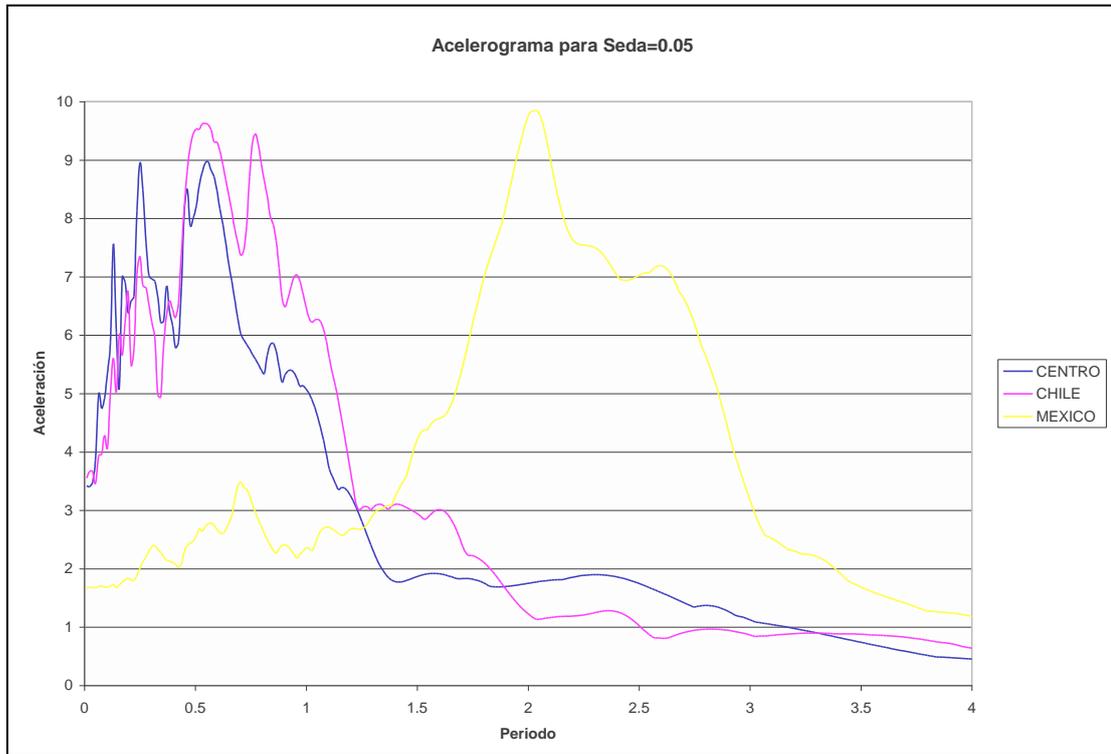


Figura 6.6 Acelerogramas de México 85, Chile 85 y Centro 40 .

En la figura 6.6 se indica la aceleración en función del período para los tres sismos mencionados para un amortiguamiento del 5 % que es con el que se realiza el análisis de las tres estructuras descritas en el apartado anterior.

ESTRUCTURA DE TRES PISOS

Del análisis se determina que el período fundamental para esta estructura es de 0.8280 segundos. En la tercera columna de la Tabla 6.4, se muestra el tiempo, en segundos, en el que suceden los desplazamientos máximos. La cuarta y quinta columna indican respectivamente los desplazamientos máximos para cada uno de los pisos y sus derivas de piso, en la sexta columna se determina la deriva máxima para cada tipo de sismo; para el de México la deriva máxima es de 0.0075 que es un valor aceptable y cumple con los valores de los códigos, para el sismo de Chile se tiene el mayor valor en la deriva de piso que excede los valores permitidos por los códigos con un valor del 2.54 %. Para el sismo del Centro se tiene un valor del 1.76 % , este porcentaje es alto, aunque aceptado por el código ecuatoriano de la construcción y no cumple con los códigos nombrados en el tercer capítulo en el control de la deriva de piso. Cabe destacar que en la segunda planta ocurren las derivas máximas. En la séptima columna se hallan los valores, por piso del cortante basal y en la columna número nueve el cortante total, expresados en toneladas. En la octava columna se indica el índice de estabilidad de piso, donde puede observarse que los valores son menores a 0.10.

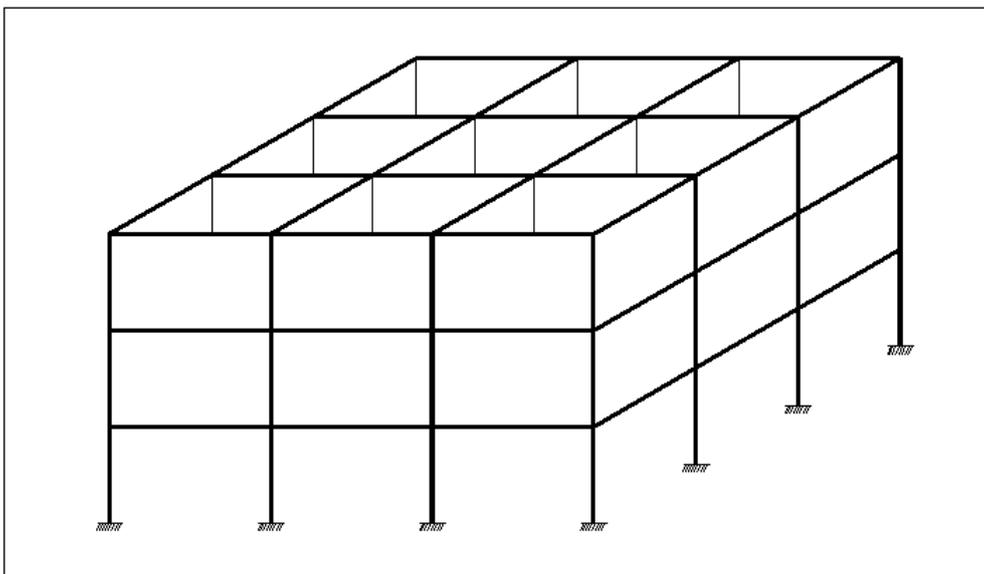


Figura 6.7 Vista 3D de la estructura de 3 pisos.

Tabla 6.4 Resultados de análisis para la estructura de tres pisos.

3 pisos T= 0.8280

SISMO	Piso	tmaxdes	Desp. Max	Deriva	Der. Max	Q	θ_i	V
México	1	63.1200	-0.0166	0.0055	0.0075	-20.8517	0.0248	-88.9916
	2		-0.03920	0.0075		-31.7226	0.0284	
	3		-0.054	0.0049		-36.4173	0.0168	
Chile	1	17.3500	0.0549	0.0183	0.0254	57.4227	0.0252	289.1682
	2		0.1312	0.0254		102.9888	0.0282	
	3		0.1825	0.0171		128.7567	0.0164	
El Centro	1	5.8000	-0.0362	0.0121	0.0176	-26.7102	0.0258	-185.9235
	2		-0.089	0.0176		-55.8463	0.0284	
	3		-0.1274	0.0128		-103.367	0.0153	

ESTRUCTURA DE SEIS PISOS

Del análisis se determina que el período fundamental para esta estructura es de 1.1066 segundos. En la Tabla 6.5 se indican los resultados del análisis de la estructura de seis pisos, nótese que los tiempos en que ocurren los desplazamientos máximos son muy próximos a la estructura de tres pisos, según el tipo de sismo. Para el sismo de México la deriva máxima ocurre en el tercer piso y su valor es menor al 1. En cuanto al sismo de Chile la deriva máxima sucede en el cuarto piso con un porcentaje del 1.68 %, valor alto y permitido únicamente por nuestro código. Y para el sismo del Centro se tiene la deriva más alta que sobre pasa todos los códigos con un porcentaje del 4.84 % y los valores más altos del índice de estabilidad de piso, para los tres sismos, se aproximan al 3 %, a excepción del Centro que en el primer piso tiene un valor muy próximo al permitido.

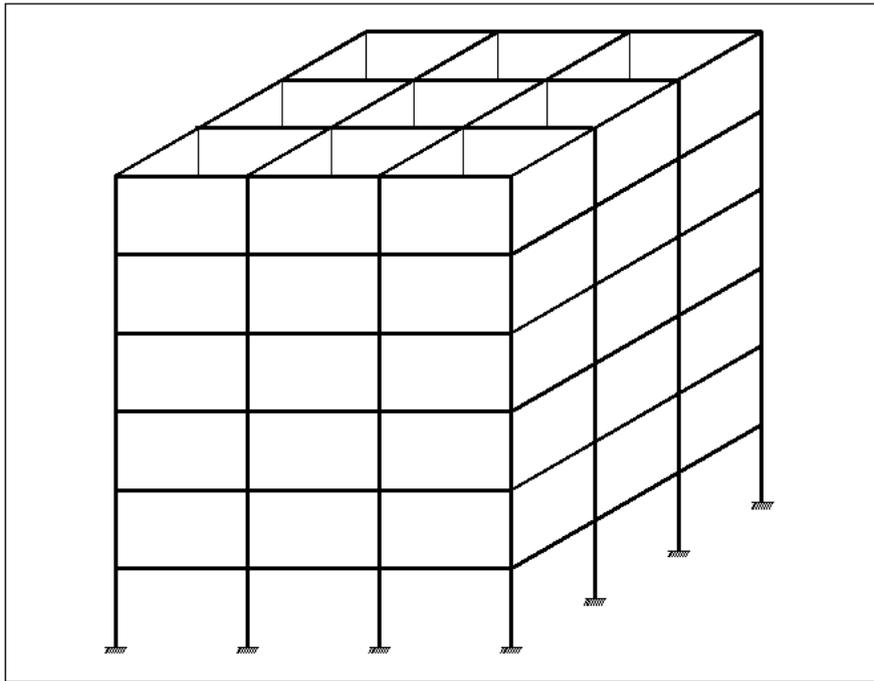


Figura 6.8 Vista 3D de la estructura de 6 pisos.

Tabla 6.5 Resultados de análisis para la estructura de seis pisos.

6 pisos $T= 1.1066$

SISMO	Piso	tmaxdes	Desp. Max	Deriva	Der. Max	Q	θ_i	V
México	1	57.9600	0.0102	0.0034	0.0080	29.4633	0.0140	212.9748
	2		0.0314	0.0071		31.6770	0.0273	
	3		0.0555	0.0080		34.6733	0.0290	
	4		0.0785	0.0077		37.7025	0.0261	
	5		0.0984	0.0066		39.5726	0.0214	
	6		0.1145	0.0054		39.8861	0.0167	
Chile	1	19.6250	0.0177	0.0059	0.0168	-22.4543	0.0166	312.0189
	2		0.058	0.0134		13.6451	0.0285	
	3		0.1074	0.0165		48.8085	0.0282	
	4		0.1577	0.0168		79.0764	0.0245	
	5		0.203	0.0151		97.8997	0.0201	
	6		0.2402	0.0124		95.0435	0.0161	
El Centro	1	4.5000	0.1451	0.0484	0.0484	38.3371	0.2829	-150.0271
	2		0.1258	0.0064		11.0282	0.0242	
	3		0.1019	0.0080		-6.6093	0.0219	
	4		0.07327	0.0095		-54.6809	0.0197	
	5		0.04188	0.0105		-32.8533	0.0194	
	6		0.01354	0.0094		-105.2489	0.0111	

ESTRUCTURA DE NUEVE PISOS

Por el análisis se determina que el período fundamental para esta estructura es de 1.3743 segundos. En la Tabla 6.6 se indican los resultados del análisis de la estructura de nueve pisos, nótese que los tiempos en que ocurren los desplazamientos máximos son muy cercanos a los de la estructura de seis y tres pisos. Para el sismo de México y Chile la deriva máxima ocurre en el quinto y sexto piso respectivamente y su valor es menor al 1%. Y para el sismo del Centro se tiene la deriva que cumple con todos los códigos, nombrados en el tercer capítulo con un porcentaje del 0.61 % y el valor más alto del índice de estabilidad de piso sucede para el sismo del Centro en el séptimo piso, su valor sobrepasa con poco al de 0.10, es decir presenta efecto P- Δ .

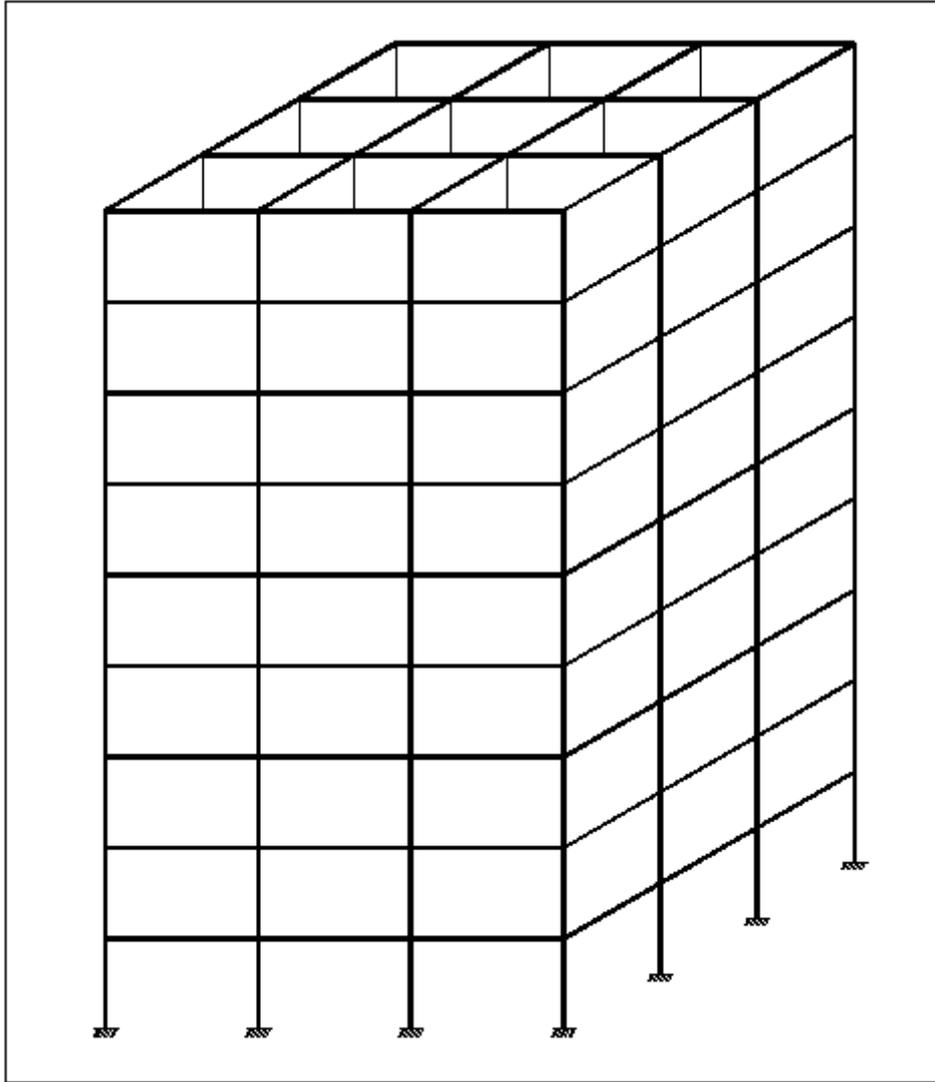


Figura 6.9 Vista 3D de la estructura de 9 pisos.

Tabla 6.6 Resultados de análisis para la estructura de nueve pisos.

9 pisos T= 1.3743

SISMO	Piso	tmaxdes	Desp. Max	Deriva	Der. Max	Q	θ_i	V
México	1	51.12	-0.0069	0.0023	0.0099	-22.6094	0.0095	-348.4915
	2		-0.0243	0.0058		-25.9026	0.0221	
	3		-0.0483	0.0080		-30.5864	0.0281	
	4		-0.0762	0.0093		-35.6838	0.0303	
	5		-0.1060	0.0099		-40.3917	0.0301	
	6		-0.1356	0.0099		-44.3174	0.0280	
	7		-0.1639	0.0094		-47.5163	0.0252	
	8		-0.1903	0.0088		-49.9507	0.0222	
	9		-0.2150	0.0082		-51.5332	0.0198	
Chile	1	16.245	-0.0057	0.0019	0.0099	41.5571	0.0127	-214.9687
	2		-0.0210	0.0051		15.7277	0.0247	
	3		-0.0431	0.0074		-7.5346	0.0286	
	4		-0.0698	0.0089		-26.8494	0.0295	
	5		-0.0990	0.0097		-34.1251	0.0290	
	6		-0.1287	0.0099		-47.3374	0.0267	
	7		-0.1573	0.0095		-36.6987	0.0243	
	8		-0.1842	0.0090		-76.1674	0.0192	
	9		-0.2093	0.0084		-43.5409	0.0238	
El Centro	1	6.12	-0.0038	0.0013	0.0061	-1.3078	0.0104	-174.9285
	2		-0.0135	0.0032		-9.1293	0.0231	
	3		-0.0272	0.0046		-10.3366	0.0293	
	4		-0.0436	0.0055		-20.4055	0.0311	
	5		-0.0614	0.0059		11.7592	0.0314	
	6		-0.0796	0.0061		-122.2403	0.0229	
	7		-0.0974	0.0059		333.9888	0.1016	
	8		-0.1143	0.0056		-568.5291	0.0040	
	9		-0.1257	0.0038		211.2721	0.0022	

En la estructura de tres pisos el sismo que presento el cortante basal de mayor valor fue el de Chile (el signo representa el sentido de la fuerza), a continuación el del Centro y finalmente el de México, esto se debe a la disposición de los acelerogramas en función del período como se puede observar en la figura 6.10, en la posición del período fundamental para la estructura de tres pisos, el acelerograma del sismo de Chile, es el que señala los valores más altos, más abajo se encuentra el Centro y por último el acelerograma de México. De igual manera ocurre para la estructura de seis pisos. Finalmente en la estructura de nueve pisos sucede que, para el período fundamental de esta estructura, la curva del acelerograma de México se torna ascendente, por lo que el cortante máximo ocurre con este sismo como puede observarse en la figura 6.10.

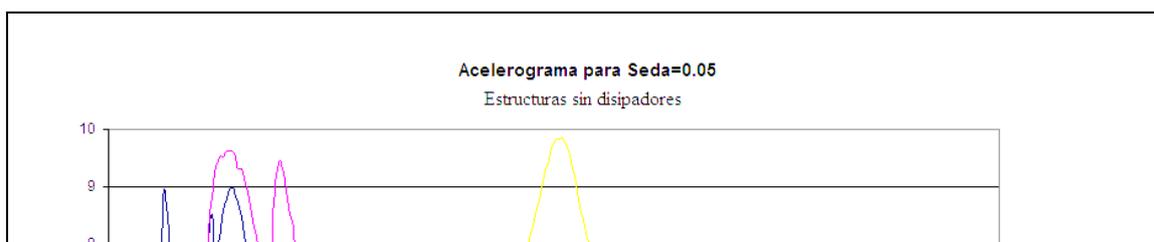


Figura 6.10 período fundamental de las estructuras en los acelerogramas.

6.6 ANÁLISIS SÍSMICO EN EL TIEMPO DE LAS ESTRUCTURAS CON DISIPADORES DE ENERGÍA ANTE LOS SISMOS DE MÉXICO 85, CHILE 85 Y EL CENTRO 40.-

En esta sección se analizan las tres estructuras descritas, pero con el uso de disipadores.

A continuación se describen los elementos que conforman la diagonal del disipador:

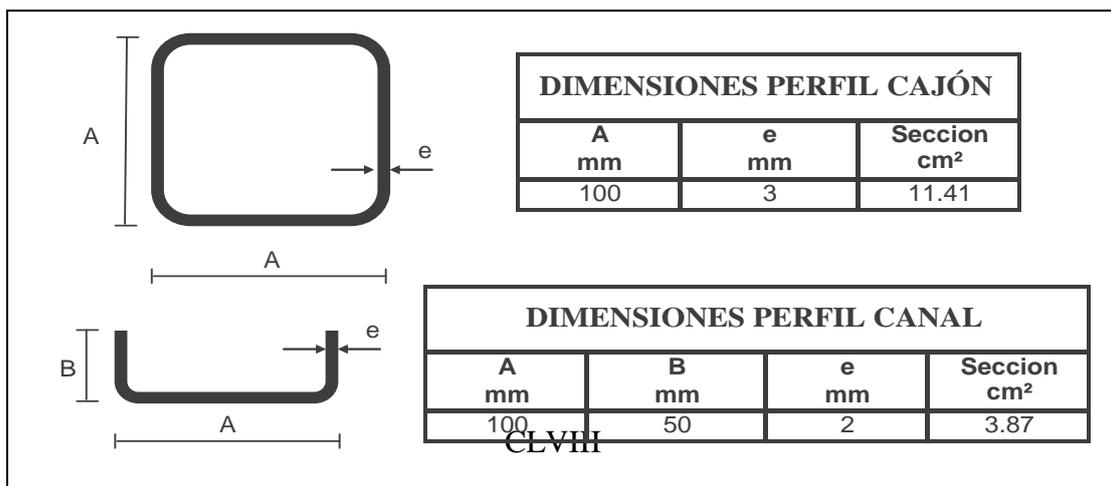


Figura 6.11 Dimensiones Perfil Cajón y Perfil Canal.

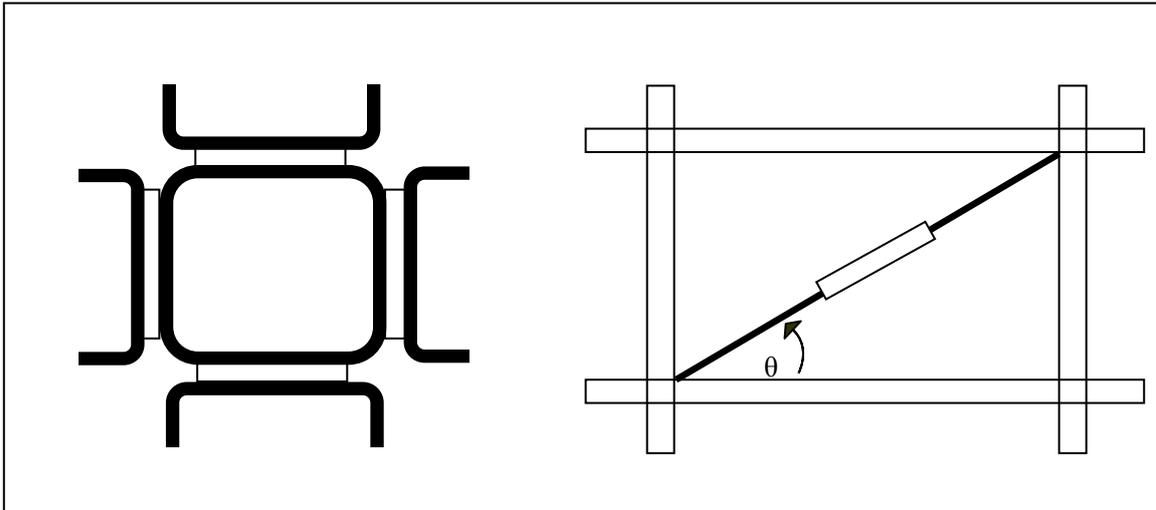


Figura 6.12 Derecha: Sección del Disipador. Izquierda: Disposición del disipador.

En la figura 6.12 se aprecia un esquema de la sección del disipador de energía del tipo cajón-perfil y también un esquema de la disposición del disipador en el pórtico. Para el análisis se usa una goma de 2cm de espesor 8cm de ancho y 2m de largo. Las longitudes del perfil cajón y el perfil canal son ambas de 4m y sus ángulos de inclinación son de 30.96° y 149.04° según el sentido de colocación. A continuación en la figura 6.13 se muestra el lugar, en planta, donde se instalan los disipadores. Se indicó ya, en capítulos anteriores, las razones por las que se colocan los disipadores en los pórticos externos de las estructura

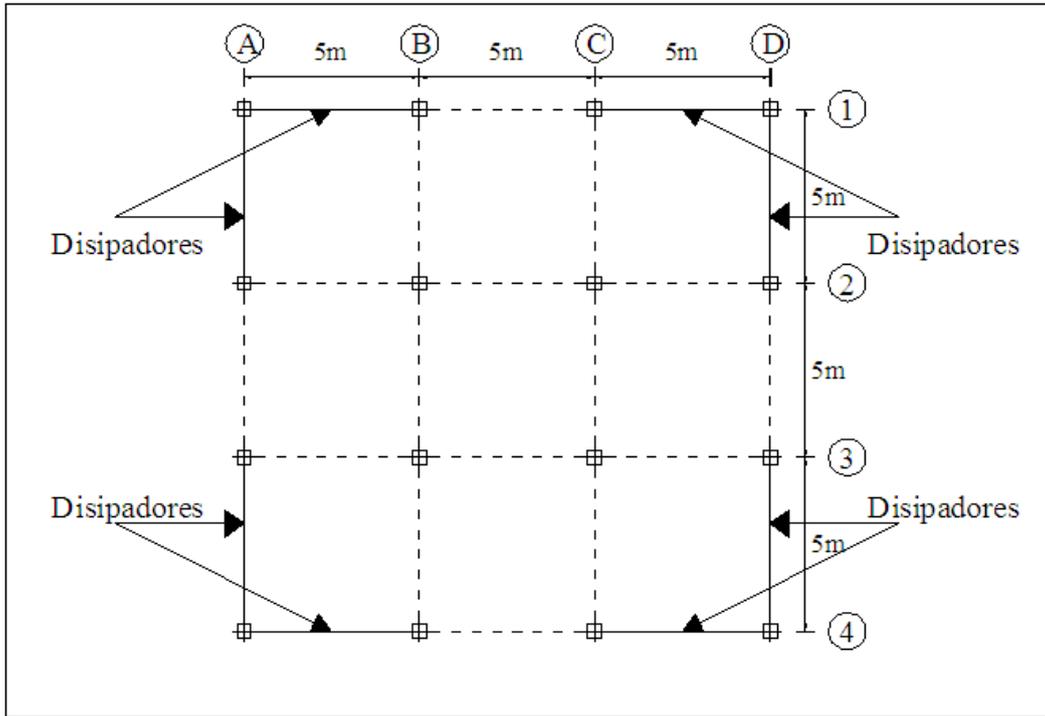


Figura 6.13 Derecha: Sección del Disipador. Izquierda: Disposición del disipador.

ESTRUCTURA DE TRES PISOS

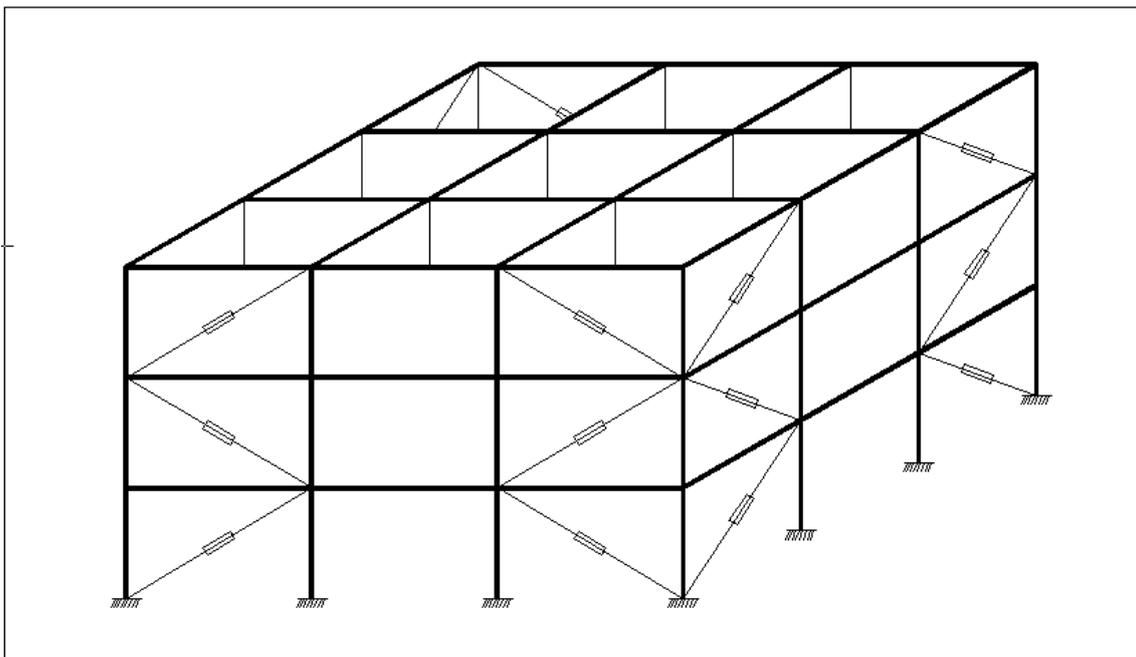


Figura 6.14 Vista 3D de la estructura de 3 pisos con disipadores.

La figura de arriba representa un esquema de la estructura de tres pisos con disipadores de energía viscoelásticos. Del análisis se determina el amortiguamiento con el que contribuye la estructura, es decir el que establece el termino 2.49 en el segundo capítulo:

$$\xi_{estr_j} * \frac{\bar{w}_j}{\omega_j}$$

Tabla 6.7 Amortiguamiento con el que contribuye la estructura.

Factores de Amortiguamiento de la estructura				
	seda(ξ)			seda(ξ)
Sin	Modo 1	Modo 2	Modo 3	Promedio
Goma	0.0343	0.0381	0.042	0.03813

También se determina el amortiguamiento con el que contribuyen los disipadores por lo que establece el termino expresado en 2.48 en el segundo capítulo:

$$\frac{\eta}{2} \left(1 - \frac{\bar{w}_j^2}{\omega_j^2} \right)$$

Tabla 6.8 Amortiguamiento con el que contribuyen los disipadores.

Factores de Amortiguamiento de Disipadores				
Goma	seda(ξ)			seda(ξ)
e(cm)	Modo 1	Modo 2	Modo 3	Promedio
2	0.0316	0.025	0.0176	0.02473

De la suma de los valores de las dos Tablas anteriores se tiene el amortiguamiento total de la estructura que se indica en la siguiente Tabla:

Tabla 6.9 Amortiguamiento total.

Factores de Amortiguamiento Total				
Goma	seda(ξ)			seda(ξ)
e(cm)	Modo 1	Modo 2	Modo 3	TOTAL
2	0.0659	0.0631	0.0596	0.06287

Un esquema del pórtico tipo de la estructura de 3 pisos con disipadores con la numeración en los nudos se muestra a continuación.

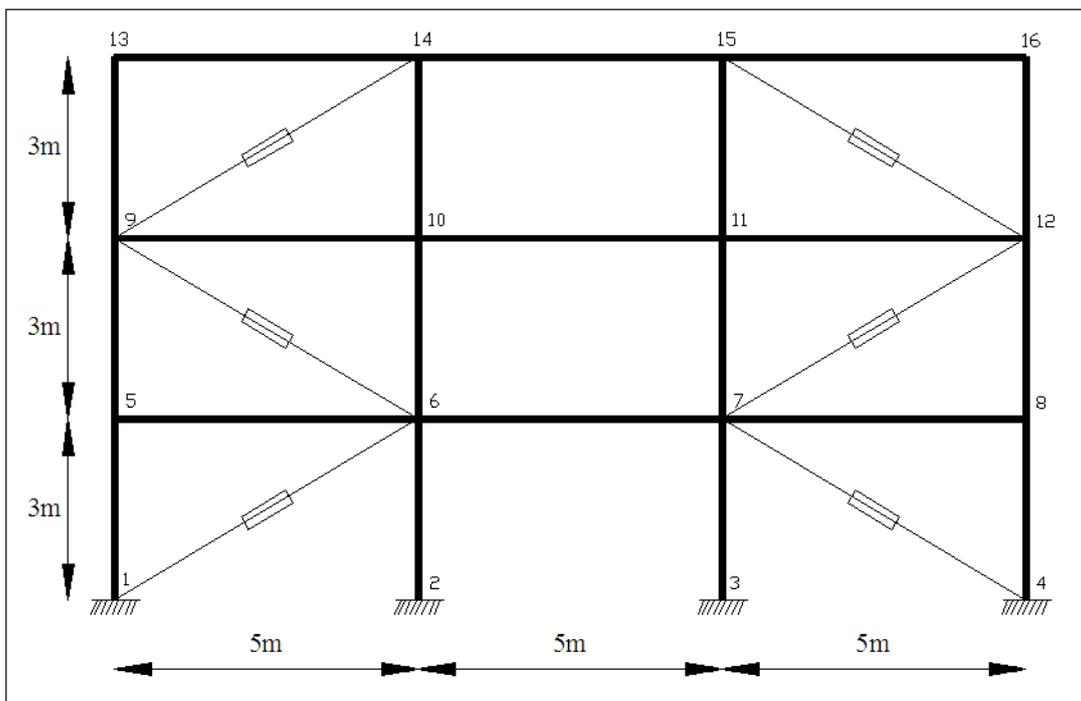


Figura 6.15 Pórtico tipo de la estructura de 3 pisos con disipadores.

En la Tabla 6.10 están los datos finales del análisis en el tiempo. Se puede observar claramente que los desplazamientos por piso disminuyen de forma considerable, por ende las derivas de piso también disminuyen a valores más aceptables, y para el caso del sismo de Chile la estructura sin disipadores, para la deriva máxima tuvo un porcentaje de 2.54 que sobrepasa el valor del 2% permitido por nuestro código, presenta para el análisis con disipadores un valor del 1.19% que es muy aceptable y permitido por el CEC-2000.

Tabla 6.10 Resultados de análisis para la estructura de tres pisos con disipadores.

3 pisos **T= 0.5684**

SISMO	Piso	tmaxdes	Desp. Max	Deriva	Der. Max	Q	θ_i	V
México	1	61.3800	-0.01	0.0033	0.0036	-28.5893	0.0132	-100.3694
	2		-0.02070	0.0036		-35.1109	0.0127	
	3		-0.0266	0.0020		-36.6692	0.0066	
Chile	1	9.1900	-0.0311	0.0104	0.0119	-62.3964	0.0135	-306.4959
	2		-0.0669	0.0119		-113.33	0.0125	
	3		-0.0877	0.0069		-130.7695	0.0066	
El Centro	1	2.2000	-0.0301	0.0100	0.0117	-53.798	0.0135	-294.9526
	2		-0.0651	0.0117		-117.6733	0.0124	
	3		-0.085	0.0066		-123.4813	0.0066	

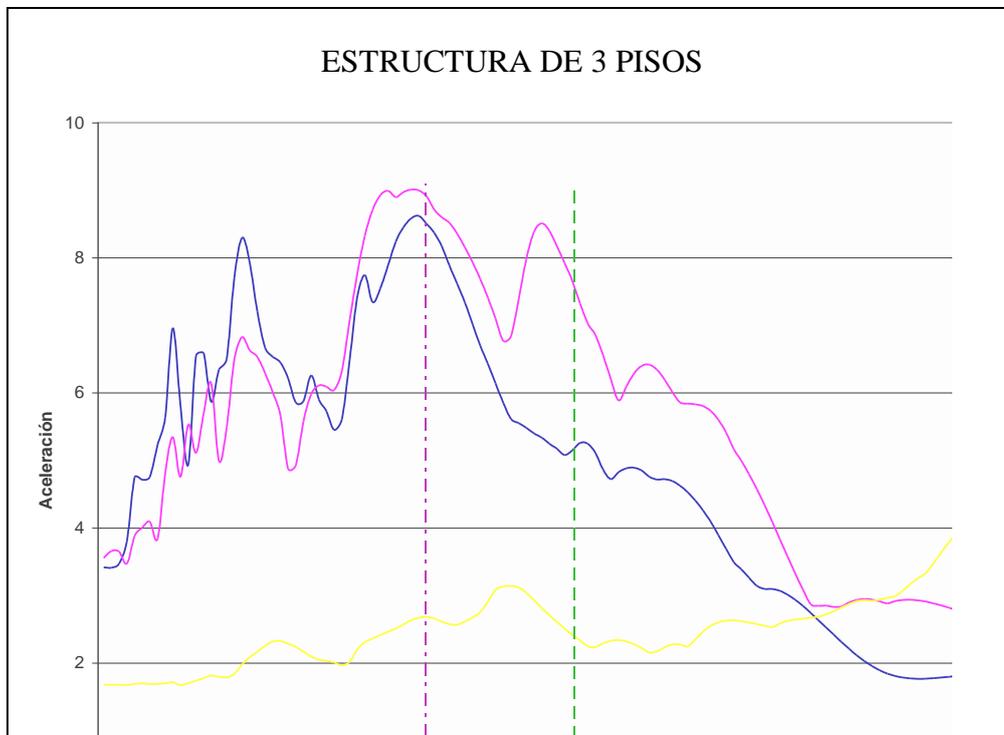


Figura 6.16 período de la estructura con disipadores en acelerogramas.

Cabe señalar asimismo que los índice de estabilidad de piso disminuyeron de forma considerable. En la figura 6.16 se indica el período de 0.5684 seg. para la estructura con disipadores y 0.8280 seg. para la estructura sin disipadores La disminución en el período se debe a un aumento en la rigidez de la estructura debido a las diagonales de acero que conforman el disipador. De acuerdo con las gráficas de los acelerogramas la disminución del período provoca un aumento de la fuerza sísmica que es absorbida por los disipadores, como se pudo ver en la Tabla 6.10.

ESTRUCTURA DE SEIS PISOS

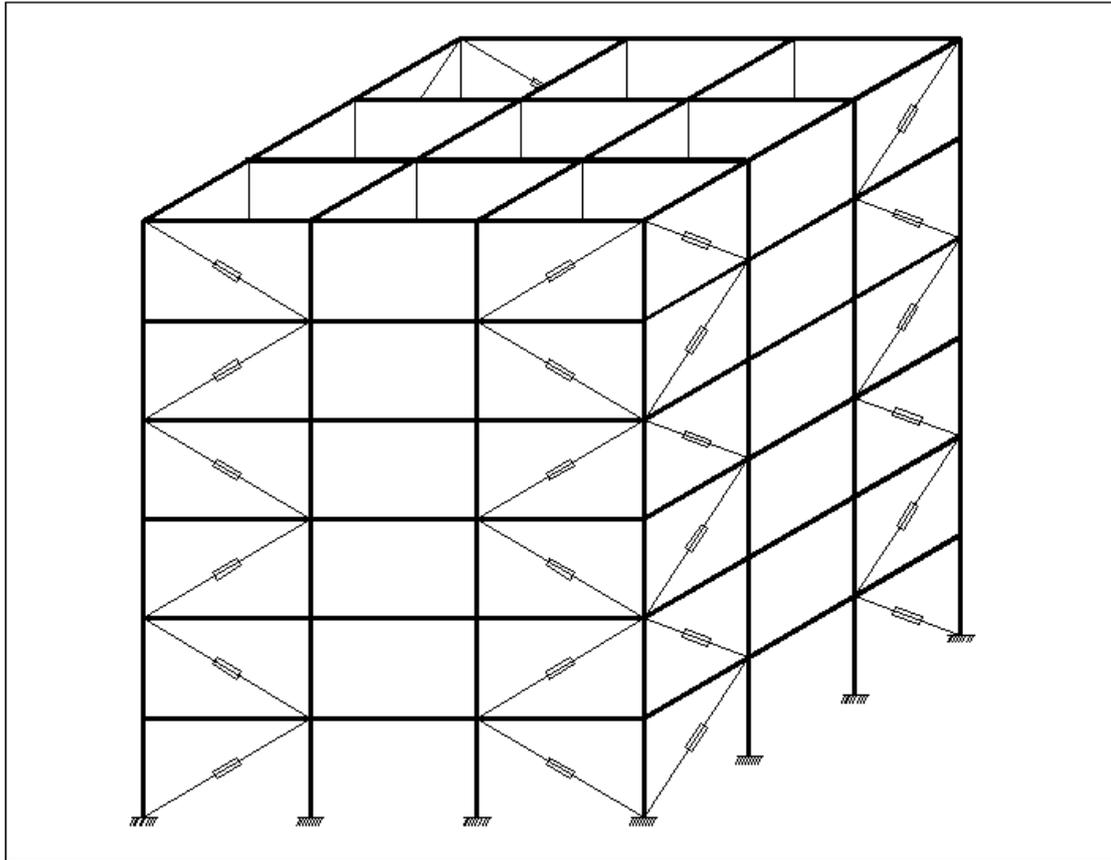


Figura 6.17 Vista 3D de la estructura de 6 pisos con disipadores.

El esquema de arriba representa la estructura de seis pisos con disipadores de energía viscoelásticos. Del análisis se determina el amortiguamiento con el que contribuye la estructura, como se dijo por el termino 2.49 en el segundo capítulo:

Tabla 6.11 Amortiguamiento con el que contribuye la estructura de seis pisos.

Factores de Amortiguamiento de la estructura							
	seda(ξ)						seda(ξ)
Sin	Modo 1	Modo 2	Modo 3	Modo 4	Modo 5	Modo 6	Promedio
Goma	0.039	0.041	0.045	0.0471	0.0483	0.0489	0.04488

Igualmente se encuentra el amortiguamiento con el que contribuyen los disipadores por lo que establece el termino expresado en 2.48 en el segundo capítulo:

Tabla 6.12 Amortiguamiento con el que contribuyen los disipadores.

Factores de Amortiguamiento de Disipadores							
Goma	seda(ξ)						seda(ξ)
e(cm)	Modo 1	Modo 2	Modo 3	Modo 4	Modo 5	Modo 6	Promedio
2	0.0233	0.0196	0.0114	0.0067	0.004	0.0025	0.01125

Como se dijo de la suma de los valores de las Tablas 6.11 y 6.12, de acuerdo a cada modo de vibración se tiene el amortiguamiento total de la estructura que se indica en la siguiente Tabla:

Tabla 6.13 Amortiguamiento total para la estructura de 6 pisos.

Factores de Amortiguamiento Total							
Goma	seda(ξ)						seda(ξ)
e(cm)	Modo 1	Modo 2	Modo 3	Modo 4	Modo 5	Modo 6	TOTAL
2	0.0623	0.0606	0.0564	0.0538	0.0523	0.0514	0.05613

Un esquema del pórtico tipo de la estructura de 6 pisos con disipadores con la numeración en los nudos se muestra a continuación.

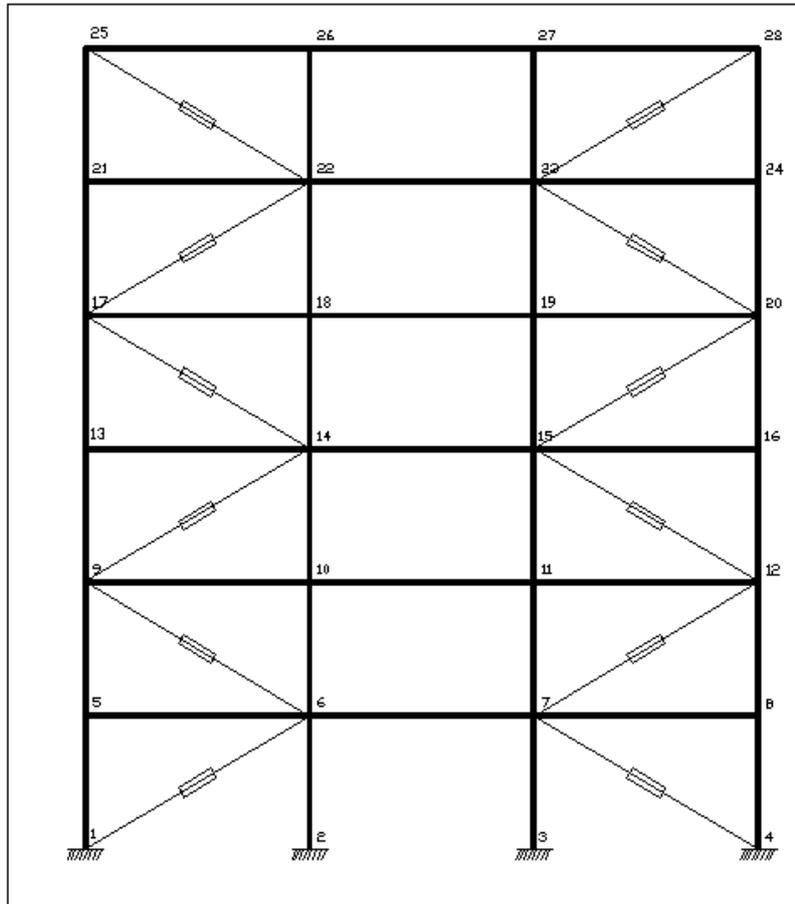


Figura 6.18 Pórtico tipo de la estructura de 6 pisos con disipadores.

En la Tabla 6.14 están los resultados del análisis en el tiempo. Se puede apreciar que los desplazamientos por piso disminuyen de forma considerable, por lo que las derivas de piso también disminuyen a valores aceptables. Para el caso del sismo del Centro la estructura sin disipadores, tuvo el porcentaje de 4.84 para la deriva máxima que sobrepasa el valor permitido del 2% por nuestro código, presenta para el análisis con disipadores un valor del 0.92% que es muy aceptable y permitido por algunos códigos.

Tabla 6.14 Resultados de análisis para la estructura de seis pisos con disipadores.

6 pisos T= 0.8642

SISMO	Piso	tmaxdes	Desp. Max	Deriva	Der. Max	Q	θ_i	V
México	1	57.8800	0.0064	0.0021	0.0042	27.8342	0.0102	183.2017
	2		0.0184	0.0040		29.0334	0.0182	
	3		0.0309	0.0042		30.6461	0.0181	
	4		0.0417	0.0036		31.8492	0.0150	
	5		0.0500	0.0028		32.2299	0.0111	
	6		0.0559	0.0020		31.6089	0.0077	
Chile	1	18.2900	0.0168	0.0056	0.0125	12.1437	0.0111	443.5404
	2		0.0507	0.0113		45.3031	0.0186	
	3		0.0881	0.0125		72.3295	0.0177	
	4		0.1226	0.0115		88.0473	0.0146	
	5		0.1508	0.0094		103.4325	0.0107	
	6		0.1719	0.0070		122.2843	0.0071	
El Centro	1	5.8600	-0.0118	0.0039	0.0092	-2.4261	0.0114	-303.1856
	2		-0.036	0.0081		-15.745	0.0190	
	3		-0.0637	0.0092		-36.2321	0.0178	
	4		-0.0902	0.0088		-65.2136	0.0141	
	5		-0.1126	0.0075		-83.9233	0.0104	
	6		-0.1296	0.0057		-99.6455	0.0070	

De la misma forma cabe indicar que los índices de estabilidad de piso disminuyeron de forma considerable, para el sismo del Centro, en la estructura sin disipadores teníamos un índice muy alto de 0.2829 y con disipadores el índice se reduce a 0.0114.

En la figura 6.19 se indica el período de 0.8642 seg. para la estructura con disipadores y 1.1066 seg. para la estructura sin disipadores La disminución en el período, como se dijo, se debe al aumento en la rigidez de la estructura, debido a las diagonales de acero que conforman el disipador.

De acuerdo con las gráficas de los acelerogramas la disminución del período provoca un aumento de la fuerza sísmica para los sismos de Chile y el Centro únicamente. Para la estructura con disipadores, en el sismo de México sucede lo contrario, porque este acelerograma disminuye en sus valores en la zona, donde se encuentra el período de la estructura con disipadores, como se pudo observar en la Tabla 6.14.

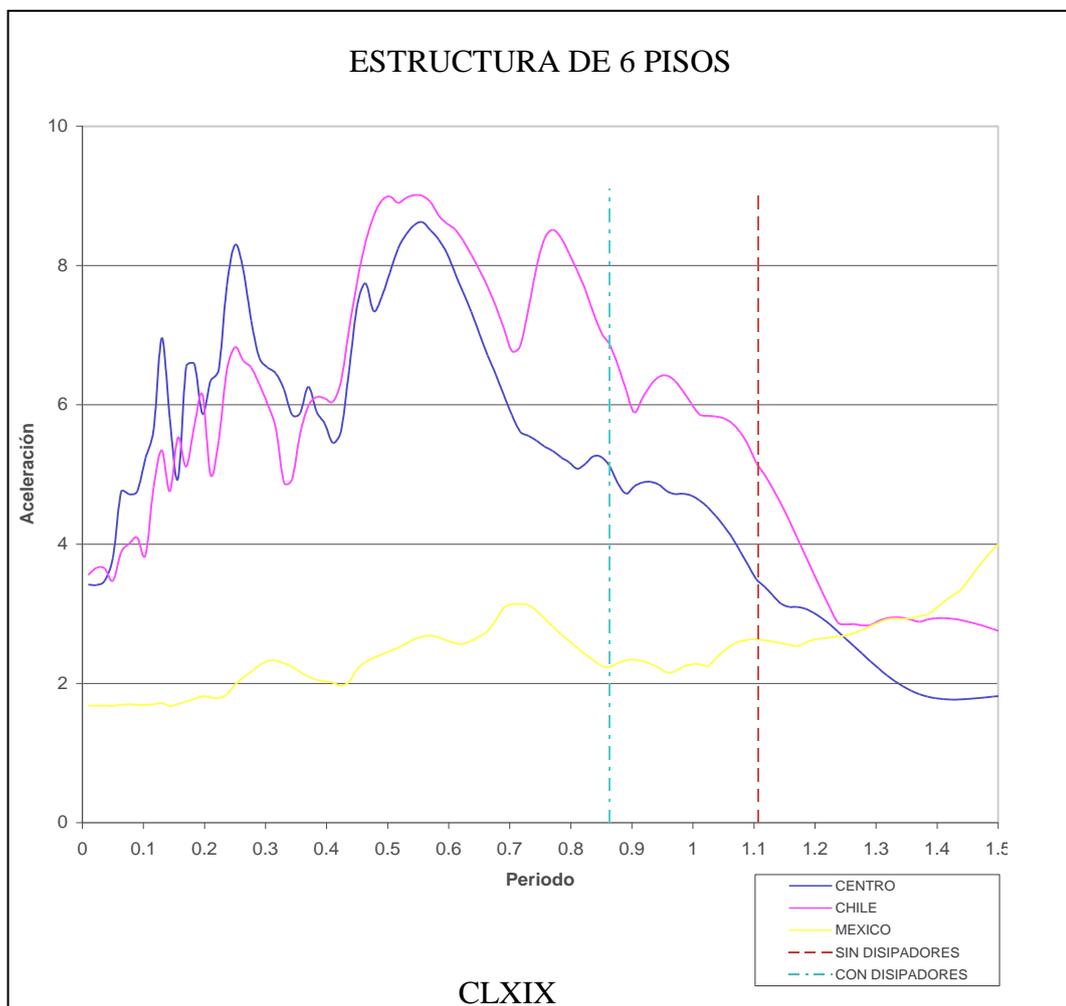


Figura 6.19 período de la estructura con disipadores en acelerogramas.

ESTRUCTURA DE NUEVE PISOS

El esquema de la figura 6.20 representa la estructura de nueve pisos con disipadores de energía viscoelásticos. Del análisis se determina el amortiguamiento con el que contribuye la estructura, como se dijo, por el termino 2.49 en el segundo capítulo:

Tabla 6.15 Amortiguamiento con el que contribuye la estructura de nueve pisos.

Factores de Amortiguamiento de la estructura										
	seda(ξ)									seda(ξ)
Sin	Mod 1	Mod 2	Mod 3	Mod 4	Mod 5	Mod 6	Mod 7	Mod 8	Mod 9	Prom.
Goma	0.0408	0.0436	0.0469	0.0485	0.0491	0.0494	0.0496	0.0497	0.0498	0.04749

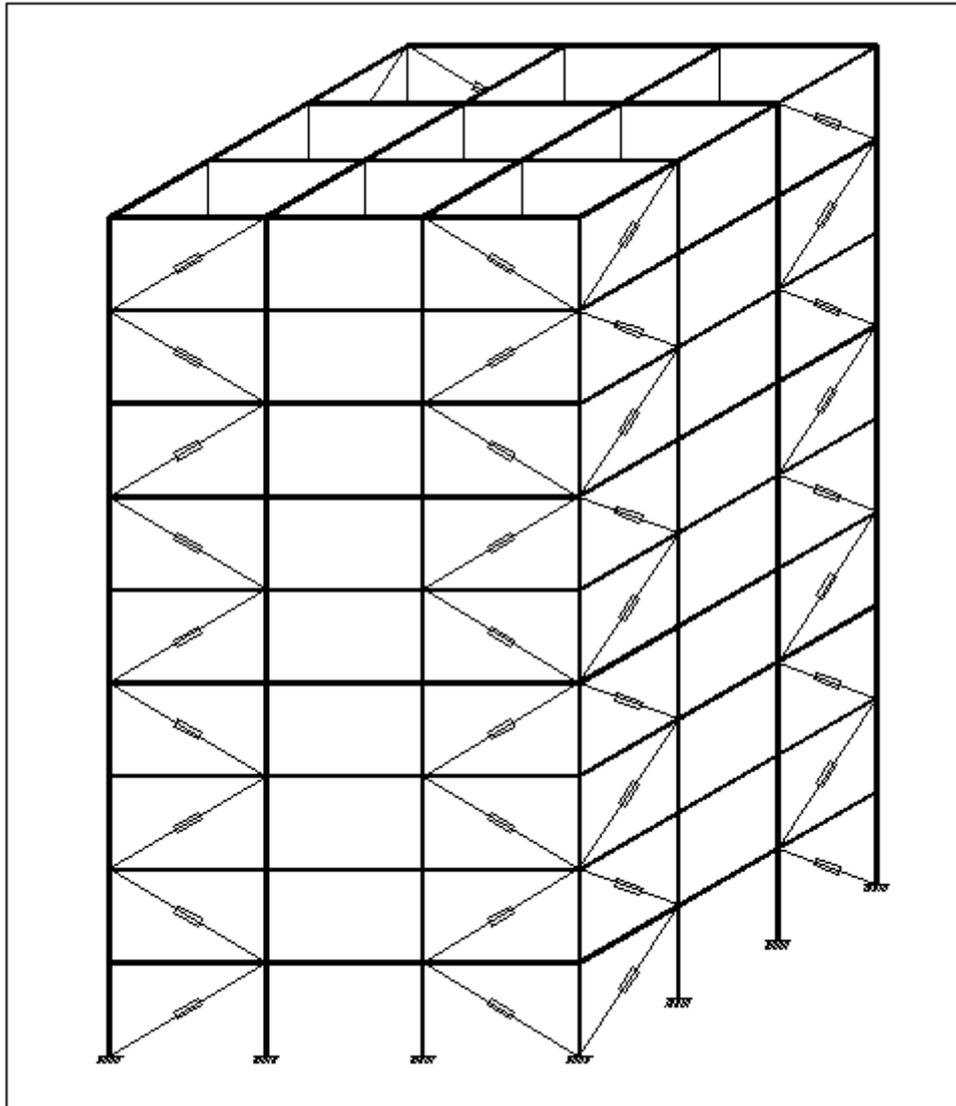


Figura 6.20 Vista 3D de la estructura de 9 pisos con disipadores.

Igualmente se encuentra el amortiguamiento con el que contribuyen los disipadores por lo que establece el termino expresado en 2.48 en el segundo capítulo:

Tabla 6.16 Amortiguamiento con el que contribuyen los disipadores.

Factores de Amortiguamiento de Disipadores										
Goma	seda(ξ)									seda(ξ)
e(cm)	Mod 1	Mod 2	Mod 3	Mod 4	Mod 5	Mod 6	Mod 7	Mod 8	Mod 9	Prom.
2	0.02	0.0142	0.0071	0.0036	0.0021	0.0013	0.0009	0.0006	0.0005	0.00559

Como se dijo de la suma de los valores de las Tablas 6.11 y 6.12, de acuerdo a cada modo de vibración se tiene el amortiguamiento total de la estructura que se indica en la siguiente Tabla:

Tabla 6.17 Amortiguamiento total para la estructura de 9 pisos.

Factores de Amortiguamiento Total										
Goma	seda(ξ)									seda(ξ)
e(cm)	Mod 1	Mod 2	Mod 3	Mod 4	Mod 5	Mod 6	Mod 7	Mod 8	Mod 9	TOTAL
2	0.0608	0.0579	0.0541	0.052	0.0512	0.0508	0.0505	0.0504	0.0503	0.05311

Un esquema del pórtico tipo de la estructura de 9 pisos con disipadores con la numeración en los nudos se muestra a continuación.

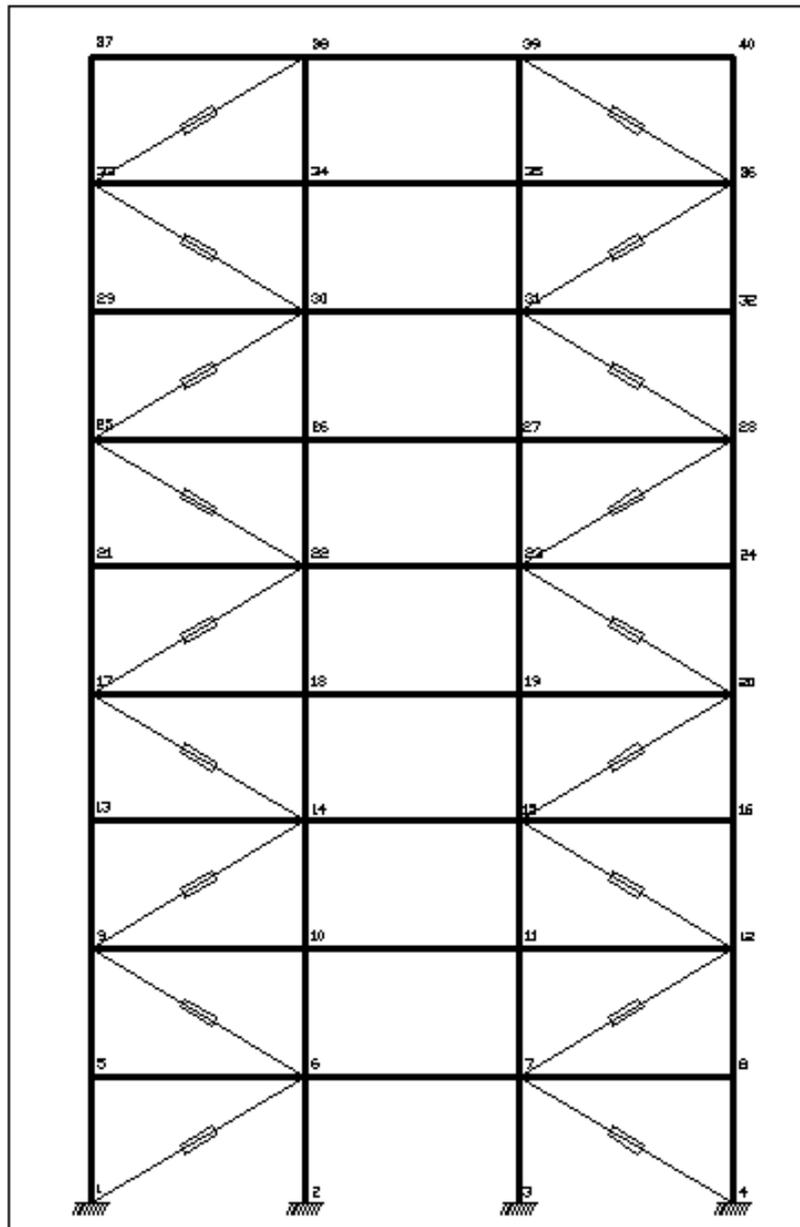


Figura 6.21 Pórtico tipo de la estructura de 9 pisos con disipadores.

En la Tabla 6.18 se muestran los resultados del análisis en el tiempo. Se distingue, para el sismo de México, que los desplazamientos por piso disminuyen de forma considerable, por lo que la deriva máxima de piso también disminuye a valores aceptables. Lo mismo sucede para los valores del índice de estabilidad de piso, que también disminuyen. Pero para los sismos de Chile y del Centro, la estructura de nueve pisos tuvo un comportamiento muy particular, las derivas máximas de piso en lugar de

disminuir aumentaron ligeramente y cabe destacar que el amortiguamiento total de la estructura con disipadores es ligeramente mayor al amortiguamiento del 5% de una estructura normal sin disipadores, como se lo pudo observar en la Tabla 6.17. La mayoría de los valores del índice de estabilidad de piso disminuyen, y en los índices que sucede lo contrario, siguen siendo valores muy bajos, que no generan problemas de efecto P- Δ .

Tabla 6.18 Resultados de análisis para la estructura de nueve pisos con disipadores.

9 pisos T= 1.1214

SISMO	Piso	tmaxdes	Desp. Max	Deriva	Der. Max	Q	θ_i	V
México	1	57.96	0.005	0.0017	0.0056	32.9216	0.0072	333.9181
	2		0.0168	0.0039		33.5464	0.0133	
	3		0.0322	0.0051		34.8130	0.0135	
	4		0.0489	0.0056		36.4432	0.0112	
	5		0.0655	0.0055		38.1717	0.0083	
	6		0.081	0.0052		39.4802	0.0056	
	7		0.0947	0.0046		39.9841	0.0153	
	8		0.1064	0.0039		39.7123	0.0127	
	9		0.1167	0.0034		38.8456	0.0109	
Chile	1	19.14	-0.0078	0.0026	0.0109	15.0085	0.0086	-436.7426
	2		-0.0275	0.0066		3.1537	0.0181	
	3		-0.0547	0.0091		-12.0074	0.0210	
	4		-0.0859	0.0104		-34.8486	0.0206	
	5		-0.1185	0.0109		-61.5017	0.0189	
	6		-0.1499	0.0105		-82.2446	0.0166	
	7		-0.1783	0.0095		-92.2338	0.0143	
	8		-0.2029	0.0082		-88.4847	0.0122	
	9		-0.2246	0.0072		-83.5840	0.0107	
El Centro	1	3.50	-0.0058	0.0019	0.0070	4.6519	0.0079	-352.0459
	2		-0.0201	0.0048		-21.665	0.0166	
	3		-0.0391	0.0063		-40.9364	0.0199	
	4		-0.0601	0.0070		-46.7201	0.0209	
	5		-0.0811	0.0070		-54.0667	0.0201	
	6		-0.1011	0.0067		-22.1978	0.0189	
	7		-0.1192	0.0060		-114.56	0.0140	
	8		-0.1353	0.0054		75.2656	0.0243	
	9		-0.1510	0.0052		-131.8174	0.0049	

El período fundamental disminuyó, para la estructura normal sin disipadores fue de 1.3743 segundos y ahora para la estructura con disipadores, presenta un período

fundamental de 1.1214 segundos. Observando la figura 6.22 se determina porque para el sismo de México el cortante basal disminuye y para los sismos de Chile y el Centro aumenta.

La Tabla 6.19 es un resumen de los resultados en el análisis de las estructuras sin disipadores de energía viscoelásticos. Se encuentran, para cada tipo de sismo, los desplazamientos en el tope, las derivas máximas de cada estructura, señalando el piso en el que ocurren, y los valores del cortante basal. La Tabla 6.20, en su lugar, presenta el resumen de los resultados en el análisis para estructuras con disipadores de energía viscoelásticos.

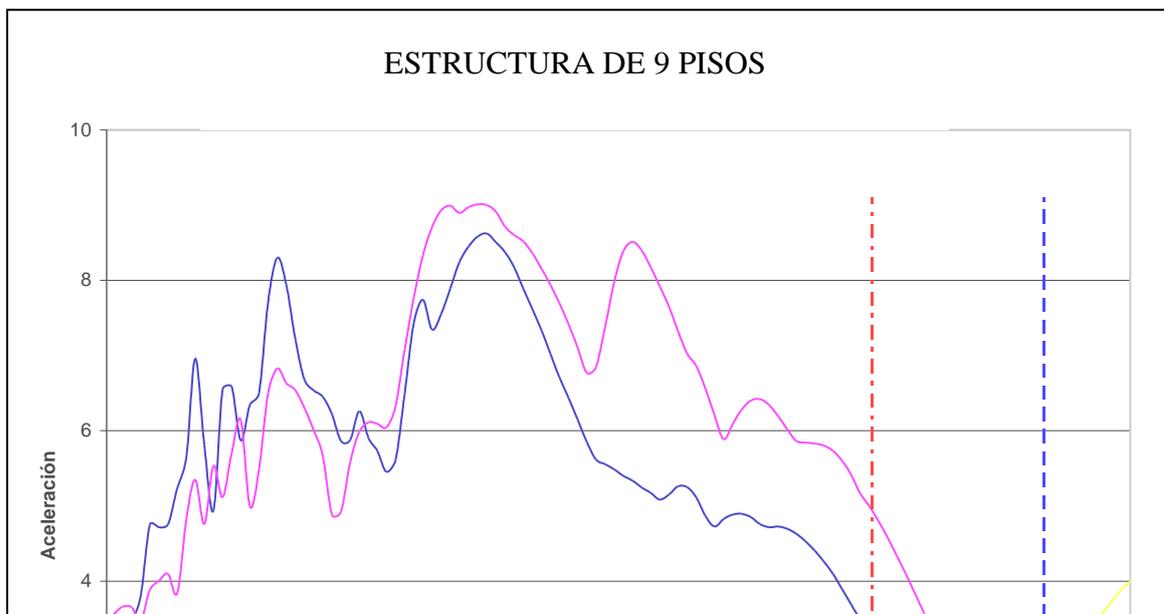


Figura 6.22 período de la estructura con disipadores en acelerogramas.

Tabla 6.19 Resumen de Resultados de análisis para las estructuras sin disipadores.

ESTRUCTURA SIN DISIPADORES												
SISMO	Des. Máx en el Tope			Deriva Máxima de Piso						Cortante Basal		
	3	6	9	3	6	9	3	6	9	3	6	9
México 85	-0.054	0.1145	-0.215	0.0075	2	0.0080	3	0.0099	5	-89.0	213.0	-348.5
Chile 85	0.1825	0.2402	-0.209	0.0254	2	0.0168	4	0.0099	6	289.2	312.0	-215.0
El Centro 40	-0.127	0.0135	-0.126	0.0176	2	0.0484	1	0.0061	6	-185.9	-150.0	-174.9

Tabla 6.20 Resumen de Resultados de análisis para las estructuras con disipadores.

ESTRUCTURA CON DISIPADORES												
SISMO	Des. Máx en el Tope			Deriva Máxima de Piso						Cortante Basal		
	3	6	9	3	6	9	3	6	9	3	6	9
México 85	-0.027	0.0559	0.1167	0.0036	2	0.0042	3	0.0056	4	-100.4	183.2	333.9
Chile 85	-0.088	0.1719	-0.225	0.0119	2	0.0125	3	0.0109	5	-306.5	443.5	-436.7
El Centro 40	-0.085	-0.13	-0.151	0.0117	2	0.0092	3	0.0070	4,5	-295.0	-303.2	-352.0

Por lo peculiar de los datos obtenidos en la estructura de nueve pisos, se realiza un análisis con gomas de distinto espesor. Se sabe que al aumentar el espesor de la goma disminuye K_e y aumenta el amortiguamiento. En la Tabla 6.21 se indican los resultados obtenidos con el programa **kecajonperfil** de Aguiar (2007), para distintos espesores de goma.

Tabla 6.21 Rigidez equivalente para distintos espesores de goma

e(cm)	L(cm)	b(cm)	η_e	$K_e(T/m)$
2	200	8	0.1194	1370.8
3	200	8	0.1379	1050.8
4	200	8	0.1495	851.66
5	200	8	0.1575	715.86

Tabla 6.22 Resultados para la estructura de nueve pisos con espesor de 3cm.

9 pisos

T= 1.1659

e = 3cm

SISMO	Piso	tmaxdes	Desp. Max	Deriva	Der. Max	Q	θ_i	V
México	1	57.98	0.0050	0.0017	0.0058	33.0363	0.0073	326.0628
	2		0.0171	0.0040		33.3638	0.0139	
	3		0.0330	0.0053		34.3918	0.0143	
	4		0.0504	0.0058		35.7181	0.0119	
	5		0.0679	0.0058		37.0030	0.0089	
	6		0.0843	0.0055		38.0053	0.0060	
	7		0.0990	0.0049		38.5290	0.0170	
	8		0.1117	0.0042		38.3941	0.0143	
	9		0.1231	0.0038		37.6214	0.0125	
Chile	1	19.18	-0.0068	0.0023	0.0099	25.7483	0.0094	-347.8555
	2		-0.0242	0.0058		9.6193	0.0193	
	3		-0.0483	0.0080		-10.8613	0.0221	
	4		-0.0765	0.0094		-31.3605	0.0222	
	5		-0.1061	0.0099		-50.9316	0.0205	
	6		-0.1350	0.0096		-67.3542	0.0182	
	7		-0.1615	0.0088		-74.6251	0.0158	
	8		-0.1848	0.0078		-75.1002	0.0135	
	9		-0.2058	0.0070		-72.9902	0.0119	
El Centro	1	5.9	-0.005	0.0017	0.0072	3.9866	0.0090	-266.9420
	2		-0.0176	0.0042		2.3923	0.0193	
	3		-0.0352	0.0059		-6.0126	0.0227	
	4		-0.0557	0.0068		-17.7257	0.0224	
	5		-0.0773	0.0072		-38.8854	0.0204	
	6		-0.0986	0.0071		-29.4834	0.0185	
	7		-0.1183	0.0066		-117.9466	0.0144	
	8		-0.1358	0.0058		39.5694	0.0236	
	9		-0.1523	0.0055		-102.8366	0.0066	

Tabla 6.23 Resultados para la estructura de nueve pisos con espesor de 4cm.

9 pisos T= 1.197 e = 4cm

SISMO	Piso	tmaxdes	Desp. Max	Deriva	Der. Max	Q	θ_i	V
México	1	58.96	-0.0055	0.0018	0.0063	-31.1683	0.0077	-343.6372
	2		-0.0187	0.0044		-34.9775	0.0175	
	3		-0.036	0.0058		-39.4008	0.0219	
	4		-0.055	0.0063		-42.6015	0.0233	
	5		-0.0739	0.0063		-43.5466	0.0228	
	6		-0.0916	0.0059		-42.4268	0.0213	
	7		-0.1072	0.0052		-39.8817	0.0189	
	8		-0.1207	0.0045		-36.5300	0.0166	
	9		-0.1327	0.0040		-33.1040	0.0150	
Chile	1	19.20	-0.006	0.0020	0.0089	18.5763	0.0096	-298.9511
	2		-0.0215	0.0052		11.1564	0.0202	
	3		-0.0431	0.0072		-5.8272	0.0231	
	4		-0.0684	0.0084		-32.0433	0.0229	
	5		-0.0951	0.0089		-50.5496	0.0217	
	6		-0.1213	0.0087		-53.3030	0.0200	
	7		-0.1456	0.0081		-54.6397	0.0173	
	8		-0.1675	0.0073		-61.1843	0.0142	
	9		-0.1875	0.0067		-71.1367	0.0116	
El Centro	1	5.94	-0.0052	0.0017	0.0072	-6.9306	0.0086	-288.2612
	2		-0.0182	0.0043		-14.2185	0.0191	
	3		-0.0359	0.0059		-21.3088	0.0233	
	4		-0.0564	0.0068		-21.74	0.0244	
	5		-0.0781	0.0072		-34.2741	0.0229	
	6		-0.0998	0.0072		-2.9953	0.0209	
	7		-0.1203	0.0068		-146.5668	0.0146	
	8		-0.1392	0.0063		102.5465	0.0402	
	9		-0.1578	0.0062		-142.7736	0.0054	

Tabla 6.24 Resultados para la estructura de nueve pisos con espesor de 5cm.

9 pisos		T= 1.22	e = 5cm					
SISMO	Piso	tmaxdes	Desp. Max	Deriva	Der. Max	Q	θ_i	V
México	1	58.98	-0.0056	0.0019	0.0067	-30.6303	0.0078	-343.9197
	2		-0.0193	0.0046		-33.8312	0.0181	
	3		-0.0373	0.0060		-38.0167	0.0227	
	4		-0.0572	0.0066		-41.7362	0.0241	
	5		-0.0772	0.0067		-43.7571	0.0237	
	6		-0.096	0.0063		-43.5639	0.0221	
	7		-0.1128	0.0056		-41.2447	0.0198	
	8		-0.1274	0.0049		-37.5680	0.0175	
	9		-0.1405	0.0044		-33.5716	0.0161	
Chile	1	19.21	-0.0055	0.0018	0.0081	13.3186	0.0097	-271.2702
	2		-0.0196	0.0047		7.2384	0.0205	
	3		-0.0393	0.0066		-9.4604	0.0237	
	4		-0.0624	0.0077		-29.1011	0.0239	
	5		-0.0868	0.0081		-42.5385	0.0228	
	6		-0.1108	0.0080		-46.9582	0.0208	
	7		-0.1333	0.0075		-45.6382	0.0182	
	8		-0.1537	0.0068		-55.0238	0.0148	
	9		-0.1725	0.0063		-63.1070	0.0123	
El Centro	1	5.96	-0.0052	0.0017	0.0072	-12.7362	0.0086	-291.4238
	2		-0.0182	0.0043		-20.3101	0.0193	
	3		-0.0358	0.0059		-25.5266	0.0240	
	4		-0.0562	0.0068		-23.5707	0.0256	
	5		-0.0777	0.0072		-30.946	0.0243	
	6		-0.0992	0.0072		-3.2771	0.0221	
	7		-0.1198	0.0069		-123.3855	0.0156	
	8		-0.1390	0.0064		78.0004	0.0318	
	9		-0.1578	0.0063		-129.672	0.0060	

Las Tablas 6.22. 6.23 y 6.24 son los resultados del análisis en el tiempo para la estructura de nueve pisos con espesores de goma de 3, 4 y 5 respectivamente. Aquí se puede apreciar que para los valores de los índices de estabilidad, éstos aumentan ligeramente cuando crece el espesor de la goma.

En la Tabla 6.25 se indican las derivas máximas de piso, con el cortante basal, expresado en toneladas, para la estructura sin disipadores, y luego con disipadores para espesores de goma variable. Se puede observar que, para la estructura con disipadores,

el período aumenta cuando se aumenta el espesor de la goma. Con respecto los sismo de México y El Centro los valores de las derivas máximas aumentaron. Y solamente para el sismo de Chile los valores de la deriva máxima disminuyen.

Tabla 6.25 Resumen de Resultados de análisis para la estructura de 9 pisos.

ESPESOR	T	México		Chile		El Centro	
		Deriva MAX.	V	Deriva MAX.	V	Deriva MAX.	V
Sin goma	1.37	0.0099	-348.49	0.0099	-214.97	0.0061	-174.92
2cm	1.12	0.0056	333.91	0.0109	436.74	0.0070	-352.05
3cm	1.16	0.0058	326.06	0.0099	-347.86	0.0072	-266.94
4cm	1.19	0.0063	-343.63	0.0089	-298.95	0.0072	-288.26
5cm	1.22	0.0067	-343.91	0.0081	-271.27	0.0072	-291.42

CAPÍTULO VII: CONCLUSIONES

Con base en el estudio realizado en la presente tesis, se plantean las siguientes conclusiones generales:

- El reforzamiento de edificios con disipadores de energía viscoelásticos del tipo cajón-perfil tiene facilidades constructivas y económicas muy significativas con respecto al reforzamiento de estructuras con encamisados.
- La rigidez de almacenamiento de la goma es inversamente proporcional al espesor de ésta. Es decir a medida que se aumenta el espesor de la goma su rigidez de almacenamiento disminuye. A su vez también cuando se aumenta el espesor disminuye la rigidez equivalente del elemento disipador.
- Con disipadores de energía se consigue en la estructura un aumento del amortiguamiento y si se agranda el espesor de la goma se obtiene aun más amortiguamiento en la estructura. Y si se disminuye la sección de la diagonal el amortiguamiento también disminuye.
- Cuando a la estructura se le colocan diagonales conformadas por perfiles metálicos, ésta adquiere mayor rigidez, y disminuye considerablemente su período fundamental, por lo que la estructura absorbe fuerzas sísmicas mayores. Y cuando se coloca disipadores la estructura adquiere más amortiguamiento y su rigidez disminuye y su período aumenta con respecto a la estructura que solo tiene diagonales.

- A nivel de reducción de derivas, para la estructura analizada con el espectro del CEC-2000 el reforzamiento de estructuras con disipadores de energía viscoelásticos presenta un comportamiento satisfactorio. En todos los casos la deriva máxima disminuyó, cumpliendo los requerimientos de nuestro códigos de diseño.
- Como se sabe cuando se aumenta el espesor de la goma, el amortiguamiento, y el período de vibración aumentan lo que disminuye las fuerzas sísmicas para la estructura analizada con el espectro de diseño del CEC-2000, con respecto a la estructura con menor espesor en el disipador de energía viscoelástico.
- La rehabilitación mediante disipadores de energía viscoelásticos es efectiva dependiendo de la forma de la estructura y el sismo de análisis. Para esta tesis se encontró la respuesta en el tiempo, para estructuras de tres, seis y nueve pisos. Se comparó el comportamiento de éstas con y sin disipadores de energía ante la acción de dos sismos de alta frecuencia (Chile y El Centro) y de un sismo de baja frecuencia (México). Se determinó lo primordial que es conocer la forma espectral antes de colocar los disipadores de energía visco elásticos en la estructura ya que de acuerdo al tipo de sismo pueden incrementarse los desplazamientos con respecto a la estructura sin disipadores.
- Las estructuras con disipadores de energía son más rígidas, por lo que resulta que tienen valores menores en los períodos de vibración y pueden estar en zonas de mayor aceleración sísmica. Un ejemplo de esto, es la estructura de nueve

pisos que ante los sismos de alta frecuencia tuvo desplazamientos laterales mayores para la estructura con disipadores de energía.

- Para el caso del sismo de baja frecuencia, en la estructura de nueve pisos con disipadores disminuyeron los valores en las derivas de piso, en relación a la estructura sin disipadores. En las estructuras de seis y nueve pisos ante los sismos de El Centro y Chile también se disminuyó los desplazamientos laterales en las estructuras con disipadores de energía.
- Es fundamental que para el diseño de una estructura con disipadores de energía visco elásticos se considere el período de vibración y el amortiguamiento que se espera, en base a estos dos factores se debe verificar en el espectro si las ordenadas espectrales disminuyen en relación a la estructura sin disipadores.
- La estructura de nueve pisos con disipadores de energía, fue analizada con espesores de goma de 2cm a 5cm, ante la acción, ante el sismo de México las derivas de piso aumentaron conforme se aumentaba el espesor, en el sismo de Chile disminuyeron, y en el sismo del centro también aumentaron . La incorporación de disipadores de energía visco elásticos puede ser perjudicial, si no se toma en cuenta la forma del espectro.

BIBLIOGRAFÍA

- Aguiar R.,(1998), “El sismo de Bahía de Caráquez”, *Revista internacional de ingeniería de estructuras* 3 (2), Artículo 4, Centro de Investigación Científica, Escuela Politécnica del Ejército, Quito, Ecuador.
- Aguiar R., Romo M., Torres M., Caiza P. (1998), *El Sismo de Bahía*, Centro de Investigaciones Científicas, Escuela Politécnica del Ejército, Quito, Ecuador.
- Fernández J., (1998), *El terremoto de Bahía de Caráquez*, Centro Regional de Sismología para América del Sur (CERESIS), UNESCO,. Escuela Politécnica Nacional. Quito, Ecuador

- Romo M., (1998), “ Influencia de los procesos constructivos en el comportamiento de las edificaciones ante el sismo de Bahía de Caráquez”, Centro de Investigaciones Científicas, Escuela Politécnica del Ejército, Quito, Ecuador.
<http://publiespe.espe.edu.ec/investigativas/bahia/construccion/sismo0.htm>.
- Cahís F., (2001), “Desarrollo de un nuevo disipador de energía para diseño dismorresistente. Análisis numérico y validación experimental de su comportamiento”, Universitat Politècnica de Catalunya, Tesis, España, http://tesisenxarxa.net/TESIS_UPC/AVAILABLE/TDX-0517101-124618//05Cap2.pdf
- Oviedo R. (2004), “Control de la respuesta sísmica de edificios utilizando disipadores de energía”, Perú , <http://oviedos.tripod.com/edific.htm>.
- Marin J., Ruiz D. (2005), “ Rehabilitación de un pórtico de concreto reforzado mediante disipadores de energía pasivos metálicos”, Congreso Chileno de Sismología e Ingeniería Antisísmica IX Jornadas, Concepción, Chile.
- Aguiar R., (2007) *Dinámica de Estructuras con MATLAB*, Centro de Investigaciones Científicas. Escuela Politécnica del Ejército, 280 p., En Internet www.espe.edu.ec.
- Aguiar R., *Análisis Dinámico Espacial de Estructuras*, (1986) Centro de Investigaciones Científicas. Escuela Politécnica del Ejército, Quito, Ecuador.
- Aguiar R., (2006), *Análisis Sísmico*, Materia de Cátedra, Centro de Investigaciones Científicas, Escuela Politécnica del Ejército, Quito, Ecuador.
- Aguiar R., (1995), *Análisis Matricial de Estructuras*, Centro de Investigaciones Científicas, Escuela Politécnica del Ejército, Quito, Ecuador.

- Aguiar R., y Moroni M., (2007), Disipadores de energía visco elásticos a base de goma”, Centro de Investigaciones Científicas. Escuela Politécnica del Ejército, En preparación, Quito, Ecuador.
- Vera V.,(2000), “Diseño y Ensayo de un elemento disipador pasivo de energía”. Tesis de Postgrado, Universidad de Chile.
- Aguiar y Álvarez (2007), “ Obtención de espectros para diferente factor de amortiguamiento”, XIII Jornadas Nacionales de Ingeniería Estructural, Universidad de Chimborazo, Riobamba.
- CEC-2000, (2000), Código Ecuatoriano de la Construcción, Pontificia Universidad Católica de Quito. XIX Jornadas Nacionales de Ingeniería Estructural, Quito, Ecuador.

BIOGRAFÍA

1. DATOS PERSONALES:

NOMBRES Y APELLIDOS:	ANDRÉS VICENTE COSTA CASTRO
LUGAR DE NACIMIENTO:	LOJA
FECHA DE NACIMIENTO:	NOVIEMBRE 28, 1981
NACIONALIDAD:	ECUATORIANA
ESTADO CIVIL:	CASADO
CEDULA DE IDENTIDAD:	110306624-5
DIRECCIÓN DOMICILIARIA:	L. de Guevara y Toledo, Plaza Brasilia
TELÉFONO CELULAR:	087045358
TELÉFONO DOMICILIO:	023226192
E-MAIL:	andrescc28@hotmail.com

2. ESTUDIOS:

ESCUELA JOSÉ ANTONIO EGUIGUREN “LA SALLE”
 INSTITUTO TÉCNICO SUPERIOR “DANIEL ÁLVAREZ BURNEO”
 ESCUELA POLITÉCNICA DEL EJÉRCITO: CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL

3. EXPERIENCIA PROFESIONALES:

MUNICIPIO DE LA
CIUDAD DE LOJA

PASANTÍAS DURACIÓN UN MES;
REALIZANDO LAS ACTIVIDADES DE
ASISTENTE DE LA ASESORÍA TÉCNICA DE
ALCALDÍA.

4. PUBLICACIONES:

XIX JORNADAS
NACIONALES DE
INGENIERÍA
ESTRUCTURAL

COMPARACIÓN DE LA RESPUESTA EN EL
TIEMPO DE ESTRUCTURAS SIN Y CON
DISIPADORES VISCO ELÁSTICOS A BASE DE
GOMA

5. IDIOMAS:

ESPE FACULTAD DE IDIOMAS: Suficiencia en el Idioma Inglés
Conocimientos en la lengua italiana.

HOJA DE LEGALIZACIÓN DE FIRMAS

ELABORADO POR

Sr. Andrés Vicente Costa Castro

COORDINADOR DE LA CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL

Sr. Ing. Jorge Zúñiga

SECRETARIO ACADÉMICO

Sr. Dr. Mario Lozada Paredes

Lugar y fecha: Sangolquí, Mayo del 2007