

PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ
FACULTAD DE CIENCIAS E INGENIERÍA



PONTIFICIA
UNIVERSIDAD
CATÓLICA
DEL PERÚ

**ANÁLISIS SÍSMICO DE UNA EDIFICACIÓN
CON DISIPADORES DE FLUIDO VISCOSO**

Tesis para optar el Título de Ingeniero Civil, que presenta el bachiller:

Juan Carlos Fuentes Sadowski

ASESOR: Ing. Alejandro Muñoz Peláez

Lima, Marzo de 2015

Resumen

Se realiza una serie de análisis comparativos en un edificio ideal aporticado de 5 pisos de concreto armado con disipadores de fluido viscoso incorporados en ambas direcciones. Se estudian tres configuraciones de arreglos de disipadores: en diagonal, doble diagonal y chevron. Asimismo, se examinan las respuestas de la estructura empleando disipadores lineales con exponente $\alpha = 1$ y disipadores no lineales con exponente $\alpha = 0.25$. La edificación sin disipadores no cumple la deriva permisible de la norma peruana sismorresistente NTE E.030.

Se revisan los procedimientos de análisis dinámico para estructuras con disipadores, tanto análisis de respuesta espectral como de historia de la respuesta en el tiempo. En base a conceptos de energía se presentan las expresiones para calcular el amortiguamiento efectivo necesario de una edificación con disipadores incorporados al sistema estructural a fin de obtener una deriva objetivo establecida a priori.

Los disipadores con las tres configuraciones de arreglos fueron predimensionados a fin de satisfacer las derivas máximas de entrepiso de la norma NTE E.030 para un mismo valor del amortiguamiento efectivo en cada dirección de análisis. Debido a la mayor eficiencia de la configuración chevron, se obtuvieron para este arreglo disipadores con menores valores de la constante de amortiguamiento. Se obtuvieron reducciones promedio en la dirección corta del edificio de 35% para los desplazamientos espectrales máximos y de 31% para las fuerzas espectrales en la base de la estructura.

Los disipadores no lineales con $\alpha = 0.25$ tienen la ventaja de producir fuerzas menores que los disipadores lineales con $\alpha = 1$ aportando el mismo amortiguamiento efectivo al sistema estructural. Los análisis tiempo-historia realizados en este trabajo muestran que estas menores fuerzas de amortiguamiento desarrolladas por los disipadores no lineales con un valor bajo del exponente α se corresponden con fuerzas sísmicas basales mayores que las desarrolladas por los disipadores lineales.

La edificación ideal de este trabajo pudo ser protegida adecuadamente con los dispositivos de disipación de energía.

A mis padres

A mi amiga Andrea



Agradecimiento

El autor desea expresar su agradecimiento al Ing. Alejandro Muñoz por su orientación, apoyo, paciencia y por facilitar la elaboración de este trabajo. Asimismo, el autor también agradece a los ingenieros Antonio Montalbetti y Antonio Zevallos por su revisión y comentarios.



Contenido

Introducción	1
Capítulo 1 Disipadores de fluido viscoso	3
1.1 Dispositivos de disipación de energía	3
1.2 Características de los disipadores de fluido viscoso.....	4
1.3 Propiedades mecánicas	7
1.4 Leyes de comportamiento y modelos matemáticos	8
1.4.1 Modelo de sólido Voigt-Kelvin.....	8
1.4.2 Modelo de sólido Maxwell.....	8
1.4.3 Modelo de sólido lineal estándar.....	9
1.4.4 Modelo de Maxwell a nivel macroscópico	10
1.4.5 Modelo de elemento viscoelástico en ETABS.....	13
Capítulo 2 Análisis de una edificación sin sistema de protección sísmica	14
2.1 Sistema estructural y características	14
2.2 Predimensionamiento de elementos estructurales y consideraciones de análisis.....	14
2.3 Análisis dinámico	17
2.3.1 Análisis modal	18
2.3.2 Análisis de respuesta espectral	21
2.3.3 Análisis tiempo-historia lineal.....	25
2.3.4 Vibración libre.....	28
Capítulo 3 Amortiguamiento viscoso lineal	30
3.1 Representación de los procesos de disipación de energía mediante amortiguamiento viscoso equivalente.....	30
3.2 Energía disipada por amortiguamiento viscoso	31
3.3 Amortiguamiento clásico	35
Capítulo 4 Respuesta de estructuras con disipadores de fluido viscoso	38
4.1 Ecuaciones de movimiento de una estructura con disipadores	38
4.2 Balance energético y métodos de análisis.....	40
4.3 Sistemas con amortiguamiento no clásico.....	42

4.4	Análisis tiempo-historia no lineal	43
4.5	Amortiguamiento efectivo en estructuras con disipadores de fluido viscoso lineales.....	45
4.6	Amortiguamiento efectivo en estructuras con disipadores de fluido viscoso no lineales.....	48
4.7	Modificación del espectro de respuesta sísmica.....	49
Capítulo 5 Análisis de la edificación con sistema de protección sísmica		51
5.1	Consideraciones de análisis y deriva objetivo	51
5.2	Respuesta de la edificación con disipadores de fluido viscoso lineales	52
5.2.1	Propiedades de los disipadores	52
5.2.2	Configuración Diagonal	53
5.2.2.1	Predimensionamiento	55
5.2.2.2	Análisis de respuesta espectral.....	56
5.2.2.3	Análisis tiempo-historia	57
5.2.2.4	Vibración libre	59
5.2.3	Configuración Doble Diagonal	60
5.2.3.1	Predimensionamiento	61
5.2.3.2	Análisis de respuesta espectral.....	62
5.2.3.3	Análisis tiempo-historia	63
5.2.3.4	Vibración libre	64
5.2.4	Configuración Chevron	65
5.2.4.1	Predimensionamiento	68
5.2.4.2	Análisis de respuesta espectral.....	69
5.2.4.3	Análisis tiempo-historia	69
5.2.4.4	Vibración libre	71
5.3	Respuesta de la edificación con disipadores de fluido viscoso no lineales	72
5.3.1	Propiedades de los disipadores	72
5.3.2	Configuración Diagonal	73
5.3.2.1	Predimensionamiento	73
5.3.2.2	Análisis tiempo-historia no lineal	75
5.3.3	Configuración Doble Diagonal	76
5.3.3.1	Predimensionamiento	76
5.3.3.2	Análisis tiempo-historia no lineal	77
5.3.4	Configuración Chevron	78
5.3.4.1	Predimensionamiento	78
5.3.4.2	Análisis tiempo-historia no lineal	80

Capítulo 6 Discusión de resultados	81
6.1 Análisis de respuesta espectral.....	81
6.2 Respuesta en el tiempo.....	83
6.3 Señales de sismos peruanos	87
 Capítulo 7 Conclusiones	 92
 Bibliografía	 97



Introducción

Actualmente en el Perú los sistemas de protección sísmica, tanto disipación de energía como aislamiento, ya están disponibles comercialmente y se están desarrollando muchos proyectos empleando estas tecnologías. El objetivo de este trabajo es realizar una investigación sobre los alcances del análisis dinámico de una edificación con disipadores de fluido viscoso.

El trabajo se ha organizado de la siguiente manera:

En el Capítulo 1 se hace una presentación general de los disipadores de fluido viscoso: su clasificación dentro de los sistemas de disipación de energía, las características de los dispositivos, sus propiedades mecánicas y modelos matemáticos desarrollados para idealizar su comportamiento.

En el Capítulo 2 se realiza el análisis de un edificio ideal aporticado de concreto armado de 5 pisos sin sistema de protección sísmica aplicando las solicitaciones de la norma peruana sismorresistente NTE E.030. Se realiza el predimensionamiento de los elementos estructurales y se revisan los procedimientos de análisis de respuesta espectral y de historia de la respuesta en el tiempo empleando el programa ETABS.

En el Capítulo 3 se revisa el concepto de amortiguamiento viscoso lineal el cual es empleado para representar el amortiguamiento en el análisis de estructuras. El amortiguamiento viscoso equivalente de un sistema de un grado de libertad es representado en función de la energía disipada y la energía de deformación elástica. Se comenta la limitación de la idealización del amortiguamiento clásico en el análisis.

En el Capítulo 4 complementa el marco teórico del capítulo anterior. Se presentan las ecuaciones de movimiento de un sistema estructural con disipadores y los métodos de análisis desarrollados para este fin. En base al concepto de amortiguamiento equivalente se derivan las ecuaciones para predecir el amortiguamiento efectivo de sistemas de varios grados de libertad con disipadores.

En el Capítulo 5, empleando los conceptos de los capítulos anteriores, se realiza el análisis del edificio ideal provisto de sistema de protección sísmica empleando tres

configuraciones de disipadores: diagonal, doble diagonal y chevron; asimismo, se realizan los análisis empleando dos valores del exponente de amortiguamiento: $\alpha = 1$ y $\alpha = 0.25$.

Finalmente en los capítulos 6 y 7 se presentan de forma comparativa los resultados que se obtuvieron de los análisis que se llevaron a cabo y las conclusiones del presente trabajo, respectivamente.



Capítulo 1

Disipadores de fluido viscoso

1.1 Dispositivos de disipación de energía

Los sistemas pasivos de disipación de energía emplean dispositivos mecánicos para disipar parte de la energía inducida en las estructuras por excitaciones sísmicas y de viento. El propio movimiento de la estructura produce en estos dispositivos la fuerza controladora. Estos sistemas no requieren fuentes de energía externas o mediciones instantáneas de la respuesta estructural. Los dispositivos de disipación de energía o disipadores se pueden clasificar en tres grandes grupos (Tabla 1.1): dispositivos histeréticos, dispositivos viscoelásticos y disipadores de vibración dinámica.

Tipo	Dispositivo	Principio de Operación
Histeréticos	Fluencia	Fluencia de metales
	Fricción	Deslizamiento por fricción
Viscoelásticos	Sólidos viscoelásticos	Deformación de polímeros viscoelásticos
	Fluidos viscosos y viscoelásticos	Deformación de fluidos viscosos o flujo a través de orificios
Vibración Dinámica	Masa sintonizada	Absorción de energía vibracional
	Líquido sintonizado	

Tabla 1.1 Dispositivos de disipación de energía [Modificado de Hanson & Soong, 2001]

En la Figura 1.1 se muestran los diagramas fuerza-desplazamiento debidos a una excitación sinusoidal para tres tipos de disipadores. En los disipadores histeréticos la disipación de energía depende básicamente de los desplazamientos relativos dentro del dispositivo. Por ejemplo, un disipador de fricción genera una fuerza fija de amortiguamiento para cualquier deflexión (Figura 1.1c). En el caso de los disipadores viscoelásticos, el disipador se comporta como una combinación de resorte y amortiguador, y la fuerza depende del desplazamiento y de la velocidad (Figura 1.1b).

La fuerza generada en los disipadores de fluido viscoso depende sólo de la velocidad (Figura 1.1a) y por consiguiente, esta fuerza está inherentemente desfasada de los esfuerzos debidos a la deformación lateral de la estructura. Debido a esta propiedad,

los disipadores de fluido viscoso logran reducir simultáneamente las deformaciones laterales y los esfuerzos locales sobre los elementos estructurales conectados a estos dispositivos. Los esfuerzos que se producen en los elementos estructurales conectados directamente a los disipadores se deben tanto a la deformación lateral de la estructura como a las fuerzas generadas por los dispositivos. Ni los disipadores histeréticos ni los viscoelásticos tienen una historia de fuerzas desfasadas de los esfuerzos debidos al desplazamiento lateral. Por lo tanto, este tipo de disipadores reducirán las deformaciones laterales pero a la vez incrementarán los esfuerzos en los elementos estructurales conectados a los dispositivos.

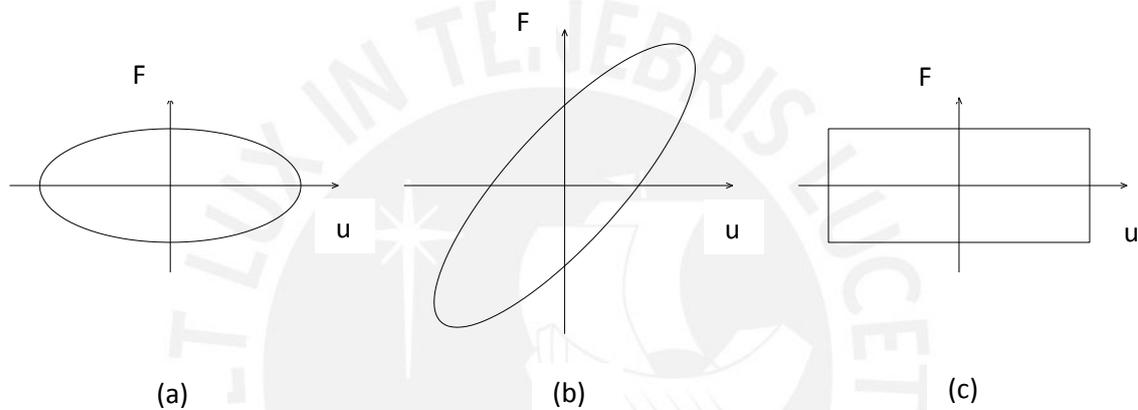


Figura 1.1 Diagramas Fuerza-Desplazamiento de tres tipos de disipadores: (a) Fluido viscoso (b) Viscoelástico (c) Fricción

1.2 Características de los disipadores de fluido viscoso

Los disipadores de fluido viscoso que operan con el principio de flujo de un fluido a través de orificios fueron desarrollados en la década de 1960 en los Estados Unidos y se emplearon sobretodo en aplicaciones militares y de la industria aeroespacial. A partir de 1990, estos dispositivos fueron adaptados para utilizarse en estructuras civiles y empezaron a tener disponibilidad comercial. Se iniciaron programas de investigación en el National Center for Earthquake Engineering Research (NCEER) en la Universidad del Estado de Nueva York en Buffalo. El objetivo de esta investigación fueron estructuras civiles con disipadores tales como edificios y puentes sometidos a cargas sísmicas y de viento. Asimismo, se empezaron a implementar en los códigos americanos de construcción procedimientos de diseño y de prueba de estos dispositivos.

En la Figura 1.2 se muestra el diseño básico de un disipador. Se hará una breve descripción de las partes principales en base a información del fabricante Taylor Devices Inc.

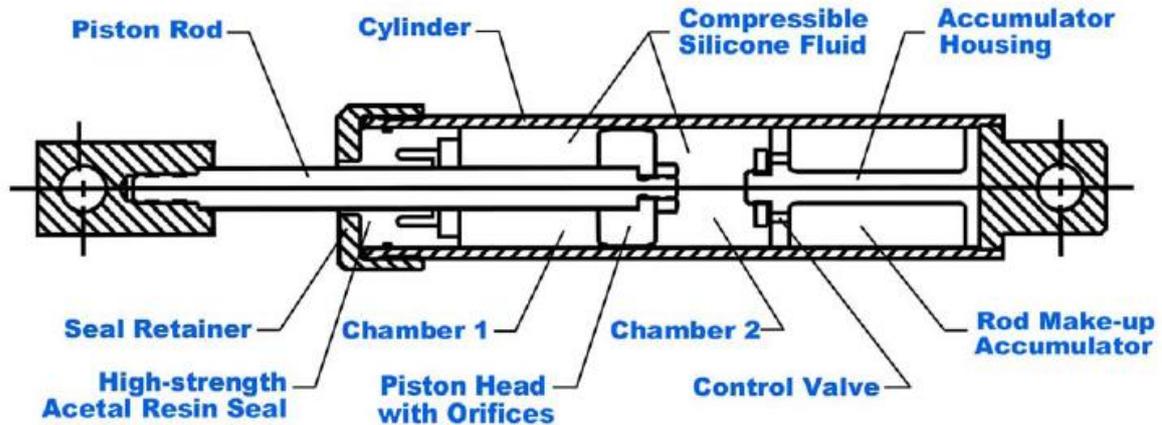


Figura 1.2 Elementos de un disipador de fluido viscoso [Taylor, 1999]

- **Barra del pistón (Piston Rod)**

La barra del pistón debe ser lo suficientemente resistente como para reaccionar a todas las fuerzas de amortiguamiento. Debido a que el pistón se comporta como una columna relativamente esbelta, normalmente es fabricado con acero de alta resistencia preferentemente acero inoxidable. El extremo externo del pistón está sujeto a una de las dos horquillas de montaje del dispositivo mientras que el extremo interno está conectado a la cabeza del pistón. Al ponerse en movimiento, el pistón se desliza a través del sello (Seal) y el retenedor del sello (Seal Retainer).

- **Fluido**

Los disipadores que forman parte de sistemas estructurales emplean fluidos con una serie de propiedades y requisitos de seguridad en los Estados Unidos. Los únicos fluidos que cumplen con dichas especificaciones son los provenientes de la familia de las siliconas, los cuales son resistentes al fuego (tienen un punto de inflamación mayor a 340 °C), son inertes, son completamente atóxicos y son térmicamente estables.

- **Cilindro**

Debe funcionar como recipiente a presión que contiene el fluido. Es usualmente fabricado a partir de un tubo de acero de una sola pieza. No es

admisible soldar o ensamblar piezas para cilindros de disipadores a fin de prevenir la fatiga en el tiempo y el agrietamiento debido a los esfuerzos.

- **Sellos**

Los sellos deben tener una vida de servicio de al menos 25 años sin requerir reemplazo periódico. Debido a los extensos períodos de inactividad de los disipadores en la estructura, los sellos no deben desarrollar adherencia a largo plazo ni deben permitir filtración gradual del fluido. Los sellos dinámicos se emplean en la interfase de la barra del pistón y son fabricados de polímeros estructurales de alta resistencia. Los sellos estáticos se emplean en donde los retenedores del sello están conectados al cilindro y consisten en sellos convencionales elastoméricos en forma de anillo.

- **Cabeza del pistón (Piston Head)**

Separa las dos cámaras de presión dentro del cilindro. La cabeza del pistón desplaza el fluido a través de los orificios que están en su interior, generando de esta forma presión de amortiguamiento.

- **Acumulador**

Permite el desplazamiento del volumen de la barra del pistón mientras entra o sale del disipador durante la excitación sísmica. El acumulador también compensará la expansión y contracción térmica del fluido.

- **Orificios**

Los orificios controlan el flujo presurizado del fluido a través de la cabeza del pistón. Por dinámica de fluidos, el flujo a través de un orificio simple de forma cilíndrica seguirá la ecuación de Bernoulli y la respuesta del disipador será una fuerza proporcional al cuadrado de la velocidad del pistón. Sin embargo, el diseño de los orificios de los disipadores utiliza una serie patentada de pasajes de formas complejas y hace uso de los procesos de control fluídico. Dependiendo de la forma y área de estos pasajes, se pueden obtener fuerzas que son proporcionales a $|\dot{u}|^\alpha$ donde \dot{u} es la velocidad relativa entre los extremos del disipador y el exponente α en la mayoría de los casos toma valores entre 0.3 y 1.0.

En la siguiente tabla se muestran valores empleados para el exponente α en algunas estructuras civiles en los Estados Unidos.

TIPO DE ESTRUCTURA	α
Diseño de edificios con cargas sísmicas, Puentes en las zonas sísmicas 3 y 4	0.4 – 0.5
Puentes en otras zonas sísmicas	2
Diseño de puentes con cargas de viento	0.5 – 1.0

Tabla 1.2 Valores empleados del exponente α en estructuras civiles [Taylor, 1999]

1.3 Propiedades mecánicas

La fuerza generada en un disipador de fluido viscoso se debe a la diferencia de presiones entre las dos cámaras que están separadas por la cabeza del pistón. Si el disipador está sometido a una fuerza de compresión, el pistón ingresará dentro del cilindro y el fluido se desplazará a través de los orificios desde la cámara 2 hacia la cámara 1 (Figura 1.2). Sin embargo, el volumen del fluido es reducido conforme la barra del pistón ingresa dentro del cilindro. Puesto que el fluido tiene compresibilidad finita, esta reducción del volumen de fluido implica el desarrollo de una fuerza restauradora tipo resorte. El acumulador contrarrestará la aparición de esta fuerza restauradora.

Los experimentos realizados por Constantinou y Symans en 1992 en disipadores de fluido viscoso de características y dimensiones específicas mostraron la existencia de una frecuencia límite de 4 Hz que controlaba la respuesta de estos dispositivos. Para movimientos del pistón con frecuencias menores a 4 Hz, la válvula del acumulador funcionaba de forma efectiva evitando el desarrollo de la fuerza restauradora y la respuesta del disipador era esencialmente viscosa. Para frecuencias mayores a 4 Hz, los disipadores mostraban la presencia de una fuerza restauradora y el comportamiento era viscoelástico. El valor de esta frecuencia límite depende del diseño del acumulador y del tipo de disipador.

El efecto de la frecuencia límite es una propiedad conveniente porque los disipadores pueden proveer sólo amortiguamiento viscoso al modo fundamental de la estructura, el cual tiene usualmente una frecuencia menor que la frecuencia límite. Puesto que no se desarrolla la fuerza restauradora para el modo fundamental, la frecuencia natural de la estructura con disipadores incorporados no variará. Por otro lado, para los modos con frecuencias altas los disipadores aportarán amortiguamiento y rigidez adicionales, y esto puede llegar a suprimir la contribución a los desplazamientos de los modos con

frecuencias altas. Esta propiedad simplificará los procedimientos para deducir el amortiguamiento efectivo de una estructura con disipadores [4.5].

1.4 Leyes de comportamiento y modelos matemáticos

En los materiales elásticos, el esfuerzo es función sólo de la deformación unitaria. En un material viscoelástico, el esfuerzo es una función de la deformación unitaria y de la velocidad con que se aplica la deformación. Existen muchos materiales que presentan fenómenos de flujo dependiente del tiempo, es decir, que se deforman gradualmente bajo esfuerzo, entre ellos se puede mencionar a los pavimentos de asfalto, los combustibles sólidos de los motores de cohetes, polímeros plásticos, el concreto y los elementos de máquinas sometidos a temperaturas elevadas.

Se presentarán primero algunos modelos de materiales linealmente viscoelásticos para un estado uniaxial de esfuerzo. A continuación, se presentarán los modelos macroscópicos empleados para representar el comportamiento de los disipadores de fluido viscoso.

1.4.1 Modelo de sólido Voigt-Kelvin

Se obtiene colocando un resorte hookeano y un amortiguador newtoniano en paralelo (Figura 1.3a). Al aplicar un esfuerzo σ , la deformación unitaria del resorte ε_d y la deformación unitaria del amortiguador ε_s es la misma. El esfuerzo total es la suma de los esfuerzos de ambos componentes.

$$\varepsilon_d = \varepsilon_s = \varepsilon \quad (1.1a)$$

$$\sigma = \sigma_s + \sigma_d = E\varepsilon + \eta\dot{\varepsilon} \quad (1.1b)$$

donde E es el módulo de elasticidad y η es el coeficiente de viscosidad.

1.4.2 Modelo de sólido Maxwell

Resulta de una combinación en serie de un resorte y un amortiguador (Figura 1.3b). El esfuerzo a través del amortiguador σ_d es el mismo que a través del resorte σ_s , sin embargo, ambos elementos contribuyen a la deformación unitaria total.

$$\sigma_d = \sigma_s = \sigma \quad (1.2a)$$

$$\varepsilon = \varepsilon_s + \varepsilon_d \quad (1.2b)$$

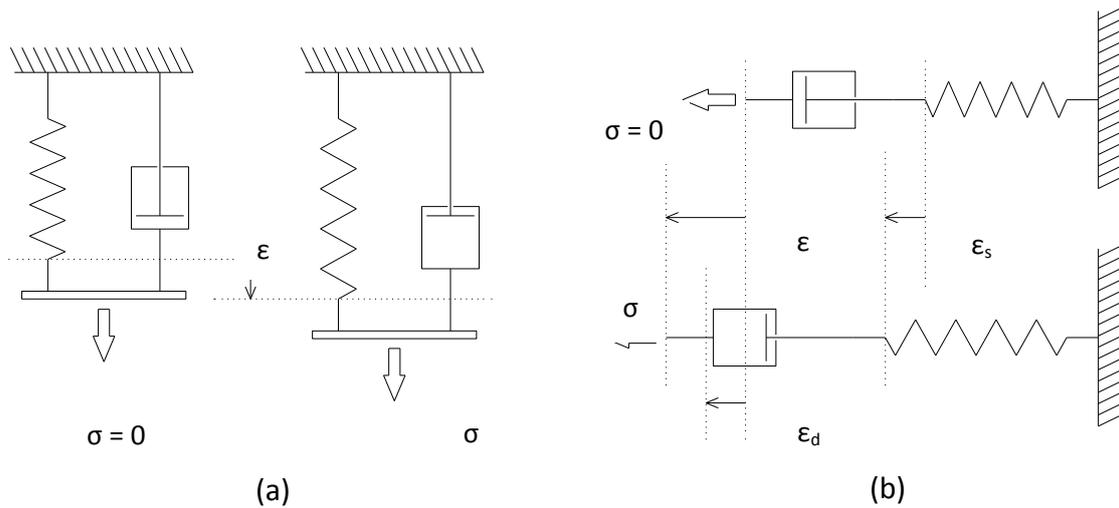


Figura 1.3 (a) Modelo de sólido Voigt-Kelvin (b) Modelo de sólido Maxwell

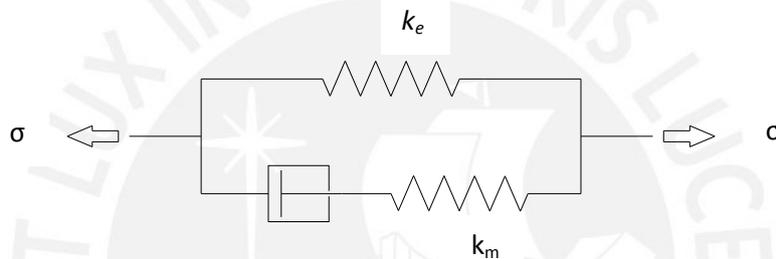


Figura 1.4 Modelo de sólido lineal estándar

Al diferenciar la ecuación (1.2b) con respecto al tiempo se obtiene

$$\dot{\epsilon} = \dot{\epsilon}_s + \dot{\epsilon}_d = \frac{\dot{\sigma}}{E} + \frac{\sigma}{\eta} \Rightarrow \dot{\sigma} + \frac{E}{\eta}\sigma = E\dot{\epsilon} \quad (1.3)$$

1.4.3 Modelo de sólido lineal estándar

Al realizar combinaciones lineales de los modelos de Voigt-Kelvin y de Maxwell, se establecieron modelos más generales para estudiar el comportamiento de materiales viscoelásticos. Colocando un resorte en paralelo con un modelo de Maxwell (Figura 1.4) se obtiene un modelo denominado modelo de sólido lineal estándar, el cual predice tanto los fenómenos de flujo plástico como de relajación de esfuerzos.

La rigidez del resorte k_e brinda una respuesta elástica demorada, es decir, equilibra el sistema luego de que los esfuerzos en la unidad Maxwell se han relajado conforme el amortiguador se extiende. En este modelo la unidad Maxwell y el resorte paralelo k_e

tienen la misma deformación y el esfuerzo total σ es la suma de los esfuerzos en cada componente del modelo.

1.4.4 Modelo de Maxwell a nivel macroscópico

En base a datos experimentales [Constantinou y Symans, 1992] se ha encontrado que en un gran rango de frecuencias los disipadores tienen un comportamiento de fluido viscoelástico. Se puede emplear el modelo de Maxwell para representar el comportamiento de los disipadores a nivel macroscópico:

$$P(t) + \lambda \dot{P}(t) = C_0 \dot{u}(t) \quad (1.4)$$

donde P es la fuerza resultante del disipador, λ es el intervalo de relajación, C_0 es la constante de amortiguamiento para frecuencia cero y \dot{u} es la velocidad de la cabeza del pistón respecto del cilindro.

Existe también otro modelo de Maxwell más general, en el cual las derivadas son de orden fraccionario y se emplea para describir comportamiento de fluido viscoelástico complejo:

$$P(t) + \lambda D^r [P(t)] = C_0 D^q [u(t)] \quad (1.5)$$

donde $D^r [P(t)]$ es la derivada fraccionaria de orden r de la función P que depende del tiempo.

Este modelo fue calibrado en los experimentos realizados a temperatura ambiente por Constantinou y Symans en disipadores de dimensiones específicas. Los parámetros obtenidos de la calibración fueron $r = 1$, $q = 1$, $\lambda = 0.006$ s y $C_0 = 15.45$ N-s/mm. Por lo tanto, el modelo calibrado puede representarse con la Ecuación 1.4. En la Figura 1.5 se muestra una comparación de las propiedades derivadas analíticamente y las obtenidas del experimento (coeficiente de amortiguamiento y rigidez almacenada). Los datos analíticos concordaron muy bien con los datos experimentales, excepto para frecuencias mayores a 20 Hz, en donde el modelo subestima la rigidez almacenada. Puesto que el disipador tiene un intervalo de relajación de solo 0.006 s, esto indica que para tasas de cambio bajas de la fuerza del disipador, el término $\lambda \dot{P}(t)$ de la Ecuación 1.4 puede despreciarse.

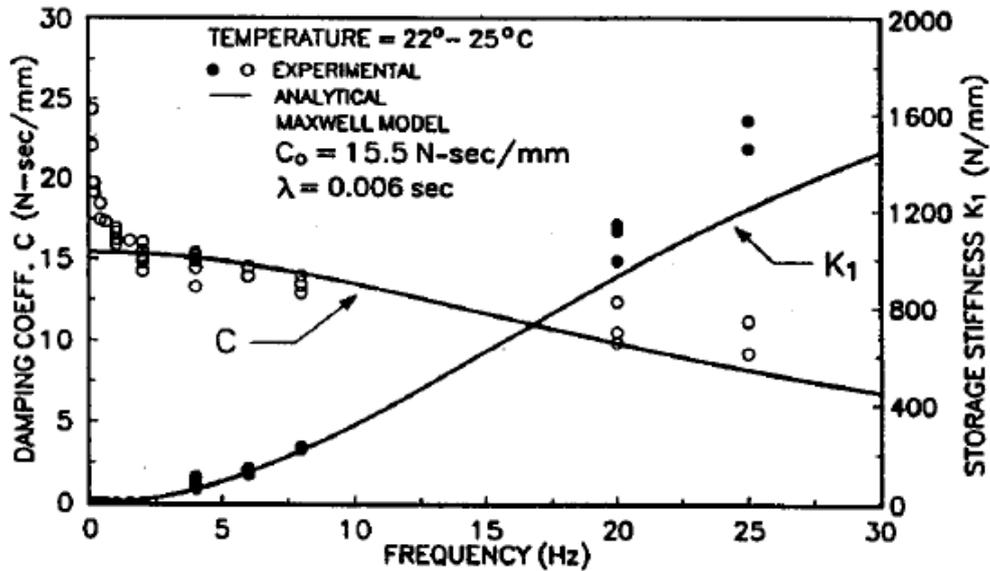


Figura 1.5 Comparación de valores experimentales y teóricos del coeficiente de amortiguamiento y rigidez almacenada [Constantinou y Symans, 1992]

Lo anterior sucede para frecuencias menores a la frecuencia límite de 4 Hz, es decir para los modos fundamentales de las estructuras civiles típicas. Por consiguiente, el modelo del disipador para frecuencias de movimiento inferiores a la frecuencia límite puede expresarse como

$$P(t) = C_0 \dot{u}(t) \tag{1.6}$$

Los experimentos también demostraron que los disipadores tienen un comportamiento estable en un rango amplio de temperaturas.

Teniendo en cuenta el efecto del diseño de los orificios de control de fluidos, la fuerza desarrollada en un disipador de fluido viscoso se puede escribir en forma general:

$$F = C |\dot{u}|^\alpha \text{sgn}(\dot{u}) \tag{1.7}$$

donde C se denomina constante de amortiguamiento y \dot{u} es la velocidad relativa entre los dos extremos del disipador.

Los disipadores con exponente $\alpha = 1$, denominados disipadores lineales, fueron los primeros en ser desarrollados históricamente y con ellos se obtuvieron elevadas fuerzas de amortiguamiento. Posteriormente aparecieron los disipadores no lineales con exponente $\alpha < 1$ con los cuales se obtuvieron mejores soluciones en problemas de vibración e impacto.

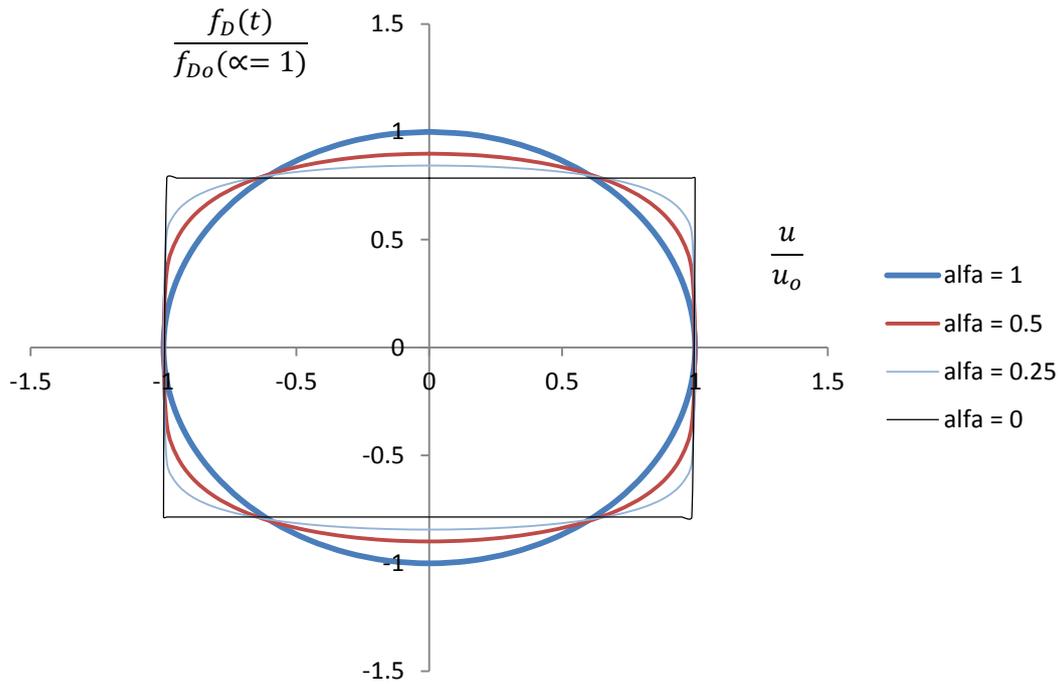


Figura 1.6 Lazos histeréticos de disipadores de fluido viscoso con movimiento armónico para varios valores de α [Modificado de Lin & Chopra, 2002]

Para mostrar el efecto del exponente α en la respuesta de un disipador de fluido viscoso se presenta en la Figura 1.6 una gráfica de la fuerza normalizada $\frac{f_D(t)}{f_{D0}(\alpha=1)}$ versus el desplazamiento normalizado $\frac{u}{u_0}$ para disipadores con varios valores de α , los cuales disipan la misma cantidad de energía en un ciclo de movimiento armónico $u = u_0 \text{ sen } \omega t$, donde $f_D(t)$ es la fuerza del disipador en función del tiempo y $f_{D0}(\alpha=1)$ es la fuerza máxima del disipador con $\alpha = 1$ [Lin y Chopra, 2002]. La Figura 1.6 muestra que para disipar una misma cantidad de energía, los disipadores no lineales desarrollan fuerzas máximas de menor magnitud que la fuerza máxima unitaria correspondiente a un disipador lineal (0.899 para $\alpha = 0.5$, 0.844 para $\alpha = 0.25$ y 0.785 para $\alpha = 0$, este último caso corresponde a un disipador de fricción).

Dado que los disipadores no lineales con exponente $\alpha < 1$ tienen la virtud de limitar las fuerzas máximas obtenidas en estos dispositivos a la vez que pueden proveer la misma capacidad de disipación de energía que los disipadores lineales, en el presente trabajo se estudiarán las respuestas de una edificación ideal con disipadores con exponentes $\alpha = 1$ y $\alpha = 0.25$. En ambos casos se proveerá la misma cantidad de amortiguamiento efectivo [4.5]. Los parámetros de comparación serán los desplazamientos máximos del último nivel, las derivas máximas de entrepiso y las fuerzas en la base de la estructura.

1.4.5 Modelo de elemento viscoelástico en ETABS

El programa ETABS emplea un modelo para representar un elemento viscoelástico general (Figura 1.7) que es similar al modelo de sólido lineal estándar. Sin embargo, a diferencia de este último, en el modelo de ETABS el elemento viscoso (representado con el modelo de Maxwell) puede ser no lineal ($\alpha \neq 1$).

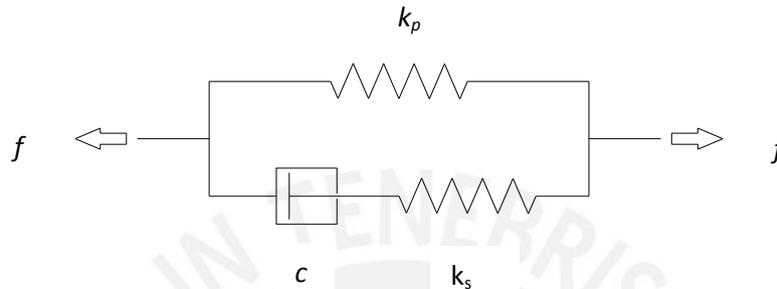


Figura 1.7 Elemento viscoelástico en ETABS

La deformación total $d_t^{(i)}$ del elemento viscoelástico debe ser calculada de forma que se cumpla el equilibrio en cada instante de tiempo:

$$f_p^{(i)} = k_p d_t^{(i)} \quad (1.8a)$$

$$f_s^{(i)} = k_s (d_t^{(i)} - e^{(i)}) = \text{sgn}(\dot{e}^{(i)}) \dot{e}^{(i)N} c \quad (1.8b)$$

$$f^{(i)} = f_p^{(i)} + f_s^{(i)} \quad (1.8c)$$

Este elemento viscoelástico requiere un análisis de historia en el tiempo no lineal debido a que la solución de las ecuaciones anteriores se obtiene mediante un algoritmo numérico iterativo [Wilson, 2004]. Los disipadores de fluido viscoso lineales y no lineales serán representados con este modelo general de elemento viscoelástico [5.2.1].

Capítulo 2

Análisis de una edificación sin sistema de protección sísmica

2.1 Sistema estructural y características

El edificio en estudio tendrá estructura aporricada de 5 pisos de concreto armado, aislada de cualquier otra estructura vecina, con una planta rectangular de 30X18 m y columnas ubicadas cada 6 m (Figuras 2.1 y 2.2). Este edificio ideal será destinado a oficinas y estará ubicado en la ciudad de Lima sobre suelo muy rígido. La altura del primer piso será de 3.2 m y en los siguientes pisos será de 2.9 m, con lo cual la altura total de la edificación será de 14.8 m. Se empleará concreto con resistencia a la compresión a los 28 días $f'_c = 210 \text{ kg/cm}^2$.

Se considerará una carga de 150 kg/m^2 como carga muerta adicional al peso propio debida al piso terminado, dispositivos de servicio y tabiques. La carga viva será la correspondiente a los edificios de oficinas (250 kg/m^2) de acuerdo a la Norma de Cargas E.020. En la azotea se considerará una carga muerta adicional de 100 kg/m^2 y una carga viva de 100 kg/m^2 . También se considerará en las vigas perimetrales la carga de un muro cortina cuyo peso es 75 kg/m^2 .

2.2 Predimensionamiento de elementos estructurales y consideraciones de análisis

Los techos de este edificio serán losas macizas en dos direcciones, cuyo espesor se estimará en el orden de $1/40$ de la luz libre: $5.75/40 = 0.144 \text{ m}$ (asumiendo que el ancho de las vigas es 25 cm) o igual a $1/180$ del perímetro del paño: $4 \times 5.75/180 = 0.128 \text{ m}$. Luego, el espesor de las losas será de 15 cm.

Por simplicidad se realizará el predimensionamiento de una columna interior considerando sólo las cargas de gravedad. La estimación de la carga axial de una columna interior en el primer piso será en base al área tributaria acumulada lo cual se muestra en la Tabla 2.1. Con las cargas estimadas se determinará el área necesaria de columna con las siguientes expresiones:

$$A_{col} = \frac{P_{servicio}}{0.45 f'_c} = \frac{180 \times 1000}{0.45 \times 210} = 1905 \text{ cm}^2 \quad (2.1)$$

$$A_{col} = \frac{1.1 P_u}{0.45 (f'_c + \rho f_y)} = \frac{1.1 \times 270 \times 1000}{0.45 (210 + 0.03 \times 4200)} = 1964 \text{ cm}^2 \quad (2.2)$$

Luego, resulta adecuado emplear una columna de 45X45 cm. Con estas dimensiones de columna se realizará el metrado detallado con y sin reducción de carga viva (Tabla 2.1). Los resultados muestran que la estimación inicial de 1 ton/m² en servicio fue conservadora.

Empleando los valores de carga axial obtenidos del metrado sin reducción de carga viva en las ecuaciones (2.1) y (2.2) resultan áreas de columna menores que justifican emplear una columna de 40X40 cm, teniendo en cuenta que se asumió una cuantía de refuerzo de 3% en la expresión (2.2). Por lo tanto, se emplearán columnas con secciones de 40X40 cm en toda la edificación.

CASOS	P servicio (ton)	P última (ton)
Carga de servicio estimada (1 ton/m ² y P _u = 1.5 P _{serv})	180	270
Metrado sin reducción de carga viva (P _u = 1.4P _m + 1.7P _v)	148	220
Metrado con reducción de carga viva (P _u = 1.4P _m + 1.7P _v)	129	186

Tabla 2.1 Carga axial de una columna interior en primer piso

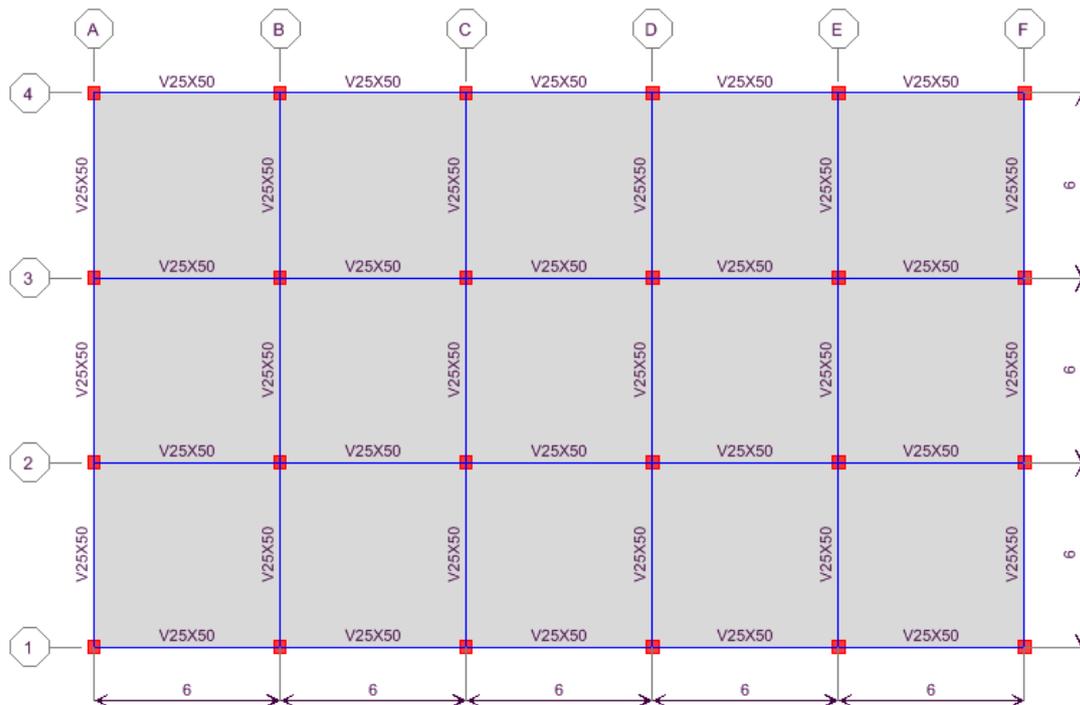


Figura 2.1 Vista en planta del edificio en estudio

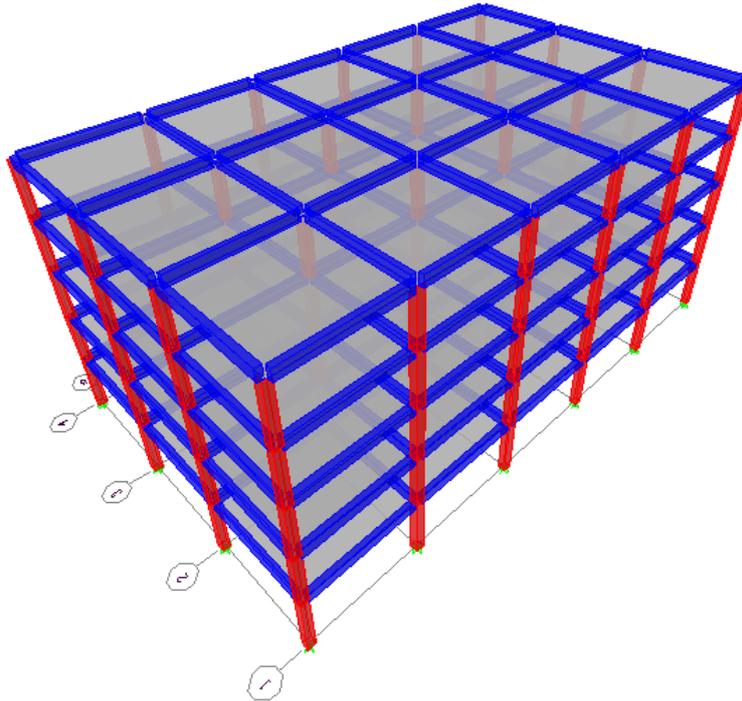


Figura 2.2 Edificio a pórtico ideal de 5 pisos de concreto armado

El peralte de las vigas se estimará en el orden de $1/10$ a $1/12$ de la luz libre: $5.60/12 = 0.47$ m; luego se emplearán vigas de 25×50 cm.

El modelo estructural se realizará en el programa ETABS con las siguientes asunciones:

- Vigas y columnas: elementos Frame (en las vigas se anuló la constante torsional $J = 0$)
- Losas: elementos Shell tipo membrana (soporta sólo fuerzas en el plano de la losa y tiene nulas las rigideces por flexión y por cortante)
- Apoyos empotrados en la base
- Diafragmas rígidos en cada nivel de entrepiso, teniendo de esa forma tres grados de libertad por cada nivel correspondientes a dos componentes horizontales de desplazamiento y una rotación respecto del eje vertical
- Extremos rígidos con un factor de rigidez de 0.50 en las uniones de los elementos Frame
- La rigidez de los elementos Frame corresponde a las dimensiones de las secciones brutas (no se tomará en cuenta la presencia de secciones agrietadas).

2.3 Análisis dinámico

Durante un sismo cualquier estructura puede considerarse un marco de referencia no inercial, es decir, un sistema acelerado. Esta aceleración absoluta tiene dos componentes: una debida a la aceleración del suelo respecto de algún punto "fijo" de la Tierra y otra debida a la aceleración relativa de todo punto de la propia estructura respecto de su base. Las fuerzas inerciales (fuerzas ficticias para un observador dentro de un edificio por ejemplo) que surgen en toda la estructura son transmitidas desde el suelo a través de los elementos estructurales y son las que ocasionan las deformaciones y los daños que se pueden observar después del sismo.

La ecuación de equilibrio dinámico de un sistema de masas concentradas de varios grados de libertad es

$$F_I(t) + F_D(t) + F_S(t) = F(t) \quad (2.3)$$

donde $F_I(t)$ es el vector de fuerzas de inercia que actúan en las masas concentradas en los nodos, $F_D(t)$ es el vector de fuerzas de amortiguamiento, $F_S(t)$ es el vector de fuerzas internas desarrolladas por la estructura y $F(t)$ es el vector de fuerzas externas aplicadas.

Suponiendo comportamiento lineal del sistema estructural, la ecuación (2.3) puede expresarse como un sistema de ecuaciones diferenciales lineales de segundo orden:

$$M\ddot{\mathbf{u}}_a(t) + C\dot{\mathbf{u}}_a(t) + K\mathbf{u}_a(t) = \mathbf{F}(t) \quad (2.4)$$

donde \mathbf{M} es la matriz de masas concentradas, \mathbf{C} es la matriz de amortiguamiento viscoso y \mathbf{K} es la matriz de rigidez del sistema estructural. Los vectores $\mathbf{u}_a(t)$, $\dot{\mathbf{u}}_a(t)$ y $\ddot{\mathbf{u}}_a(t)$ son respectivamente, los desplazamientos, velocidades y aceleraciones absolutas de los nodos.

En el caso de un movimiento sísmico, la fuerza externa $\mathbf{F}(t)$ es cero. El sismo generará tres componentes de desplazamientos del suelo $u_{ig}(t)$ en la base de la estructura. Los desplazamientos $\mathbf{u}(t)$, velocidades $\dot{\mathbf{u}}(t)$ y aceleraciones $\ddot{\mathbf{u}}(t)$ son relativos a las tres componentes de desplazamientos del suelo y se relacionan con las siguientes ecuaciones:

$$\mathbf{u}_a(t) = \mathbf{u}(t) + \mathbf{I}_x u_{xg}(t) + \mathbf{I}_y u_{yg}(t) + \mathbf{I}_z u_{zg}(t) \quad (2.5a)$$

$$\dot{\mathbf{u}}_a(t) = \dot{\mathbf{u}}(t) + \mathbf{I}_x \dot{u}_{xg}(t) + \mathbf{I}_y \dot{u}_{yg}(t) + \mathbf{I}_z \dot{u}_{zg}(t) \quad (2.5b)$$

$$\ddot{\mathbf{u}}_a(t) = \ddot{\mathbf{u}}(t) + \mathbf{I}_x \ddot{u}_{xg}(t) + \mathbf{I}_y \ddot{u}_{yg}(t) + \mathbf{I}_z \ddot{u}_{zg}(t) \quad (2.5c)$$

donde \mathbf{I}_i es un vector con unos en los grados de libertad con dirección i y ceros en los otros grados de libertad [Wilson, 2004].

Reemplazando (2.5) en (2.4) y teniendo en cuenta que sólo los desplazamientos relativos generan fuerzas elásticas y de amortiguamiento, se obtiene la ecuación de movimiento del sistema:

$$\mathbf{M}\ddot{\mathbf{u}}(t) + \mathbf{C}\dot{\mathbf{u}}(t) + \mathbf{K}\mathbf{u}(t) = -\mathbf{M}\mathbf{I}_x \ddot{u}_{xg}(t) - \mathbf{M}\mathbf{I}_y \ddot{u}_{yg}(t) - \mathbf{M}\mathbf{I}_z \ddot{u}_{zg}(t) \quad (2.6)$$

2.3.1 Análisis modal

Un vector de desplazamiento \mathbf{u} de un sistema de N grados de libertad puede ser expandido en términos de coordenadas modales:

$$\mathbf{u}(t) = \Phi \mathbf{q}(t) \quad (2.7)$$

donde Φ es una matriz modal de $N \times N$ formada por N vectores espaciales ϕ_n los cuales no dependen del tiempo y $\mathbf{q}(t)$ es un vector formado por N funciones de tiempo. Mediante este procedimiento, el conjunto de N ecuaciones diferenciales acopladas (Ecuación 2.6) puede transformarse en un conjunto de N ecuaciones desacopladas, cada una de las cuales tendrá la siguiente forma:

$$\ddot{q}_n(t) + 2\xi_n \omega_n \dot{q}_n(t) + \omega_n^2 q_n(t) = -\phi_n^T \mathbf{M}\mathbf{I}_x \ddot{u}_{xg}(t) - \phi_n^T \mathbf{M}\mathbf{I}_y \ddot{u}_{yg}(t) - \phi_n^T \mathbf{M}\mathbf{I}_z \ddot{u}_{zg}(t) \quad (2.8)$$

donde ξ_n es el amortiguamiento del n -ésimo modo ϕ_n y ω_n es la frecuencia circular natural del modo n -ésimo que se relaciona con el periodo natural de vibración T_n mediante la siguiente expresión:

$$T_n = \frac{2\pi}{\omega_n} \quad (2.9)$$

La ecuación (2.8) corresponde a un sistema de un grado de libertad con coordenada modal q_n . El análisis modal está restringido a sistemas lineales debido a que se aplica el principio de superposición (Ecuación 2.7).

Las ecuaciones de movimiento pudieron desacoplarse debido a que:

- Los modos satisfacen las condiciones de ortogonalidad de masa y rigidez, es decir

$$\Phi^T M \Phi = I \quad (2.10a)$$

$$\Phi^T K \Phi = \Omega^2 \quad (2.10b)$$

donde I es una matriz diagonal unitaria y Ω^2 es una matriz diagonal con términos ω_n^2 .

- Se asumió que el sistema tiene amortiguamiento clásico, es decir, la matriz $\Phi^T C \Phi$ es diagonal. Ésta es sólo una asunción conveniente y no se cumple en una estructura real.

El programa ETABS emplea dos tipos de análisis modal para determinar los modos de vibración de una estructura: análisis con eigenvectores y análisis con vectores de Ritz. El análisis con eigenvectores determina los modos naturales de vibración y las frecuencias naturales de un sistema no amortiguado en vibración libre mediante la siguiente ecuación:

$$[K - \Omega^2 M] \Phi = 0 \quad (2.11)$$

Una estructura con amortiguamiento clásico tiene los mismos modos naturales que los modos determinados con la ecuación (2.11) de una estructura no amortiguada.

Los vectores de Ritz son aproximaciones de los modos naturales (con sus correspondientes frecuencias naturales aproximadas) y son empleados para realizar el análisis dinámico en lugar de los exactos modos naturales con un esfuerzo numérico significativamente menor. Los trabajos de investigación indican que los vectores de Ritz brindan buenos resultados en el análisis por superposición modal debido a que son generados teniendo en cuenta la distribución espacial de la carga dinámica [Wilson, 2004].

Para iniciar el procedimiento de generación de vectores de Ritz se deben escoger unos vectores iniciales de carga. Los primeros vectores de Ritz serán los desplazamientos estáticos debidos a los vectores iniciales de carga actuando en la estructura. Los siguientes vectores serán generados mediante un algoritmo recursivo en el cual la matriz de masa es multiplicada por los vectores de Ritz previamente

obtenidos y luego los vectores generados serán empleados como vectores de carga para la siguiente solución estática.

Se realizó el análisis modal de la edificación estudiada usando el programa ETABS con las siguientes consideraciones:

- Comportamiento elástico lineal del sistema estructural
- Se asignaron sólo masas traslacionales en las direcciones X e Y y masa rotacional respecto del eje Z.
- No se consideraron grados dinámicos de libertad verticales.
- Se consideraron todas las masas concentradas en los niveles de las losas de los pisos y solo con presencia horizontal.
- Para el análisis con vectores de Ritz se emplearon las aceleraciones en las direcciones X e Y como los vectores iniciales de carga.

Los resultados obtenidos (periodos y factores de masa participante) se muestran en la Tabla 2.2 para los tres modos más importantes en cada dirección de análisis. Como se trata de una edificación común, se consideró la siguiente combinación de carga para definir la masa de la estructura: 100% de la carga muerta más el 25% de la carga viva (Norma E.030 de Diseño Sismorresistente).

Eigenvectores/Vectores de Ritz				
Modo	Periodo (s)	UX	UY	RZ
1	0.968684	0	85.3082	0
2	0.934928	85.6611	0	0
3	0.860088	0	0	85.5175
4	0.307274	0	9.8639	0
5	0.298081	9.7007	0	0
6	0.273647	0	0	9.7361
7	0.170614	0	3.2927	0
8	0.166967	3.1862	0	0
9	0.15283	0	0	3.2452

Tabla 2.2 Periodos y Factores de masa participante

El factor de masa participante de un modo particular refleja cuán importante es dicho modo en el cálculo de la respuesta global debido a la superposición modal. La Norma E.030 indica que deben considerarse en el análisis los modos cuya suma de masas efectivas sea por lo menos de 90% de la masa total y además deben tomarse como mínimo los tres modos predominantes en cada dirección.

A partir de los análisis realizados se puede concluir lo siguiente:

- Para el caso de esta estructura ideal, puesto que los resultados de los dos tipos de análisis modal son exactamente iguales, cualquiera de ellos puede emplearse para realizar la superposición modal.
- El mayor periodo corresponde a la dirección corta (Y) del edificio, la cual es la dirección con menor rigidez.
- Debido a que la estructura es simétrica en ambas direcciones, los modos están desacoplados y se tienen desplazamientos modales independientes (los dos desplazamientos laterales y la rotación torsional).
- La respuesta de la estructura estará fuertemente influenciada por los tres primeros modos y esto es evidente por el alto porcentaje de masa participante (85%).
- Los tres modos en cada dirección presentados cumplen la disposición de la Norma E.030 de tener una masa participante acumulada mayor al 90% y serían suficientes para llevar a cabo la superposición modal.

Los resultados del análisis modal serán empleados en el análisis de respuesta espectral y en el análisis tiempo-historia.

2.3.2 Análisis de respuesta espectral

La ecuación modal (2.8) tiene componentes de movimiento sísmico en tres direcciones ortogonales. Un análisis de respuesta espectral busca obtener la respuesta máxima de esta ecuación en vez de toda la historia de la respuesta en el tiempo. Para obtener una solución aproximada de respuesta espectral de la ecuación (2.8) primero deben estimarse para cada dirección de movimiento del suelo los valores máximos de fuerzas, desplazamientos y esfuerzos para cada uno de los modos de vibración. La razón de esto es porque la aceleración del suelo debido al sismo en cada dirección viene dada por una curva de respuesta espectral de pseudoaceleración versus el periodo estructural. Luego, los valores espectrales (fuerzas, desplazamientos y esfuerzos) obtenidos de cada uno de los modos deben ser combinados para obtener un único valor positivo para la dirección de movimiento escogida. Finalmente, después de que las respuestas en las tres direcciones ortogonales han sido halladas, será necesario estimar las respuestas máximas debidas a las tres componentes de movimiento sísmico actuando al mismo tiempo.

Para una sola dirección, la ecuación (2.8) resulta

$$\ddot{q}_n(t) + 2\xi_n\omega_n \dot{q}_n(t) + \omega_n^2 q_n(t) = -\phi_n^T \mathbf{M} \mathbf{I}_i \ddot{u}_{ig}(t) \quad (2.12)$$

Para una función $\ddot{u}_{ig}(t)$ determinada y asumiendo un valor del amortiguamiento ξ_n es posible resolver la ecuación (2.12) para varios valores de ω_n y trazar una curva de desplazamientos máximos $q_{n \text{ máx}}$ versus los valores de ω_n . La pseudoaceleración S_a se define como

$$S_a(\omega_n) = \omega_n^2 q_{n \text{ máx}}(\omega_n) \quad (2.13)$$

La gráfica de S_a versus el periodo estructural se denomina espectro de pseudoaceleración. Luego, el desplazamiento modal máximo de una estructura particular puede ser calculado para un modo n con periodo T_n a partir de su correspondiente valor de respuesta espectral S_a con la expresión

$$q_{nm\acute{a}x}(T_n) = \frac{S_a(T_n)}{\omega_n^2} \quad (2.14)$$

Asociado al modo n se tendrá el siguiente vector de desplazamientos modales

$$\mathbf{u}_n = \phi_n q_{nm\acute{a}x}(T_n) \quad (2.15)$$

De esta forma, las fuerzas internas modales correspondientes pueden ser calculadas mediante un análisis matricial estático.

La Norma E.030 establece el siguiente espectro inelástico de pseudoaceleraciones para cada dirección horizontal de análisis:

$$S_a = \frac{ZUCS}{R} g \quad (2.16)$$

donde los parámetros Z , U , C , S y R son respectivamente el factor de zona, el factor de uso, el factor de amplificación sísmica, el factor de suelo y el coeficiente de reducción. El factor de amplificación sísmica C es función del periodo fundamental T y del parámetro T_p que define la plataforma del espectro para cada tipo de suelo:

$$C = 2.5 \left(\frac{T_p}{T} \right) \leq 2.5 \quad (2.17)$$

En la siguiente tabla se muestran los valores de los parámetros empleados para el análisis del edificio ideal en estudio.

Parámetros		Valor	Justificación	
Factor de zona	Z	0.4	Lugar:	Zona 3
Factor de suelo	S	1.0	Suelo:	S1
Periodo que define la plataforma del espectro (s)	Tp	0.4	Suelo:	S1
Factor de uso	U	1.0	Uso:	Edificación común
Coeficiente de reducción	R	8		Pórticos/Regular

Tabla 2.3 Parámetros del espectro de pseudoaceleraciones de la Norma E.030

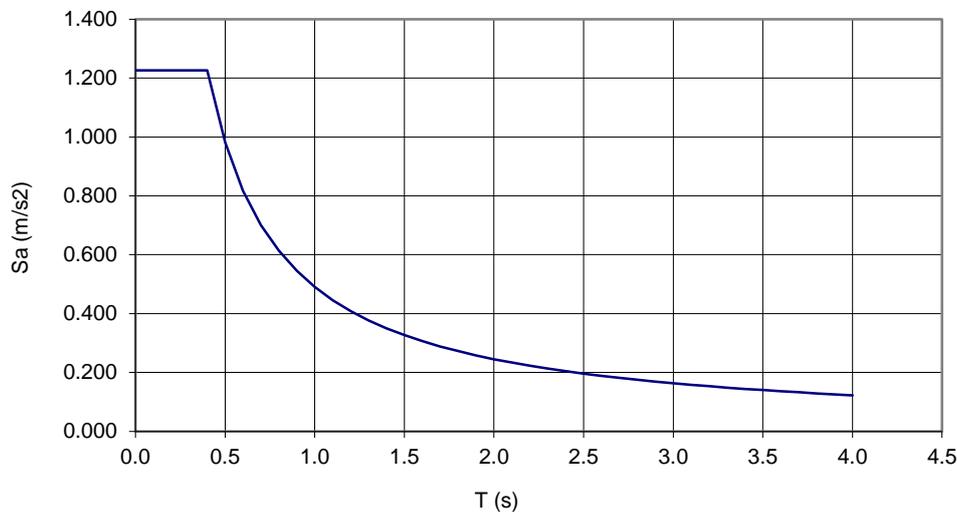


Figura 2.3 Espectro inelástico de pseudoaceleraciones de la Norma E.030

Con los valores de la Tabla 2.3 se puede trazar la curva de pseudoaceleraciones versus el periodo estructural (Figura 2.3). El espectro de la Norma E.030 corresponde a un valor de amortiguamiento de 5% estimado para las estructuras convencionales.

Para realizar el análisis de respuesta espectral en ETABS se introdujo la función del espectro de la Norma E.030 (Figura 2.3) en las dos direcciones horizontales, especificando un 5% de amortiguamiento estructural para esta función espectral y 5% de amortiguamiento para cada uno de los modos. Para realizar la combinación modal de las respuestas obtenidas (desplazamientos máximos, fuerzas y esfuerzos) se especificó el método de Combinación Cuadrática Completa (CQC) el cual tiene en

cuenta el acoplamiento estadístico entre modos cercanos debido al amortiguamiento modal.

La Norma E.030 señala que para las estructuras regulares se puede considerar que el total de la fuerza sísmica actúa independientemente en dos direcciones ortogonales. Por lo tanto, no será necesario efectuar una combinación direccional debida a componentes de movimiento sísmico ortogonales que actúan simultáneamente.

La Norma también indica que deben considerarse posibles efectos torsionales para lo cual se considerará una excentricidad accidental de 5%. Esto se aplica tanto a estructuras regulares como irregulares para estimar posibles movimientos torsionales del suelo, la incertidumbre en la distribución de la carga viva y las variaciones en las propiedades estructurales. En el caso de este edificio regular ideal en estudio, la Tabla 2.2 muestra que los modos están desacoplados y, por consiguiente, si se emplearan las cargas laterales sin excentricidad no se excitarán los modos torsionales.

Los resultados del análisis espectral en ambas direcciones fueron los siguientes:

	XX (dirección larga)	YY (dirección corta)
Periodo Fundamental (s)	0.9349	0.9687
% Masa Participante	85.66%	85.31%
Desplazamiento máx. azotea (cm)	9.59 (ejes 1 y 4)	11.08 (ejes A y F)
Deriva máx. (Piso 2)	9.06‰ (ejes 1 y 4)	10.49‰ (ejes A y F)
Cortante basal estático (ton)	132	129
Cortante basal espectral (ton)	97	94
Factor de escala	1.09	1.10
Momento volcante espectral (ton.m)	975 (MY)	939 (MX)
Torsor basal espectral (ton.m)	1000	1614
Regularidad torsional máx. (Piso 5)	1.22	1.34

Tabla 2.4 Resultados del análisis de respuesta espectral

Los desplazamientos inelásticos se obtuvieron multiplicando por $0.75R$ los desplazamientos obtenidos del análisis elástico con las fuerzas sísmicas reducidas. Finalmente, para ser empleadas en el diseño, las fuerzas cortantes basales obtenidas del análisis espectral en ambas direcciones deben escalarse al 80% del valor del cortante basal V del análisis estático, donde

$$V = \frac{ZUCS}{R} P \quad (2.18)$$

siendo P el peso de la edificación, calculado de acuerdo a la Norma (el 100% de la carga muerta más el 25% de la carga viva) el cual resultó de 2074 ton.

En base a estos resultados se puede concluir lo siguiente:

- El edificio no cumple el desplazamiento permisible de la Norma (deriva límite 7.0 ‰).
- Los cortantes basales espectrales en ambas direcciones están en el orden del 4.5% del peso de la edificación.
- Debido a la excentricidad accidental considerada de 5% en ambas direcciones, se tienen momentos torsores importantes en la base de la estructura.
- Debido a la excentricidad accidental considerada de 5%, la estructura excede ligeramente su regularidad torsional del valor de 1.3 en la dirección Y. Luego, casi puede considerarse que tiene irregularidad torsional, lo cual llama la atención por tratarse de una estructura con una configuración regular ideal.

Llegado a este punto se señala que no es propósito de este trabajo realizar el diseño de los elementos estructurales de la edificación ni verificar que cumplan con la resistencia demandada por las sollicitaciones sísmicas.

2.3.3 Análisis tiempo-historia lineal

El programa ETABS realiza el análisis tiempo-historia lineal mediante superposición modal. El método empleado para resolver la ecuación modal (2.8) consiste en aproximar el lado derecho de esta ecuación (la función de cargas sísmicas) mediante un polinomio de Taylor en un pequeño intervalo de tiempo Δt en el cual se considerará que las aceleraciones del suelo varían de forma lineal. Este método no tiene problemas de inestabilidad numérica y resulta conveniente tomar el intervalo Δt como la décima parte del periodo modal más pequeño encontrado.

De esta forma la ecuación modal (2.8) se resolverá para un intervalo de tiempo $[i-1, i]$ y tendrá la siguiente forma:

$$\ddot{q}_n(t) + 2\xi_n\omega_n \dot{q}_n(t) + \omega_n^2 q_n(t) = R(t) = R_{i-1} + t\dot{R}_{i-1} + \frac{t^2}{2}\ddot{R}_{i-1} + \frac{t^3}{3}\dddot{R}_{i-1} \quad (2.19)$$

Aplicando la solución general de la ecuación diferencial (2.19) y conociendo las condiciones iniciales para $t = 0$ se obtienen los valores modales de desplazamiento, velocidad y aceleración en cada intervalo de tiempo Δt . Luego, con estos resultados se efectúa la combinación modal (Ecuación 2.7) y el programa puede generar la historia de las respuestas en el tiempo para una señal sísmica determinada.

Para obtener las respuestas de la edificación en estudio, se considerarán tres acelerogramas de sismos peruanos (Figuras 2.4a, 2.4b y 2.4c) actuando en cada dirección lateral, los cuales serán normalizados al valor máximo esperado en el sitio (0.4g) de acuerdo a lo indicado en la Norma E.030.

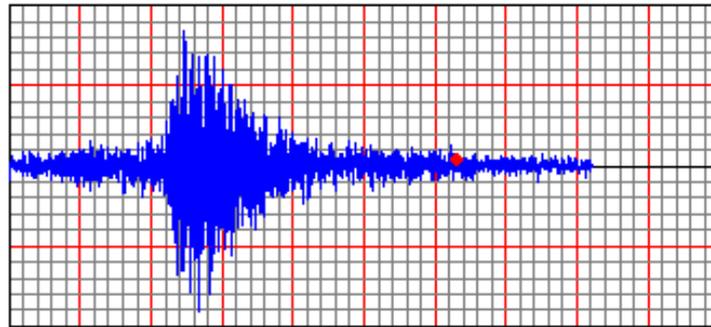


Figura 2.4a Señal C6610N82 (Instituto Geofísico del Perú, 17 de Octubre de 1966)

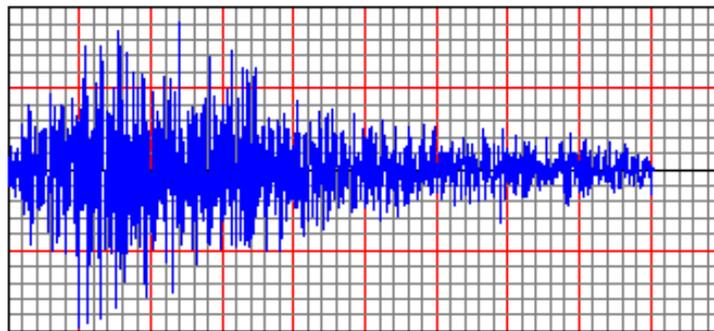


Figura 2.4b Señal C7005N08 (Instituto Geofísico del Perú, 31 de Mayo de 1970)

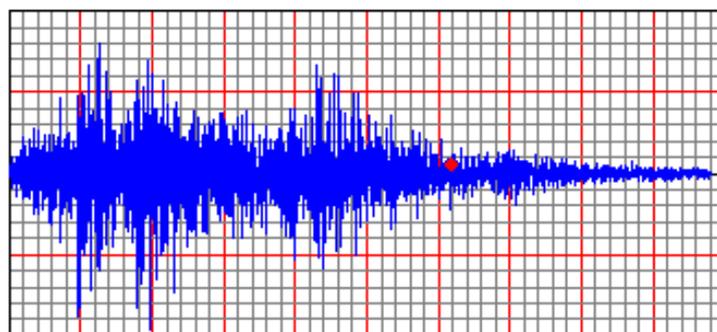


Figura 2.4c Señal C7410N82 (Instituto Geofísico del Perú, 3 de Octubre de 1974)

Los resultados se muestran en las siguientes tablas:

Señal C6610N82	XX (dirección larga)	YY (dirección corta)
Desplazamiento máx. azotea (cm)	6.10 (ejes 1 y 4)	6.03 (ejes A y F)
Deriva máx. (Piso 2)	5.89‰ (ejes 1 y 4)	6.05‰ (ejes A y F)
Fuerza cortante máx. en la base (ton)	502	523
Momento volcante máx. (ton.m)	3841 (MY)	3619 (MX)
Torsor máx. en la base (ton.m)	4519	7841

Tabla 2.5a Resultados del análisis tiempo-historia lineal - Señal C6610N82

Señal C7005N08	XX (dirección larga)	YY (dirección corta)
Desplazamiento máx. azotea (cm)	8.04 (ejes 1 y 4)	7.62 (ejes A y F)
Deriva máx. (Piso 2)	7.74‰ (ejes 1 y 4)	7.03‰ (ejes A y F)
Fuerza cortante máx. en la base (ton)	499	464
Momento volcante máx. (ton.m)	5164 (MY)	4575 (MX)
Torsor máx. en la base (ton.m)	4487	6964

Tabla 2.5b Resultados del análisis tiempo-historia lineal – Señal C7005N08

Señal C7410N82	XX (dirección larga)	YY (dirección corta)
Desplazamiento máx. azotea (cm)	8.49 (ejes 1 y 4)	8.81 (ejes A y F)
Deriva máx. (Piso 2)	7.84‰ (ejes 1 y 4)	7.79‰ (ejes A y F)
Fuerza cortante máx. en la base (ton)	560	503
Momento volcante máx. (ton.m)	5450 (MY)	5252 (MX)
Torsor máx. en la base (ton.m)	5036	7541

Tabla 2.5c Resultados del análisis tiempo-historia lineal – Señal C7410N82

El intervalo de tiempo Δt de las tres señales peruanas es de 0.02 s.

En base a estos resultados se puede concluir lo siguiente:

- El edificio cumple el desplazamiento permisible de la norma de 7.0 ‰, para la señal C6610N82.
- El edificio no cumple el desplazamiento permisible de la norma para las señales C705N08 y C7410N82.
- Las fuerzas cortantes basales en ambas direcciones están en el orden del 25% del peso de la edificación para las tres señales.
- Los desplazamientos máximos en la azotea y las derivas máximas de entrepiso en ambas direcciones se obtienen con la señal C7410N82.
- Las fuerzas máximas en la base en la dirección X se obtuvieron con la señal C7410N82.
- Las fuerzas máximas en la base en la dirección Y se obtuvieron con las señales C6610N82 y C7410N82.

2.3.4 Vibración libre

El amortiguamiento propio de la estructura se comprobó utilizando una señal con una fuerza impulsiva de forma triangular escalada a 1g. Se obtuvieron los desplazamientos de un punto ubicado en la azotea debido a los pulsos triangulares en ambas direcciones (Figura 2.5) y empleando el método del decremento logarítmico δ se obtuvo el amortiguamiento estructural ξ :

$$\delta = \frac{\ln\left(\frac{X_i}{X_{i+r}}\right)}{r} = \frac{2\pi\xi}{\sqrt{1-\xi^2}} \approx 2\pi\xi \quad (2.20)$$

donde X_i y X_{i+r} son dos picos de la respuesta del punto ubicado en la azotea, los cuales están separados r ciclos.

El método del decremento logarítmico fue deducido a partir de la respuesta de un sistema de un solo grado de libertad. En el caso de este edificio ideal en estudio de varios grados de libertad, la respuesta total debida al pulso triangular en cada dirección (Figura 2.5) es debida a la combinación de varios modos. Por este motivo se obtuvieron los desplazamientos correspondientes a los modos fundamentales debidos al pulso triangular en cada dirección y se calcularon los amortiguamientos modales.

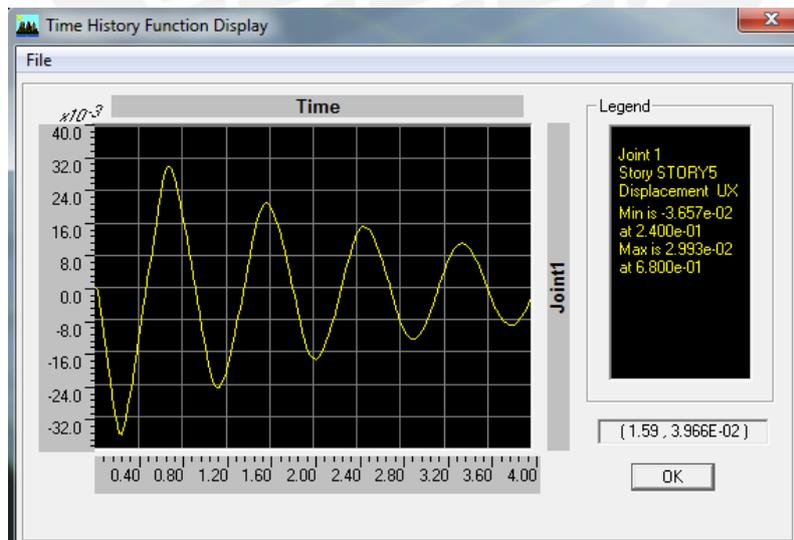


Figura 2.5 Desplazamiento de un punto de la azotea debido a una fuerza impulsiva

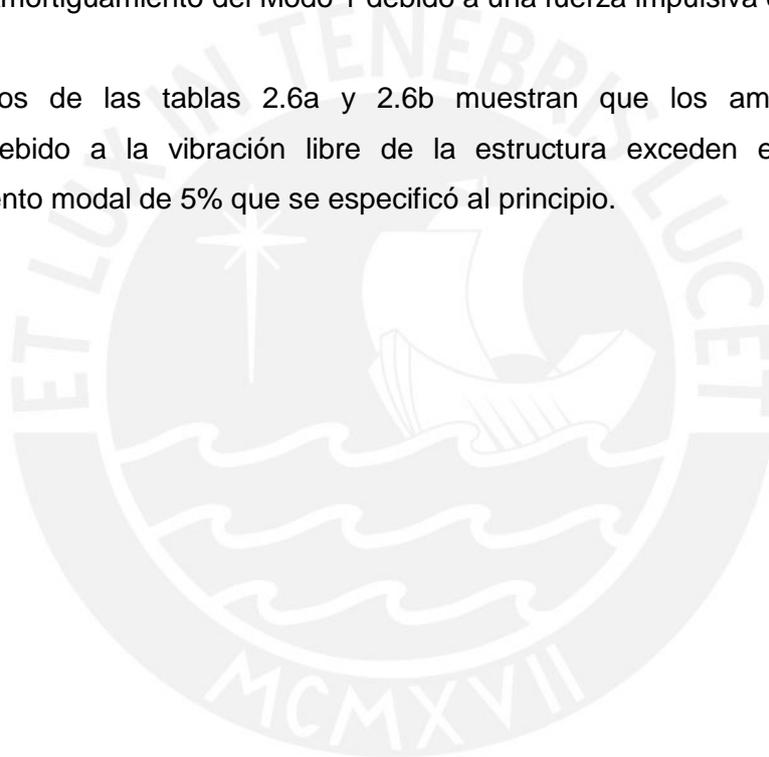
	t(s)	Desplazamiento de la azotea en X (m)
X_i	0.24	-0.03813
X_{i+r}	3.06	-0.01328
$r =$	3	
ξ en X =	0.0560	

Tabla 2.6a Amortiguamiento del Modo 2 debido a una fuerza impulsiva en dirección X

	t(s)	Desplazamiento de la azotea en Y (m)
X_i	0.24	-0.03951
X_{i+r}	3.16	-0.01378
$r =$	3	
ξ en Y =	0.0559	

Tabla 2.6b Amortiguamiento del Modo 1 debido a una fuerza impulsiva en dirección Y

Los resultados de las tablas 2.6a y 2.6b muestran que los amortiguamientos calculados debido a la vibración libre de la estructura exceden en un 12% al amortiguamiento modal de 5% que se especificó al principio.



Capítulo 3

Amortiguamiento viscoso lineal

3.1 Representación de los procesos de disipación de energía mediante amortiguamiento viscoso equivalente

La energía de una estructura en vibración es disipada por medio de varios mecanismos, los cuales pueden actuar simultáneamente. Entre estos mecanismos se pueden mencionar:

- El efecto térmico debido a los ciclos de deformación elástica del material y la fricción interna debida a la deformación de un sólido
- Fricción en las conexiones metálicas
- Apertura y cierre de microfisuras en el concreto
- Fricción entre la estructura y elementos no estructurales (tabiques, equipos mecánicos y elementos de protección contra incendios)
- Efecto de la interacción suelo-estructura: la vibración de la estructura deforma el suelo debajo de la cimentación y ocasiona ondas de esfuerzo que se propagan en todas las direcciones en el suelo. Si el suelo de la cimentación es blando comparado con la rigidez de la estructura, este tipo de amortiguamiento puede ser importante.

Resulta imposible representar matemáticamente cada uno de estos mecanismos de disipación de energía en una estructura real.

Por ese motivo el amortiguamiento en las estructuras reales es usualmente representado de una forma idealizada. En un sistema de un grado de libertad, el amortiguamiento real puede ser representado por un amortiguador viscoso lineal. La fuerza f_D de un amortiguador viscoso lineal es

$$f_D = c\dot{u} \quad (3.1)$$

donde la constante c se denomina coeficiente de amortiguamiento viscoso y \dot{u} es la velocidad relativa entre los extremos del amortiguador. El coeficiente de amortiguamiento es seleccionado de manera que la energía disipada por el

amortiguador sea equivalente a la energía disipada en todos los mecanismos mencionados antes que actúan simultáneamente en la estructura real.

El coeficiente de amortiguamiento no se puede calcular directamente a partir de las dimensiones de los elementos estructurales, como sucede con el cálculo de la rigidez de un elemento estructural. La forma de evaluar el coeficiente de amortiguamiento es mediante experimentos de vibración libre o forzada.

El concepto de amortiguamiento viscoso equivalente fue pensado para modelar la disipación de energía en amplitudes de deformación dentro del límite elástico de toda la estructura. Si la deformación de la estructura sobrepasa el límite de comportamiento elástico, el coeficiente c determinado experimentalmente podría variar de acuerdo a la amplitud de la deformación [Chopra, 2007].

3.2 Energía disipada por amortiguamiento viscoso

La ecuación diferencial de un sistema de un grado de libertad linealmente elástico con amortiguamiento viscoso lineal sometido a una fuerza armónica $p(t)$ es

$$m\ddot{u} + c\dot{u} + ku = p(t) = p_0 \text{sen } \omega t \quad (3.2)$$

donde m , c y k son respectivamente la masa, el coeficiente de amortiguamiento viscoso y la rigidez lateral del sistema; p_0 es la amplitud de la fuerza y ω es la frecuencia de excitación.

La componente estable de la respuesta de este sistema es

$$u(t) = u_0 \text{sen } (\omega t - \phi) \quad (3.3)$$

donde u_0 es la amplitud del desplazamiento y ϕ es el ángulo de fase.

Considerando esta componente estable, la energía disipada por el amortiguador en un ciclo de vibración armónica es

$$\begin{aligned} E_D &= \int f_D du = \int_0^{2\pi/\omega} (c\dot{u})\dot{u} dt = \int_0^{2\pi/\omega} c\dot{u}^2 dt \\ &= c \int_0^{2\pi/\omega} [\omega u_0 \cos(\omega t - \phi)]^2 dt = \pi c \omega u_0^2 \end{aligned} \quad (3.4)$$

La interpretación gráfica de la energía disipada por un amortiguador viscoso lineal es

$$\begin{aligned}
 f_D &= c\dot{u} = c\omega u_0 \cos(\omega t - \phi) = c\omega \sqrt{u_0^2 - u^2} \operatorname{sen}^2(\omega t - \phi) \\
 &= c\omega \sqrt{u_0^2 - u^2(t)} \Rightarrow \left(\frac{u}{u_0}\right)^2 + \left(\frac{f_D}{c\omega u_0}\right)^2 = 1
 \end{aligned}
 \tag{3.5}$$

que es la ecuación de la elipse de la Figura 3.1.a. Esta curva se denomina lazo histerético y el área limitada por el lazo es la misma que la energía disipada por el amortiguador (Ecuación 3.4).

La fuerza total resistente del sistema es

$$f_s + f_D = ku + c\omega \sqrt{u_0^2 - u^2(t)} \tag{3.6}$$

La gráfica de $f_s + f_D$ versus u es la elipse rotada de la Figura 3.1.b debido al término ku en la ecuación (3.6). La fuerza resistente total es la que puede ser medida en un experimento.

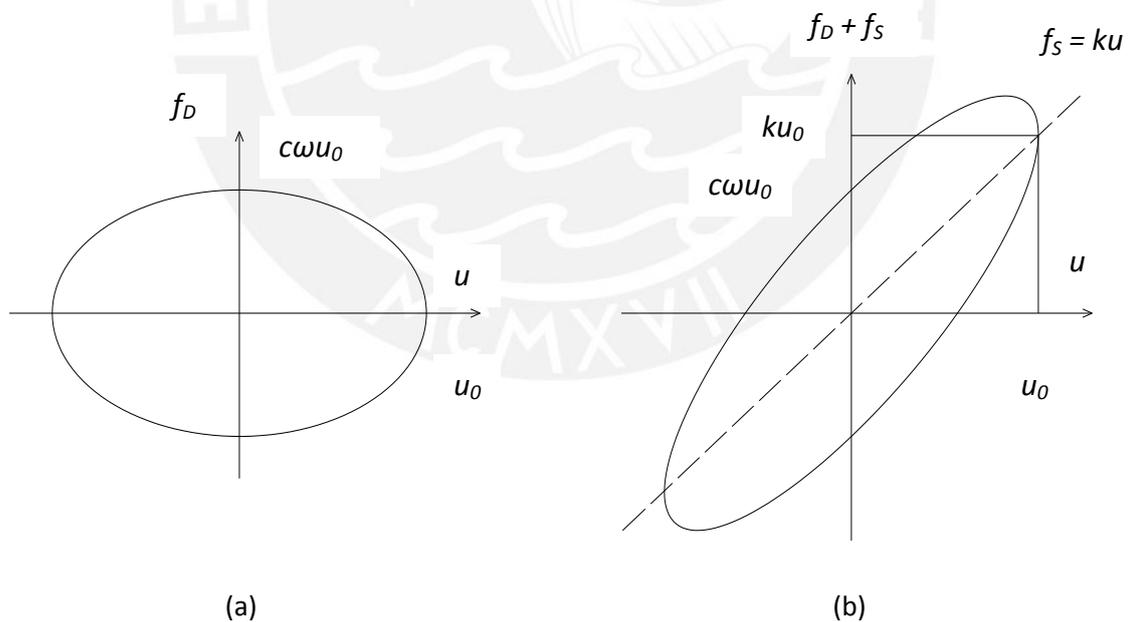


Figura 3.1 Lazos histeréticos a) amortiguador viscoso lineal; b) amortiguador viscoso y resorte en paralelo [Modificado de Chopra, 2007]

En un ciclo de vibración armónica el cambio en energía potencial (la energía de deformación del resorte) es

$$\begin{aligned}
 E_S &= \int f_S du = \int_0^{2\pi/\omega} (ku) \dot{u} dt \\
 &= \int_0^{2\pi/\omega} k[u_0 \text{sen}(\omega t - \phi)][\omega u_0 \cos(\omega t - \phi)] dt = 0
 \end{aligned} \tag{3.7}$$

Por lo tanto en la Figura 3.1.b el área encerrada por la elipse rotada sigue siendo la energía disipada por el amortiguador.

Por definición, el amortiguamiento de un sistema de un grado de libertad es la fracción del amortiguamiento crítico

$$\xi = \frac{c}{c_{cr}} = \frac{c}{2m\omega_n} \tag{3.8}$$

donde ω_n es la frecuencia natural del sistema,

$$\omega_n = \sqrt{\frac{k}{m}} \tag{3.9}$$

Reemplazando las ecuaciones (3.8) y (3.9) en (3.4), la energía disipada por el amortiguador puede expresarse como

$$E_D = \pi c \omega u_0^2 = 2\pi \xi \frac{\omega}{\omega_n} k u_0^2 \tag{3.10}$$

Puesto que la energía de deformación elástica del sistema es

$$E_{S_0} = \frac{k u_0^2}{2} \tag{3.11}$$

finalmente la energía disipada puede expresarse como

$$E_D = 4\pi \xi \frac{\omega}{\omega_n} E_{S_0} \tag{3.12}$$

La Figura 3.2a muestra ambas energías.

Una forma común de definir el amortiguamiento viscoso equivalente resulta de igualar la energía disipada en un ciclo de vibración de la estructura real con la energía disipada de un sistema viscoso equivalente. Por ejemplo, es posible determinar la

relación fuerza-desplazamiento de una estructura real en estudio en un experimento bajo cargas cíclicas y con desplazamiento máximo u_0 . En la Figura 3.2b se muestra una forma hipotética de dicha relación. La energía disipada en la estructura en estudio es el área E_D encerrada por el lazo histerético de forma arbitraria.

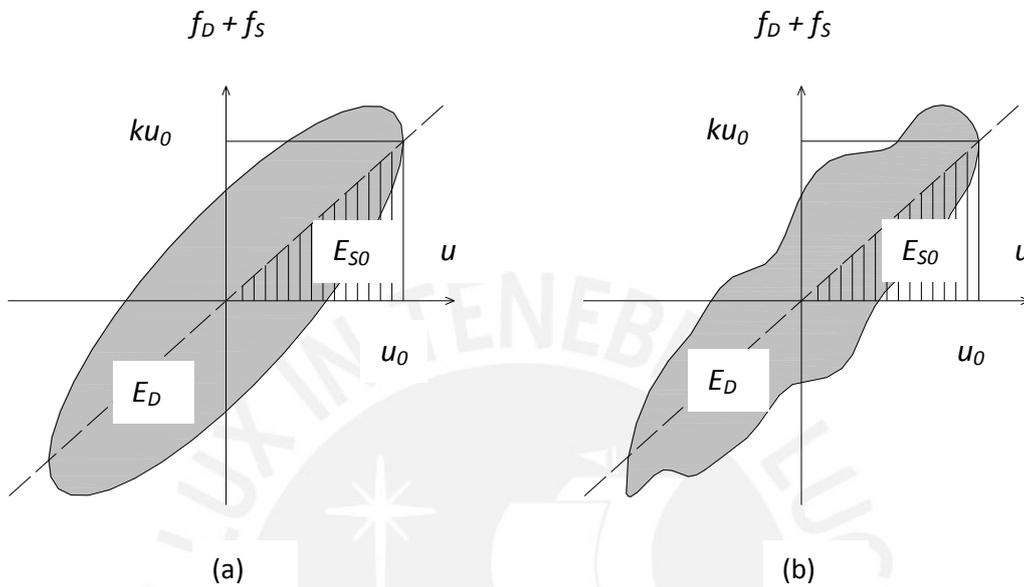


Figura 3.2 a) Energía disipada en un amortiguador viscoso lineal y energía de deformación elástica; b) Energía disipada en un ciclo de vibración en un experimento [Modificado de Chopra, 2007]

Al igualar la energía disipada de la estructura en estudio (Figura 3.2b) con la energía disipada de un sistema con amortiguamiento viscoso lineal (Ecuación 3.12), se obtiene el amortiguamiento equivalente del sistema:

$$E_D = 4\pi \xi_{eq} \frac{\omega}{\omega_n} E_{S_0} \Rightarrow \xi_{eq} = \frac{1}{4\pi} \frac{\omega_n}{\omega} \frac{E_D}{E_{S_0}} \quad (3.13)$$

Si el experimento tiende a la curva fuerza-deformación de la Figura 3.2b, entonces $\omega = \omega_n$ y la ecuación (3.13) se simplifica

$$\xi_{eq} = \frac{1}{4\pi} \frac{E_D}{E_{S_0}} \quad (3.14)$$

Está ampliamente aceptado que este procedimiento puede extenderse para modelar el amortiguamiento en sistemas con varios grados de libertad. Para cada modo de vibración natural del sistema se determina un amortiguamiento viscoso equivalente de tal manera que la energía disipada por amortiguamiento viscoso equivale a la energía

real disipada en el sistema cuando éste vibra en dicho modo en su frecuencia natural [Chopra, 2007].

3.3 Amortiguamiento clásico

Al reemplazar la ecuación (2.7) en (2.6) y premultiplicando todos los términos por Φ^T se obtiene

$$\begin{aligned} & \Phi^T \mathbf{M} \Phi \ddot{\mathbf{q}}(t) + \Phi^T \mathbf{C} \Phi \dot{\mathbf{q}}(t) + \Phi^T \mathbf{K} \Phi \mathbf{q}(t) \\ = & -\Phi^T \mathbf{M} \mathbf{I}_x \ddot{u}_{xg}(t) - \Phi^T \mathbf{M} \mathbf{I}_y \ddot{u}_{yg}(t) - \Phi^T \mathbf{M} \mathbf{I}_z \ddot{u}_{zg}(t) \end{aligned} \quad (3.15)$$

Debido a las condiciones de ortogonalidad de masa y rigidez, las matrices $\Phi^T \mathbf{M} \Phi$ y $\Phi^T \mathbf{K} \Phi$ son diagonales (ecuaciones 2.10a y 2.10b). La matriz $\Phi^T \mathbf{C} \Phi$ puede ser diagonal o no, esto depende de la distribución del amortiguamiento en el sistema. Si es diagonal, la ecuación (3.15) representa N ecuaciones diferenciales desacopladas (Ecuación 2.8) y se dice que el sistema tiene amortiguamiento clásico porque es posible aplicar el procedimiento de análisis modal clásico.

La matriz de amortiguamiento \mathbf{C} de la estructura no puede determinarse a partir de las dimensiones de los elementos estructurales y del amortiguamiento del material, debido a que las propiedades del amortiguamiento de los materiales no están aún claramente establecidas. Además una parte significativa de la energía disipada ocurre a través de mecanismos como la fricción en las conexiones metálicas, apertura y cierre de microfisuras en el concreto y fricción entre la estructura misma y elementos no estructurales. La matriz de amortiguamiento puede obtenerse de forma práctica a partir de la estimación de los valores de amortiguamiento modal ξ_n los cuales deberán tener en cuenta todos los mecanismos de disipación de energía.

La idealización de amortiguamiento clásico es apropiada si los mecanismos de amortiguamiento son similares en toda la estructura (mismos materiales y mismo sistema estructural). Entre los procedimientos para construir matrices con amortiguamiento clásico a partir de los valores de amortiguamiento modal se pueden mencionar:

- El amortiguamiento proporcional o amortiguamiento de Rayleigh (Figura 3.3b), en el cual se asume que la matriz de amortiguamiento es proporcional a las matrices de masa y rigidez:

$$C = a_0 M + a_1 K \tag{3.16}$$

- La superposición de matrices de amortiguamiento modal, en donde la contribución de cada modo a la matriz de amortiguamiento es proporcional al valor del amortiguamiento modal:

$$C = M \left(\sum_{n=1}^N \frac{2\xi_n \omega_n}{M_n} \phi_n \phi_n^T \right) M \tag{3.17}$$

La asunción de amortiguamiento proporcional a la masa se puede representar con un modelo con amortiguadores apoyados externamente, los cuales son físicamente imposibles para una estructura apoyada sólo en su base. Por otro lado, el amortiguamiento proporcional a la masa implica amortiguamiento modal inversamente proporcional a la frecuencia natural mientras que el amortiguamiento proporcional a la rigidez incrementará el amortiguamiento de los modos con frecuencias altas (Figura 3.3a).

Estas variaciones de los valores de amortiguamiento modal en función de la frecuencia natural no son consistentes con los datos experimentales, los cuales indican valores similares del amortiguamiento para varios modos de vibración de una estructura.

Wilson señala que el amortiguamiento lineal modal vulnera el equilibrio dinámico y las leyes fundamentales de la física puesto que se introducen cargas externas que actúan sobre el nivel de base de la estructura y que no tienen justificación física.

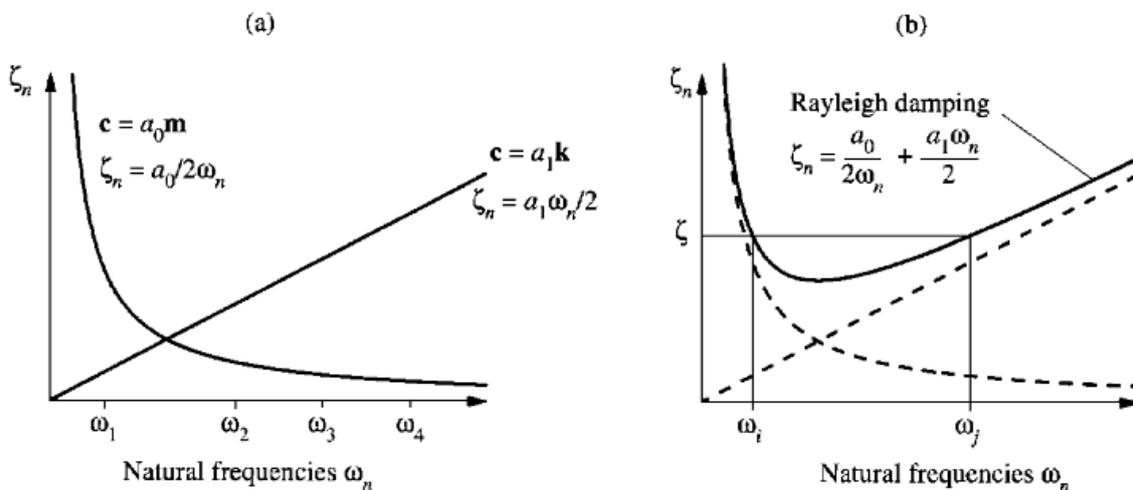


Figura 3.3 a) Amortiguamiento proporcional a la masa y amortiguamiento proporcional a la rigidez; b) Amortiguamiento de Rayleigh [Chopra, 2007]

Para comprobar esta aseveración, se calcularon en ETABS las reacciones en la base del edificio en estudio como una función del tiempo usando dos métodos:

- Se calcularon las fuerzas de inercia en cada nivel del edificio en una dirección determinada multiplicando la aceleración absoluta en esa dirección por la masa del piso. El cortante en la base debe ser igual a la suma de las fuerzas de inercia de todos los pisos.
- Se calcularon las fuerzas cortantes en el tiempo en los puntos extremos de las columnas del primer nivel que hacen equilibrio con las reacciones en los apoyos. La reacción en la base es la suma de las fuerzas cortantes en todas las columnas del primer nivel.

Los resultados obtenidos para una de las señales de sismos peruanos se muestran en la siguiente tabla:

Amortiguamiento Modal %	Suma de Fuerzas de Inercia		Suma de Cortantes de Columnas		Error %
	Cortante Basal Máx. (ton)	t (s)	Cortante Basal Máx. (ton)	t (s)	
0	2378.2	23.36	2378.7	23.36	0.02
2	704.3	18.62	707.7	18.64	0.48
5	-516.5	5.94	-498.7	5.96	-3.45
10	-425.1	5.94	-403.6	5.96	-5.06
20	390.3	5.50	317.2	5.54	-18.73

Tabla 3.1 Comparación de cortante basal para la Señal C7005N08 en la dirección X

Si el amortiguamiento es cero, las reacciones obtenidas por ambos métodos son idénticas. Sin embargo, conforme se incrementa el amortiguamiento modal las diferencias se vuelven más significativas.

Estos resultados indican que las fuerzas externas de amortiguamiento existen sólo en el modelo matemático de la estructura. Por lo tanto, para el amortiguamiento modal usual de 5% que se asume en las estructuras civiles, los métodos que emplean amortiguamiento proporcional para generar amortiguamiento clásico introducen un pequeño error en el análisis de estructuras [Wilson, 2004].

Capítulo 4

Respuesta de estructuras con disipadores de fluido viscoso

4.1 Ecuaciones de movimiento de una estructura con disipadores

Sea la siguiente estructura de varios grados de libertad, con las masas de cada nivel concentradas en los pisos y con un sistema de disipadores incorporado a la estructura principal mediante arriostres metálicos (Figura 4.1). La rigidez axial de los arriostres es usualmente bastante mayor que la del disipador, de esta forma la deformación del sistema de amortiguamiento es básicamente la deformación del dispositivo. Luego, los arriostres pueden ser asumidos como elementos con rigidez infinita.

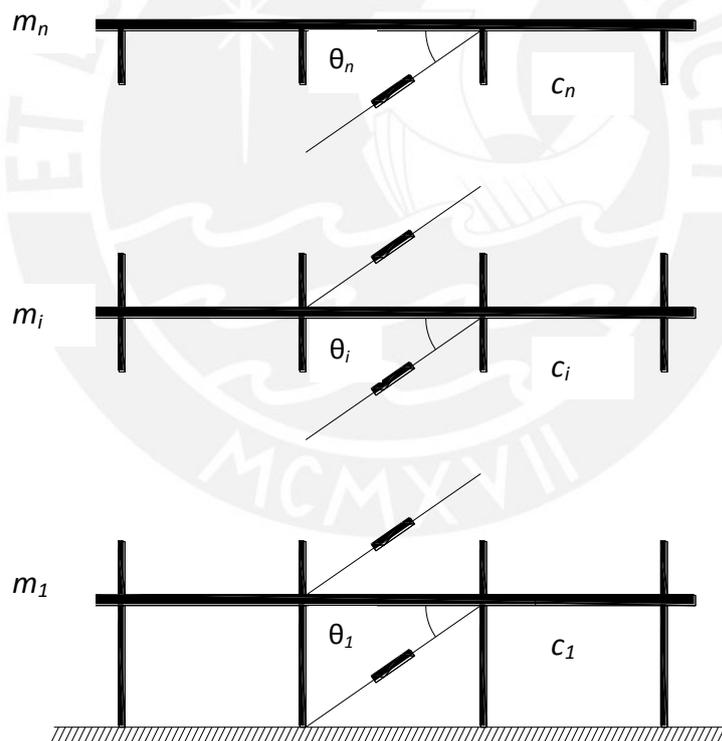


Figura 4.1 Sistema de varios grados de libertad con disipadores
[Modificado de Cheng et al., 2008]

Asumiendo comportamiento elástico lineal y aplicando equilibrio dinámico al techo de cada nivel de la estructura se obtienen las siguientes ecuaciones de movimiento (4.1a), (4.1b) y (4.1c) debidas a la aceleración del suelo \ddot{u}_g para el último nivel n , los niveles intermedios i y el primer nivel respectivamente:

$$m_n \ddot{u}_n + c_n (\dot{u}_n - \dot{u}_{n-1}) + k_n (u_n - u_{n-1}) + f_{Dn} \cos \theta_n = -m_n \ddot{u}_g \quad (4.1a)$$

$$m_i \ddot{u}_i + c_i (\dot{u}_i - \dot{u}_{i-1}) - c_{i+1} (\dot{u}_{i+1} - \dot{u}_i) + k_i (u_i - u_{i-1}) - k_{i+1} (u_{i+1} - u_i) + f_{Di} \cos \theta_i - f_{Di+1} \cos \theta_{i+1} = -m_i \ddot{u}_g \quad (4.1b)$$

$$m_1 \ddot{u}_1 + c_1 \dot{u}_1 - c_2 (\dot{u}_2 - \dot{u}_1) + k_1 u_1 - k_2 (u_2 - u_1) + f_{D1} \cos \theta_1 - f_{D2} \cos \theta_2 = -m_1 \ddot{u}_g \quad (4.1c)$$

donde m_i es la masa del nivel i , c_i es el coeficiente de amortiguamiento estructural del nivel i , k_i es la rigidez lateral del nivel i , f_{Di} es la fuerza axial de los disipadores del nivel i y θ_i es el ángulo entre la fuerza axial y la componente horizontal de los disipadores del nivel i .

Las ecuaciones (4.1a), (4.1b) y (4.1c) pueden ser expresadas en notación matricial de la forma

$$[M]\{\ddot{u}\} + [C]\{\dot{u}\} + [K]\{u\} + [D]\{1\} = -\ddot{u}_g [M]\{1\} \quad (4.2)$$

donde $[M]$ es la matriz de masas concentradas, $[C]$ es la matriz de amortiguamiento estructural, $[K]$ es la matriz de rigidez lateral, $[D]$ es la matriz de las fuerzas de los disipadores y $\{1\}$ es un vector unitario de orden n . La ecuación (4.2) contiene n ecuaciones diferenciales que gobiernan los desplazamientos relativos u_i respecto del suelo del sistema de varios grados de libertad sometido a la aceleración del suelo \ddot{u}_g .

Los términos de esta ecuación son

$$[M]\{\ddot{u}\} = \begin{bmatrix} m_1 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ & m_2 & & & \\ & & \ddots & & \\ & & & m_i & \dots & 0 & 0 \\ & \text{sim.} & & & \ddots & m_{n-1} & 0 \\ & & & & & & m_n \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \ddot{u}_1 \\ \ddot{u}_2 \\ \vdots \\ \ddot{u}_i \\ \vdots \\ \ddot{u}_{n-1} \\ \ddot{u}_n \end{Bmatrix} \quad (4.2a)$$

$$[C]\{\dot{u}\} = \begin{bmatrix} c_1 + c_2 & -c_2 & & 0 & & 0 & 0 \\ & c_2 + c_3 & & 0 & & 0 & 0 \\ & & \ddots & \vdots & & & \\ & & & c_i + c_{i+1} & \dots & 0 & 0 \\ & \text{sim.} & & & \ddots & c_{n-1} + c_n & -c_n \\ & & & & & & c_n \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \dot{u}_1 \\ \dot{u}_2 \\ \vdots \\ \dot{u}_i \\ \vdots \\ \dot{u}_{n-1} \\ \dot{u}_n \end{Bmatrix} \quad (4.2b)$$

$$[K]\{u\} = \begin{bmatrix} k_1 + k_2 & -k_2 & 0 & 0 & 0 \\ & k_2 + k_3 & 0 & 0 & 0 \\ & & \ddots & \vdots & \\ & & & k_i + k_{i+1} & \dots & 0 & 0 \\ & \text{sim.} & & & \ddots & k_{n-1} + k_n & -k_n \\ & & & & & & k_n \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} u_1 \\ u_2 \\ \vdots \\ u_i \\ \vdots \\ u_{n-1} \\ u_n \end{Bmatrix} \quad (4.2c)$$

$$[D] = \begin{bmatrix} f_{D1} \cos \theta_1 & -f_{D2} \cos \theta_2 & 0 & 0 & 0 \\ & f_{D2} \cos \theta_2 & 0 & 0 & 0 \\ & & \ddots & \vdots & \\ & & & f_{Di} \cos \theta_i & \dots & 0 & 0 \\ & \text{sim.} & & & \ddots & f_{Dn-1} \cos \theta_{n-1} & -f_{Dn} \cos \theta_n \\ & & & & & & f_{Dn} \cos \theta_n \end{bmatrix} \quad (4.2d)$$

La ecuación (4.2) corresponde a una estructura ideal simétrica con traslación en una sola dirección debido a la aceleración del suelo. En tal estructura simétrica, los modos de vibración están desacoplados y no hay efectos de torsión debidos a plantas irregulares o discontinuidades verticales.

4.2 Balance energético y métodos de análisis

En términos de energía, el efecto de un sismo en una estructura con disipadores puede ser descrito con la siguiente ecuación [Uang and Bertero, 1988]:

$$E_I = E_k + E_s + E_h + E_d \quad (4.3)$$

donde E_I es la energía absoluta que ingresa al sistema estructural debida a la aceleración del suelo, E_k es la energía cinética absoluta, E_s es la energía de deformación elástica que puede ser almacenada en el sistema, E_h es la energía histerética no recuperable debida a deformaciones inelásticas de la estructura y E_d es la energía disipada por amortiguamiento estructural propio y por los dispositivos adicionales. El lado izquierdo de la ecuación (4.3) representa la demanda de energía por parte del sismo y es el trabajo realizado por la fuerza cortante basal debido a los desplazamientos del suelo. El lado derecho de la ecuación (4.3) representa la energía que el sistema estructural es capaz de absorber o disipar.

En el diseño sismorresistente convencional se espera que gran parte de la energía sísmica sea disipada a través de deformaciones inelásticas de la estructura, lo cual significa daño estructural. Al añadir un sistema de disipación de energía a una

edificación, los dispositivos reducirán la demanda de disipación de energía sobre los elementos estructurales, protegiendo de esa forma a la estructura principal.

En un evento sísmico severo el sistema sismorresistente y el sistema de amortiguadores disiparán ambos energía, lo cual puede llevar a que algunos elementos del sistema sismorresistente tengan un comportamiento histerético. Si además el sistema de amortiguadores tiene disipadores no lineales, se tendría un comportamiento no lineal simultáneo tanto del sistema sismorresistente como del sistema de disipadores. En tal caso el único procedimiento de solución del sistema sería un análisis tiempo-historia no lineal en el cual en cada intervalo de tiempo debe realizarse un proceso iterativo convergente.

En la década de los noventa, los investigadores empezaron a regular los procedimientos de diseño y de prueba de dispositivos de amortiguamiento en los códigos (SEAONC en 1992 y FEMA en 1994). El objetivo fue el desarrollo de un método efectivo, capaz de simplificar los procedimientos de diseño y reducir el trabajo computacional para algunos tipos de estructuras amortiguadas. Este “método simplificado” asume que una estructura con disipadores y con comportamiento no lineal del sistema sismorresistente es representada por una estructura con amortiguamiento viscoso y con un sistema sismorresistente con rigidez lineal equivalente. Adicionalmente se define un amortiguamiento efectivo total cuyas componentes son el amortiguamiento inherente de la estructura, el amortiguamiento viscoso aportado por los disipadores y el amortiguamiento histerético de la estructura más allá de la fluencia. Luego, la pseudoaceleración es reducida por una función del amortiguamiento total efectivo y se emplea para calcular las respuestas máximas del sistema estructural.

La norma ASCE 7-05 incorporó los procedimientos de diseño de las normas FEMA y presentó cuatro procedimientos de diseño para estructuras con disipadores:

- 1) Análisis de respuesta espectral
- 2) Procedimiento de fuerza lateral equivalente, que es una simplificación del método anterior tomando en cuenta sólo dos modos: el fundamental y los modos residuales
- 3) Procedimiento estático no lineal o análisis pushover
- 4) Análisis tiempo-historia no lineal, que tome en cuenta el comportamiento no lineal de los disipadores y del sistema sismorresistente.

Los procedimientos no lineales pueden aplicarse al diseño de todo tipo de estructuras con disipadores. La aplicación de los procedimientos de respuesta espectral y de fuerza lateral equivalente, que fueron desarrollados en base al método simplificado, tiene limitaciones que están señaladas en la norma ASCE 7-05.

En el presente trabajo no se aplicará en rigor ninguno de los métodos de la norma ASCE 7-05, no obstante, se emplearán las expresiones para calcular el amortiguamiento efectivo modal en estructuras de varios grados de libertad presentadas en esta norma y en la norma FEMA-356 [4.5]. Los análisis que se realizarán en la estructura con disipadores serán: 1) Análisis de respuesta espectral empleando el espectro de la norma peruana sismorresistente E.030, el cual será reducido con un factor de ajuste y 2) Análisis tiempo-historia lineal y no lineal empleando las señales de sismos peruanos escaladas por un factor de 0.4g.

4.3 Sistemas con amortiguamiento no clásico

La idealización de amortiguamiento clásico es apropiada si los mecanismos de amortiguamiento son similares en toda la estructura. Sin embargo en una edificación con disipadores de energía habrán determinados grados de libertad del sistema estructural con mayores niveles de amortiguamiento y por consiguiente, sería difícil justificar la asunción de amortiguamiento clásico.

El manual de referencia de ETABS indica que en un análisis de respuesta espectral o de tiempo-historia lineal el programa convierte el amortiguamiento de los elementos Link en amortiguamiento modal mediante el procedimiento de amortiguamiento proporcional, es decir, se ignoran los términos acoplados de la matriz $\Phi^T C \Phi$ (los términos fuera de la diagonal). A continuación estos valores de amortiguamiento modal son agregados al amortiguamiento modal inherente de la estructura especificado al inicio. De esta forma se obtienen los valores de amortiguamiento modal total los cuales estarían tomando en cuenta todos los mecanismos de disipación de energía presentes en la estructura.

Sin embargo, los términos acoplados de la matriz de amortiguamiento de los elementos Link pueden ser significativos. Un análisis lineal con disipadores lineales en un modelo en ETABS puede subestimar o sobreestimar la cantidad de amortiguamiento real presente en la estructura con los dispositivos. Tal análisis lineal sólo puede considerarse como una aproximación de la solución [CSI, 2009].

La solución exacta de un sistema estructural con amortiguadores viscosos lineales (una estructura con amortiguamiento no clásico) implica el cálculo de eigenvectores y eigenvalores con números complejos y un gran esfuerzo computacional. "Debido a que la naturaleza básica de la disipación de energía no está claramente definida en las estructuras reales y el amortiguamiento viscoso es usualmente empleado para aproximar el comportamiento no lineal, este aumento en esfuerzo computacional no se justifica dado que no se está resolviendo el problema real" [Wilson, 2004].

Una alternativa más eficiente para resolver este problema consiste en separar la matriz de amortiguamiento en una componente proporcional, la cual puede desacoplarse mediante la transformación en coordenadas modales, y otra componente no proporcional con los términos acoplados de la matriz de amortiguamiento. Esta segunda componente se moverá al lado derecho de la ecuación de movimiento donde sus efectos se considerarán como pseudofuerzas que actúan en la estructura.

4.4 Análisis tiempo-historia no lineal

Para el caso del edificio en estudio, la ecuación de movimiento con un sistema de disipadores tendrá la siguiente forma general:

$$M\ddot{u}(t) + C\dot{u}(t) + Ku(t) + R_D(t) = R(t) \quad (4.4)$$

que es similar a la ecuación (2.6) con un término adicional $R_D(t)$ que es el vector con las fuerzas globales debidas al sistema de disipadores y debe ser calculado por iteración en cada intervalo de tiempo Δt . $R(t)$ es el vector con las fuerzas debidas a las aceleraciones del suelo y corresponde a todo el lado derecho de la ecuación (2.6). La matriz de rigidez elástica K no incluye la rigidez de los disipadores y de los arriostres de montaje.

El análisis de sistemas estructurales con disipadores lineales y no lineales en el programa ETABS puede realizarse empleando el método denominado *Fast Nonlinear Analysis* desarrollado por Ibrahimbegovic y Wilson en 1989. Este método se aplica a sistemas lineales elásticos con un número limitado de elementos no lineales predefinidos mediante los elementos Link.

Previendo el caso de que el modelo estructural sea inestable sin los elementos no lineales, se define una rigidez efectiva lineal para cada grado de libertad de los

elementos Link. Se denominará \mathbf{K}_e a la matriz de rigidez efectiva de los elementos no lineales con valores arbitrarios y de esta forma estas fuerzas efectivas serán añadidas en ambos lados de la ecuación (4.4):

$$\mathbf{M}\ddot{\mathbf{u}}(t) + \mathbf{C}\dot{\mathbf{u}}(t) + (\mathbf{K} + \mathbf{K}_e)\mathbf{u}(t) = \mathbf{R}(t) - \mathbf{R}_D(t) + \mathbf{K}_e\mathbf{u}(t) \quad (4.5)$$

En la ecuación (4.4) la matriz \mathbf{C} representa el amortiguamiento propio de la estructura y el vector $\mathbf{R}_D(t)$ representa las fuerzas asociadas con los disipadores que aportan amortiguamiento adicional al sistema. Al trasladar el término $\mathbf{R}_D(t)$ al lado derecho de la ecuación (4.5) se le está considerando como fuerza externa. De esta forma teniendo en cuenta sólo el amortiguamiento estructural inherente y asumiendo amortiguamiento clásico, el lado izquierdo de la ecuación (4.5) podrá transformarse mediante la técnica de separación de variables (Ecuación 2.7) en un conjunto de ecuaciones modales desacopladas.

Luego, la ecuación de equilibrio dinámico con los elementos no lineales puede escribirse de esta manera

$$\mathbf{M}\ddot{\mathbf{u}}(t) + \mathbf{C}\dot{\mathbf{u}}(t) + \bar{\mathbf{K}}\mathbf{u}(t) = \bar{\mathbf{R}}(t) \quad (4.6)$$

donde la matriz de rigidez elástica total $\bar{\mathbf{K}} = \mathbf{K} + \mathbf{K}_e$ es conocida y la fuerza externa efectiva $\bar{\mathbf{R}}(t) = \mathbf{R}(t) - \mathbf{R}_D(t) + \mathbf{K}_e\mathbf{u}(t)$ debe ser evaluada mediante iteración.

El análisis modal será realizado empleando la matriz de rigidez total $\bar{\mathbf{K}}$ y la matriz de masa \mathbf{M} con las siguientes consideraciones:

- La masa y los momentos de inercia de masa deben de tener valores en todos los grados de libertad no lineales.
- Los modos deben ser determinados empleando el método de los vectores de Ritz a menos que todos los posibles modos estructurales puedan ser hallados mediante el análisis con eigenvectores.
- Deben incluirse vectores iniciales de carga para cada grado de libertad no lineal en todos los elementos Link.
- Se debe especificar un número suficiente de vectores de Ritz para poder capturar los modos asociados con estos vectores iniciales de carga en los elementos no lineales.

Las ecuaciones modales tendrán la siguiente forma:

$$\ddot{q}_n(t) + 2\xi_n\omega_n \dot{q}_n(t) + \omega_n^2 q_n(t) = \bar{f}_n(t) \quad (4.7)$$

donde $\bar{f}_n(t)$ representa la carga modal y para los elementos no lineales es una función de las otras respuestas modales en el mismo instante de tiempo. Por consiguiente, las ecuaciones modales deben ser integradas simultáneamente y será necesario iterar para obtener el equilibrio de todas las ecuaciones modales en cada intervalo de tiempo Δt .

4.5 Amortiguamiento efectivo en estructuras con disipadores de fluido viscoso lineales

La norma ASCE 7-05 establece que el amortiguamiento efectivo de una estructura con disipadores consiste en tres partes: (1) amortiguamiento estructural o inherente, ξ_I , debido a la disipación de energía de los elementos estructurales antes del desplazamiento de fluencia del sistema sismorresistente; (2) amortiguamiento viscoso, ξ_V , debido a la disipación de energía de los dispositivos añadidos al sistema estructural antes del desplazamiento de fluencia del sistema sismorresistente; y (3) amortiguamiento histerético, ξ_H , debido al comportamiento histerético del sistema sismorresistente y de los disipadores más allá del punto de fluencia de la estructura.

En el caso particular de un análisis lineal elástico, el amortiguamiento efectivo del modo de vibración m de la estructura es

$$\xi_m = \xi_I + \xi_{Vm} \quad (4.8)$$

Considerando que la ecuación (3.14) fue deducida para un sistema de un solo grado de libertad, la norma ASCE 7-05 presenta las siguientes ecuaciones para definir el amortiguamiento viscoso del modo m -ésimo de una estructura de varios grados de libertad

$$\xi_{Vm} = \frac{\sum_j W_{mj}}{4\pi W_m} \quad (4.9)$$

$$W_m = \frac{1}{2} \sum_i F_{im} \delta_{im} \quad (4.10)$$

donde

W_{mj} es el trabajo realizado por el j -ésimo disipador en un ciclo completo de respuesta dinámica correspondiente al modo m de vibración de la estructura en la dirección de interés debido al desplazamiento modal δ_{im} ,

W_m es la energía de deformación elástica máxima del modo m de vibración de la estructura en la dirección de interés debido al desplazamiento modal δ_{im} ,

F_{im} es la fuerza inercial del modo m -ésimo en el nivel i y

δ_{im} es el desplazamiento del techo del nivel i correspondiente al modo m de vibración de la estructura en la dirección considerada.

La norma FEMA-356 que regula el reforzamiento de edificios existentes con disipadores permite aplicar las ecuaciones (4.9) y (4.10) con una simplificación adicional para el caso de un procedimiento lineal estático de análisis. Esta simplificación toma en cuenta solamente el modo fundamental de la dirección de interés para la determinación del amortiguamiento viscoso debido a los disipadores lineales añadidos a la estructura.

De esta manera las ecuaciones (4.9) y (4.10) quedan expresadas refiriéndose solamente al modo fundamental ($m = 1$)

$$\xi_v = \frac{\sum_j W_j}{4\pi W} \quad (4.11)$$

$$W = \frac{1}{2} \sum_i F_i \delta_i \quad (4.12)$$

Esta simplificación es posible debido a que la evidencia experimental ha mostrado que si el amortiguamiento de una estructura se incrementa, la respuesta estructural debido a los modos con frecuencias altas tiende a suprimirse y puede considerarse solamente el modo fundamental [1.3].

La energía disipada por los amortiguadores viscosos puede expresarse como

$$\sum_j W_j = \sum_j \pi c_j x_j^2 \omega = \sum_j \pi c_j x_j^2 \omega_1 = \frac{2\pi^2}{T_1} \sum_j c_j x_j^2 \quad (4.13)$$

donde c_j es el coeficiente de amortiguamiento del j-ésimo disipador, x_j es el desplazamiento axial relativo entre los extremos del dispositivo, ω_1 es la frecuencia natural del primer modo y T_1 es el periodo fundamental de vibración de la estructura en la dirección de análisis. Además

$$x_j = A \phi_{rj} \cos \theta_j \quad (4.14)$$

donde A es el desplazamiento de la azotea, ϕ_{rj} es el desplazamiento horizontal relativo correspondiente a la forma del primer modo del disipador j-ésimo y θ_j es su inclinación.

Luego, reemplazando (4.14) en (4.13) se obtiene

$$\sum_j W_j = \frac{2\pi^2}{T_1} A^2 \sum_j c_j \phi_{rj}^2 \cos^2 \theta_j \quad (4.15)$$

La energía de deformación elástica de la estructura puede expresarse de la siguiente forma

$$\begin{aligned} W &= \frac{1}{2} A^2 \Phi_1^T [K] \Phi_1 = \frac{1}{2} A^2 \Phi_1^T \omega_1^2 [M] \Phi_1 \\ &= \frac{1}{2} A^2 \sum_i \omega_1^2 m_i \phi_i^2 = \frac{2\pi^2}{T_1^2} A^2 \sum_i m_i \phi_i^2 \end{aligned} \quad (4.16)$$

donde Φ_1 es la forma del primer modo y ϕ_i es el desplazamiento del primer modo en el nivel i-ésimo. Reemplazando las ecuaciones (4.15) y (4.16) en (4.11) se obtiene que el amortiguamiento viscoso debido a los disipadores lineales añadidos a la estructura es

$$\xi_V = \frac{\frac{2\pi^2}{T_1} A^2 \sum_j c_j \phi_{rj}^2 \cos^2 \theta_j}{4\pi \frac{2\pi^2}{T_1^2} A^2 \sum_i m_i \phi_i^2} = \frac{T_1 \sum_j c_j \phi_{rj}^2 \cos^2 \theta_j}{4\pi \sum_i m_i \phi_i^2} \quad (4.17)$$

Por lo tanto el amortiguamiento efectivo de una estructura con disipadores lineales que cumple los requisitos señalados por la norma FEMA-356 es

$$\xi_{ef} = \xi_I + \xi_V = \xi_I + \frac{T_1 \sum_j c_j \phi_{rj}^2 \cos^2 \theta_j}{4\pi \sum_i m_i \phi_i^2} \quad (4.18)$$

4.6 Amortiguamiento efectivo en estructuras con disipadores de fluido viscoso no lineales

La fuerza f_D de un disipador viscoso no lineal es

$$f_D = c|\dot{u}|^\alpha \operatorname{sgn}(\dot{u}) \quad (4.19)$$

La energía disipada por el amortiguador no lineal en un ciclo de vibración armónica $u = u_0 \sin \omega t$ es

$$\begin{aligned} E_D &= \int f_D du = \int_0^{2\pi/\omega} (c|\dot{u}|^\alpha \operatorname{sgn}(\dot{u})) \dot{u} dt = \int_0^{2\pi/\omega} c|\dot{u}|^{\alpha+1} dt \\ &= c \int_0^{2\pi/\omega} |\omega u_0 \cos(\omega t)|^{1+\alpha} dt = c\omega^\alpha u_0^{1+\alpha} \lambda \end{aligned} \quad (4.20)$$

donde el parámetro λ está relacionado con la función gamma, $\Gamma(\alpha)$

$$\lambda = 2^{2+\alpha} \frac{\Gamma^2\left(1 + \frac{\alpha}{2}\right)}{\Gamma(2 + \alpha)} \quad (4.21)$$

Reemplazando (4.20) y (3.11) en (3.14), el amortiguamiento equivalente de un sistema de un grado de libertad con un disipador no lineal es

$$\xi_{eq} = \frac{c\lambda}{2\pi u_0^{1-\alpha} \omega^{2-\alpha} m} \quad (4.22)$$

Luego, el amortiguamiento de un disipador no lineal es inversamente proporcional a la amplitud del desplazamiento u_0 .

Considerando un sistema de varios grados de libertad, se aplicará la ecuación (4.11) para determinar el amortiguamiento viscoso debido a los disipadores no lineales añadidos a la estructura tomando en cuenta sólo el modo fundamental.

Teniendo en cuenta las ecuaciones (4.20) y (4.14), la energía disipada por los amortiguadores no lineales puede expresarse como

$$\begin{aligned} \sum_j W_j &= \sum_j c_j \omega^\alpha x_j^{1+\alpha} \lambda_j = \sum_j c_j \omega_1^\alpha (A \phi_{rj} \cos \theta_j)^{1+\alpha} \lambda_j \\ &= \omega_1^\alpha A^{1+\alpha} \sum_j c_j (\phi_{rj} \cos \theta_j)^{1+\alpha} \lambda_j \end{aligned} \quad (4.23)$$

Reemplazando (4.23) y (4.16) en (4.11) se obtiene el amortiguamiento viscoso debido a los disipadores no lineales

$$\xi_V = \frac{\omega_1^\alpha A^{1+\alpha} \sum_j c_j (\phi_{rj} \cos \theta_j)^{1+\alpha} \lambda_j}{4\pi \frac{1}{2} A^2 \omega_1^2 \sum_i m_i \phi_i^2} = \frac{\sum_j c_j (\phi_{rj} \cos \theta_j)^{1+\alpha} \lambda_j}{2\pi A^{1-\alpha} \omega_1^{2-\alpha} \sum_i m_i \phi_i^2} \quad (4.24)$$

Por lo tanto el amortiguamiento efectivo de una estructura con disipadores no lineales es

$$\xi_{ef} = \xi_I + \xi_V = \xi_I + \frac{\sum_j c_j (\phi_{rj} \cos \theta_j)^{1+\alpha} \lambda_j}{2\pi A^{1-\alpha} \omega_1^{2-\alpha} \sum_i m_i \phi_i^2} \quad (4.25)$$

4.7 Modificación del espectro de respuesta sísmica

Debido a la hipótesis de amortiguamiento clásico, un sistema elástico de N grados de libertad sometido a aceleraciones en la base puede ser expresado como un conjunto de N ecuaciones modales desacopladas. De esta forma, en cada ecuación modal (Ecuación 2.8) se puede especificar el amortiguamiento estructural inherente del n-ésimo modo ξ_n , el cual es usualmente el mismo para todos los modos de una edificación sin disipadores.

Si en el modelo estructural se colocan elementos Link con propiedades de amortiguamiento lineal, el amortiguamiento real efectivo de algunos modos será mayor que el amortiguamiento estructural inherente debido al amortiguamiento viscoso adicional especificado en el elemento Link (Ecuación 4.8).

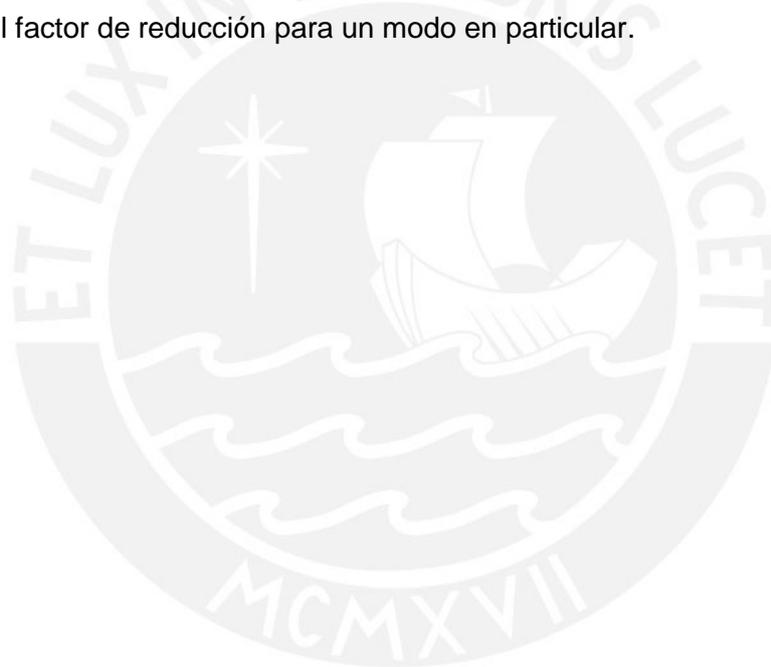
En el caso de un análisis de respuesta espectral, toda función espectral corresponde a un valor determinado de amortiguamiento (para el espectro de la Norma E.030 se estimó un amortiguamiento estructural de 5%). Luego, para los modos que tienen un amortiguamiento efectivo mayor debido a la adición de amortiguamiento viscoso, la respuesta espectral debe ser reducida por un factor de ajuste, el cual fue determinado por Newmark y Hall en la monografía *Earthquake Spectra and Design* (1982).

El programa ETABS emplea la fórmula correspondiente a la zona de velocidades del espectro para una probabilidad acumulada del 50% [Tabla 2, Newmark and Hall, 1982]. Esta fórmula fue deducida en base a un conjunto de 28 acelerogramas representativos de la época.

Se define el factor de reducción B con la siguiente expresión:

$$B = \frac{2.31 - 0.41 \ln \xi_I}{2.31 - 0.41 \ln \xi_{ef}} \quad (4.26)$$

donde ξ_I es el amortiguamiento estructural inherente y ξ_{ef} es el amortiguamiento efectivo total. Por consiguiente, para obtener la respuesta espectral correspondiente al nivel efectivo de amortiguamiento, la respuesta obtenida del espectro original debe ser dividida por el factor de reducción para un modo en particular.



Capítulo 5

Análisis de la edificación con sistema de protección sísmica

5.1 Consideraciones de análisis y deriva objetivo

La Norma ASCE 7-05 indica, en el caso de los procedimientos de respuesta espectral y de fuerza lateral equivalente, que el sistema de amortiguadores de la estructura debe tener al menos dos dispositivos por piso en cada dirección de análisis y que deben estar distribuidos de forma que haya resistencia a la torsión. Se tendrá en cuenta esta indicación en la disposición de los disipadores en la estructura en estudio y se colocarán en las fachadas de la edificación en ambas direcciones, lo cual también resulta usualmente conveniente por motivos arquitectónicos.

Se realizará el análisis del edificio en estudio con tres disposiciones de los disipadores: en diagonal, doble diagonal y chevron (Figura 5.1).

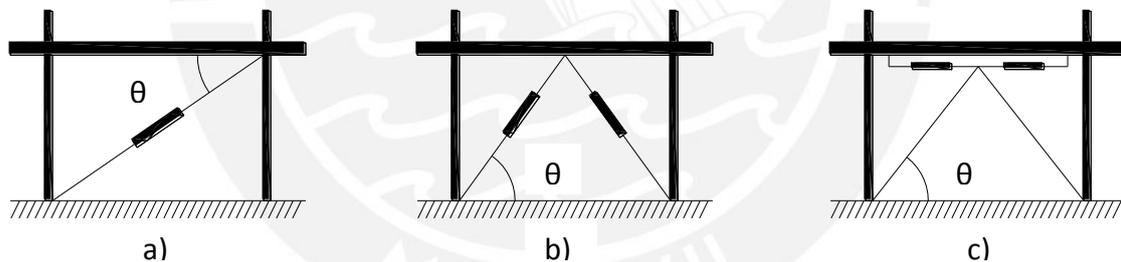


Figura 5.1 Disposiciones de disipadores: a) diagonal, b) doble diagonal y c) chevron

El factor de reducción B de respuesta espectral puede expresarse de la forma

$$B = \frac{\Delta_{m\acute{a}x}}{\Delta_{obj}} \quad (5.1)$$

donde $\Delta_{m\acute{a}x}$ es la deriva espectral máxima obtenida en la estructura sin disipadores y Δ_{obj} es la deriva objetivo que se desea alcanzar con la adición de los disipadores a la estructura.

Para estimar la deriva objetivo podrían usarse por ejemplo valores obtenidos de las curvas de fragilidad del Manual HAZUS [FEMA, 2003]. Las curvas de fragilidad brindan una estimación de la probabilidad de que edificaciones del mismo tipo estructural alcancen diferentes estados de daño para determinados niveles de respuesta sísmica. El Capítulo 5 del Manual HAZUS muestra tablas en las cuales el nivel de daño estructural es relacionado con valores máximos de derivas las cuales dependen del tipo estructural y del nivel de diseño sísmico considerado.

En el caso de este edificio ideal en estudio se tomará una deriva objetivo de 7.0 ‰ a fin de satisfacer el desplazamiento lateral permisible de la Norma E.030. Luego, igualando las ecuaciones (5.1) y (4.26) se puede obtener el amortiguamiento efectivo total necesario para alcanzar la deriva objetivo deseada en cada dirección de análisis

$$B = \frac{\Delta_{m\acute{a}x}}{\Delta_{obj}} = \frac{2.31 - 0.41 \ln \xi_I}{2.31 - 0.41 \ln \xi_{ef}} \quad (5.2)$$

Empleando el valor de la deriva espectral máxima en cada dirección se calculará el factor de reducción B y el amortiguamiento efectivo ξ_{ef} correspondiente; estos valores serán los mismos para las tres disposiciones de disipadores (diagonal, doble diagonal o chevron). Los resultados se muestran en la siguiente tabla:

	XX (dirección larga)	YY (dirección corta)
$\Delta_{m\acute{a}x}$	9.06‰	10.49‰
Δ_{obj}	7.00‰	7.00‰
B	1.29	1.50
ξ_I	5.0%	5.0%
ξ_{ef}	12.5%	19.1%

Tabla 5.1 Determinación del amortiguamiento efectivo

5.2 Respuesta de la edificación con disipadores de fluido viscoso lineales

5.2.1 Propiedades de los disipadores

Para definir los elementos Link en ETABS deben determinarse las siguientes propiedades de los disipadores lineales: el coeficiente de amortiguamiento y la rigidez del disipador.

El coeficiente de amortiguamiento de los disipadores puede dimensionarse a partir del valor de amortiguamiento efectivo total determinado con la ecuación (5.2). Asumiendo que todos los disipadores de la estructura tienen el mismo coeficiente de amortiguamiento y que todos los pisos tienen el mismo número de disipadores, la ecuación (4.18) puede reescribirse de la forma

$$C_{piso} = nC = (\xi_{ef} - \xi_l) \frac{4\pi \sum_i m_i \phi_i^2}{T_1 \sum_i \phi_{r_i}^2 \cos^2 \theta_i} \quad (5.3)$$

donde C_{piso} es el coeficiente de amortiguamiento acumulado de todos los disipadores en cada piso, n es el número de pisos y C es el coeficiente de amortiguamiento de cada disipador.

En un análisis lineal, el programa ETABS considera que el elemento viscoelástico actúa como un amortiguador en paralelo con un resorte con rigidez k_p (Figura 1.7). Esta rigidez debe ser cero a fin de obtener comportamiento de amortiguamiento puro.

En un análisis no lineal, ETABS considera que el elemento viscoelástico actúa como un amortiguador en serie con un resorte con rigidez k_s (Figura 1.7). Si se desea comportamiento de amortiguamiento puro en un análisis no lineal con disipadores lineales, el efecto del resorte debe hacerse despreciable incrementando su rigidez no lineal k_s . Esta rigidez debe tener una magnitud tal que el periodo característico del elemento resorte-amortiguador dado por

$$\tau = \frac{C}{k_s} \quad (5.4)$$

tenga un orden de magnitud aproximadamente de uno a dos veces menor que el intervalo en el tiempo de la señal tiempo-historia [CSI, 2009]. En la ecuación (5.4) C es el coeficiente de amortiguamiento del disipador y k_s la rigidez del resorte en el análisis no lineal.

5.2.2 Configuración Diagonal

En la estructura real los disipadores irán montados en elementos metálicos que tendrán conexión con la estructura de concreto. En el modelo en ETABS, los disipadores en diagonal y doble diagonal se representarán como elementos unidimensionales Null, sin masa, con las propiedades de los disipadores asignadas

mediante elementos Link. Un disipador montado en un arreglo diagonal transmite las fuerzas generadas en el disipador directamente a las uniones viga-columna superior e inferior (Figura 5.2). Esto ocasionará fuerzas axiales, cortantes y momentos flectores en las columnas y vigas de ambas uniones.

Se considerarán en este caso cuatro disipadores en configuración diagonal por piso en cada dirección ubicados en las fachadas de la edificación. Los disipadores en la dirección X estarán ubicados en los ejes 1 y 4 (dos disipadores en cada eje), mientras que los disipadores en la dirección Y se ubicarán en los ejes A, B, E y F (Figuras 2.2, 5.3a y 5.3b).

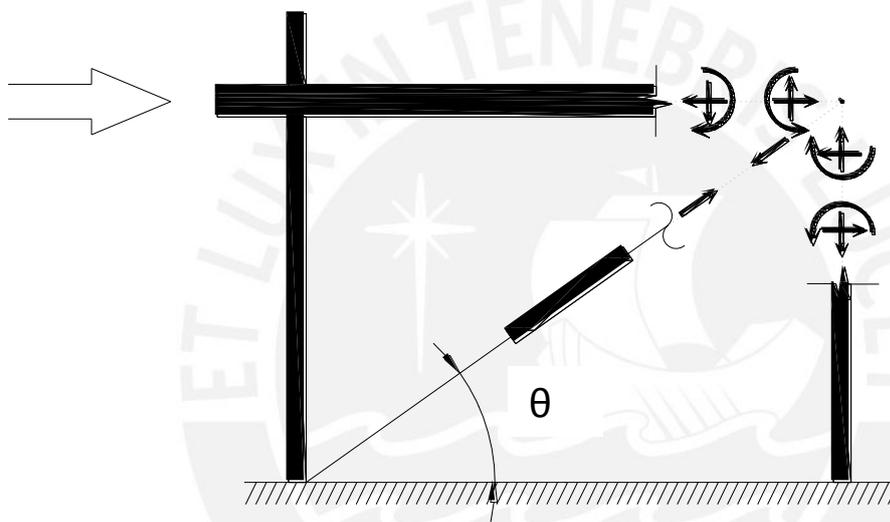


Figura 5.2 Fuerzas en la unión viga-columna con un disipador en diagonal

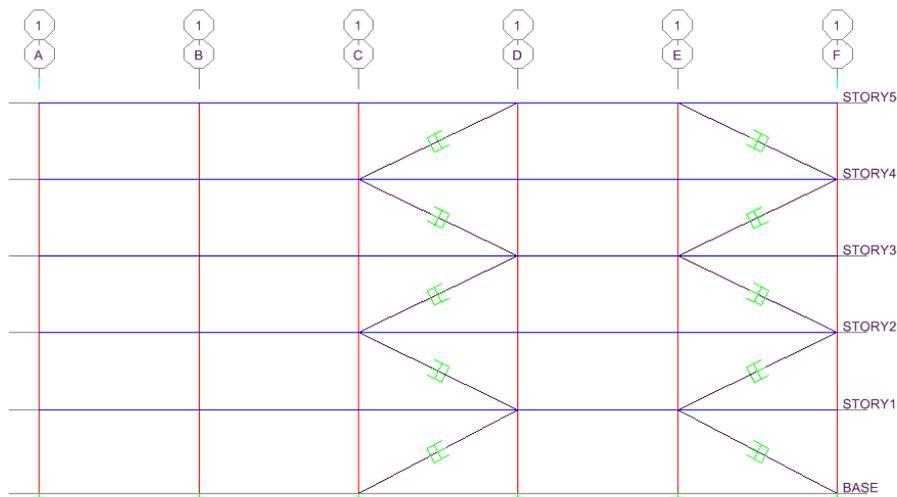


Figura 5.3a Disipadores en diagonal - Dirección X - Elevación Eje 1

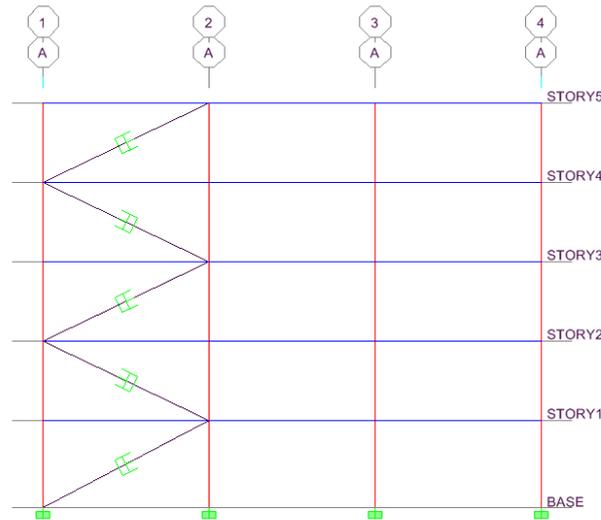


Figura 5.3b Disipadores en diagonal - Dirección Y - Elevación Eje A

5.2.2.1 Predimensionamiento

Aplicando la ecuación (5.3) con los valores de amortiguamiento efectivo total de la Tabla 5.1 se determinarán los valores de los coeficientes de amortiguamiento a fin de obtener la deriva objetivo deseada en cada dirección. Los resultados se muestran en las Tablas 5.2 y 5.3.

PISO	Masa (ton.s ² /m)	θ	$\cos \theta$	φ_i	φ_i norm	φ_{rj}	$\varphi_{rj}^2 \cos^2 \theta$	$m_i \varphi_i^2$ (ton.s ² /m)
1	43.09	25.2	0.905	-0.0230	0.240	0.240	0.0473	2.489
2	42.94	23.5	0.917	-0.0492	0.514	0.274	0.0630	11.351
3	42.94	23.5	0.917	-0.0714	0.746	0.232	0.0453	23.905
4	42.94	23.5	0.917	-0.0873	0.912	0.166	0.0232	35.737
5	35.69	23.5	0.917	-0.0957	1.000	0.088	0.0065	35.686
						Suma	0.1853	109.166

Tabla 5.2a Predimensionamiento del coeficiente de amortiguamiento - En X - Lineal - Diagonal

Periodo fundamental	T =	0.935	s
Amortiguamiento del sistema estructural	$\xi_0 =$	5.0%	
Amortiguamiento efectivo total	$\xi_{eff} =$	12.5%	
Coefficiente de amortiguamiento por piso	C piso =	593	ton.s/m
Número de disipadores por piso	n =	4	
	C	148	ton.s/m

Tabla 5.2b Predimensionamiento del coeficiente de amortiguamiento - En X - Lineal - Diagonal

PISO	Masa (ton.s ² /m)	θ	cos θ	φ _i	φ _i norm	φ _{rj}	φ _{rj} ² cos ² θ	m _i φ _i ² (ton.s ² /m)
1	43.09	25.2	0.905	0.0225	0.234	0.234	0.0448	2.357
2	42.94	23.5	0.917	0.0487	0.506	0.272	0.0624	11.006
3	42.94	23.5	0.917	0.0713	0.741	0.235	0.0464	23.591
4	42.94	23.5	0.917	0.0874	0.909	0.167	0.0236	35.447
5	35.69	23.5	0.917	0.0962	1.000	0.091	0.0070	35.686
						Suma	0.1842	108.086

Tabla 5.3a Predimensionamiento del coeficiente de amortiguamiento - En Y - Lineal - Diagonal

Periodo fundamental	T =	0.969	s
Amortiguamiento del sistema estructural	ξ _o =	5.0%	
Amortiguamiento efectivo total	ξ _{eff} =	19.1%	
Coficiente de amortiguamiento por piso	C piso =	1072	ton.s/m
Número de disipadores por piso	n =	4	
	C	268	ton.s/m

Tabla 5.3b Predimensionamiento del coeficiente de amortiguamiento - En Y - Lineal - Diagonal

Aplicando la ecuación (5.4) para el menor coeficiente de amortiguamiento hallado (en la dirección X):

$$\tau = \frac{C}{k_s} = \frac{148 \text{ ton.s/m}}{1000000 \text{ ton/m}} = 0.000148 \text{ s} \quad (5.5)$$

Luego, τ tiene aproximadamente un orden de magnitud dos veces menor que el intervalo en el tiempo de las señales tiempo-historia empleadas que es de 0.02 s y el valor de la rigidez no lineal de 1'000,000 ton/m resulta ser un valor adecuado para obtener comportamiento de amortiguamiento puro.

5.2.2.2 Análisis de respuesta espectral

Las consideraciones para efectuar el análisis lineal con disipadores lineales son las mismas que se tomaron para el análisis lineal de la estructura sin disipadores, es decir, no se consideraron grados de libertad verticales y se emplearon los modos naturales de vibración.

El amortiguamiento modal total debido a la adición de disipadores es superior al 5% especificado para la función espectral de la Norma E.030, por lo tanto la respuesta espectral debe ser dividida por el factor de reducción B (Ecuación 4.27). El programa ETABS realiza este ajuste automáticamente empleando la fórmula de Newmark y Hall.

La reducción máxima que realiza el programa es del 50%, que correspondería a un valor de $B = 2$.

Las propiedades de los disipadores lineales introducidas en el modelo fueron:

	XX (dirección larga)	YY (dirección corta)
Coeficiente de amortiguamiento C (ton.s/m)	148	268
Rigidez del disipador k (ton/m)	0	0
Parámetros de análisis	15 GDL Eigenvectores	

Tabla 5.4 Propiedades de los disipadores lineales - Diagonal - Análisis lineal

Los resultados del análisis espectral en ambas direcciones son los siguientes:

	XX (dirección larga)	YY (dirección corta)
Periodo Fundamental (s)	0.9349	0.9687
% Masa Participante	85.66%	85.31%
Desplazamiento máx. azotea (cm)	7.39 (ejes 1 y 4)	7.27 (ejes A y F)
Deriva máx. (Piso 2)	7.03‰ (ejes 1 y 4)	6.98‰ (ejes A y F)
Fuerza cortante en la base (ton)	76.6	66.0
Momento volcante (ton.m)	758 (MY)	635 (MX)
Torsor en la base (ton.m)	776	1114
Regularidad torsional (Piso 5)	1.15	1.22

Tabla 5.5 Resultados del análisis de respuesta espectral - Diagonal

5.2.2.3 Análisis tiempo-historia

Los análisis tiempo-historia que se realizarán para disipadores con exponente $\alpha = 1$ serán lineales y no lineales con el objetivo de comparar ambos resultados. Según lo expuesto anteriormente [4.3] el análisis lineal con disipadores sólo puede considerarse como solución aproximada, comparado con el más exacto análisis no lineal.

Los resultados del análisis tiempo-historia lineal con las señales de sismos peruanos y disipadores lineales se muestran en las siguientes tablas. Las propiedades de los disipadores lineales son las mismas que fueron indicadas en la Tabla 5.4.

Señal C6610N82	XX (dirección larga)	YY (dirección corta)
Desplazamiento máx. azotea (cm)	4.29 (ejes 1 y 4)	3.74 (ejes A y F)
Deriva máx. (Piso 3)	3.84‰ (ejes 1 y 4)	3.52‰ (ejes A y F)
Fuerza cortante máx. en la base (ton)	287	225
Momento volcante máx. (ton.m)	2861 (MY)	2246 (MX)
Torsor máx. en la base (ton.m)	2585	3384
Fuerza máx. disipador (ton)	19.4	31.2

Tabla 5.6a Resultados del análisis tiempo-historia lineal - Señal C6610N82 - Diagonal, $\alpha = 1$

Señal C7005N08	XX (dirección larga)	YY (dirección corta)
Desplazamiento máx. azotea (cm)	5.83 (ejes 1 y 4)	4.76 (ejes A y F)
Deriva máx. (Piso 2)	5.78‰ (ejes 1 y 4)	4.72‰ (ejes A y F)
Fuerza cortante máx. en la base (ton)	398	321
Momento volcante máx. (ton.m)	3693 (MY)	2792 (MX)
Torsor máx. en la base (ton.m)	3597	4830
Fuerza máx. disipador (ton)	19.2	30.1

Tabla 5.6b Resultados del análisis tiempo-historia lineal – Señal C7005N08 - Diagonal, $\alpha = 1$

Señal C7410N82	XX (dirección larga)	YY (dirección corta)
Desplazamiento máx. azotea (cm)	6.12 (ejes 1 y 4)	5.83 (ejes A y F)
Deriva máx. (Piso 2)	5.74‰ (ejes 1 y 4)	5.48‰ (ejes A y F)
Fuerza cortante máx. en la base (ton)	379	365
Momento volcante máx. (ton.m)	3929 (MY)	3446 (MX)
Torsor máx. en la base (ton.m)	3415	5480
Fuerza máx. disipador (ton)	19.5	33.0

Tabla 5.6c Resultados del análisis tiempo-historia lineal – Señal C7410N82 - Diagonal, $\alpha = 1$

Para realizar el análisis no lineal se especificaron las siguientes opciones en el programa ETABS:

- Se colocaron valores pequeños para la masa e inercia rotacional.
- Análisis modal con vectores de Ritz, vectores de carga iniciales y vectores para los elementos Link
- Se consideraron grados de libertad verticales.

Las propiedades de los disipadores lineales introducidas en el modelo fueron:

	XX (dirección larga)	YY (dirección corta)
Coefficiente de amortiguamiento C (ton.s/m)	148	268
Rigidez del disipador k (ton/m)	1'000,000	1'000,000
Exponente del amortiguador α	1	1
Parámetros de análisis	200 GDL Vectores de Ritz	

Tabla 5.7 Propiedades de los disipadores lineales - Diagonal - Análisis no lineal

Los resultados del análisis tiempo-historia no lineal con las señales de sismos peruanos y disipadores lineales se muestran en las siguientes tablas.

Señal C6610N82	XX (dirección larga)	YY (dirección corta)
Desplazamiento máx. azotea (cm)	4.28 (ejes 1 y 4)	3.76 (ejes A y F)
Deriva máx. (Piso 2)	3.85‰ (ejes 1 y 4)	3.58‰ (ejes A y F)
Fuerza cortante máx. en la base (ton)	293	238
Momento volcante máx. (ton.m)	2861 (MY)	2462 (MX)
Torsor máx. en la base (ton.m)	2635	3578
Fuerza máx. disipador (ton)	19.4	31.2

Tabla 5.8a Resultados del análisis tiempo-historia no lineal - Señal C6610N82 - Diagonal, $\alpha = 1$

Señal C7005N08	XX (dirección larga)	YY (dirección corta)
Desplazamiento máx. azotea (cm)	5.83 (ejes 1 y 4)	4.81 (ejes A y F)
Deriva máx. (Piso 2)	5.81‰ (ejes 1 y 4)	4.80‰ (ejes A y F)
Fuerza cortante máx. en la base (ton)	405	339
Momento volcante máx. (ton.m)	3944 (MY)	3288 (MX)
Torsor máx. en la base (ton.m)	3669	5072
Fuerza máx. disipador (ton)	19.2	29.8

Tabla 5.8b Resultados del análisis tiempo-historia no lineal – Señal C7005N08 - Diagonal, $\alpha = 1$

Señal C7410N82	XX (dirección larga)	YY (dirección corta)
Desplazamiento máx. azotea (cm)	6.15 (ejes 1 y 4)	5.87 (ejes A y F)
Deriva máx. (Piso 2)	5.80‰ (ejes 1 y 4)	5.60‰ (ejes A y F)
Fuerza cortante máx. en la base (ton)	385	390
Momento volcante máx. (ton.m)	4122 (MY)	3913 (MX)
Torsor máx. en la base (ton.m)	3478	5853
Fuerza máx. disipador (ton)	19.7	32.7

Tabla 5.8c Resultados del análisis tiempo-historia no lineal – Señal C7410N82 - Diagonal, $\alpha = 1$

5.2.2.4 Vibración libre

Se obtuvo el amortiguamiento efectivo de la estructura con disipadores en ambas direcciones mediante el método del decremento logarítmico a partir de una fuerza impulsiva triangular escalada a 1 g. El amortiguamiento efectivo se obtuvo tanto para análisis lineal como no lineal (Tablas 5.9 y 5.10).

	t(s)	Desplazamiento de la azotea en X (m)
X_i	0.24	-0.03253
X_{i+r}	3.06	-0.00315
$r =$	3	
ξ en X =	0.1239	

Tabla 5.9a Amortiguamiento efectivo del Modo 2 - En X - Análisis lineal - Diagonal, $\alpha = 1$

	t(s)	Desplazamiento de la azotea en Y (m)
X_i	0.24	-0.03052
X_{i+r}	3.20	-0.00093
$r =$	3	
ξ en Y =	0.1854	

Tabla 5.9b Amortiguamiento efectivo del Modo 1 - En Y - Análisis lineal - Diagonal, $\alpha = 1$

	t(s)	Desplazamiento de la azotea en X (m)
X_i	0.24	-0.03268
X_{i+r}	3.08	-0.00317
$r =$	3	
ξ en X =	0.1238	

Tabla 5.10a Amortiguamiento efectivo del Modo 2 - En X - Análisis no lineal - Diagonal, $\alpha = 1$

	t(s)	Desplazamiento de la azotea en Y (m)
X_i	0.24	-0.03069
X_{i+r}	3.2	-0.00094
$r =$	3	
ξ en Y =	0.1852	

Tabla 5.10b Amortiguamiento efectivo del Modo 1 - En Y - Análisis no lineal - Diagonal, $\alpha = 1$

5.2.3 Configuración Doble Diagonal

En un arreglo en doble diagonal, los disipadores montados en la estructura metálica transmiten las fuerzas al punto medio de la viga superior del pórtico (Figura 5.4). Debido al equilibrio y la geometría del arreglo, las componentes verticales de las fuerzas de los disipadores se cancelarán entre sí quedando solamente las componentes horizontales que serán transferidas a la viga superior mediante una conexión de corte.

Se considerarán ocho disipadores en configuración doble diagonal por piso en cada dirección ubicados en las fachadas de la edificación. Al igual que el caso anterior, los disipadores en la dirección X estarán ubicados en los ejes 1 y 4 (cuatro disipadores en cada eje) y los disipadores en la dirección Y se ubicarán en los ejes A, B, E y F (Figuras 2.2, 5.5a y 5.5b).

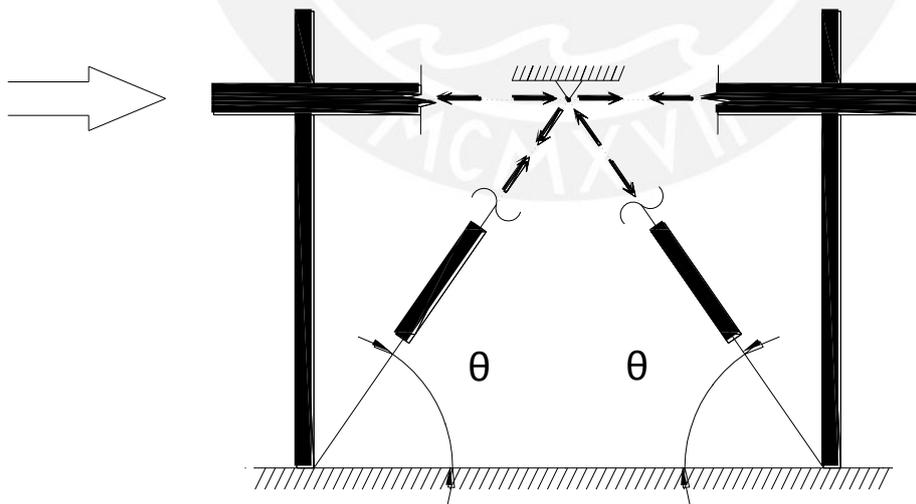


Figura 5.4 Fuerzas en la unión viga-columna con un disipador en doble diagonal

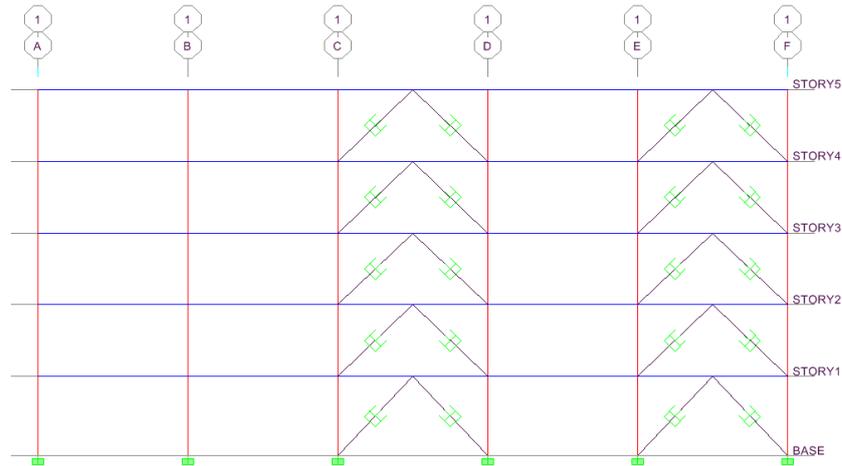


Figura 5.5a Disipadores en doble diagonal - Dirección X - Elevación Eje 1

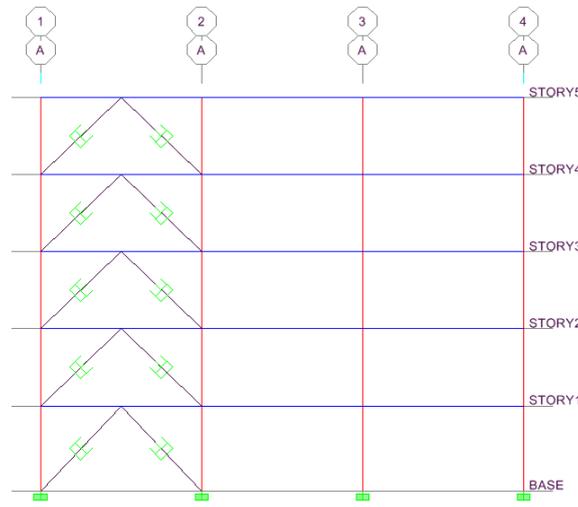


Figura 5.5b Disipadores en doble diagonal - Dirección Y - Elevación Eje A

5.2.3.1 Predimensionamiento

Se determinarán los coeficientes de amortiguamiento en ambas direcciones a partir de los valores de amortiguamiento efectivo total de la Tabla 5.1.

PISO	Masa (ton.s ² /m)	θ	$\cos \theta$	ϕ_i	$\phi_i \text{ norm}$	ϕ_{rj}	$\phi_{rj}^2 \cos^2 \theta$	$m_i \phi_i^2$ (ton.s ² /m)
1	43.09	46.8	0.685	-0.0230	0.240	0.240	0.0271	2.489
2	42.94	44.0	0.719	-0.0492	0.514	0.274	0.0388	11.351
3	42.94	44.0	0.719	-0.0714	0.746	0.232	0.0278	23.905
4	42.94	44.0	0.719	-0.0873	0.912	0.166	0.0143	35.737
5	35.69	44.0	0.719	-0.0957	1.000	0.088	0.0040	35.686
						Suma	0.1120	109.166

Tabla 5.11a Predimensionamiento coeficiente de amortiguamiento - En X - Lineal - Doble diagonal

Periodo fundamental	T =	0.935	s
Amortiguamiento del sistema estructural	$\xi_o =$	5.0%	
Amortiguamiento efectivo total	$\xi_{eff} =$	12.5%	
Coefficiente de amortiguamiento por piso	C piso =	981	ton.s/m
Número de disipadores por piso	n =	8	
	C	123	ton.s/m

Tabla 5.11b Predimensionamiento coeficiente de amortiguamiento - En X - Lineal – Doble diagonal

PISO	Masa (ton.s ² /m)	θ	cos θ	ϕ_i	ϕ_i norm	ϕ_{rj}	$\phi_{rj}^2 \cos^2 \theta$	$m_i \phi_i^2$ (ton.s ² /m)
1	43.09	46.8	0.685	0.0225	0.234	0.234	0.0256	2.357
2	42.94	44.0	0.719	0.0487	0.506	0.272	0.0384	11.006
3	42.94	44.0	0.719	0.0713	0.741	0.235	0.0286	23.591
4	42.94	44.0	0.719	0.0874	0.909	0.167	0.0145	35.447
5	35.69	44.0	0.719	0.0962	1.000	0.091	0.0043	35.686
						Suma	0.1114	108.086

Tabla 5.12a Predimensionamiento coeficiente de amortiguamiento - En Y - Lineal – Doble diagonal

Periodo fundamental	T =	0.969	s
Amortiguamiento del sistema estructural	$\xi_o =$	5.0%	
Amortiguamiento efectivo total	$\xi_{eff} =$	19.1%	
Coefficiente de amortiguamiento por piso	C piso =	1772	ton.s/m
Número de disipadores por piso	n =	8	
	C	221	ton.s/m

Tabla 5.12b Predimensionamiento coeficiente de amortiguamiento - En Y - Lineal – Doble diagonal

5.2.3.2 Análisis de respuesta espectral

Las propiedades de los disipadores lineales introducidas en ETABS para el caso de un análisis lineal y los resultados del análisis espectral se muestran en las tablas siguientes.

	XX (dirección larga)	YY (dirección corta)
Coefficiente de amortiguamiento C (ton.s/m)	123	221
Rigidez del disipador k (ton/m)	0	0
Parámetros de análisis	15 GDL Eigenectores	

Tabla 5.13 Propiedades de los disipadores lineales - Doble diagonal - Análisis lineal

	XX (dirección larga)	YY (dirección corta)
Periodo Fundamental (s)	0.9349	0.9687
% Masa Participante	85.66%	85.31%
Desplazamiento máx. azotea (cm)	7.32 (ejes 1 y 4)	7.19 (ejes A y F)
Deriva máx. (Piso 2)	6.97‰ (ejes 1 y 4)	6.90‰ (ejes A y F)
Fuerza cortante en la base (ton)	76.0	65.5
Momento volcante (ton.m)	752 (MY)	627 (MX)
Torsor en la base (ton.m)	770	1105
Regularidad torsional (Piso 5)	1.13	1.22

Tabla 5.14 Resultados del análisis de respuesta espectral - Doble Diagonal

5.2.3.3 Análisis tiempo-historia

Los resultados del análisis tiempo-historia lineal con las señales de sismos peruanos y disipadores lineales se muestran en las siguientes tablas.

Señal C6610N82	XX (dirección larga)	YY (dirección corta)
Desplazamiento máx. azotea (cm)	4.23 (ejes 1 y 4)	3.69 (ejes A y F)
Deriva máx. (Piso 3 XX, Piso 2 YY)	3.80‰ (ejes 1 y 4)	3.48‰ (ejes A y F)
Fuerza cortante máx. en la base (ton)	282	223
Momento volcante máx. (ton.m)	2766 (MY)	2211 (MX)
Torsor máx. en la base (ton.m)	2539	3357
Fuerza máx. disipador (ton)	13.2	21.1

Tabla 5.15a Resultados del análisis tiempo-historia lineal - Señal C6610N82 –
Doble diagonal, $\alpha = 1$

Señal C7005N08	XX (dirección larga)	YY (dirección corta)
Desplazamiento máx. azotea (cm)	5.76 (ejes 1 y 4)	4.69 (ejes A y F)
Deriva máx. (Piso 2)	5.72‰ (ejes 1 y 4)	4.64‰ (ejes A y F)
Fuerza cortante máx. en la base (ton)	395	317
Momento volcante máx. (ton.m)	3663 (MY)	2728 (MX)
Torsor máx. en la base (ton.m)	3572	4763
Fuerza máx. disipador (ton)	13.0	20.3

Tabla 5.15b Resultados del análisis tiempo-historia lineal - Señal C7005N08 –
Doble diagonal, $\alpha = 1$

Señal C7410N82	XX (dirección larga)	YY (dirección corta)
Desplazamiento máx. azotea (cm)	6.11 (ejes 1 y 4)	5.78 (ejes A y F)
Deriva máx. (Piso 2)	5.71‰ (ejes 1 y 4)	5.43‰ (ejes A y F)
Fuerza cortante máx. en la base (ton)	375	363
Momento volcante máx. (ton.m)	3909 (MY)	3374 (MX)
Torsor máx. en la base (ton.m)	3383	5451
Fuerza máx. disipador (ton)	13.2	22.4

Tabla 5.15c Resultados del análisis tiempo-historia lineal - Señal C7410N82 –
Doble diagonal, $\alpha = 1$

Las propiedades de los disipadores lineales introducidas en ETABS para el caso de un análisis no lineal y sus resultados se muestran en las siguientes tablas.

	XX (dirección larga)	YY (dirección corta)
Coefficiente de amortiguamiento C (ton.s/m)	123	221
Rigidez del dissipador k (ton/m)	1'000,000	1'000,000
Exponente del amortiguador α	1	1
Parámetros de análisis	200 GDL Vectores de Ritz	

Tabla 5.16 Propiedades de los dissipadores lineales - Doble diagonal - Análisis no lineal

Señal C6610N82	XX (dirección larga)	YY (dirección corta)
Desplazamiento máx. azotea (cm)	4.21 (ejes 1 y 4)	3.73 (ejes A y F)
Deriva máx. (Piso 2)	3.85‰ (ejes 1 y 4)	3.56‰ (ejes A y F)
Fuerza cortante máx. en la base (ton)	290	238
Momento volcante máx. (ton.m)	2824 (MY)	2448 (MX)
Torsor máx. en la base (ton.m)	2609	3577
Fuerza máx. dissipador (ton)	13.1	20.9

Tabla 5.17a Resultados análisis tiempo-historia no lineal - Señal C6610N82 – Doble diagonal, $\alpha = 1$

Señal C7005N08	XX (dirección larga)	YY (dirección corta)
Desplazamiento máx. azotea (cm)	5.76 (ejes 1 y 4)	4.71 (ejes A y F)
Deriva máx. (Piso 2)	5.75‰ (ejes 1 y 4)	4.72‰ (ejes A y F)
Fuerza cortante máx. en la base (ton)	402	337
Momento volcante máx. (ton.m)	3908 (MY)	3214 (MX)
Torsor máx. en la base (ton.m)	3643	5038
Fuerza máx. dissipador (ton)	12.9	19.9

Tabla 5.17b Resultados análisis tiempo-historia no lineal - Señal C7005N08 – Doble diagonal, $\alpha = 1$

Señal C7410N82	XX (dirección larga)	YY (dirección corta)
Desplazamiento máx. azotea (cm)	6.16 (ejes 1 y 4)	5.82 (ejes A y F)
Deriva máx. (Piso 2)	5.83‰ (ejes 1 y 4)	5.57‰ (ejes A y F)
Fuerza cortante máx. en la base (ton)	383	392
Momento volcante máx. (ton.m)	4143 (MY)	3908 (MX)
Torsor máx. en la base (ton.m)	3468	5887
Fuerza máx. dissipador (ton)	13.2	22.0

Tabla 5.17c Resultados análisis tiempo-historia no lineal - Señal C7410N82 – Doble diagonal, $\alpha = 1$

5.2.3.4 Vibración libre

Se obtuvo el amortiguamiento efectivo de la estructura con dissipadores en ambas direcciones mediante el método del decremento logarítmico, tanto para análisis lineal como para análisis no lineal.

	t(s)	Desplazamiento de la azotea en X (m)
X_i	0.24	-0.03233
X_{i+r}	3.06	-0.00294
$r =$	3	
ξ en X =	0.1272	

Tabla 5.18a Amortiguamiento efectivo del Modo 2 - En X - Análisis lineal - Doble diagonal, $\alpha = 1$

	t(s)	Desplazamiento de la azotea en Y (m)
X_i	0.24	-0.03025
X_{i+r}	3.2	-0.00082
$r =$	3	
ξ en Y =	0.1914	

Tabla 5.18b Amortiguamiento efectivo del Modo 1 - En Y - Análisis lineal - Doble diagonal, $\alpha = 1$

	t(s)	Desplazamiento de la azotea en X (m)
X_i	0.24	-0.03263
X_{i+r}	3.08	-0.00299
$r =$	3	
ξ en X =	0.1268	

Tabla 5.19a Amortiguamiento efectivo del Modo 2 - En X - Análisis no lineal – Doble diagonal, $\alpha = 1$

	t(s)	Desplazamiento de la azotea en Y (m)
X_i	0.24	-0.03055
X_{i+r}	3.2	-8.43E-04
$r =$	3	
ξ en Y =	0.1905	

Tabla 5.19b Amortiguamiento efectivo del Modo 1 - En Y - Análisis no lineal – Doble diagonal, $\alpha = 1$

5.2.4 Configuración Chevron

En un arreglo en chevron (Figura 5.6) los elementos diagonales son perfiles metálicos los cuales tienen conexión directa con la estructura principal en la parte inferior y tienen un apoyo deslizable en su intersección en la parte superior con el punto medio de la viga del pórtico. De forma similar a lo que ocurre en la configuración doble diagonal, debido al movimiento sísmico las componentes verticales de las fuerzas que se producen en los perfiles diagonales se cancelan entre sí y quedan solamente las componentes horizontales. Estas fuerzas horizontales pasan a través de los disipadores y se transfieren hacia la viga superior a través de conexiones de corte. Para la dirección dibujada de la fuerza sísmica en la Figura 5.6, el disipador horizontal de la izquierda estará en compresión y el disipador horizontal de la derecha estará en tensión.

Los disipadores se modelarán en ETABS asignando un tipo de elemento Link denominado Panel Zone al punto medio de la viga en donde se intersecan idealmente con los perfiles metálicos. A través de estos elementos Links los desplazamientos son transferidos entre el arreglo chevron y la viga superior del pórtico desarrollando

deformación por cortante. Los elementos Frame diagonales deben tener asignadas las propiedades correspondientes de los perfiles de acero.

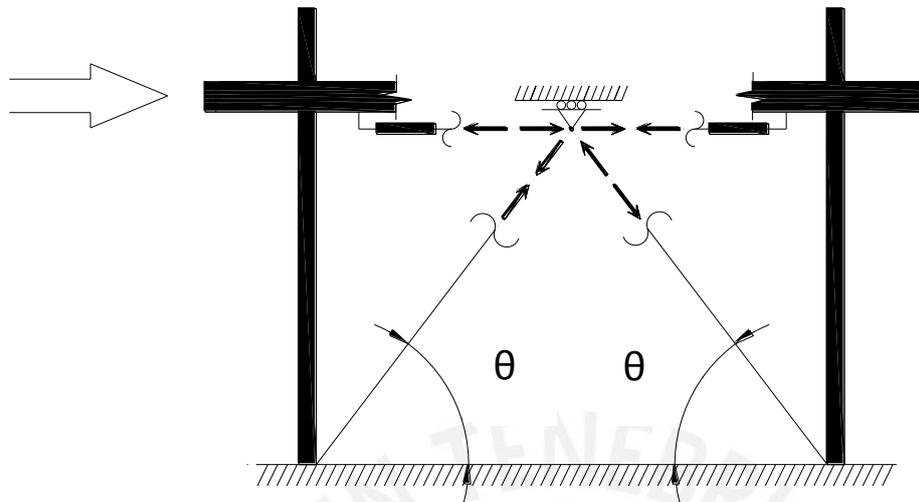


Figura 5.6 Fuerzas en la unión viga-columna con un dissipador chevron

Para seleccionar un perfil adecuado es necesario estimar la fuerza axial máxima que deberían soportar las diagonales, la cual se supondrá de 50 ton. Se seleccionará un perfil tubular cuadrado actuando en compresión empleando acero A500 Grado A con esfuerzo de fluencia $F_y = 39$ ksi.

Debido a que los extremos del perfil son apoyos simples, el factor $K = 1$ y la longitud efectiva KL es igual a la longitud L del perfil en el primer piso que es 4.39 m. En base a esa longitud efectiva se estimará una relación de esbeltez KL/r de 70 a 80. Para el acero empleado y $KL/r = 75$ corresponde un esfuerzo crítico aproximado de $F_{cr} = 29$ ksi = 2039 kg/cm².

Para este esfuerzo, el área requerida será:

$$A_g = \frac{P_u}{\phi_c F_{cr}} = \frac{50,000}{0.85 \times 2039} = 28.8 \text{ cm}^2 = 4.47 \text{ in}^2 \quad (5.6)$$

En la siguiente tabla se muestran las propiedades de tres perfiles tentativos:

Sección	Área (in ²)	b/t	$\phi_c P_n$ (ton)	KL/r	
HSS7"x7"x3/16"	4.67	37.2	56.2	62	1era opción
HSS6"x6"x1/4"	5.24	22.8	57.7	74	2da opción
HSS8"x8"x3/16"	5.37	43	68.2	54	No cumple b/t

Tabla 5.20 Perfiles alternativos para montaje de dissipadores en chevron

Para prevenir el pandeo local la relación ancho/espesor (b/t) del perfil debe limitarse al siguiente valor:

$$\frac{b}{t} < \lambda_r = \frac{238}{\sqrt{F_y}} = \frac{238}{\sqrt{39}} = 38.1 \quad (5.7)$$

En base a las resistencias calculadas $\phi_c P_n$ y las áreas de los perfiles se concluye que la sección HSS7"x7"x3/16" es la más liviana que cumple la resistencia requerida. Esta sección será asignada a los elementos Frame diagonales en el modelo en ETABS.

Se considerarán ocho disipadores en configuración chevron por piso en cada dirección ubicados en las fachadas de la edificación. Debido a que un punto con un elemento Link-Panel Zone idealiza el comportamiento de los dos disipadores horizontales, se definirán cuatro elementos Panel Zone en cada dirección por piso. Los disipadores en la dirección X estarán ubicados en los ejes 1 y 4 (cuatro disipadores en cada eje) y los disipadores en la dirección Y se ubicarán en los ejes A, B, E y F (Figuras 2.2, 5.7a y 5.7b).

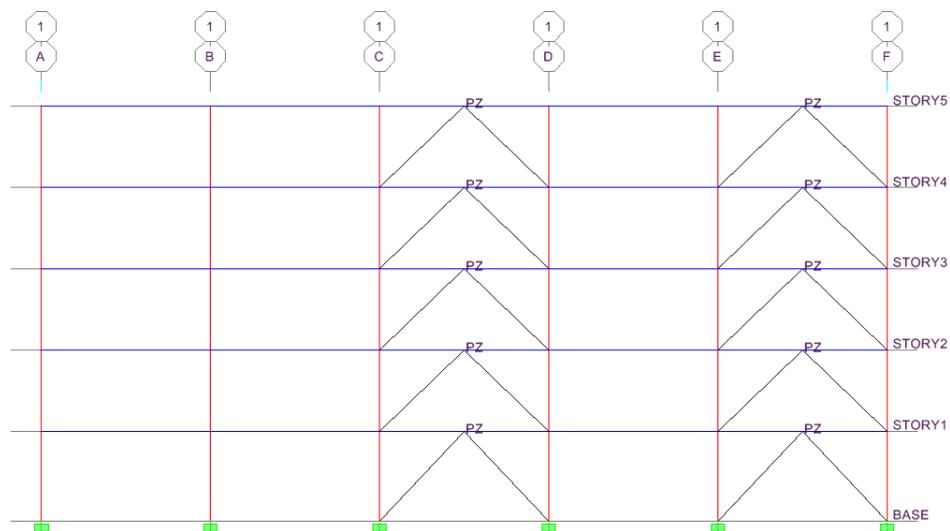


Figura 5.7a Disipadores en chevron - Dirección X - Elevación Eje 1

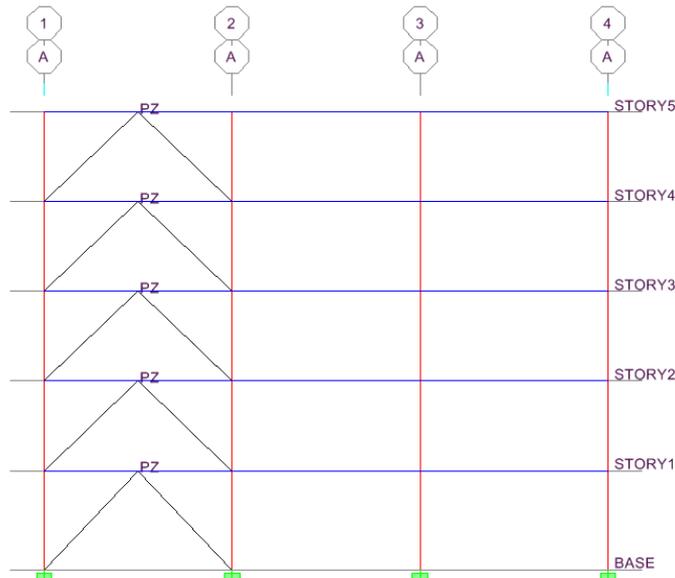


Figura 5.7b Disipadores en chevron - Dirección Y - Elevación Eje A

5.2.4.1 Predimensionamiento

Se determinarán los coeficientes de amortiguamiento en ambas direcciones a partir de los valores de amortiguamiento efectivo total de la Tabla 5.1.

PISO	Masa (ton.s ² /m)	θ	$\cos \theta$	ϕ_i	$\phi_i \text{ norm}$	ϕ_{rj}	$\phi_{rj}^2 \cos^2 \theta$	$m_i \phi_i^2$ (ton.s ² /m)
1	43.09	0	1.000	-0.0230	0.240	0.240	0.0578	2.489
2	42.94	0	1.000	-0.0492	0.514	0.274	0.0750	11.351
3	42.94	0	1.000	-0.0714	0.746	0.232	0.0538	23.905
4	42.94	0	1.000	-0.0873	0.912	0.166	0.0276	35.737
5	35.69	0	1.000	-0.0957	1.000	0.088	0.0077	35.686
						Suma	0.2218	109.166

Tabla 5.21a Predimensionamiento de coeficiente de amortiguamiento - En X - Lineal - Chevron

Periodo fundamental	T =	0.935	s
Amortiguamiento del sistema estructural	$\xi_o =$	5.0%	
Amortiguamiento efectivo total	$\xi_{\text{eff}} =$	12.5%	
Coeficiente de amortiguamiento por piso	C piso =	495	ton.s/m
Número de disipadores por piso	n =	4	
	C	124	ton.s/m

Tabla 5.21b Predimensionamiento de coeficiente de amortiguamiento - En X - Lineal - Chevron

PISO	Masa (ton.s ² /m)	θ	$\cos \theta$	ϕ_i	ϕ_i norm	ϕ_{rj}	$\phi_{rj}^2 \cos^2 \theta$	$m_i \phi_i^2$ (ton.s ² /m)
1	43.09	0	1.000	0.0225	0.234	0.234	0.0547	2.357
2	42.94	0	1.000	0.0487	0.506	0.272	0.0742	11.006
3	42.94	0	1.000	0.0713	0.741	0.235	0.0552	23.591
4	42.94	0	1.000	0.0874	0.909	0.167	0.0280	35.447
5	35.69	0	1.000	0.0962	1.000	0.091	0.0084	35.686
						Suma	0.2204	108.086

Tabla 5.22a Predimensionamiento de coeficiente de amortiguamiento - En Y - Lineal - Chevron

Periodo fundamental	T =	0.969	s
Amortiguamiento del sistema estructural	$\xi_0 =$	5.0%	
Amortiguamiento efectivo total	$\xi_{eff} =$	19.1%	
Coeficiente de amortiguamiento por piso	C piso =	895	ton.s/m
Número de disipadores por piso	n =	4	
	C	224	ton.s/m

Tabla 5.22b Predimensionamiento de coeficiente de amortiguamiento - En Y - Lineal - Chevron

5.2.4.2 Análisis de respuesta espectral

Las propiedades de los disipadores lineales introducidas en ETABS para el caso de un análisis lineal y los resultados del análisis espectral se muestran en las tablas siguientes.

	XX (dirección larga)	YY (dirección corta)
Coeficiente de amortiguamiento C (ton.s/m)	124	224
Rigidez del disipador k (ton/m)	0	0
Parámetros de análisis	15 GDL Eigenectores	

Tabla 5.23 Propiedades de los disipadores lineales - Chevron - Análisis lineal

	XX (dirección larga)	YY (dirección corta)
Periodo Fundamental (s)	0.9362	0.9697
% Masa Participante	85.66%	85.31%
Desplazamiento máx. azotea (cm)	7.34 (ejes 1 y 4)	7.19 (ejes A y F)
Deriva máx. (Piso 2)	6.98‰ (ejes 1 y 4)	6.92‰ (ejes A y F)
Fuerza cortante en la base (ton)	76.2	65.7
Momento volcante (ton.m)	753 (MY)	628 (MX)
Torsor en la base (ton.m)	772	1107
Regularidad torsional (Piso 5)	1.14	1.22

Tabla 5.24 Resultados del análisis de respuesta espectral - Chevron

5.2.4.3 Análisis tiempo-historia

Los resultados del análisis tiempo-historia lineal con las señales de sismos peruanos y disipadores lineales se muestran en las siguientes tablas.

Señal C6610N82	XX (dirección larga)	YY (dirección corta)
Desplazamiento máx. azotea (cm)	4.23 (ejes 1 y 4)	3.70 (ejes A y F)
Deriva máx. (Piso 3 en XX, 2 en YY)	3.79‰ (ejes 1 y 4)	3.49‰ (ejes A y F)
Fuerza cortante máx. en la base (ton)	277	208
Momento volcante máx. (ton.m)	2691 (MY)	2237 (MX)
Torsor máx. en la base (ton.m)	2491	3117
Fuerza máx. disipador (ton)	18.0	28.7

Tabla 5.25a Resultados del análisis tiempo-historia lineal - Señal C6610N82 - Chevron, $\alpha = 1$

Señal C7005N08	XX (dirección larga)	YY (dirección corta)
Desplazamiento máx. azotea (cm)	5.76 (ejes 1 y 4)	4.68 (ejes A y F)
Deriva máx. (Piso 2)	5.72‰ (ejes 1 y 4)	4.64‰ (ejes A y F)
Fuerza cortante máx. en la base (ton)	377	290
Momento volcante máx. (ton.m)	3752 (MY)	2831 (MX)
Torsor máx. en la base (ton.m)	3452	4367
Fuerza máx. disipador (ton)	17.8	27.6

Tabla 5.25b Resultados del análisis tiempo-historia lineal - Señal C7005N08 - Chevron, $\alpha = 1$

Señal C7410N82	XX (dirección larga)	YY (dirección corta)
Desplazamiento máx. azotea (cm)	6.12 (ejes 1 y 4)	5.78 (ejes A y F)
Deriva máx. (Piso 2)	5.73‰ (ejes 1 y 4)	5.44‰ (ejes A y F)
Fuerza cortante máx. en la base (ton)	368	321
Momento volcante máx. (ton.m)	3949 (MY)	3469 (MX)
Torsor máx. en la base (ton.m)	3342	4854
Fuerza máx. disipador (ton)	18.1	30.5

Tabla 5.25c Resultados del análisis tiempo-historia lineal - Señal C7410N82 - Chevron, $\alpha = 1$

Las propiedades de los disipadores lineales introducidas en ETABS para el caso de un análisis no lineal y sus resultados se muestran en las siguientes tablas.

	XX (dirección larga)	YY (dirección corta)
Coefficiente de amortiguamiento C (ton.s/m)	124	224
Rigidez del disipador k (ton/m)	1'000,000	1'000,000
Exponente del amortiguador α	1	1
Parámetros de análisis	200 GDL Vectores de Ritz	

Tabla 5.26 Propiedades de los disipadores lineales - Chevron - Análisis no lineal

Señal C6610N82	XX (dirección larga)	YY (dirección corta)
Desplazamiento máx. azotea (cm)	4.27 (ejes 1 y 4)	3.77 (ejes A y F)
Deriva máx. (Piso 3 en XX, 2 en YY)	3.84‰ (ejes 1 y 4)	3.58‰ (ejes A y F)
Fuerza cortante máx. en la base (ton)	300	252
Momento volcante máx. (ton.m)	2949 (MY)	2648 (MX)
Torsor máx. en la base (ton.m)	2695	3786
Fuerza máx. disipador (ton)	17.7	28.5

Tabla 5.27a Resultados del análisis tiempo-historia no lineal - Señal C6610N82 - Chevron, $\alpha = 1$

Señal C7005N08	XX (dirección larga)	YY (dirección corta)
Desplazamiento máx. azotea (cm)	5.85 (ejes 1 y 4)	4.92 (ejes A y F)
Deriva máx. (Piso 2)	5.80‰ (ejes 1 y 4)	4.85‰ (ejes A y F)
Fuerza cortante máx. en la base (ton)	412	361
Momento volcante máx. (ton.m)	4017 (MY)	3461 (MX)
Torsor máx. en la base (ton.m)	3729	5411
Fuerza máx. disipador (ton)	17.6	27.0

Tabla 5.27b Resultados del análisis tiempo-historia no lineal - Señal C7005N08 – Chevron, $\alpha = 1$

Señal C7410N82	XX (dirección larga)	YY (dirección corta)
Desplazamiento máx. azotea (cm)	6.16 (ejes 1 y 4)	5.93 (ejes A y F)
Deriva máx. (Piso 2)	5.81‰ (ejes 1 y 4)	5.64‰ (ejes A y F)
Fuerza cortante máx. en la base (ton)	387	415
Momento volcante máx. (ton.m)	4184 (MY)	4089 (MX)
Torsor máx. en la base (ton.m)	3520	6227
Fuerza máx. disipador (ton)	18.3	30.0

Tabla 5.27c Resultados del análisis tiempo-historia no lineal – Señal C7410N82 – Chevron, $\alpha = 1$

5.2.4.4 Vibración libre

Se obtuvo el amortiguamiento efectivo de la estructura con disipadores en ambas direcciones mediante el método del decremento logarítmico, tanto para análisis lineal como para análisis no lineal.

	t(s)	Desplazamiento de la azotea en X (m)
X_i	0.24	-0.03239
X_{i+r}	3.06	-0.00295
$r =$	3	
ξ en X =	0.1271	

Tabla 5.28a Amortiguamiento efectivo del Modo 2 - En X - Análisis lineal - Chevron, $\alpha = 1$

	t(s)	Desplazamiento de la azotea en Y (m)
X_i	0.24	-0.03028
X_{i+r}	3.2	-0.00082
$r =$	3	
ξ en Y =	0.1915	

Tabla 5.28b Amortiguamiento efectivo del Modo 1 - En Y - Análisis lineal - Chevron, $\alpha = 1$

	t(s)	Desplazamiento de la azotea en X (m)
X_i	0.24	-0.03266
X_{i+r}	3.06	-0.00298
$r =$	3	
ξ en X =	0.1270	

Tabla 5.29a Amortiguamiento efectivo del Modo 2 - En X - Análisis no lineal - Chevron, $\alpha = 1$

	t(s)	Desplazamiento de la azotea en Y (m)
Xi	0.24	-0.03086
Xi+r	3.16	-0.00083
r =	3	
ξ en Y =	0.1917	

Tabla 5.29b Amortiguamiento efectivo del Modo 1 - En Y - Análisis no lineal - Chevron, α = 1

5.3 Respuesta de la edificación con disipadores de fluido viscoso no lineales

5.3.1 Propiedades de los disipadores

Se determinarán las propiedades de los disipadores no lineales (coeficiente de amortiguamiento y rigidez del disipador) para luego definir los elementos Links en ETABS.

El coeficiente de amortiguamiento se dimensionará a partir del valor de amortiguamiento efectivo total calculado con la ecuación (5.2). Asumiendo que todos los disipadores de la estructura tienen el mismo coeficiente de amortiguamiento y que todos los pisos tienen el mismo número de disipadores, la ecuación (4.25) puede reescribirse de la forma

$$C_{piso} = nC = (\xi_{ef} - \xi_I) \frac{2\pi A^{1-\alpha} \omega_1^{2-\alpha} \sum_i m_i \phi_i^2}{\lambda \sum_i \phi_{ri}^{1+\alpha} \cos^{1+\alpha} \theta_i} \quad (5.8)$$

donde C_{piso} es el coeficiente de amortiguamiento acumulado de todos los disipadores en cada piso, n es el número de pisos y C es el coeficiente de amortiguamiento de cada disipador.

El valor de la rigidez del resorte k_s de un disipador no lineal (Figura 1.7) se debe estimar teniendo en cuenta la flexibilidad elástica del dispositivo proporcionada por el fabricante, el perfil metálico en el cual se montará el disipador y detalles de las conexiones. El resorte en serie en la unidad Maxwell “previene que se produzcan grandes fuerzas viscosas irreales a velocidades pequeñas, las cuales pueden tener un impacto significativo en el comportamiento global de la estructura” [CSI, 2009].

5.3.2 Configuración Diagonal

Se estimará la rigidez del disipador en base a la rigidez axial del perfil metálico. Nuevamente se supondrá que la fuerza axial máxima en el disipador es de 50 ton y se seleccionará un perfil tubular cuadrado actuando en compresión empleando acero A500 Grado A con esfuerzo de fluencia $F_y = 39$ ksi.

Teniendo en los extremos del perfil apoyos simples, el factor $K = 1$ y la longitud efectiva KL es igual a la longitud L del perfil en el primer piso que es 6.8 m. En base a esa longitud efectiva se estimará una relación de esbeltez KL/r de 80 a 90. Para el acero empleado y $KL/r = 85$ corresponde un esfuerzo crítico aproximado de $F_{cr} = 26$ ksi = 1828 kg/cm².

Para este esfuerzo, el área requerida será:

$$A_g = \frac{P_u}{\phi_c F_{cr}} = \frac{50,000}{0.85 \times 1828} = 32.2 \text{ cm}^2 = 4.99 \text{ in}^2 \quad (5.9)$$

En la siguiente tabla se muestran las propiedades de tres perfiles tentativos:

Sección	Área (in ²)	b/t	$\phi_c P_n$ (ton)	KL/r	
HSS7"x7"x1/4"	6.17	27	54	97	OK
HSS6"x6"x1/4"	5.24	22.8	37.3	114	No cumple $\phi_c P_n$
HSS8"x8"x3/16"	5.37	43	53.9	84	No cumple b/t

Tabla 5.30 Perfiles alternativos para montaje de disipadores en diagonal

Luego, se empleará la sección HSS7"x7"x1/4" para montar los disipadores en configuración diagonal. La rigidez axial del perfil seleccionado es

$$\frac{AE}{L} = \frac{39.8 \times 2 \times 10^6}{680} = 11,706 \text{ ton/m} \approx 12,000 \text{ ton/m} \quad (5.10)$$

5.3.2.1 Predimensionamiento

Se determinarán los coeficientes de amortiguamiento en ambas direcciones a partir de los valores de amortiguamiento efectivo total de la Tabla 5.1 y aplicando la ecuación (5.8).

PISO	Masa (ton.s ² /m)	θ	$\cos \theta$	ϕ_i	ϕ_i norm	ϕ_{rj}	$\phi_{rj}^{1+\alpha} \cos^{1+\alpha} \theta$	$m_i \phi_i^2$ (ton.s ² /m)
1	43.09	25.2	0.905	-0.0230	0.240	0.240	0.1485	2.489
2	42.94	23.5	0.917	-0.0492	0.514	0.274	0.1777	11.351
3	42.94	23.5	0.917	-0.0714	0.746	0.232	0.1445	23.905
4	42.94	23.5	0.917	-0.0873	0.912	0.166	0.0952	35.737
5	35.69	23.5	0.917	-0.0957	1.000	0.088	0.0429	35.686
							0.6088	109.166

Tabla 5.31a Predimensionamiento del coeficiente de amortiguamiento - En X - No Lineal - Diagonal

Exponente	$\alpha =$	0.25	
	$\lambda =$	3.723	
Desplazamiento de la azotea sin disipadores	A s/d =	9.59	cm
	A =	7.41	cm
	$A^{1-\alpha} =$	0.142	
Periodo fundamental	T =	0.935	s
Frecuencia natural	$\omega =$	6.721	Hz
	$\omega^{2-\alpha} =$	28.051	
Amortiguamiento del sistema estructural	$\xi_0 =$	5.0%	
Amortiguamiento efectivo total	$\xi_{eff} =$	12.5%	
Coeficiente de amortiguamiento por piso	C piso =	90	ton.s/m
Número de disipadores por piso	n =	4	
	C =	23	ton.s/m

Tabla 5.31b Predimensionamiento del coeficiente de amortiguamiento - En X - No Lineal - Diagonal

PISO	Masa (ton.s ² /m)	θ	$\cos \theta$	ϕ_i	ϕ_i norm	ϕ_{rj}	$\phi_{rj}^{1+\alpha} \cos^{1+\alpha} \theta$	$m_i \phi_i^2$ (ton.s ² /m)
1	43.09	25.2	0.905	0.0225	0.234	0.234	0.1435	2.357
2	42.94	23.5	0.917	0.0487	0.506	0.272	0.1766	11.006
3	42.94	23.5	0.917	0.0713	0.741	0.235	0.1468	23.591
4	42.94	23.5	0.917	0.0874	0.909	0.167	0.0961	35.447
5	35.69	23.5	0.917	0.0962	1.000	0.091	0.0451	35.686
							0.6081	108.086

Tabla 5.32a Predimensionamiento del coeficiente de amortiguamiento - En Y - No Lineal - Diagonal

Exponente	$\alpha =$	0.25	
	$\lambda =$	3.723	
Desplazamiento de la azotea sin disipadores	$A_{s/d} =$	11.08	cm
	$A =$	7.39	cm
	$A^{1-\alpha} =$	0.142	
Periodo	$T =$	0.969	s
Frecuencia natural	$\omega =$	6.486	Hz
	$\omega^{2-\alpha} =$	26.363	
Amortiguamiento del sistema estructural	$\xi_0 =$	5.0%	
Amortiguamiento efectivo total	$\xi_{eff} =$	19.1%	
Coefficiente de amortiguamiento por piso	$C_{piso} =$	158	ton.s/m
Número de disipadores por piso	$n =$	4	
	$C =$	39	ton.s/m

Tabla 5.32b Predimensionamiento del coeficiente de amortiguamiento - En Y - No Lineal - Diagonal

5.3.2.2 Análisis tiempo-historia no lineal

Se mostrarán las propiedades de los disipadores no lineales introducidas en ETABS y los resultados del análisis tiempo-historia con las señales de sismos peruanos.

	XX (dirección larga)	YY (dirección corta)
Coefficiente de amortiguamiento C (ton.s/m)	23	39
Rigidez del disipador k (ton/m)	12,000	12,000
Exponente del amortiguador α	0.25	0.25
Parámetros de análisis	200 GDL Vectores de Ritz	

Tabla 5.33 Propiedades de los disipadores no lineales - Diagonal - Análisis no lineal

Señal C6610N82	XX (dirección larga)	YY (dirección corta)
Desplazamiento máx. azotea (cm)	4.21 (ejes 1 y 4)	3.78 (ejes A y F)
Deriva máx. (Pisos 3-XX, 2-YY)	3.73‰ (ejes 1 y 4)	3.54‰ (ejes A y F)
Fuerza cortante máx. en la base (ton)	290	283
Momento volcante máx. (ton.m)	3082 (MY)	3011 (MX)
Torsor máx. en la base (ton.m)	2612	4253
Fuerza máx. disipador (ton)	14.0	23.3

Tabla 5.34a Resultados del análisis tiempo-historia no lineal - Señal C6610N82 – Diagonal, $\alpha = 0.25$

Señal C7005N08	XX (dirección larga)	YY (dirección corta)
Desplazamiento máx. azotea (cm)	6.09 (ejes 1 y 4)	5.31 (ejes A y F)
Deriva máx. (Piso 2)	6.25‰ (ejes 1 y 4)	5.62‰ (ejes A y F)
Fuerza cortante máx. en la base (ton)	462	429
Momento volcante máx. (ton.m)	4370 (MY)	3996 (MX)
Torsor máx. en la base (ton.m)	4193	6429
Fuerza máx. disipador (ton)	14.4	23.7

Tabla 5.34b Resultados del análisis tiempo-historia no lineal - Señal C7005N08 – Diagonal, $\alpha = 0.25$

Señal C7410N82	XX (dirección larga)	YY (dirección corta)
Desplazamiento máx. azotea (cm)	6.46 (ejes 1 y 4)	6.21 (ejes A y F)
Deriva máx. (Piso 2)	6.28‰ (ejes 1 y 4)	6.34‰ (ejes A y F)
Fuerza cortante máx. en la base (ton)	440	474
Momento volcante máx. (ton.m)	4578 (MY)	4533 (MX)
Torsor máx. en la base (ton.m)	3980	7134
Fuerza máx. disipador (ton)	14.2	24.2

Tabla 5.34c Resultados del análisis tiempo-historia no lineal - Señal C7410N82 – Diagonal, $\alpha = 0.25$

5.3.3 Configuración Doble Diagonal

Se empleará para este caso el perfil HSS7"x7"x3/16" seleccionado antes en el caso de la configuración chevron. La rigidez axial de este perfil es

$$\frac{AE}{L} = \frac{30.1 \times 2 \times 10^6}{439} = 13,713 \approx 14,000 \text{ ton/m} \quad (5.11)$$

5.3.3.1 Predimensionamiento

PISO	Masa (ton.s ² /m)	θ	$\cos \theta$	ϕ_i	$\phi_i \text{ norm}$	ϕ_{rj}	$\phi_{rj}^{1+\alpha} \cos^{1+\alpha} \theta$	$m_i \phi_i^2$ (ton.s ² /m)
1	43.09	46.8	0.685	-0.023	0.240	0.240	0.1048	2.489
2	42.94	44.0	0.719	-0.0492	0.514	0.274	0.1312	11.351
3	42.94	44.0	0.719	-0.0714	0.746	0.232	0.1067	23.905
4	42.94	44.0	0.719	-0.0873	0.912	0.166	0.0703	35.737
5	35.69	44.0	0.719	-0.0957	1.000	0.088	0.0317	35.686
							0.4445	109.166

Tabla 5.35a Predimensionamiento coeficiente de amortiguamiento - X - No Lineal – Doble diagonal

Exponente	$\alpha =$	0.25	
	$\lambda =$	3.723	
Desplazamiento de la azotea sin disipadores	A s/d =	9.59	cm
	A =	7.41	cm
	$A^{1-\alpha} =$	0.142	
Periodo	T =	0.935	s
Frecuencia natural	$\omega =$	6.721	Hz
	$\omega^{2-\alpha} =$	28.051	
Amortiguamiento del sistema estructural	$\xi_0 =$	5.0%	
Amortiguamiento efectivo total	$\xi_{eff} =$	12.5%	
Coeficiente de amortiguamiento por piso	C piso =	124	ton.s/m
Número de disipadores por piso	n =	8	
	C =	15	ton.s/m

Tabla 5.35b Predimensionamiento coeficiente de amortiguamiento - X - No Lineal – Doble diagonal

PISO	Masa (ton.s ² /m)	θ	$\cos \theta$	ϕ_i	ϕ_i norm	ϕ_{rj}	$\phi_{rj}^{1+\alpha} \cos^{1+\alpha} \theta$	$m_i \phi_i^2$ (ton.s ² /m)
1	43.09	46.8	0.685	0.0225	0.234	0.234	0.1013	2.357
2	42.94	44.0	0.719	0.0487	0.506	0.272	0.1303	11.006
3	42.94	44.0	0.719	0.0713	0.741	0.235	0.1084	23.591
4	42.94	44.0	0.719	0.0874	0.909	0.167	0.0709	35.447
5	35.69	44.0	0.719	0.0962	1.000	0.091	0.0333	35.686
							0.4442	108.086

Tabla 5.36a Predimensionamiento coeficiente de amortiguamiento - Y - No Lineal – Doble diagonal

Exponente	$\alpha =$	0.25	
	$\lambda =$	3.723	
Desplazamiento de la azotea sin disipadores	A s/d =	11.08	cm
	A =	7.39	cm
	$A^{1-\alpha} =$	0.142	
Periodo	T =	0.969	s
Frecuencia natural	$\omega =$	6.486	Hz
	$\omega^{2-\alpha} =$	26.363	
Amortiguamiento del sistema estructural	$\xi_0 =$	5.0%	
Amortiguamiento efectivo total	$\xi_{eff} =$	19.1%	
Coefficiente de amortiguamiento por piso	C piso =	216	ton.s/m
Número de disipadores por piso	n =	8	
	C =	27	ton.s/m

Tabla 5.36b Predimensionamiento coeficiente de amortiguamiento - Y - No Lineal – Doble diagonal

5.3.3.2 Análisis tiempo-historia no lineal

	XX (dirección larga)	YY (dirección corta)
Coefficiente de amortiguamiento C (ton.s/m)	15	27
Rigidez del disipador k (ton/m)	14,000	14,000
Exponente del amortiguador α	0.25	0.25
Parámetros de análisis	200 GDL Vectores de Ritz	

Tabla 5.37 Propiedades de los disipadores no lineales - Doble diagonal - Análisis no lineal

Señal C6610N82	XX (dirección larga)	YY (dirección corta)
Desplazamiento máx. azotea (cm)	4.15 (ejes 1 y 4)	3.59 (ejes A y F)
Deriva máx. (Pisos 3-XX, 2-YY)	3.69‰ (ejes 1 y 4)	3.38‰ (ejes A y F)
Fuerza cortante máx. en la base (ton)	292	268
Momento volcante máx. (ton.m)	3016 (MY)	2859 (MX)
Torsor máx. en la base (ton.m)	2627	4028
Fuerza máx. disipador (ton)	8.7	15.5

Tabla 5.38a Análisis tiempo-historia no lineal - Señal C6610N82 - Doble diagonal, $\alpha = 0.25$

Señal C7005N08	XX (dirección larga)	YY (dirección corta)
Desplazamiento máx. azotea (cm)	5.97 (ejes 1 y 4)	4.95 (ejes A y F)
Deriva máx. (Piso 2)	6.13‰ (ejes 1 y 4)	5.28‰ (ejes A y F)
Fuerza cortante máx. en la base (ton)	452	411
Momento volcante máx. (ton.m)	4284 (MY)	3774 (MX)
Torsor máx. en la base (ton.m)	4091	6145
Fuerza máx. disipador (ton)	8.9	15.7

Tabla 5.38b Análisis tiempo-historia no lineal - Señal C7005N08 - Doble diagonal, $\alpha = 0.25$

Señal C7410N82	XX (dirección larga)	YY (dirección corta)
Desplazamiento máx. azotea (cm)	6.44 (ejes 1 y 4)	6.02 (ejes A y F)
Deriva máx. (Piso 2)	6.24‰ (ejes 1 y 4)	6.17‰ (ejes A y F)
Fuerza cortante máx. en la base (ton)	434	462
Momento volcante máx. (ton.m)	4521 (MY)	4455 (MX)
Torsor máx. en la base (ton.m)	3942	6947
Fuerza máx. disipador (ton)	8.8	15.8

Tabla 5.38c Análisis tiempo-historia no lineal - Señal C7410N82 - Doble diagonal, $\alpha = 0.25$

5.3.4 Configuración Chevron

Los perfiles empleados para las diagonales son HSS7"x7"x3/16". Sin embargo como los disipadores están en posición horizontal, su rigidez asociada será la suma de las componentes horizontales de la rigidez axial de los perfiles metálicos, es decir $2X13,713 \cos 44^\circ = 19,729 \approx 20,000 \text{ ton/m}$.

5.3.4.1 Predimensionamiento

PISO	Masa (ton.s ² /m)	θ	$\cos \theta$	ϕ_i	$\phi_i \text{ norm}$	ϕ_{rj}	$\phi_{rj}^{1+\alpha} \cos^{1+\alpha} \theta$	$m_i \phi_i^2$ (ton.s ² /m)
1	43.09	0	1.000	-0.023	0.240	0.240	0.1683	2.489
2	42.94	0	1.000	-0.0492	0.514	0.274	0.1980	11.351
3	42.94	0	1.000	-0.0714	0.746	0.232	0.1610	23.905
4	42.94	0	1.000	-0.0873	0.912	0.166	0.1061	35.737
5	35.69	0	1.000	-0.0957	1.000	0.088	0.0478	35.686
							0.6811	109.166

Tabla 5.39a Predimensionamiento del coeficiente de amortiguamiento - En X - No Lineal - Chevron

Exponente	$\alpha =$	0.25	
	$\lambda =$	3.723	
Desplazamiento de la azotea sin disipadores	A s/d =	9.59	cm
	A =	7.41	cm
	$A^{1-\alpha} =$	0.142	
Periodo	T =	0.935	s
Frecuencia natural	$\omega =$	6.721	Hz
	$\omega^{2-\alpha} =$	28.051	
Amortiguamiento del sistema estructural	$\xi_0 =$	5.0%	
Amortiguamiento efectivo total	$\xi_{eff} =$	12.5%	
Coefficiente de amortiguamiento por piso	C piso =	81	ton.s/m
Número de disipadores por piso	n =	4	
	C =	20	ton.s/m

Tabla 5.39b Predimensionamiento del coeficiente de amortiguamiento - En X - No Lineal - Chevron

PISO	Masa (ton.s ² /m)	θ	cos θ	ϕ_i	ϕ_i norm	ϕ_{rj}	$\phi_{rj}^{1+\alpha} \cos^{1+\alpha} \theta$	$m_i \phi_i^2$ (ton.s ² /m)
1	43.09	0	1.000	0.0225	0.234	0.234	0.1627	2.357
2	42.94	0	1.000	0.0487	0.506	0.272	0.1967	11.006
3	42.94	0	1.000	0.0713	0.741	0.235	0.1636	23.591
4	42.94	0	1.000	0.0874	0.909	0.167	0.1070	35.447
5	35.69	0	1.000	0.0962	1.000	0.091	0.0503	35.686
							0.6803	108.086

Tabla 5.40a Predimensionamiento del coeficiente de amortiguamiento - En Y - No Lineal - Chevron

Exponente	$\alpha =$	0.25	
	$\lambda =$	3.723	
Desplazamiento de la azotea sin disipadores	A s/d =	11.08	cm
	A =	7.39	cm
	$A^{1-\alpha} =$	0.142	
Periodo	T =	0.969	s
Frecuencia natural	$\omega =$	6.486	Hz
	$\omega^{2-\alpha} =$	26.363	
Amortiguamiento del sistema estructural	$\xi_0 =$	5.0%	
Amortiguamiento efectivo total	$\xi_{eff} =$	19.1%	
Coefficiente de amortiguamiento por piso	C piso =	141	ton.s/m
Número de disipadores por piso	n =	4	
	C =	35	ton.s/m

Tabla 5.40b Predimensionamiento del coeficiente de amortiguamiento - En Y - No Lineal - Chevron

5.3.4.2 Análisis tiempo-historia no lineal

	XX (dirección larga)	YY (dirección corta)
Coeficiente de amortiguamiento C (ton.s/m)	20	35
Rigidez del disipador k (ton/m)	20,000	20,000
Exponente del amortiguador α	0.25	0.25
Parámetros de análisis	200 GDL Vectores de Ritz	

Tabla 5.41 Propiedades de los disipadores no lineales - Chevron - Análisis no lineal

Señal C6610N82	XX (dirección larga)	YY (dirección corta)
Desplazamiento máx. azotea (cm)	4.23 (ejes 1 y 4)	3.81 (ejes A y F)
Deriva máx. (Piso 3 XX, 2 YY)	3.75‰ (ejes 1 y 4)	3.57‰ (ejes A y F)
Fuerza cortante máx. en la base (ton)	291	289
Momento volcante máx. (ton.m)	3099 (MY)	3066 (MX)
Torsor máx. en la base (ton.m)	2621	4344
Fuerza máx. disipador (ton)	12.5	21.5

Tabla 5.42a Resultados de análisis tiempo-historia no lineal - Señal C6610N82 – Chevron, $\alpha = 0.25$

Señal C7005N08	XX (dirección larga)	YY (dirección corta)
Desplazamiento máx. azotea (cm)	6.10 (ejes 1 y 4)	5.28 (ejes A y F)
Deriva máx. (Piso 2)	6.27‰ (ejes 1 y 4)	5.61‰ (ejes A y F)
Fuerza cortante máx. en la base (ton)	463	434
Momento volcante máx. (ton.m)	4380 (MY)	4003 (MX)
Torsor máx. en la base (ton.m)	4181	6496
Fuerza máx. disipador (ton)	12.8	21.8

Tabla 5.42b Resultados de análisis tiempo-historia no lineal - Señal C7005N08 – Chevron, $\alpha = 0.25$

Señal C7410N82	XX (dirección larga)	YY (dirección corta)
Desplazamiento máx. azotea (cm)	6.47 (ejes 1 y 4)	6.23 (ejes A y F)
Deriva máx. (Piso 2)	6.29‰ (ejes 1 y 4)	6.38‰ (ejes A y F)
Fuerza cortante máx. en la base (ton)	439	481
Momento volcante máx. (ton.m)	4597 (MY)	4584 (MX)
Torsor máx. en la base (ton.m)	3984	7227
Fuerza máx. disipador (ton)	12.7	22.8

Tabla 5.42c Resultados de análisis tiempo-historia no lineal - Señal C7410N82 – Chevron, $\alpha = 0.25$

Capítulo 6

Discusión de resultados

6.1 Análisis de respuesta espectral

- El amortiguamiento efectivo que se calculó en ambas direcciones depende del cociente entre la deriva espectral máxima obtenida en la estructura sin disipadores y la deriva objetivo que se pretende obtener [5.1]. Estos valores calculados de amortiguamiento efectivo también se emplearon para dimensionar los disipadores en los casos tiempo-historia lineales y no lineales.
- El arreglo chevron, que está conformado por dos disipadores, se modela en ETABS como un solo punto al cual se asigna un elemento Panel Zone. En el modelo estructural hay 4 elementos Panel Zone en cada dirección. Por consiguiente, los valores de los coeficientes que fueron introducidos en ETABS (Chevron – Panel Zone en la Tabla 6.1) se deben dividir entre 2 a fin de obtener los coeficientes de amortiguamiento reales de los 8 disipadores que actúan en cada dirección (Chevron – Real).
- La configuración más eficiente es chevron y esto se refleja en los menores coeficientes de amortiguamiento (Chevron – Real) que fueron calculados para un mismo amortiguamiento efectivo en todas las configuraciones. A fin de comparar las tres configuraciones con un mismo número de disipadores se agregó en la Tabla 6.1 los coeficientes de amortiguamiento correspondientes a un arreglo Diagonal hipotético con 8 dispositivos.
- La configuración menos eficiente es doble diagonal y le corresponde los mayores valores de coeficientes de amortiguamiento.

Configuración	Número de disipadores por piso en cada dirección	Inclinación de los disipadores (θ)	Eficiencia ($\cos \theta$)	C en X (ton.s/m)	C en Y (ton.s/m)
Diagonal - Empleado	4	23.5°	0.917	148	268
Diagonal – Hipotético	8	23.5°	0.917	74	134
Doble Diagonal	8	44°	0.719	123	221
Chevron – Panel Zone	4	0°	1	124	224
Chevron - Real	8	0°	1	62	112

Tabla 6.1 Dimensionamiento de los disipadores – Análisis de respuesta espectral

Parámetro	% Reducción promedio	% Reducción máx.	Caso Reducción máx.
Desplazamiento máx. azotea en X	23.4	23.7	Doble Diagonal
Desplazamiento máx. azotea en Y	34.9	35.1	Doble Diagonal/Chevron
Cortante basal en X	21.6	21.9	Doble Diagonal
Cortante basal en Y	30.1	30.3	Doble Diagonal
Momento volcante en X	22.6	22.8	Doble Diagonal
Momento volcante en Y	32.9	33.2	Doble Diagonal
Torsor en la base en X	22.7	23.0	Doble Diagonal
Torsor en la base en Y	31.3	31.5	Doble Diagonal

Tabla 6.2 Resultados generales de análisis de respuesta espectral con disipadores

- Luego, para un mismo número de disipadores y un mismo amortiguamiento efectivo, cuanto mayor sea la eficiencia de la configuración, se necesitará un menor valor de coeficiente de amortiguamiento del disipador.
- La adición de disipadores a la estructura no modifica los periodos ni la masa participante de los modos fundamentales (Tablas 5.5, 5.14 y 5.24).
- Empleando las fórmulas de predimensionamiento de los coeficientes de amortiguamiento de los disipadores se obtuvieron las derivas objetivo de 7‰ en ambas direcciones de análisis (Tablas 5.5, 5.14 y 5.24 - Figuras 6.1 y A1.3).
- Las reducciones de la respuesta estructural fueron las siguientes: desplazamientos máximos de la azotea (promedio de 23% en la dirección X y 35% en la dirección Y) y fuerzas en la base (promedio de 22% en X y 31% en Y), según se muestra la Tabla 6.2.
- El mayor porcentaje de reducción en la dirección Y, la dimensión corta del edificio, se debe a que se proveyó mayor amortiguamiento efectivo puesto que era la dirección que tenía mayores derivas de entrepiso.
- Al comparar los resultados de las tres configuraciones de disipadores, se obtuvieron resultados muy similares en los desplazamientos máximos de azotea y fuerzas en la base (Figuras A1.1, 6.2, A1.7 y A1.8). Con los disipadores en doble diagonal, la configuración menos eficiente, se obtuvieron ligeramente mayores reducciones de la respuesta.
- Las tres configuraciones de disipadores disminuyeron las derivas máximas de entrepiso y mejoraron la regularidad torsional en todos los pisos en ambas direcciones (Figuras 6.1, A1.3, A1.4 y A1.5).

En las dos figuras que se presentan a continuación se muestran de forma comparativa las respuestas del edificio ideal sin sistema de protección (SSP) y las respuestas de cada configuración empleada de disipadores. En el Anexo 1 se muestran todas las figuras de los resultados obtenidos del análisis de respuesta espectral.

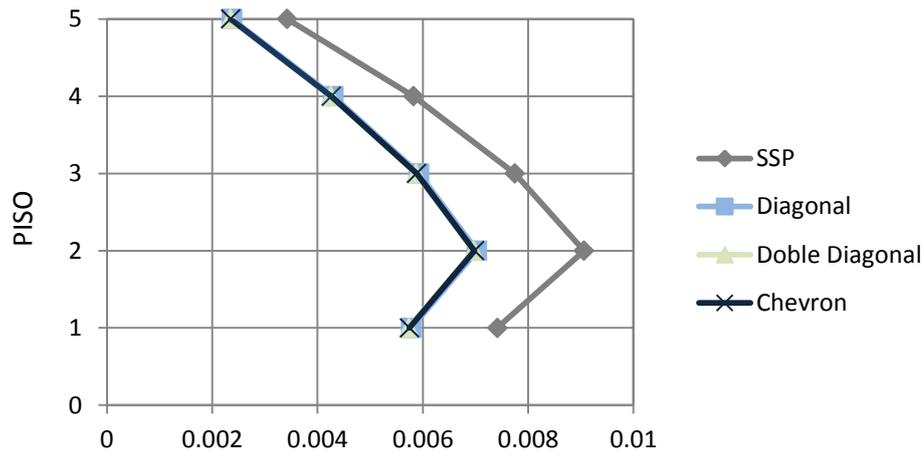


Figura 6.1 Derivadas máximas – En X – Análisis de respuesta espectral

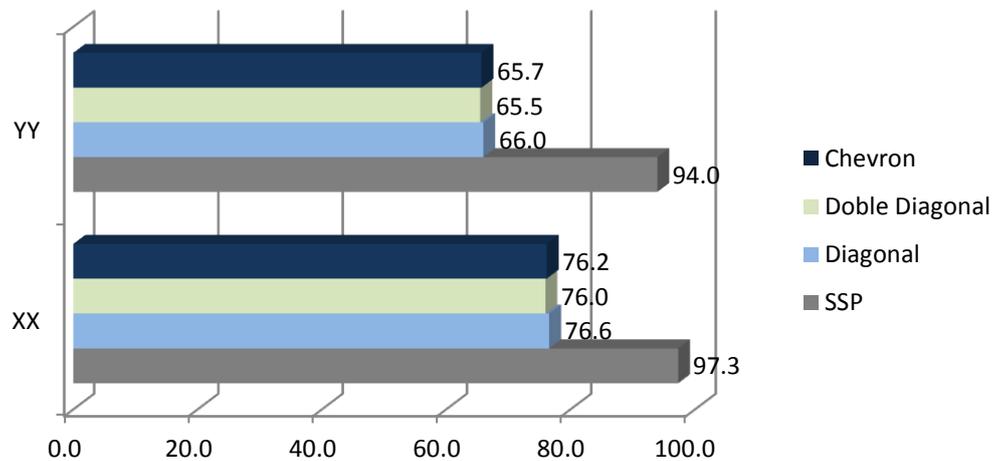


Figura 6.2 Cortante Basal (ton) – Análisis de respuesta espectral

6.2 Respuesta en el tiempo

- Los diagramas fuerza-desplazamiento que se obtuvieron para la señal C7005N08 en la dirección X corresponden a la forma esperada de respuesta de disipadores de fluido viscoso (Figuras 1.1a, 6.3a y 6.3b).
- Al superponer las respuestas en el tiempo de carga axial de un disipador y momento flector de una columna del primer nivel se comprueba que la respuesta del disipador está desfasada con los esfuerzos debidos a la deformación lateral de la estructura. Este desfase es constante en el tiempo para el caso de un disipador con $\alpha = 1$ (Figuras 6.4a y A2.1a). Sin embargo para un disipador con $\alpha = 0.25$, el desfase sólo ocurre en las regiones de mayor amplitud de la respuesta y se pierde en las regiones de menor amplitud (Figuras 6.4b y A2.1b).

- Los resultados de los análisis de la estructura con disipadores lineales en vibración libre [5.2.2.4, 5.2.3.4 y 5.2.4.4] comprobaron el nivel de amortiguamiento efectivo que se proveyó mediante la adición de los disipadores en relación al amortiguamiento efectivo necesario que se determinó con la Ecuación 5.2. El error obtenido de amortiguamiento efectivo fue de 3% para la configuración diagonal y 1% para las configuraciones doble diagonal y chevron.
- Las figuras 6.5 y A2.2a-c muestran que prácticamente la totalidad de la energía que ingresa al sistema debido al sismo es disipada mediante la energía por amortiguamiento estructural propio y por los dispositivos adicionales.

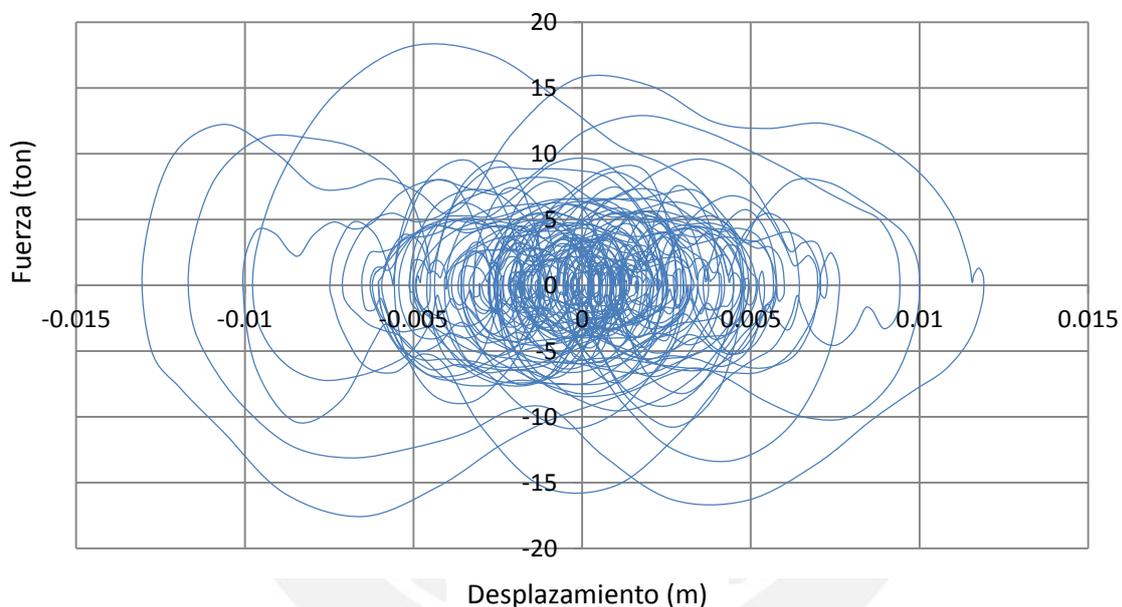


Figura 6.3a Diagrama Fuerza – Desplazamiento del Disipador L1 (Eje 1 Piso 1)
Señal C7005N08 en X – Configuración Diagonal - Análisis no lineal $\alpha = 1$

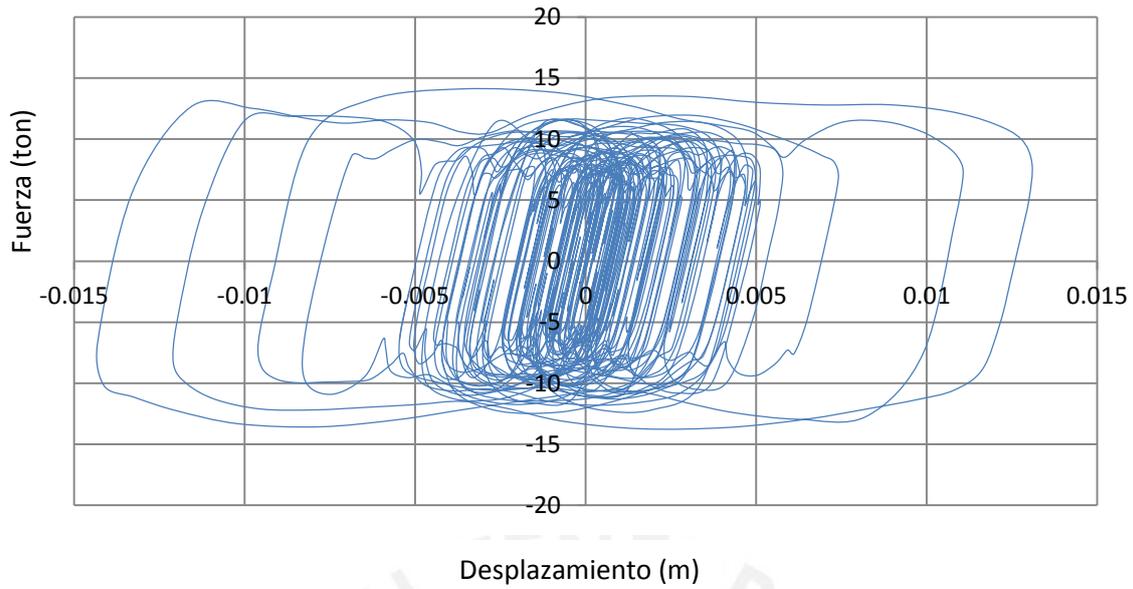


Figura 6.3b Diagrama Fuerza – Desplazamiento del Disipador L1 (Eje 1 Piso 1)
Señal C7005N08 en X – Configuración Diagonal, $\alpha = 0.25$

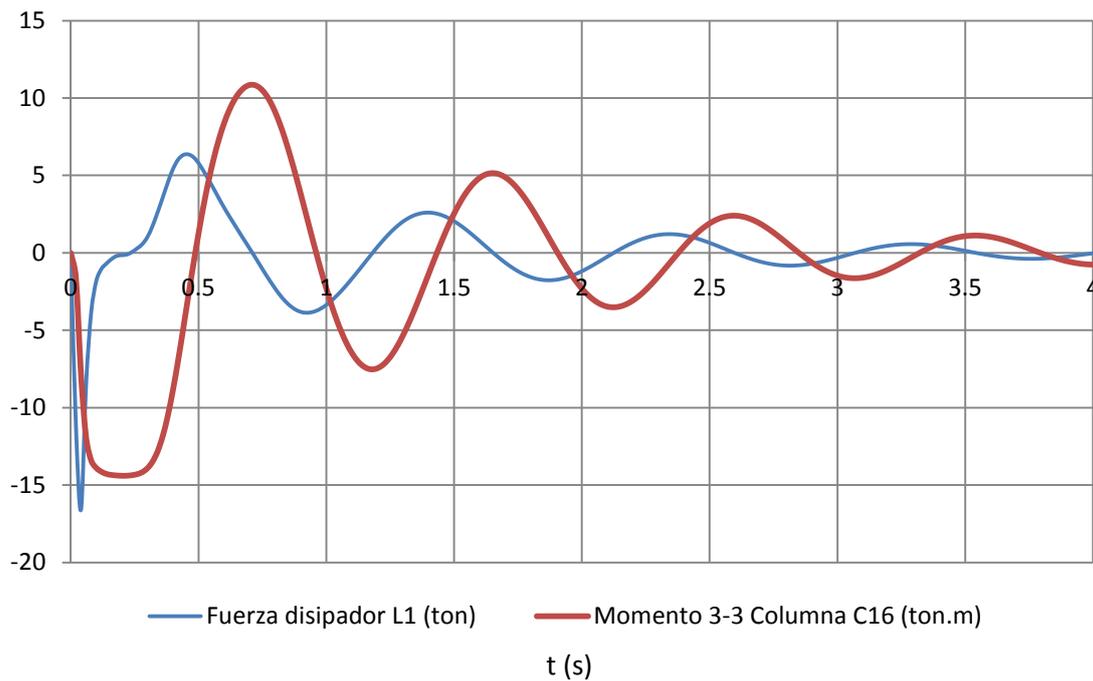


Figura 6.4a Respuesta del Disipador L1 Vs. Momento Flector 3-3 Columna C16
Sección Inferior (Eje 1 Piso 1) Vibración Libre en X – Configuración Diagonal –
Análisis no lineal $\alpha = 1$

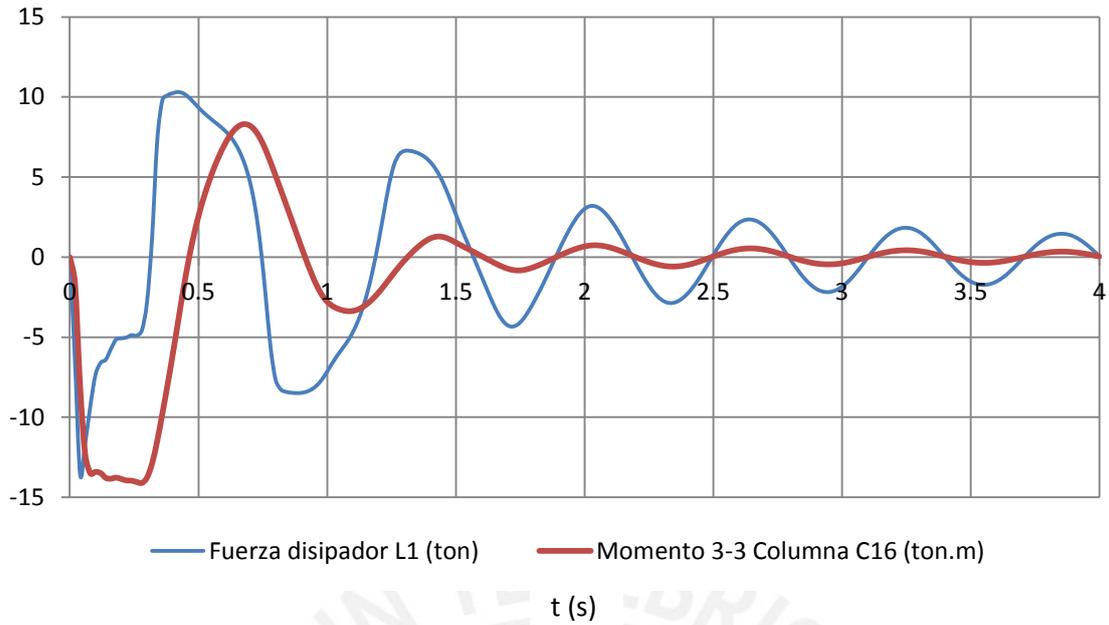


Figura 6.4b Respuesta del Disipador L1 Vs. Momento Flector 3-3 Columna C16 Sección Inferior (Eje 1 Piso 1) Vibración Libre en X – Configuración Diagonal, $\alpha = 0.25$

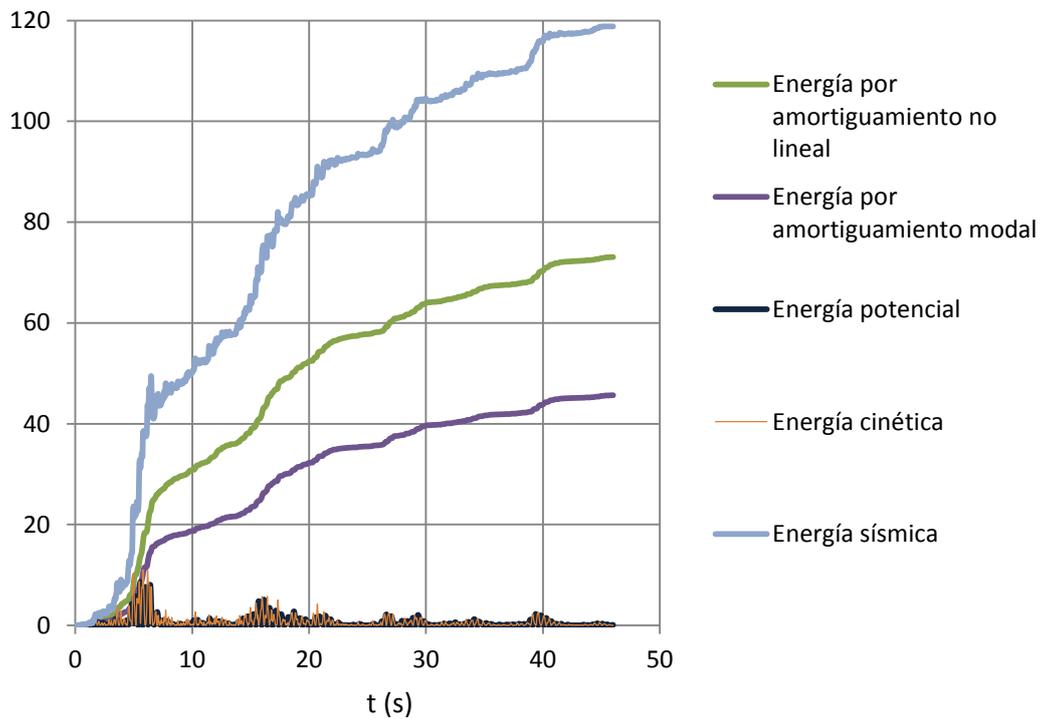


Figura 6.5 Energía del sistema estructural (ton.m) - Señal C7005N08 en X – Configuración Diagonal - Análisis no lineal $\alpha = 1$

6.3 Señales de sismos peruanos

- Para las tres configuraciones de disipadores y empleando un exponente de amortiguamiento $\alpha = 0.25$, se obtuvieron con las fórmulas de dimensionamiento valores menores del coeficiente de amortiguamiento (aproximadamente un 14%), respecto de los casos con exponente $\alpha = 1$ (Tabla 6.3). Esto significa que para obtener el mismo amortiguamiento efectivo con $\alpha = 0.25$ se necesitan disipadores de fluido viscoso de menor capacidad.
- Debido a que la configuración más eficiente es chevron (Tabla 6.1), los coeficientes de amortiguamiento de esta configuración son también los de menor magnitud para $\alpha = 0.25$ (Chevron – Real, Tabla 6.3).
- Las fuerzas de los disipadores en el tiempo de la configuración Chevron fueron las de menor magnitud para todas las señales y en ambas direcciones (Tabla 6.4).
- La mayor fuerza en el tiempo en un disipador fue de 32.7 ton (Diagonal $\alpha = 1$ Señal C7410N82 en Y), mientras que la menor fuerza en el tiempo fue de 6.3 ton (Chevron $\alpha = 0.25$ Señal C6610N82 en X).
- En general para $\alpha = 0.25$, la magnitud de las fuerzas máximas de los disipadores en el tiempo fue del 73% respecto de los casos $\alpha = 1$ (Tabla 6.4).
- En promedio, los resultados de fuerzas y desplazamientos de los análisis lineales con $\alpha = 1$ fueron menores a los resultados empleando análisis no lineales con $\alpha = 1$ (97% para las configuraciones diagonal y doble diagonal y 93% para la configuración chevron).

Configuración	Número de disipadores por piso en cada dirección	Inclinación de los disipadores	Exponente del amortiguador (α)	C en X (ton.s/m)	C en Y (ton.s/m)
Diagonal	4	23.5°	1	148	268
			0.25	23	39
Doble Diagonal	8	44°	1	123	221
			0.25	15	27
Chevron – Panel Zone	4	0°	1	124	224
			0.25	20	35
Chevron - Real	8	0°	1	62	112
			0.25	10	17.5

Tabla 6.3 Dimensionamiento de los disipadores – Análisis tiempo historia

Señal	α	Diagonal	Doble Diagonal	Chevron – Panel Zone	Chevron - Real
Número de disipadores por piso		4	8	4	8
C6610N82 en X	1	19.4	13.1	17.7	8.9
	0.25	14.0	8.7	12.5	6.3
C6610N82 en Y	1	31.2	20.9	28.5	14.3
	0.25	23.3	15.5	21.5	10.8
C7005N08 en X	1	19.2	12.9	17.6	8.8
	0.25	14.4	8.9	12.8	6.4
C7005N08 en Y	1	29.8	19.9	27.0	13.5
	0.25	23.7	15.7	21.8	10.9
C7410N82 en X	1	19.7	13.2	18.3	9.2
	0.25	14.2	8.8	12.7	6.4
C7410N82 en Y	1	32.7	22.0	30.0	15.0
	0.25	24.2	15.8	22.8	11.4

Tabla 6.4 Fuerzas máximas (ton) en disipadores - Análisis tiempo-historia no lineal

- Al igual que en los análisis de respuesta espectral, con los disipadores en doble diagonal que es la configuración menos eficiente, se obtuvieron ligeramente mayores reducciones de la respuesta para las tres señales en el tiempo (Tablas 6.5 – 6.6 – 6.7).
- Para la señal C6610N82, en promedio hubieron mayores reducciones de los desplazamientos máximos de la azotea y las derivas máximas del segundo piso para el caso $\alpha = 0.25$ en ambas direcciones. Para las señales C7005N08 y C7410N82, en promedio hubieron mayores reducciones de los desplazamientos máximos de la azotea y las derivas máximas del segundo piso para el caso $\alpha = 1$ en ambas direcciones (Tablas 6.5 – 6.6 – 6.7).
- En todos los casos (en las tres señales y las tres configuraciones de disipadores) las derivas máximas de entrepiso disminuyeron en todos los pisos en ambas direcciones (Figuras A2.6 hasta A2.11).
- Con la señal C6610N82 se obtuvieron en promedio las mayores reducciones en los desplazamientos máximos de azotea, derivas máximas del segundo piso y las fuerzas en la base en las dos direcciones.
- Para las tres señales, se observa que se obtuvieron en promedio mayores reducciones de las fuerzas basales para el caso $\alpha = 1$ en ambas direcciones y para las tres configuraciones de disipadores (Figuras A2.12 hasta A2.20). Los resultados con las señales C7005N08 y C7410N82 acentúan las menores reducciones de las fuerzas basales para el caso $\alpha = 0.25$.
- Para las tres señales y tres configuraciones de disipadores se obtuvieron en promedio las siguientes reducciones de los momentos en la base: para $\alpha = 1$, 24% en X y 27% en Y y para $\alpha = 0.25$, 17% en X y 15% en Y (Tablas 6.5, 6.6 y 6.7).

Señal C6610N82 (Tabla 6.5 y Figuras A2.3, A2.6, A2.7, A2.12, A2.15 y A2.18)

- Para $\alpha = 0.25$ se obtuvieron en promedio las mejores reducciones en los desplazamientos máximos de la azotea (31% en X y 38% en Y) y derivas máximas en el segundo piso (40% en X y 42% en Y).
- Para $\alpha = 1$ se obtuvieron en promedio las siguientes reducciones de las fuerzas en la base: 41% en X y 54% en Y (cortante y torsor).
- Para $\alpha = 0.25$ se obtuvieron en promedio las siguientes reducciones de las fuerzas en la base: 42% en X y 46% en Y (cortante y torsor).

Señal C7005N08 (Tabla 6.6 y Figuras A2.4, A2.8, A2.9, A2.13, A2.16 y A2.19)

- Para $\alpha = 1$ se obtuvieron en promedio las mejores reducciones en los desplazamientos máximos de la azotea (28% en X y 37% en Y) y derivas máximas en el segundo piso (25% en X y 32% en Y).
- Para $\alpha = 1$ se obtuvieron en promedio las siguientes reducciones de las fuerzas en la base: 18% en X y 26% en Y (cortante y torsor).
- Para $\alpha = 0.25$ se obtuvieron en promedio las siguientes reducciones de las fuerzas en la base: 7.7% en X y 8.6% en Y (cortante y torsor).

Parámetro	α	% Reducción promedio	% Reducción máx.	Caso Reducción máx.
Desplazamiento máx. azotea en X	1	30.3	31.0	Doble Diagonal
	0.25	31.2	32.0	Doble Diagonal
Desplazamiento máx. azotea en Y	1	37.8	38.1	Doble Diagonal
	0.25	38.2	40.5	Doble Diagonal
Deriva máx. 2do Piso en X	1	34.8	35.0	Chevron
	0.25	39.9	40.6	Doble diagonal
Deriva máx. 2do Piso en Y	1	40.9	41.1	Doble diagonal
	0.25	42.2	44.0	Doble diagonal
Cortante basal en X	1	41.4	42.2	Doble Diagonal
	0.25	42.0	42.2	Diagonal
Cortante basal en Y	1	53.6	54.5	Diagonal/Doble diagonal
	0.25	46.5	48.8	Doble diagonal
Momento volcante en X	1	25.1	26.5	Doble diagonal
	0.25	20.2	21.5	Doble diagonal
Momento volcante en Y	1	30.4	32.4	Doble diagonal
	0.25	17.7	21.0	Doble diagonal
Torsor en la base en X	1	41.4	42.3	Doble diagonal
	0.25	42.0	42.2	Diagonal
Torsor en la base en Y	1	53.5	54.4	Diagonal/Doble diagonal
	0.25	46.3	48.6	Doble diagonal

Tabla 6.5 Resultados generales de análisis tiempo-historia no lineal - Señal C6610N82

Parámetro	α	% Reducción promedio	% Reducción máx.	Caso Reducción máx.
Desplazamiento máx. azotea en X	1	27.7	28.4	Doble Diagonal
	0.25	24.7	25.7	Doble Diagonal
Desplazamiento máx. azotea en Y	1	36.8	38.2	Doble Diagonal
	0.25	32.0	35.0	Doble Diagonal
Deriva 2do Piso en X	1	25.2	25.8	Doble Diagonal
	0.25	19.7	20.8	Doble Diagonal
Deriva 2do Piso en Y	1	31.9	32.9	Doble Diagonal
	0.25	21.7	24.9	Doble Diagonal
Cortante basal en X	1	18.6	19.4	Doble Diagonal
	0.25	8.0	9.4	Doble Diagonal
Cortante basal en Y	1	25.5	27.4	Doble Diagonal
	0.25	8.5	11.4	Doble Diagonal
Momento volcante en X	1	23.4	24.3	Doble Diagonal
	0.25	15.9	17.0	Doble Diagonal
Momento volcante en Y	1	27.4	29.7	Doble Diagonal
	0.25	14.2	17.5	Doble Diagonal
Torsor en la base en X	1	18.0	18.8	Doble Diagonal
	0.25	7.4	8.8	Doble Diagonal
Torsor en la base en Y	1	25.7	27.7	Doble Diagonal
	0.25	8.7	11.8	Doble Diagonal

Tabla 6.6 Resultados generales de análisis tiempo-historia no lineal - Señal C7005N08

Parámetro	α	% Reducción promedio	% Reducción máx.	Caso Reducción máx.
Desplazamiento máx. azotea en X	1	27.5	27.6	Diagonal
	0.25	23.9	24.1	Doble Diagonal
Desplazamiento máx. azotea en Y	1	33.3	33.9	Doble Diagonal
	0.25	30.2	31.7	Doble Diagonal
Deriva 2do Piso en X	1	25.8	26.0	Diagonal
	0.25	20.0	20.4	Doble Diagonal
Deriva 2do Piso en Y	1	28.1	28.5	Doble Diagonal
	0.25	19.2	20.8	Doble Diagonal
Cortante basal en X	1	31.3	31.6	Doble Diagonal
	0.25	21.8	22.5	Doble Diagonal
Cortante basal en Y	1	20.7	22.5	Diagonal
	0.25	6.1	8.2	Doble Diagonal
Momento volcante en X	1	23.9	24.4	Diagonal
	0.25	16.2	17.0	Doble Diagonal
Momento volcante en Y	1	24.4	25.6	Doble Diagonal
	0.25	13.9	15.2	Doble Diagonal
Torsor en la base en X	1	30.7	31.1	Doble Diagonal
	0.25	21.2	21.7	Doble Diagonal
Torsor en la base en Y	1	20.6	22.4	Diagonal
	0.25	5.8	7.9	Doble Diagonal

Tabla 6.7 Resultados generales de análisis tiempo-historia no lineal - Señal C7410N82

Señal C7410N82 (Tabla 6.7 y Figuras 6.6, 6.7, A2.5, A2.10, A2.11, A2.14, A2.17 y A2.20).

- Para $\alpha = 1$ se obtuvieron en promedio reducciones en los desplazamientos máximos de la azotea (28% en X y 33% en Y) y derivas máximas en el segundo piso (26% en X y 28% en Y).

- Para $\alpha = 1$ se obtuvieron en promedio las siguientes reducciones de las fuerzas en la base: 31% en X y 21% en Y (cortante y torsor).
- Para $\alpha = 0.25$ se obtuvieron en promedio las siguientes reducciones de las fuerzas en la base: 22% en X y 6% en Y (cortante y torsor).

En las dos figuras que se presentan a continuación se muestran de forma comparativa las respuestas del edificio ideal sin sistema de protección (SSP) y las respuestas de cada configuración empleada de disipadores. En el Anexo 2 se muestran todas las figuras de los resultados obtenidos de los análisis de historia en el tiempo.

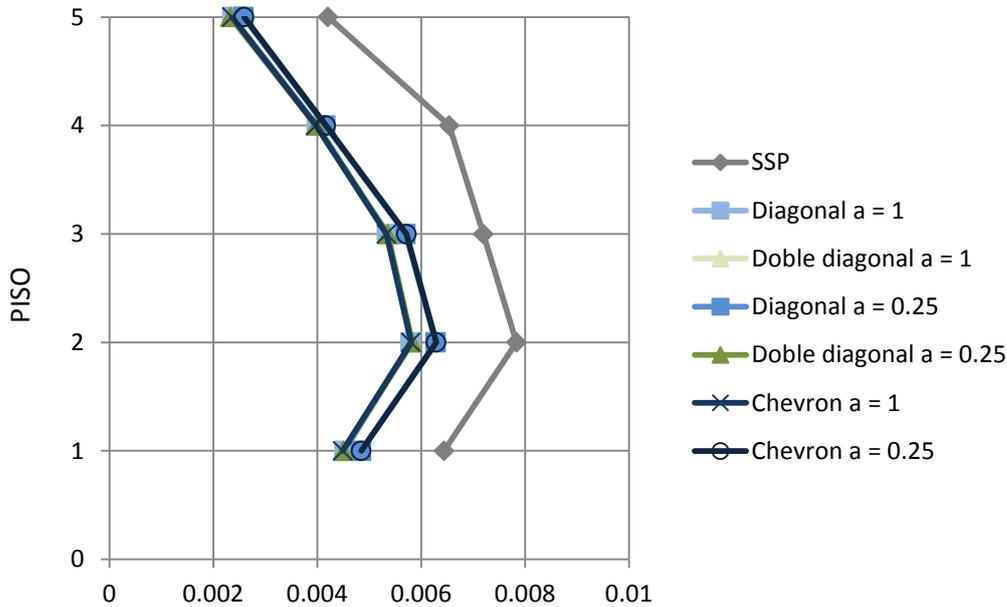


Figura 6.6 Derivas máximas – En X – Análisis tiempo historia no lineal - Señal C7410N82

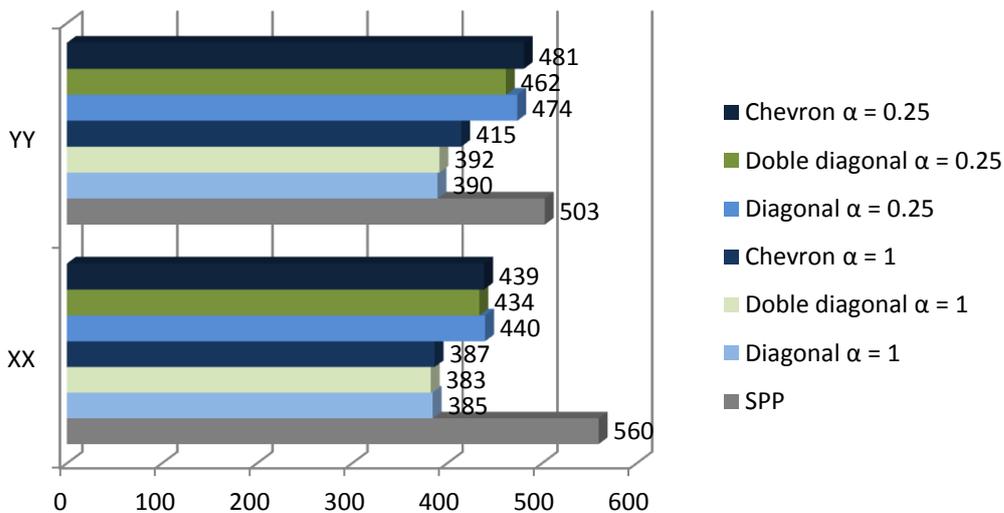


Figura 6.7 Cortante basal máximo (ton) – Análisis tiempo-historia no lineal - Señal C7410N82

Capítulo 7

Conclusiones

Disipadores de fluido viscoso

- El comportamiento de los disipadores de fluido viscoso a nivel macroscópico puede ser representado empleando el modelo viscoelástico de Maxwell, el cual consiste en un amortiguador no lineal en serie con un resorte.
- En un análisis *lineal*, el programa ETABS considerará un modelo de disipador que consiste en un amortiguador en paralelo con un resorte. La rigidez del resorte debe ser cero a fin de obtener comportamiento de amortiguamiento puro.
- En un análisis *no lineal*, para modelar un disipador el programa ETABS emplea el modelo de Maxwell. Si se desea comportamiento de amortiguamiento puro en un análisis no lineal con disipadores lineales, la deformación del resorte debe hacerse despreciable incrementando su rigidez no lineal.

Análisis de una edificación sin sistema de protección sísmica

- Se estudió un edificio aporticado ideal de 5 pisos de concreto armado destinado a oficinas. Los periodos fundamentales en las direcciones X e Y fueron 0.93 s y 0.97 s, respectivamente.
- Al usar el espectro de la norma peruana sismorresistente E.030, la edificación alcanza las derivas de entrepiso de 9.1‰ y 10.5‰ en X e Y respectivamente. Estas derivas superan al límite permitido por la norma (7.0‰).
- Suponiendo que el edificio se habría diseñado usando normas de construcción exigentes, en un sismo de 500 años de periodo de retorno habría alcanzado un nivel de daño entre moderado y extensivo [Tabla 5.9a Manual HAZUS, FEMA 2003].
- Las fuerzas cortantes en la base que se obtuvieron al aplicar el espectro de la norma E.030 fueron 97 ton en X y 94 ton en Y (sin factor de escala). Estas fuerzas están en el orden del 4.5% del peso de la edificación.

Amortiguamiento viscoso lineal

- Los mecanismos de disipación de energía en una estructura sometida a cargas dinámicas son usualmente representados mediante amortiguamiento viscoso lineal equivalente.
- En un sistema de un grado de libertad el amortiguamiento viscoso equivalente puede ser expresado en función de la energía disipada en un ciclo de vibración y la energía elástica de deformación correspondiente. Este procedimiento puede extenderse para modelar el amortiguamiento en sistemas con varios grados de libertad.
- Al emplear el procedimiento de amortiguamiento proporcional para generar una matriz con amortiguamiento clásico y realizar el análisis dinámico del edificio en estudio, se obtuvo un error máximo de 3.5% en el cálculo del cortante basal en la dirección X para una señal peruana representativa.

Respuesta de estructuras con disipadores de fluido viscoso

- El método *Fast Nonlinear Analysis* (Ibrahimbegovic y Wilson, 1989) puede ser empleado para el análisis de sistemas estructurales con disipadores lineales y no lineales. Este método consiste en considerar los términos acoplados de la matriz de amortiguamiento como pseudofuerzas que actúan sobre la estructura.
- En un análisis lineal elástico, el amortiguamiento efectivo de cada modo de vibración de una estructura con disipadores es la suma de: (1) el amortiguamiento inherente debido a la disipación de energía de los elementos estructurales y (2) el amortiguamiento viscoso debido a la disipación de energía de los dispositivos añadidos al sistema estructural.
- El amortiguamiento efectivo de una estructura con disipadores lineales es función de los desplazamientos modales del modo fundamental de la dirección de análisis.
- El amortiguamiento efectivo de una estructura con disipadores no lineales también depende de los desplazamientos modales del modo fundamental pero es inversamente proporcional al desplazamiento máximo de la estructura en la dirección de análisis.

Análisis de la edificación protegida con disipadores de fluido viscoso

1) Análisis de respuesta espectral

- El amortiguamiento efectivo depende del cociente entre la deriva del edificio sin reforzar y la deriva objetivo que se pretende lograr con la intervención.
- Para reducir la deriva espectral del edificio a 7.0‰ fue necesario incorporar en la estructura un amortiguamiento efectivo de 12.5% en la dirección X y de 19.1% en la dirección Y.
- Se probaron arreglos en diagonal, doble diagonal y chevron para un mismo valor de amortiguamiento efectivo en cada dirección. Debido a la mayor eficiencia de la configuración chevron, se obtuvieron para este arreglo dispositivos de menor capacidad (menores valores de la constante de amortiguamiento).
- Las tres configuraciones de disipadores disminuyeron las derivas máximas y mejoraron la regularidad torsional en todos los pisos en ambas direcciones.
- Las fuerzas cortantes en la base que se obtuvieron al aplicar el espectro reducido de la norma E.030 en la estructura con disipadores fueron en promedio de 76 ton en la dirección X y 66 ton en la dirección Y, las cuales están en el orden del 3.5% del peso de la edificación y representan una reducción de 22% en X y 31% en Y.
- Con las tres configuraciones de disipadores se obtuvieron resultados muy similares en los desplazamientos máximos de la azotea. Se alcanzó en promedio 23% de reducción en la dirección X y 35% en la dirección Y.
- Suponiendo que el edificio se hubiera diseñado con un código de diseño sismorresistente exigente, se habría logrado un nivel de daño moderado para un sismo de 500 años de periodo de retorno. [Tabla 5.9a Manual HAZUS, FEMA 2003].

2) Análisis tiempo-historia

- Puesto que un análisis de respuesta espectral no da mayores luces para comparar el desempeño de disipadores de fluido viscoso con diferentes exponentes de amortiguamiento α , fue necesario realizar análisis de respuesta en el tiempo.
- Debido a la mayor eficiencia de la configuración chevron, se obtuvieron para este arreglo de dispositivos los menores coeficientes de amortiguamiento y las menores fuerzas de los disipadores en el tiempo.

Parámetro	% Reducción promedio en X	α	% Reducción promedio en Y	α
Análisis de respuesta espectral				
Desplazamiento máx. azotea	23	1	35	1
Deriva máx. 2do Piso	23	1	34	1
Fuerzas en la base	22	1	31	1
Análisis tiempo-historia Señal C6610N82				
Desplazamiento máx. azotea	31	0.25	38	0.25
Deriva máx. 2do Piso	40	0.25	42	0.25
Cortante y torsor basales	42	0.25	54	1
Momento volcante basal	25	1	30	1
Análisis tiempo-historia Señal C7005N08				
Desplazamiento máx. azotea	28	1	37	1
Deriva máx. 2do Piso	25	1	32	1
Cortante y torsor basales	18	1	26	1
Momento volcante basal	23	1	27	1
Análisis tiempo-historia Señal C7410N82				
Desplazamiento máx. azotea	28	1	33	1
Deriva máx. 2do Piso	26	1	28	1
Cortante y torsor basales	31	1	21	1
Momento volcante basal	24	1	24	1

Tabla 7.1 Reducciones promedio obtenidas en la estructura con disipadores. Los porcentajes de reducción se refieren al promedio obtenido para las tres configuraciones de disipadores.

- Si se emplean disipadores de fluido viscoso con $\alpha = 0.25$ se necesitarán dispositivos de menor capacidad para lograr el mismo amortiguamiento efectivo que se obtendría con disipadores con $\alpha = 1$ (Tabla 6.3). Asimismo, las fuerzas máximas en el tiempo de los disipadores con $\alpha = 0.25$ estarán en el orden del 73% respecto del caso con $\alpha = 1$ (Tabla 6.4).
- La fuerza máxima que se obtuvo en un disipador fue de 32.7 ton (Diagonal $\alpha = 1$ Señal C7410N82 en Y).
- Una comparación global de la reducción de los parámetros obtenidos de los análisis tiempo-historia realizados se muestra en la Tabla 7.1. A diferencia del análisis de respuesta espectral, las reducciones de los parámetros varían en cada señal.
- Con la señal C6610N82 se obtuvieron las mayores reducciones en todos los parámetros: desplazamientos máximos de la azotea (promedio de 31% en la

dirección X y 38% en la dirección Y), derivas máximas de azotea (promedio de 40% en X y 42% en Y), momentos volcantes (promedio de 25% en X y 30% en Y) y fuerzas cortantes y momentos torsores (promedio de 42% en X y 54% en Y).

- Los análisis realizados muestran que si se emplean disipadores de fluido viscoso con $\alpha = 1$ se obtendrán mayores reducciones en las fuerzas en la base y por consiguiente, menores fuerzas sísmicas en los elementos estructurales de concreto.
- Los análisis realizados muestran que empleando disipadores de fluido viscoso con $\alpha = 1$ en la mayoría de los casos se obtuvieron mayores reducciones en los desplazamientos de la azotea y en las derivas del segundo piso.
- Los disipadores no lineales con $\alpha = 0.25$ tienen la ventaja de producir fuerzas menores que los disipadores lineales con $\alpha = 1$ aportando el mismo amortiguamiento efectivo al sistema estructural. Los análisis tiempo-historia realizados en este trabajo han mostrado que estas menores fuerzas de amortiguamiento desarrolladas por los disipadores no lineales con un valor bajo del exponente α se corresponden con fuerzas sísmicas basales mayores que las desarrolladas por los disipadores lineales.

Bibliografía

1. Andrade, L. [2004], *Control de la Deriva en las Normas de Diseño Sismorresistente*, Tesis, Pontificia Universidad Católica del Perú, Lima
2. ASCE [2010], *Minimum Design Loads for Buildings and Others Structures (ASCE/SEI 7-10)*, American Society of Civil Engineers
3. Blanco, A. [1997], *Estructuración y Diseño de Edificaciones de Concreto Armado*, segunda edición, Colegio de Ingenieros del Perú, Lima
4. Cheng, F., Jiang, H. and Lou, K. [2008], *Smart Structures – Innovative Systems for Seismic Response Control*, Taylor & Francis Group, Boca Raton, Florida, ISBN 978-0-8493-8532-2
5. Chopra, A. [2007], *Dynamics of Structures*, third edn, Pearson Education Inc., Upper Saddle River, New Jersey 07458. ISBN 0-13-156174-X
6. Clough, R. and Penzien, J. [1993], *Dynamics of Structures*, second edn, McGraw-Hill Inc., New York. ISBN 0-07-011394-7
7. Computers and Structures Inc. [2009], *CSI Analysis Reference Manual*, Berkeley, California
8. Constantinou, M. and Symans, M. [1992], *Experimental and Analytical Investigation of Seismic Response of Structures with Supplemental Fluid Viscous Dampers*, Report NCEER-92-0032, National Center for Earthquake Engineering Research, Buffalo, New York
9. FEMA [2000], *NEHRP Prestandard and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings*, Report 356, Federal Emergency Management Agency, Washington, D.C.
10. FEMA [2003], *HAZUS-MH MR4 Earthquake Technical Manual*, Federal Emergency Management Agency & National Institute of Buildings Sciences, Washington, D.C.
11. FEMA [2009], *NEHRP Recommended Seismic Provisions for New Buildings and Other Structures*, Report P-750, Federal Emergency Management Agency, Washington, D.C.
12. Hanson, R. and Soong, T. [2001], *Seismic Design with Supplemental Energy Dissipation Devices*, Earthquake Engineering Research Institute, Oakland, California. ISBN 0-943198-13-5
13. Hwang, J. [2002], *Seismic Design of Structures with Viscous Dampers*, National Center for Research on Earthquake Engineering, Taipei
14. Lin, W. and Chopra, A. [2002], *Earthquake response of elastic SDF systems with non-linear fluid viscous dampers*, *Earthquake Engineering and Structural Dynamics* **31**, 1623-1642
15. Morales, L. y Contreras, J. [2012], *Protección de una Edificación Existente con Disipadores de Energía*, Tesis, Pontificia Universidad Católica del Perú, Lima
16. Muñoz, A. [1997], *Fuerzas de Diseño y Control de Desplazamientos en la Norma Peruana de Diseño Sismorresistente*, Pontificia Universidad Católica del Perú, Lima
17. Newmark, N. and Hall, W. [1982], *Earthquake Spectra and Design*, Earthquake Engineering Research Institute, Berkeley, California. ISBN 0-943198-22-4

18. Novak, M. and El Hifnawy, L. [1983], *Effect of Soil-Structure Interaction on Damping of Structures*, Earthquake Engineering and Structural Dynamics **11**, 595-621
19. Ottazzi, G. [2007], *Apuntes del Curso Concreto Armado I*, octava edición, Pontificia Universidad Católica del Perú, Lima
20. Popov, E. [2000], *Mecánica de Sólidos*, segunda edición, Pearson Educación, México. ISBN 970-17-0398-7
21. Ramírez, O. et al. [2001], *Development and Evaluation of Simplified Procedures for Analysis and Design of Buildings with Passive Energy Dissipation Systems*, Report MCEER-00-0001, Multidisciplinary Center for Earthquake Engineering Research, Buffalo, New York
22. Roylance, D. [2001], *Engineering Viscoelasticity*, Massachusetts Institute of Technology, Cambridge, Massachusetts
23. Salmon, C. and Johnson, J. [1996], *Steel Structures: Design and Behavior*, fourth edn, Prentice-Hall Inc., Upper Saddle River, New Jersey 07458. ISBN 0-673-99786-3
24. Seleemah, A. and Constantinou, M. [1997], *Investigation of Seismic Response of Buildings with Linear and Nonlinear Fluid Viscous Dampers*, Report NCEER-97-0004, National Center for Earthquake Engineering Research, Buffalo, New York
25. SENCICO [2004], *Norma Técnica de Edificación E.020 Cargas*, Servicio Nacional de Normalización, Capacitación e Investigación para la Industria de la Construcción, Lima
26. SENCICO [2004], *Norma Técnica de Edificación E.090 Estructuras Metálicas*, Servicio Nacional de Normalización, Capacitación e Investigación para la Industria de la Construcción, Lima
27. SENCICO [2003], *Norma Técnica de Edificación E.030 Diseño Sísmorresistente*, Servicio Nacional de Normalización, Capacitación e Investigación para la Industria de la Construcción, Lima
28. SENCICO [2009], *Norma Técnica de Edificación E.060 Concreto Armado*, Servicio Nacional de Normalización, Capacitación e Investigación para la Industria de la Construcción, Lima
29. Symans, M. and Constantinou, M. [1998], *Passive Fluid Viscous Damping Systems for Seismic Energy Dissipation*, Journal of Earthquake Technology Paper No. 382 Vol. 35 No. 4, Indian Society of Earthquake Technology, Roorkee
30. Taylor, D. [1999], *Buildings: Design for Damping*, Taylor Devices Inc., North Tonawanda, New York
31. Uang, C. and Bertero, V. [1988], *Use of Energy as a Design Criterion in Earthquake-Resistant Design*, Report No. UCB/EERC-88/18, University of California, Berkeley
32. Wilson, E. [2004], *Static & Dynamic Analysis of Structures*, fourth edn, Computers and Structures Inc., Berkeley, California ISBN 0-923907-03-3