

PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ

ESCUELA DE POSGRADO



**PROCEDIMIENTOS PARA EL ANÁLISIS Y DISEÑO DE
ESTRUCTURAS CON SISTEMAS DE DISIPACIÓN DE
ENERGÍA EN EL PERÚ**

**TESIS PARA OPTAR EL GRADO ACADÉMICO DE MAGÍSTER EN
INGENIERÍA CIVIL**

AUTOR:

JUAN CARLOS FUENTES SADOWSKI

ASESOR:

JUAN ALEJANDRO MUÑOZ PELÁEZ

Octubre, 2019

RESUMEN

Los sistemas de disipación de energía ya tienen disponibilidad comercial en Perú y se están desarrollando proyectos importantes de edificios nuevos así como reforzamientos de edificios existentes empleando estas tecnologías de protección sísmica. Varios países ya disponen de códigos para el análisis y diseño de edificaciones con dispositivos de disipación de energía, sin embargo nuestro país aún no cuenta con una norma propia al respecto. El objetivo de esta tesis es desarrollar procedimientos de análisis y diseño de estructuras con disipadores que sirvan de base para una futura norma local. Con este fin se estudian normas internacionales relevantes como ASCE 7 y FEMA, así como las investigaciones importantes realizadas sobre esta materia. Se muestra que los llamados métodos simplificados desarrollados en los códigos americanos para estructuras con disipadores son de gran utilidad para obtener estimaciones de las respuestas sísmicas inelásticas. Se muestra que bajo ciertas condiciones una estructura con disipadores y comportamiento inelástico del sistema sismorresistente puede ser representada como una estructura con rigidez lineal equivalente y amortiguamiento viscoso equivalente. Los métodos simplificados fueron implementados en conjunto con la norma peruana sismorresistente E.030. Estos procedimientos se aplicaron a una estructura regular de concreto armado de 5 pisos ubicada en la costa peruana y empleando dos tipos de dispositivos: disipadores de fluido viscoso y disipadores TADAS. Los resultados de los métodos simplificados propuestos fueron evaluados con los resultados de análisis tiempo historia no lineales y se obtuvieron en general predicciones conservadoras para los desplazamientos de entrepiso, las derivas de entrepiso y los cortantes sísmicos basales. En base a estos resultados se concluye que los métodos simplificados deberían ser incluidos en una futura norma peruana de estructuras con disipadores.

ÍNDICE

Introducción.....	3
--------------------------	----------

Capítulo 1

Estudio de un disipador dependiente de la velocidad

1.1 Descripción del dispositivo.....	5
1.2 Propiedades.....	8
1.3 Revisión de la literatura.....	11
1.3.1 Estudio de Constantinou y Symans (1992).....	11
1.3.2 Estudio de Seleemah y Constantinou (1997).....	13
1.3.3 Estudio de Makris et al. (1997).....	15
1.3.4 Estudio de Lin y Chopra (2002).....	16
1.4 Modelos matemáticos.....	18
1.5.1 Elemento viscoelástico computacional.....	18
1.5.2 Modelo de Maxwell.....	19
1.5.3 Modelo de Voigt-Kelvin.....	20

Capítulo 2

Estudio de un disipador dependiente del desplazamiento

2.1 Descripción del dispositivo.....	21
2.2 Propiedades.....	23
2.3 Revisión de la literatura.....	26
2.3.1 Estudio de Tsai et al. (1993).....	26
2.4 Modelos matemáticos.....	27

Capítulo 3

Procedimientos de análisis y diseño de estructuras con disipadores en los códigos americanos FEMA y ASCE 7

3.1 Respuesta espectral en sistemas lineales.....	28
3.2 Amortiguamiento efectivo en estructuras inelásticas con disipadores.....	31
3.3 Método de análisis estático no lineal en la norma FEMA 274 (1997).....	34
3.4 Estudios de FEMA 274 en sistemas de 1 GDL.....	37
3.4.1 Estudio de Tsopelas et al. (1997).....	38
3.4.2 Estudio de Chopra y Goel (1999).....	42
3.4.3 Estudio de Ramírez et al. (2000) – Sistemas de 1 GDL.....	45

3.5 Procedimientos simplificados para sistemas de varios GDL con disipadores.....	52
3.5.1 Asunciones.....	52
3.5.2 Edificio con disipadores viscosos lineales.....	53
3.5.3 Edificio con disipadores viscosos no lineales.....	56
3.5.4 Edificio con disipadores de fluencia.....	58
3.5.5 Resultados de Ramírez et al. (2000) para sistemas de varios GDL.....	62

Capítulo 4

Lineamientos generales para una norma peruana de estructuras con sistemas de disipación de energía

4.1 Espectro de la norma peruana.....	65
4.2 Parámetros inelásticos.....	67
4.3 Requisitos de diseño.....	73
4.3.1 Requisitos del sistema sismorresistente y del sistema de disipación.....	73
4.3.2 Procedimientos y condiciones de aplicación.....	75
4.4 Procedimiento de análisis tiempo-historia no lineal.....	79
4.5 Procedimiento de análisis de respuesta espectral.....	84
4.6 Procedimiento de fuerza lateral equivalente.....	88
4.7 Modificación de la respuesta por amortiguamiento adicional.....	89

Capítulo 5

Evaluación de los métodos propuestos

5.1 Diseño del edificio de referencia sin disipadores.....	92
5.2 Diseño del edificio con disipadores de fluido viscoso.....	95
5.3 Diseño del edificio con disipadores TADAS.....	108
5.4 Comentarios y comparación de los métodos simplificados con el análisis tiempo-historia no lineal.....	123
5.4.1 Edificio con disipadores de fluido viscoso.....	126
5.4.2 Edificio con disipadores TADAS.....	138

Capítulo 6

Conclusiones.....	141
--------------------------	------------

Bibliografía.....	143
--------------------------	------------

Anexos

A.1 Edificio de referencia.....	149
A.2 Edificio con secciones reducidas y sin disipadores.....	150
A.3 Edificio con secciones reducidas y DFV.....	150
A.4 Edificio con secciones reducidas y TADAS.....	159

Introducción

Los sistemas pasivos de disipación de energía emplean dispositivos diseñados para disipar parte de la energía producida por fuerzas dinámicas (sísmicas y de viento) en las estructuras. Estos dispositivos pueden ser divididos en dos grupos en base a sus propiedades mecánicas: (1) disipadores dependientes de la velocidad y (2) disipadores dependientes del desplazamiento.

En el primer grupo la disipación de energía depende básicamente de las velocidades relativas entre los extremos del dispositivo e incluye los disipadores viscoelásticos sólidos que disipan energía a través de la deformación de polímeros viscoelásticos y los disipadores de fluido viscoso (DFV). En el Capítulo 1 de este trabajo se estudian los DFV los cuales tienen bastantes aplicaciones en proyectos de estructuras nuevas y reforzadas en zonas sísmicas.

En el segundo grupo se encuentran los disipadores metálicos de fluencia y los disipadores de fricción. La disipación de energía en este caso depende de los desplazamientos relativos entre los extremos del dispositivo. En el Capítulo 2 se estudian las propiedades del disipador metálico TADAS.

En el Capítulo 3 se muestra la base teórica de los métodos simplificados los cuales fueron desarrollados primero en la norma norteamericana FEMA del año 2000.

En el Capítulo 4 los métodos simplificados son implementados en conjunto con la norma peruana sismorresistente E.030. Se discuten las condiciones de aplicación locales de estos procedimientos y se evalúan factores de reducción B representativos de la sismicidad peruana.

En el Capítulo 5 los métodos propuestos son aplicados en una estructura regular de concreto armado de 5 pisos. En seguida los resultados son comparados con los resultados de análisis tiempo historia no lineal realizados con el programa SAP2000.

Capítulo 1

Estudio de un disipador dependiente de la velocidad

1.1 Descripción del dispositivo

Un disipador de fluido viscoso (DFV) es un dispositivo que básicamente consiste en un recipiente cilíndrico con un pistón de acero inoxidable. En su interior el cilindro contiene fluido de silicona y se halla también la cabeza del pistón, la cual separa dos cámaras. El paso del fluido entre ambas cámaras ocurre por medio de orificios especialmente diseñados que atraviesan la cabeza del pistón. Se mostrarán dos diseños del fabricante Taylor Devices [1].

El dispositivo de la Figura 1.1 incluye un acumulador, el cual mediante una válvula controla el ingreso del fluido en su interior y permite el ingreso del volumen de la barra del pistón dentro del disipador. En la Figura 1.2 se muestra un DFV con pistón pasante en el cual es innecesario el acumulador. En el extremo donde ingresa la barra del pistón se emplean sellos fabricados de polímeros estructurales que mantienen la estanqueidad del fluido.

Los extremos del disipador son montados en perfiles metálicos (Figuras 1.3 y 1.4) que funcionan como arriostres laterales de la estructura principal. Durante un sismo la deformación lateral de la estructura ocasionará deformaciones axiales en los arriostres y estas deformaciones serán transmitidas a los dispositivos. Por consiguiente, el movimiento relativo entre los extremos del disipador debido al movimiento del pistón dentro del cilindro, inducirá al fluido a desplazarse a través de los orificios. Por dinámica de fluidos, el movimiento de un fluido a través de secciones transversales variables generará una diferencia de presiones. Esta presión cambiante entre las dos cámaras del dispositivo producirá la fuerza amortiguadora.

Parte de la energía sísmica que ingresa al sistema estructural se disipará en los DFV a través del calor generado por la fricción debida al paso del fluido por los orificios, reduciendo de esta forma las demandas sísmicas sobre la estructura. El dispositivo puede considerarse como un pequeño sistema en el cual, de acuerdo a la primera ley de la termodinámica, la energía mecánica se transforma en energía térmica.

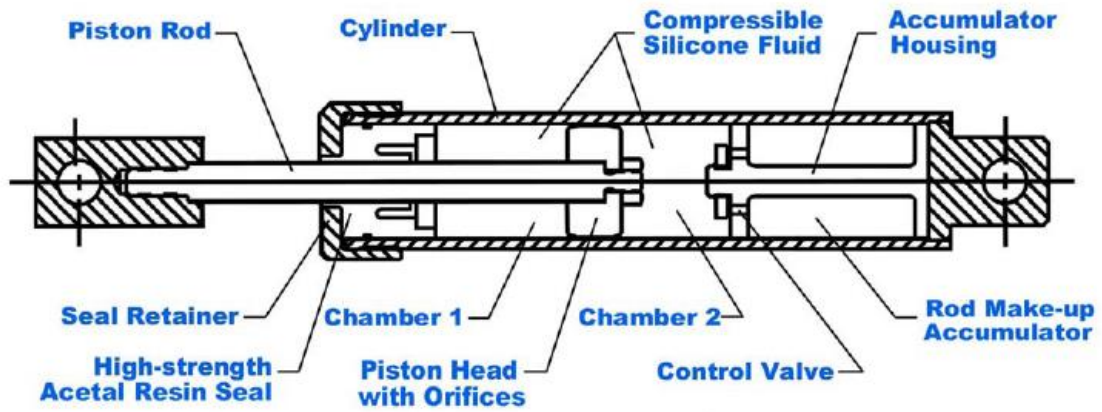


Figura 1.1 DFV con acumulador [1]

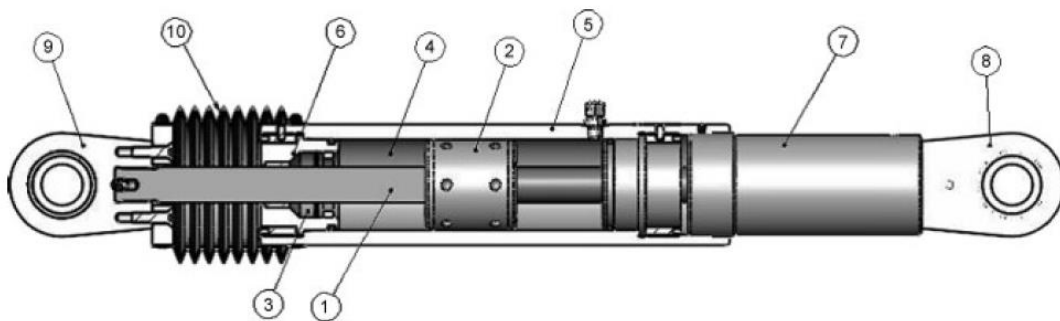


Figura 1.2 DFV con pistón pasante [2]: 1) pistón, 2) cabeza del pistón, 3) sellos, 4) fluido, 5) cilindro, 6) tapa, 7) extensor, 8) horquillas, 9) cojinete esférico y 10) fuelle



Figura 1.3 DFV montado en arriostre metálico [www.lfzgroup.com]

La fuerza f producida por un DFV no lineal (Ecuación 1.1a) depende de una potencia fraccionaria positiva α de la velocidad relativa \dot{x} entre los extremos del disipador y de un coeficiente de amortiguamiento c_α determinado de forma experimental [3, 4]. El exponente α de la velocidad depende del diseño hidráulico de la forma de los orificios que atraviesan la cabeza del pistón y toma valores entre 0.3 y 1.0. Si $\alpha = 1$ entonces (1.1a) se simplifica en (1.1b) y representa un DFV lineal.

$$f(t) = c_\alpha \operatorname{sgn}(\dot{x}) |\dot{x}|^\alpha \quad (1.1a)$$

$$f(t, \alpha = 1) = c_1 \dot{x} \quad (1.1b)$$



Figura 1.4 Edificio de oficinas Reducto de concreto armado con DFV (Lima, 2012)

1.2 Propiedades

Se comentarán dos propiedades importantes de los DFV relacionadas con la energía disipada y el desfase de la fuerza máxima producida por los dispositivos respecto de los esfuerzos en la estructura principal.

Si la distancia relativa entre los extremos de un DFV no lineal varía en el tiempo como una función armónica $x = x_0 \text{ sen } \omega t$ con amplitud x_0 y frecuencia ω entonces la energía disipada por el dispositivo en un ciclo de movimiento armónico es

$$W_{D\alpha} = \oint f dx = \int_0^{2\pi/\omega} f \dot{x} dt = c_\alpha \omega^\alpha x_0^{\alpha+1} \lambda \quad (1.2)$$

donde el parámetro λ depende de la función gamma Γ :

$$\lambda = 2^{2+\alpha} \frac{\Gamma^2(1 + \alpha/2)}{\Gamma(2 + \alpha)} \quad (1.3)$$

La Ecuación 1.2 también es válida para un DFV lineal (si $\alpha = 1$ en este caso $\lambda = \pi$):

$$W_{D1} = c_1 \omega x_0^2 \pi \quad (1.4)$$

Igualando la energía disipada por un DFV no lineal (1.2) con la energía disipada por un DFV lineal (1.4) en un ciclo de movimiento armónico se obtiene una relación entre los coeficientes de amortiguamiento de ambos dispositivos:

$$c_\alpha = \frac{\pi(\omega x_0)^{1-\alpha}}{\lambda} c_1 \quad (1.5)$$

La fuerza máxima en el DFV lineal es

$$f_0(\alpha = 1) = c_1 x_0 \omega \quad (1.6)$$

Al despejar los coeficientes de amortiguamiento en (1.1a) y (1.6) y reemplazar en (1.5) se obtiene la relación entre la fuerza de un DFV no lineal y la fuerza pico de un DFV lineal para una misma energía disipada:

$$\frac{f(t)}{f_0(\alpha = 1)} = \frac{\pi \operatorname{sgn}(\dot{x}) |\dot{x}|^\alpha}{\lambda (\omega x_0)^\alpha} \quad (1.7)$$

En la Figura 1.5 se ha graficado la Ecuación 1.7 versus el cociente x/x_0 que es también una función del tiempo. Esto demuestra que para disipar una misma cantidad de energía, las fuerzas máximas desarrolladas en DFV no lineales son de menor magnitud que la fuerza máxima correspondiente a un DFV lineal y disminuyen conforme decrece el exponente α (las relaciones son 0.899 para $\alpha = 0.5$, 0.844 para $\alpha = 0.25$ y 0.785 para $\alpha = 0$, este último caso límite corresponde a un disipador de fricción).

Este resultado derivado analíticamente y correspondiente a una señal armónica puede generalizarse también para una señal sísmica dado que ésta puede ser teóricamente expandida en una sumatoria infinita de series de Fourier, de tal forma que la respuesta estructural puede ser representada como una sumatoria infinita de respuestas debidas a señales armónicas. Análisis tiempo-historia realizados en sistemas con un mismo nivel de amortiguamiento [5, 6] han mostrado este resultado.

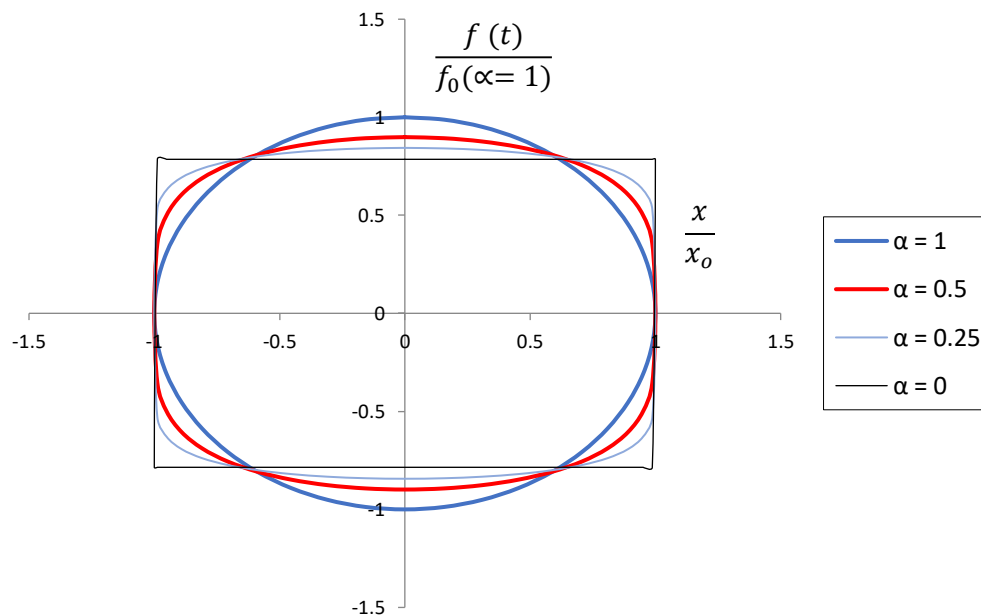


Figura 1.5 Ciclos histeréticos de DFV con movimiento armónico – Mod. de [5]

La fuerza producida por los DFV depende sólo de la velocidad relativa entre los extremos del dispositivo, por lo tanto está desfasada de los esfuerzos debidos a la deformación lateral de la estructura principal siempre y cuando la estructura se mantenga en el rango elástico. El empleo de los DFV en el reforzamiento de estructuras existentes tiene la ventaja de que, en la eventualidad de cargas laterales moderadas y

comportamiento elástico de la estructura, las fuerzas axiales máximas transmitidas a la estructura por los arriostres con disipadores ocurrirán en los instantes con desplazamiento lateral nulo o muy bajo. Asimismo, no se incrementarán los esfuerzos en las columnas en los instantes con deformación máxima (en que la velocidad es nula) y su correspondiente momento actuante máximo (Figura 1.6).

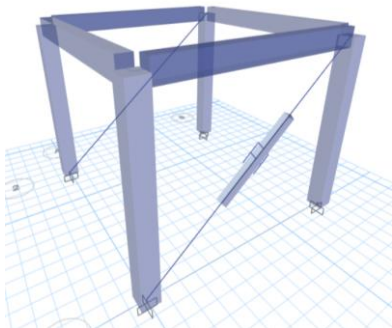
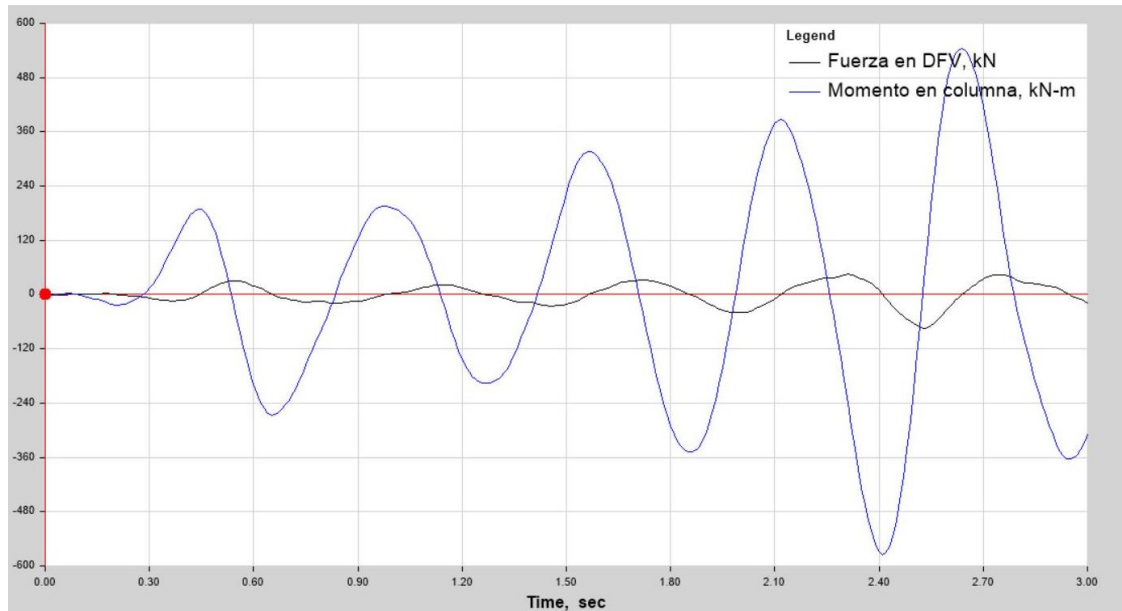


Figura 1.6
Desfase de valores máximos entre momento flector en columna y fuerza axial producida por un DFV. Ambas fuerzas actúan sobre un mismo nodo.
Señal: Terremoto de Áncash, 1970
Análisis tiempo-historia lineal

1.3 Revisión de la literatura

Las propiedades de los DFV han sido estudiadas en varias investigaciones. Todas ellas coinciden en que el efecto de los dispositivos sobre la estructura es básicamente la reducción de la respuesta dinámica debido al mayor amortiguamiento en el sistema.

1.3.1 Estudio de Constantinou y Symans (1992) [3]

En este estudio analítico y experimental se investigó el comportamiento de DFV lineales con acumulador en una serie de pruebas con señal armónica en un rango de frecuencias de 0.1 – 25 Hz. Los dispositivos examinados mostraron ser dependientes de la frecuencia y de la temperatura (Figuras 1.7 y 1.8). Las pruebas también mostraron que las propiedades mecánicas de los DFV lineales son independientes de la amplitud de la deformación.

El modelo empleado para describir analíticamente la respuesta de los disipadores fue el modelo de Maxwell:

$$f + \tau \dot{f} = c_0 \dot{x} \quad (1.8)$$

en donde τ es el intervalo de relajación y c_0 es el coeficiente de amortiguamiento para frecuencia cero. La Ecuación 1.8 es la versión simplificada del modelo de Maxwell generalizado (Ecuación 1.9) el cual tiene derivadas de orden fraccionario [7] y fue utilizado para calibrar los dispositivos a partir de los datos experimentales.

$$f + \tau D^r f = c_0 D^q \quad (1.9)$$

La Figura 1.7 muestra los resultados de la calibración de un DFV lineal a temperatura ambiente y se aprecia que para frecuencias mayores a 20 Hz el dispositivo tiene rigidez almacenada y para frecuencias menores a 4 Hz el comportamiento es prácticamente viscoso. Se deduce que el comportamiento general es viscoelástico en un rango amplio de frecuencias. El modelo también predice una variación del coeficiente de amortiguamiento c respecto de la frecuencia.

En el intervalo de frecuencias menores a 4 Hz (que corresponde a los periodos fundamentales de las estructuras civiles típicas) la derivada en el tiempo de la fuerza

del disipador \dot{f} es pequeña y dado el valor muy bajo de τ , el segundo término de la Ecuación 1.8 es despreciable y resulta la Ecuación 1.1b.

La Figura 1.8 muestra que las variaciones de temperatura también afectan al coeficiente de amortiguamiento c . Entre 0°C y 50°C los coeficientes c experimentales varían aproximadamente el doble.

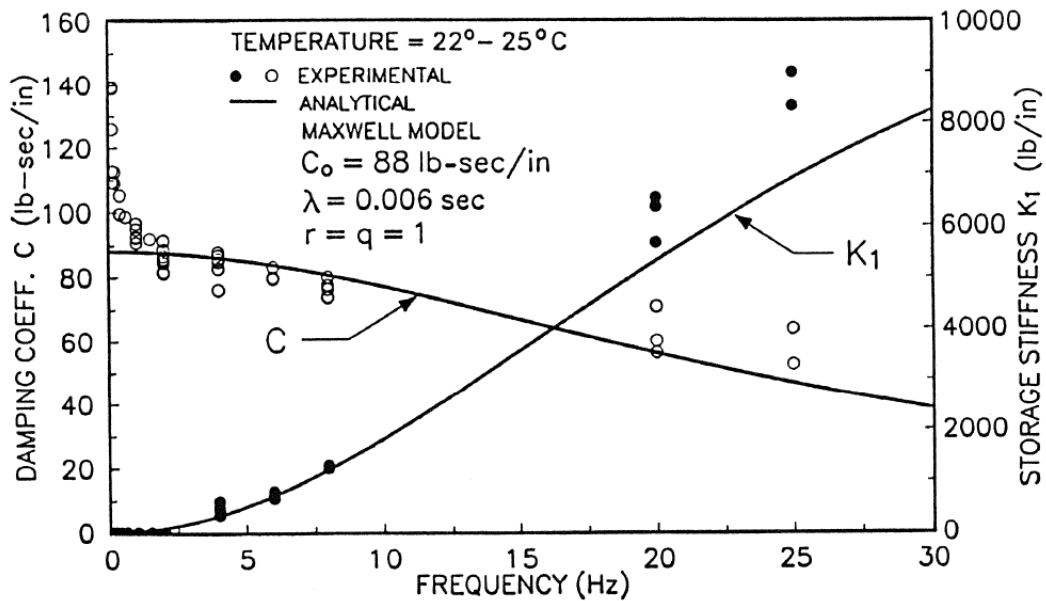


Figura 1.7 Calibración experimental de un DFV lineal [3]: Coeficiente de amortiguamiento y rigidez almacenada vs frecuencia armónica

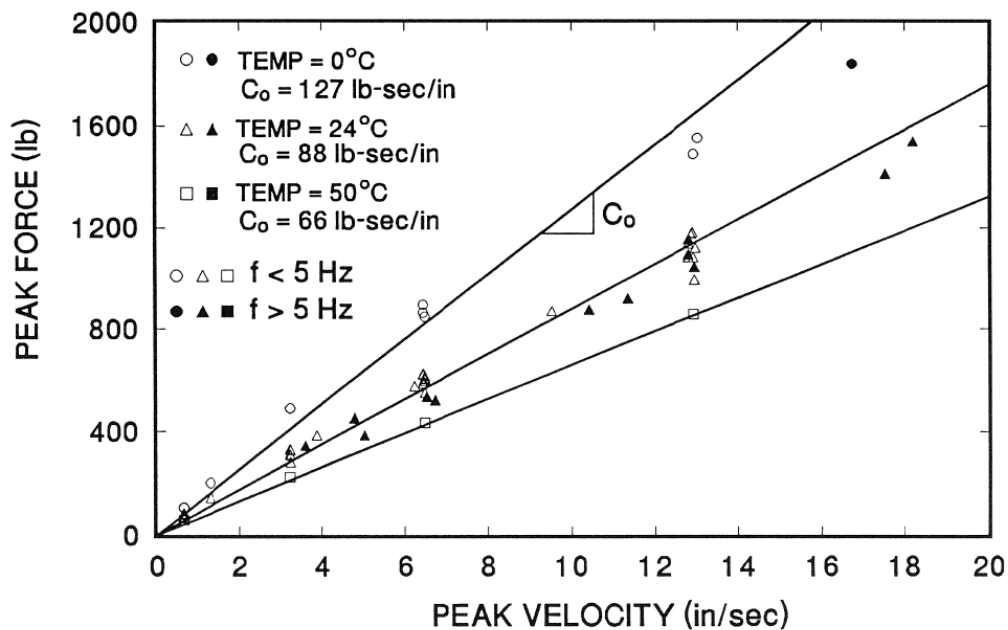


Figura 1.8 Efecto de la temperatura sobre el coeficiente de amortiguamiento [3]

Adicionalmente se realizaron 66 simulaciones sísmicas sobre mesa vibratoria con una estructura de pórticos de acero de 3 pisos (alternativamente al agregar arriostres en los niveles superiores se comportaba como una estructura de un piso). Se emplearon 5 acelerogramas con diversos escalamientos (10 – 200%) y varias combinaciones de DFV lineales (0, 2, 4 y 6). Con la adición de los dispositivos a la estructura se obtuvieron reducciones en las derivas de entrepiso entre el 30 – 70% y reducciones en los cortantes basales entre el 40 – 70% (Figura 1.9).

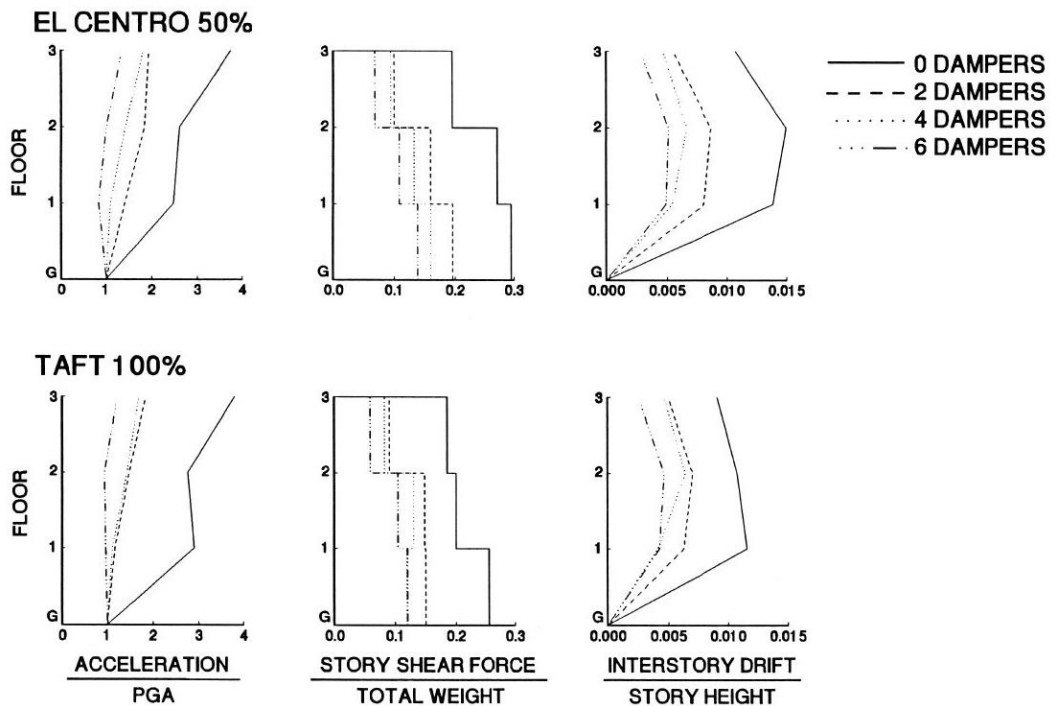


Figura 1.9 Reducción de la respuesta con DFV lineales [3]

1.3.2 Estudio de Seleemah y Constantinou (1997) [4]

En este estudio se examinó la respuesta de DFV lineales y no lineales con acumulador. El exponente α de los DFV no lineales estuvo en el rango de 0.4 – 0.6 y los disipadores se diseñaron de forma que produjeran una fuerza igual a la de los DFV lineales a una velocidad de 150 mm/s (Figura 1.10). Las señales armónicas tuvieron un rango de frecuencias de 0.1 – 16 Hz. Los resultados experimentales de los DFV no lineales se ajustaron claramente a la Ecuación 1.1a con los parámetros correspondientes (Figura 1.11). Asimismo, las pruebas con DFV no lineales mostraron que el amortiguamiento del sistema depende de la amplitud de la deformación.

Se realizaron 244 simulaciones sísmicas sobre mesa vibratoria con la estructura de acero del estudio anterior (ambos fueron realizados en la Universidad de Buffalo en Nueva York) empleando varias combinaciones de DFV lineales y no lineales (0, 2, 4 y 6). Las señales de las simulaciones fueron 10 acelerogramas con diversos escalamientos (10 – 200%), ruido blanco y señales armónicas. Con la adición de los DFV en la estructura se obtuvieron reducciones en las derivas de entrepiso entre el 30 – 90% y reducciones en los cortantes basales entre el 20 – 65% (Figura 1.12).

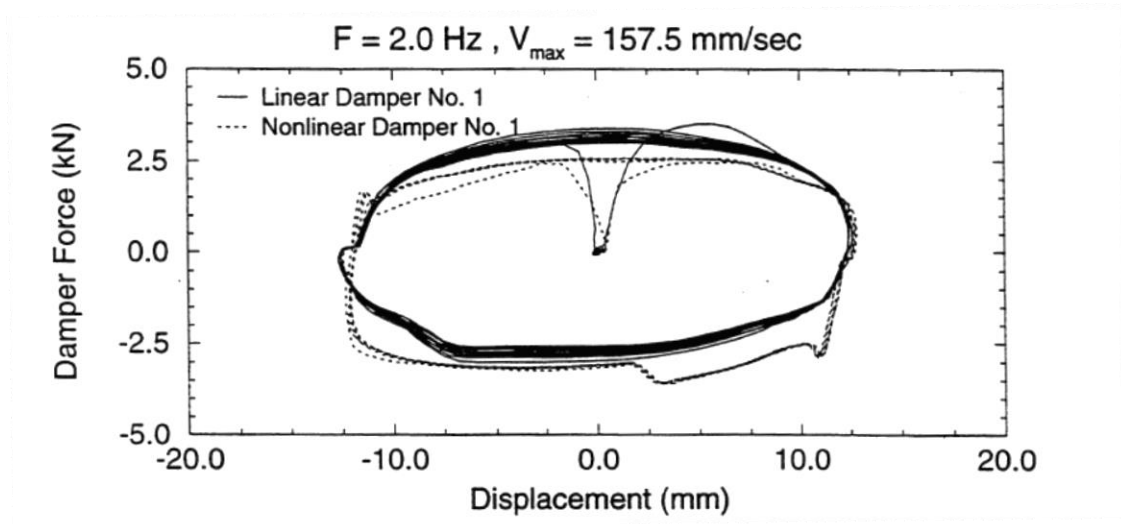


Figura 1.10 Comparación de DFV lineal y no lineal [4]

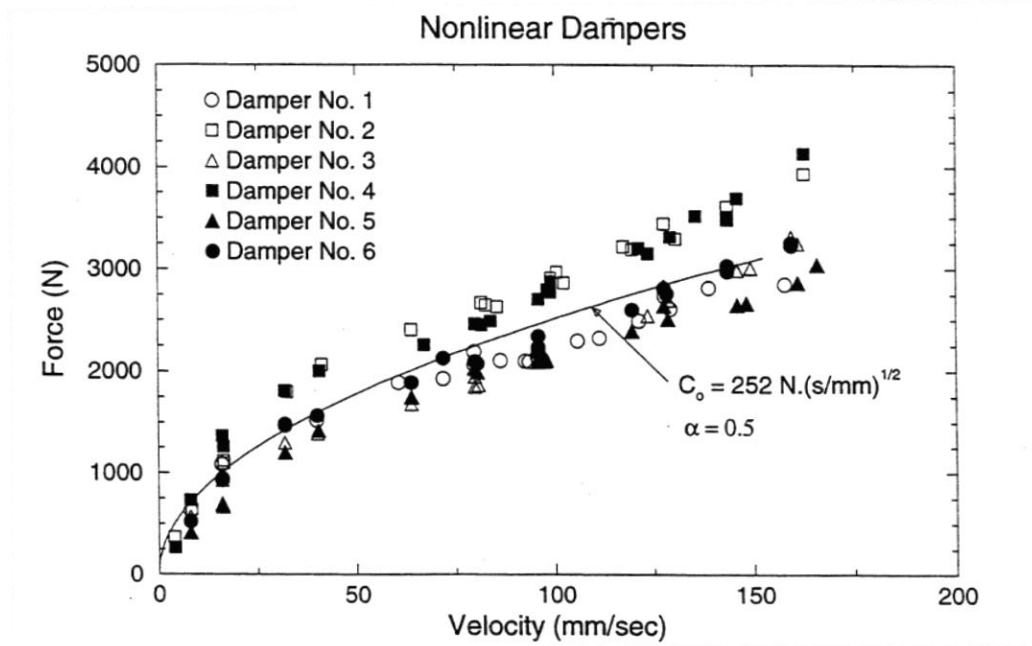


Figura 1.11 Fuerza máx. vs Velocidad máx. en DFV no lineales [4]

Los DFV no lineales obtuvieron mayores reducciones en las derivas de entrepiso y en los cortantes basales respecto de los DFV lineales en la estructura arriostrada de un piso. Sin embargo, en la estructura de 3 pisos los DFV no lineales obtuvieron mayores reducciones sólo en las derivas de entrepiso mientras que los DFV lineales obtuvieron mayores reducciones en los cortantes basales. Este resultado es consistente con otras investigaciones [6].

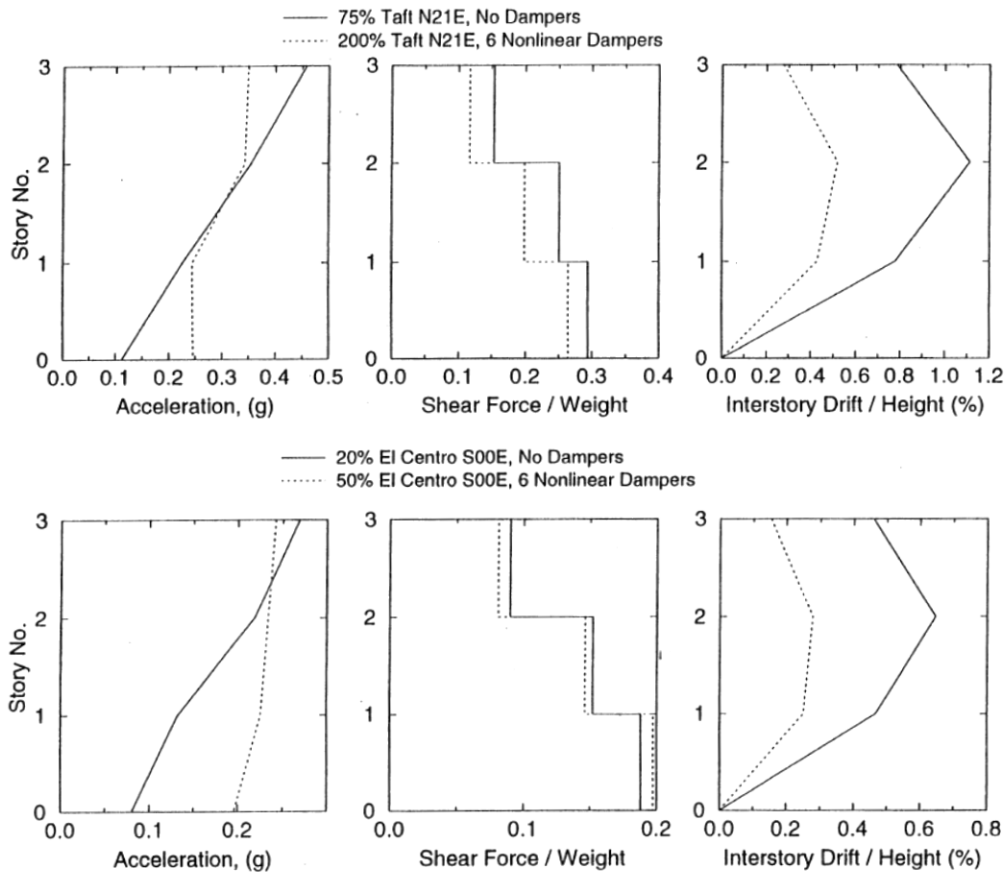


Figura 1.12 Comparación de la respuesta de la estructura sin disipadores con la respuesta con DFV no lineales para intensidades sísmicas diferentes [4]

1.3.3 Estudio de Makris et al. (1997) [8]

En este estudio se derivaron expresiones analíticas para calcular el incremento de la temperatura del dispositivo debido al calor producido por la disipación de energía. Si ocurre sobrecalentamiento en un DFV, la temperatura puede afectar los sellos y ocasionar fuga del fluido. Se consideraron dos tipos de eventos con sendas aplicaciones distintas de los disipadores.

En el primer caso se consideraron desplazamientos pequeños del pistón, del orden de una pequeña fracción del diámetro del pistón (unos cuantos milímetros). Este caso está asociado a aplicaciones de los DFV para soportar cargas de viento y vibraciones estables cuyos movimientos son de larga duración. La fórmula propuesta para la temperatura estable alcanzada en el dispositivo es función del tiempo y de la posición. El aumento de temperatura es proporcional a la diferencia de presiones en el disipador y a la velocidad del pistón.

Como segundo caso se consideraron desplazamientos grandes del pistón, del orden de su diámetro, y corresponden a DFV que soportarán cargas sísmicas o impulsivas. Estos eventos tienen movimientos de corta duración. Las fórmulas para el aumento de la temperatura indican que éste es proporcional sólo a la diferencia de presiones en el disipador. El incremento de temperatura está expresado por cada ciclo de movimiento armónico y es independiente de la posición debido a que se asumió que la temperatura es la misma en cada sección del dispositivo.

1.3.4 Estudio de Lin y Chopra (2002) [5]

Esta investigación analítica examinó la respuesta de sistemas de 1 GDL con DFV no lineales empleando señales armónicas y 20 acelerogramas de sismos de California. El estudio se enfocó en la influencia del exponente α considerando varios niveles de amortiguamiento.

Las respuestas dinámicas del sistema con las señales armónicas mostraron que:

- (1) El factor de magnificación (el cociente de la amplitud de la respuesta estable armónica entre la respuesta estática) es apenas influenciado por el exponente α .
- (2) La transmisibilidad (el cociente de la fuerza total máxima transmitida a la cimentación entre la amplitud de la señal armónica aplicada) se incrementa conforme el valor del exponente α disminuye. Este resultado fue obtenido también en otro estudio similar [9] y posiblemente esté relacionado con el mayor cortante basal encontrado en sistemas de varios GDL con DFV no lineales [4, 6].

Los análisis realizados con los acelerogramas mostraron que:

- (1) El exponente α tiene poca influencia en la respuesta estructural (Figura 1.14) y se obtuvieron diferencias máximas del 14% para las deformaciones y del 12% para las velocidades relativas en la zona de aceleraciones del espectro. En la zona de desplazamientos las diferencias máximas fueron del 17% para las aceleraciones totales.

- (2) Un amortiguamiento de 30% reduce las deformaciones hasta en un 60%.
- (3) La fuerza de un DFV aumenta con la cantidad de amortiguamiento considerado. Asimismo, para un mismo nivel de amortiguamiento, la fuerza del DFV disminuye conforme disminuye también el valor del exponente α .
- (4) Al estimar la fuerza máxima de un DFV empleando la pseudovelocidad en vez de la velocidad real se obtiene un error importante, el cual crece con el aumento del periodo fundamental y del amortiguamiento, así como con la disminución del exponente α .

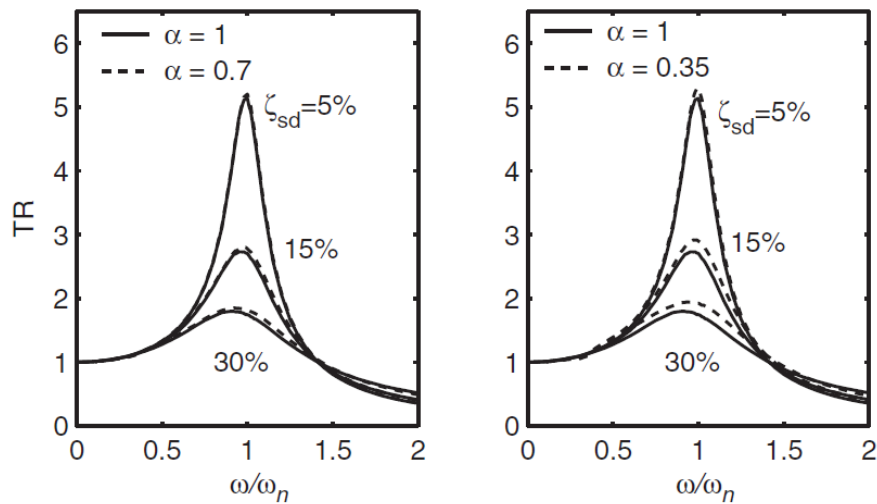


Figura 1.13 Transmisibilidad en sistemas de 1 GDL con DFV [5]

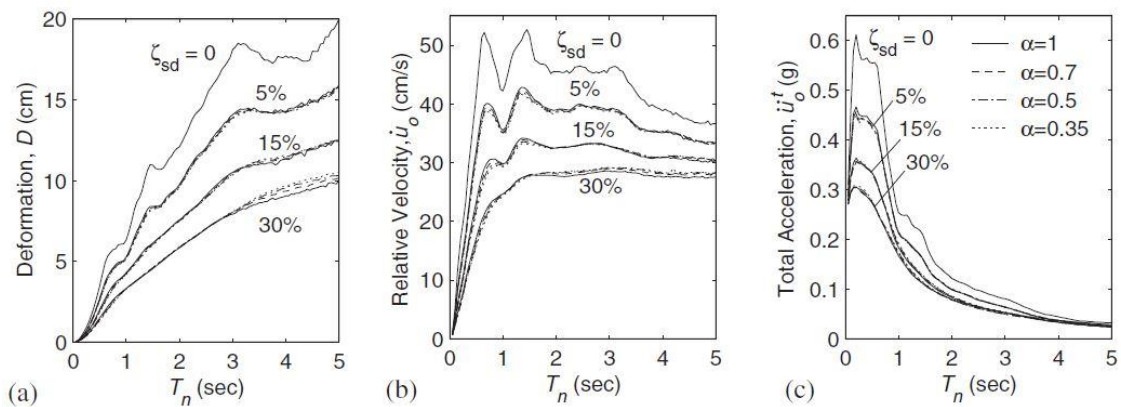


Figura 1.14 Espectros de respuesta promedio – Sistema de 1 GDL con DFV [5]

1.4 Modelos matemáticos

En términos de relaciones constitutivas, para un material viscoelástico el esfuerzo es una función de la deformación unitaria y también de la derivada en el tiempo de la deformación unitaria, esto es $\sigma = \sigma(\varepsilon, \dot{\varepsilon})$. Se mostrarán tres modelos de materiales viscoelásticos en términos de relaciones fuerza-deformación, los cuales sirven para modelar el comportamiento de disipadores viscoelásticos.

1.4.1 Elemento viscoelástico computacional

El elemento viscoelástico general no lineal empleado en los programas SAP2000 y ETABS se muestra en la Figura 1.15 y corresponde a un modelo de sólido lineal estándar con un amortiguador no lineal. Consiste en un elemento Maxwell (amortiguador con resorte en serie) más un resorte en paralelo. Se usa en los análisis tiempo-historia no lineales, sea Fast Nonlinear Analysis (FNA) o por integración directa. Se requiere un algoritmo numérico iterativo para calcular la deformación del disipador y el equilibrio del elemento viscoelástico en cada instante de tiempo [10].

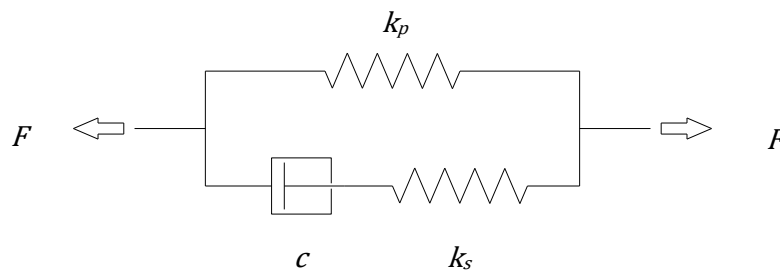


Figura 1.15 Elemento viscoelástico computacional

Las relaciones fuerza-deformación de los componentes del elemento viscoelástico son:

$$f = c \operatorname{sgn}(\dot{x}_d) |\dot{x}_d|^\alpha \quad (1.10a)$$

$$F_s = k_s x_s \quad (1.10b)$$

$$F_p = k_p x \quad (1.10c)$$

donde f , F_s y F_p son las fuerzas que actúan respectivamente en el amortiguador, en el resorte en serie con rigidez k_s y en el resorte en paralelo con rigidez k_p . La Ecuación 1.1a ha sido reescrita convenientemente como (1.10a) en donde la deformación del

amortiguador es x_d . Las deformaciones del resorte en serie y del resorte en paralelo se han denominado x_s y x , respectivamente.

En la unidad Maxwell, debido a que el resorte y el amortiguador están en serie la fuerza es la misma a través de ambos elementos (Ecuación 1.11b) y las deformaciones de ambos contribuyen a la deformación total (Ecuación 1.11a). Finalmente, la fuerza total F a través del elemento viscoelástico general es la suma de la fuerza del elemento Maxwell y la del resorte en paralelo (Ecuación 1.11c).

$$x = x_d + x_s \quad (1.11a)$$

$$f = F_s \quad (1.11b)$$

$$F = F_p + f = F_p + F_s \quad (1.11c)$$

1.4.2 Modelo de Maxwell

Si la rigidez del resorte en paralelo es $k_p = 0$ en la Figura 1.15 entonces la fuerza F_p se anula, el modelo de sólido lineal estándar se simplifica y se obtiene el modelo de Maxwell (Figura 1.16). Se emplea en análisis no lineales y es la forma más conveniente de simular un DFV no lineal o lineal. En el resorte k_s se puede considerar la rigidez del arriostre metálico en el cual se monta el disipador, la rigidez de las conexiones y de la columna de fluido del dispositivo [11].



Figura 1.16 Modelo de Maxwell

De la Ecuación 1.11b y diferenciando (1.11a) y (1.10b) se obtiene

$$\dot{x} = \dot{x}_d + \dot{x}_s \quad (1.12a)$$

$$\dot{f} = k_s \dot{x}_s \quad (1.12b)$$

Al despejar las derivadas de las deformaciones en las ecuaciones (1.10a) y (1.12b) y luego reemplazar en (1.12a) se obtiene la formulación no lineal del modelo Maxwell:

$$\dot{f} = -\frac{k_s}{c^{1/\alpha}} \operatorname{sgn}(f) |f|^{1/\alpha} + k_s \dot{x} \quad (1.13)$$

La Ecuación 1.8 resulta de (1.13) para $\alpha = 1$, pero teniendo en cuenta que el intervalo de relajación $\tau = c/k_s$ en (1.8) está asociado a la rigidez exclusiva del dispositivo (sin arriostres) la cual ha sido observada en vibraciones con frecuencias altas.

1.4.3 Modelo de Voigt-Kelvin

Si la rigidez del resorte k_s tiende al infinito en la Figura 1.15, el modelo de sólido lineal estándar se convierte en el modelo de Voigt-Kelvin (resorte y amortiguador en paralelo). En este modelo (Figura 1.17) la deformación del resorte en paralelo y la deformación del amortiguador es la misma, siendo la fuerza total la suma de las fuerzas de ambos elementos (Ecuaciones 1.14a-b). Se emplea para el análisis con DFV lineales (análisis espectral y tiempo-historia lineal) cuyo comportamiento es sólo viscoso ($k_p = 0$).

$$x = x_d \quad (1.14a)$$

$$F = F_p + f \quad (1.14b)$$

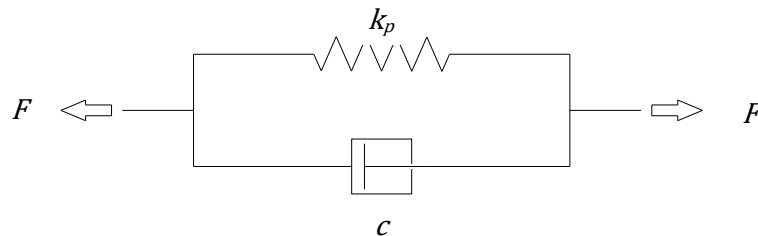


Figura 1.17 Modelo de Voigt-Kelvin

Capítulo 2

Estudio de un disipador dependiente del desplazamiento

2.1 Descripción del dispositivo

Los dispositivos TADAS (Triangular-plate added damping and stiffness) consisten en una serie de planchas triangulares de acero estructural. Las planchas triangulares son soldadas a una plancha base la cual se fija en la parte inferior de una viga (Figuras 2.1 y 2.2). Por lo tanto, la base de las planchas se considera empotrada. El extremo inferior de cada plancha es un apoyo simple que está conectado con arriostres.

Ante cargas sísmicas los desplazamientos de entrepiso generarán desplazamientos relativos entre los extremos de las planchas triangulares, considerando que los arriostres inferiores tienen una rigidez axial significativa (Figura 2.3). Estos dispositivos disipan energía mediante flexión inelástica debida a los desplazamientos relativos entre sus extremos.



Figura 2.1 Dispositivo TADAS y conexiones [12]

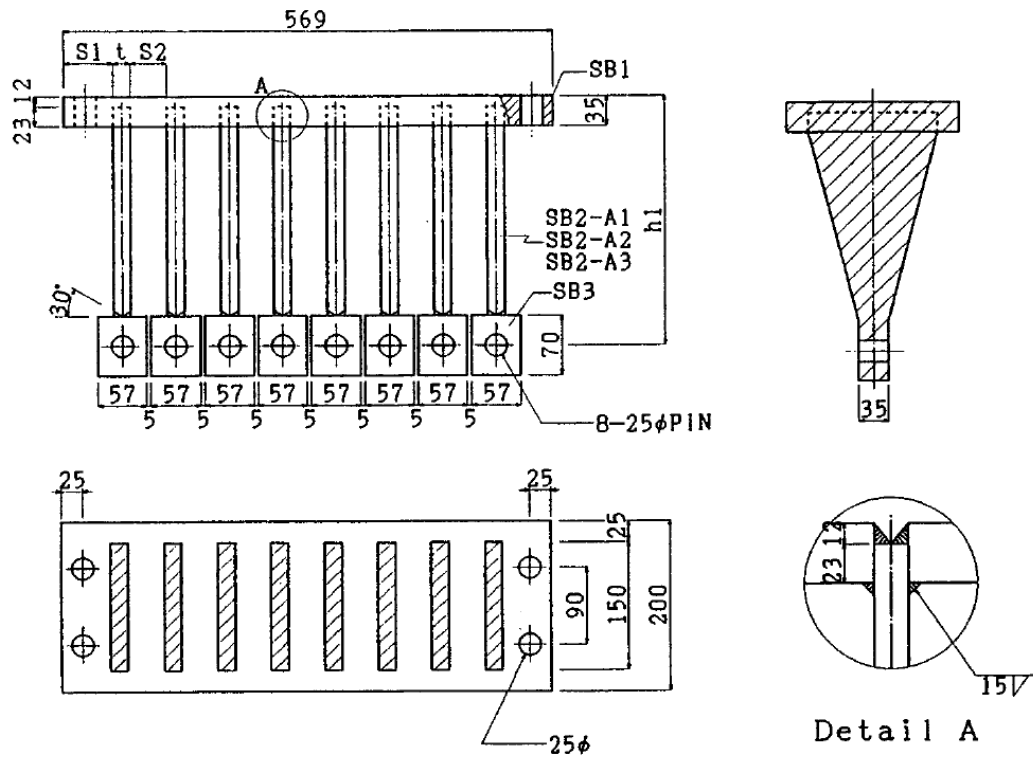


Figura 2.2 Detalles de dispositivo TADAS (unidades en mm) [12]

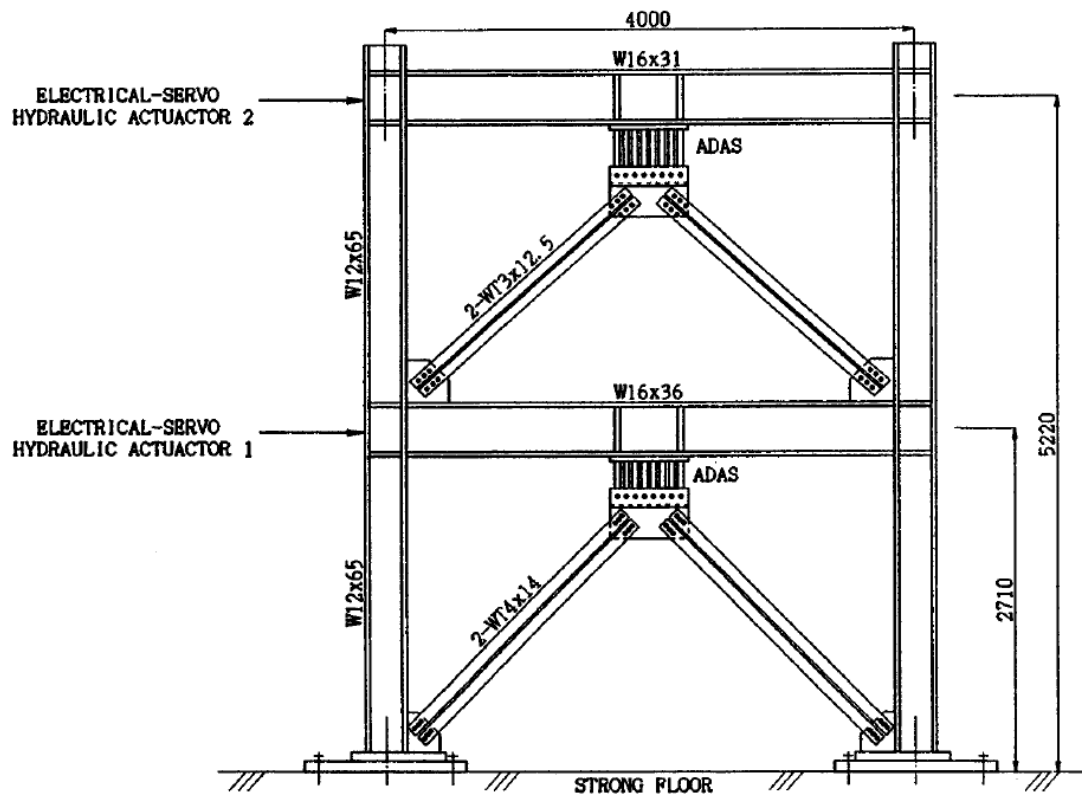


Figura 2.3 Ubicación de dispositivos TADAS en pórticos de acero [12]

2.2 Propiedades

Sea una plancha triangular ideal con base b , altura h y espesor t , la cual está empotrada en su base y está sometida a una fuerza P en su extremo libre y en dirección perpendicular a su plano. La curvatura teórica por flexión de una plancha triangular es constante a lo largo de su altura. Los esfuerzos por flexión son también los mismos en toda la altura de la plancha (Figura 2.4). Por lo tanto, en la etapa inelástica los dispositivos alcanzan la fluencia simultáneamente en toda la altura la plancha.

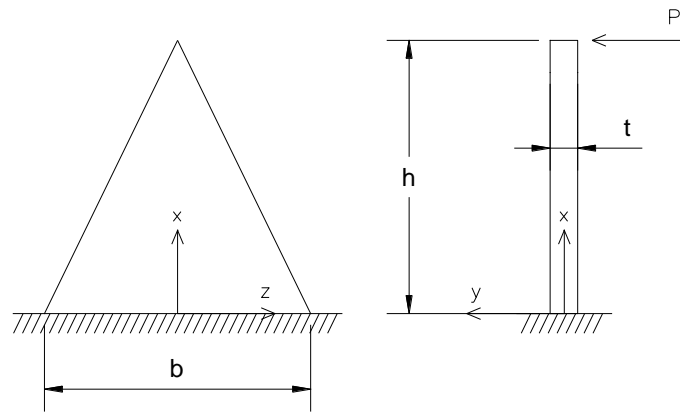


Figura 2.4 Geometría del dispositivo TADAS

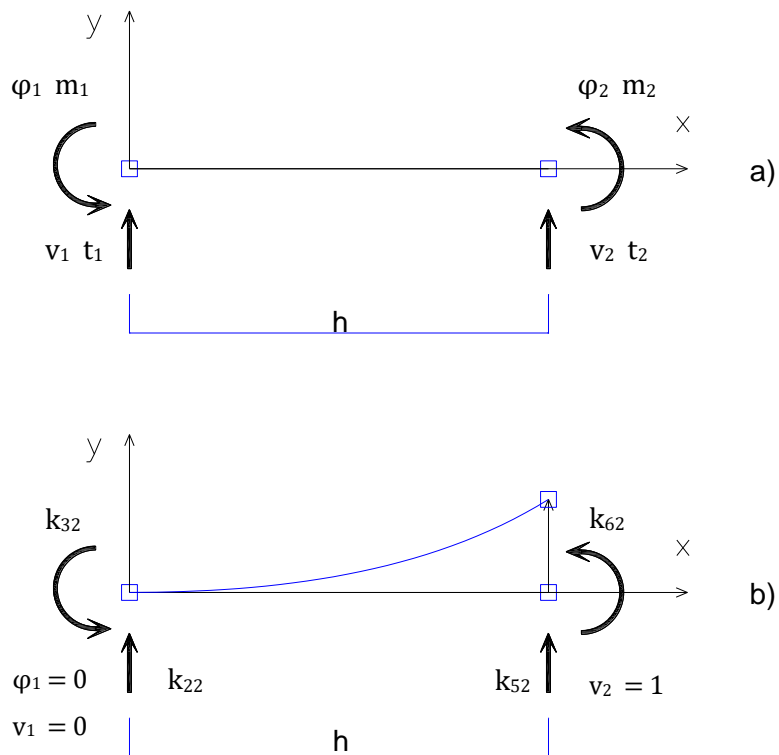


Figura 2.5 Grados de libertad y rigideces en el plano en elemento en 2D

Se mostrará a continuación la deducción de la rigidez elástica lateral de los dispositivos sin considerar deformaciones por corte. El elemento barra en 2D de la Figura 2.5a tiene cuatro GDL en sus extremos sin tener en cuenta las deformaciones axiales. Las fuerzas asociadas a estos GDL son los cortantes t_1 y t_2 y los momentos flectores m_1 y m_2 . Las deformaciones correspondientes son los desplazamientos v_1 y v_2 y los giros φ_1 y φ_2 . En la Figura 2.5b se muestran las rigideces en el plano del elemento barra para un desplazamiento unitario en uno de sus extremos. La dirección positiva de las rigideces es consistente con la convención de signos adoptada para los GDL.

El momento flector a lo largo del elemento barra es:

$$M(x) = EI \frac{d^2v}{dx^2} = -m_1 + t_1x \quad (2.1)$$

donde E es el módulo de elasticidad e I es el momento de inercia de la sección. Si se considera que la base de la plancha triangular corresponde a la coordenada $x = 0$ el momento de inercia, el cual varía en forma lineal en la altura de la plancha, es:

$$I(x) = \frac{bt^3}{12h}(h-x) \quad (2.2)$$

Integrando sucesivamente la Ecuación 2.1 se obtienen las siguientes expresiones:

$$\begin{aligned} E \frac{dv}{dx} &= E\varphi = \frac{12h}{bt^3} \int \frac{-m_1 + t_1x}{h-x} dx \\ &= \frac{12h}{bt^3} [(m_1 - t_1h)\ln(x-h) - t_1x + C_1] \end{aligned} \quad (2.3)$$

$$\begin{aligned} Ev &= \frac{12h}{bt^3} \int [(m_1 - t_1h)\ln(x-h) - t_1x + C_1] dx \\ &= \frac{12h}{bt^3} \left[-(m_1 - t_1h)(\ln(x-h) - 1)(h-x) - \frac{t_1x^2}{2} + C_1x + C_2 \right] \end{aligned} \quad (2.4)$$

La ecuación diferencial 2.1 se resuelve con las condiciones de borde para un desplazamiento unitario y un apoyo simple en la coordenada $x = h$:

$$M(h) = -m_1 + t_1h \equiv k_{62} = 0 \quad (2.5)$$

$$\varphi(0) = 0 \rightarrow C_1 = 0 \quad (2.6)$$

$$v(0) = 0 \rightarrow C_2 = 0 \quad (2.7)$$

$$v(h) = 1 \rightarrow t_1 = -\frac{Ebt^3}{6h^3} \equiv k_{22} = -k_{52} \quad (2.8)$$

Por lo tanto, para un dispositivo TADAS con N planchas triangulares la rigidez lateral elástica teórica es:

$$K_d = \frac{NEbt^3}{6h^3} \quad (2.9)$$

Empleando la fórmula de la flexión se obtiene que la fuerza cortante que ocasiona el inicio de la fluencia en el dispositivo TADAS es:

$$P_y = \frac{F_y Nbt^2}{6h} = K_d \Delta_y \quad (2.10)$$

De la ecuación anterior se deduce el desplazamiento al inicio de la fluencia:

$$\Delta_y = \frac{F_y h^2}{Et} = \frac{\varepsilon_y h^2}{t} \quad (2.11)$$

donde F_y es el esfuerzo de fluencia del acero y ε_y es la deformación unitaria asociada. La fuerza cortante correspondiente a la plastificación total de las planchas es:

$$P_p = \frac{F_y Nbt^2}{4h} = 1.5 P_y \quad (2.12)$$

Y el desplazamiento en la plastificación del dispositivo es:

$$D_y = 1.5 \frac{\varepsilon_y h^2}{t} \quad (2.13)$$

En Ramírez et al. [13] se empleó para el diseño de las planchas del dispositivo TADAS un desplazamiento de falla $D_{m\acute{a}x}$ asociado a bajos ciclos de fatiga que es bastante mayor que el desplazamiento de plastificación total D_y :

$$D_{m\acute{a}x} = \frac{\varepsilon_{m\acute{a}x} h^2}{t} \gg D_y \quad (2.14)$$

$$\varepsilon_{m\acute{a}x} = AN_f^{-b} \quad (2.15)$$

en donde la deformación unitaria $\varepsilon_{m\acute{a}x}$ asociada a la falla por ciclos bajos de fatiga depende del número de ciclos N_f que ocasiona la falla y de los coeficientes A y b. Para aceros con bajo contenido de carbono como el ASTM A36 se tiene que los valores adecuados para estos coeficientes son $A = 0.08$ y $b = 0.3$. Si se establece que para un sismo de diseño el número de ciclos que ocasiona la falla es $N_f = 100$ se obtiene de la Ecuación 2.15 el valor de la deformación unitaria en la falla de los dispositivos TADAS:

$$\varepsilon_{m\acute{a}x} = 0.08 \times 100^{-0.3} = 0.0201 \gg \varepsilon_y = 0.0012 = \frac{248 \text{ MPa}}{2 \times 10^5 \text{ MPa}} \quad (2.16)$$

2.3 Revisión de la literatura

2.3.1 Estudio de Tsai et al. (1993) [12]

En este estudio realizado en la Universidad Nacional de Taiwan se realizaron pruebas de carga cíclica de once dispositivos TADAS soldados a una plancha base (Figura 2.2). El acero de los dispositivos fue ASTM A36. La Figura 2.6 de uno de estos ensayos muestran que las planchas TADAS pueden realizar un gran número de ciclos de desplazamientos inelásticos en ambas direcciones. Se aprecia además que luego de la plastificación de las planchas el efecto del endurecimiento por deformación es importante. En general el ángulo de rotación alcanzado en la etapa inelástica de los dispositivos fue ± 0.25 radianes. La rigidez elástica teórica y la resistencia última calculadas también fueron corroboradas en los ensayos.

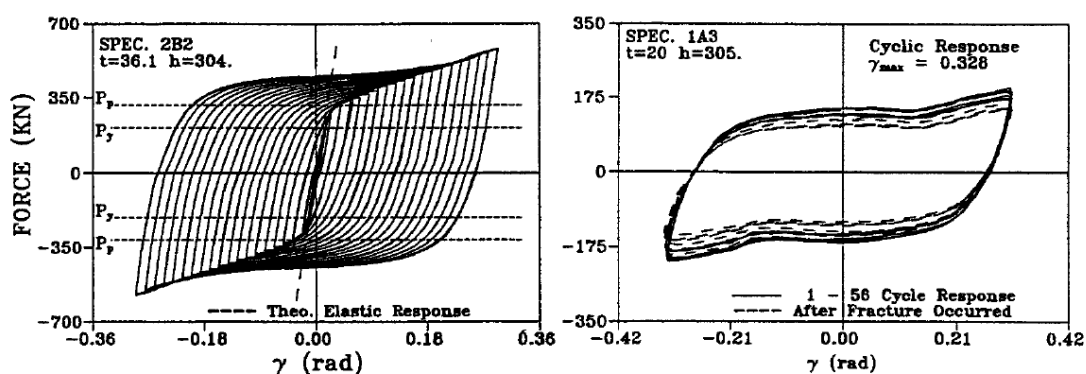


Figura 2.6 Diagramas fuerza deformación de ensayo con dispositivos TADAS [12]

Además, se realizaron ensayos pseudodinámicos con una estructura de 2 niveles con dispositivos TADAS (Figura 2.3) empleando acelerogramas escalados a diferentes intensidades. Los resultados experimentales fueron comparados con los resultados de

modelos analíticos en donde los dispositivos TADAS fueron modelados como elementos frame con la rigidez elástica y la resistencia plástica de las ecuaciones 2.9 y 2.12. La comparación fue muy satisfactoria.

2.4 Modelos matemáticos

El modelo de plasticidad en los programas SAP2000 y ETABS empleado para representar dispositivos TADAS es el modelo de Wen [10, 11]. La relación fuerza-deformación inelástica es:

$$f = k_y d + (k_e - k_y) e \quad (2.17)$$

donde k_e es la rigidez elástica, k_y es la rigidez después del punto efectivo de fluencia, d es la deformación total y e es un parámetro que está en el intervalo $\pm d_y$ (Figura 2.7). En cada instante de tiempo se realizará la integración numérica de las siguientes ecuaciones:

$$\dot{e} = \left(1 - \left|\frac{e}{d_y}\right|^n\right) \dot{d} \quad \text{si } \dot{d}e \geq 0 \quad (2.18a)$$

$$\dot{e} = \dot{d} \quad \text{si } \dot{d}e < 0 \quad (2.18b)$$

donde el exponente n tiene valores entre 1-20 y controla la forma del diagrama bilineal.

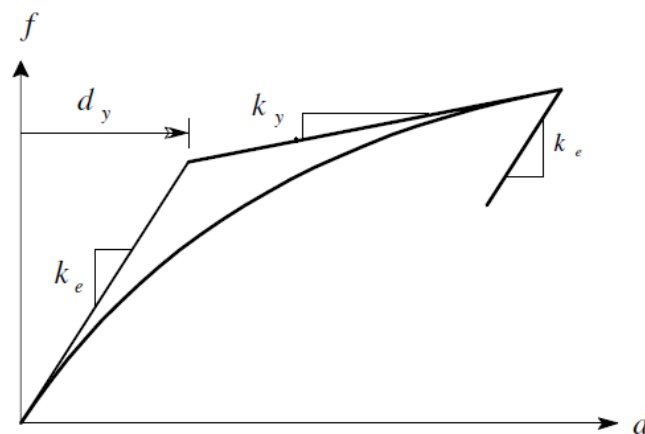


Figura 2.7 Modelo de elemento plástico computacional [10]

Capítulo 3

Procedimientos de análisis y diseño de estructuras con disipadores en los códigos americanos FEMA y ASCE 7

3.1 Respuesta espectral en sistemas lineales

El análisis modal emplea el principio de superposición y por lo tanto está limitado a sistemas lineales con amortiguamiento clásico. Para facilitar la exposición de los métodos simplificados se presentará una breve teoría del método de análisis espectral estándar en estructuras sin disipadores tal como aparece en los textos de dinámica de estructuras [14, 15]. Los métodos simplificados han extendido el análisis modal espectral a estructuras con comportamiento inelástico y con dispositivos de disipación de energía no lineales. Se comentará la validez de esta aproximación a lo largo de este trabajo.

La ecuación de movimiento de una edificación elástica de n pisos, debida a la aceleración del suelo $\ddot{u}_g(t)$ y con un grado de libertad dinámico traslacional en cada piso es:

$$[\mathbf{m}]\{\ddot{\mathbf{u}}\} + [\mathbf{c}]\{\dot{\mathbf{u}}\} + [\mathbf{k}]\{\mathbf{u}\} = -[\mathbf{m}]\{\mathbf{1}\}\ddot{u}_g \quad (3.1)$$

donde \mathbf{m} es la matriz de masas concentradas, \mathbf{c} es la matriz de amortiguamiento estructural, \mathbf{k} es la matriz de rigidez lateral, $\mathbf{u}(t)$ es el vector con los desplazamientos horizontales de cada piso respecto del suelo y $\{\mathbf{1}\}$ es un vector unitario de orden n .

Para resolver la Ecuación 3.1 mediante superposición modal, el vector $\mathbf{u}(t)$ será transformado en el producto de una matriz modal Φ (conformada por n vectores de forma ϕ_m o modos naturales de vibración) y un vector de coordenadas modales $\mathbf{q}(t)$ con funciones de tiempo:

$$\{\mathbf{u}\} = [\Phi]\{\mathbf{q}\} = \begin{bmatrix} \phi_{11} & \phi_{12} & \dots & \phi_{1n} \\ \phi_{21} & \phi_{22} & \dots & \phi_{2n} \\ \vdots & \vdots & \ddots & \vdots \\ \phi_{n1} & \phi_{n2} & \dots & \phi_{nn} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} q_1 \\ q_2 \\ \vdots \\ q_n \end{Bmatrix} = \sum_{m=1}^n \{\phi\}_m q_m(t) = \sum_{m=1}^n \{\mathbf{u}\}_m \quad (3.2)$$

La solución ordinaria del problema de autovalores brinda los modos naturales de vibración ϕ_m y las frecuencias naturales ω_m correspondientes a un sistema lineal no

amortiguado en vibración libre. Los modos y las frecuencias naturales deben cumplir la condición:

$$[\mathbf{k}]\{\boldsymbol{\phi}\}_m = \omega_m^2 [\mathbf{m}]\{\boldsymbol{\phi}\}_m \quad (3.3)$$

Reemplazando la Ecuación (3.2) en (3.1) y multiplicando cada término por la transpuesta de la matriz modal se obtiene:

$$[\boldsymbol{\Phi}]^T [\mathbf{m}] [\boldsymbol{\Phi}] \{\ddot{\mathbf{q}}\} + [\boldsymbol{\Phi}]^T [\mathbf{c}] [\boldsymbol{\Phi}] \{\dot{\mathbf{q}}\} + [\boldsymbol{\Phi}]^T [\mathbf{k}] [\boldsymbol{\Phi}] \{\mathbf{q}\} = - [\boldsymbol{\Phi}]^T [\mathbf{m}] \{\mathbf{1}\} \ddot{u}_g \quad (3.4)$$

Debido a las propiedades de ortogonalidad de los modos naturales las matrices $[\boldsymbol{\Phi}]^T [\mathbf{m}] [\boldsymbol{\Phi}]$ y $[\boldsymbol{\Phi}]^T [\mathbf{k}] [\boldsymbol{\Phi}]$ son diagonales.

Asimismo, se emplea la hipótesis de amortiguamiento clásico y se asume que los modos naturales del sistema amortiguado (Ecuación 3.1) son los mismos que los del sistema no amortiguado. Con esta asunción la matriz $[\boldsymbol{\Phi}]^T [\mathbf{c}] [\boldsymbol{\Phi}]$ es también diagonal y es posible desacoplar el sistema de ecuaciones modales (Ecuación 3.4).

Luego, la ecuación diferencial correspondiente a una coordenada modal q_m tendrá la siguiente forma:

$$\ddot{q}_m + 2\beta_m \omega_m \dot{q}_m + \omega_m^2 q_m = -\Gamma_m \ddot{u}_g \quad (3.5a)$$

donde β_m es el amortiguamiento estimado y el factor Γ_m se denomina factor de participación modal:

$$\Gamma_m = \frac{\{\boldsymbol{\phi}\}_m^T [\mathbf{m}] \{\mathbf{1}\}}{\{\boldsymbol{\phi}\}_m^T [\mathbf{m}] \{\boldsymbol{\phi}\}_m} = \frac{\sum_{i=1}^n m_i \phi_{i,m}}{\sum_{i=1}^n m_i \phi_{i,m}^2} = \frac{\sum_{i=1}^n w_i \phi_{i,m}}{\sum_{i=1}^n w_i \phi_{i,m}^2} \quad (3.5b)$$

Las respuestas máximas asociadas a la señal $\ddot{u}_g(t)$, a la coordenada modal con frecuencia natural ω_m y a un valor asumido de amortiguamiento (usualmente 5% del amortiguamiento crítico) vienen dadas en un espectro de respuesta. El desplazamiento espectral S_{dm} y la pseudoaceleración espectral S_{am} se relacionan con la expresión

$$S_{dm} = \frac{S_{am}}{\omega_m^2} \quad (3.6)$$

de tal forma que la respuesta pico de la coordenada modal $q_{m,máx}$ y el vector con la contribución máxima modal a los desplazamientos del sistema $\mathbf{u}_{m,máx}$ son

$$q_{m,máx} = \Gamma_m S_{dm} \quad (3.7a)$$

$$\{\mathbf{u}\}_{m,máx} = \{\boldsymbol{\phi}\}_m q_{m,máx} = \{\boldsymbol{\phi}\}_m \Gamma_m S_{dm} \quad (3.7b)$$

Las fuerzas laterales $\mathbf{F}_{m,máx}$ del modo m en cada nivel del edificio asociadas al vector $\mathbf{u}_{m,máx}$ con los desplazamientos espectrales son:

$$\begin{aligned} \{\mathbf{F}\}_{m,máx} &= [\mathbf{k}]\{\mathbf{u}\}_{m,máx} = [\mathbf{k}]\{\boldsymbol{\phi}\}_m \Gamma_m S_{dm} = [\mathbf{m}]\{\boldsymbol{\phi}\}_m \Gamma_m S_{am} \\ &= \{F_{1,m} \quad \dots \quad F_{m,m} \quad \dots \quad F_{n,m}\}^T \end{aligned} \quad (3.8)$$

Se define el peso sísmico efectivo del modo m :

$$\bar{W}_m = \left(\sum_{i=1}^n m_i \phi_{i,m} \right) \Gamma_m g = \frac{(\sum_{i=1}^n m_i \phi_{i,m})^2}{\sum_{i=1}^n m_i \phi_{i,m}^2} g \quad (3.9a)$$

$$= \left(\sum_{i=1}^n w_i \phi_{i,m} \right) \Gamma_m = \frac{(\sum_{i=1}^n w_i \phi_{i,m})^2}{\sum_{i=1}^n w_i \phi_{i,m}^2} \quad (3.9b)$$

El cortante basal del modo m asociado a los desplazamientos espectrales es:

$$V_m = \sum_{i=1}^n F_{i,m} = \left(\sum_{i=1}^n m_i \phi_{i,m} \right) \Gamma_m S_{am} = \bar{W}_m \frac{S_{am}}{g} \quad (3.10)$$

Empleando las condiciones de ortogonalidad de los modos naturales se demuestra la siguiente propiedad:

$$\sum_{m=1}^n \phi_{i,m} \Gamma_m = 1 \quad (3.11)$$

De las ecuaciones (3.9b) y (3.11) se puede inferir que

$$\sum_{m=1}^n \bar{W}_m = \sum_{m=1}^n \Gamma_m \left(\sum_{i=1}^n w_i \phi_{i,m} \right) = \sum_{i=1}^n w_i \sum_{m=1}^n \phi_{i,m} \Gamma_m = \sum_{i=1}^n w_i = W \quad (3.12)$$

Por consiguiente, la suma de los pesos efectivos modales es igual al peso total del edificio W . Si los modos están normalizados de forma que en el techo $\phi_{n,m} = 1$, de la Ecuación 3.11 se obtiene:

$$\sum_{m=1}^n \Gamma_m = 1 \quad (3.13)$$

En el procedimiento de fuerza lateral equivalente se utilizarán solo dos modos: el modo fundamental y un modo residual que representará de forma aproximada la contribución de los modos superiores. A partir de las ecuaciones 3.11-3.13 se formula la definición teórica del modo residual [13]:

$$\bar{W}_R = W - \bar{W}_1 \quad (3.14a)$$

$$\Gamma_R = 1 - \Gamma_1 \quad (3.14b)$$

$$\{\phi\}_R = \frac{1}{\Gamma_R} \{\mathbf{1}\} - \frac{\Gamma_1}{\Gamma_R} \{\phi\}_1 \quad (3.14c)$$

El modo residual $\{\phi\}_R$ satisface las condiciones de ortogonalidad.

3.2 Amortiguamiento efectivo en estructuras inelásticas con disipadores

El amortiguamiento efectivo en un sistema estructural tiene tres componentes: amortiguamiento inherente (β_I), amortiguamiento viscoso (β_V) y amortiguamiento histerético (β_H):

$$\beta_{ef} = \beta_I + \beta_V + \beta_H \quad (3.15)$$

El amortiguamiento inherente representa todos los mecanismos de disipación de energía en la estructura, excepto el debido a dispositivos viscosos, antes del punto de fluencia de la estructura. Usualmente se asume en un valor del 2-5% del amortiguamiento crítico. El amortiguamiento viscoso representa el amortiguamiento suplementario proveído por dispositivos agregados a la estructura en la etapa elástica. La disipación de energía en la estructura más allá de su punto de fluencia es tomada en cuenta con el amortiguamiento histerético.

En general, estas tres formas de amortiguamiento suelen expresarse como amortiguamiento viscoso equivalente β_{eq} [14] debido a que es una simplificación conveniente para la solución de problemas dinámicos por superposición modal:

$$\beta_{eq} = \frac{W_D}{4\pi W_S} \quad (3.16)$$

donde W_D es la energía disipada y W_S es la energía de deformación elástica. Sin embargo, esto es una aproximación dado que los experimentos han mostrado que el amortiguamiento de disipadores viscosos no lineales depende de la amplitud de la deformación [4]. De igual forma, la disipación de energía de dispositivos de fluencia y de fricción está claramente en fase con los desplazamientos de la estructura.

La energía disipada en un ciclo de vibración armónica de un sistema de 1 GDL con amortiguamiento viscoso no lineal con exponente α viene dada por la Ecuación 1.2. Esta expresión será reescrita para un desplazamiento máximo D y una frecuencia armónica igual a la frecuencia elástica del sistema ($\omega = \omega_e$) que es donde se magnifica la respuesta:

$$W_D = c_\alpha \omega_e^\alpha D^{\alpha+1} \lambda \quad (3.17)$$

La energía de deformación elástica correspondiente a este sistema es:

$$W_S = \frac{kD^2}{2} = \frac{\omega_e^2 m D^2}{2} \quad (3.18)$$

Al reemplazar las ecuaciones (3.18) y (3.17) en (3.16) se obtiene el amortiguamiento viscoso equivalente del sistema de 1 GDL bajo condiciones elásticas:

$$\beta_{V\alpha} = \frac{c_\alpha \omega_e^\alpha D^{\alpha+1} \lambda}{4\pi (\omega_e^2 m D^2 / 2)} = \frac{c_\alpha \lambda}{2\pi m D^{1-\alpha}} \left(\frac{1}{\omega_e} \right)^{2-\alpha} = \frac{c_\alpha \lambda}{2\pi m D^{1-\alpha}} \left(\frac{T_e}{2\pi} \right)^{2-\alpha} \quad (3.19)$$

Esta expresión es una función no lineal proporcional al periodo elástico T_e e inversamente proporcional al desplazamiento máximo D .

Para $\alpha = 1$, la Ecuación 3.19 se simplifica en la definición usual de amortiguamiento viscoso lineal como fracción del amortiguamiento crítico:

$$\beta_{V1} = \frac{c_1}{2m\omega_e} = \frac{c_1 T_e}{4\pi m} \quad (3.20)$$

Se determinará el amortiguamiento histerético de un sistema de 1 GDL modelado con un diagrama bilineal con rigidez elástica k , relación de rigidez inelástica sobre rigidez elástica η , desplazamiento de fluencia D_y y desplazamiento máximo D (Figura 3.1).

Se define la ductilidad de desplazamiento como:

$$\mu = \frac{D}{D_y} \quad (3.21)$$

La energía disipada por el sistema en un ciclo del lazo histerético idealizado es:

$$W_D = 4Q(D - D_y) = 4kD_y(1 - \eta)(D - D_y) = 4kD_y^2(1 - \eta)(\mu - 1) \quad (3.22)$$

donde el parámetro Q es la ordenada en el lazo histerético idealizado para desplazamiento nulo. De la Figura 3.1 la energía elástica de deformación almacenada por la estructura para desplazamiento máximo D es:

$$W_S = \frac{1}{2}D[kD_y + \eta k(D - D_y)] = \frac{1}{2}k\mu D_y^2(1 + \eta\mu - \eta) \quad (3.23)$$

Reemplazando las ecuaciones (3.22) y (3.23) en (3.16) se obtiene el amortiguamiento histerético del sistema:

$$\beta_H = \frac{4kD_y^2(1 - \eta)(\mu - 1)}{4\pi \left[\frac{1}{2}k\mu D_y^2(1 + \eta\mu - \eta) \right]} = \frac{2(1 - \eta) \left(1 - \frac{1}{\mu}\right)}{\pi (1 + \eta\mu - \eta)} \quad (3.24)$$

Para el caso de un sistema elastoplástico ($\eta = 0$) e introduciendo el factor de ajuste q_H para aproximar el área real de la curva histerética:

$$\beta_H = q_H \frac{2}{\pi} \left(1 - \frac{1}{\mu}\right) \quad (3.25)$$

Se comentará sobre este factor de ajuste en el Capítulo 4.

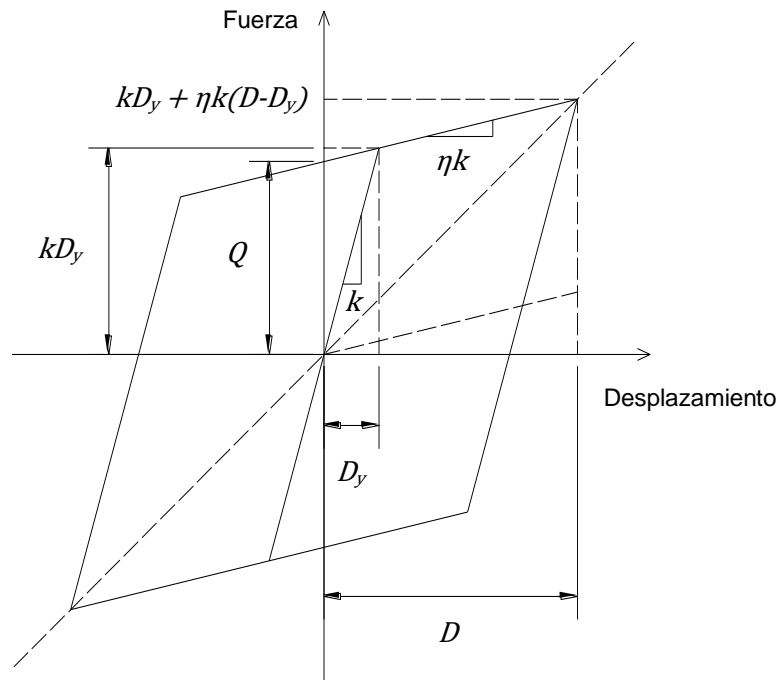


Figura 3.1 Lazo histerético idealizado

3.3 Método de análisis estático no lineal en la norma FEMA 274 (1997)

Los métodos simplificados fueron derivados a partir de un procedimiento estático no lineal para estructuras con sistemas de disipación denominado Método 2 en el reporte FEMA 274. Los reportes FEMA 273/274 estaban dedicados al tema de rehabilitación sísmica de edificios [16, 17]. A su vez, el Método 2 se basó en el método del espectro de capacidad [18].

Los pasos para la aplicación del Método 2 de FEMA 274 se describen a continuación y están ilustrados en la Figura 3.2:

- 1) Construir un diagrama de fuerza cortante basal versus el desplazamiento del techo del edificio (curva pushover) debidos a un patrón de cargas laterales monotónicas crecientes aplicadas en cada nivel. Al menos deben emplearse dos patrones de fuerzas laterales: un patrón con cargas proporcionales a la masa de cada piso y otro patrón de cargas con la forma del modo fundamental.
- 2) Asumir un valor del desplazamiento del techo, determinar la rigidez inelástica lineal equivalente y realizar el análisis modal asociado a esta rigidez equivalente.
- 3) Determinar el amortiguamiento efectivo del modo fundamental obtenido en el paso anterior.

- 4) Convertir el espectro de diseño con 5% de amortiguamiento en el espectro de demanda y modificar la aceleración espectral con el factor de reducción B [19] correspondiente al amortiguamiento efectivo calculado en el paso 3.
- 5) Convertir la curva pushover en curva de capacidad espectral empleando la forma del modo fundamental y propiedades derivadas obtenidas en el paso 2.

De la Ecuación 3.10 y asumiendo que la respuesta de la estructura es básicamente en el modo fundamental, se obtiene una aproximación de la aceleración espectral del primer modo en función del cortante basal total:

$$S_{a1} = \frac{V}{W_1} g \quad (3.26)$$

De la Ecuación 3.7b y puesto que la estructura responde en el modo fundamental, se puede aproximar el desplazamiento espectral del primer modo:

$$S_{d1} = \frac{u_n}{\phi_{n1} \Gamma_1} \quad (3.27)$$

donde u_n es el desplazamiento del techo.

- 6) Superponer la curva de capacidad espectral con el espectro de demanda. El punto de intersección corresponde a la demanda de desplazamiento espectral.
- 7) Comparar la demanda calculada de desplazamiento espectral con el desplazamiento espectral proveniente del desplazamiento del techo asumido en el paso 2.
- 8) Repetir el proceso hasta lograr la convergencia.

La respuesta de los modos superiores se obtiene asumiendo comportamiento elástico y con las propiedades modales obtenidas considerando la rigidez equivalente del paso 2.

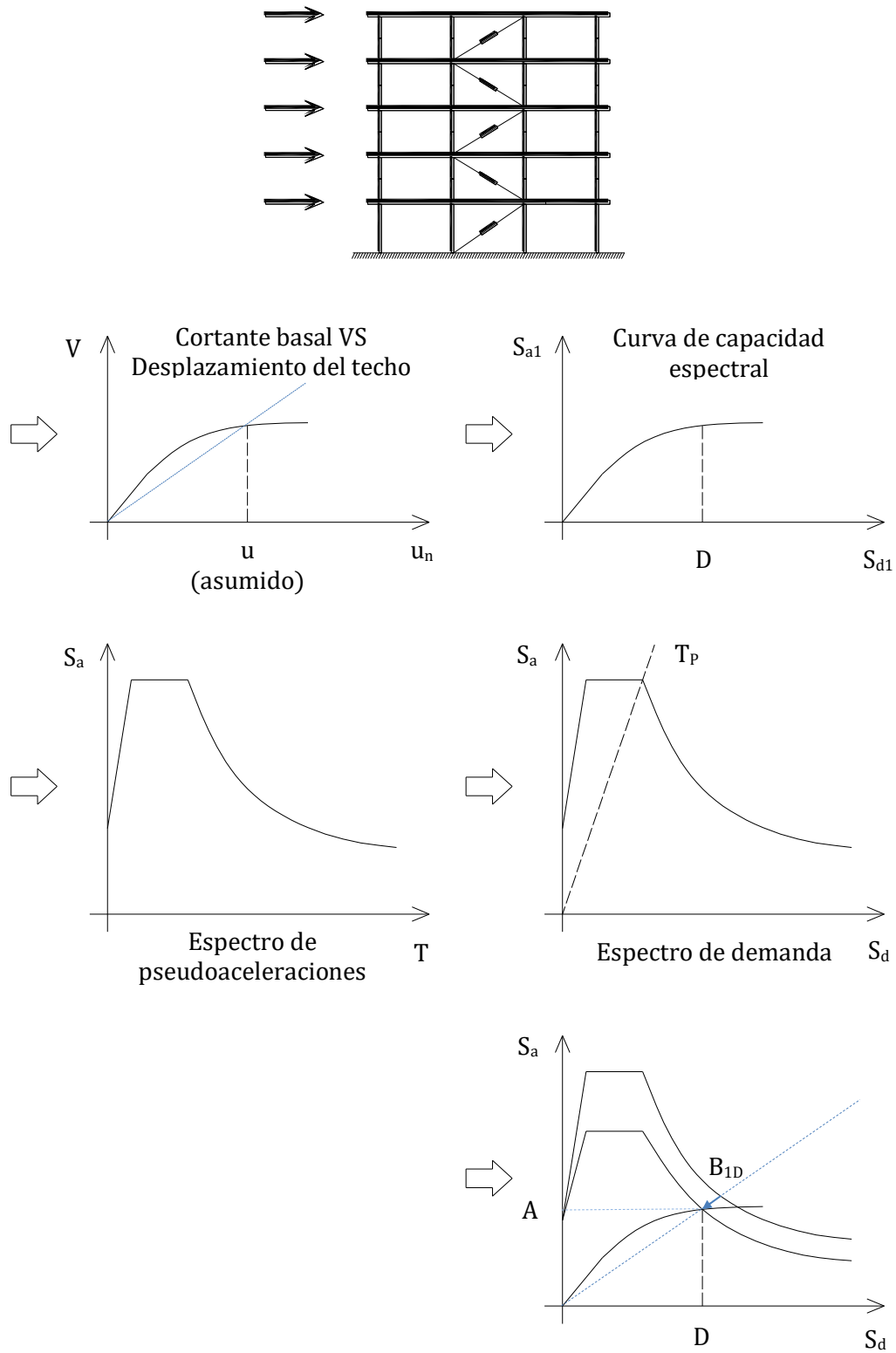


Figura 3.2 Procedimiento estático no lineal en FEMA 274 – Modo fundamental

3.4 Estudios de FEMA 274 en sistemas de 1 GDL

En sistemas de 1 GDL el Método 2 de FEMA 274 se simplifica y en vez de emplear una curva pushover se usa la relación fuerza versus deformación correspondiente. Asimismo, ya no se tienen que calcular las respuestas de los modos superiores.

Se mencionarán tres estudios que han evaluado este procedimiento comparando las respuestas espectrales máximas con los resultados máximos obtenidos de análisis tiempo-historia no lineales. La Figura 3.3 muestra la relación fuerza versus deformación del sistema de 1 GDL así como algunos parámetros que han sido empleados en los estudios.

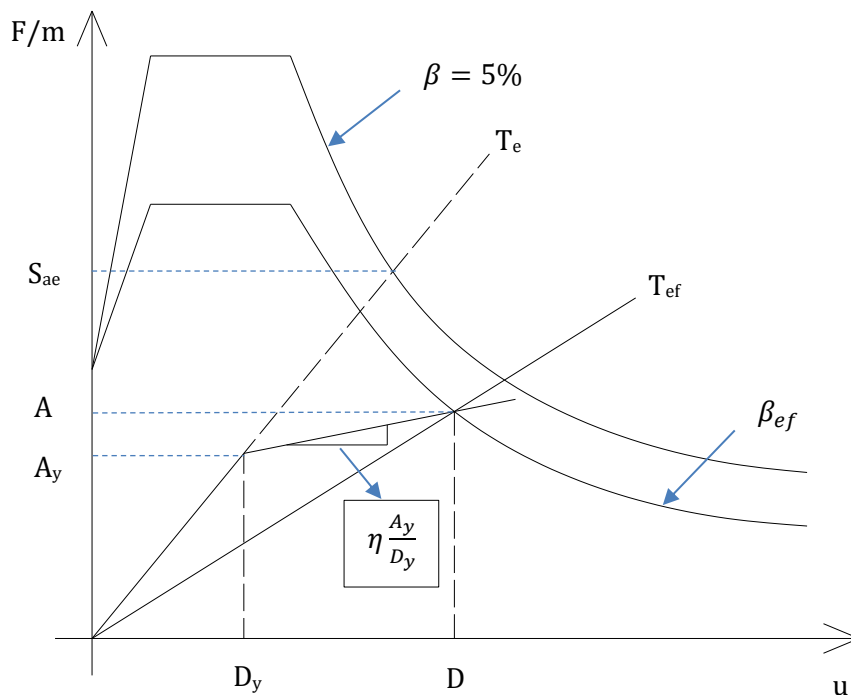


Figura 3.3 Método 2 de FEMA 274 para 1 GDL

3.4.1 Estudio de Tsopelas et al. (1997) [20]

En este estudio se analizaron sistemas de 1 GDL con amortiguamiento adicional proveído por dispositivos viscosos lineales empleando el Método 2 de FEMA 274. Los parámetros considerados fueron: el periodo elástico T_e (0.3 – 1.0 s), el amortiguamiento viscoso añadido β_v (5 – 25%), el amortiguamiento inherente β_I , la relación de rigidez inelástica sobre rigidez elástica η (0.05 – 1.0) y el factor de reducción de resistencia R_μ (2 – 40) que es el cociente entre la respuesta elástica del sistema y la resistencia correspondiente al punto efectivo de fluencia (en el estudio se analizó el inverso de este cociente).

El periodo elástico, el periodo efectivo y el factor de reducción de resistencia están definidos en las ecuaciones 3.28, 3.29 y 3.30 en base a la Figura 3.3. La pseudoaceleración espectral S_{ae} corresponde al periodo elástico T_e con 5% de amortiguamiento.

$$T_e = 2\pi \sqrt{\frac{D_y}{A_y}} \quad (3.28)$$

$$T_{ef} = 2\pi \sqrt{\frac{D}{A}} \quad (3.29)$$

$$R_\mu = \frac{m S_{ae}}{F_y} = \frac{S_{ae}}{A_y} \quad (3.30)$$

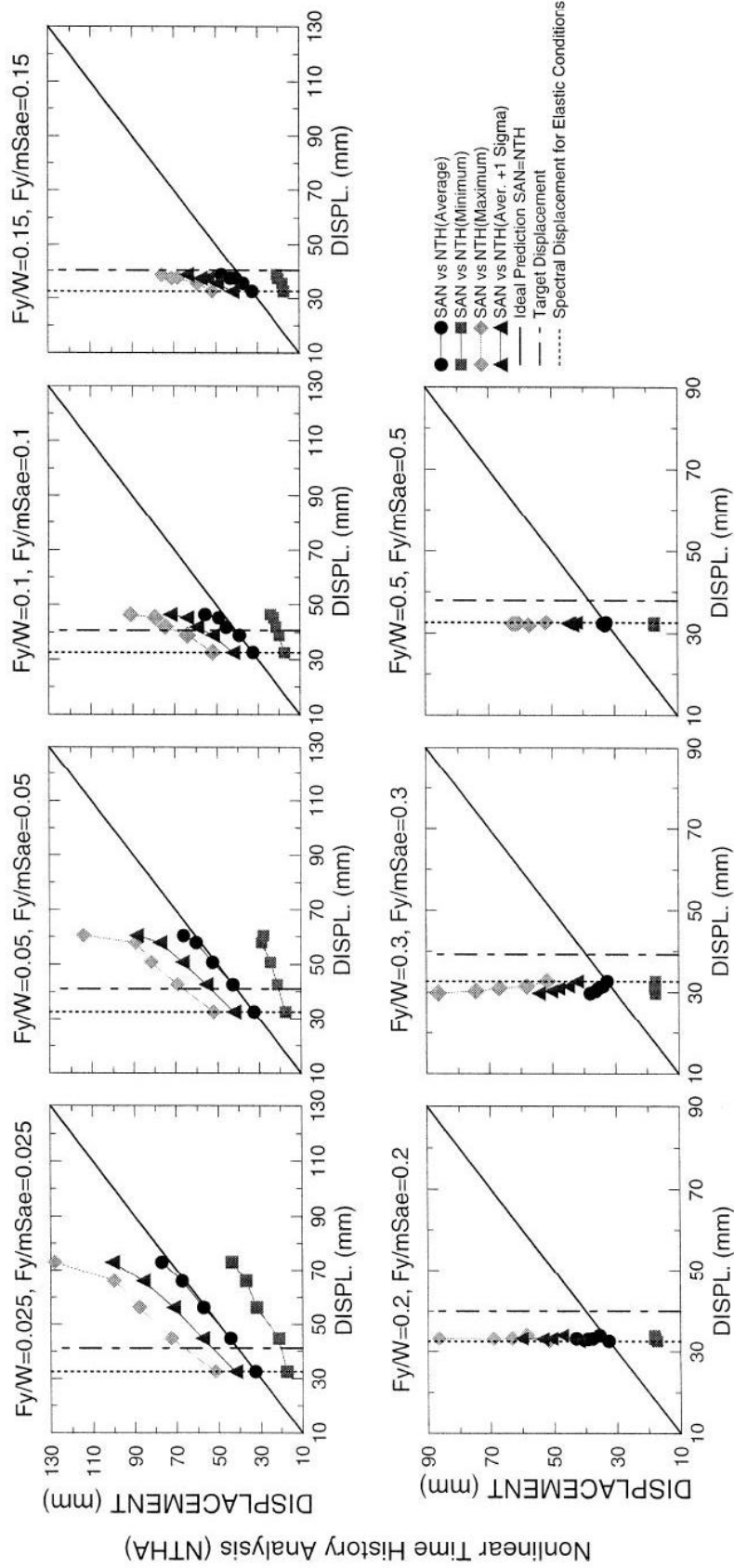
Para realizar los análisis tiempo-historia se emplearon 10 pares de acelerogramas de sismos norteamericanos escalados por amplitud de tal forma que, en promedio, los acelerogramas representaron apropiadamente el espectro objetivo con el cual se aplicó el Método 2 de FEMA 274. Asimismo, la fuerza resistente del sistema estructural fue representada con un modelo histerético bilineal en el análisis paso a paso.

De la Figura 3.3 se puede notar que la aceleración A calculada con el Método 2 (pseudoaceleración para el caso de un sistema con varios GDL) corresponde a la aceleración para el desplazamiento máximo D , la cual no es aceleración máxima del sistema de 1 GDL. La aceleración máxima $A_{m\acute{a}x}$ fue calculada con una relación aproximada a partir del valor de la aceleración espectral A , la cual se mostrará en el ítem 3.5.3.

El Método 2 se aplicó de dos formas: primero empleando espectros amortiguados sin factores de reducción (Figura 3.4) con los cuales se obtuvieron buenas estimaciones de los desplazamientos máximos y de las aceleraciones totales en promedio, a excepción de sistemas con valores de R_{μ} bajos y periodo elástico grande en los cuales los desplazamientos fueron subestimados. Asimismo, las aceleraciones máximas fueron subestimadas cuando el amortiguamiento efectivo excedió el 70%.

Además, también se aplicó el Método 2 con espectros modificados con los factores de reducción B (Figura 3.5) con los cuales se obtuvieron resultados exactos o conservadores de los desplazamientos y de las aceleraciones máximas.

CASE 3 (5% inherent + 15% additional) SYSTEM with $T_{el}=0.5$ seconds



Simplified Analysis using Actual Average Damped Spectra (SAN)

Figura 3.4 Evaluación del Método 2 de FEMA 274 para sistema de 1 GDL con disipador viscoso lineal - Empleando un promedio de espectros amortiguados sin factores de reducción B - Desplazamientos [20]

CASE 3 (5% inherent + 15% additional) SYSTEM with $T_{el}=0.5$ seconds

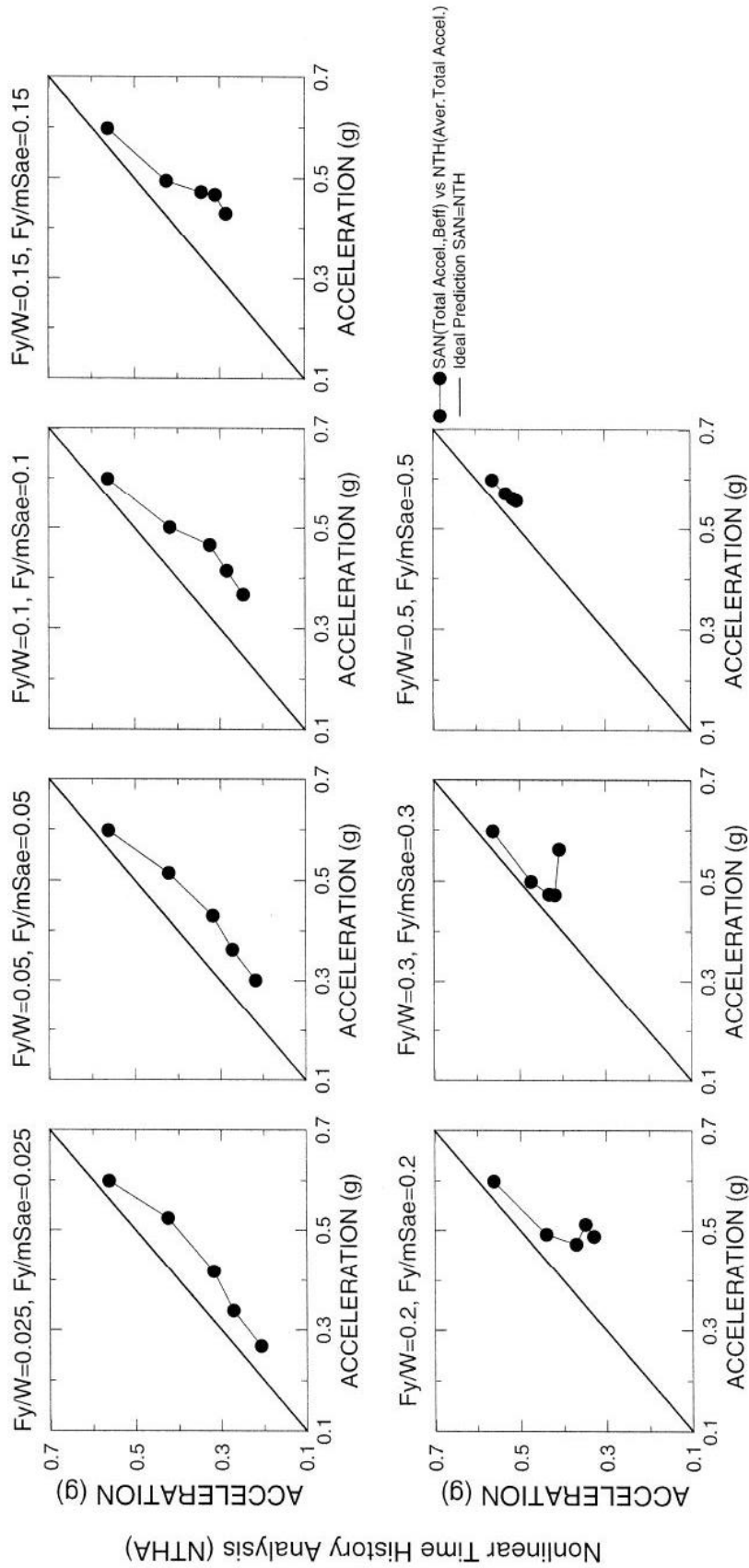


Figura 3.5 Evaluación del Método 2 de FEMA 274 para sistema de 1 GDL con disipador viscoso lineal - Empleando un promedio de espectros amortiguados con factores de reducción B - Aceleraciones [20]

3.4.2 Estudio de Chopra y Goel (1999) [21]

En este estudio se realizó una evaluación de los procedimientos estáticos no lineales (Métodos 1 y 2) de FEMA 273/274. Los autores encontraron que el Método 2 siempre converge a un solo valor de deformación. Sin embargo, las deformaciones máximas en sistemas inelásticos obtenidas con el Método 2 son inexactas cuando son comparadas con los resultados de análisis tiempo historia no lineales y análisis con espectros de diseño inelásticos.

En primer lugar, se determinaron las deformaciones máximas con el Método 2 empleando el espectro de demanda de señales específicas. La Figura 3.6 muestra que el Método 2, comparado con resultados de análisis tiempo historia no lineales con señales determinadas, subestima de forma significativa las deformaciones en un rango amplio de periodos y ductilidades con valores entre 2 y 6. El error llega aproximadamente hasta -50%.

En segundo lugar, se determinaron las deformaciones máximas con el Método 2 empleando el espectro de diseño elástico de Newmark y Hall [19]. La Figura 3.7 muestra que el Método 2, comparado con los resultados obtenidos de espectros de diseño inelásticos, subestima las deformaciones significativamente con tendencia a empeorar con una ductilidad mayor en la zona de las aceleraciones y en la zona de los desplazamientos del espectro. En la zona de velocidades del espectro, el error de deformaciones máximas del Método 2 es negativo o positivo manteniéndose dentro del 50%.

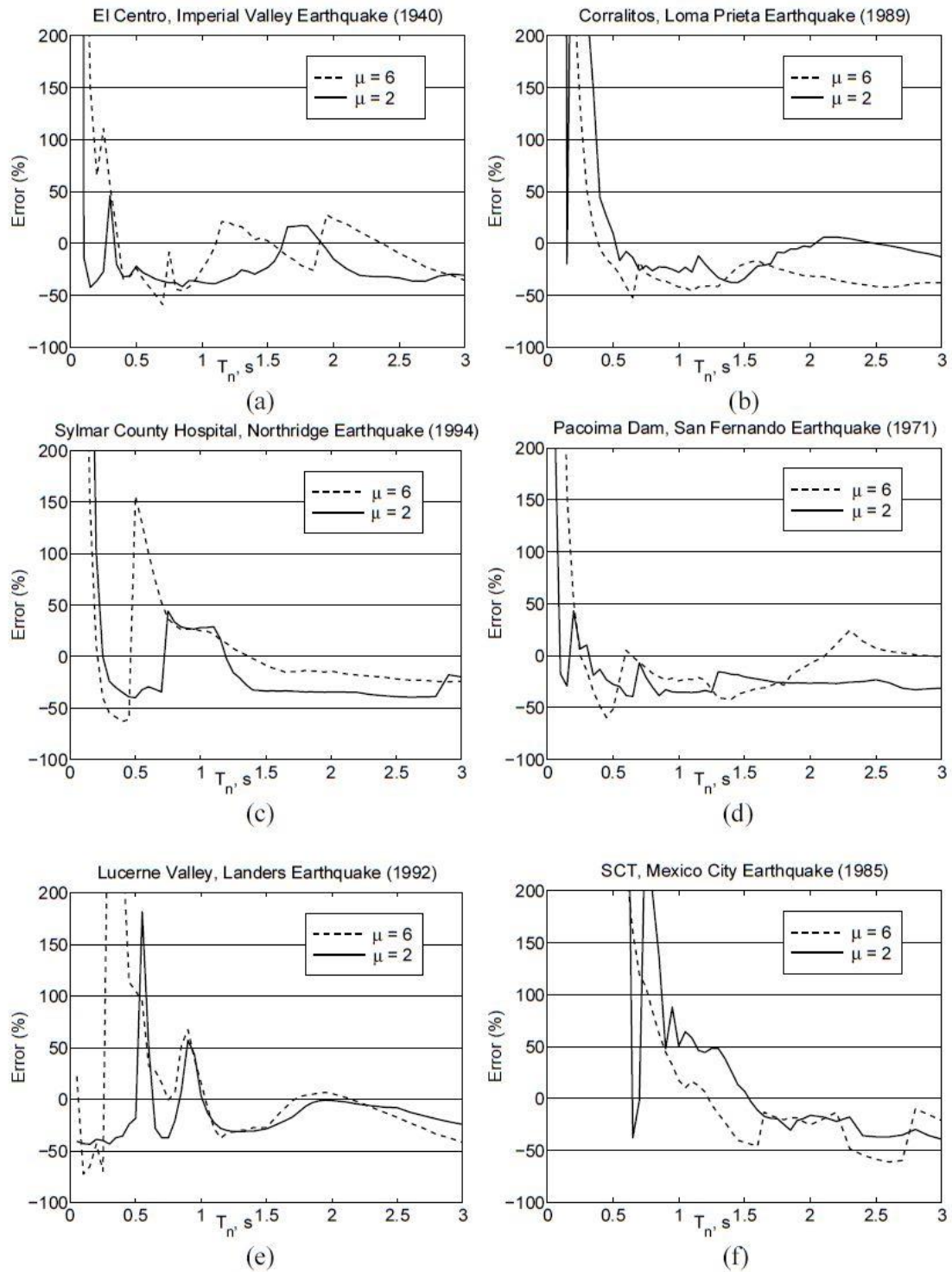
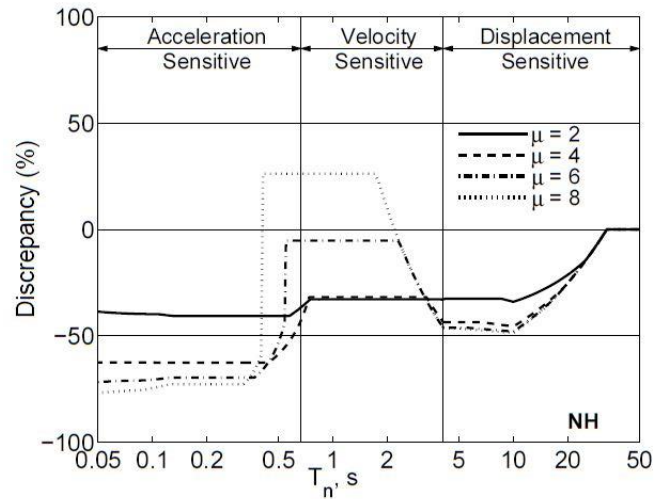
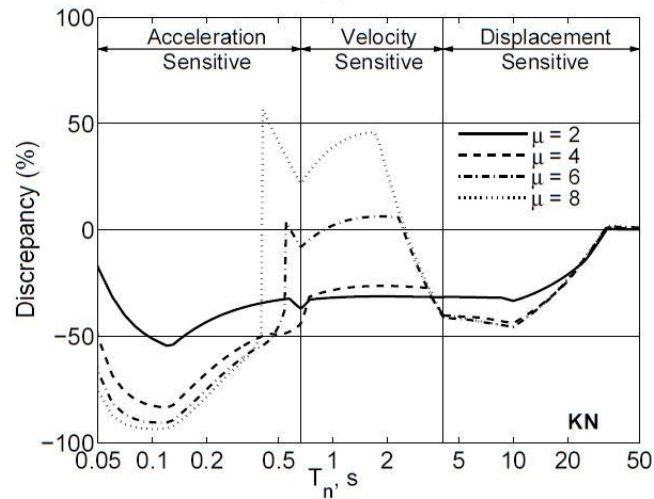


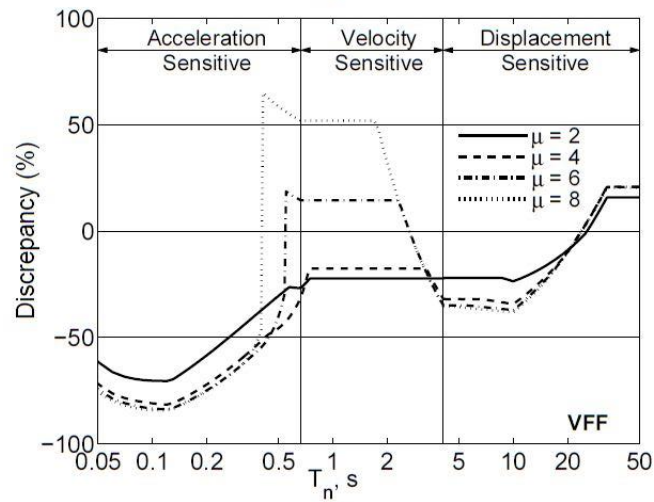
Figura 3.6 Error en los desplazamientos calculados con el Método 2 de FEMA 274 comparado con resultados de análisis tiempo historia no lineales [21]



(a)



(b)



(c)

Figura 3.7 Error en los desplazamientos calculados con el Método 2 de FEMA 274 comparado con resultados de espectros de diseño inelásticos: a) Newmark & Hall (1982), b) Krawinkler & Nassar (1992), c) Vidic et al. (1994) [21]

3.4.3 Estudio de Ramírez et al. (2000) [13] – Sistemas de 1 GDL

En el Capítulo 4 del reporte de Ramírez et al. se estudiaron sistemas de 1 GDL con el Método 2 de FEMA 274 para los siguientes casos (Figura 3.8):

- 1) Sistema hysterético bilineal con disipadores viscosos lineales
- 2) Sistema hysterético bilineal con disipadores viscosos no lineales con $\alpha = 0.5$
- 3) Sistema elástico bilineal con disipadores viscosos lineales
- 4) Sistema hysterético bilineal con disipadores de fluencia

Los parámetros generales considerados fueron: el periodo elástico T_e (0.3 – 2.0 s), la relación de rigidez inelástica sobre rigidez elástica η (0.05 – 1.0) y el factor de reducción de resistencia R_μ (2 – 5). El amortiguamiento viscoso adicional (lineal o no lineal) fue de 15 y 25%. Los análisis tiempo-historia se realizaron con las mismas 20 señales del estudio de Tsopelas (3.4.1) y con los mismos factores de escala.

En sistemas con disipadores viscosos es de interés calcular la máxima velocidad para obtener la fuerza máxima en el dispositivo. Asimismo, interesa calcular la aceleración máxima $A_{\text{máx}}$ la cual es mayor que la aceleración espectral A y ocasionará una mayor demanda sísmica al sistema estructural (Figura 3.9).

La velocidad máxima es estimada con la pseudovelocidad en base al desplazamiento calculado D (Ecuación 3.31), asunción bastante cuestionada por otros autores [5, 22].

$$V = \left(\frac{2\pi}{T_{ef}} \right) D \quad (3.31)$$

Sea un sistema lineal elástico con un amortiguador viscoso no lineal con exponente de la velocidad α y con movimiento armónico cuya frecuencia corresponde a la propia frecuencia natural del sistema:

$$u = D \cos \omega_e t \quad (3.32a)$$

$$\dot{u} = -D\omega_e \text{sen } \omega_e t \quad (3.32b)$$

$$\omega_e = \frac{2\pi}{T_e} = \sqrt{\frac{k}{m}} \quad (3.32c)$$

De la Ecuación 1.1a, la fuerza total resistente del sistema es:

$$F = ku + c_\alpha \operatorname{sgn}(\dot{u})|\dot{u}|^\alpha \quad (3.33)$$

Despejando c_α en la Ecuación 3.19 y reemplazando este coeficiente de amortiguamiento así como las ecuaciones (3.32a-c) en (3.33):

$$\frac{F}{m\omega_e^2 D} = -\frac{2\pi\beta_V}{\lambda} \operatorname{sen}^\alpha \omega_e t + \cos \omega_e t \quad (3.34)$$

Para obtener el valor máximo de la aceleración (en un instante t^*) se deriva (3.34) respecto del tiempo y se iguala a cero:

$$\frac{\operatorname{sen}^{2-\alpha} \omega_e t^*}{\cos \omega_e t^*} = -\frac{2\pi\alpha\beta_V}{\lambda} \quad (3.35)$$

Una solución aproximada de la Ecuación 3.35 es:

$$\omega_e t^* = \pi - \delta \quad (3.36a)$$

$$\delta = \left(\frac{2\pi\alpha\beta_V}{\lambda} \right)^{\frac{1}{2-\alpha}} \quad (3.36b)$$

Reemplazando (3.36a-b) en (3.34) se obtiene:

$$\begin{aligned} \left(\frac{F}{m} \right)_{m\acute{a}x} &= A_{m\acute{a}x} = \left| \omega_e^2 D \left(-\frac{2\pi\beta_V}{\lambda} \operatorname{sen}^\alpha \delta - \cos \delta \right) \right| \\ &= A \left(\cos \delta + \frac{2\pi\beta_V}{\lambda} \operatorname{sen}^\alpha \delta \right) = A \left(C_{mFD} + \frac{2\pi\beta_V}{\lambda} C_{mFV} \right) \end{aligned} \quad (3.37)$$

Este resultado puede extenderse a una estructura inelástica, en este caso la expresión está referida al amortiguamiento efectivo (Ecuación 3.38). En Ramírez et al. se indica que el amortiguamiento efectivo considerado incluye sólo el amortiguamiento inherente y el amortiguamiento viscoso.

$$A_{m\acute{a}x} = A \left(C_{mFD} + \frac{2\pi\beta_{ef}}{\lambda} C_{mFV} \right) \quad (3.38)$$

Además, siendo consistente con la Figura 3.9, el valor del coeficiente C_{mFD} no puede exceder la unidad. Los coeficientes C_{mFD} y C_{mFV} pasaron en forma de tablas a la norma

FEMA 368/369 [23, 24] para el cálculo en el caso de máxima aceleración con disipadores viscosos y de ahí pasaron a las normas ASCE 7. Las expresiones para estos coeficientes son:

$$\text{si } D < D_y \quad \rightarrow \quad C_{mFD} = \cos \delta \quad (3.39a)$$

$$\text{si } D > D_y , \quad \mu \cos \delta < 1 \quad \rightarrow \quad C_{mFD} = \mu \cos \delta \quad (3.39b)$$

$$\text{si } D > D_y , \quad \mu \cos \delta \geq 1 \quad \rightarrow \quad C_{mFD} = 1 \quad (3.39c)$$

$$C_{mFV} = (\text{sen } \delta)^\alpha \quad (3.39d)$$

donde μ es la ductilidad de desplazamiento (Ecuación 3.21).

Los resultados de este estudio mostraron que el Método 2 en sistemas de 1 GDL produjo estimaciones exactas o conservadoras de los desplazamientos máximos y aceleraciones máximas (Figuras 3.10 y 3.11). Sin embargo, para sistemas con periodos efectivos grandes (mayores a 1.5 s) las velocidades máximas fueron subestimadas (hasta 50% de error), mientras que para sistemas con periodos efectivos moderados y cortos (menores a 1.0 s) las velocidades máximas fueron sobreestimadas (hasta 100% de error).

Este estudio brindó también factores de corrección para las velocidades con los cuales se alcanzaron buenos resultados. Sin embargo, estos factores de corrección no fueron incluidos en las posteriores normas FEMA ni en las normas ASCE 7.

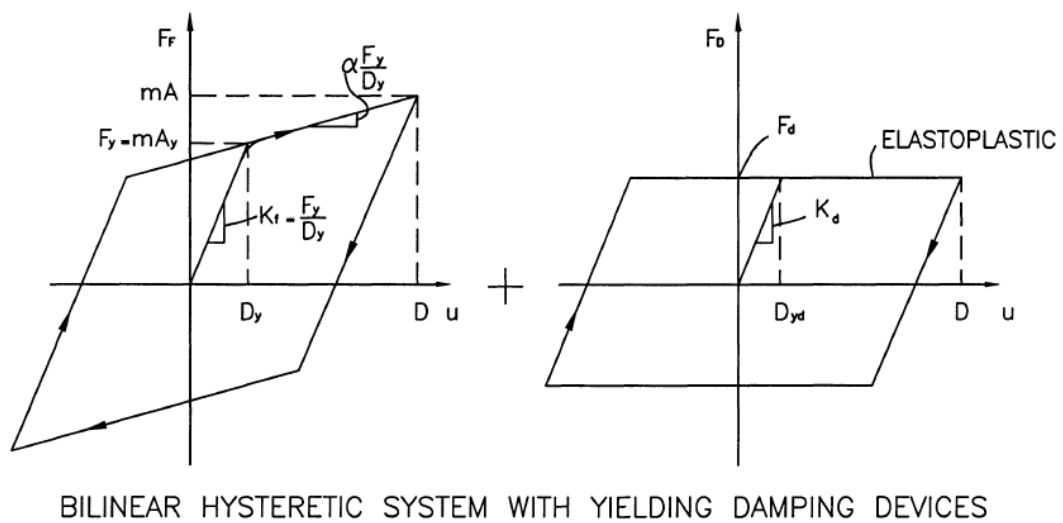
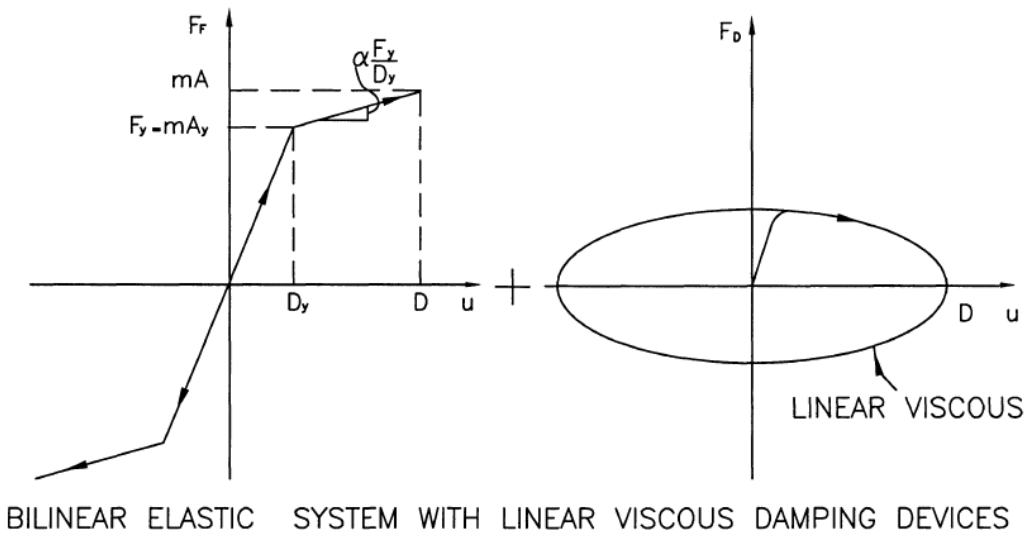
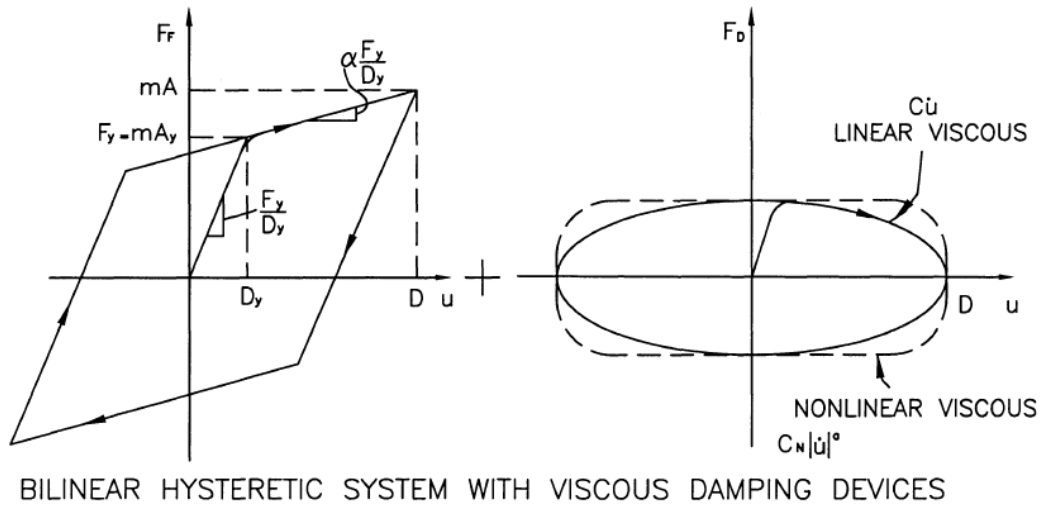


Figura 3.8 Evaluación del Método 2 de FEMA 274 para sistemas de 1 GDL – Sistemas considerados [13]

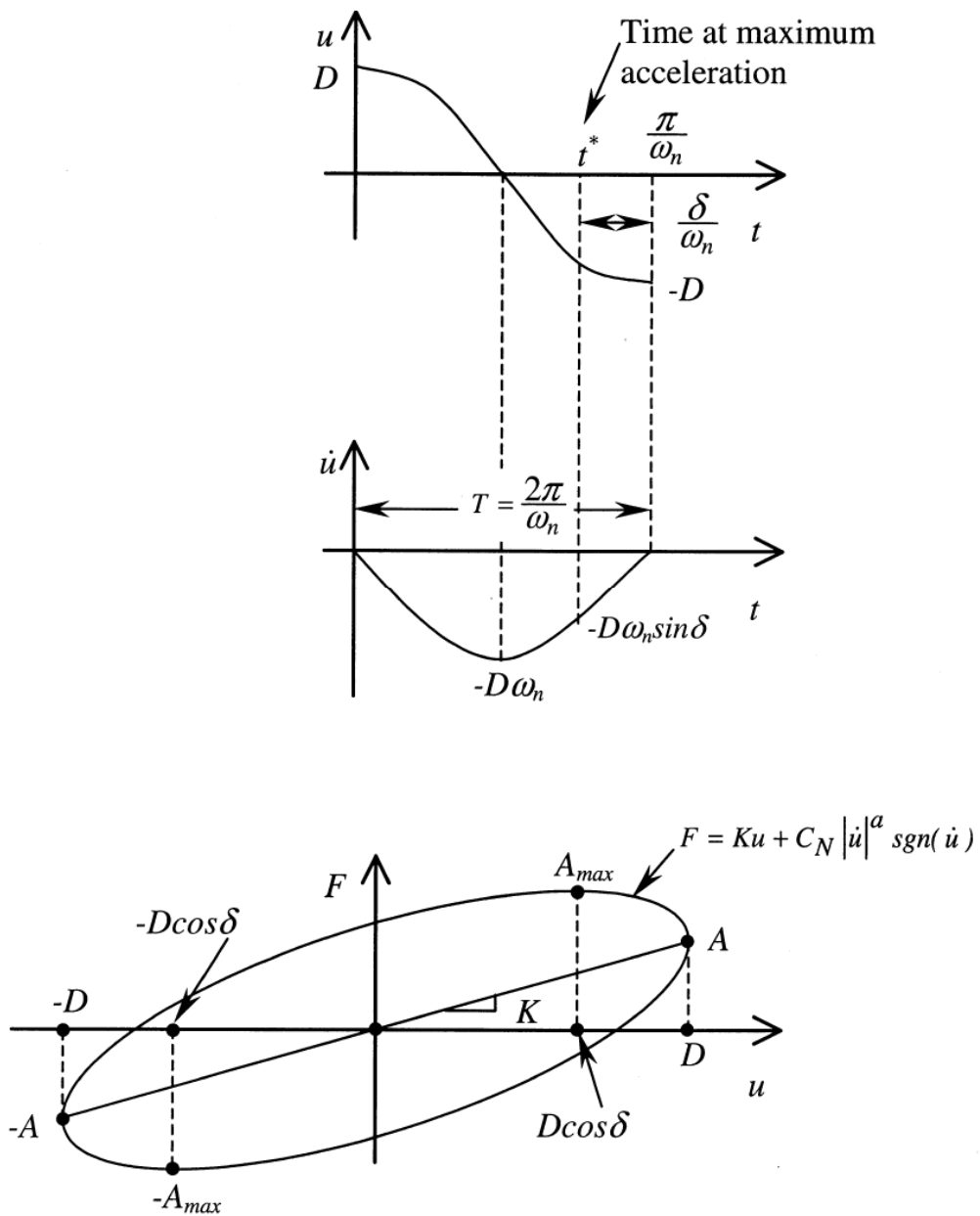


Figura 3.9 Aceleración máxima en sistema de 1 GDL con disipador viscoso no lineal en movimiento armónico [13]

Perfect Bilinear Hysteretic System With ($\alpha=0.05, 0.15, 0.25, 1.0, \beta_i=0.05$)
 Non-Linear Viscous Damping Devices ($a=0.5$)

Nonlinear Time History Analysis

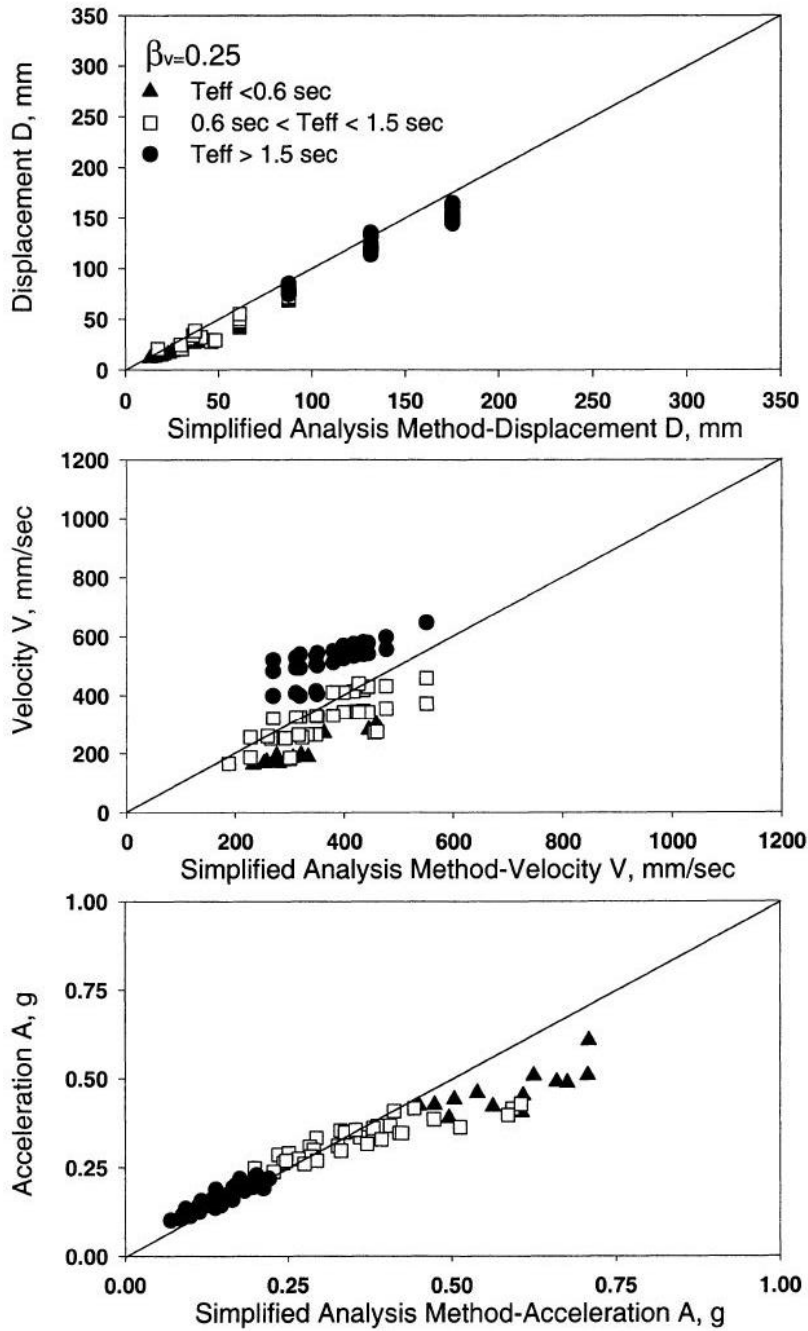


Figura 3.10 Evaluación del Método 2 de FEMA 274 en sistema de 1 GDL con disipador viscoso no lineal contra el promedio de las respuestas en el tiempo [13]

Bilinear Hysteretic System ($\alpha=0.05, \beta_i=0.05$)
With Yielding Damping Devices

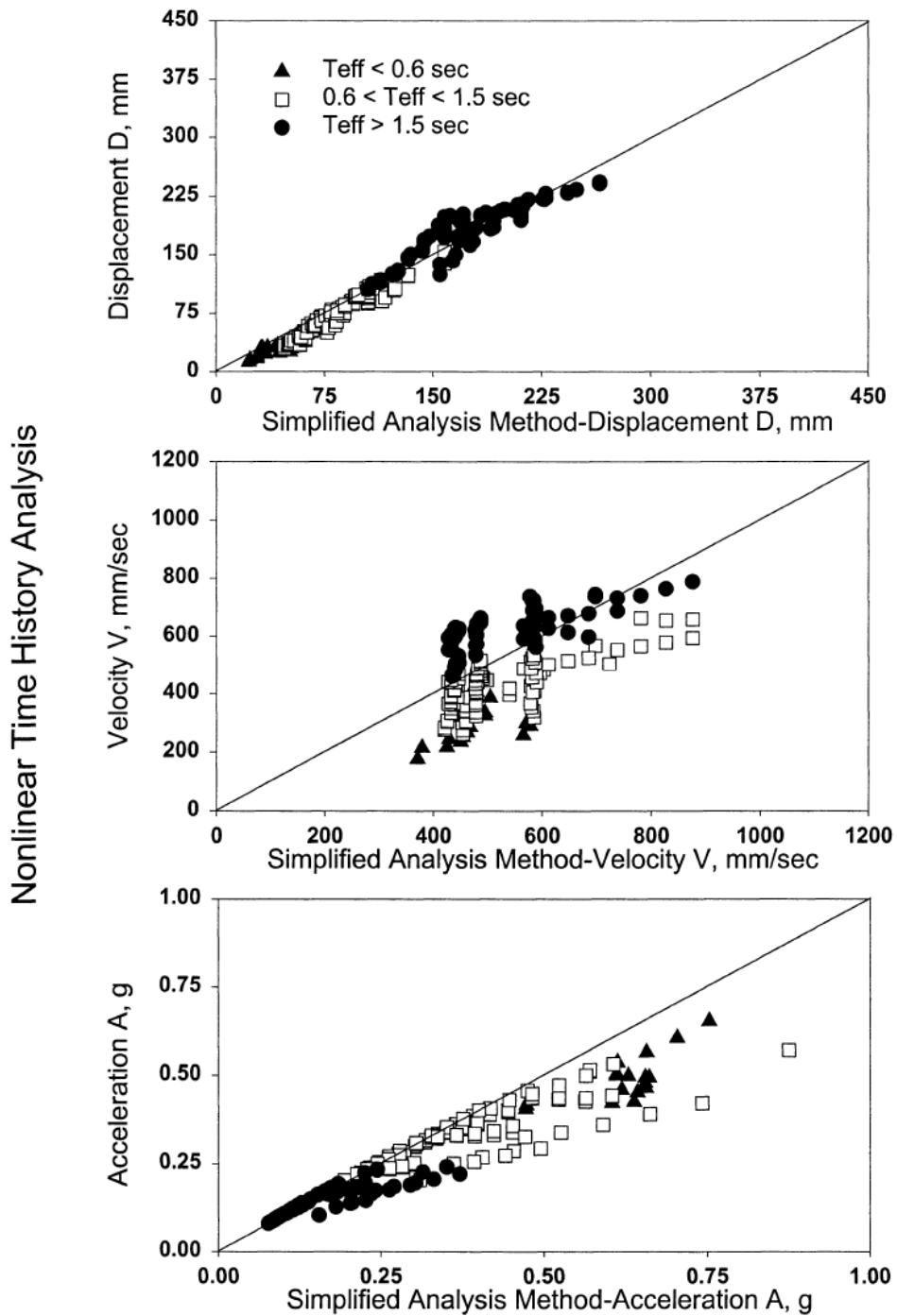


Figura 3.11 Evaluación del Método 2 de FEMA 274 en sistema de 1 GDL con disipador de fluencia contra el promedio de las respuestas en el tiempo [13]

3.5 Procedimientos simplificados para sistemas de varios GDL con disipadores

3.5.1 Asunciones

El Capítulo 7 del reporte de Ramírez et al. [13] expuso los métodos simplificados de análisis para estructuras con disipadores empleando procedimientos lineales. Estos procedimientos pasaron a formar parte luego de las disposiciones para el diseño sísmico de edificios nuevos publicados en los reportes FEMA 368/369 en 2001 [23, 24]. Posteriormente fueron incorporados en el Capítulo 18 de la norma ASCE 7-05 [25] y de esta forma han llegado hasta la actual norma ASCE 7-16 [26] en donde se denominan procedimientos alternativos de análisis para estructuras con disipadores.

En Ramírez et al. se señalaron cuatro asunciones necesarias para la aplicación de los métodos simplificados:

- El edificio debe tener un mecanismo de colapso de 1 GDL, el cual consiste en rótulas plásticas en los extremos de las vigas y en las bases de las columnas (Figura 3.12), y además la deformación en altura del sistema debe poder estimarse con la forma del modo fundamental. El mecanismo de colapso indicado implica que la deformación plástica del edificio en su altura tiene la forma de un triángulo invertido. De esta forma se intenta garantizar la respuesta del sistema en el modo fundamental a lo largo de todas sus etapas de desempeño.
- El análisis se realiza en cada dirección principal con 1 GDL por piso. Es decir, para cada dirección el análisis es independiente en 2D sin considerar efectos torsionales en planta.
- La respuesta inelástica del edificio se representará con un diagrama elastoplástico.
- El cortante plástico del edificio puede estimarse bien con un análisis plástico simple o empleando el cortante mínimo amplificado por el factor $(\Omega_0 C_d)/R$, donde Ω_0 es la sobrerresistencia, R es el coeficiente de reducción del sistema estructural y C_d es el factor de amplificación de desplazamientos laterales.

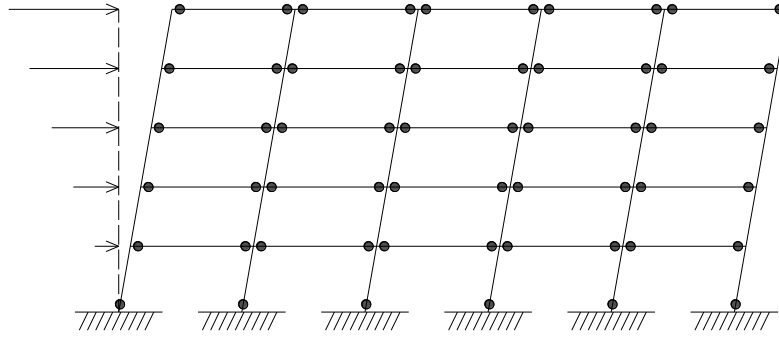


Figura 3.12 Mecanismo de colapso asumido en los métodos simplificados

3.5.2 Edificio con disipadores viscosos lineales

En rigor, un edificio con disipadores es un sistema con amortiguamiento no proporcional o amortiguamiento no clásico y tal sistema no puede desacoplarse en ecuaciones modales independientes en un análisis dinámico modal. Si se trata de una estructura con disipadores viscosos, la primera aproximación del método simplificado es suponer que los modos de vibración del sistema amortiguado son los mismos modos de vibración del sistema sin disipadores [3]. De esta forma se puede aplicar la superposición modal en la estructura y se puede obtener la respuesta independiente de cada uno de los modos.

Si la respuesta inelástica del edificio está representada por un diagrama elastoplástico (Figura 3.13), la curva pushover puede ser transformada en una curva de capacidad espectral. Empleando las ecuaciones 3.26–3.27 para el modo fundamental con formas modales normalizadas (en el techo $\phi_{n1} = 1$):

$$A_y = \frac{V_y}{W_1} g \quad (3.40)$$

$$D_y = \frac{u_y}{\Gamma_1} \quad (3.41)$$

donde V_y es el cortante basal plástico del edificio con DFV, A_y es la aceleración espectral correspondiente, u_y es el desplazamiento efectivo de fluencia del techo y D_y es el desplazamiento espectral correspondiente.

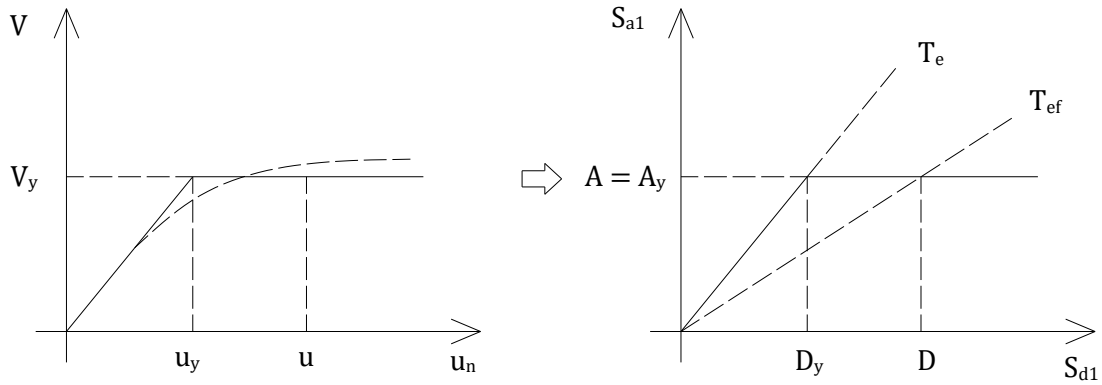


Figura 3.13 Edificio con DFV – Curva de capacidad espectral del modo fundamental

De las ecuaciones 3.28, 3.29 y 3.21 se obtiene la relación entre el periodo elástico y el periodo efectivo:

$$T_{ef} = \sqrt{\mu} T_e \quad (3.42)$$

La fuerza desarrollada por cada DFV lineal del edificio en el modo m es:

$$F_{i,j,m} = C_j \dot{x}_{i,j,m} \quad (3.43)$$

donde el subíndice j se extiende sobre todos los dispositivos del edificio y el subíndice i se extiende sobre todos los pisos del edificio. Además,

$$x_{i,j,m} = f_j \Delta_{i,m} = f_j D_m \phi_{ri,m} = f_j D_m (\phi_{i,m} - \phi_{i-1,m}) \quad (3.44)$$

$$\dot{x}_{i,j,m} \approx \nabla_{i,j,m} = \frac{2\pi}{T_m} x_{i,j,m} \quad (3.45)$$

donde $x_{i,j,m}$ es el desplazamiento relativo de los extremos del disipador, f_j es el factor de magnificación de desplazamiento, $\Delta_{i,m}$ es el desplazamiento relativo de entrepiso, D_m es el desplazamiento del techo del modo m y $\phi_{ri,m}$ es el desplazamiento modal relativo.

Si el edificio experimenta vibración armónica de forma que ω es la frecuencia de la fuerza armónica y D_{techo} es la amplitud del desplazamiento del techo entonces

$$\{u\}_m = D_{techo} \{\phi\}_m \text{sen } \omega t \quad (3.46)$$

$$x_{i,j,m} = f_j \Delta_{i,m} = f_j D_{techo} \phi_{ri,m} \quad (3.47)$$

Luego, de la Ecuación 1.4, la energía disipada por un dispositivo en un ciclo completo de movimiento armónico en el modo m es

$$W_{i,j,m} = \pi C_j \omega x_{i,j,m}^2 = \pi C_j \omega f_j^2 D_{techo}^2 \phi_{ri,m}^2 \quad (3.48)$$

Si $\omega = \omega_m = \frac{2\pi}{T_m}$ el trabajo total realizado por todos los disipadores en el modo m es

$$W_{D,m} = \sum W_{i,j,m} = \frac{2\pi^2}{T_m} D_{techo}^2 \sum_i \sum_j C_j f_j^2 \phi_{ri,m}^2 \quad (3.49)$$

Y la energía máxima de deformación elástica de la estructura en el modo m es

$$W_{S,m} = \frac{2\pi^2}{T_m^2} D_{techo}^2 \sum_i m_i \phi_{i,m}^2 \quad (3.50)$$

De las ecuaciones 3.16, 3.49 y 3.50 el amortiguamiento viscoso del modo m es

$$\beta_{Vm} = \frac{W_{D,m}}{4\pi W_{S,m}} = \frac{T_m}{4\pi} \frac{\sum_i \sum_j C_j f_j^2 \phi_{ri,m}^2}{\sum_i m_i \phi_{i,m}^2} \quad (3.51)$$

Por lo tanto, el amortiguamiento viscoso de una estructura con DFV lineales es proporcional al periodo del modo m. Si el amortiguamiento viscoso corresponde al periodo efectivo para $m = 1$, al combinar las ecuaciones 3.42 y 3.51 y reemplazar en (3.16) se obtiene el amortiguamiento efectivo del modo fundamental:

$$\beta_{ef1} = \beta_I + \beta_{V1}\sqrt{\mu} + \beta_H \quad (3.52)$$

El amortiguamiento histerético del primer modo toma la siguiente forma:

$$\beta_H = q_H(0.64 - \beta_I) \left(1 - \frac{1}{\mu}\right) \quad (3.53)$$

la cual proviene de la Ecuación 3.25 pero con $(0.64 - \beta_I)$ reemplazando $(2/\pi)$ con el propósito de reducir la contribución del amortiguamiento inherente.

Conservadoramente puede asumirse que los modos superiores del edificio en la etapa inelástica tienen las mismas propiedades de los modos superiores del edificio elástico

[13]. Este criterio también aplica para el modo residual. Con lo cual, el amortiguamiento efectivo de los modos superiores será:

$$\beta_m = \beta_I + \beta_{Vm} \quad (3.54)$$

3.5.3 Edificio con disipadores viscosos no lineales

Las asunciones empleadas en edificios con DFV lineales para la definición del periodo efectivo (Ecuación 3.42) también son válidas en este caso. La fuerza producida por cada DFV no lineal en el modo m es

$$F_{i,j,m} = C_j |\dot{x}_{i,j,m}|^{\alpha_j} \text{sgn}(\dot{x}_{i,j,m}) \quad (3.55)$$

Aplicando también la asunción de movimiento armónico al edificio con DFV no lineales, la energía disipada por un dispositivo no lineal en un ciclo completo de movimiento en el modo m resulta en

$$W_{i,j,m} = C_j \omega^{\alpha_j} x_{i,j,m}^{1+\alpha_j} \lambda_j = C_j \omega^{\alpha_j} f_j^{1+\alpha_j} D_{techo}^{1+\alpha_j} \phi_{ri,m}^{1+\alpha_j} \lambda_j \quad (3.56)$$

Si $\omega = \omega_m = \frac{2\pi}{T_m}$ el trabajo total realizado por todos los disipadores no lineales en el modo m es

$$W_{D,m} = \sum W_{i,j,m} = \sum_i \sum_j C_j \left(\frac{2\pi}{T_m}\right)^{\alpha_j} \lambda_j f_j^{1+\alpha_j} D_{techo}^{1+\alpha_j} \phi_{ri,m}^{1+\alpha_j} \quad (3.57)$$

De las ecuaciones 3.16, 3.50 y 3.57 el amortiguamiento viscoso para el modo fundamental es

$$\beta_{V1} = \frac{W_{D,1}}{4\pi W_{S,m}} = \frac{\sum_i \sum_j C_j \lambda_j f_j^{1+\alpha_j} \phi_{ri,1}^{1+\alpha_j}}{2\pi \left(\frac{2\pi}{T_1}\right)^{2-\alpha_j} D_{techo}^{1-\alpha_j} \sum_i m_i \phi_{i,1}^2} \quad (3.58)$$

y por consiguiente, es inversamente proporcional a una potencia del desplazamiento del techo.

De las ecuaciones 3.15, 3.42 y 3.58 el amortiguamiento efectivo del modo fundamental del edificio con DFV no lineales es

$$\beta_{ef1} = \beta_I + \beta_{V1}(\mu)^{1-\frac{\alpha}{2}} + \beta_H \quad (3.59)$$

Esta ecuación también es válida para el modo fundamental de un sistema con DFV lineales. Para $\alpha = 1$ la expresión anterior se simplifica y se obtiene la Ecuación 3.52.

No es posible derivar una ecuación similar a (3.58) para los modos superiores del edificio con disipadores lineales [13, 4]. Para los modos superiores se definirá una constante de amortiguamiento efectivo (Figura 3.14) para cada disipador no lineal el cual puede ser usado exactamente como en el caso lineal:

$$C_{ef\ i,j} = \alpha_j C_j \dot{x}_{i,j,1}^{\alpha_j-1} \quad (3.60)$$

Por lo tanto, para los modos superiores y para el modo residual en caso de DFV no lineales se empleará la Ecuación 3.51 para calcular el amortiguamiento viscoso:

$$\beta_{Vm} = \frac{T_m}{4\pi} \frac{\sum_i \sum_j C_{ef\ i,j} f_j^2 \phi_{ri,m}^2}{\sum_i m_i \phi_{i,m}^2} \quad (3.61)$$

La Ecuación 3.54 también brinda el amortiguamiento efectivo para los modos superiores de edificios con dispositivos viscosos no lineales.

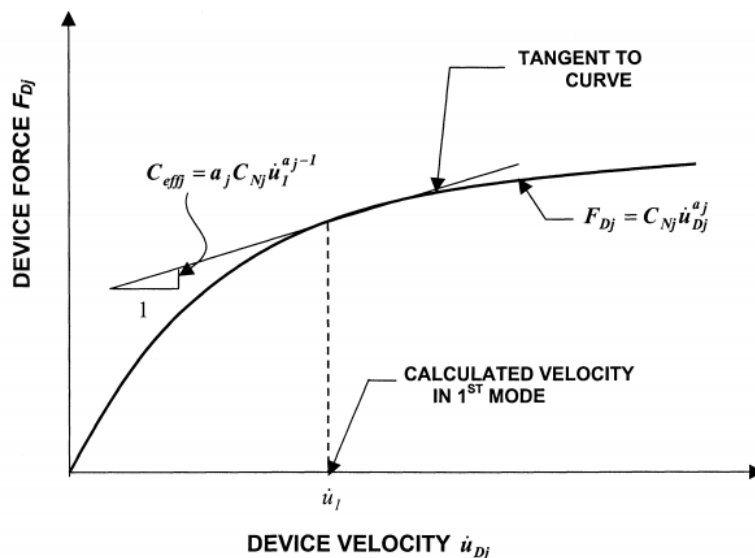


Figura 3.14 Constante de amortiguamiento efectivo – Edificio con DFV no lineales [13]

3.5.4 Edificios con disipadores de fluencia

En este caso la respuesta inelástica del edificio puede ser aproximada con un diagrama trilineal (Figura 3.15). En forma similar al caso del edificio con DFV se emplean las ecuaciones 3.26 y 3.27 considerando modos normalizados con $\phi_{n1} = 1$ en el techo para transformar la curva pushover en curva de capacidad espectral en el modo fundamental.

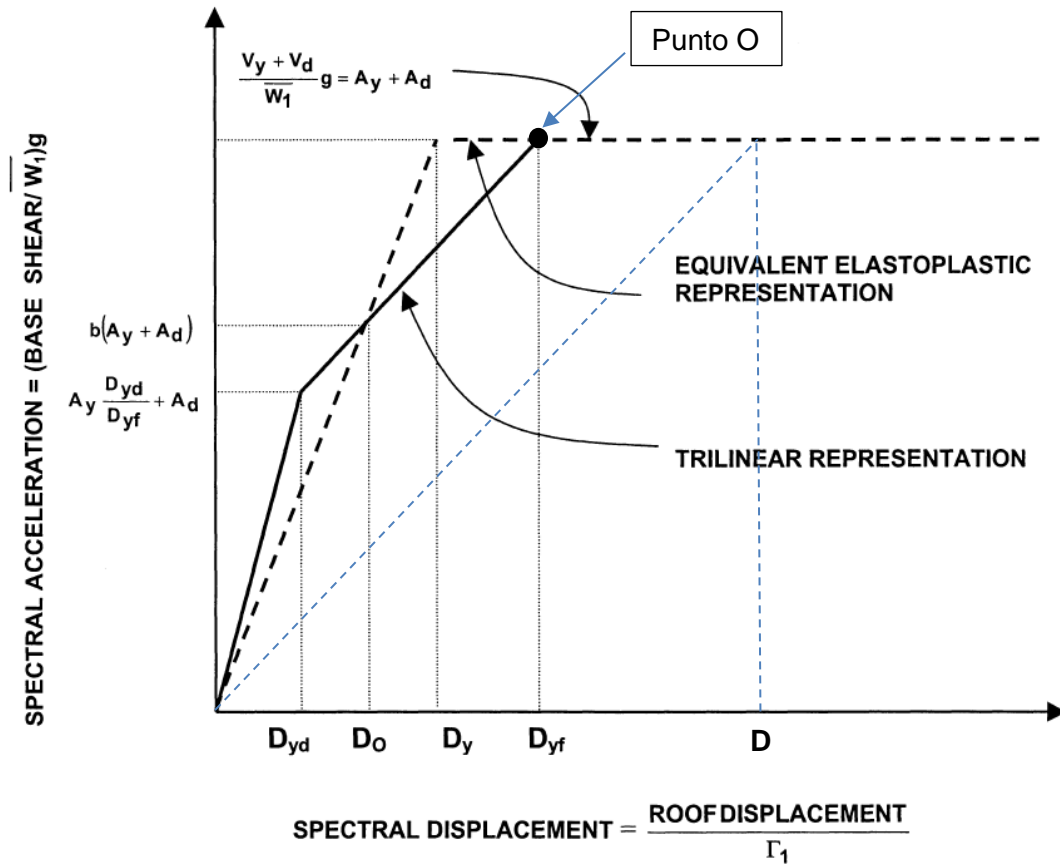


Figura 3.15 Curva de capacidad espectral de edificio con disipadores de fluencia [13]

En la figura anterior se observa que $V_d < V_y$ y $D_{yd} < D_{yf} < D$ donde V_d es el cortante plástico debido al sistema de disipadores de fluencia, V_y es el cortante plástico del edificio sin el sistema de disipadores de fluencia, D_{yd} es el desplazamiento espectral del techo cuando se han formado rótulas plásticas en todos los disipadores de fluencia y D_{yf} es el desplazamiento espectral del techo del edificio sin disipadores cuando se han formado rótulas plásticas en la base de todas las columnas del edificio.

En forma análoga a la Ecuación 3.29, de la Figura 3.15 el periodo efectivo del modo fundamental es:

$$T_{ef} = 2\pi \sqrt{\frac{D}{A_y + A_d}} \quad (3.62)$$

donde A_y es la aceleración espectral correspondiente al punto de fluencia efectiva del edificio sin disipadores (Figura 3.13) y A_d es la aceleración espectral correspondiente al punto de fluencia del sistema de disipadores.

El amortiguamiento efectivo del modo fundamental en un sistema estructural con disipadores de fluencia tiene sólo componentes debidas al amortiguamiento inherente y amortiguamiento histerético (Ecuación 3.15). La Ecuación 3.24 del amortiguamiento histerético de un sistema de 1 GDL puede reescribirse de la siguiente forma:

$$\beta_H = \frac{2(1-\eta)\left(1-\frac{1}{\mu}\right)}{\pi(1+\eta\mu-\eta)} = \frac{2(A_y D - A D_y)}{\pi A D} \quad (3.63a)$$

$$A = A_y + \eta \frac{A_y}{D_y} (D - D_y) \quad (3.63b)$$

donde A es la aceleración espectral correspondiente al desplazamiento espectral máximo D (Figura 3.16).

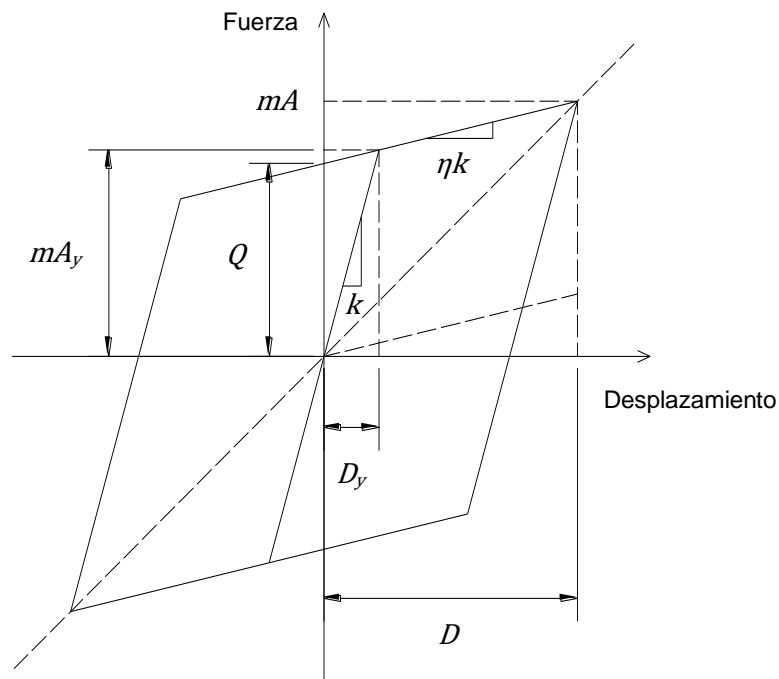


Figura 3.16 Lazo histerético idealizado

El amortiguamiento histerético del modo fundamental de una estructura con disipadores de fluencia es expresado como la suma de dos componentes (Figura 3.17): el amortiguamiento histerético del sistema sin disipadores β_{H1} y el amortiguamiento histerético aportado exclusivamente por los dispositivos de fluencia β_{H2} :

$$\beta_H = \beta_{H1} + \beta_{H2} \quad (3.64)$$

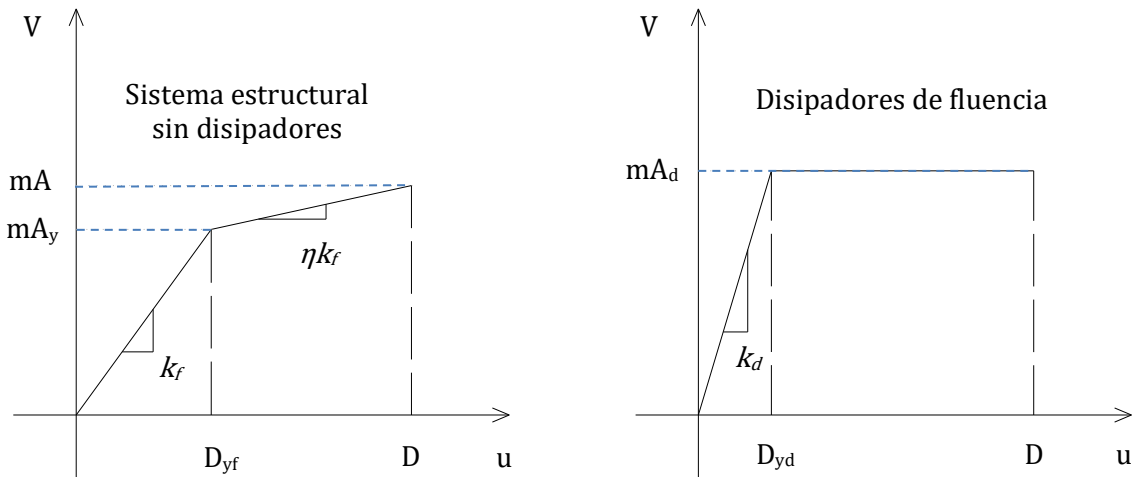


Figura 3.17a Componentes de sistema estructural con disipadores de fluencia [13]

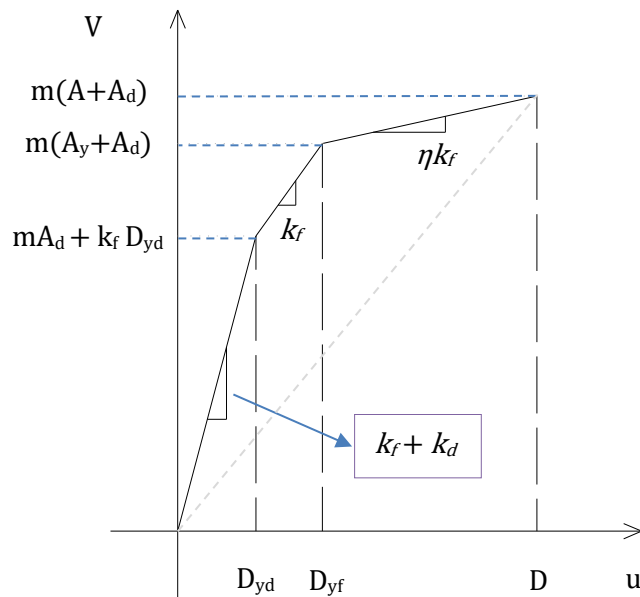


Figura 3.17b Comportamiento global de estructura con disipadores de fluencia [13]

Ambas componentes se determinan empleando el concepto de amortiguamiento viscoso equivalente teniendo en cuenta que la energía de deformación elástica W_S es la misma en el sistema global:

$$\beta_{H1} = \frac{W_{D1}}{4\pi W_S} = \frac{q_H 4m(A_y D - A D_{yf})}{4\pi \frac{1}{2} D m (A + A_d)} = q_H \frac{2(A_y D - A D_{yf})}{\pi (A + A_d) D} \quad (3.65)$$

$$\beta_{H2} = \frac{W_{D2}}{4\pi W_S} = \frac{4m A_d (D - D_{yd})}{4\pi \frac{1}{2} D m (A + A_d)} = \frac{2 A_d (D - D_{yd})}{\pi (A + A_d) D} \quad (3.66)$$

De la Ecuación 3.64, el amortiguamiento histerético total del modo fundamental se expresa ahora en términos de desplazamientos y aceleraciones espectrales:

$$\beta_H = \beta_{H1} + \beta_{H2} = \frac{2q_H(A_y D - A D_{yf}) + 2A_d(D - D_{yd})}{\pi(A + A_d)D} \quad (3.67)$$

Por lo tanto, el amortiguamiento efectivo del modo fundamental en un sistema estructural con disipadores de fluencia es

$$\beta_{ef1} = \beta_I \left(\frac{A}{A + A_d} \right)^{1/2} + \frac{2q_H(A_y D - A D_{yf}) + 2A_d(D - D_{yd})}{\pi(A + A_d)D} \quad (3.68)$$

En la Ecuación 3.68 el amortiguamiento inherente es reducido debido al incremento en la rigidez del sistema global en la etapa elástica [13]. Si la respuesta inelástica del edificio sin disipadores corresponde a un diagrama elastoplástico entonces $A = A_y$ y (3.68) se puede simplificar:

$$\beta_{ef1} = \beta_I \left(\frac{1}{1 + \frac{A_d}{A_y}} \right)^{1/2} + \frac{2q_H \left(1 - \frac{1}{\mu_f} \right) + 2 \frac{A_d}{A_y} \left(1 - \frac{1}{\mu_d} \right)}{\pi \left(1 + \frac{A_d}{A_y} \right)} \quad (3.69)$$

donde μ_f es la ductilidad de desplazamiento del edificio sin disipadores y μ_d es la ductilidad de desplazamiento del sistema de disipación:

$$\mu_f = \frac{D}{D_{yf}} \quad (3.70a)$$

$$\mu_d = \frac{D}{D_{yd}} \quad (3.70b)$$

A fin de evitar la construcción de una curva pushover con forma de diagrama trilineal del edificio con disipadores de fluencia, es posible utilizar un análisis plástico para

desarrollar en forma aproximada la curva pushover bajo ciertas condiciones [13]. En base a esto un diagrama elastoplástico equivalente puede ser definido (Figura 3.15).

El periodo efectivo inicial de la estructura con disipadores empleando la representación elastoplástica equivalente es:

$$T_1 = 2\pi \sqrt{\frac{D_o}{b(A_y + A_d)}} \quad (3.71)$$

donde D_o es el desplazamiento espectral en el punto de intersección de los diagramas trilineal y elastoplástico y b es un parámetro de ajuste.

El desplazamiento espectral de fluencia del diagrama elastoplástico equivalente es:

$$D_y = \frac{g(A_y + A_d)T_1^2}{4\pi^2} \quad (3.72)$$

Estos parámetros son suficientes para describir la representación elastoplástica equivalente de la curva de capacidad espectral. En relación al modo fundamental, de la Ecuación 3.25:

$$\beta_{ef1} = \beta_I + q_H \frac{2}{\pi} \left(1 - \frac{1}{\mu}\right) \quad (3.73)$$

3.5.5 Resultados de Ramírez et al. (2000) [13] para sistemas de varios GDL

En el Capítulo 8 de Ramírez et al. se presentan los resultados de una serie de análisis de edificios de 3 y 6 pisos cuyo sistema estructural es de pórticos especiales de momento de acero. Estos edificios se diseñaron con DFV lineales, DFV no lineales, disipadores viscoelásticos y disipadores de fluencia TADAS. El espectro empleado fue el de la norma NEHRP (1997) – FEMA 302/303 [27, 28] con parámetros $S_{DS} = 1$, $S_{D1} = 0.6$ y $T_s = 0.6$ s. Los efectos torsionales no fueron incluidos en estos análisis.

Se realizó una comparación de los resultados obtenidos de:

- Los métodos simplificados (fuerza lateral equivalente y análisis de respuesta espectral) de la norma NEHRP (2000) – FEMA 368/369, incluyendo la modificación de los periodos de los modos superiores ($T_m\sqrt{\mu}$).

- El Método 2 de FEMA 274 usando 4 patrones de cargas laterales
- Análisis tiempo-historia no lineales con los 10 pares de señales escaladas por amplitud del estudio de Tsopelas et al. [20].

El sistema sismorresistente de los edificios con disipadores fue diseñado para tener cortante plástico entre 60-100% de $V_y = V (\Omega_0 C_d/R)$ donde V es el cortante de diseño del edificio sin disipadores según NEHRP (1997). En las Figuras 3.18a-b se muestra un caso en particular en donde el pórtico sin disipadores tiene cortante de diseño V estipulado por NEHRP (1997) y un cortante plástico $V_{y0} = 2223$ kN obtenido con perfiles metálicos necesarios para obtener la deriva de 0.02. A partir del cortante de diseño V se obtuvo un cortante $V_y = 1626$ kN = $V (\Omega_0 C_d/R)$ que sirvió para el diseño del edificio con DFV lineales el cual tuvo resistencia plástica del 75% de V_y .

Los edificios sin disipadores no cumplían la deriva admisible de 0.02 indicada en NEHRP (1997). Los disipadores agregados fueron diseñados para reducir la deriva a dicho nivel. Se realizaron análisis para el sismo de diseño DBE (Design-basis earthquake) y el sismo máximo considerado MCE (Maximum-considered earthquake). En algunos casos de análisis se emplearon también señales de sismos cercanos a fallas.

Las conclusiones de los análisis fueron:

- Con los métodos simplificados se obtuvieron predicciones conservadoras de las derivas de entrepiso, que se hallaban entre el promedio y el promedio más 1σ de los resultados de los análisis tiempo historia no lineales.
- Las fuerzas máximas en los disipadores y los cortantes máximos en la base en promedio están dentro del $\pm 30\%$ de los resultados con análisis tiempo historia no lineales.
- El método de fuerza lateral equivalente tiende a sobreestimar las fuerzas de los disipadores y de los cortantes de entrepiso en los pisos inferiores.
- Con los métodos simplificados se obtuvieron resultados conservadores de derivas de entrepiso y fuerzas de disipadores y cortantes de entrepiso dentro del $\pm 30\%$ para sismos cercanos a las fallas.
- Los edificios diseñados con disipadores y cumpliendo el cortante mínimo indicado en NEHRP (2000) tuvieron un desempeño comparable o mejor que los edificios diseñados sin sistema de disipación con NEHRP (1997), teniendo

además la ventaja de producir menor fuerza cortante en la base que los edificios sin disipadores.

En resumen, los beneficios obtenidos con la inclusión de disipadores en este estudio con edificios de pórticos de acero fueron: la reducción de la resistencia requerida en los pórticos, menores desplazamientos y reducción de la cimentación.

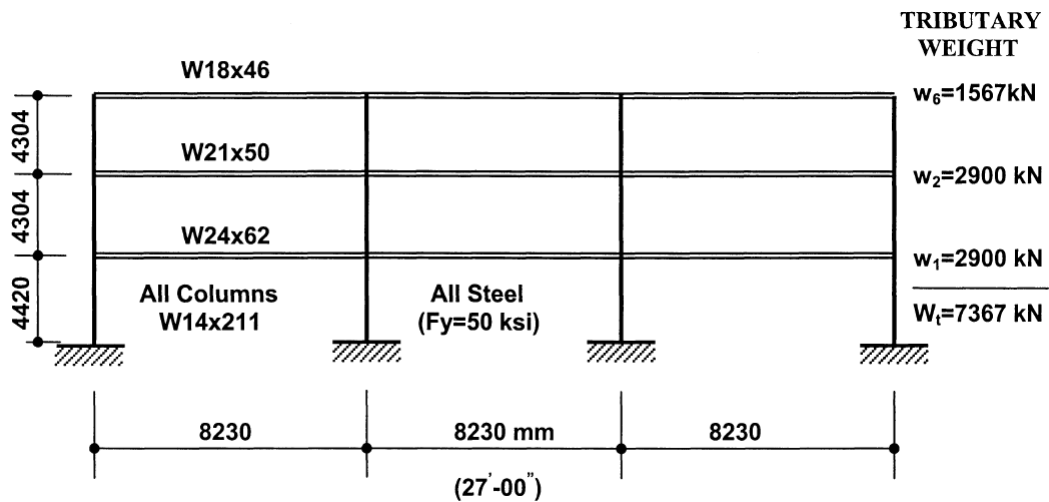


Figura 3.18 a) Pórtico especial de momento de acero diseñado con NEHRP (1997) y cortante de diseño V , donde $V_y = 1626 \text{ kN} = V (\Omega_0 C_d/R)$ [13]

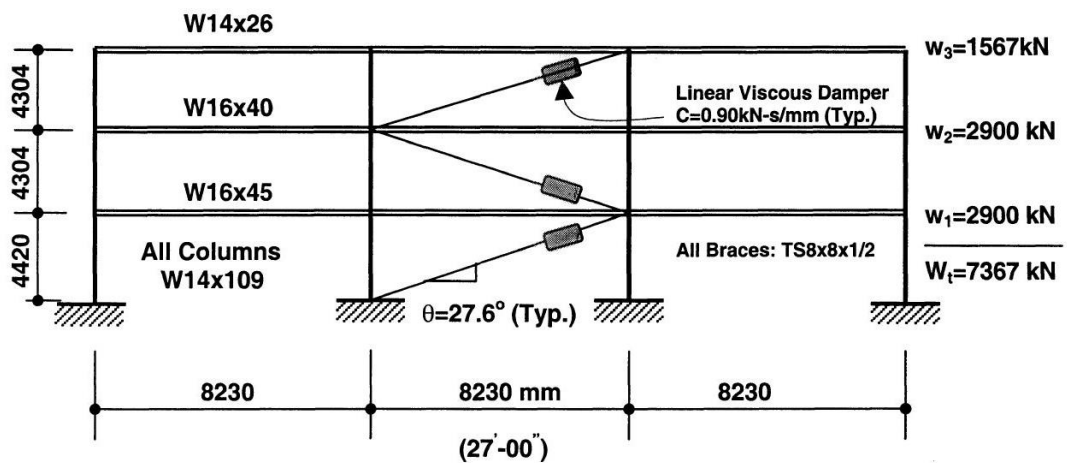


Figura 3.18 b) Pórtico especial de momento de acero 3S-75 con DFV lineales diseñado con NEHRP (2000) y 75% de V_y (Fig. 3.18a) [13]

Capítulo 4

Lineamientos generales para una norma peruana de estructuras con sistemas de disipación de energía

4.1 Espectro de la norma peruana

El espectro de pseudoaceleraciones de la norma peruana E.030 Diseño Sismorresistente [29] con amortiguamiento de 5% está definido por la Ecuación 4.1 y corresponde a un sismo de diseño con periodo de retorno de 475 años.

$$S_a = \frac{ZUCS}{R}g \quad (4.1)$$

Los parámetros del espectro [30] son el factor de zona Z (aceleración máxima en la base rocosa), el factor de uso U que indica la importancia del edificio, el factor de amplificación dinámico C, el factor de amplificación por efecto del suelo S y el coeficiente de reducción R que depende del sistema estructural (R = 8 para una edificación con pórticos de concreto armado).

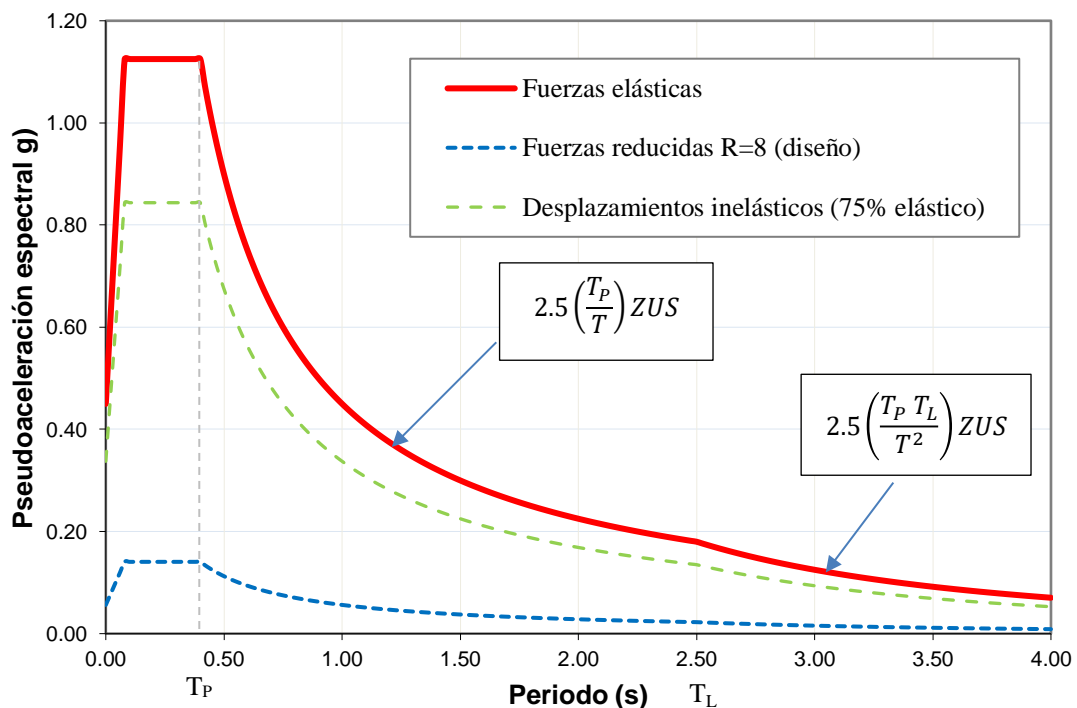


Figura 4.1 Espectro de la norma peruana E.030 – 5% de amortiguamiento

El factor de amplificación dinámico C representa la amplificación de las aceleraciones en la base de la cimentación debida a la misma estructura y es función del periodo modal T y de los parámetros T_P y T_L , los cuales también dependen del perfil de suelo y delimitan la zona de las velocidades del espectro. En la Figura 4.1 el espectro para desplazamientos inelásticos es el correspondiente a estructuras regulares.

Las ecuaciones 4.2a-d definen el factor C incluida la zona de periodos muy cortos del espectro. La Tabla 4.1 muestra los valores de los parámetros T_P y T_L para los distintos tipos de suelos.

$$T < 0.2 T_P \quad C = 1 + 7.5 \left(\frac{T}{T_P} \right) \quad (4.2a)$$

$$0.2 T_P \leq T < T_P \quad C = 2.5 \quad (4.2b)$$

$$T_P \leq T < T_L \quad C = 2.5 \left(\frac{T_P}{T} \right) \quad (4.2c)$$

$$T \geq T_L \quad C = 2.5 \left(\frac{T_P T_L}{T^2} \right) \quad (4.2d)$$

Tabla N° 4 PERÍODOS “ T_P ” Y “ T_L ”				
	Perfil de suelo			
	S ₀	S ₁	S ₂	S ₃
T_P (s)	0,3	0,4	0,6	1,0
T_L (s)	3,0	2,5	2,0	1,6

Tabla 4.1 Parámetros límites de la zona de velocidades del espectro en E.030 [29]

Resulta conveniente hacer una comparación del espectro elástico de la norma peruana con el espectro de diseño elástico de ASCE 7-16 [26] que se muestra en la Figura 4.2. La plataforma de este espectro en la zona de aceleraciones está indicada con el parámetro S_{DS} y en la zona de velocidades el valor de la aceleración espectral emplea el parámetro S_{D1} . Al examinar ambos espectros se encuentran las siguientes equivalencias:

$$S_{DS} \equiv 2.5 ZUS \quad (4.3a)$$

$$S_{D1} \equiv 2.5 T_P ZUS \quad (4.3b)$$

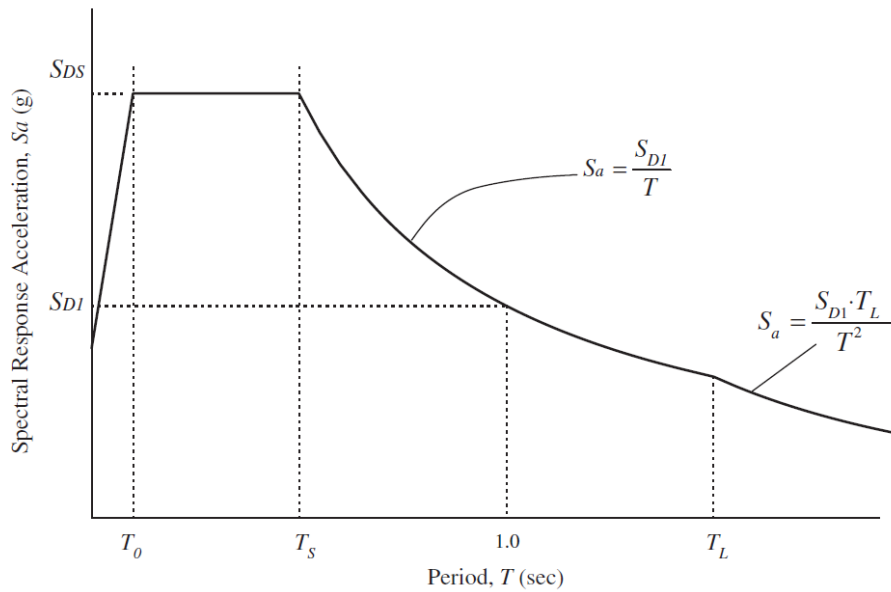


Figura 4.2 Espectro de diseño en ASCE 7-16 [26]

4.2 Parámetros inelásticos

En la Figura 4.3 se muestra la curva de capacidad de un sistema de 1 GDL idealizada como un diagrama elastoplástico. De la Ecuación 3.10, si el espectro elástico de diseño normalizado con la aceleración de la gravedad es multiplicado por el peso sísmico efectivo se obtiene el cortante sísmico de demanda. Adicionalmente, con la Ecuación 3.6 se obtiene el desplazamiento espectral (o simplemente desplazamiento para un 1 GDL) a partir de las aceleraciones espectrales de diseño. De esta forma se puede obtener la curva de demanda que aparece en la Figura 4.3, la cual está además reducida por el factor B asociado al amortiguamiento efectivo del sistema. La intersección de la curva de demanda con la curva de capacidad ocurre en el punto I (Δ_i, V_y) el cual representa la respuesta inelástica del sistema.

El punto E (Δ_e, V_e) representa la respuesta elástica del sistema asumiendo que éste tenga dicho nivel de resistencia. La Figura 4.3 ayudará a clarificar las siguientes expresiones con los parámetros inelásticos que intervienen en el análisis de un sistema estructural.

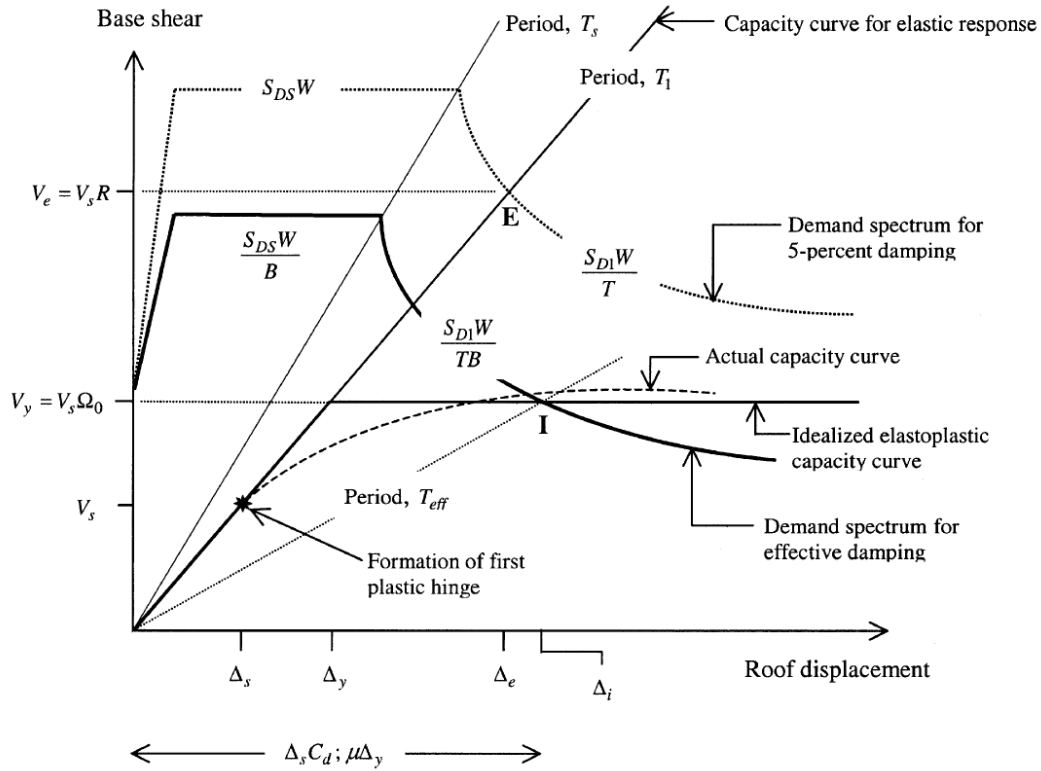


Figura 4.3 Cortante basal vs desplazamiento del techo en sistema de 1 GDL [31]

La ductilidad de desplazamiento μ se define en relación al diagrama elasto-plástico idealizado del sistema y del punto de efectivo de fluencia Δ_y :

$$\mu = \frac{\Delta_i}{\Delta_y} \quad (4.4)$$

El factor de reducción de resistencia R_μ es el cociente entre el cortante elástico V_e y el cortante plástico V_y y se relaciona con la capacidad de disipación de energía histerética del sistema:

$$R_\mu = \frac{V_e}{V_y} = \frac{\Delta_e}{\Delta_y} \quad (4.5)$$

El factor de sobrerresistencia Ω_o es la relación entre el cortante plástico y el cortante V_s asociado a la formación de la primera rótula plástica del sistema. Las normas FEMA y ASCE 7 asumen que la fuerza lateral de diseño corresponde al cortante V_s . La norma peruana E.030 no brinda valores de sobrerresistencia para sistemas estructurales.

$$\Omega_o = \frac{V_y}{V_s} = \frac{\Delta_y}{\Delta_s} \quad (4.6)$$

El coeficiente de reducción R se emplea para reducir la fuerza elástica proveniente de la curva de demanda y de esta forma obtener la fuerza lateral de diseño.

$$R = \frac{V_e}{V_s} = \frac{\Delta_e}{\Delta_s} = R_\mu \Omega_o \quad (4.7)$$

En la Tabla 4.2 se muestran los sistemas estructurales considerados por la norma peruana E.030, los factores de reducción correspondientes y una comparación con los factores de la norma ASCE 7-16.

El factor de desplazamientos laterales C_d es usado para estimar el desplazamiento inelástico Δ_i del sistema a partir del desplazamiento asociado a la fuerza lateral de diseño Δ_s .

$$C_d = \frac{\Delta_i}{\Delta_s} = \mu \Omega_o \quad (4.8)$$

	E.030 (2016)		ASCE 7-16				
	Sistema estructural	R_o^*	Sistema sismorresistente	R	C_d	C_d / R	Ω_o
Acero	Pórticos especiales resistentes a momentos	8	SMF	8	5½	0.69	3
	Pórticos intermedios resistentes a momentos	7	IMF	4½	4	0.89	3
	Pórticos ordinarios resistentes a momentos	6	OMF	3½	3	0.86	3
	Pórticos especiales concéntricamente arriostrados	8	SCBF	6	5	0.83	2
	Pórticos ordinarios concéntricamente arriostrados	6	OCBF	3¼	3¼	1.00	2
	Pórticos excéntricamente arriostrados	8	EBF	8	4	0.50	2
Concreto	Pórticos	8	SMF	8	5½	0.69	3
	Dual	7					
	Muros estructurales	6					
	Muros de ductilidad limitada	4					
Albañilería	Armada o confinada	3					
Madera		7					

Tabla 4.2 Parámetros inelásticos en las normas E.030 y ASCE 7-16

(*Coeficiente básico de reducción el cual puede ser modificado por irregularidades estructurales)

La norma peruana E.030 indica los siguientes valores del factor de desplazamientos laterales: para estructuras regulares $C_d = 0.75R$ y para estructuras irregulares $C_d = 0.85R$. Los valores de R y C_d que están en las normas ASCE 7 y FEMA en principio se establecieron de forma empírica, en base a criterio ingenieril y al desempeño de las estructuras observado en terremotos del pasado. Sin embargo, recientemente se han realizado investigaciones para calibrar de forma sistemática estos parámetros [32]. Las ecuaciones 4.7 y 4.8 muestran que el coeficiente R y el factor C_d son funciones de la sobrerresistencia, de la ductilidad de desplazamiento y del factor de reducción de resistencia. Una evaluación racional de los factores R y C_d implica una medición apropiada de Ω_o , R_μ y μ mediante estudios analíticos y experimentales [33].

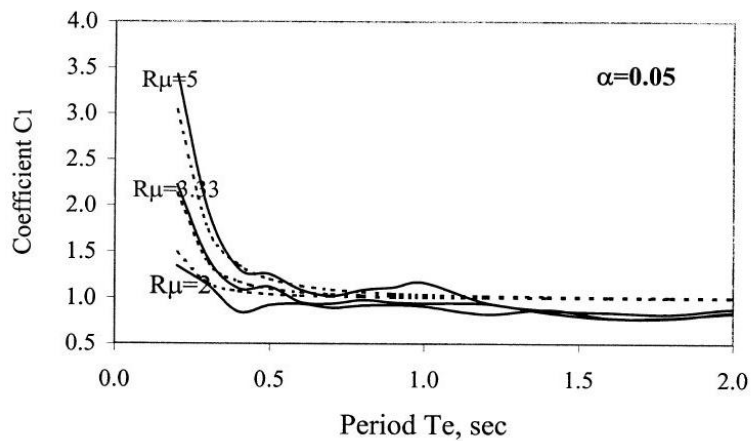
Una futura norma peruana de estructuras con disipación de energía debe establecer valores adecuados para la sobrerresistencia de los sistemas estructurales. A falta de investigaciones apropiadas pueden tomarse como referencia los factores de sobrerresistencia en ASCE 7-16 (Tabla 4.2). La sobrerresistencia depende de varios factores como la hiperestaticidad del sistema, las variaciones en la resistencia de los materiales especificados en el diseño, el endurecimiento por deformación, el sobredimensionamiento de elementos estructurales, las variaciones del modelo asumido de análisis, las combinaciones de las cargas, la interacción con elementos no estructurales, etc.

Dividiendo las ecuaciones 4.7 y 4.8 se obtiene el cociente C_d / R que es igual a la relación entre el desplazamiento inelástico y el desplazamiento calculado asumiendo comportamiento elástico.

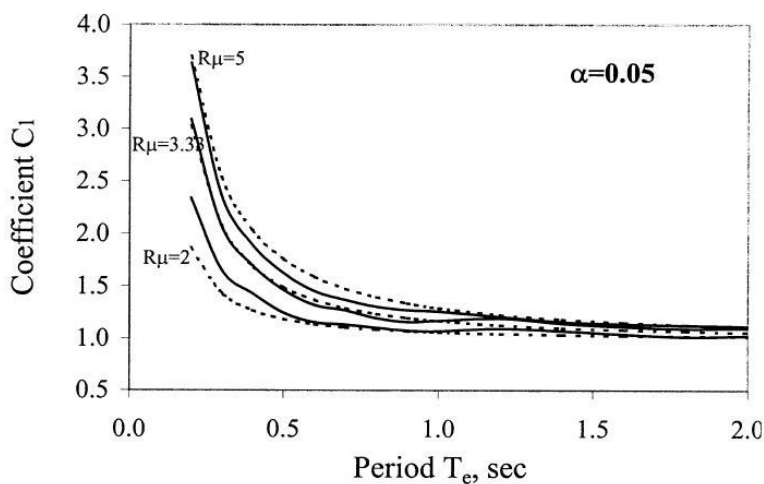
$$\frac{C_d}{R} = \frac{\Delta_i}{\Delta_e} = \frac{\mu}{R_\mu} \quad (4.9)$$

Para estructuras regulares la norma peruana E.030 indica que el cociente C_d / R es igual a 0.75 lo cual implica que para análisis lineales la norma subestima los desplazamientos inelásticos en la zona de velocidades del espectro (al igual que ASCE 7-16, ver Tabla 4.2) si se tiene en cuenta la regla de desplazamientos iguales propuesta por Veletsos y Newmark [34]. La Ecuación 4.9 muestra también que el cociente C_d / R es independiente de la sobrerresistencia y que es igual a la relación μ / R_μ . Con lo cual, para análisis lineales de estructuras regulares con la norma peruana E.030 se tiene que el valor mínimo de la relación es $\mu / R_\mu = 0.75$.

Varios investigadores han realizado estudios analíticos y han derivado expresiones para relacionar μ y R_μ . Miranda y Bertero (1994) [35] presentaron una revisión de varios de esos estudios. Se debe destacar el estudio de Riddell et al. (1989) [36], el cual incluyó espectros de respuesta obtenidos de señales de sismos peruanos. En el reporte de Ramírez et al. (2001) [13] se obtuvo una expresión para el coeficiente $C_1 = \mu / R_\mu$ que incluía el efecto de amortiguamiento viscoso lineal adicional. Las Figuras 4.4a-b muestran la comparación de los valores obtenidos en análisis tiempo historia no lineales y los obtenidos del modelo analítico para valores de amortiguamiento viscoso de 5% y 30%. En Ramírez et al. se concluye que el amortiguamiento adicional no afecta significativamente la relación μ / R_μ .



(a)



(b)

Figura 4.4 Coeficiente $C_1 = \mu / R_\mu$ vs periodo elástico T_e para a) $\beta = 5\%$ b) $\beta = 30\%$ [13]

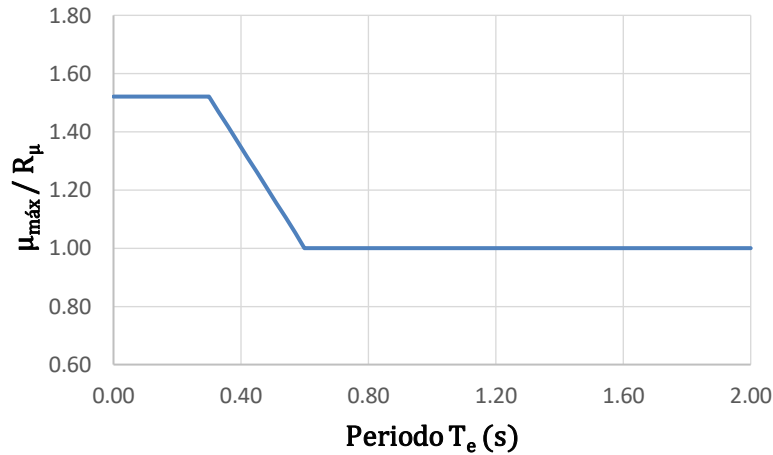


Figura 4.5 Relación $\mu_{m\acute{a}x} / R_\mu$ vs periodo elástico T_e para $\beta = 5\%$ en Ecuaciones 4.10a-b ($T_P=0.4$, $R=8$, $\Omega_o=3$, $U=1$, $T_1=0.3$ s y $T_{1D}=0.6$ s)

En base a las relaciones entre la ductilidad de desplazamiento, el factor de reducción de resistencia y la sobrerresistencia presentadas en el Cap. 18 de ASCE 7-16, se proponen las siguientes expresiones para la aplicación de los métodos simplificados con la norma peruana:

$$\mu_{m\acute{a}x} = \frac{1}{2} \left[\left(\frac{R}{\Omega_o U} \right)^2 + 1 \right] \quad T_P \geq T_{1D} \quad (4.10a)$$

$$\mu_{m\acute{a}x} = \frac{R}{\Omega_o U} \quad T_P \leq T_1 \quad (4.10b)$$

En las ecuaciones 4.10a-b, los dos valores de ductilidad de desplazamiento máxima corresponden a la zona de aceleraciones y velocidades del espectro respectivamente. Además, se afecta la ductilidad de desplazamiento máxima con el factor de uso U de la norma E.030 el cual depende de la categoría de la edificación. El factor U disminuirá el valor del coeficiente de reducción R en estructuras importantes y esenciales, reduciendo de esta forma el daño producido por sismos. En la Figura 4.5 se han graficado estas ecuaciones con valores específicos de los parámetros.

Las ecuaciones 4.10a-b vienen de Veletsos y Newmark [34] quienes propusieron reglas de diseño para sistemas de 1 GDL con ductilidad μ . En la zona de periodos cortos aplica la regla de igual energía de deformación:

$$\frac{V_y}{V_e} = \frac{1}{R_\mu} = \frac{1}{\sqrt{2\mu - 1}} \quad (4.11a)$$

En la zona de periodos largos aplica la regla de desplazamientos iguales:

$$\frac{V_y}{V_e} = \frac{1}{R_\mu} = \frac{1}{\mu} \quad (4.11b)$$

Al examinar las ecuaciones 4.11b y 4.9 es evidente que $\Delta_i = \Delta_e$.

4.3 Requisitos de diseño

4.3.1 Requisitos del sistema sismorresistente y del sistema de disipación

El sistema sismorresistente de la estructura con un sistema de disipación deberá ser uno de los sistemas estructurales de concreto armado o de acero descritos en la norma E.030 y cumplirá las disposiciones por categoría y regularidad. Además, deberá cumplir con las disposiciones de detallado que estén especificadas en la norma de concreto armado E.060 [37] o en la norma de estructuras metálicas E.090 [38].

El sistema sismorresistente será diseñado con un cortante sísmico mínimo V_{\min} de al menos el 75% de V :

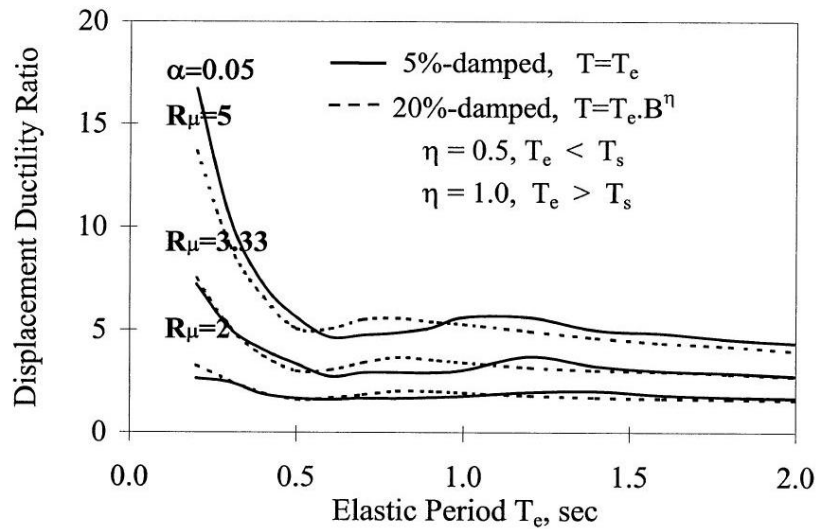
$$V_{\min} = \frac{V}{B_{V+I}} \geq 0.75 V \quad (4.12)$$

donde V es el cortante basal espectral de diseño de la estructura sin disipadores con la norma E.030 y B_{V+I} es el factor de reducción debido al amortiguamiento inherente más el amortiguamiento viscoso del modo fundamental en condiciones elásticas.

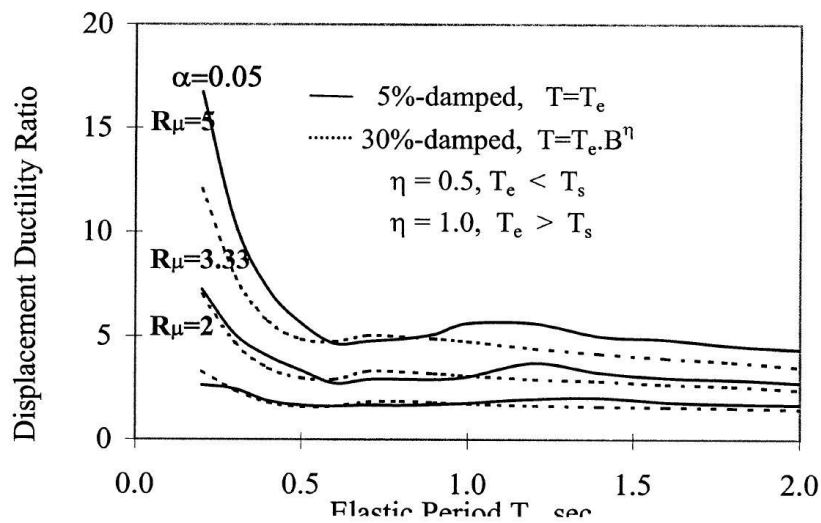
La Ecuación 4.12 se basa en un estudio en el reporte de Ramírez et al. [13] con sistemas bilineales histeréticos de 1 GDL, en el cual se concluyó que la estructura con disipadores y la estructura sin disipadores tendrán niveles comparables de daño. Esta hipótesis se refleja en las Figuras 4.6a-b en donde para estructuras convencionales y estructuras con amortiguamiento mayor al 5% se obtuvo que la ductilidad de desplazamiento μ es aproximadamente la misma.

Siguiendo a ASCE 7-16, el sistema sismorresistente será diseñado con un cortante sísmico no menor a V en caso ocurra una de las siguientes condiciones:

1. En cualquiera de las direcciones principales el sistema de disipación tiene menos de dos dispositivos en cada piso los cuales deben estar configurados para resistir torsión.
2. El sistema sismorresistente tiene irregularidad torsional extrema o tiene irregularidad extrema de rigidez por piso blando.



(a)



(b)

Figura 4.6 Comparación de ductilidad de desplazamiento μ vs periodo elástico T_e en estructuras convencionales y amortiguadas con a) $\beta = 20\%$ b) $\beta = 30\%$ [13]

Los cortantes de diseño para el sistema sismorresistente con los métodos simplificados indicados en ASCE 7-16 implican que el cortante plástico mínimo de la estructura con disipadores debe ser:

$$V_y = V_{min} \Omega_0 \left(\frac{C_d}{R} \right) \quad (4.13)$$

El sistema de disipación deberá ser diseñado para permanecer elástico durante el sismo máximo considerado (SMC) el cual tendrá un efecto de 1.5 veces el del sismo de diseño de la norma E.030. El sistema de disipación incluye los dispositivos, sus arriostres de montaje, conexiones metálicas, así como todos los elementos estructurales requeridos para transferir las fuerzas producidas en los disipadores hasta la base de la estructura y también los elementos estructurales requeridos para transferir las fuerzas de los disipadores al sistema sismorresistente.

4.3.2 Procedimientos y condiciones de aplicación

En forma consistente con ASCE 7-16, una futura norma peruana deberá indicar el procedimiento de análisis tiempo historia no lineal para el análisis de estructuras con sistemas de disipación debido a que proporciona las respuestas más confiables. Sin embargo, como excepción es posible emplear el procedimiento de análisis de respuesta espectral o el procedimiento de fuerza lateral equivalente en sistemas que cumplan los límites indicados a continuación.

Los métodos simplificados tendrán las siguientes condiciones de aplicación en cada dirección de análisis:

1. El sistema de disipación tendrá al menos dos dispositivos por piso configurados para resistir torsión.
2. El amortiguamiento efectivo máximo del modo fundamental para el sismo de diseño será de 35%.
3. Dependiendo de la zona sísmica en el territorio peruano según la norma E.030 y de las condiciones geotécnicas del sitio, el producto de los parámetros T_p , Z y U deberá ser menor que 0.16 (Ecuación 4.19). En caso no se pueda cumplir esta condición, será necesario confirmar las respuestas máximas con análisis tiempo historia no lineales adicionalmente.

La primera condición se debe a que la derivación teórica de los métodos simplificados fue realizada en 2D y que los estudios de validación presentados en Ramírez et al. [13] no han considerado efectos de torsión.

La segunda condición se explica debido a que todos los estudios de base con sistemas de 1 GDL en Tsopelas et al. [20] y Ramírez et al. han empleado un amortiguamiento efectivo máximo de 30%. Asimismo, los ejemplos de validación con edificios de 3 y 6 pisos con disipadores emplearon un amortiguamiento efectivo máximo del modo fundamental menor a 35% con el sismo de diseño.

Se mostrará la derivación de la tercera condición. ASCE 7-16 indica que el parámetro de aceleración espectral S_1 para periodo de 1 s y sismo máximo considerado por riesgo MCE_R debe ser menor a 0.6. Este parámetro está mapeado para el territorio norteamericano [26]. Los parámetros de aceleración espectral para periodo de 1 s y sismo máximo considerado S_{M1} y para sismo de diseño S_{D1} dependen de S_1 y de un coeficiente F_v que depende del perfil del suelo:

$$S_{M1} = F_v S_1 \quad (4.14)$$

$$S_{D1} = \frac{2}{3} S_{M1} \quad (4.15)$$

De las ecuaciones 4.14, 4.15 y 4.3b se obtiene una equivalencia entre los parámetros presentados en ASCE 7-16 y los de la norma peruana:

$$F_v S_1 = 1.5 S_{D1} \equiv 1.5 \times 2.5 T_p ZUS \quad (4.16)$$

Las tablas 4.3 y 4.4 muestran la clasificación de suelos en ambas normas y las tablas 4.5 y 4.6 muestran los factores de suelo correspondientes, si bien estos factores en ASCE 7-16 corresponden a estructuras cuyo periodo fundamental está en la zona de velocidades del espectro. En base a las propiedades de los perfiles de suelo se aprecia la correspondencia entre los tipos de perfiles establecidos y entre los valores de los factores de suelo.

Tabla N° 2 CLASIFICACIÓN DE LOS PERFILES DE SUELO			
Perfil	\bar{V}_s	\bar{N}_{60}	\bar{s}_u
S ₀	> 1500 m/s	-	-
S ₁	500 m/s a 1500 m/s	> 50	>100 kPa
S ₂	180 m/s a 500 m/s	15 a 50	50 kPa a 100 kPa
S ₃	< 180 m/s	< 15	25 kPa a 50 kPa
S ₄	Clasificación basada en el EMS		

Tabla 4.3 Clasificación de suelos en la norma E.030 [29]

Table 20.3-1 Site Classification

Site Class	\bar{v}_s	\bar{N} or \bar{N}_{ch}	\bar{s}_u
A. Hard rock	>5,000 ft/s	NA	NA
B. Rock	2,500 to 5,000 ft/s	NA	NA
C. Very dense soil and soft rock	1,200 to 2,500 ft/s	>50 blows/ft	>2,000 lb/ft ²
D. Stiff soil	600 to 1,200 ft/s	15 to 50 blows/ft	1,000 to 2,000 lb/ft ²
E. Soft clay soil	<600 ft/s	<15 blows/ft	<1,000 lb/ft ²
F. Soils requiring site response analysis in accordance with Section 21.1	Any profile with more than 10 ft of soil that has the following characteristics: — Plasticity index $PI > 20$, — Moisture content $w \geq 40\%$, — Undrained shear strength $\bar{s}_u < 500$ lb/ft ² See Section 20.3.1		

Note: For SI: 1 ft=0.3048 m; 1 ft/s=0.3048 m/s; 1 lb/ft²=0.0479 kN/m².

Tabla 4.4 Clasificación de suelos en ASCE 7-16 [26]

Tabla N° 3 FACTOR DE SUELO "S"				
ZONA \ SUELO	S ₀	S ₁	S ₂	S ₃
Z ₄	0,80	1,00	1,05	1,10
Z ₃	0,80	1,00	1,15	1,20
Z ₂	0,80	1,00	1,20	1,40
Z ₁	0,80	1,00	1,60	2,00

Tabla 4.5 Factores de suelo en la norma E.030 [29]

Table 11.4-2 Long-Period Site Coefficient, F_v

Site Class	Mapped Risk-Targeted Maximum Considered Earthquake (MCE _R) Spectral Response Acceleration Parameter at 1-s Period					
	$S_1 \leq 0.1$	$S_1 = 0.2$	$S_1 = 0.3$	$S_1 = 0.4$	$S_1 = 0.5$	$S_1 \geq 0.6$
A	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8
B	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8
C	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.4
D	2.4	2.2 ^a	2.0 ^a	1.9 ^a	1.8 ^a	1.7 ^a
E	4.2	See	See	See	See	See
		Section 11.4.8	Section 11.4.8	Section 11.4.8	Section 11.4.8	Section 11.4.8
F	See	See	See	See	See	See
	Section 11.4.8	Section 11.4.8	Section 11.4.8	Section 11.4.8	Section 11.4.8	Section 11.4.8

Note: Use straight-line interpolation for intermediate values of S_1 .
^aAlso, see requirements for site-specific ground motions in Section 11.4.8.

Tabla 4.6 Coeficiente de suelo F_v para periodos largos en ASCE 7-16 [26]

Asumiendo que el factor de suelo S de la norma E.030 y el coeficiente de suelo F_v en ASCE 7-16 contribuyen de forma equivalente a las aceleraciones espectrales

respectivas, se obtiene una relación entre el parámetro S_1 y los parámetros de la norma peruana:

$$F_v \equiv S \quad (4.17)$$

$$3.75 T_p Z U \equiv S_1 < 0.6 \quad (4.18)$$

Por consiguiente,

$$T_p Z U < 0.16 \quad (4.19)$$

Cabe señalar que la norma norteamericana establece que para estructuras con sistemas de disipación ubicadas en sitios con parámetro S_1 mayor o igual a 0.6 es necesario realizar un estudio de peligro sísmico (ASCE 7-16 11.4.8).

Empleando la Tabla 4.1 se muestran los valores del producto de los parámetros T_p , Z y U para edificaciones comunes en Perú. Los valores sombreados en verde indican aquéllos que son menores a 0.16, por lo tanto cumplen la condición de aplicación de los métodos simplificados. De donde se infiere que los edificios diseñados con sistemas de disipación en Lima deben emplear análisis tiempo historia no lineales para confirmar las respuestas máximas obtenidas con los métodos simplificados.

Zona	Factor Z	$T_p Z U$			
		S_0	S_1	S_2	S_3
4	0.45	0.135	0.180	0.270	0.450
3	0.35	0.105	0.140	0.210	0.350
2	0.25	0.075	0.100	0.150	0.250
1	0.10	0.030	0.040	0.060	0.100

Tabla 4.7 Factores $T_p Z U$ para $U = 1$

Adicionalmente el procedimiento de fuerza lateral equivalente tendrá también las siguientes condiciones de aplicación:

1. El sistema sismorresistente deberá evitar irregularidad torsional, irregularidad de rigidez por piso blando, irregularidad de masa o irregularidad geométrica vertical.
2. Los diafragmas de piso serán rígidos.
3. La altura de la edificación no excederá los 30 m.

4.4 Procedimiento de análisis tiempo historia no lineal

Para realizar análisis tiempo historia no lineales se deben seleccionar registros de aceleraciones de sismos los cuales deben ser escalados de forma que se ajusten al espectro de diseño de la norma E.030.

El tema de selección y escalamiento de señales sísmicas está aún en debate entre los investigadores. Al examinar las normas ASCE 7-05, ASCE 7-10 [39] y ASCE 7-16 se evidencia la evolución de los criterios adoptados. En el Capítulo 18 de ASCE 7-16 para estructuras con disipadores se indica emplear siete pares de señales para análisis tiempo historia no lineales y emplear el promedio de las respuestas máximas para el diseño. Asimismo, se señalan criterios de selección de las señales tales como magnitud del sismo, distancia a la falla y fuentes sismogénicas. La cantidad de siete pares de señales es apropiada cuando se esperan respuestas inelásticas reducidas en elementos estructurales de la edificación. Sin embargo, la cantidad de señales es insuficiente si se espera que las intensidades de las señales produzcan una respuesta cercana al colapso de la edificación o si se requiere diseñar elementos controlados por fuerza [40].

Los dos métodos para el escalamiento de señales son: 1) ajuste por amplitud y 2) empleo de señales compatibilizadas con el espectro de diseño. En la Sección 5.4 se compararán los resultados obtenidos con los métodos simplificados para una estructura específica con los resultados de análisis tiempo historia no lineales empleando una señal compatibilizada con el espectro de la norma E.030. Sin embargo, en esta sección se realizará el escalamiento de señales por amplitud para dicha estructura como ejemplo ilustrativo. Los parámetros del espectro para este ejemplo están en la Tabla 5.2. Los sismos considerados en el escalamiento se muestran en las Tablas 4.8 y 4.9. Se aplicaron los filtros por frecuencias [41] y se generaron los espectros correspondientes a las componentes de las señales con el programa SeismoSignal.

Los sismos considerados tienen las siguientes características:

- Han sido producidos por mecanismos de subducción en la costa central y sur de Perú y en el norte de Chile.
- Las magnitudes en la escala de momento son entre 7.6 – 8.4.
- No son sismos cercanos a la falla (las distancias hipocentrales van entre 114 y 368 km).
- Las condiciones del suelo de las estaciones van desde suelo intermedio a firme.

Se describe a continuación el procedimiento aplicado para escalamiento por amplitud el cual cumple lo indicado en el Capítulo 18 de ASCE 7-16. Este procedimiento guarda similitud al empleado por Tsopelas et al. [20] en su estudio.

- 1) Se obtuvo la combinación SRSS de las aceleraciones máximas del suelo (SRSS de PGA) de las dos componentes de cada una de las señales y se normalizaron ambas componentes a la aceleración máxima del sitio multiplicando por el factor $(0.45 \text{ g} / \text{SRSS de PGA})$ para este ejemplo en particular.
- 2) Se obtuvo la combinación SRSS de los espectros de las catorce componentes normalizadas de las señales con 5% de amortiguamiento (Figuras 4.7 y 4.8).
- 3) El promedio de las siete combinaciones SRSS de los espectros de las componentes fue escalado por un factor f de forma tal que las ordenadas de este promedio fueran mayores que el espectro de diseño de la norma E.030 en el rango de periodos de $0.2 T_{1D}$ a $1.25 T_{1M}$. Para la estructura de concreto armado del Capítulo 5 este rango va desde $0.2 T_{1D} = 0.25 \text{ s}$ a $1.25 T_{1M} = 1.97 \text{ s}$. Para cumplir con la condición en este rango de periodos se obtuvo un factor mínimo $f_{\min} = 1.31$. No obstante, siguiendo el criterio expuesto en Tsopelas et al. se ajustó el diagrama del promedio de las combinaciones SRSS de forma que corte el espectro de diseño de la norma E.030 amplificado por 1.4 para un periodo de 1 s (ver Figura 4.9). El factor resultante fue $f = 1.54$.
- 4) El factor de escala total de cada par de componentes es $(f \times 0.45 \text{ g} / \text{SRSS de PGA})$ y se muestra en la Tabla 4.9.

El escalamiento por amplitud no cambia el contenido de frecuencias de las señales. Las Figuras 4.9 y 4.10 muestran el promedio de las 14 componentes escaladas comparado con el espectro de diseño de la norma E.030. Los resultados muestran que el ajuste fue apropiado y es representativo del espectro objetivo de diseño.

Finalmente, para realizar el análisis tiempo historia no lineal se debe incluir en el modelo del sistema sismorresistente el comportamiento histerético no lineal esperado en los elementos estructurales. En la estructura de concreto armado del Capítulo 5 el diseño realizado cumple el criterio viga débil-columna fuerte de forma que se esperan rótulas plásticas según la Figura 3.12. Por lo tanto, en los análisis tiempo historia no lineales realizados se modelaron las rótulas plásticas en dichas ubicaciones específicas empleando los modelos de concreto y de acero indicados por la norma E.060 Concreto Armado.

De igual forma, para el sistema de disipación se incluyeron modelos matemáticos de los DFV con funciones no lineales de la velocidad (modelo de Maxwell) y modelos matemáticos de los disipadores TADAS con el comportamiento histerético de las planchas del dispositivo (modelo plástico de Wen).

Año	Terremoto	Estación	Red	Magnitud*	Distancia epicentral	Profundidad	Distancia hipocentral
					(km)	(km)	(km)
1966	Lima	Parque de la Reserva	IGP	8.1 Mw	237	24	238
1970	Áncash	Parque de la Reserva	IGP	7.9 Mw	362	64	368
1974	Lima	Parque de la Reserva	IGP	7.6 Ms	113	13	114
2001	Atico	César Vizcarra	CISMID	8.4 Mww	327	33	329
2005	Tarapacá	Alberto Giesecke	CISMID	7.8 Mwb	181	146	233
2007	Pisco	UNICA	IGP	8.0 Mwc	120	40	126
2014	Iquique	Alberto Giesecke	CISMID	8.2 Mww	189	39	193

Tabla 4.8 Sismos considerados

Fuente: <http://cemos.cismid-uni.org> *<https://earthquake.usgs.gov>

Año	Terremoto	Estación	Aceleración máxima del suelo			Factor de normalización	Factor de escala
			Componente EW	Componente NS	SRSS		
			(cm/s ²)	(cm/s ²)	(cm/s ²)		
1966	Lima	Parque de la Reserva	175	268	320	1.38	2.13
1970	Áncash	Parque de la Reserva	104	100	144	3.06	4.73
1974	Lima	Parque de la Reserva	190	169	255	1.73	2.67
2001	Atico	César Vizcarra	295	227	372	1.19	1.83
2005	Tarapacá	Alberto Giesecke	119	115	166	2.66	4.11
2007	Pisco	UNICA	282	328	433	1.02	1.57
2014	Iquique	Alberto Giesecke	68	64	93	4.73	7.30

Tabla 4.9 Factores de normalización y de escala para ajuste por amplitud

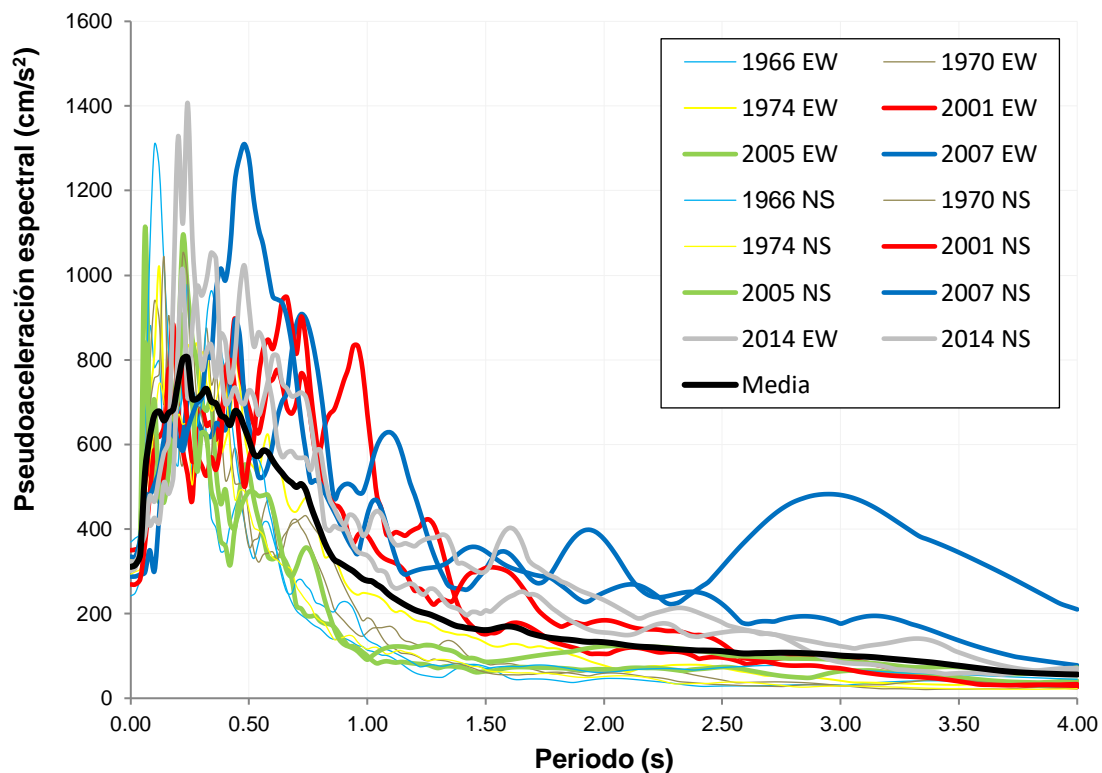


Figura 4.7 Espectros de componentes de señales normalizadas – Amortiguamiento 5%

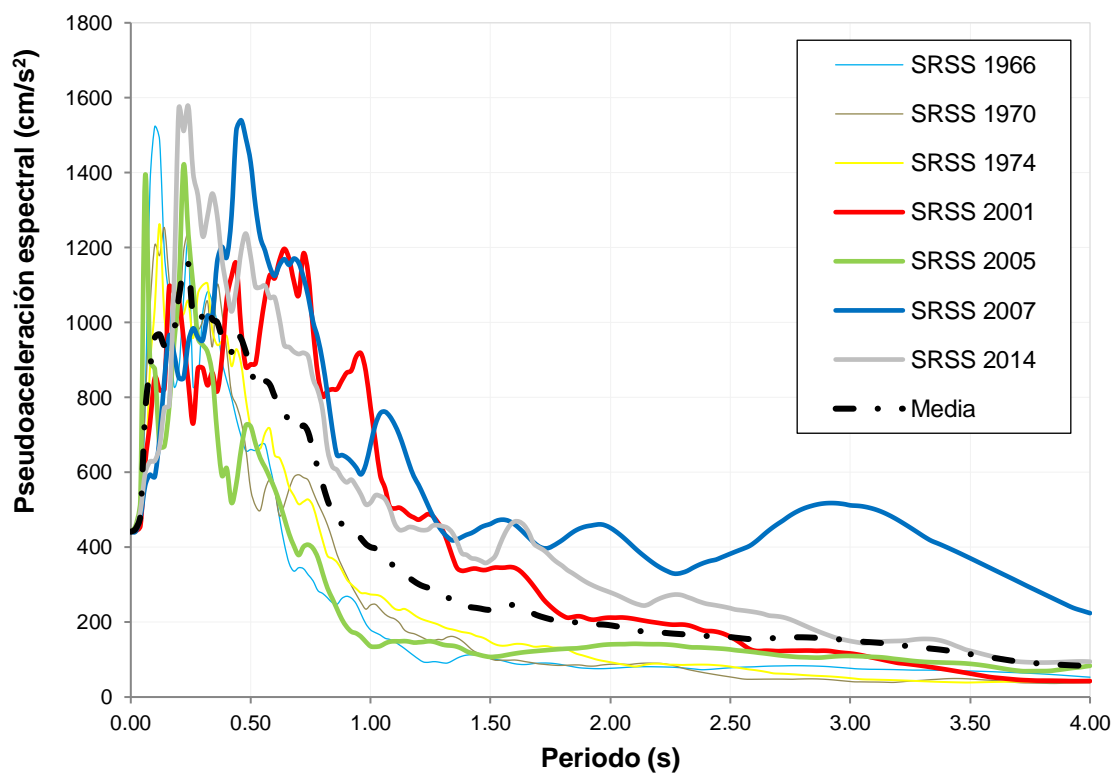


Figura 4.8 Combinación SRSS de espectros de componentes de señales normalizadas – Amortiguamiento 5%

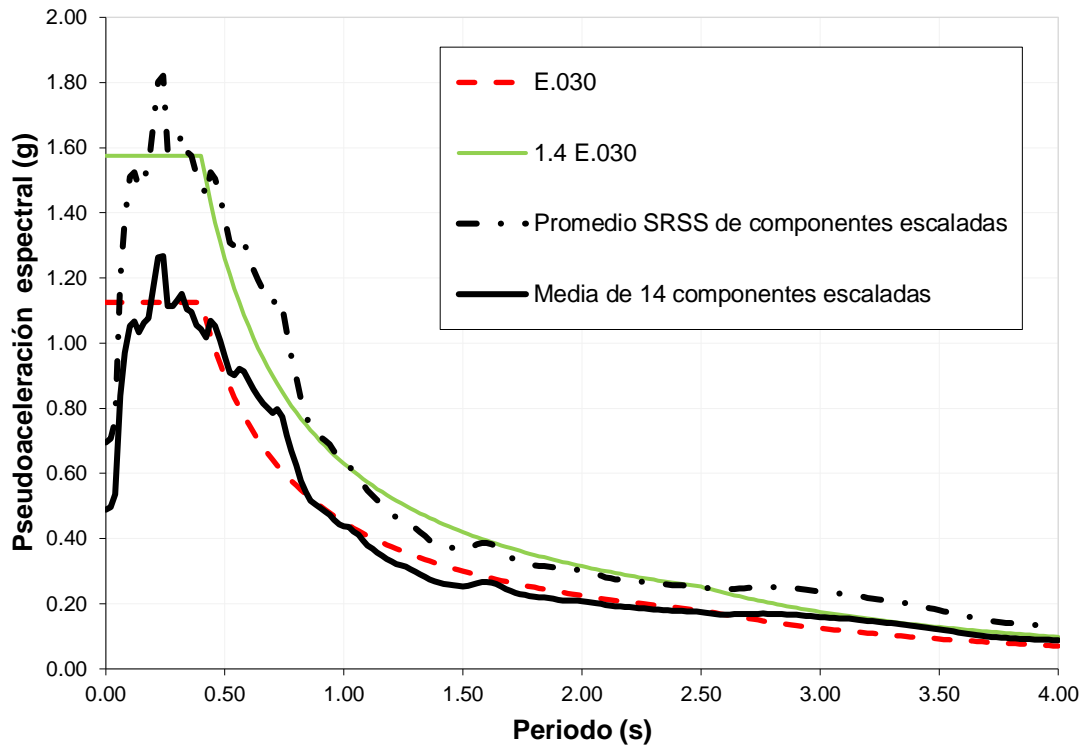


Figura 4.9 Comparación de promedio de espectros SRSS de componentes y promedio de espectros de componentes – Señales escaladas – Amortiguamiento 5%

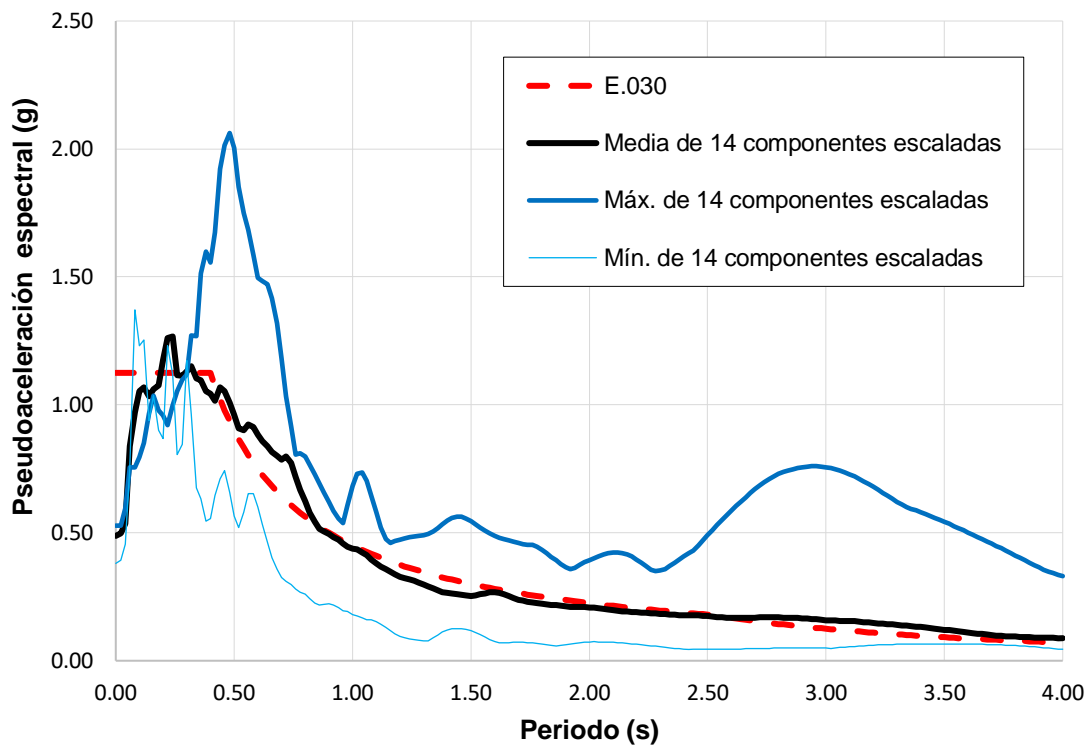


Figura 4.10 Máximo, promedio y mínimo de espectros de componentes de señales escaladas – Amortiguamiento 5%

4.5 Procedimiento de análisis de respuesta espectral

El espectro elástico de la norma peruana E.030 con 5% de amortiguamiento será reducido por el factor B_{mD} correspondiente al amortiguamiento efectivo del modo m y por el factor $(R/C_d\Omega_o)$ que ajustará la pseudoaceleración al nivel de desempeño de formación de la primera rótula plástica del sistema estructural con disipadores:

$$S_{am} = C_{Sm} g = \frac{2.5 ZUS}{\Omega_o B_{mD}} \left(\frac{R}{C_d}\right) g \quad T_m < T_P \quad (4.20a)$$

$$S_{am} = C_{Sm} g = \frac{2.5 T_P ZUS}{T_m \Omega_o B_{mD}} \left(\frac{R}{C_d}\right) g \quad T_m \geq T_S \quad (4.20b)$$

donde S_{am} es la pseudoaceleración, C_{Sm} es el coeficiente de respuesta sísmica y B_{mD} es el factor de reducción para amortiguamiento efectivo β_{mD} y periodo T_m .

La demanda de ductilidad efectiva μ_D tomará en cuenta el comportamiento inelástico del sistema sismorresistente:

$$D_{1D} = \mu_D D_Y \quad (4.21)$$

donde D_{1D} es el desplazamiento de diseño del techo del modo fundamental y D_Y es el desplazamiento del techo en el punto efectivo de fluencia.

De la Ecuación 3.54, el periodo efectivo T_{1D} del modo fundamental será:

$$T_{1D} = T_1 \sqrt{\mu_D} \quad (4.22)$$

Por lo tanto, el espectro de pseudoaceleraciones del modo fundamental será expresado en función del periodo efectivo:

$$S_{a1} = C_{S1} g = \frac{2.5 ZUS}{\Omega_o B_{1D}} \left(\frac{R}{C_d}\right) g \quad T_{1D} < T_P \quad (4.23a)$$

$$S_{a1} = C_{S1} g = \frac{2.5 T_P ZUS}{T_{1D} \Omega_o B_{1D}} \left(\frac{R}{C_d}\right) g \quad T_{1D} \geq T_P \quad (4.23b)$$

De las ecuaciones 3.6, 3.7a-b y 4.20 el desplazamiento máximo modal en cada piso correspondiente al punto de fluencia del edificio será:

$$\{\mathbf{u}\}_{m,máx} = \{\boldsymbol{\phi}\}_m q_{m,máx} = \{\boldsymbol{\phi}\}_m \Gamma_m \frac{S_{am}}{\omega_m^2} = \{\boldsymbol{\phi}\}_m \frac{g}{4\pi^2} \Gamma_m \left(\frac{C_d \Omega_o}{R} \right) C_{Sm} T_m^2 \quad (4.24)$$

Luego, el desplazamiento del techo en el punto de fluencia del edificio asociado al modo fundamental ($m = 1$ y $\phi_{n1} = 1$) será:

$$D_Y = \phi_{n1} \Gamma_1 \frac{S_{a1}}{\omega_1^2} = \frac{g}{4\pi^2} \Gamma_1 \left(\frac{C_d \Omega_o}{R} \right) C_{S1} T_1^2 \quad (4.25)$$

Al reemplazar las ecuaciones 4.22 y 4.25 en (4.21) se obtiene el desplazamiento de diseño en el techo del modo fundamental:

$$D_{1D} = \left(\frac{g}{4\pi^2} \right) \Gamma_1 \left(\frac{C_d \Omega_o}{R} \right) C_{S1} T_{1D}^2 \quad (4.26)$$

Puesto que

$$C_{S1} = \frac{2.5 ZUS}{\Omega_o B_{1D}} \left(\frac{R}{C_d} \right) \quad T_{1D} < T_P \quad (4.27a)$$

$$C_{S1} = \frac{2.5 T_P ZUS}{T_{1D} \Omega_o B_{1D}} \left(\frac{R}{C_d} \right) \quad T_{1D} \geq T_P \quad (4.27b)$$

reemplazando (4.27) en (4.26):

$$D_{1D} = \left(\frac{g}{4\pi^2} \right) \Gamma_1 \frac{2.5 ZUS T_{1D}^2}{B_{1D}} \geq \left(\frac{g}{4\pi^2} \right) \Gamma_1 \frac{2.5 ZUS T_1^2}{B_{1E}} \quad T_{1D} < T_P \quad (4.28a)$$

$$D_{1D} = \left(\frac{g}{4\pi^2} \right) \Gamma_1 \frac{2.5 T_P ZUS T_{1D}}{B_{1D}} \geq \left(\frac{g}{4\pi^2} \right) \Gamma_1 \frac{2.5 T_P ZUS T_1}{B_{1E}} \quad T_{1D} \geq T_P \quad (4.28b)$$

donde B_{1D} es el factor de reducción para amortiguamiento efectivo β_{1D} ($m = 1$) y periodo efectivo T_{1D} y B_{1E} es el factor de reducción para amortiguamiento efectivo $\beta_I + \beta_{V1}$ y periodo T_1 . El desplazamiento de diseño del techo no puede ser menor que el desplazamiento elástico correspondiente.

De la Ecuación 4.24, el desplazamiento de diseño del techo de los modos superiores (considerando propiedades elásticas) será:

$$D_{mD} = \left(\frac{g}{4\pi^2}\right) \Gamma_m \left(\frac{C_d \Omega_0}{R}\right) C_{Sm} T_m^2 \quad (4.29)$$

En este caso de las ecuaciones 4.20:

$$C_{Sm} \left(\frac{C_d \Omega_0}{R}\right) = \frac{2.5 ZUS}{B_{mD}} \quad T_m < T_P \quad (4.30a)$$

$$C_{Sm} \left(\frac{C_d \Omega_0}{R}\right) = \frac{2.5 T_P ZUS}{T_m B_{mD}} \quad T_m \geq T_P \quad (4.30b)$$

De (4.29) y (4.30):

$$D_{mD} = \left(\frac{g}{4\pi^2}\right) \Gamma_m \frac{2.5 T_P ZUS T_m}{B_{mD}} \leq \left(\frac{g}{4\pi^2}\right) \Gamma_m \frac{2.5 ZUS T_m^2}{B_{mD}} \quad (4.31)$$

De la Ecuación 3.8, la fuerza lateral de diseño en cada piso en el modo m será:

$$\begin{aligned} \{\mathbf{F}\}_{m,máx} &= [\mathbf{m}]\{\boldsymbol{\phi}\}_m \Gamma_m S_{am} = [\mathbf{m}]\{\boldsymbol{\phi}\}_m \Gamma_m C_{Sm} g \\ &= \{F_{1,m} \quad \dots \quad F_{m,m} \quad \dots \quad F_{n,m}\}^T \end{aligned} \quad (4.32)$$

$$F_{i,m} = w_i \phi_{i,m} \frac{\Gamma_m}{\bar{W}_m} V_m \quad (4.33)$$

Las fuerzas de diseño en los elementos del sistema sismorresistente deberán ser determinadas empleando una combinación modal SRSS ó CQC de las fuerzas de diseño de cada modo.

De las ecuaciones 3.10 y 4.20, el cortante basal de diseño del modo m será:

$$V_m = \sum_{i=1}^n F_{i,m} = \left(\sum_{i=1}^n m_i \phi_{i,m}\right) \Gamma_m S_{am} = \bar{W}_m C_{Sm} \quad (4.34)$$

El cortante basal total V será determinado empleando una combinación modal SRSS ó CQC de los cortantes basales de cada modo.

El desplazamiento de diseño del piso i en el modo m será:

$$\delta_{i,mD} = D_{mD} \phi_{i,m} \quad (4.35a)$$

$$\delta_{i-1,mD} = D_{mD} \phi_{i-1,m} \quad (4.35b)$$

El desplazamiento relativo de entrepiso de diseño será:

$$\Delta_{i,mD} = D_{mD} (\phi_{i,m} - \phi_{i-1,m}) \quad (4.36)$$

De la ecuación anterior y de la definición de pseudovelocidad, la velocidad de entrepiso de diseño será:

$$\nabla_{i,1D} = 2\pi \frac{\Delta_{i,1D}}{T_{1D}} \quad m = 1 \quad (4.37a)$$

$$\nabla_{i,mD} = 2\pi \frac{\Delta_{i,mD}}{T_m} \quad m > 1 \quad (4.37b)$$

Las resultantes totales del desplazamiento de diseño, el desplazamiento relativo de entrepiso de diseño y la velocidad de entrepiso de diseño serán determinadas empleando una combinación modal SRSS ó CQC de las componentes.

4.6 Procedimiento de fuerza lateral equivalente

Para el modo fundamental aplican las ecuaciones 4.22, 4.27a-b, 4.28a-b, 4.33, 4.34, 4.35a-b y 4.37a-b. Para el modo residual se han desarrollado ecuaciones similares.

Cortante basal de diseño del modo residual:

$$V_R = \bar{W}_R C_{SR} \quad (4.38)$$

Coefficiente de respuesta sísmica del modo residual:

$$C_{SR} \left(\frac{C_d \Omega_0}{R} \right) = \frac{2.5 ZUS}{B_R} \quad (4.39)$$

donde B_R es el factor de reducción para amortiguamiento efectivo β_R y periodo T_R .

Fuerza lateral de diseño del modo residual para el piso i:

$$F_{i,R} = w_i \phi_{i,R} \frac{\Gamma_R}{W_R} V_R \quad (4.40)$$

Desplazamiento de diseño del piso i en el modo residual:

$$\delta_{i,RD} = D_{RD} \phi_{i,R} \quad (4.41)$$

Desplazamiento de diseño del techo del modo residual:

$$D_{RD} = \left(\frac{g}{4\pi^2} \right) \Gamma_R \frac{2.5 T_P ZUS T_R}{B_R} \leq \left(\frac{g}{4\pi^2} \right) \Gamma_R \frac{2.5 ZUS T_R^2}{B_R} \quad (4.42)$$

Velocidad de entrepiso de diseño del modo residual:

$$\nabla_{i,RD} = 2\pi \frac{\Delta_{i,RD}}{T_R} \quad (4.43)$$

4.7 Modificación de la respuesta por amortiguamiento adicional

Los factores de reducción B se emplean para obtener las aceleraciones espectrales para amortiguamiento β distinto al 5% del amortiguamiento crítico:

$$S_a(T, \beta) = \frac{S_a(T, 5\%)}{B} \quad (4.44)$$

Es de interés obtener valores del coeficiente B a partir de señales de sismos locales. En esta sección se presentan valores obtenidos del coeficiente de reducción B en el rango de 2–100% del amortiguamiento crítico en base a los siete pares de acelerogramas mostrados en la Sección 4.5. Los cocientes entre las aceleraciones espectrales para 5% de amortiguamiento y las aceleraciones espectrales para amortiguamiento distinto de 5% se muestran en las Figuras 4.11– 4.12 en función del periodo.

La Tabla 4.10 muestra los factores B calculados como el promedio de los cocientes de las Figuras 4.11– 4.12 en la zona de velocidades del espectro (con $T_p = 0.4$). Estos valores son representativos de terremotos de subducción en la costa centro-sur de Perú y del norte de Chile. Se presentan también en dicha tabla los factores B de Newmark & Hall [19], los del estudio de Ramírez et al. y los presentados en el Capítulo 18 de ASCE 7-16. Los valores calculados de los factores B para sismos peruanos y chilenos son algo mayores que los de Ramírez et al. correspondientes al mejor ajuste. Los factores B en Newmark & Hall y en ASCE 7-16 son muy parecidos y son conservadores en comparación con los calculados en este trabajo.

Amortiguamiento (%)	Newmark & Hall (1982)	Ramírez et al. (2000)		ASCE 7-16 Cap. 18	Propuesta Tesis
		Mejor ajuste	Valores conservadores		
2	0.81	0.80	0.80	0.8	0.76
5	1.00	1.00	1.00	1.0	1.00
10	1.21	1.25	1.20	1.2	1.31
20	1.53	1.75	1.50	1.5	1.82
30	1.80	2.10	1.70	1.8	2.26
40	2.07	2.45	1.90	2.1	2.67
50	2.34	2.90	2.20	2.4	3.05
60	2.61	3.30	2.60	2.7	3.41
70	2.90	3.60	2.90	3.0	3.76
80	3.21	4.00	3.30	3.3	4.10
90	3.55	4.30	3.70	3.6	4.43
100	3.91	4.65	4.00	4.0	4.76

Tabla 4.10 Factores de reducción B para amortiguamiento mayor a 5% en la zona de velocidades del espectro

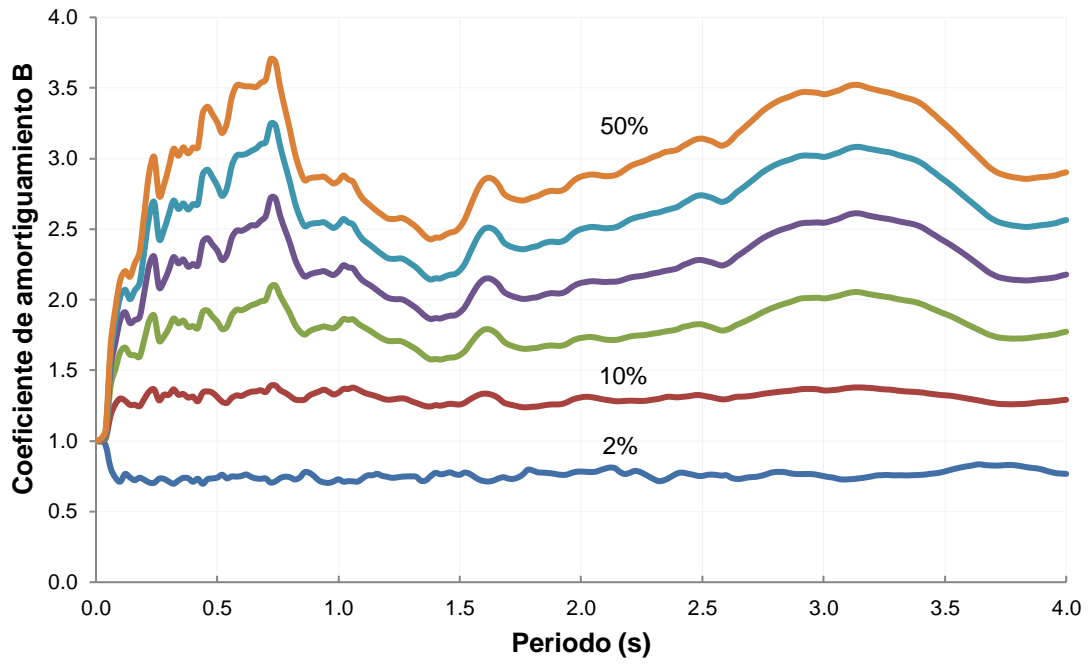


Figura 4.11 Coeficientes de amortiguamiento B (2% a 50%)

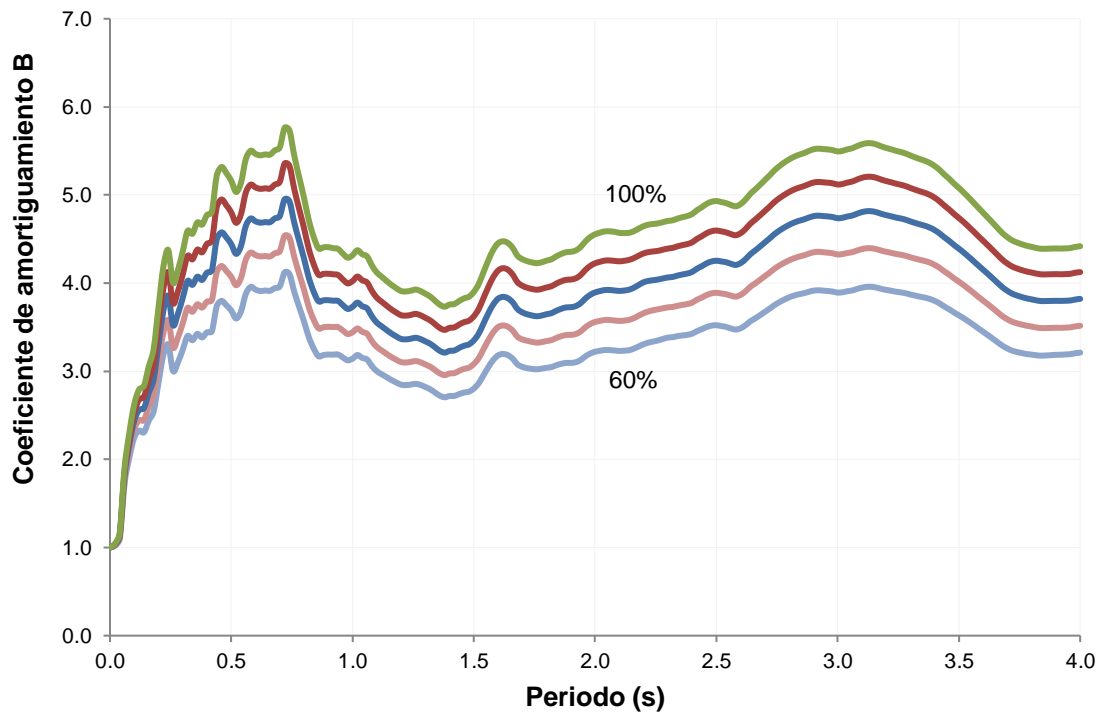


Figura 4.12 Coeficientes de amortiguamiento B (60% a 100%)

Para completar el tema de modificación de la respuesta por amortiguamiento adicional se hará un comentario sobre el factor de ajuste de curva histerética q_H del amortiguamiento histerético.

En Ramírez et al. se presentaron fórmulas para el factor q_H empleando una calibración con el procedimiento de fuerza lateral equivalente para la zona de velocidades y para la zona de aceleraciones del espectro. Estas fórmulas mostraron que el factor q_H depende del factor de reducción de resistencia R_μ y de la relación T_1 / T_s . Por consiguiente, en la norma NEHRP (2000) [23, 24] se empleó una fórmula más simple y conservadora, que para el caso del espectro de la norma E.030 sería:

$$q_H = 0.67 \frac{T_P}{T_1} \quad 0.5 \leq q_H \leq 1.0 \quad (4.45)$$

Capítulo 5

Evaluación de los métodos propuestos

5.1 Diseño del edificio de referencia sin disipadores

El edificio de referencia está ubicado en la ciudad de Lima sobre grava arenosa, está destinado a oficinas, tiene 5 pisos, con una planta cuadrada de 37.5 m de lado (área total construida de 7,031 m²) y está aislado de estructuras vecinas. El sistema estructural son 6 pórticos de concreto armado en cada dirección (Figura 5.1) con distancia entre columnas de 7.5 m, altura del primer piso de 4 m y altura típica de piso a piso de 3.6 m (altura total de 18.4 m). Los techos son losas macizas de 180 mm de espesor.

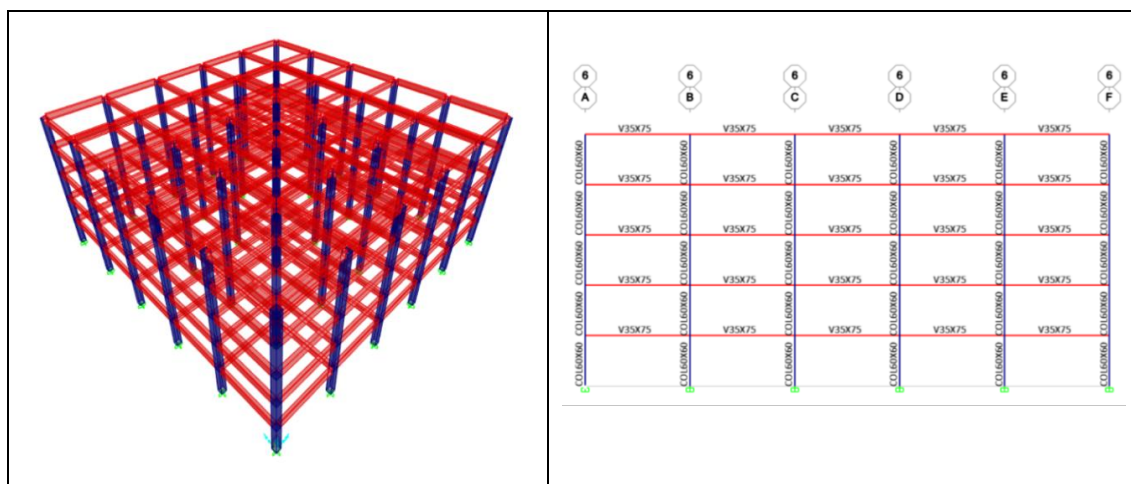


Figura 5.1 Modelo en SAP2000 – Edificio de referencia

Las cargas consideradas en las edificaciones de este trabajo (referencia y con disipadores) se muestran en la siguiente tabla:

Carga viva – Pisos 1 al 4	2.5
Carga viva – Azotea	1.0
Carga viva – Tabiquería móvil	0.5
Peso de losa de concreto armado de 18 cm	4.32
Piso terminado y dispositivos de servicio	1.0
Peso de muro cortina en fachadas	0.5

Tabla 5.1 Cargas consideradas en la edificación (kPa)

Los parámetros que definen el espectro de la norma peruana E.030 [29] (Ecuación 4.1) para este ejemplo se muestran en la Tabla 5.2. El modelo del edificio, el análisis de cargas de gravedad, el análisis modal y el análisis espectral se realizó en el programa SAP2000. Para la combinación modal se especificó la regla de combinación cuadrática completa (CQC). La norma E.030 indica que para estructuras regulares se puede considerar que toda la fuerza sísmica actúa independientemente en las dos direcciones ortogonales principales. Para determinar el peso sísmico se debe considerar el 100% de la carga muerta más el 25% de la carga viva para las edificaciones comunes. Se obtuvo un peso sísmico de 61,522 kN y un periodo fundamental de 0.756 s en ambas direcciones debido a la simetría.

Factor de zona	Z =	0.45		Lugar:	Lima (Zona 4)
Factor de suelo	S =	1.00		Suelo:	S ₁
Periodo de inicio de la zona de velocidades	T _P =	0.40	s	Suelo:	S ₁
Periodo de inicio de la zona de desplazamientos	T _L =	2.50	s	Suelo:	S ₁
Factor de uso	U =	1.0		Categoría:	C - Edificios comunes
Coefficiente básico de reducción	R ₀ =	8.0		Pórticos de concreto armado	
Factor de irregularidad en altura	I _a =	1.00			
Factor de irregularidad en planta	I _p =	1.00			
Coefficiente de reducción	R = R ₀ I _a I _p	8.0			

Tabla 5.2 Parámetros del espectro de la norma E.030 – Edificio de referencia

En la Tabla 5.3 se muestran las masas participantes de los modos traslacionales y como era de esperarse debido a la regularidad la respuesta de la estructura es básicamente en el modo fundamental.

Modo	Periodo (s)	Masa participante
1	0.756	0.84843
2	0.238	0.09956
3	0.130	0.03457
4	0.085	0.01377
5	0.063	0.00358

Tabla 5.3 Modos traslacionales – Edificio de referencia

El cortante basal espectral obtenido fue $V = 3,971 \text{ kN} = 0.065g$. La norma E.030 indica verificar que el cortante proveniente del análisis dinámico no sea menor que el 80% del cortante basal estático V_{est} para el caso de una estructura regular. El cortante basal estático se evalúa con la ecuación:

$$V_{est} = \frac{ZUCS}{R} P = \frac{(0.45)(1)(1.323)(1)}{8} 61,522 \text{ kN} = 4,577 \text{ kN} = 0.074g \quad (5.1)$$

en donde el factor de amplificación dinámico C es el correspondiente al periodo fundamental obtenido. Con lo cual, se cumple que $0.8V_{est} = 0.060g < V$.

Las vigas y columnas se diseñaron para cumplir los requisitos de resistencia y servicio de la norma peruana E.060 Concreto Armado [37] empleando el cortante basal sísmico de $0.065g$ y una excentricidad accidental del 5%. Se empleó concreto con resistencia a la compresión $f'_c = 21$ MPa y acero de refuerzo ASTM A615 con resistencia a la fluencia $f_y = 420$ MPa. Fueron necesarias columnas cuadradas de 600 mm de lado y vigas con ancho de 350 mm y altura de 750 mm. En la Figura 5.2 se muestra el refuerzo necesario en la base de una columna típica y el refuerzo en la sección con máximo momento en las vigas. El diseño cumple el criterio viga débil/columna fuerte requerido por la norma E.060 para este tipo de sistema estructural. Específicamente la norma requiere que, para sistemas sismorresistentes de pórticos, la suma de las resistencias nominales a flexión de las columnas debe ser al menos 20% mayor que la suma de las resistencias nominales a flexión de las vigas concurrentes en cada nudo ([37] 21.6.2):

$$\sum Mn_{col} \geq 1.2 \sum Mn_{vig} \quad (5.2)$$

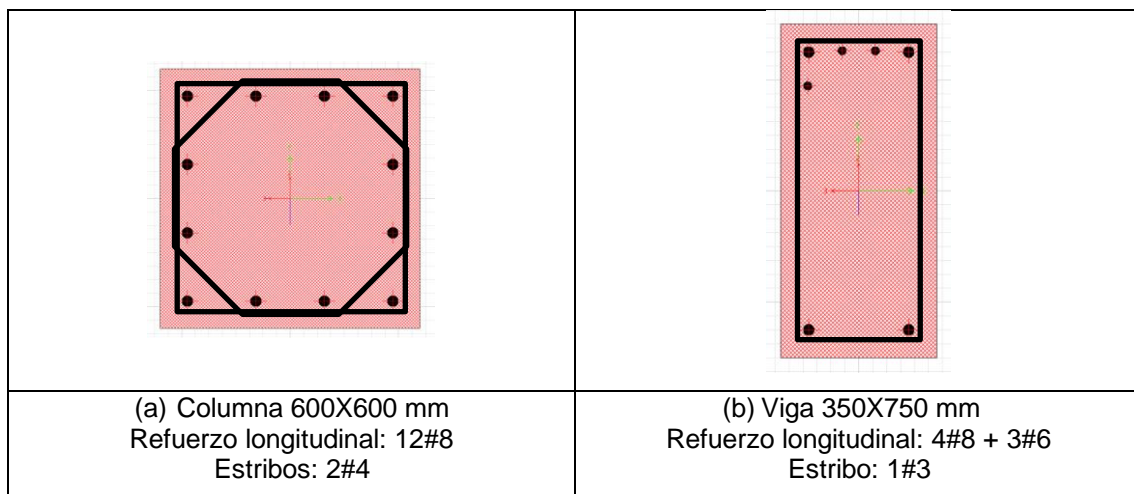


Figura 5.2 Edificio de referencia: (a) Armadura típica en base de columnas, (b) Armadura para máximo momento en vigas

Para determinar los desplazamientos laterales, la norma E.030 indica que se deben multiplicar por $0.75R$ los resultados obtenidos con las fuerzas sísmicas reducidas (Figura 4.1) en el caso de estructuras regulares. El desplazamiento máximo de la azotea fue de 92 mm y la deriva máxima de entrepiso ocurrió en el segundo piso y fue de 7‰ (exactamente la deriva máxima admisible para estructuras de concreto armado de la norma E.030) considerando excentricidad accidental. Se verificó además que no hay irregularidad torsional en la estructura debido a la excentricidad accidental considerada

en el análisis. Las secciones de vigas y columnas cumplen la resistencia requerida con holgura sin embargo, sus dimensiones están controladas por la deriva admisible. Las derivas admisibles del código peruano para concreto armado y albañilería son menores a las correspondientes del ASCE 7-16 debido a que el análisis se realiza con las inercias de las secciones brutas sin tener en cuenta la fisuración y el refuerzo. En el Anexo A.1 se brindan detalles sobre los resultados del análisis y el diseño realizado del edificio de referencia.

5.2 Diseño del edificio con disipadores de fluido viscoso

Se presentará una alternativa de diseño del edificio de referencia empleando disipadores de fluido viscoso (DFV). El alcance de este diseño en esta sección se limitará al sistema sismorresistente de la estructura tal como es definido en ASCE 7-16 ([26] 18.2.1.1) empleando los procedimientos simplificados (análisis de respuesta espectral y fuerza lateral equivalente) y la norma peruana E.030. El enfoque de aplicación de los procedimientos simplificados es el sugerido en Ramírez et al. [13].

Se adoptarán los valores de los coeficientes de reducción R de los sistemas estructurales de la norma E.030 y se tomarán los valores de los factores de sobrerresistencia Ω_0 correspondientes del ASCE 7-16. El factor de amplificación de desplazamientos laterales C_d será $0.75R$, el correspondiente a estructuras regulares en la norma E.030. Para este ejemplo con pórticos de concreto armado los valores serán: $R = 8$, $\Omega_0 = 3$ y $C_d = 6$.

Dependiendo de la zona sísmica en el territorio peruano y de las condiciones geotécnicas del sitio, el producto de los parámetros T_p , Z y U no deberá exceder el valor de 0.16 (Ecuación 4.19). Los parámetros del edificio de referencia son $Z = 0.45$, $T_p = 0.4$ y $U=1$ y son representativos de los edificios de la ciudad de Lima. Puesto que no se cumple esta condición será necesario confirmar las respuestas máximas con análisis tiempo-historia no lineales.

El cortante basal mínimo V_{\min} para diseñar el sistema sismorresistente será el mayor de V/B_{V+I} ó $0.75V$, donde V es el cortante basal espectral de diseño de la estructura sin disipadores con la norma E.030 y B_{V+I} es el factor de reducción debido al amortiguamiento inherente más el amortiguamiento viscoso del modo fundamental en condiciones elásticas. Como primer paso se asumió que $V_{\min} = 0.75V$, con cargo a

verificación posterior, y se calculó el cortante sísmico plástico requerido $V_{y req}$ en la base de la estructura con disipadores con la Ecuación 4.13:

$$V_{y req} = V_{min} \frac{\Omega_0 C_d}{R} = 0.75(3971 \text{ kN}) \frac{3 \times 6}{8} = 2978 \text{ kN}(2.25) = 6,701 \text{ kN} \quad (5.3)$$

Las secciones de los elementos estructurales fueron reducidas y diseñadas manteniendo el criterio viga débil/columna fuerte de la norma E.060 de forma tal que haya un cortante basal plástico mínimo de 6,701 kN cuando el edificio es sometido a cargas estáticas laterales en cada nivel con la forma del modo fundamental. Se consideraron las siguientes secciones: columnas cuadradas de 550 mm de lado y vigas con ancho de 300 mm y altura de 600 mm, las cuales corresponden a un dimensionamiento preliminar del edificio de referencia sin disipadores. Las columnas interiores requieren por cargas de gravedad al menos una sección de 550X500 mm, mientras que si se emplea el criterio usual de dimensionamiento del peralte de la viga como $L / 12$ se obtiene 600 mm.

Un análisis pushover aproximado en base a un análisis plástico fue realizado al edificio con secciones reducidas. Se obtuvo un cortante basal plástico $V_{yf} = 9,678 \text{ kN} > V_{y req}$ (144%) y un desplazamiento del techo correspondiente al punto efectivo de fluencia $D_{yf} = 69 \text{ mm}$. En la Figura 5.3 se muestra el refuerzo colocado en las secciones estructurales más esforzadas. El edificio con secciones reducidas es más flexible, tiene periodo fundamental $T = 1.014 \text{ s}$ (Tabla 5.4), peso sísmico de 54,734 kN (100% de carga muerta más 25% de carga viva) y tiene el mecanismo de colapso apropiado. Al aplicarle el espectro de la norma E.030 considerando excentricidad accidental la deriva máxima de entrepiso (9.69‰) obtenida excede la deriva admisible (7.0‰).

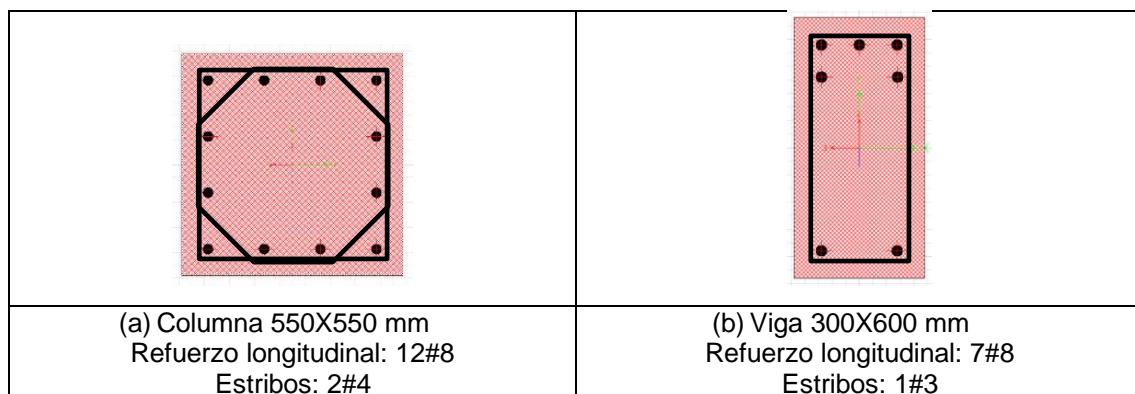


Figura 5.3 Edificio reducido con DFV: (a) Armadura típica en base de columnas, (b) Armadura para máximo momento en vigas

	Modo 1	Modo 2	Modo 3	Modo 4	Modo 5	Modo residual
T_m (s)	1.014	0.313	0.166	0.105	0.077	0.406
$\{\phi\}_m$	0.205	-0.622	1.141	-1.855	2.648	-2.591
	0.478	-1.009	0.624	1.063	-3.735	-1.356
	0.721	-0.649	-0.977	0.880	3.734	-0.259
	0.899	0.219	-0.791	-1.827	-2.598	0.542
	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000
\bar{W}_m (kN)	45822	5681	2112	883	236	8912
Γ_m	1.284	-0.429	0.213	-0.091	0.022	-0.284

Tabla 5.4 Propiedades modales del edificio reducido sin disipadores

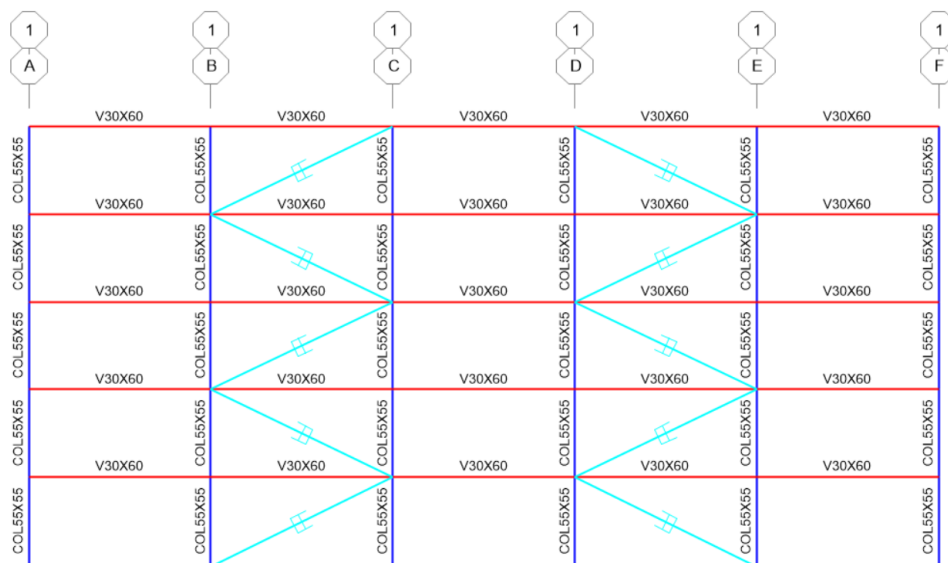


Figura 5.4 Edificio reducido con DFV

El análisis modal en 2D del edificio con las secciones reducidas (columnas de 550X550 mm y vigas de 300X600 mm) y sin disipadores fue realizado en MATLAB. En la Tabla 5.4 se muestran las propiedades derivadas del análisis modal que se emplearon en los procedimientos simplificados para los 5 modos traslacionales así como para el modo residual. El periodo del modo residual fue calculado como $T_R = 1.4 T_1$ tal como está especificado en ASCE 7-16. Se observa además que la forma del modo residual tiene un parecido a la forma del segundo modo.

Los DFV fueron dimensionados para cumplir la deriva admisible y fueron añadidos a la estructura en los pórticos de la periferia. Se consideraron cuatro dispositivos por piso (dos DFV en cada pórtico exterior) en cada dirección de análisis en arreglo diagonal (Figura 5.4). El factor de reducción se determinó simplemente como $B_{V+1} = 9.69 / 7 = 1.38$ considerando que la estructura responde en el modo fundamental. Este factor de

reducción confirmó el valor asumido del cortante basal sísmico mínimo al inicio ($1/1.38 = 0.72 < 0.75$).

Luego, empleando la fórmula de Newmark & Hall [19] para factores de amplificación en la zona de velocidades del espectro, se calculó un amortiguamiento elástico de $\beta_{v+1} = 15.3\%$ en el modo fundamental para lograr la deriva admisible. Con dicho amortiguamiento elástico fue posible dimensionar los coeficientes de amortiguamiento C de los dispositivos (Tabla 5.5) empleando las fórmulas para amortiguamiento viscoso adicional, tanto para dispositivos lineales [3] o no lineales [42].

Se mostrarán en seguida algunos cálculos ilustrativos con el modo fundamental para el caso de DFV lineales y luego, los resultados de las combinaciones modales SRSS del procedimiento de análisis de respuesta espectral y del procedimiento de fuerza lateral equivalente.

Tomando un valor de ductilidad $\mu = 1.48$, con la Ecuación 4.22 se obtuvo un periodo efectivo T_{1D} que representa la acción inelástica de la estructura:

$$T_{1D} = T_1 \sqrt{\mu_D} = 1.014 \sqrt{1.48} = 1.235 \text{ s} \quad (5.4)$$

De la Ecuación 3.53, el amortiguamiento hysterético correspondiente a la ductilidad asumida es:

$$\beta_H = q_H(0.64 - \beta_I) \left(1 - \frac{1}{\mu}\right) = 0.50(0.64 - 0.05) \left(1 - \frac{1}{1.48}\right) = 9.6\% \quad (5.5)$$

Por consiguiente, de la Ecuación 3.59 el amortiguamiento efectivo del modo fundamental es:

$$\beta_{1D} = \beta_I + \beta_{v1}(\mu)^{1-\frac{\alpha}{2}} + \beta_H = 0.05 + 0.103\sqrt{1.48} + 0.096 = 27.1\% \quad (5.6)$$

al cual corresponde un factor de reducción $B_{1D} = 1.73$.

El espectro para obtener las fuerzas en la estructura con disipadores (Ecuaciones 4.23a-b) está ajustado al nivel de desempeño de formación de la primera rótula plástica con el factor $R/(\Omega_0 C_d)$ y además es reducido por el factor B_{1D} asociado al amortiguamiento efectivo (el amortiguamiento total que actúa sobre la estructura). El valor calculado de

aceleración espectral del modo fundamental $S_{a1} = 0.094g$ corresponde al punto A de la Figura 5.5 donde se formará la primera rótula plástica:

$$S_{a1} = C_{s1} g = \frac{2.5 T_p Z U S}{T_{1D} \Omega_o B_{1D}} \left(\frac{R}{C_d} \right) g = \frac{2.5 \times 0.4 \times 0.45}{1.235 \times 3 \times 1.73} \left(\frac{8}{6} \right) g = 0.094g \quad T_{1D} \geq T_p \quad (5.7)$$

De la Ecuación 3.10, el cortante basal del modo fundamental es:

$$V_1 = \overline{W}_1 \frac{S_{a1}}{g} = 45,822 \text{ kN} \times 0.094 = 4,300 \text{ kN} \quad (5.8)$$

Con la Ecuación 4.13 se obtuvo el aporte del modo fundamental al cortante plástico de la estructura con DFV:

$$V_y = V_1 \Omega_0 \left(\frac{C_d}{R} \right) = 4,300 \text{ kN} \times 3 \left(\frac{6}{8} \right) = 9,676 \text{ kN} \approx V_{yf} = 9,678 \text{ kN} \quad (5.9)$$

La expresión anterior muestra que el cortante plástico del modo fundamental es aproximadamente igual al cortante plástico total. Esto significa que la ductilidad $\mu = 1.48$ asumida al inicio implica que $V_{yf} / V_1 \approx (\Omega_0 C_d) / R = 2.25$. Esta relación ha sido utilizada para ajustar la ductilidad mediante iteraciones y es una aproximación válida siempre y cuando la respuesta de la estructura con DFV sea básicamente en el modo fundamental.

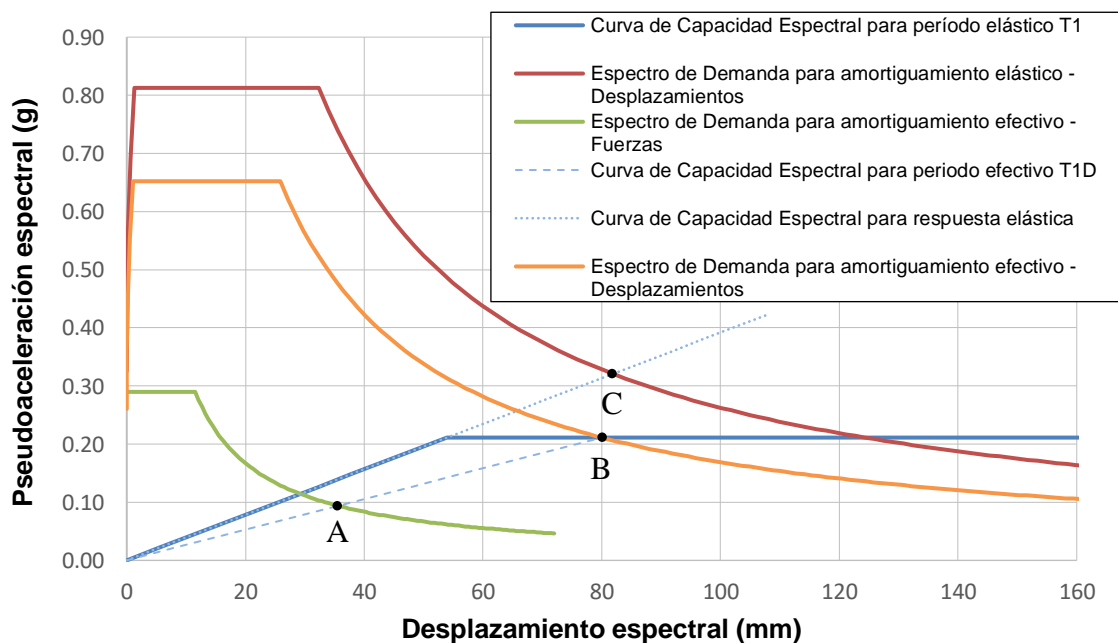


Figura 5.5 Respuesta del modo fundamental – Edificio con DFV lineales

El espectro para obtener los desplazamientos (Ecuaciones 4.28a-b) es reducido por el factor B_{1D} . Sin embargo, el desplazamiento inelástico calculado del techo $D_{1D} = 103$ mm (Ecuaciones 5.10 y 5.11) no puede ser menor que el desplazamiento elástico correspondiente (105 mm). Los desplazamientos espectrales del techo en la Figura 5.5 se obtuvieron al dividir los desplazamientos calculados en (5.10) entre el factor de participación del modo fundamental $\Gamma_1 = 1.284$ y corresponden a los puntos B (80 mm) y C (82 mm), para el desplazamiento inelástico espectral y el desplazamiento elástico espectral respectivamente. En la Figura 5.5 también se puede apreciar que el desplazamiento espectral del punto efectivo de fluencia en el techo del edificio es 69 mm / $1.284 = 54$ mm.

$$D_{1D} = \left(\frac{g}{4\pi^2}\right) \Gamma_1 \frac{2.5 T_p Z U S T_{1D}}{B_{1D}} \geq \left(\frac{g}{4\pi^2}\right) \Gamma_1 \frac{2.5 T_p Z U S T_1}{B_{1E}} \quad T_{1D} \geq T_p \quad (5.10)$$

$$D_{1D} = \left(\frac{g}{4\pi^2}\right) (1.284) \frac{2.5 \times 0.4 \times 0.45 \times 1.235}{1.73} = 103 \text{ mm}$$

$$\geq \left(\frac{g}{4\pi^2}\right) (1.284) \frac{2.5 \times 0.4 \times 0.45 \times 1.014}{1.38} = 105 \text{ mm} \quad (5.11)$$

Se realizaron análisis para varios exponentes α de DFV no lineales (ver Tablas 5.5 – 5.9) para un mismo nivel de amortiguamiento elástico proporcionado $\beta_{V+1} = 15.3\%$ en el modo fundamental o, en otras palabras, manteniendo el mismo factor de reducción elástico $B_{V+1} = 1.38$ para obtener la misma deriva objetivo de 7.0% . Además, todos los análisis se realizaron para el mismo valor de cortante basal plástico $V_y = 9,678$ kN. El método de combinación modal empleado fue SRSS.

Caso de análisis	Amortiguamiento elástico β_{V+1}	Constante de amortiguamiento C por dispositivo		Amortiguamiento histerético β_H	Ductilidad μ	Amortiguamiento efectivo β_{1D}
		kN.(s/mm) ^{α}	ton.(s/m) ^{α}			
DFV Lineal $\alpha = 1.0$	15.3	5.10	510	9.6	1.484	27.1
DFV No lineal $\alpha = 0.9$	15.3	8.15	409	9.5	1.478	27.3
DFV No lineal $\alpha = 0.8$	15.3	13.00	327	9.4	1.471	27.4
DFV No lineal $\alpha = 0.7$	15.3	20.71	261	9.4	1.465	27.5
DFV No lineal $\alpha = 0.6$	15.3	32.93	208	9.3	1.459	27.7
DFV No lineal $\alpha = 0.5$	15.3	52.28	165	9.2	1.453	27.8
DFV No lineal $\alpha = 0.4$	15.3	82.86	131	9.1	1.447	27.9
DFV No lineal $\alpha = 0.3$	15.3	131.1	104	9.0	1.442	28.1

Tabla 5.5 Amortiguamiento proporcionado en el modo fundamental – Edificio con DFV

De las tablas se infiere que, para un mismo desempeño del edificio con secciones reducidas, conforme disminuye el exponente alfa de los dispositivos:

- Disminuye la constante de amortiguamiento de los dispositivos C (Tabla 5.5), lo cual significa que se requerirán dispositivos de menor potencia para disipadores con valores bajos del exponente de la velocidad α .
- Disminuye ligeramente la ductilidad del sistema μ (Tabla 5.5), por consiguiente, disminuyen también el periodo efectivo T_{1D} y el amortiguamiento histerético β_H (Ecuación 5.5). El amortiguamiento histerético también depende del factor de ajuste de curva histerética q_H y del amortiguamiento inherente β_I , ambas cantidades permanecen constantes en los análisis.
- Aumenta ligeramente el amortiguamiento efectivo total β_{1D} (Tabla 5.5), esto debido a que el amortiguamiento viscoso β_{V1} es afectado por la ductilidad elevada a una función del exponente de la velocidad α (Ecuación 5.6).
- Aumenta el cortante sísmico basal (Tablas 5.6 – 5.7), debido a la disminución del periodo efectivo y a la fuerte influencia que tiene el modo fundamental en la respuesta de la estructura. Este resultado ha sido obtenido también en un trabajo anterior [6]. Los cortantes basales presentados en estas tablas corresponden al caso de desplazamiento máximo (ASCE 7.16 18.7.4.5).
- Para el caso del procedimiento de análisis de respuesta espectral la adición de DFV al edificio en estudio aumentó el cortante basal sísmico entre el 16-22% respecto del cortante basal sísmico de diseño de la estructura sin disipadores. Por consiguiente, la diferencia entre el cortante basal obtenido con dispositivos lineales y el cortante basal obtenido con dispositivos no lineales con valor bajo del exponente alfa es del 6%.
- Las fuerzas de los dispositivos disminuyen conforme disminuye el exponente α (Tablas 5.6 – 5.7), lo cual es la tendencia esperada debido a que los DFV no lineales producen fuerzas menores que los DFV lineales aportando el mismo amortiguamiento efectivo [5]. Sin embargo, el cálculo de las fuerzas de los disipadores se ha basado en las pseudovelocidades, es decir, las velocidades derivadas de los desplazamientos espectrales y en la literatura ya se ha mostrado que la aproximación de la velocidad relativa con la pseudovelocidad introduce un error [5, 22].
- Los desplazamientos máximos del techo prácticamente no varían (Tabla 5.8), por consiguiente, el exponente α tiene influencia nula en los desplazamientos para estructuras con niveles de amortiguamiento efectivo similares. Este

resultado es consistente con investigaciones anteriores [5]. El valor constante de la deriva máxima de entrepiso en todos los casos de análisis del procedimiento de respuesta espectral refleja también este punto.

En las Tablas 5.6 y 5.7 se observa que el procedimiento de fuerza lateral equivalente tiende a sobreestimar el cortante basal sísmico (Figura 5.6), considerando que es un procedimiento de cálculo más burdo que emplea sólo dos modos en comparación con el procedimiento de análisis de respuesta espectral. Las diferencias entre ambos procedimientos van del 1-7%. Lo mismo sucede para los valores de las fuerzas obtenidas en los dispositivos en el segundo piso del edificio (Figura 5.7), aunque acá la diferencia entre ambos procedimientos es más notoria (4-13%). Esta observación es consistente con los resultados de investigaciones anteriores [13].

Caso de análisis	Cortante basal sísmico de diseño V para máximo desplazamiento (kN)	V / V_{ref}	Ductilidad μ	Periodo efectivo del modo fundamental T_{1D} (s)	Fuerza en DFV del 2do. Piso (kN)
Referencia	$V_{ref} = 3971$	100%			
DFV Lineal $\alpha = 1.0$	4660	117%	1.484	1.235	817
DFV No lineal $\alpha = 0.9$	4698	118%	1.478	1.233	789
DFV No lineal $\alpha = 0.8$	4746	120%	1.471	1.230	760
DFV No lineal $\alpha = 0.7$	4801	121%	1.465	1.227	730
DFV No lineal $\alpha = 0.6$	4867	123%	1.459	1.225	698
DFV No lineal $\alpha = 0.5$	4949	125%	1.453	1.222	665
DFV No lineal $\alpha = 0.4$	5052	127%	1.447	1.220	632
DFV No lineal $\alpha = 0.3$	5184	131%	1.442	1.218	599

Tabla 5.6 Resultados – Edificio con DFV – Fuerza lateral equivalente – Fuerzas

Caso de análisis	Cortante basal sísmico de diseño V para máximo desplazamiento (kN)	V / V_{ref}	Ductilidad μ	Periodo efectivo del modo fundamental T_{1D} (s)	Fuerza en DFV del 2do. piso* (kN)
Referencia	$V_{ref} = 3971$	100%			
DFV Lineal $\alpha = 1.0$	4602	116%	1.484	1.235	724
DFV No lineal $\alpha = 0.9$	4618	116%	1.478	1.233	704
DFV No lineal $\alpha = 0.8$	4640	117%	1.471	1.230	683
DFV No lineal $\alpha = 0.7$	4664	117%	1.465	1.227	663
DFV No lineal $\alpha = 0.6$	4693	118%	1.459	1.225	642
DFV No lineal $\alpha = 0.5$	4730	119%	1.453	1.222	620
DFV No lineal $\alpha = 0.4$	4777	120%	1.447	1.220	599
DFV No lineal $\alpha = 0.3$	4837	122%	1.442	1.218	577

Tabla 5.7 Resultados – Edificio con DFV – Análisis de respuesta espectral – Fuerzas
(* Fuerza máxima del DFV en este procedimiento de análisis)

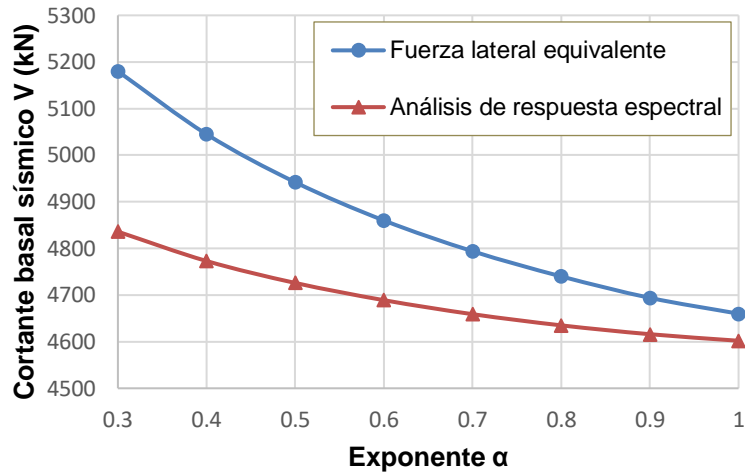


Figura 5.6 Cortante basal sísmico de diseño V – Edificio con DFV – Caso de desplazamientos máximos – Procedimientos simplificados

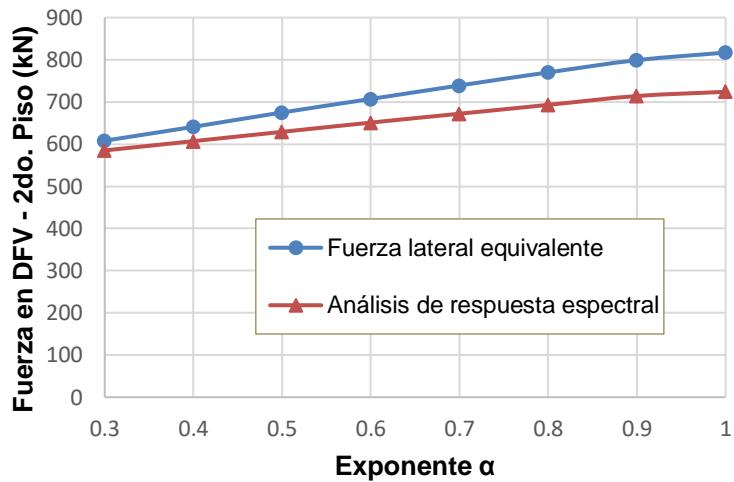


Figura 5.7 Fuerza en DFV en 2do. Piso – Procedimientos simplificados

Caso de análisis	Fuerza lateral equivalente		Análisis de respuesta espectral	
	Desplazamiento del techo con DFV (mm)	Deriva en 2do. piso con DFV $X (C_d/R)$	Desplazamiento del techo con DFV (mm)	Deriva en 2do. piso con DFV* $X (C_d/R)$
DFV Lineal $\alpha = 1.0$	105.3	0.0053	105.4	0.0060
DFV No lineal $\alpha = 0.9$	105.3	0.0052	105.4	0.0060
DFV No lineal $\alpha = 0.8$	105.3	0.0051	105.4	0.0060
DFV No lineal $\alpha = 0.7$	105.4	0.0050	105.4	0.0060
DFV No lineal $\alpha = 0.6$	105.4	0.0049	105.4	0.0060
DFV No lineal $\alpha = 0.5$	105.4	0.0047	105.5	0.0060
DFV No lineal $\alpha = 0.4$	105.5	0.0046	105.5	0.0060
DFV No lineal $\alpha = 0.3$	105.5	0.0043	105.5	0.0060

Tabla 5.8 Edificio con DFV – Sin excentricidad accidental – Desplazamientos y derivas (* Deriva máxima del DFV para este procedimiento de análisis)

En la Tabla 5.8 se observa que el procedimiento de fuerza lateral equivalente subestima las derivas en el 2do. piso del edificio obtenidas del procedimiento de análisis de respuesta espectral. Las diferencias van del 12-28% y tienden a empeorar conforme el exponente α disminuye. Las derivas mostradas se han multiplicado por el factor $C_d/R = 0.75$ tal como está indicado en ASCE 7-16 18.7.4.1 para poder compararlas con las derivas máximas indicadas en la norma E.030.

La Tabla 5.9 muestra que, para el edificio de concreto armado estudiado en este trabajo, con la adición de DFV se obtuvo una estructura más ligera del sistema sismorresistente manteniendo la misma deriva y desplazamiento lateral del edificio de referencia sin disipadores. Para efectuar una comparación válida los desplazamientos laterales de la estructura sin disipadores (calculados de acuerdo a la norma E.030) se multiplicaron por el factor $R/C_d = 1.33$. Asimismo, las derivas máximas de entrepiso obtenidas en la estructura con DFV se multiplicaron por el factor $C_d/R = 0.75$.

Caso de análisis	Periodo fundamental elástico T (s)	Desplazamiento del techo sin disipadores (mm)	Desplazamiento del techo con disipadores (mm)	Deriva máxima sin disipadores	Deriva máxima con disipadores
Referencia	0.756	108 = 81.25 / 0.75		0.0062	
DFV Lineal o No lineal	1.014	148 = 110.7 / 0.75	105	0.0084	0.0060 = 0.0080 X 0.75

Tabla 5.9 Resultados – Comparación de respuesta con y sin DFV – Análisis de respuesta espectral - Sin excentricidad accidental – Desplazamientos

Finalmente, las Tablas 5.10 – 5.13 y las Figuras 5.8 – 5.10 comparan en cada piso los resultados obtenidos empleando los métodos simplificados para DFV lineales y DFV no lineales con exponente $\alpha = 0.3$. Se observa que en los pisos bajos el procedimiento de fuerza lateral equivalente comparado con el procedimiento de análisis de respuesta espectral tiende a sobreestimar los cortantes basales (hasta 7%) y aún más las fuerzas de los DFV (hasta 69%).

Asimismo, el procedimiento de fuerza lateral equivalente en los últimos pisos tiende a subestimar los cortantes de entrepiso (hasta 29%) y las fuerzas de los DFV (hasta 49%) en comparación con el procedimiento de análisis de respuesta espectral. Estos resultados son consistentes con investigaciones anteriores [13], si bien las diferencias encontradas en este ejemplo son bastante mayores. Estas diferencias se deben al modo residual ya que la forma de este modo teórico distorsiona los desplazamientos en los primeros pisos (Tabla 5.4).

Piso	Fuerza lateral equivalente		Análisis de respuesta espectral	
	Cortante sísmico de diseño V*	Fuerza en DFV	Cortante sísmico de diseño V*	Fuerza en DFV
	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)
1	4660	1096	4602	647
2	4024	817	4099	724
3	3459	726	3469	675
4	2571	531	2809	681
5	1318	303	1745	590

Tabla 5.10 Resultados – Edificio con DFV lineales – Fuerzas
(*Para el caso de desplazamiento máximo)

Piso	Fuerza lateral equivalente		Análisis de respuesta espectral	
	Desplazamiento	Deriva	Desplazamiento	Deriva
	(mm)	X (C _d /R)	(mm)	X (C _d /R)
1	25	0.0052	22	0.0044
2	51	0.0053	51	0.0060
3	76	0.0052	76	0.0053
4	95	0.0039	95	0.0039
5	105	0.0022	105	0.0023

Tabla 5.11 Edificio con DFV lineales – Sin excentricidad accidental – Desplazamientos

Piso	Fuerza lateral equivalente		Análisis de respuesta espectral	
	Cortante sísmico de diseño V*	Fuerza en DFV	Cortante sísmico de diseño V*	Fuerza en DFV
	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)
1	5184	710	4837	549
2	4027	599	4161	577
3	3585	579	3547	562
4	2819	527	3103	554
5	1500	445	2102	558

Tabla 5.12 Resultados – Edificio con DFV no lineales $\alpha = 0.3$ – Fuerzas
(*Para el caso de desplazamiento máximo)

Piso	Fuerza lateral equivalente		Análisis de respuesta espectral	
	Desplazamiento	Deriva	Desplazamiento	Deriva
	(mm)	X (C _d /R)	(mm)	X (C _d /R)
1	31	0.0062	22	0.0045
2	52	0.0043	51	0.0060
3	76	0.0051	76	0.0052
4	95	0.0039	95	0.0039
5	106	0.0023	106	0.0023

Tabla 5.13 Edificio con DFV no lineales $\alpha = 0.3$ – Sin excentricidad accidental – Desplazamientos

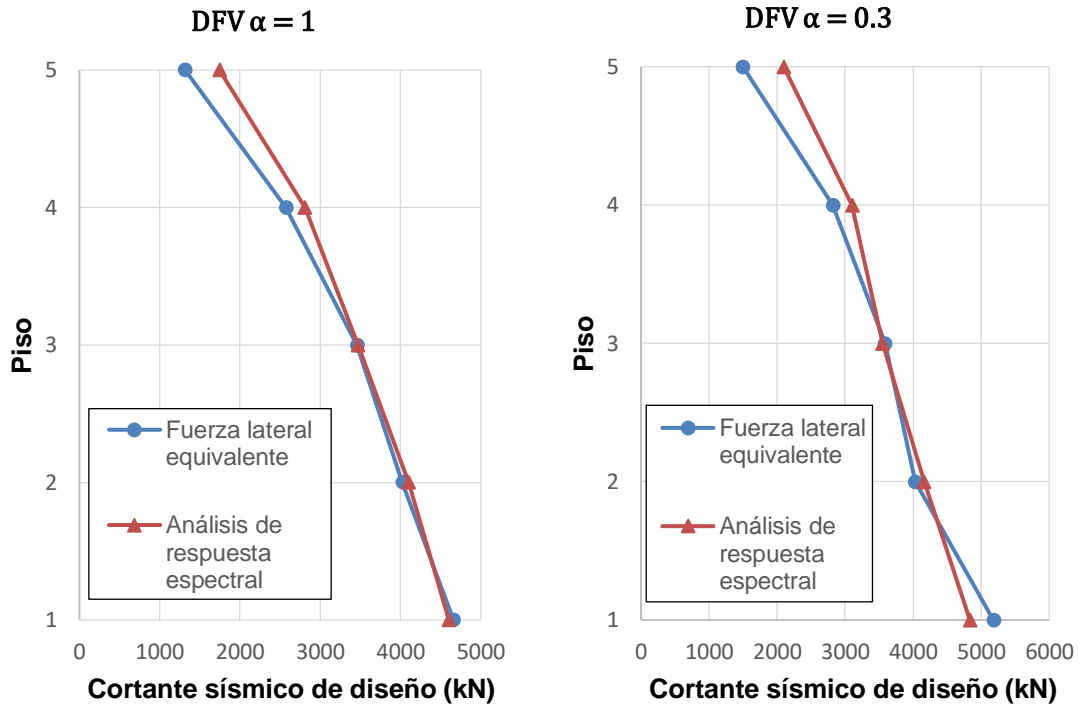


Figura 5.8 a) Edificio con DFV lineales b) Edificio con DFV no lineales $\alpha = 0.3$

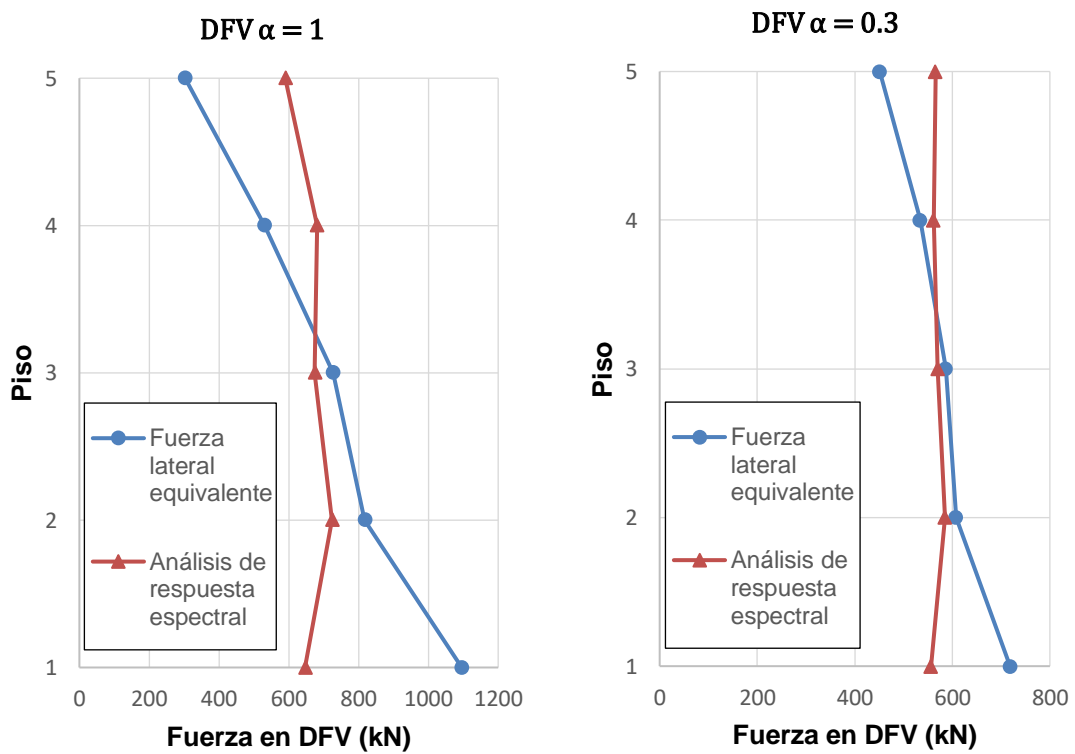


Figura 5.9 a) Edificio con DFV lineales b) Edificio con DFV no lineales $\alpha = 0.3$

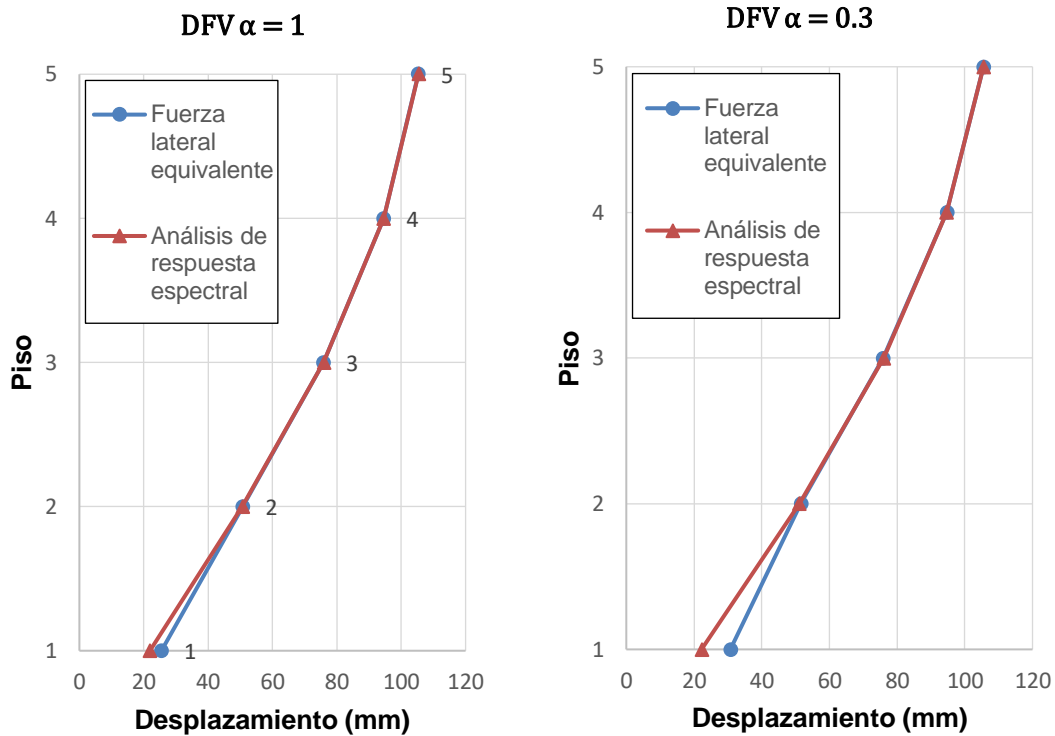


Figura 5.10 a) Edificio con DFV lineales b) Edificio con DFV no lineales $\alpha = 0.3$

El procedimiento de fuerza lateral equivalente también sobreestima las derivas y los desplazamientos en el entrepiso inferior (hasta 38%) en relación al procedimiento de análisis de respuesta espectral sin embargo, en los pisos superiores los resultados de ambos procedimientos convergen.

Para completar el diseño del edificio con DFV debe diseñarse el sistema de disipación y para esto se deberán emplear análisis tiempo-historia no lineales para estimar apropiadamente las fuerzas máximas de los dispositivos. Si el sistema de disipación tiene elementos en común con el sistema sismorresistente, lo cual es el caso, esto cambiará la respuesta del edificio reducido, se rigidizará y disminuirá el periodo fundamental obtenido en el presente análisis. Asimismo, para comparar en forma apropiada el diseño del edificio con disipadores y del edificio original debe completarse el diseño de la cimentación correspondiente. En el Anexo A.2 y A.3 se brindan detalles sobre los resultados del análisis y el diseño realizado al edificio con secciones reducidas con y sin DFV.

5.3 Diseño del edificio con disipadores TADAS

Se presentará una alternativa de diseño del edificio de referencia empleando disipadores TADAS. En forma similar a lo realizado en el edificio con disipadores viscosos, el alcance de este diseño estará limitado al sistema sismorresistente de la estructura y se emplearán los procedimientos simplificados con el espectro de la norma E.030 y con los factores $R = 8$, $\Omega_0 = 3$ y $C_d = 6$. Las respuestas máximas del edificio con disipadores TADAS deberán confirmarse con análisis tiempo-historia no lineales. La aplicación de los procedimientos simplificados es según el enfoque sugerido en Ramírez et al. [13].

La ubicación de los dispositivos TADAS se muestra en la Figura 5.11 y se procurará colocarlos en los pórticos de las fachadas. Con lo cual se tendrán dos dispositivos TADAS por piso en cada dirección de análisis. Esta disposición de los disipadores no aporta significativamente a la resistencia por torsión en planta del edificio, por lo tanto el cortante basal mínimo para diseño del sistema sismorresistente será $V_{\min} = V$, donde V es el cortante basal de diseño de la estructura sin disipadores con la norma E.030. De la Ecuación 4.13, el cortante sísmico plástico requerido en la base de la estructura con disipadores será:

$$V_{y \text{ req}} = V_{\min} \frac{\Omega_0 C_d}{R} = (3971 \text{ kN}) \frac{3 \times 6}{8} = 3971 \text{ kN} (2.25) = 8,935 \text{ kN} \quad (5.12)$$

Dado que el cortante plástico requerido $V_{y \text{ req}}$ concierne sólo al sistema sismorresistente del edificio (el cortante basal aportado por el sistema de disipación no se considera en este requerimiento [13]), se empleará la misma estructura reducida del caso con DFV (columnas de 550X550 mm y vigas de 300X600 mm) con la cual se obtuvo un cortante basal plástico adecuado. Cabe recordar que la sección mínima de las columnas por cargas de gravedad es de 550X550 mm y que el peralte de 600 mm de la viga se obtuvo del dimensionamiento usual de $L / 12$ para vigas sísmicas. Sin embargo, para este caso del edificio reducido con disipadores TADAS obviamente el diseño en concreto armado de los elementos estructurales será distinto del caso del edificio con DFV. Un sistema de disipadores de fluencia colocado en el edificio producirá fuerzas que estarán en fase con las fuerzas producidas por los desplazamientos laterales de la estructura. Por lo tanto, la respuesta de la misma estructura con disipadores TADAS será mayor a la respuesta del edificio con DFV.

En este punto se debe considerar el dimensionamiento de los dispositivos TADAS. Se tomaron en cuenta dos aproximaciones. En Ramírez et al. [13] se muestra un dimensionamiento basado en una relación de ciclos bajos de fatiga del acero del TADAS y empleando la deriva de entrepiso admisible deseada. A partir de esto se obtiene una relación requerida h^2/t de la geometría de las planchas triangulares metálicas del dispositivo TADAS, donde h es la altura y t es el espesor de la plancha. Sin embargo, este método de dimensionamiento no ofrece un criterio para saber el número de planchas requerido en cada piso del edificio.

Por otro lado, en Tsai et al. [12] se presenta también un procedimiento de dimensionamiento más sistemático en base a relaciones de las rigideces laterales del sistema de disipación y del sistema sismorresistente, así como relaciones entre parámetros de la curva pushover global con forma trilineal. Este procedimiento brinda la relación requerida h^2/t de la geometría de las planchas del TADAS y el número de planchas requeridas por piso.

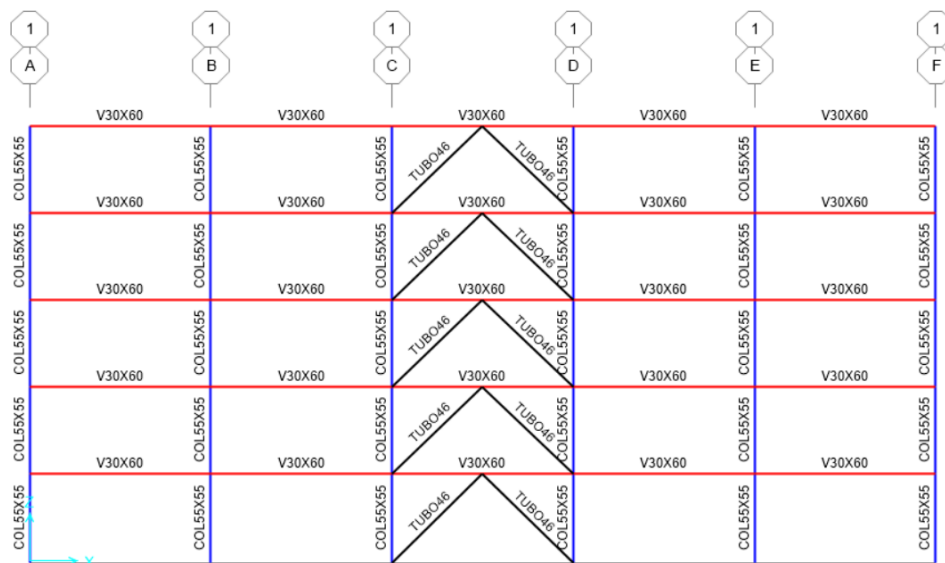


Figura 5.11 Edificio reducido con disipadores TADAS

Sin embargo, en este trabajo no se siguió en rigor ninguno de los dos métodos mencionados de dimensionamiento de dispositivos TADAS debido a que no se obtuvieron los resultados esperados. No obstante, los cálculos realizados con ambos métodos dieron luces sobre el orden de magnitud de varios de los parámetros de dimensionamiento. Por lo cual se optó por un procedimiento de prueba y error con las dimensiones de las planchas de los TADAS y de la sección transversal de los arriostres a fin de obtener una deriva máxima de 6.2‰ que es la deriva máxima obtenida en el

edificio de referencia sin considerar excentricidad accidental. Una investigación a fondo del tema de dimensionamiento de los dispositivos TADAS a fin de obtener una deriva determinada escapa a los objetivos de este trabajo.

Las dimensiones de las planchas triangulares TADAS así como el área de los arriostres fueron determinados a fin de cumplir con la deriva admisible (6.2‰). Los dispositivos con sus respectivos arriostres en arreglo chevron fueron añadidos a la estructura en los pórticos de la periferia (Figura 5.11). La geometría y la cantidad de las planchas en cada dispositivo así como sus propiedades correspondientes en cada pórtico de borde se muestran en la Tabla 5.14. El material de las planchas TADAS (Figura 5.12) fue acero ASTM A36 con esfuerzo de fluencia de 248 MPa. Cada arriostre de la Figura 5.11 corresponde a un tubo de sección cuadrada con dimensión exterior 460 mm, fabricado con planchas soldadas de 58 mm de espesor (acero A36).

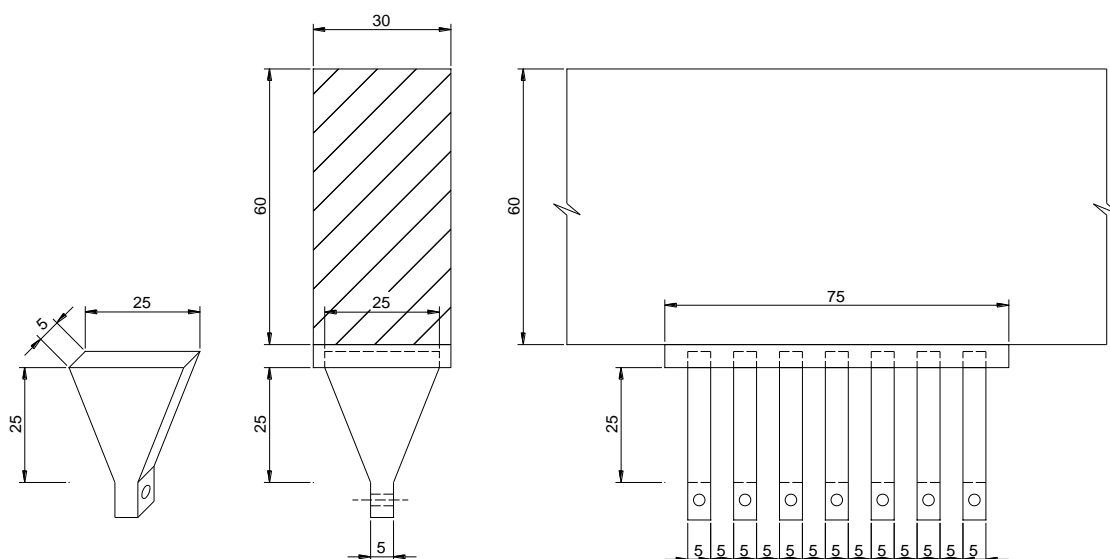


Figura 5.12 Detalle de planchas triangulares del disipador TADAS

Piso	Número de planchas*	Base	Altura	Espesor	Resistencia plástica**	Deformación plástica	
		b	h	t	V_d	D_y	h^2/t
		(mm)	(mm)	(mm)	(kN)	(mm)	(mm)
1	12	250	250	50	1862	2.3	1250
2	7	250	250	50	1086	2.3	1250
3	7	250	250	50	1086	2.3	1250
4	7	250	250	50	1086	2.3	1250
5	5	250	250	50	776	2.3	1250

Tabla 5.14 Propiedades de los dispositivos TADAS

* Nota: Número de planchas por dispositivo en cada pórtico

** Nota: La resistencia plástica total en cada piso será el doble de este valor

La resistencia plástica V_d del dispositivo TADAS está asociada al momento plástico, el cual ocurre teóricamente a lo largo de toda la altura de la plancha triangular en simultáneo y depende del número de planchas N instaladas en cada piso. La deformación plástica D_y también corresponde al instante de plastificación total de la sección (momento plástico) y es una propiedad común en todos los dispositivos. De las ecuaciones 2.12 y 2.13:

$$V_d = N \frac{F_y b t^2}{4h} = N \frac{248 \text{ MPa} \times 250 \text{ mm} \times (50 \text{ mm})^2}{4 \times 250 \text{ mm}} = N \times 155 \text{ kN} \quad (5.13)$$

$$D_y = \frac{3 \varepsilon_y h^2}{2 t} = \frac{3 \times 0.0012 \times (250 \text{ mm})^2}{2 \times 50 \text{ mm}} = 2.3 \text{ mm} \quad (5.14)$$

donde F_y es el esfuerzo de fluencia y la deformación unitaria respectiva es $\varepsilon_y = F_y/E = 248 \text{ MPa} / (2 \times 10^5 \text{ MPa}) = 0.0012$.

	Modo 1	Modo 2	Modo 3	Modo 4	Modo 5	Modo residual
T_m (s)	0.6750	0.2209	0.1250	0.0859	0.0663	0.2700
$\{\phi\}_m$	0.170	-0.603	1.153	-2.031	2.924	-2.449
	0.424	-1.017	0.710	1.073	-4.040	-1.395
	0.668	-0.708	-0.939	1.045	3.992	-0.380
	0.866	0.145	-0.870	-1.948	-2.698	0.443
	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000
\bar{W}_m (kN)	44400	6794	2282	993	265	10334
Γ_m	1.317	-0.465	0.216	-0.089	0.022	-0.317

Tabla 5.15 Propiedades modales del edificio reducido con disipadores TADAS

Según la teoría del ítem 3.6.4 es necesario obtener la respuesta del edificio con disipadores TADAS construyendo un diagrama trilineal y luego transformando éste a un diagrama equivalente elastoplástico (Figura 5.12) a fin de poder aplicar los métodos simplificados. El análisis modal en 2D del edificio reducido sin disipadores fue realizado en la sección anterior (Tabla 5.4). Se realizó además un análisis modal en 2D en MATLAB del edificio reducido con los disipadores TADAS para lo cual se empleó un elemento frame TADAS con sección prismática variable en su altura con sus rigideces locales correspondientes. Puesto que el análisis modal usa las rigideces elásticas, los elementos TADAS se modelaron empotrados a las vigas de concreto en la parte superior y articulados en la parte inferior (Figura 5.9).

Las propiedades provenientes del análisis modal para los 5 modos traslacionales y el modo residual se muestran en la Tabla 5.15. Como era de esperarse la adición de elementos TADAS junto con los arriostres rigidizaron la estructura puesto que el periodo fundamental elástico pasó a ser de 1.014 s a 0.675 s. Por simplicidad en el análisis modal del edificio reducido con TADAS no se consideró la masa adicional del acero de los disipadores y de los arriostres, con lo cual el peso sísmico empleado fue similar al de la sección anterior (54,734 kN).

Las secciones de los elementos estructurales del edificio reducido fueron diseñadas manteniendo el criterio viga débil/columna fuerte de la norma E.060 de forma tal que haya un cortante basal plástico mínimo de 8,935 kN del sistema sismorresistente (estructura sin disipadores) cuando el edificio es sometido a cargas estáticas laterales en cada nivel con la forma del modo fundamental. La Figura 5.13 muestra el refuerzo colocado en las secciones más esforzadas de vigas y columnas. Al realizar un análisis pushover aproximado en base a un análisis plástico del edificio con estas secciones reducidas se obtuvo un cortante plástico $V_{yf} = 12,201 \text{ kN} > V_{y \text{ req}}$ (137%) y un desplazamiento del techo en el punto efectivo de fluencia de $D_{yf} = 87 \text{ mm}$.

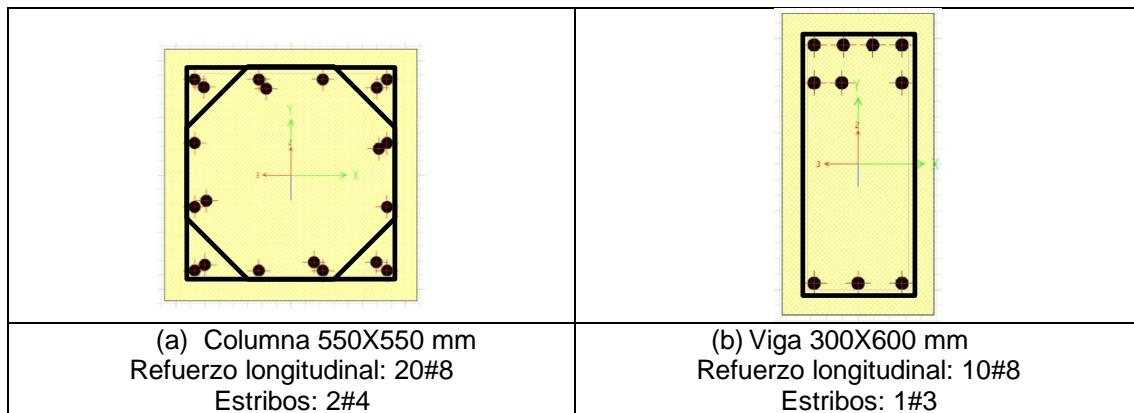


Figura 5.13 Edificio reducido con TADAS: (a) Armadura típica en base de columnas, (b) Armadura para máximo momento en vigas

Si el edificio reducido con disipadores TADAS es empujado lateralmente con cargas en cada nivel con la forma del modo fundamental, se asume que la respuesta estructural en cada piso D_i también será proporcional a dicha forma modal:

$$D_i = \phi_{i,1} D_{techo} \quad (5.15)$$

Y el desplazamiento relativo del entrepiso i será:

$$\Delta_i = D_i - D_{i-1} = (\phi_{i,1} - \phi_{i-1,1})D_{techo} = \phi_{ri,1}D_{techo} \quad (5.16)$$

Si la plastificación de los dispositivos ocurre en el piso j , se asume que el desplazamiento relativo de entrepiso en ese nivel será igual a la deformación plástica Δ_{yj} de los dispositivos TADAS. De la Ecuación 5.16, el desplazamiento del techo correspondiente a una plastificación de las planchas en el nivel j será:

$$(D_{techo})_j = \frac{\Delta_{yj}}{\phi_{rj,1}} \quad (5.17)$$

En esta estructura en particular, dado que la deformación plástica de las planchas es la misma en todos los niveles (Tabla 5.16), el cociente de la ecuación anterior se maximiza para el valor mínimo del desplazamiento relativo modal, el cual ocurre en el quinto piso. El desplazamiento del techo D_{yd} cuando los dispositivos de todos los niveles se han plastificado será:

$$D_{yd} = \max_i \left(\frac{\Delta_{yi}}{\phi_{ri,1}} \right) = 17.4 \text{ mm} \quad (5.18)$$

Piso	$\phi_{i,1}$	$\phi_{ri,1}$	Deformación plástica Δ_{yi} (mm)	$\frac{\Delta_{yi}}{\phi_{ri,1}}$ (mm)
1	0.1705	0.1705	2.3	13.7
2	0.4240	0.2535	2.3	9.2
3	0.6680	0.2440	2.3	9.5
4	0.8660	0.1980	2.3	11.8
5	1.0000	0.1340	2.3	17.4

Tabla 5.16 Desplazamiento del techo D_{yd} para plastificación de todos los dispositivos

En la primera parte del diagrama trilineal (Figura 5.11), la respuesta ante cargas laterales es del sistema estructural más los disipadores TADAS. Por lo tanto, la siguiente relación entre la aceleración espectral y el desplazamiento espectral en el modo fundamental emplea el periodo incluyendo el sistema de disipación ($T_{1c} = 0.675$ s):

$$S_{a1} = \frac{4\pi^2}{T_{1c}^2} S_{d1} \quad (5.19)$$

La respuesta del sistema es en el modo fundamental, luego reemplazando las ecuaciones 3.26 y 3.27 en (5.19):

$$\frac{V}{\overline{W}_{1c}} g = \frac{4\pi^2}{T_{1c}^2} \frac{u_n}{\phi_{n1} \Gamma_{1c}} \quad (5.20)$$

donde \overline{W}_{1c} y Γ_{1c} son las propiedades asociadas al periodo T_{1c} (Tabla 5.15). Con la Ecuación 5.20 se obtiene una expresión para el cortante basal $V_d + K_f D_{yd}$ cuando todos los dispositivos TADAS fluyen (en ese instante $u_n = D_{yd}$, ver Figura 5.14) y considerando modos normalizados a 1 en el techo:

$$V_d + K_f D_{yd} = \frac{4\pi^2}{g T_{1c}^2} \frac{D_{yd}}{\Gamma_{1c}} \overline{W}_{1c} = \frac{4\pi^2}{g (0.675 \text{ s})^2} \frac{17.4 \text{ mm}}{1.317} 44400 \text{ kN} = 5176 \text{ kN} \quad (5.21)$$

El cortante plástico del sistema global es la suma del cortante plástico del edificio sin disipadores V_{yf} más la resistencia plástica de los TADAS en el primer piso la cual se obtiene de la Tabla 5.14 ($V_d = 2 \times 1,862 \text{ kN} = 3,723 \text{ kN}$):

$$V = V_{yf} + V_d = V_{yf} + V_{d1} = 12,201 \text{ kN} + 3,723 \text{ kN} = 15,925 \text{ kN} \quad (5.22)$$

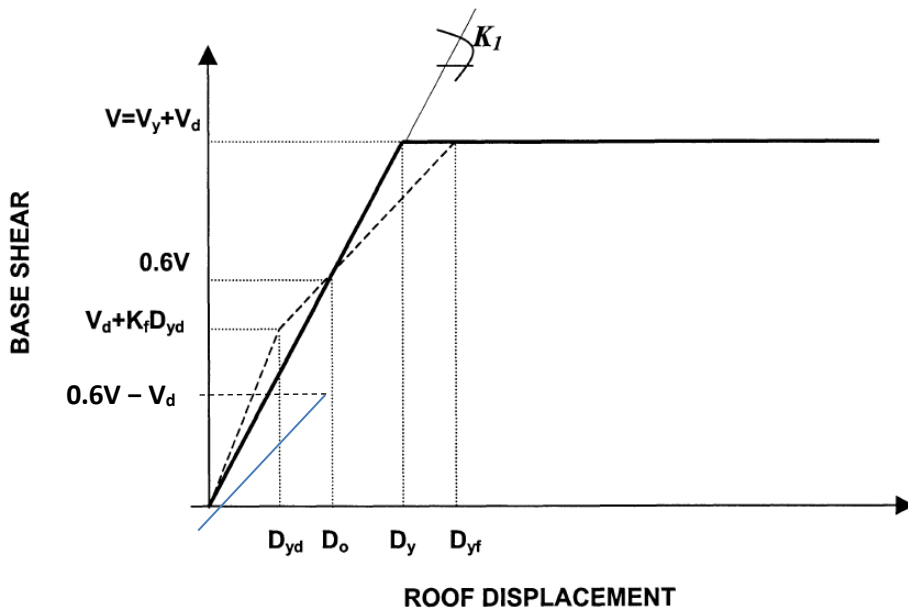


Figura 5.14 Diagramas trilineal y elastoplástico equivalente – Curva pushover idealizada del edificio con disipadores TADAS [13]

En el punto donde el diagrama elastoplástico equivalente interseca el diagrama trilineal (Figura 5.14) la abscisa es D_0 y se asume una fracción b del valor del cortante plástico global V . En FEMA 274 [17] se emplea un valor $b = 0.6$. A partir de la Ecuación 5.20 se puede deducir una expresión similar a la (5.21) pero con las propiedades modales del edificio sin disipadores (Tabla 5.4):

$$bV - V_d = \frac{4\pi^2}{gT_{1f}^2} \frac{D_o}{\Gamma_{1f}} \overline{W}_{1f} \quad (5.23)$$

Luego, despejando para D_o :

$$D_o = \left(\frac{g}{4\pi^2}\right) \Gamma_{1f} \left(\frac{bV - V_d}{\overline{W}_{1f}}\right) T_{1f}^2$$

$$= \left(\frac{g}{4\pi^2}\right) 1.284 \left(\frac{0.6 \times 15,925 \text{ kN} - 3,723 \text{ kN}}{45,822 \text{ kN}}\right) (1.014 \text{ s})^2 = 41.7 \text{ mm} \quad (5.24)$$

De la Figura 5.14 por geometría la deformación del punto de fluencia efectiva del diagrama elastoplástico equivalente es:

$$D_y = \frac{D_o}{b} = \frac{41.7 \text{ mm}}{0.6} = 69.6 \text{ mm} \quad (5.25)$$

Los diagramas trilineal y elastoplástico equivalente calculados para este ejemplo se muestran en la siguiente figura:

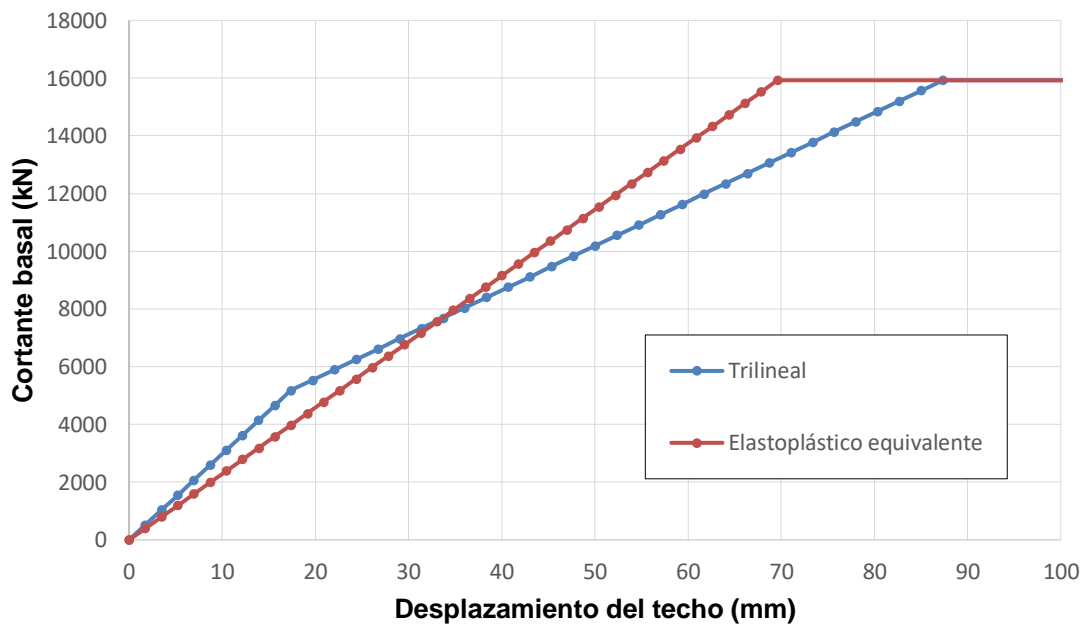


Figura 5.15 Diagramas trilineal y elastoplástico equivalente calculados – Curva pushover idealizada del edificio con disipadores TADAS

Se deducirá una expresión para el periodo fundamental del diagrama elastoplástico equivalente T_1 a partir de la relación:

$$T_1 = 2\pi \sqrt{\frac{S_{d1}}{S_{a1}}} \quad (5.26)$$

Reemplazando las ecuaciones 3.26 y 3.27 en el cociente de la raíz en la Ecuación 5.26 y considerando modos normalizados y propiedades modales del edificio con el sistema de disipación se obtiene:

$$\frac{S_{d1}}{S_{a1}} = \frac{u_n}{\phi_{n1}} \frac{\bar{W}_{1c}}{\Gamma_{1c}} \frac{1}{Vg} = \left(\frac{D_y}{V}\right) \frac{\bar{W}_{1c}}{\Gamma_{1c} g} \quad (5.27)$$

En esta expresión el uso de las propiedades modales del edificio con disipadores TADAS es una aproximación puesto que se desconocen las propiedades modales del sistema elastoplástico equivalente. Reemplazando la Ecuación 5.27 en (5.26) se obtiene:

$$T_1 = 2\pi \sqrt{\left(\frac{D_y}{V}\right) \frac{\bar{W}_{1c}}{\Gamma_{1c} g}} = 2\pi \sqrt{\left(\frac{69.6 \text{ mm}}{15,925 \text{ kN}}\right) \frac{44,400 \text{ kN}}{1.317 \text{ g}}} = 0.770 \text{ s} \quad (5.28)$$

No obstante ya se ha determinado el valor del cortante basal mínimo requerido para el sistema sismorresistente (ver Ecuación 5.12), se calculará el coeficiente de reducción B_{V+I} de la Ecuación 4.12 sólo por curiosidad, para ver qué hubiera sucedido en caso de que hubiera aplicado esta ecuación para determinar el cortante basal mínimo. En la sección anterior en el edificio con DFV el coeficiente B_{V+I} correspondió al amortiguamiento elástico del modo fundamental proporcionado al sistema. Sin embargo, en una estructura con disipadores de fluencia no hay amortiguamiento viscoso y se debe tomar un valor mínimo de amortiguamiento efectivo al cual se pueda asociar el coeficiente de reducción B_{V+I} .

En Ramírez et al. [13] se interpretó que este amortiguamiento efectivo mínimo del modo fundamental corresponde al punto O en la curva de capacidad espectral de la Figura 3.15. El punto O representa el punto efectivo de fluencia del sistema sismorresistente de la estructura con todos los dispositivos TADAS ya plastificados. De la Ecuación 3.27 se infiere que los cocientes de desplazamientos espectrales en las ecuaciones 3.70a-b son equivalentes a los cocientes de los desplazamientos del techo calculados en esta sección, por lo tanto:

$$\mu_f = \frac{D}{D_{yf}} = 1 \quad (5.29a)$$

$$\mu_d = \frac{D}{D_{yd}} = \frac{87.4 \text{ mm}}{17.4 \text{ mm}} = 5.03 \quad (5.29b)$$

A partir de la Ecuación 3.26 se deduce la siguiente relación:

$$\frac{A_d}{A_y} = \frac{V_d}{V_{yf}} = \frac{3,723 \text{ kN}}{12,201 \text{ kN}} = 0.305 \quad (5.30)$$

Por consiguiente, reemplazando las ecuaciones 5.29a-b y 5.30 en la Ecuación 3.69 se obtiene el amortiguamiento efectivo del modo fundamental en el punto de fluencia efectivo del diagrama trilineal de la estructura con disipadores de fluencia:

$$\begin{aligned} \beta_{ef1} &= \beta_I \left(\frac{1}{1 + \frac{A_d}{A_y}} \right)^{1/2} + \frac{2q_H \left(1 - \frac{1}{\mu_f} \right) + 2 \frac{A_d}{A_y} \left(1 - \frac{1}{\mu_d} \right)}{\pi \left(1 + \frac{A_d}{A_y} \right)} \\ &= 0.05 \left(\frac{1}{1 + 0.305} \right)^{1/2} + \frac{2 \times 0.305 \left(1 - \frac{1}{5.03} \right)}{\pi(1 + 0.305)} = 4.4\% + 11.9\% = 16.3\% \end{aligned} \quad (5.31)$$

Para este amortiguamiento efectivo y aplicando la fórmula de Newmark & Hall [19] se obtuvo un factor de reducción $B_{V+1} = 1.42$. Luego, en la hipótesis de que hubiera aplicado la Ecuación 4.12, el cortante basal mínimo del sistema sismorresistente habría sido el 75% del cortante de diseño de la estructura sin disipadores ($1/1.42 = 0.71 < 0.75$).

Siguiendo el enfoque de Ramírez et al. [13], para aplicar los métodos simplificados al edificio con TADAS se empleará para el modo fundamental el periodo calculado $T_1 = 0.770$ s del sistema elastoplástico equivalente junto con la forma modal y propiedades afines del edificio sin disipadores. Para los modos superiores se emplearán los periodos elásticos, formas modales y propiedades del edificio sin disipadores, es decir, la misma aproximación que se hizo para el edificio con DFV.

Se mostrarán sólo algunos cálculos ilustrativos con el modo fundamental. Para un valor asumido de ductilidad $\mu = 1.291$, de la Ecuación 4.21 se obtuvo el desplazamiento del techo:

$$D_{1D} = \mu_D D_Y = 1.291 \times 69.6 \text{ mm} = 89.8 \text{ mm} \quad (5.32)$$

El desplazamiento espectral correspondiente es: $D = D_{1D}/\Gamma_1 = 89.8 \text{ mm}/1.284 = 69.9 \text{ mm}$. De la Ecuación 3.26:

$$A_d = \frac{V_d}{W_{1f}} g = \frac{3,723 \text{ kN}}{45,822 \text{ kN}} g = 0.081g \quad (5.33a)$$

$$A_y = \frac{V_{yf}}{W_{1f}} g = \frac{12,201 \text{ kN}}{45,822 \text{ kN}} g = 0.266g \quad (5.33b)$$

Por consiguiente, empleando la Ecuación 3.62 se obtuvo el periodo efectivo:

$$T_{1D} = 2\pi \sqrt{\frac{D}{A_y + A_d}} = 2\pi \sqrt{\frac{69.9 \text{ mm}}{0.266g + 0.081g}} = 0.900 \text{ s} \quad (5.34)$$

De las ecuaciones 3.70a-b en relación al desplazamiento del techo asumido:

$$\mu_f = \frac{D_{1D}}{D_{yf}} = \frac{89.8 \text{ mm}}{87.4 \text{ mm}} = 1.03 \quad (5.35a)$$

$$\mu_d = \frac{D_{1D}}{D_{yd}} = \frac{89.8 \text{ mm}}{17.4 \text{ mm}} = 5.17 \quad (5.35b)$$

Reemplazando las ecuaciones 5.35a-b en la Ecuación 3.69 y dado que $A_d / A_y = 0.305$ se obtiene el amortiguamiento efectivo del modo fundamental:

$$\begin{aligned} \beta_{ef1} &= \beta_l \left(\frac{1}{1 + \frac{A_d}{A_y}} \right)^{1/2} + \frac{2q_H \left(1 - \frac{1}{\mu_f} \right) + 2 \frac{A_d}{A_y} \left(1 - \frac{1}{\mu_d} \right)}{\pi \left(1 + \frac{A_d}{A_y} \right)} \\ &= 0.05 \left(\frac{1}{1 + 0.305} \right)^{1/2} + \frac{2 \times 0.5 \left(1 - \frac{1}{1.03} \right) + 2 \times 0.305 \left(1 - \frac{1}{5.17} \right)}{\pi(1 + 0.305)} \\ &= 4.4\% + 12.7\% = 17.1\% \end{aligned} \quad (5.36)$$

al cual corresponde un factor de reducción $B_{1D} = 1.44$.

De las ecuaciones 4.23a-b pseudoaceleración espectral correspondiente a las fuerzas de diseño de la estructura con disipadores es:

$$S_{a1} = C_{s1} g = \frac{2.5 T_p Z U S}{T_{1D} \Omega_o B_{1D}} \left(\frac{R}{C_d} \right) g = \frac{2.5 \times 0.4 \times 0.45}{0.900 \times 3 \times 1.44} \left(\frac{8}{6} \right) g = 0.154g \quad T_{1D} \geq T_p \quad (5.37)$$

El valor calculado de aceleración espectral del modo fundamental $S_{a1} = 0.154g$ corresponde al punto A de la Figura 5.16 donde se formará la primera rótula plástica. De la Ecuación 3.10, el cortante basal del modo fundamental es:

$$V_1 = \overline{W}_1 \frac{S_{a1}}{g} = 45,822 \text{ kN} \times 0.154 = 7,078 \text{ kN} \quad (5.38)$$

Y de la Ecuación 4.13 el aporte del modo fundamental al cortante plástico de la estructura con disipadores TADAS es:

$$V_y = V_1 \Omega_0 \left(\frac{C_d}{R} \right) = 7,078 \text{ kN} \times 3 \left(\frac{6}{8} \right) = 15,925 \text{ kN} \approx V \quad (5.39)$$

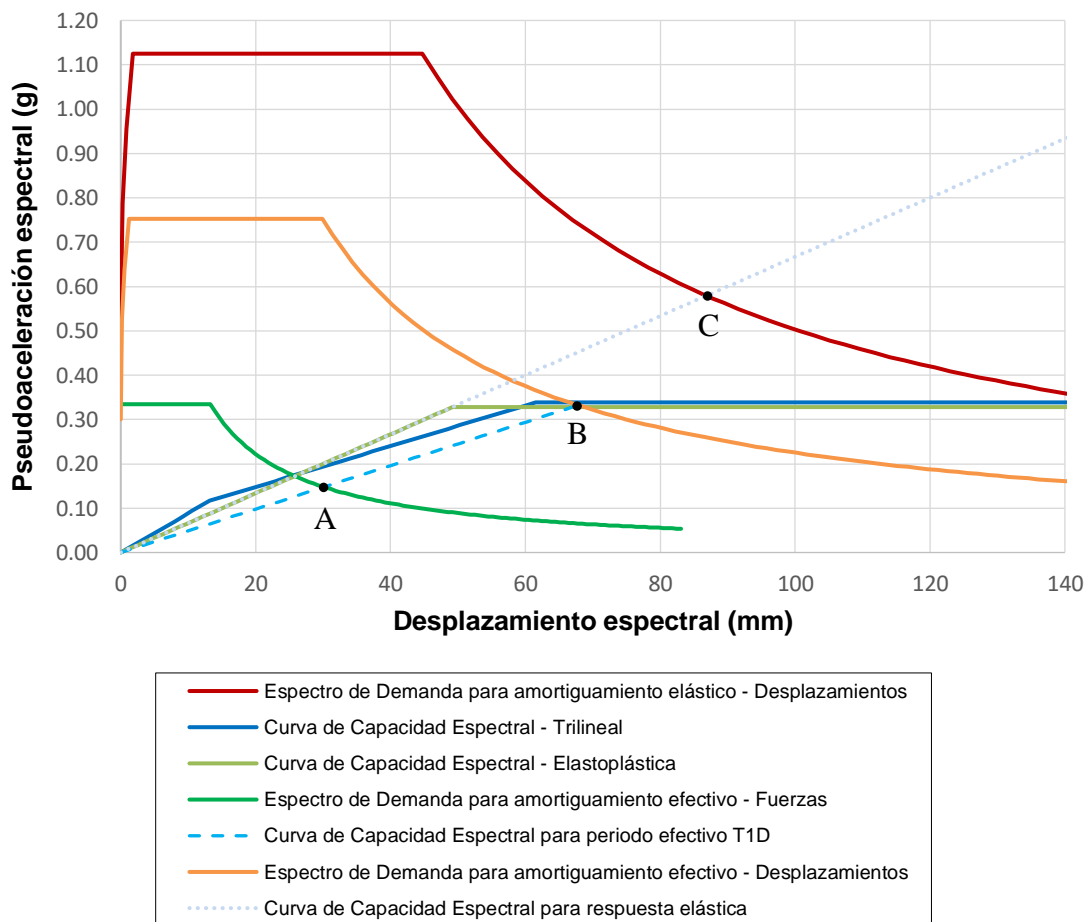


Figura 5.16 Respuesta del modo fundamental – Edificio con TADAS

El cortante plástico del modo fundamental es aproximadamente igual al cortante plástico total. Luego, la ductilidad asumida al inicio de $\mu = 1.291$ implica que $V / V_1 \approx (\Omega_0 C_d) / R = 2.25$ y esta relación fue utilizada para ajustar la ductilidad en un proceso iterativo. Esto

es válido si la respuesta de la estructura con TADAS es básicamente en el modo fundamental.

El cálculo del desplazamiento inelástico del techo D_{1D} y del desplazamiento elástico correspondiente se muestran en las Ecuaciones 5.40 y 5.41. Debido a que ya se ajustó la ductilidad, el valor calculado del desplazamiento D_{1D} en (5.41) es prácticamente igual al que ya se había calculado en la Ecuación 5.32. Los desplazamientos espectrales del techo en la Figura 5.16 se obtuvieron al dividir los desplazamientos calculados en (5.40) entre el factor de participación del modo fundamental sin TADAS $\Gamma_1 = 1.284$ y corresponden a los puntos B (69.9 mm) y C (86.1 mm), para el desplazamiento inelástico espectral y el desplazamiento elástico espectral respectivamente. En la Figura 5.16 también se aprecia que el desplazamiento espectral del punto efectivo de fluencia del techo del edificio con el diagrama elastoplástico es $69.6 \text{ mm} / 1.284 = 54.2 \text{ mm}$.

$$D_{1D} = \left(\frac{g}{4\pi^2}\right) \Gamma_1 \frac{2.5 T_p Z U S T_{1D}}{B_{1D}} \geq \left(\frac{g}{4\pi^2}\right) \Gamma_1 \frac{2.5 T_p Z U S T_1}{B_{1E}} \quad T_{1D} \geq T_p \quad (5.40)$$

$$D_{1D} = \left(\frac{g}{4\pi^2}\right) (1.284) \frac{2.5 \times 0.4 \times 0.45 \times 0.900}{1.44} = 89.8 \text{ mm}$$

$$\geq \left(\frac{g}{4\pi^2}\right) (1.284) \frac{2.5 \times 0.4 \times 0.45 \times 0.770}{1.0} = 110.6 \text{ mm} \quad (5.41)$$

Piso	Referencia	Fuerza lateral equivalente		Análisis de respuesta espectral	
	Cortante sísmico V_{ref}	Cortante sísmico V	V / V_{ref}	Cortante sísmico V	V / V_{ref}
	(kN)	(kN)	(%)	(kN)	(%)
1	3971	8331	210	7713	194
2		6627		6783	
3		5851		5766	
4		4544		4788	
5		2399		3105	

Tabla 5.17 Resultados – Edificio con TADAS – Cortantes de entrepiso

Piso	Fuerza lateral equivalente		Análisis de respuesta espectral	
	Desplazamiento	Deriva	Desplazamiento	Deriva
	(mm)	$X (C_d/R)$	(mm)	$X (C_d/R)$
1	40	0.0082	24	0.0048
2	56	0.0032	54	0.0063
3	80	0.0050	80	0.0054
4	100	0.0041	99	0.0040
5	111	0.0024	111	0.0025

Tabla 5.18 Resultados – Edificio con TADAS – Sin excentricidad accidental – Desplazamientos

Las Tablas 5.17 y 5.18 comparan los resultados obtenidos con los métodos simplificados aplicados al edificio reducido con disipadores TADAS. El método de combinación modal empleado fue SRSS. Al igual como sucedió con el edificio con DFV, para el primer entrepiso el cortante basal es sobreestimado por el procedimiento de fuerza lateral equivalente (8%) respecto del resultado del procedimiento de análisis de respuesta espectral, mientras que en los pisos superiores el cortante de entrepiso es subestimado (hasta 23%). Además, el procedimiento de fuerza lateral equivalente sobreestima las derivas y los desplazamientos en el primer entrepiso (69%) pero en los pisos superiores los resultados de ambos métodos simplificados convergen. Las diferencias se deben a la distorsión ocasionada por la forma del modo residual.

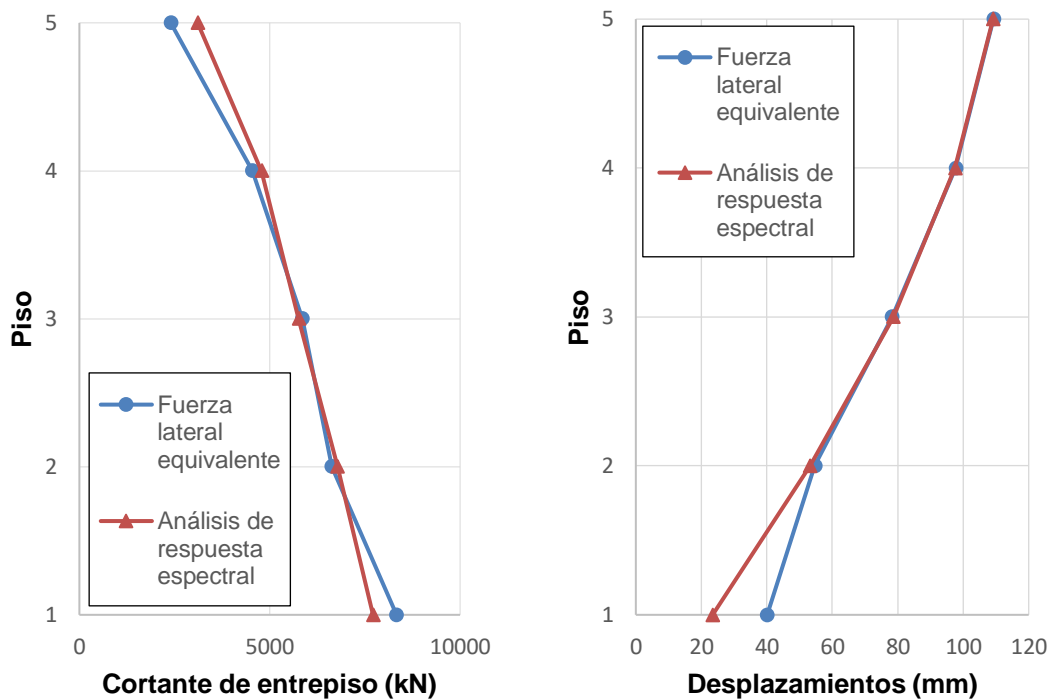


Figura 5.17 Respuestas – Edificio con TADAS

Caso de análisis	Periodo fundamental elástico T sin disipadores	Periodo fundamental elástico T con TADAS	Desplazamiento del techo sin disipadores	Desplazamiento del techo con TADAS	Deriva máxima sin disipadores	Deriva máxima con TADAS
	(s)	(s)	(mm)	(mm)		
Referencia	0.756		108 = 81.25 / 0.75		0.0062	
Reducido	1.014	0.675	148 = 110.7 / 0.75	111	0.0084	0.0063 = 0.0084 X 0.75

Tabla 5.19 Resultados – Comparación de respuesta con y sin TADAS – Análisis de respuesta espectral - Sin excentricidad accidental – Desplazamientos

La Tabla 5.19 muestra que el dimensionamiento por prueba y error adoptado para los dispositivos TADAS y sus arriostres fue adecuado. Para el edificio de concreto armado

de este trabajo con la adición de TADAS se obtuvo una estructura más ligera del sistema sismorresistente manteniendo la misma deriva y desplazamiento lateral del edificio de referencia sin disipadores. Para una comparación válida, los desplazamientos laterales de la estructura sin disipadores calculados con la norma E.030 se multiplicaron por el factor $R/C_d = 1.33$. Mientras que las derivas máximas de entrepiso obtenidas en la estructura con TADAS se multiplicaron por el factor $C_d/R = 0.75$. Tal y como fue previsto, el sistema de disipadores histeréticos aumentó el cortante basal de diseño de la estructura original (en 185%).

A fin de completar el diseño del edificio con disipadores TADAS son necesarios análisis tiempo-historia no lineales para confirmar las respuestas máximas de los métodos simplificados. Además, se necesita obtener la historia en el tiempo de las fuerzas axiales en los arriostres para su diseño y la historia de las fuerzas actuantes en los dispositivos TADAS. En el Anexo A.4 se brindan detalles sobre los resultados del análisis y el diseño realizado al edificio con secciones reducidas con TADAS.

5.4 Comentarios y comparación de los métodos simplificados con el análisis tiempo-historia no lineal

En las dos secciones anteriores se obtuvieron cortantes sísmicos de diseño del sistema sismorresistente tanto para el caso del edificio con DFV como para el caso del edificio con disipadores TADAS. Empleando el programa SAP2000 se realizó el análisis de los edificios y se obtuvieron las fuerzas en las secciones con máximos momentos negativos de vigas y en la base de las columnas.

Las fuerzas de diseño de los métodos simplificados se obtuvieron en SAP2000 empleando un modelo elástico del edificio con secciones reducidas en el cual se introdujeron los amortiguamientos efectivos calculados para cada uno de los modos traslacionales (Tablas A.6.1-2, A.8.1-2 y A.11.1-2). Asimismo, se introdujo al programa el espectro de la norma E.030 ajustado por el factor $R/(\Omega_0 C_d)$ y además modificado con una grada en la vecindad del periodo fundamental ($T_1 = 1.014$ s) para simular el periodo efectivo calculado T_{1D} (Figura 5.18). SAP2000 calcula los coeficientes de reducción B empleando la fórmula de Newmark & Hall y reduce el espectro por amortiguamiento adicional de forma automática. Para ser consistentes con esto se emplearon en todos los cálculos de los métodos simplificados realizados en Excel los factores B de Newmark & Hall.

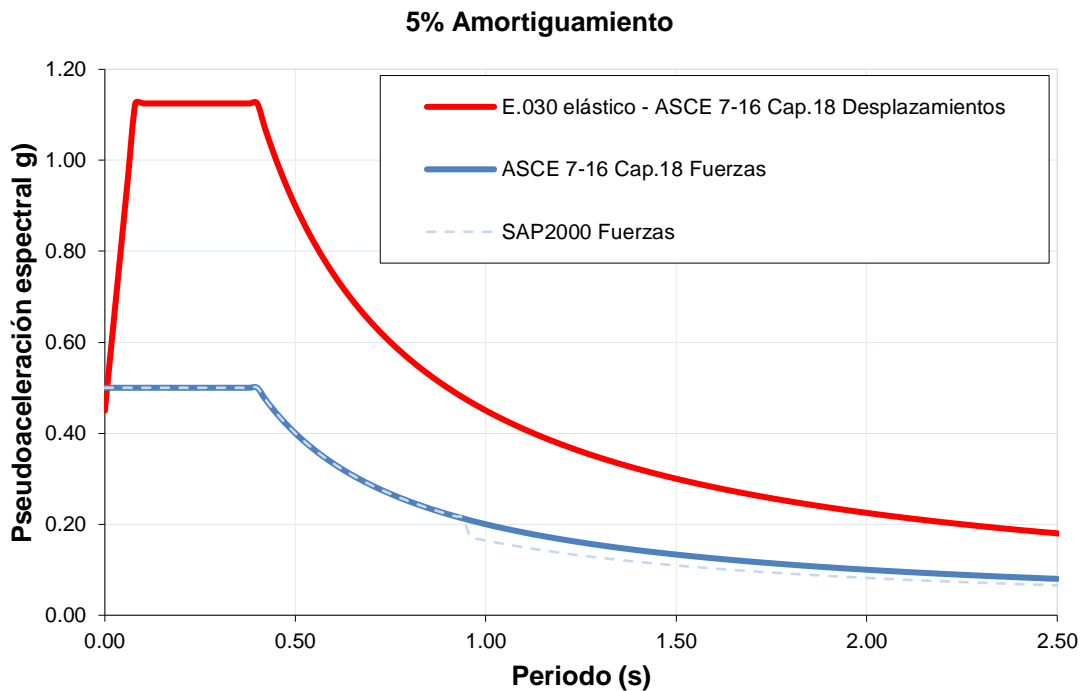


Figura 5.18 Espectro de diseño con grada introducido en SAP2000

Seguidamente se realizó el diseño de las secciones con máximos momentos negativos de vigas y en la base de las columnas empleando la norma E.060 Concreto Armado para determinar el acero de refuerzo requerido. Con el refuerzo diseñado se modelaron las rótulas plásticas de la Figura 3.12 que representa el mecanismo de colapso deseado y se llevaron a cabo los análisis tiempo historia no lineales. El objetivo de los análisis tiempo historia no lineales en este trabajo fue efectuar una verificación confiable de los resultados obtenidos con los métodos simplificados. La señal empleada para el análisis tiempo historia no lineal fue la del terremoto de Áncash de 1970 (Tabla 4.8) y fue compatibilizada con el espectro de la norma E.030 con el programa SeismoMatch.

El modelo del bloque de compresiones del concreto (Figura 5.19) con resistencia a la compresión $f'_c = 21$ MPa introducido al SAP2000 para análisis inelásticos consistió en una semiparábola más un bloque rectangular. Este modelo fue calibrado de forma que se cumplieran las siguientes condiciones:

- 1) El área bajo la curva es equivalente al área del bloque rectangular de compresiones de la norma E.060.
- 2) La ubicación de la fuerza resultante de compresión es similar a la ubicación de la resultante del bloque de compresiones de la norma E.060.

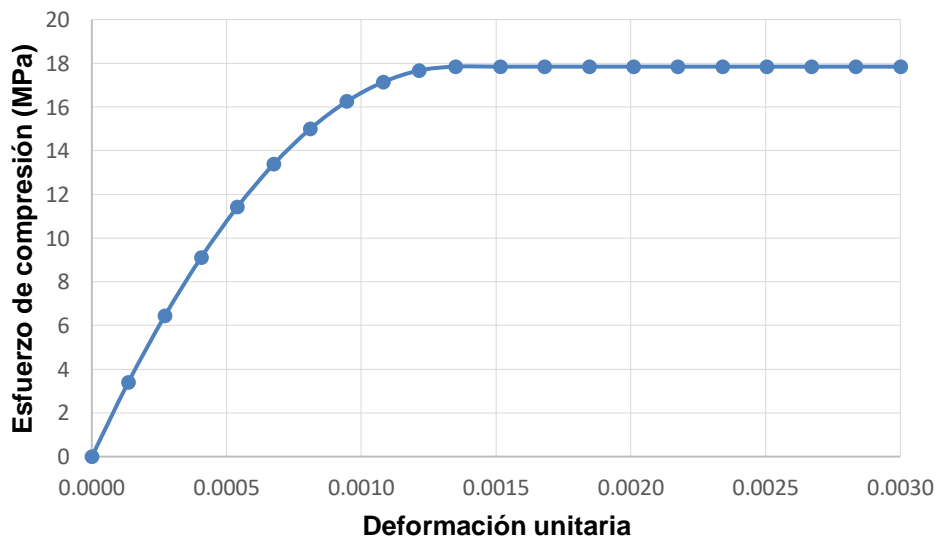


Figura 5.19 Modelo del bloque de compresiones del concreto ($f'_c = 21$ MPa)

El modelo empleado del acero de refuerzo fue elastoplástico con resistencia a la fluencia $f_y = 420$ MPa. Los modelos empleados del concreto y acero de refuerzo fueron

consistentes con los cálculos realizados de las resistencias nominales por flexión de vigas y columnas con las cuales se obtuvo el cortante plástico del edificio.

El diseño del sistema de disipación se limitó al dimensionamiento de los arriostres de montaje de los disipadores de forma que tengan comportamiento elástico en el sismo máximo considerado (MCE_R en ASCE 7-16). Para este fin se diseñaron los arriostres metálicos con el método de esfuerzos admisibles empleando las fuerzas máximas obtenidas de los análisis tiempo historia no lineales y la norma E.090 Estructuras Metálicas [37]. Para los arriostres de montaje de disipadores en el edificio reducido con DFV (Figura 5.4) fueron adecuadas secciones tubulares PIPE12STD con diámetro exterior de 12.8 plg y espesor de 3/8 plg. El material fue acero ASTM A500 Grado A $f_y = 269$ MPa. Para el edificio reducido con disipadores TADAS (Figura 5.11) las secciones de arriostres empleadas fueron tubos cuadrados de plancha soldada de acero ASTM A36 con dimensión exterior de 18 plg y espesor de 2.3 plg.

No se diseñaron los pórticos de concreto armado del sistema de disipación con las fuerzas obtenidas de los análisis tiempo historia no lineales, lo cual sería necesario para completar el diseño en un proyecto real. Los resultados obtenidos de los análisis tiempo historia no lineales del edificio de concreto armado con disipadores fueron comparados con los cálculos realizados con los métodos simplificados empleando el espectro de la norma peruana E.030 y se muestran en las siguientes secciones.

5.4.1 Edificio con disipadores de fluido viscoso

En base a los resultados en las siguientes tablas y figuras se concluye que:

- Con los métodos simplificados se obtuvieron predicciones conservadoras para los desplazamientos de los entrepisos de la estructura de concreto con DFV. Específicamente, para el desplazamiento del techo se obtuvo una sobreestimación de 34% en promedio tanto para el procedimiento de fuerza lateral equivalente (FLE) y el procedimiento de análisis de respuesta espectral (ARE) comparado con los resultados del análisis tiempo historia no lineal. Si se observan los desplazamientos de entrepiso, el procedimiento más exacto fue ARE el cual sobreestimó las respuestas entre 11-35% y el menos exacto fue FLE el cual sobreestimó las respuestas entre 14-54%.
- Con el procedimiento ARE se obtuvieron predicciones conservadoras entre el 11-43% para las derivas de entrepiso respecto de los resultados de los análisis tiempo historia no lineal. Sin embargo, el procedimiento FLE subestimó las derivas máximas en el 2do. piso hasta en -17%.
- Con los métodos simplificados se obtuvieron predicciones conservadoras de los cortantes basales respecto de los resultados de los análisis tiempo historia no lineal. El procedimiento ARE fue más exacto y sobreestimó las respuestas en 5% en promedio, mientras que el procedimiento de FLE sobreestimó las respuestas en 22% en promedio.
- Con los métodos simplificados no se obtuvieron en general predicciones conservadoras para las fuerzas máximas en los DFV. Para las fuerzas máximas de los dispositivos que ocurrieron en el segundo piso el procedimiento ARE subestimó estas fuerzas en 9% en promedio mientras que el procedimiento de FLE subestimó estas fuerzas en -0.6%. Si se observan las fuerzas máximas de los DFV en todos los pisos, con el procedimiento ARE se obtuvo menos error (entre -11% a 25%) y con el procedimiento FLE fue mucho más inexacto (-36% a 55%). Se observa que el procedimiento ARE tiende a subestimar las fuerzas máximas de los dispositivos en los pisos inferiores y las sobreestima en los pisos inferiores. Con el procedimiento FLE sucedió el efecto opuesto.

Cortante plástico basal V_y para desplazamiento máximo					
Caso de análisis	Análisis tiempo historia no lineal	Fuerza lateral equivalente		Análisis de respuesta espectral	
	(kN)	(kN)	(%)	(kN)	(%)
DFV Lineal $\alpha = 1.0$	11980	10485	-12.5%	10354	-13.6%
DFV No lineal $\alpha = 0.9$	12000	10571	-11.9%	10390	-13.4%
DFV No lineal $\alpha = 0.8$	12020	10679	-11.2%	10440	-13.1%
DFV No lineal $\alpha = 0.7$	12060	10802	-10.4%	10493	-13.0%
DFV No lineal $\alpha = 0.6$	12100	10951	-9.5%	10560	-12.7%
DFV No lineal $\alpha = 0.5$	12150	11135	-8.4%	10643	-12.4%
DFV No lineal $\alpha = 0.4$	12230	11368	-7.1%	10749	-12.1%
DFV No lineal $\alpha = 0.3$	12350	11665	-5.6%	10884	-11.9%

Tabla 5.20 Cortante plástico basal para desplazamiento máximo – Edificio con DFV

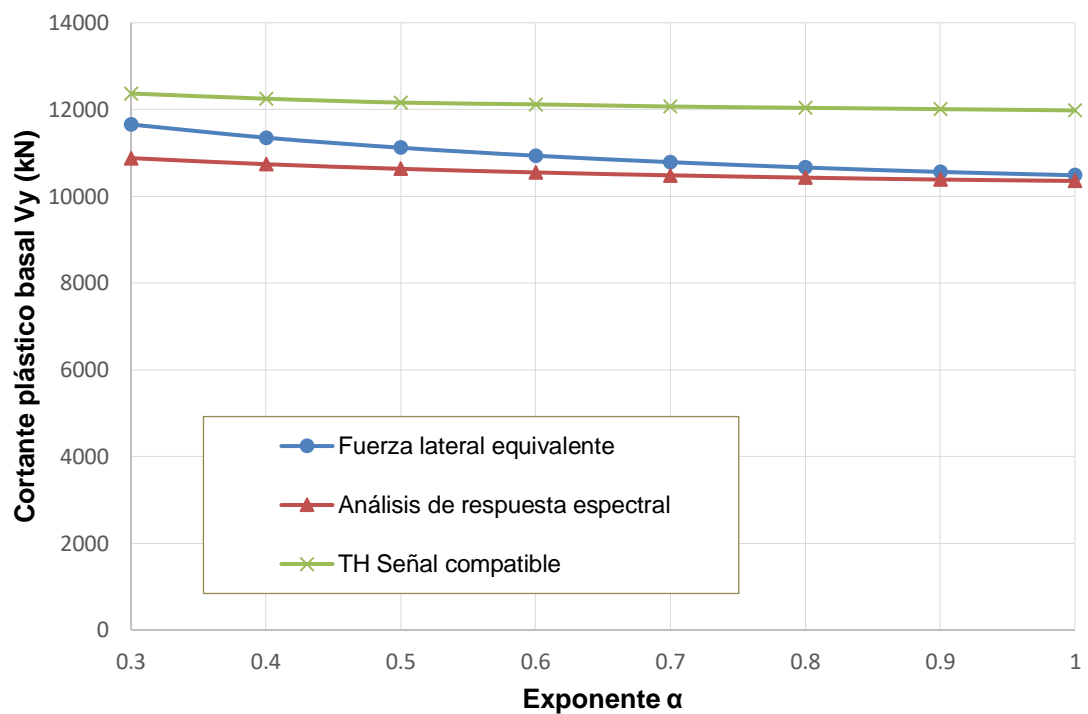


Figura 5.20 Cortante plástico basal para desplazamiento máximo – Edificio con DFV

Cortante plástico basal V_y para aceleración máxima					
Caso de análisis	Análisis tiempo historia no lineal	Fuerza lateral equivalente		Análisis de respuesta espectral	
	(kN)	(kN)	(%)	(kN)	(%)
DFV Lineal $\alpha = 1.0$	11980	15546	29.8%	12735	6.3%
DFV No lineal $\alpha = 0.9$	12000	15325	27.7%	12704	5.9%
DFV No lineal $\alpha = 0.8$	12020	15087	25.5%	12682	5.5%
DFV No lineal $\alpha = 0.7$	12060	14833	23.0%	12661	5.0%
DFV No lineal $\alpha = 0.6$	12100	14580	20.5%	12648	4.5%
DFV No lineal $\alpha = 0.5$	12150	14346	18.1%	12649	4.1%
DFV No lineal $\alpha = 0.4$	12230	14155	15.7%	12669	3.6%
DFV No lineal $\alpha = 0.3$	12350	14039	13.7%	12714	2.9%

Tabla 5.21 Cortante plástico basal para aceleración máxima – Edificio con DFV

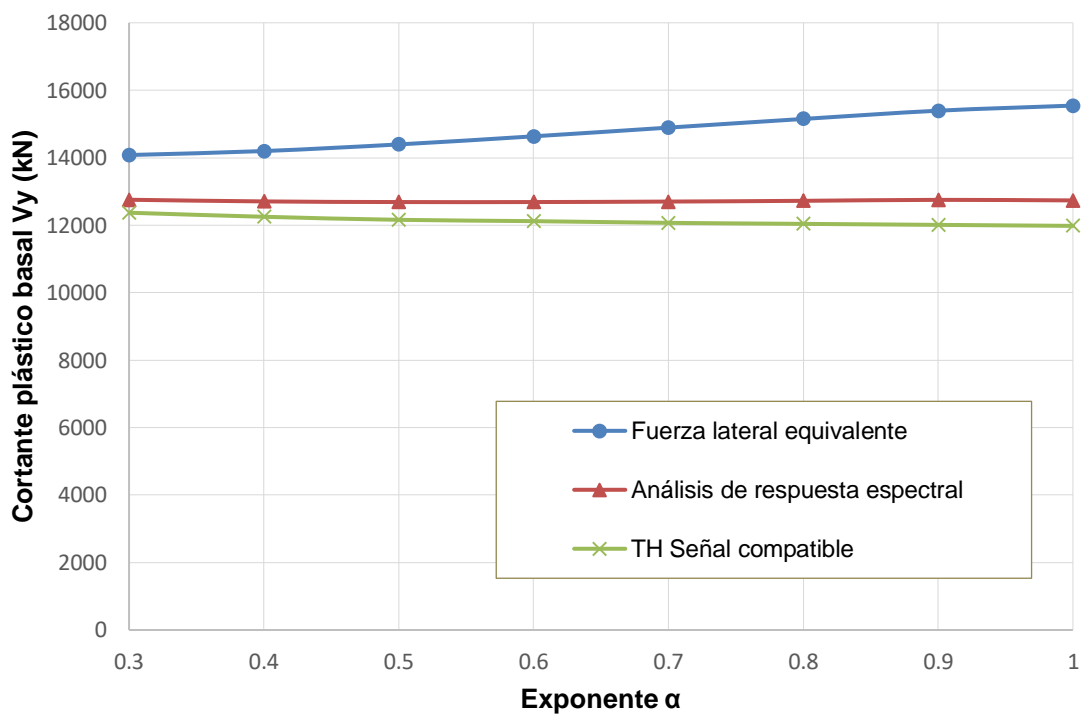


Figura 5.21 Cortante plástico basal para aceleración máxima – Edificio con DFV

Caso de análisis	Fuerza máxima en disipador del 2do. piso				
	Análisis tiempo historia no lineal	Fuerza lateral equivalente		Análisis de respuesta espectral	
	(kN)	(kN)	(%)	(kN)	(%)
DFV Lineal $\alpha = 1.0$	811	817	0.8%	724	-10.8%
DFV No lineal $\alpha = 0.9$	789	789	0.0%	704	-10.9%
DFV No lineal $\alpha = 0.8$	765	760	-0.6%	683	-10.6%
DFV No lineal $\alpha = 0.7$	737	730	-0.9%	663	-10.0%
DFV No lineal $\alpha = 0.6$	705	698	-1.0%	642	-9.0%
DFV No lineal $\alpha = 0.5$	672	665	-0.9%	620	-7.7%
DFV No lineal $\alpha = 0.4$	640	632	-1.2%	599	-6.5%
DFV No lineal $\alpha = 0.3$	607	599	-1.3%	577	-5.0%

Tabla 5.22 Fuerza máxima en disipador del 2do. piso – Edificio con DFV

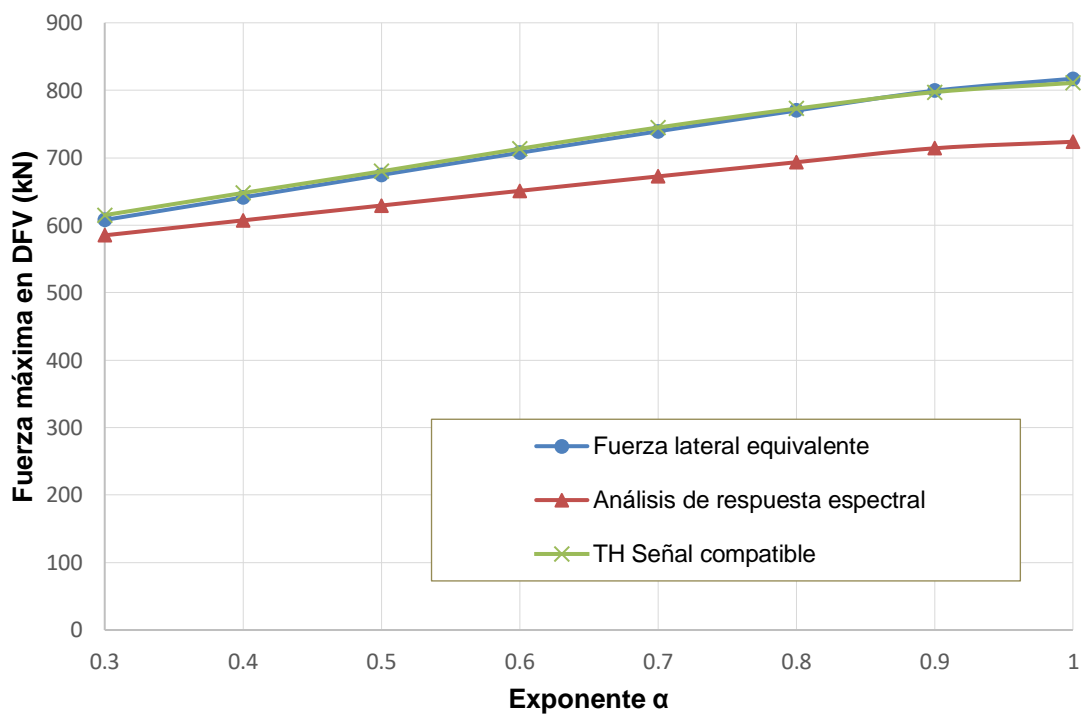


Figura 5.22 Fuerza máxima en disipador del 2do. piso – Edificio con DFV

Fuerza máxima en DFV lineal $\alpha = 1$					
Piso	Análisis tiempo historia no lineal	Fuerza lateral equivalente		Análisis de respuesta espectral	
	(kN)	(kN)	(%)	(kN)	(%)
1	708	1096	54.7%	647	-8.7%
2	811	817	0.8%	724	-10.8%
3	682	726	6.5%	675	-1.1%
4	604	531	-12.2%	681	12.8%
5	470	303	-35.6%	590	25.4%

Tabla 5.23 Fuerza máxima en DFV lineal

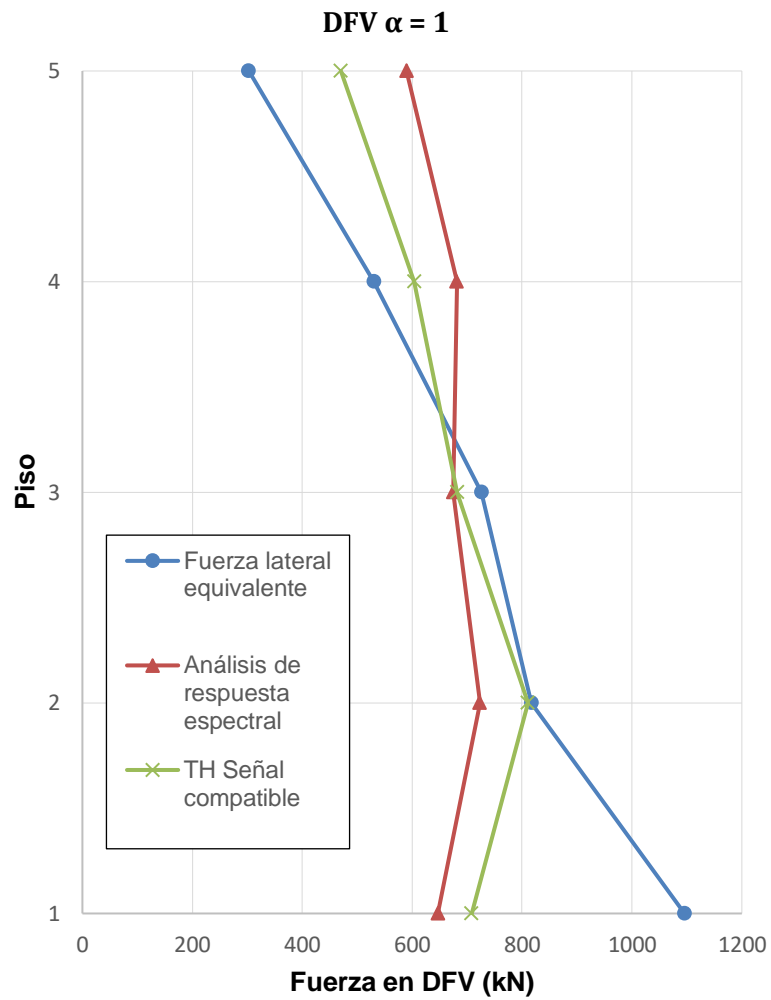


Figura 5.23 Fuerza máxima en DFV lineal $\alpha = 1$

Fuerza máxima en DFV no lineal $\alpha = 0.3$					
Piso	Análisis tiempo historia no lineal	Fuerza lateral equivalente		Análisis de respuesta espectral	
	(kN)	(kN)	(%)	(kN)	(%)
1	604	710	17.5%	549	-9.2%
2	607	599	-1.3%	577	-5.0%
3	597	579	-3.1%	562	-5.9%
4	588	527	-10.4%	554	-5.7%
5	543	445	-18.1%	558	2.8%

Tabla 5.24 Fuerza máxima en DFV no lineal

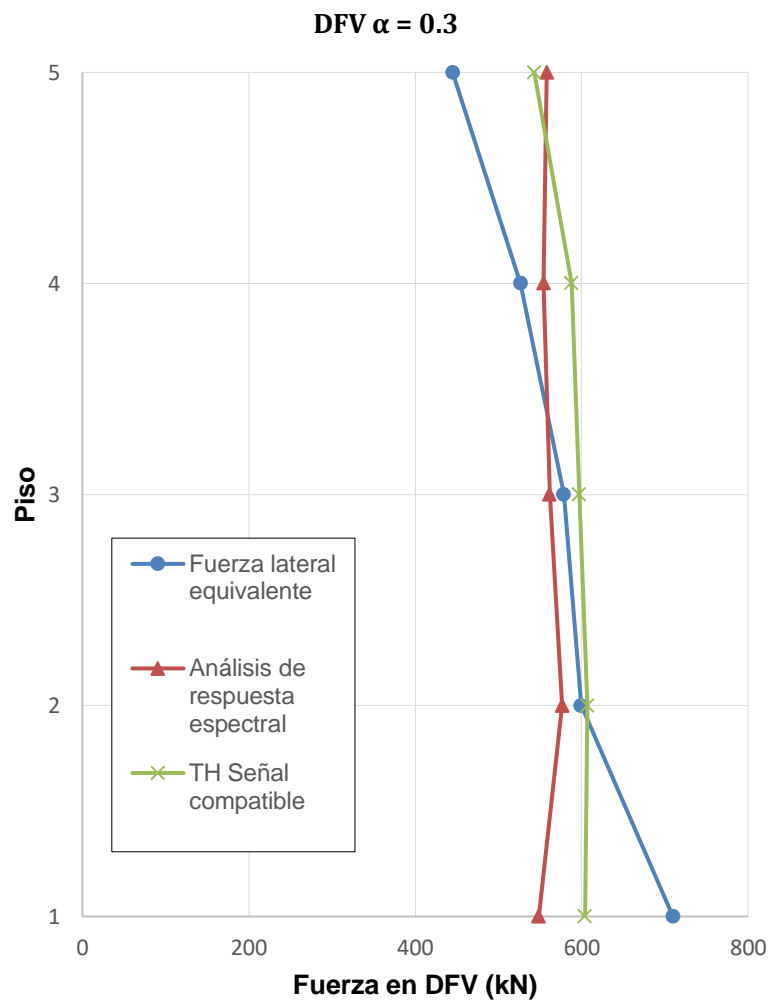


Figura 5.24 Fuerza máxima en DFV lineal $\alpha = 0.3$

Caso de análisis	Desplazamiento máximo del techo				
	Análisis tiempo historia no lineal	Fuerza lateral equivalente		Análisis de respuesta espectral	
	(mm)	(mm)	(%)	(mm)	(%)
DFV Lineal $\alpha = 1.0$	77.9	105.3	35.2%	105.4	35.3%
DFV No lineal $\alpha = 0.9$	77.9	105.3	35.2%	105.4	35.3%
DFV No lineal $\alpha = 0.8$	78.0	105.3	35.0%	105.4	35.1%
DFV No lineal $\alpha = 0.7$	78.4	105.4	34.4%	105.4	34.5%
DFV No lineal $\alpha = 0.6$	78.7	105.4	33.9%	105.4	34.0%
DFV No lineal $\alpha = 0.5$	78.9	105.4	33.6%	105.5	33.7%
DFV No lineal $\alpha = 0.4$	79.2	105.5	33.2%	105.5	33.2%
DFV No lineal $\alpha = 0.3$	79.6	105.5	32.6%	105.5	32.6%

Tabla 5.25 Desplazamiento máximo del techo – Edificio con DFV

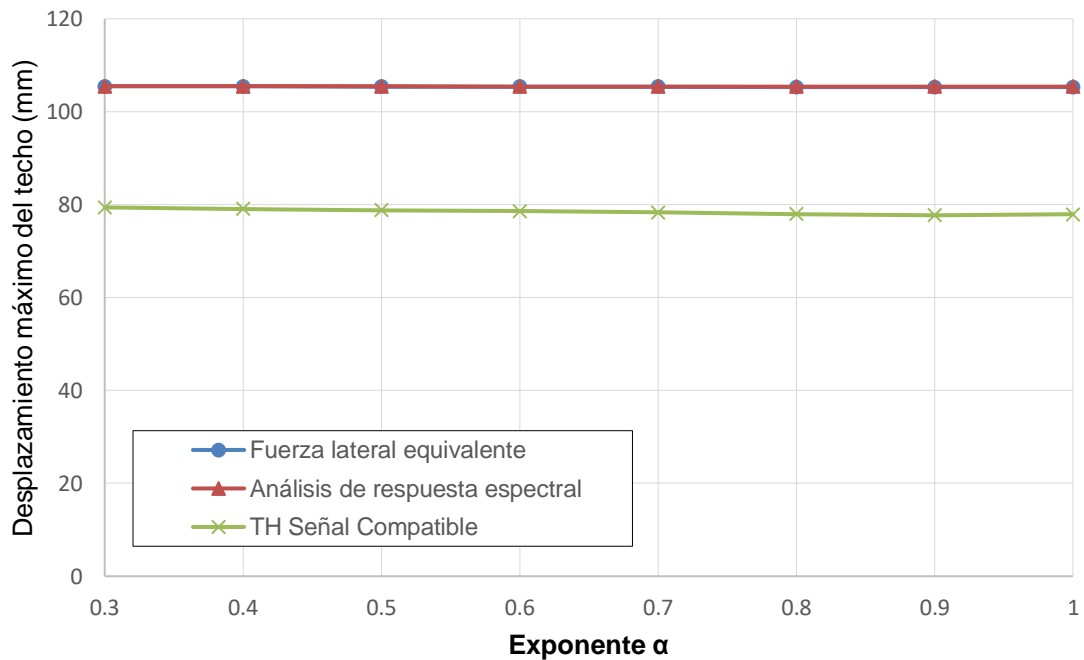


Figura 5.25 Desplazamiento máximo del techo – Edificio con DFV

Desplazamiento máximo de entrepiso – DFV lineal $\alpha = 1$					
Piso	Análisis tiempo historia no lineal	Fuerza lateral equivalente		Análisis de respuesta espectral	
	(mm)	(mm)	(%)	(mm)	(%)
1	18.4	25.5	38.6%	21.9	19.1%
2	42.1	50.8	20.6%	50.7	20.4%
3	60.5	75.9	25.4%	76.0	25.6%
4	72.1	94.6	31.1%	94.5	31.1%
5	77.9	105.3	35.2%	105.4	35.3%

Tabla 5.26 Desplazamiento máximo de entrepiso – Edificio con DFV lineal

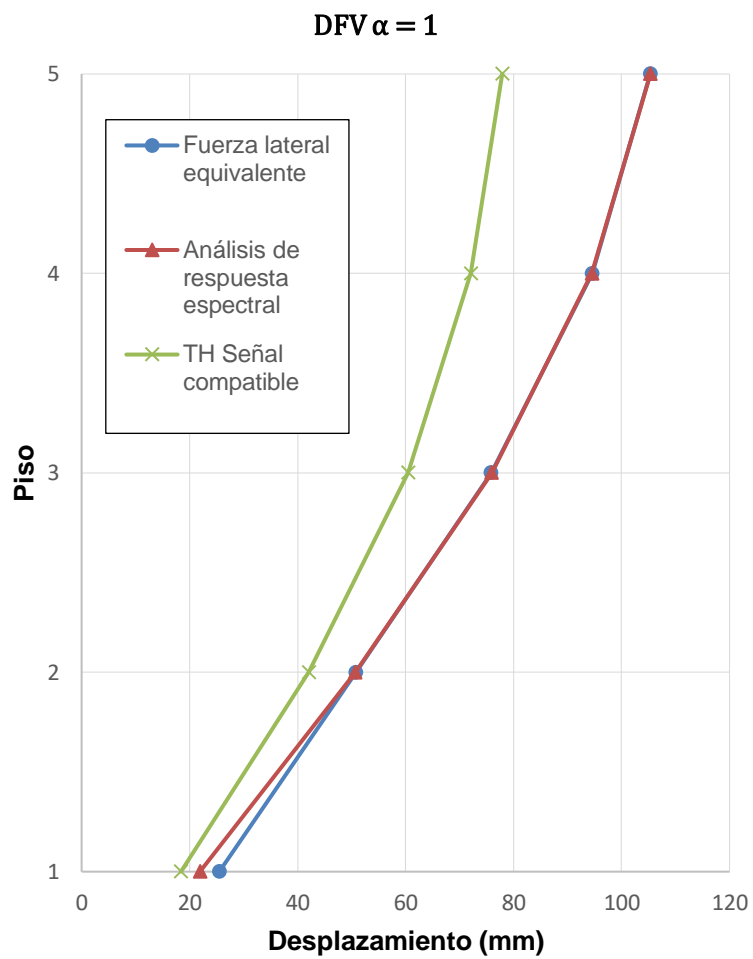


Figura 5.26 Desplazamiento máximo de entrepiso – Edificio con DFV lineal

Desplazamiento máximo de entrepiso – DFV no lineal $\alpha = 0.3$					
Piso	Análisis tiempo historia no lineal	Fuerza lateral equivalente		Análisis de respuesta espectral	
	(mm)	(mm)	(%)	(mm)	(%)
1	20.0	30.7	53.7%	22.2	11.1%
2	45.1	51.6	14.4%	51.0	13.1%
3	63.4	75.9	19.7%	76.1	20.0%
4	73.9	94.6	28.0%	94.5	27.9%
5	79.6	105.5	32.6%	105.5	32.6%

Tabla 5.27 Desplazamiento máximo de entrepiso – Edificio con DFV no lineal

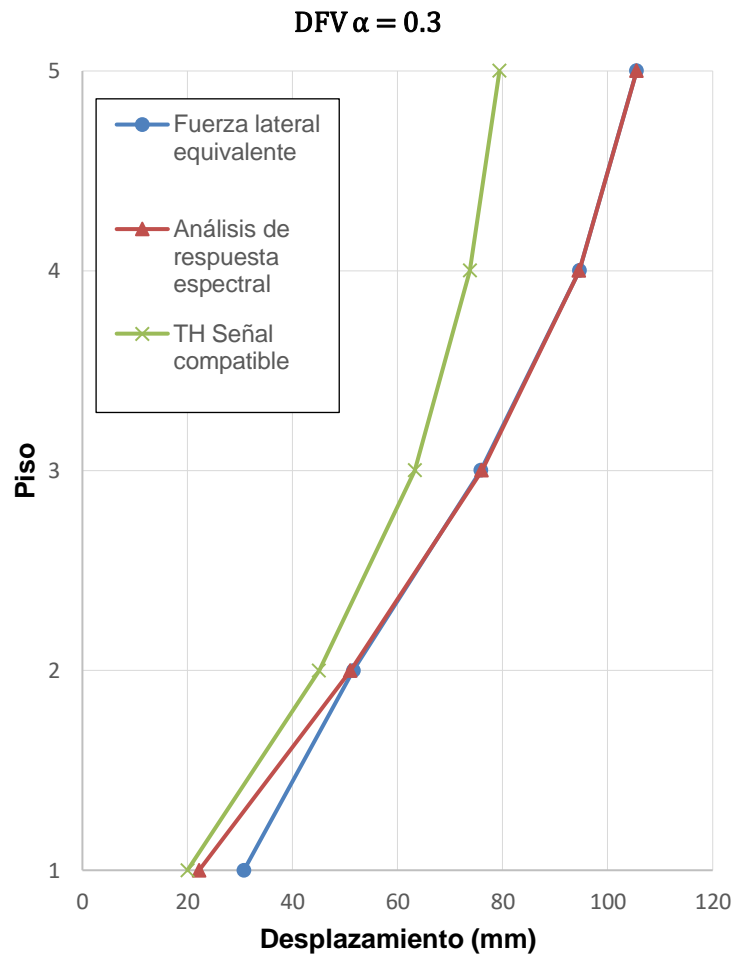


Figura 5.27 Desplazamiento máximo de entrepiso – Edificio con DFV no lineal

Deriva máxima en 2do. piso					
Caso de análisis	Análisis tiempo historia no lineal	Fuerza lateral equivalente		Análisis de respuesta espectral	
	X (C _d /R)	X (C _d /R)	(%)	X (C _d /R)	(%)
DFV Lineal $\alpha = 1.0$	0.0050	0.0053	5.7%	0.0060	20.2%
DFV No lineal $\alpha = 0.9$	0.0050	0.0052	3.9%	0.0060	19.9%
DFV No lineal $\alpha = 0.8$	0.0050	0.0051	1.6%	0.0060	19.2%
DFV No lineal $\alpha = 0.7$	0.0051	0.0050	-1.2%	0.0060	18.3%
DFV No lineal $\alpha = 0.6$	0.0051	0.0049	-4.3%	0.0060	17.5%
DFV No lineal $\alpha = 0.5$	0.0051	0.0047	-7.9%	0.0060	16.5%
DFV No lineal $\alpha = 0.4$	0.0052	0.0046	-12.3%	0.0060	15.4%
DFV No lineal $\alpha = 0.3$	0.0053	0.0043	-17.5%	0.0060	14.3%

Tabla 5.28 Deriva máxima en 2do. piso – Edificio con DFV

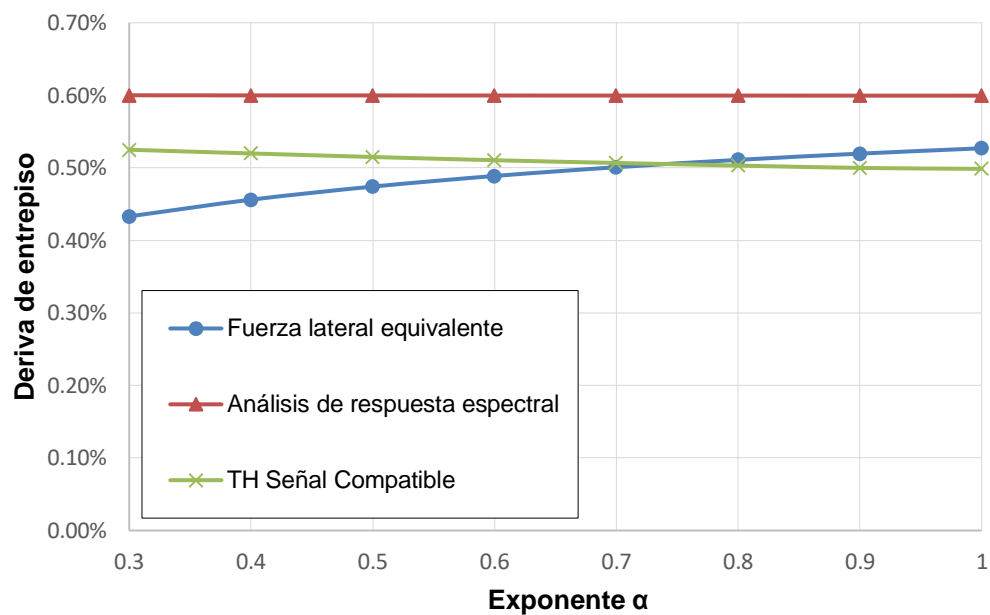


Figura 5.28 Deriva máxima en 2do. piso – Edificio con DFV

Deriva máxima de entrepiso – DFV lineal $\alpha = 1$					
Piso	Análisis tiempo historia no lineal	Fuerza lateral equivalente		Análisis de respuesta espectral	
	X (Ca/R)	X (Ca/R)	(%)	X (Ca/R)	(%)
1	0.0037	0.0052	38.5%	0.0044	19.1%
2	0.0050	0.0053	5.7%	0.0060	20.2%
3	0.0040	0.0052	29.4%	0.0053	30.4%
4	0.0027	0.0039	43.1%	0.0039	42.0%
5	0.0016	0.0022	38.2%	0.0023	39.4%

Tabla 5.29 Deriva máxima de entrepiso – Edificio con DFV lineal

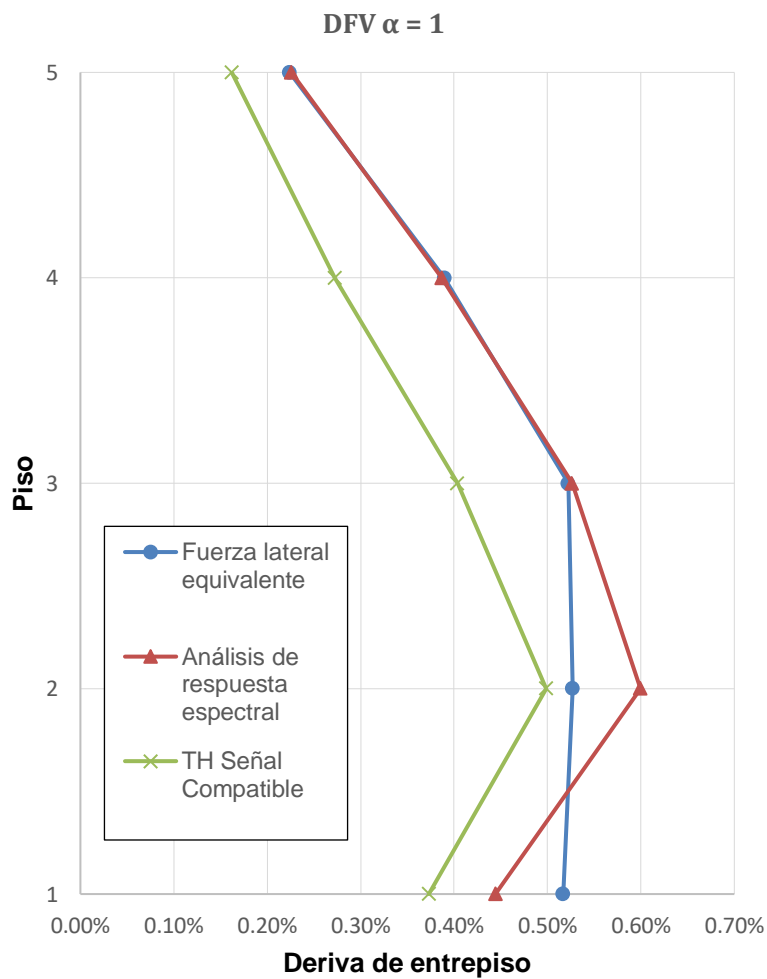


Figura 5.29 Deriva máxima de entrepiso – Edificio con DFV lineal

Deriva máxima de entrepiso – DFV lineal $\alpha = 0.3$					
Piso	Análisis tiempo historia no lineal	Fuerza lateral equivalente		Análisis de respuesta espectral	
	X (Ca/R)	X (Ca/R)	(%)	X (Ca/R)	(%)
1	0.0040	0.0062	53.9%	0.0045	11.2%
2	0.0053	0.0043	-17.3%	0.0060	14.3%
3	0.0039	0.0051	30.4%	0.0052	34.3%
4	0.0027	0.0039	44.6%	0.0039	42.6%
5	0.0018	0.0023	26.2%	0.0023	27.4%

Tabla 5.30 Deriva máxima de entrepiso – Edificio con DFV no lineal

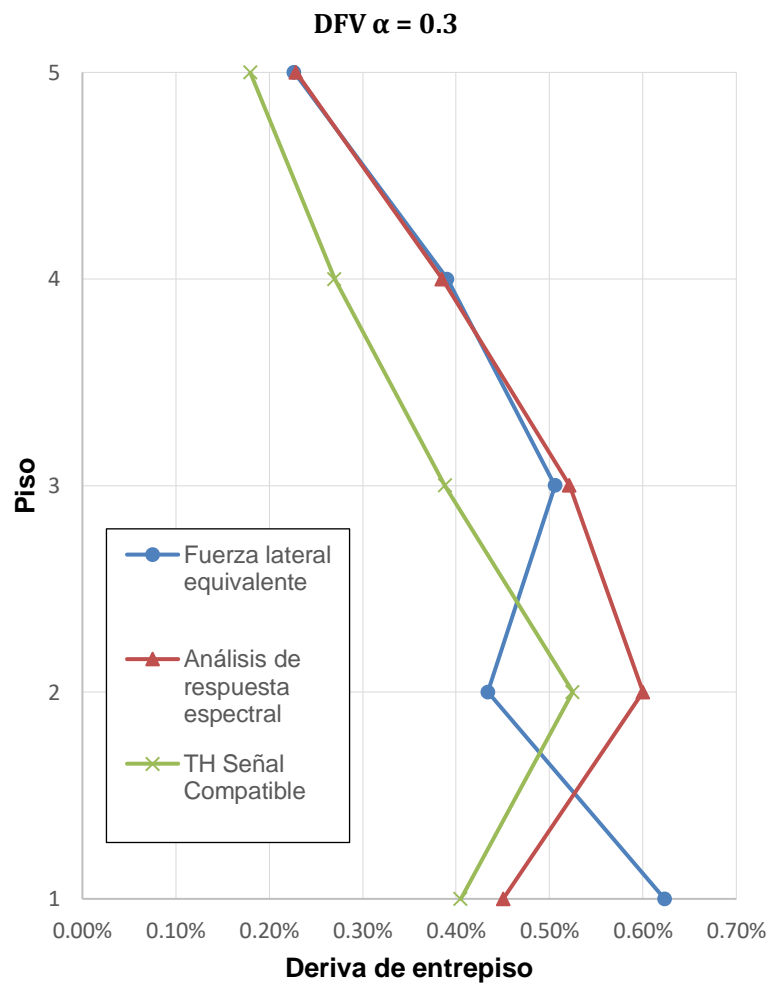


Figura 5.30 Deriva máxima de entrepiso – Edificio con DFV no lineal

5.4.2 Edificio con disipadores TADAS

En base a los resultados empleando disipadores TADAS en el edificio de concreto armado se obtuvieron los siguientes resultados:

- Con los métodos simplificados se obtuvieron predicciones conservadoras para los desplazamientos de los entrepisos de la estructura de concreto con TADAS comparado con los resultados del análisis tiempo historia no lineal. El procedimiento más exacto fue análisis de respuesta espectral (ARE) el cual sobreestimó las respuestas entre 26-47%.
- Con el procedimiento ARE se obtuvieron predicciones conservadoras entre el 16-27% para las derivas de entrepiso respecto de los resultados de los análisis tiempo historia no lineal. Sin embargo, el procedimiento FLE subestimó la deriva máxima en el 2do. piso hasta en -38%.
- Con los métodos simplificados se obtuvieron predicciones adecuadas del cortante plástico basal. El procedimiento de análisis de respuesta espectral subestimó en sólo 2.4% el cortante basal mientras que el procedimiento de fuerza lateral equivalente sobreestimó el cortante en 11%.

Caso de análisis	Cortante plástico basal V_y para desplazamiento máximo				
	Análisis tiempo historia no lineal	Fuerza lateral equivalente		Análisis de respuesta espectral	
	(kN)	(kN)	(%)	(kN)	(%)
TADAS	16940	18745	10.7%	17354	2.4%

Tabla 5.31 Cortante plástico basal para desplazamiento máximo – Edificio con TADAS

Desplazamiento máximo de entrepiso					
Piso	Análisis tiempo historia no lineal	Fuerza lateral equivalente		Análisis de respuesta espectral	
	(mm)	(mm)	(%)	(mm)	(%)
1	19.0	40.4	112.4%	23.9	25.7%
2	43.5	55.7	28.0%	54.2	24.6%
3	61.7	79.8	29.4%	80.1	29.9%
4	71.9	99.6	38.6%	99.4	38.3%
5	75.8	111.3	46.9%	111.2	46.7%

Tabla 5.32 Desplazamiento máximo de entrepiso – Edificio con TADAS

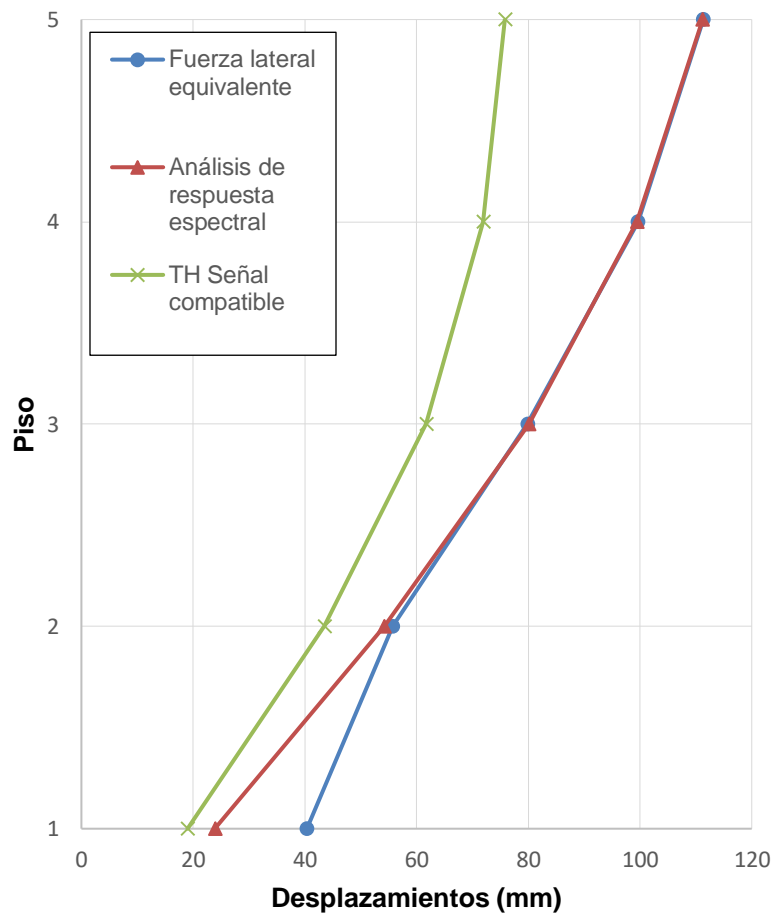


Figura 5.31 Desplazamiento máximo de entrepiso – Edificio con TADAS

Deriva máxima de entrepiso					
Piso	Análisis tiempo historia no lineal	Fuerza lateral equivalente		Análisis de respuesta espectral	
	X (Ca/R)	X (Ca/R)	(%)	X (Ca/R)	(%)
1	0.0038	0.0082	112.6%	0.0048	25.8%
2	0.0052	0.0032	-38.4%	0.0063	21.9%
3	0.0044	0.0050	13.6%	0.0054	22.1%
4	0.0032	0.0041	30.5%	0.0040	27.1%
5	0.0021	0.0024	15.5%	0.0025	16.4%

Tabla 5.33 Deriva máxima de entrepiso – Edificio con TADAS

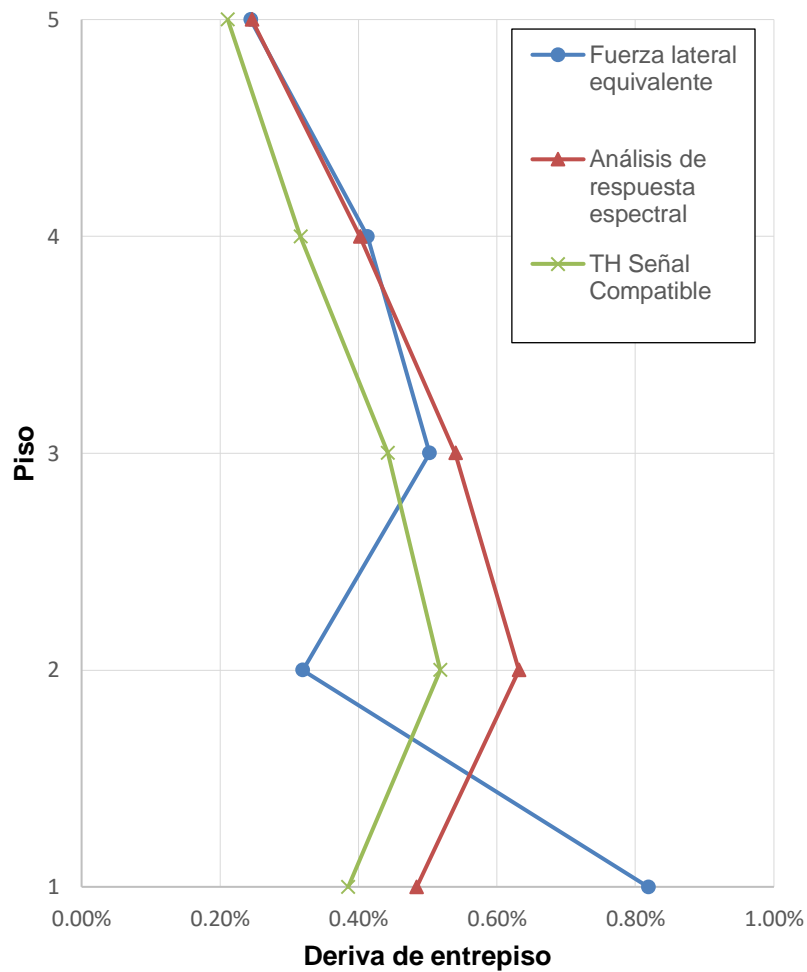


Figura 5.32 Deriva máxima de entrepiso – Edificio con TADAS

Capítulo 6

Conclusiones

Las conclusiones de esta tesis son las siguientes:

1. Los métodos simplificados para estructuras con sistemas de disipación de energía de la actual norma americana ASCE 7-16 son adecuados para obtener respuestas inelásticas aproximadas en estructuras regulares tanto con disipadores dependientes de la velocidad y con disipadores dependientes del desplazamiento.
2. Los métodos simplificados emplean una representación elástica equivalente de la respuesta inelástica de la estructura junto con un amortiguamiento viscoso equivalente que tiene en cuenta la disipación de energía aportada por los dispositivos.
3. Los métodos simplificados pueden ser implementados convenientemente para su uso con el espectro de la norma peruana E.030. Con los procedimientos simplificados descritos en este trabajo se realizaron ejemplos de diseño de una estructura regular de concreto armado con DFV y disipadores TADAS, los cuales fueron evaluados con análisis tiempo historia no lineal y se obtuvieron en general respuestas adecuadas para el diseño. Estos resultados son consistentes con los obtenidos en investigaciones anteriores [13].
4. Un estudio del requisito de limitación de sitio de los métodos simplificados según ASCE 7-16 indica que si se emplean los parámetros actuales de la norma E.030, todos los edificios con disipadores de energía ubicados en la costa peruana requerirían análisis tiempo historia no lineales para confirmar las respuestas máximas calculadas con los métodos simplificados.
5. Se obtuvieron factores de reducción B para amortiguamiento diferente a 5% empleando un conjunto de 7 acelerogramas correspondientes a sismos de subducción en la costa de Perú y Chile. Los valores obtenidos de los factores B guardan similitud con los de investigaciones anteriores [13].
6. En general el procedimiento de fuerza lateral equivalente (FLE) sobreestima las respuestas comparado con el procedimiento de análisis de respuesta espectral (ARE) y esto se debe a la forma del modo residual. Esto ocasiona que las respuestas obtenidas con el procedimiento de FLE sean en general menos exactas que las obtenidas con el procedimiento de ARE.

7. Para la estructura de concreto de 5 pisos con DFV empleando los métodos simplificados se obtuvieron predicciones conservadoras de los desplazamientos máximos del techo en el orden de 34%. En cuanto a las derivas de entrepiso, con el procedimiento ARE se obtuvieron predicciones conservadoras del 18% para la deriva máxima del 2do. piso. También se obtuvieron predicciones conservadoras de los cortantes basales sísmicos (ARE-5% y FLE-22% en promedio). Sin embargo, con los métodos simplificados no se obtuvieron en general predicciones conservadoras para las fuerzas máximas de los DFV. Esto se debió a que las fuerzas de estos dispositivos dependen de la velocidad y ésta es estimada en los métodos simplificados con la pseudovelocidad espectral. Los métodos simplificados subestimaron las fuerzas máximas de los DFV (ARE en -11% y FLE en -36%).
8. Las predicciones conservadoras obtenidas con los métodos simplificados en las respuestas del edificio con DFV implican que los métodos de dimensionamiento elástico empleados para estimar los coeficientes de amortiguamiento C de los dispositivos y obtener una deriva objetivo son adecuados incluso en análisis inelásticos. Los análisis realizados muestran que para un mismo desempeño de un edificio con DFV conforme disminuye el exponente alfa de la velocidad en los dispositivos aumenta el cortante sísmico basal y disminuyen las fuerzas máximas producidas en los dispositivos.
9. Para la estructura de concreto de 5 pisos con disipadores TADAS se obtuvieron predicciones conservadoras de los desplazamientos máximos de entrepiso con los métodos simplificados. El procedimiento ARE sobreestimó los desplazamientos de entrepiso en 33% y sobreestimó las derivas de entrepiso en 23%. Asimismo, los métodos simplificados predijeron convenientemente el cortante basal sísmico (11% de error máximo con el procedimiento FLE). El dimensionamiento adoptado por prueba y error de las planchas triangulares de los disipadores TADAS fue adecuado para obtener la deriva objetivo deseada.
10. En base a los resultados obtenidos en este trabajo se concluye que los métodos simplificados deberían ser incluidos en una futura norma peruana para estructuras con sistemas de disipación de energía.

Bibliografía

- [1] Taylor, D. [1999], *Buildings: Design for Damping*, Taylor Devices Inc., North Tonawanda, New York
- [2] Miyamoto, H. et al. [2010], *Limit states and failure mechanisms of viscous dampers and the implications for large earthquakes*, Earthquake Engineering and Structural Dynamics **39**, 1279-1297
- [3] 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
- [4] 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
- [5] 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
- [6] Fuentes, J. [2015], *Análisis Sísmico de una Edificación con Disipadores de Fluido Viscoso*, Tesis, Pontificia Universidad Católica del Perú, Lima
- [7] Makris, N. and Constantinou, M. [1991], *Fractional-Derivative Maxwell Model for Viscous Dampers*, Journal of Structural Engineering **117**(9), 2708-2724
- [8] Makris, N. et al. [1997], *Viscous Heating of Fluid Dampers during Seismic and Wind Excitations: Analytical Solutions and Design Formulae*, Report No. UCB/EERC-97/11, University of California, Berkeley
- [9] Terenzi, G. [1999], *Dynamics of SDOF systems with non-linear viscous damping*, Journal of Engineering Mechanics **125**(8), 956-963
- [10] Wilson, E. [2004], *Static & Dynamic Analysis of Structures*, fourth edn, Computers and Structures Inc., Berkeley, California ISBN 0-923907-03-3
- [11] Computers and Structures Inc. [2017], *CSI Analysis Reference Manual*, Berkeley, California
- [12] Tsai, K. et al. [1993], *Design of Steel Triangular Plate Energy Absorbers for Seismic-Resistant Construction*, Earthquake Spectra **9** (3), 505-528
- [13] 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
- [14] Chopra, A. [2012], *Dynamics of Structures*, fourth edn, Pearson Education Inc., Upper Saddle River, New Jersey 07458. ISBN 9780132858038
- [15] Clough, R. and Penzien, J. [1993], *Dynamics of Structures*, second edn, McGraw-Hill Inc., New York. ISBN 0-07-011394-7
- [16] FEMA [1997], *NEHRP Guidelines for the Seismic Rehabilitation of Buildings*, Report 273, Federal Emergency Management Agency, Washington, D.C.
- [17] FEMA [1997], *NEHRP Commentary on the Guidelines for the Seismic Rehabilitation of Buildings*, Report 274, Federal Emergency Management Agency, Washington, D.C.

- [18] Freeman, S. [1994], *The Capacity Spectrum Method for Determining the Demand Displacement*, ACI 1994 Spring Convention
- [19] Newmark, N. and Hall, W. [1982], *Earthquake Spectra and Design*, Earthquake Engineering Research Institute, Berkeley, California. ISBN 0-943198-22-4
- [20] Tsopelas, P. et al. [1997], *Evaluation of Simplified Methods of Analysis for Yielding Structures*, Report NCEER-97-0012, National Center for Earthquake Engineering Research, Buffalo, New York
- [21] Chopra, A. and Goel, R. [1999], *Capacity-Demand-Diagram Methods for Estimating Seismic Deformation of Inelastic Structures: SDF Systems*, Report PEER-1999/02, Pacific Earthquake Engineering Research Center, Berkeley, California
- [22] Pekcan, G. et al. [1999], *Fundamental considerations for the design of non-linear viscous dampers*, *Earthquake Engineering and Structural Dynamics* **28**, 1405-1425
- [23] FEMA [2001], *NEHRP Recommended Provisions for Seismic Regulations for New Buildings and other Structures/Part 1: Provisions*, Report 368, Federal Emergency Management Agency, Washington, D.C.
- [24] FEMA [2001], *NEHRP Recommended Provisions for Seismic Regulations for New Buildings and other Structures/Part 2: Commentary*, Report 369, Federal Emergency Management Agency, Washington, D.C.
- [25] ASCE [2005], *Minimum Design Loads for Buildings and Others Structures (ASCE/SEI 7-05)*, American Society of Civil Engineers
- [26] ASCE [2016], *Minimum Design Loads for Buildings and Others Structures (ASCE/SEI 7-16)*, American Society of Civil Engineers
- [27] FEMA [1997], *NEHRP Recommended Provisions for Seismic Regulations for New Buildings and other Structures/Part 1: Provisions*, Report 302, Federal Emergency Management Agency, Washington, D.C.
- [28] FEMA [1997], *NEHRP Recommended Provisions for Seismic Regulations for New Buildings and other Structures/Part 2: Commentary*, Report 303, Federal Emergency Management Agency, Washington, D.C.
- [29] SENCICO [2016], *Norma Técnica de Edificación E.030 Diseño Sismorresistente*, Servicio Nacional de Normalización, Capacitación e Investigación para la Industria de la Construcción, Lima
- [30] Muñoz, A. [1997], *Fuerzas de Diseño y Control de Desplazamientos en la Norma Peruana de Diseño Sismorresistente*, Pontificia Universidad Católica del Perú, Lima
- [31] Whittaker, A. et al. [2003], *Equivalent Lateral Force and Modal Analysis Procedures of the 2000 NEHRP Provisions for Buildings with Damping Systems*, *Earthquake Spectra* **19**, 959-980
- [32] FEMA [2009], *Quantification of Building Seismic Performance Factors*, Report P695, Federal Emergency Management Agency, Washington, D.C.
- [33] Uang, C. [1991], *Establishing R (or R_w) and C_d Factors for Building Seismic Provisions*, *Journal of Structural Engineering* **117**(1), 19-28
- [34] Veletsos, A. and Newmark, N. [1960], *Effect of Inelastic Behavior on the Response of Simple Systems to Earthquake Motions*, Proceedings of the Second World Conference in Earthquake Engineering, Tokio-Kyoto, II, 895-912
- [35] Miranda, E. and Bertero, V. [1994], *Evaluation of Strength Reduction Factors for Earthquake-Resistant Design*, *Earthquake Spectra* **10**(2), 357-379
- [36] Riddell, R. et al. [1989], *Response Modification Factors for Earthquake Resistant Design of Short Period Buildings*, *Earthquake Spectra* **5**(3), 571-590

- [37] SENCICO [2009], *Norma Técnica de Edificación E.060 Concreto Armado*, Servicio Nacional de Normalización, Capacitación e Investigación para la Industria de la Construcción, Lima
- [38] SENCICO [2004], *Norma Técnica de Edificación E.090 Estructuras Metálicas*, Servicio Nacional de Normalización, Capacitación e Investigación para la Industria de la Construcción, Lima
- [39] ASCE [2010], *Minimum Design Loads for Buildings and Others Structures (ASCE/SEI 7-10)*, American Society of Civil Engineers
- [40] NIST [2011], *Selecting and Scaling Earthquake Ground Motions for Performing Response-History Analyses*, NIST/GCR 11-917-15, NEHRP Consultants Joint Venture, Gaithersburg, Maryland
- [41] Boore, D. and Bommer, J. [2005], *Processing of strong-motion accelerograms: needs, options and consequences*, *Soil Dynamics and Earthquake Engineering* **25**, 93-115
- [42] Soong, T. and Constantinou, M. [1994], *Passive and Active Structural Vibration Control in Civil Engineering*, Springer, New York

Anexos

A.1 Edificio de referencia (vigas de 35X75 y columnas de 60X60)

Nivel	h	Con 5% de excentricidad			Sin excentricidad			RT ³
		Dmáx ¹	Δ Dmáx	Deriva	D _{CM} ²	Δ D _{CM}	Deriva	
	(mm)	(mm)	(mm)		(mm)	(mm)		
Azotea	3600	91.8	8.7	0.0024	81.2	7.8	0.0022	1.12
4	3600	83.1	15.5	0.0043	73.5	13.8	0.0038	1.12
3	3600	67.6	21.4	0.0059	59.7	19.0	0.0053	1.13
2	3600	46.2	25.2	0.0070	40.7	22.2	0.0062	1.13
1	3625	21.0	21.0	0.0058	18.5	18.5	0.0051	1.14

¹ Desplazamiento en el eje más alejado del centro de masa

² Desplazamiento del centro de masa

³ Regularidad torsional: $\Delta D_{máx} / \Delta D_{CM}$

Tabla A.1 Derivas – Edificio de referencia – Norma E.030

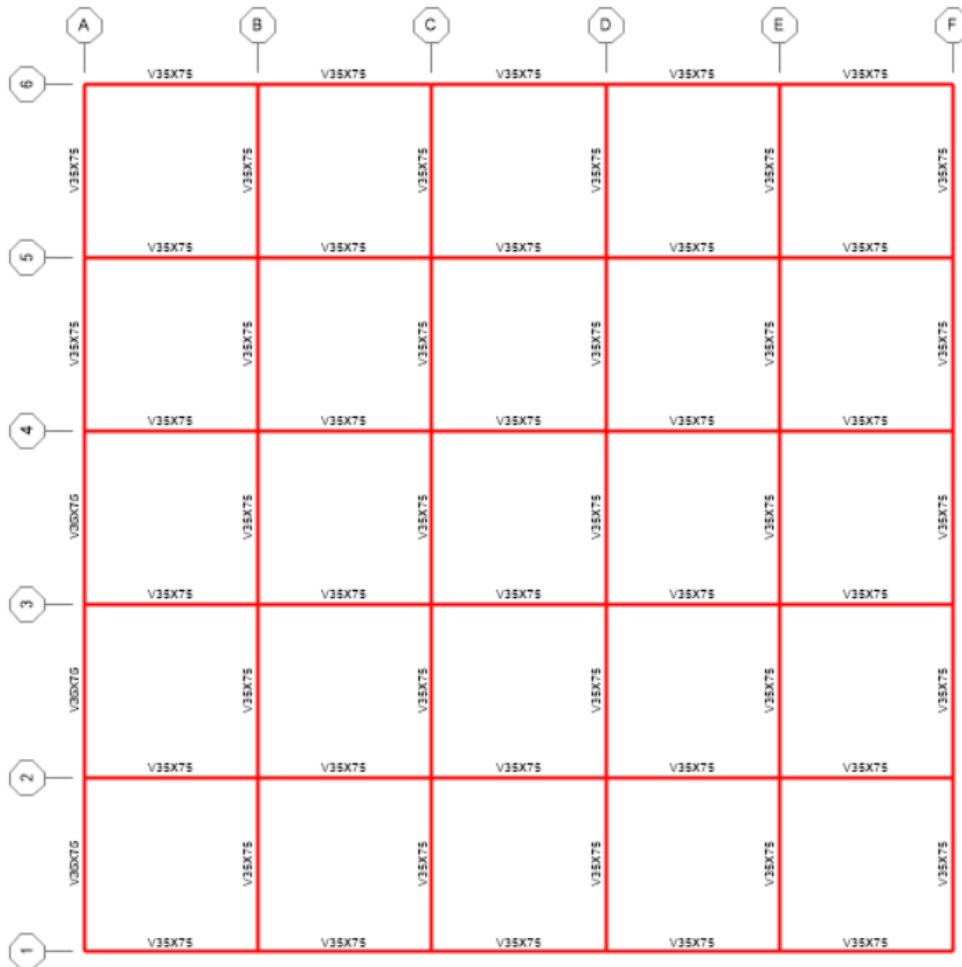


Figura A.1 Planta – Edificio de referencia



Figura A.2 Elevación – Edificio de referencia

A.1.1 Diseño por flexión de secciones de vigas de 35X75 (kN.m) en las zonas con rótulas – Norma E.030

	A	B	C	D	E	F
6	357	354	343	V3	V3	V3
5	430	435	424	V4	V4	V4
4	419	424	414	V4	V4	V4

Piso 1

	A	B	C	D	E	F
6	352	332	334	V3	V3	V3
5	437	414	416	V4	V4	V4
4	428	405	407	V4	V4	V4

Piso 2

	A	B	C	D	E	F
6	312	293	294	V2	V2	V2
5	401	377	379	V3	V3	V4
4	394	370	372	V3	V3	V4

Piso 3

	A	B	C	D	E	F
6	264	242	245	V1	V1	V2
5	362	327	332	V3	V3	V3
4	358	323	328	V3	V3	V3

Piso 4

	A	B	C	D	E	F
6	158	158	160	V1	V1	V1
5	225	224	228	V1	V1	V1
4	223	222	226	V1	V1	V1

Piso 5

Tablas A.2 Máximos momentos negativos Mu (kN.m) en vigas – Edificio de referencia

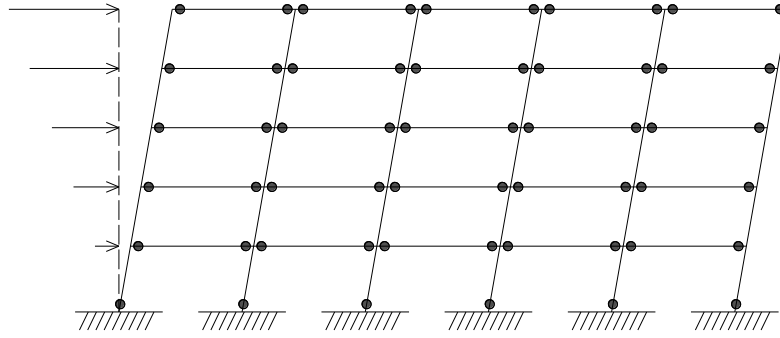


Figura A.3 Mecanismo de colapso asumido en los métodos simplificados

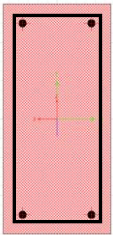
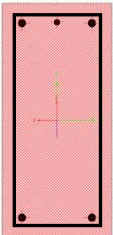
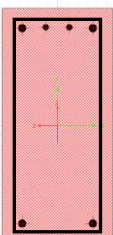
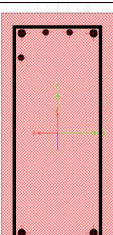
Tipo	V35X75	Refuerzo longitudinal	ΦM_{n-} (kN.m)	Cuantía efectiva $(\rho - \rho') / \rho_b$	M_{n-} (kN.m)	M_{n+} (kN.m)
V1		4#8	252	0.17	280	280
V2		4#8 + 1#6	319	0.19	355	280
V3		4#8 + 2#6	387	0.22	430	281
V4		4#8 + 3#6	447	0.26	497	285

Tabla A.3 Refuerzo en secciones de viga V35X75 $f'_c = 21$ MPa – Edificio de referencia

A.1.2 Diseño por flexocompresión de columna interior de 60X60 – Norma E.030

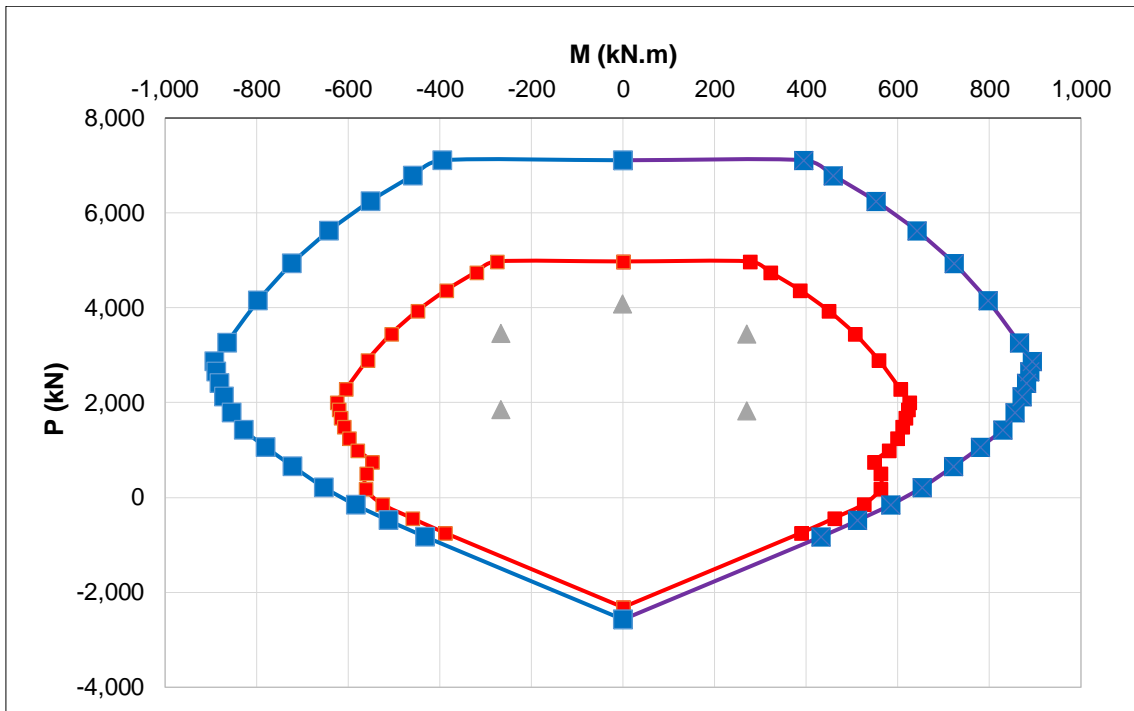


Figura A.4 Diagrama de interacción de sección en la base de columna interior 60X60 y puntos (M_u , P_u) – Edificio de referencia

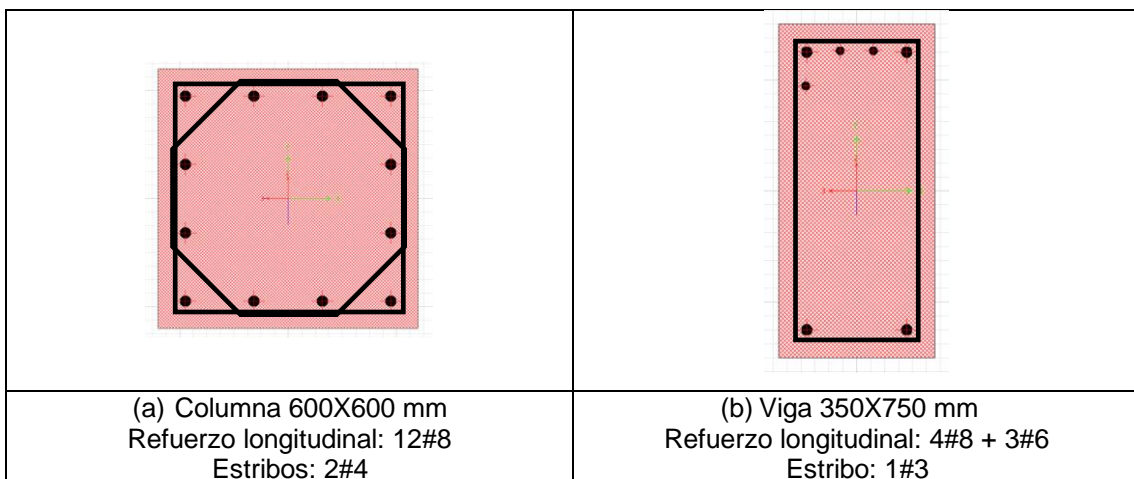


Figura A.5 Edificio de referencia: (a) Armadura típica en base de columnas, (b) Armadura en sección V4 en vigas

De acuerdo a la norma E.060 en 21.6.2 se debe cumplir:

$\sum Mn_{col} = 849 \times 2 = 1698 \geq 1.2 \sum Mn_{vig} = 1.2 \times (497 + 285) = 938 \text{ (OK)}$	<p>(A.1)</p>
--	--------------

A.2 Edificio con secciones reducidas (vigas de 30X60 y columnas de 55X55) y sin disipadores

Nivel	h	Con 5% de excentricidad			Sin excentricidad			RT ³
		Dmáx ¹	Δ Dmáx	Deriva	D _{CM} ²	Δ D _{CM}	Deriva	
	(mm)	(mm)	(mm)		(mm)	(mm)		
Azotea	3600	127.3	13.1	0.0036	110.7	11.5	0.0032	1.14
4	3600	114.1	22.1	0.0061	99.2	19.4	0.0054	1.14
3	3600	92.1	30.1	0.0084	79.8	26.2	0.0073	1.15
2	3600	62.0	34.9	0.0097	53.6	30.2	0.0084	1.15
1	3700	27.1	27.1	0.0073	23.3	23.3	0.0063	1.16

¹ Desplazamiento en el eje más alejado del centro de masa
² Desplazamiento del centro de masa
³ Regularidad torsional: Δ Dmáx / Δ D_{CM}

Tabla A.4 Derivas – Edificio con secciones reducidas sin disipadores – Norma E.030

A.3 Edificio con secciones reducidas y DFV

Para dimensionar los DFV (lineal o no lineal) se relaciona el factor de reducción B del máximo desplazamiento relativo de entrepiso con el amortiguamiento efectivo elástico del modo fundamental [6] según se muestra en las siguientes tablas. En esta sección se presentan solamente el dimensionamiento y los resultados finales de los análisis realizados para el edificio con DFV lineales y no lineales con exponente $\alpha = 0.3$.

A.3.1 Dimensionamiento de DFV lineal

El amortiguamiento proporcionado por un DFV lineal en el modo m es:

$$\beta_{Vm} = \frac{T_m}{4\pi} \frac{\sum_i \sum_j C_j f_j^2 \phi_{ri,m}^2}{\sum_i m_i \phi_{i,m}^2} \quad (A.2)$$

PISO	Peso	Masa	θ	cos θ	Φ _{i,1}	Φ _{ri,1}	Φ _{ri,1} ² cos ² θ	m _i Φ _{i,1} ²
	(kN)	(kN.s ² /mm)						(kN.s ² /mm)
1	11265	1.1488	25.6	0.9015	0.2048	0.2048	0.0341	0.0482
2	11198	1.1419	25.6	0.9015	0.4781	0.2734	0.0607	0.2611
3	11198	1.1419	25.6	0.9015	0.7211	0.2430	0.0480	0.5938
4	11198	1.1419	25.6	0.9015	0.8987	0.1775	0.0256	0.9222
5	9875	1.0069	25.6	0.9015	1.0000	0.1013	0.0083	1.0069
	54734					SUMA	0.1768	2.8322

Tabla A.5.1 Dimensionamiento de DFV lineal con el modo fundamental – Edificio con secciones reducidas

Deriva actual	$\Delta D_{m\acute{a}x} / h =$	9.69	%o
Deriva objetivo	$\Delta D_{obj} / h =$	7.00	%o
Factor de reducci3n	$B =$	1.38	
Periodo fundamental	$T_1 =$	1.014	s
Amortiguamiento del sistema estructural	$\beta_l =$	5.0%	
Amortiguamiento efectivo elástico (m = 1)	$\beta_{1E} =$	15.3%	
Amortiguamiento viscoso (m = 1)	$\beta_{v1} =$	10.3%	
Coefficiente de amortiguamiento por piso	C piso =	20.4	kN.s/mm
Número de disipadores por piso	n =	4	
Coefficiente de amortiguamiento de cada dispositivo	C disp =	5.1	kN.s/mm

Tabla A.5.2 Dimensionamiento de DFV lineal con el modo fundamental – Edificio con secciones reducidas

A.3.2 Resultados de los métodos simplificados con DFV lineal

		Modo 1	Modo 2	Modo 3	Modo 4	Modo 5	Residual	Fuerza lateral equivalente	Análisis de respuesta espectral
1. Respuesta elástica									
Amortiguamiento viscoso β_{vm}		10.3%	26.7%	34.1%	34.7%	32.7%	49.1%		
Amortiguamiento elástico β_{v+l}		15.3%	31.7%	39.1%	39.7%	37.7%	54.1%		
Factor de reducci3n B_{mE}		1.38	1.85	2.05	2.06	2.01	2.45		
Desplazamiento elástico D	mm	105	6	0.81	0.14	0.02	5.27		
2. Desplazamiento del techo y cortante basal de diseño									
Ductilidad asumida μ_D		1.48	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00		
Periodo efectivo T_{mD}	s	1.235	0.313	0.166	0.105	0.077	0.406		
Amortiguamiento histerético β_H		9.6%	0	0	0	0	0		
Amortiguamiento efectivo β_{mD}		27.1%	31.7%	39.1%	39.7%	37.7%	54.1%		
Factor de reducci3n B_{mD}		1.73	1.85	2.05	2.06	2.01	2.45		
Desplazamiento D_{mD}	mm	103							
Desplazamiento corregido D_{mD}	mm	105	6	0.81	0.14	0.02	5.27		
Coefficiente sísmico C_{sm}		0.094	0.271	0.244	0.243	0.249	0.201		
Cortante basal sísmico V_m	kN	4300	1538	516	214	59	1795	4660	4602
Desplazamiento de fluencia D_Y	mm	69							
Ductilidad calculada μ_D		1.52							

Tabla A.6.1 Respuestas modales con métodos simplificados – Edificio con DFV lineales – Combinaci3n SRSS

		Piso	Modo 1	Modo 2	Modo 3	Modo 4	Modo 5	Residual	Fuerza lateral equivalente	Análisis de respuesta espectral
3. Respuesta para desplazamiento máximo										
Desplazamiento lateral de entrepiso δ_i, mD	mm	1	22	-4	0.92	-0.25	0.05	-14	25	22
		2	50	-6	0.50	0.14	-0.07	-7	51	51
		3	76	-4	-0.79	0.12	0.07	-1	76	76
		4	95	1	-0.64	-0.25	-0.05	3	95	95
		5	105	6	0.81	0.14	0.02	5	105	105
Cortante de entrepiso de diseño V_i, m	kN	1	4300	-1538	516	-214	59	-1795	4660	4602
		2	4022	-724	-153	246	-107	-123	4024	4099
		3	3377	587	-516	-16	125	747	3459	3469
		4	2403	1431	53	-233	-106	914	2571	2809
		5	1190	1147	514	217	55	566	1318	1745
Resistencia por cortante $V_{yi, m}$	kN	1	9676	-3460	1162	-482	132	-4038	10485	10354
		2	9050	-1630	-344	553	-240	-276	9054	9222
		3	7598	1321	-1162	-37	282	1681	7782	7804
		4	5408	3220	119	-524	-240	2056	5785	6321
		5	2678	2580	1157	489	123	1273	2965	3927
4. Respuesta para velocidad máxima										
Velocidad de entrepiso ∇_i, mD	mm /s	1	110	-79	35	-15	4	-211		
		2	146	-49	-16	24	-10	101		
		3	130	46	-49	-1	11	90		
		4	95	111	6	-22	-9	65		
		5	54	100	54	23	5	37		
Fuerza en DFV F_i, mD	kN	1	504	-366	160	-69	18	-973	1096	647
		2	673	-227	-72	109	-44	463	817	724
		3	598	211	-224	-7	51	412	726	675
		4	437	510	26	-101	-44	301	531	681
		5	249	459	251	106	25	172	303	590
Resistencia por cortante $V_{yi, m}$	kN	1	5454	-3955	1728	-751	197	-10524	11853	6998
		2	7280	-2459	-784	1181	-476	5014	8840	7829
		3	6471	2287	-2424	-74	557	4457	7858	7300
		4	4728	5519	282	-1096	-472	3256	5741	7370
		5	2699	4969	2712	1144	268	1859	3277	6380
5. Respuesta para aceleración máxima										
Resistencia por cortante $V_{yi, m}$	kN	1	11493	5039	1980	845	224	10469	15546	12735
		2	11476	2692	754	1167	478	3869	12111	11879
		3	9754	2339	2408	75	560	4414	10707	10331
		4	6983	5673	268	1092	475	3786	7944	9079
		5	3578	4838	2582	1094	260	2229	4215	6643

Tabla A.6.2 Respuestas modales con métodos simplificados – Edificio con DFV lineales – Combinación SRSS

A.3.3 Dimensionamiento de DFV no lineal $\alpha = 0.3$

El amortiguamiento proporcionado por un DFV no lineal en el modo fundamental es:

$$\beta_{v1} = \frac{\sum_i \sum_j C_j \lambda_j f_j^{1+\alpha_j} \phi_{ri,1}^{1+\alpha_j}}{2\pi \left(\frac{2\pi}{T_1}\right)^{2-\alpha_j} D_{techo}^{1-\alpha_j} \sum_i m_i \phi_{i,1}^2} \quad (A.3)$$

Para determinar el amortiguamiento viscoso de un DFV no lineal se requiere estimar el desplazamiento elástico de la azotea del edificio con disipadores. Con este fin se empleó un procedimiento iterativo de acuerdo a Ramírez et al. [13].

PISO	Peso (kN)	Masa (kN.s ² /mm)	θ	$\cos \theta$	$\Phi_{i,1}$	$\Phi_{ri,1}$	$\Phi_{ri,1}^{1+\alpha} \cos^{1+\alpha} \theta$	$m_i \Phi_{i,1}^2$ (kN.s ² /mm)
1	11265	1.1488	25.6	0.9015	0.2048	0.2048	0.1112	0.0482
2	11198	1.1419	25.6	0.9015	0.4781	0.2734	0.1619	0.2611
3	11198	1.1419	25.6	0.9015	0.7211	0.2430	0.1389	0.5938
4	11198	1.1419	25.6	0.9015	0.8987	0.1775	0.0924	0.9222
5	9875	1.0069	25.6	0.9015	1.0000	0.1013	0.0446	1.0069
	54734					SUMA	0.5489	2.8322

Tabla A.7.1 Dimensionamiento de DFV no lineal con el modo fundamental – Edificio con secciones reducidas

Exponente de la velocidad	$\alpha =$	0.30	
Parámetro lambda	$\lambda =$	3.675	
Deriva actual	$\Delta D_{m\acute{a}x} / h =$	9.69	%o
Deriva objetivo	$\Delta D_{obj} / h =$	7.00	%o
Factor de reducci3n	$B =$	1.38	
Desplazamiento elástico de la azotea del edificio sin disipadores	$A_{s/d} =$	148	mm
Desplazamiento elástico de la azotea del edificio con disipadores	$A =$	105	mm
Periodo fundamental	$T_1 =$	1.014	s
Amortiguamiento del sistema estructural	$\beta_l =$	5.0%	
Amortiguamiento efectivo elástico ($m = 1$)	$\beta_{1E} =$	15.3%	
Amortiguamiento viscoso ($m = 1$)	$\beta_{v1} =$	10.3%	
Coefficiente de amortiguamiento por piso	$C_{piso} =$	524	kN.s/mm
Número de disipadores por piso	$n =$	4	
Coefficiente de amortiguamiento de cada dispositivo	$C_{disp} =$	131	kN.s/mm

Tabla A.7.2 Dimensionamiento de DFV no lineal con el modo fundamental – Edificio con secciones reducidas

A.3.4 Resultados de los métodos simplificados con DFV no lineal $\alpha = 0.3$

		Modo 1	Modo 2	Modo 3	Modo 4	Modo 5	Residual	Fuerza lateral equivalente	Análisis de respuesta espectral
1. Respuesta elástica									
Amortiguamiento viscoso β_m		10.3%	9.9%	12.9%	12.3%	9.9%	14.7%		
Amortiguamiento elástico β_{v+l}		15.3%	14.9%	17.9%	17.3%	14.9%	19.7%		
Factor de reducción BmE		1.38	1.37	1.46	1.45	1.37	1.52		
Desplazamiento elástico D	mm	105	9	1.13	0.19	0.03	8.50		
2. Desplazamiento del techo y cortante basal de diseño									
Ductilidad asumida μ_D		1.44	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00		
Periodo efectivo TmD	s	1.218	0.313	0.166	0.105	0.077	0.406		
Amortiguamiento histerético β_H		9.0%	0	0	0	0	0		
Amortiguamiento efectivo β_{mD}		28.1%	14.9%	17.9%	17.3%	14.9%	19.7%		
Factor de reducción BmD		1.75	1.37	1.46	1.45	1.37	1.52		
Desplazamiento DmD	mm	100							
Desplazamiento corregido DmD	mm	105	9	1.13	0.19	0.03	8.50		
Coefficiente sísmico Csm		0.094	0.365	0.342	0.346	0.364	0.325		
Cortante basal sísmico Vm	kN	4300	2071	722	305	86	2896	5184	4837
Desplazamiento de fluencia DY	mm	69							
Ductilidad calculada μ_D		1.52							

Tabla A.8.1 Respuestas modales con métodos simplificados – Edificio con DFV lineales – Combinación SRSS

		Piso	Modo 1	Modo 2	Modo 3	Modo 4	Modo 5	Residual	Fuerza lateral equivalente	Análisis de respuesta espectral
3. Respuesta para desplazamiento máximo										
Desplazamiento lateral de entrepiso δ_i ,mD	mm	1	22	-5	1.29	-0.36	0.07	-22	31	22
		2	50	-9	0.70	0.21	-0.10	-12	52	51
		3	76	-6	-1.10	0.17	0.10	-2	76	76
		4	95	2	-0.89	-0.35	-0.07	5	95	95
		5	105	9	1.13	0.19	0.03	8	106	106
Cortante de entrepiso de diseño V_i ,m	kN	1	4300	-2071	722	-305	86	-2896	5184	4837
		2	4022	-975	-214	350	-156	-198	4027	4161
		3	3376	791	-722	-23	183	1206	3585	3547
		4	2403	1927	74	-332	-156	1474	2819	3103
		5	1190	1544	719	310	80	913	1500	2102
Resistencia por cortante V_{yi} ,m	kN	1	9674	-4659	1625	-687	193	-6517	11665	10884
		2	9049	-2195	-481	788	-350	-446	9060	9363
		3	7597	1779	-1624	-52	412	2713	8067	7980
		4	5407	4336	167	-747	-350	3317	6343	6982
		5	2678	3474	1617	697	180	2054	3375	4730
4. Respuesta para velocidad máxima										
Velocidad de entrepiso ∇_i ,mD	mm /s	1	111	-107	49	-21	6	-341		
		2	148	-67	-22	34	-14	163		
		3	132	62	-68	-2	16	144		
		4	96	149	8	-31	-14	106		
		5	55	134	76	33	8	60		
Fuerza en DFV F_i ,mD	kN	1	522	-151	68	-30	8	-481	710	549
		2	569	-77	-25	39	-16	187	599	577
		3	550	77	-85	-3	20	181	579	562
		4	500	233	12	-49	-22	164	527	554
		5	423	310	176	76	18	139	445	558
Resistencia por cortante V_{yi} ,m	kN	1	5649	-1631	740	-328	88	-5202	7679	5936
		2	6160	-829	-274	421	-174	2025	6484	6238
		3	5946	837	-921	-29	221	1954	6259	6079
		4	5412	2515	133	-529	-234	1779	5697	5997
		5	4574	3353	1900	817	196	1503	4815	6040
5. Respuesta para aceleración máxima										
Resistencia por cortante V_{yi} ,m	kN	1	11556	4931	1779	757	211	7971	14039	12714
		2	11101	2340	545	882	386	1158	11161	11399
		3	9578	1944	1839	59	458	3241	10112	9956
		4	7210	4873	202	879	402	3739	8122	8758
		5	4202	4286	2162	926	229	2462	4870	6451

Tabla A.8.2 Respuestas modales con métodos simplificados – Edificio con DFV lineales – Combinación SRSS

A.3.5 Diseño por flexión de secciones de vigas de 30X60 (kN.m) en las zonas con rótulas – Norma E.030

	A	B	C	D	E	F
6	339	340	329	V5	V5	V5
5	425	434	422	V7	V7	V7
4	425	434	422	V7	V7	V7

Piso 1

	A	B	C	D	E	F
6	335	323	324	V4	V4	V5
5	428	415	417	V7	V7	V7
4	428	415	417	V7	V7	V7

Piso 2

	A	B	C	D	E	F
6	308	296	297	V4	V4	V4
5	402	389	390	V6	V6	V6
4	402	389	390	V6	V6	V6

Piso 3

	A	B	C	D	E	F
6	273	260	262	V3	V3	V3
5	371	352	355	V5	V5	V5
4	371	352	355	V5	V5	V5

Piso 4

	A	B	C	D	E	F
6	176	174	175	V1	V1	V1
5	244	245	246	V3	V3	V2
4	244	245	246	V3	V3	V2

Piso 5

Tablas A.9 Máximos momentos negativos M_u (kN.m) en vigas – Edificio con secciones reducidas y DFV

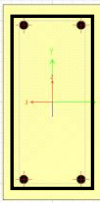


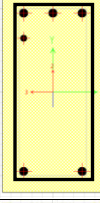
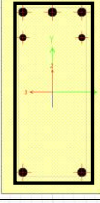
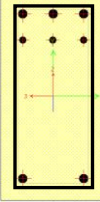
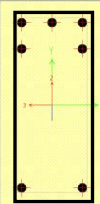
Tipo	V30X60	Refuerzo longitudinal	ΦM_{n-} (kN.m)	Cuantía efectiva $(\rho - \rho') / \rho b$	M_{n-} (kN.m)	M_{n+} (kN.m)
V1		4#8	193	0.23	214	214
V2		4#8 + 1#6	244	0.27	271	214
V3		5#8	284	0.30	315	214
V4		5#8 + 1#6	328	0.35	364	218
V5		5#8 + 2#6	371	0.41	412	220
V6		5#8 + 3#6	413	0.47	459	222
V7		7#8	436	0.51	484	224

Tabla A.10 Refuerzo en secciones de viga V30X60 $f'_c = 21$ MPa – Edificio con secciones reducidas y DFV

A.3.6 Diseño por flexocompresión de columna interior de 55X55 – Norma E.030

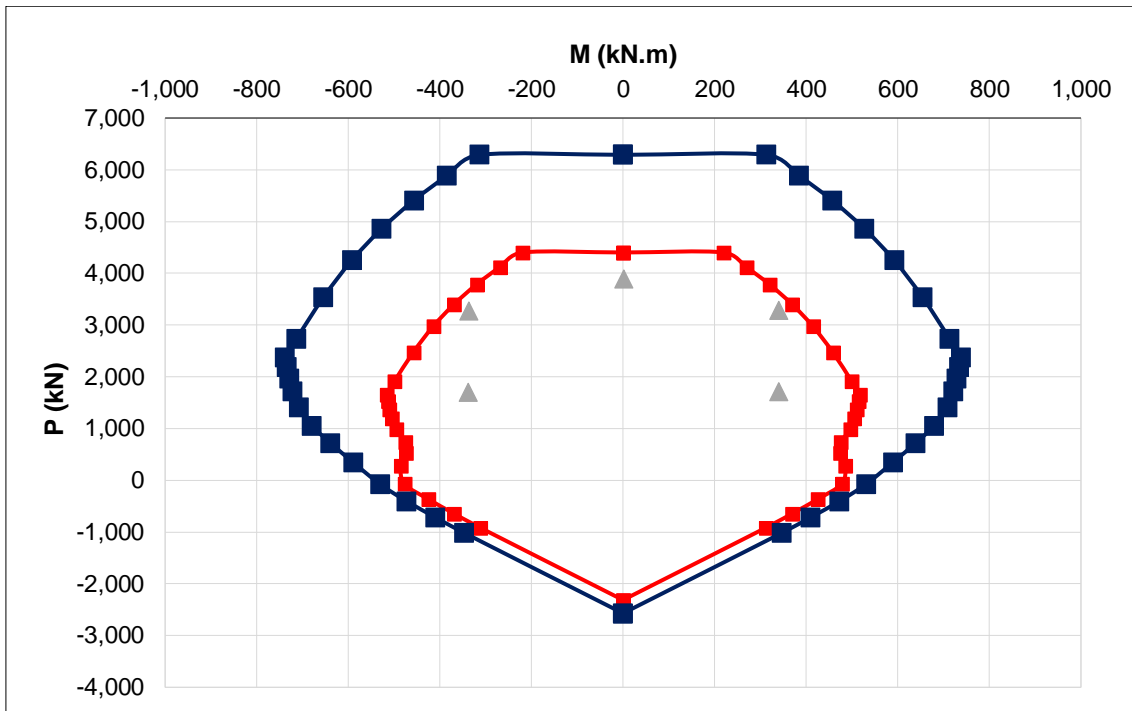


Figura A.6 Diagrama de interacción de sección en la base de columna interior 55X55 y puntos (M_u , P_u) – Edificio con secciones reducidas y DFV

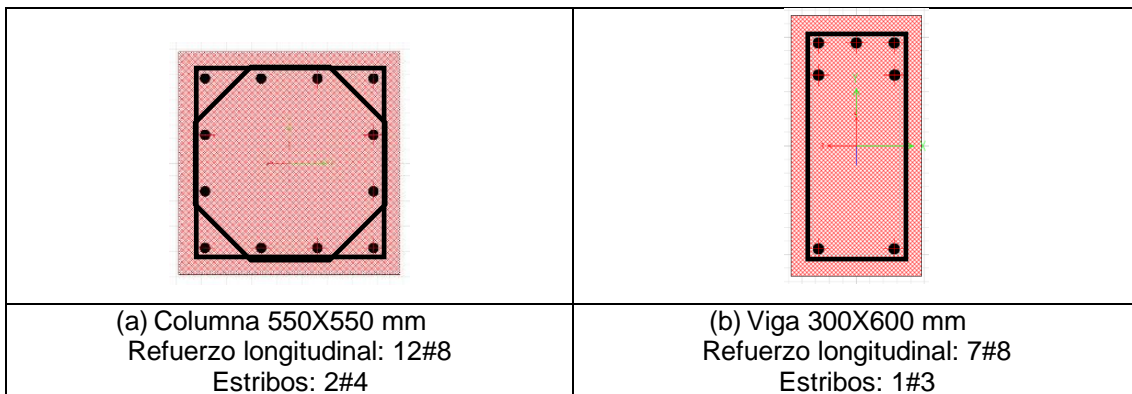


Figura A.7 Edificio reducido con DFV: (a) Armadura típica en base de columnas, (b) Armadura en sección V7 en vigas

De acuerdo a la norma E.060 en 21.6.2 se debe cumplir:

$\sum Mn_{col} = 672 \times 2 = 1344 \geq 1.2 \sum Mn_{vig} = 1.2 \times (484 + 224) = 850 \text{ (OK)}$	<p>(A.4)</p>
--	--------------

A.4 Edificio con secciones reducidas y TADAS

A.4.1 Resultados de los métodos simplificados con TADAS

		Modo 1	Modo 2	Modo 3	Modo 4	Modo 5	Residual	Fuerza lateral equivalente	Análisis de respuesta espectral
1. Respuesta elástica									
Amortiguamiento elástico β_{v+I}		5.0%	5.0%	5.0%	5.0%	5.0%	5.0%		
Factor de reducción BmE		1	1	1	1	1	1		
Desplazamiento elástico D	mm	111	12	1.6	0.3	0.04	13		
2. Desplazamiento del techo y cortante basal de diseño									
Ductilidad asumida μ_D		1.29	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00		
Periodo efectivo TmD	s	0.900	0.313	0.166	0.105	0.077	0.406		
Amortiguamiento histerético β_H		12.7%	0	0	0	0	0		
Amortiguamiento efectivo β_{mD}		17.1%	5.0%	5.0%	5.0%	5.0%	5.0%		
Factor de reducción BmD		1.439	1	1	1	1	1		
Desplazamiento DmD	mm	90							
Desplazamiento corregido DmD	mm	111	12	1.6	0.3	0.04	13		
Coficiente sísmico Csm		0.154	0.500	0.500	0.500	0.500	0.493		
Cortante basal sísmico Vm	kN	7078	2840	1056	441	118	4395	8331	7713
Desplazamiento de fluencia DY	mm	70							
Ductilidad calculada μ_D		1.68							

Tabla A.11.1 Respuestas modales con métodos simplificados – Edificio con TADAS – Combinación SRSS

		Piso	Modo 1	Modo 2	Modo 3	Modo 4	Modo 5	Residual	Fuerza lateral equivalente	Análisis de respuesta espectral
3. Respuesta para desplazamiento máximo										
Desplazamiento lateral de entrepiso δ_i, mD	mm	1	23	-7	1.9	-0.5	0.10	-33	40	24
		2	53	-12	1.0	0.3	-0.14	-17	56	54
		3	80	-8	-1.6	0.2	0.14	-3	80	80
		4	99	3	-1.3	-0.5	-0.10	7	100	99
		5	111	12	1.6	0.3	0.04	13	111	111
Cortante de entrepiso de diseño V_i, m	kN	1	7078	-2840	1056	-441	118	-4395	8331	7713
		2	6620	-1338	-313	506	-214	-301	6627	6783
		3	5558	1084	-1056	-33	252	1830	5851	5766
		4	3956	2643	109	-480	-214	2237	4544	4788
		5	1959	2118	1051	448	110	1385	2399	3105
Resistencia por cortante V_{yi}, m	kN	1	15925	-6391	2376	-993	266	-9888	18745	17354
		2	14895	-3010	-704	1139	-481	-677	14910	15263
		3	12505	2440	-2376	-75	566	4117	13165	12973
		4	8900	5947	244	-1080	-481	5033	10225	10772
		5	4408	4765	2365	1007	247	3116	5398	6986

Tabla A.11.2 Respuestas modales con métodos simplificados – Edificio con TADAS – Combinación SRSS

A.4.2 Diseño por flexión de secciones de vigas de 30X60 (kN.m) en las zonas con rótulas – Norma E.030

	A	B	C	D	E	F
6	476	470	454	V8	V8	V8
5	562	564	547	V9	V9	V9
4	562	564	547	V9	V9	V9

Piso 1

	A	B	C	D	E	F
6	469	452	449	V8	V8	V8
5	562	541	542	V9	V9	V9
4	562	541	542	V9	V9	V9

Piso 2

	A	B	C	D	E	F
6	417	398	399	V6	V6	V7
5	511	491	492	V8	V8	V8
4	511	491	492	V8	V8	V8

Piso 3

	A	B	C	D	E	F
6	347	332	333	V5	V5	V5
5	445	424	426	V7	V7	V8
4	445	424	426	V7	V7	V8

Piso 4

	A	B	C	D	E	F
6	216	211	211	V2	V2	V2
5	284	281	283	V3	V3	V3
4	284	281	283	V3	V3	V3

Piso 5

Tablas A.12 Máximos momentos negativos Mu (kN.m) en vigas – Edificio con secciones reducidas y TADAS

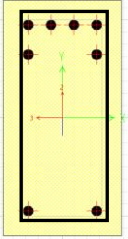
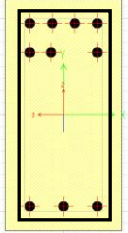
Tipo	V30X60	Refuerzo longitudinal	ΦM_n - (kN.m)	Cuantía efectiva $(\rho - \rho') / \rho_b$	M_n - (kN.m)	M_n + (kN.m)
V8		8#8	514	0.62	572	225
V9		10#8	595	0.63	661	324

Tabla A.13 Refuerzo en secciones de viga V30X60 $f'_c = 21$ MPa – Edificio con secciones reducidas y TADAS

A.4.3 Diseño por flexocompresión de columna interior de 55X55 – Norma E.030

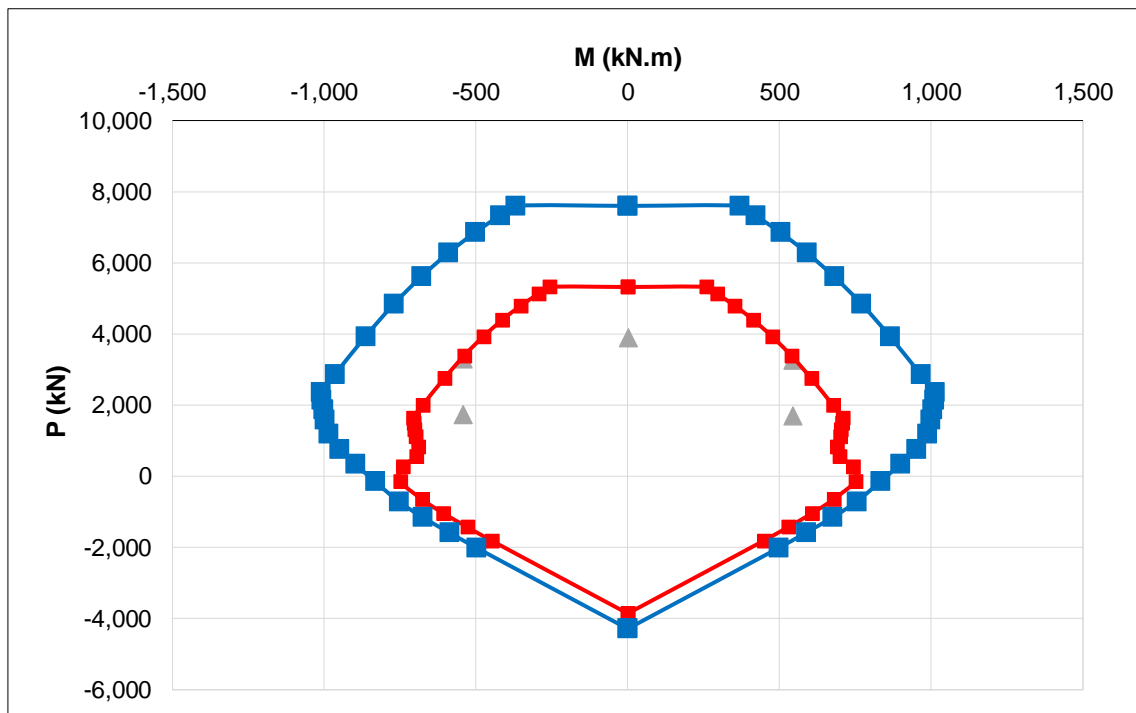


Figura A.8 Diagrama de interacción de sección en la base de columna interior 55X55 y puntos (M_u , P_u) – Edificio con secciones reducidas y TADAS

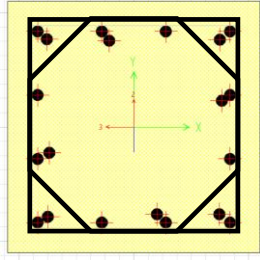
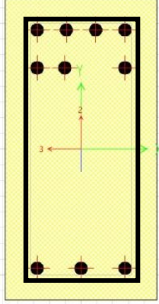
	
<p>(a) Columna 550X550 mm Refuerzo longitudinal: 20#8 Estribos: 2#4</p>	<p>(b) Viga 300X600 mm Refuerzo longitudinal: 10#8 Estribos: 1#3</p>

Figura A.9 Edificio reducido con TADAS: (a) Armadura típica en base de columnas interiores, (b) Armadura en sección V9 en vigas

De acuerdo a la norma E.060 en 21.6.2 se debe cumplir:

$\sum Mn_{col} = 924 \times 2 = 1848 \geq 1.2 \sum Mn_{vig} = 1.2 \times (661 + 324) = 1182 \text{ (OK)}$	<p>(A.5)</p>
---	--------------