



**UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO
PROGRAMA DE MAESTRÍA Y DOCTORADO EN INGENIERÍA
INGENIERÍA CIVIL – ESTRUCTURAS**

**“USO DE AMORTIGUADOR DE MASA SINTONIZADA PARA EL CONTROL DE LA
RESPUESTA DE MODOS SUPERIORES EN EDIFICIOS ALTOS”**

**TESIS
QUE PARA OPTAR POR EL GRADO DE:
MAESTRO EN INGENIERÍA**

**PRESENTA:
CESAR ADRIÁN CABADA CEPEDA**

**TUTOR PRINCIPAL
DR AMADOR TERÁN GILMORE
UAM AZCAPOTZALCO**

JURADO ASIGNADO:

Presidente: Dra. Sonia Elda Ruiz Gómez

Secretario: Dr. Darío Rivera Vargas

Vocal: Dr. Amador Terán Gilmore

1^{er.} Suplente: Dr. Danny Arroyo Espinoza

2^{d o.} Suplente: M. en I. Luis Nuñez Quiroz

Ciudad Universitaria, Cd.Mx.

TUTOR DE TESIS:

DR. AMADOR TERÁN GILMORE

FIRMA

AGRADECIMIENTO

Agradezco a Dios Todopoderoso, a nuestro Señor Jesucristo y a nuestra Buena Madre la Virgen María por haber permitido que esta oportunidad de realizar un sueño más se haya concretado.

A mi familia, porque a pesar de todas las dificultades nunca me dejaron solo, siempre me alentaron a seguir adelante a pesar de que el camino no fue fácil.

A la Universidad Nacional Autónoma de México por brindarme la oportunidad de pertenecer a sus filas, y la gran educación brindada.

Al Dr. Amador Terán Gilmore, por ser un gran tutor, por su paciencia y la forma de ver las cosas, haciendo ver fácil lo que parecía difícil, por la confianza brindada y por todas sus enseñanzas.

Al Consejo Nacional de Ciencia y Tecnología (CONACyT) por haberme proporcionado los medios económicos para realizar y concluir el grado de Maestro en Ingeniería.

Estaré siempre agradecido por todo lo aprendido y todo el apoyo brindado a todas las personas que me acompañaron y enseñaron en este proceso.

RESUMEN

Posteriormente a la ocurrencia del terremoto de 1985, en la Ciudad de México se observaron daños en edificios, muchos de los cuales se ubicaron en pisos superiores e intermedios. Un estudio posterior dejó ver la posibilidad de que esto haya ocurrido debido a una respuesta dinámica fuertemente influenciada por los modos superiores de vibrar de los edificios; y a partir de esto, sugirió que dichos modos pueden llegar a afectar negativamente, durante la ocurrencia de eventos sísmicos de gran intensidad, el desempeño sísmico de pisos intermedios y superiores de edificios altos ubicados en la Zona del Lago y Zona de transición.

En el caso de edificios construidos en sitios de terreno firme ubicados en zonas de mediana y alta sismicidad, y sujetos además a la acción del viento, la respuesta de pisos superiores puede controlarse por medio del uso de sintonizadores de masa resonante. Dado este antecedente, esta tesis estudia la posibilidad de utilizar este tipo de sistemas (de tipo pasivo), con el fin de controlar la respuesta excesiva de los pisos superiores de edificios altos, ubicados en las zonas de terrenos capaces de generar excitaciones cuasi-armónicas en la Ciudad de México, durante la ocurrencia de un movimiento del terreno.

Para tal fin, se analizó la respuesta de 23 modelos simplificados de múltiples grados de libertad. Se consideraron dos casos principales. Mientras que el primero, que no contempló el uso de un sintonizador, se tomó como referencia; el segundo consideró varios modelos que contaban con un sintonizador de masa resonante con diferentes propiedades en términos del nivel de sintonía, y de masa y amortiguamiento. Todos los modelos fueron sometidos a 20 movimientos (acelerogramas) registrados durante diferentes eventos en la estación Xotepingo, ubicada en la Zona de Transición.

Aunque el estudio que aquí se presenta tiene un carácter preliminar, los resultados obtenidos indican que los modelos que cuentan con un sintonizador de masa presentan reducciones importantes en su respuesta dinámica, con relación a aquellos que carecen de dicho dispositivo; y que la relación de sintonía entre el periodo del sintonizador y el periodo fundamental de la estructura tiende a ser la misma independientemente de las particularidades del sistema estructural. Se discuten las propiedades óptimas para el sintonizador, y se observa que su eficiencia depende de las características que puedan llegar a exhibir las excitaciones sísmicas.

ABSTRACT

After the 1985 earthquake, heavy damage was observed in buildings located in Mexico City. In many instances, this damage was located in top and intermediate stories. A study carried out afterwards considered the possibility that this happened due to a dynamic response strongly influenced by the upper modes of vibration of the buildings and, based on this, suggested that upper modes can negatively affect, during the occurrence of high intensity seismic events, the seismic performance of intermediate and top stories of tall buildings located in the Lake Zone and Transitional Zone.

In the case of buildings built on firm soil sites located in moderate and high seismicity zones, and subjected also to the action of wind, the response of upper stories can be controlled by means of tuned mass dampers. Within this context, this thesis studies the possibility of using these systems (of the passive type) to control, during the occurrence of strong ground motions, the excessive response of the upper stories of tall buildings located in the soils that generate quasi-harmonic excitations in Mexico City. With this purpose, the dynamic response of 23 simplified multi-degree-of-freedom models was analyzed. Two cases were considered. While the first one, that did not contemplate the use of a tuned mass damper, was used as a reference; the second case considered several models that had tuned mass dampers with different properties in terms of the level of tuning and mass and damping. All models were subjected to 20 ground motions (accelerograms) recorded during different seismic events in the Xotepingo station, located in the Transitional Zone.

Although the study presented herein is preliminary in nature, the results that were obtained indicate that the models that have a tuned mass damper exhibit important reductions of their dynamic response in relation to those that lack this device, and that the relationship between the period of the optimum tuned mass damper and the fundamental period of vibration of the structure tends to be fairly constant, independently of the particularities of the structural system. The optimum properties for the tuned mass dampers are discussed, and it is observed that their efficiency depends of the characteristics of the seismic excitations.

CONTENIDO

Capítulo 1	Introducción.....	1
1.1	Justificación.....	2
1.2	Sistemas de control.....	4
1.2.1	Sintonizador de masa.....	4
1.2.2	¿Cómo es un sintonizador de masas?.....	10
1.3	Objetivos.....	12
1.4	Alcances y limitaciones.....	12
1.5	Organización de la tesis.....	13
Capítulo 2	Sistemas principales.....	14
Capítulo 3	Movimientos del terreno.....	25
3.1	Registros.....	25
3.2	Señal armónica.....	33
Capítulo 4	Particularidades de modelado	37
4.1	Sistemas sin sintonizador de masa.....	37
4.1.1	Amortiguamiento.....	37
4.1.2	Excitación sísmica.....	39
4.2	Sistemas con sintonizador de masa.....	40
4.2.1	Dinámica no clásica.....	41
4.2.2	Método Estado-Espacio.....	46
4.3	Resultados.....	48
Capítulo 5	Resultados.....	51
5.1	Registro sísmico.....	51

5.1.1 Comportamiento global en flexión.....	51
5.1.2 Comportamiento global intermedio.....	60
5.1.3 Comportamiento global en corte.....	64
5.2 Señal armónica.....	69
5.2.1 Comportamiento global en flexión.....	69
5.2.2 Comportamiento global intermedio.....	74
5.2.3 Comportamiento global en corte.....	77
Capítulo 6 Conclusiones.....	80
6.1 Recomendaciones.....	83
Referencias bibliográficas.....	84

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1-1 Daños en pisos superiores, Septiembre de 1985, Ciudad de México (Terán, Díaz y Arroyo, 2014).....	1
Figura 1-2 Edificios altos ubicados en Paseo de la Reforma: Torre Mayor, Torre Reforma, Corporativo BBVA Bancomer, Punto Chapultepec. Imagen tomada del sitio: http://espacio7.com/corporativo/los-7-edificios-mas-altos-de-mexico/	3
Figura 1-3 Representación gráfica del fenómeno de amplificación dinámica de modos superiores de edificios altos.....	3
Figura 1-4 Alternativas para el control de la respuesta dinámica de las edificaciones..	5
Figura 1-5 Sintonizador de Masa del Edificio Taipei 101. Imágenes tomadas del sitio: http://www.taipei-101.com.tw/en/observatory-damper.aspx	11
Figura 1-6. Ubicación y colocación del sintonizador de masa en el edificio. Imágenes tomadas del sitio: https://en.wikipedia.org/wiki/Tuned_mass_damper y http://www.jmhdezhdz.com/2011/08/taipei-101-taiwan-planos-plans.html	11
Figura 2-1 Representación de <i>stick-model</i>	15
Figura 2-2 Consideraciones para ensamblado de matriz global de rigideces.....	16
Figura 2-3 Primera forma modal de estructuras con diferentes valores de $\left(\frac{1}{A}\right)$	17
Figura 2-4 Respuesta máxima de sistemas estructurales cuya respuesta dinámica queda dominada por el primer modo de vibrar (comportamiento global en flexión)....	18
Figura 2-5 Respuesta máxima de sistemas estructurales cuya respuesta dinámica queda dominada por el primer modo de vibrar (comportamiento global intermedio)....	18
Figura 2-6 Respuesta máxima de sistemas estructurales cuya respuesta dinámica queda dominada por el primer modo de vibrar (comportamiento global en corte).....	19
Figura 3-1 REGISTRO 890425 NS.....	26

Figura 3-2 REGISTRO 890425 EO.....	26
Figura 3-3 REGISTRO 940314 NS.....	26
Figura 3-4 REGISTRO 940314 EO.....	26
Figura 3-5 REGISTRO 950914 NS.....	27
Figura 3-6 REGISTRO 950914 EO.....	27
Figura 3-7 REGISTRO 951009 NS.....	27
Figura 3-8 REGISTRO 951009 EO.....	27
Figura 3-9 REGISTRO 951021 NS.....	27
Figura 3-10 REGISTRO 951021 EO.....	27
Figura 3-11 REGISTRO 960715 NS.....	28
Figura 3-12 REGISTRO 960715 EO.....	28
Figura 3-13 REGISTRO 970111 NS.....	28
Figura 3-14 REGISTRO 970111 EO.....	28
Figura 3-15 REGISTRO 970522 NS.....	28
Figura 3-16 REGISTRO 970522 EO.....	28
Figura 3-17 REGISTRO 990621 NS.....	29
Figura 3-18 REGISTRO 990621 EO.....	29
Figura 3-19 REGISTRO 990930 NS.....	29
Figura 3-20 REGISTRO 990930 EO.....	29
Figura 3-21 Espectro de pseudo-aceleración del REGISTRO 890425 NS ($\xi = 0.05$)..	29
Figura 3-22 Espectro de pseudo-aceleración del REGISTRO 890425 EO ($\xi = 0.05$)..	29
Figura 3-23 Espectro de pseudo-aceleración del REGISTRO 940314 NS ($\xi = 0.05$)..	30
Figura 3-24 Espectro de pseudo-aceleración del REGISTRO 940314 EO ($\xi = 0.05$)..	30
Figura 3-25 Espectro de pseudo-aceleración del REGISTRO 950914 NS ($\xi = 0.05$)..	30
Figura 3-26 Espectro de pseudo-aceleración del REGISTRO 950914 EO ($\xi = 0.05$)..	30
Figura 3-27 Espectro de pseudo-aceleración del REGISTRO 951009 NS ($\xi = 0.05$)..	30
Figura 3-28 Espectro de pseudo-aceleración del REGISTRO 951009 EO ($\xi = 0.05$)..	30

Figura 3-29 Espectro de pseudo-aceleración del REGISTRO 951021 NS ($\xi = 0.05$)..	31
Figura 3-30 Espectro de pseudo-aceleración del REGISTRO 951021 EO ($\xi = 0.05$)..	31
Figura 3-31 Espectro de pseudo-aceleración del REGISTRO 960715 NS ($\xi = 0.05$)..	31
Figura 3-32 Espectro de pseudo-aceleración del REGISTRO 960715 EO ($\xi = 0.05$)..	31
Figura 3-33 Espectro de pseudo-aceleración del REGISTRO 970111 NS ($\xi = 0.05$)..	31
Figura 3-34 Espectro de pseudo-aceleración del REGISTRO 970111 EO ($\xi = 0.05$)..	31
Figura 3-35 Espectro de pseudo-aceleración del REGISTRO 970522 NS ($\xi = 0.05$)..	32
Figura 3-36 Espectro de pseudo-aceleración del REGISTRO 970522 EO ($\xi = 0.05$)..	32
Figura 3-37 Espectro de pseudo-aceleración del REGISTRO 990621 NS ($\xi = 0.05$)..	32
Figura 3-38 Espectro de pseudo-aceleración del REGISTRO 990621 EO ($\xi = 0.05$)..	32
Figura 3-39 Espectro de pseudo-aceleración del REGISTRO 990930 NS ($\xi = 0.05$)..	32
Figura 3-40 Espectro de pseudo-aceleración del REGISTRO 990930 EO ($\xi = 0.05$)..	32
Figura 3-41 Promedio de los 20 espectros de pseudo-aceleración ($\xi = 0.05$).....	33
Figura 3-42 Señal armónica.....	35
Figura 3-43 Espectro de pseudo aceleración de la señal armónica ($\xi = 0.05$).....	36
Figura 4-1 Amortiguamiento de Rayleigh.....	38
Figura 4-2 Representación de un sistema de un grado de libertad.....	39
Figura 4-3 Ensamble de la matriz de amortiguamiento.....	42
Figura 4-4 Sistema principal con sintonizador de masas.....	43
Figura 4-5 Sistema de varios grados de libertad con sintonizador.....	44
Figura 4-6 Efecto de un sintonizador de masa en la respuesta de sistemas con comportamiento global dominado por componentes de deformación en flexión.....	49
Figura 4-7 Efecto de un sintonizador de masa en la respuesta de sistemas con comportamiento intermedio.....	49

Figura 4-8 Efecto de un sintonizador de masa en la respuesta de sistemas con comportamiento global dominado por componentes de deformación en corte.....	50
Figura 5-1 Reducción de la respuesta de sistemas principales con comportamiento global en flexión.....	53
Figura 5-2 Coeficiente de variación de δ_{azn} de sistemas principales con comportamiento global en flexión.....	54
Figura 5-3 Periodo óptimo para sintonizadores usados en sistemas principales con comportamiento global en flexión.....	55
Figura 5-4 Representación de ciclos completos e incompletos, REGISTRO 890425 NS.....	56
Figura 5-5 Coeficiente de variación de T_{TMD} de sistemas principales con comportamiento global en flexión.....	57
Figura 5-6 Demanda de desplazamiento lateral para sintonizadores usados en sistemas principales con comportamiento global en flexión.....	59
Figura 5-7 Coeficiente de variación de $\frac{\delta T_{TMD}}{\delta p_{tip}}$ de sistemas principales con comportamiento global en flexión.....	59
Figura 5-8 Reducción de la respuesta de sistemas principales con comportamiento global intermedio.....	60
Figura 5-9 Coeficiente de variación de δ_{azn} de sistemas principales con comportamiento global intermedio.....	61
Figura 5-10 Periodo óptimo para sintonizadores usados en sistemas principales con comportamiento global intermedio.....	62
Figura 5-11 Coeficiente de variación de T_{TMD} de sistemas principales con comportamiento global intermedio.....	63
Figura 5-12 Demanda de desplazamiento lateral para sintonizadores usados en sistemas principales con comportamiento global intermedio.....	63
Figura 5-13 Coeficiente de variación de $\frac{\delta T_{TMD}}{\delta p_{tip}}$ de sistemas principales con comportamiento global intermedio.....	64
Figura 5-14 Reducción de la respuesta de sistemas principales con comportamiento global en corte.....	65

Figura 5-15 Coeficiente de variación de δ_{azn} de sistemas principales con comportamiento global en corte.....	66
Figura 5-16 Periodo óptimo para sintonizadores usados en sistemas principales con comportamiento global en corte.....	66
Figura 5-17 Coeficiente de variación de T_{TMD} de sistemas principales con comportamiento global en corte.....	67
Figura 5-18 Demanda de desplazamiento lateral para sintonizadores usados en sistemas principales con comportamiento global en corte.....	68
Figura 5-19 Coeficiente de variación de $\frac{\delta_{TMD}}{\delta_{ptip}}$ de sistemas principales con comportamiento global en corte.....	68
Figura 5-20 Reducción de la respuesta de sistemas principales con comportamiento global en flexión, señal armónica.....	71
Figura 5-21 Periodo óptimo para sintonizadores usados en sistemas principales con comportamiento global en flexión, señal armónica.....	73
Figura 5-22 Demanda de desplazamiento lateral para sintonizadores usados en sistemas principales con comportamiento global en flexión, señal armónica.....	74
Figura 5-23 Reducción de la respuesta de sistemas principales con comportamiento global intermedio, señal armónica.....	75
Figura 5-24 Periodo óptimo para sintonizadores usados en sistemas principales con comportamiento global intermedio, señal armónica.....	76
Figura 5-25 Demanda de desplazamiento lateral para sintonizadores usados en sistemas principales con comportamiento global intermedio, señal armónica.....	76
Figura 5-26 Reducción de la respuesta de sistemas principales con comportamiento global en corte, señal armónica.....	77
Figura 5-27 Periodo óptimo para sintonizadores usados en sistemas principales con comportamiento global en corte, señal armónica.....	78
Figura 5-28 Demanda de desplazamiento lateral para sintonizadores usados en sistemas principales con comportamiento global en corte, señal armónica.....	79
Figura 6-1 Periodo óptimo para sintonizadores usados en sistemas principales con comportamiento global en flexión.....	81

Figura 6-2 Periodo óptimo para sintonizadores usados en sistemas principales con comportamiento global intermedio.....	82
Figura 6-3 Periodo óptimo para sintonizadores usados en sistemas principales con comportamiento global en corte.....	83

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 2-1 Propiedades dinámicas del comportamiento global en flexión.....	20
Tabla 2-2 Propiedades dinámicas del comportamiento global intermedio flexión-corte.....	20
Tabla 2-3 Propiedades dinámicas del comportamiento global en corte.....	20
Tabla 2-4 Relaciones consideradas para la relación del periodo fundamental de la estructura y el periodo dominante del suelo.....	21
Tabla 2-5 Propiedades dinámicas de las 23 estructuras que exhiben comportamiento global dominado por deformaciones por flexión.....	22
Tabla 2-6 Propiedades dinámicas de las 23 estructuras que exhiben comportamiento global dominado por deformaciones entre flexión y corte (intermedio)	23
Tabla 2-7 Propiedades dinámicas de las 23 estructuras que exhiben comportamiento global dominado por deformaciones por corte.....	24
Tabla 3-1 Registros considerados.....	26
Tabla 4-1 Intervalo de valores considerados para la frecuencia de los sintonizadores.....	41

CAPÍTULO 1

INTRODUCCIÓN

Después del terremoto de 1985, se observó en Ciudad de México un nivel excesivo de daño en los pisos superiores e intermedios de varios edificios. Estudios posteriores a este evento dejaron entrever la posibilidad de que esto se debiera a una fuerte influencia de los modos superiores de vibrar en la respuesta dinámica de varios sistemas estructurales. Por ejemplo, García (2001) reporta, mientras estudiaba la confiabilidad estructural de edificios situados en la Zona del Lago del Distrito Federal, varios casos de respuesta excesiva de los pisos superiores de marcos de concreto reforzado. Más tarde, Mejía (2005) comenta que ante un evento sísmico de igual o mayor intensidad que el ocurrido en septiembre de 1985, algunas estructuras ubicadas en la Zona del Lago del Distrito Federal podrían llegar a presentar un desempeño estructural deficiente en los pisos superiores. Poco tiempo después, Terán, Arroyo y León (2006) concluyen que algunas estructuras ubicadas en la Zona del Lago de la *Ciudad de México* pueden llegar a presentar un desempeño deficiente en sus pisos superiores durante eventos sísmicos de alta intensidad. Terán, Díaz y Arroyo (2014), en un estudio sobre el efecto de modos superiores en la respuesta dinámica de estructuras sujetas a excitaciones sísmicas de banda angosta, plantean una forma cuantitativa de identificar bajo qué circunstancias los modos superiores de vibrar afectan de manera excesiva la respuesta de pisos superiores. La Figura 1-1 ilustra daño excesivo en pisos superiores en edificios ubicados en la Zona del Lago.



Figura 1-1 Daños en pisos superiores, Septiembre de 1985, Ciudad de México (Terán, Díaz y Arroyo, 2014)

En particular, su propuesta considera el cociente de ordenadas elásticas de pseudo-aceleración correspondientes a los dos primeros modos de vibrar. Con base en los estudios anteriores, es posible concluir que edificios diseñados conforme a la norma vigente pueden llegar a exhibir daño excesivo en sus pisos superiores; y por tanto, que es necesario estudiar maneras de controlar en estos casos la contribución de los modos superiores de vibrar a la respuesta dinámica del sistema estructural.

1.1 Justificación

En la Ciudad de México se han comenzado a construir edificios con alturas considerables, que van desde los 160 hasta los 270 m de altura. Un alto porcentaje de estas estructuras se ubica en las Zonas de Transición y del Lago. La Figura 1-2 muestra algunas de estas torres, que exhiben un periodo fundamental de vibrar que oscila dentro de un intervalo que va de los 4 a 6 s en función de la configuración de su sistema estructural y de las masas que poseen. En general, es posible anticipar que debido a su gran altura y esbeltez, su comportamiento global quede influenciado por deformaciones globales en flexión, y que sus periodos superiores de vibrar caigan en un intervalo de 1 a 2 s lo que los haría caer, conforme a lo que se ilustra en la Figura 1-3 para la Zona de Transición, en la zona de periodos en que se presenta una alta amplificación dinámica del movimiento del terreno. Debido a lo anterior, es posible que la estructura presente un comportamiento dinámico fuertemente influenciado por uno de sus modos superiores, que debido a una fuerte amplificación de su respuesta dinámica resulte en una respuesta excesiva en los pisos superiores. De acuerdo a lo reportado por Terán, Díaz y Arroyo (2014), cuando el cociente de las ordenadas espectrales de pseudo-aceleración del segundo modo vibrar y del primer modo de vibrar $\left(\frac{S_a(T_2)}{S_a(T_1)}\right)$ excede 5, se observa que la distorsión promedio en los pisos superiores de un edificio excede aquella de los pisos inferiores. Lo anterior deja ver que aunque la masa reactiva que mueve el primer modo de vibrar sea mucho mayor que la movilizada por los modos superiores, una ordenada espectral lo suficientemente alta para los modos superiores en relación con la correspondiente al modo fundamental de vibrar, puede llegar a resultar en daños excesivos en los pisos superiores en relación con lo que se observaría en el resto del sistema estructural. Esto ha sido poco estudiado para el caso de edificios altos ubicados en las Zonas de Transición y del Lago de Ciudad de México. En particular, la gran mayoría de los trabajos de investigación en este tema han sido enfocados a terreno firme, y quizá por lo mismo, consistentemente han concluido que los modos superiores no afectan de manera importante el desempeño estructural de los edificios y, por tanto, que solo deben ser considerados durante la evaluación de las demandas de aceleración absoluta en contenidos. Al respecto, es posible decir que en terreno firme no se anticipa el nivel de amplificación dinámica que podría ocurrir cuando la frecuencia de un modo superior es resonante con las propiedades dinámicas de un movimiento de banda angosta, como son los que se generan en las Zonas de Transición y del Lago de Ciudad de México. Dentro de este contexto, valdría la pena mencionar que en el caso de un edificio alto y un comportamiento global dominado por flexión, los modos superiores movilizan un

mayor porcentaje de la masa reactiva. En el caso de edificios altos ubicados en terrenos capaces de generar excitaciones cuasi-armónicas, se da entonces un doble fenómeno, esto es, el de un efecto de resonancia de los modos superiores que viene acompañado por el hecho de que dichos modos mueven un mayor porcentaje de masa del que movilizan estos mismos modos en un sistema de baja altura.



Figura 1-2 Edificios altos ubicados en Paseo de la Reforma: Torre Mayor, Torre Reforma, Corporativo BBVA Bancomer, Punto Chapultepec. Imagen tomada del sitio: <http://espacio7.com/corporativo/los-7-edificios-mas-altos-de-mexico/>

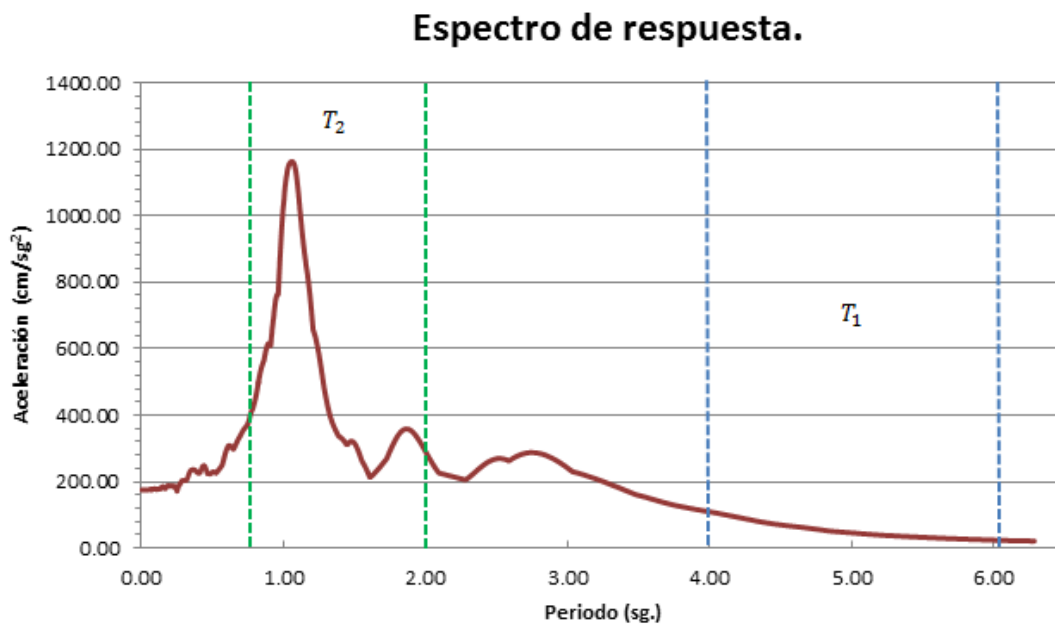


Figura 1-3 Representación gráfica del fenómeno de amplificación dinámica de modos superiores de edificios altos

De una manera simple, es posible decir que el efecto del segundo modo de vibrar en la respuesta dinámica suele concentrarse en los pisos superiores. En particular, el segundo modo induce latiguo en la parte superior de la edificación (Terán, Díaz y Arroyo 2014). En el caso de otros modos superiores, dicho latiguo se da en otras porciones del sistema estructural, de tal manera que el daño excesivo puede llegar a concentrarse en una porción intermedia del sistema estructural, ubicada entre los pisos inferiores y superiores. Este hecho no es fácil de percibir por los ingenieros de la práctica, ya que este efecto depende del factor de participación (Γ_n) que puede variar de manera considerable de un sistema estructural bajo a uno de gran altura (Chopra 2014), y que de alguna manera queda referido en la mente del ingeniero al caso de sistemas de baja altura. Debido además a que suele ser raro el ingeniero que anticipe una problemática de modos superiores en el sistema estructural que diseña, la situación descrita en esta sección puede resultar en problemas severos para el desempeño estructural de los edificios de gran altura.

Es importante desarrollar un conocimiento que haga posible entender la contribución de los modos superiores a la respuesta dinámica de sistemas estructurales de gran altura ubicados en las Zonas de Transición y del Lago de Ciudad de México (esto dentro de un contexto donde hay un número importante de torres en sus etapas de diseño y construcción). En particular, es importante clarificar bajo qué circunstancias existe la posibilidad de un desempeño inadecuado de sus pisos superiores e intermedios. Con base en esto será posible establecer estrategias de análisis y diseño que permitan controlar dicha contribución para dar lugar a sistemas estructurales de gran altura eficientes y seguros. Dentro de este contexto, el objetivo de esta tesis es estudiar el uso de sintonizadores de masa para controlar la respuesta de modos superiores en edificios altos ubicados en la Zona de Transición.

1.2 Sistemas de Control

1.2.1 Sintonizador de Masa

En un esfuerzo por reducir los daños por sismo en las estructuras, la comunidad internacional de ingeniería estructural ha estudiado la fabricación de dispositivos de control. En la actualidad existen diversas opciones disponibles en la práctica. La Figura 1-4 muestra y clasifica las diferentes alternativas que han sido desarrolladas para controlar la respuesta dinámica de un sistema estructural.

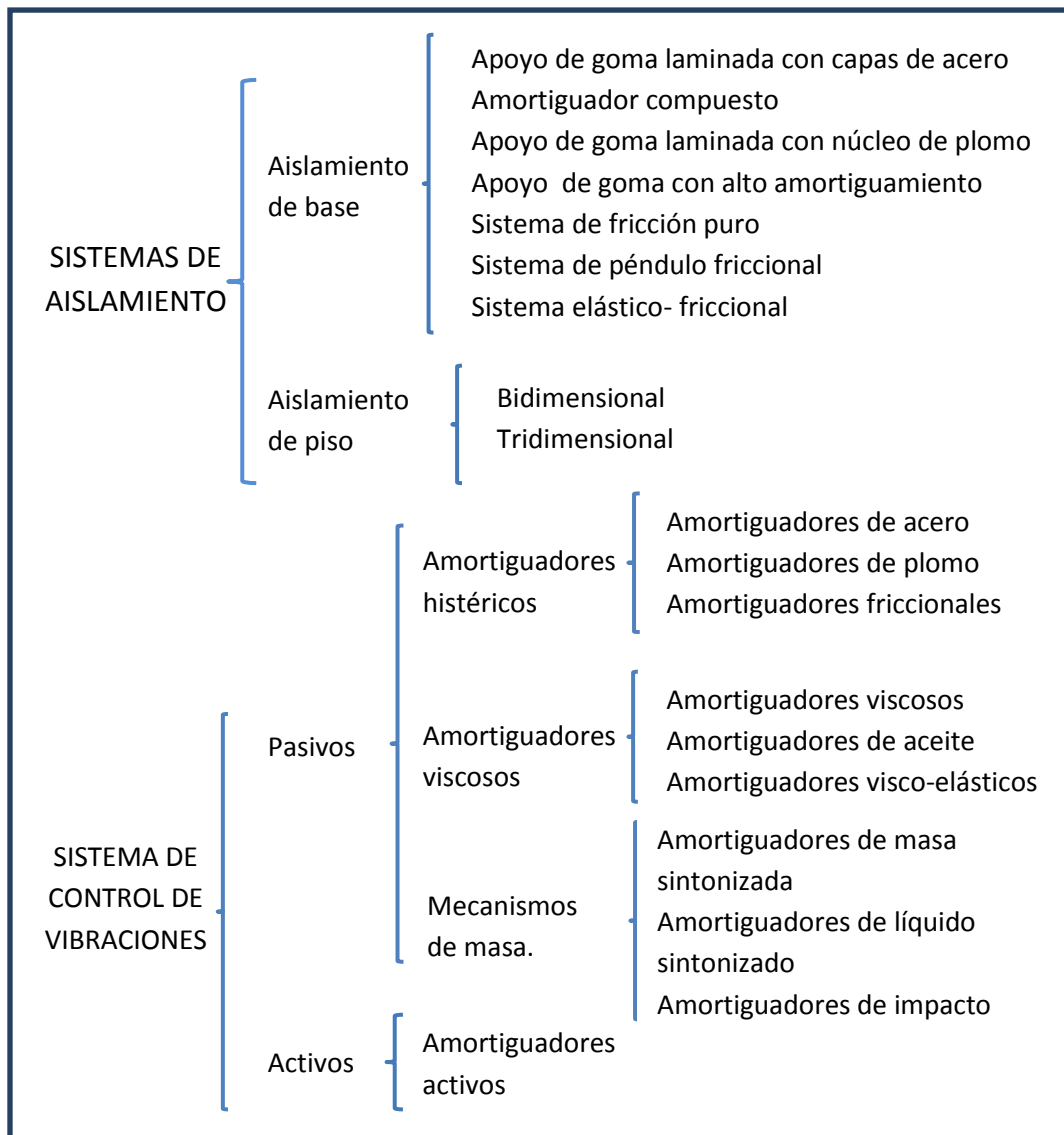


Figura 1-4 Alternativas para el control de la respuesta dinámica de las edificaciones (Montanaro, 2002)

Un sintonizador de masa es considerado como un sistema de control de vibraciones (en inglés se le conoce como tuned mass damper). En el caso específico de esta tesis, se consideran sintonizadores pasivos, que no alteran sus propiedades durante el transcurso de la excitación sísmica. Dentro de este contexto, es posible decir que un sintonizador de masa es un sistema ingenieril clásico consistente en una masa, un resorte y un amortiguador viscoso. Debido a lo anterior, son relativamente fáciles de concebir. Para un diseño correcto, es necesario entender los principios de la dinámica estructural, ya que un impacto benéfico para el desempeño estructural requiere del entendimiento de la amplificación dinámica y, en particular, de una resonancia que se promueve en la respuesta del sintonizador con el fin de reducir la respuesta del sistema estructural principal. Quizá podría hablarse de una resonancia inversa, en que la respuesta del sintonizador tiene que

darse en la misma dirección, pero en sentido contrario, a la respuesta del sistema estructural principal. Lo anterior resulta en la generación de fuerzas de inercia en el sintonizador que, con alto grado de sincronización, se oponen y atenúan aquellas generadas en el sistema estructural, y que resultan en una reducción en las demandas de deformación y aceleración lateral de este último.

Los sintonizadores de masa fueron inventados por Frahm en 1909. En esta primera aplicación, el dispositivo no poseía amortiguamiento, y era efectivo cuando su frecuencia natural se encontraba muy cercana a la de la excitación. Debido a esto, su rango de operación era limitado, y solo podía ser utilizado cuando se conocía con certeza la frecuencia de excitación.

El concepto moderno del sintonizador de masa resonante surgió con Den Hartog (1956). A partir de él se desarrollaron los principios básicos, y un procedimiento para la selección de las propiedades del sintonizador para el caso de sistemas de un grado de libertad sin amortiguamiento sujetos a excitación armónica. Den Hartog introduce conceptos como el de relación de masa (μ):

$$\mu = \frac{m}{M} \quad (1.1)$$

donde, m y M son las masas del sintonizador y del sistema principal (constituido por un sistema de un grado de libertad). Además definió la relación de frecuencias (f) como el cociente entre la frecuencia natural del sintonizador resonante y aquella del sistema principal, y estableció un valor óptimo para ella:

$$f_{\text{optimo}} = \frac{1}{1 + \mu} \quad (1.2)$$

El porcentaje óptimo de amortiguamiento crítico para el sintonizador quedó dado por:

$$\xi_{\text{optimo}} = \sqrt{\frac{3\mu}{8(1 + \mu)^3}} \quad (1.3)$$

Con las Ecuaciones 1.1 a 1.3, Den Hartog hizo posible calcular los parámetros óptimos para un sintonizador de masa que podía utilizarse en sistemas no amortiguados de un grado de libertad.

Es usual que μ denote ductilidad. Al respecto es importante mencionar que en esta tesis solo se estudian sistemas elásticos y dentro de este contexto μ siempre denotará, conforme a la notación usada por Den Hartog, una relación de masas.

Después de Den Hartog, muchos investigadores se enfocaron en encontrar las propiedades de sintonizadores que aplicaran al caso de sistemas sujetos a excitaciones armónicas y ruido blanco, e incluso excitaciones sísmicas. Inicialmente se concluyó que los sintonizadores

solo eran eficientes para el caso de cargas sinusoidales (Gupta y Chandrasekaren, 1969). Con el paso del tiempo, se entendió que era posible el uso exitoso de un sintonizador de masa con el fin de reducir la respuesta dinámica de sistemas sujetos a la acción de una excitación sísmica (Wirsching y Yoa, 1973). En particular, estos investigadores consideraron la respuesta de edificios de 5 y 10 pisos con un porcentaje de amortiguamiento crítico de 2% y sujetos a una excitación del terreno no estacionaria. Mostraron que dicha respuesta se reducía considerablemente cuando se usaba un sintonizador con 20% de amortiguamiento crítico, una masa igual a la mitad de aquella que correspondía a un piso típico, y una relación de sintonía (f) igual a 1 con respecto a la del primer modo de vibrar.

Wirsching y Campbell (1974) utilizan un método de optimización para establecer las propiedades de sintonizadores de masa para edificios de 1, 5 y 10 pisos, sometidos en su base a un movimiento estacionario (tipo ruido blanco). Observaron que el uso de un sintonizador de masa resultaba en una reducción importante en las demandas sísmicas de los sistemas bajo consideración.

Jagadish, Prasad y Rao (1979) analizaron la respuesta de un sistema de dos pisos. Consideraron un comportamiento no lineal (bilineal) para los elementos estructurales del piso inferior, y sujetaron al sistema estructural a la acción de la componente S69E del acelerograma Taft (registrado en el condado de Kern durante el evento de 1952). En el caso de este sistema, el piso superior funcionaba como sintonizador y reducía las vibraciones del piso inferior. Observaron para $f = 0.80 - 1.0$ una reducción del 50% en la demanda de ductilidad en el piso inferior; y con base en ello, introdujeron el concepto de piso superior prescindible, que absorbe una parte importante de la energía sísmica con el fin de reducir el nivel de daño estructural en los pisos inferiores.

Warburton y Ayonride (1980) consideraron el nivel de amortiguamiento del sistema principal durante la determinación de las propiedades óptimas de los sintonizadores, y concluyeron que en la mayor parte de los casos estudiados, dicho nivel de amortiguamiento no influye en el valor de las propiedades óptimas.

En México, Paniagua, Gómez y Iglesias (1989) estudiaron analíticamente la respuesta de un sistema de dos grados de libertad que considera como masa adicional un tinaco con agua. La mayor reducción de la respuesta en el sistema principal se encontró para excitaciones de banda angosta correspondientes a movimientos registrados en la Zona del Lago de Ciudad de México.

Villaverde y varios de sus colegas desarrollaron estudios que consideraron el uso de sintonizadores de masa para aplicaciones sísmicas (Villaverde 1985, Villaverde 1994, Villaverde y Koyama 1993, Villaverde y Martin 1995). Encontraron que el sintonizador suele ser más eficiente cuando los dos primeros modos complejos de vibrar de la estructura combinada (sistema principal y amortiguador de masa resonante), tienen un porcentaje de amortiguamiento similar al promedio de los porcentajes de amortiguamiento de la estructura principal y su sintonizador. Para promover que esto ocurra, se planteó que el

sintonizador debe entrar en resonancia con la estructura principal ($f = 1$), y poseer un porcentaje de amortiguamiento crítico de:

$$\xi = \beta + \Phi\sqrt{\mu} \quad (1.4)$$

donde, β es el porcentaje de amortiguamiento crítico de la estructura y Φ , la amplitud de la forma modal en el punto donde se ubica el sintonizador. Tanto μ como Φ se calculan para un factor de participación modal unitario. La propuesta anterior fue utilizada en varios edificios y puentes, y bajo la consideración de diferentes excitaciones sísmicas, se encontró eficaz para la reducción de la respuesta dinámica.

Miyama (1992) argumentó que los sintonizadores de masa con poca masa (menos del 2% de la masa generalizada del modo) no son capaces de reducir de manera importante la respuesta sísmica de edificios. Sugirió que la mayor parte de la energía sísmica debe ser absorbida por el entrepiso superior del sistema estructural, y que para que esto sea posible, más allá de tener una masa mínima, dicho entrepiso debe poseer una resistencia, capacidad de deformación y un nivel de amortiguamiento adecuados. Observó que bajo circunstancias adecuadas, 80% de la energía de entrada podría disiparse en el entrepiso superior de un sistema estructural.

Esteva (1993) observó que el uso de un sintonizador de masa debe considerar cuidadosamente la duración y el contenido de frecuencias de la excitación sísmica. Bajo la consideración de que los movimientos generados en la Zona del Lago de la Ciudad de México tienen contenidos de energía y frecuencias muy diferentes a los correspondientes a excitaciones sísmicas generadas en terreno firme, observó que es de esperarse que el uso de sintonizadores de masa en edificios ubicados en la Zona del Lago resulte más eficiente en términos relativos a lo observado en otro tipo de terrenos.

Sadek, Mohraz, Taylor y Chung (1997) modifican el planteamiento propuesto por Villaverde con base en argumentar que el planteamiento de igual amortiguamiento para los modos complejos no resulta adecuado para todo valor de μ . El uso del nuevo planteamiento resulta en una reducción de las demandas de desplazamiento lateral de hasta 50% en el sistema estructural principal. El estudio confirma que una reducción significativa en las demandas de deformación lateral solo es posible a través de aportarle una cantidad importante de masa al sintonizador, y que esto se vuelve particularmente importante para sintonizadores con altos niveles de amortiguamiento. Observan que bajo estas circunstancias, el sintonizador de masa puede llegar a desarrollar altas demandas de desplazamiento lateral.

Soto-Brito y Ruiz (1999) estudiaron el comportamiento de dos versiones de un sistema estructural de 22 niveles con un periodo fundamental de 2 s: con y sin sintonizador de masa. Para ello usaron excitaciones sísmicas de alta y baja intensidad generadas en la Zona del Lago de la Ciudad de México, con un periodo característico igual a 2 s. Encontraron que el sintonizador de masa es menos eficiente cuando la estructura desarrolla comportamiento no lineal.

Nawrotzki (2008) señala que es posible usar sintonizadores pasivos de masa para reducir las demandas sísmicas en puentes y edificios existentes, y que esto puede aprovecharse para incrementar el nivel de seguridad estructural en sistemas existentes, y para mejorar sus condiciones de operación.

Es posible decir que desde el principio y hasta fechas recientes, los trabajos de investigación que se han desarrollado alrededor del uso de sintonizadores de masa dentro de un contexto de resistencia a sismos, han llegado a la conclusión de que el uso adecuado de estos dispositivos reduce de manera importante las demandas laterales de deformación y aceleración en los sistemas estructurales ubicados en zonas de moderada a alta sismicidad. Para ello, suele recomendarse sintonizar adecuadamente el dispositivo al sistema estructural existente, lo que requiere manejar racionalmente las relaciones de frecuencias, amortiguamientos y de masas.

Para la sintonía del dispositivo suele tomarse en cuenta lo siguiente:

- Demanda máxima de desplazamiento lateral en la estructura principal;
- Demanda máxima de aceleración absoluta (lateral) en la estructura principal;
- Rigidez lateral de la estructura principal;
- Máximas demandas de desplazamiento lateral en el sintonizador.

Por lo general, un sintonizador pasivo de masa no modifica sus propiedades estructurales (y por tanto, dinámicas) a lo largo de la excitación sísmica, de tal manera que solo puede ser sintonizado con una frecuencia del sistema estructural. En general, un sistema estructural de varios pisos representa un sistema de varios grados de libertad que posee múltiples frecuencias naturales de vibrar (una por cada modo de vibrar). Por lo general, el dispositivo se sintoniza con la frecuencia correspondiente al modo fundamental de vibrar de la estructura principal. En caso de que se requiera controlar simultáneamente la respuesta asociada a varios modos de vibrar, es posible usar varios sintonizadores en altura que varíen sus propiedades dinámicas. Estos sintonizadores suelen ubicarse en aquellos entrepisos que más se deforman bajo la acción del modo de vibrar cuya respuesta pretenden controlar. Vale la pena mencionar que no existen hasta el momento suficientes estudios que permitan entender a cabalidad las condiciones óptimas asociadas al uso simultáneo de varios sintonizadores en sistemas estructurales sujetos a la acción de una excitación sísmica.

Entre las principales ventajas derivadas del uso de sintonizadores de masa pueden mencionarse las siguientes:

- Los sintonizadores pueden colocarse en estructuras existentes con fines de aliviar problemas de vibración excesiva en condiciones de servicio, y elevar su nivel de seguridad estructural;
- Estos dispositivos no requieren de una fuente externa de energía;
- Estos dispositivos pueden usarse para controlar tanto las vibraciones causadas por viento como aquellas derivadas de la acción de un sismo sobre el sistema estructural;

- Su costo suele no representar más del 1% del costo directo del sistema estructural (Shimazu y Araki, 1996);
- Su mantenimiento es mínimo y su costo de operación prácticamente nulo.

Entre las desventajas derivadas del uso de este tipo de dispositivos pueden mencionarse las siguientes:

- Solo pueden ser sintonizados a una frecuencia específica, y dada la variación que las frecuencias naturales de un sistema estructural pueden llegar a exhibir durante un sismo intenso, es necesario considerar con mucho cuidado las propiedades de sintonía del dispositivo;
- En ocasiones, su uso queda severamente restringido en términos de las altas demandas de desplazamiento lateral que pueden llegar a exhibir.

1.2.2 ¿Cómo es un Sintonizador de Masa?

Conforme a lo discutido, un sintonizador de masa es un sistema ingenieril que consiste en una masa, un resorte y un amortiguador viscoso; y por ello, su elaboración es relativamente fácil de concebir. Debido a lo anterior, actualmente en el mundo hay varios edificios que poseen este tipo de dispositivo para controlar vibraciones generadas por viento y sismo. Entre muchos otros, pueden nombrarse los siguientes edificios: Citicorp Center, John Hancock Tower, Chiba Port Tower, Canadian National Tower, Taipei 101, Crystal Tower, Yokohama Landmark Tower, Chifley Tower, Shanghai Tower. Quizás de entre todos ellos, el sintonizador de masas más conocido sea el que posee el edificio Taipei 101, que hoy en día constituye una atracción turística. Conforme a lo mostrado en la Figura 1-5, el dispositivo tiene forma de esfera con un diámetro de 5.5 m, la cual está formada por 41 placas de acero de diámetros variables con un espesor de 12.5 cm, que fueron soldadas entre sí. El peso de la esfera es aproximadamente de 660 toneladas y se encuentra suspendida a partir del piso 92 por medio de cables asegurados a un cinturón de acero. En el piso 87 se añaden amortiguadores viscosos que aportan un elevado nivel de amortiguamiento al dispositivo. La rigidez lateral del dispositivo corresponde a la de un péndulo. La altura de suspensión es aproximadamente de 12 m. La Figura 1-6 muestra la configuración del sistema estructural que soporta al dispositivo. Vale la pena mencionar que el sintonizador de masa fue diseñado para reducir la respuesta lateral del edificio hasta en 40%.

El mayor desplazamiento lateral desarrollado por el sintonizador ocurrió el 8 de agosto de 2015. En particular, los fuertes vientos producto del huracán Soudelor provocaron que el sintonizador de masa se desplazara 100 centímetros.

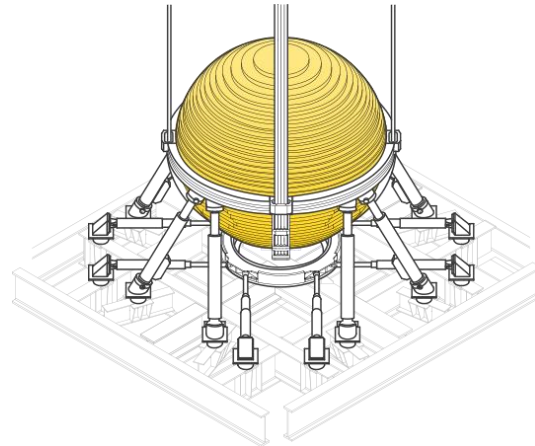


Figura 1-5 Sintonizador de Masa del Edificio Taipei 101. Imágenes tomadas del sitio: <http://www.taipei-101.com.tw/en/observatory-damper.aspx>

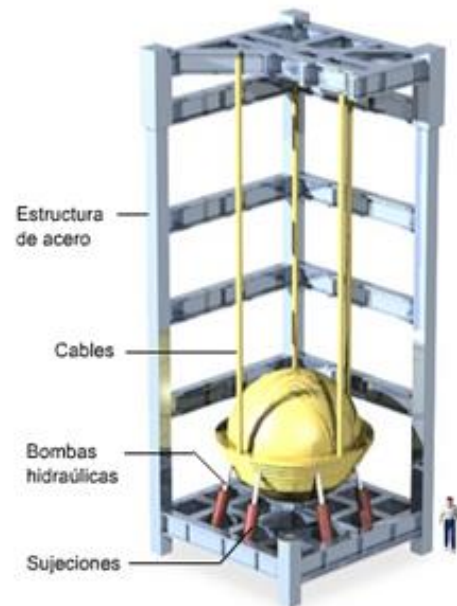
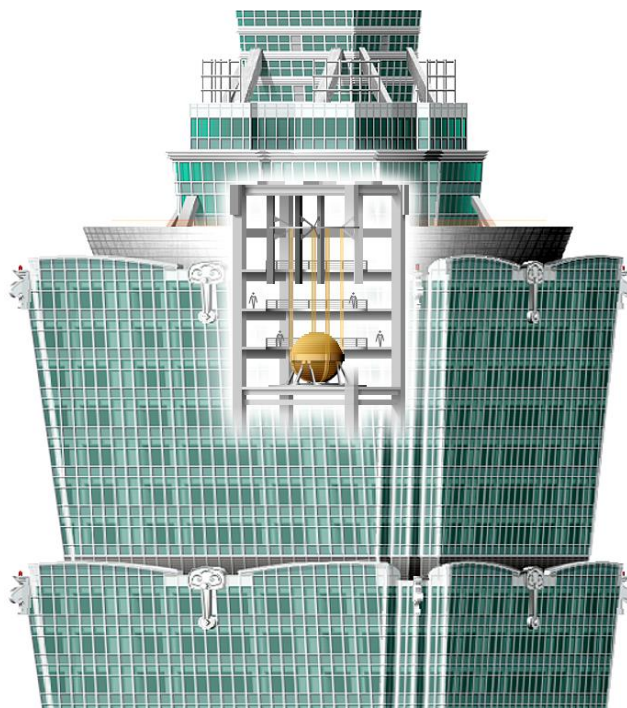


Figura 1-6. Ubicación y colocación del sintonizador de masa en el edificio. Imágenes tomadas del sitio: https://en.wikipedia.org/wiki/Tuned_mass_damper y <http://www.jmhdezhdz.com/2011/08/taipei-101-taiwan-planos-plans.html>.

1.3 Objetivos

- Estudiar el uso de sintonizadores de masa para controlar la respuesta lateral de sistemas estructurales de gran altura sujetos a la acción de excitaciones sísmicas con naturaleza cuasi-armónica;
- Establecer, en función de la posible resonancia que se dé entre las características dinámicas del movimiento del terreno y aquellas de alguno(s) de los modos de vibrar del sistema estructural, valores óptimos para las relaciones de masas, amortiguamientos y frecuencias para el diseño de los sintonizadores;
- Estudiar, el nivel de reducción que se puede esperar para las demandas de deformación lateral del sistema estructural principal, en función de la posible resonancia que se dé entre las características dinámicas del movimiento del terreno y aquellas de alguno(s) de los modos de vibrar del sistema estructural.

1.4 Alcances y limitaciones

Dada la poca información que hoy en día hay disponible en cuanto al uso de sintonizadores de masa para controlar la respuesta lateral de edificios de gran altura ubicados en zonas donde se generan movimientos del terreno con una banda angosta de frecuencias, se establece el siguiente alcance para los estudios aquí reportados:

- Los estudios se limitan a sistemas que permanecen elásticos durante la excitación sísmica, tanto en lo que se refiere a la respuesta del sistema principal como del sintonizador;
- Para el modelado del sistema estructural principal se usa un *stick-model* que queda compuesto por un ensamblaje bi-dimensional de masas y elementos barra. A cada piso se asigna una masa que se asocia a su grado de libertad lateral; y los elementos barra, que modelan la rigidez lateral de entrepiso, consideran dos grados de libertad en cada piso (desplazamiento lateral y rotación);
- El sistema principal se considera empotrado en la base;
- La capacidad de disipación de energía del sintonizador se representa a partir de un comportamiento viscoso lineal;
- Se considera una familia de movimientos del terreno registrados en la estación Xotepingo, ubicada en la Zona de Transición de la Ciudad de México. Solo se consideran las componentes horizontales del movimiento del terreno.

1.5 Organización de la tesis

La escritura de la tesis se organiza en 6 capítulos conforme a lo siguiente:

El **Capítulo 1** presenta la justificación, antecedentes, objetivos, alcances, y organización de la tesis.

El **Capítulo 2** describe el modelado usado para los sistemas estructurales bajo consideración. Se describen las propiedades estructurales relevantes para los sistemas, y el intervalo de valores considerados para dichas propiedades.

El **Capítulo 3** presenta los registros utilizados en los estudios reportados en la tesis. Se discuten además las propiedades de los movimientos que se consideran de importancia para explicar los resultados obtenidos.

El **Capítulo 4** discute el modelado de los sintonizadores de masa, y las propiedades consideradas para estos dispositivos en términos de los intervalos de valores usados para las relaciones de masas, amortiguamientos y frecuencias.

El **Capítulo 5** establece y compara la respuesta dinámica estimada para los sistemas estructurales con y sin sintonizadores de masa. A partir de esto, se discute la efectividad de los dispositivos en términos de controlar las demandas de desplazamiento lateral de los sistemas principales, y con base en esto, se identifican valores óptimos para el diseño de los sintonizadores.

El **Capítulo 6** presenta las conclusiones de los estudios, y ofrece recomendaciones en cuanto a los temas que deben tratar estudios futuros.

CAPÍTULO 2

SISTEMAS PRINCIPALES

En esta tesis se entiende que el sistema principal de un edificio alto corresponde a la superestructura sin el sintonizador de masas.

Dado que esta tesis representa un primer paso en cuanto a desarrollar un entendimiento de como un sintonizador de masa afecta el comportamiento de edificios altos sujetos a la acción de movimientos del terreno con características cuasi-armónicas, es necesario que considere un amplio intervalo para los valores de las diferentes propiedades estructurales de los sistemas principales. Dentro de este contexto, es importante considerar comportamientos globales que queden dominados por diferentes tipos de componentes de deformación lateral, ya que esto afecta las características y contribución de los modos superiores de vibrar.

Los estudios reportados en esta tesis consideran sistemas planos que se idealizan con una serie de masas que se interconectan en altura por una serie de barras elásticas. Mientras que cada piso considera una masa lateral y dos grados de libertad (desplazamiento lateral y rotación), la rigidez lateral de cada entrepiso se modela por medio de una barra que queda delimitada en sus extremos superior e inferior por una masa de piso. La Ecuación 2.1 plantea la matriz de rigideces asignada a cada barra. Note que se consideran cuatro grados de libertad (dos en cada extremo).

$$[k] = \begin{bmatrix} \frac{12 EI}{(1 + \beta)L^3} & \frac{6 EI}{(1 + \beta)L^2} & -\frac{12 EI}{(1 + \beta)L^3} & \frac{6 EI}{(1 + \beta)L^2} \\ \frac{6 EI}{(1 + \beta)L^2} & \frac{(4 + \beta)EI}{(1 + \beta)L} & -\frac{6 EI}{(1 + \beta)L^2} & \frac{(2 - \beta)EI}{(1 + \beta)L} \\ \frac{12 EI}{(1 + \beta)L^3} & \frac{6 EI}{(1 + \beta)L^2} & -\frac{12 EI}{(1 + \beta)L^3} & \frac{6 EI}{(1 + \beta)L^2} \\ \frac{6 EI}{(1 + \beta)L^2} & \frac{(2 - \beta)EI}{(1 + \beta)L} & -\frac{6 EI}{(1 + \beta)L^2} & \frac{(4 + \beta)EI}{(1 + \beta)L} \end{bmatrix}; \quad \beta = \frac{12 EI}{G A L^2} \quad (2.1)$$

$$G = \frac{E}{2(1 + \nu)}$$

En la ecuación anterior, E es el módulo de elasticidad del material que posee la barra, I el momento de inercia de la barra, G el módulo de cortante del material que posee la barra, A el área de la sección transversal de la barra, L la longitud de la barra, y ν el coeficiente de Poisson del material que posee la barra. Note que la matriz de rigideces considera explícitamente las deformaciones por corte y flexión de la barra, de tal manera de hacer posible, conforme a las necesidades de esta tesis, la consideración simultanea de los comportamientos globales en corte y flexión de los sistemas principales.

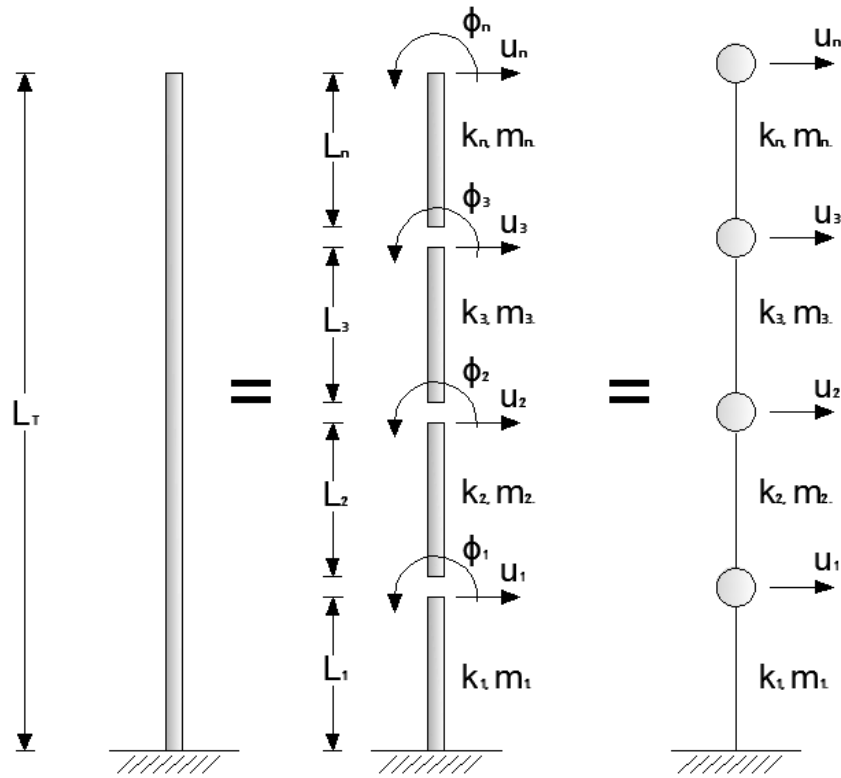


Figura 2-1 Representación de *stick-model*

La Figura 2-1 representa de manera esquemática un *stick-model* que para su modelado requiere del uso de la Ecuación 2.1 para establecer las propiedades de las barras que modelan el comportamiento lateral de los entrepisos de los sistemas estructurales principales. La matriz de rigideces del sistema estructural se establece a partir de ensamblar las matrices de rigideces de los diferentes entrepisos. La Figura 2-2 muestra las consideraciones que se requieren hacer para el ensamblado.

Una vez que se ensambla la matriz de rigidez del sistema estructural completo, es conveniente condensarla estáticamente debido a que los grados de libertad dinámicos solo se asocian a los grados de libertad asignados a los desplazamientos laterales del sistema estructural. Esta condensación se lleva a cabo conforme a lo siguiente:

$$[K_{\Delta}] = [k_{\Delta\Delta}] - [k_{\Delta\theta}][k_{\theta\theta}]^{-1}[k_{\theta\Delta}] \quad (2.2)$$

donde, K_{Δ} representa la matriz condensada de rigidez lateral del sistema principal; $k_{\Delta\Delta}$ la porción de la matriz global de rigideces que contempla la interacción entre los grados de libertad de traslación, $k_{\Delta\theta} = k_{\theta\Delta}^T$ la porción de la matriz global de rigideces que contempla la interacción que se da entre los grados de libertad de traslación con aquellos de rotación; y $k_{\theta\theta}$ la porción de la matriz global de rigideces correspondiente a la interacción que se da entre los grados de libertad asociados a la rotación de los nodos.

Para los análisis dinámicos se usa una matriz de masa que considera que esta propiedad se concentra al nivel de los sistemas de piso (de los nodos). Para esta tesis, se considera una masa igual para todos los pisos del sistema estructural (una distribución uniforme de masa en altura), lo que se considera representativo para el caso de un edificio alto.

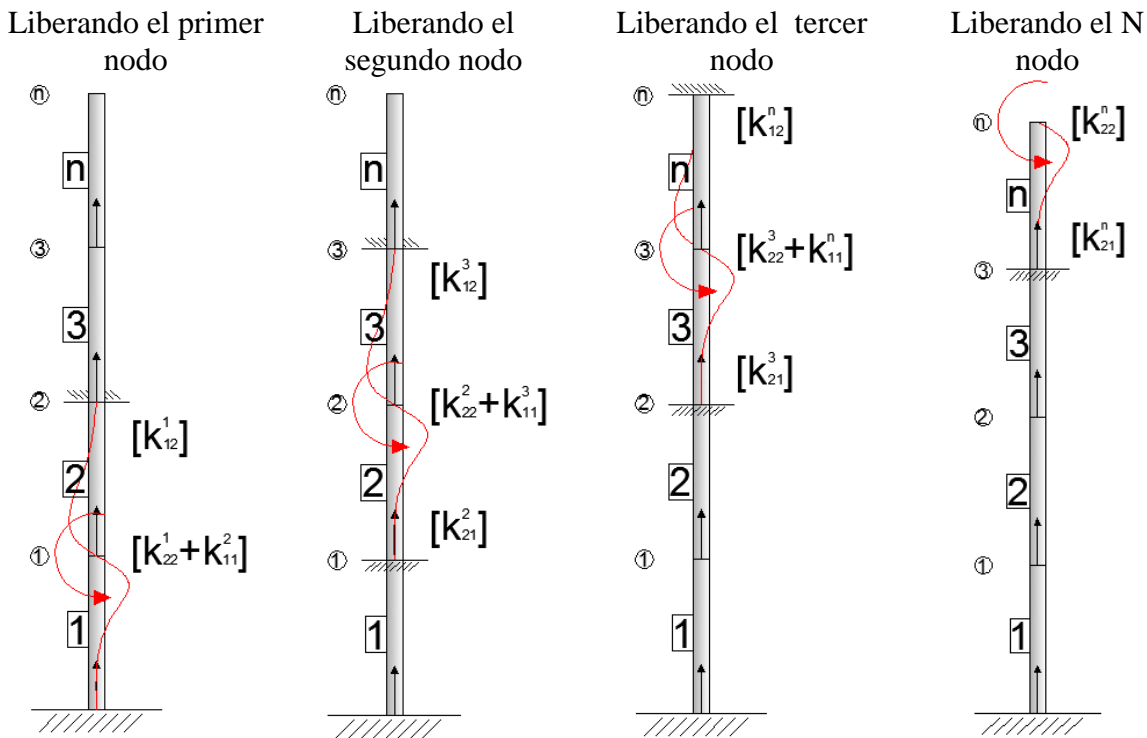


Figura 2-2 Consideraciones para ensamblado de matriz global de rigideces

Para llevar a cabo los análisis dinámicos paso a paso de los sistemas estructurales, se diseñó y escribió un programa para el ambiente MATLAB (MathWorks, 2009). El programa establece primero la matriz de masa. Luego establece la matriz de rigideces de cada barra y las ensambla para obtener la matriz global de rigideces. Una vez que condensa esta matriz, obtiene los modos de vibrar (lo que incluye las formas modales y las frecuencias), y a partir de ello plantea un análisis elástico paso a paso.

Para promover un comportamiento global dominado por componentes de deformación lateral en corte o flexión, el programa puede considerar como dato valores específicos para el cociente $\frac{I}{A}$ bajo la consideración de que los valores de I y A permanecen constantes en altura. Conforme el valor de este cociente se incrementa, el comportamiento del sistema principal queda más dominado por deformaciones globales en corte. Un decremento de este cociente resulta en un comportamiento lateral dominado por deformaciones globales en flexión. Al respecto, un comportamiento global en corte implica una reducción en las deformaciones laterales de los entrepisos superiores con relación a la observada en los entrepisos intermedios del sistema estructural.

La Figura 2-3 muestra los primeros modos de vibrar de varios sistemas estructurales que exhiben diferentes valores de $\frac{I}{A}$. A partir de las formas modales que se muestran en la figura, se eligieron 3 valores para los cocientes $\frac{I}{A}$ que caracterizan un comportamiento dominado por componentes de deformación global en corte, uno dominado por componentes de deformación global en flexión, y otro en que ambas componentes tengan una participación importante. En particular, se eligieron valores de $\frac{I}{A}$ 18'750,000 (línea roja discontinua); 83,333 (línea verde continua); y 1'333,300 (línea magenta continua); respectivamente, para cada uno de estos 3 comportamientos.

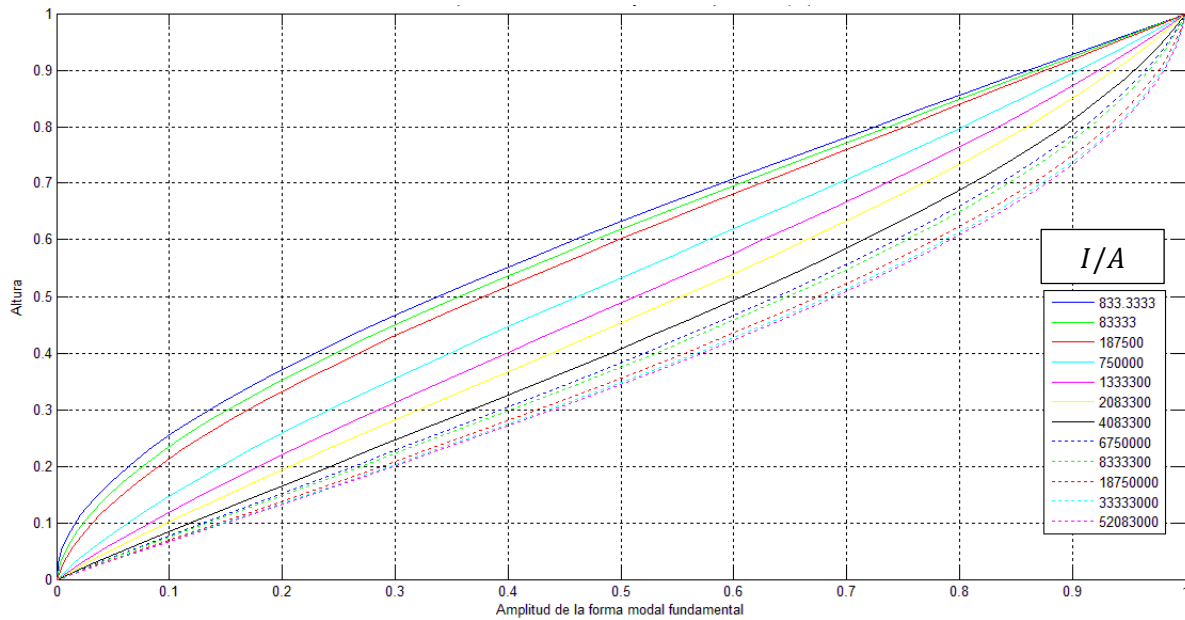


Figura 2-3 Primera forma modal de estructuras con diferentes valores de $\left(\frac{I}{A}\right)$

Otra consideración que se hizo fue establecer el número mínimo de entrepisos que debieran tener los modelos para representar de manera adecuada los 3 comportamientos globales bajo consideración. Para ello se establecieron varios *stick-models* para cada tipo de comportamiento global, con la particularidad de que en estos modelos se variaba el número de pisos (se consideran modelos con 3, 15, 20, 25, 30, 35, 40, 45 y 50 pisos). Las Figuras 2-4 a 2-6 presentan la respuesta máxima de estructuras dominadas por su primer modo de vibrar cuando se les sujeta a la acción de una excitación sísmica. El número mínimo de pisos para cada comportamiento se determina como aquel en que la respuesta máxima sufre cambios mínimos con un incremento en el número de pisos. Para los 3 tipos de comportamiento global bajo consideración, se estableció que para sistemas con 35 pisos (líneas amarillas) o más, la respuesta exhibe una variación mínima, de tal manera que se decidió considerar 35 pisos para los sistemas estructurales principales. Quizá sea importante mencionar que la necesidad de considerar un número mínimo de entrepisos surge de la conveniencia de reducir los tiempos de análisis paso a paso.

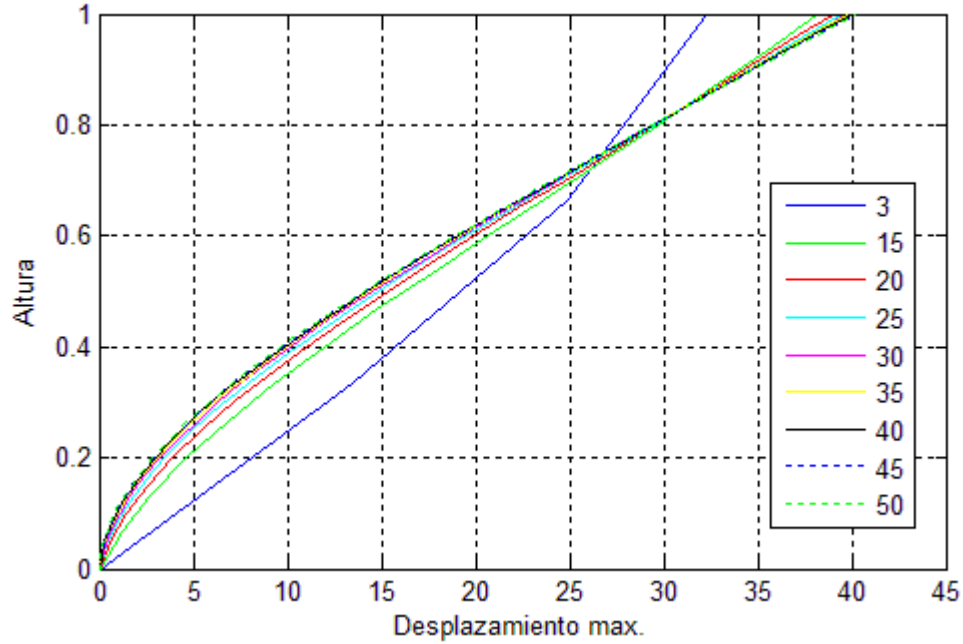


Figura 2-4 Respuesta máxima de sistemas estructurales cuya respuesta dinámica queda dominada por el primer modo de vibrar (comportamiento global en flexión).

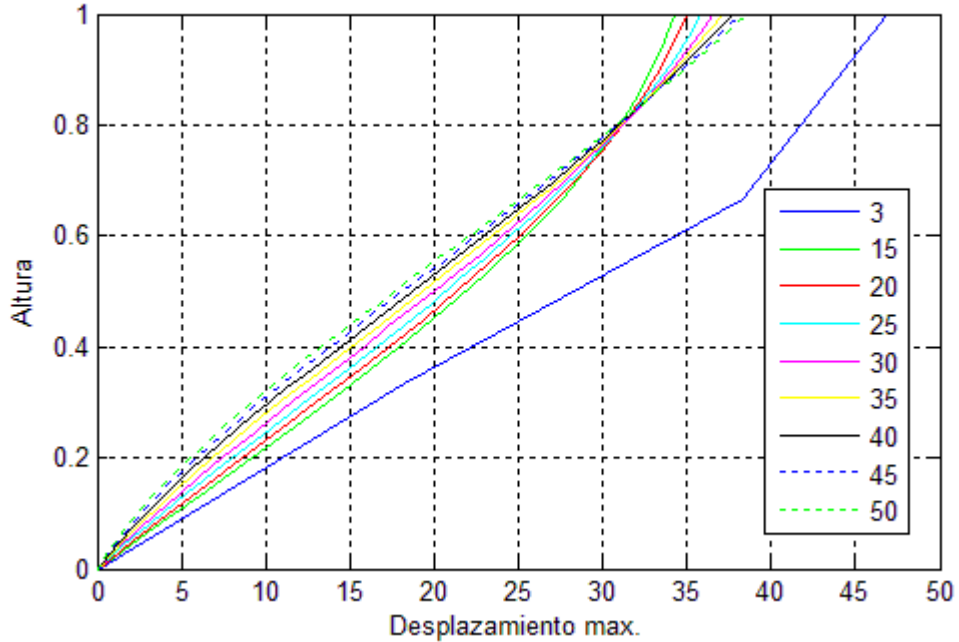


Figura 2-5 Respuesta máxima de sistemas estructurales cuya respuesta dinámica queda dominada por el primer modo de vibrar (comportamiento global intermedio).

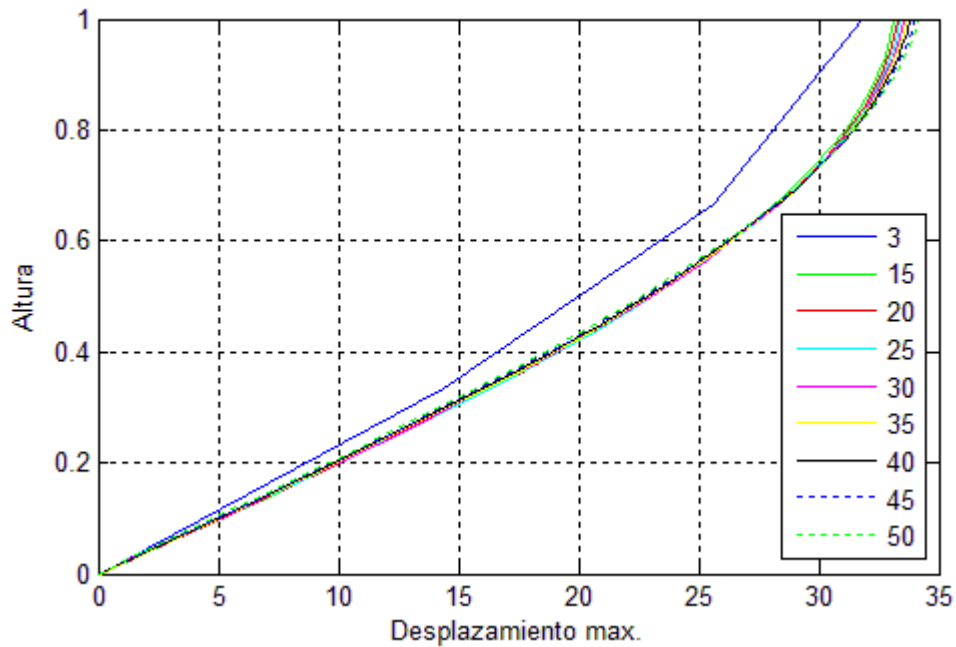


Figura 2-6 Respuesta máxima de sistemas estructurales cuya respuesta dinámica queda dominada por el primer modo de vibrar (comportamiento global en corte).

Conforme a lo discutido antes, la relación que existe entre el valor del periodo de un modo superior y el periodo fundamental de vibrar, así como la masa movilizada por cada modo, depende del tipo de comportamiento global que desarrolla el sistema estructural. Las Tablas 2-1 a 2-3 muestran los valores de estas propiedades para cada tipo de comportamiento considerado en esta tesis. Note que para un comportamiento global dominado por componentes de deformación en flexión, el valor correspondiente al segundo periodo de vibrar es aproximadamente un quinto del periodo fundamental de vibrar ($T_2 = \frac{T_1}{5}$), y que este modo moviliza el 21% de la masa total del sistema estructural. Para un comportamiento global dominado por componentes de deformación en corte, se tiene que $T_2 = \frac{T_1}{3}$, y que el segundo modo solo es capaz de movilizar 9.8% de la masa total. Conforme a lo discutido antes, esto implica que un comportamiento global en flexión normalmente queda asociado a una mayor participación de los modos superiores en la respuesta dinámica global.

Tabla 2-1 Propiedades dinámicas de sistemas con comportamiento global en flexión

Numero de Periodos	T_1/T_n	% Masa reactiva
1	1.0000	63.8738
2	5.1834	21.3056
3	12.0212	6.7686
4	19.4827	3.0142
5	26.9047	1.5679

Tabla 2-2 Propiedades dinámicas de sistemas con comportamiento intermedio flexión-corte

Numero de Periodos	T_1/T_n	% Masa reactiva
1	1.0000	74.5777
2	3.2571	15.8029
3	6.1449	3.8630
4	8.7684	1.8390
5	11.4029	1.0485

Tabla 2-3 Propiedades dinámicas de sistemas con comportamiento global en corte

Numero de Periodos	T_1/T_n	% Masa reactiva
1	1.0000	81.4216
2	3.0000	9.7913
3	5.2500	3.3141
4	7.0000	1.6702
5	8.4000	0.9937

Para poder abarcar un amplio intervalo de valores para las propiedades dinámicas de los sistemas estructurales, se consideraron sistemas con diferente periodo fundamental de vibrar. En particular se consideraron para cada tipo de comportamiento global, 23 *stick-models* conforme a lo indicado en la Tabla 2-4. En esta tabla se indica la relación que para los 23 modelos guarda el valor de su periodo fundamental de vibrar, con el periodo dominante de la excitación sísmica (que conforme a lo discutido en detalle en el Capítulo 3, es de 1 s). Para la distribución de masa en altura bajo consideración, y un comportamiento global dado, dar un valor particular de periodo fundamental de vibración implica establecer un valor adecuado de I para la planta baja del edificio, y en función de la distribución en altura de rigidez lateral y el valor correspondiente de $\frac{I}{A}$, establecer los valores de I y A correspondientes a todos los elementos barra del sistema estructural.

Tabla 2-4 Relaciones consideradas para la relación del periodo fundamental de la estructura y el periodo dominante del suelo

<i>RSE</i>	0.50	0.75	1.00	1.25	1.50	1.75	2.00	2.50	3.00	3.50	4.00
<i>RSE</i>	4.50	5.00	6.00	7.00	8.00	9.00	10.00	11.00	12.00	13.00	14.00
<i>RSE</i>	15.00										

Se consideran diferentes relaciones de periodo fundamental de vibrar con respecto al periodo del suelo (*RSE*) de tal manera de contar con una amplia gama de casos donde el movimiento del terreno excita diferentes modos de vibrar. De esta manera se hace posible abarcar casos en los que en teoría, el dispositivo debe sintonizarse de diferente manera, y por tanto, se promueve un entendimiento amplio del efecto de un sintonizador de masa en la respuesta dinámica de edificios altos construidos en terrenos capaces de generar excitaciones cuasi-armónicas.

Las Tablas 2-5 a 2-7 resumen las propiedades dinámicas de los 69 *stick-models* bajo consideración en esta tesis. Todos los sistemas tienen 35 pisos, y consideran distribuciones uniformes de masa y rigidez lateral en altura (tanto en lo que se refiere al comportamiento global en corte como al comportamiento global en flexión). Es importante mencionar que algunos de los modelos considerados en esta tesis exhiben características dinámicas que no corresponden a las de un edificio de gran altura. En particular, estructuras con periodo fundamental menor que 2 s se consideran en esta tesis como edificios de mediana a baja altura. Se considera además que un edificio de gran altura tiene un periodo fundamental de vibrar que cae en el intervalo de valores que va de 2 a 10 s (este tipo de estructuras son las de mayor interés para esta investigación). Finalmente, se considera que edificios con periodo fundamental de vibrar mayor que 10 s representan casos excepcionales que pueden tener una utilidad práctica limitada.

Tabla 2-5 Propiedades dinámicas de las 23 estructuras que exhiben comportamiento global dominado por deformaciones por flexión

		<i>ESTRUCTURA</i>						
		1	2	3	4	5	6	7
<i>Periodo</i> <i>T (s)</i>	1	0.5000	0.7500	1.0000	1.2500	1.5000	1.7500	2.0000
	2	0.0961	0.1441	0.1921	0.2402	0.2882	0.3362	0.3843
	3	0.0416	0.0624	0.0832	0.1041	0.1249	0.1457	0.1665
	4	0.0257	0.0386	0.0515	0.0644	0.0772	0.0901	0.1030
	5	0.0185	0.0278	0.0371	0.0464	0.0556	0.0649	0.0742

Continuación Tabla 2-5.

		<i>ESTRUCTURA</i>						
		8	9	10	11	12	13	14
<i>Periodo</i> <i>T (s)</i>	1	2.5000	3.0000	3.5000	4.0000	4.5000	5.0000	6.0000
	2	0.4803	0.5764	0.6724	0.7685	0.8646	0.9606	1.1528
	3	0.2081	0.2497	0.2914	0.3330	0.3746	0.4162	0.4995
	4	0.1287	0.1545	0.1802	0.2060	0.2317	0.2575	0.3090
	5	0.0927	0.1112	0.1298	0.1483	0.1669	0.1854	0.2225

Continuación Tabla 2-5.

		<i>ESTRUCTURA</i>						
		15	16	17	18	19	20	21
<i>Periodo</i> <i>T (s)</i>	1	7.0000	8.0000	9.0000	10.0000	11.0000	12.0000	13.0000
	2	1.3449	1.5370	1.7291	1.9213	2.1134	2.3055	2.4976
	3	0.5827	0.6659	0.7492	0.8324	0.9157	0.9989	1.0822
	4	0.3605	0.4120	0.4635	0.5150	0.5665	0.6180	0.6695
	5	0.2596	0.2966	0.3337	0.3708	0.4079	0.4450	0.4820

Continuación Tabla 2-5.

		<i>ESTRUCTURA</i>	
		22	23
<i>Periodo</i> <i>T (s)</i>	1	14.0000	15.0000
	2	2.6898	2.8819
	3	1.1654	1.2487
	4	0.7210	0.7725
	5	0.5191	0.5562

Tabla 2-6 Propiedades dinámicas de las 23 estructuras que exhiben comportamiento global dominado por deformaciones entre flexión y corte (intermedio)

		<i>ESTRUCTURA</i>						
		1	2	3	4	5	6	7
<i>Periodo</i> <i>T (s)</i>	1	0.5000	0.7500	1.0000	1.2500	1.5000	1.7500	2.0000
	2	0.1535	0.2303	0.3070	0.3838	0.4605	0.5373	0.6141
	3	0.0814	0.1221	0.1627	0.2034	0.2441	0.2848	0.3255
	4	0.0570	0.0855	0.1140	0.1426	0.1711	0.1996	0.2281
	5	0.0438	0.0658	0.0877	0.1096	0.1315	0.1535	0.1754

Continuación Tabla 2-6

		<i>ESTRUCTURA</i>						
		8	9	10	11	12	13	14
<i>Periodo</i> <i>T (s)</i>	1	2.5000	3.0000	3.5000	4.0000	4.5000	5.0000	6.0000
	2	0.7676	0.9211	1.0746	1.2281	1.3816	1.5351	1.8422
	3	0.4068	0.4882	0.5696	0.6509	0.7323	0.8137	0.9764
	4	0.2851	0.3421	0.3992	0.4562	0.5132	0.5702	0.6843
	5	0.2192	0.2631	0.3069	0.3508	0.3946	0.4385	0.5262

Continuación Tabla 2-6

		<i>ESTRUCTURA</i>						
		15	16	17	18	19	20	21
<i>Periodo</i> <i>T (s)</i>	1	7.0000	8.0000	9.0000	10.0000	11.0000	12.0000	13.0000
	2	2.1492	2.4562	2.7632	3.0703	3.3773	3.6843	3.9913
	3	1.1392	1.3019	1.4646	1.6274	1.7901	1.9528	2.1156
	4	0.7983	0.9124	1.0264	1.1405	1.2545	1.3685	1.4826
	5	0.6139	0.7016	0.7893	0.8770	0.9647	1.0524	1.1401

Continuación Tabla 2-6

		<i>ESTRUCTURA</i>	
		22	23
<i>Periodo</i> <i>T (s)</i>	1	14.0000	15.0000
	2	4.2984	4.6054
	3	2.2783	2.4410
	4	1.5966	1.7107
	5	1.2278	1.3155

Tabla 2-7 Propiedades dinámicas de las 23 estructuras que exhiben comportamiento global dominado por deformaciones por corte.

		<i>ESTRUCTURA</i>						
		1	2	3	4	5	6	7
<i>Periodo</i> <i>T (s)</i>	1	0.5000	0.7500	1.0000	1.2500	1.5000	1.7500	2.0000
	2	0.1664	0.2496	0.3328	0.4160	0.4993	0.5825	0.6657
	3	0.0984	0.1476	0.1968	0.2460	0.2952	0.3444	0.3936
	4	0.0703	0.1055	0.1406	0.1758	0.2109	0.2461	0.2813
	5	0.0547	0.0821	0.1095	0.1368	0.1642	0.1916	0.2190

Continuación Tabla 2-7

		<i>ESTRUCTURA</i>						
		8	9	10	11	12	13	14
<i>Periodo</i> <i>T (s)</i>	1	2.5000	3.0000	3.5000	4.0000	4.5000	5.0000	6.0000
	2	0.8321	0.9985	1.1649	1.3314	1.4978	1.6642	1.9970
	3	0.4920	0.5904	0.6888	0.7872	0.8856	0.9840	1.1808
	4	0.3516	0.4219	0.4922	0.5625	0.6328	0.7031	0.8438
	5	0.2737	0.3284	0.3832	0.4379	0.4927	0.5474	0.6569

Continuación Tabla 2-7

		<i>ESTRUCTURA</i>						
		15	16	17	18	19	20	21
<i>Periodo</i> <i>T (s)</i>	1	7.0000	8.0000	9.0000	10.0000	11.0000	12.0000	13.0000
	2	2.3299	2.6627	2.9955	3.3284	3.6612	3.9941	4.3269
	3	1.3776	1.5745	1.7713	1.9681	2.1649	2.3617	2.5585
	4	0.9844	1.1250	1.2656	1.4063	1.5469	1.6875	1.8281
	5	0.7664	0.8758	0.9853	1.0948	1.2043	1.3137	1.4232

Continuación Tabla 2-7

		<i>ESTRUCTURA</i>	
		22	23
<i>Periodo</i> <i>T (s)</i>	1	14.0000	15.0000
	2	4.6597	4.9926
	3	2.7553	2.9521
	4	1.9688	2.1094
	5	1.5327	1.6422

3.1 Registros

Para alcanzar los objetivos planteados para esta tesis, se usan 20 historias de aceleración del terreno registradas en la estación Xotepingo, ubicada en la Zona de Transición de la Ciudad de México. Los movimientos exhiben una larga duración y una naturaleza cuasi-armónica, lo que implica que la mayor amplificación dinámica se presenta en una banda angosta de frecuencias. La naturaleza de los movimientos del terreno hace posible estimular en mayor medida uno de los modos de vibrar del sistema estructural y, a partir de ello, tener una respuesta dinámica dominada por dicho modo. Por medio de considerar una amplia gama de valores para las propiedades dinámicas de los sistemas estructurales bajo consideración, se promueve un entendimiento de cómo queda afectada, bajo diferentes circunstancias, la respuesta de un edificio alto cuando se le incorpora un sintonizador de masa.

Dado que se considera una respuesta elástica para todos los sistemas, y que esta respuesta se normaliza para presentarse de manera adimensional, la aceleración máxima del terreno de las señales no resulta de relevancia para los resultados presentados. A pesar de esto, resulta de interés mencionar que conforme al Apéndice A de las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal, la aceleración máxima del terreno correspondiente a la excitación sísmica de diseño para el sitio considerado es de 0.175 g.

La Tabla 3-1 resume la fecha de registro de cada movimiento del terreno, así como la magnitud correspondiente al evento sísmico que le provocó. Además, se muestran los factores de escala que habría que usar para que cada una de las componentes de los registros bajo consideración exhibiera una aceleración de 0.175 g. Las Figuras 3-1 a 3-20 muestran las historias de aceleraciones del terreno para los 20 movimientos escalados linealmente de tal manera que exhiban una aceleración máxima del terreno de 0.175g. Note la larga duración de los registros, cuya fase intensa de movimiento dura de 40 a 100 s. Las Figuras 3-21 a 3-40 resumen los espectros elásticos de pseudo-aceleración correspondientes a los diferentes registros escalados y un porcentaje de amortiguamiento crítico de 5%. Note que todos los espectros alcanzan su máximo en un valor cercano a 1 s, que corresponde al periodo dominante del terreno, y que la ordenada espectral máxima es aproximadamente igual a 5 veces la ordenada al origen (aceleración máxima del terreno). Este cociente de aceleraciones así como la notoria banda angosta de frecuencias es un buen indicativo de la naturaleza cuasi-armónica de los movimientos del terreno. La Figura 3-41 superpone los espectros de los 20 movimientos escalados del terreno, y muestra su espectro promedio.

Tabla 3-1 Registros considerados

Fecha	Magnitud	NS (cm/sg ²)	EO (cm/sg ²)	Factor NS	Factor EO	Latitud	Longitud	Dist. al Epicentro (km.)
89-04-25	6.9	32.9	30.3	5.22	5.66	16.603°	-99.40°	294.20
94-03-14	6.5	2.2	1.7	78.13	103.6	15.670°	-93.01°	757.15
95-09-14	6.4	23.5	15.4	7.29	11.22	16.310°	-98.88°	320.74
95-10-09	6.5	5.5	5.2	30.97	32.83	18.740°	-104.67°	593.14
95-10-21	6.2	2.2	2.0	77.43	87.5	16.920°	-93.62°	630.83
96-07-15	6.5	8.6	7.3	19.91	23.55	17.450°	-101.16°	290.03
97-01-11	6.9	18.1	13.7	9.46	12.5	17.910°	-103.04°	493.80
99-05-22	6.0	4.3	5.1	39.86	33.52	16.240°	-97.40°	374.88
99-06-21	5.8	5.1	4.3	33.46	39.68	17.990°	-101.72°	307.62
99-09-30	7.5	26.2	23.0	6.55	7.45	15.950°	-97.03°	421.29

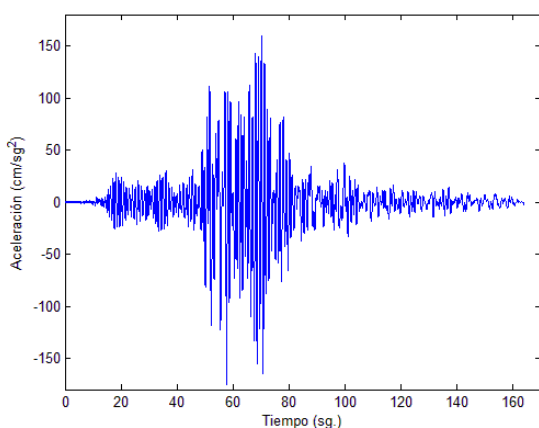


Figura 3-1 REGISTRO 890425 NS

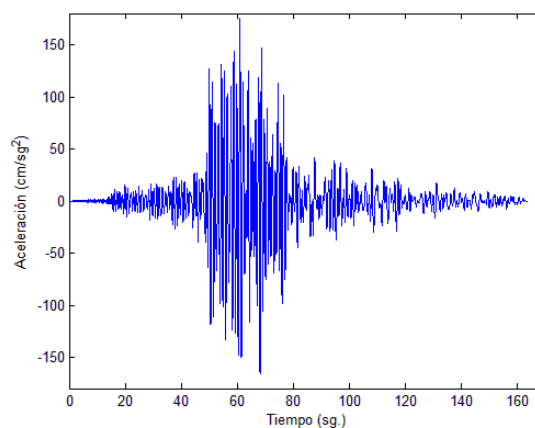


Figura 3-2 REGISTRO 890425 EO

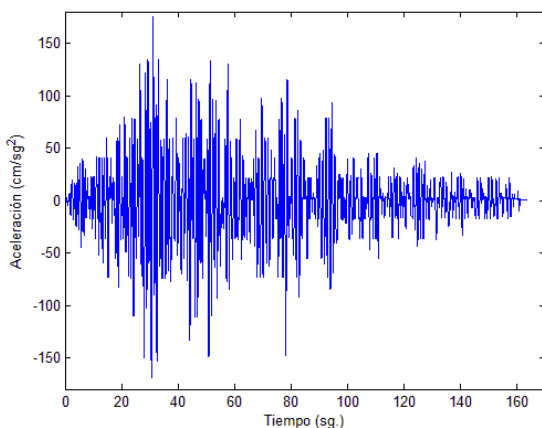


Figura 3-3 REGISTRO 940314 NS

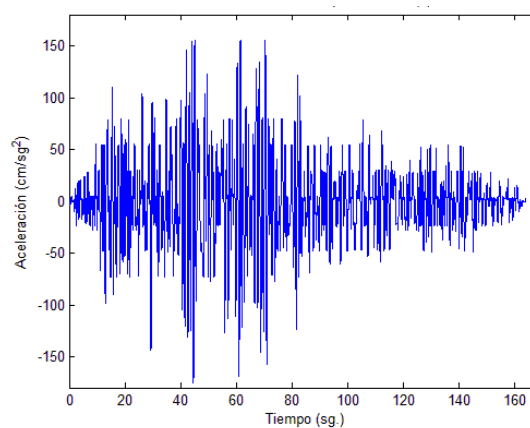


Figura 3-4 REGISTRO 940314 EO

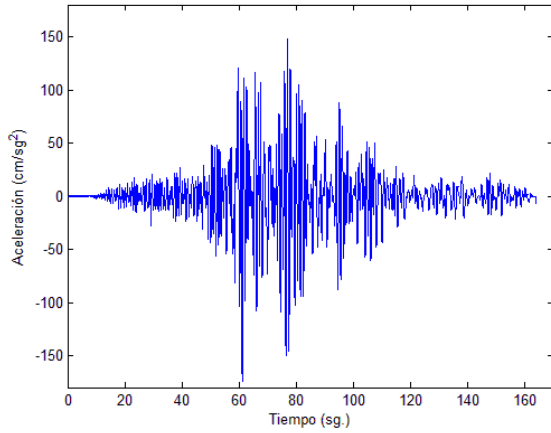


Figura 3-5 REGISTRO 950914 NS

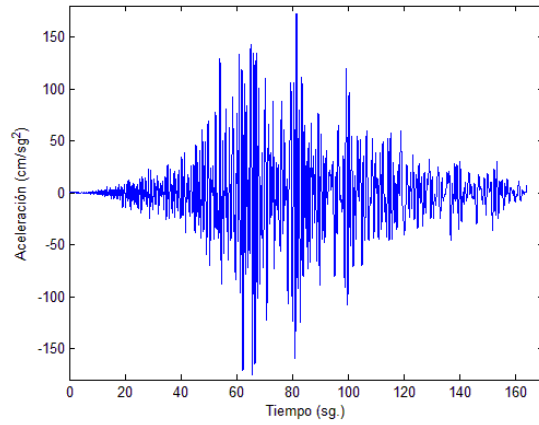


Figura 3-6 REGISTRO 950914 EO

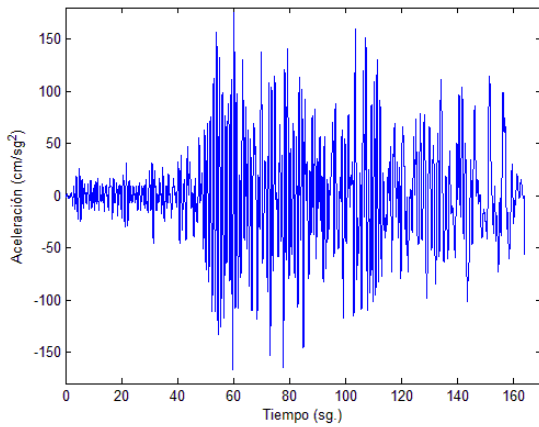


Figura 3-7 REGISTRO 951009 NS

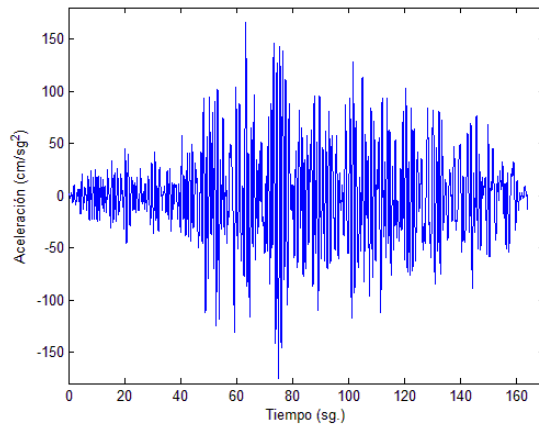


Figura 3-8 REGISTRO 951009 EO

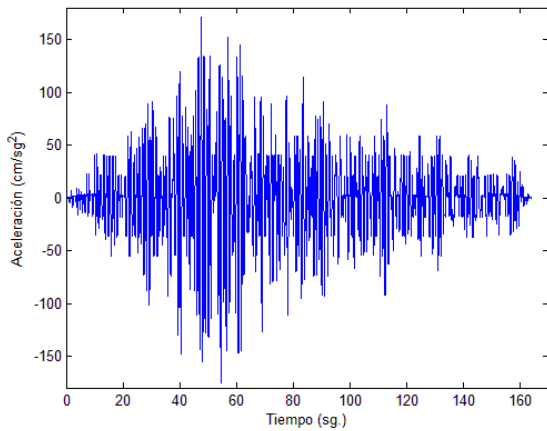


Figura 3-9 REGISTRO 951021 NS

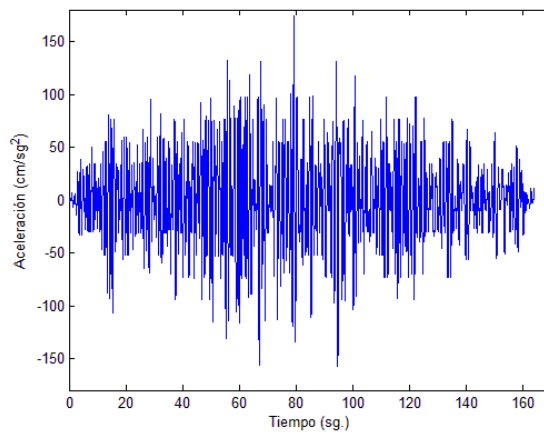


Figura 3-10 REGISTRO 951021 EO

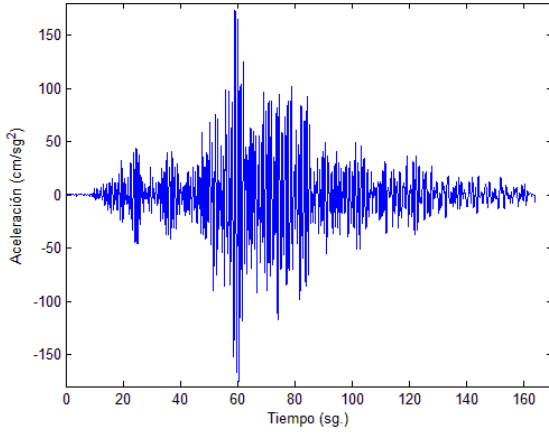


Figura 3-11 REGISTRO 960715 NS

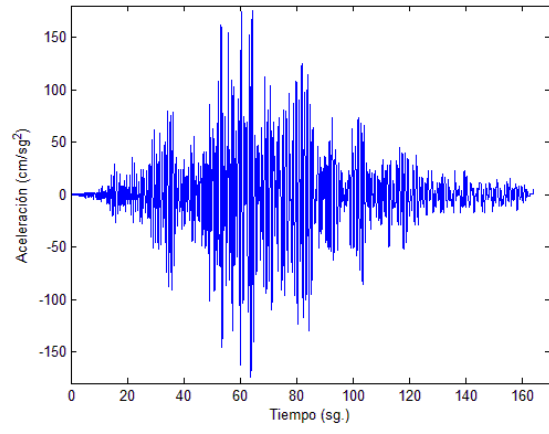


Figura 3-12 REGISTRO 960715 EO

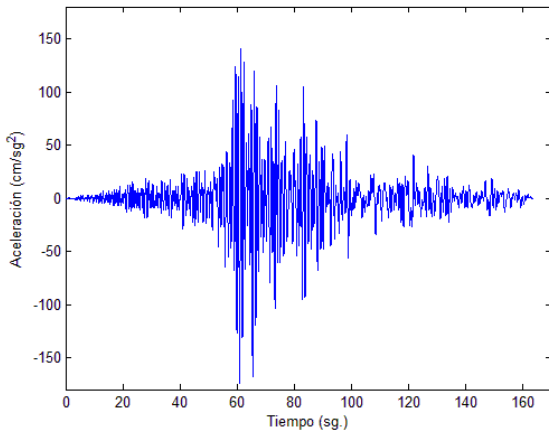


Figura 3-13 REGISTRO 970111 NS

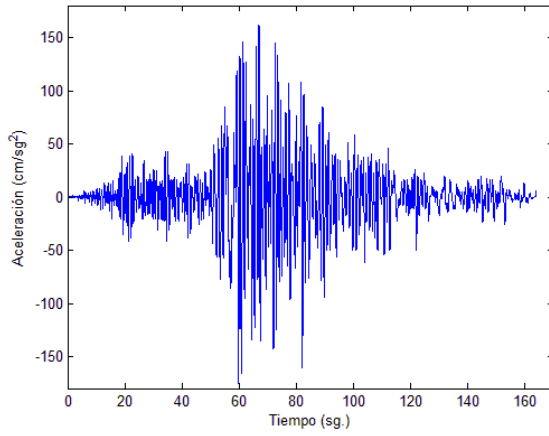


Figura 3-14 REGISTRO 970111 EO

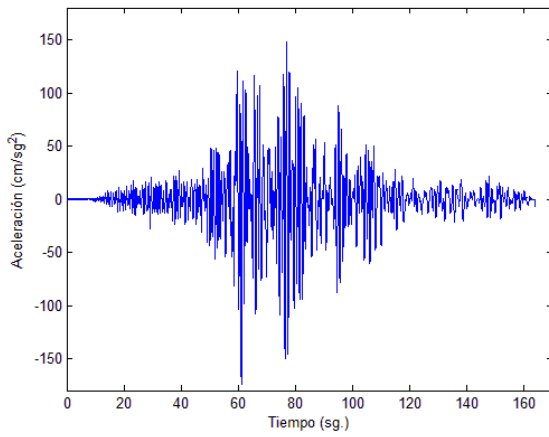


Figura 3-15 REGISTRO 970522 NS

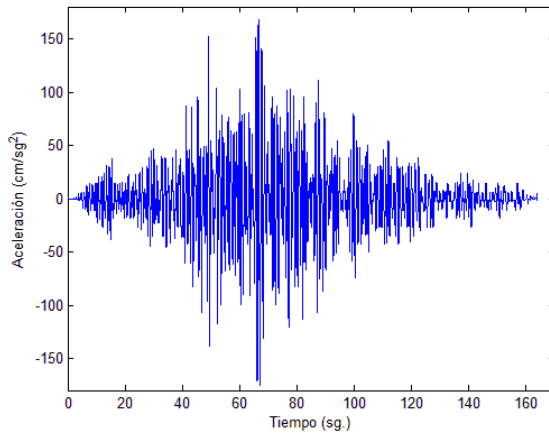


Figura 3-16 REGISTRO 970522 EO

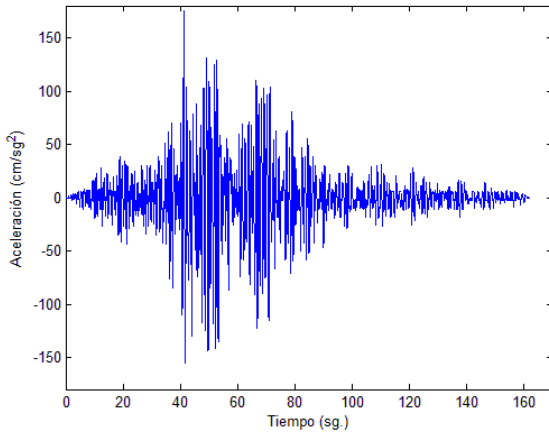


Figura 3-17 REGISTRO 990621 NS

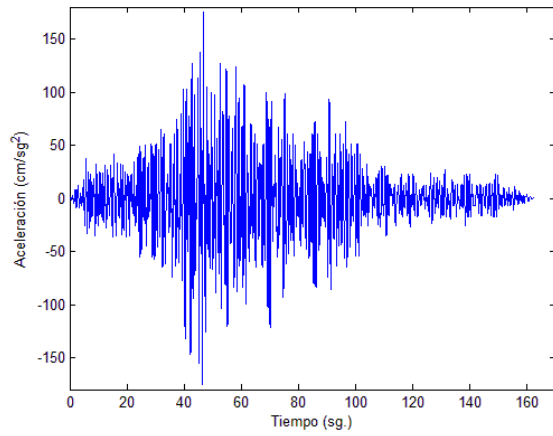


Figura 3-18 REGISTRO 990621 EO

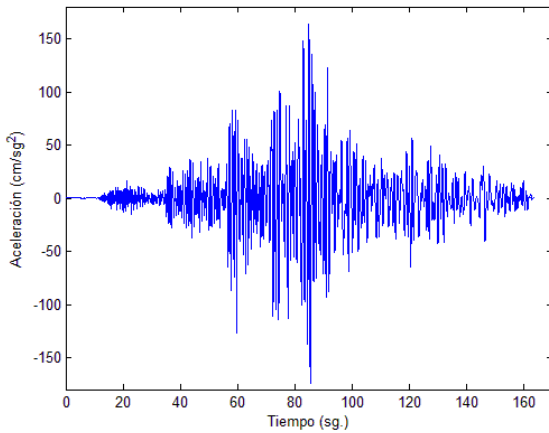


Figura 3-19 REGISTRO 990930 NS

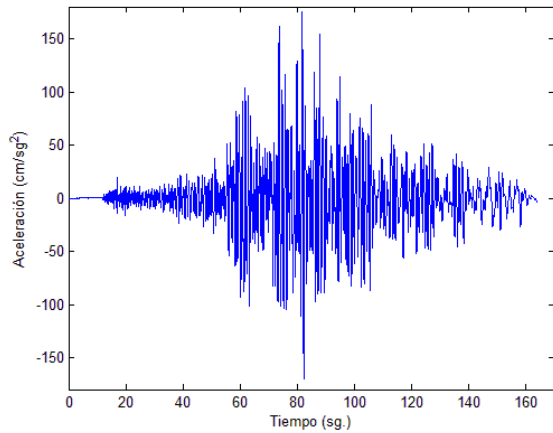


Figura 3-20 REGISTRO 990930 EO

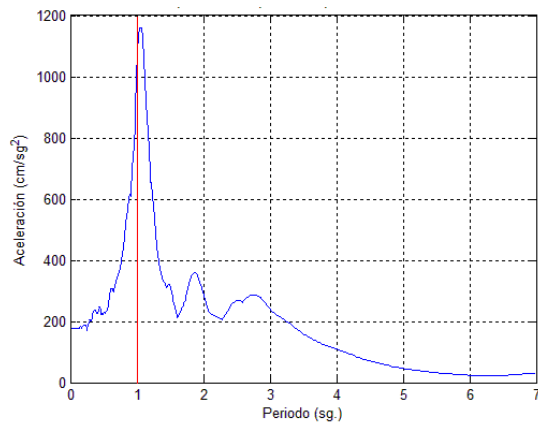


Figura 3-21 Espectro de pseudo-aceleración del REGISTRO 890425 NS ($\xi = 0.05$)

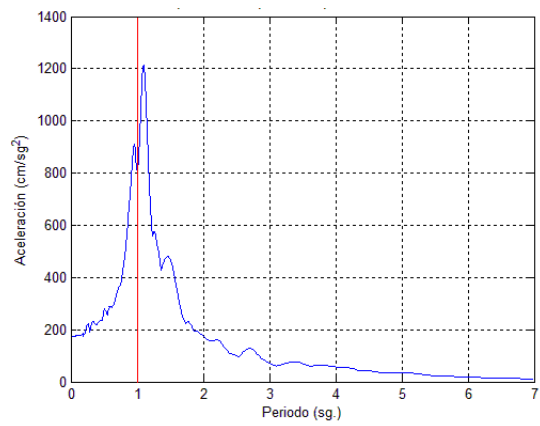


Figura 3-22 Espectro de pseudo-aceleración del REGISTRO 890425 EO ($\xi = 0.05$)

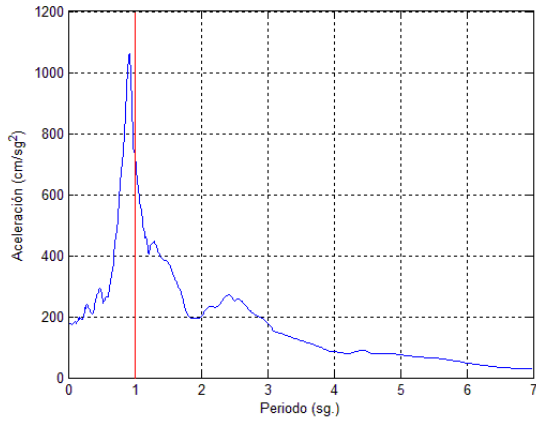


Figura 3-23 Espectro de pseudo-aceleración del REGISTRO 940314 NS ($\xi = 0.05$)

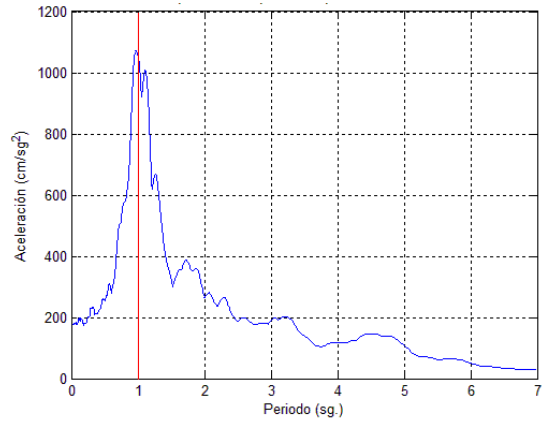


Figura 3-24 Espectro de pseudo-aceleración del REGISTRO 940314 EO ($\xi = 0.05$)

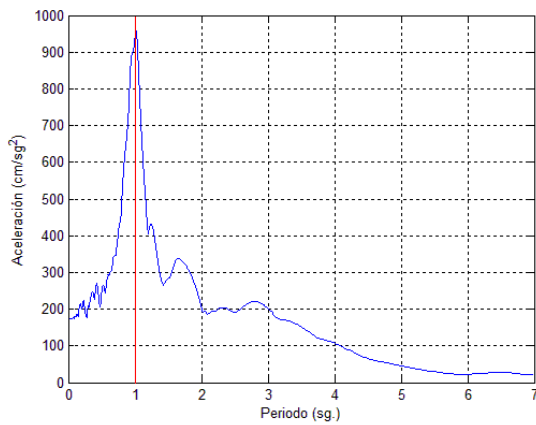


Figura 3-25 Espectro de pseudo-aceleración del REGISTRO 950914 NS ($\xi = 0.05$)

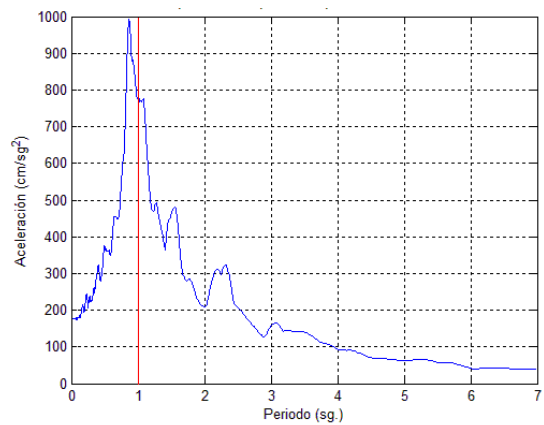


Figura 3-26 Espectro de pseudo-aceleración del REGISTRO 950914 EO ($\xi = 0.05$)

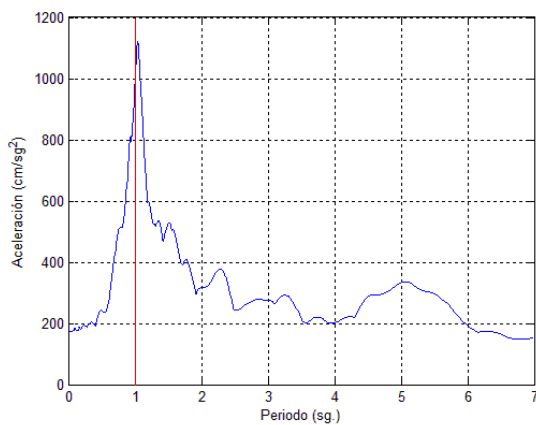


Figura 3-27 Espectro de pseudo-aceleración del REGISTRO 951009 NS ($\xi = 0.05$)

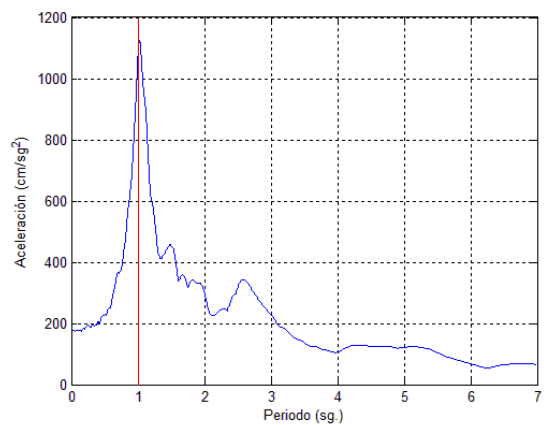


Figura 3-28 Espectro de pseudo-aceleración del REGISTRO 951009 EO ($\xi = 0.05$)

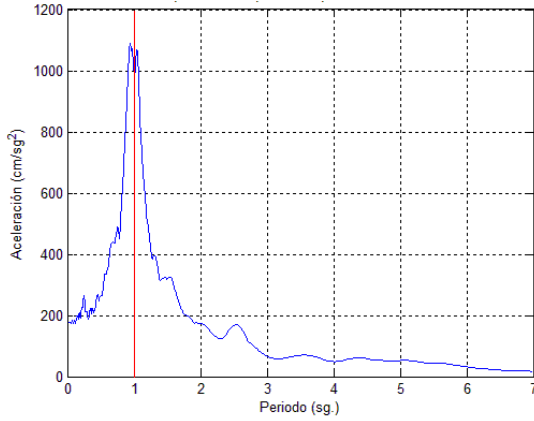


Figura 3-29 Espectro de pseudo-aceleración del REGISTRO 951021 NS ($\xi = 0.05$)

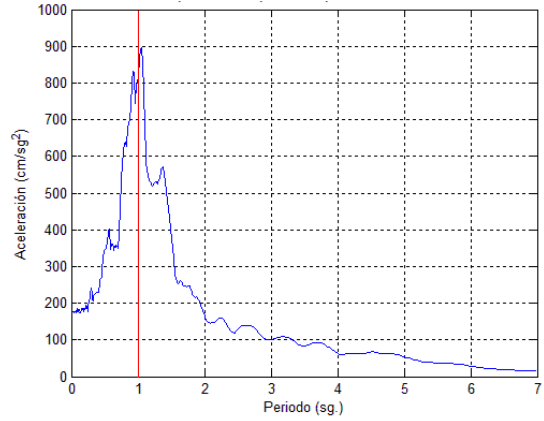


Figura 3-30 Espectro de pseudo-aceleración del REGISTRO 951021 EO ($\xi = 0.05$)

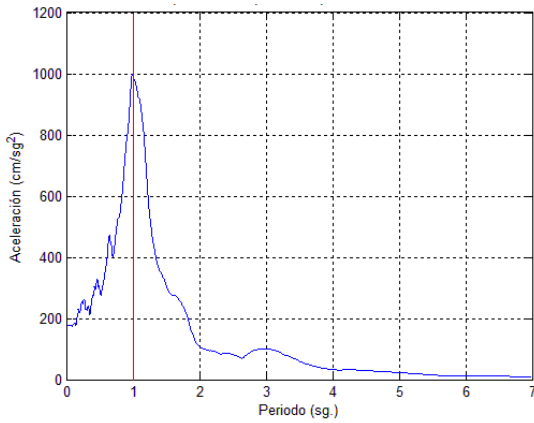


Figura 3-31 Espectro de pseudo-aceleración del REGISTRO 960715 NS ($\xi = 0.05$)

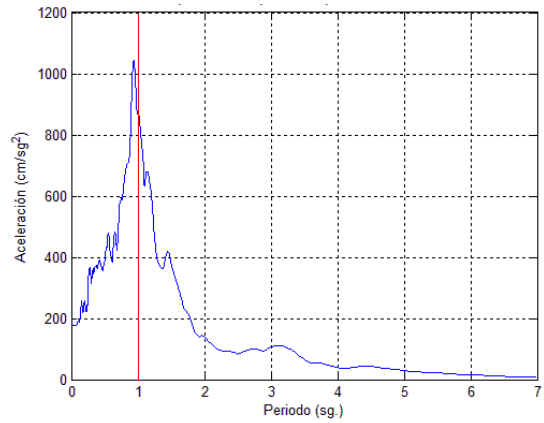


Figura 3-32 Espectro de pseudo-aceleración del REGISTRO 960715 EO ($\xi = 0.05$)

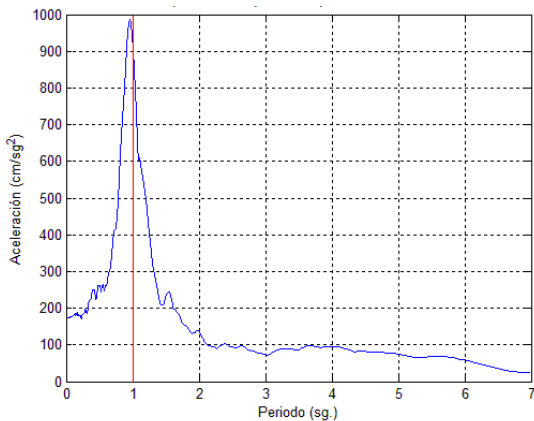


Figura 3-33 Espectro de pseudo-aceleración del REGISTRO 970111 NS ($\xi = 0.05$)

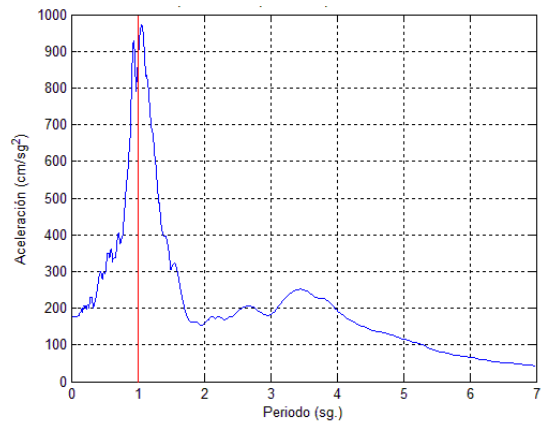


Figura 3-34 Espectro de pseudo-aceleración del REGISTRO 970111 EO ($\xi = 0.05$)

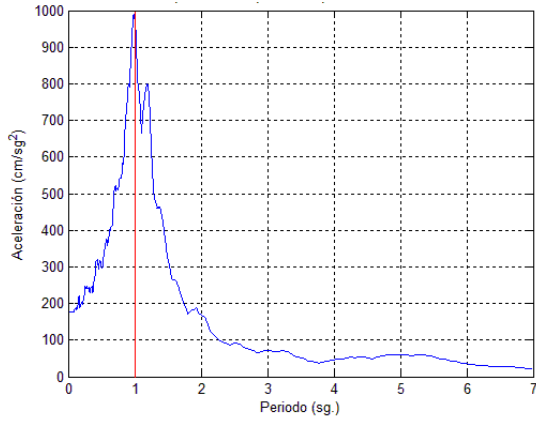


Figura 3-35 Espectro de pseudo-aceleración del REGISTRO 970522 NS ($\xi = 0.05$)

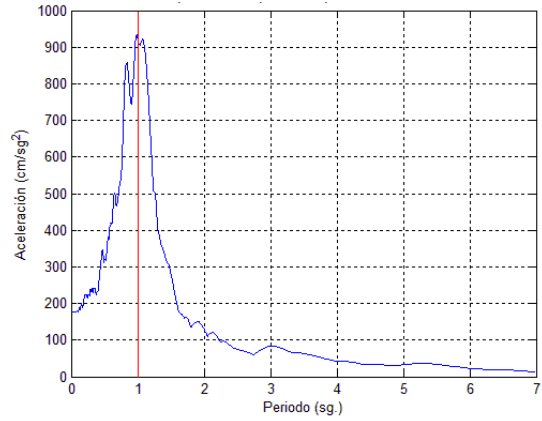


Figura 3-36 Espectro de pseudo-aceleración del REGISTRO 970522 EO ($\xi = 0.05$)

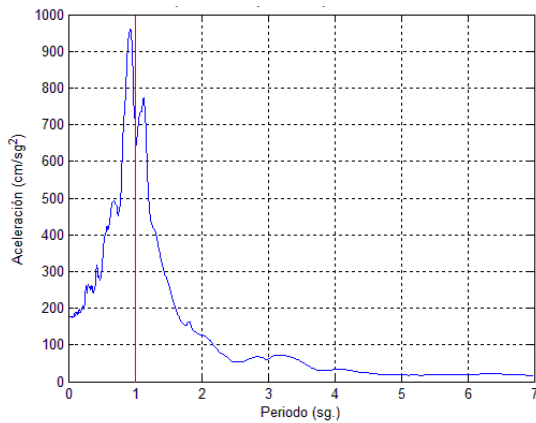


Figura 3-37 Espectro de pseudo-aceleración del REGISTRO 990621 NS ($\xi = 0.05$)

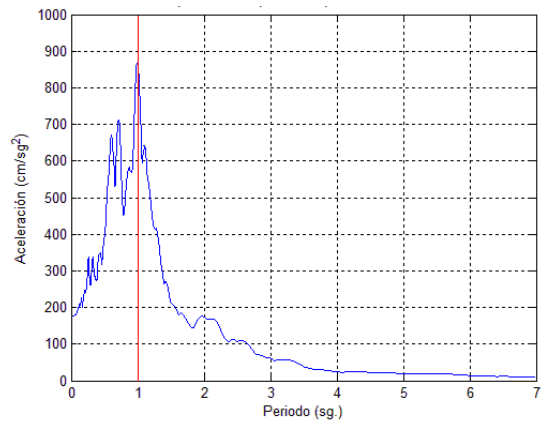


Figura 3-38 Espectro de pseudo-aceleración del REGISTRO 990621 EO ($\xi = 0.05$)

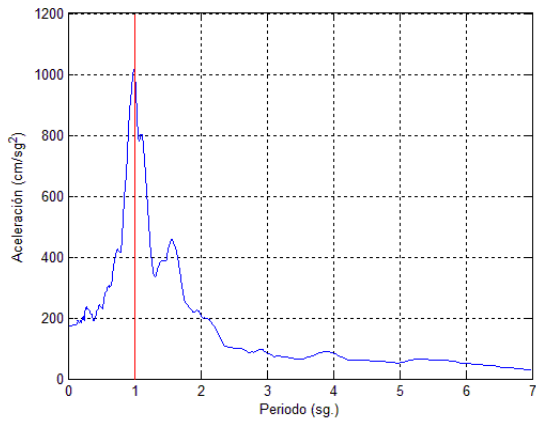


Figura 3-39 Espectro de pseudo-aceleración del REGISTRO 990930 NS ($\xi = 0.05$)

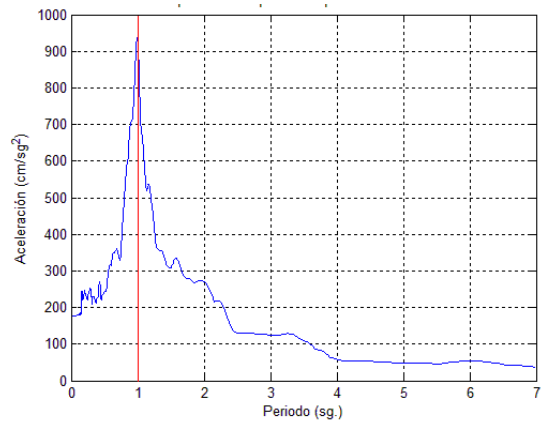


Figura 3-40 Espectro de pseudo-aceleración del REGISTRO 990930 EO ($\xi = 0.05$)

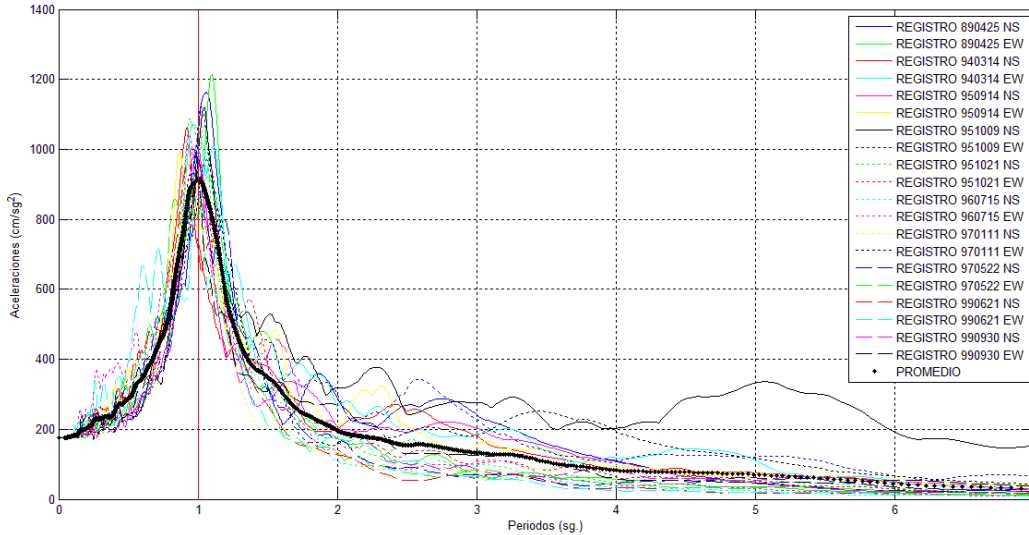


Figura 3-41 Promedio de los 20 espectro de pseudo-aceleración ($\xi = 0.05$)

3.2 Señal Armónica

Además de los registros reportados en la Sección 3.1, se consideró conveniente usar una señal de naturaleza armónica, de tal manera de entender las implicaciones del ruido (ondas con periodo diferente al periodo fundamental del terreno) que contienen las señales reales, en la respuesta de los sistemas estructurales. Para ello, se generó una señal sintética con periodo dominante de 1 s. Es relevante indicar que no sería posible usar un armónico puro (por ejemplo, una señal sinusoidal exacta) debido a que este tipo de movimiento no cumple con las condiciones de frontera que deben ser satisfechas por una señal real. Debido a lo anterior, es necesario añadir, al principio de la señal sinusoidal un movimiento correctivo que haga posible que la señal modificada cumpla con las condiciones de frontera.

El movimiento inicial correctivo debe ser tal que no resulte a todo lo largo de la señal modificada en demandas de aceleración o de desplazamiento lateral mayores que las que corresponderían al movimiento armónico puro. Esto es, debe existir congruencia entre ambos movimientos en relación con las demandas máximas desplazamiento, velocidad y aceleración lateral. Las condiciones iniciales del movimiento correctivo deben ser nulas en términos de desplazamiento, velocidad y aceleración, y por lo general se usa una parábola de quinto orden (Tarquis, 1988):

$$U_g = a + bt + ct^2 + dt^3 + et^4 + ft^5 \quad (3.1)$$

La excitación armónica, que se desarrollaría una vez terminado el movimiento correctivo está dada por:

$$U_g = -\frac{A}{\Omega^2} \sin \Omega (t - t_o) \quad (3.2)$$

donde, A es la amplitud máxima en términos de la aceleración de la porción armónica, y Ω la frecuencia circular asociada a la señal en dicha porción.

Las condiciones de frontera que se busca satisfacer son:

$$\begin{aligned} U_g|_{t=0} &= 0 & \dot{U}_g|_{t=0} &= 0 \\ U_g|_{t=t_o} &= 0 & \dot{U}_g|_{t=t_o} &= -\frac{A}{\Omega} \\ \ddot{U}_g|_{t=0} &= 0 & \ddot{U}_g|_{t=t_o} &= 0 \end{aligned}$$

donde, U_g es el desplazamiento del terreno. De las condiciones de frontera se obtiene que:

$$a = b = c = 0, \quad d = \frac{4A}{\Omega t_o^2}, \quad e = -\frac{7A}{\Omega t_o^3}, \quad f = \frac{3A}{\Omega t_o^4}$$

Por tanto, la Ecuación 3.1 puede re-expresarse como:

$$U_g = \frac{A}{\Omega} \left[4 \frac{t^3}{t_o^2} - 7 \frac{t^4}{t_o^3} + 3 \frac{t^5}{t_o^4} \right] \quad (3.3)$$

El desplazamiento y la aceleración máxima de la señal quedan dadas por:

$$U_{max} = 0.1975 \frac{A t_o}{\Omega} \quad y \quad \ddot{U}_{max} = 3.94 \frac{A}{\Omega t_o}$$

Y ya que el desplazamiento máximo y la aceleración máxima de la porción armónica deben ser iguales a $\frac{A}{\Omega^2}$ y A , respectivamente, las expresiones anteriores pueden reescribirse como:

$$U_{max} = 0.1975 \Omega t_o U_{max.h.} \quad y \quad \ddot{U}_{max} = 3.94 \frac{U_{max.h.}}{\Omega t_o}$$

Lo anterior queda sujeto a las siguientes condiciones:

$$0.1975\Omega t_o < 1 \quad \text{y} \quad \frac{3.94}{\Omega t_o} < 1, \quad \text{o} \quad \frac{3.94}{\Omega} < t_o < \frac{5.06}{\Omega}$$

Para esta tesis, se adoptó un valor de t_o de $\frac{4.524}{\Omega} = \frac{4.524}{2\pi} T_{exc}$, donde T_{exc} denota el periodo de la porción armónica de la excitación.

El movimiento armónico bajo consideración en esta tesis exhibe un período de 1 s y una aceleración máxima de $100 \frac{cm}{seg^2}$ (conforme a lo discutido antes, el valor de esta aceleración no resulta relevante dado que se presentan valores normalizados de la demanda y que los análisis consideran comportamiento elástico). La Figura 3-42 muestra el movimiento armónico corregido; y la 3-43, el espectro elástico correspondiente.

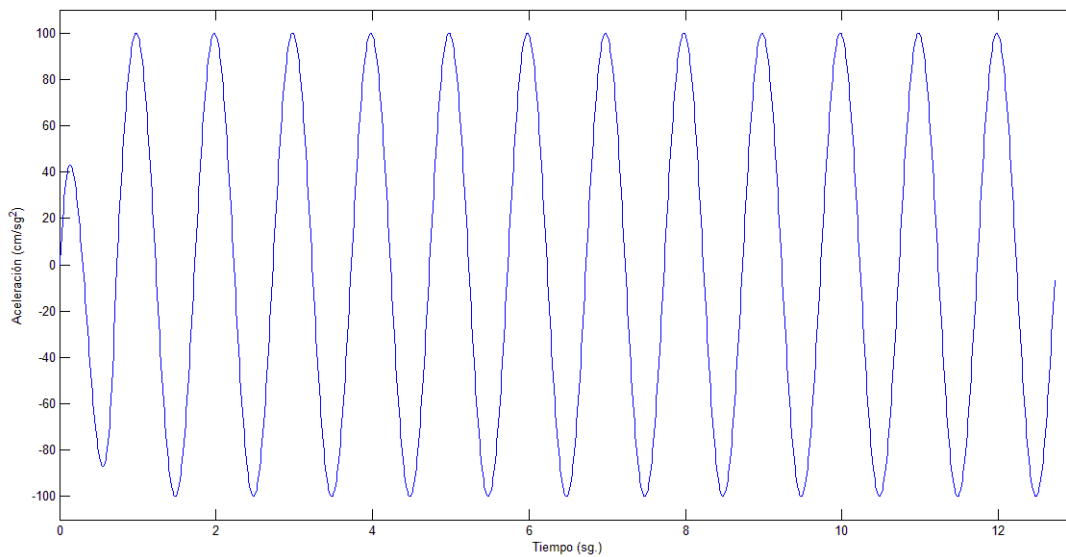


Figura 3-42 Señal armónica

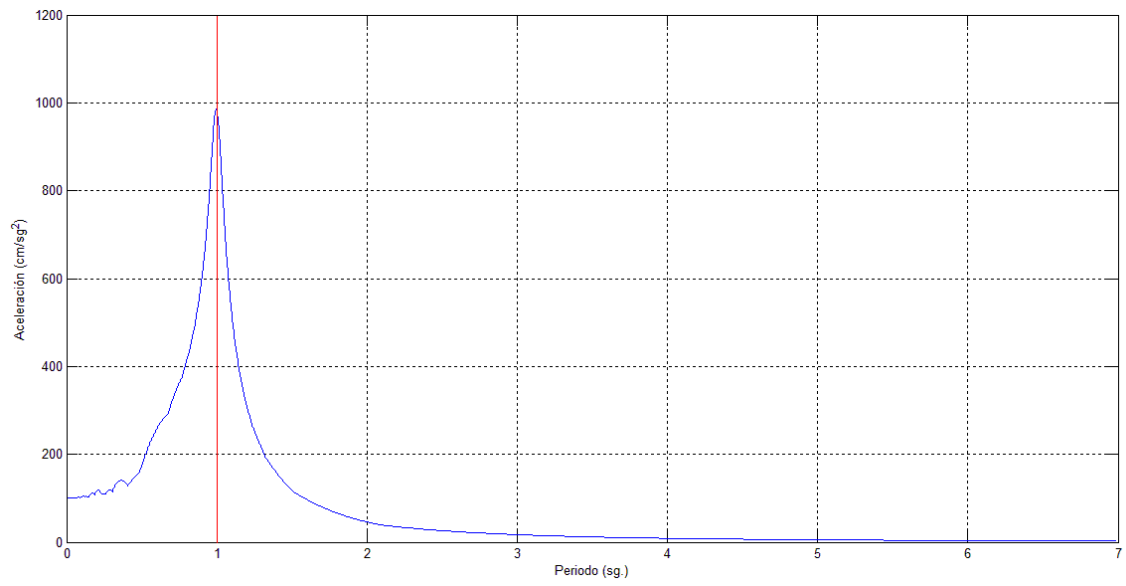


Figura 3-43 Espectro de pseudo-aceleración de la señal armónica ($\xi = 0.05$)

CAPÍTULO 4 PARTICULARIDADES DE MODELADO

4.1 Sistemas sin Sintonizador de Masa

Para entender el efecto de un sintonizador de masa sobre la respuesta elástica de un edificio de gran altura ubicado en suelos capaces de generar excitaciones cuasi-armónicas, es importante contar con un marco de referencia. Dicho marco queda dado en el caso de esta tesis por la respuesta del sistema estructural sin sintonizador.

4.1.1 Amortiguamiento

El amortiguamiento representa la capacidad miscelánea que tiene un sistema estructural de disipar energía cuando aún no ha incurrido en su rango plástico de comportamiento (cuando se incurre en comportamiento no lineal, el sistema mantiene esta capacidad a la cual se añade la capacidad de disipar energía por comportamiento plástico). El nivel de amortiguamiento del sistema estructural depende de varios factores que son difíciles de cuantificar, como la energía que se disipa por fricción en los elementos de la estructura. El amortiguamiento real de una estructura puede ser idealizado de forma razonable por medio de un amortiguador viscoso lineal. La fuerza de este dispositivo depende de la velocidad que desarrolla el sistema:

$$F_D = c\dot{u} \quad (4.1)$$

El coeficiente de amortiguamiento se selecciona de manera que la energía disipada por el amortiguador represente de manera adecuada la energía que sería disipada por los diferentes mecanismos reales de disipación de energía con que cuenta el sistema (sin contar el comportamiento plástico).

El coeficiente de amortiguamiento suele expresarse de la siguiente manera:

$$c = 2\xi m\omega_n \quad (4.2)$$

donde, ξ representa la fracción de amortiguamiento crítico; m , la masa del sistema; y ω_n , su frecuencia natural de vibrar.

La fracción de amortiguamiento crítico suele determinarse experimentalmente por medio de métodos como el del ancho de banda. Con base en las mediciones que se hacen en sistemas estructurales reales, suelen darse recomendaciones para el valor de ξ que debe considerarse con fines de diseño. Conforme a las recomendaciones hechas en la literatura (Chopra 2014), en esta tesis se considera el 5% de amortiguamiento crítico para los sistemas principales.

Cuando se trabaja con sistemas de varios grados de libertad, suele ser necesario establecer una matriz de amortiguamiento para el sistema estructural. En el caso de esta tesis, se consideró una matriz de Rayleigh (C), que se obtiene a partir de la combinación lineal de las matrices de masa y rigideces del sistema:

$$C = a_0 M + a_1 K \quad (4.3)$$

donde, M y K representan las matrices dinámicas de masa y rigideces del sistema estructural; y a_0 y a_1 , coeficientes que se determinan de tal manera que dos modos de vibrar de interés queden con el porcentaje de amortiguamiento crítico que desea asignarse al sistema. En particular, los valores de estos coeficientes se establecen conforme a lo siguiente:

$$a_0 = \xi \frac{2\omega_i \omega_j}{\omega_i + \omega_j} \quad a_1 = \xi \frac{2}{\omega_i + \omega_j} \quad (4.4)$$

donde, ω_i y ω_j son las frecuencias laterales que corresponden a los dos modos de vibrar de interés. Para los estudios reportados en esta tesis, se decidió asignar 5% de amortiguamiento crítico a los dos primeros modos de vibrar de los sistemas principales. La Figura 4-1 muestra como varía el porcentaje de amortiguamiento crítico para diferentes valores de frecuencia cuando se usa una matriz de amortiguamiento de Rayleigh.

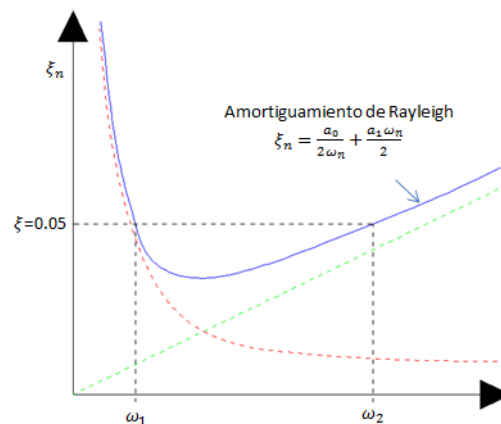


Figura 4-1 Amortiguamiento de Rayleigh

4.1.2 Excitación Sísmica

La Figura 4-2a muestra el caso de un sistema de un grado de libertad sujeto a la acción de una excitación sísmica, la cual suele definirse como un serie en el tiempo de aceleraciones del terreno. La aceleración del terreno excita la masa del sistema de tal manera de provocar su vibración. El estado de equilibrio dinámico del sistema se muestra en la Figura 4-2b.

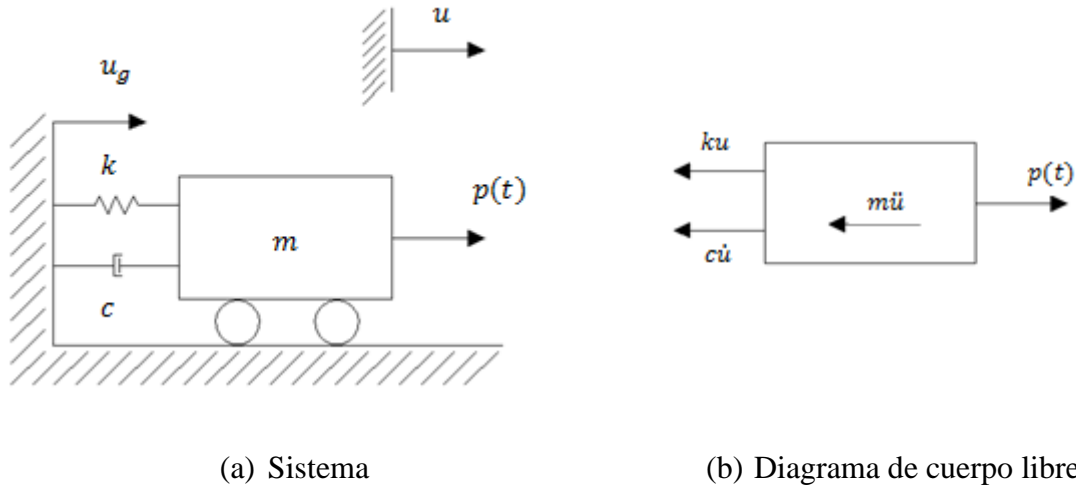


Figura 4-2 Representación de un sistema de un grado de libertad.

En cada instante de tiempo, el desplazamiento total de la masa del sistema, denotado u^t , es igual al desplazamiento del terreno (u_g) más el desplazamiento relativo de la masa con respecto al terreno (u):

$$u^t = u_g + u \quad (4.5)$$

En términos de aceleración, la Ecuación 4.5 puede expresarse como:

$$\ddot{u}^t = \ddot{u}_g + \ddot{u} \quad (4.6)$$

La ecuación de movimiento del sistema de un grado de libertad mostrado en la Figura 4-2 se plantea a partir del principio de D'Alambert:

$$F_I + F_D + F_S = 0 \quad (4.7)$$

donde, F_I representa la fuerza de inercia que desarrolla la masa del sistema; F_D , la fuerza desarrollada por el amortiguador; y F_S , la fuerza restauradora desarrollada por el resorte:

$$F_I = m\ddot{u}^t \quad F_D = c\dot{u} \quad F_S = ku \quad (4.8)$$

donde, m es la masa del sistema; c , el coeficiente de amortiguamiento del sistema; y k , su rigidez lateral. A partir de las Ecuaciones 4.7 y 4.8 puede plantearse lo siguiente:

$$m\ddot{u}^t + c\dot{u} + ku = 0 \quad (4.9)$$

Bajo la consideración de la Ecuación 4.6, la Ecuación 4.9 puede expresarse como:

$$m(\ddot{u}_g + \ddot{u}) + c\dot{u} + ku = 0 \quad (4.10)$$

Finalmente:

$$m\ddot{u} + c\dot{u} + ku = -m\ddot{u}_g \quad (4.11)$$

Note que es posible considerar que bajo la acción de un movimiento del terreno, la carga externa puede expresarse como una fuerza de inercia provocada por la aceleración del terreno.

La Ecuación (4.11) indica como considerar la aceleración del terreno para plantear un análisis dinámico paso a paso de un sistema de un grado de libertad. Conforme a lo discutido en el Capítulo 2, esta tesis considera *stick-models* bi-dimensionales de 35 pisos, con distribuciones uniformes en altura de masa y rigidez. Para una estructura de varios grados de libertad, la ecuación de movimiento se plantea en los mismos términos discutidos arriba para un sistema de un grado de libertad. En particular, para un *stick-model* que solo considere grados de libertad asociados a los desplazamientos laterales, la aceleración del terreno afecta a todas las masas. Bajo estas circunstancias:

$$M\ddot{U} + C\dot{U} + KU = -M1\ddot{U}_g \quad (4.12)$$

donde, M es la matriz de masa; C , la matriz de amortiguamiento; K , la matriz de rigideces (condensada); y 1 un vector de unos con dimensión igual al número de pisos.

4.2 Sistemas con Sintonizador de Masa

Un sintonizador de masa añade una masa extra en la parte superior del edificio. Esta masa queda conectada al sistema principal por medio de un resorte y un amortiguador, que representan, respectivamente, la rigidez lateral y el amortiguamiento del dispositivo. En muchas ocasiones, el nivel de amortiguamiento del sintonizador es diferente al que exhibe el sistema estructural principal, de tal manera, que la teoría de la dinámica clásica resulta insuficiente para plantear un análisis dinámico paso a paso.

En cuanto al estudio de sistemas con sintonizadores de masa, este suele plantearse en términos de parámetros que permiten establecer las propiedades estructurales del dispositivo. Conforme a lo discutido en el Capítulo 1, en general suelen considerarse la

relación de masas (μ), la relación de frecuencias (f), y el porcentaje de amortiguamiento del sintonizador ($\xi_{sintonizador}$).

En esta tesis se consideran para los sintonizadores masas iguales al 5% y 10% de la masa total de la estructura. En cuanto al amortiguamiento se consideran porcentajes de amortiguamiento crítico de 5, 10 y 20%. Las relaciones de frecuencias bajo consideración se resumen en la Tabla 4-1. Para esta tesis, la relación de frecuencia se define de la siguiente manera:

$$f = \frac{T_{TMD}}{T_{suelo}} \quad (4.13)$$

donde, T_{TMD} es el periodo del sintonizador, y T_{suelo} el periodo dominante del terreno (que coincide con el periodo dominante de las excitaciones sísmicas bajo consideración). Vale la pena mencionar que esta definición no corresponde a la definición típica que se ha dado para f , la cual suele plantearse en los siguientes términos:

$$f = \frac{\omega_{TMD}}{\omega_{Est}} = \frac{T_{Est}}{T_{TMD}} \quad (4.14)$$

donde, T_{Est} es el periodo fundamental de vibrar del sistema principal. Lo anterior se ha planteado bajo la consideración que mientras que el periodo dominante de movimiento de un sistema desplantado en terreno firme suele ser similar a su periodo fundamental de vibrar, en el caso de un sistema sujeto a una excitación cuasi-armónica, el periodo de movimiento corresponde más cercanamente al periodo dominante de la excitación.

Tabla 4-1 Intervalo de valores considerado para la frecuencia de los sintonizadores

f	0.50	0.75	1.00	1.25	1.50	1.75	2.00	2.50	3.00	3.50	4.00
f	4.50	5.00	6.00	7.00	8.00	9.00	10.00	11.00	12.00	13.00	14.00
f	15.00										

4.2.1 Dinámica No Clásica

Es posible considerar que el amortiguamiento de un sintonizador de masa puede ser representado por un modelo viscoso lineal:

$$F_D = c\dot{u} \quad c = 2\xi m\omega_n \quad (4.15)$$

Como se mencionó anteriormente, en muchas ocasiones el porcentaje de amortiguamiento crítico del sintonizador no es igual al del sistema principal, de tal manera que se hace necesario trabajar el problema de un sistema con sintonizador a partir de los principios de la dinámica no clásica. La matriz de amortiguamiento puede obtenerse al ensamblar las matrices de amortiguamiento del sistema principal y del sintonizador de masa conforme a lo mostrado esquemáticamente en la Figura 4-3.

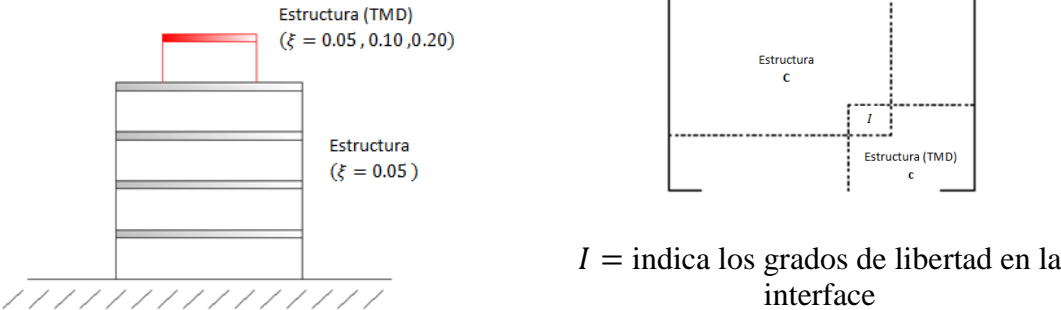


Figura 4-3 Ensamble de la matriz de amortiguamiento

El modelo matemático descrito a continuación para un sistema principal de varios grados de libertad que contempla un sintonizador de masa en la parte superior se desarrolló a partir de la teoría lineal que Kelly (1993) formuló para sistemas con aislamiento de base. Ésta plantea la ecuación de movimiento con base en asociar desplazamientos relativos a los grados de libertad dinámicos del sistema (que corresponden a los desplazamientos laterales de las masas), con el objetivo de desacoplar la matriz de amortiguamiento (esto implicaría eliminar la zona de interface indicada en la Figura 4-3).

Considere primero el caso de un sistema de dos grados de libertad, donde el primero corresponde al desplazamiento lateral del sistema principal, y el segundo, al desplazamiento lateral del sintonizador. Este sistema se ilustra en la Figura 4-4. En términos de notación, u_g representa el desplazamiento del terreno; v_{Est} , el desplazamiento total del sistema primario; v_{TMD} , el desplazamiento total del sintonizador; u_{Est} , el desplazamiento del sistema primario relativo al suelo; y u_{TMD} , el desplazamiento del sintonizador relativo al del sistema primario.

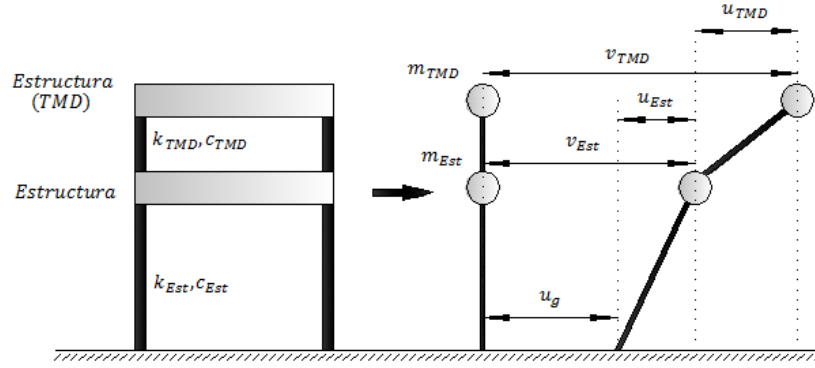


Figura 4-4 Sistema principal con sintonizador de masas

A partir de la ecuación de movimiento de cada masa, es posible plantear lo siguiente:

Para el sistema primario:

$$(m_{Est}\ddot{v}_{Est} + m_{TMD}\ddot{v}_{TMD}) + c_{Est}(\dot{v}_{Est} - \dot{u}_g) + k_{Est}(v_{Est} - u_g) = 0 \quad (4.16)$$

Para el sintonizador:

$$m_{TMD}\ddot{v}_{TMD} + c_{TMD}(\dot{v}_{TMD} - \dot{v}_{Est}) + k_{TMD}(v_{TMD} - v_{Est}) = 0 \quad (4.17)$$

Bajo la consideración de deformaciones relativas,

$$u_{Est} = (v_{Est} - u_g) \quad \dot{u}_{Est} = (\dot{v}_{Est} - \dot{u}_g) \quad \ddot{u}_{Est} = (\ddot{v}_{Est} - \ddot{u}_g) \quad (4.18)$$

$$u_{TMD} = (v_{TMD} - v_{Est}) \quad \dot{u}_{TMD} = (\dot{v}_{TMD} - \dot{v}_{Est}) \quad \ddot{u}_{TMD} = (\ddot{v}_{TMD} - \ddot{v}_{Est}) \quad (4.19)$$

Las Ecuaciones 4.16 y 4.17 pueden plantearse como:

Para la estructura:

$$m_{Est}(\ddot{u}_g + \ddot{u}_{Est}) + m_{TMD}(\ddot{u}_g + \ddot{u}_{Est} + \ddot{u}_{TMD}) + c_{Est}\dot{u}_{Est} + k_{Est}u_{Est} = 0 \quad (4.20)$$

Para el dispositivo:

$$m_{TMD}(\ddot{u}_g + \ddot{u}_{Est} + \ddot{u}_{TMD}) + c_{TMD}\dot{u}_{TMD} + k_{TMD}u_{TMD} = 0 \quad (4.21)$$

En forma matricial:

$$\begin{bmatrix} m_{Est} + m_{TMD} & m_{TMD} \\ m_{TMD} & m_{TMD} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \ddot{u}_{Est} \\ \ddot{u}_{TMD} \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} c_{Est} & 0 \\ 0 & c_{TMD} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \dot{u}_{Est} \\ \dot{u}_{TMD} \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} k_{Est} & 0 \\ 0 & k_{TMD} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} u_{Est} \\ u_{TMD} \end{Bmatrix} = - \begin{bmatrix} m_{Est} + m_{TMD} & m_{TMD} \\ m_{TMD} & m_{TMD} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \ddot{u}_g \\ 0 \end{Bmatrix} \quad (4.22)$$

Note que en la Ecuación 4.22 se han eliminado los términos que en la matriz de amortiguamiento acoplaban los grados de libertad del sistema principal y el sintonizador; y que esta interacción se da ahora a partir de la matriz de masa.

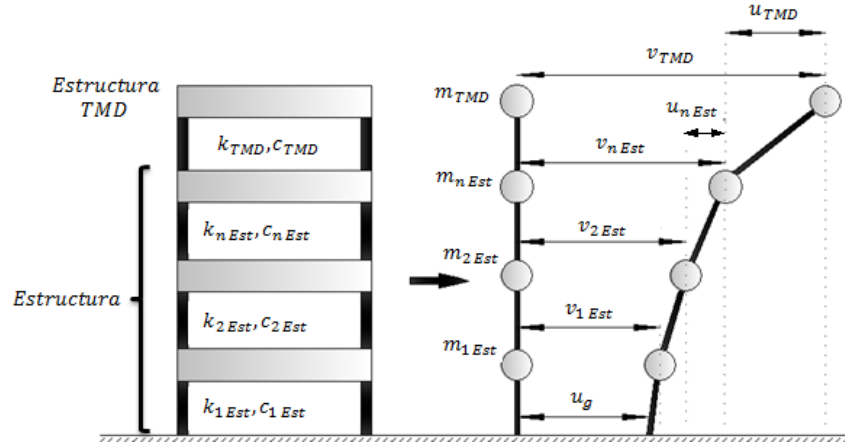


Figura 4-5 Sistema de varios grados de libertad con sintonizador

Ahora considere el sistema de varios grados de libertad ilustrado en la Figura 4-5. Si se considera el planteamiento discutido anteriormente para un sistema principal con sintonizador de masas, es posible establecer lo siguiente (n es el número de pisos del sistema principal):

Para el sistema principal:

$$i = 1, 2, 3, \dots, n$$

$$m_{1 Est} \ddot{v}_{1 Est} + c_{1 Est} (\dot{v}_{1 Est} - \dot{u}_g) - c_{i Est} (\dot{v}_{i Est} - \dot{v}_{1 Est}) + k_{1 Est} (v_{1 Est} - u_g) - k_{i Est} (v_{i Est} - v_{1 Est}) = 0 \quad (4.23)$$

$$m_{i Est} \ddot{v}_{i Est} + c_{i Est} (\dot{v}_{i Est} - \dot{v}_{1 Est}) - c_{n Est} (\dot{v}_{n Est} - \dot{v}_{i Est}) + k_{i Est} (v_{i Est} - v_{1 Est}) - k_{n Est} (v_{n Est} - v_{i Est}) = 0 \quad (4.24)$$

$$\vdots + \vdots + \vdots = \vdots$$

$$(m_{n Est} + m_{TMD}) \ddot{v}_{n Est} + m_{Est} \ddot{v}_{TMD} + c_{n Est} (\dot{v}_{n Est} - \dot{v}_{i Est}) + k_{n Est} (v_{n Est} - v_{i Est}) = 0 \quad (4.25)$$

Para el sintonizador:

$$m_{TMD}\ddot{v}_{TMD} + c_{TMD}(\dot{v}_{TMD} - \dot{v}_{n\ Est}) + k_{TMD}(v_{TMD} - v_{n\ Est}) = 0 \quad (4.26)$$

Bajo la consideración de deformaciones relativas:

$$u_{i\ Est} = (v_{i\ Est} - u_g) \quad \dot{u}_{i\ Est} = (\dot{v}_{i\ Est} - \dot{u}_g) \quad \ddot{u}_{i\ Est} = (\ddot{v}_{i\ Est} - \ddot{u}_g) \quad (4.27)$$

$$u_{TMD} = (v_{TMD} - v_{Est}) \quad \dot{u}_{TMD} = (\dot{v}_{TMD} - \dot{v}_{Est}) \quad \ddot{u}_{TMD} = (\ddot{v}_{TMD} - \ddot{u}_{Est}) \quad (4.28)$$

Las Ecuaciones 4.23 a 4.26 pueden plantearse como:

Para el sistema principal:

$$m_{1\ Est}\ddot{u}_{1\ Est} + c_{1\ Est}(\dot{u}_{1\ Est}) - c_{i\ Est}(\dot{u}_{i\ Est} - \dot{u}_{1\ Est}) + k_{1\ Est}(u_{1\ Est}) - \\ -k_{i\ Est}(u_{i\ Est} - u_{1\ Est}) = -m_{1\ Est}\ddot{u}_g \quad (4.29)$$

$$m_{i\ Est}\ddot{u}_{i\ Est} + c_{i\ Est}(\dot{u}_{i\ Est} - \dot{u}_{1\ Est}) - c_{n\ Est}(\dot{u}_{n\ Est} - \dot{u}_{i\ Est}) + k_{i\ Est}(u_{i\ Est} - u_{1\ Est}) - \\ -k_{n\ Est}(u_{n\ Est}) = -m_{i\ Est}\ddot{u}_g \quad (4.30)$$

$$\vdots + \vdots + \vdots = \vdots$$

$$(m_{n\ Est} + m_{TMD})\ddot{u}_{n\ Est} + m_{TMD}\ddot{u}_{TMD} + c_{n\ Est}(\dot{u}_{n\ Est} - \dot{u}_{i\ Est}) + k_{n\ Est}(u_{n\ Est} - u_{i\ Est}) = \\ = -(m_{n\ Est} + m_{TMD})\ddot{u}_g \quad (4.31)$$

Para el sintonizador:

$$m_{TMD}\ddot{u}_{TMD} + c_{TMD}(\dot{u}_{TMD}) + k_{TMD}(u_{TMD}) = -m_{TMD}\ddot{u}_g \quad (4.32)$$

En forma matricial:

$$M^*\ddot{v}^* + C^*\dot{v}^* + K^*v^* = -M^*r\ddot{u}_g \quad (4.33)$$

Las matrices involucradas en la Ecuación 4.33 toman la siguiente forma:

$$M^* = \begin{bmatrix} m_{1\ Est} & 0 & 0 & 0 \\ 0 & m_{i\ Est} & 0 & 0 \\ 0 & 0 & m_{n\ Est} + m_{TMD} & m_{TMD} \\ 0 & 0 & m_{TMD} & m_{TMD} \end{bmatrix} \quad (4.34)$$

$$C^* = \begin{bmatrix} c_{1\ Est} + c_{i\ Est} & -c_{i\ Est} & 0 & 0 \\ -c_{i\ Est} & c_{i\ Est} + c_{n\ Est} & -c_{n\ Est} & 0 \\ 0 & -c_{n\ Est} & c_{n\ Est} & 0 \\ 0 & 0 & 0 & c_{TMD} \end{bmatrix} \quad (4.35)$$

$$K^* = \begin{bmatrix} k_{1\ Est} + k_{i\ Est} & -k_{i\ Est} & 0 & 0 \\ -k_{i\ Est} & k_{i\ Est} + k_{n\ Est} & -k_{n\ Est} & 0 \\ 0 & -k_{n\ Est} & k_{n\ Est} & 0 \\ 0 & 0 & 0 & k_{TMD} \end{bmatrix} \quad (4.36)$$

$$r = \begin{Bmatrix} 1 \\ 1 \\ 1 \\ 0 \end{Bmatrix} \quad (4.37)$$

$$v^* = \begin{Bmatrix} u_{1\ Est} \\ u_{i\ Est} \\ u_{n\ Est} \\ u_{TMD} \end{Bmatrix} \quad (4.38)$$

Note de nuevo que el planteamiento propuesto desacopla los grados de libertad del sistema principal y del sintonizador de masa en términos de la matriz de amortiguamiento (aunque se crea un acoplamiento de estos grados de libertad a través de la matriz de masa).

4.2.2 Método Estado-Espacio

El análisis paso a paso del modelo planteado en la Sección 4.2.1 requiere de un método numérico para resolver la Ecuación 4.33. Conforme a lo discutido antes, la dinámica clásica no aporta elementos suficientes para esto. Una opción para resolver la Ecuación 4.33 implica un desacoplamiento modal que involucre frecuencias y modos de vibrar complejos. Otros métodos como la integración paso a paso son relativamente eficientes para establecer la respuesta dinámica de sistemas elásticos, pero requieren sustituir el operador derivada por un operador incremental, que resulta sensible a la acumulación de errores.

Para los estudios presentados en esta tesis, se decidió utilizar el método estado-espacio. En particular, este método presenta varias ventajas en relación a los métodos mencionados en el párrafo anterior. Por ejemplo, el método estado-espacio es aplicable a sistemas lineales y no lineales, y permite analizar sistemas que tengan más de una entrada o más de una salida. Además es posible analizar sistemas variantes o invariantes en el tiempo, y obtener información de lo que pasa dentro del sistema de manera sencilla. Es importante mencionar que el método no tiene problemas de inestabilidad numérica.

El problema estudiado por esta tesis queda caracterizado analíticamente por ecuaciones diferenciales de segundo orden. El método estado-espacio plantea un cambio de variable que hace posible pasar de una ecuación diferencial de segundo orden a dos ecuaciones diferenciales de primer orden. Es importante definir cuidadosamente las variables de estado, para que en conjunto sean capaces de determinar las condiciones dinámicas del sistema en el transcurso del tiempo (Barbat, Rodellar, Lopez y Carrera 1987).

El método estado-espacio queda representado de la siguiente manera para un sistema lineal invariante:

$$\{\dot{x}\} = [A]\{x\} + [B]\{u\} \quad (4.39)$$

$$\{y\} = [C]\{x\} + [D]\{u\} \quad (4.40)$$

donde, $[A]$, $[B]$, $[C]$, $[D]$ definen las propiedades físicas y mecánicas del sistema; x y y son las variables de estado de entrada y salida; y u es la excitación externa.

Bajo la consideración de las Ecuaciones 4.29 a 4.32, es conveniente considerar las siguientes variables de estado:

$$x_1 = u_{1\ Est}; \quad x_i = u_{i\ Est}; \quad x_{i+1} = u_{n\ Est}; \quad x_{i+2} = u_{TMD}; \quad x_{i+3} = \dot{u}_{1\ Est}$$

$$x_{i+4} = \dot{u}_{i\ Est}; \quad x_{i+5} = \dot{u}_{n\ Est}; \quad x_{i+6} = \dot{u}_{TMD}$$

Con base en lo anterior, el vector de variables de estado queda representado como:

$$x = [x_1 \quad x_i \quad x_{i+1} \quad x_{i+2} \quad x_{i+3} \quad x_{i+4} \quad x_{i+5} \quad x_{i+6}]^T$$

$$\dot{x} = [\dot{x}_1 \quad \dot{x}_i \quad \dot{x}_{i+1} \quad \dot{x}_{i+2} \quad \dot{x}_{i+3} \quad \dot{x}_{i+4} \quad \dot{x}_{i+5} \quad \dot{x}_{i+6}]^T$$

Puede observarse a partir del vector de variables de estado que:

$$\dot{x}_1 = x_{i+3} = \dot{u}_{1\ Est}; \quad \dot{x}_i = x_{i+4} = \dot{u}_{i\ Est}; \quad \dot{x}_{i+1} = x_{i+5} = \dot{u}_{n\ Est}; \quad \dot{x}_{i+2} = x_{i+6} = \dot{u}_{TMD}$$

$$\dot{x}_{i+3} = \ddot{u}_{1\ Est}; \quad \dot{x}_{i+4} = \ddot{u}_{i\ Est}; \quad \dot{x}_{i+5} = \ddot{u}_{n\ Est}; \quad \dot{x}_{i+6} = \ddot{u}_{TMD}$$

Con ello la representación estado-espacio queda definida por:

$$\begin{array}{c}
 \underbrace{\{\dot{x}\}} \quad \underbrace{[A]} \quad \underbrace{\{x\}} \quad \underbrace{[B]} \quad \underbrace{\{u\}} \\
 \underbrace{\{\dot{x}_i\}} = \begin{bmatrix} [0] & [I] \\ -[M^*]^{-1}[K^*] & -[M^*]^{-1}[C^*] \end{bmatrix} \underbrace{\begin{Bmatrix} \{x_i\} \\ \{\dot{x}_i\} \end{Bmatrix}} + \begin{bmatrix} \{0\} \\ [I]\{r\} \end{bmatrix} \underbrace{\ddot{u}_g}
 \end{array} \quad (4.41)$$

$$\begin{array}{c}
 \underbrace{\{y\}} \quad \underbrace{[C]} \quad \underbrace{\{x\}} \quad \underbrace{[D]} \quad \underbrace{\{u\}} \\
 \underbrace{\begin{Bmatrix} \{x_i\} \\ \{\dot{x}_i\} \\ \{\ddot{x}_i\} \end{Bmatrix}} = \begin{bmatrix} [I] & [0] \\ [0] & [I] \\ -[M^*]^{-1}[K^*] & -[M^*]^{-1}[C^*] \end{bmatrix} \underbrace{\begin{Bmatrix} \{x_i\} \\ \{\dot{x}_i\} \end{Bmatrix}} + \begin{bmatrix} \{0\} \\ \{0\} \\ \{0\} \end{bmatrix} \underbrace{\ddot{u}_g}
 \end{array} \quad (4.42)$$

donde, las matrices $[M^*]$, $[K^*]$, $[C^*]$, $\{r\}$ fueron definidas en el subcapítulo anterior, u representa el vector de aceleraciones del terreno, y las matrices $[0]$, $[I]$ son matrices de $n \times n$. El vector $\{x\}$ representa las condiciones iniciales en términos de desplazamiento y velocidad, y tiene una dimensión $2nx1$.

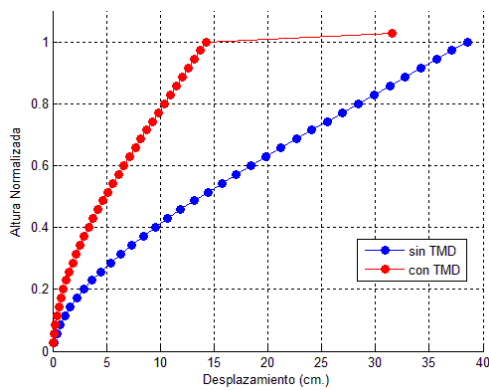
El vector de valores de la aceleración del terreno está definido por una secuencia temporal discreta de valores. Se considera para la simulación que entre cada dos valores de aceleración hay una variación lineal de aceleración.

4.3 Resultados

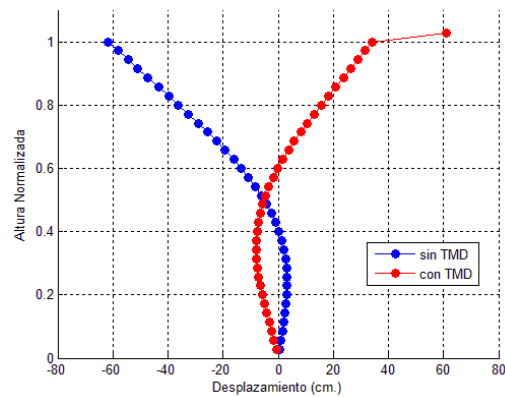
Conforme a lo discutido antes, para los análisis dinámicos elásticos de los sistemas principales con y sin sintonizadores de masa se usó el método estado-espacio. En particular, se analizaron 69 sistemas principales sin sintonizador de masa, y 414 de ellos con sintonizador de masa. Para alcanzar los objetivos de esta tesis, a cada uno de estos sistemas se le sujetó a la acción de los 20 movimientos del terreno bajo consideración.

En las Figuras 4-6 a 4-8 se muestran resultados obtenidos para el registro 951021-NS. En particular, se grafican los desplazamientos laterales en altura para sistemas con los 3 tipos de comportamiento global considerados en esta tesis. Los desplazamientos corresponden al instante durante la excitación sísmica en que los sistemas principales alcanzaron su mayor demanda de desplazamiento de azotea. Note que se muestran dos casos; un primero en que

el modo fundamental de vibrar de los sistemas principales coincide con el periodo dominante de la excitación, y un segundo en que la coincidencia se da para el segundo periodo de vibrar. Con líneas azules se muestra la respuesta de los sistemas sin sintonizador, y con línea roja, la correspondiente a los mismos sistemas con un sintonizador que posee una masa del 5% de la masa total de la estructura, un porcentaje de amortiguamiento crítico de 10%, y una relación óptima de sintonía. Las Figuras 4-6 a 4-8 tienen fines ilustrativos. Será en el Capítulo 5 donde se haga un análisis exhaustivo del efecto de un sintonizador de masa en la respuesta de sistemas principales sujetos a la acción de una excitación sísmica con carácter cuasi-armónico.

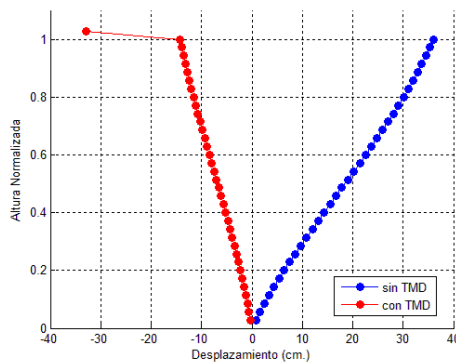


a) El primer modo coincide con el periodo del terreno

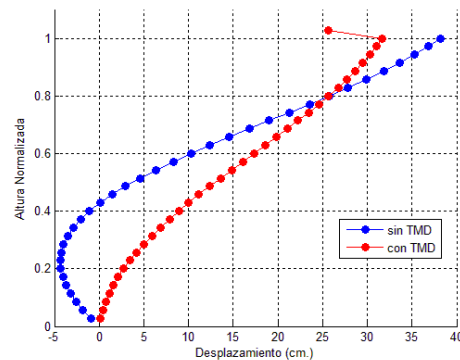


b) El segundo modo coincide con el periodo del terreno

Figura 4-6 Efecto de un sintonizador de masa en la respuesta de sistemas con comportamiento global dominado por componentes de deformación en flexión

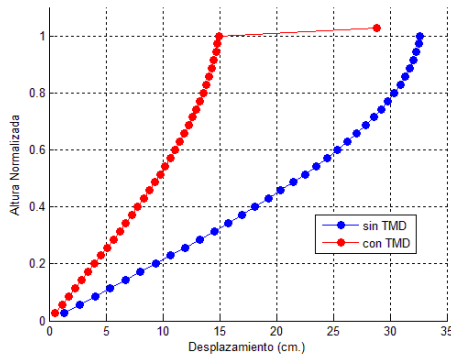


a) El primer modo coincide con el periodo del terreno

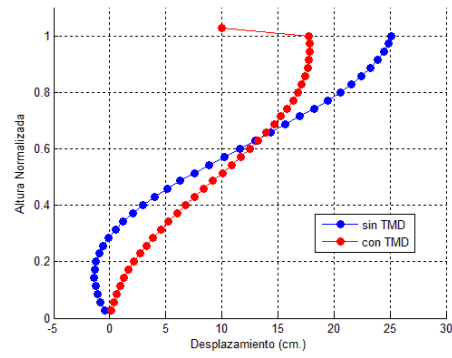


b) El segundo modo coincide con el periodo del terreno

Figura 4-7 Efecto de un sintonizador de masa en la respuesta de sistemas con comportamiento intermedio



a) El primer modo coincide con el periodo del terreno



b) El segundo modo coincide con el periodo del terreno

Figura 4-8 Efecto de un sintonizador de masa en la respuesta de sistemas con comportamiento global dominado por componentes de deformación en corte

Este capítulo presenta y discute la respuesta dinámica de sistemas de varios grados de libertad sujetos a la acción de movimientos de terreno con naturaleza armónica y cuasi-armónica. Como referencia para entender el efecto de un sintonizador de masa, y poder establecer las condiciones óptimas de diseño, se usa la respuesta de los sistemas sin sintonizadores.

5.1 Registros Sísmicos

En una primera etapa, se considera la respuesta de los sistemas estructurales ante la acción de 20 movimientos del terreno registrados en la estación Xotepingo, ubicada en la Zona de Transición de la Ciudad de México. Estos registros se caracterizan por su larga duración y naturaleza cuasi-armónica.

5.1.1 Comportamiento Global en Flexión

La Figura 5-1 estudia la capacidad que tienen los sintonizadores de masa para reducir el desplazamiento de azotea de sistemas principales con diferentes propiedades dinámicas. Para ello, el eje de las abscisas considera el periodo fundamental de vibrar del sistema principal (T_1) sin sintonizador de masa, y el eje de las ordenadas la demanda de desplazamiento de azotea del sistema principal con sintonizador, normalizada por la correspondiente demanda cuando dicho sistema no cuenta con sintonizador (δ_{azn}). Para interpretar correctamente la figura se requiere precisar lo siguiente: a) las curvas que se presentan corresponden al promedio obtenido para las 20 excitaciones sísmicas bajo consideración; b) para cada excitación, el valor que se usa para el desplazamiento normalizado corresponde al menor de los desplazamientos promedio de azotea obtenidos para sintonizadores con propiedades establecidas de acuerdo a lo indicado en la Tabla 4-1; c) las líneas de color azul y rojo corresponden a porcentajes de masa para los sintonizadores del 5 y 10% de la masa total de la estructura, respectivamente; y d) los diferentes tipos de línea corresponden a diferentes porcentajes de amortiguamiento crítico de los sintonizadores. Para valores muy pequeños de T_1 se observan valores de δ_{azn} muy cercanos

a 1, lo que implica que un sintonizador de masa no tendría efecto en la respuesta dinámica del sistema principal. Conforme se incrementa el valor de T_1 hasta alcanzar un valor ligeramente menor que el periodo dominante del terreno (igual a 1 s en el caso de esta tesis), se observa una reducción muy importante en el valor de δ_{azn} . La reducción es tan pronunciada que se observan valores de δ_{azn} que oscilan entre 0.35 a 0.45 cuando T_1 alcanza un valor ligeramente menor que 1 s. En el caso en que los sintonizadores exhiben mayor eficiencia, puede decirse que la demanda de desplazamiento de azotea se reduce casi 3 veces con respecto al caso en que los sistemas principales no tienen un sintonizador de masa. Esto implica una influencia muy importante de los sintonizadores en la respuesta dinámica de los sistemas principales. Dicha influencia podría explicarse por un fenómeno de doble resonancia que corresponde al caso en que el movimiento del terreno, el periodo fundamental de vibrar del sistema principal y el sintonizador de masa tienen valores de periodo muy similares.

Conforme se incrementa el valor de T_1 con respecto al valor de periodo en que se minimiza δ_{azn} , se observa un incremento de δ_{azn} hasta que se alcanzan valores para este cociente que oscilan entre 0.65 y 0.75 para valores de T_1 cercanos a 2 s. Una vez que T_1 exhibe mayores valores que 2 s, se observa una ligera tendencia a que el valor de δ_{azn} se incremente con un incremento de T_1 . Puede decirse que a partir de un T_1 de 2 s, los sintonizadores son capaces de reducir el desplazamiento de azotea aproximadamente en 30 %.

Los resultados resumidos en la Figura 5-1 sugieren que no se obtiene mucha ventaja, en términos de la reducción de la demanda de azotea del sistema principal, cuando se incrementa la masa del sintonizador del 5% al 10%, ni cuando se incrementa su porcentaje de amortiguamiento crítico del 5% al 20%. Es de interés hacer notar la estabilidad del valor de δ_{azn} para valores de T_1 mayores o iguales que 2 s. En particular, inicialmente se esperaba encontrar una reducción para δ_{azn} para valores de T_1 cercanos a 5 s, que según la Tabla 2-1, corresponde al caso en que el periodo del segundo modo de vibrar (T_2) es igual a 1 s (valor que también corresponde al periodo dominante de las excitaciones sísmicas). Bajo estas circunstancias, se esperaba observar un fenómeno de doble resonancia como el observado para el periodo fundamental de vibrar del edificio; esto es, un fenómeno en que se observará una reducción importante del desplazamiento de azotea cuando existiera la coincidencia del periodo del sintonizador con T_2 y el periodo dominante del terreno. Y aunque resulta notorio que existe en la Figura 5-1 un pequeño valle para $T_1 = 5$ s (existencia de un mínimo local), este no corresponde a lo anticipado.

Hasta el momento, puede hacerse una observación de interés. En particular, es importante hacer notar la estabilidad del valor de δ_{azn} en un amplio intervalo de valores de T_1 , particularmente cuando este periodo es mayor que 2 s. Esto implica que establecer el nivel de respuesta del sistema principal con sintonizador no requiere de un conocimiento preciso

del periodo fundamental de vibrar del sistema principal. Esto aporta robustez al diseño del sintonizador en un contexto donde en la vida real es muy difícil hacer una estimación precisa del periodo fundamental de vibrar de un sistema estructural. Esta discusión también tiene implicaciones importantes para el valle que se observa en la gráfica mostrada en la Figura 5-1 para T_1 ligeramente menor que 1 s. A pesar de la enorme reducción observada para el desplazamiento en este intervalo de periodos, sería de enorme importancia considerar durante el diseño la dificultad de predecir con precisión el valor del periodo fundamental de vibrar del sistema principal y, por tanto, la imposibilidad de considerar durante el diseño del sintonizador, que este pueda ser capaz de reducir en 3 veces las demandas de desplazamiento del sistema principal. Dicha reducción se da para un valor específico de T_1 , y poder plantear ese nivel de reducción implicaría conocer con detalle tanto el valor de T_1 como el del periodo dominante del terreno.

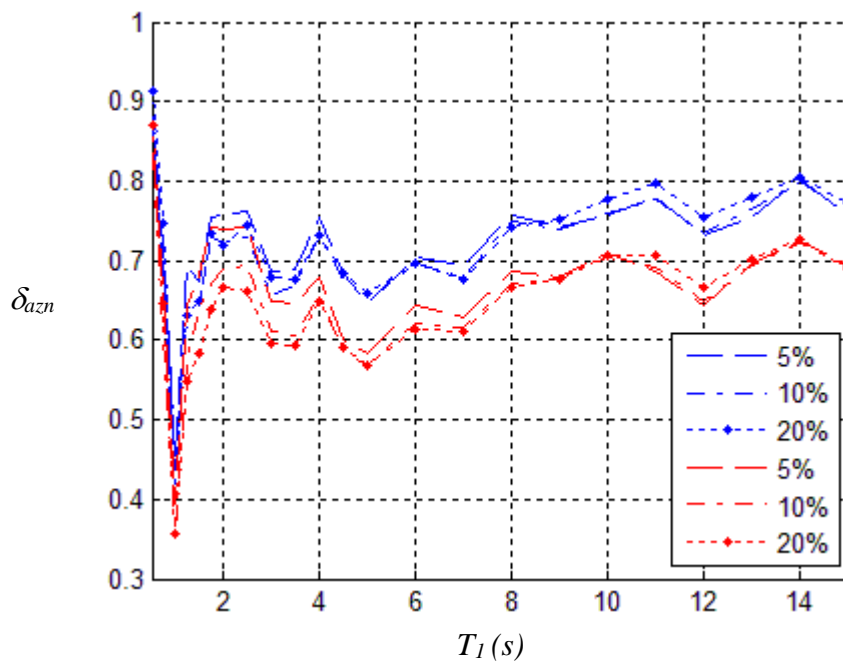


Figura 5-1 Reducción de la respuesta de sistemas principales con comportamiento global en flexión

La Figura 5-2 muestra los coeficientes de variación ($cov\delta_{azn}$) asociados a los valores promedio de δ_{azn} mostrados en la Figura 5-1. Puede observarse que la variación de δ_{azn} alrededor de los valores promedio mostrados en la Figura 5-1 sería relativamente baja. Para valores muy pequeños de T_1 e independientemente de la masa y amortiguamiento de los sintonizadores, se observan valores de $cov\delta_{azn}$ muy cercanos a cero, lo que implica una variación nula alrededor del valor promedio de δ_{azn} . Conforme aumenta el valor T_1 hasta que se alcanza el valor del periodo en que se minimiza el valor de δ_{azn} , se observa un

incremento en $cov\delta_{azn}$ hasta que se alcanzan valores, en función de la masa y amortiguamiento de los sintonizadores, de 0.18 a 0.25. Un nuevo incremento en el valor de T_I resulta en una reducción de $cov\delta_{azn}$ hasta que se alcanza para T_I el valor de 2 s. A partir de este valor de T_I , un incremento en el valor del periodo resulta en un incremento de $cov\delta_{azn}$ hasta que para 3 s se alcanzan valores de $cov\delta_{azn}$ similares a los observados para el valor de T_I en que se minimiza el valor de δ_{azn} . A partir de 3 s, se observa una ligera reducción en el valor de $cov\delta_{azn}$ con un incremento en el valor de T_I . Es interesante notar que $cov\delta_{azn}$ exhibe valores muy bajos en todo el intervalo de T_I bajo consideración, lo que implica una baja incertidumbre durante la estimación del valor de δ_{azn} y, por tanto, que la reducción de 30% para el desplazamiento de azotea del sistema principal observada para un amplio intervalo de valores en la Figura 5-1 quedaría prácticamente asegurada independientemente de las incertidumbres normalmente asociadas al diseño sísmico.

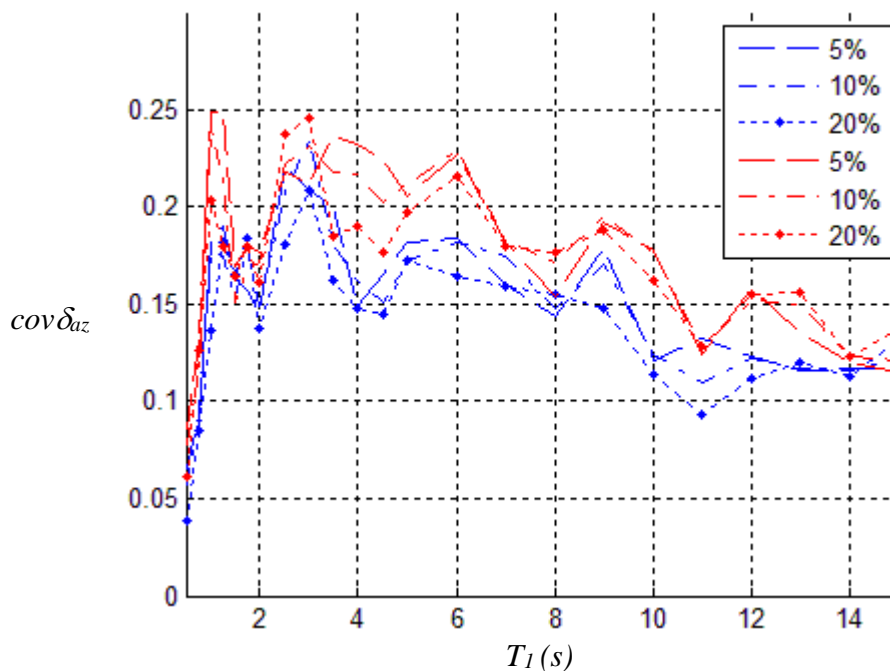


Figura 5-2 Coeficiente de variación de δ_{azn} de sistemas principales con comportamiento global en flexión

La Figura 5-3 presenta el periodo óptimo para los sintonizadores de masa (T_{TMD}). Una vez más, el eje de las abscisas considera el periodo fundamental de vibrar del sistema principal (T_I) sin sintonizador de masa. Para interpretar correctamente la figura se requiere precisar lo siguiente: a) las curvas que se presentan corresponden al promedio obtenido para las 20 excitaciones sísmicas bajo consideración; b) para cada excitación, el valor de T_{TMD} corresponde, de entre los indicados en la Tabla 4-1, al que minimiza el valor de δ_{azn} . Los colores y estilos de línea guardan congruencia con respecto a lo comentado para la Figura

5-1. Para valores muy pequeños de T_I e independientemente de la masa y amortiguamiento de los sintonizadores, se observan valores de T_{TMD} cercanos a 2 s. Conforme se incrementa el valor de T_I hasta alcanzar el valor de periodo en que se minimiza δ_{azn} , se reduce el valor de T_{TMD} hasta que se alcanza un valor cercano a 1.25 s. Un nuevo incremento de T_I a partir del valor de 1 s se ve reflejado en un incremento considerable en el valor de T_{TMD} , lo que resulta en valores cercanos a 5 s para T_I de 4 s. En el intervalo de valores de T_I que va de 1 a 4 s, el valor de T_{TMD} es aproximadamente igual a $1.25T_I$ independientemente de la masa y amortiguamiento de los sintonizadores. Esto implica que las propiedades del dispositivo de control deben sintonizarse al periodo fundamental de vibrar del sistema principal. Aunque en el intervalo de valores de T_I que va de 4 a 10 s, los valores de T_{TMD} oscilan alrededor de 5 s, es posible observar pequeñas variaciones en función de la masa y amortiguamiento de los sintonizadores. No deja de ser interesante observar que en este amplio intervalo de valores de T_I , el valor de T_{TMD} no debe sintonizarse con el periodo fundamental de vibrar. Es posible observar una alta estabilidad del valor de T_{TMD} para valores de T_I mayores que 4 s. Esto implica que establecer las propiedades óptimas del sintonizador en este intervalo de T_I no requiere de un conocimiento preciso del periodo fundamental de vibrar del sistema principal y, si se consideran los resultados presentados en la Figura 5-1 para este mismo intervalo de periodos, que la reducción esperada en la respuesta del sistema principal en términos de su desplazamiento de azotea sería del orden de 30 %. Una vez que el valor de T_I se incrementa con respecto al valor de 10 s, se observa una reducción en el valor de T_{TMD} .

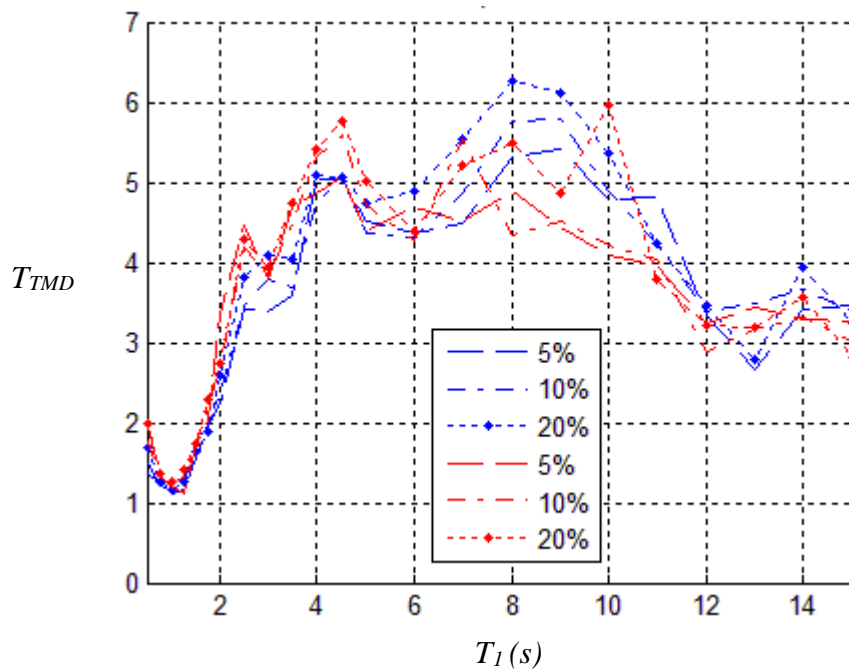


Figura 5-3 Periodo óptimo para sintonizadores usados en sistemas principales con comportamiento global en flexión

Es interesante comentar que al inicio de esta tesis no se esperaba encontrar las tendencias resumidas en las Figuras 5-1 y 5-3. En particular se anticipaba que como en el caso de una excitación armónica, el periodo dominante de respuesta de los sistemas estructurales para el caso de una excitación cuasi-armónica oscilara alrededor del periodo dominante de la excitación (que para el caso de esta tesis es de 1 s). Esto implicaba que los valores de T_{TMD} del sintonizador, que debe sintonizarse con la frecuencia de movimiento de los sistemas principales, exhibieran valores cercanos a 1 s en un amplio intervalo de valores de T_1 . Para poder explicar los resultados resumidos en la Figura 5-3, fue necesario estudiar la manera en que las ondas con periodo diferente al periodo fundamental del suelo que presentan los movimientos del terreno impactan la sintonía del dispositivo de control. Conforme a lo mostrado en la Figura 5-4, las excitaciones cuasi-armónicas bajo consideración están compuestas por ciclos bien definidos (ciclos completos) y ciclos incompletos (ondas con periodo diferente al periodo fundamental del terreno). Para ilustrar un poco mejor esta idea, se destacan en el recuadro verde incluido en la figura, una serie de ciclos completos, y en el recuadro rojo, un ciclo incompleto. Mediante la animación de la respuesta de los sistemas principales con sintonizadores de masa, se observó que los ciclos incompletos sacan de fase la respuesta de los sintonizadores, lo que afecta de manera adversa su capacidad para controlar la respuesta lateral de los sistemas principales, particularmente en lo que se refiere a sistemas cuya respuesta dinámica queda dominada por sus modos superiores de vibrar. Lo anterior afecta de manera igualmente importante la sintonía de los dispositivos.

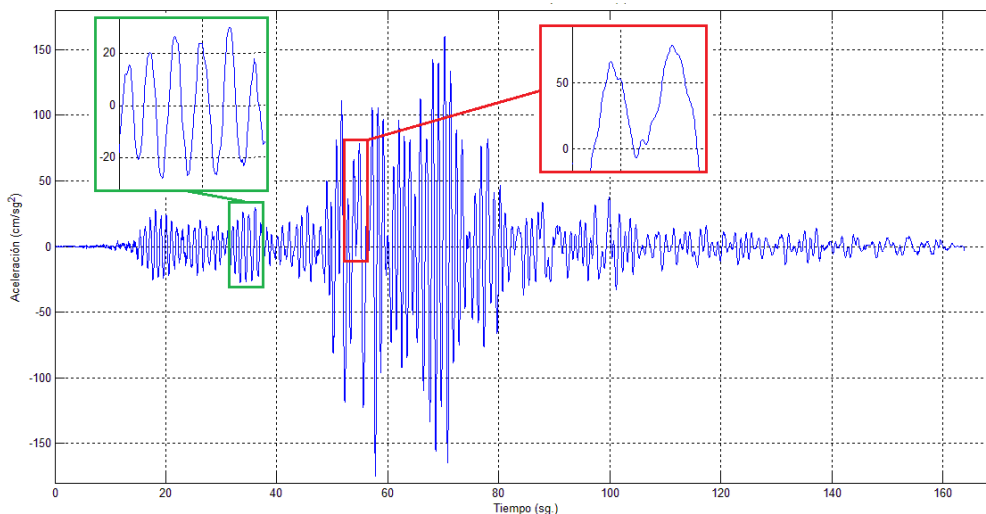


Figura 5-4 Representación de ciclos completos e incompletos, REGISTRO 890425 NS.

La Figura 5-5 muestra el coeficiente de variación (COV_{TMD}) que corresponde a los valores promedio de T_{TMD} mostrados en la Figura 5-3. Para valores muy pequeños de T_1 se observan valores de COV_{TMD} cercanos a 0.5. Conforme se incrementa el valor de T_1 hasta alcanzar el valor en que se minimiza δ_{azn} , se observa una reducción de COV_{TMD} hasta que se alcanzan valores de 0.1 para el coeficiente de variación. Un nuevo incremento en el valor

de T_I con respecto al valor en que se minimiza δ_{azn} , se refleja en un incremento en el valor de $COVT_{TMD}$. Note que este incremento se mantiene hasta valores de T_I cercanos a 12 s; que los valores de $COVT_{TMD}$ suelen ser grandes en todo el intervalo de valores considerados para T_I ; y que se alcanzan valores para el coeficiente de variación cercanos a 1.0 para valores de T_I cercanos a los 12 s. Lo anterior implica una gran dispersión de los valores de T_{TMD} alrededor de los valores promedio resumidos en la Figura 5-4, e ilustra la importancia de considerar esta dispersión durante el diseño de los sintonizadores de masa.

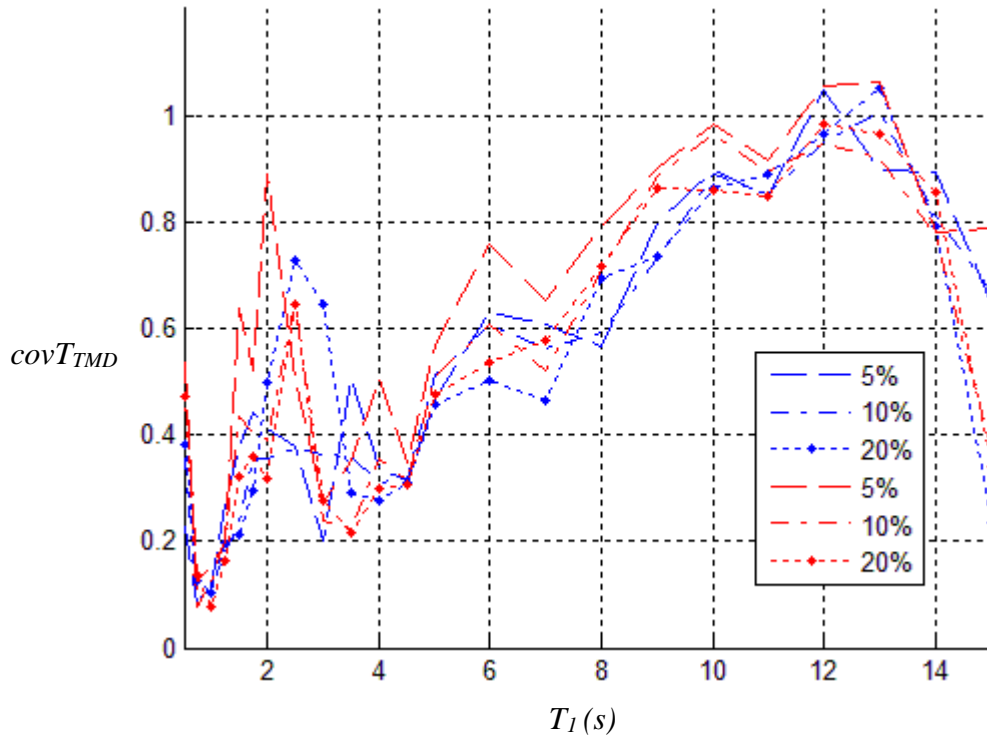


Figura 5-5 Coeficiente de variación de T_{TMD} de sistemas principales con comportamiento global en flexión

La Figura 5-6 presenta el cociente entre el desplazamiento lateral del sintonizador de masa y el desplazamiento relativo promedio en los entrepisos del sistema principal sin sintonizador ($\frac{\delta_{TMD}}{\delta_{ptip}}$). Mientras que el desplazamiento de los sintonizadores corresponde a los sintonizadores contemplados en la Figura 5-3, el desplazamiento relativo promedio de los sistemas principales se obtiene al dividir su demanda máxima de desplazamiento de azotea entre el número de pisos. Para interpretar correctamente la figura se requiere precisar lo siguiente: a) las curvas que se presentan corresponden al promedio obtenido para las 20 excitaciones sísmicas bajo consideración; y b) para cada excitación, el valor que se usa para el desplazamiento lateral del sintonizador corresponde, de entre los sintonizadores indicados en la Tabla 4-1, a aquel que minimiza el valor de δ_{azn} . Los colores y estilos de línea guardan congruencia con respecto a lo comentado para la Figura 5-1.

A valores muy pequeños de T_I corresponden valores muy grandes de $\frac{\delta_{TMD}}{\delta_{ptip}}$, de tal manera que el desplazamiento lateral del sintonizador puede llegar a ser mayor que 90 veces el desplazamiento lateral relativo promedio del sistema principal. A pesar de esto y conforme a lo indicado en la Figura 5-1, los sintonizadores de masa no tienen un efecto apreciable en este intervalo de valores de T_I en términos de reducir la respuesta lateral de los sistemas principales. Conforme se incrementa el valor de T_I se observa una reducción del valor de $\frac{\delta_{TMD}}{\delta_{ptip}}$ hasta que se alcanzan, para el valor del periodo en que se minimiza δ_{azn} , valores que oscilan entre 25 a 50 en función de la masa y amortiguamiento de los sintonizadores. Vale la pena mencionar que a pesar de que los sintonizadores son muy eficientes cuando el valor de T_I se aproxima al periodo dominante del terreno, el valor de $\frac{\delta_{TMD}}{\delta_{ptip}}$ exhibe un mínimo local en este intervalo de periodos. Un incremento del valor de T_I con respecto al valor del periodo en que se minimiza δ_{azn} se refleja en un incremento en el valor de $\frac{\delta_{TMD}}{\delta_{ptip}}$ hasta que para T_I cercano a 2.5 s se alcanzan valores entre 40 a 70. Para valores de T_I mayores que 2.5 s se observa un decremento en el valor de $\frac{\delta_{TMD}}{\delta_{ptip}}$. Es importante hacer notar que la masa y amortiguamiento de los sintonizadores exhiben una influencia importante en el valor de $\frac{\delta_{TMD}}{\delta_{ptip}}$. Aunque estas propiedades no tienen un efecto apreciable en el valor de δ_{azn} (y por tanto no son un factor determinante para el control de la respuesta del sistema principal), la masa y amortiguamiento del sintonizador deben ser cuidadosamente diseñadas en lo que respecta a controlar la respuesta del sintonizador.

La Figura 5-7 muestra el coeficiente de variación ($COV_{\frac{\delta_{TMD}}{\delta_{ptip}}}$) que corresponde a los valores promedio de $\frac{\delta_{TMD}}{\delta_{ptip}}$ presentados en la Figura 5-6. Con excepción de los valores de $COV_{\frac{\delta_{TMD}}{\delta_{ptip}}}$ que corresponden a valores pequeños de T_I , se observa poca variación del coeficiente de variación. En general $COV_{\frac{\delta_{TMD}}{\delta_{ptip}}}$ exhibe valores bajos que oscilan entre 0.30 y 0.40, lo que implica una relativamente baja incertidumbre en términos de estimar la demanda de desplazamiento lateral en los sintonizadores de masa.

A partir de los resultados presentados hasta el momento es posible decir que, en términos generales, las incertidumbres asociadas a la respuesta de los sistemas de gran altura cuando se les añade un sintonizador de masa no son grandes en relación a las incertidumbres normalmente involucradas en el proceso de diseño sísmico. Esto implicaría la posibilidad de plantear un diseño sísmico con un alto grado de robustez que posibilite, para un edificio de gran altura construido en la Zona de Transición de Ciudad de México que use un sintonizador de masa, una reducción en el desplazamiento de azotea de 30%.

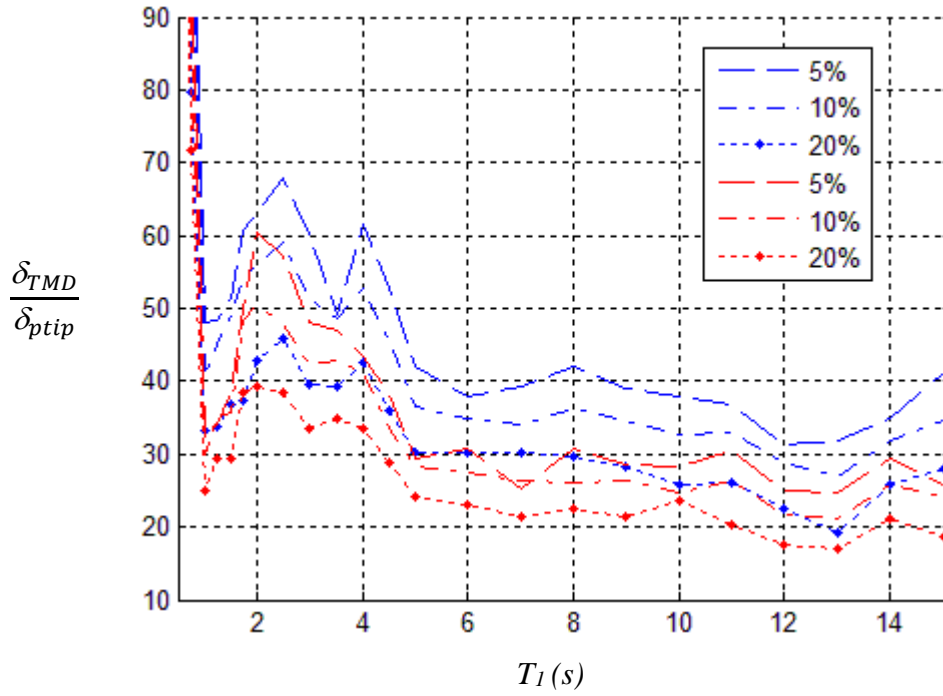


Figura 5-6 Demanda de desplazamiento lateral para sintonizadores usados en sistemas principales con comportamiento global en flexión

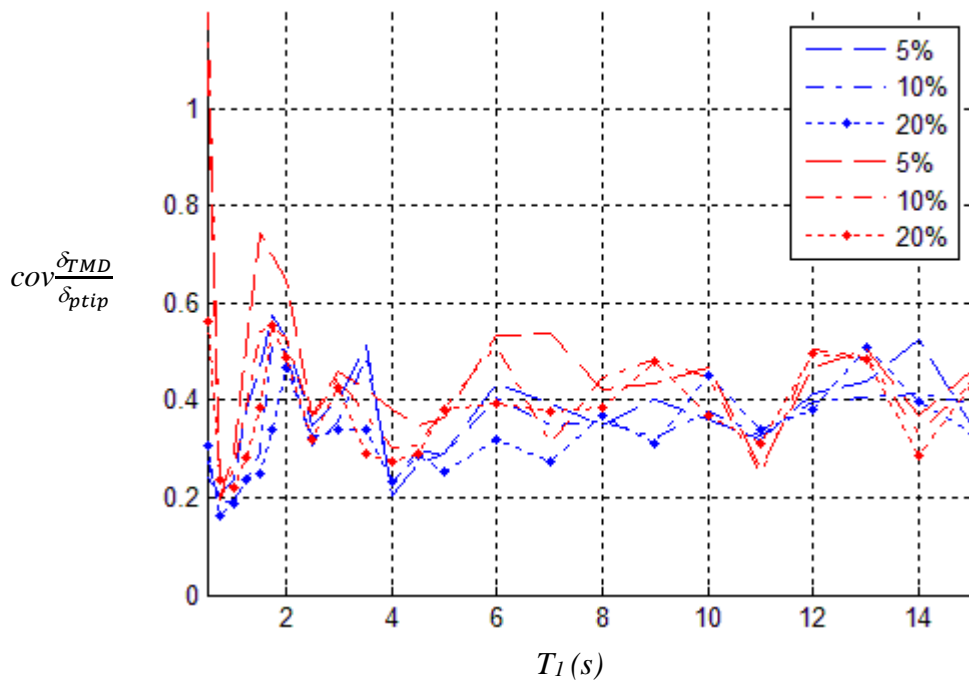


Figura 5-7 Coeficiente de variación de $\frac{\delta_{TMD}}{\delta_{ptip}}$ de sistemas principales con comportamiento global en flexión

5.1.2 Comportamiento Global Intermedio

Los resultados obtenidos para sistemas principales con comportamiento global intermedio se discutirán sobre las mismas bases usadas para discutir la respuesta de sistemas principales con comportamiento global en flexión. Por lo mismo, no se explica el formato de las gráficas incluidas en las Figuras 5-8 a 5-13 (es el mismo que el correspondiente a las figuras comentadas en la Sección 5.1.1). Además vale la pena mencionar que la respuesta de los sistemas con comportamiento global intermedio exhibe tendencias muy similares a las discutidas para sistemas con comportamiento global en flexión, de tal manera que más que volver a describir las mismas tendencias, se hará énfasis en las diferencias observadas para estos comportamientos.

La Figura 5-8 resume valores promedio de δ_{azn} para sistemas principales con comportamiento global intermedio. Es posible decir, una vez más, que en términos de controlar la demanda de deformación lateral de los sistemas principales, la masa y el amortiguamiento de los sintonizadores no juegan un papel relevante. Se observa muy poca variación en el valor de δ_{azn} para valores de T_1 mayores o iguales que 2 s. La comparación de las Figuras 5-1 y 5-8 permite observar valores de δ_{azn} muy similares para ambos tipos de comportamiento. Quizá pueda decirse que se observan ligeros incrementos en el valor de δ_{azn} para comportamiento global intermedio.

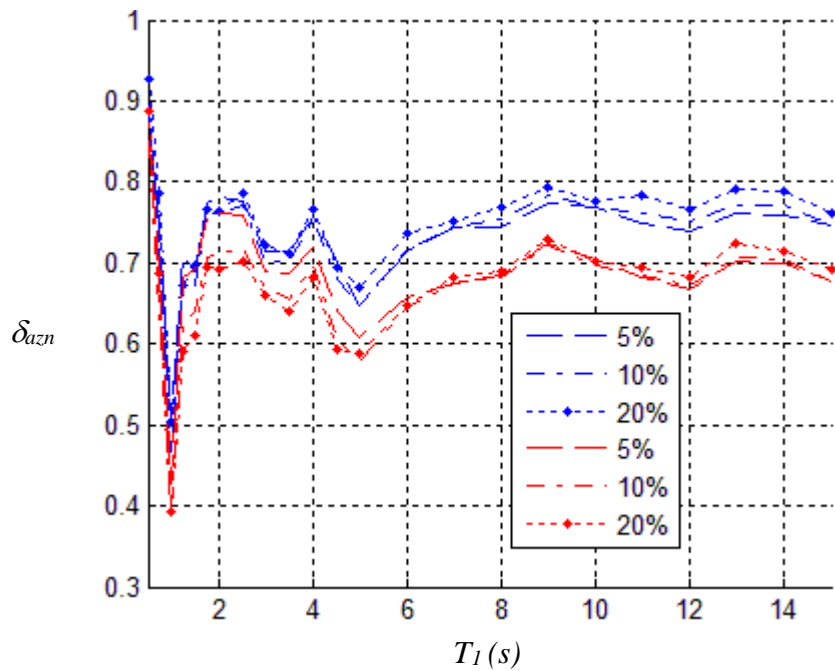


Figura 5-8 Reducción de la respuesta de sistemas principales con comportamiento global intermedio

La Figura 5-9 presenta los coeficientes de variación asociados a los valores promedio de δ_{azn} presentados en la Figura 5-8. Con ligeras excepciones, se observan valores muy similares de $cov\delta_{azn}$ para ambos tipos de comportamiento, lo que implica, ahora para el caso de comportamiento global intermedio, poca incertidumbre en la estimación de valor de δ_{azn} .

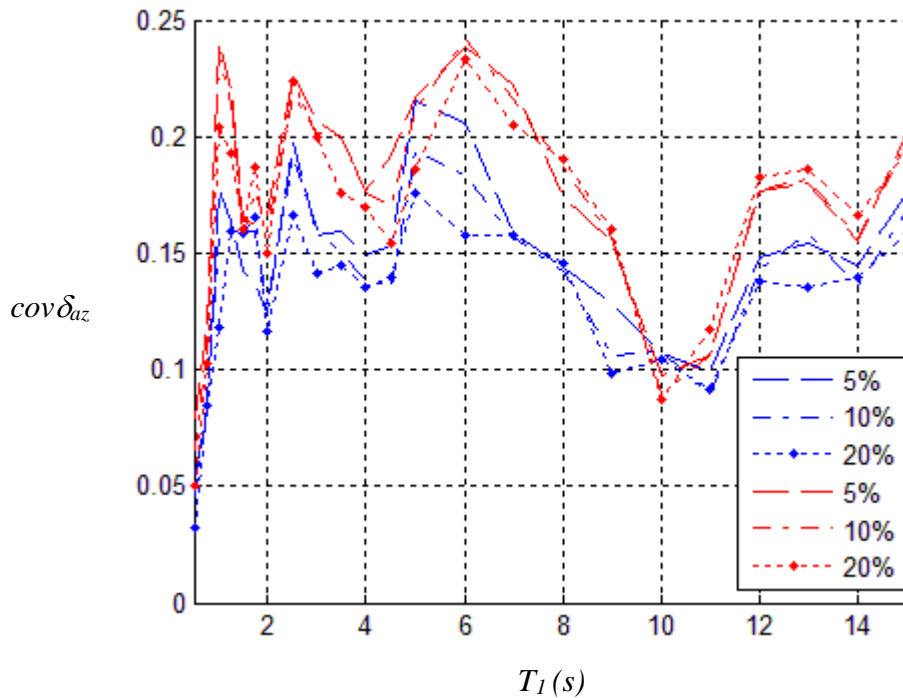


Figura 5-9 Coeficiente de variación de δ_{azn} de sistemas principales con comportamiento global intermedio

La Figura 5-10 presenta valores promedio de T_{TMD} para el caso de comportamiento global intermedio. Aunque las tendencias observadas para comportamiento global intermedio y comportamiento global en flexión en las Figuras 5-3 y 5-10 son muy similares, hay algunas diferencias que vale la pena destacar. En particular, se mencionó antes para comportamiento global en flexión que en el intervalo de valores de T_1 que va de 1 a 4 s, el valor de T_{TMD} es aproximadamente igual a $1.25T_1$, y que en el intervalo de valores de T_1 que va de 4 a 10 s, los valores de T_{TMD} oscilan alrededor de 5 s. En el caso de comportamiento global intermedio, se observa un ligero incremento en los valores de T_{TMD} en el intervalo de periodos mencionado, de tal manera que el valor de T_{TMD} exhibe valores cercanos a 5.5 s en el intervalo de valores de T_1 que va de 4 a 12 s.

La Figura 5-11 resume el coeficiente de variación ($covT_{TMD}$) que corresponde a los valores promedio de T_{TMD} mostrados en la Figura 5-10. Puede decirse que en términos generales la variación en el valor $covT_{TMD}$ para sistemas con comportamiento global intermedio sigue tendencias similares a las observadas en la Figura 5-5 para comportamiento global en flexión. Quizá valga la pena destacar las diferencias que se observan en los valores de

$covT_{TMD}$ para valores de T_I mayores que 4 s. En particular, se observa un menor coeficiente de variación para los sistemas con comportamiento global intermedio de tal manera que con muy pocas excepciones $covT_{TMD}$ no excede el valor de 0.7.

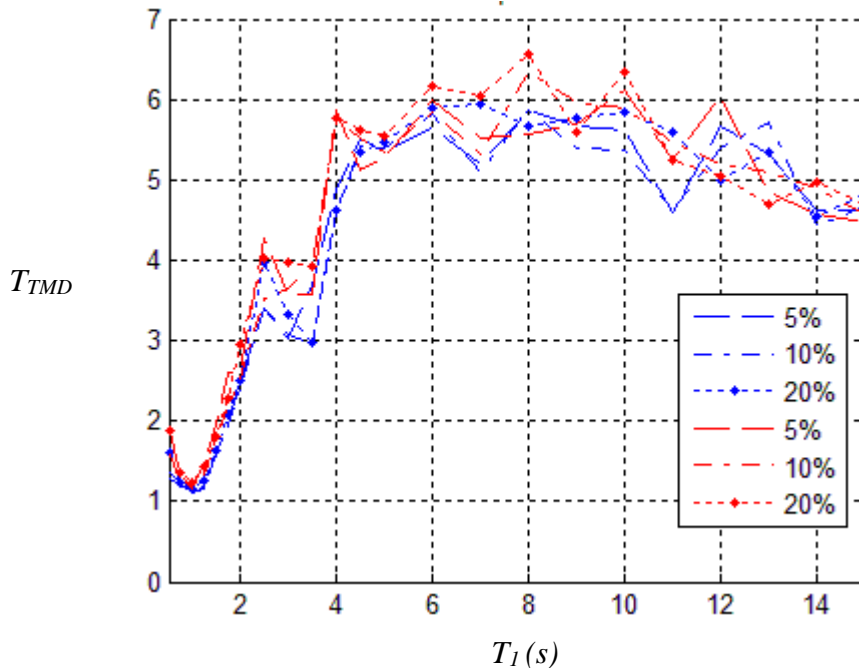


Figura 5-10 Periodo óptimo para sintonizadores usados en sistemas principales con comportamiento global intermedio

La Figura 5-12 presenta, para sistemas con comportamiento global intermedio, el cociente $\frac{\delta_{TMD}}{\delta_{ptip}}$. Aunque se observan tendencias muy similares a las discutidas con la ayuda de la Figura 5-6 para comportamiento global por flexión, en el caso de comportamiento global intermedio tienden observarse valores ligeramente mayores de $\frac{\delta_{TMD}}{\delta_{ptip}}$. Esta tendencia es más notoria para sintonizadores que tienen 5% de la masa total del sistema principal. La masa y amortiguamiento de los sintonizadores es una vez más muy relevante para controlar su respuesta lateral.

La Figura 5-13 muestra el coeficiente de variación que corresponde a los valores promedio de $\frac{\delta_{TMD}}{\delta_{ptip}}$ presentados en la 5-12. En general, las tendencias que se observan para sistemas con comportamiento global intermedio son muy similares a las discutidas para comportamiento global en flexión.

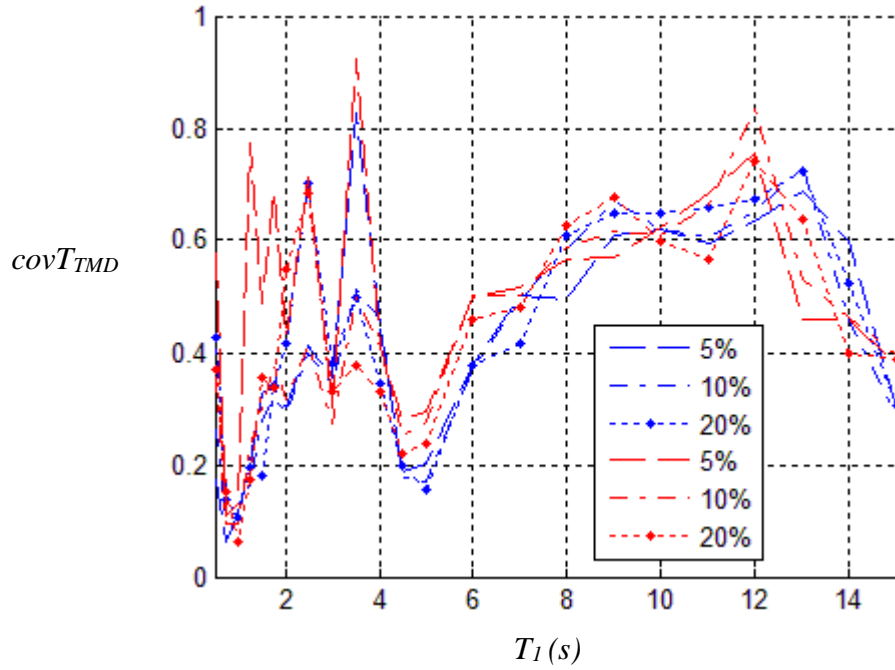


Figura 5-11 Coeficiente de variación de T_{TMD} de sistemas principales con comportamiento global intermedio

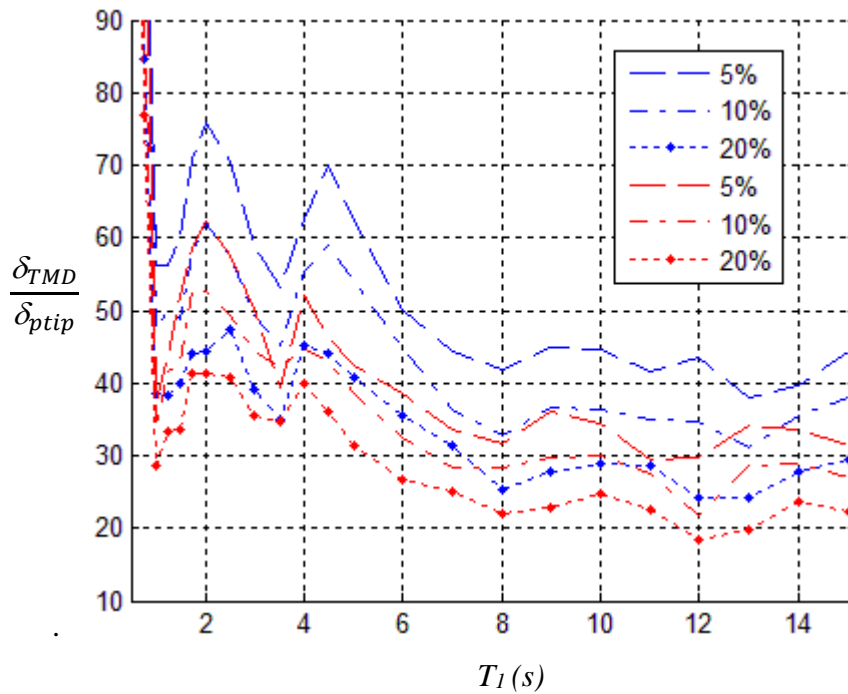


Figura 5-12 Demanda de desplazamiento lateral para sintonizadores usados en sistemas principales con comportamiento global intermedio

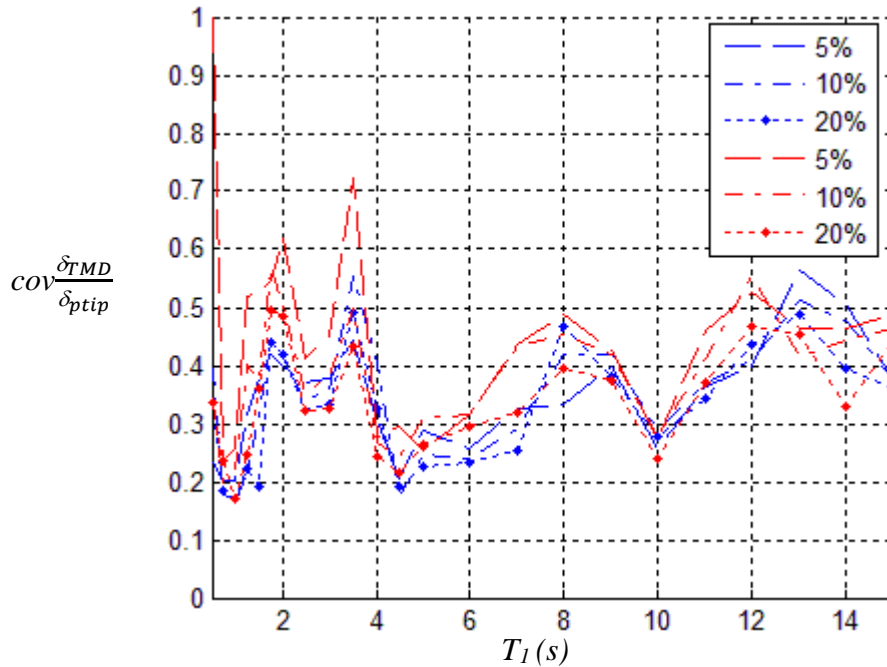


Figura 5-13 Coeficiente de variación de $\frac{\delta_{TMD}}{\delta_{ptip}}$ de sistemas principales con comportamiento global intermedio

A partir de los resultados presentados es posible decir, ahora para comportamiento global intermedio, que en términos generales, las incertidumbres asociadas a la respuesta de los sistemas principales de gran altura cuando se les añade un sintonizador de masa no son grandes en relación con las incertidumbres normalmente involucradas en el proceso de diseño sísmico. Esto implica la posibilidad de plantear un diseño sísmico con alto grado de robustez.

5.1.3 Comportamiento Global en Corte

Los resultados obtenidos para sistemas principales con comportamiento global en corte se discutirán sobre las mismas bases usadas para discutir la respuesta de sistemas principales con comportamientos globales en flexión e intermedio. Además vale la pena mencionar que la respuesta de los sistemas con comportamiento global en corte exhibe tendencias muy similares a las discutidas en las Secciones 5.1.1 y 5.1.2, de tal manera, que se hará énfasis en las diferencias observadas para los diferentes comportamientos.

La Figura 5-14 resume valores promedio de δ_{azn} para sistemas principales con comportamiento global en corte. Es posible decir, una vez más, que en términos de controlar la demanda de deformación lateral de los sistemas principales, la masa y el amortiguamiento de los sintonizadores no juegan un papel relevante. Se observa muy poca variación en el valor de δ_{azn} para valores de T_1 mayores o iguales que 2 s. La comparación

de las Figuras 5-1, 5-8 y 5-14 permite concluir que conforme el comportamiento global del sistema principal evoluciona de uno en flexión a uno en corte, el valor de δ_{azn} tiende a incrementarse levemente. Esto implica que los sintonizadores son ligeramente menos eficientes conforme el sistema desarrolla más y más un comportamiento dominado por componentes globales de deformación en corte.

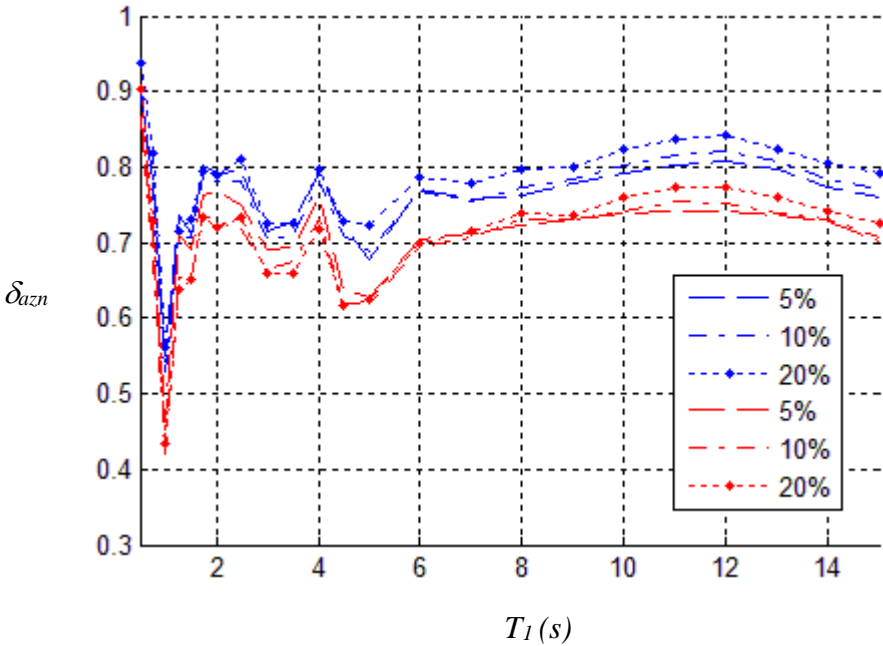


Figura 5-14 Reducción de la respuesta de sistemas principales con comportamiento global en corte

La Figura 5-15 presenta los coeficientes de variación asociados a los valores promedio de δ_{azn} presentados en la Figura 5-14. Se observan valores muy similares de $COV\delta_{azn}$ para los tres tipos de comportamiento global, lo que implica, ahora para el caso de comportamiento global en corte, poca incertidumbre en la estimación de valor de δ_{azn} .

La Figura 5-16 presenta valores promedio de T_{TMD} para el caso de comportamiento global en corte. Aunque las tendencias observadas para los tres tipos de comportamientos en las Figuras 5-3, 5-10 y 5-16 son muy similares, vale la pena observar el ligero incremento que para T_1 mayor que 2 s se observa para el valor de T_{TMD} conforme el comportamiento global de los sistemas primarios evoluciona de uno dominado por componentes de deformación en flexión a uno dominado por corte. El incremento es tal que T_{TMD} exhibe valores cercanos a 6.5 s en el intervalo de valores de T_1 que va de 4 a 12 s.

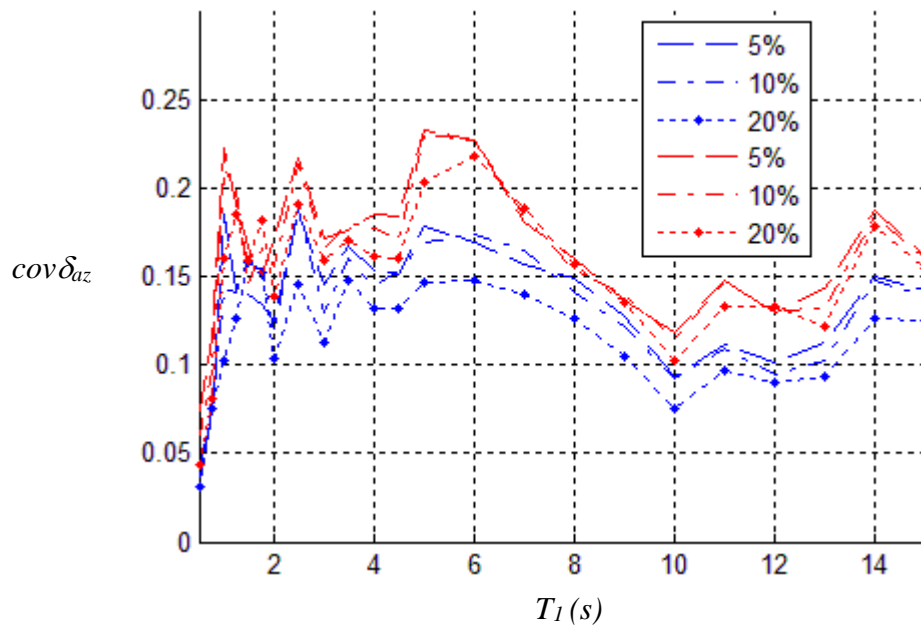


Figura 5-15 Coeficiente de variación de δ_{azn} de sistemas principales con comportamiento global en corte

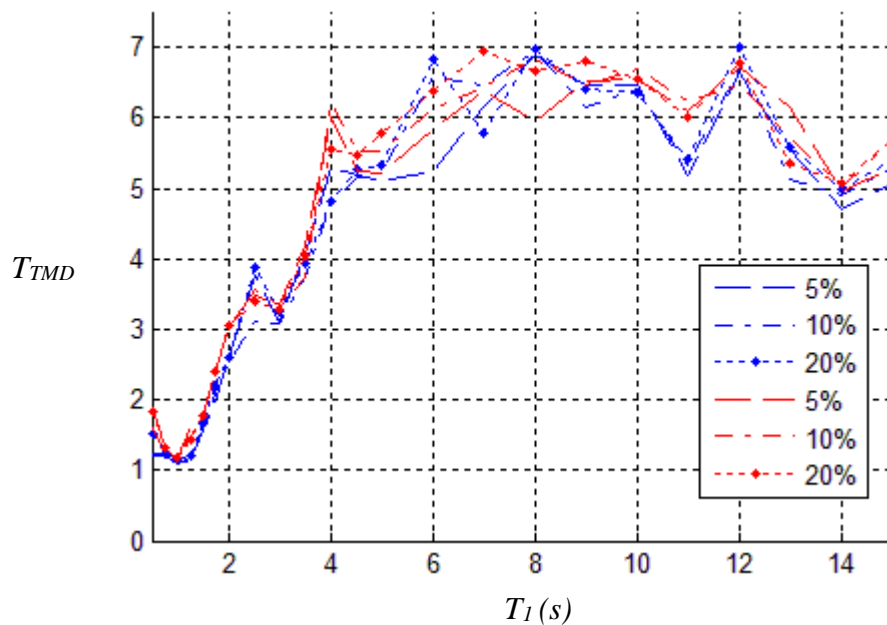


Figura 5-16 Periodo óptimo para sintonizadores usados en sistemas principales con comportamiento global en corte

La Figura 5-17 resume el coeficiente de variación ($covT_{TMD}$) que corresponde a los valores promedio de T_{TMD} mostrados en la Figura 5-16. Puede decirse que en términos generales la variación en el valor $covT_{TMD}$ para sistemas con comportamiento global en corte sigue tendencias similares a las observadas para los otros dos tipos de comportamiento global.

Quizá valga la pena destacar la ligera reducción que se observa para $covT_{TMD}$ para valores de T_I mayores que 4 s. En particular, se observa una nueva reducción en relación a lo observado para comportamiento global intermedio, de tal manera que con muy pocas excepciones, $covT_{TMD}$ no excede el valor de 0.6.

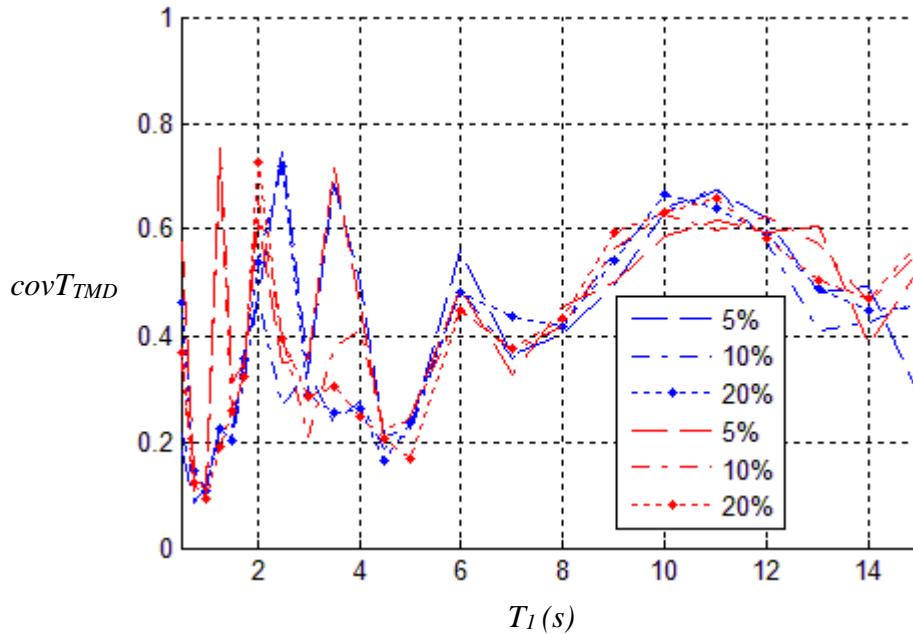


Figura 5-17 Coeficiente de variación de T_{TMD} de sistemas principales con comportamiento global en corte

La Figura 5-18 presenta, para sistemas con comportamiento global en corte, el cociente $\frac{\delta_{TMD}}{\delta_{ptip}}$. Aunque se observan tendencias muy similares a las discutidas para comportamientos globales en flexión e intermedio, tienden observarse valores ligeramente mayores de $\frac{\delta_{TMD}}{\delta_{ptip}}$.

Esta tendencia es más notoria para sintonizadores que tienen 5% de la masa total del sistema principal. Puede concluirse que conforme el comportamiento global evoluciona de uno dominado por flexión a otro dominado por corte, se esperan demandas de desplazamiento lateral ligeramente mayores para los sintonizadores de masa.

La Figura 5-19 muestra el coeficiente de variación que corresponde a los valores promedio de $\frac{\delta_{TMD}}{\delta_{ptip}}$ presentados en la 5-18. En general, las tendencias que se observan para sistemas con comportamiento global en corte son muy similares a las discutidas para los comportamientos globales en flexión e intermedio.

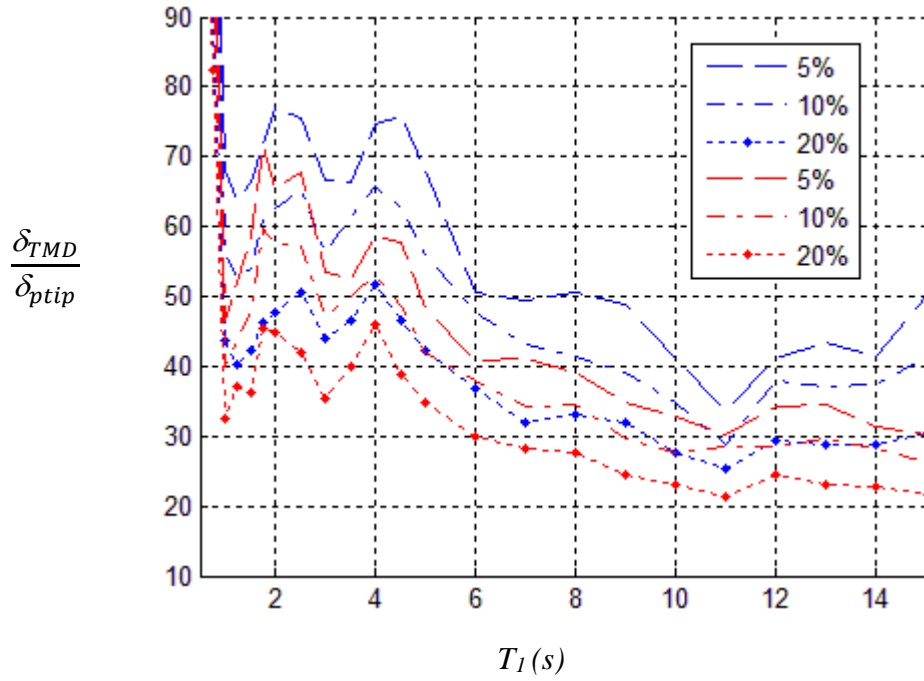


Figura 5-18 Demanda de desplazamiento lateral para sintonizadores usados en sistemas principales con comportamiento global en corte

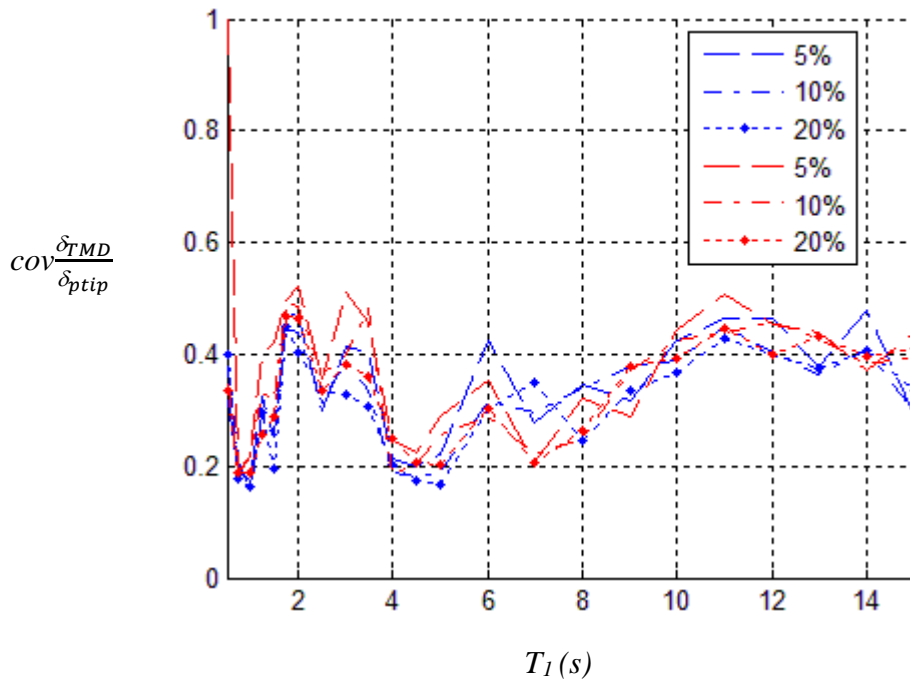


Figura 5-19 Coeficiente de variación de $\frac{\delta_{TMD}}{\delta_{ptip}}$ de sistemas principales con comportamiento global en corte

A partir de los resultados presentados es posible decir, ahora para comportamiento global en corte, que las incertidumbres asociadas a la respuesta de los sistemas principales de gran altura cuando se les añade un sintonizador de masa no son grandes en relación a las incertidumbres normalmente involucradas en el proceso de diseño sísmico. Esto implica la posibilidad de plantear un diseño sísmico con alto grado de robustez.

5.2 Señal Armónica

Debido a que la respuesta de sistemas con sintonizadores de masa ante movimientos del terreno registrados en la Zona de Transición dio lugar a situaciones difíciles de anticipar, se decidió llevar a cabo una segunda serie de análisis. Se consideró la señal armónica discutida en la Sección 3.2, con el fin de entender cuál es el impacto de las ondas con periodo diferente al periodo fundamental del terreno, presentes en los movimientos del terreno en la respuesta de la estructura principal y su sintonizador.

5.2.1 Comportamiento Global en Flexión

La Figura 5-20 estudia la capacidad que tienen los sintonizadores de masa para reducir el desplazamiento de azotea de sistemas principales sujetos a la acción de la señal armónica. Para interpretar correctamente la figura se requiere precisar que el valor que se usa para el desplazamiento normalizado corresponde al menor de los desplazamientos de azotea obtenidos para sintonizadores con propiedades establecidas de acuerdo a lo indicado en la Tabla 4-1.

Para valores muy pequeños de T_1 se observan valores de δ_{azn} muy cercanos a 1, lo que implica que un sintonizador de masa no tendría efecto en la respuesta dinámica del sistema principal. Conforme se incrementa el valor de T_1 hasta alcanzar un valor ligeramente menor que el periodo dominante del terreno, se observa una reducción muy importante en el valor de δ_{azn} . La reducción es tan pronunciada que se observan valores de δ_{azn} cercanos a 0.2 cuando T_1 alcanza un valor ligeramente menor que 1 s. Para este valor de T_1 , los sintonizadores reducen en casi 5 veces el desplazamiento de azotea de los sistemas principales. Esto implica una influencia muy importante de los sintonizadores en la respuesta dinámica de los sistemas principales. Dicha influencia podría explicarse por un fenómeno de doble resonancia que corresponde al caso en que el movimiento del terreno, el periodo fundamental de vibrar del sistema principal y el sintonizador de masa tienen valores de periodo muy similares.

Conforme se incrementa el valor de T_I con respecto al valor de periodo en que se minimiza δ_{azn} , se observa un incremento de δ_{azn} hasta que se alcanzan valores para este cociente cercanos a 0.80 para valores de T_I cercanos a 3 s. Una vez que T_I se incrementa en relación al valor de 3 s, se observa una importante reducción en δ_{azn} . Esta reducción es tal que se alcanzan valores cercanos a 0.3 para T_I de 5 s. Para el caso de la señal armónica, se encontró, como se esperaba inicialmente, una reducción notable de δ_{azn} para valores de T_I cercanos a 5 s, que según la Tabla 2-1, corresponde al caso en que el periodo del segundo modo de vibrar (T_2) es igual a 1 s (valor que también corresponde al periodo de la señal armónica). Bajo estas circunstancias, se observa un fenómeno de doble resonancia que contempla la señal, el segundo modo de vibrar del sistema estructural y el sintonizador. Puede decirse que cuando se alcanza una sintonía perfecta con el segundo modo, los sintonizadores son capaces de reducir en casi 3 veces el desplazamiento de azotea de los sistemas principales.

Un incremento del valor de T_I con respecto al valor de periodo en que se minimiza δ_{azn} para el segundo modo de vibrar (5 s), se observa un incremento tal para δ_{azn} que se alcanzan valores cercanos a 1.0 para T_I de 9 s. Una vez que T_I exhibe valores mayores que 9 s, se observa una importante reducción en δ_{azn} , de tal manera que se tienen valores cercanos a 0.5 para T_I de 12 s. Para el caso de la señal armónica, se encontró, como se esperaba inicialmente, una reducción notable de δ_{azn} para valores de T_I cercanos a 12 s, que según la Tabla 2-1, corresponde al caso en que el periodo del tercer modo de vibrar (T_3) es igual a 1 s. Bajo estas circunstancias, se observa un fenómeno de doble resonancia con el tercer modo de vibrar del sistema estructural y el sintonizador. Cuando se establece una sintonía perfecta con el tercer modo, los sintonizadores son capaces de reducir casi en 2 veces el desplazamiento de azotea de los sistemas principales.

En términos generales puede decirse que los sintonizadores de masa son muy eficientes cuando el periodo de uno de los primeros 3 modos de vibrar del sistema principal exhibe un valor muy cercano al periodo de la señal armónica. Es claro que los sintonizadores reducen en mayor grado el desplazamiento de azotea conforme mayor sea el porcentaje de la masa total movilizadada por el modo de vibrar. Al respecto, se observan reducciones de 5, 3 y 2 veces el desplazamiento de azotea cuando se da una sintonía perfecta con los modos 1, 2 y 3, respectivamente (T_I igual a 1, 5 y 12 s, respectivamente). Es muy notorio que para valores de T_I intermedios entre 1 y 5, y 5 y 12, los sintonizadores pierden su capacidad para controlar la respuesta de los sistemas principales. Puede decirse que las curvas δ_{azn} exhiben valles y cimas muy pronunciados. Vale la pena mencionar que en las zonas de valores de T_I correspondientes a los valles, los sintonizadores son más eficientes para el caso de la señal armónica en relación a lo observado para los movimientos del terreno registrados en la Zona de Transición. Sin embargo, ocurre exactamente lo contrario en las zonas de valores de T_I correspondientes a las cimas.

Para el caso de la señal armónica, la variación pronunciada del valor de δ_{azn} con respecto al valor de T_1 lleva a la necesidad de estimar con precisión los periodos de vibrar del sistema estructural principal, ya que un error durante su estimación podría llevar fácilmente de una situación que se estima muy favorable en el papel, a una que resultaría inoperante en la vida real. Puede decirse que las ondas con periodo diferente al periodo fundamental del terreno presentes en los movimientos del terreno de alguna manera ajustan los valores de δ_{azn} en la zona de los valles y las cimas; esto es, resulta en que los valores observados para los valles, sobre todos de aquellos asociados con la sintonía perfecta de los modos superiores, no sean tan bajos; y que los observados para las cimas no sean tan altos. Lo anterior resulta, para el caso de los movimientos del terreno, en que el valor de δ_{azn} sea estable en un amplio intervalo de valores de T_1 , particularmente cuando este periodo es mayor que 2 s. Conforme a lo discutido antes, esto implica que establecer el nivel de respuesta del sistema principal con sintonizador no requiere de un conocimiento preciso del periodo fundamental de vibrar del sistema principal y aporta robustez al diseño del sintonizador. En pocas palabras puede decirse que las ondas con periodo diferente al periodo fundamental del terreno presentes en los movimientos del terreno son benéficas para el diseño sísmico de los sintonizadores, ya que a cambio de perder algo de eficiencia para sistemas con valores específicos de T_1 (acotados a la zona de los valles de la gráfica de δ_{azn}), se obtiene certeza en cuanto a su desempeño sísmico y propiedades estructurales de diseño.

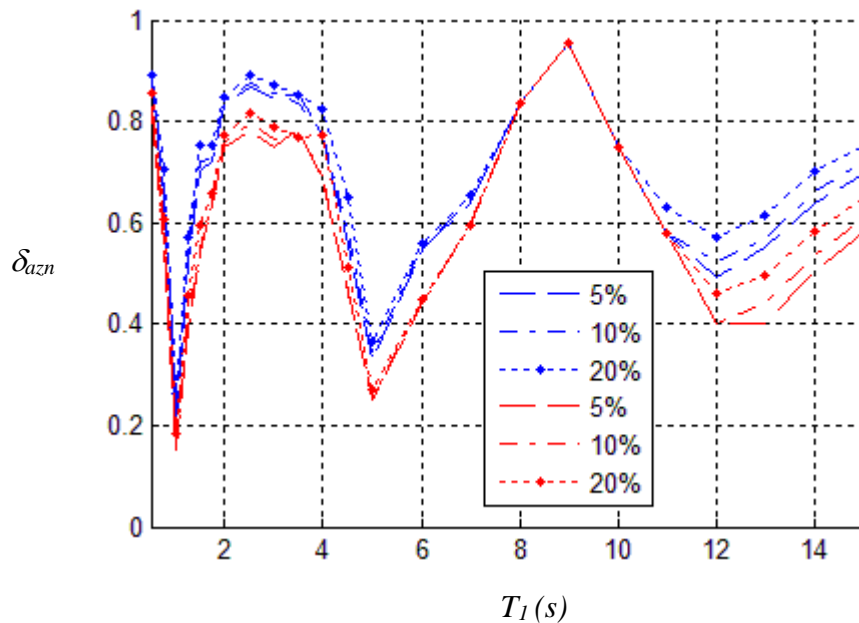


Figura 5-20 Reducción de la respuesta de sistemas principales con comportamiento global en flexión, señal armónica

La Figura 5-21 presenta, para el caso de la señal armónica, el periodo óptimo para los sintonizadores de masa (T_{TMD}). Para interpretar correctamente la figura se requiere precisar que para la señal armónica, el valor de T_{TMD} asignado a un sistema principal corresponde, de entre los indicados en la Tabla 4-1, al que minimiza el valor de δ_{azn} . Note con la excepción de los casos en que T_1 va de 8 a los 11 s, el valor de T_{TMD} exhibe valores muy cercanos a 1 s. Esto, que no se observa para los movimientos del terreno registrados en la Zona de Transición debido a las ondas presentes con periodo diferente al periodo fundamental del terreno, era de esperarse para la señal armónica. En particular, el sintonizador de masa debe sintonizarse con la frecuencia de movimiento del sistema estructural principal y, a diferencia de lo que ocurre para una señal generada en suelo firme, dicha frecuencia corresponde en el caso de una señal armónica al periodo de la excitación. Es difícil explicar la existencia de los máximos que en las curvas de T_{TMD} se observan para T_1 de 9 s. Quizá valga la pena decir que para dicho periodo, el periodo de la señal armónica exhibe un valor intermedio entre los periodos de vibrar del segundo y tercer modo, y que es muy posible que la interacción de estos dos modos den lugar a una respuesta dinámica relativamente compleja.

Las ondas con periodo diferente al periodo fundamental del terreno, presentes en los movimientos del terreno resultan en que el valor de T_{TMD} se incremente de manera considerable hasta que el valor de T_1 alcanza valores cercanos a los 5 s (que correspondería al caso en que el valor de T_2 alcanza un valor de 1 s). Para T_1 mayores que 5 s, el valor de T_{TMD} se estabiliza alrededor del valor de 5 para el caso de los movimientos del terreno. Con fines de diseño, las ondas con periodo diferente al periodo fundamental del terreno presente en los movimientos del terreno resultan en valores de T_{TMD} que en ocasiones son sustancialmente diferentes al periodo dominante de la excitación. En el caso de un edificio con periodo largo, el valor de diseño del sintonizador pasaría de 1 s para una excitación armónica, a 5 s para un movimiento del terreno registrado en la Zona de Transición. Esto es, el movimiento del sintonizador para el caso de los movimientos del terreno sería muy lento con relación al que exhibiría si se utilizara en un sistema principal sujeto a la acción de una excitación armónica.

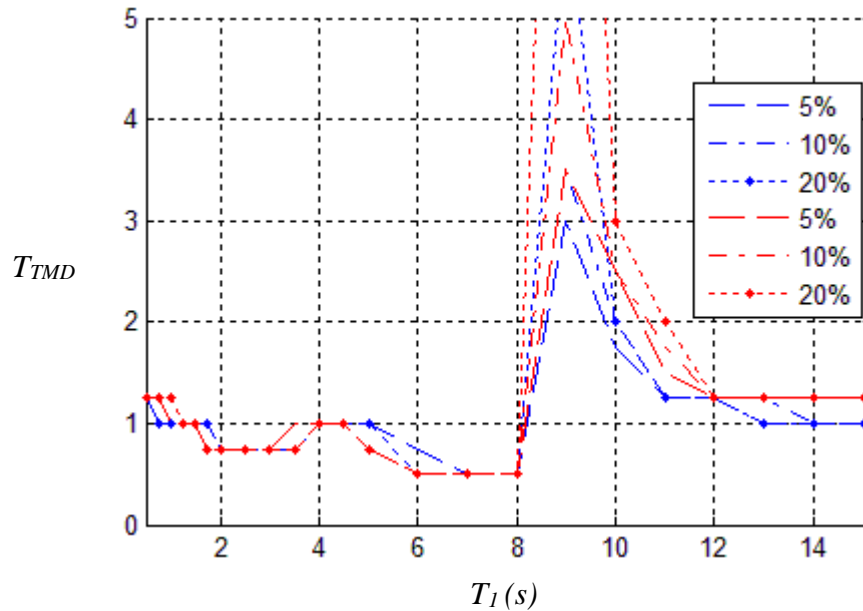


Figura 5-21 Periodo óptimo para sintonizadores usados en sistemas principales con comportamiento global en flexión, señal armónica

La Figura 5-22 presenta el cociente entre el desplazamiento lateral del sintonizador de masa y el desplazamiento relativo promedio en los entresijos del sistema principal sin sintonizador. Mientras que el desplazamiento de los sintonizadores corresponde a los sintonizadores contemplados en la Figura 5-21, el desplazamiento relativo promedio de los sistemas principales se obtiene al dividir su demanda máxima de desplazamiento de azotea entre el número de pisos. Los valores $\frac{\delta_{TMD}}{\delta_{ptip}}$ varían significativamente con una variación de T_1 , y dependen de manera muy importante de la masa y amortiguamiento de los sintonizadores. Conforme menor es el nivel de amortiguamiento del sintonizador, mayor el efecto de su masa en sus demandas de deformación lateral. Para un amortiguamiento de 20% del crítico, la masa deja de tener una influencia importante en la respuesta del sintonizador. Para T_1 en el intervalo de 0.5 a 15 s, el valor de $\frac{\delta_{TMD}}{\delta_{ptip}}$ va oscilando progresivamente entre varios máximos y mínimos. En particular, se observa máximos (cimas) para valores muy pequeños de T_1 , y para valores cercanos a 4 y 11 s. Hay mínimos (valles) en valores de T_1 cercanos a 3, 7 y 15 s.

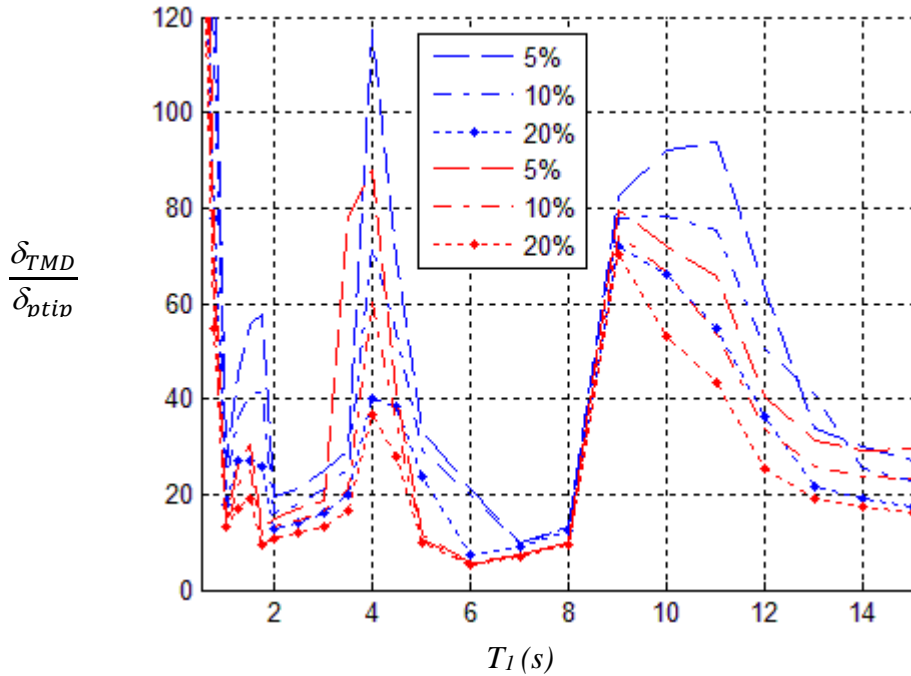


Figura 5-22 Demanda de desplazamiento lateral para sintonizadores usados en sistemas principales con comportamiento global en flexión, señal armónica

5.2.2 Comportamiento Global Intermedio

Vale la pena mencionar que la respuesta de los sistemas con comportamiento global intermedio exhibe tendencias muy similares a las discutidas para sistemas con comportamiento global en flexión, de tal manera que más que volver a describir las mismas tendencias, se hará énfasis en las diferencias observadas para estos comportamientos.

La Figura 5-23 resume valores promedio de δ_{azn} para sistemas principales con comportamiento global intermedio. Es posible decir, una vez más, que en términos de controlar la demanda de deformación lateral de los sistemas principales, la masa y el amortiguamiento de los sintonizadores no juegan un papel relevante. La comparación de las Figuras 5-20 y 5-23 permite observar valores de δ_{azn} muy similares para ambos tipos de comportamiento. Quizá pueda decirse que se observan incrementos considerables en el valor de δ_{azn} para comportamiento global intermedio, conforme menor sea el porcentaje de la masa total movilizadada por el modo de vibrar.

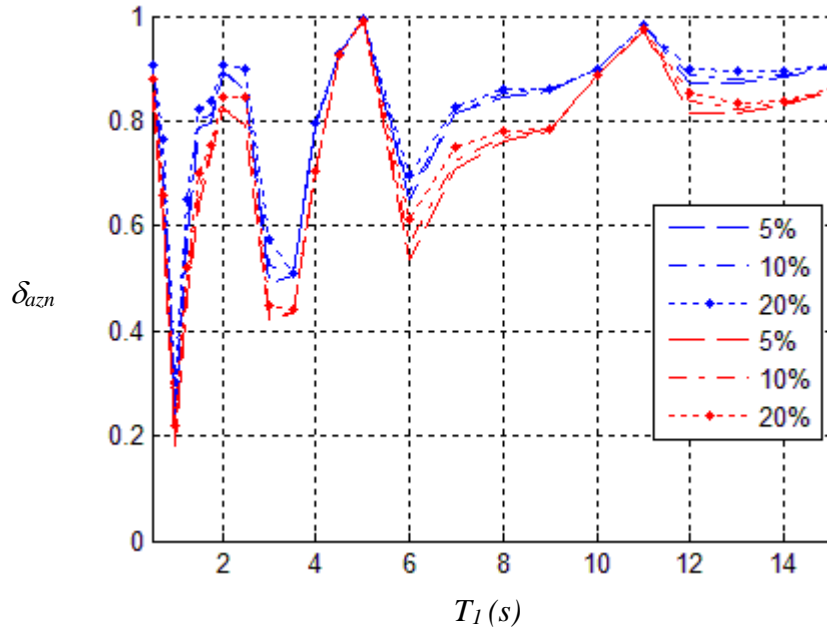


Figura 5-23 Reducción de la respuesta de sistemas principales con comportamiento global intermedio, señal armónica.

La Figura 5-24 presenta valores promedio de T_{TMD} para el caso de comportamiento global intermedio. Aunque las tendencias observadas para comportamiento global intermedio y comportamiento global en flexión en las Figuras 5-21 y 5-24 son muy similares, hay algunas diferencias que vale la pena destacar. En el caso de comportamiento global intermedio, se observa un ligero incremento en el valor de T_{TMD} .

La Figura 5-25 presenta, para sistemas con comportamiento global intermedio, el cociente $\frac{\delta_{TMD}}{\delta_{ptip}}$. Aunque se observan tendencias muy similares a las discutidas con la ayuda de la Figura 5-22 para comportamiento global por flexión, en el caso de comportamiento global intermedio tienden observarse valores ligeramente menores de $\frac{\delta_{TMD}}{\delta_{ptip}}$. Esta tendencia es más notoria para sintonizadores que tienen 10% de la masa total del sistema principal. La masa y amortiguamiento de los sintonizadores es de nueva cuenta muy relevante para controlar su respuesta lateral.

A partir de los resultados presentados es posible decir, ahora para comportamiento global intermedio, que las incertidumbres asociadas a la respuesta de los sistemas principales de gran altura cuando se les añade un sintonizador de masa sometidos a una excitación armónica son grandes en relación con las incertidumbres que presentan al estar sometidos a excitaciones cuasi armónicas que contienen ondas con periodo diferente al periodo fundamental del terreno, los cuales exhiben la posibilidad de plantear un diseño sísmico con alto grado de robustez.

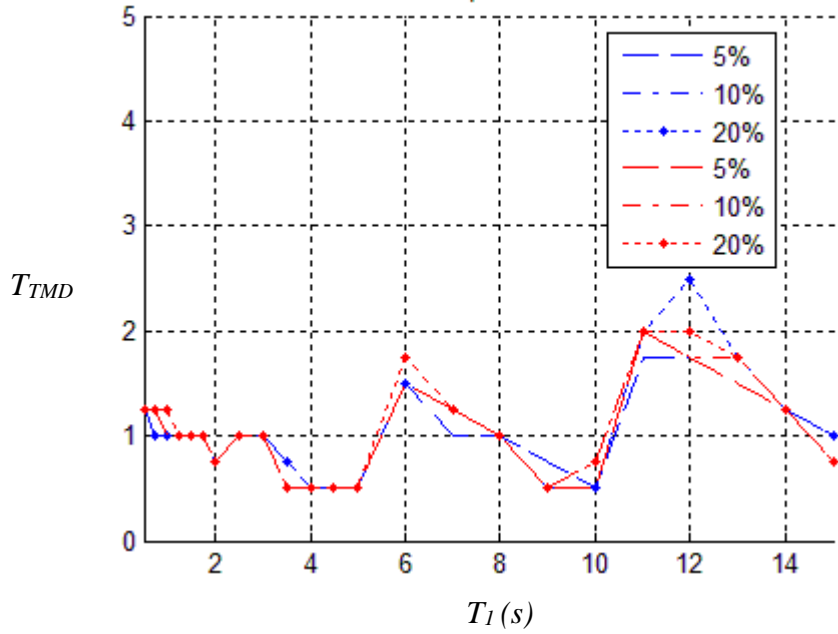


Figura 5-24 Periodo óptimo para sintonizadores usados en sistemas principales con comportamiento global intermedio, señal armónica.

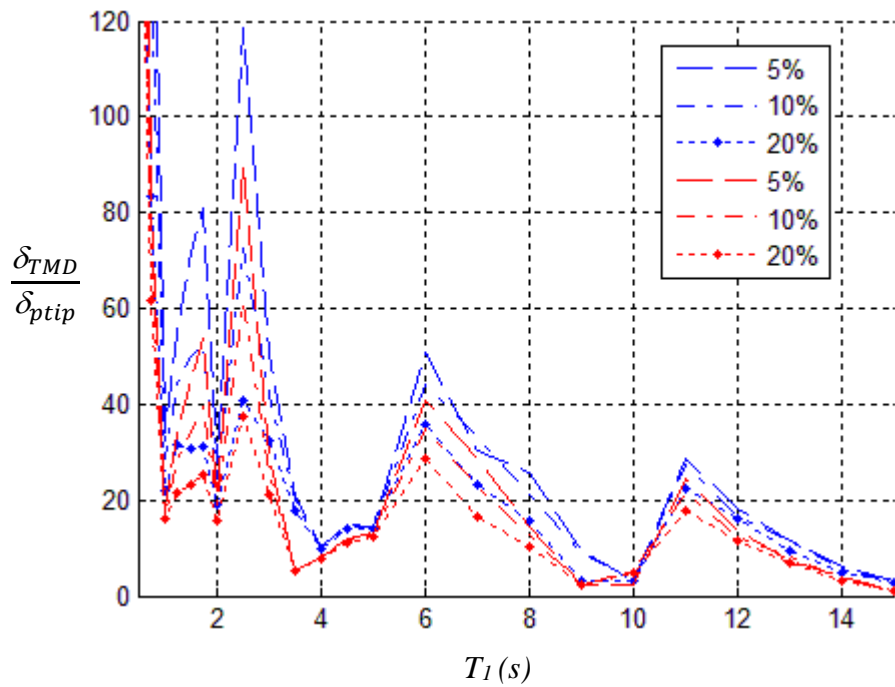


Figura 5-25 Demanda de desplazamiento lateral para sintonizadores usados en sistemas principales con comportamiento global intermedio, señal armónica.

5.2.3 Comportamiento Global en Corte

Vale la pena mencionar que la respuesta de los sistemas con comportamiento global en corte exhibe tendencias muy similares a las discutidas en las Secciones 5.2.1 y 5.2.2, de tal manera, que se hará énfasis en las diferencias observadas para los diferentes comportamientos.

La Figura 5-26 resume valores promedio de δ_{azn} para sistemas principales con comportamiento global en corte. Es posible decir, una vez más, que en términos de controlar la demanda de deformación lateral de los sistemas principales, la masa y el amortiguamiento de los sintonizadores no juegan un papel relevante. La comparación de las Figuras 5-20, 5-23 y 5-26 permite concluir que conforme menor sea el porcentaje de la masa total movilizada por el modo de vibrar, el valor de δ_{azn} tiende a incrementarse levemente. Esto implica que los sintonizadores son ligeramente menos eficientes conforme menor sea el porcentaje de masa total movilizadada por el modo de vibrar.

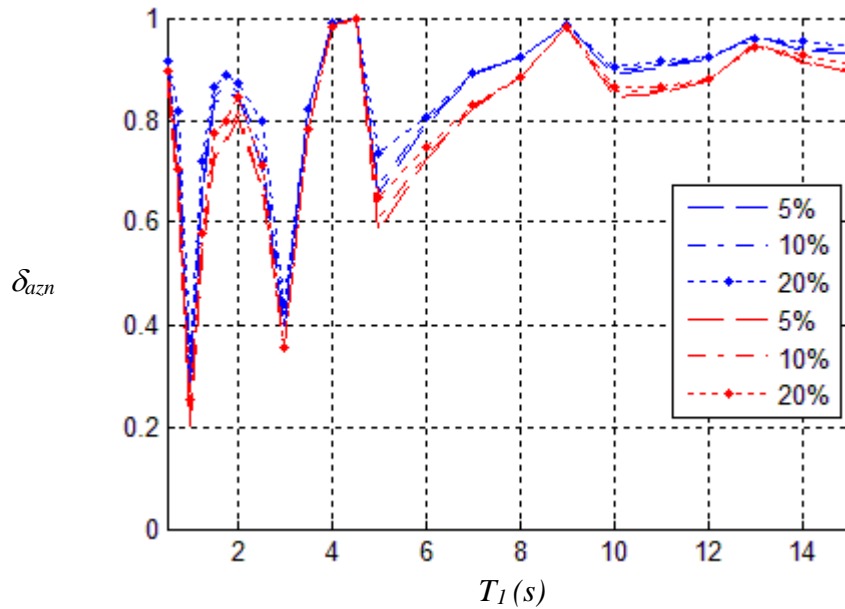


Figura 5-26 Reducción de la respuesta de sistemas principales con comportamiento global en corte, señal armónica.

La Figura 5-27 presenta valores promedio de T_{TMD} para el caso de comportamiento global en corte. Aunque las tendencias observadas para los tres tipos de comportamientos en las Figuras 5-21 y 5-24 son muy similares, vale la pena observar el ligero incremento para el

valor de T_{TMD} conforme el comportamiento global de los sistemas primarios evoluciona de uno dominado por componentes de deformación en flexión a uno dominado por corte.

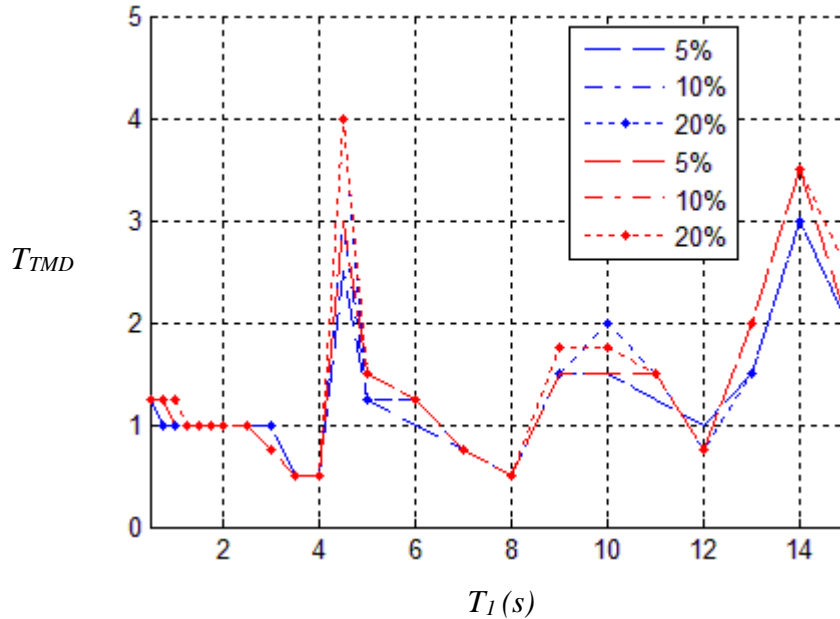


Figura 5-27 Periodo óptimo para sintonizadores usados en sistemas principales con comportamiento global en corte, señal armónica.

La Figura 5-28 presenta, para sistemas con comportamiento global en corte, el cociente $\frac{\delta_{TMD}}{\delta_{ptip}}$. Aunque se observan tendencias muy similares a las discutidas para comportamientos

globales en flexión e intermedio, tienden observarse valores ligeramente menores de $\frac{\delta_{TMD}}{\delta_{ptip}}$.

Esta tendencia es más notoria para sintonizadores que tienen 10% de la masa total del sistema principal. Puede concluirse que conforme el comportamiento global evoluciona de uno dominado por flexión a otro dominado por corte, se esperan demandas de desplazamiento lateral ligeramente menores para los sintonizadores de masa.

A partir de los resultados presentados es posible decir, ahora para comportamiento global en corte, que las incertidumbres asociadas a la respuesta de los sistemas principales de gran altura cuando se les añade un sintonizador de masa sometidos a una excitación armónica son grandes en relación a las incertidumbres que presentan al estar sometidos a excitaciones cuasi armónicas que contienen ondas con periodo diferente al periodo fundamental, los cuales exhiben la posibilidad de plantear un diseño sísmico con alto grado de robustez.

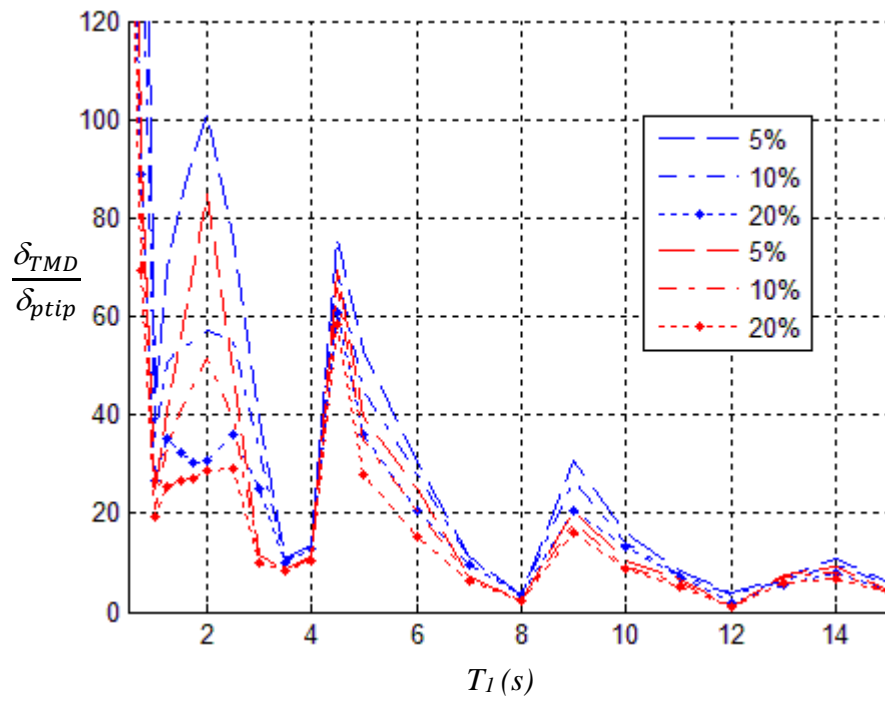


Figura 5-28 Demanda de desplazamiento lateral para sintonizadores usados en sistemas principales con comportamiento global en corte, señal armónica.

Es posible utilizar un sintonizador de masa para controlar las demandas de desplazamiento lateral en estructuras sujetas a la acción de movimientos del terreno registrados en la Zona de Transición. La mayor eficiencia en términos de reducir la demanda de desplazamiento lateral se presenta para estructuras cuyo periodo fundamental de vibrar coincide con el periodo dominante de la excitación y el periodo del sintonizador.

Cuando los sistemas bajo consideración se sujetan a la acción de una señal armónica, fue posible observar fenómenos de doble resonancia entre el periodo del terreno, el periodo del sintonizador y uno de los periodos correspondientes a uno de los 3 primeros modos de vibrar. En estos casos, se observa una reducción muy importante en las demandas de desplazamiento lateral. En el caso de las señales sísmicas, los osciladores de masa no son tan eficientes cuando se da un fenómeno de doble resonancia con uno de los 3 primeros modos de vibrar. Aunque esto inicialmente parecería una desventaja, un análisis cuidadoso de la situación lleva a entender que se pierde la dependencia de las propiedades óptimas de los sintonizadores respecto al periodo fundamental de vibrar del sistema, y esto permite un diseño que, aunque menos eficiente, exhibe una robustez notable en un contexto donde es muy difícil hacer una estimación precisa de los periodos de vibrar de un sistema estructural.

En el caso de las señales sísmicas, la eficiencia del sintonizador de masa está relacionada con el comportamiento global que exhibe el sistema estructural. En particular, los sintonizadores de masa son más eficientes conforme el comportamiento global del sistema queda más y más dominado por componentes de deformación global en flexión. La reducción de la demanda de desplazamiento lateral puede oscilar alrededor de 55 a 65% en estructuras donde se presenta un fenómeno de doble resonancia con el modo fundamental de vibrar, y de 20 a 30% en estructuras que poseen un periodo fundamental de vibrar mayor que 2 s.

La masa y nivel de amortiguamiento del sintonizador no impactan de manera notoria la demanda de desplazamiento del sistema principal, pero son de enorme relevancia para controlar la respuesta del sintonizador. En este sentido, se considera conveniente usar porcentajes de amortiguamiento crítico de 20% o mayores, así como una masa de por lo menos 5% de la masa total de la estructura.

El periodo del sintonizador de masa no exhibe una dependencia importante con respecto a su masa y nivel de amortiguamiento crítico. En contraste, exhibe una dependencia importante con respecto al tipo de comportamiento global y periodo fundamental de vibrar del sistema principal conforme a lo siguiente:

- Para el caso en comportamiento global en flexión

Estructuras con periodos fundamentales que van de 1 a 4 s.	Estructuras con periodos fundamentales que van de 4 a 10 s.
$T_{TMD} = 1.25 T_{EST\ 1}$	$T_{TMD} \approx 5$

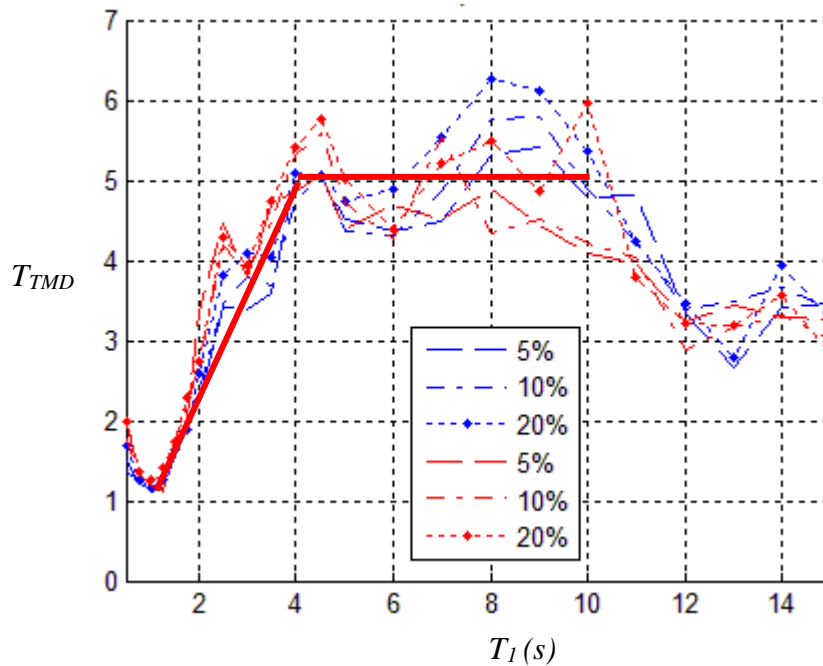


Figura 6-1 Periodo óptimo para sintonizadores usados en sistemas principales con comportamiento global en flexión.

- Para el caso de estructuras con comportamiento global intermedio

Estructuras con periodos fundamentales que van de 1 a 4.5 s.	Estructuras con periodos fundamentales que van de 4.5 a 12 s.
$T_{TMD} = 1.20(T_{EST\ 1} - 1) + 1.25$	$T_{TMD} \approx 5.5$

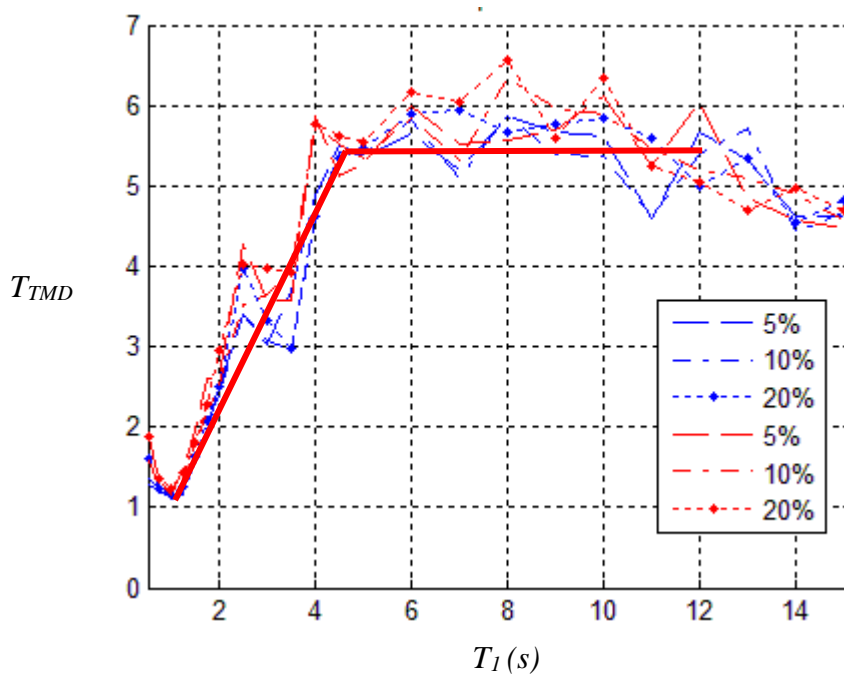


Figura 6-2 Periodo óptimo para sintonizadores usados en sistemas principales con comportamiento global intermedio

- Para el caso de estructuras con comportamiento global en corte

Estructuras con periodos fundamentales que van de 1 a 6 s.	Estructuras con periodos fundamentales que van de 6 a 12 s.
$T_{TMD} = 1.07(T_{EST\ 1} - 1) + 1.15$	$T_{TMD} \approx 6.5$

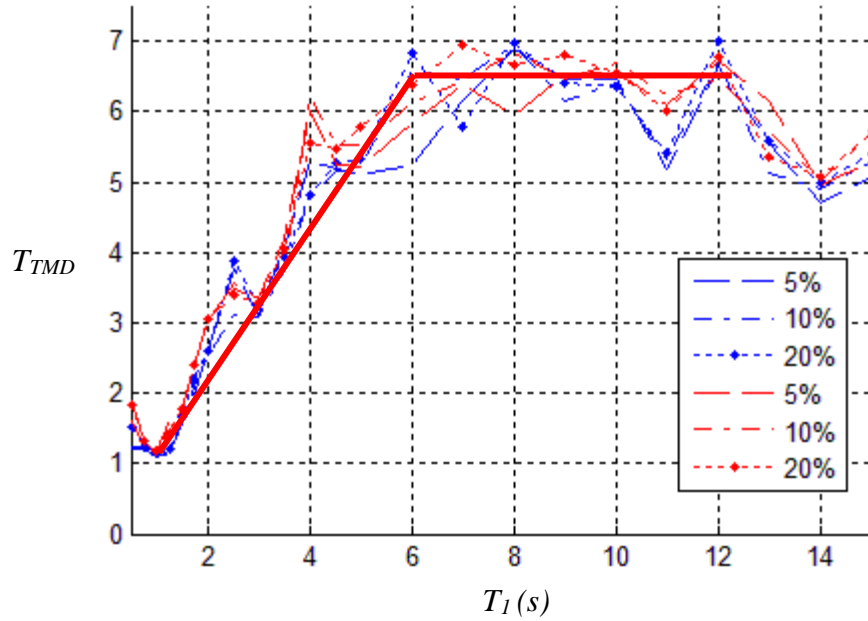


Figura 6-3 Periodo óptimo para sintonizadores usados en sistemas principales con comportamiento global en corte

6.1 Recomendaciones

Se recomienda continuar la investigación considerando la no linealidad de la estructura y determinar el cambio en la respuesta del sintonizador con el cambio de las propiedades del sistema principal.

Así mismo se recomienda centrar las futuras investigaciones en la reducción de las distorsiones de la estructura, más que en la reducción del desplazamiento.

Como se ha dicho, el que la excitación sísmica presente ondas con periodo diferente al periodo fundamental del terreno, implica una menor eficiencia en el sintonizador de masa, pero trae consigo una estabilidad en términos de reducir la demanda de desplazamientos laterales para estructuras con un periodo fundamental mayor que 2 s, por lo que se recomienda continuar con la investigación en la Zona del Lago de la Ciudad de México ya que las excitaciones son de características más armónicas.

Referencias bibliográficas

Ambrosini, D., Cuitiño, G. y Rebeco Jorge. (2004), 'Eficiencia de Amortiguadores de Masa Sintonizados en Estructuras Sismo Resistentes', *Mecánica Computacional* Vol. XXIII, 447-462

Ángeles Cervantes Juan M. (2010), 'Identificación Paramétrica Tridimensional de un Edificio', Tesis que para obtener el Grado de Doctor en Ingeniería, Universidad Nacional Autónoma de México. México D.F.

Barbat, H. A., Rodellar, J., Lopez A, F. y Carrera J. (1987), 'Cálculo de la Respuesta Dinámica de Estructuras Mediante un Procedimiento de Estado', *Revista Internacional de Métodos Numéricos para Calculo y Diseño en Ingeniería*, Vol. 3, 3, 243-261.

Bassotti, R. y Ambrosini, D. (2004), 'Influencia de Amortiguadores de Masa Sintonizados en la Disminución de Efectos Torsionales de Estructuras Sismo Resistentes', *Mecánica Computacional* Vol. XXIII, 481- 497.

Chin-Chang, L., Jin-Min, U. y Teng-Ching, H. (1999), 'Seismic Response Reduction of Irregular Buildings Using Passive Tuned Mass Dampers', *Engineering Structures* Vol. 22, 513-524.

Chopra, A. K., (2014), 'Dinámica de Estructuras', 4ª edición, Pearson Educación, México.

Espinosa Méndez José L. (2011), 'Uso de Masa Solidas Resonantes para Controlar Vibraciones Inducidas por Viento Turbulento en Edificios Esbeltos', Tesis que para obtener el Grado de Maestría en Ingeniería, Universidad Nacional Autónoma de México. México D.F.

Esteva L. (1993), 'Respuesta Sísmica de Cortante con Osciladores Resonantes. Parte I. Funciones de Amplificación Dinámica', Informe al D.D.F. Instituto de Ingeniería UNAM. Proyecto 3521.

Garay Medina R. E. (2014), 'Diseño Basado en Desempeño de Sistemas de Control de Respuesta Sísmica para Puentes Carreteros', Tesis que para obtener el Grado de Maestro en Ingeniería Estructural, Universidad Autónoma Metropolitana Unidad Azcapotzalco. México D.F.

García F. (2001), 'Daño Acumulado y Confiabilidad Estructural en Marcos de Edificios', Tesis de Maestría, Universidad Nacional Autónoma de México, México D.F.

Greco, R. y Giuseppe, C. M. (2013), 'Optimum Design of Tuned Mass Dampers by Displacement and Energy Perspectives', *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, Vol 49, 243-253.

Gupta Y. and Chandrasekaran. (1996), 'Absorber System for Earthquake Excitation', Proc. 4th World Conf. on Earthquake Engineering, Santiago, Chile, Vol. II, 139-148.

Gutierrez, M. y Hojjat, A. (2014), 'Optimum Tuning Parameters of Tuned Mass Dampers for Vibration Control of Irregular Highrise Building Structures', Journal of Civil Engineering and Management, Vol. 20 (5): 609-620.

Jagadish K. S., Prasad, B. K. R. and Rao, P. V., (1979), 'The Inelastic Vibration Absorber Subjected to Earthquake Ground Motions', Earthquake Engng. and Struct. Dyn. Vol 7, 317-326.

Johnson, J. G., Reaveley, D. and Pantelides, C., (2003), 'A Rooftop Tuned Mass Damper Frame', Earthquake Engng. And Struct. Dyn. Vol 32, 965-984.

Kelly, M. (1993), 'Earthquake-Resistant Design with Rubber', Ed. Springer-Verlag, London limited.

Luca, S-G. y Pastia, C. (2013), 'Passive Tuned Mass Damper for Seismic Protection', Buletinul Institutului Politehnic Din Iasi. Universitatea Tehnică 'Gheorghe Asachi' din Iași, Tomul LIX (LXIII), Fasc. 6.

Martínez Espinosa R. (2014), 'Control de Estructuras en el Espacio de Estados', Tesis que para obtener el Grado de Ingeniero Mecánico, Universidad Nacional Autónoma de México. México D.F.

MathWorks (2009), "Matlab 2009b ver. 7.9.0.529: Programa de computadora", The MathWorks Inc., Natick Ma., USA.

Mejía M. A. (2005), 'Efecto de la Degradación de la Rigidez en la respuesta Dinámica de Marcos de Concreto Reforzado (Etapa 1)', Proyectos Terminales I y II, Universidad Autónoma Metropolitana, México D.F.

Miyama, T. (1992), 'Seismic Response of Multi-Storey Frame Equipped with Energy Absorbing Storey on its Top', Proc. 10th World Conf. on Earthquake Engineering, 19-24 July, Madrid, Spain, Vol. 7, 4201-4206.

Montanaro, M. I. (2002), 'Sistemas de Control de Vibraciones en Estructuras de Gran Altura', Informes de la Construcción, Vol. 53, No 477, Enero-Febrero.

Moutinho, C. (2012) 'An Alternative Methodology for Designing Tuned Mass Dampers to Reduce Seismic Vibrations in Building Structures', Earthquake Engng. and Struct. Dyn. Vol 41, 2059-2073.

Nawrotzki, P. (2008), 'Tuned-Mass Systems for the Dynamic Upgrade of Buildings and other Structures', in Proceedings of the Eleventh East Asia-Pacific Conference on Structural Engineering & Construction, 19-21 November, Taipei, Taiwan, 1-9.

Oviedo, J. A. y Duque, M. del P. (2006) 'Sistemas de Control de Respuesta Sísmica en Edificaciones', Revista EIA, ISSN 1794-1237 Numero 6, 105-120.

Paniagua, J. P., Gómez, A. y Iglesias, J. (1989), 'Sistema Amortiguador Hidrodinámico', VIII Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica y VII Congreso Nacional de Ingeniería Estructural, Vol. III, Acapulco, Guerrero, F227-F236.

Rodríguez, D. y Bordóns, A. C. (2005) 'Apuntes de Ingeniería de Control', Depto. De Ingeniería de Sistemas y Automática.

Şaban, S. Ö. and Ali, B. (2015), 'Finding Optimal Parameters of Tuned Mass Dampers', The Structural Design of Tall and Special Buildings, Struct. Vol. 24, 461-475.

Sadek, F., Mohraz, B., Taylor, W. A. and Chung, R. M. (1997), 'A Method of Estimating the Parameters of Tuned Mass Dampers for Seismic Applications', Earthquake Engng. And Struct. Dyn., Vol 26, 617-635.

Shimazu, T. and Araki, H. (1996), 'Survey of Actual Effectiveness of Mass Damper Systems Installed in Buildings'. In: Proceedings of the Eleventh World Conference on Earthquake Engineering, paper no. 809.

Soto Brito Ricardo (1998), 'Uso de Osciladores de Masa Resonante en Estructuras No Lineales Sujetas a Sismos Intensos y Moderados', Tesis que para obtener el Grado de Maestro en Ingeniería, Universidad Nacional Autónoma de México. México D.F.

Soto-Brito, R. and Ruiz, S. E. (1999), 'Influence of Ground Motion Intensity on the Effectiveness of Tuned Mass Dampers', Earthquake Engng. and Struct. Dyn. Vol 28, 1255-1271.

Suarez Estrada O. (2011), 'Aplicación de Algoritmos Genéticos como Técnica de Optimización en la Rehabilitación del Centro Cultural Universitario Tlatelolco con Disipadores de Energía', Tesis que para obtener el Grado de Maestro en Ingeniería, Universidad Nacional Autónoma de México. México D.F.

Tarquis, F. (1988), 'Structural Response and Design Spectra for the 1985 Mexico City Earthquake.' Geotechnical Engineering Dissertation GD89-1, Univ. of Texas at Austin, Austin, Texas.

Terán, A., Arroyo, D. y Leon, J.A. (2006), 'Efecto de la Degradación de Rigidez en el Desempeño Sísmico de los Pisos Superiores de Edificaciones Desplantadas en la Zona del Lago del D.F.', XV Congreso Nacional de Ingeniería Estructural, Puerto Vallarta, Jalisco, Mexico, en CD-ROM.

Terán, A., Díaz, G. y Arroyo, D. (2014), 'Efecto de Modos Superiores en la Respuesta Dinámica de Estructuras Sujetas a Excitaciones Sísmicas de Banda Angosta', XIX Congreso Nacional de Ingeniería Estructural, Puerto Vallarta, Jalisco.

Venanzi, I. (2015), 'Robust Optimal Design of Tuned Mass Dampers for Tall Buildings with Uncertain Parameters', *Struct Multidisc Optim*, Vol.51: 239-250.

Villaverde, R. (1985), 'Reduction in Seismic Response with Heavily-Damped Vibration Absorbers', *Earthquake Engng. And Struct. Dyn.* Vol 13, 33-42.

Villaverde, R. (1994), 'Seismic Control of Structures with Damped Resonant Appendages', *Proc, 1st world conf. on structural control*, 3-5 August, Los Angeles, California, USA, pp. WP4-133-119.

Villaverde, R. and Koyama, L. A. (1993) 'Damped Resonant Appendages to Increase Inherent Damping in Buildings', *Earthquake Engng. And Struct. Dyn.* Vol 22, 491-507.

Villaverde, R. and Martin, S. C. (1995), 'Passive Seismic Control of Cable-Stayed Bridges with Damped Resonant Appendages', *Earthquake Engng. And Struct. Dyn.* Vol 24, 233-246.

Warburton, G. and Ayorinde, E. (1980), 'Minimizing Structural Vibrations with Absorbers', *Earthquake Engng. And Struct. Dyn.* Vol 8, 219-236.

Wirsching, H. P. and Campbell, W. G. (1974), 'Minimal Structural Response Under Random Excitation Using the Vibration Absorber', *Earthquake Engng. And Struct. Dyn.* Vol 2, 303-312.

Wirsching, P. H. and Yao, J. T. P. (1973), 'Safety Design Concepts for Seismic Response', *Comput. Struct.* 3, 809-826.

Yoyong, A. and Muhammad, N. S. H. (2000), 'Pasive and Active Control of Three-Dimensional Buildings', *Earthquake Engng. And Struct. Dyn.* Vol 29, 377-396.

Zúñiga Cuevas O. (2013), 'Metodología de Diseño Sísmico de Sistemas de Aislamiento de Base Mediante el Control de Daño en Contenidos', Tesis que para obtener el Grado de Doctor en Ingeniería Estructural, Universidad Autónoma Metropolitana Unidad Azcapotzalco. México D.F.