



UNIVERSIDAD AUTÓNOMA METROPOLITANA
UNIDAD AZCAPOTZALCO

DIVISIÓN DE CIENCIAS BÁSICAS E INGENIERÍA
POSGRADO EN INGENIERIA ESTRUCTURAL

COEFICIENTE DE FRICCIÓN ÓPTIMO PARA EL
DISEÑO DE ESTRUCTURAS AISLADAS UBICADAS
EN LA COSTA DE GUERRERO

T E S I S

PARA OBTENER EL GRADO DE
MAESTRO EN INGENIERÍA ESTRUCTURAL

P R E S E N T A

JUAN MIGUEL SALVADOR QUIROZ LOZANO

DIRECTOR DE TESIS: **DR. AMADOR TERÁN GILMORE**

MEXICO, D. F. ENERO DE 2010

A mi madre, esposa, hermanos y a la
memoria de mi padre.

AGRADECIMIENTOS

Quiero expresar un gran sentimiento de gratitud a las personas e instituciones que de alguna manera permitieron la realización de este trabajo de tesis.

En primer lugar agradezco al Dr. Amador Terán Gilmore por el apoyo brindado como director de tesis durante el tiempo que tomó el desarrollo de la misma. Aprovecho también para mencionar la motivación que de él deriva su ejemplo y dedicación.

Agradezco al Dr. Dario Rivera Vargas y al Dr. Oscar Manuel González Cuevas por su amable e incondicional ayuda con respecto a las sugerencias y comentarios derivados de la revisión exhaustiva de la tesis.

Por último expresar mi más sincero reconocimiento al Consejo Nacional de Ciencia y Tecnología (CONACYT) por el apoyo económico brindado durante el tiempo de mis estudios de maestría, y a la Universidad Autónoma Metropolitana, en especial al área de estructuras, por ofrecer una educación de calidad que me ha permitido desarrollar como persona y como profesional.

INTRODUCCIÓN.....	4
1.1 AISLAMIENTO DE BASE.....	4
1.1.1 Historia y evolución del aislamiento de base	4
1.1.2 Características dinámicas del aislamiento de base.....	7
1.1.3 Fundamentos teóricos para el análisis de sistemas estructurales con	9
aislamiento de base.....	9
1.2 ESTRUCTURAS ESENCIALES.....	14
1.2.1 Definición	14
1.2.2 Clasificación.....	14
1.2.2.1 Hospitales, clínicas, ambulatorios y centros de salud	14
1.2.2.2 Institutos educacionales.....	15
1.2.2.3 Edificaciones gubernamentales	15
1.2.2.4 Estaciones de bomberos, policía y cuarteles	15
1.2.2.5 Centros de asistencia	15
1.2.2.6 Otras edificaciones esenciales.....	15
1.2.3 Estructuras esenciales en los reglamentos sísmicos	15
1.2.3.1 Edificaciones de extraordinaria importancia o de seguridad crítica	16
1.2.3.2 Edificaciones de importancia especial	16
1.2.3.3 Edificaciones de importancia ordinaria.....	16
1.2.3.4 Edificaciones de importancia secundaria	16
1.2.4 Principales características de las estructuras esenciales	16
1.3 PELIGRO SÍSMICO	18
1.3.1 Introducción.....	18
1.3.2 Estimación de la Sismicidad de la región	19
1.3.3 Leyes de atenuación	20
1.3.4 Peligro Sísmico en el estado de Guerrero.....	21
1.4 INNOVACIÓN REQUERIDA EN MÉXICO	23
1.5 CONTRIBUCIÓN DE ESTA TESIS.....	23
SISTEMA PÉNDULO DE FRICCIÓN	25
2.1 FRICCIÓN.....	25
2.1.1. Principios básicos de la fricción de coulomb	25
2.1.1.1. Componente de adhesión	26
2.1.1.2. Componente de rugosidad y oquedad	27

2.1.1.3.	Efecto de terceros cuerpos.....	27
2.1.1.4.	Trabazón.....	27
2.1.1.5.	Desgaste	27
2.1.1.6.	Efecto de la velocidad	27
2.1.1.7.	Efecto de la temperatura.....	29
2.2	PÉNDULO DE FRICCIÓN.....	29
2.3	PROPIEDADES MECÁNICAS DEL PÉNDULO DE FRICCIÓN	32
2.3.1	Periodo de Vibración y Rigidez.....	32
2.2.2	Cortante Basal	34
2.2.3	Propiedades de torsión.....	35
2.2.4	Procedimiento de diseño basado en Análisis Estático.....	36
2.4	HERRAMIENTAS DE ANÁLISIS	38
2.4.1	N-PAD	38
2.4.2	3D-BASIS	38
2.4.3	ETABS.....	39
2.4.4	SAP2000	39
2.5	ESTUDIOS PREVIOS.....	40
2.5.1	Estudios experimentales	40
2.5.2	Estudios Analíticos	45
2.3	COMPARACIÓN CON OTROS SISTEMAS DE AISLAMIENTO	49
2.3.1	Resistencia en compresión.....	49
2.3.2	Rigidez en compresión	50
2.3.3	Efectos de temperatura.....	50
2.3.4	Requerimientos instalación.	50
ESTUDIOS SOBRE EL COEFICIENTE DE FRICCIÓN ÓPTIMO.....		52
3.1	ALCANCE	52
3.2	MODELOS ESTRUCTURALES	54
3.2.1	Modelos con dos niveles	54
3.2.2	Modelos con cuatro niveles.....	56
3.3	EXCITACIONES SÍSMICAS.....	56
3.3.1	Selección de estaciones	56
3.4	ESTUDIO PARAMÉTRICO	61
3.4.1	Modelo de 2 Niveles.....	61

3.4.2	Modelo de 4 Niveles.....	73
3.5	CONCLUSIONES DEL ESTUDIO PARAMÉTRICO.....	81
EJEMPLO DE APLICACIÓN.....		82
4.1	INTRODUCCIÓN.....	82
4.2	ESTRUCTURA POR ESTUDIARSE SOBRE BASE RÍGIDA.....	83
4.3	ESTRUCTURA CON AISLAMIENTO DE BASE.....	89
4.4	RESPUESTA ESTRUCTURAL.....	92
CONCLUSIONES.....		101
REFERENCIAS.....		102

1

Introducción

La implementación del aislamiento de base como medida de protección ante la acción sísmica ha experimentado un enorme desarrollo a nivel mundial, particularmente en países como Nueva Zelanda, Estados Unidos y Japón. No obstante la valiosa aportación de ingenieros e investigadores mexicanos al tema, su desarrollo en nuestro país ha sido muy limitado. Dada la condición de peligro sísmico en que se encuentra la mayor parte del Pacífico Mexicano y principalmente la Costa de Guerrero, la aplicación de esta técnica resultaría ideal para la protección de su infraestructura y en especial para aquellas edificaciones esenciales encargadas de atender servicios y emergencias después de un sismo, tales como: hospitales, escuelas, puentes, entre otros.

1.1 AISLAMIENTO DE BASE

El aislamiento de base es un enfoque de diseño que en lugar de tratar de incrementar la resistencia o ductilidad de la edificación opta por reducir las demandas de aceleración y velocidad producidas por los movimientos sísmicos. Lo anterior se logra al desacoplar a la estructura del movimiento del terreno tras introducir un sistema flexible en su interfaz con la cimentación. El alargamiento del periodo permite la reducción de fuerzas sísmicas y que la estructura se mantenga elástica durante movimientos bruscos del terreno, logrando así, que la deformación inelástica se concentre en el sistema de aislamiento lo que a su vez brinda mayor protección a los sistemas estructurales, no estructurales y/o contenidos.

1.1.1 Historia y evolución del aislamiento de base

Se han realizado valiosos trabajos de investigación bibliográfica que permiten entender la evolución del aislamiento de base como medida de protección ante la acción sísmica. (Buckle *et.al* 1990) mencionan la propuesta desarrollada por Calentariens en 1909, el cual solicitó una patente en Inglaterra para el diseño de edificios aislados. Calentariens proponía separar a la estructura de la cimentación mediante capas de arena y talco. En el mismo documento se menciona la propuesta de Lloyd en 1921, quien construyó la primera estructura aislada en el mundo: El Hotel Imperial de Tokio. El principio utilizado en dicho proyecto se basó en una capa de lodo que servía como elemento aislante.

En México se han realizado esfuerzos por aislar estructuras. Tal es el caso de González Flores en 1964, quien propuso el sistema de aislamiento mediante apoyos rodantes que se muestra en la Figura 1.1. Este sistema tuvo dos aplicaciones en la Ciudad de México; la primera de ellas en una escuela secundaria y la segunda en un templo religioso.

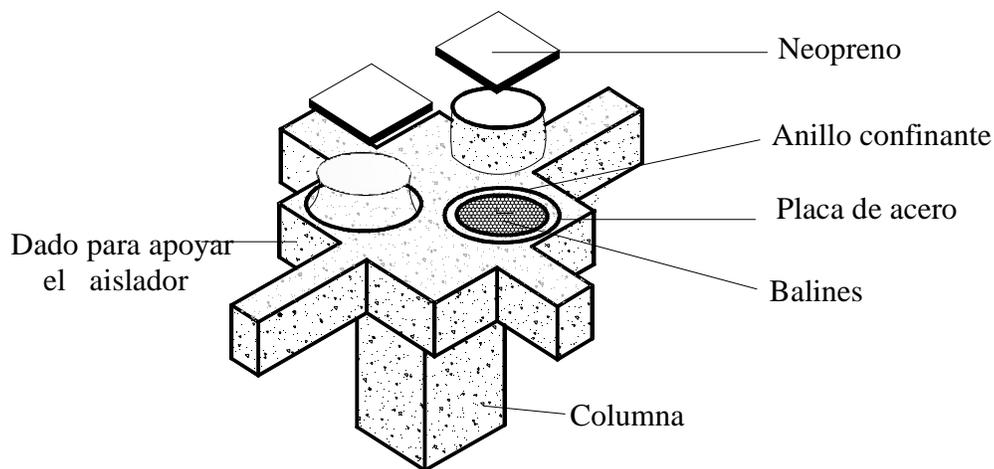


Figura 1.1 Sistema de aislamiento González Flores (1964)

Durante los últimos 35 años el aislamiento de base se ha convertido en una práctica real gracias al desarrollo de los elastómeros. (Tena 2009) menciona la propuesta y patente de Robinson para elastómeros laminados con corazón de plomo. Sus primeras aplicaciones fueron en puentes para el control de vibraciones producidas por el tránsito vehicular. La Figura 1.2 muestra un apoyo elastomérico.



Figura 1.2 Elastómeros laminados con corazón de plomo

Este sistema de aislamiento se utilizó para la construcción del puente Toetoe (1978) en Nueva Zelanda. La primera aplicación de aisladores elastoméricos con corazón de plomo para edificios fue hasta 1981 con la construcción del edificio William Clayton en Nueva Zelanda. Su desarrollo a nivel masivo se dio a consecuencia de la participación de países como Estados Unidos y Japón. Para 1985 Japón contaba ya con un edificio aislado mediante sistemas elastoméricos: El museo Cristian Swada. Un año más tarde en Estados Unidos se aisló el Footing Communities Law and Justice Center, mostrado en la Figura 1.3.



Figura 1.3 Footing Communities Law and Justice Center (MCEER)

Con la creciente aplicación del aislamiento a nivel mundial, surgieron las primeras recomendaciones de diseño en Estados Unidos (SEAONC) y Japón (AIJ) para estructuras con aislamiento de base. Sin embargo, fue hasta 1991 que la propuesta del (SEAONC) se incorporó a los reglamentos estadounidenses.

(Zayas *et.al* 1987) desarrollaron un sistema de aislamiento basado en dos principios fundamentales: Disipación de energía por medio de fricción y una buena capacidad autocentrante provista por una superficie cóncava de deslizamiento. La unión de estos conceptos dio origen al Sistema Péndulo de Fricción (SPF), el cual se ilustra en la Figura 1.4.



Figura 1.4 Sistema Péndulo de Fricción (Earthquake Protective Systems)

Para 1993 México alzaba una vez más la mano con la propuesta del ingeniero Federico Garza Tamez, quien desarrolló y patentó el sistema de aislamiento pendular conocido como GT-BIS y mostrado en la Figura 1.5 (Silva y Garza 2004). Dicho sistema cuenta ya con aplicaciones prácticas, tal como un edificio situado en la ciudad de Guadalajara y la prensa del periódico Reforma.

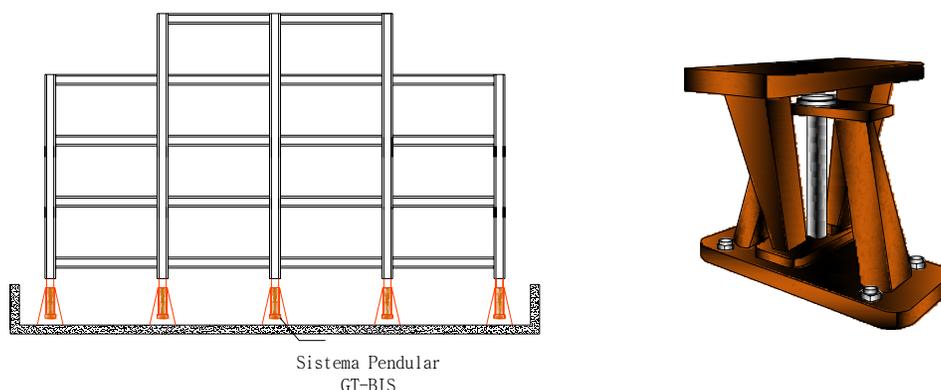


Figura 1.5 Sistema de Aislamiento Pendular GT-BIS
(Silva y Garza 2004)

En la Tabla 1.1 se muestra un resumen sobre el estado del aislamiento a nivel mundial hasta el año 2000.

Tabla 1.1 Estructuras aisladas a nivel Mundial, Tena (2009)

<i>País</i>	<i>Edificios</i>	<i>Puentes</i>
<i>Japón</i>	300	34
<i>Estados Unidos</i>	38	106
<i>Nueva Zelanda</i>	8	43
<i>Italia</i>	4	<i>Indeterminado</i>
	2 <i>Gonzáles Flores</i>	1
<i>México</i>	4	2 <i>GT-BIS</i>
	6 <i>Sistemas de capa de</i>	—
<i>China</i>	18	<i>arena</i>
	3 <i>Piezas deslizantes de</i>	
	<i>acero</i>	
	9 <i>Elastómeros</i>	
<i>Canadá</i>	—	6
<i>Portugal</i>	—	10

Cabe señalar que el volumen de aplicaciones en países como Japón, Estados Unidos y Nueva Zelanda obedece en gran medida a que cuentan con recomendaciones de diseño para estructuras con aislamiento de base, además del enorme esfuerzo que han realizado en investigaciones analíticas y experimentales. En México se trabaja en una propuesta de normativa para el diseño de estructuras aisladas, la cual se basa en la planteada por (Tena 2004).

1.1.2 Características dinámicas del aislamiento de base

El aislamiento de base se lleva a cabo por medio de introducir un sistema relativamente flexible en la interfaz cimentación-estructura. Con esto, se consigue alargar el periodo fundamental de vibración del sistema, y reducir sustancialmente las fuerzas en la estructura al

desacoplarla del movimiento del terreno. En el espectro de pseudo-aceleración mostrado en la Figura 1.6a se muestran dos puntos, los cuales están asociados a los periodos fundamentales de vibración de una estructura sobre base rígida (T_{BR}) y sobre base aislada (T_{AIS}). Note que un aumento de periodo se ve reflejado en una reducción considerable de la demanda de pseudo-aceleración. Aunque esta disminución se ve acompañada por un incremento en la demanda de desplazamiento, esta tiende a concentrarse en el sistema de aislamiento. Conforme a lo mostrado en la Figura 1.6b, las demandas de desplazamiento pueden reducirse si se proporciona al sistema de aislamiento una capacidad importante de disipación de energía.

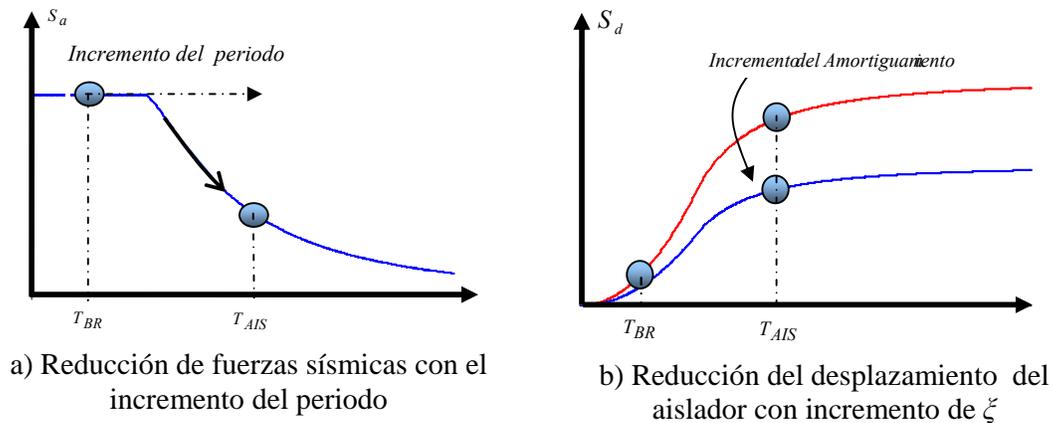


Figura 1.6 Beneficios del Aislamiento de base

Como en la mayoría de las técnicas propuestas existen algunas limitaciones asociadas al uso del aislamiento de base. La principal de ellas se relaciona con su aplicación a estructuras desplazadas sobre terreno blando. Para explicar mejor el fenómeno considere el par de espectros de pseudo-aceleración mostrados en la Figura 1.7. Note que mientras en la estructura aislada sobre suelo firme se reducen las ordenadas espectrales al aumentar su periodo, para suelo blando sucede lo contrario.

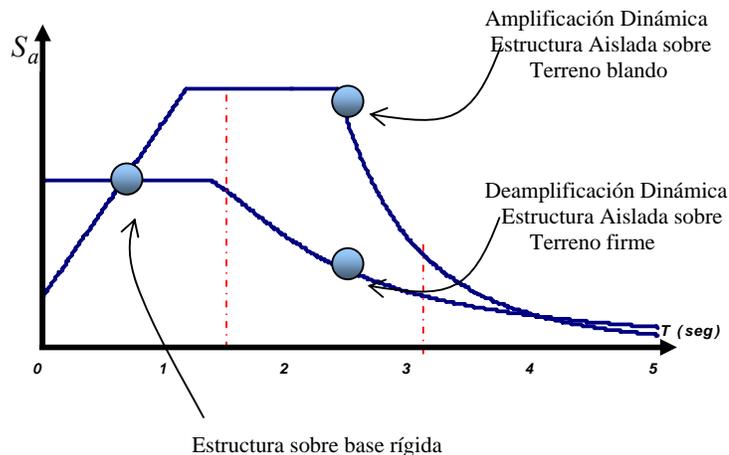


Figura 1.7 Efecto de las condiciones del suelo en una estructura aislada

1.1.3 Fundamentos teóricos para el análisis de sistemas estructurales con aislamiento de base

La respuesta de sistemas con aislamiento de base puede entenderse a partir del estudio del modelo de dos grados de libertad ilustrado en la Figura 1.8. En dicho modelo las masas m_s y m_b representan la masa de la estructura y del sistema de aislamiento, respectivamente. La rigidez y amortiguamiento del sistema estructural están representados por k_s y c_s . Mientras que las propiedades del sistema de aislamiento se denotan k_b y c_b , los desplazamientos absolutos de las masas están representados por u_s y u_b .

Es conveniente obtener los desplazamientos relativos de ambos grados de libertad para plantear la solución en términos de los desplazamientos del sistema de aislamiento y de la distorsión de entrepiso. Los desplazamientos relativos están definidos de la siguiente manera:

$$v_s = u_s - u_b \quad v_b = u_b - u_g$$

donde, v_s representa el desplazamiento relativo de la estructura con respecto al sistema de aislamiento, v_b el desplazamiento relativo del sistema de aislamiento con respecto al terreno, y u_g el desplazamiento del terreno. En términos de estas variables las Ecuaciones de movimiento para el modelo de dos grados de libertad son las siguientes:

Para el primer entrepiso:

$$\begin{aligned} m_s \ddot{u}_s + c_s \dot{v}_s + k_s v_s &= 0 \\ m_s \ddot{u}_s + c_s (\dot{u}_s - \dot{u}_b) + k_s (u_s - u_b) &= 0 \end{aligned} \quad (1.1)$$

Para el sistema de aislamiento:

$$m_b \ddot{u}_b + m_b \ddot{u}_b + c_b (\dot{u}_b - \dot{u}_g) + k_b (u_b - u_g) = 0 \quad (1.2)$$

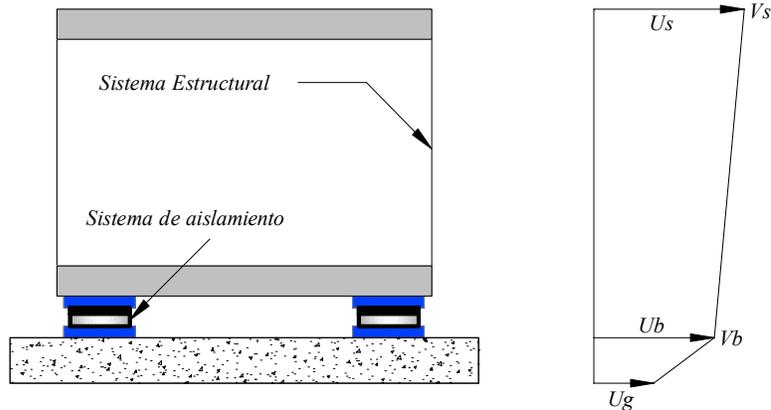


Figura 1.8 Modelo de dos grados de libertad (S2GL)

El desplazamiento absoluto de la estructura puede ser expresado en términos de los desplazamientos relativos y del desplazamiento del terreno:

$$u_s = v_s + v_b + u_g \quad (1.3)$$

Las Ecuaciones de movimiento para el modelo de dos grados de libertad son:

$$m_s \ddot{u}_g + m_s \ddot{v}_b + m_s \dot{v}_s + c_s \dot{v}_s + k_s v_s = 0 \quad (1.4)$$

$$m_s \ddot{v}_b + m_s \dot{v}_s + c_s \dot{v}_s + k_s v_s = -m_s \ddot{u}_g$$

$$m_s \ddot{v}_s + m_s \dot{v}_b + m_s \ddot{u}_g + m_b \ddot{v}_b + m_b \ddot{u}_g + c_b \dot{v}_b + k_b v_b = 0$$

$$\ddot{v}_b (m_s + m_b) + m_s \dot{v}_s + \ddot{u}_g (m_s + m_b) + c_b \dot{v}_b + k_b v_b = 0 \quad (1.5)$$

$$\ddot{v}_b (m_s + m_b) + m_s \dot{v}_s + c_b \dot{v}_b + k_b v_b = -\ddot{u}_g (m_s + m_b)$$

Expresada en forma matricial, la Ecuación de movimiento que involucra la respuesta de ambos grados de libertad es:

$$\begin{bmatrix} m & m_s \\ m_s & m_s \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \dot{v}_b \\ \dot{v}_s \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} c_b & 0 \\ 0 & c_s \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \dot{v}_b \\ \dot{v}_s \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} k_b & 0 \\ 0 & k_s \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} v_b \\ v_s \end{Bmatrix} = - \begin{bmatrix} m & m_s \\ m_s & m_s \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} 1 \\ 0 \end{Bmatrix} \ddot{u}_g(t) \quad (1.6)$$

donde $m = m_s + m_b$, es la masa total del sistema. Si se pre-multiplica la Ecuación 1.6 por una matriz de rotación Φ , es posible desacoplar la Ecuación de movimiento. La rotación de ejes coordenados permite ver a un sistema complejo de varios grados de libertad como una colección de sistemas de un grado de libertad. A partir de la combinación de la respuesta de los sistemas de un grado de libertad es posible estimar la respuesta de un sistema de varios grados de libertad:

$$\phi_i^T M \phi \ddot{q}_i + \phi_i^T C \phi \dot{q}_i + \phi_i^T K \phi q_i = -\phi_i^T M r \ddot{u}(t) \quad (1.7)$$

Si se desprecia el efecto del amortiguamiento, la Ecuación de movimiento puede expresarse como:

$$\vec{M}\ddot{\vec{U}} + \vec{K}\vec{U} = \vec{0} \quad (1.8)$$

La Ecuación anterior tiene solución para n valores de frecuencia ω que deben satisfacer la siguiente condición:

$$|\vec{K} - \omega^2 \vec{M}| = 0 \quad (1.9)$$

Al resolver la Ecuación 1.9 se obtienen las frecuencias y desplazamientos modales, los cuales pueden estimarse de manera razonable de la siguiente manera:

$$\omega_1^2 = \omega_b^2 \left(1 - \gamma \frac{\omega_b^2}{\omega_s^2} \right) \Rightarrow \omega_1^2 \approx \omega_b^2 \quad (1.10)$$

$$\omega_2^2 = \frac{\omega_s^2}{1 - \gamma} \left(1 + \gamma \frac{\omega_b^2}{\omega_s^2} \right) \Rightarrow \omega_2 \approx \frac{\omega_s}{\sqrt{1 - \gamma}} \quad (1.11)$$

Donde, los parámetros γ y ε quedan definidos de la siguiente manera:

$$\gamma = \frac{m_s}{m_b + m_s} \quad \frac{\omega_b^2}{\omega_s^2} = \varepsilon$$

La forma modal para el primer modo queda definida únicamente por la relación de frecuencias del sistema de aislamiento (ω_b) y de la estructura (ω_s):

$$\varphi_1 = \left\{ \begin{array}{c} 1 \\ \varepsilon \end{array} \right\} \quad (1.12)$$

Cabe mencionar que para los valores de frecuencias que típicamente se manejan en estructuras con aislamiento de base, el parámetro ε es despreciable. La forma modal para el segundo modo queda definida de la siguiente manera:

$$\varphi_2 = \left\{ \begin{array}{c} I \\ -\frac{I}{\gamma} \left(I - (I - \gamma) \varepsilon \right) \end{array} \right\} \quad (1.13)$$

En la Figura 1.9 se muestran las formas modales para el primer y segundo modo del modelo de la Figura 1.8. En cuanto a la Figura 1.9a, se consideraron valores de ω_b en un rango de 0.33 a 0.67, y un valor de 0.75 para ω_s . Para las gráficas presentadas en la Figura 1.9b se tomaron valores de masa unitarios.

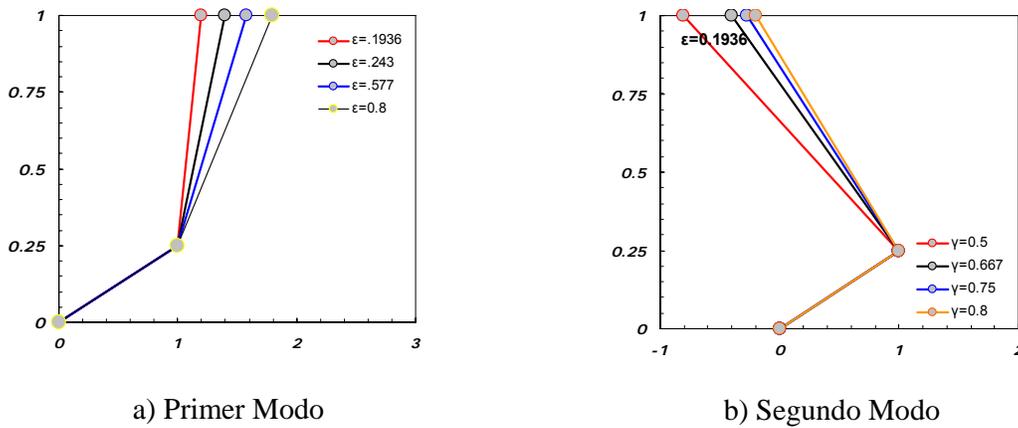


Figura 1.9 Modos de vibrar para modelo de dos grados de libertad

La masa asociada a cada modo queda definida por:

$$m_1 \approx \frac{m(1 + 2\gamma\varepsilon)}{1 + 2\varepsilon\gamma} \approx m \quad (1.14)$$

$$m_2 \approx \frac{[m(1 - \gamma)\varepsilon]^2}{\frac{m}{\gamma}(1 - \gamma)} \approx 0 \quad (1.15)$$

El amortiguamiento correspondiente al primer modo queda definido a partir de la siguiente expresión:

$$\xi_1 \approx \xi_b \left(1 - \frac{3}{2} \gamma \varepsilon \right) \quad (1.16)$$

donde ξ_b representa el amortiguamiento esperado en el sistema de aislamiento, el cual se ubica en un rango de 10% al 25% del crítico. Para el segundo modo se considera la siguiente expresión:

$$\xi_2 \approx \left[\frac{\gamma \varepsilon^{1/2} \xi_b}{(1-\gamma)^{1/2}} + \frac{\xi_s}{(1-\gamma)^{1/2}} \right] \quad (1.17)$$

Los desplazamientos máximos en la estructura aislada pueden estimarse de manera razonable a partir de la contribución del primer modo y un espectro de pseudo-aceleración (ver Figura 1.10) a partir de la siguiente Ecuación:

$$V_{max} = \left\{ \frac{I}{\varepsilon} \right\} \frac{Sa_1^2}{\omega_1^4} \quad (1.18)$$

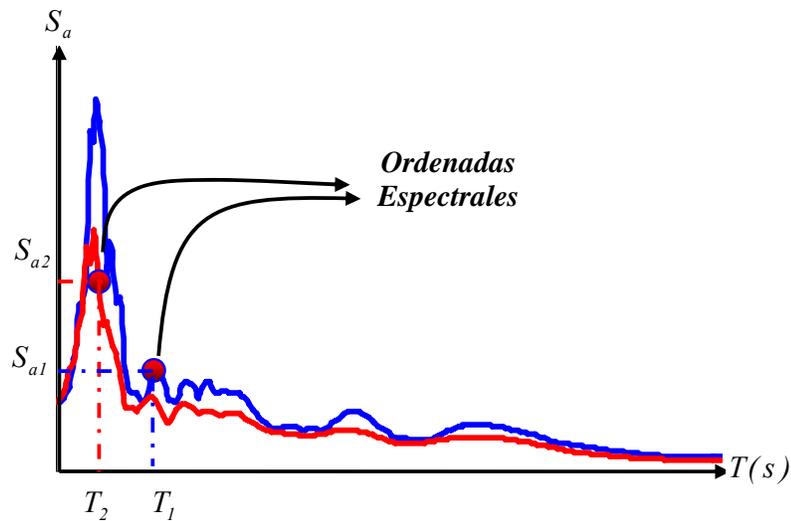


Figura 1.10 Espectros de pseudo-aceleración

La estimación de las demandas de aceleración máxima debe considerar la contribución tanto del primer como del segundo modo:

$$S_{a\ max} = \sqrt{\left\{ \begin{array}{c} S_{a1}^2 \\ \varepsilon^2 S_{a1}^2 \end{array} \right\} + \left\{ \begin{array}{c} 0 \\ \varepsilon^2 S_{a2}^2 \end{array} \right\}} \quad (1.19)$$

Si se considera la máxima aceleración absoluta, la Ecuación 1.19 debe expresarse en términos de ordenadas espectrales de aceleración absoluta:

$$S_{a\ max} = \sqrt{\left\{ \begin{array}{c} Abs^2 \\ \varepsilon^2 Abs^2 \end{array} \right\} + \left\{ \begin{array}{c} 0 \\ \varepsilon^2 Abs^2 \end{array} \right\}} \quad (1.20)$$

1.2 ESTRUCTURAS ESENCIALES

1.2.1 Definición

Resultan aquellas edificaciones que albergan instalaciones y/o dependencias gubernamentales o privadas que son necesarias para atender la emergencia y preservar la salud, seguridad y atención de la población después de un sismo

1.2.2 Clasificación

Es posible clasificar a las estructuras esenciales de acuerdo a su función. La jerarquización depende de la importancia y la función que desempeñe en el momento de una crisis sísmica.

1.2.2.1 Hospitales, clínicas, ambulatorios y centros de salud

Las instalaciones de salud requieren consideraciones especiales debido al papel que desempeñan durante situaciones de crisis sísmica. Un hospital debe continuar con el tratamiento de los pacientes y atender a las personas lesionadas por el evento. El edificio e instalaciones deben permanecer en condiciones de servicio, ya que los daños de un hospital importante pueden causar una enorme crisis debido a la falta de alternativas en la zona. Esto muestra la estrecha relación que existe entre la estructura y su equipamiento, ya que si se presenta algún desperfecto en cualquiera de sus contenidos, se pone en riesgo la funcionalidad del hospital. En adición, tanto los costos sociales debido a su falta de funcionamiento como los económicos asociados a su reparación resaltan la necesidad de tomar medidas de seguridad extrema.

1.2.2.2 Institutos educacionales

Son considerados esenciales por el papel que juegan en la atención de la crisis sísmica, ya que pueden servir de alojamiento a los damnificados por el sismo. Además, este tipo de estructuras presentan elementos de enorme riesgo, ya que alcanzan grandes densidades de ocupación por largos periodos de tiempo. Entre sus ocupantes destacan estudiantes (generalmente niños y jóvenes), docentes, personal administrativo y otros empleados.

1.2.2.3 Edificaciones gubernamentales

Representan centros de planificación, coordinación y administración de tareas para la emergencia sísmica. Constituyen los puntos de reunión para afrontar las consecuencias debidas a la crisis sísmica.

1.2.2.4 Estaciones de bomberos, policía y cuarteles

El servicio prestado por el personal de bomberos, policía y militares constituye la base de cualquier programa de atención de emergencia debido a una crisis sísmica. En este sentido es indispensable que dichas instalaciones permanezcan en condiciones de servicios.

1.2.2.5 Centros de asistencia

Instituciones como protección civil, defensa civil y primeros auxilios juegan un papel preponderante ante una emergencia sísmica de tal manera que su clasificación como esencial se justifica.

1.2.2.6 Otras edificaciones esenciales

En esta categoría destacan las edificaciones donde operan las centrales eléctricas, teléfono, radio, televisión, plantas de agua potable, estaciones ferroviarias, y todas aquellas destinadas a prestar algún servicio de comunicación, energía, suministro de agua potable y alimentos.

1.2.3 Estructuras esenciales en los reglamentos sísmicos

Los códigos de diseño sísmico clasifican a las edificaciones según su importancia, uso y riesgo de falla. Los usos se clasifican de manera diferente en diversos códigos; sin embargo, prácticamente todos coinciden en clasificar a las instalaciones de salud como el prototipo de edificación esencial. Por ejemplo, considere las categorías establecidas por el Comité Visión 2000, las cuales se describen en las siguientes secciones.

1.2.3.1 Edificaciones de extraordinaria importancia o de seguridad crítica

Edificaciones en donde daños leves pueden dar lugar a grandes catástrofes. En esta categoría destacan las plantas nucleares, depósitos de materiales tóxicos, explosivos o inflamables, centros donde se utilizan materiales radiactivos, entre otros. El diseño de este tipo de edificaciones generalmente es objeto de normas particulares que escapan de las normas de diseño convencionales.

1.2.3.2 Edificaciones de importancia especial

En esta categoría se incluyen las mencionadas en la Sección 1.2.2, incluyendo hospitales, escuelas, estaciones de policía y de bomberos, centros de atención de emergencia y de comunicación, etc.; también aquellas que contienen gran cantidad de material peligroso y edificaciones de uso público densamente pobladas.

1.2.3.3 Edificaciones de importancia ordinaria

Las normas de diseño sísmico generalmente están dirigidas a este tipo de estructuras, y están constituidas por instalaciones comunes o que no se clasifican como críticas, esenciales o riesgosas. En este grupo se encuentran las estructuras de uso público o privado, de baja ocupación destinadas a uso residencial, viviendas, oficinas, comercio, hoteles, bancos, restaurantes, museos, librerías, almacenes, depósitos, plantas e instalaciones industriales, estacionamientos etc.

1.2.3.4 Edificaciones de importancia secundaria

Edificaciones cuyo colapso no representa la pérdida de vidas humanas y/o interrupción de servicios. En general estas construcciones no están destinadas a la habitación o uso público. Este tipo de edificios generalmente está exento de requerimientos de diseño sísmico. Ejemplos de algunas pueden ser bodegas o archivos.

1.2.4 Principales características de las estructuras esenciales

Es importante destacar las diferencias entre algunos tipos de estructuras, sobre todo aquellas clasificadas como del grupo esencial.

La Tabla 1.2 presenta la densidad media de ocupantes por cada cien metros cuadrados de planta de estructuras destinadas a distintos usos entre las 3:00 pm y 3:00 am (ATC-13 1985).

Tabla 1.2 Densidad de ocupantes para diferentes horarios

<i>Descripción</i>	<i>No. de personas / 100m²</i>	
	<i>3:00 pm</i>	<i>3:00 am</i>
<i>Educación</i>	20	0.5
<i>Gubernamental</i>	4	--
<i>Hospitalario</i>	5	2
<i>Residencial</i>	1.2	3.1
<i>Servicios de emergencia (Bomberos y policía)</i>	3	--

Es importante destacar la enorme diferencia de ocupantes dentro de los horarios vespertinos, principalmente para las edificaciones de uso educacional, gubernamental y hospitalario respecto a los de uso residencial. Estas cifras se refieren a valores medios en circunstancias de uso común.

La Tabla 1.3 muestra el valor medio de equipamiento y/o contenido como porcentaje del valor base del edificio, para estructuras destinadas a diferentes usos (ATC-13 1985).

Tabla 1.3 Distribución de equipamiento y/o contenido

<i>% Equipo y/o contenido</i>	<i>Educación</i>	<i>Gubernamental</i>	<i>Hospitalario</i>	<i>Residencial</i>	<i>Servicios de Emergencia</i>
<i>Residencial</i>	--	--	--	30	5
<i>Oficina</i>	20	25	15	--	20
<i>Eléctrico</i>	5	2	15	2	5
<i>Mecánico</i>	5	2	70	2	5
<i>Alta Tecnología</i>	5	5	80	--	20
<i>Vehículos</i>	10	--	5	15	25
<i>Total</i>	45	34	185	49	80

Puede apreciarse la enorme diferencia entre las proporciones de equipamiento eléctrico, mecánico y de alta tecnología presente en hospitales comparado a los otros usos, además de resaltar que el valor de los contenidos de un hospital representa casi el doble respecto al valor base de la estructura.

También es importante destacar el impacto en cuanto a la interrupción de los servicios. La Tabla 1.4 presenta un factor por falla de servicios que va de 0 (sin impacto) a 1 (impacto total) y cuantifica el grado de dependencia que tiene un servicio con respecto a una instalación (ATC-13 1985).

Tabla 1.4 Impacto por falla de servicios

<i>Servicio</i>	<i>Educación</i>	<i>Hospitalario</i>	<i>Residencial</i>
<i>Agua</i>	.2	.8	.5
<i>Electricidad</i>	0	.8	.2
<i>Gas</i>	0	.4	.2
<i>Teléfono</i>	0	.2	.1
<i>Radio/TV</i>	0	0	0
<i>Vialidad de acceso</i>	.2	.9	.2

Se destaca para el caso hospitalario, cómo los servicios de agua, electricidad y sobre todo de acceso, resultan indispensables para la operación del mismo.

Otro factor preponderante es el relacionado al costo de reposición y reparación de daños causados por sismo. La Tabla 1.5 resume los costos ocasionados por el sismo del 21 de enero del 2003 en el estado de Colima, en donde el daño que exhibieron hospitales, edificios de educación y un gran número de edificios de uso residencial resultaron con enormes pérdidas tanto económicas como sociales (Bitrán *et.al* 2003). La vivienda fue el sector que recibió el mayor impacto con más de 25 mil unidades afectadas y pérdidas estimadas en más de 290 millones de pesos (que corresponde al 30% del total de pérdidas causadas por el desastre).

En materia de salud los daños se concentraron en uno de los dos hospitales con que cuenta el ISSSTE, el cual tuvo que ser deshabilitado. En total los daños directos y los efectos indirectos en ese sector ascendieron a más de 48.3 millones de pesos. En educación el costo en reparaciones tuvo un monto de 90.2 millones de pesos.

Tabla 1.5 Costos asociados a los daños ocasionados por el Sismo de Colima 2003
(En miles de pesos)

<i>Sector</i>	<i>Daños Directos</i>	<i>Daños Indirectos</i>	<i>Total</i>	<i>% del Total</i>
<i>Viviendas</i>	287,095	11,271	298,366	30.1
<i>Educacional</i>	90,200	—	90,200	9.1
<i>Salud</i>	42,100	6,200	48,300	4.9

1.3 PELIGRO SÍSMICO

1.3.1 Introducción

La caracterización de las regiones sísmicas es fundamental para la estimación de las acciones a las que se verán sometidas las estructuras durante sismos futuros. La importancia del problema radica principalmente en la incertidumbre asociada, ya que por lo general se trata de predecir eventos que no han sucedido.

El peligro sísmico para un sitio se expresa en términos de la probabilidad de que se exceda una intensidad, que por lo general se plantea en función de la aceleración máxima del terreno. La estimación del peligro sísmico no es una tarea fácil ya que se requiere de la sintetización de datos históricos, información geológica, y de otros aspectos.

Existen propuestas (Cornell, 1968) que permiten establecer relaciones entre el número de ocurrencias por año en que se excede un determinado nivel de la intensidad de la excitación. Esto permite tener una idea de las máximas aceleraciones experimentadas por el terreno.

A continuación se describe brevemente el proceso para estimar el peligro sísmico de una región. Se divide la zona en estudio en diferentes fuentes sísmicas que tienen influencia sobre ella, lo cual se realiza a partir de algunas consideraciones geofísicas. Dado que las fuentes sísmicas son generalmente líneas, áreas o volúmenes, se realiza una integración a partir de la cual se toman en cuenta todas las posibles localizaciones focales. La tasa de excedencia $v(a)$ debida a una fuente sísmica puede estimarse como:

$$v(a) = \frac{1}{V} \int_V \int_{M_o}^{M_u} \left(-\frac{d\lambda(M)}{dM} \right) P(A > a | M, R(x, y, z)) dM dV \quad (1.21)$$

Donde, M_o y M_u representan la menor y mayor magnitud consideradas en el análisis, $\lambda(M)$ es la tasa de excedencia de la magnitud para un tiempo fijo, $P(A > a | M, R(x, y, z))$ es la probabilidad de que la máxima aceleración del terreno exceda el valor de a dado que se tiene una magnitud M en un sitio que se encuentra a una distancia $R(x, y, z)$ del epicentro, y V es el volumen sobre el cual se realiza la integración.

1.3.2 Estimación de la Sismicidad de la Región

La sismicidad de una región se expresa a partir de la frecuencia con que se presentan sismos con un determinado nivel de magnitud. La tasa de excedencia $\lambda(M)$ se estima a partir de una serie de análisis estadísticos que procesan la información que ha sido seleccionada de una base de datos de registros sísmicos. Para el caso del Pacífico Mexicano esta información se divide en dos grupos (Ordaz y Reyes 1999); en el primero se encuentran sismos de magnitud pequeña a moderada ($M < 7$) y en el segundo sismos de magnitudes importantes ($M > 7$).

La tasa de excedencia $\lambda(M)$ de la magnitud para el primer grupo puede determinarse a partir de la siguiente Ecuación:

$$\lambda(M) = \lambda_0 \frac{e^{-\beta M} - e^{-\beta M_u}}{e^{-\beta M_o} - e^{-\beta M_u}} \quad \text{si } M_o < M < M_u \quad (1.22)$$

donde M_o es el umbral de magnitud para el cual el catálogo de sismos se considera completo, λ_o es el número medio anual de sismos que están en el rango de magnitudes que va desde M_o hasta M_u , β es un parámetro que controla la frecuencia relativa entre sismos grandes a pequeños, y M_u es la máxima magnitud bajo consideración ($M < 7$).

Para el segundo grupo la tasa de excedencia $\lambda(M)$ esta dada por:

$$\lambda(M) = \lambda(M \geq 7) \left[1 - \Phi \left[\frac{M - \mu_M}{\sigma_M} \right] \right] \quad (1.23)$$

donde $\lambda(M \geq 7)$ es la tasa de excedencia para magnitudes mayores a 7, μ_M y σ_M son la media y la desviación estándar de la magnitud, respectivamente, y Φ es la función de distribución normal.

1.3.3 Leyes de atenuación

Para determinar la probabilidad de que se exceda la máxima aceleración del terreno deben tomarse en cuenta algunas consideraciones; entre ellas la distancia epicentral del sitio de la construcción y una serie de incertidumbres inherentes al problema. Se han propuesto formulas empíricas que relacionan la intensidad del movimiento del terreno con la distancia epicentral. A partir de dichas relaciones, llamadas leyes de atenuación, es posible establecer regiones con un mismo nivel de peligro sísmico. Una ley de atenuación suele tener la siguiente forma funcional (Bernal *et.al* 2003):

$$\log(a) = b - \log(R + c) - kR \quad (1.24)$$

donde a es la aceleración máxima, b un factor de contrapeso para cada sismo (Ecuación 1.21), R la distancia a la falla medida en kilómetros, c un coeficiente que toma en cuenta la saturación de la amplitud por la cercanía de la fuente, y k un factor que toma en cuenta los efectos de amortiguamiento del suelo. Mientras que el valor de $\log(R+c)$ toma en cuenta la atenuación geométrica, el valor de kR toma en cuenta los efectos de atenuación por amortiguamiento. En cuanto al factor de contrapeso:

$$b = \alpha M_w + dH + \sum_{i=1}^N e_i S_i + f + \varepsilon \quad (1.25)$$

donde M_w es la magnitud del momento del sismo, H la profundidad focal medida en kilómetros, S_i depende del tipo de falla, ε es la desviación estándar, N el número de fuentes sísmicas consideradas en el estudio, y α , d , e_i y f coeficientes de regresión.

A partir de lo antes mencionado, la estimación de la probabilidad de que sea excedida la máxima aceleración del terreno está dada por la siguiente Ecuación:

$$P\left(A > e^{b - \log(R+c) - kR} \mid M, R(x, y, z)\right) \quad (1.26)$$

1.3.4 Peligro Sísmico en el estado de Guerrero

Conforme se ilustra en la Figura 1.11, México está dividido en cuatro zonas de peligro sísmico. El Estado de Guerrero se ubica en la zona más crítica. Dado que la mayor parte del estado exhibe el mismo nivel de peligro sísmico, resulta conveniente determinar solo una curva de peligro para dicha zona y en función de esta establecer los niveles máximos de aceleración del terreno en función de algún periodo de retorno.

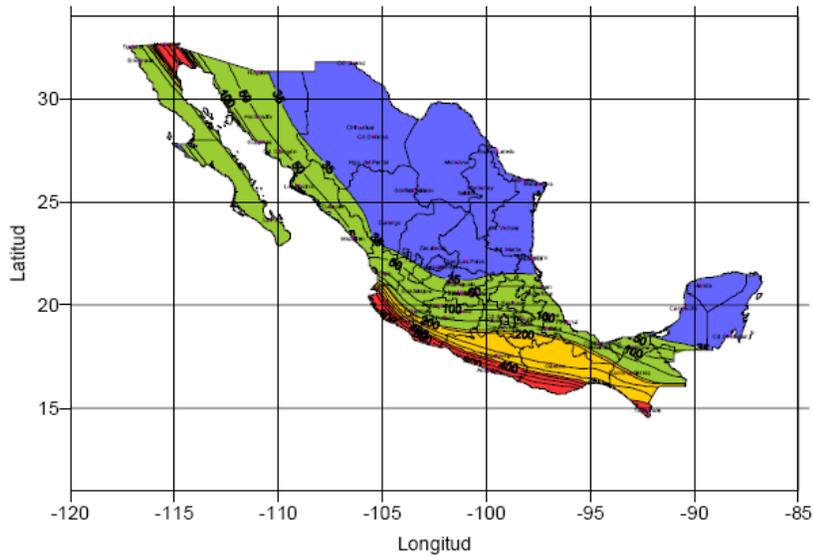


Figura 1.11 Zonificación sísmica de la república Mexicana (MOC 1993)

Conforme a lo mostrado en la Figura 1.12, la aceleración máxima asociada a un periodo de retorno de 475 años (probabilidad de excedencia anual de 0.002103) es igual a 630 cm/seg². La probabilidad de excedencia puede determinarse a partir de la siguiente Ecuación.

$$P = \left(1 - e^{-\lambda_b T}\right) \quad (1.27)$$

donde $\lambda_b = 1/n$, $n = 475$ años y $T = 1$ año.

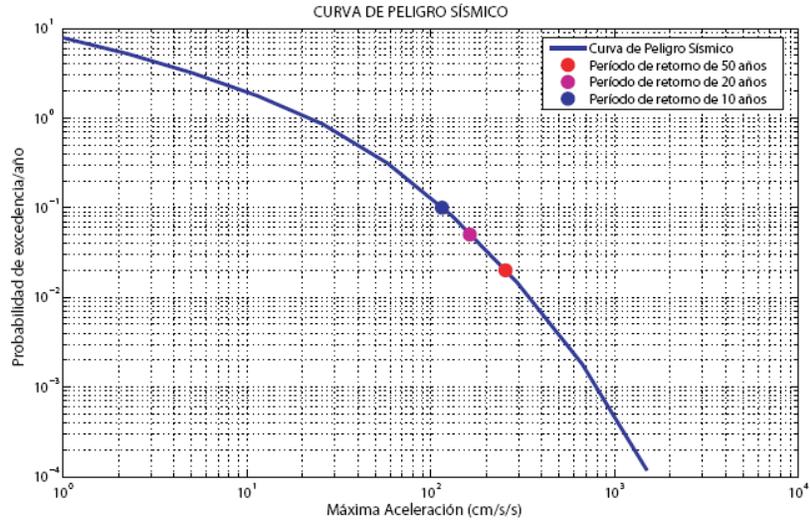


Figura 1.12 Curva de Peligro Sísmico establecida por Arroyo

La Tabla 1.6 muestra las probabilidades de excedencia y periodos de retorno que normalmente se asignan a los movimientos del terreno asociados a los diferentes Estados Límite de estructuras con Ocupación Estándar. Se resalta el nivel de movimiento bajo consideración en esta tesis, para el cual una edificación esencial deberá cumplir con el Estado Límite de Operación.

Tabla 1.6 Estados Límite para diferentes demandas sísmicas (Priestley *et.al* 2007)

<i>Estado Límite</i>	<i>Probabilidad de Excedencia</i>	<i>Nivel de daño</i>	<i>Nivel de intervención</i>	<i>Condiciones de Operación</i>
<i>Operación completa</i>	64% en 50 años <i>T = 50 años</i>	<i>Ligero agrietamiento</i>	<i>Inyección de posibles fisuras</i>	<i>Sin restricción</i>
<i>Operación</i>	22% en 50 años <i>T = 200 años</i>	<i>Daños menores y moderados</i>	<i>Reparación de daños</i>	<i>En servicio después del sismo</i>
<i>Seguridad de vida</i>	10 % en 50 años <i>T = 475 años</i>	<i>Daños moderados y graves, sin pérdida de estabilidad</i>	<i>Refuerzo y sustitución de materiales en zonas dañadas</i>	<i>Limitaciones de circulación después del sismo por rehabilitación</i>
<i>Prevención de Colapso</i>	5% en 50 años <i>T = 975 años</i>	<i>Daños graves sin colapso de la estructura</i>	<i>Rehabilitación general con posible sustitución de elementos estructurales</i>	<i>Solo pasa a servicios de emergencia después del sismo.</i>

1.4 INNOVACIÓN REQUERIDA EN MÉXICO

Como se mencionó en las secciones anteriores, México no ha sido la excepción respecto a la aportación de ideas relacionadas con el aislamiento de base. Sin embargo existen diversas situaciones que hacen difícil su desarrollo. Por ejemplo, en el aspecto educacional, donde sería conveniente elevar el nivel académico de los estudiantes, ya sea mediante un cambio en los planes de estudio o incluso mediante el desarrollo de nuevos posgrados. El objetivo primordial se concentra en preparar ingenieros que estén capacitados para el uso y desarrollo de sistemas estructurales innovadores.

Otro aspecto fundamental es el relacionado con la iniciativa propia tanto de la sociedad para exigir estructuras más seguras, como de los arquitectos e ingenieros para promoverlas (sobre todo aquellas que contemplen sistemas de control para la respuesta sísmica, como lo es el aislamiento de base). La falta de propuestas por parte del gremio ingenieril es entendible hasta cierto punto, ya que se carece de códigos que contemplen de manera clara y explícita el diseño de dichos sistemas, lo cual trae como consecuencia diseños convencionales y conservadores que dejan de lado aspectos como el desempeño de las edificaciones. Respecto a lo anterior, (Tena 2004) presentó una propuesta de normativa para el diseño de estructuras con aislamiento de base, la cual considera la sismicidad asociada a la República Mexicana. Dicha propuesta se encuentra aún en fase de revisión y se espera su pronta incorporación al Manual de Obras Civiles.

En cuanto al estudio experimental de sistemas de disipación de energía, se han llevado a cabo pruebas de dispositivos solera (Aguirre y Sánchez 1992). Actualmente se conducen pruebas de laboratorio a nivel dispositivo de contravientos restringidos contra pandeo (Gama 2008).

En cuanto a trabajos analíticos se han tenido importantes aportaciones como por ejemplo las Ecuaciones desarrolladas por (Arroyo y Terán 2003) y por (Ruiz y Toxqui 2008) para la reducción de fuerzas sísmicas mediante sistemas de amortiguamiento suplementario.

Con dichas aportaciones la comunidad ingenieril de México contaría con importantes herramientas para el desarrollo de proyectos con sistemas de disipación de energía y así cubrir las cada vez más exigentes necesidades de la sociedad mexicana. Es importante destacar que aunque lo antes mencionado resulta de un enorme valor, el país requiere de una mayor cantidad de investigación, tanto analítica como experimental, sobre todo en el ámbito de los dispositivos para el control de la respuesta sísmica.

1.5 CONTRIBUCIÓN DE ESTA TESIS

El aislamiento de base se ha establecido como una herramienta útil para mitigar el peligro inherente provocado por sismos de gran intensidad. El Estado de Guerrero y principalmente su región costera se ubica en la zona de mayor peligro sísmico de la República Mexicana, y por tanto, resulta un sitio ideal para la aplicación de esta técnica con el objetivo de brindar mayor protección a su infraestructura (hospitales, edificios de gobierno, industria hotelera, etc.)

El impulso del aislamiento como tal traería consigo estructuras más seguras y sobre todo con un nivel de desempeño adecuado en términos de protección a ocupantes y/o contenidos. En una fase inicial, es posible prever que su aplicación se plantee para edificaciones de baja altura (dos a cuatro niveles). Otro de los puntos de gran importancia es el relacionado al aspecto económico, ya que como cualquier sistema de control sísmico, la inversión inicial suele ser mayor que la asociada a un sistema estructural tradicional. Sin embargo, cuando se contemplan los costos de reparación a lo largo de la vida útil de la edificación, el sistema es rentable al promover que la estructura permanezca en operación inmediata, aún después de sismos intensos.

Una vez que se ha decidido aislar una edificación, el siguiente paso es determinar el tipo de dispositivo a colocar. Aunque hoy en día se cuenta con un gran número de sistemas disponibles, algunos de ellos resultan demasiado costosos, sobre todo por el pago de patentes. Por lo tanto la decisión repercute directamente en el bolsillo del cliente, y es ahí donde el balance costo-beneficio resulta de enorme trascendencia.

El presente trabajo estudia las posibles bondades del Sistema Péndulo de Fricción (SPF) como una alternativa viable para las estructuras sismorresistentes de baja altura ubicadas en la Costa de Guerrero. Se pretende definir valores óptimos de diseño para varias de sus propiedades estructurales, tales como: A) Coeficiente de fricción dinámico, y B) Radio de curvatura. Ha de mencionarse que dicho sistema presenta enormes ventajas respecto a otros sistemas de aislamiento, particularmente en cuanto a lo económico, ya que su fabricación y aplicación resulta menos costosa.

El material presentado en esta tesis se organiza en cinco capítulos:

Capítulo 1. Se presenta una breve introducción sobre el estado del aislamiento de base a nivel mundial, así como diversos aspectos relacionados con el estudio que se presenta. Entre ellos, se discute el nivel de peligro sísmico asociado a la Costa de Guerrero, y la necesidad de proteger a las edificaciones esenciales.

Capítulo 2. Conceptos de análisis y diseño relacionados con el SPF. También se mencionan los resultados obtenidos en algunos estudios realizados previamente sobre el comportamiento de este sistema.

Capítulo 3. Estudio paramétrico sobre el coeficiente de fricción óptimo, así como su influencia en la respuesta del sistema de aislamiento y de la estructura.

Capítulo 4. Se presenta el análisis dinámico no lineal de una estructura desplantada sobre aisladores de base tipo péndulo de fricción. Se analiza el desempeño tanto a nivel estructural como a nivel de los contenidos. Para el análisis se utiliza la componente Este-Oeste de una colección de diez movimientos registrados durante 1985 en distintas estaciones ubicadas en el Estado de Guerrero, y el programa de análisis estructural SAP2000.

Capítulo 5. Se presentan algunas observaciones así como las conclusiones y recomendaciones derivadas del trabajo de investigación.

2

Sistema Péndulo de Fricción

Gracias al desarrollo de los sistemas de disipación de energía friccionantes, la evolución del aislamiento de base ha seguido en ascenso. (Kelly 1982) realizó pruebas experimentales con sistemas de aislamiento friccionantes con poca capacidad restitutiva. (Zayas *et.al* 1987) se dieron a la tarea de crear un nuevo dispositivo que sigue los principios fundamentales del péndulo, y que exhibe una capacidad de disipar energía basada en fricción. El nuevo sistema conocido como Sistema Péndulo de Fricción (SPF) exhibe una adecuada capacidad restitutiva provista por una superficie cóncava de deslizamiento, lo que lo convierte en un sistema muy eficiente y de muy bajo costo. Gracias a su eficiencia han surgido nuevas propuestas, tal como el sistema triple, el péndulo de tensión y el recientemente propuesto péndulo de fricción con curvatura variable (Lyan 2006). Todas estas propuestas han contribuido a mejorar el comportamiento del SPF ante distinto tipo de solicitaciones. Debido a lo anterior, el SPF se ha constituido como una opción práctica y viable además de contar con una vasta lista de programas que hacen posible su simulación con un grado de exactitud aceptable.

2.1 FRICCIÓN

2.1.1. Principios básicos de la fricción de Coulomb

Los conceptos básicos relacionados a la fricción entre dos cuerpos que deslizan entre sí se basan en tres hipótesis fundamentales, las cuales se han validado experimentalmente:

- La fuerza de fricción es independiente del área de contacto aparente.
- La fuerza de fricción es proporcional a la presión normal que actúa en toda la superficie de contacto.
- Para valores pequeños de velocidad relativa la fuerza de fricción se vuelve independiente del nivel de velocidad.

Por tanto, la fuerza de fricción tangencial a la superficie de contacto (F_f), opuesta al movimiento y normal a la fuerza N puede expresarse como:

$$F_f = \mu N \quad (2.1)$$

donde μ representa el coeficiente de fricción. Un gran número de investigadores ha tratado de explicar el fenómeno enfocándose única y exclusivamente en el área de contacto real, ya que

es ahí donde surge la fricción como consecuencia de la interacción entre dos cuerpos sólidos. Los factores de mayor influencia en el área donde se origina la fricción pueden clasificarse de la siguiente manera: A) Forma y contorno de la superficie dada, B) Grado de deformación en las rugosidades de los sólidos producto de una fuerza normal aplicada, C) Tipo de adherencia entre los sólidos, y D) cantidad de energía disipada a causa de la deformación en las superficies durante el deslizamiento.

Existen tres componentes generales que contribuyen al trabajo realizado en la interfaz entre dos superficies deslizantes: A) De adhesión, B) De deformación, y C) Contaminantes o desechos sobre la superficie de deslizamiento.

2.1.1.1. Componente de adhesión

Cuando dos cuerpos permanecen en contacto en ausencia de alguna carga externa sus asperezas permanecen indeformables. Una vez aplicada la carga estas se deforman plásticamente y los puntos de unión se sitúan tal y como se muestra en la Figura 2.1b.

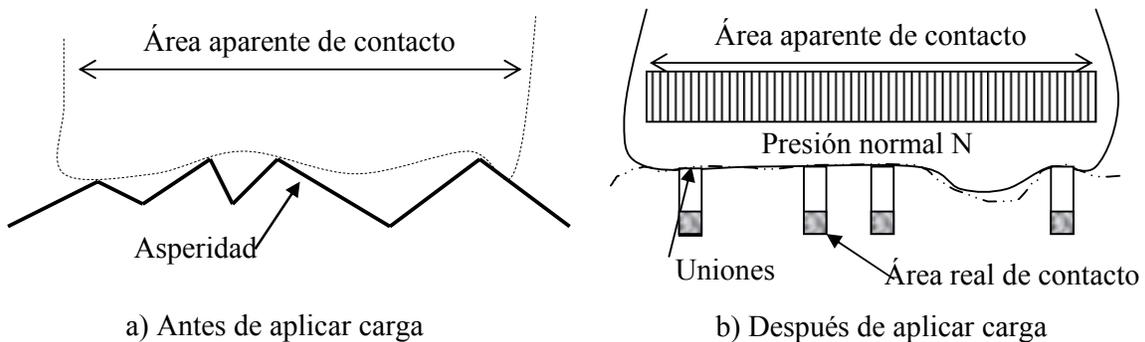


Figura 2.1 Área aparente de contacto (Christopoulos y Filiatrault 2006)

La deformación plástica se incrementa hasta que se alcanza el equilibrio, en el cual la presión aplicada y la deformación son compatibles. La carga tangencial aplicada a las superficies incrementa el área en las uniones, lo cual causa un incremento en los esfuerzos cortantes y una reducción de los esfuerzos normales. La fuerza de fricción debida a la adhesión (F_{fa}) puede ser escrita en términos del área de contacto real (A_r) y de la resistencia a corte del material friccionante (s):

$$F_{fa} = sA_r \quad (2.2)$$

Físicamente la máxima fuerza de fricción ocurre cuando el área de contacto real se convierte en al área de contacto aparente. La diferencia entre la fuerza de fricción estática y dinámica se debe a la componente de adhesión.

2.1.1.2. Componente de rugosidad y oquedad

Esta componente se explica en términos de la rugosidad de la superficie y de las oquedades ocasionadas en los materiales como consecuencia del contacto que se da entre sus superficies tras presentarse un deslizamiento relativo. Las fluctuaciones de fuerza debidas a superficies rugosas deben superponerse a las componentes de adhesión. En cuanto a la componente de oquedad, esta se presenta en la interfaz de deslizamiento después de aplicarse una fuerza normal, ya que algunas asperezas localizadas sobre la parte mas dura del material se incrustan dentro de la superficie del material menos duro. Por tanto las rebabas acumuladas en las zonas adyacentes a la oquedad se afilan ocasionando que la fuerza necesaria para vencer la fricción estática sea mayor. No obstante esta componente es generalmente pequeña.

2.1.1.3. Efecto de terceros cuerpos

Ejemplo de este fenómeno son los contaminantes alojados en la superficie de contacto o rebabas producto del desgaste. Es difícil predecir la contribución de agentes externos sobre las propiedades de fricción, ya que estas dependen de la forma y resistencia de los cuerpos externos así como de la rugosidad de la superficie. Si los contaminantes son de forma redonda y de material resistente, pueden facilitar el deslizamiento. Por otro lado los contaminantes afilados pueden causar oquedades de tal forma que la fuerza de fricción estática puede incrementarse. Se ha observado que los contaminantes incrementan la fuerza de fricción estática.

2.1.1.4. Trabazón

Es común que aparezca en una superficie deslizante y puede resultar una propiedad intrínseca de este tipo de superficies

2.1.1.5. Desgaste

El desgaste resulta en material separado o removido de una superficie sólida como resultado de una acción mecánica. Puede clasificarse en cuatro categorías: desgaste adhesivo, desgaste abrasivo, desgaste corrosivo y desgaste por fatiga. Los últimos tres pueden eliminarse a través de mantener limpia la superficie. El desgaste adhesivo es universal para todo tipo de mecanismos de deslizamiento y no puede eliminarse, solo reducirse. Por tanto es razonable inferir que la cantidad de desgaste es proporcional a la presión normal y a la longitud de desplazamiento e inversamente proporcional a la dureza de la superficie.

2.1.1.6. Efecto de la velocidad

Justo antes de presentarse el deslizamiento la superficie se encuentra cubierta por una pequeña película la cual se deriva de la acción química entre el material friccionante y el oxígeno presente en el aire. De hecho, la capa asociada al material con mayor dureza se encuentra en contacto con la capa del material más suave, de manera que para producirse el

movimiento deben vencerse tanto los efectos de la fricción como los externos respectivamente.

Conforme la velocidad de deslizamiento se hace cada vez mayor el valor del coeficiente de fricción comienza a incrementarse debido a que los desechos producto del desgaste del material de menor dureza se incrustan en la superficie del material más duro, y ocasionan incrementos en la fuerza de fricción ante valores de velocidad relativamente moderada. Sin embargo para valores muy altos de velocidad existe un ligero ablandamiento en el material de menor dureza reduciéndose la oposición al deslizamiento. Por lo tanto, la fuerza requerida para continuar con el movimiento decrece y con ello el coeficiente de fricción. En la Figura 2.2 se muestra la dependencia del coeficiente de fricción con la velocidad de deslizamiento.

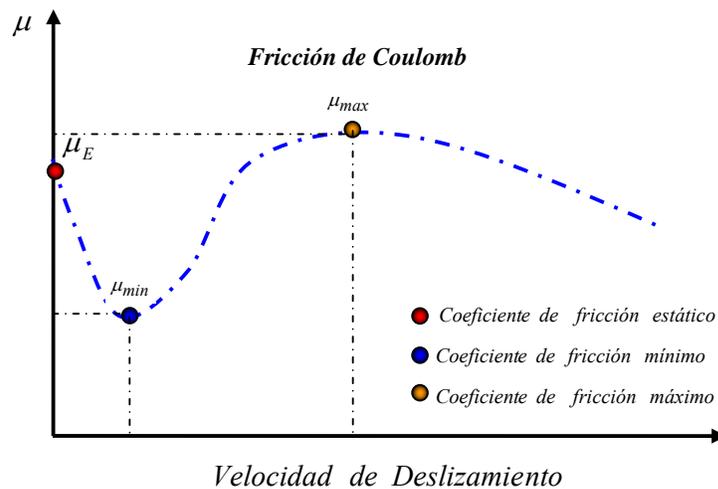


Figura 2.2 Relación entre la velocidad de deslizamiento y el coeficiente de fricción

Una vez que se vence la fricción estática, el coeficiente decrece hasta alcanzar su valor mínimo μ_{min} , y conforme la velocidad aumenta el coeficiente se incrementa hasta alcanzar su valor máximo μ_{max} para posteriormente disminuir para valores muy grandes de velocidad.

La dependencia del coeficiente de fricción dinámico μ ante distintas variaciones en la velocidad de deslizamiento ha sido ampliamente estudiada. (Constantinou 2004) presenta la siguiente Ecuación para modelar matemáticamente dicho fenómeno:

$$\mu = \mu_{max} - (\mu_{max} - \mu_{min})e^{-a|v|} \quad (2.3)$$

donde a es un parámetro de ajuste obtenido experimentalmente que define la transición de μ_{min} a μ_{max} , y v representa la velocidad de deslizamiento. Constantinou recomienda utilizar un valor de a de 100 s/m para superficies acero-teflón. En la Figura 2.3 se muestra la variación de μ para distintos valores de a .

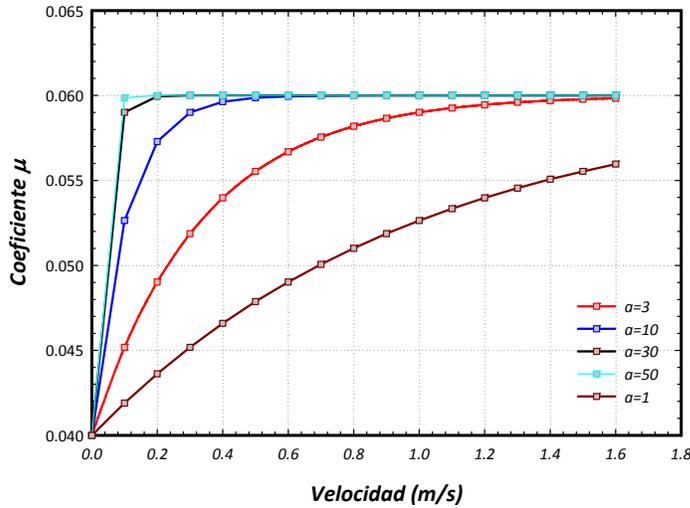


Figura 2.3 Efecto del parámetro de ajuste a en la transición de μ

2.1.1.7. Efecto de la temperatura

Una vez iniciado el deslizamiento la temperatura en la interfaz se incrementa debido al fenómeno de la fricción. Conforme la velocidad aumenta el valor del coeficiente disminuye de manera paulatina hecho que se presenta comúnmente durante las excitaciones sísmicas. En la Tabla 2.1 se presentan coeficientes de fricción dinámicos y estáticos para distintas combinaciones de materiales.

Tabla 2.1 Coeficientes de fricción para distintos materiales en contacto (<http://teleformacion.edu.aytolacoruna.es/>)

<i>Materiales en contacto</i>	μ (Dinámico)	μ (Estático)
<i>Acero- Teflón</i>	0,04	0,04
<i>Teflón -Teflón</i>	0,04	0,04
<i>Acero-Acero</i>	0,15	0,09
<i>Caucho-Cemento (húmedo)</i>	0,3	0,25
<i>Acero-Latón</i>	0,5	0,4
<i>Caucho-Cemento (seco)</i>	1	0,8
<i>Cobre-Hierro (fundido)</i>	1,1	0,3

2.2 PENDULO DE FRICCIÓN

Conforme lo ilustra la Figura 2.4, el concepto de este sistema de aislamiento resulta de combinar la respuesta del péndulo simple con la fricción generada por el desplazamiento relativo entre dos superficies rugosas.

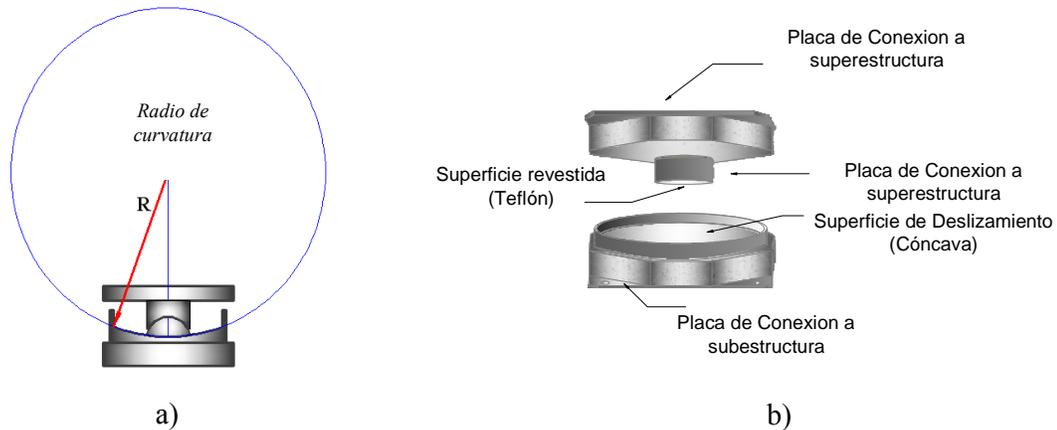


Figura 2.4 Concepto del Sistema Péndulo de Fricción

El aislamiento se logra por medio de una articulación que desliza sobre una superficie cóncava, tal como se ilustra en la Figura 2.4a. Tanto la articulación deslizante como la superficie sobre la cual se desplaza presentan características de suma importancia. Por ejemplo, superficies adecuadamente pulidas y un leve revestimiento de teflón hacen posible obtener coeficientes de fricción que promueven un buen funcionamiento del sistema de aislamiento. El sistema debe actuar como fusible que se activa solo cuando la fuerza inducida por el sismo sea capaz de vencer la fuerza de fricción estática.



a) SPF simple



b) SPF Triple

Figura 2.5 Tipos de Péndulos de Fricción (tomada de EPS)

En la Figura 2.5 se muestran dos variantes del SPF desarrolladas por la empresa Earthquake Protective Systems Inc. La primera de ellas consiste en el sistema simple, donde la articulación deslizante trabaja en una cara del plato. En la segunda, la articulación trabaja en dos caras del plato, lo cual conduce a un mejor desempeño del sistema de aislamiento ante sismos de gran magnitud. Una limitante para ambos sistemas es que son incapaces de tomar fuerzas de tensión. Para superar dicha desventaja Earthquake Protective Systems desarrolló una tercera variante, conocida como Sistema Péndulo de Tensión y mostrada en la Figura 2.6. Este sistema consiste en dos rieles cóncavos conectados ortogonalmente de tal manera que pueda presentarse deslizamiento relativo en dos direcciones ortogonales, con la enorme ventaja de que el aislador es capaz de tomar tensión hasta valores superiores a los dos millones de libras.

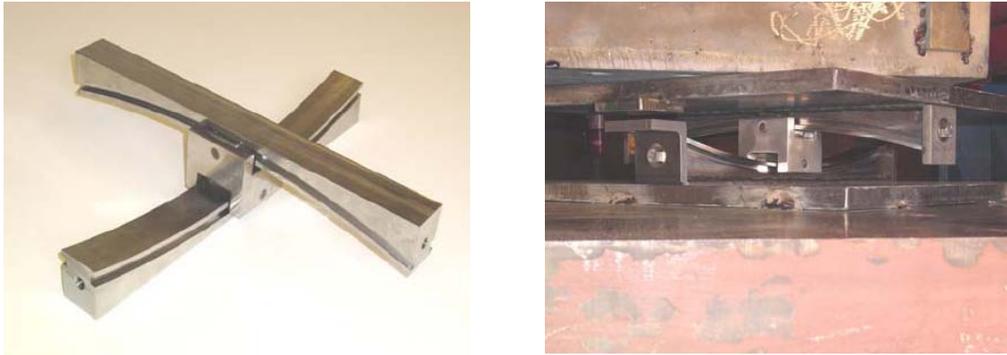


Figura 2.6 Sistema Péndulo de Tensión (Earthquake Protective Systems)

La rigidez del SPF depende tanto de la curvatura del plato como de su nivel de carga axial. La fricción generada en la interfaz ayuda a disipar energía, lo que proporciona el amortiguamiento requerido para disminuir los desplazamientos en el sistema de aislamiento. En la Figura 2.7 puede apreciarse la contribución de cada uno de los parámetros mencionados anteriormente.

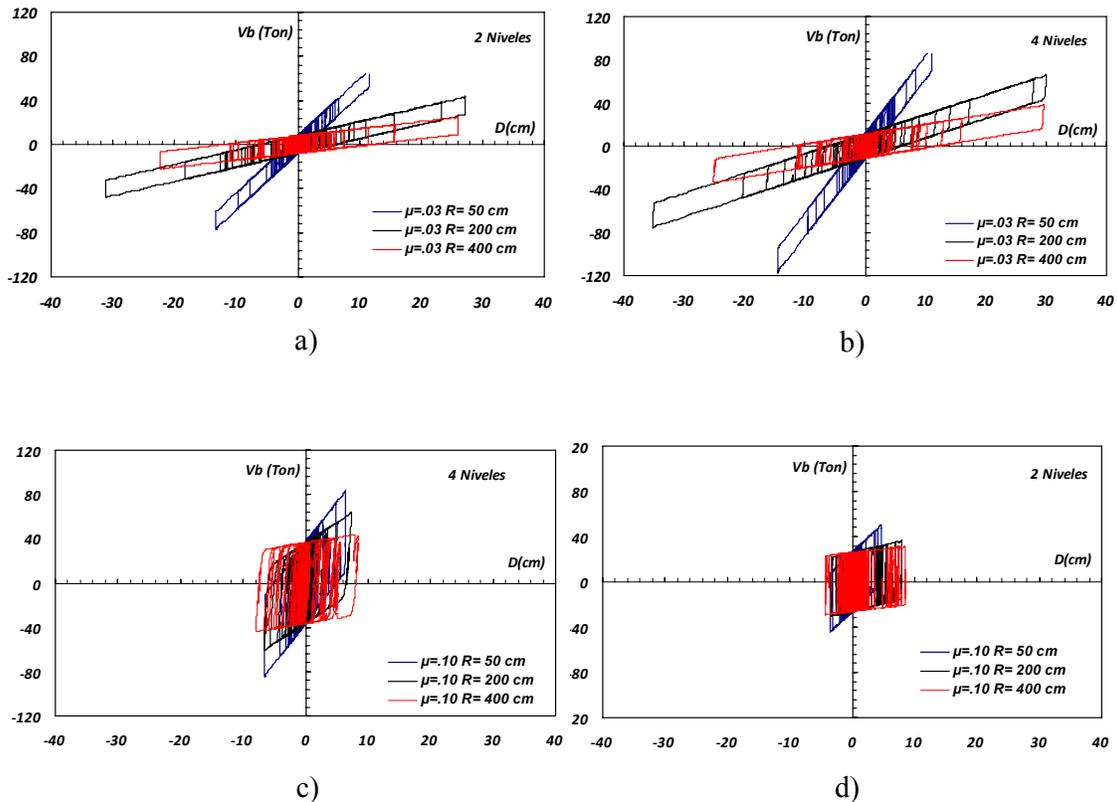


Figura 2.7 Influencia del radio de curvatura y carga axial en la rigidez del sistema de aislamiento SPF

Con la variación de la carga axial, coeficiente de fricción y radio de curvatura, el cortante basal, la aceleración de entrepiso y las distorsiones en la superestructura pueden variar hasta alcanzar valores óptimos. Cuando se plantea la obtención de propiedades estructurales óptimas, es importante definir en qué términos se define el óptimo. Si se toma en cuenta la importancia de los elementos no estructurales y contenidos en el desempeño de las estructuras esenciales, es importante definir el óptimo tomando en cuenta las demandas de distorsión y aceleración (Dolce *et.al* 2003). En lo que se refiere a las estructuras de ocupación estándar, el desempeño de los contenidos no suele ser un factor definitorio en el proceso de diseño, de tal manera que el óptimo podría definirse en términos de la distorsión de entrepiso.

2.3 PROPIEDADES MECÁNICAS DEL PÉNDULO DE FRICCIÓN

La principal ventaja de este sistema radica en la invariabilidad de sus propiedades mecánicas ante cambios bruscos de temperatura, con lo que resulta muy atractivo para el diseño de diversos sistemas estructurales tales como tanques de almacenamiento, puentes y edificios.

2.3.1 Periodo de Vibración y Rigidez

Como se mencionó anteriormente el principio de este de aislador parte de la teoría del péndulo simple, la cual se esquematiza en la Figura 2.8.

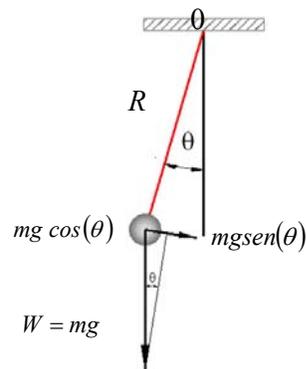


Figura 2.8 Péndulo Simple

El arco S de un círculo está relacionado con su radio R por medio del ángulo θ a través de la siguiente Ecuación:

$$S = R\theta \quad (2.4)$$

Si se toma en cuenta que la aceleración varía respecto al tiempo, es posible relacionarla con el desplazamiento de la siguiente manera:

$$a = \frac{d^2 s}{d t^2} \quad (2.5)$$

Considerando la inercia propia de la masa y tomando momentos respecto al punto 0 se determina la Ecuación de movimiento:

$$mR^2 \ddot{\theta} + mgR\theta = 0 \quad (2.6)$$

Si se factoriza la masa y el radio, se obtiene lo siguiente:

$$\ddot{\theta} + \frac{g}{R} \theta = 0 \quad (2.7)$$

La frecuencia del sistema descrita por la Ecuación 2.7 es:

$$\omega = \sqrt{\frac{g}{R}} \quad (2.8)$$

de tal manera que el periodo fundamental T queda definido exclusivamente por el radio de curvatura R mediante la siguiente Ecuación:

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{R}{g}} \quad (2.9)$$

Es importante destacar que el periodo del aislador es independiente de la masa presente en la estructura. Dado que la Ecuación 2.8 resulta ser la frecuencia angular del sistema, se puede equiparar con la Ecuación de un sistema masa-resorte para obtener la fuerza restitutiva:

$$\frac{K}{m} = \frac{g}{R} \quad (2.10)$$

$$K = \frac{W}{R} \quad (2.11)$$

donde, W es el peso de la estructura. Tal y como se ilustró en la Figura 2.11, la rigidez del sistema depende directamente del nivel de carga axial, por lo que los efectos de torsión en sistemas estructurales soportados por péndulos de fricción se ven reducidos debido a que el centro de rigidez del sistema de aislamiento tiende a coincidir con el centro de masas de la estructura.

2.2.2 Cortante Basal

El desplazamiento relativo u_{max} entre la articulación y el plato generan fuerzas de fricción, las cuales proporcionan el amortiguamiento adicional que ayuda a disipar la energía inducida por el sismo. Conforme lo ilustra la Figura 2.9, el cortante basal que se transmite del sistema de aislamiento a la estructura desde la posición de equilibrio incluye la fuerza restauradora y la fuerza de fricción.

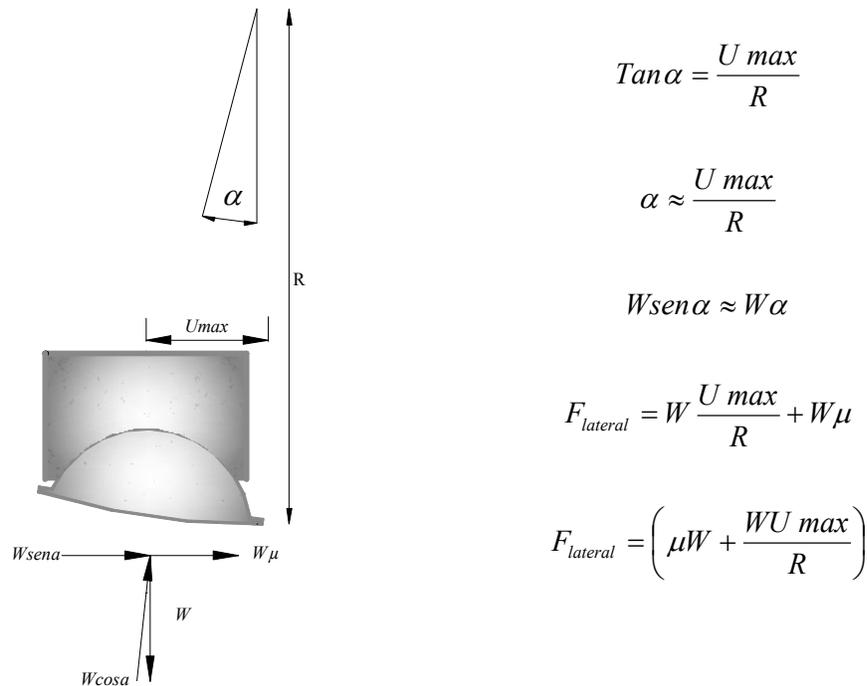


Figura 2.9 Fuerza lateral para el SPF

A partir de la Figura 2.10 puede apreciarse la contribución tanto de la fuerza de fricción F_f como de la componente restauradora F_r para formar el ciclo histérico del SPF.

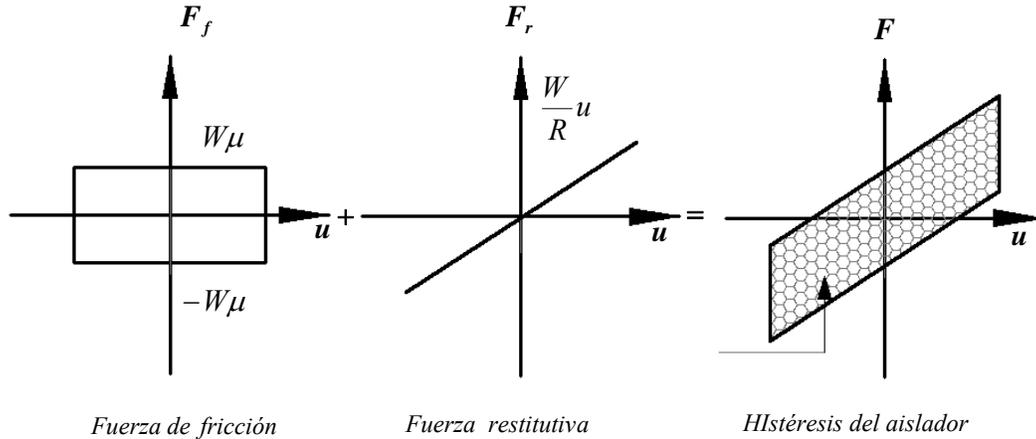


Figura 2.10 Curva de Histéresis para aisladores SPF

Al sumar ambas componentes se obtiene la fuerza total en el aislador, de manera que el cortante basal está representado por la siguiente Ecuación:

$$V_b = \left(W\mu + \frac{Wu}{R} \right) \quad (2.12)$$

donde μ es el coeficiente de fricción dinámico, u es el desplazamiento del sistema medido desde la posición de equilibrio y W es la carga vertical actuante. La energía E_D que se disipa en cada ciclo de carga con amplitud máxima D , puede estimarse como:

$$E_D = 4\mu WD \quad (2.13)$$

2.2.3 Propiedades de torsión

El (SPF) resulta una herramienta atractiva para disminuir los efectos de torsión derivados de la excentricidad de masa y rigidez. Esto gracias a que la rigidez del sistema de aislamiento es directamente proporcional a la carga vertical. De esta manera y como se mencionó anteriormente, el centro de masas tiende a coincidir con el centro de rigidez presente en el sistema de aislamiento aumentando la seguridad de la estructura.

2.2.4 Procedimiento de diseño basado en Análisis Estático

La histéresis de los aisladores puede idealizarse con un modelo rígido plástico tal y como se muestra en la Figura 2.11. En ella puede observarse que la rigidez efectiva del sistema de aislamiento es función del máximo desplazamiento esperado y del cortante máximo que será transmitido a la superestructura.

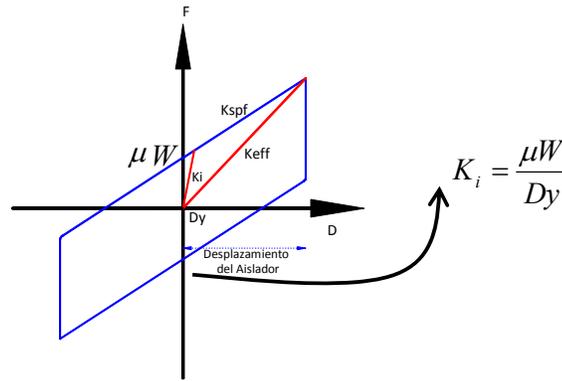


Figura 2.11 Modelo Idealizado (EPS 2003)

Suele considerarse que $D_y = 0.38l$ cm es el punto para el cual se vence la fricción estática. Si se sustituye u en la Ecuación 2.12 por D_{max} y se divide el cortante máximo entre el desplazamiento máximo se obtiene la Ecuación que define la rigidez efectiva del sistema:

$$K_{eff} = \left(\frac{\mu}{D_{max}} + \frac{l}{R} \right) W \quad (2.14)$$

Una vez evaluada la rigidez efectiva del sistema es posible determinar el periodo efectivo a través de considerar a la estructura como cuerpo rígido. La Ecuación en este caso resulta:

$$T_{eff} = 2\pi \sqrt{\frac{W}{g K_{eff}}} \quad (2.15)$$

Al sustituir la Ecuación 2.14 en la Ecuación 2.15 se tiene:

$$T_{eff} = 2\pi \sqrt{\frac{D_{max} R}{g (R\mu + D_{max})}} \quad (2.16)$$

Se observa que el periodo efectivo no depende de la masa de la estructura sino de las propiedades geométricas, el coeficiente de fricción y el desplazamiento máximo. El amortiguamiento efectivo desarrollado por el sistema puede estimarse como:

$$\zeta_{eff} = \frac{I}{2\pi} \left(\frac{E_D}{K_{eff} D^2} \right) \quad (2.17)$$

A partir de la Ecuación 2.13 es posible reescribir la Ecuación 2.17:

$$\zeta_{eff} = \frac{I}{\pi} \left(\frac{2\mu}{\mu + \frac{D}{R}} \right) \quad (2.18)$$

A partir de la Ecuación 2.18 es posible establecer gráficas para estimar el amortiguamiento efectivo a partir de los desplazamientos máximos desarrollados durante una excitación sísmica. Para $\mu = 0.05$ se obtienen los valores de amortiguamiento efectivo mostrados en la Figura 2.12.

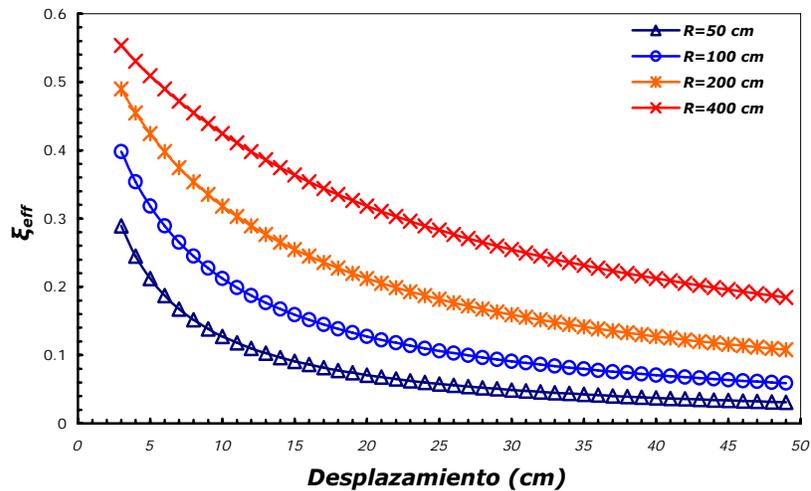


Figura 2.12 Amortiguamiento efectivo ζ_{eff} , SPF

Finalmente, es posible demostrar que el amortiguamiento efectivo puede estimarse como:

$$\zeta_{eff} = \frac{2\mu}{S_a/g \pi} \quad (2.19)$$

2.4 HERRAMIENTAS DE ANÁLISIS

Aunque las metodologías de análisis elástico lineal resultan una buena herramienta para el prediseño de estructuras con aislamiento de base, se requiere de herramientas más refinadas, como el análisis dinámico no lineal, para obtener información del comportamiento local de los aisladores que permita un dimensionado con mayor precisión.

A través de los años se han desarrollado programas que permiten el análisis dinámico no lineal de sistemas de aislamiento (Naeim y Kelly 1994).

2.4.1 N-PAD

N-PAD resultó el primer programa de cómputo desarrollado para el análisis de estructuras con aislamiento de base. Dicho programa permite modelar el comportamiento no lineal de los aisladores pero adopta, conforme lo ilustra la Figura 2.13, un modelo muy simple para la estructura. Cada nivel debe representarse única y exclusivamente por un resorte a corte sin tomar en cuenta los efectos que puedan presentarse en una estructura tridimensional.

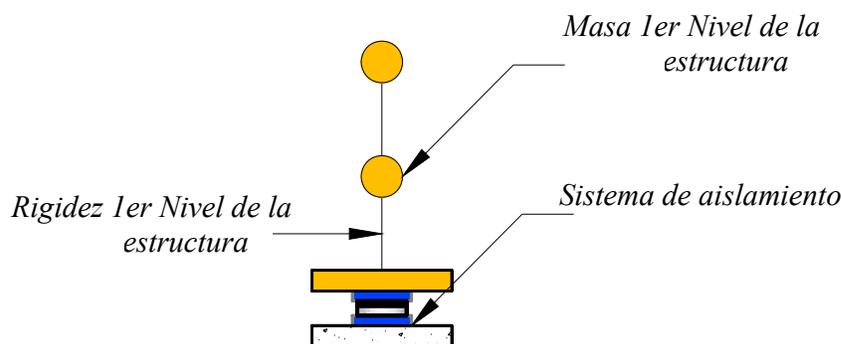


Figura 2.13 Modelo simplificado adoptado por N-PAD

Dentro del modelado de cada aislador se permite asumir dos tipos de comportamiento: rígido plástico y comportamiento bilineal.

2.4.2 3D-BASIS

Probablemente fue el programa de cómputo para el análisis de estructuras con aislamiento de base más usado hasta que aparecieron programas como el SAP2000 y el ETABS. El 3D-BASIS fue desarrollado en la Universidad de Búfalo en 1989, y ha dado lugar a versiones más recientes a través de los años.

Al igual que el N-PAD, presenta limitantes en cuanto al modelado de la estructura. Sin embargo, incorpora algunas variantes para el sistema de aislamiento, tales como sistemas friccionantes y comportamiento viscoso-lineal.

2.4.3 ETABS

Fue desarrollado por la empresa Computers and Structures Inc. Es el programa de mayor popularidad para el análisis de edificios. Dentro de sus habilidades es capaz de modelar a la estructura en conjunto con el sistema de aislamiento y al igual que el SAP2000, permite modelar el comportamiento no lineal de los componentes estructurales.

2.4.4 SAP2000

Probablemente es el programa de análisis de estructuras más refinado en su tipo. Fue desarrollado a principios de los años setenta por Edward L. Wilson en la Universidad de California en Berkeley, y ha evolucionado enormemente a través de los años. Es una poderosa herramienta que permite modelar estructuras tomando en cuenta el comportamiento no lineal de los elementos estructurales (lo que incluye elementos tipo barra, disipador y aislador). En la Figura 2.14 se muestra el modelo de dos niveles estudiado en esta tesis.

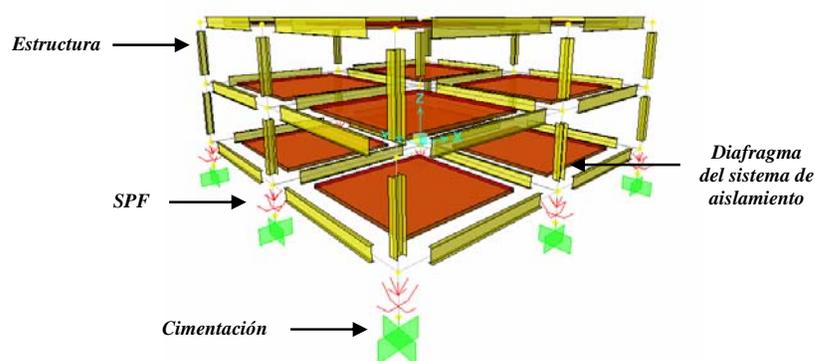


Figura 2.14 Modelo de edificio de dos pisos con aisladores de base

La capacidad de los modelos incluidos en los programas ETABS y SAP2000 para modelar el comportamiento de aisladores reales ha sido validada a través de comparar los resultados analíticos derivados de ellos con mediciones experimentales y de campo (Ventura *et.al* 2003, Moreno *et.al*).

Es importante mencionar que el método de solución del programa SAP2000, al igual que el de los programas ETABS, 3D-BASIS y N-PAD, se basa en un proceso iterativo cuando se utilizan elementos con comportamiento no lineal.

Otros programas que pueden usarse para el análisis de estructuras con aislamiento de base son el DRAIN-2D, DRAIN-3D y el ANSR desarrollados en la Universidad de California en Berkeley. Otros que pueden ser usados con este fin son el IDARC 2D y 3D, desarrollados en la Universidad de Nueva York en Búfalo. También existen programas que trabajan sobre plataformas de software especializado como el caso de INADEL, que fue desarrollado para MATLAB. Para finalizar la lista se mencionan los programas ABAQUS, NASTRAN, ADINA, ANSYS y COSMOS, los cuales presentan amplias variedades de modelos no lineales para el análisis dinámico.

2.5 ESTUDIOS PREVIOS

2.5.1 Estudios experimentales

Se han realizado programas extensos de investigación relacionados con el SPF con el propósito de estimar sus propiedades y extender el conocimiento relacionado a su comportamiento. El desarrollo de estos estudios ha permitido estimar la respuesta de los dispositivos de aislamiento así como de la superestructura ante distintas sollicitaciones de carga, rigidez y masa.

(Zayas *et.al* 1987) llevaron a cabo un extenso programa de pruebas experimentales de modelos a escala 1/2 de dos niveles con variaciones en las columnas del segundo nivel, así como en las masas de entrepiso (Figuras 2.15 y 2.16). En la Tabla 2.2 se muestran las propiedades de los elementos estructurales que componen los modelos ensayados y en la Tabla 2.3 las características de uno de los sismos utilizado para el estudio.

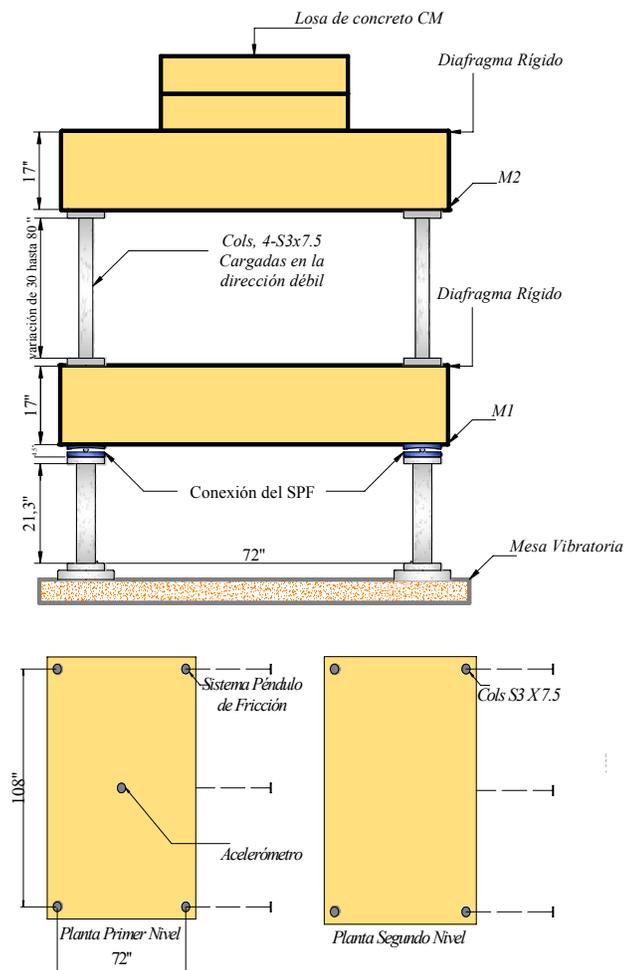


Figura 2.15 Especimen de prueba sin excentricidades de masa
(Zayas *et.al* 1987)

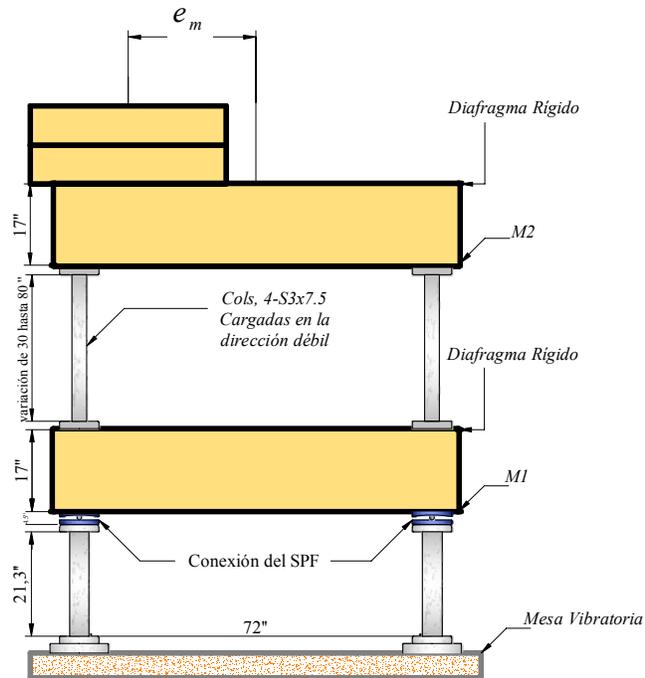


Figura 2.16 Espécimen de prueba con excentricidades de masa (Zayas *et.al* 1987)

Los SPF incluidos en el modelo fueron fabricados con acero de alta resistencia. La superficie de deslizamiento fue revestida con cromo de alta densidad para prevenir su corrosión. Respecto a la articulación deslizante, su fabricación incluyó un compuesto especial con base en politetrafluoroetileno.

Tabla 2.2 Propiedades de los especímenes de prueba usados por Zayas

Modelo	Longitud Columnas (pulg)	Masa 1er Nivel (kips)	Masa 2do Nivel (kips)	Masa Total (kips)	Periodo Modelo (seg)	Periodo del SPF (seg)
I	30	7	11	18	.23	1
II	30	7	27	34	.4	1
III	48	7	11	18	.44	1
IV	81	7	11	18	.99	1

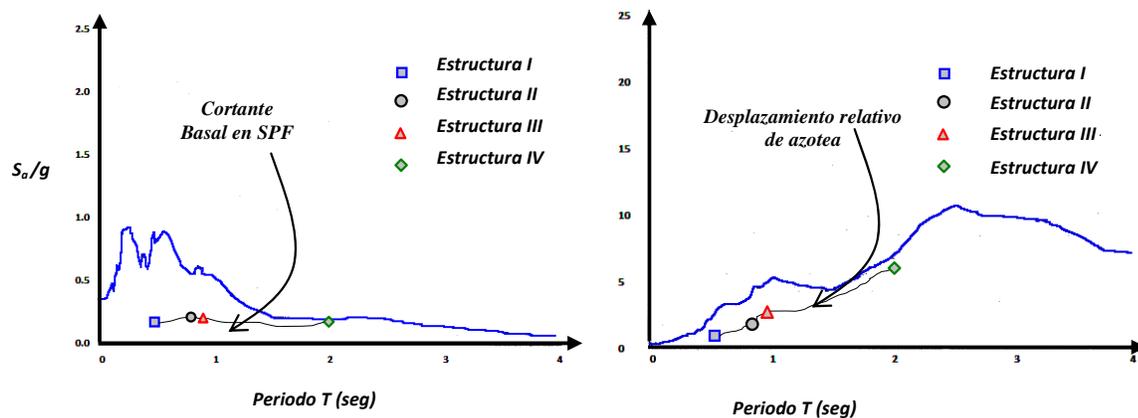
Con el propósito de comparar y calibrar los resultados, se realizaron simulaciones de modelos a escala natural mediante el programa de cómputo DYNIN.

Tabla 2.3 Propiedades de uno de los registros utilizado

Registro	Escala de Tiempo	Magnitud	S_a ($g's$)	Duración (s)
El Centro	0.5	6.7	.91	19

Entre las principales conclusiones obtenidas por Zayas *et.al* a nivel estructura se tienen las siguientes:

1. El cortante basal observado experimentalmente para los especímenes I a IV con SPF se mantuvo por debajo de los umbrales de fuerza generados durante la prueba producto del movimiento de la mesa vibratoria. Esto se ilustra en la Figura 2.17a.
2. El desplazamiento relativo de azotea (dado en pulgadas) se mantuvo dentro de ciertos umbrales donde se considera que la superestructura se mantendría sin daño. Esto se ilustra en la Figura 2.17b.



a) Pseudo-aceleración $\zeta=5\%$, El Centro

b) Pseudo-desplazamiento $\zeta=5\%$, El Centro

Figura 2.17 Respuesta dinámica de modelo aislado (Zayas *et.al* 1987)

3. Tras añadir excentricidad de masa, la respuesta del segundo nivel mantuvo una estrecha cercanía respecto aquella que se consideró simétrica. Por tanto el SPF resulta adecuado para disminuir en gran medida los efectos de torsión
4. El SPF alargó el periodo de la estructura, lo que permitió desacoplarla del movimiento del terreno.
5. El SPF resultó un sistema con una gran capacidad de disipación de energía al lograr aportar el amortiguamiento necesario para reducir los desplazamientos en el sistema de aislamiento y las distorsiones de entrepiso.
6. El desplazamiento total de azotea incluyendo el desplazamiento del SPF resultó aproximadamente igual al desplazamiento del modelo sin considerar el sistema de aislamiento. Por tanto el SPF logra acomodar las demandas de desplazamiento inelástico de manera estable.
7. Los resultados arrojados por los modelos analíticos mostraron una buena correlación con los obtenidos experimentalmente. Esto, que se ilustra en la Figura 2.18, confirmó que el comportamiento de estructuras con SPF puede reproducirse con un aceptable margen de exactitud con el software disponible de análisis.

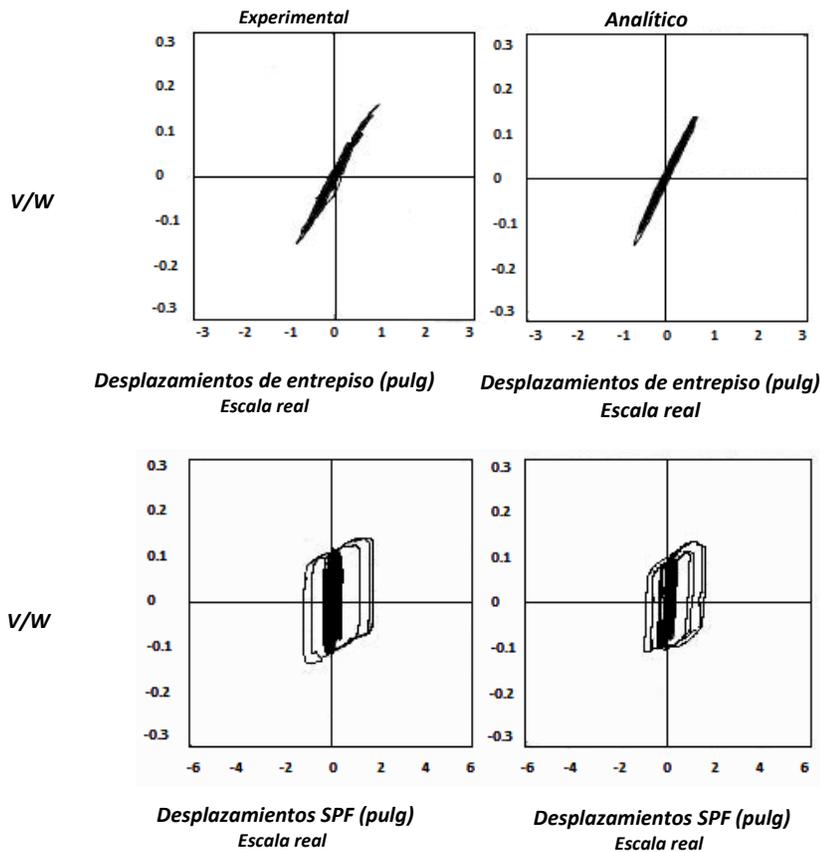


Figura 2.18 Respuesta histerética del SPF, El Centro

Conclusiones obtenidas a nivel aislador:

1. Después de una prueba secuencial de 27 sismos se observó un desplazamiento residual máximo de 0.33 pulgadas, el cual se considera pequeño comparado con el desplazamiento residual inelástico para una estructura sobre base rígida sujeta a este tipo de sismos.
2. A partir de las pruebas cuasiestáticas se observó que el comportamiento del SPF presenta una relación bilineal simple, lo cual es congruente con la teoría establecida inicialmente.
3. El coeficiente de fricción obtenido a partir de pruebas cuasiestáticas resultó de 4%.
4. El coeficiente de fricción obtenido a partir de pruebas dinámicas resultó mayor que el obtenido a partir de los ensayos cuasiestáticos. Se considera un valor de 8% como representativo.

Earthquake Protective Systems (2003) menciona el programa experimental desarrollado por Constantinou en 1991 encaminado a estudiar la respuesta de un marco de acero de siete niveles. La Figura 2.19 muestra los detalles del espécimen de prueba.

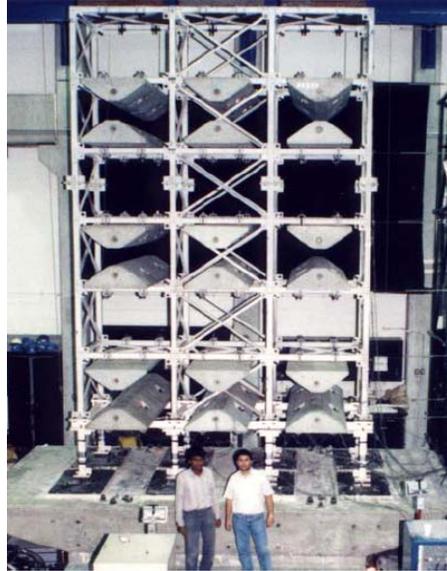


Figura 2.19 Especimen de prueba ensayado por Constantinou (Earthquake Protective Systems 2003)

Entre las principales conclusiones obtenidas por Constantinou se tienen:

1. El SPF resulta conveniente para la reducción de fuerzas sísmicas en marcos con relación de esbeltez elevada.
2. Las simulaciones llevadas a cabo con los modelos analíticos disponibles reflejan adecuadamente el comportamiento experimental del SPF. Esto se ilustra en la Figura 2.20.

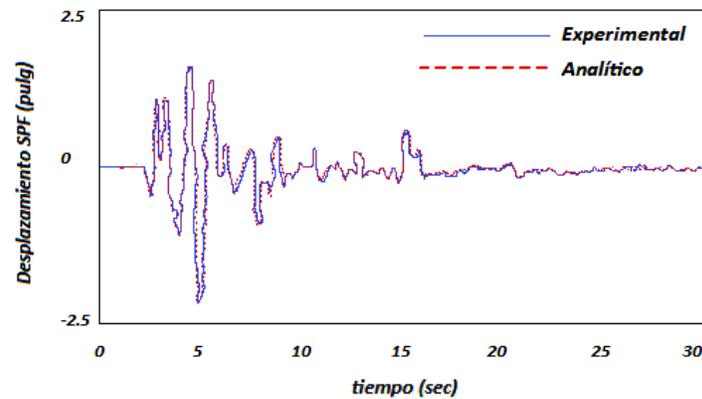


Figura 2.20 Comparación de resultados experimentales y analíticos

2.5.2 Estudios Analíticos

(Jangid 2004) realizó un estudio paramétrico donde evaluó la respuesta de marcos de uno y cinco niveles ante la acción de sismos de California. Los resultados indicaron que para valores pequeños del coeficiente de fricción los desplazamientos en el sistema de aislamiento son muy grandes para movimientos generados cerca de una falla. Sin embargo, señala que para estos movimientos la aceleración de azotea puede reducirse significativamente.

Entre las principales conclusiones obtenidas por Jangid pueden citarse las siguientes:

1. El incremento del coeficiente de fricción puede reducir el nivel de desplazamientos en el sistema de aislamiento sin incrementar demasiado el nivel de aceleración en azotea.
2. El coeficiente de fricción óptimo para el SPF basado en el criterio de minimizar las demandas tanto de aceleración de azotea como de los desplazamientos en el sistema de aislamiento se encuentra en un rango de 5 a 10%.

(Constantinou 2004) presentó un extenso estudio tanto analítico como experimental donde propone una variante para el SPF. Conforme se muestra en la Figura 2.21, la propuesta consiste en un sistema con doble superficie cóncava que limita los desplazamientos en el sistema de aislamiento para sismos de gran intensidad. En dicho reporte justifica los principios de operación, derivación de las relaciones fuerza-desplazamiento, sensibilidad en propiedades, cálculo de propiedades efectivas, estudios experimentales, aplicaciones y consideraciones de diseño.



Figura 2.21 Espécimen estudiado por (Constantinou 2004)

(Lyan *et.al* 2006) propusieron una nueva variante de SPF llamada Polinomial Friction Pendulum Isolator con el objetivo de disminuir los desplazamientos en el sistema de aislamiento provocado por sismos con un bajo contenido de frecuencias. Como se muestra en la Figura 2.22, a diferencia del sistema original donde la curvatura de la superficie deslizante es constante, la curvatura del aislador propuesto por Lyan varía con una tendencia polinomial, lo que ocasiona variaciones en la frecuencia de oscilación y evita los llamados problemas de

resonancia. El estudio demostró que cuando el sistema es sujeto a pulsos de largo periodo, es capaz de controlar tanto las aceleraciones como las distorsiones de entrepiso dentro de umbrales aceptables.

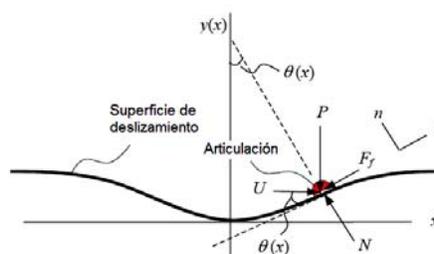


Figura 2.22 Polinomial Friction Pendulum Isolator (Lyan *et.al* 2006)

(Ventura *et.al* 2003) instrumentaron el edificio de apartamentos mostrado en la Figura 2.23, el cual está aislado con apoyos elastoméricos. Los objetivos del estudio fueron estimar las propiedades dinámicas del edificio, tales como sus formas modales, frecuencias y relaciones de amortiguamiento ante bajos niveles de excitación, y a partir de estas calibrar un modelo de elemento finito hecho con el programa ETABS Non-linear Versión 7.1. Dicho modelo fue usado posteriormente para simular la respuesta del mismo edificio ante sismos de baja intensidad.

Para la realización de su modelo se establecieron ciertas hipótesis de entre las cuales se mencionan las siguientes: A) Diafragmas rígidos para las losas de entrepiso; B) Conexiones no rígidas entre vigas y columnas así como inercias reducidas para los elementos estructurales; C) Elementos *line* para los aisladores de base; y D) Resistencias de 24.7 Mpa para las columnas, losas, vigas y muros ubicadas en los pisos 1 a 3, y de 23 Mpa para las ubicadas en los pisos 4 y de azotea.



Figura 2.23 Edificio de Apartamentos instrumentado por (Ventura *et.al* 2003)

En la Tabla 2.4 se muestra una comparativa de los periodos obtenidos tanto de manera experimental como analítica.

Tabla 2.4 Comparación de periodos (experimental y analítico)

Forma Modal	Periodo Experimental (s)	Periodo Analítico (s)
1	0.43	0.42
2	0.37	0.40
3	0.32	0.35
4	0.14	0.11
5	0.13	0.09
6	0.11	0.08

En la Figura 2.24 se muestran los espectros de piso obtenidos para el sismo de Wakabaryo, ocurrido el 21 de agosto de 1999, tanto para el modelo analítico como para el edificio real. Dichas gráficas muestran una buena correlación.

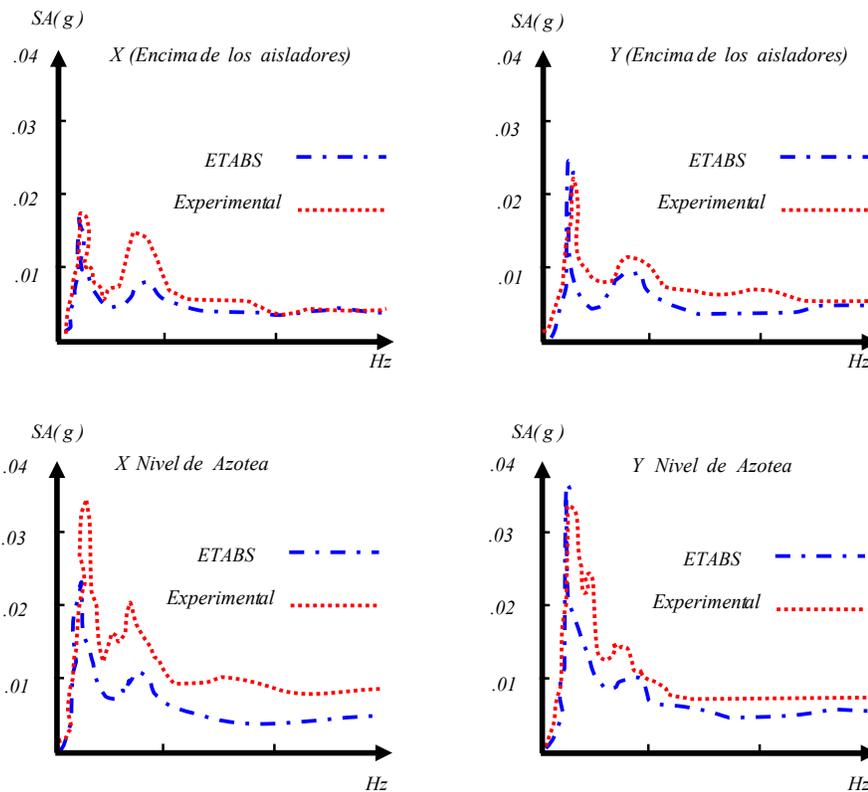


Figura 2.24 Comparativa de espectros de piso (Ventura *et.al* 2003)

Entre las principales conclusiones obtenidas por Ventura *et.al* pueden citarse las siguientes:

1. Los espectros de piso arrojados por el modelo de elemento finito calibrado usando registros de baja intensidad mostraron buena correlación con los obtenidos en campo.

2. El modelado analítico debidamente calibrado resulta una herramienta adecuada para la predicción de la respuesta de estructuras con comportamiento no lineal bajo sismos de gran intensidad.

(Moreno *et.al*) llevaron a cabo un estudio experimental de marcos de acero con escala 1:6 y aislados con péndulos de fricción. Para validar sus resultados realizaron modelos de elemento finito mediante el programa de análisis SAP2000 V8. En la Figura 2.25 se muestran algunos detalles del modelo utilizado.



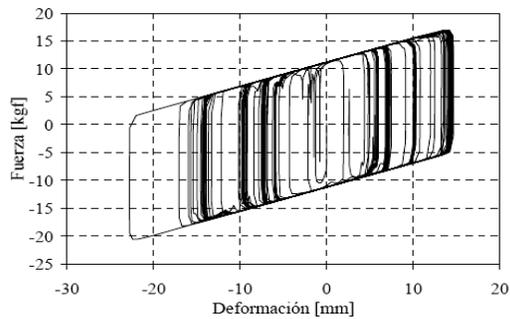
a) Aisladores tipo SPF



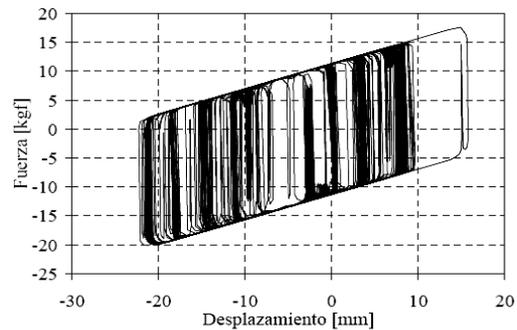
b) Modelo ensayado

Figura 2.25 Modelo utilizado por (Moreno *et.al*)

De entre los resultados que se obtuvieron se tienen los ciclos de comportamiento histerético de los aisladores. La Figura 2.26 muestra los ciclos correspondientes a pruebas con señales de tipo senoidal. Se observa una buena correlación entre los resultados experimentales y analíticos.



a) Modelo analítico (SAP2000)



b) Modelo Experimental

Figura 2.26 Ciclo histerético. Aislador ensayado por (Moreno *et.al*)

De las principales conclusiones obtenidas por Moreno *et.al* se tienen las siguientes:

1. Se observan grandes reducciones de aceleración en el modelo aislado en comparación con modelos sobre base rígida; sin embargo, dicha disminución es susceptible al contenido de frecuencias de la señal de entrada.
2. El comportamiento del SPF ante aceleraciones verticales presenta una gran incertidumbre.

2.3 COMPARACIÓN CON OTROS SISTEMAS DE AISLAMIENTO

Una de las principales ventajas del SPF en comparación con otros sistemas de aislamiento está relacionada con el aspecto económico, ya que tanto su fabricación como instalación conllevan procesos de menor costo. Debido a lo anterior es un sistema muy atractivo y viable para desarrollar en México.

A continuación se mencionan algunas características mecánicas que ayudan a establecer una comparación directa con aisladores elastoméricos.

2.3.1 Resistencia en compresión

La resistencia y estabilidad del SPF supera la presentada por la mayoría de los aisladores existentes en el mercado. Conforme se ilustra en la Figura 2.27, su capacidad individual puede estimarse alrededor de 1500 kips (681 toneladas). Dicha característica es de gran importancia debido a que la componente vertical inducida por un sismo puede incrementar el valor de la carga axial de manera importante. Por tanto deben tenerse en cuenta dichos aspectos durante el proceso de diseño. Earthquake Protective Systems recomienda que los sistemas de aislamiento presenten factores de seguridad en compresión de al menos dos veces cuando se presente el desplazamiento máximo

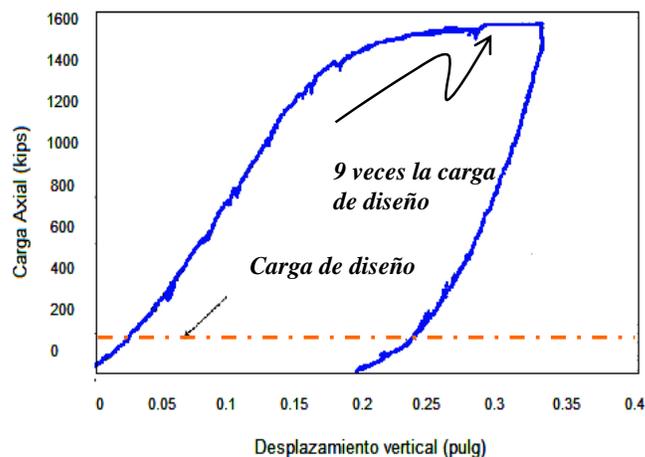


Figura 2.27 Prueba de carga axial ante un desplazamiento de 11 pulgadas (EPS)

2.3.2 Rigidez en compresión

El SPF presenta una rigidez en compresión que es de 7 a 10 veces mayor que la de los aisladores elastoméricos. Esto es de suma importancia, ya que a diferencia de los aisladores elastoméricos, el SPF mantiene su integridad ante incrementos importantes de desplazamiento lateral.

Otro de los aspectos relacionados a la rigidez en compresión es el periodo de vibración vertical, ya que para sistemas relativamente flexibles pueden presentarse problemas de amplificación en la componente vertical. El periodo de vibración vertical para el SPF es aproximadamente de 0.03 segundos, mientras que para un sistema elastomérico comparable este valor oscila alrededor de 0.1 segundos. Lo anterior conduce a un mayor margen de seguridad en el SPF.

2.3.3 Efectos de temperatura.

Representan uno de los aspectos de mayor incidencia en la rigidez de los sistemas de aislamiento. A bajas temperaturas los sistemas de aislamiento incrementan su rigidez mientras que para altas temperaturas sucede lo contrario. Earthquake Protective Systems establece ciertas recomendaciones de diseño relacionadas con este fenómeno, donde se enfatiza la importancia de utilizar propiedades del sistema que se basen en pruebas experimentales realizadas con especímenes a escala natural y bajo temperaturas similares al sitio de construcción.

Las pruebas realizadas han demostrado que dicho fenómeno incide directamente en el coeficiente de fricción y que a medida que la temperatura cambia el coeficiente lo hace de manera inversa. Esto impacta tanto la rigidez efectiva como el periodo efectivo del sistema de aislamiento.

2.3.4 Requerimientos instalación.

A continuación se mencionan algunas de las ventajas que ofrece el SPF cuando se le compara con aisladores elastoméricos:

1. No requiere de placas base para su colocación por lo que sus costos de instalación y mano de obra son menores.
2. Es un sistema con una gran rigidez vertical por lo que las deflexiones ocurridas durante un proceso de rehabilitación son mínimas evitando daños en otros elementos estructurales.
3. La superficie de deslizamiento puede colocarse tanto en la parte inferior como en la parte superior del sistema logrando disminuir los efectos de inestabilidad ($P-\Delta$) así como las fuerzas transmitidas a la cimentación

Los beneficios de instalación del SPF se han reflejado en el ahorro de millones de dólares en proyectos reales de construcción.

3

Estudios Sobre el Coeficiente de Fricción Óptimo

3.1 ALCANCE

En este capítulo se presenta un estudio paramétrico enfocado a determinar el coeficiente de fricción óptimo para el diseño de estructuras aisladas mediante el Sistema Péndulo de Fricción y ubicadas en la costa del Estado de Guerrero. Para el desarrollo del presente estudio se utilizó un criterio similar al propuesto por (Jangid 2004), el cual consiste en establecer una serie de valores para el coeficiente de fricción dinámico (ver Tabla 3.1) con el propósito de estudiar su efecto en las demandas de aceleración en la estructura y de desplazamiento en el sistema de aislamiento inducidas por sismos de gran intensidad. A diferencia de Jangid, en esta tesis se hace explícita la influencia que el radio de curvatura tiene en la respuesta del sistema aislado.

La selección de los parámetros bajo estudio se relaciona directamente con la respuesta tanto de la estructura como del sistema de aislamiento. Esto es, mientras que valores pequeños de μ reducen el nivel de aceleración de azotea, lo que sería deseable en términos de los contenidos; un nivel bajo de fricción resulta en valores inaceptablemente altos para el desplazamiento asociado al sistema de aislamiento. Es importante mencionar que existen diversos aspectos, tanto arquitectónicos como de funcionamiento, que limitan dicho desplazamiento; algunos de estos se ilustran en las Figuras 3.1 y 3.2. Respecto a los valores del radio de curvatura (ver Tabla 3.2); estos se establecieron de tal manera que se obtuvieran periodos de vibración para el sistema aislado dentro de un rango de 1.5 a 3 segundos.

Con base en lo planteado hasta el momento, se busca el menor valor posible de coeficiente de fricción para el cual la demanda lateral de desplazamiento en el sistema de aislamiento caiga dentro de un rango que no provoque problemas de funcionamiento en la estructura aislada, tal como se ilustra en la Figura 3.3. Esto permitiría reducir al máximo los niveles de aceleración para proteger los contenidos y hacer posible la operación inmediata de los sistemas estructural y no estructural después de un sismo severo.

Tabla 3.1 Coeficientes utilizados

Coeficiente de fricción Dinámico
μ [.03, .05, .10, .15, .20, .25]

Tabla 3.2 Radios de curvatura

Radio de Curvatura (cm.)				
<i>R</i>	50	100	200	400
<i>T(seg)</i>	1.4	2	2.8	4

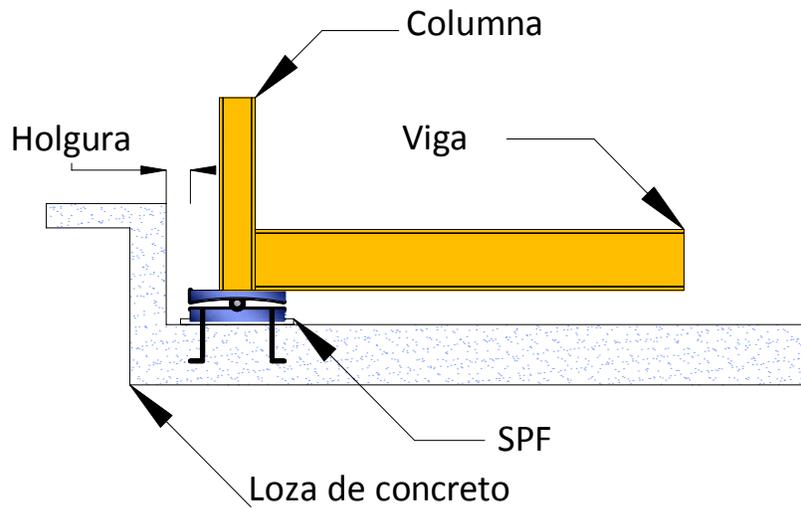


Figura 3.1 Limitaciones arquitectónicas para el desplazamiento máximo en el sistema de aislamiento

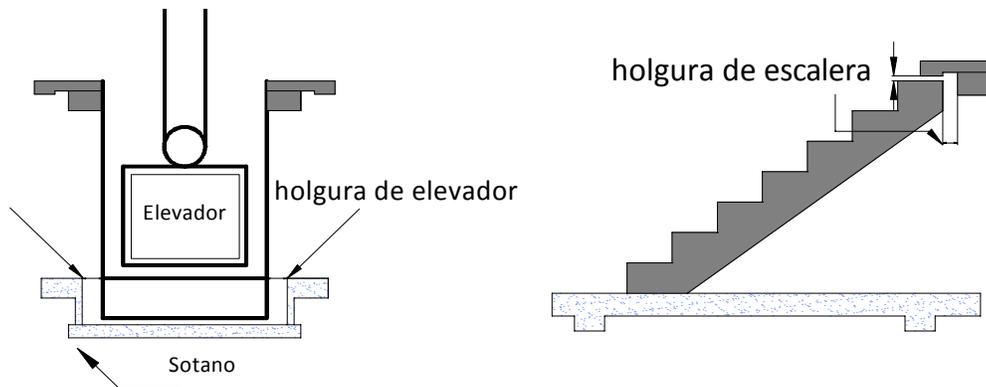


Figura 3.2 Limitantes de elementos no estructurales para el desplazamiento máximo.

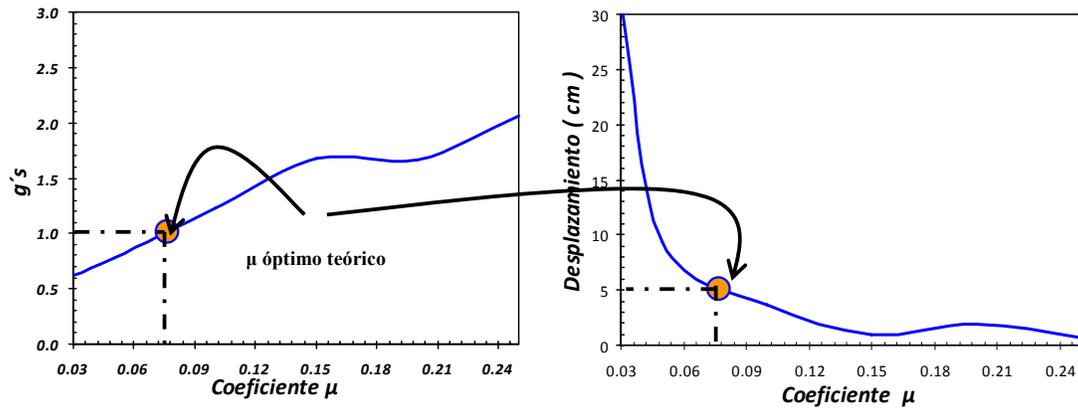


Figura 3.3 Demandas de aceleración y desplazamiento

Para el estudio reportado se utilizaron varios acelerogramas registrados durante eventos de magnitud de 8.1 en estaciones distribuidas a lo ancho del Estado de Guerrero. Dichos registros se obtuvieron de la Base Mexicana de Datos de Sismos Fuertes de la Sociedad Mexicana de Ingeniería Sísmica. Se utilizó la componente Este-Oeste de cada registro, lo que implica que no se consideraron efectos de aceleración vertical, torsión y bi-direccionalidad. Cabe señalar que los registros fueron filtrados y corregidos con la ayuda del programa seismosignal. Lo anterior se debe a que los registros exhiben descompensación por línea base, la cual se hace evidente al integrar dos veces el registro para obtener los desplazamientos del terreno, además de ser escalados linealmente a una aceleración máxima de 630 cm/s^2

Tomando en cuenta que la respuesta de todo sistema estructural y sobre todo en estructuras con aislamiento de base depende de muchas variables, se establecieron las siguientes hipótesis: A) Comportamiento elástico en la estructura, con lo cual no se considera amortiguamiento adicional proporcionado por la histéresis de los elementos estructurales, y B) Invariabilidad en el coeficiente de fricción producto de la variación en la velocidad y temperatura desarrollados durante los ciclos de carga.

3.2 MODELOS ESTRUCTURALES

3.2.1 Modelos con dos niveles

Se consideraron tres marcos tridimensionales con diferentes niveles de rigidez lateral, de tal manera que se contara con tres tipos de modelos estructurales: rígidos, convencionales y flexibles. El criterio utilizado para clasificar a los modelos según su rigidez atiende la relación propuesta por (Muriá y González 1995) la cual establece que el periodo de una estructura de ciertas características estructurales, como son los marcos resistentes a momento, puede estimarse mediante la siguiente Ecuación:

$$T_s = 0.1 N$$

donde N representa el número de niveles en la estructura y T_s el periodo que tendría la estructura si se desplanta sobre base rígida. Se considera que una estructura es rígida si su periodo sobre base rígida es aproximadamente igual a $0.05N$ y valores de $0.1N$ y $0.2N$ para estructuras convencionales y flexibles, respectivamente.

Mientras que las Figuras 3.4 y 3.5 muestran las características geométricas de los modelos utilizados para el estudio, la Tabla 3.3 resume sus propiedades dinámicas.

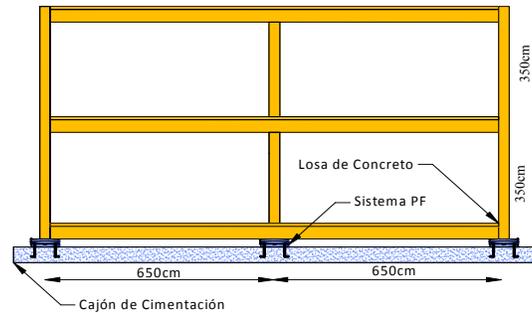


Figura 3.4 Vista en elevación modelo 2 niveles

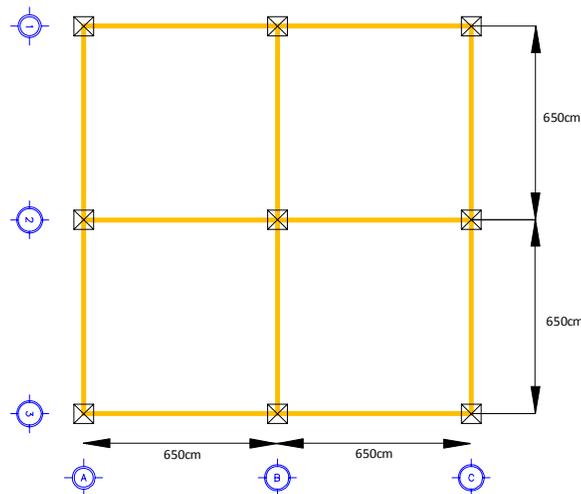


Figura 3.5 Vista en planta modelo 2 niveles

Tabla 3.3 Propiedades dinámicas modelo 2 niveles

Modelo	Periodo Base
	Rígida
<i>Rígido</i>	0.148 (s)
<i>Convencional</i>	0.236 (s)
<i>Flexible</i>	0.557(s)

3.2.2 Modelos con cuatro niveles

Para los modelos de cuatro niveles se realizaron las mismas consideraciones, tanto en lo que se refiere a las dimensiones geométricas como al criterio utilizado para clasificar su rigidez. La Figura 3.6 muestra la geometría utilizada en elevación (la vista en planta es la mostrada en la Figura 3.5). La Tabla 3.4 muestra las propiedades dinámicas de los tres modelos de cuatro pisos.

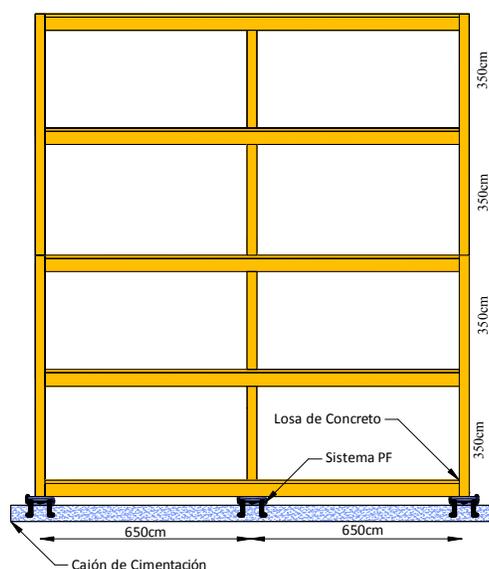


Figura 3.6 Vista en elevación modelo 4 niveles

Tabla 3.4 Propiedades dinámicas modelo 4 niveles

Modelo	Periodo Base Rígida
<i>Rígido</i>	0.267 (s)
<i>Convencional</i>	0.423 (s)
<i>Flexible</i>	0.813(s)

3.3 EXCITACIONES SÍSMICAS

3.3.1 Selección de estaciones

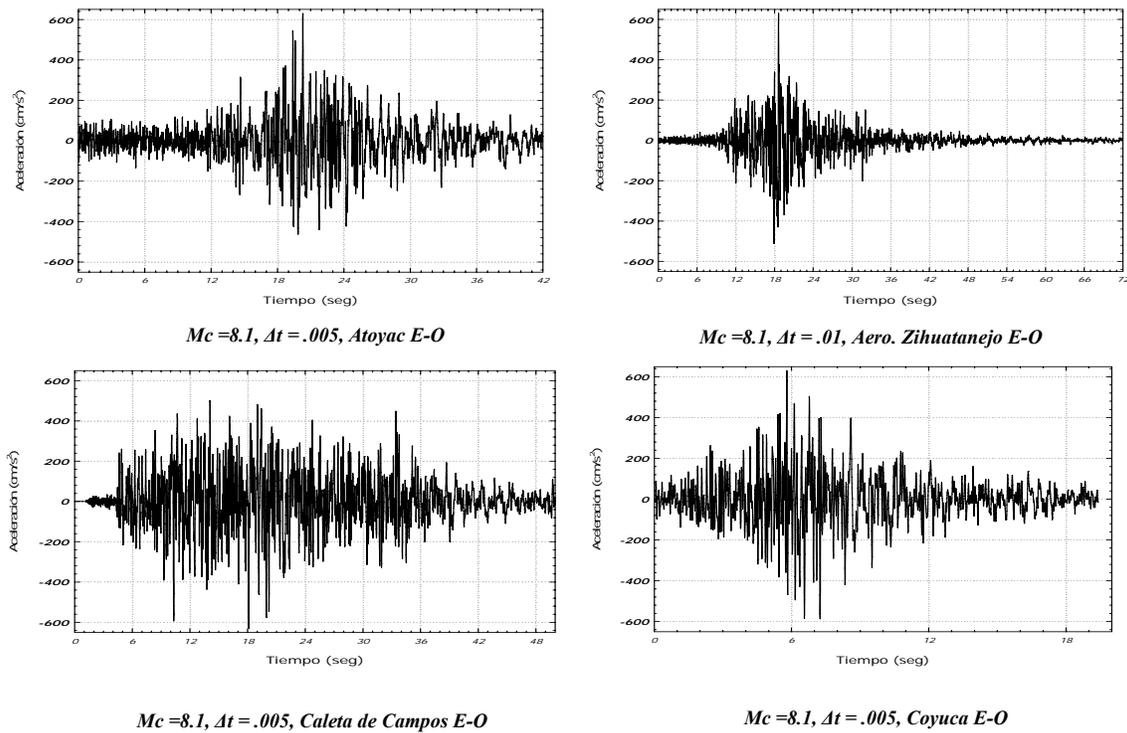
La selección de las estaciones empleadas para el estudio juega un papel fundamental para el desarrollo del mismo. Por tanto, los registros deben reflejar las condiciones del sitio en el que son medidos y ser congruentes con los estudios sismológicos realizados.

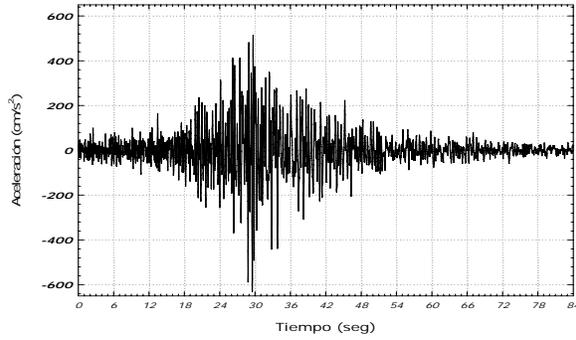
Como se ha mencionado, las estaciones consideradas se encuentran distribuidas a lo largo de la región costera y zona central del Estado de Guerrero, tal como se ilustra en la Figura 3.7.



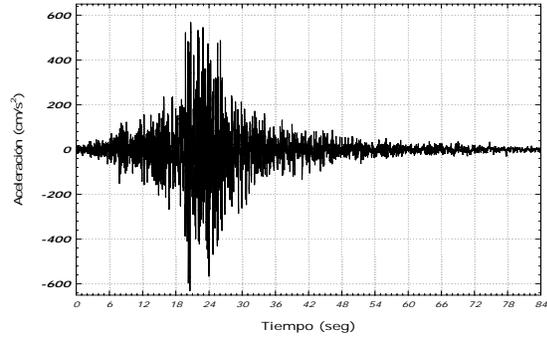
Figura 3.7 Ubicación de las estaciones W consideradas

La Figura 3.8 muestra los registros de terreno firme considerados para el desarrollo del presente trabajo.

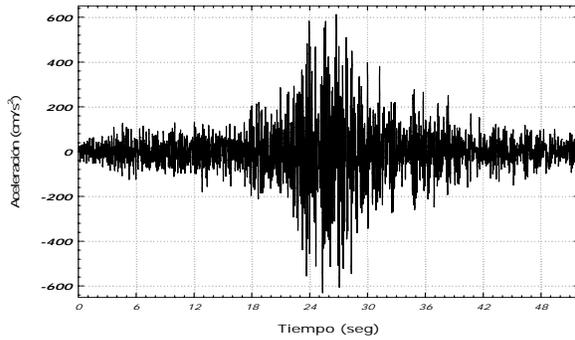




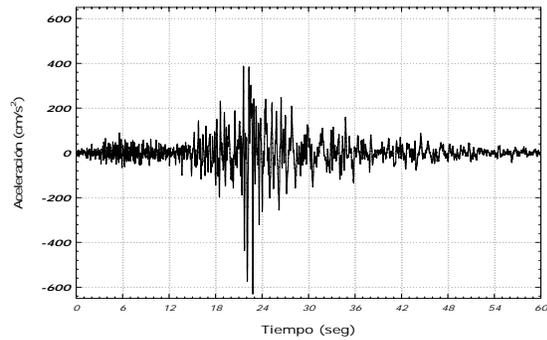
Mc = 8.1, At = .01, Cerro de Piedra E-O



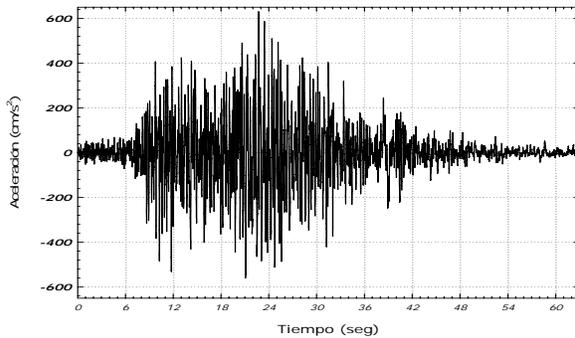
Mc = 8.1, At = .01, El Ocotito E-O



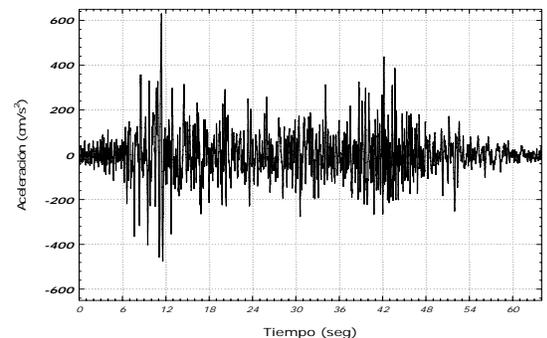
Mc = 8.1, At = .01, Papanao E-O



Mc = 8.1, At = .01, El Paraiso E-O



Mc = 8.1, At = .01, El Suchil E-O



Mc = 8.1, At = .005, La Unión E-O

Figura 3.8 Acelerogramas utilizados para el estudio

La Tabla 3.5 resume algunas de las características asociadas a cada registro. Se incluye la fecha en que ocurrió el evento, la magnitud de mismo, la componente registrada, la estación de registro, y la tasa de muestreo. Cabe mencionar que los registros fueron escalados a una aceleración máxima de 630 cm/seg^2 , la cual corresponde a un periodo de retorno de 475 años según la curva de peligro sísmico para el Estado de Guerrero (ver Figura 1.12).

Tabla 3.5 Acelerogramas utilizados en la región de suelo firme

Registro	Fecha	Mc	Componente	Estación	At	No de datos								
S_1	19/09/85	8.1	Este-Oeste	Atoyac	.005	8422								
			Norte-Sur											
S_2			Este-Oeste	Aeropuerto Zihuatanejo			.01	7264						
			Norte-Sur											
S_3			Este-Oeste	Caleta de campos					.005	10120				
			Norte-Sur											
S_4			Este-Oeste	Coyuca							.005	3882		
			Norte-Sur											
S_5			Este-Oeste	Cerro de piedra									.01	2563
			Norte-Sur											
S_6	Este-Oeste	El Ocotito	.01	8595										
	Norte-Sur													
S_7	Este-Oeste	Papanoa			.01	8929								
	Norte-Sur													
S_8	Este-Oeste	El Paraíso					.01	10569						
	Norte-Sur													
S_9	Este-Oeste	El Suchil							.005	6003				
	Norte-Sur													
S_{10}	Este-Oeste	La Unión									.005	12578		
	Norte-Sur													

Las Figuras 3.9 a 3.12 muestran espectros elásticos de pseudo-aceleración y pseudo-desplazamiento para cada uno de los registros considerados anteriormente y diferentes porcentajes de amortiguamiento crítico. Además, se muestran medidas estadísticas de los espectros como lo son el espectro medio, y los espectros medio más y menos una desviación estándar.

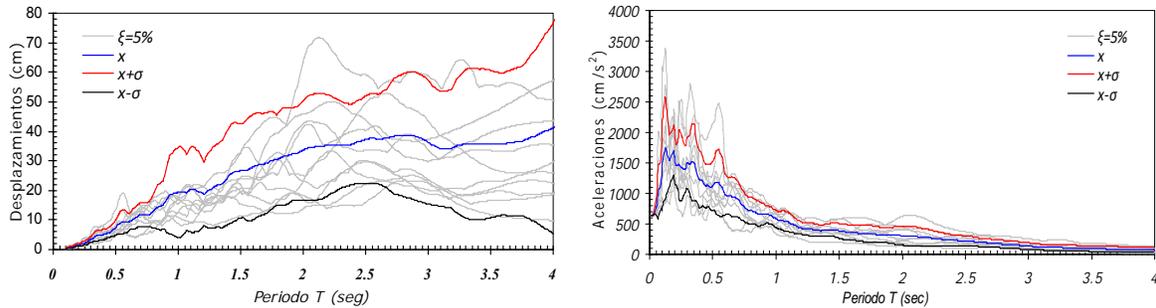


Figura 3.9 Espectros de respuesta para $\zeta = 5\%$

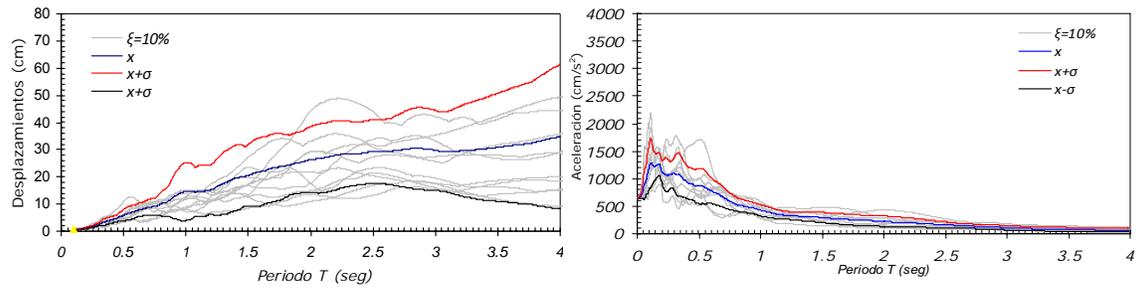


Figura 3.10 Espectros de respuesta para $\zeta = 10\%$

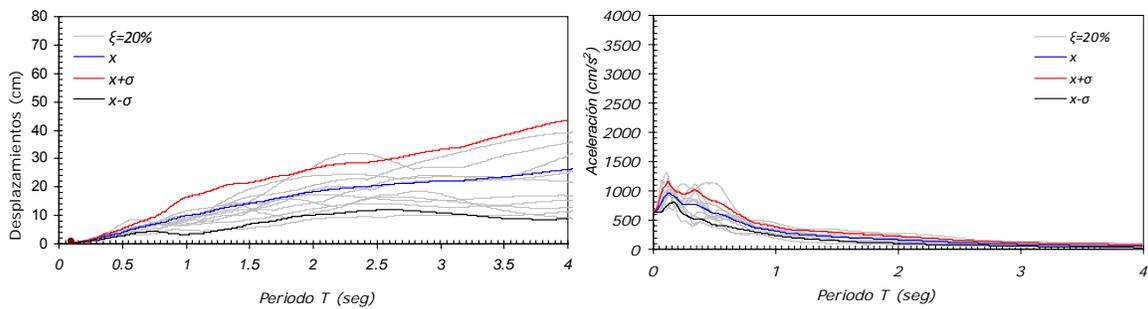


Figura 3.11 Espectros de respuesta para $\zeta = 20\%$

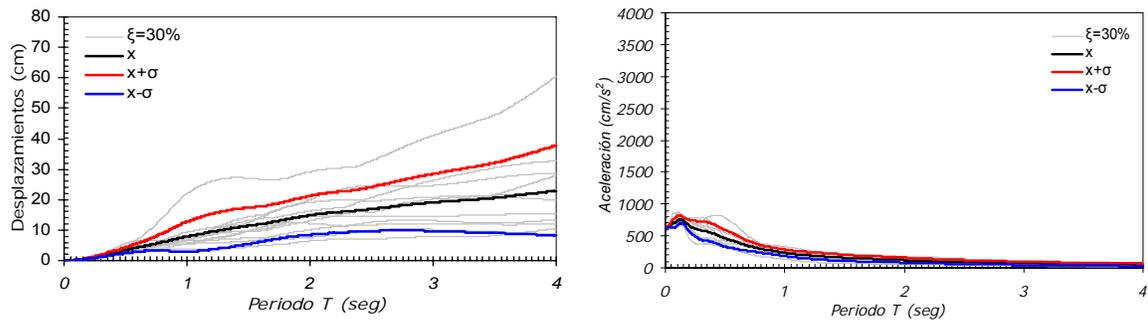


Figura 3.12 Espectros de respuesta para $\zeta = 30\%$

La Figura 3.13 resume los espectros elásticos mostrados anteriormente. Se muestran los valores medios tanto de pseudo-aceleración como de pseudo-desplazamiento para cada uno de los niveles de amortiguamiento bajo consideración. Los espectros son un indicador del nivel de respuesta esperado tanto en la estructura como en el sistema de aislamiento.

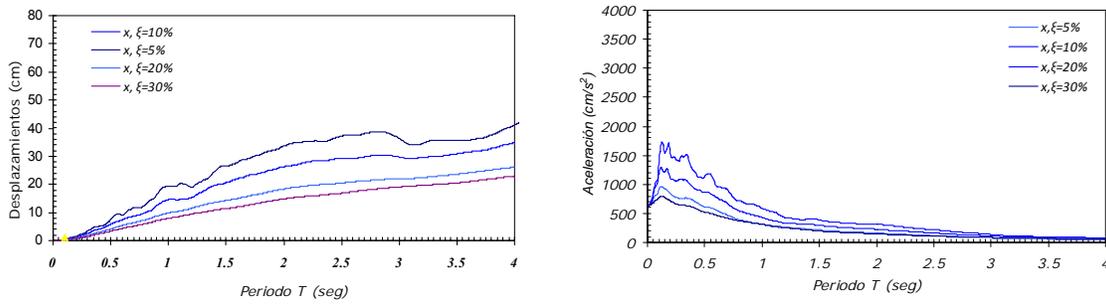
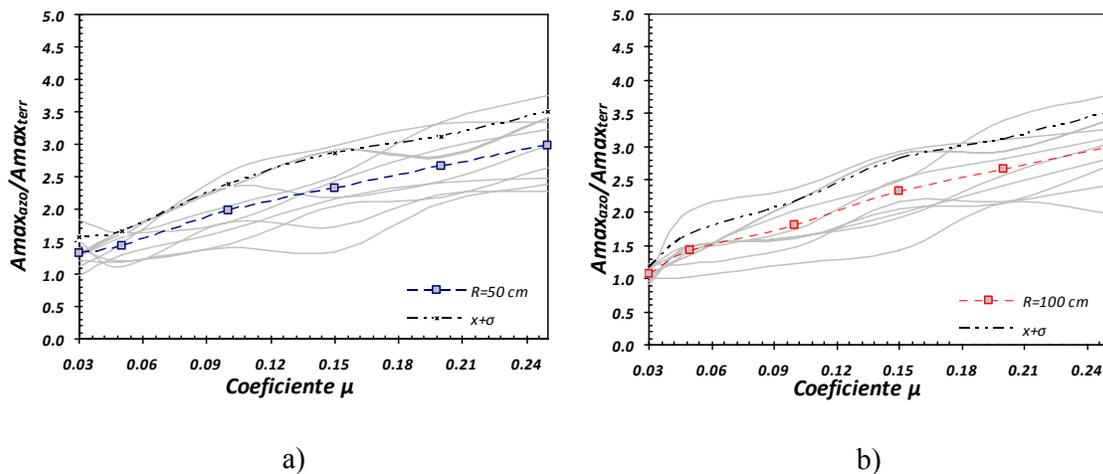


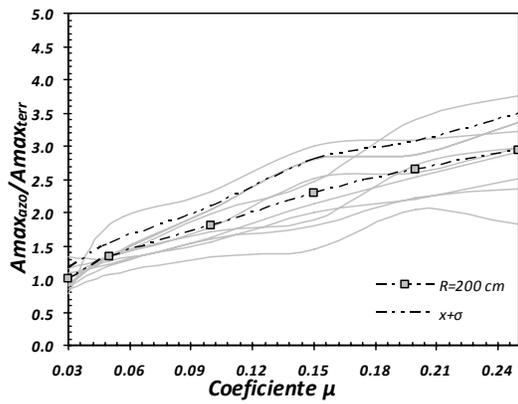
Figura 3.13 a) Valores medios de Pseudo-desplazamiento y b) Valores medios de Pseudo-aceleración.

3.4 ESTUDIO PARAMÉTRICO

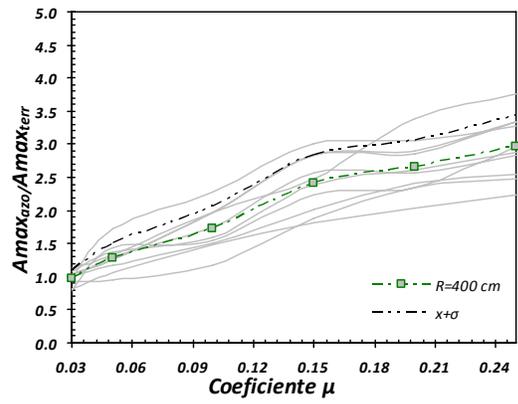
3.4.1 Modelo de 2 Niveles

Las Figuras 3.14, 3.15 y 3.16 muestran la variación de la demanda máxima de aceleración absoluta de azotea con respecto al valor del coeficiente de fricción, para los modelos convencional, flexible y rígido, respectivamente. Note que en las gráficas se presenta la aceleración absoluta normalizada por la aceleración máxima del terreno, y que se utiliza la aceleración absoluta (no la relativa) porque este es el nivel de aceleración que afecta el desempeño de los contenidos. La Figura 3.17 compara la historia de aceleraciones (absoluta contra relativa) para la azotea de uno de los modelos sujeto al acelerograma registrado en Caleta de Campos. Note que el nivel de aceleración absoluta es menor que el nivel de aceleración relativa, hecho que se refleja en la comparación entre estos dos valores para casi todas las corridas llevadas a cabo como parte del estudio.



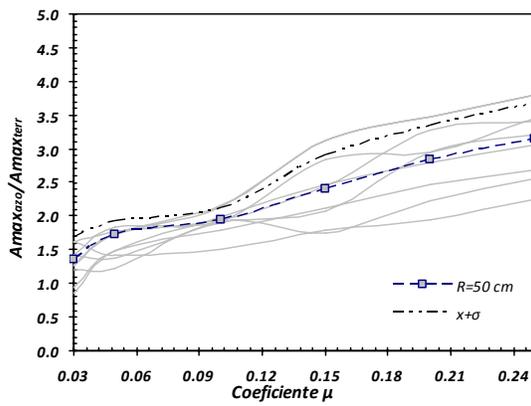


c)

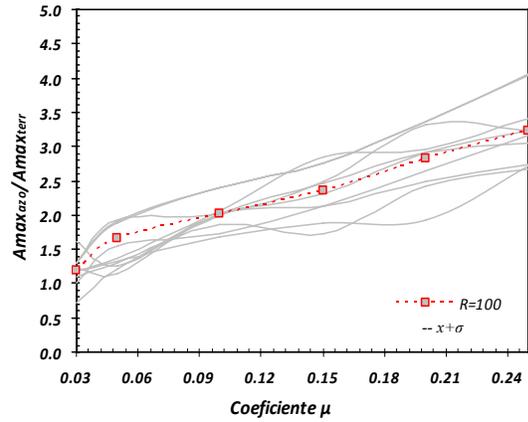


d)

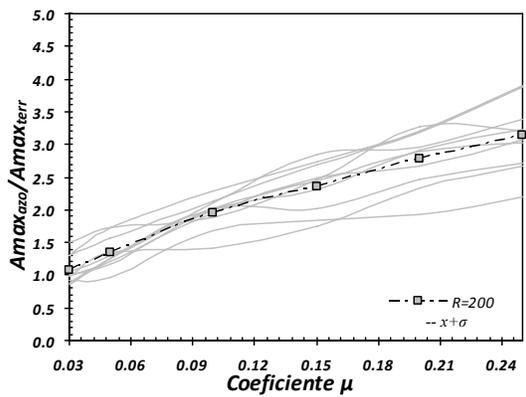
Figura 3.14 Aceleración Máxima Convencional 2 niveles



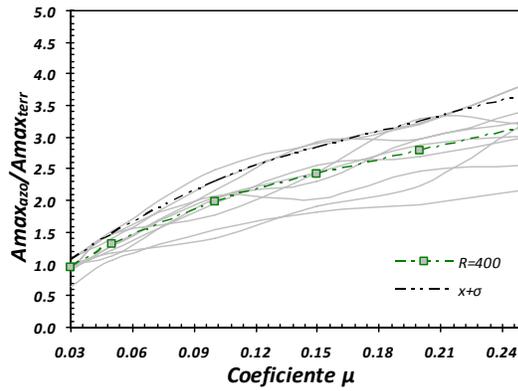
a)



b)



c)



d)

Figura 3.15 Aceleración Máxima Flexible 2 niveles

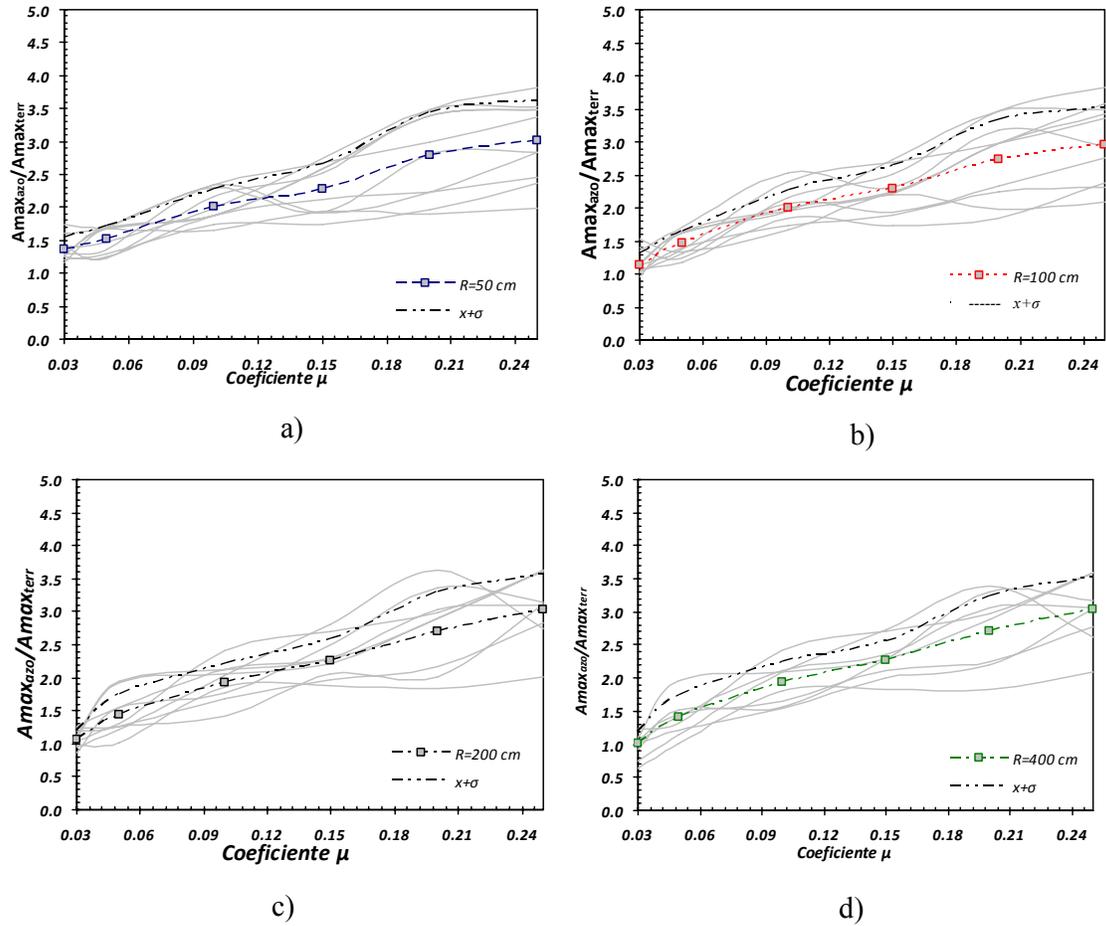


Figura 3.16 Aceleración Máxima Rígida 2 niveles

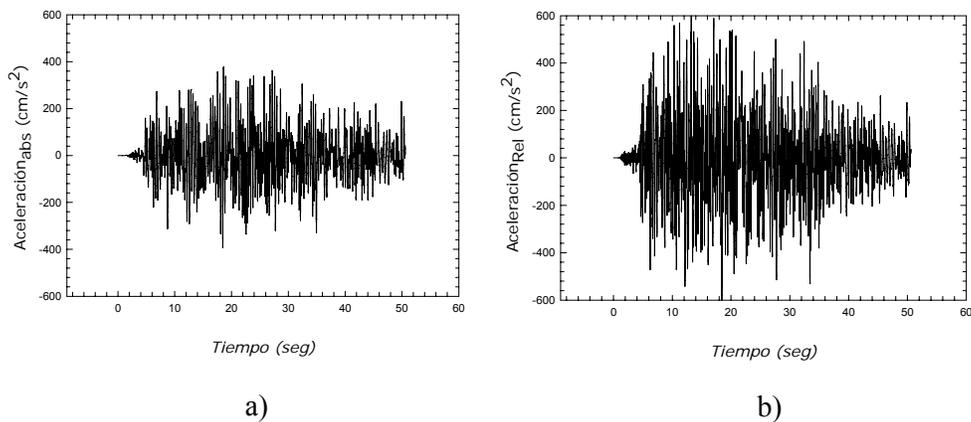
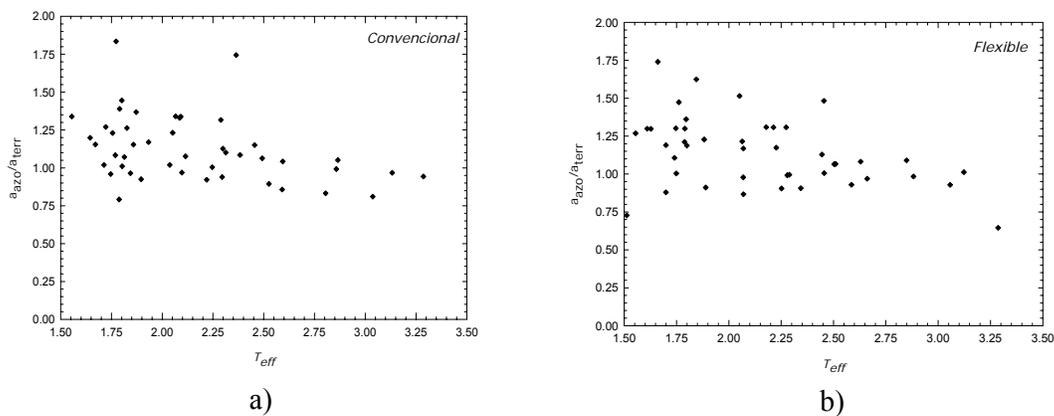


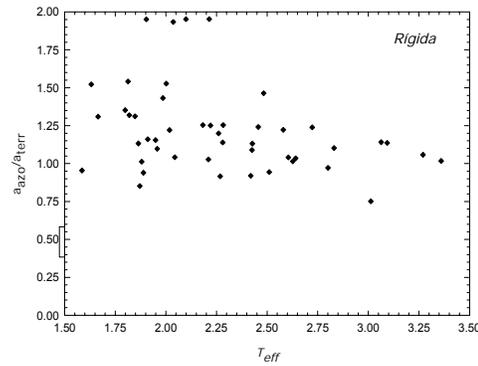
Figura 3.17 a) Aceleración absoluta de azotea y b) Aceleración relativa de azotea

Puede observarse en las Figuras que las demandas de aceleración en la azotea pueden llegar a incrementarse sustancialmente respecto a los valores de aceleración máxima registrados al nivel del terreno. Es claro que un incremento en el coeficiente de fricción de 0.03 a 0.25 resulta en incrementos sustanciales en los niveles de aceleración de azotea, que llegan a alcanzar factores cercanos a tres y medio veces la aceleración máxima del terreno. Note que un valor muy alto del coeficiente de fricción correspondería prácticamente a una condición de base rígida. Ante los niveles de amplificación de aceleración mostrados para valores altos de coeficiente de fricción, es muy poco probable que pueda garantizarse un desempeño adecuado para los contenidos presentes en estructuras esenciales.

Por el contrario, para coeficientes de fricción cercanos al 3% es posible observar niveles de aceleración de azotea que son comparables a los niveles de aceleración observados a nivel de terreno. Incluso es posible observar para algunos casos de-amplificación de la aceleración. En particular, la de-amplificación es notoria en las gráficas para radios de curvatura iguales o mayores que 200 cm, y esto incluye a los tres tipos de modelos bajo consideración. Mientras mayor es el radio de curvatura, menor la fuerza auto-centrante del sistema y por tanto, menor la oposición del sistema de aislamiento a desplazarse, lo que resulta en un sistema más flexible que disminuye la transmisibilidad de los efectos sísmicos a la estructura.

Otro factor importante es la relación de frecuencias del sistema de aislamiento y de la superestructura. De acuerdo a la teoría lineal de análisis para un sistema aislado, se espera que una reducción en el cociente entre la frecuencia del sistema de aislamiento y la correspondiente a la superestructura se refleje en una reducción en el nivel de aceleración esperado en la azotea. La Figura 3.18 presenta para todos los modelos de dos pisos la variación de la aceleración máxima de azotea en función del periodo efectivo del sistema de aislamiento. Note que las graficas obtenidas para el modelo convencional, rígido y flexible son muy parecidas entre sí, lo que parece indicar que la rigidez de la estructura relativa a la del sistema de aislamiento tiene muy poco efecto en las demandas de aceleración de azotea. De hecho, los mayores cocientes de aceleración se presentan para el modelo rígido, lo que indica que, contrario a lo establecido por la teoría lineal, rigidizar la estructura puede resultar contraproducente.





c)

Figura 3.18 a) Amplificación máxima convencional 2 niveles, b) Amplificación máxima flexible 2 niveles y c) Amplificación máxima rígida 2 niveles.

La Figura 3.19 contrasta las demandas máximas de aceleración absoluta de entepiso de cada análisis con los espectros medios de pseudo-aceleración para los movimientos del terreno bajo consideración y diferentes porcentaje de amortiguamiento crítico (5%, 10%, 20% y 30%). Para definir las coordenadas del punto que resume los resultados de una corrida, se estimó para dicha corrida la rigidez efectiva en el sistema de aislamiento:

$$K_{eff} = \frac{F_{MAX}^+ + F_{MIN}^-}{\Delta_{MAX}^+ + \Delta_{MIN}^-} \quad (3.1)$$

donde Δ_{MAX}^+ y Δ_{MAX}^- representan las demandas máximas de desplazamiento lateral en el sistema de aislamiento en direcciones positiva y negativa, respectivamente; y F_{MAX}^+ y F_{MAX}^- son los cortantes basales asociados, respectivamente, a dichas demandas de desplazamiento. Los parámetros requeridos por la Ecuación 3.1 se establecen directamente del ciclo de histéresis obtenido en la corrida para el sistema de aislamiento. A partir de la rigidez efectiva puede establecerse el periodo efectivo de la corrida, el cual corresponde a la abscisa del punto asociado a la corrida. En términos de la ordenada, se normaliza la máxima demanda de aceleración absoluta de azotea entre la máxima aceleración del terreno.

Note que a cada punto se le asocia un porcentaje de amortiguamiento crítico con distintos tonos de gris. Para cada corrida dicho porcentaje se estableció a partir de la Ecuación 2.15. Cabe señalar que los puntos que se incluyen en la Figura 3.19 corresponden a modelos cuyo periodo efectivo se encuentra dentro del intervalo que va de 1.5 a 3 segundos. Estos valores corresponden a coeficientes de fricción de .03 a .05 y radios de curvatura mayores a 100 cm.

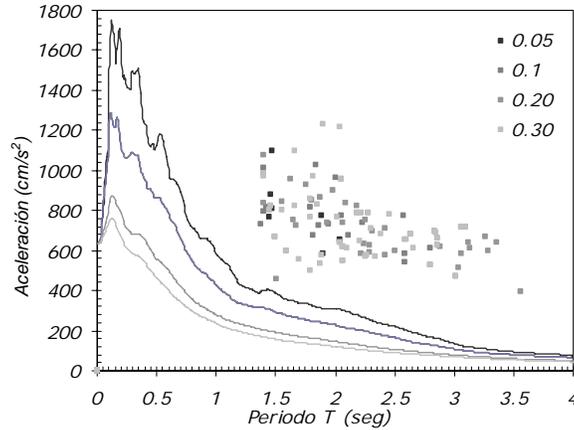


Figura 3.19 Aceleración máxima de azotea Modelos 2 niveles

Es notorio en la Figura 3.19 que los niveles de aceleración de azotea son considerablemente mayores que aquellos que según las ordenadas espectrales les deberían corresponder. Esto es, para un valor dado de periodo efectivo, la ordenada correspondiente a los puntos que resumen los resultados de las corridas es significativamente mayor respecto a la ordenada espectral que le corresponde según su valor de amortiguamiento efectivo. Lo anterior lleva a concluir que la respuesta en términos de aceleración del sistema aislado no queda dominada por el primer modo de vibrar, y que los efectos de los modos superiores son determinantes para establecer el nivel de aceleración de azotea. Note además una ligera tendencia a que las demandas de aceleración se reduzcan con un incremento en el periodo efectivo del sistema. La tasa de reducción de la aceleración es similar a la que se observa en las ordenadas espectrales de los diferentes espectros.

Debido a las tendencias observadas, podría pensarse que un incremento del periodo fundamental del sistema de aislamiento por encima del umbral recomendado de tres segundos resultaría en una solución atractiva. Al respecto, es necesario tener en cuenta que la capacidad auto-centrante del SPF se reduce considerablemente conforme se incrementa el radio de curvatura de los platos.

A pesar de su incapacidad para controlar de manera eficiente los niveles de aceleración en la estructura, no debe dejarse de lado el hecho de que el SPF ofrece algunas ventajas para determinado tipo de estructuras. Aunque evidentemente no resulta en un sistema que deba usarse para aislar cierto tipo de estructuras esenciales, como es el caso de un hospital; es posible pensar en su uso para otro tipo de edificaciones esenciales que no cuentan con contenidos de alto valor económico y susceptibles a la aceleración, como es el caso de una escuela.

De acuerdo a los resultados presentados hasta ahora, minimizar el coeficiente de fricción es la mejor manera de controlar el nivel de aceleración en una estructura aislada con un SPF. Sin embargo, es necesario establecer un umbral mínimo de fricción que sea capaz de controlar el desplazamiento lateral del sistema de aislamiento.

Las Figuras 3.20, 3.21 y 3.22 resumen la dependencia del desplazamiento lateral en el sistema de aislamiento con respecto al coeficiente de fricción, el radio de curvatura, y la

rigidez de la estructura. Es notorio que para coeficientes mayores que 0.05 los desplazamientos no exceden de 10 centímetros. En ciertos casos, el hecho de que el coeficiente de fricción se reduzca con respecto al umbral de 0.05 se ve reflejado en incrementos sustanciales en la demanda de desplazamiento. Tomando en cuenta que en términos de aceleración el mejor coeficiente de fricción es el menor posible, y que en términos de desplazamiento existe un umbral mínimo deseable de 0.05 para dicho coeficiente, es recomendable que los platos que se fabriquen en México para las estructuras desplantadas en el Pacífico Mexicano exhiban coeficientes de fricción cercanos a 0.05. Note que en términos de la demanda de desplazamiento, el radio de curvatura y la rigidez de la estructura no juegan un papel determinante.

Para explicar la poca influencia que se observa en las demandas de desplazamiento para radios de curvatura iguales o mayores que 200 cm, es importante atender la forma de los espectros de pseudo-desplazamiento (ver Figura 3.13a). Note que dichos espectros tienden a crecer linealmente hasta un periodo de 2.5 segundos, tras lo cual tienden a mantener sus ordenadas constantes hasta un periodo de cuatro segundos. Dado que el periodo de los SPF con radio de curvatura igual a 200 cm tienden a oscilar alrededor de 2.5 segundos; un SPF con radio de curvatura igual a 400 cm tendrá un mayor periodo pero demandas de desplazamiento prácticamente iguales. Conforme lo muestran las Figura 3.23, 3.24 y 3.25, lo anterior puede ser claramente observado en los ciclos de comportamiento histerético del aislador central de uno de los modelos.

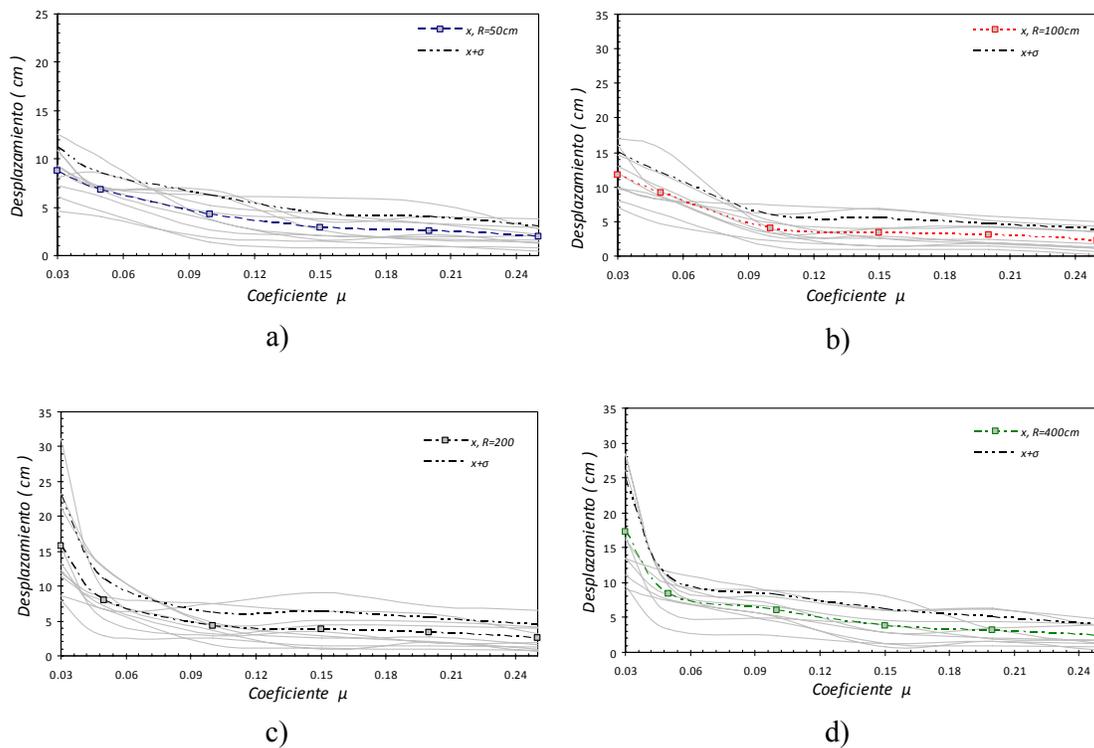


Figura 3.20 Desplazamientos máximos para SPF
(Convencional, 2 niveles)

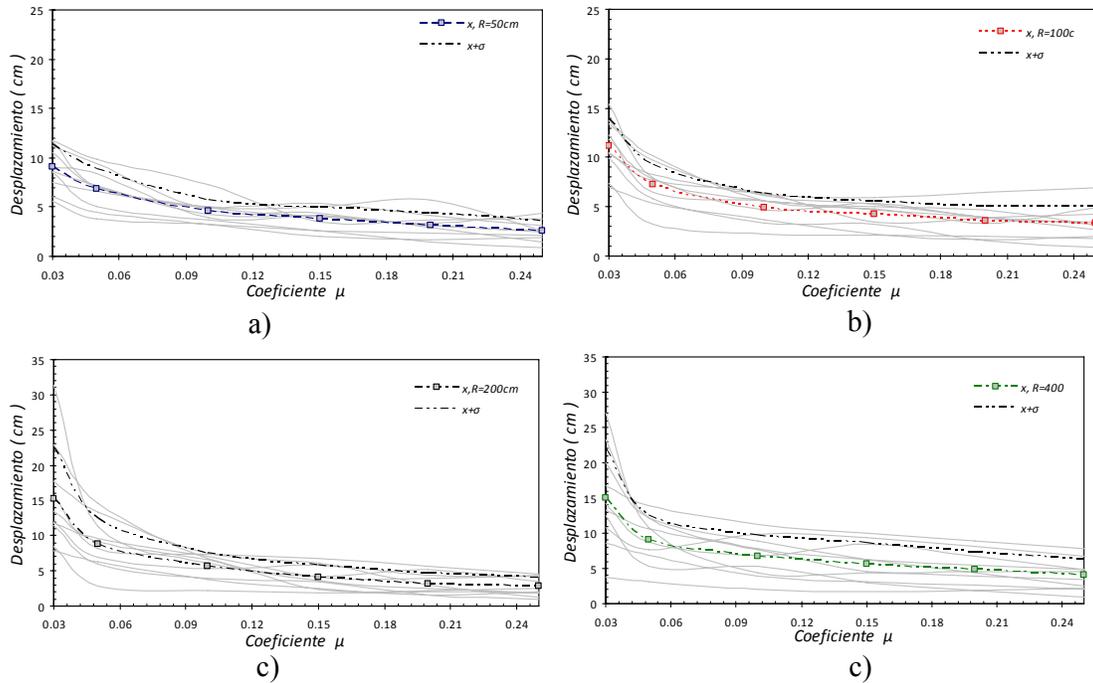


Figura 3.21 Desplazamiento máximo para SPF (Flexible, 2 niveles).

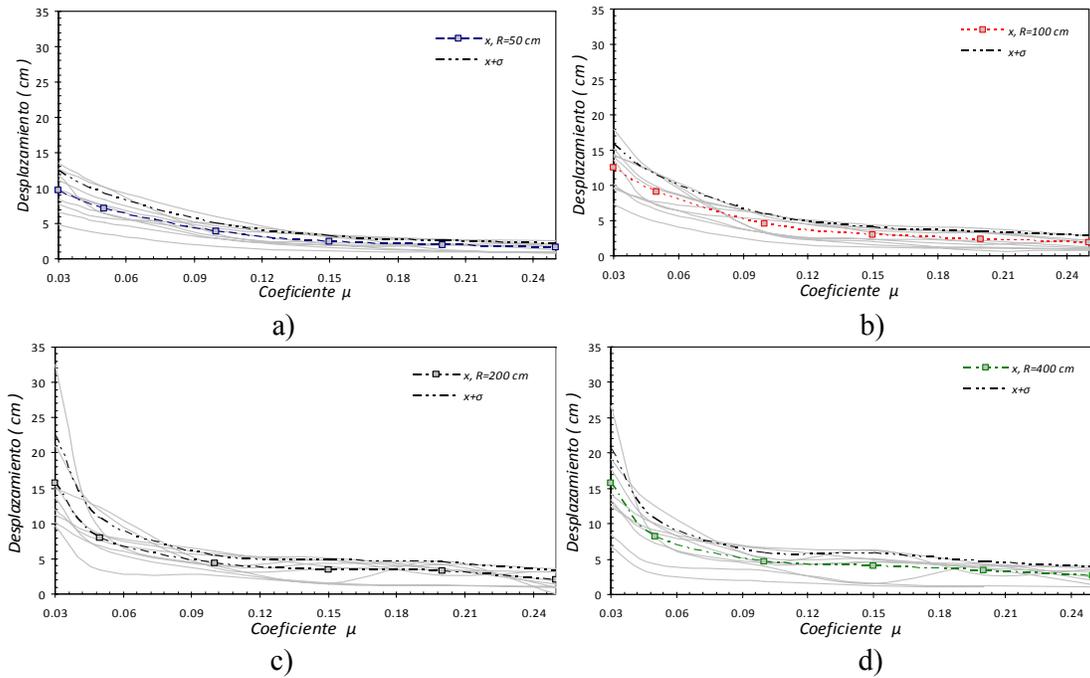


Figura 3.22 Desplazamiento máximo para SPF (Rígido, 2 niveles)

Los ciclos histéricos mostrados en las Figuras 3.23, 3.24 y 3.25 son ilustrativos en el sentido de que se observa claramente que conforme se incrementa el valor del coeficiente de fricción se reduce considerablemente el efecto del aislamiento. Esto es, las Figuras obtenidas para un coeficiente de fricción de 0.25 se asemejan al comportamiento esperado para una estructura

desplantada sobre base rígida, lo que implica un mayor cortante basal y un incremento en las fuerzas transmitidas a la estructura.

Es importante hacer notar que el comportamiento de los SPF se muestra prácticamente independiente de la rigidez de la estructura, cuestión que se vuelve notoria si se observa que las gráficas mostradas en las Figuras 3.23, 3.24 y 3.25 son muy similares entre sí.

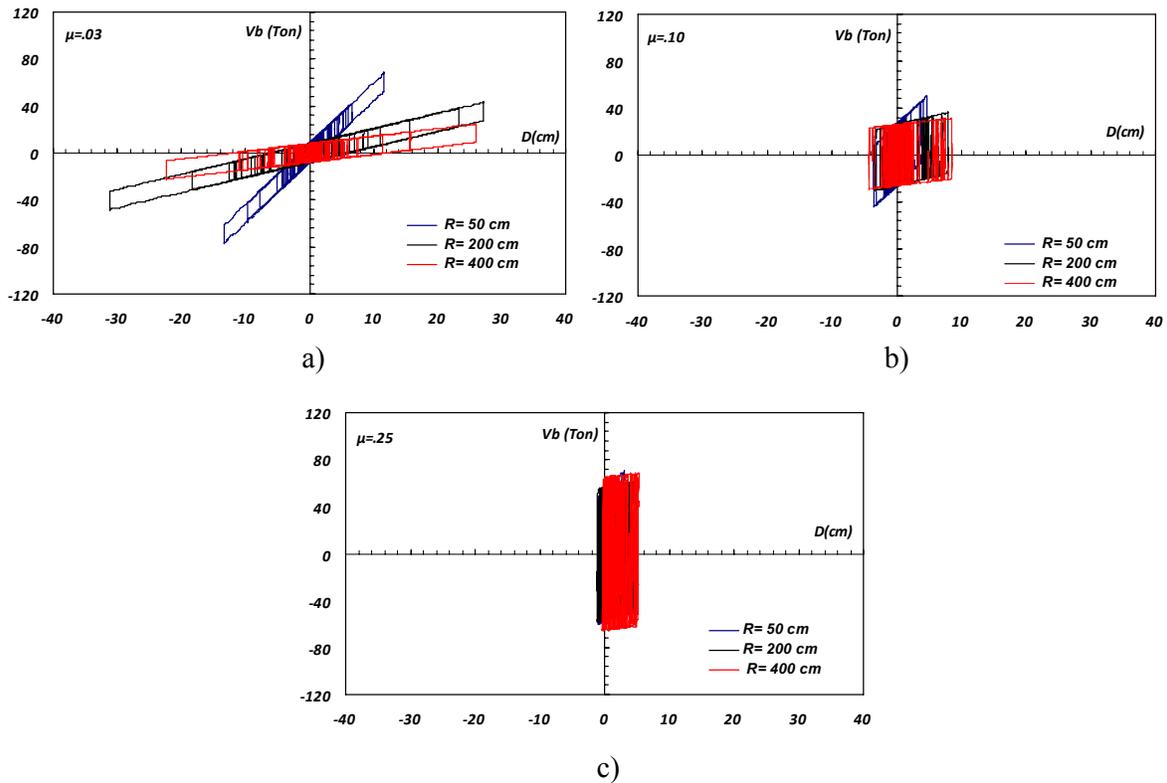
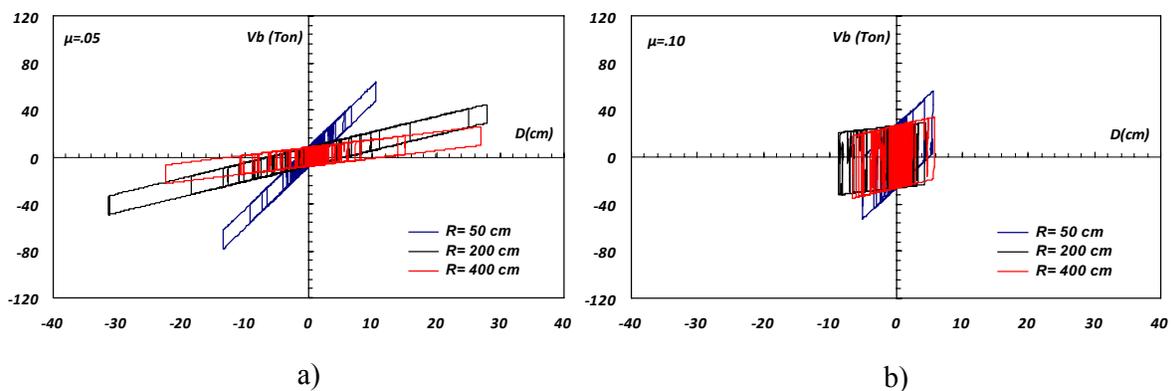
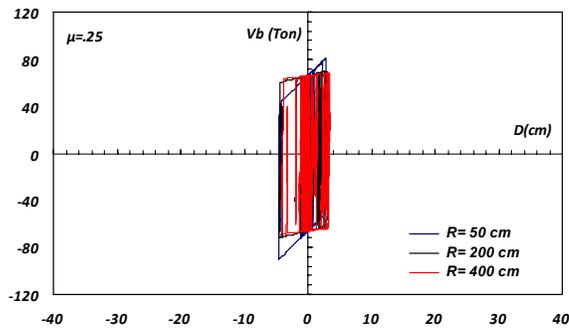


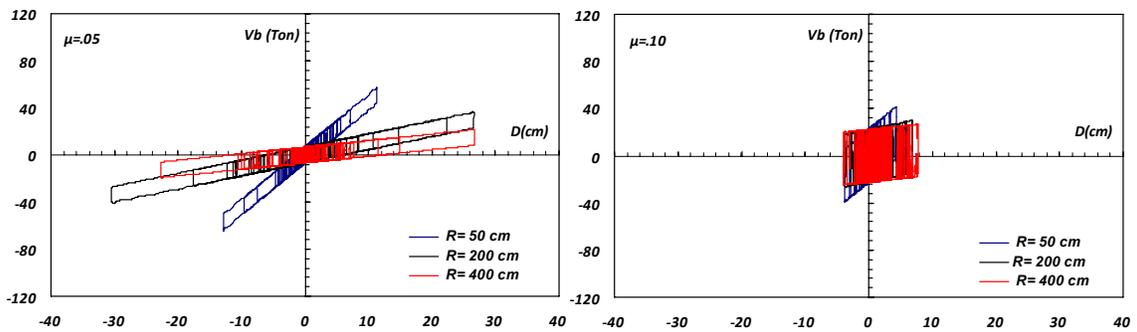
Figura 2.23 Ciclos histéricos para el aislador Eje 2-B (Convencional, 2 niveles)
Registro “Caleta de Campos”





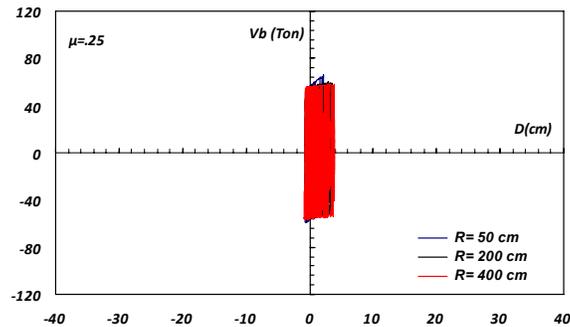
c)

Figura 2.24 Ciclos histeréticos para el aislador Eje 2-B (Flexible, 2 niveles)
Registro “Caleta de Campos”



a)

b)



c)

Figura 3.25 Ciclos histeréticos para el aislador Eje 2-B (Flexible, 2 niveles)
Registro “Caleta de Campos”

Conforme se muestra en las Figuras 3.23a, 3.24a y 3.25a, el radio de curvatura influye de manera importante en las demandas de fuerza y desplazamiento en el sistema de aislamiento cuando la fricción es “pequeña”. Lo contrario sucede cuando el coeficiente de fricción es “grande” (ver Figuras 3.23c, 3.24c y 3.25c).

La Figura 3.26 contrasta las demandas máximas de desplazamiento en el sistema de aislamiento con los espectros medios de pseudo-desplazamiento para los movimientos del terreno bajo consideración y diferentes porcentaje de amortiguamiento crítico.

Note que para sistemas con periodo cercano a 1.5 segundos, la demanda de desplazamiento en el sistema de aislamiento esta cercano a la mitad del que según el espectro le correspondería. Conforme el periodo se incrementa, la demanda de desplazamiento en el SPF se acerca considerablemente a la ordenada espectral, de tal manera que para un periodo de 3 segundos ambos valores prácticamente coinciden. Es de interés notar que la tendencia descrita en este párrafo alrededor de la Figura 3.26 es muy similar a la obtenida por Zayas experimentalmente, la cual se muestra en la Figura 2.15b.

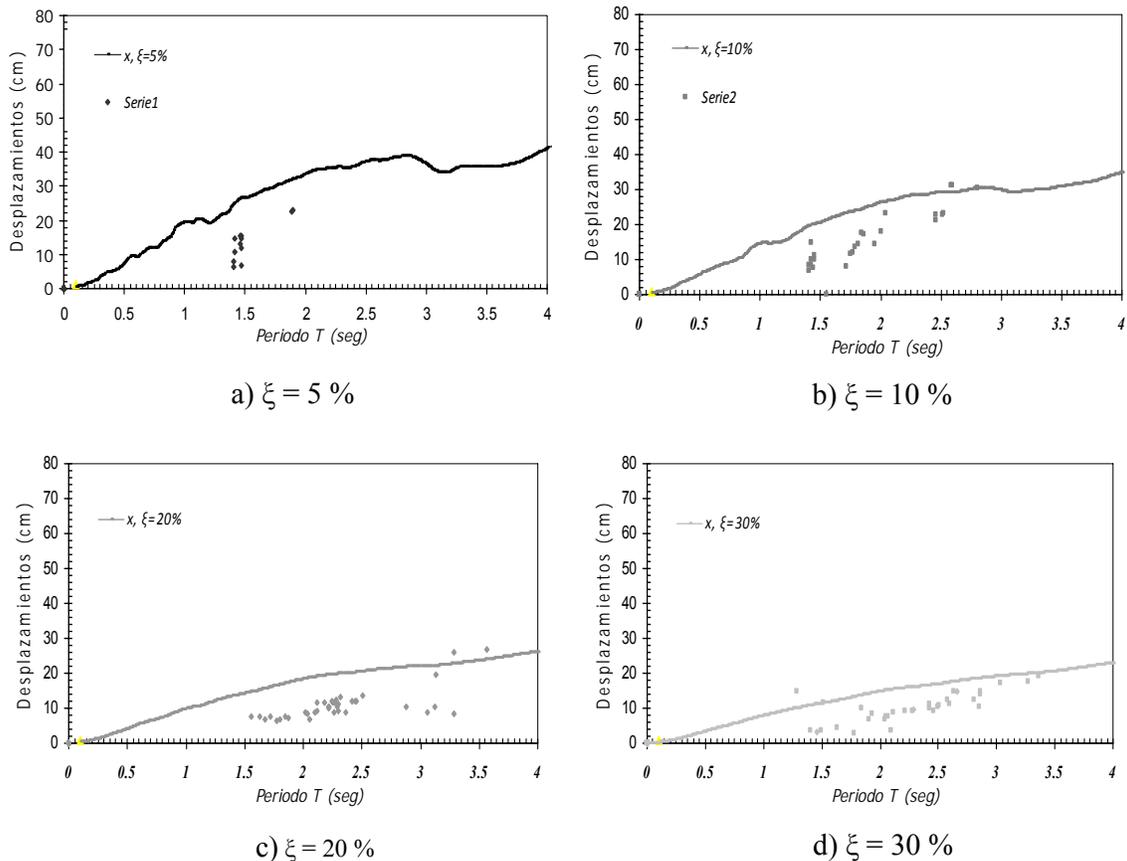


Figura 3.26 Desplazamientos para distintos porcentajes amortiguamiento.

Otro de los factores importantes respecto a los SPF está relacionado con el fenómeno de auto-centrado. Aunque se considera que los SPF exhiben una capacidad adecuada de auto-centrado, es importante cuidar que los parámetros utilizados para su diseño promuevan dicha propiedad. Hasta el momento se ha hecho hincapié en una serie de rangos óptimos para el radio de curvatura y el coeficiente de fricción con el objeto de controlar simultáneamente las demandas de desplazamiento del sistema de aislamiento y de aceleración de azotea.

En términos del radio de curvatura, se observó con la ayuda de la Figura 3.18, que un mayor radio resulta en un mayor periodo efectivo para el sistema de aislamiento, que en turno se ve reflejado en menores niveles de aceleración. A estas alturas surge la pregunta de si es conveniente usar radios de curvatura muy grandes con el fin de reducir los niveles de aceleración en la azotea de un edificio aislado con SPF. La Figura 3.27 aporta elementos para responder dicha pregunta al graficar, para diferentes coeficientes de fricción, la historia de desplazamientos en el sistema de aislamiento para el movimiento registrado en Caleta de Campos. En particular, la Figura 3.27a muestra que para valores pequeños de coeficiente de fricción, el sistema de aislamiento exhibe la capacidad de auto-centrarse, aun para un radio de curvatura de cuatro metros. En cuanto a coeficientes de fricción altos, la Figura 3.27 muestra la incapacidad de auto-centrado del SPF, particularmente conforme se incrementa el radio de curvatura de los platos.

Dado que aquí se ha recomendado utilizar coeficientes de fricción bajos (con el detalle de no rebasar un umbral mínimo para hacer posible el control del desplazamiento lateral en el sistema de aislamiento), la Figura 3.27a sugiere que sería válido estudiar el uso de radios de curvatura grandes con el fin de reducir los niveles de aceleración.

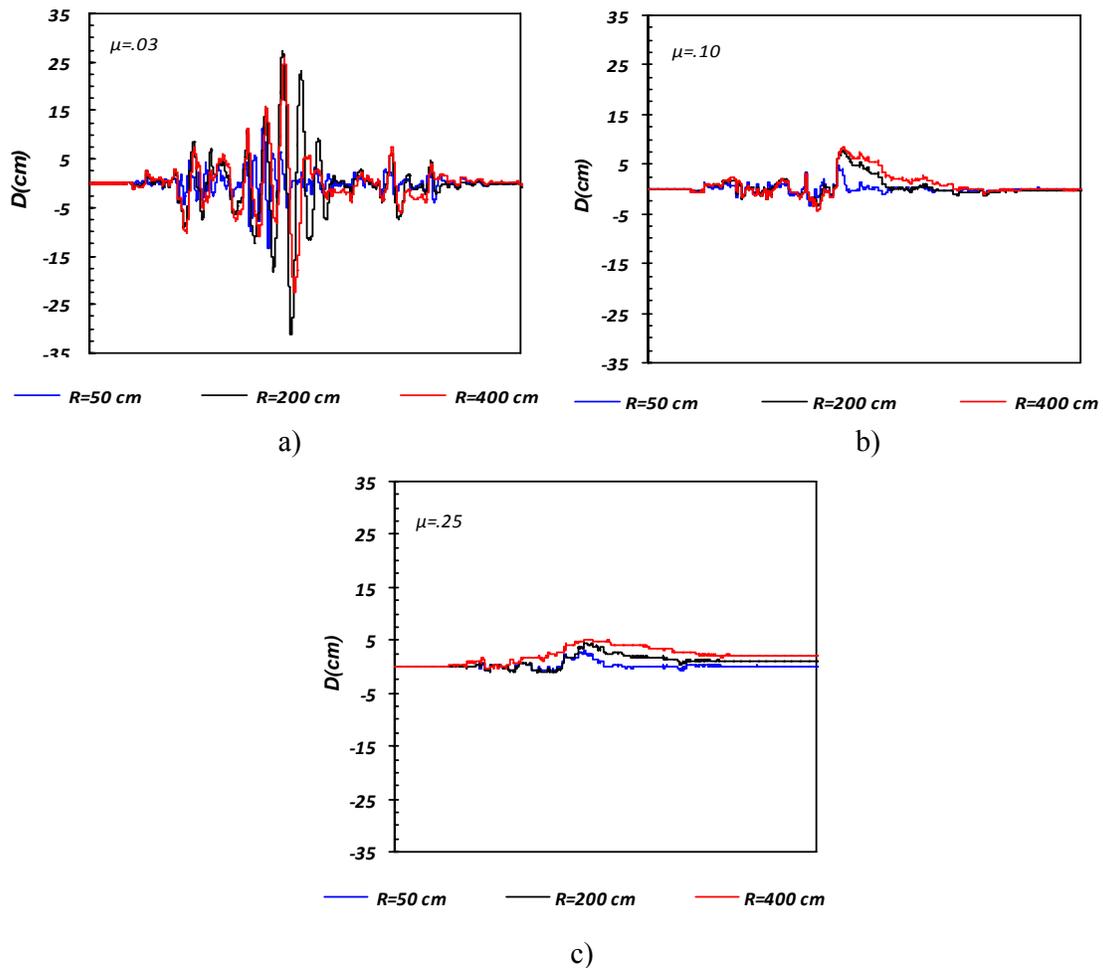


Figura 3.27 Ciclos histeréticos para el aislador Eje 2-B (Rígido, 2 niveles)

3.4.2 Modelo de 4 Niveles

De acuerdo a la teoría lineal, una edificación aislada debe incrementar su nivel de aceleración conforme se incrementa su número de pisos o el porcentaje de su masa por encima del sistema de aislamiento. Esto se muestra en la Figura 3.28, la cual contrasta de manera esquemática el caso de una edificación con aislamiento perfecto con la misma con un sistema de aislamiento real.

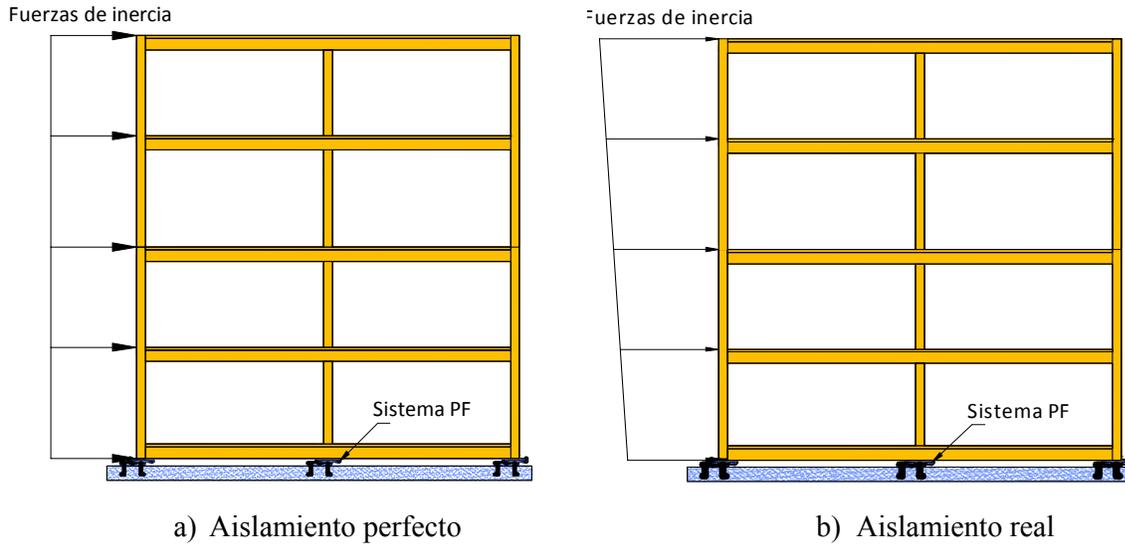
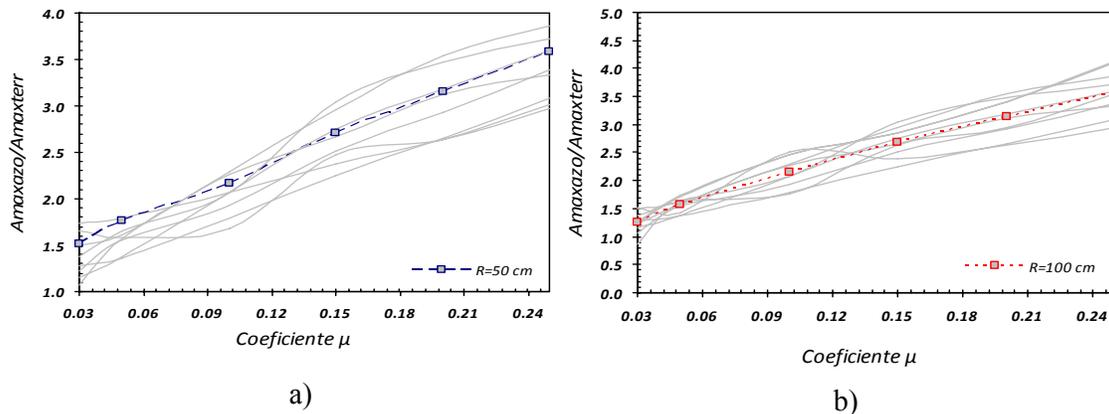
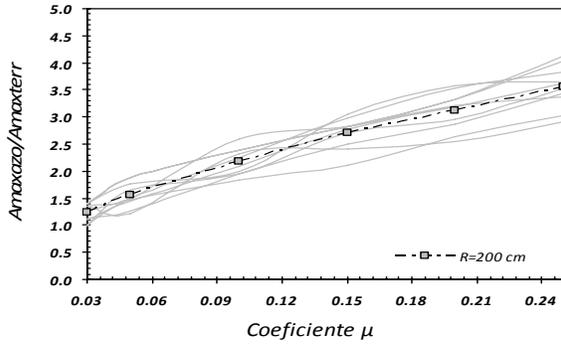


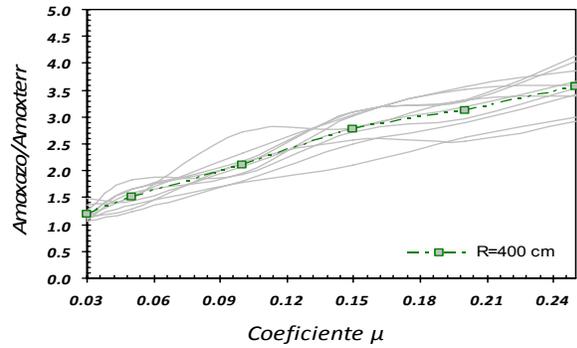
Figura 3.28 Efecto del aislamiento en las fuerzas inerciales de entrepiso.

Las Figuras 3.29, 3.30 y 3.31 muestran la variación de la demanda máxima de aceleración absoluta de azotea con respecto al valor del coeficiente de fricción para los modelos convencional, flexible y rígido, respectivamente. Al igual que para los modelos de dos niveles, se presenta la aceleración absoluta normalizada por la aceleración máxima del terreno. El edificio de cuatro pisos muestra tendencias muy similares a la comentadas antes para el edificio de dos pisos, lo que incluye el hecho de que las demandas de aceleración de azotea presentan incrementos sustanciales con un incremento en el coeficiente de fricción hasta alcanzar valores cercanos a cuatro veces la aceleración máxima del terreno.



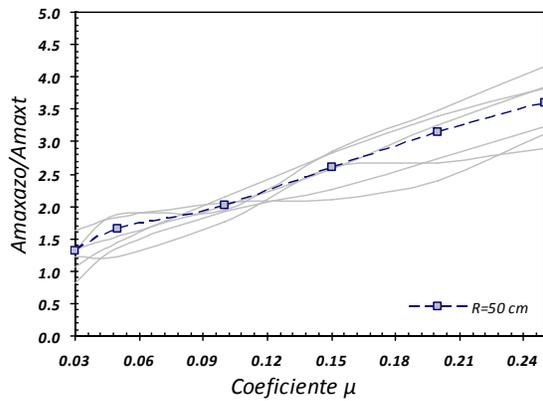


c)

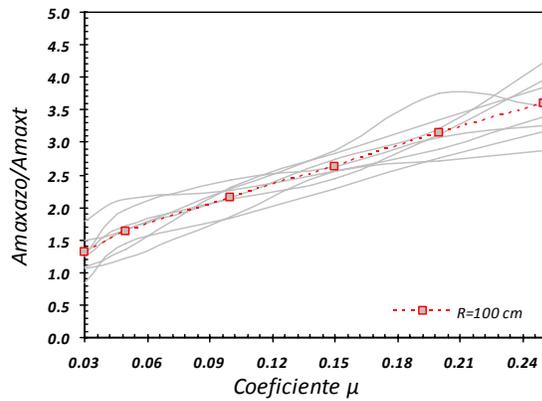


d)

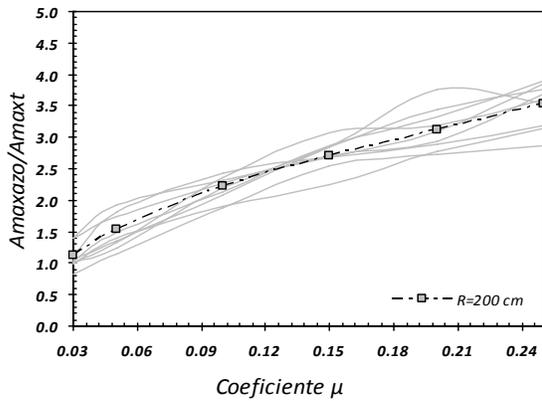
Figura 3.29 Aceleración Máxima Convencional 2 niveles



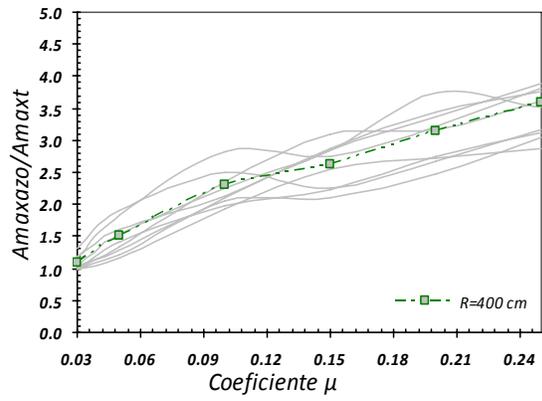
a)



b)

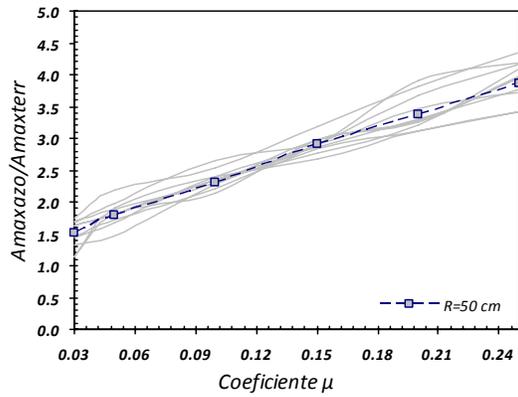


c)

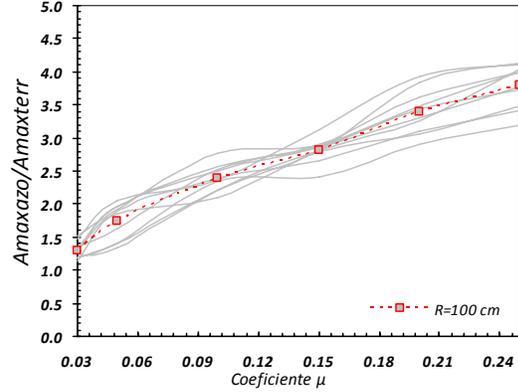


d)

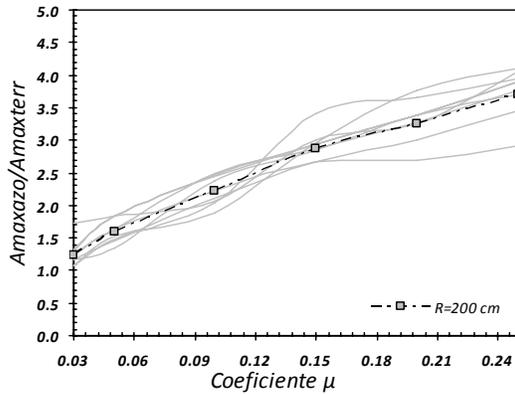
Figura 3.30 Aceleración Máxima, Rígida 4 niveles



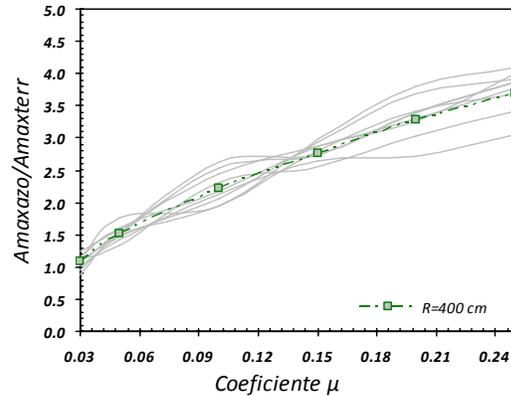
a)



b)



c)



d)

Figura 3.31 Aceleración Máxima, Rígida 4 niveles

La Figura 3.32 contrasta las demandas máximas de aceleración absoluta de azotea para los modelos de cuatro niveles con los espectros medios de pseudo-aceleración para los movimientos del terreno bajo consideración. La Figura también incluye los niveles de aceleración para los modelos de dos pisos. Las demandas de aceleración para los modelos de cuatro niveles son ligeramente mayores que las estimadas para los modelos de dos niveles, y mucho mayores que las ordenadas espectrales que les corresponden.

Es importante enfatizar que a pesar de las pequeñas diferencias observadas, los niveles de aceleración en los modelos de cuatro y dos pisos son similares, lo que sugiere que contrario a lo que indica la teoría lineal de análisis, el número de pisos y el porcentaje de masa que se encuentra por encima del nivel de aislamiento no tienen una influencia importante en los niveles de aceleración en la estructura. Las menores ordenadas de aceleración para los modelos de cuatro y dos pisos corresponden a radios de curvatura de cuatro metros y coeficientes de fricción iguales o menores de 5%.

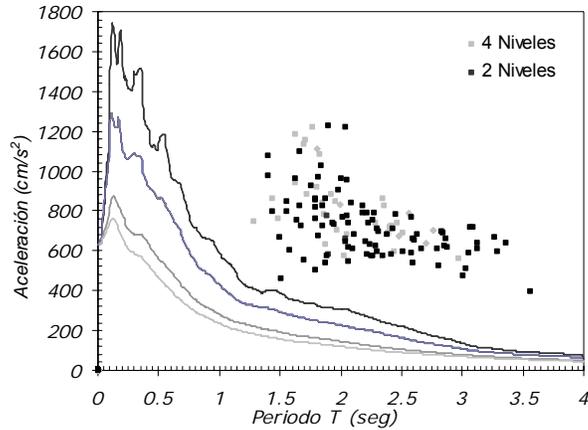


Figura 3.32 Aceleración máxima de azotea Modelos con SPF

En términos de control de aceleración, puede concluirse (como se hizo para los modelos de dos pisos), que una reducción en el coeficiente de fricción resulta en una disminución importante en los niveles de aceleración en la estructura. Sin embargo, es necesario establecer un umbral mínimo de fricción que permita controlar la demanda de desplazamiento lateral en el sistema de aislamiento. Las Figuras 3.33, 3.34 y 3.35 resumen la dependencia del desplazamiento lateral en el sistema de aislamiento con respecto al coeficiente de fricción, el radio de curvatura, y la rigidez de la estructura. Para coeficientes mayores que 0.05, los desplazamientos no exceden de 10 centímetros, lo que implica que el umbral mínimo de fricción para los modelos de cuatro pisos es el mismo que el establecido para los modelos de dos pisos.

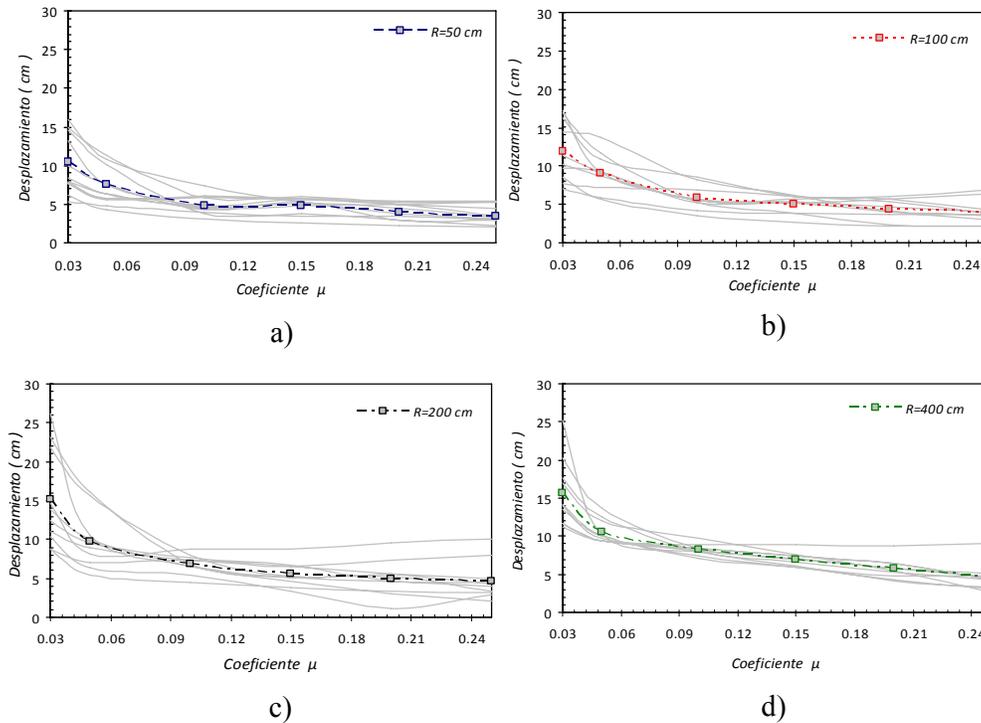


Figura 3.33 Desplazamientos máximos. Modelo 4 niveles (Convencional)

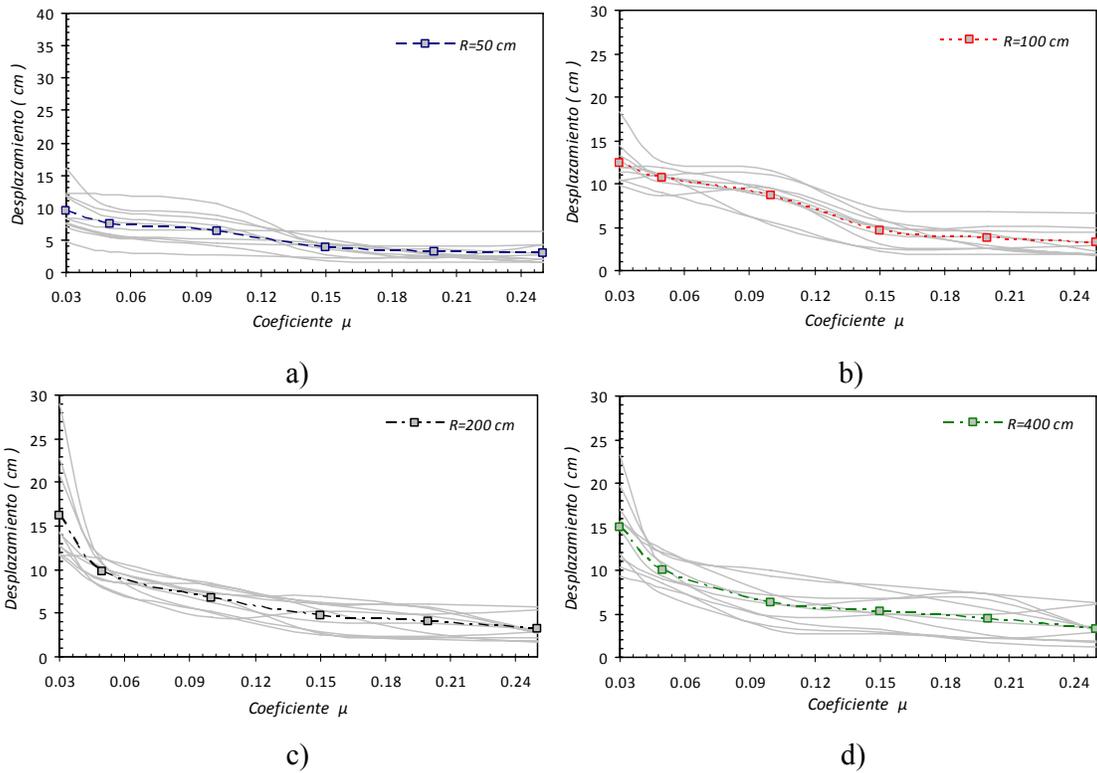


Figura 3.34 Desplazamientos máximos. Modelo 4 niveles (Flexible)

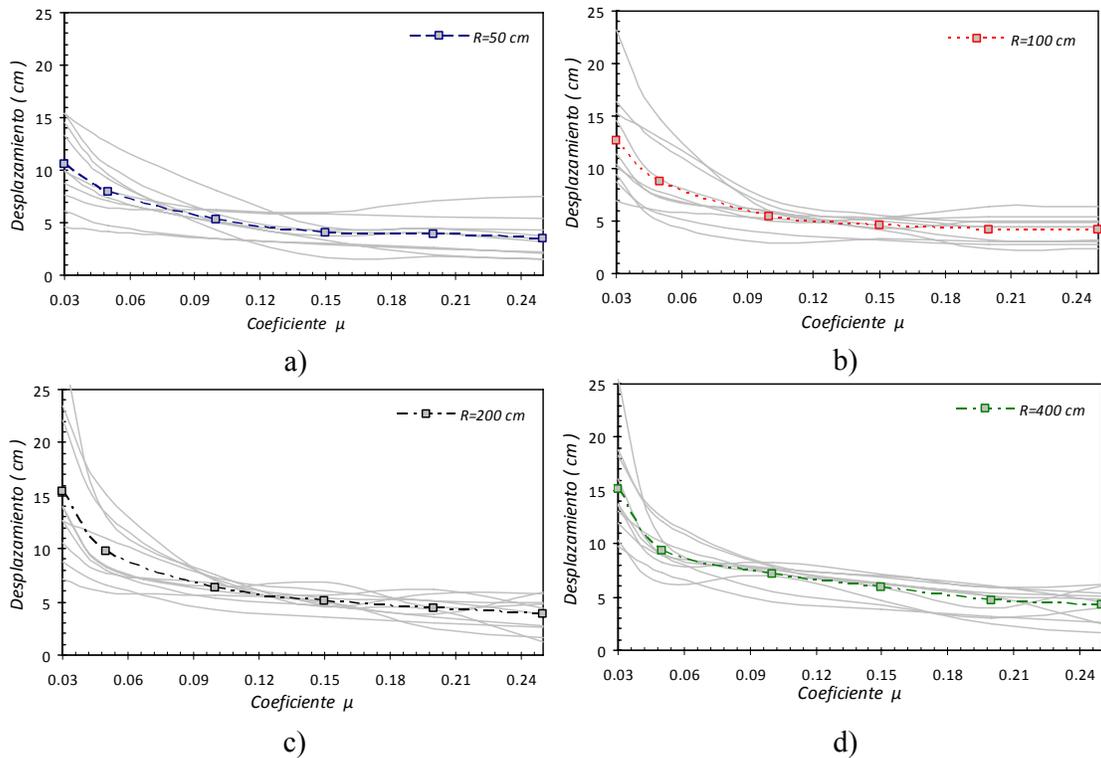


Figura 3.35 Desplazamientos máximos Modelo 4 niveles (Rígida)

Los ciclos histéricos mostrados en las Figuras 3.36, 3.37 y 3.38 son ilustrativos en el sentido de que se observa que se reduce considerablemente el efecto del aislamiento con un incremento en el coeficiente de fricción. Salvo por el valor del cortante basal, que prácticamente se duplica con respecto a los modelos de dos pisos (los modelos de cuatro pisos tienen el doble de masa por encima del nivel de aislamiento), las tendencias observadas para los modelos de cuatro pisos son muy similares a las observadas para los modelos de dos pisos.

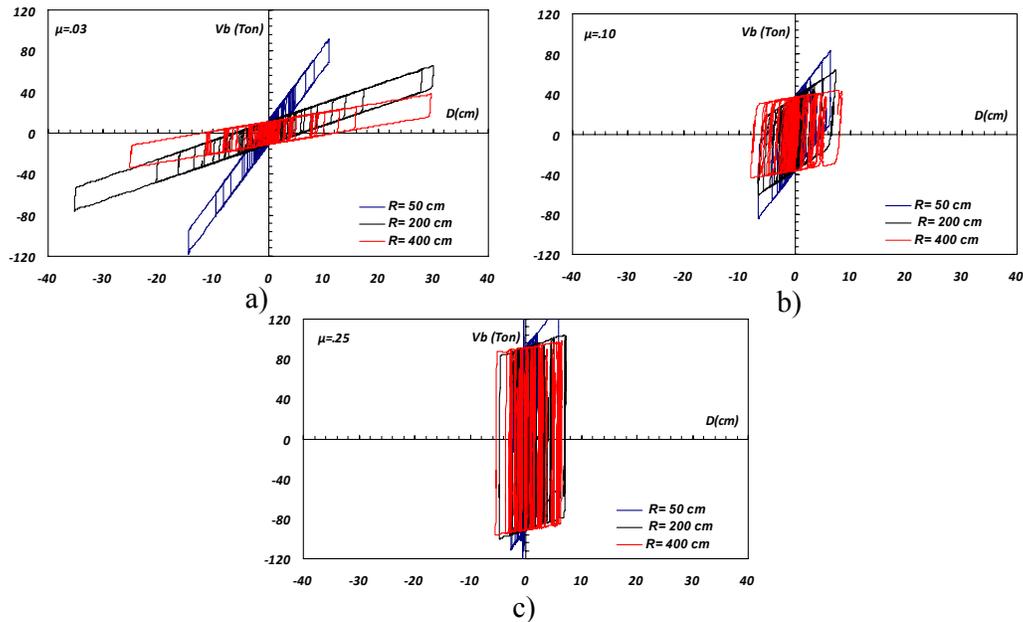


Figura 3.36 Ciclo histérico aislador Eje 2-B
(Convencional, 4 niveles) Registro “Caleta de Campos”

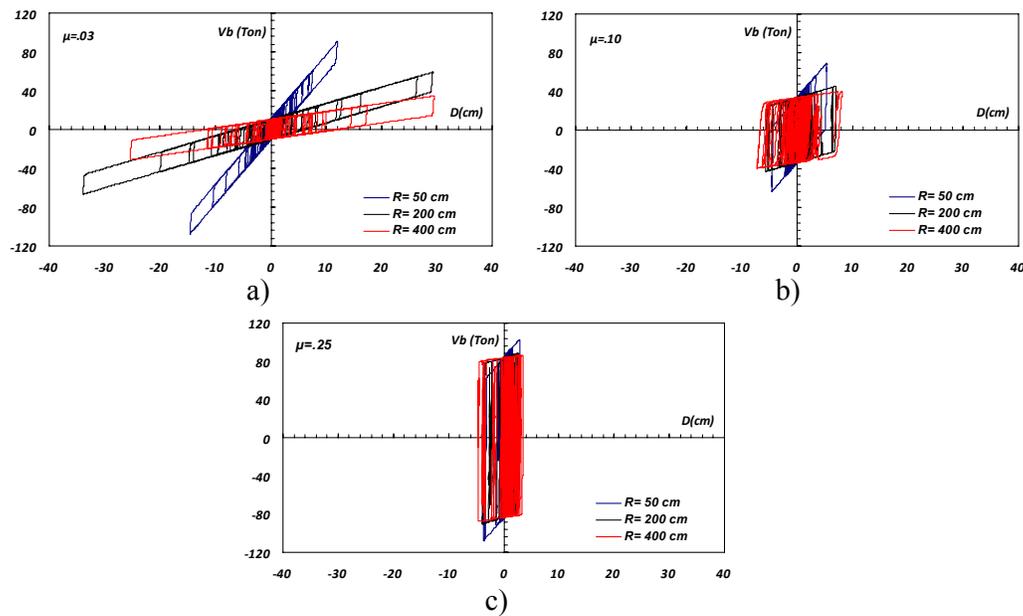


Figura 3.37 Ciclo histérico aislador Eje 2-B
(Flexible, 4 niveles) Registro “Caleta de Campos”

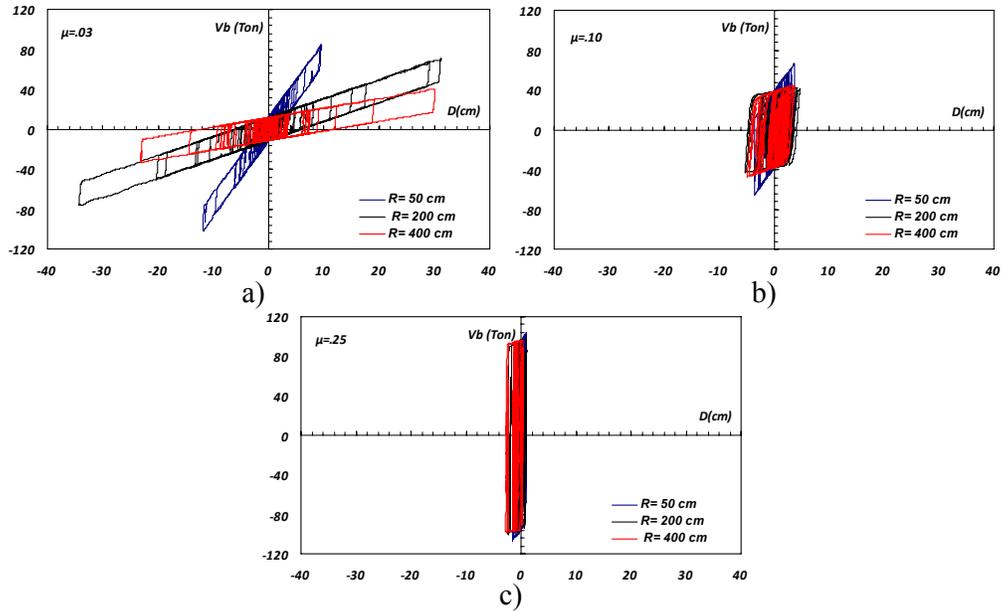


Figura 3.38 Ciclo histerético aislador Eje 2-B (Rígido, 4 niveles) Registro “Caleta de Campos”

La Figura 3.39 contrasta las demandas máximas de desplazamiento en el sistema de aislamiento con los espectros medios de pseudo-desplazamiento para los movimientos del terreno bajo consideración y diferentes porcentaje de amortiguamiento crítico para el modelo de cuatro niveles. Conforme el periodo se incrementa, la demanda de desplazamiento en el SPF se acerca considerablemente a la ordenada espectral, de tal manera que para un periodo de tres segundos ambos valores prácticamente coinciden.

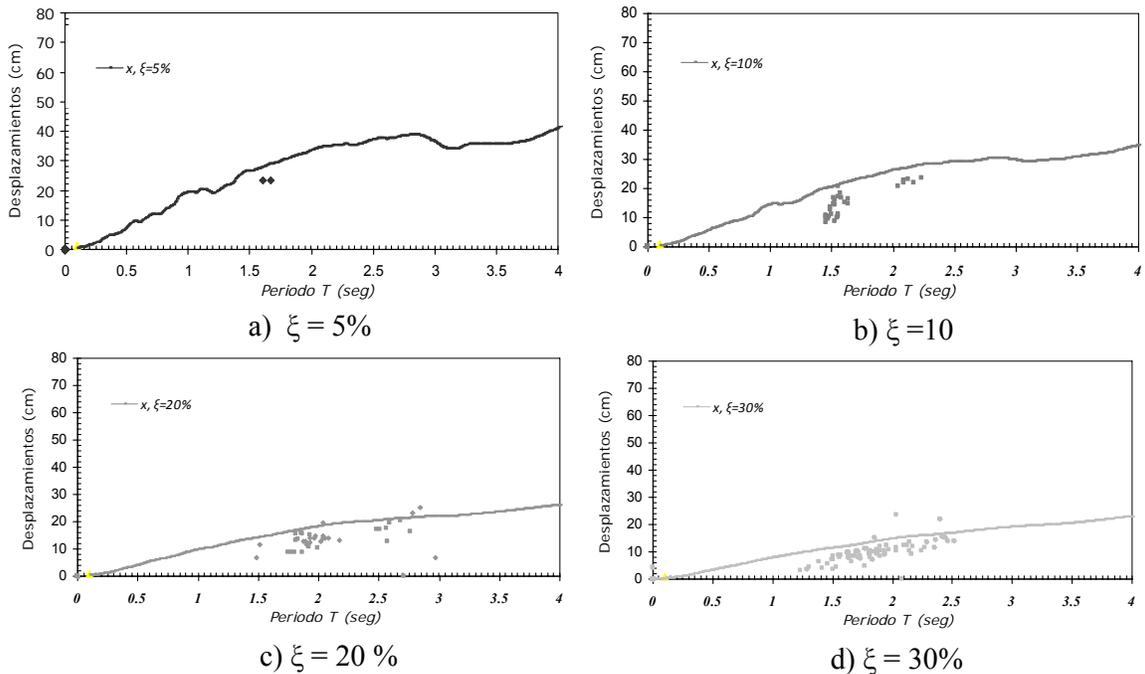


Figura 3.39 Desplazamientos para distintos porcentajes de amortiguamiento

La Figura 3.40 muestra las historias de desplazamiento para el sistema de aislamiento de uno de los modelos de cuatro niveles. Note que en términos generales, el mayor nivel de cargas gravitacionales en los modelos de cuatro pisos resulta en mayores desplazamientos residuales. Esto es de particular importancia para bajos niveles de coeficiente de fricción, como puede notarse al comparar las Figuras 3.27a y 3.40a. Lo anterior implica que no sería viable en el caso de los modelos de cuatro pisos reducir los niveles de aceleración en la estructura a través de incrementar el periodo efectivo del sistema de aislamiento por medio de utilizar radios de curvatura mayores que cuatro metros.

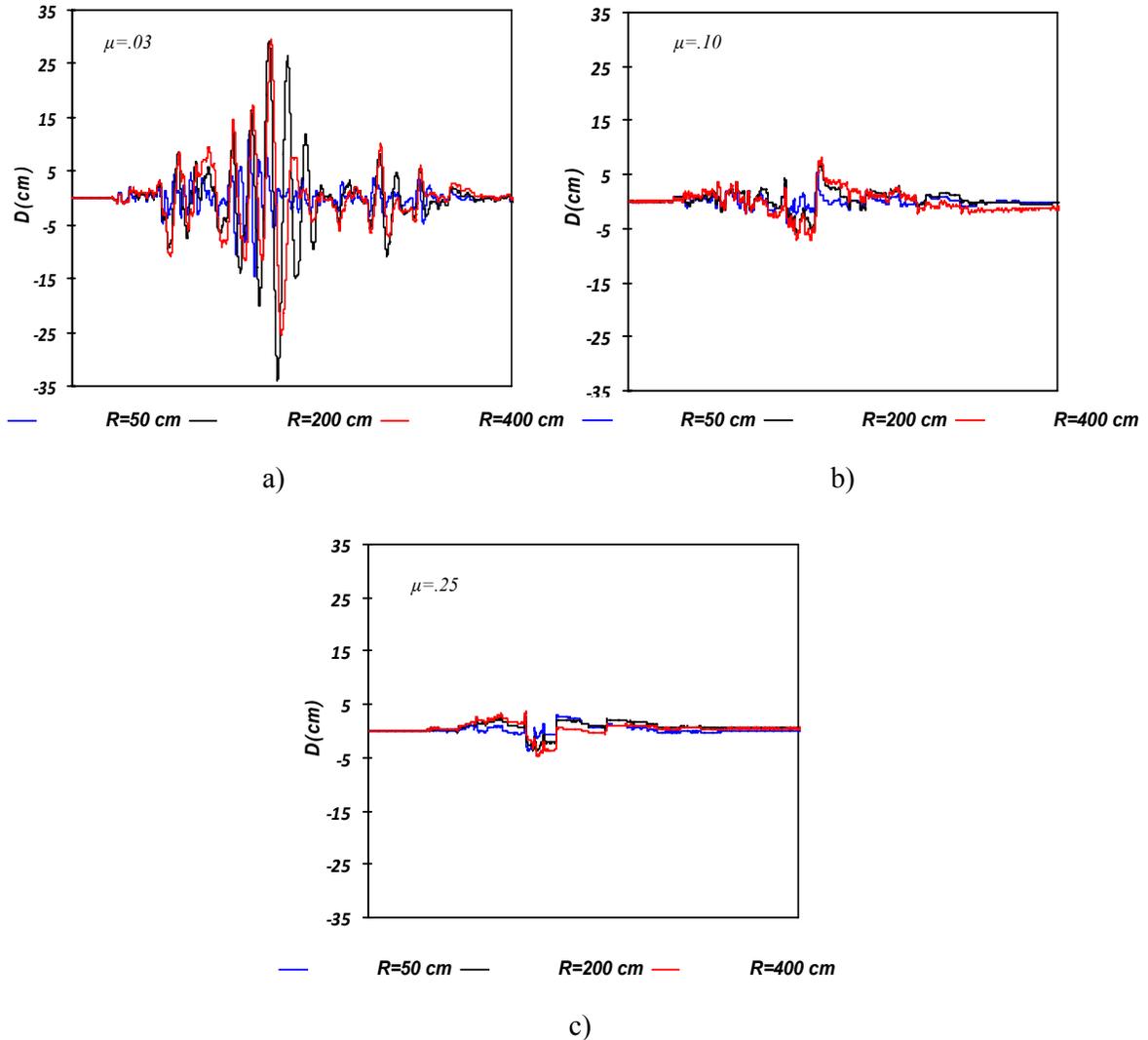


Figura 3.40 Historia de Desplazamiento (Estructura Convencional) 4 niveles. Registro “Caleta de Campos”

3.5 CONCLUSIONES DEL ESTUDIO PARAMÉTRICO

A partir de los resultados presentados para modelos estructurales de dos y cuatro niveles, se concluye que la medida más eficiente para reducir el nivel de aceleraciones en la estructura de edificaciones aisladas con un SPF, es reducir el nivel de fricción desarrollado en el sistema de aislamiento. Sin embargo, existe un umbral mínimo de fricción, comprendido en un rango de 4% a 6%, que es necesario aportar al sistema de aislamiento para controlar sus demandas laterales de desplazamiento. En términos del desarrollo de un SPF mexicano, se recomienda utilizar articulaciones de teflón que deslicen sobre platos de acero, con lo cual se tendría un coeficiente de fricción cercano a 4%.

En términos de control del nivel de aceleración en la estructura, así como de su cortante basal, es recomendable utilizar radios de curvatura mayores que dos metros. Respecto a lo anterior, es importante limitar los radios de curvatura a valores de cuatro metros, de tal manera que no existan problemas de auto-centrado en el sistema de aislamiento.

La rigidez lateral de edificaciones bajas aisladas por medio de un SPF no define su nivel de aceleración. Contrario a lo indicado por la teoría lineal de análisis, un incremento en la rigidez lateral de la estructura puede reflejarse en mayores niveles de aceleración. De manera similar y contrario a lo indicado por la teoría lineal, el número de pisos y el porcentaje de masa por encima del nivel de aislamiento no exhiben una influencia importante en los niveles de aceleración en la estructura.

Dentro del contexto establecido por las observaciones anteriores, los niveles de aceleración en una edificación de baja altura, ubicada en el Pacífico Mexicano, y aislada con un SPF, pueden reducirse a niveles similares a los que exhibe el movimiento del terreno. Esto implica que un SPF no resulta viable para el aislamiento de estructuras de tipo esencial que contengan equipos de alto costo y susceptibles a niveles altos de aceleración. Sin embargo, el SPF es viable para otro tipo de estructuras esenciales, como lo es el caso de escuelas.

4

Ejemplo de Aplicación

Aunque en el capítulo anterior ha quedado de manifiesto la poca efectividad del Sistema Péndulo de Fricción (SPF) para la protección de contenidos, es todavía necesario aportar elementos para explicar esto. Para ello, este capítulo estudia en detalle la respuesta de una escuela de dos pisos que ha sido aislada a través del SPF. Se eligió este tipo de edificio dado que conforme a lo discutido en el Capítulo 3, una escuela sería un excelente candidato para recibir un SPF debido a que ni sus contenidos (banca, sillas, escritorios, etc.) ni las instalaciones que hacen posible su operación inmediata son susceptibles a daño severo cuando se les sujeta a altos niveles de aceleración.

4.1 INTRODUCCIÓN

Conforme evolucionan las sociedades civiles, el valor monetario asociado al daño no estructural en las edificaciones que se construyen tiende a ser mayor que el asociado al daño estructural. En cuanto al daño no estructural, este no solo involucra el agrietamiento y rotura de muros, ventanas, fachadas y plafones, sino también el daño a sistemas secundarios, entre los que se incluyen sistemas electromecánicos, tuberías, etc. En ocasiones, los contenidos pueden exhibir un gran valor histórico o económico. Mientras que el daño en elementos no estructurales como muros, particiones y fachadas tiende a estar relacionado con las distorsiones de entrepiso, el nivel de aceleración absoluta en un entrepiso define el nivel de daño ocasionado en sistemas secundarios y contenidos. Un SPF proporciona un nivel adecuado de protección al sistema estructural y no estructural a través de un eficiente control de la distorsión de entrepiso en la superestructura. Sin embargo, conforme a lo discutido en esta tesis, no aporta elementos suficientes para un control adecuado del daño en contenidos a través de un control adecuado del nivel de aceleración máximo en la superestructura. (Kelly 1982) y (Dolce *et.al* 2003) realizaron pruebas experimentales con distintos sistemas de aislamiento. Ambos coinciden en señalar la vulnerabilidad de los contenidos en estructuras aisladas mediante sistemas friccionantes.

En cuanto al daño en los contenidos, no solo es importante establecer los niveles de aceleración máxima de azotea, sino además el rango de frecuencias en los que se presenta el mayor contenido de movimiento. Es posible que dada una aceleración máxima de entrepiso, algunos contenidos amplifiquen todavía más dicho nivel de aceleración, y otros que tiendan a de-amplificar el movimiento. En estos términos, se vuelve muy importante estudiar la forma en que el sistema de aislamiento filtra la energía de entrada en los diferentes rangos espectrales, y definir si el rango en que se amplifica la aceleración coincide con las frecuencias propias del equipamiento de una estructura. Para ilustrar lo anterior, las Figuras 4.1 y 4.2 muestran las historias de aceleraciones registradas en el tercer piso de un modelo

experimental aislado con aisladores de goma y friccionantes, respectivamente (Dolce *et.al* 2003). En ambas pruebas se registró un nivel de aceleración máxima de entrepiso muy similar. Sin embargo, conforme puede apreciarse al contrastar ambas historias de aceleración, el contenido de frecuencias es muy distinto. Mientras la historia de aceleraciones en el marco ensayado con aisladores de goma exhibe una forma sinusoidal prácticamente pura, el marco aislado con un sistema friccionante presenta una superposición de ondas con diferentes periodos. El grado de amplificación esperado en los contenidos de una edificación será muy diferente para ambas ondas. Mientras que para la primera se espera amplificaciones muy severas para contenidos con frecuencias similares a la de la onda sinusoidal, para la segunda se esperan amplificaciones importantes para un amplio rango de frecuencias, particularmente para frecuencias altas.

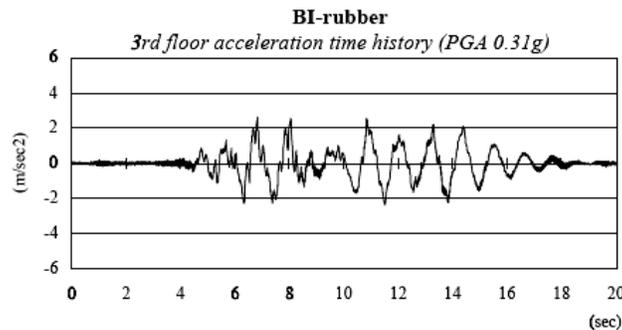


Figura 4.1 Historia de Aceleraciones
Marco con aisladores de goma (Dolce *et.al* 2002)

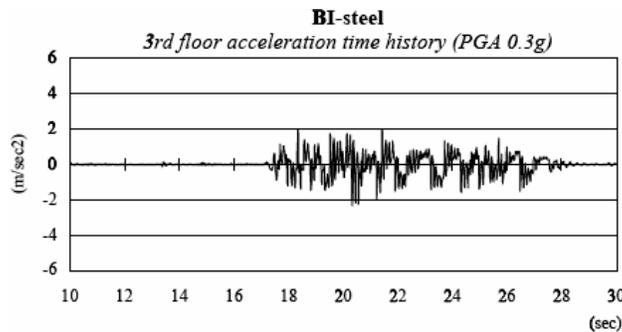


Figura 4.2 Historia de Aceleraciones
Marco con aisladores friccionantes (Dolce *et.al* 2002)

4.2 ESTRUCTURA POR ESTUDIARSE SOBRE BASE RÍGIDA

La Figuras 4.3 y 4.4 muestran las plantas del primer piso y azotea respectivamente de la escuela bajo consideración. Su sistema estructural fue diseñado en los años setenta para ser construido en la costa del Pacífico Mexicano (Baja California Norte, Colima, Michoacán y Guerrero). Estos estados se encuentran en las zonas C y D (alta sismicidad) del Manual de CFE. Vale la pena mencionar que la escuela exhibe una rigidez lateral que es mucho menor que la implícita en los requerimientos de diseño sísmico que actualmente se manejan en México.

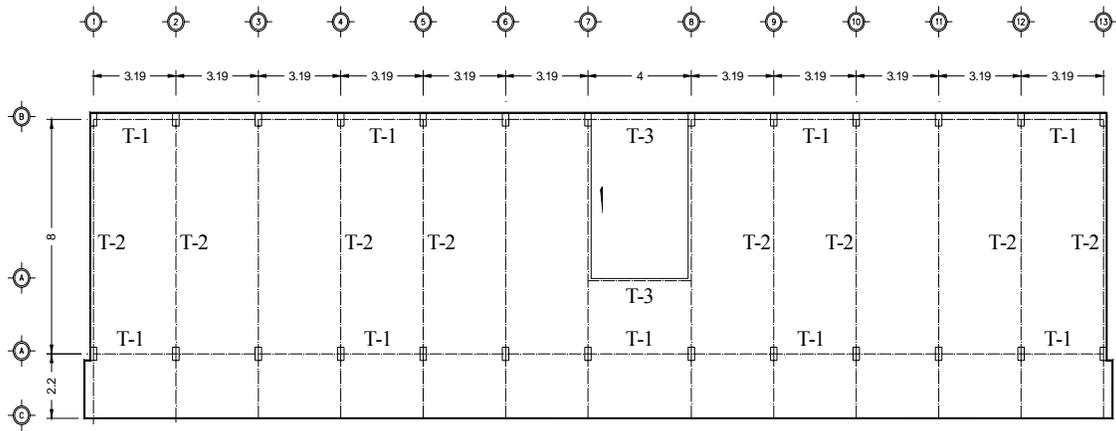


Figura 4.3 Planta de entepiso

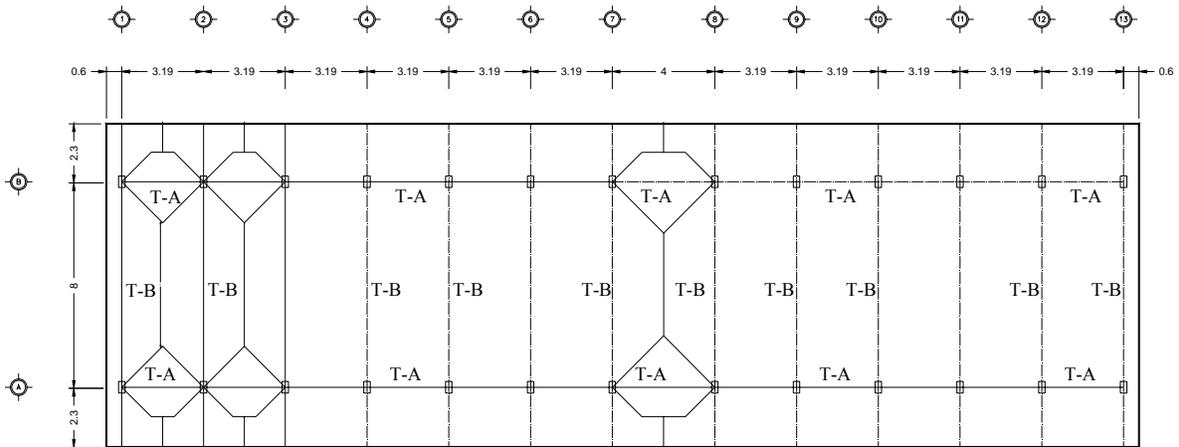


Figura 4.4 Planta de azotea

Conforme a lo que se ilustra en las Figuras 4.5 y 4.6, el sistema estructural de la escuela está formado por marcos resistentes a momento: dos en dirección longitudinal (larga) y trece en dirección transversal (corta). Los marcos en dirección longitudinal exhiben doce crujías, las primeras seis con claros de 3.19 m, una intermedia con claro de 4.0 m, y las restantes cinco con claros de 3.19 m (39.09 metros en total). En la dirección transversal se tiene una crujía con claro de 8.0 m. El edificio tiene dos pisos con altura de 3 m.

Para el diseño de la escuela se utilizó concreto con resistencia nominal de 200 kg/cm^2 y acero de refuerzo con un esfuerzo de fluencia de 4200 kg/cm^2 . Para el concreto se usó agregado grueso con tamaño máximo nominal de 2 centímetros ($3/4''$).

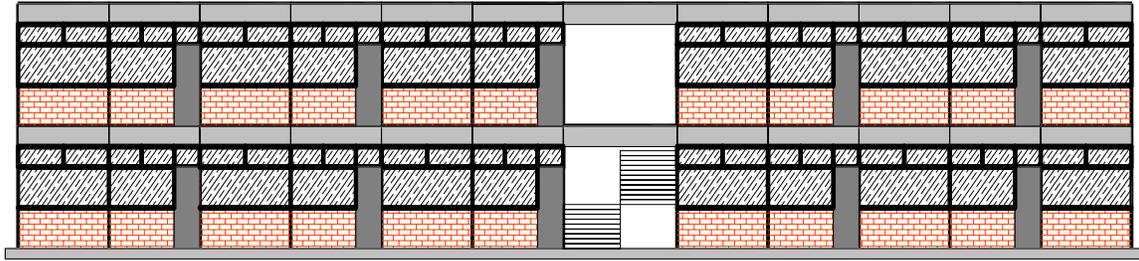


Figura 4.5 Vista longitudinal y elevación
Dirección de Análisis X

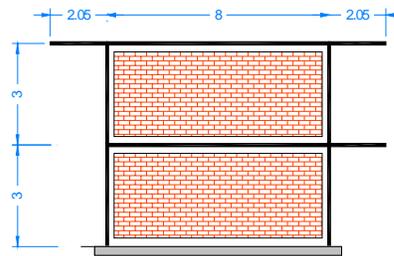
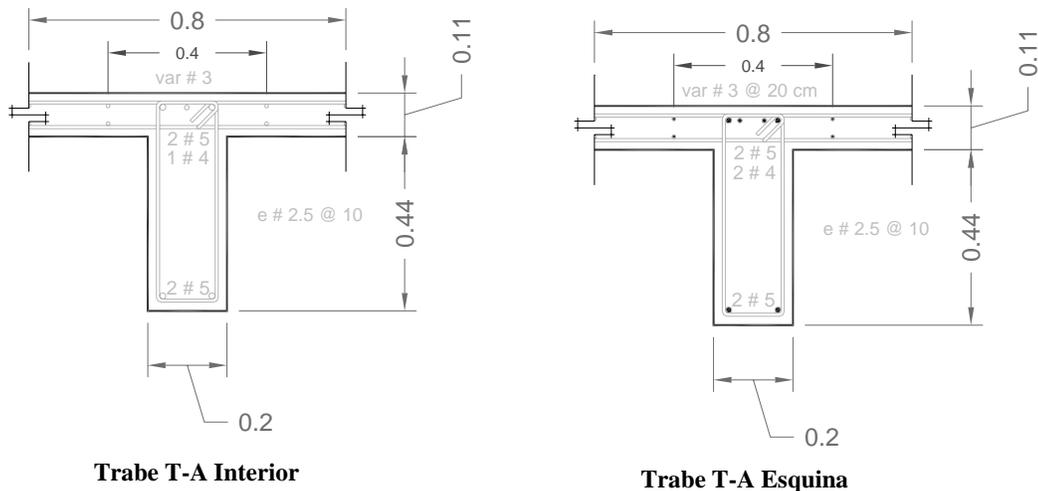
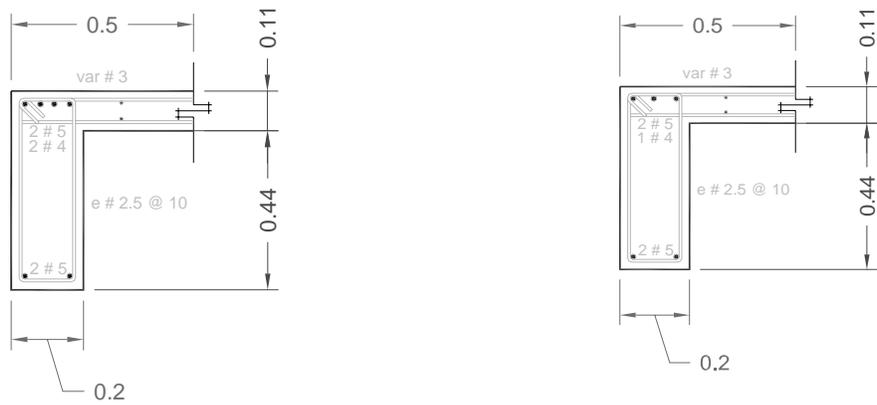


Figura 4.6 Vista transversal
Dirección de Análisis Y

De acuerdo a los planos estructurales de la edificación, los muros de mampostería que se muestran en las Figuras 4.5 y 4.6 no contribuyen a la resistencia lateral de la estructura.

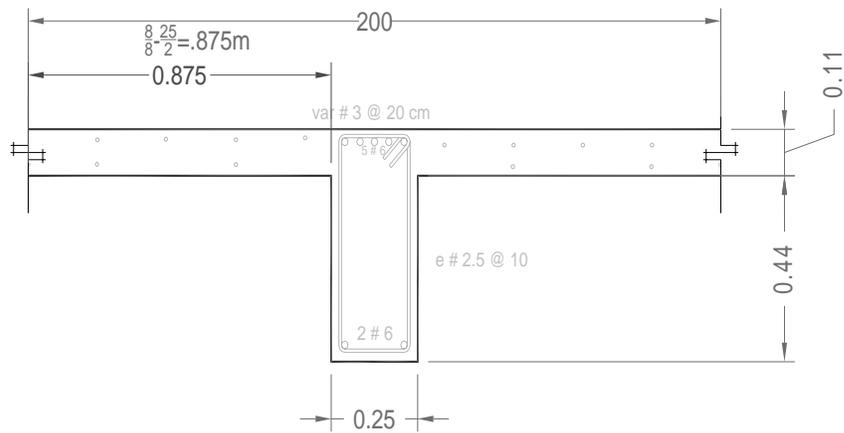
Mientras que las Figuras 4.7 y 4.8 muestran la sección transversal de las vigas ubicadas en el entrepiso y la azotea, respectivamente; la Figura 4.9 muestra la sección transversal de una columna tipo. En el caso de las vigas, el peralte y ancho del alma, así como el espesor del patín, fueron determinados directamente de los planos estructurales. El ancho del patín se estableció de acuerdo a las especificaciones de las Normas Técnicas Complementarias para el Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto (NTC-Concreto, 2004) para vigas T y L.



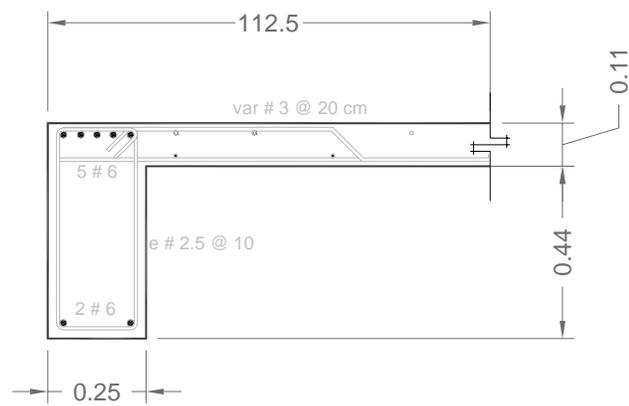


Trabe L-A Esquina

Trabe L-A Interior

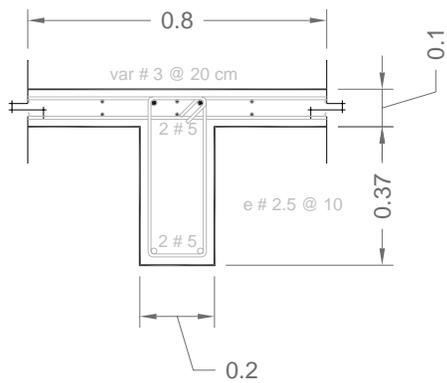


Trabe T-B Interior

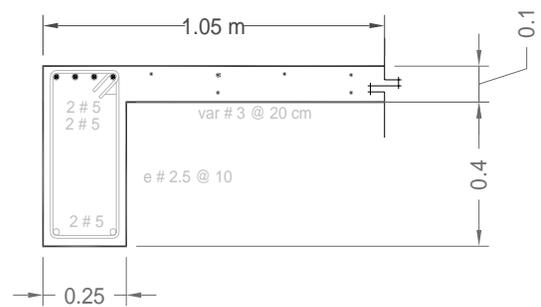


Trabe L-B

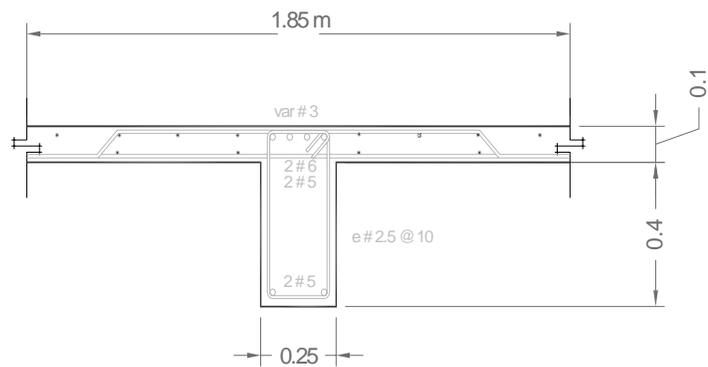
Figura 4.7 Vigas de Entrepiso



Trabe T-A Perimetral



Trabe T-B Esquina



Trabe T-B Interior

Figura 4.8 Vigas de Azotea

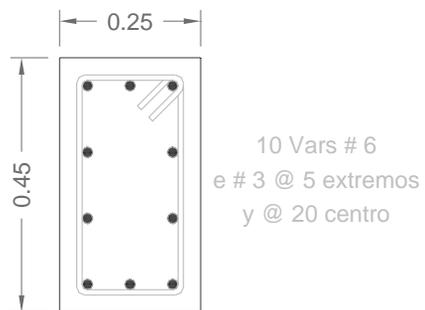


Figura 4.9 Columna Tipo

Las Tablas 4.1 y 4.2 resumen los valores estimados para las cargas muertas del modelo de la escuela. De acuerdo al tipo de uso, se considera una carga viva de 180 kg/m². Las masas, así como las inercias utilizadas durante los análisis de la escuela se resumen en la Tabla 4.3.

Tabla 4.1 Cargas muertas (Planta de azotea)

Material	Carga Muerta Para la Azotea		
	P.v ton/m ³	Espesor m	ton/m ²
<i>Losa reforzada</i>	2.4	0.1	0.24
<i>Mortero</i>	2	0.03	0.06
<i>Ladrillo</i>	1.4	0.025	0.035
Peso total estimado en la losa de azotea ton/m²			0.335

Tabla 4.2 Cargas muertas (Planta de entrepiso)

Material	Carga Muerta Para el nivel 1		
	P.v ton/m ³	Espesor m	ton/m ²
<i>Losa</i>	<i>Losa reforzada</i>	2.4	0.264
<i>#</i>	<i>loseta</i>	<i>#</i>	0.045
Peso total estimado en la losa de nivel 1 ton/m²			0.309

Tabla 4.3 Masas e Inercias del Modelo

Planta (ton)	Peso Columnas. (ton)	Peso Total incluyendo columnas	Masa ton - s ² / m	Inercia Rotacional m ⁴
<i>Planta alta</i>	252.6263	12.285	264.9113	26.4911304
<i>Planta baja</i>	246.475482	24.57	271.0455	27.1045482

Un análisis dinámico modal de la escuela arroja los siguientes periodos de vibración: .58, .218, .108 para el primer, segundo y tercer modo en la dirección longitudinal y .451, .142, .108 en la dirección transversal respectivamente. Note que el periodo fundamental de vibración de la escuela está cercano a los 0.6 segundos, valor que es tres veces el valor de 0.2 esperado para una edificación de dos pisos según los estudios realizados por (Muriá y Sánchez, 1995). Una relación de tres en el periodo implica una relación de un noveno en términos de rigidez lateral, lo que implica que la escuela es una estructura exageradamente flexible en términos de un estructura sismorresistente.

4.3 ESTRUCTURA CON AISLAMIENTO DE BASE

Conforme a lo indicado por las Figuras 4.10 y 4.11, la escuela se aísla con un SPF. Para el análisis se considera la existencia de un diafragma rígido como elemento estructural de conexión entre los aisladores y la superestructura. Los aisladores se ubican bajo las columnas del sistema estructural, ya que este posicionamiento resulta el mejor para evitar problemas de torsión.

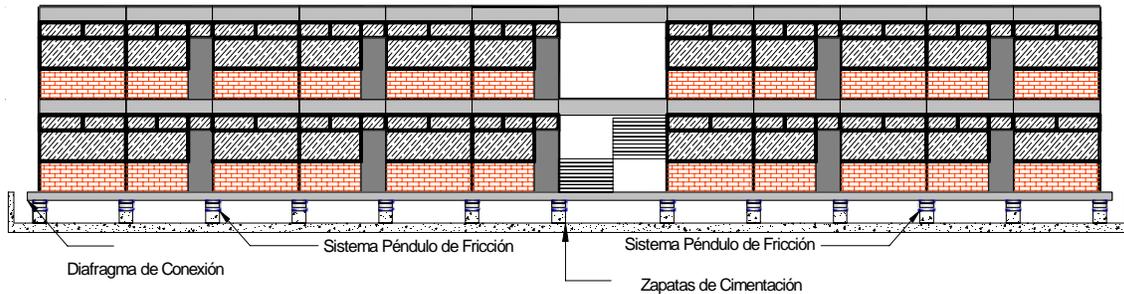


Figura 4.10 Estructura Aislada
Dirección de Análisis X

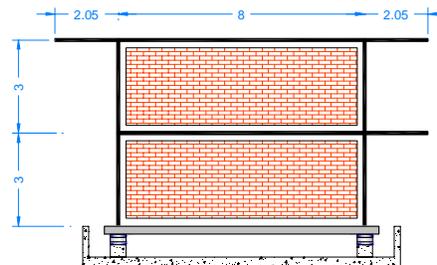


Figura 4.11 Estructura Aislada
Dirección de Análisis Y

Para estimar la respuesta de la escuela aislada se utilizó el programa SAP2000. Algunos aspectos del modelado resultan muy importantes para obtener resultados razonables de los análisis. En primer lugar, es muy importante distribuir la masa de la estructura en todos los nodos ubicados al nivel de las losas. En segundo lugar, es importante asignar un diafragma rígido a cada losa. En tercer lugar, es importante asignar un valor razonable al coeficiente de fricción. Para los estudios que siguen, se ha considerado una superficie de deslizamiento revestida de teflón que se mueve con respecto a un plato de acero, lo que resulta según la Tabla 2.1 en coeficientes de fricción, tanto estático como dinámico, de 0.04. Finalmente, se considera un radio de curvatura de 400 centímetros para los platos. La Figura 4.12 muestra el modelo de la escuela aislada.

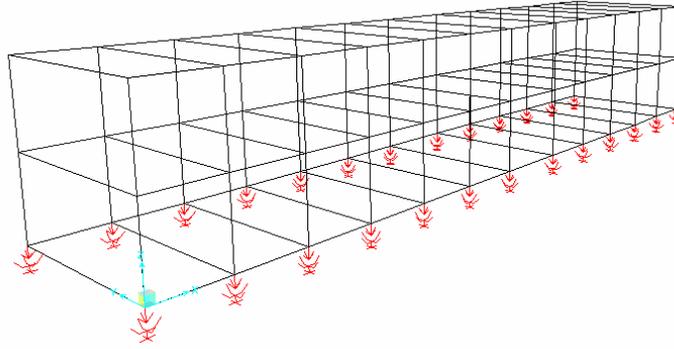
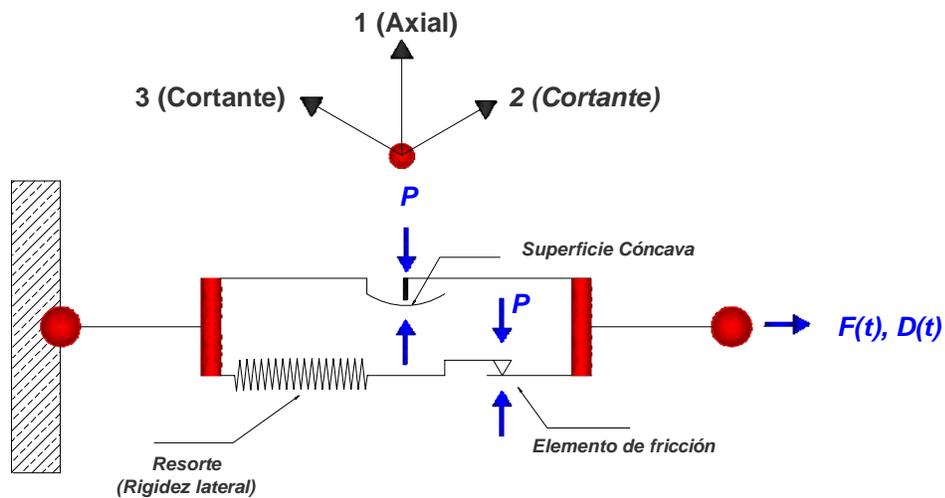
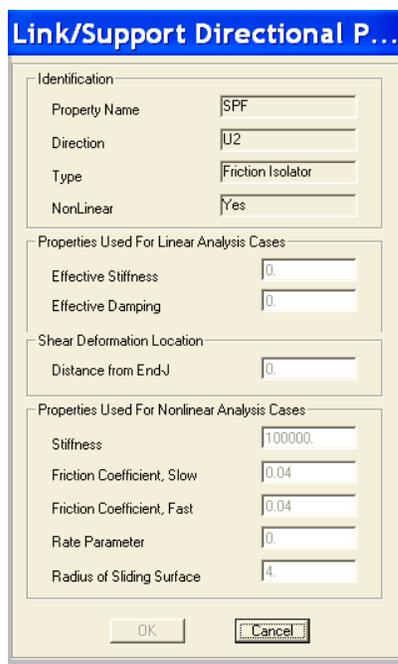


Figura 4.12 Modelo SAP2000

El programa SAP2000 cuenta con una serie de librerías para definir elementos con comportamiento no lineal (link). Entre las opciones que da el programa se encuentran las de aisladores tipo péndulo de fricción. La Figura 4.13a y 4.13b muestran el modelo matemático utilizado por SAP2000 para simular la respuesta de los SPF y la interfaz de usuario por medio de la cual se definen sus propiedades, respectivamente.



a) Modelo Matemático SPF, SAP2000 v12.



b) Interfaz de usuario para SPF, SAP2000 V12
Figura 4.13 Propiedades para el Modelado de SPF utilizando SAP2000

Conforme a lo mostrado en la Figura 4.13, el programa SAP2000 da dos opciones para definir las propiedades del aislador según el tipo de análisis: A) Lineal; y B) No lineal. Los resultados que se presentan más adelante fueron obtenidos a partir del segundo tipo de análisis. Respecto a los datos que se ingresan en los diferentes campos de la Figura 4.13b, pueden realizarse los siguientes comentarios:

1. **Stiffness.** Esta propiedad se relaciona con la rigidez lateral del aislador. Dentro de este campo puede asignarse un valor muy grande ya que un aislador tipo SPF permanece sin deformación hasta que se vence la fricción estática.
2. **Friction Coefficient, Slow.** Esta propiedad se relaciona con el coeficiente de fricción mínimo, que para el caso del modelo es igual a 0.04.
3. **Friction Coefficient, Fast.** Esta propiedad se relaciona con el coeficiente de fricción máximo, que para el caso del modelo es igual a 0.04.
4. **Rate Parameter.** Es un parámetro de ajuste que define la transición del coeficiente mínimo al máximo. Para el modelo bajo consideración se asignó un valor de cero.
5. **Radius of Sliding Surface.** Este parámetro se relaciona con el radio de curvatura de la superficie del plato. Para el modelo bajo consideración se asignó un valor de 4 m.

4.4 RESPUESTA ESTRUCTURAL

El modelo descrito en la sección anterior se sujeto a la acción de las excitaciones sísmicas resumidas en la Tabla 3.3. Los análisis se realizaron tanto en la dirección longitudinal como en la transversal (ver Figuras 4.10 y 4.11). Las Figuras 4.14a a 4.23a y 4.14c a 4.23c muestran la historia de aceleraciones tanto del terreno como de azotea para cada uno de los registros en la dirección longitudinal. A través de ellas es posible apreciar como el sistema de aislamiento permite filtrar las aceleraciones inducidas por el sismo para dar lugar a las aceleraciones en la superestructura. Las Figuras 4.14b a 4.23b y 4.14d a 4.23d muestran los espectros de Fourier asociados a las aceleraciones del terreno y azotea en la dirección longitudinal de los diferentes registros respectivamente. Note además que dichos espectros han sido normalizados respecto a su ordenada máxima.

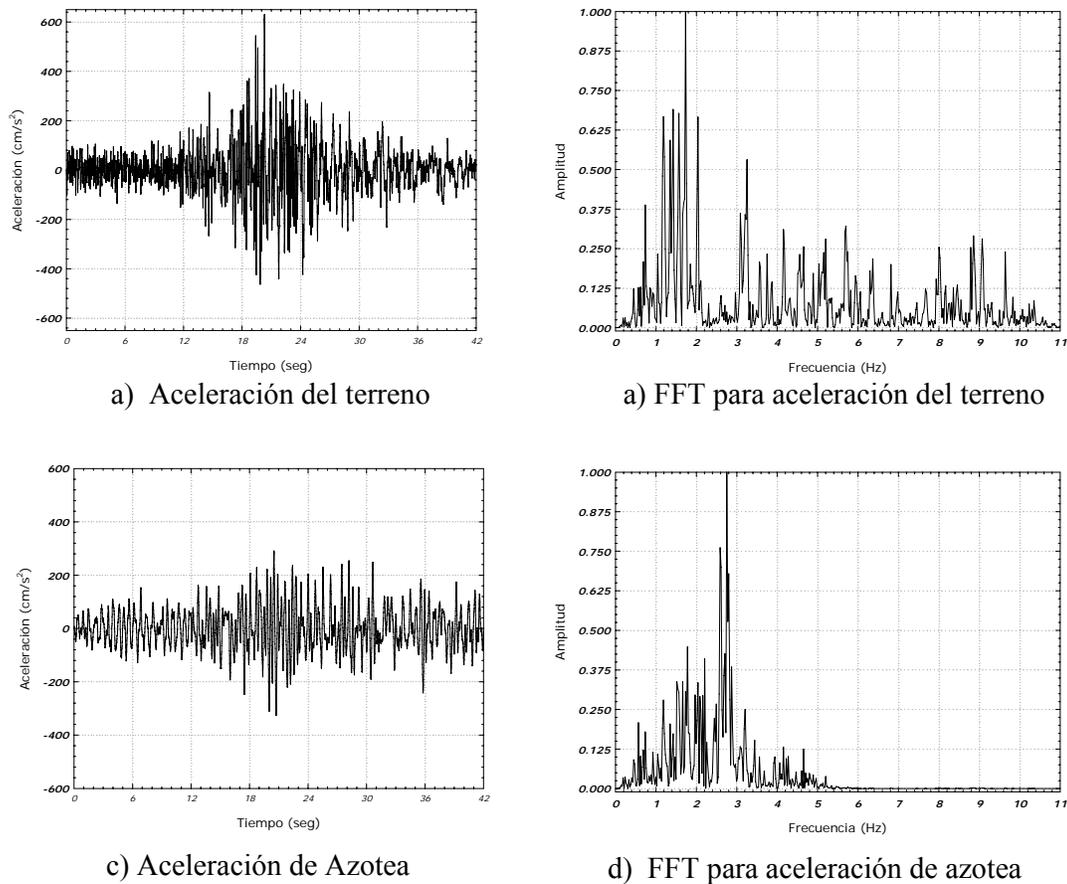
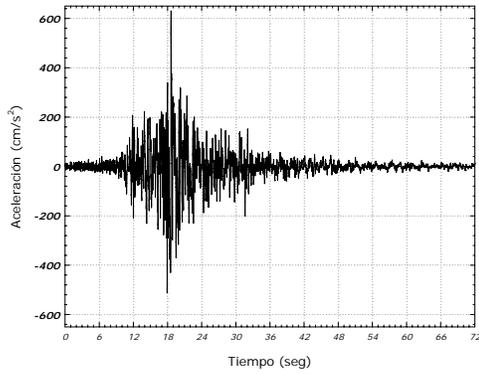
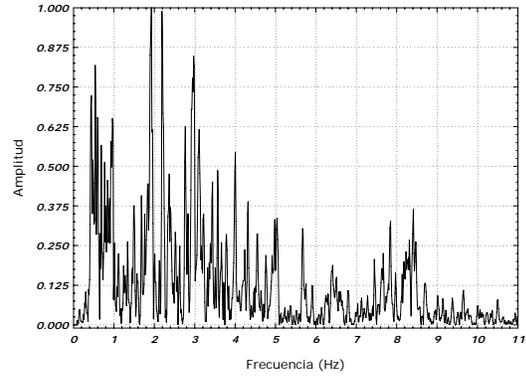


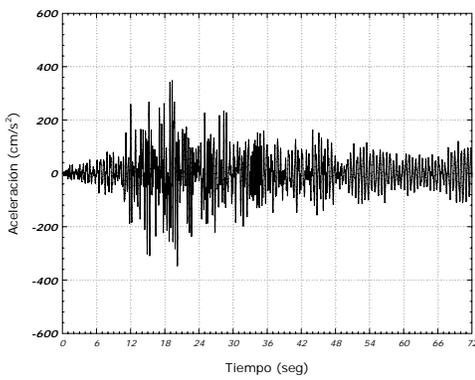
Figura 4.14 Excitación del terreno y Respuesta en azotea
(Registro, Atoyac)



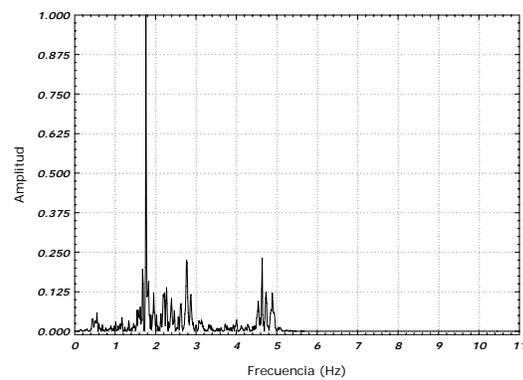
a) Aceleración del terreno



b) FFT, para aceleración del terreno

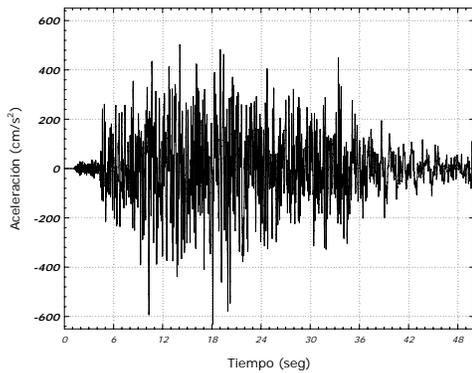


c) Aceleración de azotea

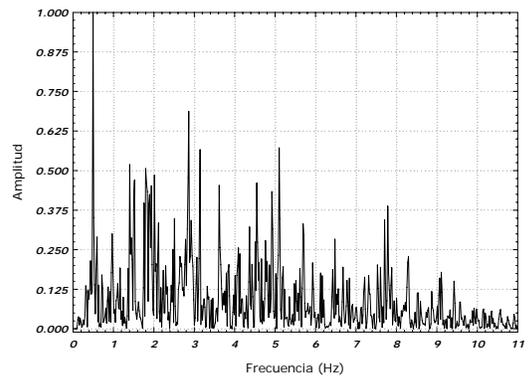


b) FFT, para aceleración de azotea

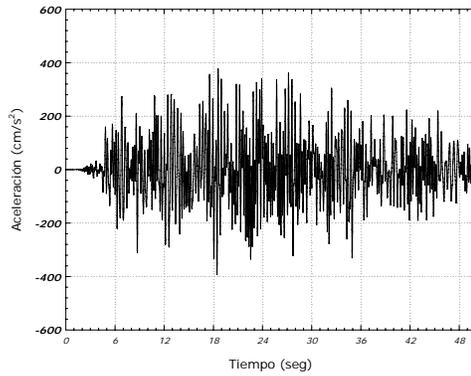
Figura 4.15 Excitación del terreno y Respuesta en azotea
(Registro A. Zihuatanejo)



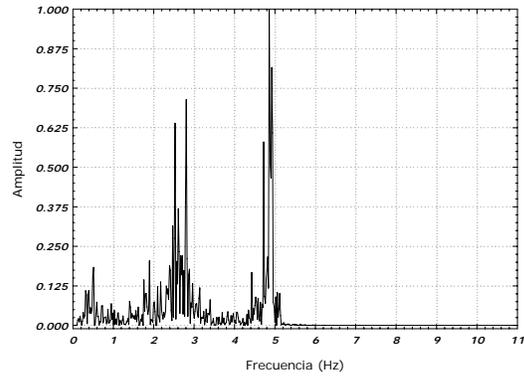
a) Aceleración del Terreno



d) FFT, para aceleración del terreno

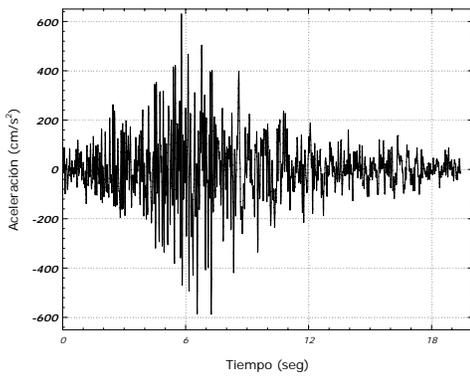


c) Aceleración de azotea

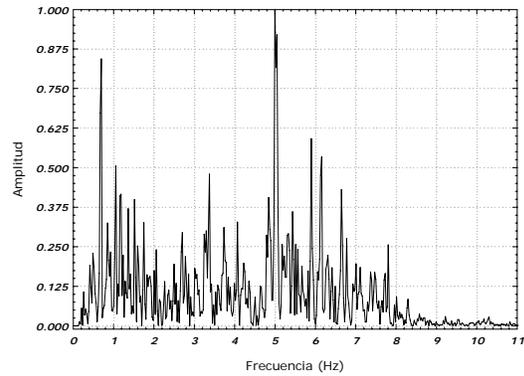


d) FFT, para aceleración de azotea

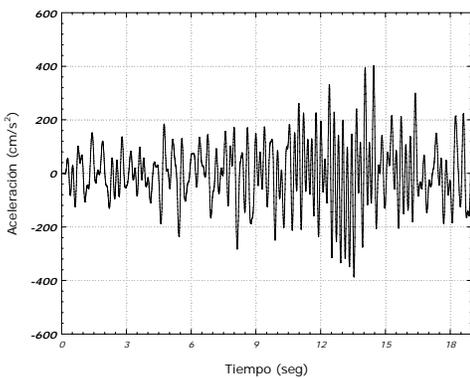
Figura 4.16 Excitación del terreno y Respuesta en azotea
(Registro, Caleta de Campos)



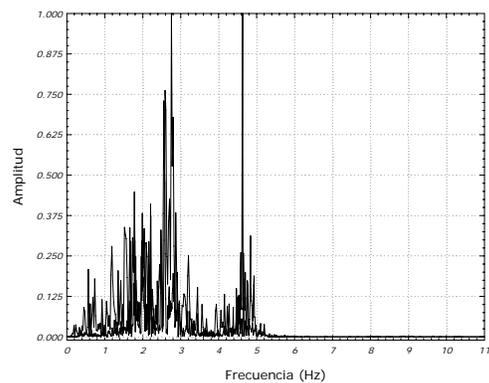
a) Aceleración del Terreno



b) FFT, para aceleración del terreno

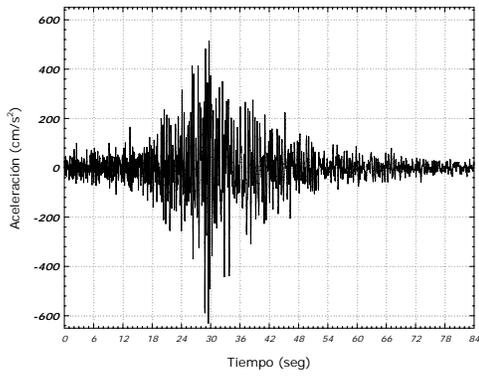


c) Aceleración de azotea

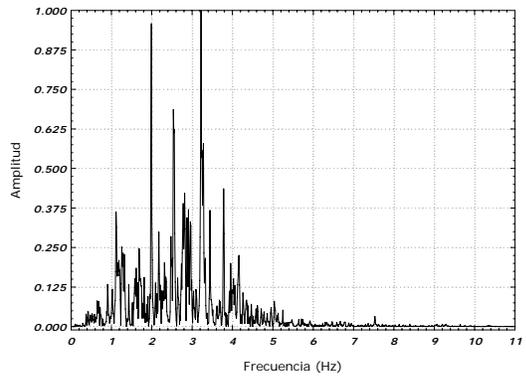


d) FFT, para aceleración de azotea

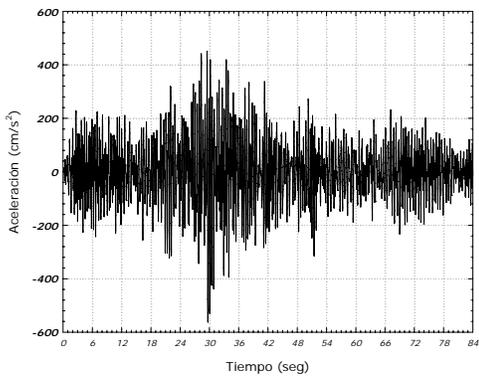
Figura 4.17 Excitación del terreno y Respuesta en azotea
(Registro Coyoaca)



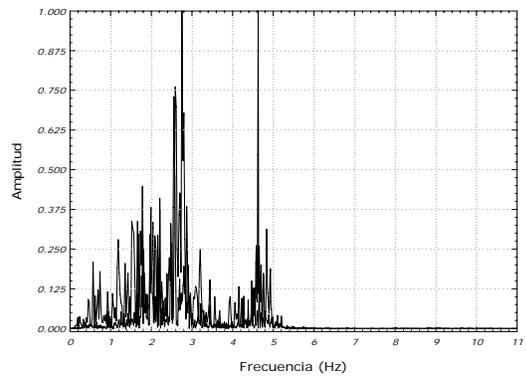
a) Aceleración del Terreno



b) FFT, para aceleración del terreno

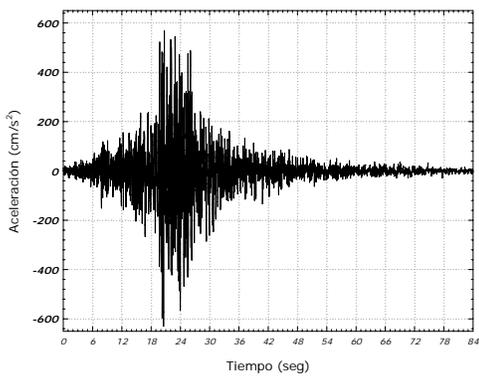


c) Aceleración de azotea

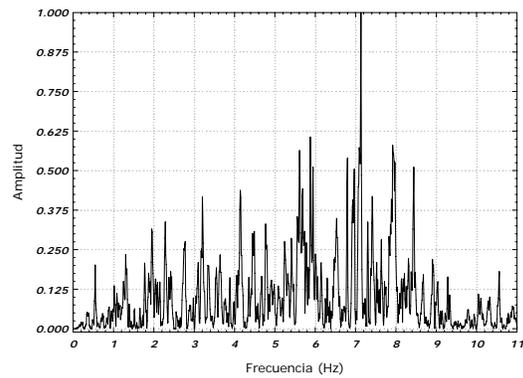


d) FFT, para aceleración de azotea

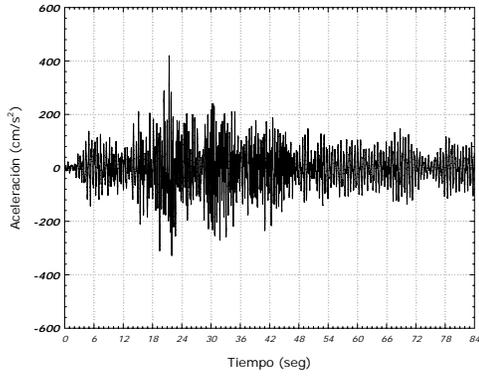
Figura 4.18 Excitación del terreno y Respuesta en azotea
(Registro Cerro de Piedra)



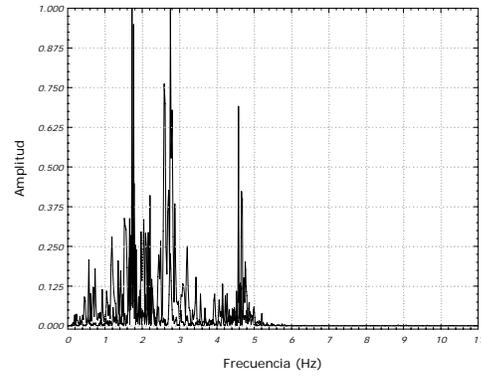
a) Aceleración del Terreno



b) FFT, para aceleración del terreno

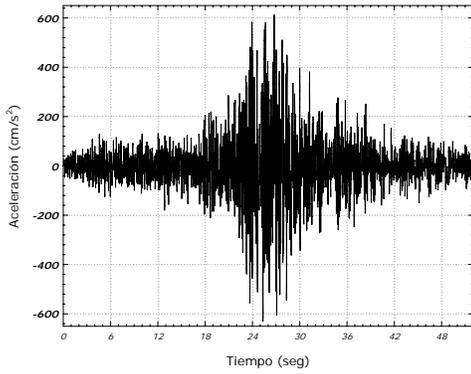


c) Aceleración de azotea

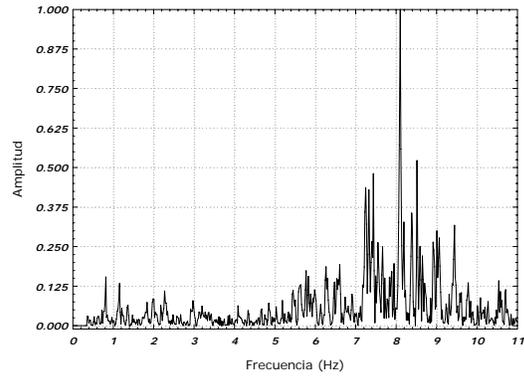


d) FFT, para aceleración de azotea

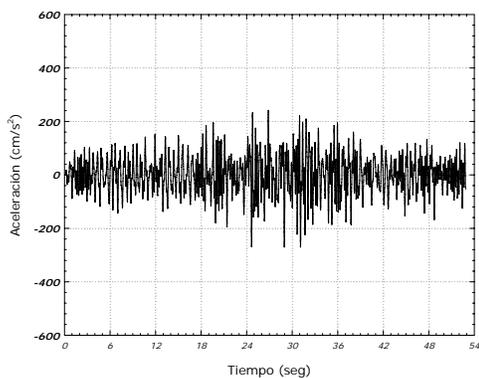
Figura 4.19 Excitación del terreno y Respuesta en azotea (Registro Ocotito)



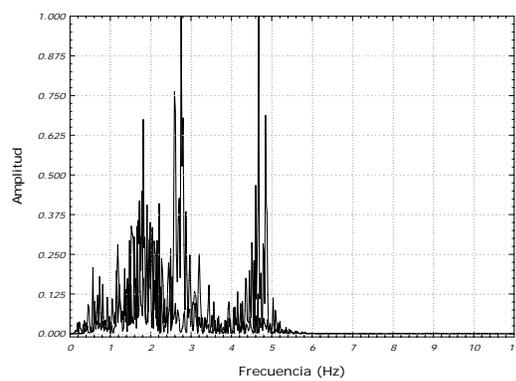
a) Aceleración del Terreno



b) FFT, para aceleración del terreno

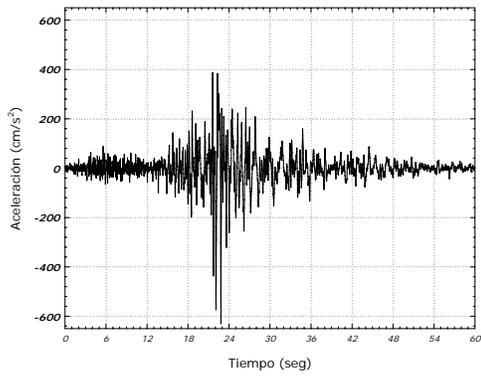


c) Aceleración de azotea

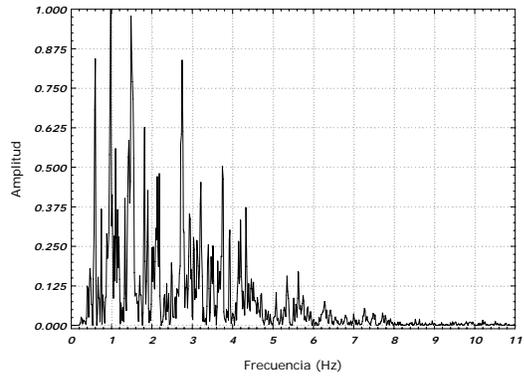


d) FFT, para aceleración de azotea

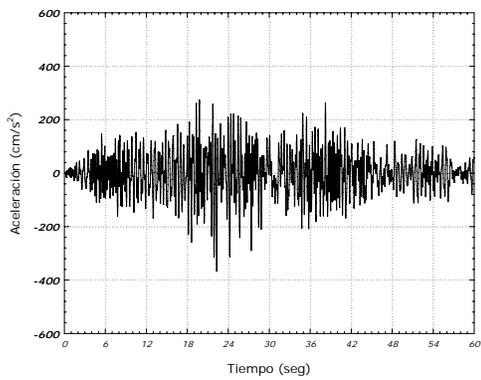
Figura 4.20 Excitación del terreno y Respuesta en azotea (Registro Papanoa)



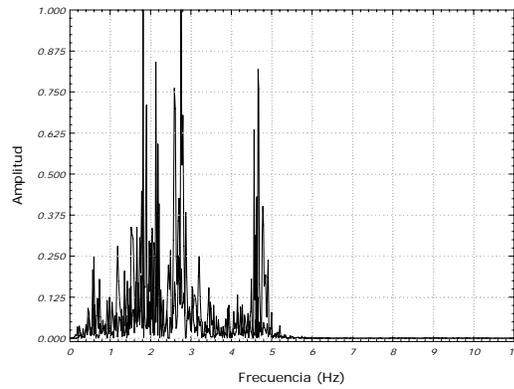
a) Aceleración del Terreno



b) FFT, para aceleración del terreno

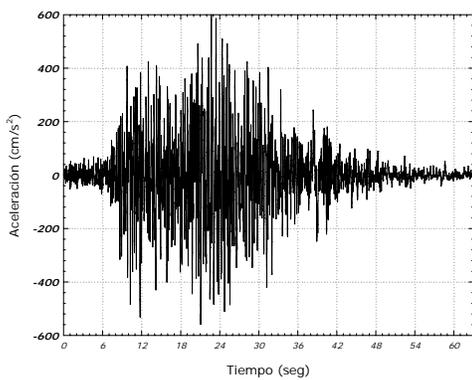


c) Aceleración de Azotea

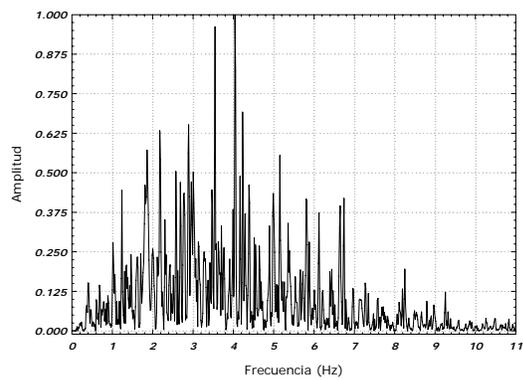


d) FFT, para aceleración de azotea

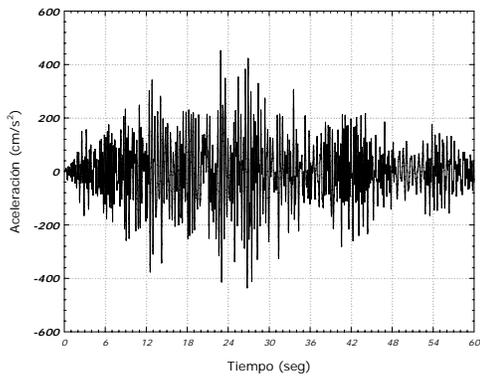
Figura 4.21 Excitación del terreno y Respuesta en azotea (Registro El Paraiso)



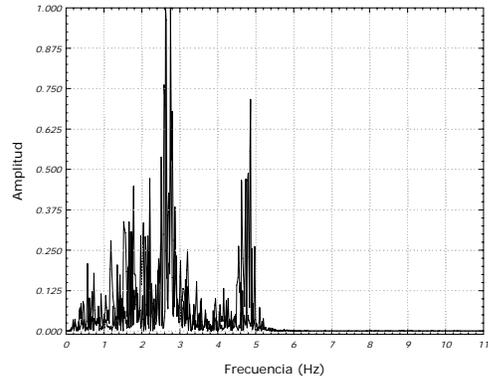
a) Aceleración del Terreno



b) FFT, para aceleración del terreno

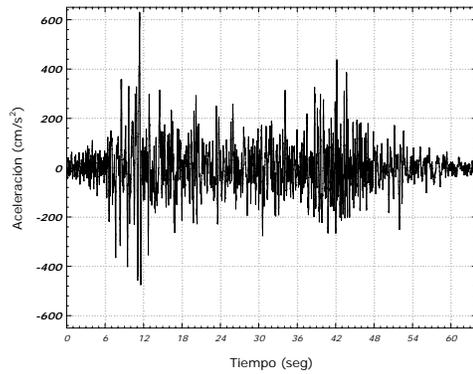


c) Aceleración de Azotea

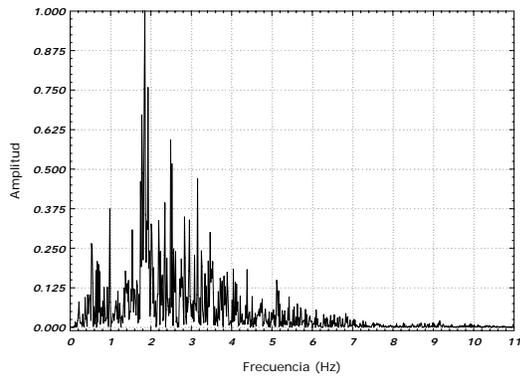


d) FFT, para aceleración de azotea

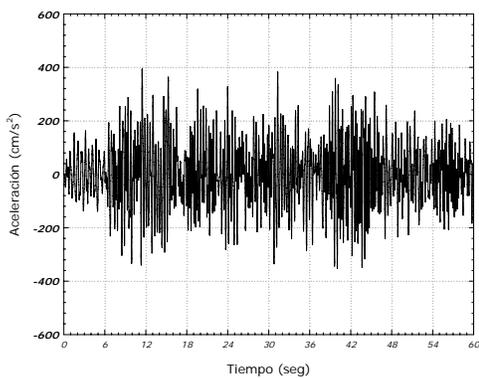
Figura 4.22 Excitación del terreno y Respuesta en azotea (Registro El Suchil)



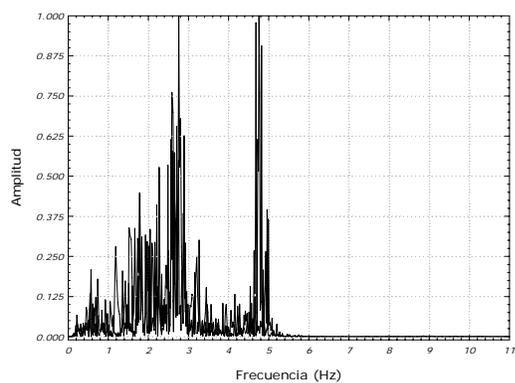
a) Aceleración del Terreno



b) FFT, para aceleración del terreno



c) Aceleración de Azotea



d) FFT, para aceleración de azotea

Figura 4.23 Excitación del terreno y Respuesta en azotea (Registro La Unión)

Al analizar los espectros de Fourier, es posible establecer que la respuesta en términos de la aceleración de azotea está dominada por modos superiores. En particular, es de interés notar que los periodos fundamentales de vibración exhibidos por la estructura aislada varían en un rango que va de 2 a 3 s. Si se considera que este periodo está asociado en lo fundamental al sistema de aislamiento, que las frecuencias que le corresponden a este rango de periodos van de 0.33 a 0.5 hz, y que la amplitud de los espectros de Fourier en este rango de frecuencias es muy pequeña, es posible decir que la contribución del modo fundamental de vibración a la respuesta de la azotea en términos de aceleración es muy limitada. Note además que las frecuencias de la superestructura sobre base rígida para los dos primeros modos son de 1.72 y 4.78 hz. Si se considera que las frecuencias de la estructura aislada para sus modos dos y tres están muy cercanas a los dos valores anteriores, respectivamente, es posible decir a partir de los picos en los espectros de Fourier que el segundo y tercer modo de la estructura aislada contribuyen significativamente a la amplificación de la aceleración de azotea.

Es interesante hacer notar que en lo que el SPF alcanza los umbrales de fuerza a partir de los cuales se vence la fricción, el sistema de aislamiento queda fijo al terreno. Una vez que se alcanzan los umbrales de fricción, los aisladores ceden y el SPF empieza de manera instantánea su movimiento. Lo anterior implica que el movimiento en el sistema de aislamiento no es continuo, y que, por el contrario, se da a través de una serie de trabazones y liberaciones intercaladas. Esto se refleja en la estructura aislada como una serie de impactos que excita sus modos superiores, de tal manera, que los niveles de aceleración se incrementan muy por arriba de los esperados para el primer modo.

Las discontinuidades en el movimiento del sistema de aislamiento generan vibraciones de alta frecuencia, las cuales al filtrarse a una superestructura que exhibe muy bajos niveles de amortiguamiento producen amplificaciones importantes asociadas a los modos superiores. Para explicar las consecuencias de la contribución de los modos superiores, la Figura 4.24 contrasta las demandas máximas de aceleración absoluta de entepiso de cada análisis con los espectros medios de pseudo-aceleración para los movimientos del terreno bajo consideración y diferentes porcentaje de amortiguamiento crítico. Mientras que con triángulos se resumen los resultados obtenidos para la escuela aislada, los puntos grises resumen los resultados obtenidos en el Capítulo 3 para los modelos de dos pisos.

A partir de la Figura 4.24 puede concluirse que, aunque el nivel de aceleración establecido en la azotea de la escuela es algo menor que los estimados para los modelos de dos pisos en el Capítulo 3, los resultados obtenidos para la escuela siguen la tendencia general observada con anterioridad. A partir de esta observación es posible especular sobre la posibilidad de predecir de manera razonable el nivel de aceleración absoluta que presentarían estructuras de pocos niveles, aisladas con SPF y ubicadas en la zona del Pacífico Mexicano.

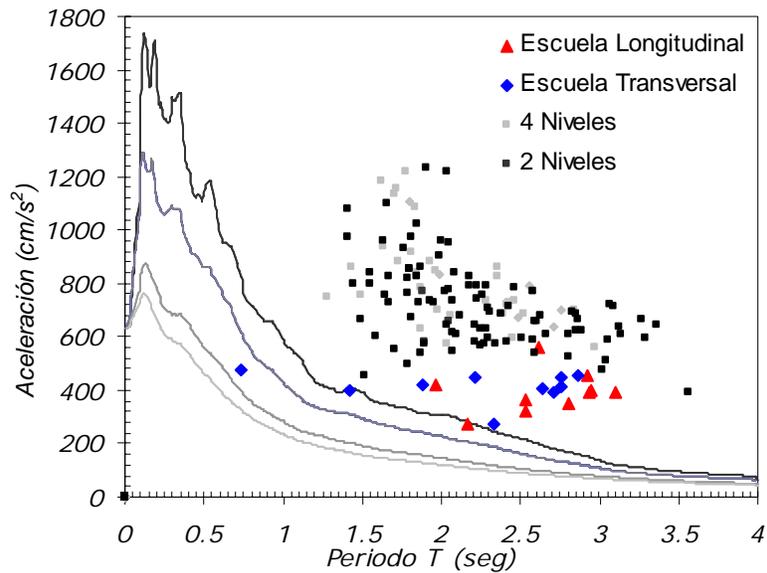


Figura 4.24 Aceleración máxima de azotea
(Estudio paramétrico y modelo de aplicación)

Debido al amplio rango de frecuencias en que se amplifica la aceleración absoluta de entrepiso, es posible decir que los contenidos ubicados en edificaciones aisladas con SPF serían muy vulnerables a excitaciones sísmicas severas. Curiosamente, la excepción a esta observación serían los contenidos muy flexibles que exhibieran periodos de vibración similares o mayores al modo fundamental de vibración del sistema de aislamiento. Por tanto, y con el objeto de brindar mayor protección a los contenidos, resulta importante tomar en cuenta los siguientes parámetros citados por (Dolce *et.al* 2003): A) Frecuencia natural de los contenidos; B) Tipo de aislamiento; y C) Participación de modos superiores.

5

Conclusiones

Respecto al coeficiente de fricción óptimo para el diseño del sistema de aislamiento se concluye que un valor de 0.04 resulta adecuado para su implementación ya que presenta enormes ventajas no solo en cuanto al control de las aceleraciones se refiere, sino en cuanto a los materiales para su fabricación ya que como se ha mostrado, la combinación de acero-teflón generan coeficientes similares además de permanecer constante tanto de manera estática como dinámica. Respecto al radio de curvatura es claro que un rango comprendido entre 200 a 400 cm resulta adecuado para disminuir las demandas transmitidas a la estructura.

Aunque el Sistema Péndulo de Fricción resulta una adecuada herramienta para el control tanto de los desplazamientos como de las fuerzas transmitidas a la estructura, el excesivo comportamiento no lineal además de los cambios continuos en la rigidez de su sistema genera vibraciones en altas frecuencias incrementando los niveles de aceleración de manera excesiva. Por lo tanto debe tenerse en cuenta que las frecuencias para las cuales se calibran los contenidos por ejemplo en hospitales, son altamente vulnerables a las transmitidas por los SPF. Por otro lado, puede resultar sumamente eficiente para aquellas estructuras en las que el daño en contenidos no involucra grandes pérdidas económicas como lo pueden ser las edificaciones de uso escolar.

En cuanto las necesidades de estudio se plantean los siguientes aspectos:

1. Resulta importante profundizar el impacto de colocar SPF con radios de curvatura mayores a los planteados en el presente, esto con el objetivo de disminuir aún más las aceleraciones registradas.
2. Tal y como lo han señalado otros estudios es importante abordar el tema de la aceleración vertical y su influencia en los sistemas estructurales aislados mediante SPF.
3. También resulta de enorme trascendencia el desarrollo de recomendaciones más específicas para el diseño y colocación de los contenidos sobre todo para los niveles de excitación observados en esta zona del Pacífico.

REFERENCIAS

Aguirre, M y R Sanchez (1992), "Structural seismic damper", ASCE Journal of Structural Engineering, Vol. 118, No 5.

Applied Technology Council (ATC), 1985. Earthquake Damage Evaluation Data for California (ATC-13). Redwood City , Calif.: ATC.

Arroyo, D y A Terán (2002), "Factores de Reducción de Fuerzas Sísmicas para el diseño de estructuras con sistemas pasivos de disipación de energía". Revista de Ingeniería Sísmica No. 66 73-93.

Arroyo, D (2008) "Comunicación Personal".

Bernal, A, H Juárez, E Arellano y C Padilla (2003), "Estimación de parámetros de Riesgo Sísmico en Guerrero en Función de las Diferentes Zonas Sismogénicas, Memorias de XIV Nacional de Ingeniería Sísmica, León Guanajuato, México.

Buckle, I G, M.EERI y L Mayes (1990), "Seismic Isolation: History, Application, and Performance-A World View", Earthquake Spectra, Vol. 6 No. 2.

Bitrán, D, J A Colorado, N García, M A Pacheco y C Reyes (2003), "Impacto Socioeconómico del Sismo Ocurrido el 21 de Enero de 2003 en el Estado de Colima, México", Sistema Nacional de Protección Civil Centro Nacional de Prevención de Desastres, Dirección de Investigación.

Chopra, A (1996), "Dynamics of Structures: Theory and Applications to Earthquake Engineering", Segunda Edición, Prentice Hall.

Christopoulos, C y A Filiatrault (2006), "Principles of Passive supplemental damping and seismic isolation", Iuss Press, pp. 113-128.

Constantinou, M C (2004), "Friction Pendulum Double Concave Bearing", Technical Report, State University of New York, Buffalo, NY.

Cornell, C (1968), "Engineering Seismic Risk Analysis, Bulletin of the Seismological Society of America, Vol. 58, No. 5.

CSI (2008), "SAP2000 Advanced V.12.0", Computers and Structures, Inc., Berkeley, California.

Dolce, M y D Cardone (2003), "Seismic Protection of Light Secondary Systems through Different Base Isolation Systems.", Journal of Earthquake Engineering, Vol. 7, No. 2 223-250, Imperial College Press.

Earthquake Protective Systems, Inc (2003), "Technical Characteristics of Friction Pendulum Bearings".

Gama, E (2008), Comunicación personal.

González-Alcorta, R y F J Noguez-López (1994), "Respuesta Teórica con Aisladores de Base.", Revista de Ingeniería Sísmica, No 46, 23-52.

Jangid, R S (2004), "Optimum friction pendulum system for near-fault motions.", Engineering Structures, 27 (2005) 349-359.

Kelly, J M (1999), "Recent Development in Seismic Isolation in the United States.", Revista de Ingeniería Sísmica, No 61, 57-72.

Kelly, J M (1982), "The Influence of Base Isolation on the Seismic Response of Light Secondary Equipment.", Earthquake Engineering Research Center, Report No. UCB/EERC-81/17.

Lyan-Ywan, L, J Wang y C Hsu (2006), "Sliding Isolation Variable Frequency Bearings for Near-Fault Ground Motions.", 4th International Conference on Earthquake Engineering Taipei, Taiwan October 12-13.

Mayes, R L, (2004) "Seismic Retrofit of Buildings with base isolation", VIII SNIS, Tlaxcala 2004.

Manual de Obras Civiles de la Comisión Federal de Electricidad, (1993) "Manual de Diseño Sísmico", Comisión Federal de Electricidad México.

Moreno, D M, L E Yamín y J C Reyes, "Estudio experimental de aisladores sísmicos tipo Péndulo de Fricción en Modelos a escala reducida". Reporte experimental, Universidad de los Andes, Bogotá, Colombia.

Muria-Vila, David y R González-Alcorta (1995), "Propiedades dinámicas de edificios de la ciudad de México", Revista de Ingeniería Sísmica, No 51, 25-45.

Naeim, F y J M Kelly (1999), "Design of Seismic Isolated Structures", From Theory to Practice, John Wiley & Sons, Inc.

Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto NTC- RCDF, (2004).

Ordaz, M y C Reyes (1999) "Earthquake Hazard in Mexico City: Observations versus Computations", Bulletin of the Seismological Society of America, 89, 5.

Priestley, M, G M Calvi y M J Kowalsky (2007) , "Displacement-Based Seismic Design of Structures", IUSS PRESS, Pavia, ITALY.

Ruiz-Gómez, S E y J P Hidalgo-Toxqui (2008), "Recomendación para Reducir las Ordenadas Espectrales de Diseño Sísmico debido a un Incremento de Amortiguamiento Viscoso en Estructuras Desplantadas Sobre Suelo Duro. Factor de Amortiguamiento β ", XVI Congreso Nacional de Ingeniería Estructural, Veracruz, Ver.

Silva-González, F L y F Garza-Tamez (2004), “El Aislamiento Sísmico Pendular: Una Alternativa para la Mitigación de Daños por Sismo”, Congreso Nacional de Ingeniería Estructural, Acapulco, Guerrero.

Symans, M D, ”Seismic Protective Systems: Seismic Isolation”, Institutional Material Complementing FEMA 451, Rensselaer Polytechnic Institute.

Sosa-García, A y S E Ruiz (1992), “Análisis Estructural y Costos de Edificios con Aisladores Sísmicos.”, Revista de Ingeniería Sísmica, No 44,11-28.

Tedesco, J , W G Mcdougal y C A Ross (1999), “ Structural Dynamics”, Theory and Applications, ADDISON-WESLEY LONGMAN, Inc.

Tena-Colunga, A (2003), “Disipación pasiva de energía en México: Un estado del arte”, VII Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica, Barquisimeto, Venezuela.

Tena-Colunga, A (2004), “Propuesta de Lineamientos para el Diseño por Sismo de Estructuras con Aislamiento de Base. Fundamentos. Reporte de Investigación.

Tena-Colunga, A (2007) “State of the Art and State of the Practice for Energy Dissipation and Seismic Isolation of Structures in Mexico.”, 10th world Conference on Seismic Isolation, Energy Dissipation and Active Vibration Control of Structures, Istanbul, Turkey, May 28-31, 2007.

Tena-Colunga, A, U Mena, L E Pérez Rocha, M Ordaz, J Avilés y J I Vilar (2008)“ Updated Guidelines for the Seismic design of Buildings in The MOC-2008 Code of Mexico.”, the 14th World Conference on Earthquake Engineering, Beijing, China.

Tena-Colunga, A (2009), “Sistemas de Control de la Respuesta Sísmica”, UAM-AZC Posgrado en Ingeniería Estructural, Notas de Clase.

Terán-Gilmore, A (2004), “Diseño por desempeño: Antecedentes, conceptos generales y perspectivas”, VII Simposio Nacional de Ingeniería Sísmica, Cuernavaca.

Terán-Gilmore, A (2007), “Fundamentos Teóricos para el Análisis de Estructuras con aislamiento de Base”, UAM-AZC Posgrado en Ingeniería Estructural, Notas de Clase.

Valdez-Olmedo, C, G Martínez-Narváez (1985), “El Terremoto de México de 1985. Efectos e Implicaciones en el Sector Salud”, Centro de Documentación y Archivo, Secretaria de Salud.

Ventura, C E, W D Liam-Finn, J F Lord y N Fujita (2003), “Dynamic Characteristics of a base isolated building from ambient vibration measurements and low level earthquake shaking, Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 23 (2003) 313-322.

Yen-Po, Wang., “Fundamentals of Seismic Base Isolation”, International Training Program for Seismic Design of Building Structures Hosted by National Center for Research on Earthquake engineering Sponsored by Department of International Programs, National Science Council.

Zayas, V A, S Low y S A Mahin (1987), “The Earthquake Resisting System Experimental Report”, Earthquake Engineering Research Center, Report No. UCB/EERC-81/01.

Zayas, V A, S Low y S A Mahin (1989), "Feasibility and Performance Studies on Improving the Earthquake Resistance of New and Existing Buildings Using the Friction Pendulum System", Earthquake Engineering Research Center, Report No. UCB/EERC-89/09.