



Universidad Austral de Chile

Facultad de Ciencias de la Ingeniería
Escuela de Ingeniería Civil en Obras Civiles

"DISPOSITIVOS PARA EL CONTROL DE VIBRACIONES"

Tesis para optar al Título de
Ingeniero Civil en Obras Civiles

Profesor Patrocinante : Sr. Galo Valdebenito M.
Ingeniero Civil

Comisión de Tesis : Sr. Adolfo Castro B.
Ingeniero Civil
M. Sc. Eng. Civil

Sr. José Soto M.
Ingeniero Civil
M. Sc. Eng. Civil

RAÚL MARCELO AVILÉS SALAZAR
VALDIVIA, 2001

AGRADECIMIENTOS Y DEDICACIÓN

Quiero comenzar dando gracias a Dios por haberme acompañado siempre y permitirme alcanzar ésta primera meta de mi vida.

Es un placer para mí expresar mi gratitud a mis padres, recordándoles mi admiración y orgullo por ellos, pues son quienes a través de mucho esfuerzo, perseverancia y amor han hecho posible mis logros actuales.

Gracias a mi profesor patrocinante por su siempre buena disposición y apoyo durante el desarrollo de la presente Memoria de Título.

Y por último, agradezco a todas aquellas personas que de una u otra manera me han ayudado durante el transcurso de mi carrera; profesores, compañeros, amigos y familiares; queriendo destacar entre éstos últimos a mi tío Lucho, mis primas Malu y Katty, y en especial a mi tía Emilia (Q.E.P.D.), por su cariño y apoyo.

Con profundo sentimiento, ésta Memoria de Título se la dedico a mis padres, por su amor, comprensión y apoyo incondicional; y a mi hijo Luciano, por ser fuente continua de inspiración en mi vida.

El tipo de edificación más utilizado en Chile es en base a muros de hormigón armado, y a pesar de haber tenido un comportamiento adecuado en sismos pasados, ha producido cuantiosas pérdidas por daños en la estructura, en elementos no estructurales y en el contenido. De igual forma, el gran daño observado durante recientes terremotos (Northridge, E.E.U.U.; Kobe, Japón), justifica la preocupación y crítica a la filosofía y práctica corriente en el análisis y diseño de estructuras sismorresistentes.

Una alternativa de diseño sismorresistente diferente a la tradicional y que actualmente constituye una alternativa factible, es el *Diseño Sismorresistente mediante Sistemas de Control de Vibraciones*; técnica que ha tenido muy buenos resultados en los terremotos mencionados anteriormente.

La presente Memoria de Título efectúa una recopilación de los principales antecedentes sobre los dispositivos más importantes que se utilizan actualmente para el control de vibraciones en estructuras. Cada uno de los cuales se encuentra clasificado de acuerdo con el mecanismo utilizado y sus características histeréticas en sistemas de control pasivos, activos e híbridos.

Se describen los sistemas pasivos, activos e híbridos, y se presentan también los modelos de análisis para éstos sistemas.

En la Memoria se aborda, además, el tema del costo sísmico y los costos económicos que involucra la incorporación de los sistemas de control; junto con la actual situación de las normativas y regulaciones de algunos países con mayor desarrollo en materia de control de vibraciones.

Por último, se presenta la realidad nacional a través de la descripción de algunas de las principales aplicaciones de la aislación sísmica en Chile; y también se presenta una aplicación conceptual que demuestra las bondades de una estructura con aislación en la base con respecto a una de base fija.

SUMMARY

The type of edification more used in Chile is based on walls of concrete, and in spite of having had an adequate behavior in past earthquakes, it have produced considerable losses for damages in the structure, in elements not structural and in the content. From equal form, the great damage observed during recent earthquakes (Northridge, E.E.U.U.; Kobe, Japan), justify the concern and critic to the philosophy and average practice in the analysis and design of earthquake-resistant structure.

An alternative of different earthquake-resistant design to the traditional and that at the moment constitute a feasible alternative, is the *Earthquake-Resistant Design by means of Vibrations Control Device*; technique that has had very good results in the mentioned earthquakes previously.

This Thesis makes a compilation of the main antecedents on the most important devices that they are used at the moment for the control of vibrations in structures. Each one of which is classified in accordance with the used mechanism and their histeretics characteristics in systems of passive, active and hybrid control.

The passive, active and hybrid systems are described, and they also come the models of analysis for these systems.

In the Thesis are approached, also, the topic of the seismic cost and the economic costs that involve the incorporation of Vibrations Control Device; together with the actual situation of the normative and regulations of some countries with major development as regards control of vibrations.

Lastly, it is expound the national reality through the description of some of the main applications of the seismic isolation in Chile; and it also come a conceptual application that demonstrates the kindness of a structure with isolation in the base with regard to one of fixed base.

ÍNDICE

CAPÍTULO I INTRODUCCIÓN	1
1.1 Antecedentes Generales	1
1.2 Objetivos Generales	3
1.3 Alcances	3
1.4 Sistemas de Control de Vibraciones	3
1.5 Historia del Control de Vibraciones de Edificios	7
CAPÍTULO II SISTEMAS DE CONTROL PASIVO	11
2.1 Sistemas de Absorción de Energía	11
2.1.1 Sistemas de Amortiguamiento Histerético	12
2.1.1.1 Amortiguador Honeycomb	13
2.1.1.2 Amortiguador de Junta	16
2.1.1.3 Dispositivo ADAS	20
2.1.1.4 Amortiguador de Vibración Penguin-PVD	23
2.1.1.5 Amortiguador de Extrusión de Plomo	27
2.1.1.6 Dispositivo Pall.....	30
2.1.1.7 Dispositivo Sumitomo	35
2.1.1.8 Dispositivo de Dorka	38
2.1.2 Sistemas de Amortiguamiento Viscoso	43
2.1.2.1 Amortiguador de Aceite de Alto Amortiguamiento-HiDAM	44
2.1.2.2 Amortiguador Viscoso de Taylor-TFVD	48
2.1.2.3 Amortiguador Viscoelástico 3M	53
2.1.2.4 Amortiguador SAVE	57
2.1.2.5 Amortiguador V-SAVE	58
2.2 Sistemas de Efecto-Masa	60
2.2.1 Dispositivo S-TMD	61
2.2.2 Amortiguador de Masa Pasivo IHI	66
2.2.3 Dispositivo SSD	68
2.3 Sistemas de Aislación Basal	72
2.3.1 Antecedentes Generales	72
2.3.1.1 Flexibilidad	74
2.3.1.2 Disipación de Energía	75
2.3.1.3 Rigidez Alta para Bajos Niveles de Carga	76

2.3.1.4 Aspectos Constructivos	77
2.3.2 Tipos de Sistemas de Aislación Basal	78
2.3.2.1 Apoyo de Goma Laminada	79
2.3.2.2 Apoyos de Goma de Alto Amortiguamiento	82
-Aisladores Sísmicos de Bridgestone	82
2.3.2.3 Apoyo de Goma con Núcleo de Plomo	86
2.3.2.4 Sistemas de Aislación Basal Shimizu	89
2.3.2.5 Sistema de Péndulo Friccional-FPS	95
2.3.2.6 Sistemas Elásticos Friccionantes	101
2.3.2.7 Sistema de Aislación Basal TASS	103
2.3.2.8 Sistemas GERB	106
2.3.2.9 Sistema de Piso de Aislación Sísmica	112
CAPÍTULO III SISTEMAS DE CONTROL ACTIVO	121
3.1 Introducción	121
3.2 Aspectos Básicos del Control Activo de Estructuras	121
3.2.1 El Control Automático	121
3.2.2 Características Básicas de un Sistema de Control Activo de Estructuras ...	123
3.2.3 Estrategias Utilizadas en el Control Activo de Estructuras	124
3.3 Mecanismos de Control Activo	125
3.3.1 Sistema AMD	129
3.3.2 Sistema de Rigidez Variable-AVS	136
CAPÍTULO IV SISTEMAS DE CONTROL HÍBRIDOS	142
4.1 Introducción	142
4.2 Sistemas de Amortiguadores de Masa Activos e Híbridos	142
4.2.1 Tipo Mecanismo de Movimiento XY	142
4.2.2 Tipo Apoyo de Goma Multiplataforma	143
4.2.3 Tipo Péndulo Multiplataforma	143
4.2.4 Tipo Péndulo de Cuerpo Rígido	144
4.3 Tipos de Sistemas de Control Híbridos	144
4.3.1 Dispositivo S-HMD	145
4.3.2 Amortiguador de Masa Híbrido en Forma de V IHI	149
4.3.3 Sistema de Amortiguador de Masa Híbrido Yokogawa	155
4.3.4 Sistema DUOX-Amortiguador de Masa Híbrido	158

CAPÍTULO V	MODELOS DE ANÁLISIS DE LOS SISTEMAS DE CONTROL DE VIBRACIONES	162
5.1	Modelo Dinámico del Sistema de Aislación Basal	162
5.1.1	Modelación de los Dispositivos de Apoyo de Aislación	163
5.2	Modelo Dinámico de un Edificio con Dispositivo HiDAM	164
5.3	Modelo Dinámico con Dispositivos de Fricción en la Estructura	165
5.4	Modelo Dinámico para el Amortiguador de Masa Híbrido, Pasivo y Activo	165
CAPÍTULO VI	ESTUDIO DE COSTOS	169
6.1	Costo Sísmico y Economía	169
6.2	Costos Económicos de la Incorporación de Sistemas Aislantes	169
CAPÍTULO VII	NORMATIVA Y REGULACIONES	175
7.1	Situación de Estados Unidos	175
7.2	Situación de Japón	177
7.3	Situación de Nueva Zelanda	178
7.4	Situación de Chile	179
CAPÍTULO VIII	ESTUDIO CHILENO EN MATERIA DE CONTROL DE VIBRACIONES	180
8.1	Principales Aplicaciones de la Aislación Sísmica sobre Estructuras Chilenas	181
8.1.1	Edificio Aislado, Comunidad de Andalucía, Santiago	181
8.1.2	Puente Marga-Marga, Viña del Mar	185
8.1.3	Metro-Tren de Santiago	187
8.2	Desarrollo de Códigos	188
8.3	Nuevos Proyectos	188
8.4	Nuevas Facilidades de Ensayos	189
8.5	Proyectos de Investigación Recientes	190
CAPÍTULO IX	APLICACIÓN CONCEPTUAL	193
9.1	Comparación entre las respuestas de dos marcos idénticos, salvo la condición de apoyo	193
9.2	Reducción de acero al utilizar aislación en la base	200

CAPÍTULO X	COMENTARIOS Y CONCLUSIONES201
BIBLIOGRAFÍA	206
ANEXO N°1	209
ANEXO N°2	243

CAPÍTULO I

INTRODUCCIÓN

1.1 ANTECEDENTES GENERALES

El objetivo fundamental del diseño estructural frente a solicitaciones sísmicas es el de mantener la respuesta estructural dentro de límites marcados por la seguridad, servicio y confort humano. Dicho objetivo puede alcanzarse aplicándose los conceptos básicos del diseño sismorresistente convencional.

Ciertos detalles de diseño, que se encuentran prácticamente en todas las normativas del mundo, tienen como objetivo disipar una parte de esta energía a fin de evitar aceleraciones excesivas y desplazamientos (corrimientos) que la estructura no pudiera resistir. Precisamente, la disipación suele conseguirse mediante la plastificación de algunos elementos estructurales que, en el caso de edificios, son por lo general, en las vigas cerca de las intersecciones con las columnas. Es entonces, paradójico que la protección de una estructura se realice a costa de desperfectos en parte de la misma.

Los principios básicos actuales de diseño sismorresistente de edificios, tanto en Chile como en el resto del mundo, están orientados a lograr estructuras que:

- resistan sin daños movimientos sísmicos de intensidad moderada;
- limiten los daños en elementos no estructurales durante sismos de mediana intensidad;
- aunque presenten daños, eviten el colapso durante sismos de intensidad excepcionalmente severa.¹

Aunque ésta filosofía es atractiva intuitivamente, posee serias deficiencias tales como:

- (1) La definición de un sismo de moderada intensidad, de mediana intensidad y de intensidad excepcionalmente severa es, a lo menos, poco operativa, sobre todo para un fenómeno que aun se desconoce en muchos aspectos.
- (2) La definición de los estados límites de deformación y resistencia asociados a cada uno de éstos niveles de excitación no es explícito.
- (3) No es una filosofía conocida por los propietarios y usuarios que parecen no estar informados adecuadamente de que para un terremoto severo se acepte daño masivo en la estructura, lo que se traduce en una pérdida económica total de la estructura (aunque se prevenga el colapso).

- (4) La filosofía no dice nada sobre los contenidos de las estructuras que en muchos casos superan con creces en valor a la estructura en sí.

Tradicionalmente, el diseño sismorresistente se basa en satisfacer la ecuación de demanda externa y capacidad de la estructura. La demanda considera las fuerzas y deformaciones generadas en las estructuras por el sismo; la capacidad considera la resistencia y deformabilidad que puede ser desarrollada por la estructura sin comprometer su estabilidad. Así un diseño seguro es el que cumple con $Capacidad > Demanda$ para cualquier respuesta estudiada. El diseño sismorresistente convencional ha tratado siempre de satisfacer ésta desigualdad por medio del aumento de la capacidad de los elementos estructurales, entendiendo por ello un aumento de resistencia o un aumento de capacidad de deformación (ductilidad). El mayor inconveniente en ésta línea de diseño es que la demanda permanece inalterada y es lo que la naturaleza quiera. Y como nuestro estado del conocimiento sobre la demanda es aun precario, se debe garantizar ésta desigualdad a través del incremento en la capacidad para alcanzar un determinado margen de seguridad.

En muchos países, durante los últimos diecisiete años, y con mayor fuerza durante los últimos seis años, un nuevo método comenzó a aparecer, denominado "***Diseño Sismorresistente mediante Sistemas de Control de Respuesta***" o "***Diseño Sismorresistente mediante Sistemas de Control de Vibraciones***", distinguible del diseño sismorresistente tradicional.

Hace algunos años atrás, la razón por la cual el desarrollo tecnológico relativo a la reducción de vibraciones no se extendía a las estructuras sometidas a sismos era fundamentalmente "el costo". Es fácil reconocer que el costo de éstos sistemas irá bajando progresivamente en forma inevitable en la medida que se comiencen a utilizar cada vez más. ¿Qué faltaba para que éstos sistemas fueran mundialmente aceptados?, una década de investigaciones sobre el tema no logró lo que treinta segundos sí: Northridge en 1994 y Kobe en 1995. Los resultados de estructuras con sistemas de reducción de vibraciones en éstos sismos, especialmente Kobe, han revolucionado la ingeniería sísmica, y estamos ciertos que para bien; en la medida que se diseñen estos sistemas en forma cuidadosa.

¿Qué es lo diferente que aportan éstas nuevas tecnologías que no aporta el diseño sismorresistente convencional?. En realidad es muy simple, satisface la desigualdad $Capacidad > Demanda$ reduciendo la demanda. Esto no significa que se altere la excitación, lo que sería esencialmente imposible; pero si que alteremos lo que percibe nuestro sistema a través de modificar sus propiedades dinámicas de rigidez y amortiguamiento de modo que las vibraciones inducidas por la excitación sean considerablemente menores.

¹ NCh 433.Of96, art. 5.1.1

1.2 OBJETIVOS GENERALES

La presente Memoria tiene como principal objetivo entregar una visión global de los dispositivos para el control de vibraciones en estructuras de mayor relevancia a nivel mundial y que tienen una aplicación real en la actualidad.

Debido al gran desarrollo que ha experimentado recientemente el análisis y diseño de estructuras con sistemas de reducción de vibraciones, es muy posible que nuevos dispositivos, quizás más innovadores y adecuados que los mencionados aquí sean propuestos. Sin embargo, lo presentado en éste trabajo es suficientemente general para poder explicar y entender nuevas ideas.

1.3 ALCANCES

La intención fundamental es proporcionar los elementos básicos, de manera sencilla y equilibrada, de los dispositivos para el control de vibraciones en estructuras, destinada fundamentalmente para la consulta de estudiantes de Ingeniería Civil, Construcción Civil y Arquitectura. Presumiéndose, sin embargo, el conocimiento de conceptos básicos de la dinámica de estructuras y del diseño sismorresistente. La Memoria constituye además una buena fuente de referencia para todos los profesionales vinculados con el área de la construcción de estructuras de edificios.

Desde el capítulo II hasta el capítulo IV se presenta una descripción de los sistemas pasivos, activos e híbridos junto con los principales dispositivos para el control de vibraciones usados en la actualidad, con alguna mención de aplicaciones sobre estructuras existentes. En el capítulo V se exponen modelos de análisis para algunos sistemas de control de vibraciones. El capítulo VI aborda el estudio de los costos de la incorporación de éstos dispositivos. Se presentan algunos casos de edificios reales. El capítulo VII trata las normativas y regulaciones existentes sobre el control de vibraciones en estructuras. El capítulo VIII presenta la realidad nacional en materia de control de vibraciones. En el capítulo IX se presenta una aplicación conceptual de la aislación de base. Y por último, en el capítulo X se exponen los comentarios y conclusiones finales respecto a los dispositivos para el control de vibraciones.

1.4 SISTEMA DE CONTROL DE VIBRACIONES

El sistema de control de vibraciones reduce y controla la respuesta de la estructura para todo género de vibraciones causadas no solo por el movimiento sísmico, sino también por el viento, tráfico, maquinaria y una variedad de otras fuentes.

El objetivo del control de vibraciones de edificios posee dos aspectos importantes a considerar en el diseño de edificios:

- Hacer que los períodos naturales de vibración del edificio sean muy diferentes de los períodos predominantes de la excitación sísmica, con el objeto de evitar el fenómeno de resonancia.
- Lograr que el amortiguamiento del edificio sea alto, y así reducir las deformaciones debidas a la sollicitación sísmica.

El terremoto de México de 1985 mostró la importancia del primer aspecto, muchos de los edificios de mediana altura (10 a 20 pisos) colapsaron en la zona de terreno blando, mientras los edificios bajos de muros de hormigón armado se comportaron satisfactoriamente en el mismo tipo de terreno. Si el diseñador da una gran atención a estos dos aspectos, se dice que la estructura tiene "vibraciones controladas".

De acuerdo con el mecanismo utilizado y sus características histeréticas los sistemas de control de vibraciones o de respuesta se pueden clasificar como sistemas de control pasivos, activos o híbridos como se muestra en la Fig. 1.1. Los sistemas de control pasivo son aquellos en los cuales se utilizan dispositivos en los que no es necesario ningún tipo de energía externa para lograr su acción, por ejemplo los dispositivos en base a fluencia, fricción y viscoso que actúan sobre el desplazamiento relativo de la estructura; los sistemas de control activo se activan a través de energía externa, y sistemas de control híbrido que son una combinación de diferentes sistemas de control pasivo con sistemas de control activo que necesitan mucho menos energía y maquinaria que los sistemas de control activo.

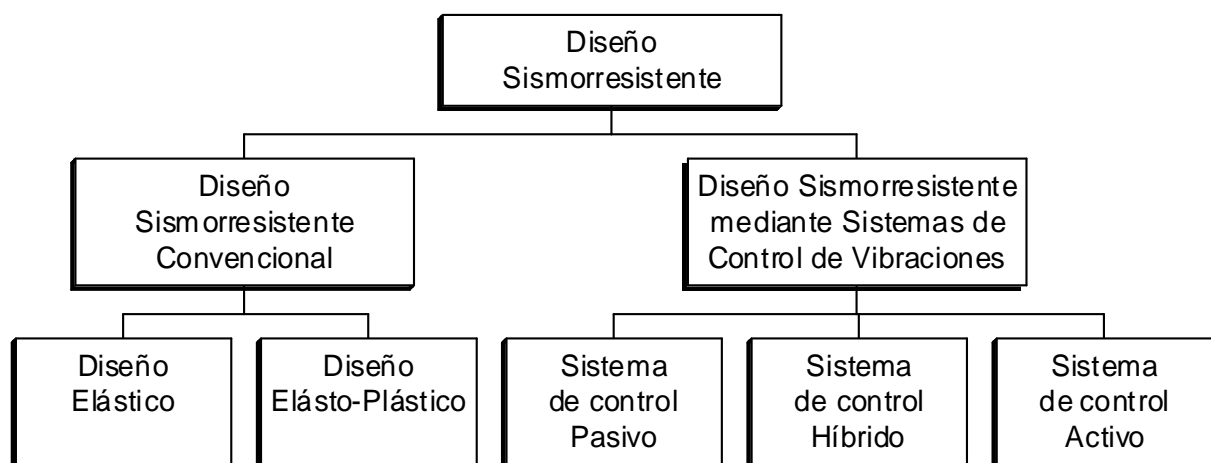


Fig. 1.1 Clasificación del Diseño Sismorresistente.

Es así, que la demanda social por altos niveles de seguridad, comodidad y alivio del temor causado por los movimientos sísmicos son otra razón que ha hecho florecer la construcción de

edificios con sistemas de control de vibraciones, sobre todo en Japón. Para ello la mayoría de las principales empresas constructoras japonesas han construido primero sus propios edificios con mecanismos para el control de vibraciones de manera de probar sus efectos. Tales edificios están dotados con sistemas de observación de terremotos para registrar las características reales de la respuesta, de manera de verificar la validez de sus métodos analíticos y obtener alguna información nueva que no se pueda predecir por modelos y simulaciones de computador.

En la Figura 1.2 se encuentra la clasificación de los más importantes dispositivos para el control de vibraciones, divididos según el tipo de Sistema al cual pertenezcan, es decir, pasivos, activos e híbridos.

SISTEMAS DE CONTROL PASIVO		
1.- Sistemas de Absorción de Energía		
• Mecanismos de Amortiguamiento Histerético:		
Dispositivos Histeréticos	Amortiguador de Panal (Honeycomb) Amortiguador de Junta: - Tipo Bell - Tipo Dumbell - Tipo Hourglass Dispositivo ADAS Amortiguador de Plomo PVD Amortiguador de Extrusión de Plomo	
Dispositivos de Fricción	Dispositivo Pall Dispositivo Sumitomo Dispositivo Dorca	
• Mecanismos de Amortiguamiento Viscoso:		
Amortiguadores Viscosos	Dispositivo HiDAM Amortiguador Viscoso de Taylor TFVD	
Amortiguadores Viscoelásticos	Amortiguador 3M Amortiguador SAVE Amortiguador V-SAVE	
2.- Sistemas de Efecto - Masa		
Amortiguadores de Masa Sintonizada	Tipo de apoyo de goma multiplataforma	Dispositivo S-TMD
	Tipo péndulo multiplataforma	Dispositivo TMD - IHI
	Tipo masa líquida	Dispositivo SSD
3.- Sistemas de Aislación Basal		
Sistemas Elastoméricos	Apoyos de Goma Laminada Apoyos de Goma de Alto Amortiguamiento Apoyos de Goma con Núcleo de Plomo Sistemas Shimizu	
Sistemas Deslizantes	Sistemas de Péndulo de Fricción FPS Sistema TASS	
Otros Sistemas	Sistemas GERB Sistemas de Piso de Aislación Sísmica	

SISTEMAS DE CONTROL ACTIVO	
1.- Sistemas de Control por Fuerza	Amortiguador de Masa Activa (AMD)
2.- Sistemas de Características Estructural Variable	Sistema de Rigidez Variable Activa (AVS)

SISTEMAS DE CONTROL HÍBRIDO		
1.- Dispositivos de Efecto - Masa		
Amortiguadores de Masa Híbridos (HMD)	Tipo apoyo de goma multiplataforma	Dispositivo S-HMD
	Tipo péndulo de cuerpo rígido	HMD en forma de V IHI
	Tipo péndulo multiplataforma	HMD de Yokogawa
Sistema de Amortiguación de Masa Sintonizada Compuesto	Sistema DUOX	

Figura 1.2 Clasificación de los principales dispositivos para el control de vibraciones de estructuras fabricados por empresas especializadas.

1.5 HISTORIA DEL CONTROL DE VIBRACIONES DE EDIFICIOS

Algunos edificios tradicionales antiguos parecen tener control de vibraciones. Un ejemplo es la pagoda de cinco pisos construida en Japón, que se muestra en la Fig. 1.3. La más antigua tiene alrededor de 1200 años. No hay seguridad respecto a si la pagoda de cinco pisos tiene buenas características sísmicas en general, o si sólo las buenas permanecen. Al parecer la pagoda tiene las siguientes características:

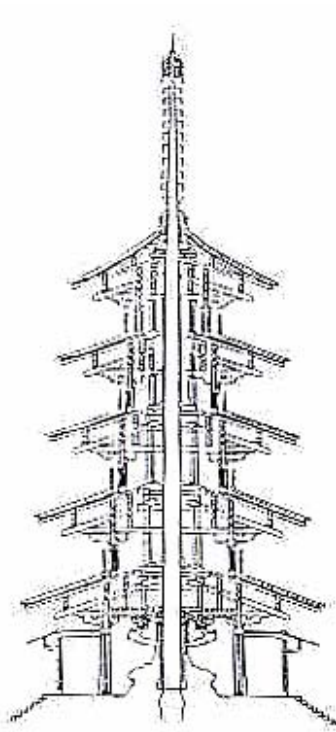


Figura 1.3 Pagoda de cinco pisos en Nara, Japón.

1. Se construyó en buen terreno.
2. La torre es flexible y su período natural es mucho más largo que los períodos predominantes esperados durante movimientos sísmicos.
3. La parte exterior de la torre está compuesta de muchas piezas de madera que actúan como amortiguadores de fricción cuando son severamente agitados (alto amortiguamiento).
4. Un pesado madero al centro cuelga de la parte exterior con el objeto de balancear el peso de los techos en voladizo, es decir, este madero trabaja como un péndulo. Así, la pagoda tiene dos períodos predominantes y la respuesta es muy pequeña para otros períodos.

La idea de mejorar el comportamiento sísmico de estructuras mediante sistemas de aislación basal no es nueva. Kirikov describe varios procedimientos utilizados en la antigüedad por los constructores sumerios, griegos, romanos, bizantinos, etc., con el fin de proteger sus estructuras del efecto de los terremotos. Algunos de estos procedimientos parecieran que tienen como objetivo, el aumento de la ductilidad de las rígidas construcciones de mampostería de piedra o de ladrillo utilizadas en aquellos tiempos. Otros intentaban mejorar el comportamiento sísmico de tales estructuras mediante sistemas de aislamiento de su base. El aumento de ductilidad se lograba, en el caso de los muros de ladrillos, mediante la utilización de morteros con arcilla y betún. Los muros de piedra, que en la Grecia antigua se realizaban sin mortero, se lograban ductilizar fijando las piedras entre sí mediante chapas metálicas selladas con plomo. De esta manera se lograba que las construcciones no se comportasen como sólidos completamente rígidos, sino que absorbieran parte de la energía de los sismos. Algunas veces, la mampostería se colocaba solamente en la parte inferior de los muros, constituyendo un verdadero aislamiento de la construcción. Este es el caso del palacio Toprak-Kala, en la región del curso inferior del río Amu Daria, en Asia Central, que data del siglo III A.C.

El procedimiento más usual de aislamiento antisísmico utilizado en la antigüedad consistía en colocar una capa de arena fina debajo de las cimentaciones de la construcción, a fin de conseguir una especie de apoyo deslizante. Este procedimiento lo tomaron los constructores de Knossos (Creta), 2000 años A.C., en varios edificios de esta ciudad e incluso en su célebre palacio. Procedimientos similares se utilizaron en muchas de las ciudades griegas, tales como la ciudad de Chokrak, en la costa del mar de Azov. La cimentación de su templo del siglo III A.C. se ha construido sobre una capa gruesa de arcilla y de otras dos capas, una de piedras de dimensión mediana y la segunda de piedras pequeñas. Una solución bastante similar se utilizó en la protección antisísmica del anfiteatro de los Flavios de Roma, más conocido como Coliseum, en el siglo I D.C.

Un sistema mucho más parecido a lo que se entiende hoy en día por aislación antisísmica se utilizó en la construcción del templo griego de Ponticapéa, del reino de Bósforo, del norte del Mar Negro, que data de los siglos VI-IV A.C.. Dicha aislación se realizó con barras de madera colocadas entre los muros y la cimentación.

Todas estas medidas de protección antisísmica eran, tal vez, intuitivas o empíricas, basadas en la experiencia extraída de la tradición y de la práctica de los constructores de la antigüedad. Estudios más rigurosos que constituyen el punto de partida de los conceptos fundamentales utilizados hoy en día en la aislación antisísmica de estructuras, han empezado a desarrollarse al comienzo de este siglo. En este sentido hay que destacar que K. Kawai presentó

una idea de aislación basal en la revista del Instituto de Arquitectura de Japón en 1891 después del terremoto de Nobi. Desde entonces han surgido variadas peticiones de patentes para la aislación basal, es así como Jacob Betchtold, de Munich, Alemania, en 1906 en Estados Unidos, construye un edificio a prueba de terremotos consistente en una base rígida que sustenta el edificio y unos cuerpos rígidos que soportan libremente la base. En 1909 un médico inglés J.A. Calantariet, solicitó una patente británica para un sistema de apoyo consistente en capas de talco que aislasen el edificio de las perturbaciones del terreno. En 1929, Robert Wladislas de Montalk de Wellington, Nueva Zelandia, solicitó una patente para un procedimiento mediante el cual un colchón se sitúa entre la base del edificio y su cimentación, estando compuesto el colchón por un material que absorba o minimice los choques y que, por lo tanto, proteja al edificio.

En los años 20 y 30 se propuso la construcción de edificios con la planta baja flexible. Esta técnica consistía en dar menor rigidez a las columnas del primer nivel, con el propósito de que en caso de terremotos las deformaciones se concentrasen en la planta baja y de esta manera se absorbiera más energía. Posteriormente, se propuso una técnica derivada de ésta, denominada planta baja elastoplástica, Consistente en diseñar las columnas de la planta baja de modo que se formasen rótulas plásticas que absorbiesen parte de la energía sísmica. Aunque el concepto de planta baja ya no se plantea en la actualidad, frecuentemente se diseñan, por razones estéticas, edificios con la planta baja de altura mayor de lo habitual. Comportándose, bajo cargas sísmicas, como si tuviera la planta baja flexible.

Hoy en día se sabe que este tipo de estructuración puede llevar al colapso de la estructura, fenómeno conocido como piso débil o piso blando.

Un siguiente paso hacia el desarrollo de la aislación antisísmica en su forma actual, lo constituyeron los aparatos de apoyo compuestos por rodillos metálicos que sostienen un edificio impidiendo la transmisión de energía. R. Oka, en la década del 30 diseñó una estructura con aislación basal cuyo mecanismo es un rodillo doblemente articulado y una de las articulaciones tiene fricción que trabaja como amortiguador. Este edificio aun existe en Himeji, Japón. Los rodillos metálicos tienen un rozamiento muy bajo, lo que hace necesario la colocación de amortiguadores que impidan el desplazamiento cuando la estructura se ve sometida al empuje de la acción sísmica. Al carecer los aparatos de apoyo de fuerzas restitutivas, los corrimientos de la base respecto del terreno son permanentes. A diferencia de los rodillos metálicos utilizados como apoyos para puentes, los instalados como aislación antisísmica pueden permanecer inactivos durante largo tiempo, con el consiguiente riesgo de que se produzca la soldadura en frío de los materiales, quedando el aparato inutilizado.

En 1963, la ciudad Skopje que es la capital de la República de Macedonia, en la ex-Yugoslavia, se vio severamente afectada por un terremoto. La ciudad se ha reconstruido con la cooperación de las Naciones Unidas y varios países extranjeros. Un colegio, con el nombre de Pestalozzi, fue donado por Suiza y el diseñador suizo quería hacerlo a pruebas de terremotos. El propuso el uso de elastómero como aisladores basales. Así, el primer edificio en el mundo sobre apoyo de elastómeros como aislación basal se construyó en 1969. Cuando se proyectó este edificio, la tecnología de los dispositivos de apoyo de goma laminada o de neopreno zunchado no estaba tan desarrollada como en la actualidad y se utilizaron bloques de caucho natural sin refuerzo. Al ser la rigidez vertical de los apoyos la misma que la horizontal, el edificio se balanceaba sobre los dispositivos de apoyo.

En resumen, los sistemas de control de vibraciones comenzaron a desarrollarse principalmente con distintos tipos de aislación basal, ya en la antigüedad, tal vez basados en la intuición de los constructores.

CAPÍTULO II

SISTEMAS DE CONTROL PASIVO

Bajo la denominación de sistema de control pasivo se encuentra una serie de medidas, algunas de tipo estructural, que tienen como objetivo el de concentrar la disipación de energía (proporcionar ductilidad) en ciertas zonas preestablecidas de la estructura, protegiendo de esta forma las zonas críticas de ella y otras: y las de tipo no estructural, que consisten en incorporar en la estructura ciertos mecanismos externos que absorban parte de la energía inducida por la excitación y, consecuentemente, aumentar el amortiguamiento de la estructura. Los sistemas pasivos absorben la energía de la excitación incrementando el amortiguamiento de la estructura y modificando sus frecuencias naturales de vibración alejándolas de las frecuencias presentes en la excitación. Dichos mecanismos deben diseñarse estimando previamente el rango de frecuencias de la excitación.

El sistema de control pasivo se divide en:

1. Sistemas de Absorción de Energía que están basados en el aumento artificial de la capacidad de disipación de energía de una estructura, que puede ser obtenido por el uso de dispositivos especiales,
2. Sistemas de Efecto-Masa, que utilizan la resonancia de una gran masa colocada en la parte superior de la estructura.
3. Sistemas de Aislación Basal que combina medidas estructurales como la reducción del número de vínculos entre la estructura y el terreno, con otras de carácter no estructural como la utilización de aparatos de apoyo especiales.

2.1 SISTEMAS DE ABSORCIÓN DE ENERGÍA

Los sistemas de absorción de energía están basados en amortiguadores los cuales absorben la energía de entrada de los sismos para reducir la respuesta de vibración de la estructura. Tales sistemas son:

- Sistema de amortiguamiento histerético, los cuales cambian la energía de entrada del sismo en energía térmica a través de la histéresis plástica de metal o energía friccional.

- Sistemas de amortiguamiento viscoso, los cuales convierten la energía de entrada del sismo en energía térmica por medio de la deformación de un líquido viscoso o un material visco elástico.

Los sistemas de absorción de energía utilizan el desplazamiento relativo de pisos que ocurre en las estructuras durante excitaciones sísmicas o de vientos. Estos desplazamientos de la estructura causan el desplazamiento o velocidad del amortiguador haciendo que este trabaje.

Los sistemas de absorción de energía pueden ser usados independientemente o en conjunto con otros sistemas. También existen amortiguadores que utilizan el desplazamiento relativo entre estructuras durante sismos o vientos fuertes para reducir la vibración de la estructura.

Las razones para adoptar este tipo de sistemas son para disminuir la respuesta estructural causadas tanto por fuertes vientos como sismos o ambos.

2.1.1 SISTEMAS DE AMORTIGUAMIENTO HISTERÉTICO

Los mecanismos de amortiguamiento histerético, por lo general, utilizan la plasticidad del acero. Estos mecanismos ofrecen la ventaja de tener una gran capacidad de amortiguamiento desde un volumen del dispositivo relativamente pequeño. El efecto de amortiguamiento varía con la amplitud vibracional. Los efectos de amortiguamiento de los amortiguadores de histéresis dependen del nivel sísmico y de la razón de la fuerza total de los amortiguadores instalados en el edificio al peso total de estructura, que en muchos casos, la fuerza de amortiguamiento total es alrededor de un 2% del peso total de la estructura. Los amortiguadores de histéresis son económicos, no se deterioran en largos períodos de tiempo y son altamente confiables.

A continuación se describen distintos dispositivos de amortiguamiento histerético que están en el mercado con algunos ejemplos de aplicación real.

2.1.1.1 Amortiguador Honeycomb

Este dispositivo fabricado por la empresa japonesa Kajima Corporation es un típico ejemplo de un amortiguador de acero histerético, el cual es un amortiguador de placa de acero con muchas aberturas en forma de rejillas en el medio de él. Es por ello su nombre que significa panal de abeja. Este dispositivo actúa en una sola dirección.

Este tipo de dispositivo utiliza como mecanismo disipador la deformación relativa entre los miembros estructurales principales para que de esta forma la deformación del amortiguador disipe la energía de vibración y con ello reduzca el movimiento de respuesta de la estructura. Para ello utiliza las buenas propiedades de disipación de energía del acero.

La tensión de fluencia de los amortiguadores es seleccionada óptimamente de acuerdo a la excitación de la perturbación de entrada.

Se han desarrollado tres versiones de amortiguadores honeycomb. El material usado para este amortiguador es el BT-LYP24 que es un tipo de acero que tiene una tensión de fluencia de 24 kgf/mm^2 y que cuyo rango de fluencia se extiende mucho más que el de los materiales de acero usuales.

La forma del amortiguador es diseñada así para que tenga una alta rigidez y una capacidad de disipación de la energía que induce a la deformación plástica alrededor de todo el cuerpo del amortiguador homogéneamente. En la Fig. 2.1 se muestra dimensiones típicas del amortiguador, además se señala la zona de conexión con la estructura (parte Y), la zona del amortiguador que disipa la energía (parte X) y la dirección en que actúa la carga sobre el dispositivo.

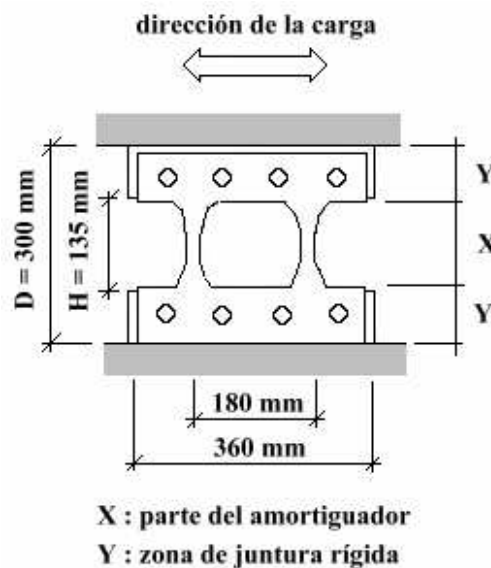


Figura 2.1 Ejemplo de una unidad de amortiguamiento Honeycomb.

Existen variados ejemplos de aplicación tales como en la instalación en muros, pilares y vigas como se muestra en la Fig. 2.2.



Figura 2.2 Método de aplicación de los amortiguadores Honeycomb.

En la Fig. 2.3 se muestra la comparación entre las curvas de histéresis dadas por un ensayo de carga cíclica y el modelo de histéresis idealizado empleado para el análisis.

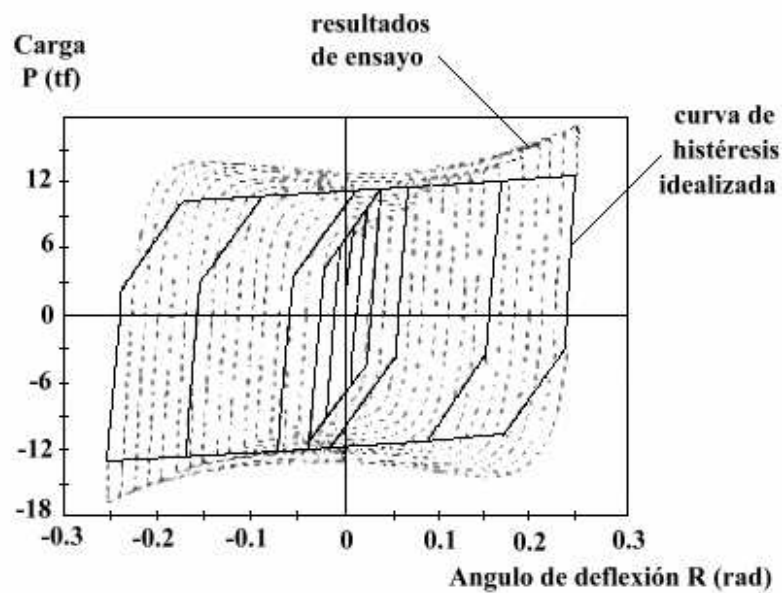


Figura 2.3 Curva de histéresis del amortiguador Honeycomb (Experimental e idealizada).

En cuanto al costo del dispositivo la empresa calcula que la razón de costo dispositivo/edificio es entre un 0.1 y 0.2 % y que el ahorro en costo estructural obtenido de aplicaciones reales es entre un 1-2%.

En un ejemplo numérico que se realizó para un edificio residencial denominado Sea Fort Square, ubicado en Japón, bajo la excitación del suelo, las reducciones en la fuerza de corte estaban entre 10 y 35%. Además la energía total disipada por el amortiguador es

aproximadamente 1/16 de la capacidad del dispositivo. En otras palabras, no sería necesario reemplazar el amortiguador incluso después de un sismo severo.

Otro ejemplo de aplicación es en el edificio SHIP (Shopping Housing-Intelligent-Park), ubicado en Japón. Este es un complejo de dos edificios con 28 y 35 pisos, respectivamente. Los amortiguadores Honeycomb se han instalados en medio de las columnas, donde es esperado que los momentos de flexión sean pequeños. Para el edificio de 28 pisos, cuatro unidades de amortiguador honeycomb son colocados en cada piso entre los pisos N°2 y el N°21. Usando estos dispositivos, la fuerza de corte fue reducida en 20 a 30%, conduciendo a importantes ahorros en la estructura.

2.1.1.2 Amortiguador de Junta

Este es otro tipo de dispositivo de acero hysterético producido por la empresa japonesa Kajima Corporation.

Por medio de este tipo dispositivo hysterético se pueden conectar dos estructuras de edificios adyacentes, con lo que se logra una reducción del movimiento de respuesta de ambas estructuras.

Este tipo de dispositivo utiliza como mecanismo disipador el desplazamiento relativo entre las dos estructuras, produciéndose una deformación de los amortiguadores, los cuales disipan la energía de vibración que llega a las estructuras de edificios bajo una excitación sísmica grande. Estos dispositivos de amortiguamiento usados para la deformación elasto-plástica son llamados Amortiguadores de Junta los cuales están hechos de acero.

En la Fig. 2.4 se muestran varias aplicaciones de los amortiguadores de junta, tales como en estructuras de diferentes alturas, en un edificio alto en medio de edificios más bajos y en edificios separados. Según el diseño estructural convencional de la mayoría de los países, los códigos sísmicos recomiendan una amplia separación entre las dos estructuras para permitir su movimiento relativo debido a fuerzas laterales. Estos amortiguadores, sin embargo, reducen considerablemente el desplazamiento de respuesta relativa de las estructuras principales de manera que la separación necesaria sea significativamente más pequeña.

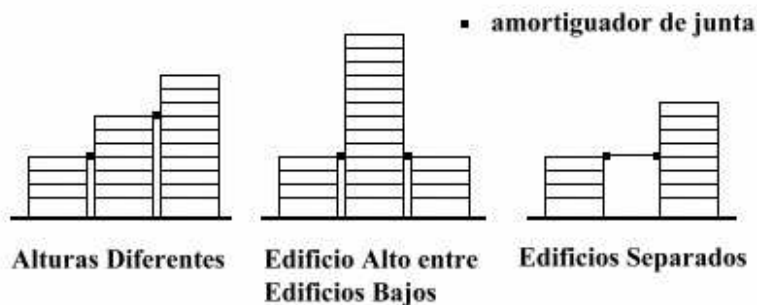


Figura 2.4 Método de aplicación de los Amortiguadores de Junta.

El amortiguador hysterético de Junta requiere de varias propiedades, entre las que se destacan:

- 1) una gran capacidad de disipación de energía
- 2) homogeneidad de la deformación total
- 3) requiere una capacidad de deformación

El acero tiene una gran capacidad de disipación de energía y una alta confiabilidad como material estructural, las cuales son las razones principales por las que se ha empleado el acero para el desarrollo de los amortiguadores de junta. Pero estos amortiguadores requieren varios criterios de diseños como tener una alta rigidez lateral, una tensión de fluencia adecuada, y una deformación plástica sobre toda la forma compacta del dispositivo.

Existen tres tipos de amortiguadores de junta desarrollados hasta ahora, todos ellos se muestran en la Figura 2.5 además de algunos detalles de instalación. El amortiguador Bell (tipo campana), el amortiguador Hourglass (tipo reloj de arena) y el amortiguador Dumbbell (tipo pesa de gimnasia) que corresponden a escalas pequeñas, medianas y grandes de estructuras de edificio, respectivamente.

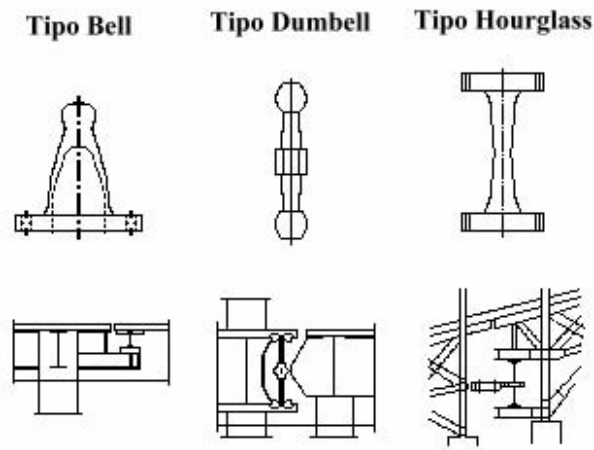


Figura 2.5 Configuración y detalle de instalación del Amortiguador de Junta.

En cuanto al costo del dispositivo la empresa calcula que la razón de costo dispositivo/edificio es entre un 0.1 y 0.5 % y que el ahorro en costo estructural obtenido de aplicaciones reales es entre un 1-4%.

Una de las aplicaciones de estructuras separadas y de diferentes alturas fue en el edificio KI, donde los amortiguadores de junta fueron usados para conectar en varios lugares un edificio de 5 pisos en forma de L (estructura A) y un edificio de 9 pisos (estructura B) donde el espacio de separación entre las dos estructuras se utiliza como corredor como se muestra en la Fig. 2.6. El amortiguador adoptado para este caso es el tipo Bell.

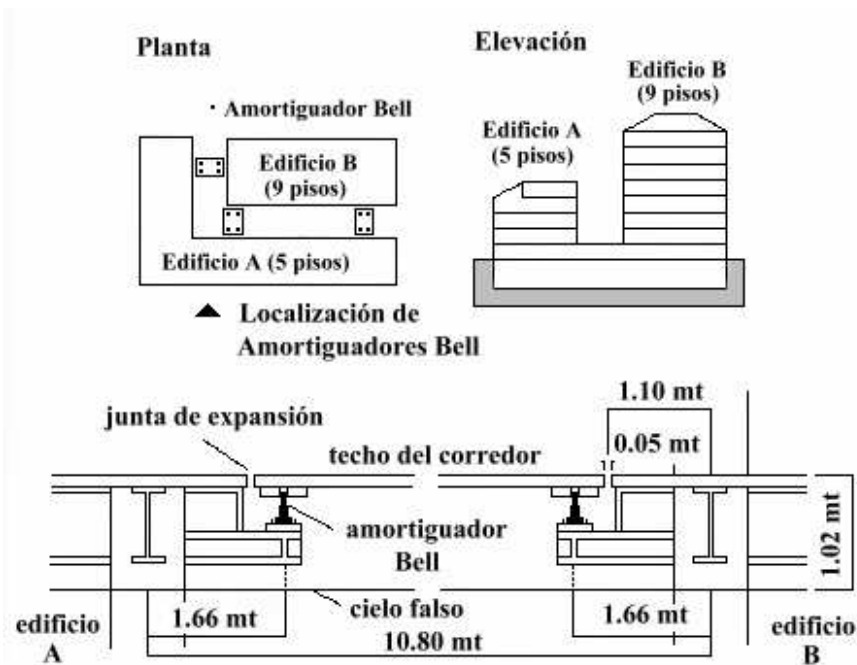


Figura 2.6 Esquema y detalle de instalación de los amortiguadores de junta del Edificio KI (Tipo Bell).

No sólo los movimientos laterales y torsionales de las dos estructuras fueron considerados para análisis dinámico que fue conducido para el diseño del amortiguador, sino que además el amortiguador fue modelado como un miembro no lineal bidireccional con la rigidez verificada por una prueba de carga estática. La respuesta de la fuerza de corte que actúa sobre ambas estructuras principales reducen en un 20-40% con respecto a la estructura A y en un 10-30% con respecto a la estructura B.

Otro ejemplo es la cúpula L que contiene la más grande cancha de esquí bajo techo en el mundo. La estructura completa fue dividida en 4 bloques donde cada bloque posee su propia frecuencia natural, que difiere una de la otra. Los amortiguadores de junta instalados dentro de la gran estructura, que se muestran en las Figs. 2.7 y 2.8, están pensados para disminuir la deformación de respuesta de cada bloque. Por otra parte, en la Fig. 2.7 se muestra la división de la estructura y la disposición tanto en planta como en elevación de los amortiguadores que en este caso son del tipo Hourglass. La reducción de respuesta esperada es alrededor del 40% en términos de la fuerza de corte, y la disipación de energía total debido a estos amortiguadores es menor que 1/10 de la capacidad total de ellos, que hace innecesario el reemplazo de ellos aún después de un sismo severo.

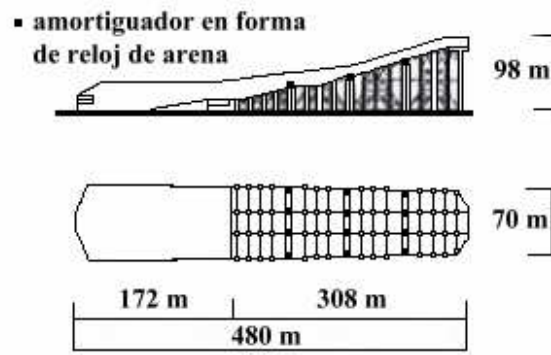


Figura 2.7 Esquema de ubicación de los amortiguadores de la Cúpula L (Tipo Hourglass).

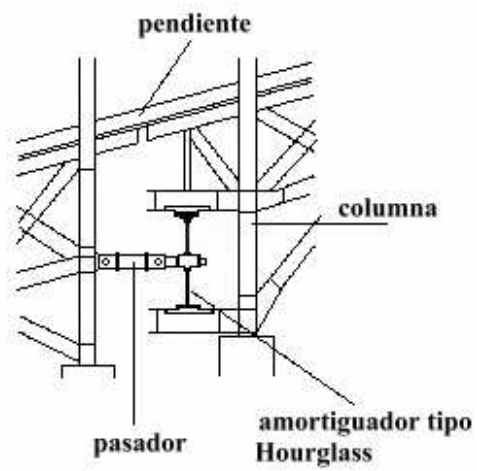


Figura 2.8 Detalle de instalación del amortiguador de junta en la Cúpula L (Tipo Hourglass).

2.1.1.3 Dispositivo ADAS

Este dispositivo disipador de energía de tipo pasivo denominado ADAS cuyo nombre proviene de "added damping and stiffness", es desarrollado conjuntamente por Bechtel Power Co. y Counterquake Corporation. Este consiste de múltiples placas de acero dulce en forma de X combinadas en paralelo entre los topes rígidos (como si fueran sujetas a libros y las placas fueran los libros).

La ventaja principal de la placa en forma de X es que cuando es deformada, la deformación de esta es uniforme sobre su altura y por consiguiente, cuando es deformada dentro de su rango plástico, la fluencia sería uniformemente distribuida sobre la altura de la placa. La placa en forma de X es el resultado de la evolución de un dispositivo de placa triangular desarrollado en Nueva Zelanda, siendo primeramente desarrollado como un soporte de tuberías y elemento de disipación de energía. La curva de histéresis del dispositivo es estable.

La aplicación a casos reales ha consistido en refaccionar con dispositivos ADAS, edificios que han sufrido daño tanto estructural como no estructural después de terremotos, para de esta forma reducir la respuesta sísmica. En la mayoría de los casos, normalmente se encuentran dificultades en la implementación física de los refuerzos requeridos o en el fortalecimiento de los miembros estructurales, que involucran algunas demoliciones locales, reemplazo de materiales, terminaciones y operaciones de construcción delicadas. Este tipo de operaciones son importantes cuando son ejecutadas mientras el edificio está en operación, causando disconformidad a sus ocupantes y alterando sus funciones. La implementación de dispositivos ADAS, ha sido apropiada para solucionar este tipo de inconvenientes.

Un ejemplo de ello, es el primer edificio en los Estados Unidos en incorporar un dispositivo con amortiguamiento suplementario para reducir la respuesta sísmica. Los elementos ADAS fueron usados para refaccionar una estructura de hormigón armado de 2 pisos en el centro de la ciudad de San Francisco, California después de que sufriera daño estructural y no estructural moderado en el sismo de Loma Prieta de 1989. El edificio de 1300 m² construido en 1967 está compuesto de dos pisos y un entresuelo (piso bajo levantado más de un metro sobre el nivel de la calle), todo construido en la parte superior de un garaje de estacionamiento subterráneo que ocupa una cuadra completa. Las dimensiones en planta del edificio son de 24.7 m por 24.7 m. Como estrategia de refaccionamiento se establecieron primeramente varios objetivos de diseño, estos incluyen: limitar las fuerzas laterales en el edificio durante el sismo de diseño, así como no sobrecargar las fundaciones existentes; y, limitar las máximas deflexiones del techo durante el sismo de diseño, aproximadamente a las deflexiones experimentadas durante el sismo de Loma Prieta. Para ello, varias alternativas para la refacción del edificio fueron investigadas, escogiéndose una solución innovadora, que tiene un costo adecuado, una menor

intrusión en el garaje de estacionamiento subterráneo y una menor molestia a los usuarios del edificio. La solución elegida incluyó la incorporación de dispositivos ADAS, montados en la parte superior de la armazón del arriostramiento en forma de V invertida y colocada alrededor del perímetro del edificio. Tres y cuatro dispositivos de disipación de energía fueron adheridos en el 1^{er} y 2^{do} piso respectivamente. En la Fig. 2.9 se puede apreciar una fotografía de los dispositivos ya instalados, los cuales fueron colocados expuestos al interior de las oficinas.

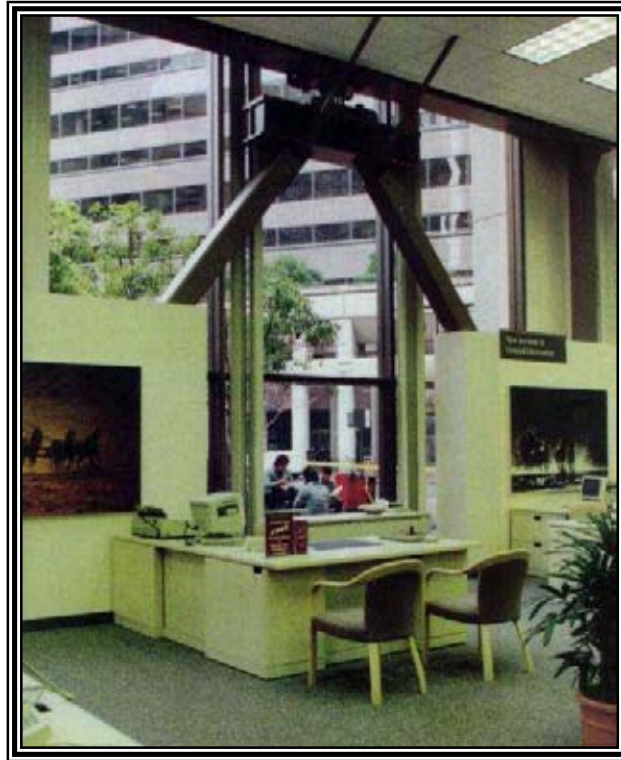


Figura 2.9

Los elementos ADAS usados son de 1.5 pulgadas (3.81 cm) de espesor y 9 pulgadas (22.86 cm) de altura y la placa de acero de un 50 ksi (3600 kg/cm²). El edificio refaccionado fue analizado usando técnicas lineal, lineal equivalente y no lineal. El análisis lineal equivalente fue usado para evaluar la viabilidad del esquema de refacción propuesto, y para el tamaño de los arriostramientos en forma de V y elementos ADAS. En la Fig. 2.10 se muestra un esquema del elemento ADAS (placa en de X). El dispositivo ADAS está hecho de 4,6 o 7 placas de acero ASTM grado A-36.

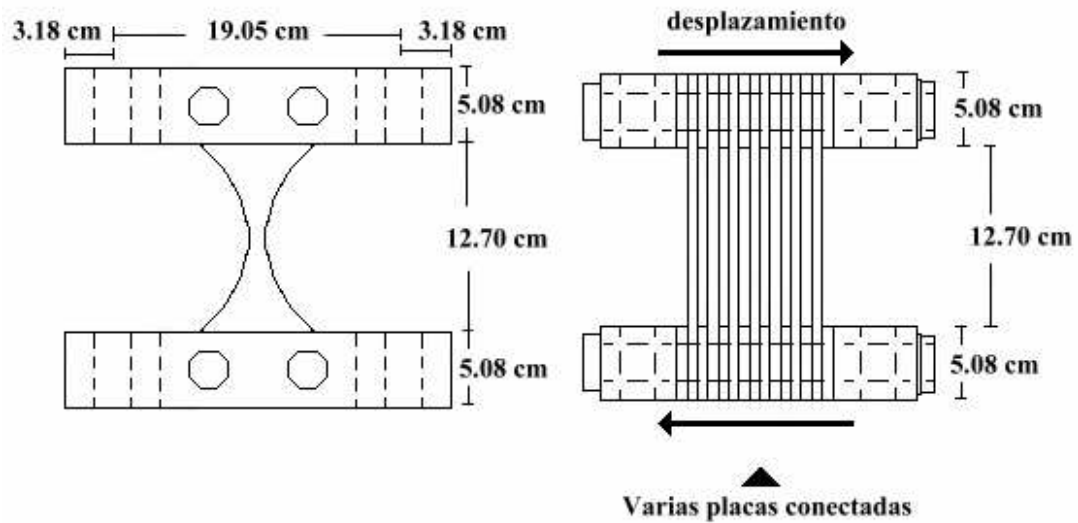


Figura 2.10 Esquema de elemento ADAS.

Otros edificios refaccionados con dispositivos ADAS son el Edificio Izazaga #38-40, el Edificio del Hospital de Cardiología y el Edificio La Reforma #476 todos ubicados en Ciudad de México y que fueron dañados en el Terremoto de México de 1985.

En general el dispositivo ADAS provee una cantidad substancial de amortiguamiento interno suplementario a la estructura original que es beneficioso para reducir el espectro de aceleraciones y, por lo tanto las fuerzas sísmicas, como bien se conoce. Las refacciones con dispositivos ADAS efectivamente incrementan la rigidez, y por consiguiente reduce el período del edificio en la dirección a la cual se implementó. Por tanto, disminuye las deformaciones y en consecuencia el daño.

Las fuerzas impuestas por los arriostramientos a las columnas adjuntas y la demanda de ductilidad requerida para permitir un comportamiento no lineal del marco con dispositivos ADAS, algunas veces requiere fortalecer tales columnas si fuese necesario, en el caso de un edificio refaccionado.

2.1.1.4 Amortiguador de Vibración Penguin - PVD

El amortiguador de vibración Penguin - PVD (Penguin Vibration Damper) es un nuevo dispositivo de vibración del inventor del "Apoyo de goma con núcleo de plomo" y el "Amortiguador de extrusión de plomo", los cuales son usados actualmente con gran éxito en muchos edificios y puentes en Japón, U.S.A., Italia y Nueva Zelanda.

El PVD es un amortiguador de corte de plomo, el cual es un dispositivo de amortiguamiento compacto y eficiente, desarrollado por la empresa neozelandesa Penguin Engineering Ltd. para ser usado como "amortiguamiento suplementario" por estructuras altas y/o flexibles por medio de la distribución de varios dispositivos de pequeña capacidad por todas partes de la estructura. Satisfactorio para la protección de vibración, de estructuras con períodos que caen fuera del rango práctico de aislación sísmica, esta disposición distribuye uniformemente el amortiguamiento por todas partes de una estructura. Esto crea efectivamente una estructura altamente amortiguada.

Este dispositivo facilita una gran cantidad de amortiguamiento para ser suministrado a cualquier estructura. Un dispositivo estándar es sensible a movimientos tan pequeños que van desde ± 2 micra, tal como el esperado por la vibración inducida por el viento, hasta ± 10 mm como el esperado en un sismo severo. Desplazamientos más grandes vienen con dispositivos más grandes, y tienen capacidades de desplazamientos de ± 1 metro para arriba, sin embargo, la sensibilidad disminuye a medida que aumenta el tamaño. Los rangos asociados de fuerza de amortiguamiento van desde 1 kN a 1000 kN. Seis prototipos de PVD han sido ensayados con buen éxito y Penguin Engineering Ltd. se está preparando para la producción.

Todos los resultados obtenidos, por medio del programa de ensayos para este dispositivo, han mostrado que el PVD se comporta como un dispositivo casi perfectamente plástico. Provee un significativo amortiguamiento histerético a desplazamientos tan bajos como 2 micras y un rango confiable de desplazamientos de operación de orden de magnitud 4. El PVD ha exhibido propiedades constantes y confiables a lo largo de las extensas pruebas. Después de un gran desplazamiento en el extremo superior de su rango de trabajo, el dispositivo permanece igual de sensible en el extremo inferior de su rango de trabajo. A desplazamientos del orden de dos veces el rango de trabajo, el dispositivo se ha mostrado confiable para proveer un amortiguamiento para muchos ciclos, sin embargo, no es recomendado que un dispositivo permanezca en servicio tomando desplazamientos tan extremos. En las Figuras 2.11 (a), (b) y (c) se muestra el comportamiento histerético de uno de los dispositivos ensayados a desplazamientos muy pequeños (± 10 micrones), medio (± 1.1 mm) y grande (± 6.9 mm).

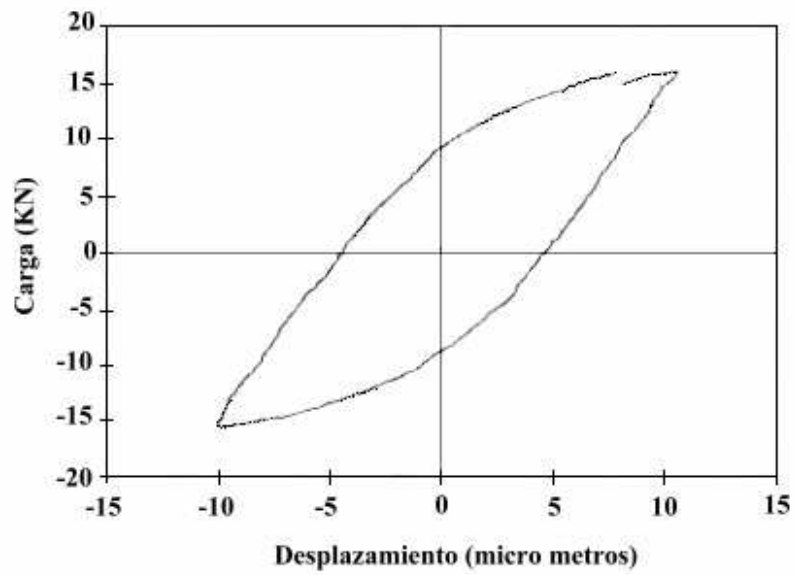


Figura 2.11 (a) Curva fuerza-desplazamiento histerético del prototipo 4 del dispositivo PVD.
Ensayado a ± 0.01 mm.

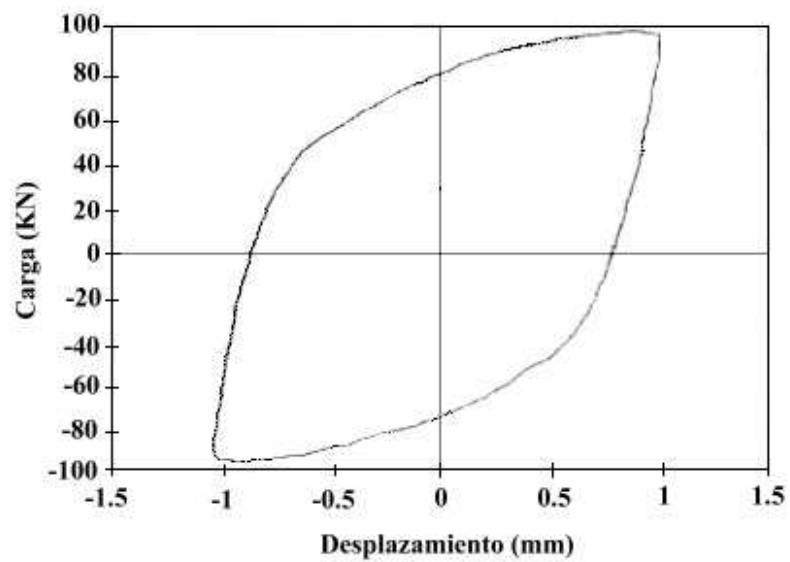


Figura 2.11 (b) Curva fuerza-desplazamiento histerético del prototipo 4 del dispositivo PVD.
Ensayado a ± 1.1 mm.

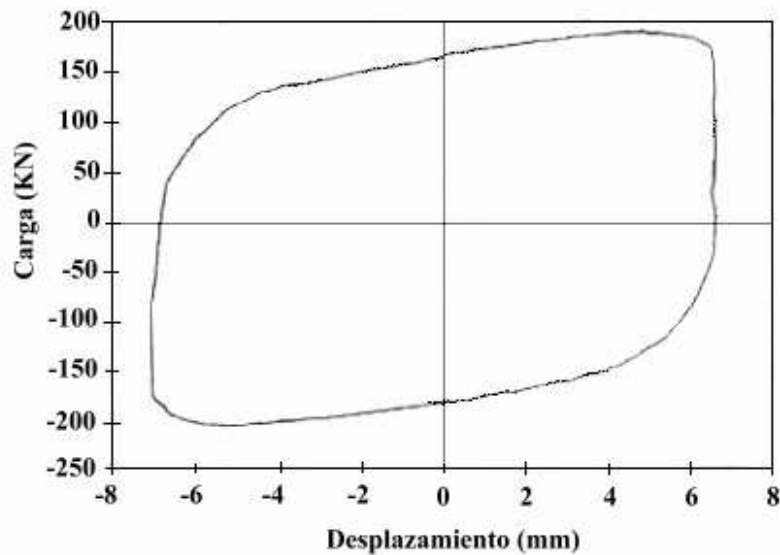


Figura 2.22 (c) Curva fuerza-desplazamiento histerético del prototipo 4 del dispositivo PVD. Ensayado a ± 6.9 mm.

El amortiguamiento del PVD es alcanzado por medio de la deformación plástica de un núcleo de plomo. Esto lo habilita para ser sometido a muchos ciclos, disipando gran cantidad de energía plástica, mientras mantiene sus propiedades mecánicas. Como el plomo es deformado y entonces recristalizado, sus propiedades mecánicas retornan al del estado recocido inicial. Esta propiedad del plomo significa que, con tal que la geometría de la componente de plomo permanezca inalterada, las propiedades del amortiguador permanecerán constantes.

El PVD desarrollado por Penguin Engineering, está ahora en una etapa de prototipo de pre-producción.

Referente a los usos del PVD, este puede funcionar sin fallas a respuestas de vibración de todo tipo, no sólo de un sismo, sino también a cualquier otro tipo de vibración incluyendo vientos fuertes, tráfico u otras fuentes de vibración, ofreciendo un efectivo medio de control de vibración de un edificio. Con la tendencia de construcción de edificios de gran altura, el desarrollo del nuevo PVD y su uso en aplicaciones prácticas están en camino. El PVD puede ser usado para reducir la respuesta de vibración en eventos de agitación causado por fuertes vientos, o garantizar la seguridad en sismos.

El PVD es principalmente diseñado para proveer amortiguamiento de vibración en una estructura flexible en cualquier punto de flexión donde un desplazamiento ocurre, tal como en el refuerzo transversal en una viga columna, en el marco resistiendo momento, en el larguero de amarre sobre una cañería de trabajo pesada, o en una planta industrial. En la Fig. 2.12 se muestra el PVD en un muro de un edificio alto.

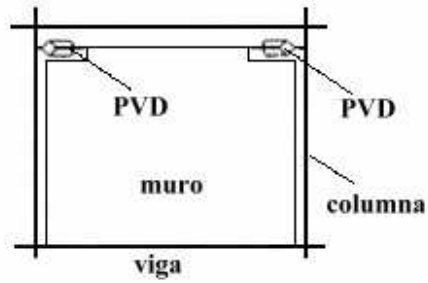


Figura 2.24 El PVD en un muro de un edificio alto.

Como resumen podemos decir que:

1.- Este nuevo amortiguador de corte de plomo PVD se comporta como un dispositivo de amortiguamiento plástico capaz de trabajar a desplazamientos de un micrón a 10 mm o a cualquier rango de ordenes de magnitud cuatro, capaz de un desplazamiento máximo de 1 metro.

2.- El amortiguador de corte de plomo provee lo siguiente:

- a) Vida ilimitada
- b) Amortiguamiento confiable
- c) Operación libre de mantenimiento
- d) Diseño simple y compacto
- e) Una solución económica a los problemas encontrados en estructuras flexibles.

2.1.1.5 Amortiguador de Extrusión de Plomo

El amortiguador de extrusión de plomo es un dispositivo de disipación de energía que, es desarrollado por la empresa neozelandesa Penguin Engineering Ltd, los cuales son usados actualmente con gran éxito en muchos edificios y puentes en Japón, U.S.A., Italia y Nueva Zelandia.

El amortiguador de extrusión de plomo, en que el plomo es extruído cíclicamente, es decir, el material a extrusar (plomo) que se encuentra en el cuerpo cilíndrico de acero del amortiguador, por medio de un émbolo se fuerza (al metal) a fluir a través de un orificio. El proceso de extrusión es un complejo problema elasto-plástico, en el que se producen grandes deformaciones plásticas.

Existen dos versiones; el tipo "tubo contraído" y el tipo "vástago pandeado (hinchado)". El tipo "tubo contraído" consiste esencialmente de dos pistones sobre un vástago, los cuales fuerzan al plomo por medio de una constricción (Fig. 2.13). El amortiguador de extrusión de "vástago pandeado", en que un vástago pandeado es empujado por medio de un cilindro de plomo, siendo este más fácil para fabricar en la práctica.

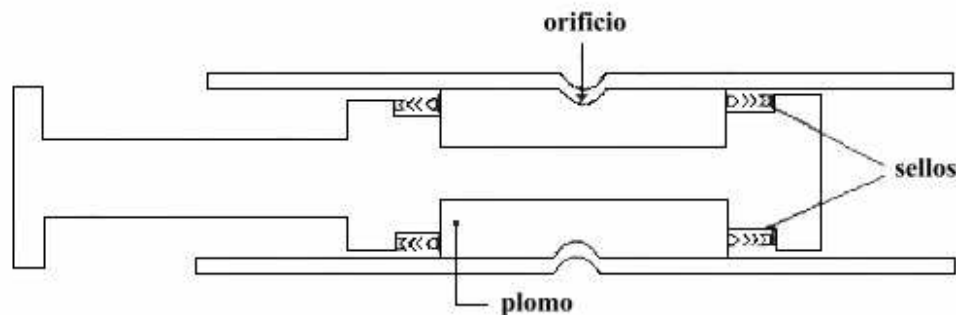


Figura 2.13 Esquema del amortiguador de extrusión de plomo tipo "tubo contraído".

En ambos tipos de dispositivos, el proceso de recuperación de las propiedades mecánicas después y durante la deformación plástica es rápido, vía el proceso interrelacionado de recuperación, recristalización y crecimiento granular. Estos procesos son particularmente eficientes a temperatura ambiente a causa del bajo punto de fusión del plomo (327 °C). En otras palabras, la fluencia del plomo a un nivel bajo de tensiones (10 MPa), implica un aumento en el amortiguamiento efectivo del sistema.

En la Fig. 2.14 se muestra la típica curva de histéresis fuerza desplazamiento elasto-plástica de los amortiguadores, donde se observa su forma casi rectangular, es decir, su comportamiento histerético es extremadamente regular y estable.

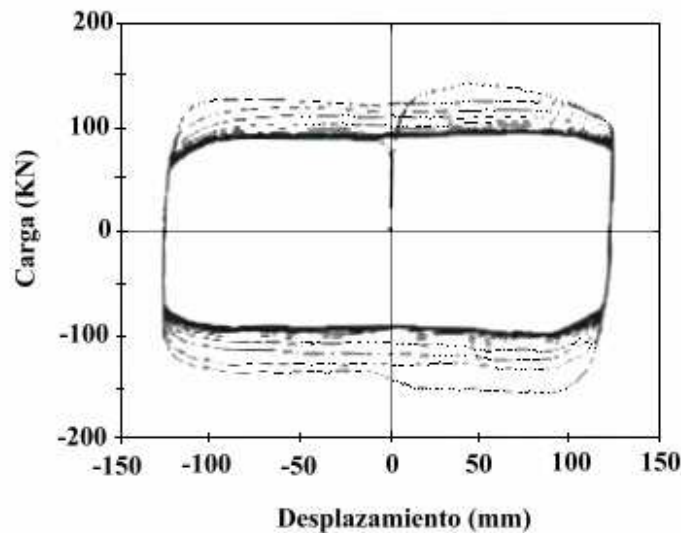


Figura 2.14 Curva fuerza-desplazamiento del amortiguador de extrusión de plomo.

Estos amortiguadores son por lo general usados como parte de los sistemas de aislación basal donde proporcionan el amortiguamiento adicional reduciendo así, el desplazamiento de la base del edificio a través de la disipación de energía denominada histéresis. Para conseguir la histéresis estos amortiguadores utilizan la deformación plástica del plomo. El amortiguador de extrusión de plomo se comenzó a utilizar en puentes en donde es bastante usado.

Un ejemplo de aplicación real es en la nueva Estación de Policía Central, ubicada en la ciudad de Wellington, Nueva Zelandia, que fue terminada en 1991. Donde se incorporaron amortiguadores de extrusión de plomo a un sistema de aislación sísmica. La aislación fue alcanzada montando el edificio sobre 24 pilotes flexibles de 15 m de largo que proporcionan un periodo calculado de 3.0 segundos y 24 amortiguadores de extrusión de plomo que proveen el amortiguamiento requerido. Cada amortiguador opera a una fuerza de 250 kN y tiene un recorrido máximo de ± 400 mm. En la Fig. 2.15 se muestra la Estación de Policía, donde se notan los arriostramientos diagonales que hacen posible que el edificio de 10 pisos se mueva como un cuerpo rígido.

El diseño y construcción de este edificio presentó un desafío importante, puesto que se ubica sobre tierra que ha sido ganada al mar, está cerca de la falla de Wellington y el edificio tiene un importante rol de emergencia civil. Al realizar una descripción detallada del sistema de aislación y la estructura, se percibió un ahorro del 10% en el costo estructural asociado con la opción de aislación sísmica.

El desplazamiento horizontal máximo calculado de la planta baja para los requerimientos de diseño fue de ± 355 mm. Esta gran demanda de desplazamiento, junto con la respuesta requerida casi elasto-plástica de los disipadores de energía, llevaron a la opción de los amortiguadores de extrusión de plomo. Seis amortiguadores, cada uno con una fuerza de 250 kN

y un recorrido de ± 400 mm, fueron montados a lo largo de cada lado, para así proporcionar una fuerza de amortiguamiento de 3MN, o 0.035 del peso sísmico del edificio, en cada dirección ortogonal.

Puesto que el amortiguador de 250 kN fue casi el doble más grande que cualquiera fabricado previamente, se llevó a cabo un extensivo programa de ensayos mecánicos. Los amortiguadores ensayados fueron sometidos a 6 ciclos de ± 250 mm de desplazamiento a 0.1 Hz a temperatura ambiente. El comportamiento histerético de los amortiguadores fue satisfactorio y similar a los de amortiguadores más pequeños ensayados. Aparte de perturbaciones menores causadas por la naturaleza segmentada del núcleo de plomo, la carga permaneció estable frente a cambios en la dirección de desplazamiento y hubo una continua disminución en la carga y absorción de energía con el funcionamiento cíclico, debido al calentamiento del plomo en el amortiguador.



Figura 2.15 Estación de Policía Central de Wellington.

2.1.1.6 Dispositivo Pall

La compañía Pall Dynamics Limited, ubicada en Montreal, Canada, desarrolló, diseñó y patentó al amortiguador de fricción Pall, denominado FDBF (Friction Damped Braced Frames).

Este es un dispositivo que consiste en elementos de arriostramientos diagonales, que tienen una interfase de fricción en su punto de intersección, que están conectados juntos por elementos de eslabones horizontales y verticales. En la Fig. 2.16 se muestra el esquema del dispositivo propuesto por S. Pall. La interfase de fricción es un simple cojinete de fricción/acero inoxidable acoplado, que es activado por una fuerza normal especificada. En la Fig. 2.17 se muestra las superficies de fricción del dispositivo de fricción. Los elementos de eslabones aseguran que, cuando la carga aplicada al dispositivo vía los arriostramientos es suficiente para iniciar el deslizamiento del brazo tensionado, entonces el brazo en compresión también deslizaría en igual cantidad en la dirección opuesta.

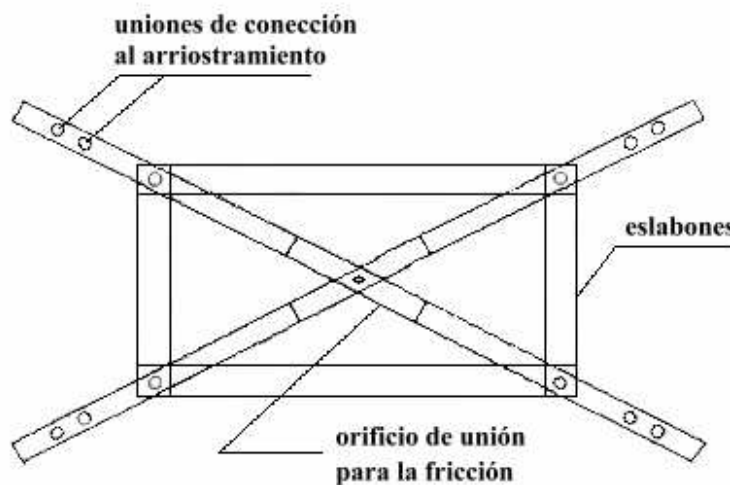


Figura 2.16 Esquema del dispositivo Pall.

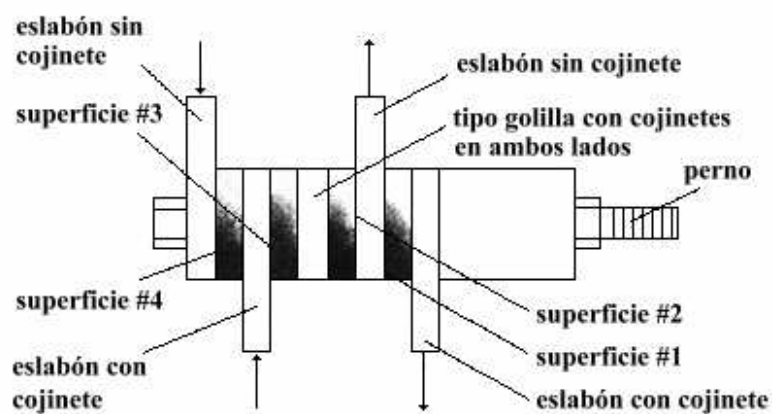
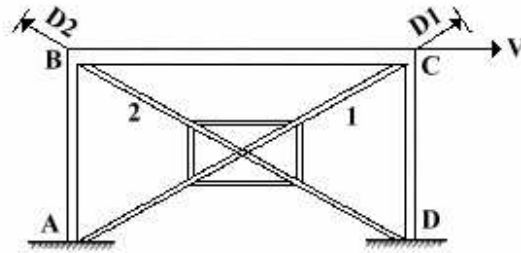


Figura 2.17 Superficies de fricción del dispositivo Pall.

Para cualquier sistema friccional la cantidad de energía disipada por el sistema y el amortiguamiento en el sistema, son proporcionales a las excursiones de deslizamiento de los elementos friccionales. Esto significa que los elementos de amortiguamiento friccional en un sistema estructural llegarían a ser más efectivo cuando la magnitud de la fuerza de entrada aumenta. Este patrón fue observado en una serie de ensayos realizados. Por lo anterior, el dispositivo no es diseñado para deslizar bajo cargas de servicio y sismos moderados, sino que es para excitaciones sísmicas severas. Por otro lado, el dispositivo desliza a una carga predeterminada. El deslizamiento de un dispositivo cambia la frecuencia natural de la estructura y permite a ésta alterar su forma del modo fundamental durante un sismo severo.

En este sistema se presentan 5 estados fácilmente visualizables del sistema de marco arriostrado cuando se somete a una carga cíclica, los cuales se presentan en la Fig. 2.18 y se describen a continuación:

1. En un principio tanto la diagonal de tracción como la de compresión son solicitadas pero permanecen en un rango elástico.
2. Para una carga muy baja, la diagonal en compresión se patea mientras que la diagonal en tracción aun permanece elástica.
3. El dispositivo está diseñado para que se deslice antes que el material fluya en la diagonal traccionada. Cuando el deslizamiento ocurre los cuatro elementos de unión del mecanismo especial son activados y deformados en forma de romboide. Se asume que esta deformación elimina el patea de la diagonal comprimida, por lo que al final del deslizamiento la carga de la diagonal comprimida seguirá siendo P2, sin embargo se asume que la diagonal está completamente recta.
4. Cuando la carga se invierte, la diagonal que ahora está recta puede inmediatamente absorber energía en tracción.
5. Después de un ciclo completo, el resultado de las áreas de los ciclos de histéresis son completamente idénticos en ambas diagonales. De esta manera, la disipación de energía es comparable con la de una unión simple de fricción cuando es diseñada para que no se produzca patea en compresión. En otras palabras la energía disipada en cada ciclo es esencialmente el doble.



V : Carga sísmica

P1: Carga en diagonal 1

P2: Carga en diagonal 2

D1: Desplazamiento en AC

D2: Desplazamiento en BD

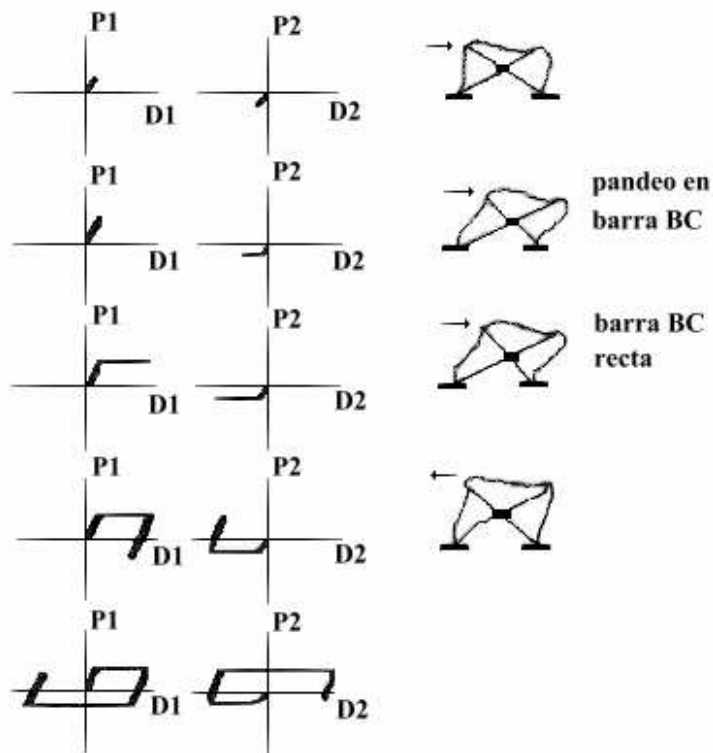


Figura 2.18 Esquema de trabajo del dispositivo Pall.

Este amortiguador de fricción está siendo utilizado en la reparación de muchos edificios que han sido afectados por terremotos, entre los cuales se pueden mencionar el edificio Sir John Carling en Ottawa, la Biblioteca McConnel de la Universidad Concordia de Montreal (Fig. 2.19) y el Condominio One McGill Street también de Montreal (Fig. 2.20).



Figura 2.19 Biblioteca McConnel de la Universidad Concordia de Montreal, Canadá, bajo construcción.



Figura 2.20 Condominio One McGill Street, Montreal, Canadá.

Por ejemplo, el Condominio One McGill Street es un edificio de 11 pisos, construido en 1995, y de 35000 m². La elección de la utilización del FDBF en éste edificio se basó en los siguientes puntos:

- Costo, pues utilizando el FDBF en lugar de muros de hormigón, se redujo el costo estructural en un 6%, y el costo de la construcción total en un 1.5%.
- Flexibilidad, debido a que el FDBF permite proyectar una flexibilidad mayor, pues a diferencia de los muros de corte, éste amortiguador de fricción no tiene que ser instalado uno sobre otro en forma continua.
- Control de Daños, debido a que el FDBF mejora la distribución de la energía sísmica, eliminando el depender de la ductilidad para reducir el daño sísmico.

2.1.1.7 Dispositivo Sumitomo

Por muchos años, la empresa Sumitomo Metal Industries Ltd. en Japón ha desarrollado y manufacturado dispositivos amortiguadores de fricción para absorber golpes en carros de carga de trenes. Solo a mediados de los años 80 los amortiguadores de fricción han sido llevados al campo de la ingeniería estructural sísmica.

En la Fig. 2.21 se muestra un corte longitudinal y una sección transversal de un típico amortiguador de fricción de Sumitomo.

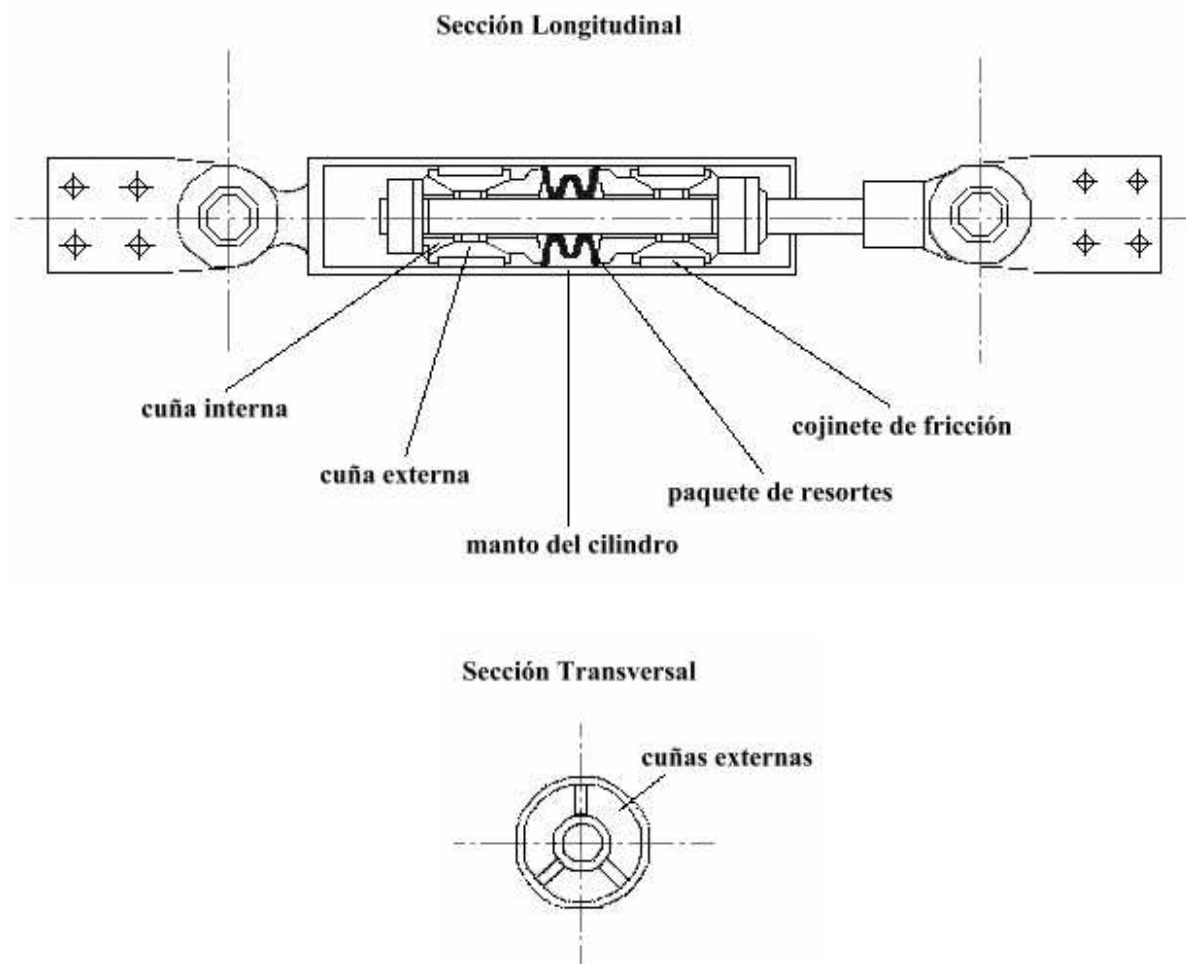


Figura 2.21 Corte longitudinal y transversal del dispositivo de Sumitomo.

Este consiste en una serie de cunas las cuales actúan unas en contra de las otras cuando se encuentran bajo una carga que al actuar sobre el resorte crea fuerzas en los cojinetes. Los cojinetes deslizan directamente por sobre la superficie de acero interior del dispositivo. Los cojinetes de fricción son una mezcla de cobre que tiene incrustaciones de grafito los que proveen lubricación seca al sistema, asegurándose de lograr una fuerza de fricción estable y reduciendo el ruido durante el movimiento. Para fuerzas menores que la fuerza de deslizamiento, los cojinetes no se deslizan y en consecuencia no disipan energía.

Este tipo de amortiguador aprovecha el desplazamiento relativo entre el arriostramiento y la viga para disipar la energía de vibración y de esta forma reducir el movimiento de respuesta de la estructura. También son usados como parte de sistemas de aislación basal, donde su rango de desplazamiento es bastante mayor que en el caso de marcos arriostrados.

Estos dispositivos tienen un gran rendimiento. Su comportamiento histerético es extremadamente regular y reiterable. Además su comportamiento (respuesta fuerza desplazamiento) no se ve afectado por la amplitud, ni la frecuencia, ni temperatura, ni el número de ciclos de cargas. El comportamiento histerético estable de este dispositivo de fricción hace que sean particularmente tratables para una modelación exacta.

La empresa Nikken Sekkei Ltd., trabajando en conjunto con Sumitomo ha diseñado varios edificios que han incorporado amortiguadores de fricción Sumitomo. El Sonic City Office Building terminado en 1988, está localizado en la ciudad de Omiya. Este es una estructura de marco de acero con paneles rellenos de hormigón pretensado. Existen ocho dispositivos de 22 kip (97.9 kN) con un desplazamiento máximo de ± 6 cm en cada nivel, con cuatro dispositivos ubicados en cada una de las dos direcciones principales en planta. Los amortiguadores son incorporados en el sistema estructural en las conexiones de los paneles rellenos al marco de acero. El modelo de análisis del edificio consiste en 32 masas concentradas. El primer período del modelo de análisis es de 3.12 segundos sin amortiguador, y 2.88 segundos con amortiguador. Aunque el amortiguador aumenta la rigidez inicial y reduce el primer período un poco, la diferencia del período es solo un 10% aproximadamente.

El Asahi Beer Azumabashi Building en Tokio fue terminado en 1989. Este edificio es una estructura de marcos de acero arriostrado de 22 pisos que contienen dispositivos de 22 kip (97.9 kN) con un desplazamiento máximo de ± 6 cm en cada nivel. Dos dispositivos son orientados en cada una de las dos direcciones principales en planta en cada nivel y fueron instalados en 20 pisos del edificio. Los amortiguadores son conectados entre el arriostramiento y el marco estructural.

En 1991 se terminó de construir en Tokio, un edificio de hormigón armado de 6 pisos con aislación basal en donde se incorporaron amortiguadores de fricción Sumitomo como los elementos de absorción de energía del sistema de aislación basal. Este sistema contiene 12 dispositivos de 22 kip (97.9 kN) con un rango de desplazamiento de ± 9 pulgadas (22.82 cm). La base del diseño de los dispositivos para el Sonic City Office Building y el Asahi Beer Azumabashi Building fue reducir la respuesta del edificio para vibraciones producidas en el suelo, microtemblores y sismos pequeños. El potencial de los dispositivos mejora substancialmente el comportamiento de los edificios en un sismo severo, aunque no fue una consideración primaria en el diseño y selección de los dispositivos.

Detalles de instalación del dispositivo a una estructura de marco arriostrado de acero se muestra en la Fig. 2.22. El dispositivo es apertado al lado de abajo de la viga de piso. En la conexión amortiguador arriostramiento, una placa guía de acero y teflón inoxidable es colocada

asegurando de ésta forma que la deformación impuesta sobre el amortiguador sea a lo largo de su eje longitudinal. Una sección transversal de una placa guía se muestra en la Fig. 2.23.

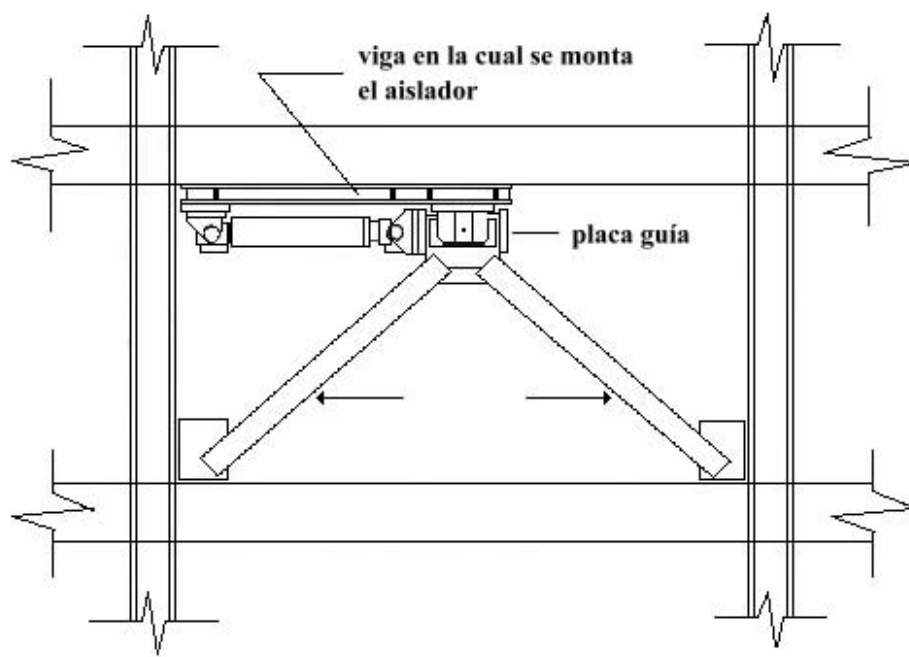


Figura 2.22 Instalación del dispositivo Sumitomo en un marco arriostrado.

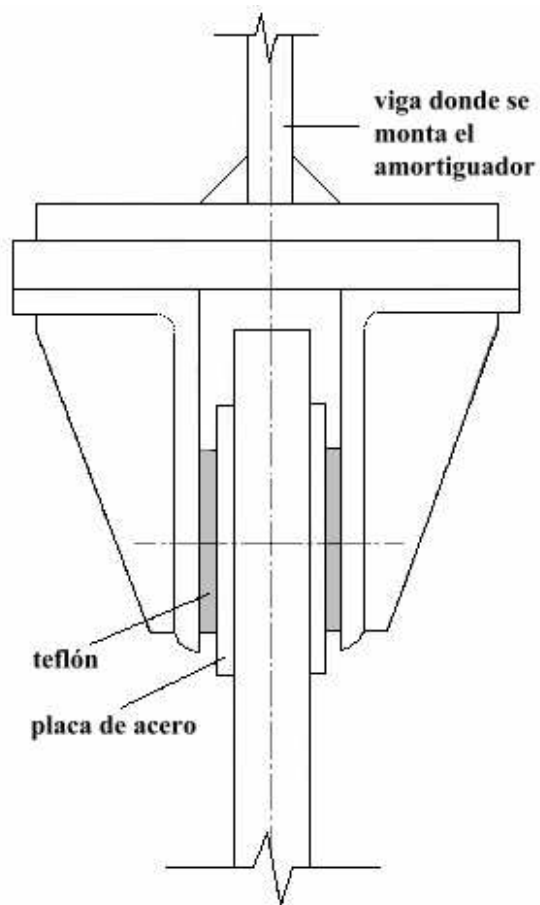


Figura 2.23 Sección transversal de una placa guía.

2.1.1.8 Dispositivo de Dorka

En 1993, DSC (Dorka Structural Control) ha establecido desarrollar y construir dispositivos para el control de estructuras. Después de tres años de desarrollo y pruebas, DSC presenta la familia UHYDE-fs de dispositivos de fricción diseñados para la protección de edificios bajo excitación sísmica. El propósito fue desarrollar un dispositivo que no tuviera las típicas fallas de los dispositivos de fricción disponibles en ese entonces, tales como:

- No poder ser chequeados y ajustados in situ
- Muchos son sólo unidireccional
- Vienen sólo con capacidades pequeñas, por lo tanto se necesitan muchos dispositivos en una estructura siendo más costoso
- Y todos exhiben un movimiento desde un sistema fijo a uno deslizante no gradual, que puede ser peligroso por excitar frecuencias altas en la estructura.

De esta manera, el dispositivo es capaz de proveer totalmente el potencial de amortiguamiento de fricción para la protección de sismos.

En la Fig. 2.24 se muestra una vista isométrica de la versión bidireccional del amortiguador de fricción UHYDE-fs.

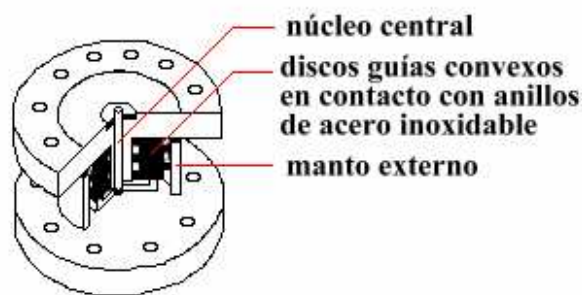


Fig. 2.24 Dispositivo UHYDF-fs de Dorka.

El mecanismo consiste en una serie de anillos de acero inoxidable aplanados que pueden deslizarse alternadamente con discos guías que contienen insertos de bronce cuyas superficies son convexas, y que están en contacto con los discos deslizadores de acero inoxidable. En la superficie de contacto se desarrolla la fricción cuando los disco de guía son movidos por el núcleo central en forma paralela a los anillos planos, los cuales están retenidos por un manto externo. El manto exterior y el núcleo interior presentan orificios de tal forma de lograr la unión

del dispositivo a la estructura. Debido a las superficies convexas de los deslizadores de bronce, la transición desde un sistema fijo a un sistema deslizante puro se da gradualmente. El dispositivo no queda sometido a cargas verticales para así evitar influencias en la presión de confinamiento en las zonas fricción. La presión de confinamiento se controla, con una variación del 3%, a través de un mecanismo especialmente diseñado que compensa cualquier cambio de fuerza de pretensionado, el cual puede ser chequeado y reajustado in situ. Tanto el mecanismo de fricción como el mecanismo de pretensionado se encuentran cubiertos y, por lo tanto, protegidos contra las influencias ambientales.

En ensayos al dispositivo y análisis tridimensional de elementos finitos efectuados en la Universidad de Kaiserslautern, Alemania, se optimizaron la presión de confinamiento y la curvatura de las superficies de los insertos de bronce para proveerles una fuerza friccional estable. Estos han sido ensayados con más de cinco sismos de diseño, dando como resultado que no existe una pérdida de la capacidad friccional del dispositivo, y así no hay necesidad de reemplazarlo después de un sismo severo.

La capacidad de cada dispositivo está determinada por el número de insertos por disco de guía y el número de deslizadores de acero inoxidable planos ubicados uno encima del otro. Esto permite una gran variación de las capacidades con unos pocos dispositivos estándares. De la Tabla 2.1, el diseñador puede elegir el dispositivo (o combinación de dispositivos) más conveniente para la estructura, entre el número de deslizadores de acero y el número de insertos por disco guía. Con capacidades que van desde los 45 kN a los 646 kN. Estas versiones estándares debieran cubrir la mayoría de las aplicaciones en puentes y edificios pero obviamente, se pueden diseñar dispositivos con capacidades mayores y menores sin ninguna dificultad.

N° de deslizadores	Capacidad F (KN)			H (mm)
	N° de insertos por disco guía			
	12	24	40	
4	45	95	162	126
5	56	119	202	
6	68	143	242	
7	79	166	283	
8	90	190	323	
9	101	214	363	198
10	113	237	404	
11	124	261	444	
12	135	285	485	
13	146	309	525	234
14	158	332	565	
15	169	356	606	
16	180	408	646	
Tipo	Dimensiones (mm)		Tamaño	
R15	333		358	
R30	434		460	
B18	246/326		266/366	

Tabla 2.1 Capacidades F (kN) y dimensiones del UHYDE-fs tanto para tipo R (circular) y B (rectangular).

Por ejemplo, un UHYDE-fs Tipo B18-12/4 tiene una capacidad de $F = 45$ kN, $A = 246$ mm, $H = 126$ mm. El UHYDE-fs Tipo R15-24/7 tiene una capacidad de $F = 283$ kN, Diámetro = 33 mm, $H = 162$ mm.

Con respecto a los requerimientos de desplazamiento friccional, no existe un límite inherente en el dispositivo. El UHYDE-fs puede ser diseñado para desplazamiento del orden de milímetros al orden de diez centímetros. Además, desplazamientos máximos pueden ser diferentes en direcciones diferentes permitiendo el control completo del movimiento admisible en planta. En todos los casos, se provee una seguridad extra por la capacidad de tensión de la cubierta que protege el mecanismo de fricción.

A causa de su variabilidad, sofisticación y pequeño tamaño, el UHYDE-fs puede ser aplicado en variadas situaciones, algunas de las cuales son brevemente presentadas aquí.

Los UHYDE-fs pueden ser usados para refaccionar una hilera de edificios con el primer piso flexible, una situación a menudo encontrada en los sectores comerciales de una ciudad. En tal caso, la versión unidireccional (en forma de caja) de la familia UHYDE-fs podría ser aplicada. El funcionamiento interior es el mismo como de la versión bidireccional (de forma redonda) pero

los desplazamientos son limitados a solo una dirección, esto hace que la versión unidireccional del dispositivo sea más conveniente para sistemas de marcos. Durante un sismo, los marcos soportantes permanecen en el rango elástico mientras que todas las deformaciones inelásticas se concentran en el UHYDE-fs. De esta manera, no sólo el peligro del "primer piso flexible" es aminorado sino que también un límite de fuerza física (la fuerza friccional) controla el diseño elástico del marco soportante. Después de un sismo severo no se necesita ningún trabajo en el UHYDE-fs, excepto para la reubicación de éste que se logra fácilmente soltando y reapretando el tornillo en el mecanismo de confinamiento.

La Fig. 2.25 muestra una aplicación en un edificio de varios pisos, que puede ser como un refaccionamiento o como en una estructura nueva. El arriostramiento concentra la energía de deslizamiento de los pisos en los dispositivos causando la disipación instantánea con un límite de fuerza bien definido. Estudios han demostrado que este tipo de sistemas (llamados Dispositivos Histeréticos o Sistemas Hyde) son capaces de limitar las fuerzas a valores de sistemas dúctiles y los desplazamientos a valores de sistemas rígidos, así se combinan las ventajas de las dos filosofías de diseño tradicional sin sus inconvenientes. La razón para esto, yace en la disipación casi instantánea de energía en el UHYDE-fs que permite entrar sólo una pequeña cantidad (5% a 10%) de la energía total de entrada a la estructura que causa deformaciones y tensiones allí. Esto se traduce directamente en una mejor protección del contenido del edificio, una estructura más liviana y un edificio seguro y mas económico.

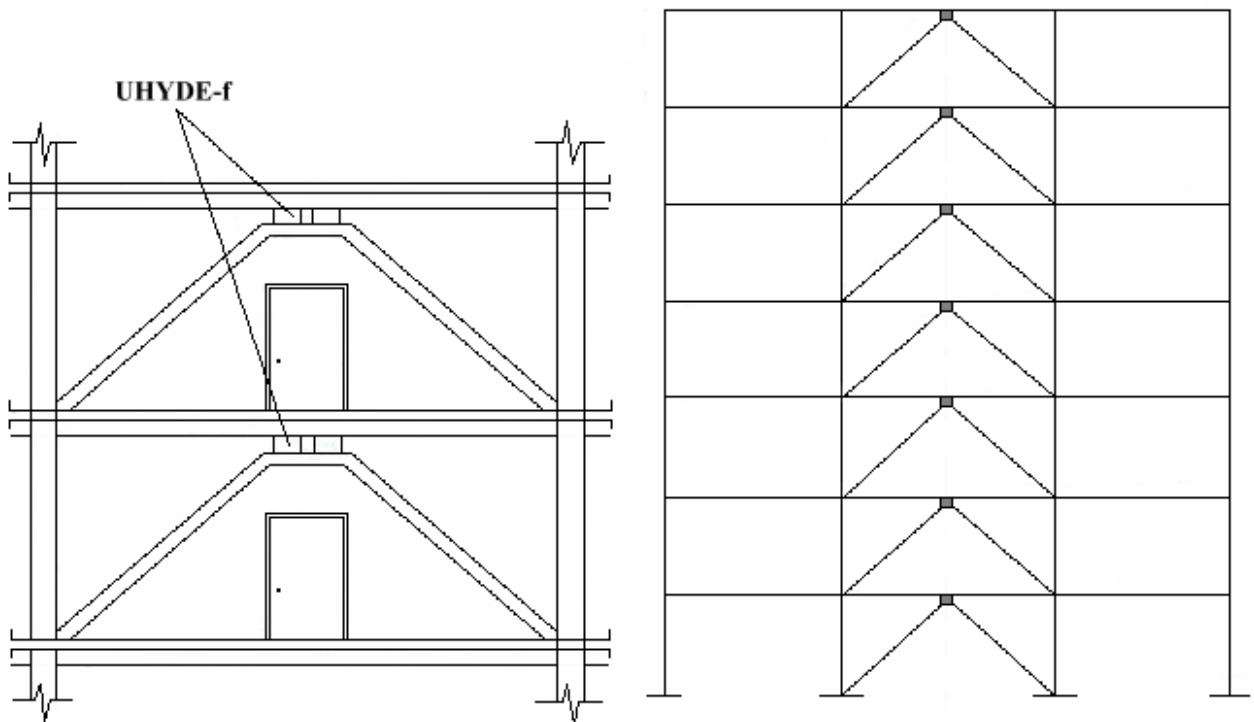


Figura 2.25 UHYDE-fs sobre un arriostramiento de acero construido dentro de un muro divisorio de un marco de hormigón armado de varios pisos.

Otro tipo de aplicación del UHYDE-fs es en un puente de ferrocarril. Donde puede ser utilizado parte del sistema de aislación basal en conjunto con apoyos de goma.

Las ventajas del UHYDE-fs pueden ser resumidas como siguen:

- curvas de histéresis muy estables y exactas.
- rango grande de capacidad en pequeños dispositivos estandarizados .
- ningún limite de desplazamiento inherente.
- desplazamientos límites ajustables para diferentes direcciones.
- fuerza de confinamiento independiente de las influencias externas y ajustable dentro del 3% de variación.
- la fuerza de confinamiento pueden ser chequeada y reajustada in situ sin remover el dispositivo.
- liberando la presión de confinamiento después de un sismo y reapretando permite a la estructura retornar a su posición original (ningún levantamiento costoso, ningún reemplazo costoso).
- los deslizadores son de bronce en contacto con acero inoxidable: una combinación bien conocida por su longevidad y aceptado por ingenieros alrededor del mundo.
- exhibe un movimiento desde un sistema fijo a uno deslizante en forma gradual a causa del diseño patentado de la superficie de contacto.

2.1.2 SISTEMAS DE AMORTIGUAMIENTO VISCOSO

Los amortiguadores viscosos y los amortiguadores viscoelásticos son clasificados como mecanismos de amortiguamiento viscoso. Estos amortiguadores utilizan materiales viscosos o viscoelásticos. Los amortiguadores viscosos utilizan la resistencia viscosa, el cual opera como una función de la velocidad. Los amortiguadores viscoelásticos aprovecha la deformación de corte de materiales basados en polímeros altamente disipativos.

Estos sistemas pueden funcionar para niveles de vibración muy pequeños comparados con los mecanismos de histéresis. El efecto de amortiguamiento por unidad de volumen del dispositivo es limitada y por ello, estos amortiguadores deben ser grandes para compensar. Las funciones de los mecanismos de amortiguamiento viscoso son también afectados por factores como la temperatura y la velocidad de vibración. Durante el diseño de los amortiguadores se debe investigar la capacidad de deformación y amortiguamiento de éstos, bajo condiciones de temperatura locales. Debido a que la temperatura de los materiales viscosos y viscoelásticos se elevan bajo repetidos ciclos de carga, los efectos de amortiguamiento descienden, es por ello que pueden ser necesario la utilización de placas de acero con gran capacidad térmica u otras medidas de resistencia al calor en el dispositivo. Los mecanismos de amortiguamiento viscoso requieren mantenimiento, tales como cambios de aceite de los amortiguadores de aceite, para prevenir la deterioración.

A continuación se describen distintos dispositivos de amortiguamiento viscoso que están en el mercado con algunos ejemplos de aplicación real.

2.1.2.1 Amortiguador de Aceite de Alto Rendimiento - HiDAM

El amortiguador de aceite de alto rendimiento, denominado HiDAM, es otro tipo de dispositivo producido por la empresa japonesa Kajima Corporation. Este dispositivo de control sísmico de tipo pasivo es un mecanismo de amortiguamiento viscoso. El amortiguador puede ser instalado entre la parte superior del arriostramiento y las vigas (para un arriostramiento en forma de V invertida, ver Fig. 2.26) o entre la parte inferior del arriostramiento y las vigas (para un arriostramiento en forma de V), incorporando en cualquiera de los casos una gran capacidad de absorción de energía dentro de la estructura de un edificio alto. Tal como se muestra en la Figura 2.27, el dispositivo encierra aceite en ambos lados de un pistón. La eficiencia del amortiguamiento es lograda por el movimiento relativo del pistón y la resistencia del fluido (aceite) que pasa por las válvulas de control de presión que conectan ambas cámaras de aceite de manera que genera una gran fuerza de amortiguamiento por un pequeño golpe del pistón.

El dispositivo es conectado al arriostramiento por medio del anillo de horquilla fijado en el extremo de la barra y el cilindro.

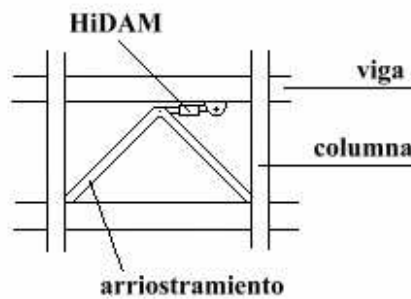


Figura 2.26 Instalación del amortiguador entre el arriostramiento y las vigas.

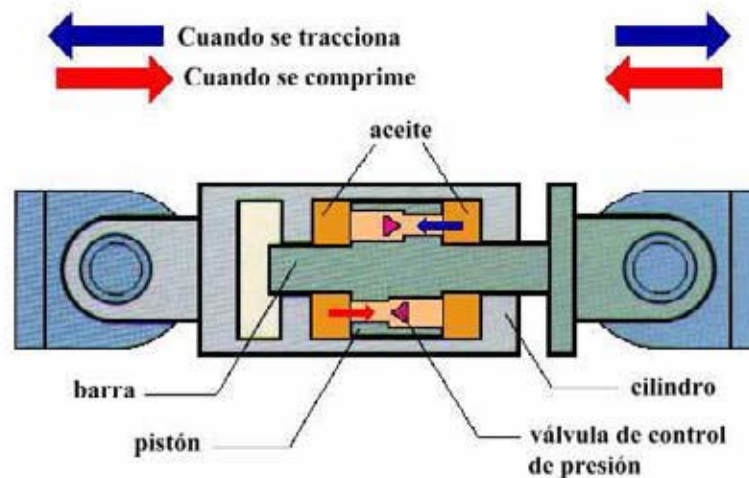


Figura 2.27 Amortiguador de Aceite de alto rendimiento (HiDAM).

En cuanto al costo del dispositivo, la empresa calcula que razón de costo dispositivo/edificio es entre un 0.5 y 1.5 % y que el ahorro en costo estructural obtenido de aplicaciones reales es entre un 1 - 3%.

Aunque el dispositivo HiDAM ya fue instalado en edificios reales, se introduce aquí un ejemplo de aplicación del HiDAM a un edificio alto hipotético. El edificio expuesto, cuya planta se muestra en la Figura 2.28, es aproximadamente de 100 m de alto con 25 pisos construido de acero estructural. Los arriostramiento son ordenados como se muestran en la planta, y los dispositivos son instalados entre la parte superior del arriostramiento y las vigas. Contra las perturbaciones externas, se aprovecha el desplazamiento relativo entre los arriostramientos y las vigas, el dispositivo produce un efecto de amortiguamiento significativo que resulta en una reducción de las vibraciones del edificio.

Las respuestas del edificio con este sistema son analizadas bajo los terremotos de El Centro y Tokachioki (Hachinohe 1968 NS). En la Figura 2.29 se muestra el resultado del análisis donde se observa que la fuerza de corte de diseño convencional del edificio expuesto es mayor que la fuerza de corte que inducen los terremotos cuando se introducen los dispositivos HiDAM.

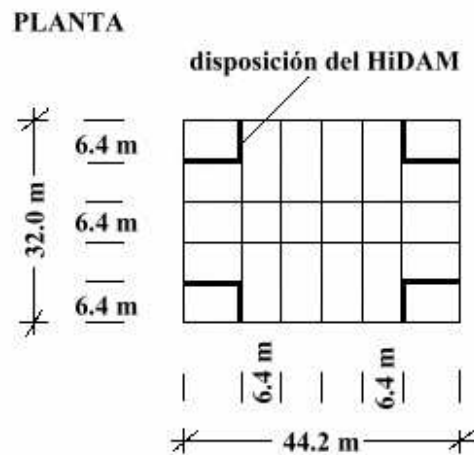


Figura 2.28 Planta del edificio hipotético.

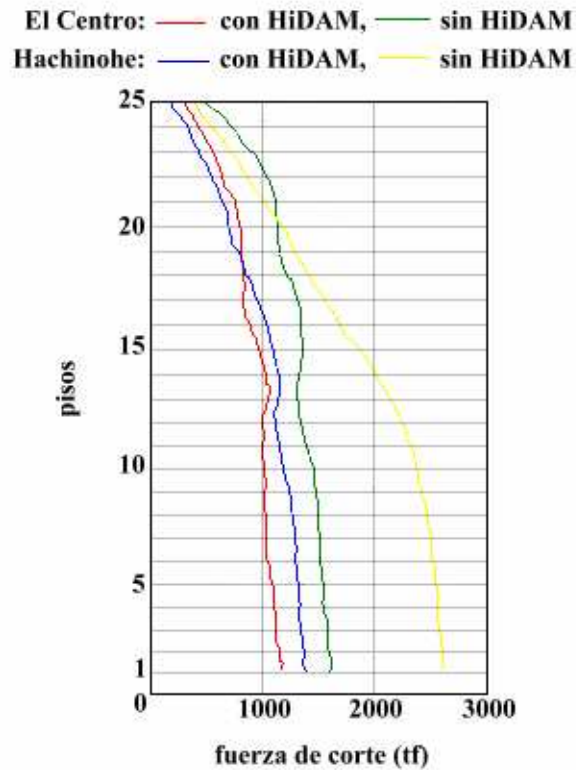


Figura 2.29 Fuerza de corte máximo para el edificio hipotético.

Como aplicación real se encuentra un edificio ubicado en la ciudad de Atsugi de la prefectura de Kanagawa, Japón (Fig. 2.30), de 26 pisos y de 57119 m² se instalaron 80 dispositivos HiDAM localizados entre el 1^{ero} y el 16^{avo} piso. Estos amortiguadores son ubicados lejos del centro de masa del edificio para controlar los efectos torsionales. Los dispositivos son de 1.70 m de largo, 0.340 m de diámetro y con un peso aproximado de 0.8 toneladas y un recorrido máximo de ± 6 cm desde el punto neutral. Una fotografía de uno de ellos se muestra en la Figura 2.31.

Como fue previsto por los diseñadores, los HiDAM reducen en general el corte basal de diseño en un 30% y el debido al viento en alrededor del 40%, relativo al diseño convencional. Todo lo cual trajo consigo una notable reducción del volumen de los miembros estructurales.

En la Figura 2.32 puede apreciarse la ubicación que se le dio a los amortiguadores HiDAM.



Figura 2.30

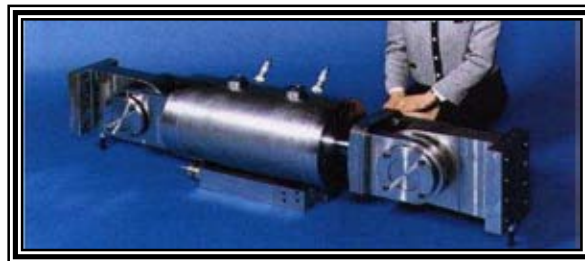


Figura 2.31 Dispositivo HiDAM .

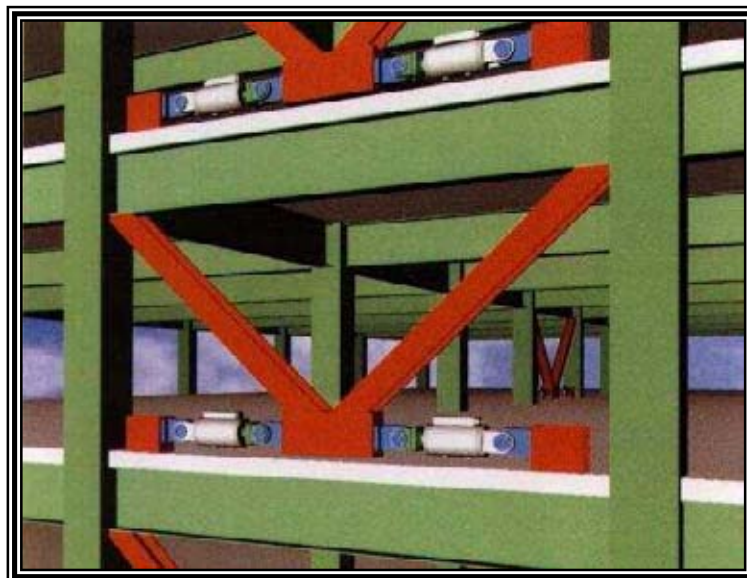


Figura 2.32 Ubicación de los amortiguadores HiDAM.

2.1.2.2 Amortiguador Viscoso de Taylor

Este tipo de amortiguador viscoso es diseñado, fabricado y distribuido por la empresa Taylor Devices, Inc., de New York. Al dispositivo se le asigna el nombre de TFVD (Taylor Fluid Viscous Dampers) y posee prácticamente las mismas características del amortiguador HiDAM.

Como se puede apreciar en la Figura 2.33, el amortiguador se divide en tres secciones. La carga fuerza al pistón a comprimir al fluido viscoso de la sección central, el cual a la vez fuerza al fluido a entrar a la primera sección, el que absorbe e iguala la fuerza de la carga entrante. Entonces, en cuestión de milisegundos, el fluido es forzado a ingresar a la tercera sección para prevenir que el pistón regrese bruscamente.

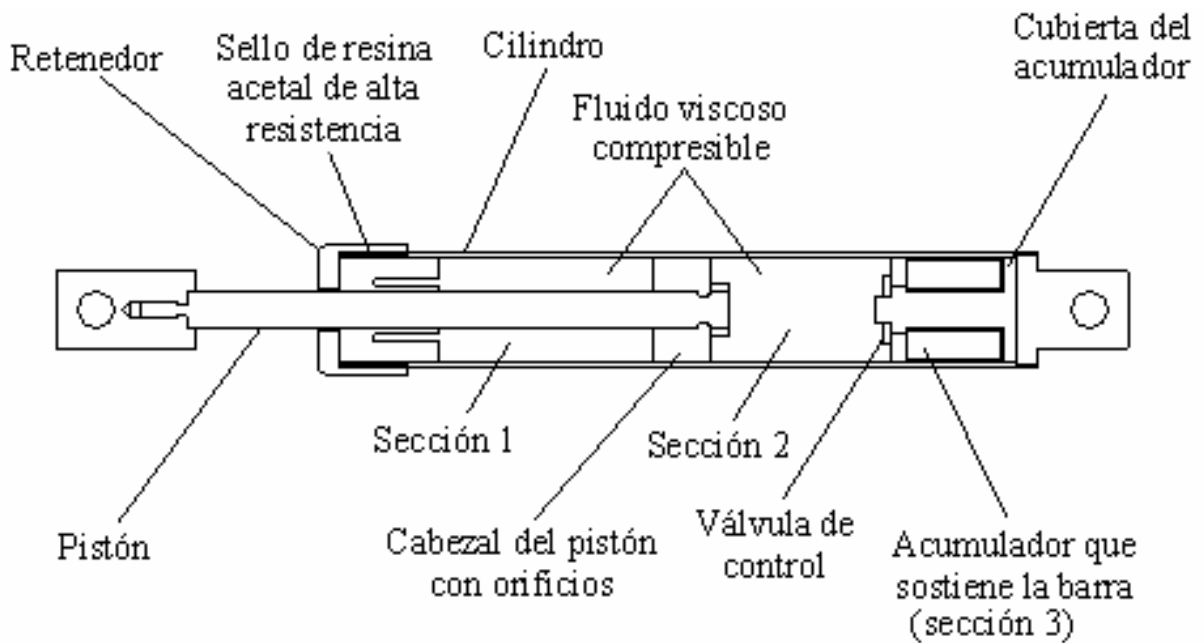


Figura 2.33 Componentes del amortiguador TFVD.

En edificios el amortiguador puede ser instalado en arriostramientos diagonales, en arriostramientos en forma de V invertida o como parte de una aislación de base (ver Figura 2.34).

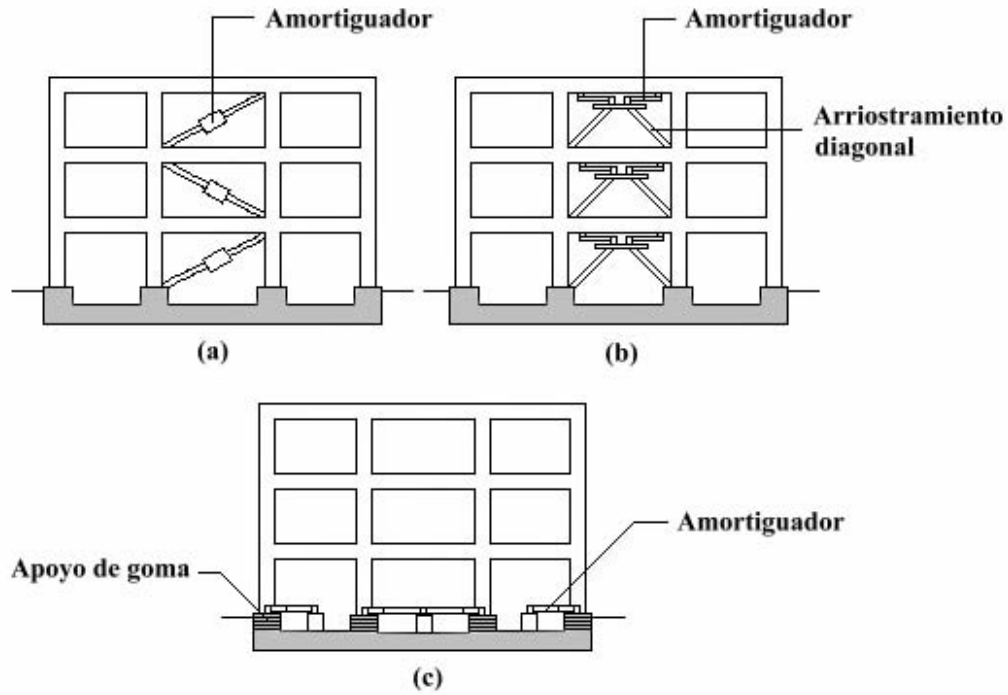


Figura 2.34 Formas de instalación del amortiguador TFVD en edificios, a) en arriostramientos diagonales; b) en arriostramientos en forma de V invertida y c) como parte de aislamiento de base.

Los amortiguadores TFVD se pueden instalar tanto en edificios nuevos como también en edificios existentes, aun estando ocupados. Estos amortiguadores son ideales para proteger edificios altos y torres contra los efectos de fuertes vientos. Para la protección frente a terremotos son eficientes solo si la construcción no es muy alta.

Sin embargo, éstos amortiguadores viscosos no solo son utilizados en edificios, sino también en puentes (Fig. 2.35) y carreteras en sobrenivel, tanto para controlar las fuerzas sísmicas como la de los fuertes vientos. Incluso el amortiguador de Taylor fue instalado entre el misil MX y su torre de lanzamiento para protegerlo de los vientos destructivos del Huracán Andrew.

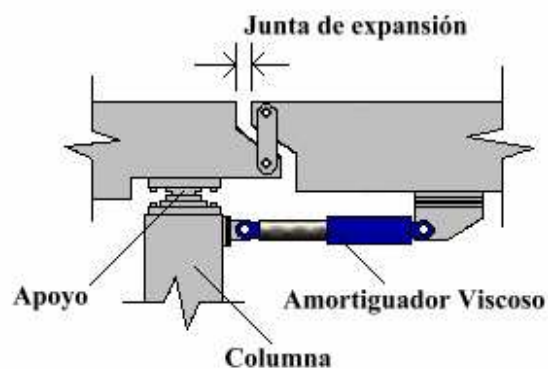


Figura 2.35 Instalación del amortiguador de Taylor en un puente.

Como ejemplos reales de aplicación de este dispositivo se tiene el Centro Médico San Bernardino (SBMC) (ver Figura 2.36). Posee 5 edificios y un área de piso de 84000 m². Está localizado en una alta zona sísmica al este de Los Angeles, California. Todo el Centro Médico en un principio poseía una aislación basal de apoyos de goma de alto amortiguamiento, pero su deflexión fue inaceptable, con un rango de ± 1500 mm. Y luego de aplicarle los amortiguadores viscosos como se muestra en las Figuras 2.37 y 2.38, el desplazamiento de base fue reducido a ± 560 mm. Un total de 186 amortiguadores fueron ocupados en el proyecto. En la Tabla 2.2 se pueden ver las especificaciones de los amortiguadores.



Figura 2.36 Centro médico San Bernardino, Los Angeles, California.

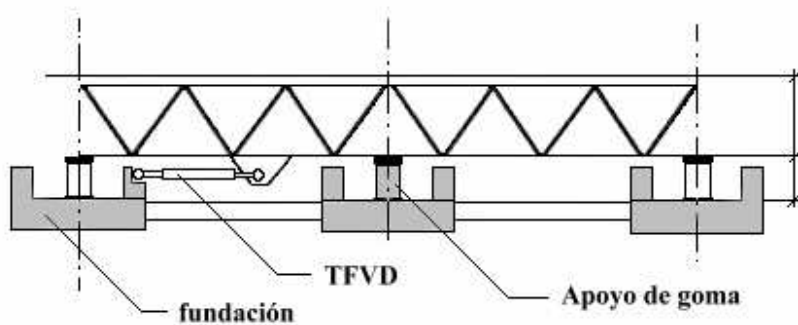


Figura 2.37 Ubicación de los amortiguadores viscosos en el SBMC.



Figura 2.38 Amortiguador utilizado en el SBMC.

Desplazamiento	± 1.2 mt
Fuerza de amortiguamiento máxima	1456 KN
Velocidad máxima de operación	1.5 mt/s
Disipación de energía (cada amortiguador)	2.17 Mega Watts
Longitud	4.37 mt
Diámetro	36 cm
Peso unitario	1.34 tf
Cantidad requerida	186 unidades

Tabla 2.2 Especificaciones de los amortiguadores utilizados en el SBMC.

Otra aplicación real es por ejemplo el Centro de Operaciones del Area Norte de Pacific Bell (15000 m² y 3 pisos), ubicado en Sacramento, California. En la Figura 2.39 se encuentra bajo construcción, pero fue terminado en 1995. Se instalaron un total de 62 amortiguadores con una capacidad de 130 KN cada uno y con un desplazamiento de ± 50 mm. En la Figura 2.40 se puede ver la manera en que fueron instalados los amortiguadores en el Pacific Bell.



Figura 2.39 Centro de Operaciones del Area Norte de Pacific Bell (bajo construcción), Sacramento, California.



Figura 2.40 Instalación de amortiguadores en el Centro de Operaciones del Pacific Bell.

Por último, no está demás mencionar la rehabilitación del Hotel Woodland, una estructura histórica de albañilería, ubicada en Woodland, California. Esta estructura tiene 4 pisos y fue originalmente construida en 1927. En la Fig. 2.41 puede observarse el Hotel, en el cual se utilizaron amortiguadores viscosos de Taylor en los arriostramientos en forma de V invertida (Fig. 2.42), proyecto que fue terminado en el año 1996.



Figura 2.41 Hotel Woodland, Woodland, California.

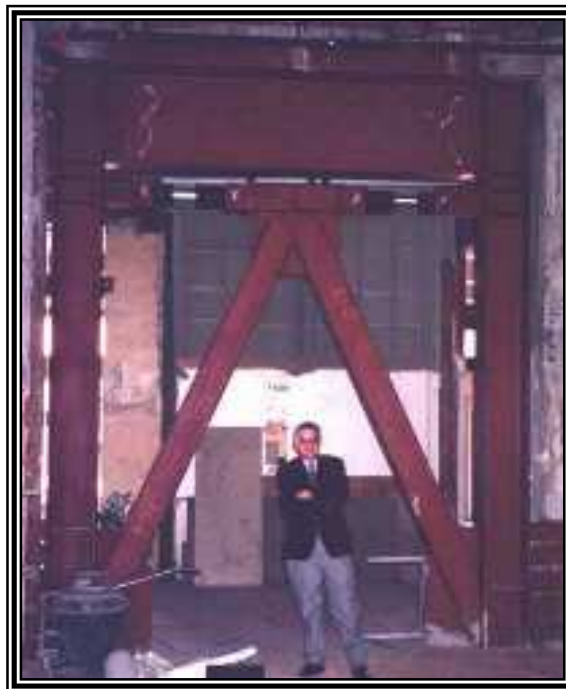


Figura 2.42 Ubicación de los amortiguadores Viscosos de Taylor.

2.1.2.3 Amortiguador Viscoelástico 3M

El amortiguador de corte viscoelástico (VE), comprende dos o más capas de material con una configuración tipo sandwich como se muestra en la Fig. 2.43. Generalmente, son introducidos en los arriostramientos de diagonales simples. En la Fig. 2.44 se muestra una instalación típica del amortiguador. El material usado en los amortiguadores son polímeros altamente disipativos que tienen un comportamiento viscoelástico. El más utilizado corresponde a una clase de copolímero de acrílico que ha sido desarrollado por la empresa estadounidense 3M Co. (Minnesota Mining and Manufacturing (3M) Company). Este es uno de los cuatro tipos de polímeros altamente disipativos, que se encuentran generalmente disponibles en 3M. Los materiales tienen características dinámicas estables, son químicamente inerte, y poseen buenas propiedades de envejecimiento. Además, son resistentes a los contaminantes ambientales. El comportamiento del material VE es influenciado por tres propiedades portantes. Estas son el módulo de pérdida de corte, el módulo de almacenamiento de corte y su razón, que es el factor de pérdida de corte. Estas propiedades son sensibles a la frecuencia de excitación, cambios de temperatura y al nivel de tensión de deformación, siendo la relación general la misma para todos los materiales. Así, una relación general puede ser usada para predecir las propiedades de los cuatro materiales. Esto es la base de los esquemas de propiedades del material desarrollado por el fabricante.

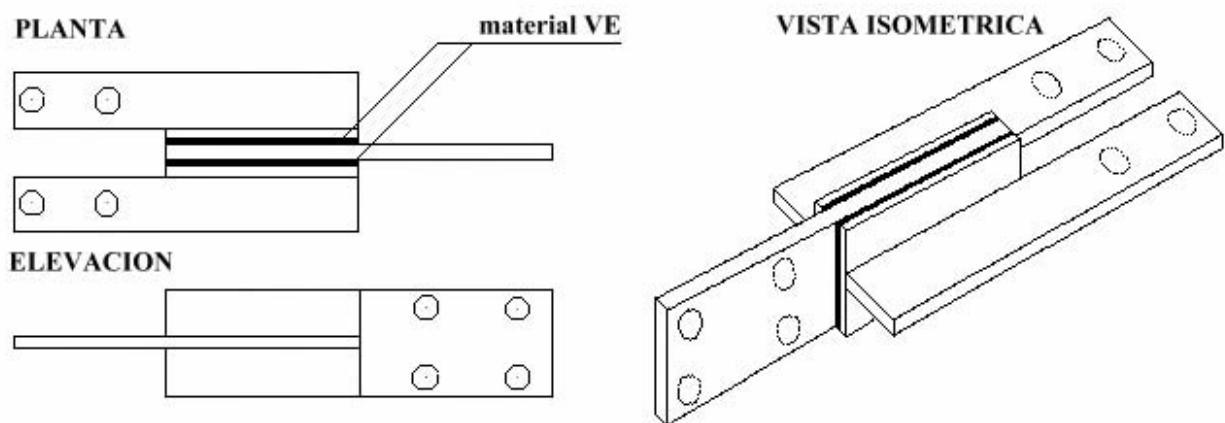


Figura 2.43 Planta, elevación y vista isométrica del amortiguador viscoelástico 3M.

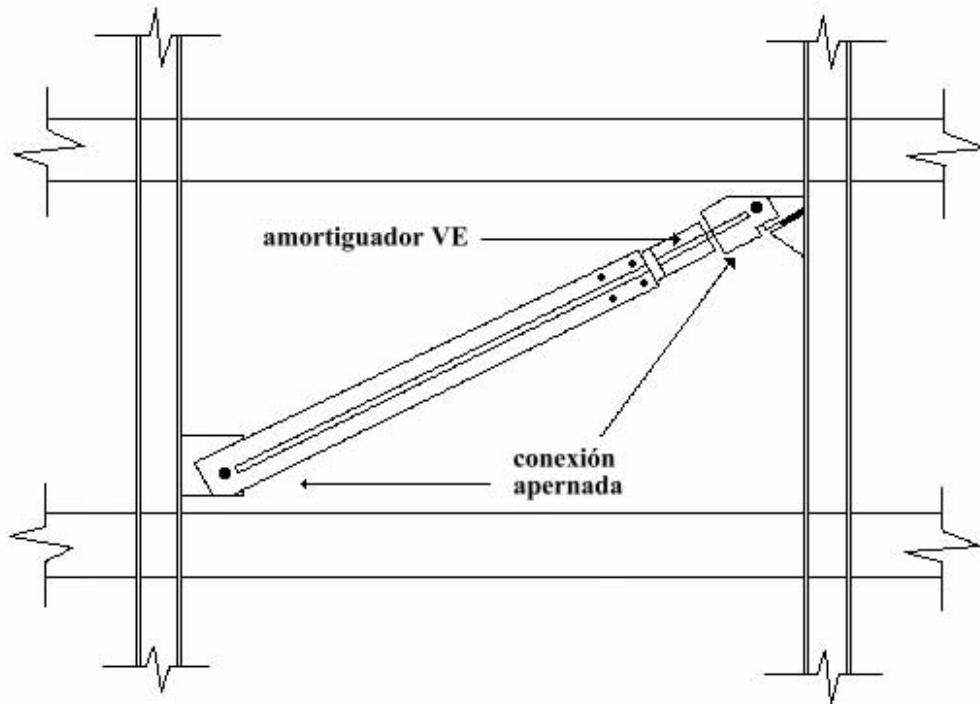


Figura 2.44 Instalación típica del amortiguador viscoelástico en un marco arriostrado.

Este tipo de amortiguador aprovecha el desplazamiento relativo entre el arriostramiento y la viga para disipar la energía de vibración y de esta forma reducir el movimiento de respuesta de la estructura.

Los amortiguadores viscoelásticos exhiben curvas de histéresis elípticas, típicas de materiales con propiedades que dependen de la velocidad. Tales curvas son de forma regular y muestran un comportamiento estable. Estos amortiguadores no tienen un nivel de fuerza de activación, como por ejemplo lo tienen los dispositivos de fricción. De esta manera disipan energía para todos los niveles de excitación sísmica.

Como se dijo anteriormente, las características de rigidez de los amortiguadores VE son dependientes de factores tales como, la amplitud de la tensión, frecuencia y temperatura. Así, a bajas frecuencias el material viscoelástico fluye sin disipar energía o proveer rigidez; para frecuencias medias es altamente disipativo; y para frecuencias grandes se comporta como un material elástico con una disipación pequeña.

Los amortiguadores viscoelásticos han mejorado la solución al problema de las vibraciones producto de la acción del viento en edificios de gran altura y han permitido aumentar el amortiguamiento de las estructuras, prueba de ello es el prolongado buen comportamiento de estructuras altas en que se han incluido.

El primero y más notable ejemplo en que se han utilizado amortiguadores viscoelásticos 3M lo constituyen las torres gemelas en New York, el World Trade Center (Figura 2.45), en el cual se instalaron los dispositivos en el año 1969. El diseño de los dispositivos fue hecho para reducir las vibraciones inducidas por el viento a niveles que fueran imperceptibles para las personas que se encontraran en su interior. En estas torres fueron instalados cerca de 10000 amortiguadores, puestos en el perímetro de cada edificio y localizados en la parte inferior del entramado del sistema de piso, desde el piso N°10 al N°110 (último piso). Las pequeñas deformaciones en los amortiguadores producto del movimiento de la estructura por acción del viento, es suficientemente necesaria como para aumentar el amortiguamiento natural de la estructura. Las torres ya han experimentado tanto vientos moderados como fuertes tormentas y su comportamiento ha sido muy similar al estimado en su diseño.



Figura 2.45 World Trade Center, New York, Estados Unidos.

Otra aplicación con éste tipo de tecnología en edificios de gran altura sometidos a movimientos producto del viento, lo constituye el edificio Columbia SeaFirst de Seattle, Estados Unidos (Figura 2.46), de 76 pisos, al cual se le incorporaron amortiguadores viscoelásticos en el año 1982. Para reducir las vibraciones producidas por el viento ocuparon 260 amortiguadores de doble capa montados en paralelo sobre los arriostramientos diagonales principales de la estructura. Los desplazamientos de corte en los amortiguadores son causados por la deformación axial elástica de los arriostramientos. Cada amortiguador pesa aproximadamente 270 Kg. Y el sistema fue diseñado para aumentar la razón de amortiguamiento del modo fundamental de la estructura desde 0.8% a 3.2% para vientos moderados y a 6.4% para las frecuentes tormentas.



Figura 2.46 Edificio Columbia SeaFirst, Seattle, estados Unidos.

Existen algunas diferencias en el uso de amortiguadores viscoelásticos para el caso de la acción sísmica. Esto se debe fundamentalmente a que los niveles de amortiguamiento necesarios para cargas sísmicas son considerablemente mayores que los necesarios para ser efectivos en el control de vibraciones. Así la acción severa de la carga debida al sismo implica una mayor deformación en los amortiguadores. Esto significa que la tensión de corte en el material del amortiguador viscoelástico es mucho mayor que el debido a la carga del viento. Trabajos recientes de D. Bergman y R. Hanson, también de I. Aiken y J. Kelly, han demostrado un comportamiento deseable para este tipo de amortiguador bajo cargas del tipo sísmico y se han realizado ensayos a modelos de edificios de pequeña escala, encontrándose buenos resultados.

Por otro lado, en Japón ya se han utilizado amortiguadores viscoelásticos para el caso de la acción sísmica obteniéndose buenos resultados. Es el caso del amortiguador SAVE, cuyo material viscoelástico es en base de una clase de asfalto.

2.1.2.4 Amortiguador SAVE

Este dispositivo de tipo pasivo, es un amortiguador viscoelástico denominado SAVE, cuyo nombre proviene de "Shimizu Asphaltic Visco Elastic Damper" y es desarrollado por la empresa japonesa Shimizu Corporation.

El amortiguador SAVE está compuesto de múltiples capas, que van alternando placas de acero y material viscoelástico, que son insertados dentro de los muros del edificio. De esta forma, en respuesta a la distorsión del edificio, los materiales viscoelásticos se deforman y absorben energía reduciendo así las vibraciones. En otras palabras, el amortiguador utiliza el desplazamiento relativo entre pisos para disipar la energía. Por ello son instalados en cada piso del edificio. El amortiguador SAVE utiliza como material viscoelástico un tipo de asfalto que tiene las características mecánicas de un material polímero termoplástico.

Por otra parte, este sistema es efectivo para reducir la respuesta de vibración del edificio causada no sólo por vientos, sino también por sismos moderados.

Este dispositivo no necesita ninguna instalación adicional y se instala dentro de la parte superior de los muros del edificio, a lo largo de éstos. De ésta manera, el amortiguador se conecta al muro por su parte inferior y a la viga por su parte superior. En la Fig. 2.47 se muestra un esquema del amortiguador SAVE y la forma de funcionamiento del amortiguador (deformación del material viscoelástico).

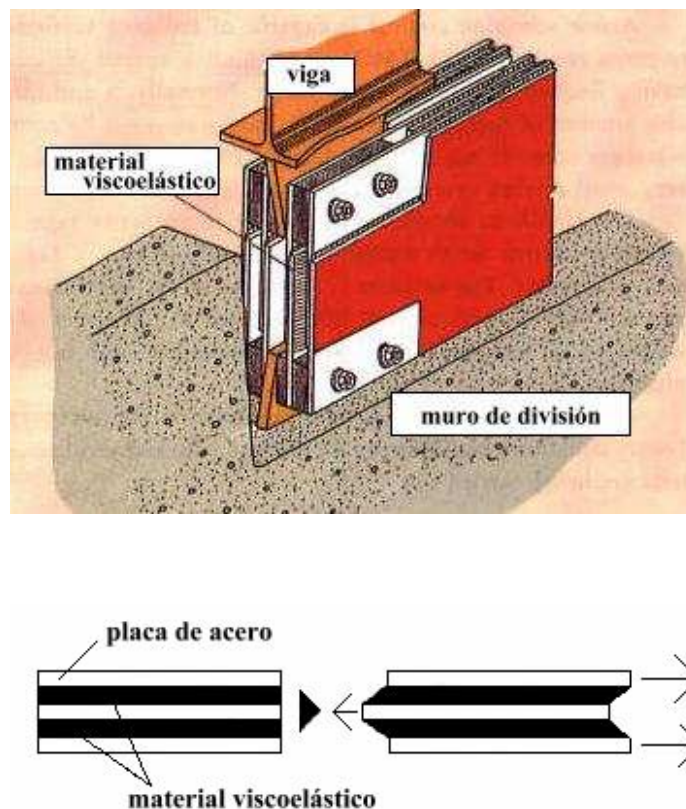


Figura 2.47 Esquema del amortiguador SAVE.

En cuanto al costo del dispositivo, la empresa calcula que la razón de costo dispositivo/edificio es entre un 0.5 y 1.0%.

El amortiguador SAVE se instaló en el Edificio Seavans South de 98.8 metros de altura que se muestra en la Fig. 2.48, ubicado en Tokio, Japón. El amortiguador se instaló en 48 muros divisorios del edificio con una efectividad probada.



Fig. 2.48 Edificio Seavans South (izquierda).

2.1.2.5 Amortiguador V-SAVE

Este dispositivo de tipo pasivo, es un amortiguador viscoelástico que aplica algunos principios del amortiguador SAVE, con la diferencia que reduce la vibración vertical en los pisos y vigas principales. Al igual que el amortiguador SAVE este dispositivo es desarrollado y fabricado por la empresa japonesa Shimizu Corporation.

El amortiguador V-SAVE está compuesto por múltiples capas que van alternando placas de acero y material viscoelástico.

Este amortiguador utiliza la deformación del material viscoelástico para absorber energía y de esta forma reducir las vibraciones verticales. Para ello utiliza el principio que se muestra en la Fig. 2.49, en donde el equipo con el material viscoelástico es fijado por debajo de la viga por medio de pernos y esta al deformarse, por medio de una carga vertical o flexional, produce que el material viscoelástico se deforme. En otras palabras, al traccionarse la fibra inferior de la viga hace mover a la placa de acero y de esta forma se deforma el material viscoelástico como se muestra en la figura 2.47 (amortiguador SAVE).

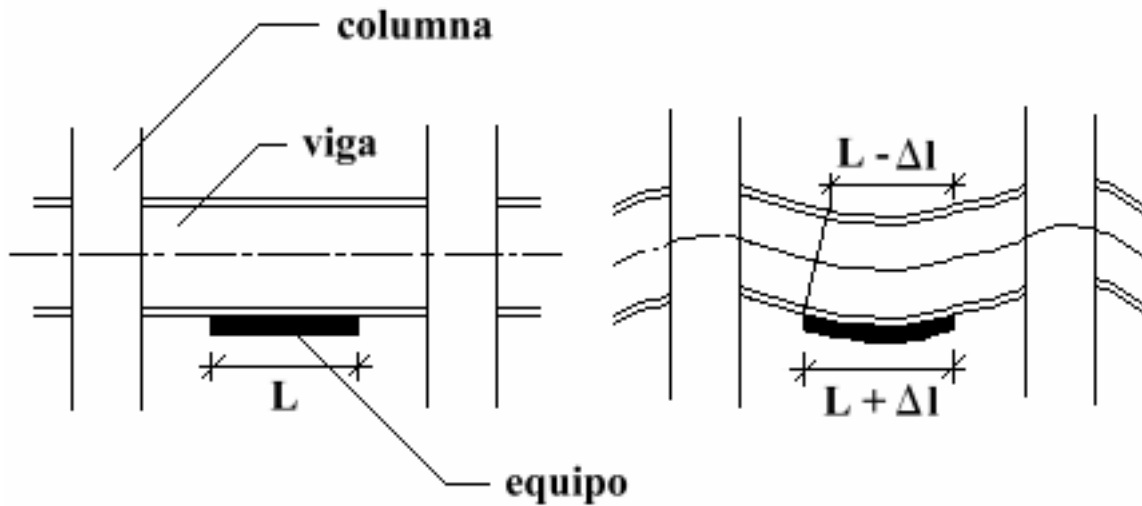


Figura 2.49 Descripción de la distorsión del dispositivo V-SAVE ubicado por debajo de la viga.

El amortiguador V-SAVE es efectivo para reducir la respuesta de vibración vertical a cargas que produzcan la tracción en la fibra inferior de la viga.

Una ventaja del dispositivo es que no necesita ninguna instalación adicional y es de fácil colocación.

Este dispositivo aún no ha sido aplicado a estructuras reales, puesto que todavía se encuentra en fase de desarrollo. Sin embargo, una aplicación interesante para reducir la vibración vertical puede ser en vigas de puentes, pero para ello se necesita un estudio más acabado.

2.2 SISTEMAS DE EFECTO-MASA

Los sistemas de efecto-masa consisten en amortiguadores de masa sintonizada, que son dispositivos que utilizan una gran masa (rígida o no) colocada en la parte superior de la estructura. Los valores de la masa se determinan para que, la frecuencia natural de vibración del dispositivo se aproxime sensiblemente a la frecuencia fundamental de la estructura (por dicho motivo estos sistemas se llaman 'sintonizados') y de esta forma el comportamiento del sistema con dos grados de libertad formado por el primer modo de vibración de la estructura y por el dispositivo, corresponda al de un sistema con menor rigidez que el modo propio fundamental pero con un amortiguamiento más importante que el de éste.

Los sistemas de amortiguadores pasivos de masa sintonizada son conocidos desde el año 1909 y han sido profusamente utilizados en Ingeniería Mecánica, mientras que en el campo de la Ingeniería Civil Estructural fueron propuestos inicialmente para reducir las oscilaciones horizontales de estructuras esbeltas sometida a la acción dinámica del viento.

Estos amortiguadores pasivos de masa sintonizada no reciben información de las características de la excitación, ni de la respuesta de la estructura y no precisan de un aporte exterior de energía para su funcionamiento a diferencia de los amortiguadores activos de masa sintonizadas.

Una de las importantes ventajas de los amortiguadores de masa sintonizada es que ellos pueden ser instalados sin modificaciones del esquema resistente de la estructura.

A continuación se describen distintos amortiguadores pasivos de masa sintonizada que están en el mercado con algunos ejemplos de aplicación real.

2.2.1 Dispositivo S-TMD

Este dispositivo de tipo pasivo, es un amortiguador de masa sintonizada denominado S-TMD (Shimizu-Tuned Mass Dampers) y es desarrollado por la empresa japonesa Shimizu Corporation.

El S-TMD está compuesto de una masa auxiliar soportada por apoyos de goma multiplataformas, los cuales son usados como resortes que al mismo tiempo se deforman suavemente en una dirección horizontal. Las vibraciones del edificio son reducidas haciendo resonar la masa auxiliar del amortiguador con el edificio, es decir, se iguala la frecuencia del amortiguador de masa con la frecuencia del edificio.

Un sistema de freno de aire es equipado contra la deformación extremadamente grande o para algunos problemas del sistema, de esta forma cuando la barra límite ubicada a los lados de los apoyos de goma llega a su límite, se activa el sistema de freno, controlando la deformación excesiva. En la Fig. 2.50 se muestra un esquema del S-TMD y en la Fig. 2.51 su fotografía.

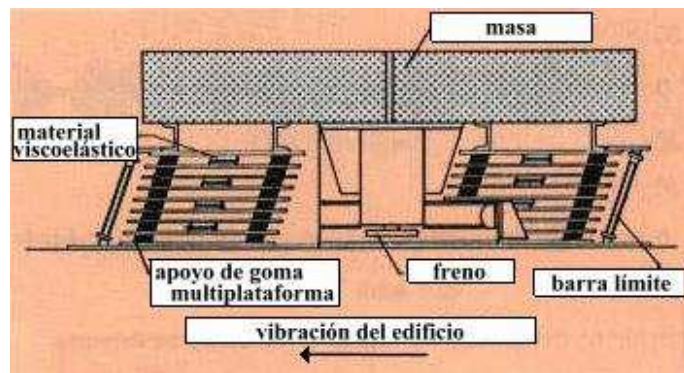


Figura 2.50 Esquema del dispositivo S-TMD.



Figura 2.51 Fotografía de un TMD.

El S-TMD es efectivo para vibraciones producidas por vientos y no tan apropiado para sismos pequeños. Este tipo de dispositivo se instala en la parte superior del edificio, que puede

ser el último piso o la azotea, necesitando un espacio pequeño para su ubicación. Además, es necesaria la instalación de una fuente de energía para el freno de aire.

En cuanto al costo del dispositivo, la empresa calcula que la razón de costo dispositivo/edificio es entre un 0.5 y 1.0%. Por otra parte, la razón de peso entre dispositivo/edificio es 0.3 y 0.4%.

Este tipo de dispositivo de control de vibraciones es efectivo si el período de éste es bien sintonizado al del edificio. Sin embargo, si el período del dispositivo o el edificio adquiere cambios, o el período fundamental de la respuesta del edificio difiere con el del dispositivo, la efectividad del S-TMD no puede ser mantenida.

Existe una gran variedad de edificios que poseen un sistema TMD, entre los cuales se puede citar a un famoso edificio de los Estados Unidos, el Citicorp Center (Figura 2.52) ubicado en New York. En éste edificio de 280 mt. de altura, el dispositivo TMD, cuya masa consiste en un bloque de hormigón de 400 ton., fue instalado en el piso N° 63. Pruebas y observaciones actuales han demostrado que el sistema proporciona un amortiguamiento efectivo de 4%, en comparación con el 1% de amortiguación que poseía la estructura original, lo cual logra reducir la aceleración del edificio en aproximadamente un 50%. Algunas de las especificaciones del sistema TMD se encuentran en la Tabla 2.3.



Figura 2.52 Citicorp Center, New York, Estados Unidos.

La torre John Hancock de Boston, Estados Unidos (Figura 2.53), posee un sistema TMD basado en los mismos principios de diseño que el del Citicorp Center, sin embargo, en este caso el TMD consiste en dos masas de 300 ton. cada una (Figura 2.54). Algunas especificaciones del sistema están en la Tabla 2.4.

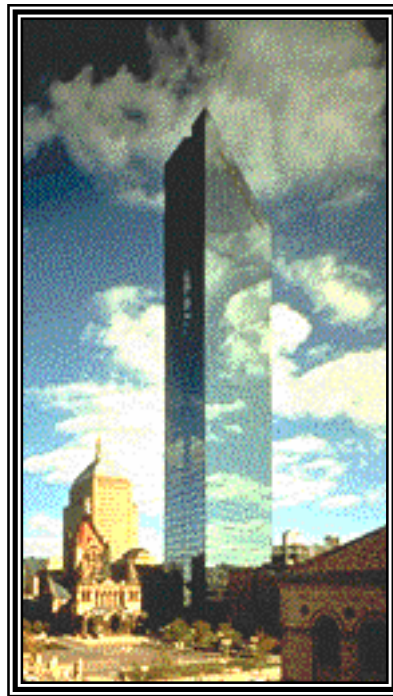


Figura 2.53 Torre John Hancock, Boston, Estados Unidos.

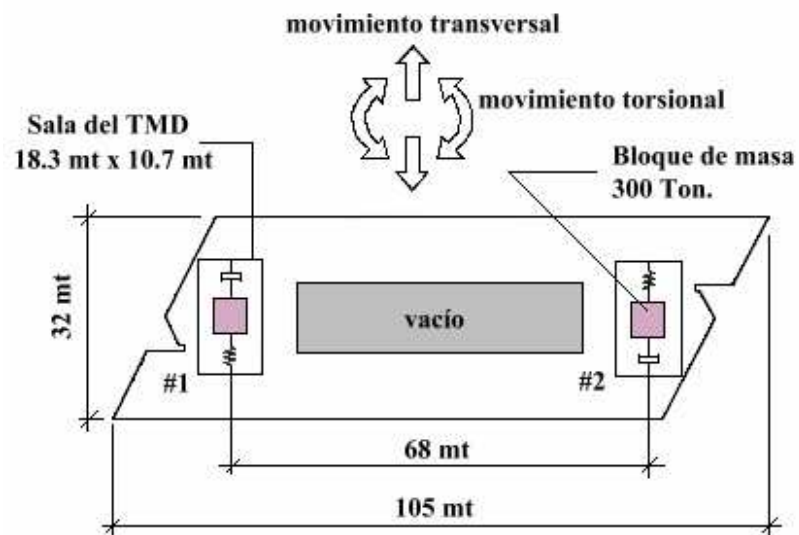


Figura 2.54 Esquema del sistema TMD doble que utiliza la torre John Hancock.

	Unidades	Torre John Hancock	Edificio Citicorp
Medida de planta típica	mt	105 x 32	49 x 49
Area de piso	mt ²	3360	2401
Altura del edificio	mt	244	280
Peso del bloque de masa	tons	2 x 300	400
Medidas del bloque de masa	mt	5.5 x 5.5 x 0.9	9.1 x 9.1 x 2.4
Material del bloque de masa	tipo	Plomo/Acero	Hormigón
Recorrido máximo	mt	± 2.1	± 1.4

Tabla 2.4

Otra aplicación del sistema TMD es la torre Chiba Port (Figura 2.55), ubicada en la bahía de Tokyo, Japón. En esta torre fue la primera vez que se instaló un sistema TMD en Japón. La torre posee una estructura de acero y tiene una altura de 125 mt. La masa del sistema TMD de ésta torre se puede mover en la dirección x o y pero no puede rotar. El dispositivo y los parámetros pertinentes de éste sistema se pueden apreciar en la Figura 2.56 y en la Tabla 2.5, respectivamente.



Figura 2.55 Torre Chiba Port, Tokyo, Japón.



Figura 2.56 Dispositivo TMD utilizado en la torre Chiba Port.

	Dirección X	Dirección Y
Peso (ton)	10.0	15.4
Período (seg)	2.24	2.72
Constante de elasticidad (ton/cm)	0.080	0.084
Fuerza de fricción (ton)	0.045	0.045
Razón de amortiguamiento (%)	0.15	0.15

Tabla 2.5 Parámetros del sistema TMD de la torre Chiba Port.

2.2.2 Amortiguador de Masa Pasivo IHI

Este es un amortiguador de masa pasivo del tipo péndulo multiplataforma que es desarrollado por la empresa japonesa Ishikawajima-Harima Heavy Industries Co. ,Ltd.

El amortiguador de masa pasivo ha sido desarrollado con la visión de reducir la vibración inducida por la excitación de sismos y vientos sobre grandes torres de puentes (muy utilizadas en Japón por la conexión de las numerosas islas) y estructuras de edificios de gran altura.

El amortiguador de masa pasivo IHI consta de una estructura de cuatro columnas y vigas que suspenden la masa deslizante (peso de la masa del amortiguador) desde las cuatro columnas del marco, haciendo uso de la teoría del péndulo. Resortes en forma de espiral, son adheridos entre las superficies interiores de las columnas. Varios orificios de conexión son taladrados en los tirantes para poder cambiar las posiciones de los resortes y así, ajustar la frecuencia natural. Para proveer el amortiguamiento necesario, el amortiguador pasivo consta de amortiguadores hidráulicos instalados entre el marco superior y las columnas con masas deslizantes suspendidas desde sus superficies interiores. Un amortiguador de masa sintonizada pasivo IHI se instaló en el Kurushima Bridge Tower (Fig. 2.57), posee una masa auxiliar de 10 T, un recorrido máximo de ± 0.30 m, un peso total de 20 T y un rango de frecuencia de 0.833-1.075 Hz.

Este tipo de amortiguador, cuando la estructura vibra en el rango de su frecuencia natural, utiliza la resonancia para inducir el movimiento natural del amortiguador de masa, y de esta manera producir una disminución de la vibración de la estructura, controlando la respuesta.

La característica más importante del amortiguador pasivo es su habilidad para cambiar el valor de la frecuencia natural del amortiguador. El método para ajustar el valor de la frecuencia natural, es cambiando la posición de la conexión de las masas deslizantes que cuelgan entre los soportes. El posicionamiento de los resortes en forma más horizontalmente y en paralelo con las masa corredizas, bajan la frecuencia natural y, consecuentemente, si el posicionamiento es de una manera que aumente el ángulo horizontal con las masas deslizantes, entonces, aumenta la frecuencia natural. El mecanismo exhibe su efecto pasivo cambiando el valor de la frecuencia natural del amortiguador y sintonizándola con la frecuencia natural de la estructura principal. La fricción mecánica puede ser reducida tanto como sea posible utilizando soportes de bola en todas las partes en movimiento, incluyendo la sección de unión del resorte.

El amortiguador de masa de tipo pasivo presentan el inconveniente de (a) dificultad del ajuste de la frecuencia natural, coeficiente de amortiguamiento y otros parámetros, con el consiguiente deterioro de la acción de amortiguamiento, en el evento de cambio que ocurre en las características de vibración de la estructura, (b) dificultad de proveer adecuada acción de amortiguamiento con una modesta razón de masas entre el amortiguador y la estructura, y (c) el

tiempo muerto que pasa después de la activación del amortiguador de masa, debido al efecto de fricción dentro del sistema mecánico.

Para eliminar los inconvenientes anteriores se ha desarrollado el amortiguador de masa híbrido que es descrito más adelante.

Este tipo de amortiguador también fue utilizado en la Torre Principal del Tokyo Port Bridge (Puente del puerto de Tokio), que es un puente sobre el mar de 798 metros de largo. En la Fig. 2.58 se muestra la torre principal del puente. Estos son los primeros amortiguadores que IHI ha desarrollado. Fueron instalados en la torre principal de 117 metros de altura en enero de 1991 y puesto en servicio en febrero. Los amortiguadores fueron diseñados durante la construcción de la conexión del puente, para reducir las vibraciones inducidas por el viento en la torre principal. El grupo de amortiguadores en la torre consta de cuatro juegos de amortiguadores, uno híbrido y tres pasivos, para reducir las vibraciones causadas por las presiones del viento externas sobre la torre en la dirección axial del puente y en ángulo recto a ésta.

En la Tabla 2.6 se muestran las especificaciones de los amortiguadores utilizados en el Tokyo Bridge Tower.



Figura 2.57 Kurushima Bridge.

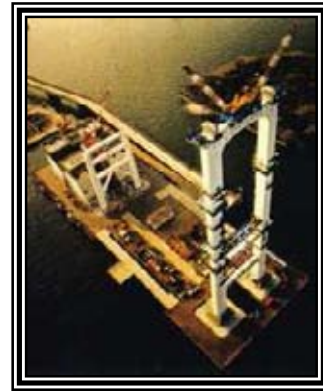


Figura 2.58 Torre principal del Tokyo Port Bridge.

Tipo	Pasivo	
Forma	TMD15T	TMD5T
Modo de vibración	1 ^{er} modo	Oscilación torsional
Frecuencia de vibración (Hz)	0.610	0.55 - 1.125
Peso de las masas (Kg)	15019	5023
Recorrido (cm)	50	35
Peso total (Kg)	19500	7400
Número de equipos	1	2

Tabla 2.6 Especificaciones de los amortiguadores de masa pasivos IHI del Tokyo Bridge Tower.

2.2.3 Dispositivo SSD

Este dispositivo de tipo pasivo, es un amortiguador de masa líquida sintonizada denominado SSD cuyo nombre proviene de "Super Sloshing Damper" y es desarrollado por la empresa japonesa Shimizu Corporation.

El SSD consiste en un tanque con varias divisiones horizontales que contienen agua. El propósito del principio del SSD es reducir la vibración del edificio utilizando la resonancia entre el agua y el edificio, es decir, sintonizar la frecuencia del amortiguador de masa líquido con la frecuencia del edificio. En la Fig. 2.59 se muestra el comportamiento dinámico de un edificio convencional con el dispositivo SSD.

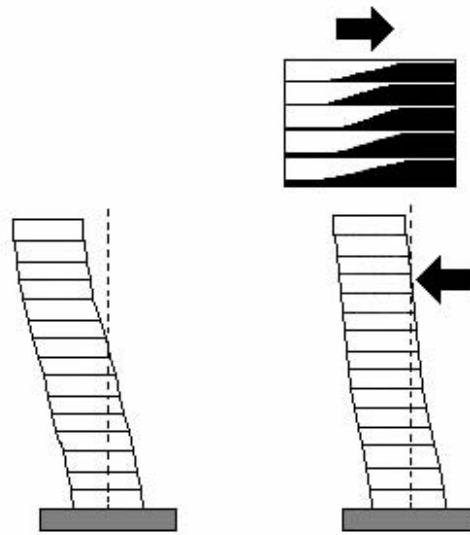


Figura 2.59 Comportamiento dinámico de un edificio convencional con el dispositivo SSD.

El SSD es efectivo para controlar las vibraciones en edificios altos producidas por vientos y no tan apropiado para sismos pequeños. Este tipo de dispositivo, se instala en la parte superior del edificio, que puede ser el último piso o la azotea, necesitando un espacio amplio para su ubicación, además de instalaciones complementarias como cañerías, tuberías, plomería en general. Sin embargo, su instalación es fácil y bastante económica comparado con otros tipos de dispositivos, puesto que, según Shimizu Corporation la razón de costo dispositivo/edificio es entre un 0.2 y 0.5%. La razón de peso dispositivo/edificio es 0.3 y 0.4%.

La efectividad del SSD está demostrada. Un ejemplo de instalación real es en el Shin Yokohama Prince (SYP) Hotel de 149.4 metros de alto y un diámetro de 38.2 mt. mostrado en la Figura 2.60; donde en 1992 se instalaron 30 dispositivos cilíndricos SSD como el que se presenta en la Figura 2.61, ubicados en el último piso del edificio. Cada dispositivo está constituido por 9 divisiones horizontales de 2 mt. de diámetro y 22 cm. de alto (ver Figura 2.62), y cada división horizontal se encuentra llena con agua hasta los 12 cm. La altura total de cada dispositivo es de

aproximadamente 2 mt. La masa total del sistema SSD es de 101.7 ton. y la del edificio es de 26400 ton.



Figura 2.60 SYP Hotel.

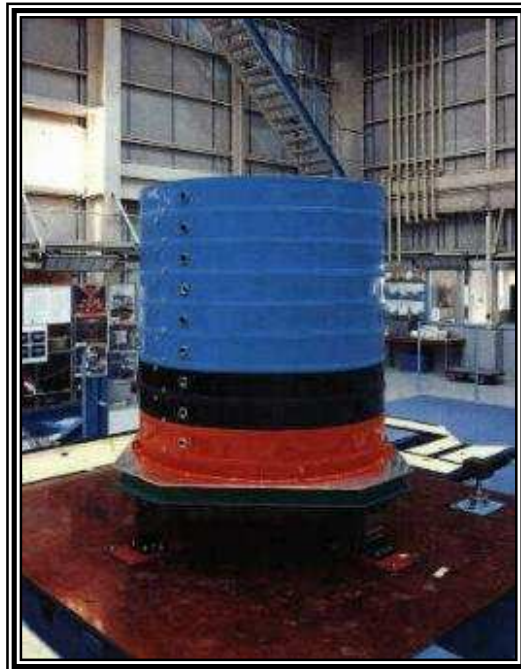


Figura 2.61 Dispositivo SSD del SYP Hotel.

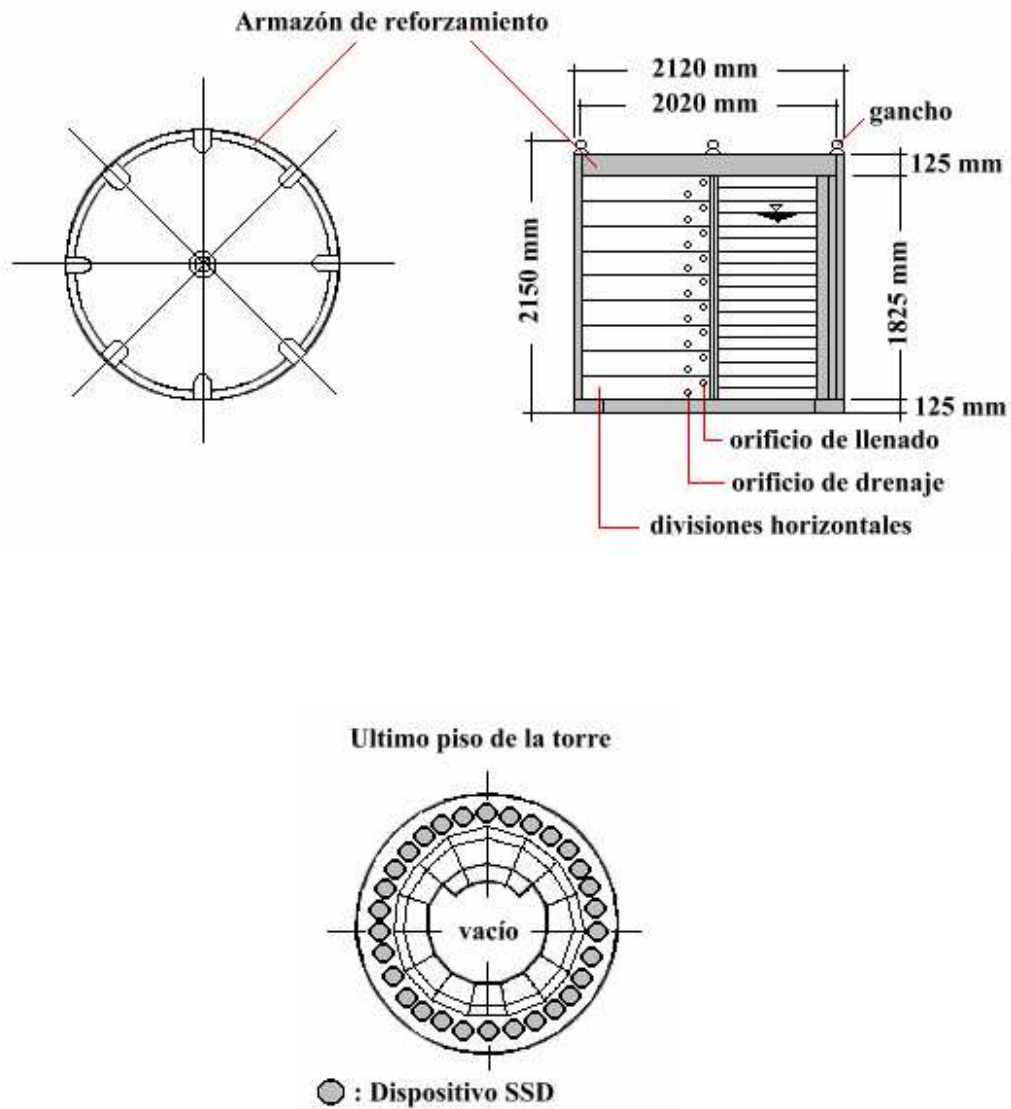


Figura 2.62 Esquema del dispositivo SSD (arriba) y ubicación de los dispositivos en el techo del edificio (abajo).

Como otro ejemplo de aplicación del sistema SSD se puede destacar a la Yokohama Marine Tower (YMT) (Figura 2.63), cuyo sistema fue instalado en el año 1987. Está constituido por 39 dispositivos cilíndricos similares a los del SYP Hotel, pero con una altura de 0.5 mt. y un diámetro de 0.49 mt. Además cada dispositivo posee 10 divisiones horizontales de 5 cm. cada una, las cuales se encuentran con agua solo hasta los 2.1 cm. La masa total del sistema SSD es de 1.54 ton. y la de la torre es de 540 ton.

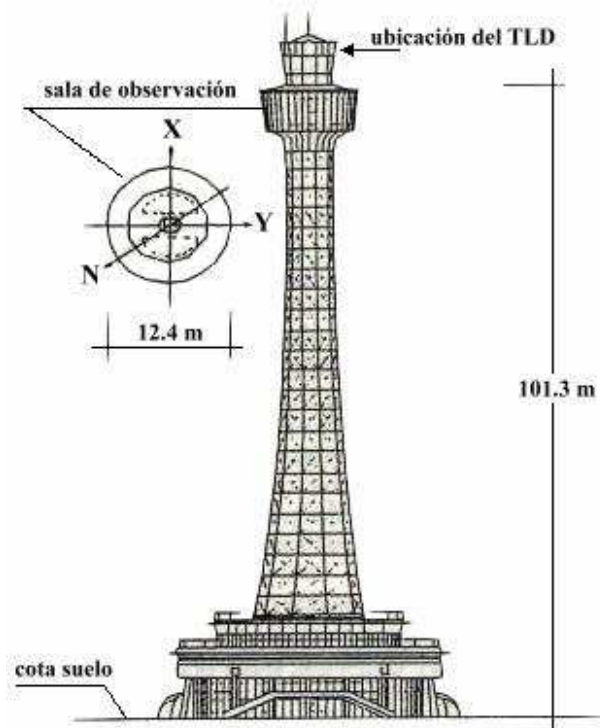
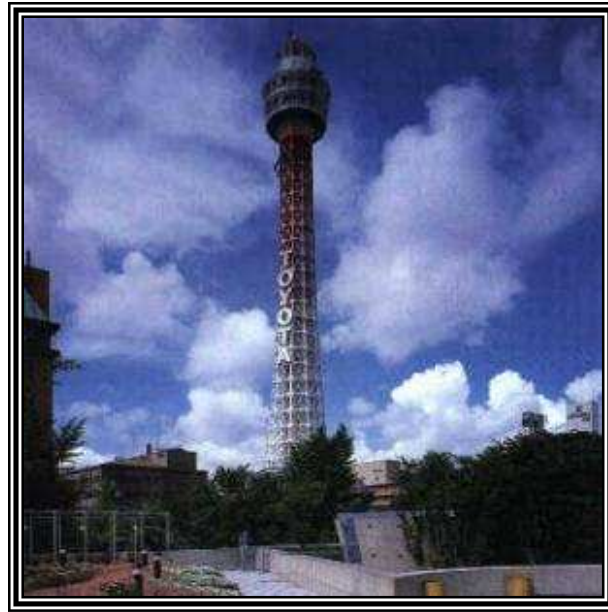


Figura 2.63 Yokohama Marine Tower.

2.3 SISTEMAS DE AISLACION BASAL

La aislación sísmica de edificios en la base es una técnica que ha tenido un avance espectacular en los últimos años. Su aplicación en la práctica se está generalizando debido a la obtención de sistemas económicos y confiables, sobre todo los constituidos a base de elastómeros reforzados con láminas de acero.

Es particularmente significativo el hecho de que en alrededor de diecisiete países ya han sido construidos edificios con sistemas de aislación basal. Entre tales países se pueden citar a modo de ejemplo: Japón, Estados Unidos, Rusia, Nueva Zelandia, Francia, Italia, España y Chile, además de otras naciones.

Dentro de los países donde más se ha desarrollado esta tecnología, se encuentran Japón y Estados Unidos. En el primero de los nombrados ya se han construido más de cuarenta edificios aislados sísmicamente, los que han sido verificados por un comité dependiente del Building Center of Japan.

2.3.1 ANTECEDENTES GENERALES

Durante un sismo el movimiento horizontal del suelo es una causa de daño en los edificios, por lo tanto si es posible permitir que el suelo bajo la estructura se mueva en forma independiente de ésta, se reducirían los daños.

Un problema muy básico en el diseño sísmico de edificios de mediana a baja altura en Chile, es que su frecuencia natural de vibrar se ubica en el rango de frecuencias donde la energía proveída por los sismos es mayor. Esto significa el edificio actúa como un amplificador de las vibraciones del suelo haciendo que las aceleraciones de cada piso aumenten hacia arriba, lo que causa grandes esfuerzos en sus elementos estructurales y desplazamientos entre pisos que pueden producir daño en columnas y otros elementos.

Las aceleraciones amplificadas en cada piso actúan sobre el contenido y ocupantes de éste, pudiéndoles causar daños severos. Un claro ejemplo es el Conmutador Telefónico del área de Sylmar en California, donde todo el equipo interno fue destruido durante el sismo de San Fernando en 1971, mientras que el daño del edificio fue mínimo.

El grado de amplificación puede ser reducido haciendo edificios más rígidos. Un edificio totalmente rígido no experimenta una aceleración mayor que la del suelo, pero ésta es una solución muy cara y de efectividad práctica difícil. Por lo tanto, el ideal sería la reducción de las aceleraciones en los edificios a niveles por debajo de la aceleración del suelo.

Para lograr dicha reducción se puede introducir una conexión flexible, usualmente a nivel de fundación, entre la estructura y el suelo, tecnología denominada Aislación Basal. Con ello se

da flexibilidad a la estructura, desplazándola en el espectro del sismo desde la zona de alta respuesta a una zona de poca energía.

La aislación basal es una forma de diseño sísmico, como se dijo en el capítulo anterior, que reduce el nivel de aceleraciones que una estructura experimenta durante un sismo, mediante el aumento del período propio de la estructura llevándolo lejos de los períodos predominantes del movimiento del suelo, con la consiguiente disminución de los esfuerzos internos. Ello es aún más efectivo cuando la estructura se apoya en suelo duro, pues entonces el sismo presenta mayor energía para las frecuencias altas, con lo cual es más simple aislar mediante la disminución de la frecuencia propia del sistema.

Por razones prácticas no es recomendable disminuir la frecuencia propia de la estructura a valores menores que 0,3 a 0.5 Hertz, dependiendo del caso.

El objetivo de la aislación basal es proveer a una estructura un sistema de aislamiento que restrinja, en lo posible, las deformaciones plásticas a dispositivos especiales y fácilmente reemplazables. Estos tienen el efecto de desacoplar parcialmente la estructuras del movimiento sísmico y son capaces de absorber ellos mismos una parte de la energía debida a los terremotos y de reducir, de esta manera el desplazamiento relativo entre los distintos elementos estructurales. Una comparación entre el comportamiento bajo cargas sísmicas de un edificio convencional y de uno con sistema de aislación basal puede verse en la Fig. 2.64.

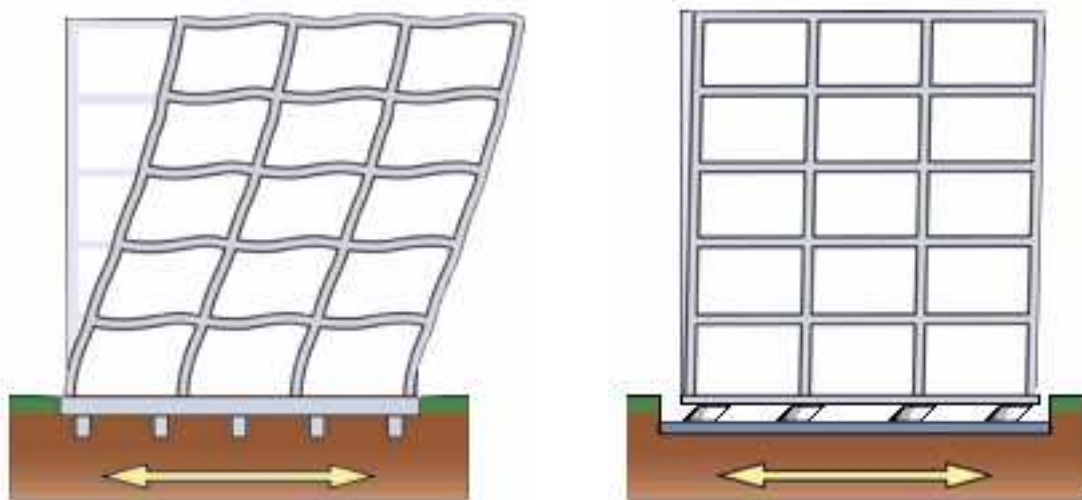


Figura 2.64 Comportamiento dinámico de un edificio convencional (izquierda) y de uno con aislación basal (derecha).

Los tres conceptos básicos que se utilizan en la aislación basal son los siguientes:

- Flexibilidad
- Disipación de energía
- Rigidez alta para niveles de carga bajos

2.3.1.1 Flexibilidad

Un apoyo flexible produce que el período de vibración del sistema total se incremente lo suficiente para reducir la respuesta. La Fig. 2.65 muestra uno de los principales fundamentos de la aislación sísmica. Donde la flexibilidad adicional produce una rápida reducción en la aceleración transmitida a la estructura aislada con el aumento del período. Este efecto es equivalente al edificio que se aproxima al estado donde quedan fijos en el espacio mientras la tierra se mueve de un lado para otro bajo él. Con ello se hacen substanciales reducciones de corte basal, ya que el período de vibración se alarga, pero el grado de reducción depende del período inicial de la base fija y de la forma de la curva del espectro de respuesta.

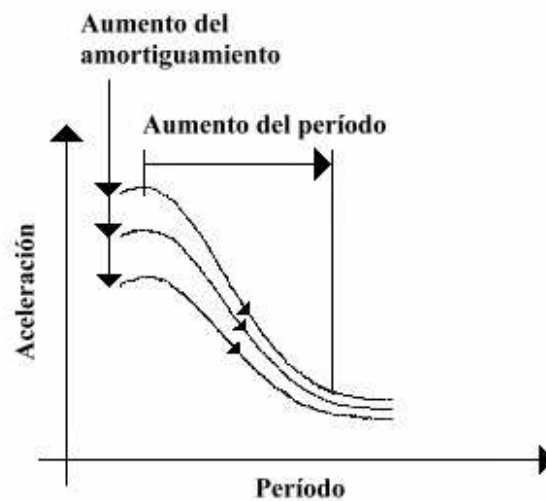


Figura 2.65 Efecto del período y el amortiguamiento sobre la aceleración.

Sin embargo, el aumento de flexibilidad produce grandes desplazamientos por efecto de la fundación flexible. En la Fig. 2.66 se muestra una curva idealizada de respuesta de desplazamiento, donde se aprecia que éste aumenta con el aumento del período y el efecto del amortiguamiento para controlar el desplazamiento. Estos grandes desplazamientos pueden ser reducidos si se introduce un amortiguamiento adicional a nivel de fundación.

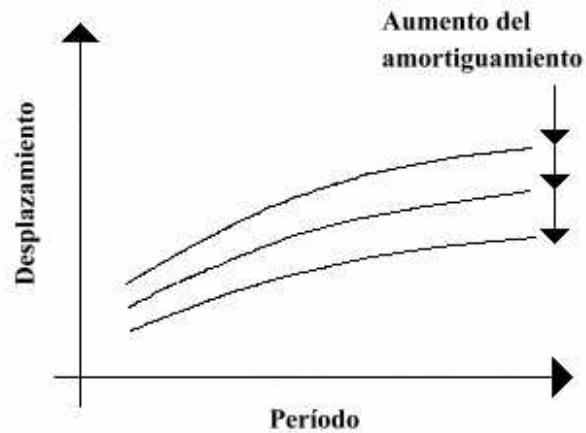


Figura 2.66 Efecto del periodo y el amortiguamiento sobre el desplazamiento total.

Existen muchas alternativas que han sido propuestas para proporcionar la fundación flexible, pero tan sólo un número limitado han sido implementadas hasta la fecha, los que serán descritos posteriormente. Dentro de estas técnicas la de mayor aceptación ha sido el sistema basado en apoyos de goma laminada.

Muchos de estos sistemas ocupan además dispositivos de disipación de energía.

2.3.1.2 Disipación de Energía

Una de las formas más efectivas para proveer amortiguamiento adicional es a través de algún amortiguador histerético para que de esta forma las deformaciones relativas entre el edificio y el suelo puedan ser controladas a un nivel práctico de diseño. Según W. Robinson el desplazamiento es controlado (a 100-400 mm) por la suma de una cantidad apropiada de amortiguamiento (usualmente 5 a 20% del crítico).

Los disipadores de energía mecánicos utilizan la deformación plástica ya sea del acero dulce o plomo para conseguir la histéresis. La deformación plástica ocurre en metales dúctiles a niveles bien definidos de tensión correspondientes al punto en que ocurre un cambio en la estructura cristalina del metal. Luego de quitar la tensión, se produce la recristalización y el metal recupera sus propiedades elásticas originales.

Los disipadores mecánicos como por ejemplo dispositivos de extrusión de plomo y corte de plomo se describieron anteriormente en los sistemas de absorción de energía.

Muchos materiales en ingeniería son histeréticos por naturaleza, y todos los elastómeros exhiben esta propiedad en algún grado. Al incluir un aditivo reforzante de las propiedades mecánicas y dinámicas en el elastómero, se incrementa su capacidad de disipación sin alterar sus propiedades. Esta técnica provee de una útil fuente de amortiguamiento, pero no logra el mismo nivel de disipación de energía, como la obtenida con la deformación plástica de un metal.

Otra fuente de disipación de energía es la fricción entre dos materiales. El inconveniente del sistema es que la estructura puede quedar desplazada de su centro después de un sismo.

Los amortiguadores hidráulicos se han usados con éxito en algunos puentes y estructuras especiales, pero sus requerimientos de mantención y su alto costo inicial han restringido el uso de este tipo de dispositivos.

2.3.1.3 Rigidez Alta para Bajos Niveles de Carga

Debido a que se requiere flexibilidad para aislar la estructura de las cargas sísmicas, es claro que no se desea tener un sistema estructural que vibre perceptiblemente bajo cargas frecuentes, tales como sismos leves o cargas de viento.

Se han desarrollado elastómeros especiales que toman ventaja de la dependencia del módulo de corte con la amplitud de deformación, para así proveer la resistencia inicial al viento y sismos menores.

A pequeñas deformaciones éstos elastómeros exhiben un alto módulo de corte que es típicamente 3 a 4 veces más grande que su módulo a altas deformaciones. El ablandamiento ocurre con el aumento de la deformación y entonces la aislación sísmica comienza a ser efectiva.

En la Tabla 2.7 se resumen las fuentes de flexibilidad y disipación de energía que se han mencionado anteriormente.

Sistemas de apoyos flexibles	Bloques de goma sin reforzar
	Bloques de goma reforzados
	Apoyos de rodillos o bolas
	Pilotes deslizantes
	Losas flotantes
	Apoyos de aires
Mecanismos o dispositivos de disipación de energía	Elastómeros de alto amortiguamiento
	Deformación plástica de un metal
	Fricción
	Fluidos de alta viscosidad

Tabla 2.7 Fuentes de flexibilidad y disipación de energía.

2.3.1.4 Aspectos Constructivos

Otra característica especial de la aislación basal de edificios, la constituyen las conexiones para alcantarillado, agua potable y conductos eléctricos, los que deben asegurar el normal funcionamiento, tanto durante como después del sismo, ya sea éste de moderada o alta magnitud, evitando fugas, cortes o rupturas de alguno de los conductos.

Por lo general, se prevee a una cierta distancia del edificio, en todo su contorno, un muro que permite asegurar el espacio libre necesario para que la estructura se desplace sin restricción alguna, en el rango de diseño. En virtud de la eventualidad de que el edificio se desplace lo previsto en el diseño, se deben tomar medidas, de manera que en ningún momento quede una abertura alrededor del edificio aislado. Este cierre cumple fundamentalmente dos objetivos:

- a).- Servir de cierre al espacio existente entre el edificio y el muro perimetral, de modo que nadie se caiga a dicha zona.
- b).- Impedir que penetre agua al zócalo donde se ubican los aisladores. Esto es importantísimo, pues de lo contrario, la humedad o bien el agua directamente dañará al cabo de un período de tiempo las propiedades del sistema aislante, disminuyendo así la vida útil del mismo.

La instalación del agua potable y alcantarillado reviste el mayor de los cuidados. Esta tiene que ser tal que al producirse el movimiento (en cualquier dirección) el suministro no se vea interrumpido por el rompimiento de alguna cañería. Para que esto se satisfaga, se puede colocar un tramo flexible en el lugar donde se produce el movimiento relativo entre el suelo y la estructura, que generalmente es bajo la losa del primer piso.

Referente a la instalación eléctrica, esta puede ser un tendido aéreo o bien subterráneo, utilizándose generalmente este último. El desarrollo de esta actividad no difiere mucho de lo que se realiza a los edificios convencionales, es decir, colocar los ductos insertos en pilares o muros con sus respectivas guías o "lauchas", para que una vez terminadas las faenas de obra gruesa colocar los cables eléctricos ayudados de las citadas guías. La única diferencia radica en que los ductos se cortan a nivel de los aisladores y el tendido se deja con un largo extra, el cual permite absorber los desplazamientos cualquiera sea la dirección de éstos, de manera que no se corten los cables en caso de un sismo, lo que podría convertirse en un peligro al quedar los referidos cables cortados y con energía, no obstante el corte se presentaría debajo del edificio donde el acceso es restringido.

En cuanto a la conexión del aislador al edificio, éstos están provistos de dos placas de acero ubicadas en los extremos, para así unir el aislador a las placas inferior y superior que están ancladas al edificio.

De esta forma se pueden solucionar algunos de los problemas constructivos que presenta la instalación de un sistema de aislación basal, sin dejar de mencionar que se pueden alcanzar otros tipos de soluciones según sea el caso.

2.3.2 TIPOS DE SISTEMAS DE AISLACIÓN BASAL

Actualmente más de 300 estructuras en todo el mundo han sido construidas o están bajo construcción sobre alguna forma de sistema de aislación. Los sistemas de aislación basal son clasificados primeramente dentro de dos tipos básicos, uno representados por los apoyos elastoméricos y el otro representados por los apoyos deslizantes. Estos sistemas han encontrado aplicación en muchas de las estructuras aisladas. Otras formas de sistemas de aislación basal que existen, son sistemas que combinan sistemas elastoméricos y deslizantes, apoyos elastoméricos acoplados con dispositivos que proveen la disipación de energía adicional (estos dispositivos los cuales son muchos y variados, incluyen insertos de plomo en los mismos apoyos, amortiguadores de extrusión de plomo, amortiguadores de acero dulce flexional y torsional, amortiguadores viscosos hidráulicos, amortiguadores de fricción, etc.), etc.

A continuación se describen y muestran varios sistemas de aislación basal desarrollados por varias empresas del mundo.

2.3.2.1 Apoyo de Goma Laminada

La aislación basal con dispositivos de apoyo de goma laminada o de neopreno zunchado es el más sencillo y difundido en el mundo, siendo producido por variadas empresas a nivel mundial.

El apoyo de goma laminada está compuesto por capas alternas de goma y placas de acero unidas entre si por un proceso de vulcanización, como se muestra en la Fig. 2.67. De este modo, la rigidez del apoyo es controlada por el espesor de las capas de goma. Así, mientras más gruesas son estas capas más flexibles es el apoyo en la dirección horizontal. En cambio, la rigidez vertical del apoyo es controlada por la alta rigidez en planta de las placas de acero que inhibe la expansión lateral de la goma que resulta de la presión vertical. En la Fig. 2.68 se muestra lo expuesto anteriormente.

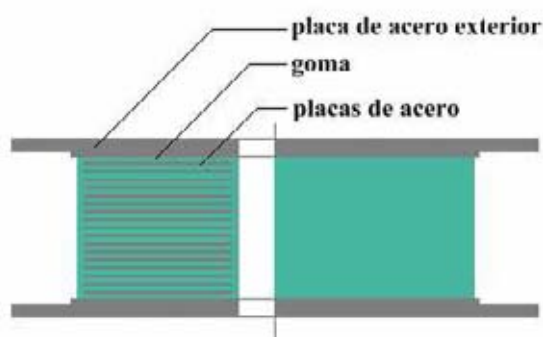


Figura 2.67 Apoyo de goma laminada típico.

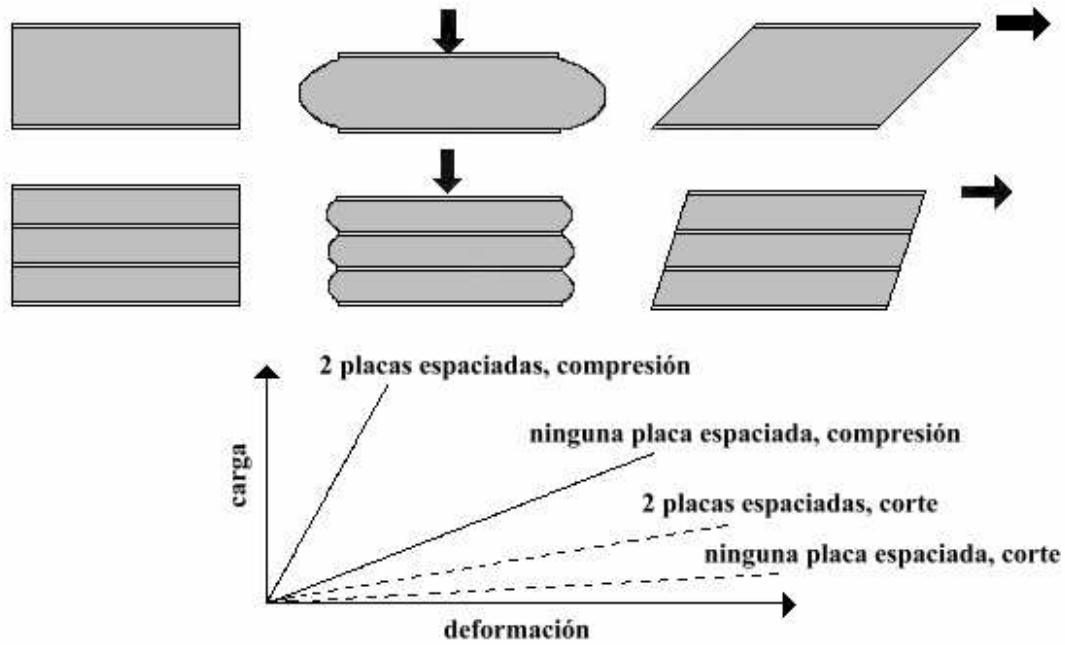


Figura 2.68 Esquema de la relación de la rigidez con el número de placas de acero y el grosor de las gomas del apoyo.

Por otra parte, la goma tiene las siguientes ventajas sobre muchos otros materiales en ingeniería:

- Alta resistencia a la compresión, tiene un módulo de Poisson de aproximadamente de 0.5, que la hace prácticamente incompresible.
- Buena absorción de energía.
- Habilidad para sufrir grandes deformaciones.
- Buena aislación eléctrica.
- Resistencia a la fatiga, erosión y corrosión.
- Puede ser moldeada a gusto.
- Relativamente barata.

Como material de ingeniería la goma tiene un amplio rango de aplicaciones, por ejemplo para apoyos de puentes, sistemas de suspensión, sistema de aislación acústica y a la vibración.

Por sus primeras tres características y las dos últimas, su uso en apoyos de varias capas de goma ha hecho que el concepto de aislación basal tenga una solución práctica.

En la industria se encuentran diversos tipos de gomas, que dependen del tipo de elastómero-base que se utilice en la formulación de ésta. Los elastómeros son uno de los dos materiales poliméricos industrialmente importantes junto con los plásticos. Dentro de la variedad de elastómeros tenemos: caucho natural, natural sintético o polilsopreno, cloropreno o neopreno, butilo y butadieno.

Generalmente, por sus excelentes propiedades físicas y dinámicas, el caucho natural es usado como elastómero base de los aisladores sísmicos para edificios. Manteniéndose como el más versátil entre la gran variedad de elastómeros sintéticos, teniendo buenas propiedades mecánicas, es decir, tensión, elongación y alta elasticidad. Además, posee buena resistencia al desgarro, flexión y abrasión, pero es seriamente afectado por la acción del petróleo, benceno y aceites lubricantes. Su resistencia a la oxidación y al ataque del ozono es pobre, pero esto puede ser superado agregando aditivos a la mezcla y con protección a nivel de superficie.

El apoyo de goma natural con una capacidad normal de absorción de energía, le da al edificio una razón de amortiguamiento de aproximadamente 2%. Este aislador denominado apoyo de goma de bajo amortiguamiento necesita un amortiguador adicional para formar el apropiado sistema de aislación basal con una efectiva razón de amortiguamiento de 10 a 20%.

Los amortiguadores desarrollados e implementados incluyen amortiguadores de acero usando su deformación histerética, amortiguadores de fricción y amortiguadores viscosos. Los amortiguadores de acero existentes son de varias formas.

Por otra parte, el momento volcante ejercido por las acciones sísmicas y el empuje del viento sobre el edificio descarga los aparatos de apoyos. La descarga puede llegar a traducirse en despegue de la base y para evitarlo se limita la altura de edificio. Se han llevado a cabo estudios experimentales de éste fenómeno. Así mismo se están desarrollando mecanismos capaces de resistir la fuerza de despegue.

2.3.2.2 Apoyos de Goma de Alto Amortiguamiento

Aisladores Sísmicos Bridgestone

Bridgestone/Firestone, Inc. (BSF) es la proveedora de goma (caucho) más grande en el mundo y fabrica una amplia gama de productos de goma.

Bridgestone comenzó el desarrollo de los aisladores sísmicos en 1981 en su Fábrica y Centro Técnico de Japón. Utilizando sus laboratorios de investigación, variados ensayos, instalaciones industriales y la asistencia de la Universidad de Tokio, Bridgestone desarrolló compuestos de goma especiales, una adhesión de calidad del acero con la goma, tecnología de fabricación y diseño especializada para permitir la fabricación de aisladores basales seguros y confiables.

Esta empresa tiene corrientemente 28 aisladores estandar prediseñados que varían en el tamaño desde 70 a 2000 T de capacidad en combinación de cuatro tipos de compuesto de goma de alto amortiguamiento. Sin embargo, también pueden diseñar y fabricar aisladores especiales para demandas específicas.

El conjunto de aisladores estandar denominados por la empresa como "Multi-Rubber Bearing" consta de dos tipos principales de aisladores, el apoyo de goma laminada con alto amortiguamiento y alta elasticidad (HHD), y el apoyo de goma laminada con alto amortiguamiento y baja elasticidad (LHD).

El apoyo de goma laminada de alto amortiguamiento está compuesto por un número de capas de goma vulcanizadas a placas de acero. La rigidez horizontal del aislador es controlada por el espesor de las capas de goma, de esta forma mientras más gruesas son estas capas más flexibles es el aislador en la dirección horizontal. En cambio, la rigidez vertical del apoyo es controlada por la alta rigidez en planta de las placas de acero que inhibe la expansión lateral de la goma que resulta de la presión vertical. Finalmente, un amortiguamiento más grande ($\xi = 10-15\%$) es obtenido al usar un tipo de goma con las capacidades de absorción mejoradas, por incluir un tipo de reforzante (generalmente negro de humo) en su formulación.

El apoyo de goma de alto amortiguamiento tiene dos funciones, flexibilidad y amortiguamiento como una propiedad intrínseca de la misma goma de alto amortiguamiento, la cual consecuentemente elimina la necesidad de sistemas de apoyo y amortiguamiento por separado. Esta simplicidad provee varias ventajas, incluyendo una reducción en el costo concernientes a dispositivos, construcción y mantención.

El apoyo HHD se diferencia del apoyo LHD en que la rigidez vertical de este último es mucho mayor, para apoyos que tienen la misma rigidez horizontal y el mismo rango de

aplicación de carga. Esto se debe a que los apoyos LHD son de menor altura (mayor rigidez vertical) y de diámetros más grandes, que le dan la misma rigidez horizontal.

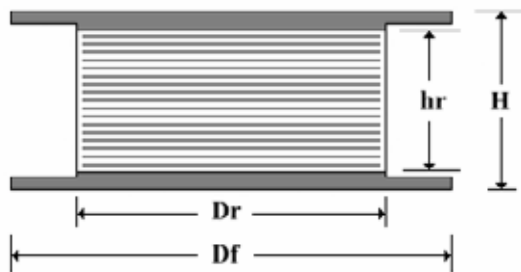
En las Tabla 2.8 se muestran las características de los distintos apoyos Bridgestone tipo standard.

Tanto los apoyos HHD como los apoyos LHD tienen un amortiguamiento de un 15%, propiedades de creep bajo y dependencia baja a la temperatura. Además, poseen una excelente durabilidad a largo plazo. Para mantener una serviabilidad de aproximadamente 60 años, la goma de alto amortiguamiento está forrada con una cubierta exterior de goma sintética especial de excelente resistencia al medio ambiente.

Estos apoyos tienen una alta rigidez horizontal para niveles de carga pequeños, lo cual es efectivo para la prevención de oscilaciones en el edificio causadas por vientos que hagan estar incómodos a sus ocupantes. Esto es por la no linealidad de los apoyos de goma de alto amortiguamiento que aparece en la dependencia de la rigidez horizontal con la fuerza de corte, donde la rigidez aumenta rápidamente en un pequeño rango de fuerza.

Producto N°	Rango de carga de Aplicación Wo (T)	Rendimiento					Dimensiones				Peso	
		Dirección Horizontal				Dirección vertical	Dr	hr	Df	H	W	W
		K _{HX} =10cm	K _{HX} =20cm	Heq	Δx	Kv						
		(T/cm)	(T/cm)		(cm)		(T/cm)					
HHD-060	150~200	1.70	1.20	0.15	35	1400	60	29	88	34	500	1110
HHD-065	180~240	2.00	1.40	0.15	35	1700	65	28	93	33	500	1100
HHD-070	210~290	2.30	1.70	0.15	35	2000	70	27	98	32	600	1300
HHD-075	240~320	2.70	1.90	0.15	40	2300	75	27	107	32	700	1500
HHD-080	270~350	3.00	2.10	0.15	40	2500	80	27	112	33	800	1800
HHD-085	300~400	3.40	2.40	0.15	40	2800	85	26	117	33	900	2000
HHD-090	340~450	3.80	2.70	0.15	40	3200	90	26	122	32	1000	2200
HHD-100	410~560	4.60	3.30	0.15	40	4000	100	27	137	35	1400	3000
HHD-110	500~680	5.70	4.00	0.15	40	4900	110	26	152	34	1600	3500
HHD-120	580~790	6.50	4.60	0.15	40	5700	120	26	159	34	1900	4200

Producto N°	Rango de carga de Aplicación Wo (T)	Rendimiento					Dimensiones				Peso	
		Dirección Horizontal			Dirección vertical		Dr	hr	Df	H	W	W
		K _{HX} =10cm	K _{HX} =20cm	Heq	Δx	Kv						
(T/cm)	(T/cm)	(T/cm)	(cm)	(T/cm)	(cm)	(cm)	(cm)	(cm)	(Kg)	(lb)		
LHD-050	70~90	0.83	0.55	0.15	35	1200	52	19	71	23	400	900
LHD-060	100~120	1.10	0.72	0.15	35	1400	60	17	85	22	500	1100
LHD-070	130~170	1.50	1.00	0.15	35	2200	70	17	99	22	600	1300
LHD-080	170~210	1.90	1.30	0.15	40	2800	79	16	116	22	800	1800
LHD-090	220~280	2.50	1.70	0.15	40	3600	92	19	126	24	900	2000
LHD-100	270~330	3.00	2.00	0.15	40	4400	101	19	141	24	1200	2600



Dr : diámetro de la goma (de la placa interior)
Df : diámetro exterior
hr : espesor total de la goma
H : altura total del apoyo de goma

Kh (X=10): Rigidez en la dirección horizontal (rigidez horizontal equivalente al desplazamiento de X=10 cm).

Kh (X=20): Rigidez en la dirección horizontal (rigidez horizontal equivalente al desplazamiento de X= 20 cm).

Heq : Razón de amortiguamiento viscoso equivalente.

Δx : Desplazamiento horizontal diseñado.

Kv : Rigidez en la dirección vertical (valor seguro mínimo)

Tabla 2.8 Rendimientos (Tipo Estandar) de HHD y LHD.

Los aisladores basales Bridgestone han sido utilizados en diversos edificios, los primeros fueron instalados en un edificio de departamentos en 1984. Desde entonces 36 edificios en Japón y dos en los Estados Unidos han sido construidos sobre aisladores Bridgestone, el más grande es El Centro de Computación N°2 de la Tokyo Electric Corporation de 6 pisos con 10034 m² que fue terminado en abril de 1989 (ver Figura 2.69). Otras instalaciones incluyen un edificio de oficinas de 10 pisos (7618 m²) para Kajima Corporation en 1989 y un Centro de Operaciones de Emergencia (EOC) de 3 pisos para el condado de Los Angeles, E.E.U.U. en 1993. Desde 1990, Bridgestone ha también aislado cuatro puentes en Japón.

Han habido tres proyectos de aislación muy grandes en Tokio, Japón, con más de 10000 m² de área de piso. El Centro de Computación N°2 de Tokyo Electric Co. en 1989 con 10034 m²

(mencionado anteriormente), el Centro de Computación de Mitsui Corporation en 1992 con 19510 m² y el centro de Computación de Tohoky City Development en 1994 con 17000 m².

También han habido proyectos de aislación basal en los Estados Unidos como en el LA County Emergency Operation Center (EOC), donde la Bridgestone fabricó, ensayó y entregó 31 aisladores basales para el edificio de 3000 m². Los aisladores para este proyecto fueron aisladores Bridgestone estandar HHD-060, con una capacidad de 150 T y amortiguamiento viscoso de 15%.

En febrero de 1994, Bridgestone recibió un pedido de 44 aisladores sísmicos HHD-060/KL-301 especialmente diseñados para el nuevo Caltrans/CPH Traffic Management Center que se construyó en San Diego. El edificio de 2 pisos es una estructura de marcos de acero de aproximadamente 3900m². Los aisladores eran de 24 pulgadas (61 cm) de diámetro, 13.5 pulg. (34.3 cm) de alto y diseñados para proveer 13.4 pulgadas (34 cm) de desplazamiento y 15% de amortiguamiento bajo una carga de columna de 1895 kN.

Recientemente a fines de 1995 se entregaron 560 aisladores para un proyecto de refacción de un edificio en la ciudad de Los Angeles.



Figura 2.69 Instalación de los apoyos de goma de alto amortiguamiento en el Centro de computación N°2 de la Tokyo Electric Corporation.

2.3.2.3 Apoyo de Goma con Núcleo de Plomo

El aislador de goma con núcleo de plomo inventado y desarrollado en el Laboratorio de Física e ingeniería (PEL) en Nueva Zelanda, y ahora desarrollados por Penguin Engineering Ltd. tiene una gran aplicación en ese país y es frecuentemente usado en varias partes del mundo para la aislación sísmica de edificios y puentes. Por ejemplo, de los puentes aislados en USA (>80) y Japón (>20) más del 90% usan apoyos de goma con núcleo de plomo. Este apoyo es de goma natural laminada con un núcleo de plomo inserto en su centro, como se muestra en la Fig. 2.70. Este sistema combina en una unidad física el elemento flexible y el disipador de energía, haciendo que el núcleo de plomo se deforme plásticamente en corte por las placas de acero. Por lo tanto, el núcleo trabaja como un amortiguador de histéresis interno. El núcleo de plomo cumple con la función de dar mayor rigidez para deformaciones pequeñas. En todos los dispositivos basados en el plomo, el proceso de recuperación de las propiedades mecánicas después y durante la deformación plástica es rápido, vía el proceso interrelacionado de recuperación, recristalización y crecimiento granular. Estos procesos son particularmente eficientes a temperatura ambiente, a causa del bajo punto de fusión del plomo (327 °C).

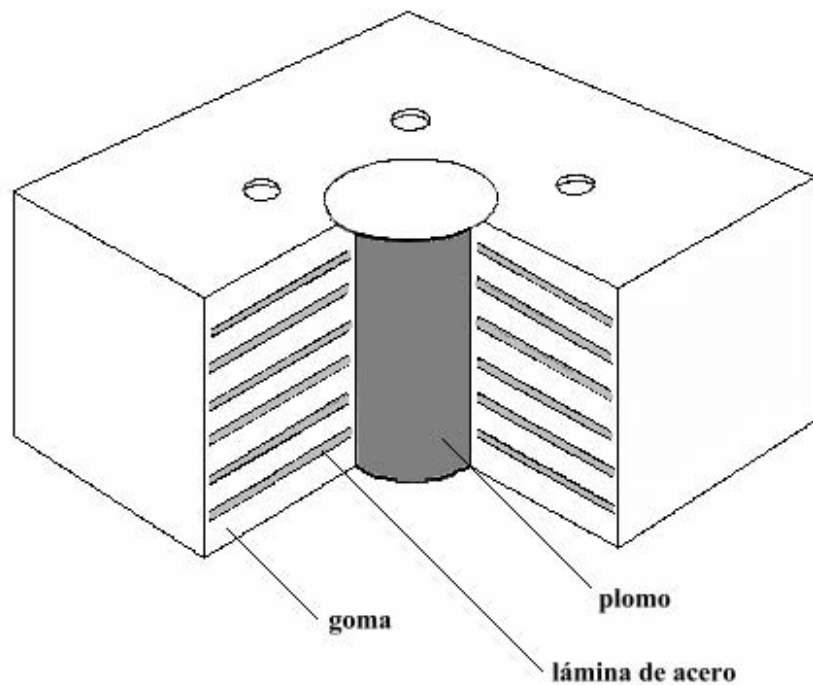


Fig. 2.70 Diagrama esquemático que muestra las capas laminadas de goma y el núcleo de plomo.

La típica curva de histéresis fuerza-desplazamiento elasto-plástico es casi rectangular en los dispositivos basados en plomo, como se muestra en la Figura 2.71. Esto pueden ser comprendido por lo siguiente: se ha encontrado que para una buena aproximación, la fuerza de corte total requerida de un apoyo de goma con núcleo de plomo, $F(LRB)$, está dado por:

$$F(goma) + F(plomo) = F(LRB)$$

La razón para esta aproximación es que la rigidez elástica de la goma es sólo el mecanismo por cual el LRB es capaz de acumular la energía elástica. Así, tanto la frecuencia resonante de la estructura aislada y como el decaimiento de cualquier oscilación, es determinada por la rigidez elástica de la goma en corte.

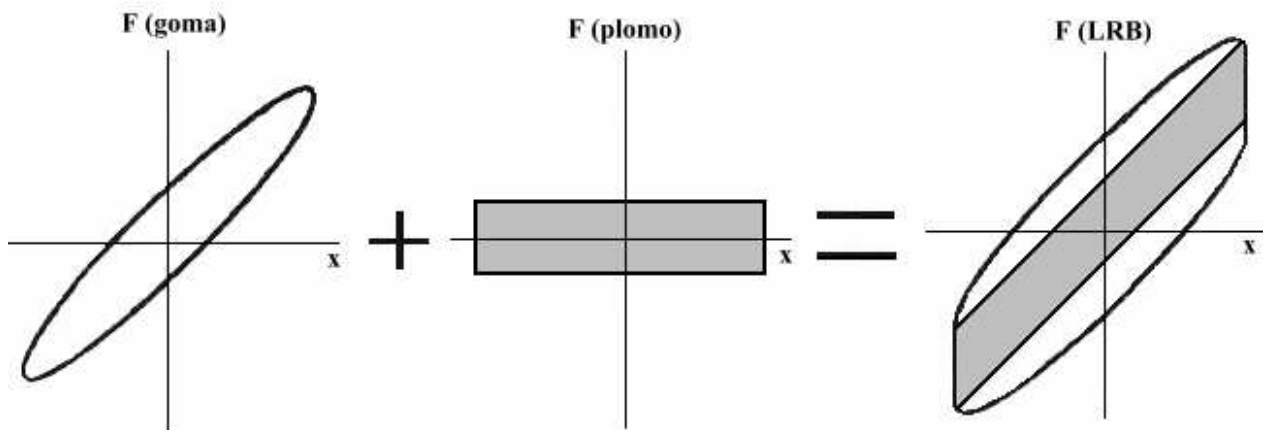


Figura 2.71 Fuerza F versus desplazamiento x , para apoyo de goma con núcleo de plomo (LRB);

$$F(goma) + F(plomo) = F(LRB)$$

Un ejemplo del uso real del apoyo de goma con núcleo de plomo, es la construcción de un nuevo edificio, el Museo de Nueva Zelanda, en el centro de Wellington, comenzado en junio de 1993. Este edificio de 190 x 104 m con una planta del piso triangular es aislado por 142 apoyos de goma con núcleo de plomo, con apoyos corredizos de teflón bajo los muros de corte. El museo con cinco pisos tiene un área total de 35000 m² y una altura de 23 m. El edificio no fue diseñado bajo ningún código, sin embargo, se requería que no experimentara daño en un terremoto con período de retorno de 250 años y no colapsara con un terremoto con periodo de retorno de 2000 años (Boardman y Kelly 1993). Las aceleraciones de piso máximas calculadas para el terremoto de 250 años, para los casos de base fija y aislada, son 1.02g y 0.33g respectivamente. Para el evento de 2000 años estos valores subieron a 1.69g y 0.48g, lo que demuestra claramente las ventajas de la aislación sísmica. Los desplazamientos asociados para el caso aislado, tanto para los eventos de 250 y 2000 años son 260 mm y 510 mm, respectivamente. El período estimado de la estructura aislada es de 2.5 segundos. Para garantizar el adecuado rendimiento del sistema de

aislación sísmica, todos los apoyos de goma con núcleo de plomo fueron ensayados por PEL. Todos estos apoyos están dentro del 6% de las especificaciones. Para el prototipo del apoyo de goma con núcleo de plomo, los ensayos de cargas verticales fueron tan altos como 13.4MN (1340 toneladas) con desplazamientos desde 487 mm para arriba.

El LRB ya ha probado su buen rendimiento, es así como de los diez hospitales afectados por el reciente terremoto de Los Angeles (enero '94), sólo el hospital aislado sísmicamente con apoyos de goma con núcleo de plomo, fue capaz de continuar operando. Este hospital, de siete pisos (el University of Southern California Teaching Hospital), sufrió una aceleración del suelo de 0.49g, mientras que la aceleración del techo superior fue de 0.21g, lo cual es una atenuación por un factor de 1.8. El Olive View Hospital, que se encuentra más cerca al epicentro del terremoto, sufrió una aceleración del piso superior de 2.31g comparado con la aceleración de la base de 0.82g, experimentando una magnificación de un factor de 2.8. Este hospital, aunque no sufrió daño estructural, tuvo que ser cerrado temporalmente, por causa de una cañería de agua que se reventó sobre el piso superior, debido a la alta aceleración. Un kilómetro más cerca al epicentro que el University Teaching Hospital, el Los Angeles Hospital sufrió un daño severo causando el cierre de un número de alas. La reparación del daño se estimó en unos US\$400 millones.

En el terremoto Hashin en enero de 1995, un edificio aislado con el sistema de apoyo de goma con núcleo de plomo en la zona afectada, resultó sin daño o interrupción de servicios. Para éste edificio, los resultados preliminares indicaron una aceleración máxima del suelo de 0.40g mientras que el sexto piso tuvo una aceleración máxima de 0.13g, que es una atenuación por un factor de 3.

Con esto no solo se comprueba los buenos resultados de este tipo de apoyos, sino que también del sistema de aislación basal en general.

A la fecha, los sistemas de aislación sísmica han sido especialmente diseñados para aplicaciones particulares. Esto significa que a menudo los diseños son de un prototipo natural y se requieren de extensivos ensayos del prototipo. Más aun, en algunos países (por ejemplo USA) se requiere de pruebas para cada dispositivo. Esta comprobación excesiva involucra un costo adicional innecesario en la aplicación del aislamiento sísmico.

2.3.2.4 Sistemas de Aislación Basal Shimizu

Los sistemas de aislación basal Shimizu, consisten en diferentes dispositivos de cuyas combinaciones resultan distintos sistemas de aislación. Cada uno de estos sistemas tienen distintas características que se pueden utilizar según las necesidades que dependen de la forma, tamaño y función del edificio.

Estos sistemas proporcionan la flexibilidad y la disipación de energía que son necesarias para la aislación basal, a través de los diferentes dispositivos. Para ello, la empresa japonesa Shimizu Corporation ha desarrollado, fabricado e instalado apoyos de goma de alto amortiguamiento, apoyos de goma de silicona, apoyos de goma con núcleo de plomo, amortiguadores hidráulicos y amortiguadores de acero Shimizu los que serán descritos a continuación.

El apoyo de goma de alto amortiguamiento como se describió anteriormente, consiste en múltiples capas de goma laminada unidas a placas de acero en forma intercalada, donde la goma usada posee las capacidades de absorción de energía mejoradas, por incluir un tipo de reforzante en su formulación. Este apoyo proporciona flexibilidad y disipación de energía. El apoyo de goma con silicona posee estas mismas características con la diferencia de que proporciona mucho más flexibilidad y son muy resistentes al medio ambiente por lo que tienen una vida útil muy larga.

El amortiguador hidráulico es un mecanismo de amortiguamiento viscoso, que proporciona el amortiguamiento adicional para disminuir los grandes desplazamientos que se producen en un sistema de aislación basal, por medio del movimiento relativo del pistón y la resistencia del fluido que pasan por las válvulas que componen el amortiguador. Este dispositivo puede funcionar para niveles de vibración muy pequeños y se caracteriza por la estabilidad que manifiesta frente a movimientos pequeños y grandes. Requieren mantenimiento, tales como cambios del fluido viscoso para prevenir la deterioración. El amortiguador hidráulico es fijado a la estructura por medio de un juego de horquillas, donde un extremo va apernado a la parte aislada de la estructura y el otro a la parte "fija", utilizándose un bloque de hormigón si fuera necesario.

El amortiguador de acero Shimizu es un mecanismo de amortiguamiento histerético que utiliza la plasticidad del acero para disipar energía. El amortiguador consiste en varias barras de acero dulce que a través de la flexión de éstas, que se produce al moverse la parte aislada de la estructura, disipa energía. Este dispositivo es especialmente efectivo para los grandes sismos. En la Fig. 2.72 se muestra un esquema del amortiguador de acero Shimizu.

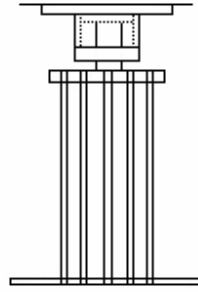


Figura 2.72 Esquema del amortiguador de acero Shimizu.

El apoyo de goma con núcleo de plomo proporcionan la flexibilidad y la disipación de energía conjuntamente. Posee las mismas características que el apoyo producido por Penguin que fue descrito anteriormente.

Características de los sistemas de aislación basal Shimizu:

Apoyos de goma con amortiguadores hidráulicos: éste sistema es muy efectivo para sismos pequeños y medianos. La flexibilidad está dada por los apoyos de goma, mientras que la disipación de energía por los amortiguadores hidráulicos. Este sistema de aislación basal está diseñado para no acumular energías de sismos anteriores, lo que disminuye el cambio de los amortiguadores. Es de simple colocación.

Apoyos de goma con núcleo de plomo: éste sistema tiene una gran capacidad de disipación de energía. Es efectivo para sismos grandes y para estructuras irregulares. La flexibilidad y el amortiguamiento necesario están dados por el dispositivo, lo cual facilita su maniobrabilidad y colocación. El núcleo de plomo proporciona además de la disipación de energía una rigidez alta para deformaciones pequeñas.

Apoyos de goma con amortiguadores de acero Shimizu: éste sistema de aislación tiene una gran capacidad de absorción de energía. La flexibilidad y la disipación de energía están dadas en forma independientes por los apoyos de goma y los amortiguadores de acero Shimizu, respectivamente. Este sistema es más efectivo para grandes sismos y para estructuras regulares.

Apoyos de goma de alto amortiguamiento: éste sistema es efectivos para una amplia gama de movimientos. No sufre transformaciones debido a la acción de sismos grandes, lo cual disminuye su recambio. Tanto la flexibilidad como la capacidad de disipación de energía están dadas por el dispositivo, lo cual facilita su maniobrabilidad y su colocación.

Apoyos de goma de silicona: posee las mismas características que el sistema anterior, pero al tener una mayor flexibilidad dada por las características de la silicona facilita el efecto de aislación basal en los edificios pequeños y livianos. Este tipo de goma tiene una vida útil muy larga siendo muy resistentes a los cambios de temperaturas, lo cual disminuye el recambio de los apoyos por la acción del medio ambiente.

En la Tabla siguiente, se muestra para que tipo de construcciones, son más adecuados los distintos sistemas de aislación basal Shimizu, junto con un ejemplo real en donde se instaló el sistema.

	Apoyo de goma con núcleo de plomo	Apoyo de goma + amortiguador de acero Shimizu	Apoyo de goma + amortiguador hidráulico	Apoyo de goma de alto amortiguamiento	Apoyo de goma de silicona
❶	Bueno	Bueno	Bueno	Bueno	Bueno
❷	Bueno	Bueno	Regular	Bueno	Bueno
❸	Bueno	Bueno	Bueno	Bueno	Bueno
❹			Bueno	Regular	Bueno
❺	Bueno	Bueno	Regular	Bueno	Regular
❻	Bueno	Bueno	Bueno	Bueno	Bueno

Edificio de oficinas Tsuchiura de Shimizu Corp. de 4 pisos y 637 m ²	Edificio Toranomom de Bridgestone Corp. de 8 pisos y 3370 m ²	Laboratorio de la Universidad de Tohoku de 3 pisos y 209 m ²	Edificio Izumi de 5 pisos y 10032 m ² (planta generadora de electricidad)	Edificio de oficinas de Shinetzu Corp. de 2 pisos y 142 m ²
---	--	---	--	--

Donde:

- ❶ Construcciones importantes, en donde se requiera un aumento de la seguridad sísmica.
- ❷ Edificios importantes para la sociedad donde su funcionamiento es primordial, por ejemplo, edificios de gobierno, hospitales, etc.
- ❸ Edificios que requieran la protección de vuelcos de obras de arte, como los museos.
- ❹ Edificaciones donde los movimientos son obstáculos, como por ejemplo, para la protección de plantas, edificaciones con radares, plantas que producen micro chips.
- ❺ Para la protección de daños de plantas de energía nuclear, silos de combustibles, plantas de productos tóxicos, etc.
- ❻ Edificios modernos que requieran una mayor protección contra sismos tales como hoteles, edificios de oficinas, etc.

En el marco de un programa de investigación conjunto, Shimizu Corporation y la Universidad Tohoku construyeron en 1986 dos edificios experimentales en el campus de Sendai, Japón. Los edificios que se muestra en la Fig. 2.73, difieren únicamente en el sistema de transmisión de las cargas a la fundación. En el de la izquierda se ha utilizado el método convencional de base "fija" y en el de la derecha se ha implementado un sistema de aislamiento basal, siendo por lo demás iguales. Los edificios son de 2 pisos, con una estructura de hormigón armado.



Figura 2.73 Edificios experimentales de la Universidad Tohoku, Sendai, Japón.

En un principio el sistema de aislamiento basal consistía en 6 dispositivos de apoyos de goma laminada y 12 amortiguadores hidráulicos. El amortiguamiento proporcionado por estos últimos equivale a un 15% del amortiguamiento crítico. Se llevaron a cabo ensayos para determinar las propiedades dinámicas del edificio. Los ensayos consistieron en la excitación del edificio mediante vibradores colocados en el techo. Las frecuencias fundamentales medidas en el edificio de base fija fueron de 3.6 Hz en la dirección X y 4.4 Hz en la dirección Y. En el edificio con aislamiento basal, las frecuencias fundamentales medidas fueron de 0.72 Hz y 0.73 Hz, respectivamente. El amortiguamiento medido en la dirección X fue del 16% mientras que en la dirección Y fue del 15%. El amortiguamiento proporcionado por los dispositivos de apoyos es inferior al 2%.

Entre el 1 de junio de 1986 y el 20 de julio de 1987 se registraron 30 sismos con una aceleración máxima de 0.091 g. De estos registros al obtener la relación entre la aceleración medida en el techo del edificio y la aceleración del terreno (factor de amplificación) se demuestra la efectividad del sistema de aislamiento basal. La máxima aceleración del terreno es de 49 cm/s^2 , que en el edificio con la base fija se ve ampliada hasta 103 cm/s^2 . En el edificio con aislamiento basal la máxima aceleración registrada es de 38 cm/s^2 lo que supone una reducción respecto al edificio convencional del 65% (ver Figura 2.74).

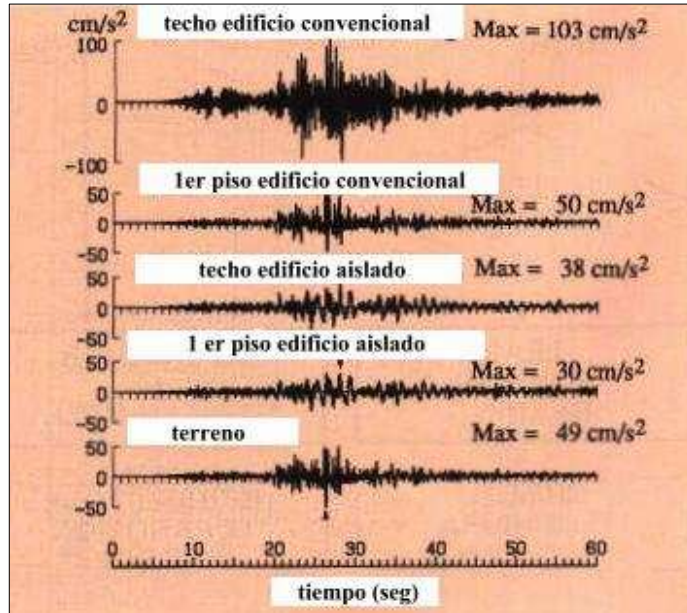


Figura 2.74 Registro de edificios gemelos de Sendai, Japón.

Posteriormente el sistema de aislamiento ha sido sustituido por 6 dispositivos de apoyo de goma de alto amortiguamiento, fabricados por Bridgestone Corporation. El amortiguamiento proporcionado por estos aparatos es del 19% frente a esfuerzos bajos y reduciéndose hasta el 15% frente a esfuerzos mayores. En la actualidad continúa el estudio para verificar las prestaciones del nuevo sistema de aislamiento.

Otras construcciones en donde se ha instalado los sistemas de aislación basal Shimizu se muestran en las Figuras 2.75 a 2.77. En la Fig. 2.75 se muestra claramente la disposición y la forma de instalación de los amortiguadores hidráulico y de acero junto con el apoyo de goma laminada en el edificio de la Bridgestone.

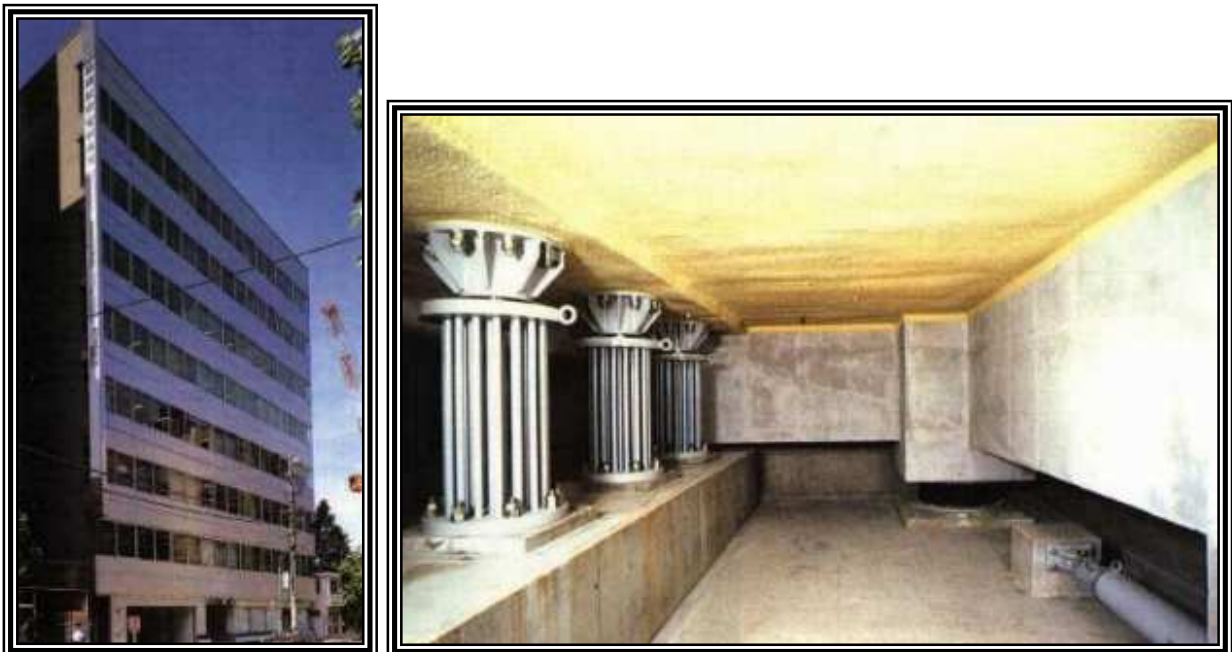


Figura 2.75 Edificio Toranomon de Bridgestone Corporation y su sistema de aislación (apoyos de goma, amortiguadores de acero y amortiguador hidráulico).



Figura 2.76 Edificio Izumi Denryoku (planta de electricidad) y su sistema de aislación (apoyos de goma).

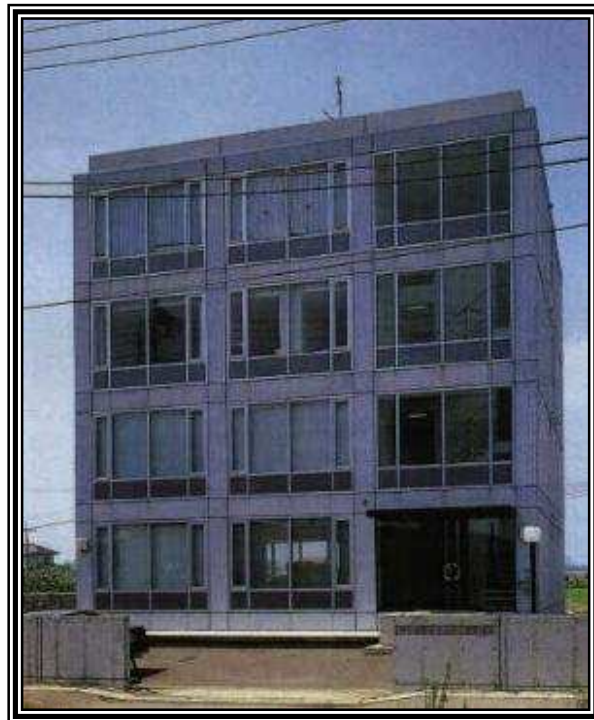


Figura 2.77 Edificio Tsuchiura de Shimizu Corporation.

2.3.2.5 Sistema de Péndulo Friccional - FPS

Dentro de los sistemas de aislación basal existen los sistemas deslizantes (friccional). Uno de los representantes más conocidos de esta clase es el sistema de péndulo friccional (FPS). El apoyo FPS consiste de un cursor (resbalador) articulado sobre una superficie de acero inoxidable esférica como se muestra esquemáticamente en la Fig. 2.78. Características de estos apoyos son la superficie deslizante esférica de acero inoxidable pulido y el cursor articulado, que está revestido con un material compuesto de altacapacidad de soporte basado en politetrafluoroetileno (teflón) que tiene un bajo coeficiente de fricción (aproximadamente 5 a 7%). Los apoyos están sellados e instalados con la superficie deslizante boca abajo para evitar la contaminación de la interfase de deslizamiento.

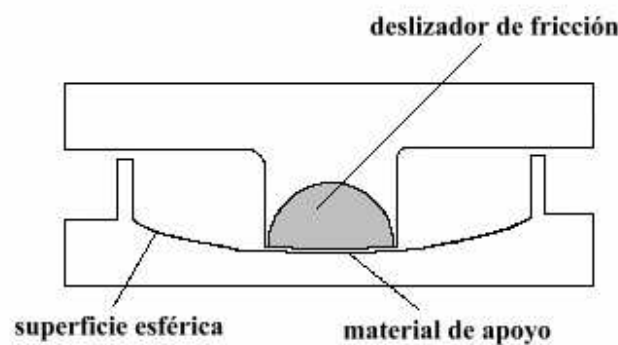


Figura 2.78 Esquema de un péndulo de fricción (FPS).

El apoyo FPS es activado sólo cuando la fuerza de corte sobre la interfase de aislación, debida a las fuerzas sísmicas, supera la fuerza de fricción estática. Una vez en movimiento, el cursor articulado se mueve a lo largo de la superficie esférica cóncava, causando la elevación de la masa soportada, con movimientos equivalentes a la de un péndulo simple. La cinemática y operación del apoyo es la misma si la superficie cóncava está boca arriba o boca abajo. Los resultados de aislación basal deseados se alcanzan por la geometría del apoyo y la gravedad. Durante la elevación a lo largo de la superficie esférica, el apoyo desarrolla una fuerza resistente lateral igual a la combinación de la fuerza friccional movilizada y una fuerza de restauración inducida por la gravedad. Verdaderamente, esta última fuerza es la fuerza de restauración del sistema. La fuerza lateral es igual a:

$$F = \left(\frac{W}{R} \right) \cdot u + \mu \cdot W \cdot \sin(\dot{u})$$

donde u : desplazamiento del apoyo; \dot{u} : velocidad de deslizamiento del apoyo; W : peso soportado; R : radio de curvatura de la superficie esférica; y μ : coeficiente de fricción de deslizamiento. Así, la fuerza lateral es directamente proporcional al peso soportado por el apoyo. Esto causa que el centro de rigidez y la resistencia lateral del grupo de apoyo coincide directamente con el centro de masa de la estructura soportada, de este modo se compensan las

excentricidades de masa. Esta propiedad minimiza el movimiento torsional de la estructura soportada, el cual a menudo causa severos daños a las estructuras.

En algún instante, el umbral de la fricción estática es excedido, entonces la estructura responde con su período aislado, es decir, con la respuesta dinámica y amortiguamiento controlado por las propiedades del aislador. El período natural de vibración de una estructura aislada con FPS es independiente del peso del edificio y está sólo relacionado al radio de curvatura de la superficie esférica, como se muestra en la ecuación siguiente:

$$T_b = 2 \cdot \pi \cdot \left(\frac{R}{g} \right)^{\frac{1}{2}} \quad ; \quad g : \text{aceleración de gravedad}$$

El coeficiente de fricción de deslizamiento en los apoyos FPS sigue la relación:

$$\mu = f_{max} - (f_{max} - f_{min}) \cdot \exp(-a \cdot |\dot{u}|)$$

Donde, f_{max} : valor del coeficiente de fricción a alta velocidad de deslizamiento; f_{min} : valor a muy baja velocidad de deslizamiento; y a : parámetro que controla la variación del coeficiente de fricción con la velocidad de deslizamiento. f_{max} es dependiente de la presión del apoyo y es lograda a velocidades que exceden los 50 mm/s aproximadamente (es decir, el parámetro a es igual a 0.1 - 0.2 s/mm aprox.).

El politetrafluoroetileno (PTFE) compuesto usado en los apoyos FPS, el cual fue desarrollado originalmente para aplicaciones militares y aeroespaciales, es valorado a presiones de 300 MPa aprox. y tiene una capacidad última sobre los 415 MPa.

El sistema de péndulo friccional fue usado para refaccionar el Court of Appeals Building (Fig. 2.79) después de que fuera cerrado por sufrir daños durante el terremoto de Loma Prieta de 1989. El edificio ubicado en San Francisco, California E.E.U.U., es uno de los edificios monumentales que tienen una importancia histórica y arquitectónica. Tales edificios poseen interiores delicados y costosos.

El edificio original construido en 1905 tenía forma de U, luego en 1933, una cuarta ala fue adherida quedando el edificio con una forma rectangular. Las dimensiones aproximadas en planta son 100 m x 81 m con un área de piso total de 32500 m². La estructura es de 24.4 m de alto con 5 pisos. El peso total del edificio es alrededor de 534 MN (carga muerta + carga viva reducida).



Figura 2.79 Court of Appeals Building, San Francisco (E.E.U.U.).

Después de un detallado estudio de costos e impactos para evaluar cada alternativa de localización del aislador donde se determinó costos de excavación, requerimientos de fosos, impacto mecánico y arquitectónico, constructibilidad y fortalecimiento de la superestructura, se seleccionó la alternativa en que el aislador se localiza encima de la fundación y debajo de la losa del sótano. Esta localización óptima, se escogió debido a que provee una adecuada altura del sótano para el programa arquitectónico, una instalación eficiente y una mínima ruptura de los servicios mecánicos, eléctricos y de plomería.

Referente a la elección del tipo de aislación basal, habían tres alternativas, el apoyo de goma de alto amortiguamiento, el apoyo de goma con núcleo de plomo y el sistema de péndulo de fricción, siendo ésta última la seleccionada después de una comparación de costos y rendimientos para parámetros comunes. Así, por ejemplo, la altura de los aisladores tuvo un impacto importante sobre el costo y el tiempo de construcción, puesto que apoyos altos requerían reducir el pedestal de la zapata existente para mantener los requerimientos mínimos de altura del sótano en el ala del edificio de 1933. Consideraciones técnicas y de valoración fueron finalmente factores dominantes de la selección del sistema de péndulo de fricción.

A través de un análisis dinámico no lineal, el período fundamental del modelo estructural no aislado obtenido fue de 0.46 s. Este período es menor que el período de 0.57 s obtenido en el ensayo de vibración forzada al que fue sometido la estructura. Esto se explica por la degradación sufrida de la rigidez estructural durante el terremoto de Loma Prieta.

Una vista de la sección transversal del apoyo FPS del Court of Appeals Building junto con detalles de conexión se muestran en la Fig. 2.80. En la Tabla 2.9 se muestra las dimensiones, capacidades de desplazamiento y rango de cargas de los apoyos FPS utilizados en la refacción de este edificio.

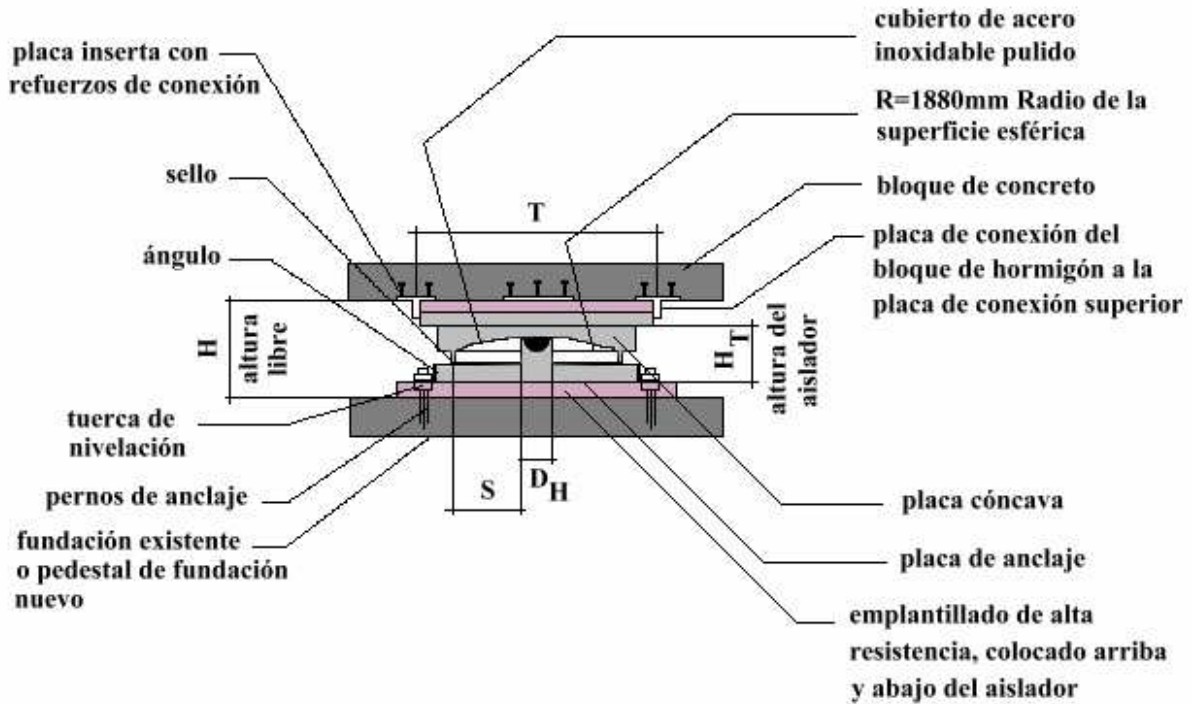


Figura 2.80 Sección transversal del apoyo FPS del Court of Appeals Building.

Tipo de apoyo	Número	Dimensiones (mm)				Capacidad de desplazamiento S (mm)	Rango de carga (KN) (sólo carga viva y muerta)
		T	H _T	H	D _H		
A	26	1070	250	430	125	350	445-890
B	10	1070	250	430	125	350	890-1335
C	52	1120	250	445	175	350	1335-1780
D	42	1120	250	445	175	350	1780-2225
E	62	1170	250	460	225	350	2225-2670
F	41	1170	250	460	225	350	2670-3115
G	22	1220	290	500	275	350	3115-4450
G1	1	1220	290	500	275	350	5340

T : dimensión de planta.

H : Altura total.

H_T: altura del aislador.

D_H: diámetro del área de contacto.

Tabla 2.9 Dimensiones, capacidades de desplazamiento y rango de cargas de los apoyos FPS utilizados en la refacción del Court of Appeals Building.

El diseño final exigió el uso de 256 apoyos FPS de ocho tipos. Un radio de curvatura de 1880 mm fue seleccionado para alcanzar un periodo de aislación de diseño de 2.75 s. El coeficiente de diseño de fricción f_{max} se seleccionó como 0.07 para velocidades de deslizamientos mayores que 50 mm/s.

Los apoyos FPS tienen una capacidad de desplazamiento máximo de 350 mm, el cual excede la demanda calculada para el máximo nivel sísmico (345 mm).

Por las características históricas y arquitectónica, los requerimientos impuestos para la instalación de los apoyos de aislación bajo las columnas existentes fue dificultoso. Las columnas existentes fueron encajonadas con hormigón, y un bloque de hormigón armado de 2 m x 2.4 m fue construido debajo de las columnas para cerrar la localización del aislador y para poder levantar la columna a través de gatas hidráulicas. En la Fig. 2.81 se muestra una columna interior típica con un apoyo FPS instalado. Para la instalación se utilizó cuatro gatas hidráulicas ubicadas simétricamente bajo el bloque de hormigón. La simplicidad de la operación de elevación dio como resultado una rápida instalación de los apoyos FPS a una razón promedio de ocho apoyos por semana por un único grupo de cuatro obreros. Los 256 apoyos fueron instalados en menos de seis meses.

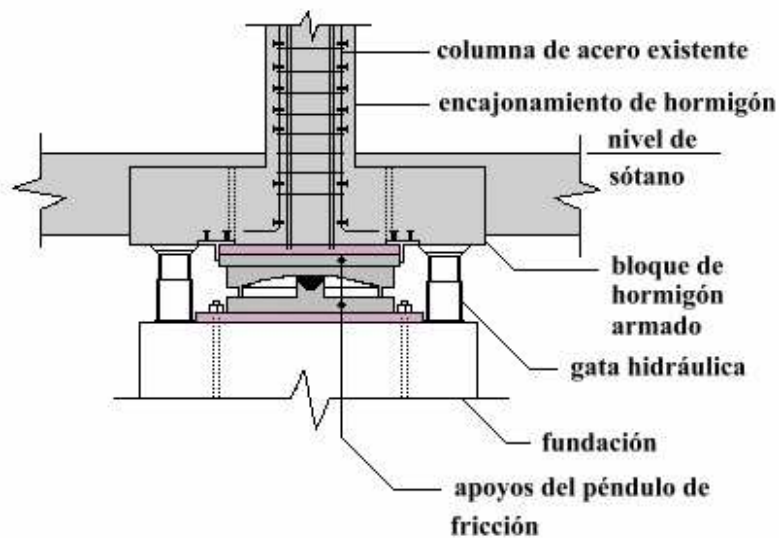


Figura 2.81 Detalle de instalación del apoyo FPS bajo una columna interior.

Para la implementación satisfactoria de cualquier sistema de aislación, es necesario la verificación experimental de las propiedades de diseño. En este caso se desarrolló un extensivo programa de ensayos de los apoyos FPS para la validación de los parámetros asumidos. En la Fig. 2.82 se muestran 3 y 10 ciclos de curvas de histéresis fuerza desplazamiento de un apoyo FPS tipo B a una carga vertical de 1070 kN, amplitudes de 270 mm y 330 mm, y velocidades peak de 12 mm/s y 64 mm/s, respectivamente. La presión del apoyo es 86 MPa. Ambas curvas de histéresis muestran un comportamiento estable y reiterable sin ninguna degradación de las propiedades de fricción y rigidez. Este mismo comportamiento se observó en todos los apoyos ensayados demostrándose además que los apoyos diseñados satisfacen los criterios de rendimiento del proyecto. En la Fig. 2.82 también se muestra un ciclo de curva de histéresis fuerza desplazamiento de un apoyo FPS tipo E a una carga vertical de 2610 kN, amplitud de 55

mm y velocidades peak de 0.127 mm/s y 50.8 mm/s. Se puede notar la dependencia de la velocidad del coeficiente de fricción de deslizamiento.

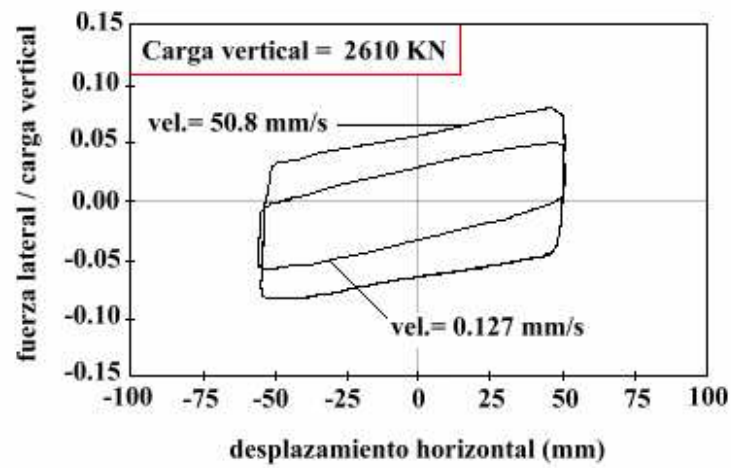
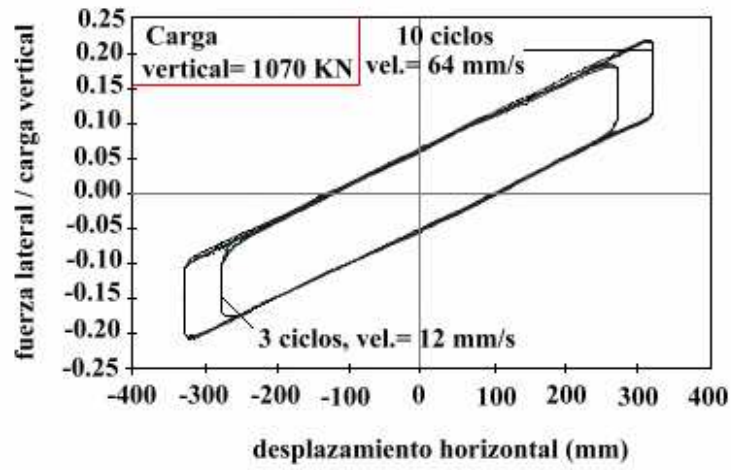


Figura 2.82 Curvas de Histéresis Fuerza Desplazamiento de apoyos FPS.

2.3.2.6 Sistemas Elásticos Friccionantes

La aislación basal ofrece la interesante posibilidad de reducir las cargas sísmicas en centrales nucleares, pudiéndose limitar la protección al reactor o hacerse extensiva a toda la central. Este hecho permite estandarizar el diseño de centrales nucleares y, por tanto, reducir costos. La compañía Electricité de France ha desarrollado un tipo de aparato de apoyo destinado a la aislación sísmica de las centrales nucleares construidas por la firma francesa Framatome. A estos aparatos se les designa EDF, siglas de la compañía que los diseñó y consisten en dos placas en contacto, la superior (acero inoxidable) anclada a la estructura y la inferior (teflón) vulcanizada a un apoyo de goma (neopreno zunchado), como se muestra en la Fig. 2.83. Las superficies de fricción están diseñadas para tener un coeficiente de fricción de 0.2 durante la vida útil del sistema de aislación basal. Cuando el sistema se ve sometido a movimientos del terreno de baja intensidad, el aparato de apoyo se comporta como un apoyo de goma laminado. Si el sismo es de gran magnitud, las placas deslizan entre sí actuando como mecanismo de seguridad. Los costos de construcción de este tipo de sistema de aislación basal son muy altos pero se justifican por el ahorro que supone el no tener que rediseñar ni reforzar la central que deba construirse en una zona de alto riesgo sísmico. Este sistema ha sido implementado en una central nuclear en Sudáfrica. En Francia, dos centrales incorporan los dispositivos de apoyo EDF pero sin el mecanismo de deslizamiento. La protección se debe exclusivamente a la parte elastomérica del sistema.

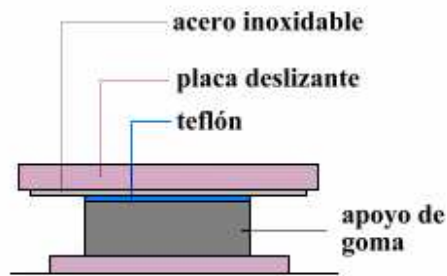


Figura 2.83 Dispositivo de apoyo EDF.

Uno de los dispositivos de apoyo propuesto más recientemente (aproximadamente 1989) es el denominado elástico-friccionante (sistema R-FBI), desarrollado por Mostaghel. Este aparato de apoyo consta de varias placas de teflón en contacto entre sí, con la posibilidad de deslizarse, y un núcleo de goma (Fig. 2.84). La velocidad puede ser reducida a un nivel deseado utilizando un apropiado número de placas deslizantes. La goma proporciona la elasticidad necesaria al sistema para recobrar la posición inicial después del sismo mientras que la energía se disipa por rozamiento entre las placas. Se han llevado a cabo numerosos estudios teóricos que han permitido la redacción de guías de diseño.

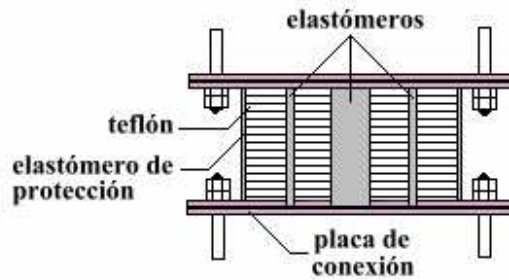


Figura 2.84 Dispositivo de apoyo elástico-friccionante.

Se ha propuesto un dispositivo de apoyo, denominado dispositivo de apoyo con doble sistema de fricción (sistema SR-F), que combina las prestaciones del elástico-friccionante y del EDF. El mecanismo propuesto es similar a un dispositivo elástico-friccionante con la diferencia de que el contacto con la estructura se realiza a través de placas deslizantes. De este modo, bajos cargas sísmicas pequeñas, el sistema se comporta como el elástico-friccionante (sistema R-FBI). Cuando las solicitaciones aumentan, se produce el deslizamiento de las placas superiores, desacoplándose la estructura del movimiento del terreno. El corrimiento entre las placas deslizantes no se recupera siendo este hecho negativo, dado que el rozamiento de éstas sólo permite el deslizamiento bajo solicitaciones muy importantes, el corrimiento debe considerarse como un mal menor. La presencia de las placas deslizantes es un sistema de desconexión frente a sismos de gran magnitud.

Todos estos sistemas son costosos pues necesitan aceros de buena calidad en comparación con los apoyos de goma, la cual es bastante más barata. De estos sistemas el único que ha sido implementado es el EDF. Uno de los sistema elástico-friccionante que ha sido más utilizado es el sistema de aislación basal TASS.

2.3.2.7 Sistema de Aislación Basal TASS

El sistema de aislación basal denominado TASS ("Taisei Shake Supresion System") es desarrollado y aplicado por la empresa japonesa Taisei Corporation. Este es un tipo de sistema deslizante (friccional) donde se separan las funciones de transmisión de carga y aportación de la fuerza de restauración.

La Fig. 2.85 ilustra el comportamiento del sistema TASS, y los detalles de sus componentes se pueden apreciar en las Figuras 2.86 y 2.87. El contacto entre la base y la fundación se realiza a través de un mecanismo deslizante compuesto por una superficie de acero inoxidable que está anclada a la fundación y una placa de teflón separada de la base por un apoyo de goma laminada de altura menor que los apoyos convencionales. El elastómero permite un cierto desplazamiento de la base antes de que se produzca el deslizamiento de las placas. El coeficiente de fricción entre el teflón y el acero inoxidable varía con la velocidad de deslizamiento entre 0.05 y 0.15.

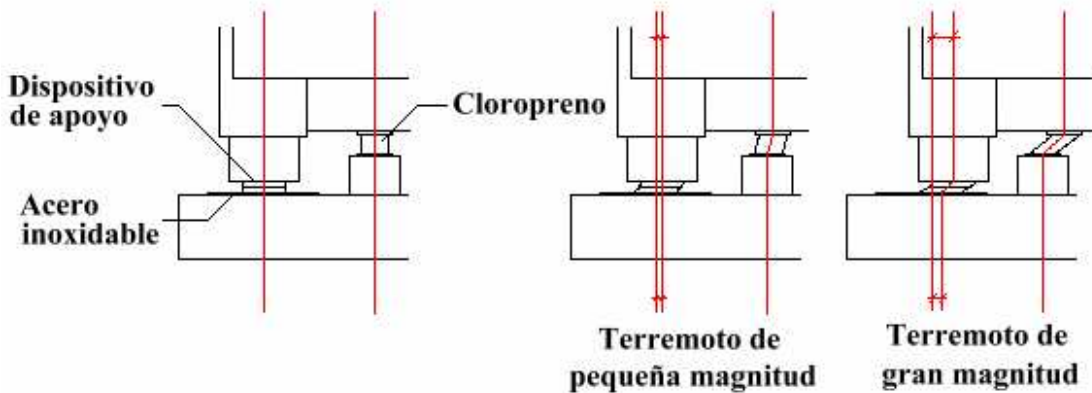


Figura 2.85 Esquema del funcionamiento del sistema de aislación basal desarrollado por Taisei Corporation.

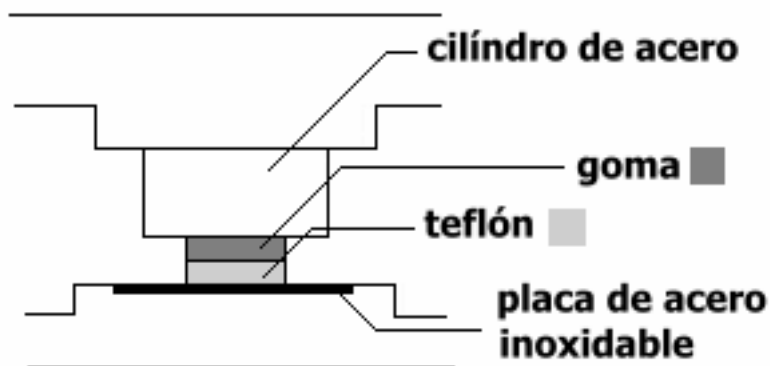


Figura 2.86 Detalle del apoyo deslizante del sistema TASS.

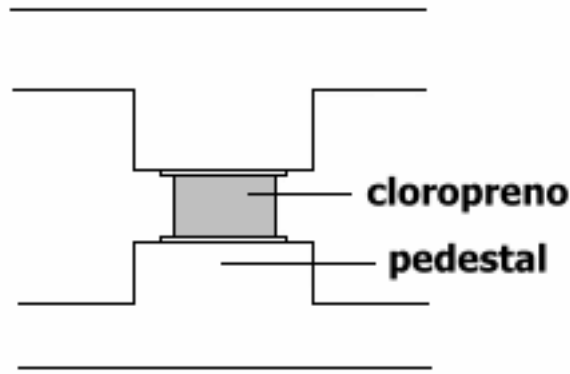


Figura 2.87 Detalle del cloropreno del sistema TASS.

El dispositivo de apoyo de "goma-teflón" transmite el peso del edificio a la fundación. Por otra parte, la base y la fundación se encuentran unidas por una pieza de cloropreno (o neopreno) que no soporta ningún peso. Su función es limitar los desplazamientos de la base y proporcionar la fuerza de restauración necesaria para que el edificio vuelva a la posición que tenía antes del sismo que causa deslizamiento entre las placas.

El sistema de aislamiento basal TASS se implementó al Centro de Investigación Tecnológica de Taisei Corporation en la ciudad de Yokohama, Japón. Este edificio que se muestra en la Fig. 2.88, está construido en hormigón armado y consta de 3 pisos. Las dimensiones de la planta son 24 m x 12 m.



Figura 2.88 Centro de Investigación de Taisei Corporation.

La altura de la goma laminada es de 10 cm. El período fundamental de vibración del edificio, hasta que no se produce el deslizamiento entre placas, es de 1.2 s. La pieza de cloropreno es de 35 cm de diámetro y 15 cm de altura. En la Figura 2.89 se puede apreciar un dispositivo de apoyo del sistema de aislación basal TASS del Centro de Investigación Taisei Corporation.

El edificio se terminó de construir en julio de 1988 y hasta marzo de 1990 se registraron más de 50 movimientos sísmicos con aceleraciones por encima de 0.5 m/s^2 sin que se deslizaran las placas. Al comparar los resultados obtenidos con las mediciones localizadas en un edificio convencional próximo de características similares, se observó que el factor de amplificación del edificio con sistema TASS es entre un 50 y un 85% menor que el factor de amplificación del edificio convencional, lo que demuestra la efectividad del sistema de aislación basal, aunque las placas no se hayan deslizado.

Otras estructuras en donde ha sido aplicado este sistema son JAPCO Atagawa Building y Toho Gas Yokkaichi Center (de 2 pisos y 1.800 m^2), ambos de hormigón armado y ubicados en Japón.

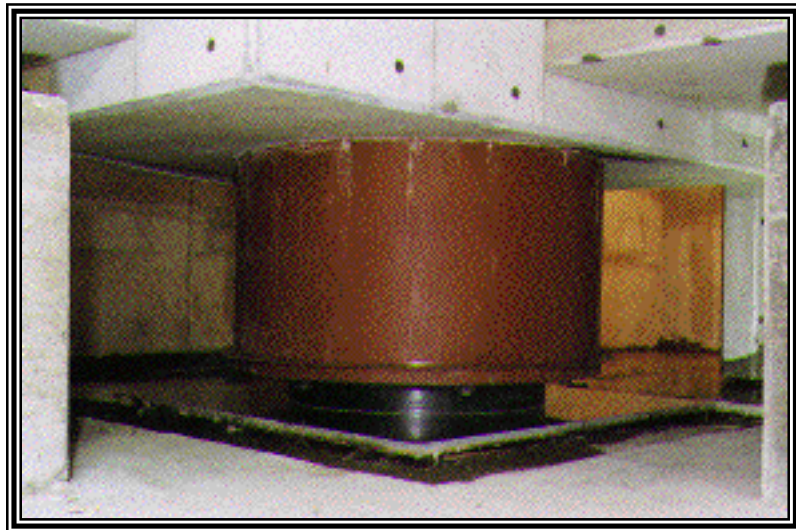


Figura 2.89 Apoyo deslizante del sistema de aislación basal TASS del Centro de Investigación Tecnológica de Taisei Corporation.

2.3.2.8 Sistemas GERB

Este sistema de aislación de edificios es desarrollado por la empresa alemana GERB Schwingungsisolierungen GmbH & Co. KG ubicada en Essen y Berlín, que posee además oficinas en varios países.

El objetivo de los sistemas GERB son aislar las construcciones de vibraciones o ruido estructural, originado por:

- Una línea de metro o de ferrocarril subterráneo.
- Máquinas de una instalación industrial vecina.
- Tráfico pesado sobre calzadas desiguales o puentes próximos.

Puesto que la importancia de estas vibraciones suele ser infravalorada en principio. Sólo una vez que el edificio ha sido terminado se aprecia claramente su efecto en forma de vibraciones de los entramados (armazón) o ruido secundario, irradiada por paredes y suelos. Medidas que corrijan esto resultan entonces prácticamente imposibles o requieren mucho tiempo y dinero. Sin embargo, esta técnica de aislación ofrece la posibilidad de eliminar las vibraciones o el ruido estructural.

Los sistemas de apoyos elásticos desarrollados para edificios por GERB, presentan una frecuencia propia vertical de 3 a 5 Hz para un edificio considerado como cuerpo rígido. Con ello no solamente se elimina la transmisión de ruido estructural, sino también se reducen en un 80% vibraciones típicas con frecuencias propias entre 10 y 20 Hz, procedentes de tráfico, metro o ferrocarriles cercanos que se amplifican especialmente en los pisos altos del edificio, resultando molestas.

Los sistemas GERB para el aislamiento de edificios constan de elementos de resortes y amortiguadores VISCO. Ambos componentes se vienen utilizando desde hace muchas décadas para el aislamiento de maquinaria pesada, soportando grandes cargas dinámicas y estáticas.

Desde 1985 este sistema se utiliza con éxito en la aislación de edificios. Además con anterioridad y paralelamente, los resortes se han empleado para la protección de edificios en terrenos hundibles, compensando automáticamente los asentamientos diferenciales del suelo. Estos sistemas, son también, una protección eficaz contra sismos.

Apoyos de resortes GERB

Los apoyos de resortes GERB constan de resortes helicoidales de acero, que se agrupan mediante chapas o carcasas de acero para componer elementos de distinto tamaño y capacidad de carga.

Los resortes helicoidales tienen en su rango de carga una característica lineal carga-deflexión. Su largo recorrido útil de deflexión es muy apropiado para una sustentación elástica del edificio con una frecuencia propia del sistema entre 3 y 5 Hz.

Dispositivos adicionales, como por ejemplo la introducción de resortes con una masa elástica, llevan a una elevación del efecto aislación. Discos elásticos reducen aún más la transmisión de vibraciones de alta frecuencia.

Amortiguadores VISCO

Los amortiguadores VISCO de GERB tienen un efecto proporcional a la velocidad, son activos tanto vertical como horizontalmente y estabilizan el sistema suspendido sobre resortes. Normalmente, están incorporados en los apoyos de resortes, no precisando ningún sistema de fijación adicional.

Dependiendo del tipo y número de los amortiguadores, es posible alcanzar una amortiguación del sistema del 10% y superior.

Dimensionamiento y montaje

La elección de la frecuencia del sistema se hace a partir de los resultados de las mediciones de vibraciones realizadas previamente. Posteriormente, se determinan los tipos y cantidad de apoyos de resortes en conjunto con calculistas, arquitectos y los ingenieros de GERB. Las cargas deben reflejar las cargas fijas (peso propio) separadas de las cargas eventuales o temporales (cargas móviles). Para de esta forma determinar los apoyos de resortes, ya que solo deben ser calculados con las cargas reales esperadas. Según el tipo de utilización del edificio, por la experiencia de la empresa, sólo se tiene en cuenta un 20-30% de las cargas móviles normales.

Una amplia gama de apoyos de distinta capacidad de carga garantiza la adaptación precisa de la suspensión de resortes a las cargas estáticas. La deflexión estática de los resortes, prefijada con criterios dinámicos, es la misma en todos los elementos. Diversas formas de los elementos con la misma capacidad de carga amplían las posibilidades de su disposición. De esta manera es posible una planificación estática y dinámica precisa. Esto constituye el requisito fundamental para la aislación segura de un edificio.

Los apoyos de resortes de GERB en ejecución precomprimible, se comportan como un apoyo rígido durante la fase de construcción. Sólo una vez terminado el edificio se activan elásticamente, sin que ello modifique el nivel del edificio. La precompresibilidad facilita también correcciones en la altura de los apoyos ya montados, así como el cambio completo de los mismos.

Los elementos de resortes no precomprimibles tienen una deflexión vertical aprox. 10 mm, que corresponde a una frecuencia del sistema de 5 Hz. La deflexión aumenta con el crecimiento de la carga, es decir durante la construcción del edificio. Sus ventajas frente a los elementos precomprimibles radican en una menor altura y un precio más bajo.

Los apoyos de resortes GERB admiten cargas desde 100 hasta 1800 kN. La relación entre la rigidez horizontal y la vertical asciende a 0.85, por lo que pueden ser asumidas sin problema fuerzas por viento y carga horizontales especiales. No se requiere ninguna protección adicional del edificio en sentido horizontal.

La fijación de los apoyos se realiza sin tornillos, mediante placas autoadhesivas, como se muestra en la Fig. 2.89. Durante las fases de montaje y construcción, todos los elementos se protegen, mediante un folio de plástico fuerte (Fig. 2.97), contra la lluvia, polvo, lechada de hormigón, etc.

Los elementos de resortes y los amortiguadores VISCO se disponen en la parte inferior del edificio, en el sótano o por encima del nivel del suelo. La fundación, muros o cabezas de los pilares deben ser diseñados para la colocación de los elementos de resortes (Fig. 2.98). Con el fin de lograr un aislamiento de vibraciones totalmente eficaz, durante el proyecto y la ejecución hay que evitar la existencia de fuentes de vibraciones.

Los elementos de resortes y amortiguadores VISCO no precisan de mantenimiento, puesto que están provistos de una protección anticorrosiva especial. Las reservas mecánicas de los muelles evitan su fatiga y garantizan una duración prácticamente ilimitada.

Entre las Figuras 2.90 y 2.100 se muestra la forma de trabajo e instalación de los apoyos de resortes GERB.



Fig. 2.90 Apoyos de resorte a punto de su colocación



Fig. 2.91 Colocación de placas autoadhesivas inferiores



Fig. 2.92 Colocación de unidades de resorte.



Fig. 2.93 Colocación de placas espaciadoras.

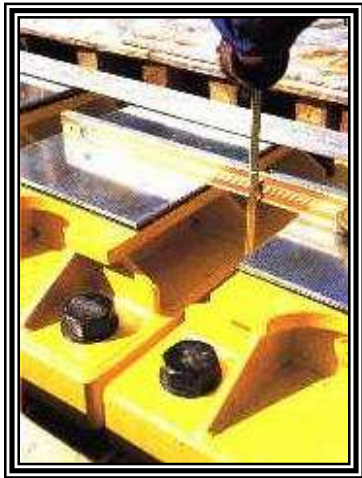


Fig. 2.94 Colocación de placas espaciadoras.



Fig. 2.95 Recubrimiento de las unidades de resorte con una placa de acero.

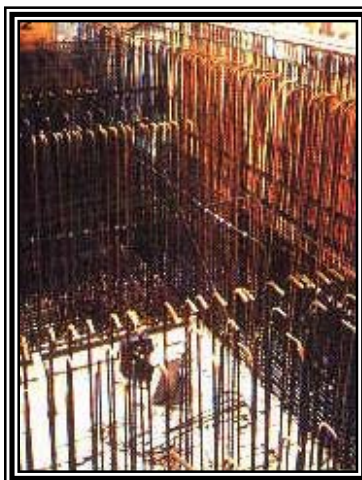


Fig. 2.96 Construcción arriba de las unidades de resorte.

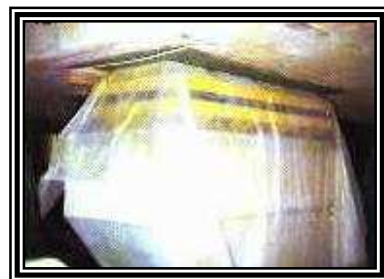


Fig. 2.97 Unidad de resorte con folio protector.



Fig. 2.98 Unidades de resorte después de quitar el folio protector.



Fig. 2.99 Elevación de las unidades de resorte con gatas hidráulicas.

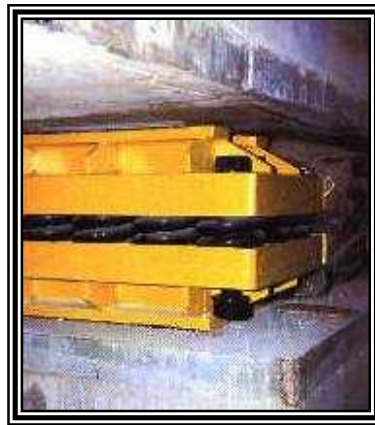


Fig. 2.100 Unidad de resorte en posición final.

Estos sistemas de aislación de vibraciones han sido aplicado en numerosas construcciones en Alemania, Francia e Inglaterra. En Estados Unidos en 1991, se instaló un sistema de las mismas características que los sistemas GERB, a un edificio de marcos de acero arriostrados de tres pisos, reduciendo la aceleración máxima en un 45% durante el terremoto de Northridge de 1994 en Los Angeles, California.

Un ejemplo de instalación de los sistemas GERB es en el edificio 100 New Bridge Street Ludgate, ubicado en Londres y terminado en 1992. Este edificio de oficinas con sitio de carga de 9 pisos y ubicado parcialmente sobre un túnel de ferrocarril, es una estructura de hormigón combinado con estructura metálica, con dos núcleos de hormigón. La fuente de vibración está dada por las vías férreas que están debajo del edificio. El edificio reposa sobre 343 apoyos de resortes GERB precomprimibles con amortiguadores VISCO incorporados, que proporcionan una frecuencia vertical de 3.7 Hz. El peso total aislado es de 215000 kN y los apoyos se ubican en la infraestructura y sobre el túnel, lográndose un grado de aislación de 85-90%. Los apoyos de este edificio pueden observarse en la Figura 2.101.

En la Figura 2.102 se muestra el uso de apoyos de resorte en una turbina de una planta de poder.

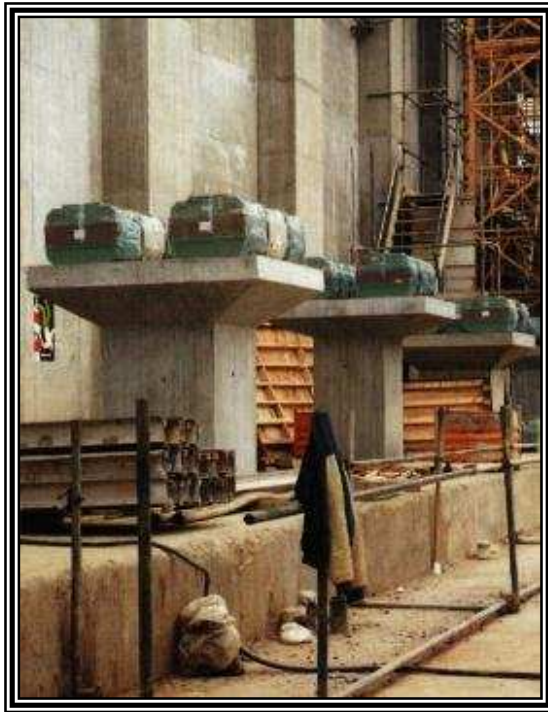


Figura 2.101 Apoyos de resortes del New Bridge Street Ludgate (bajo construcción).

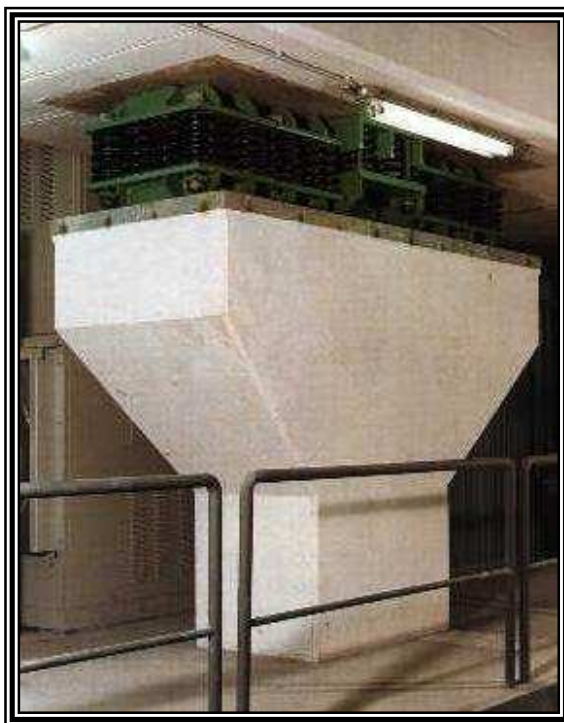


Figura 2.102 Apoyos de resorte bajo una turbina de una planta de poder.

2.3.2.9 Sistema de Piso de Aislación Sísmica

El reciente desarrollo de instalaciones de alta tecnología, tales como sistemas de computación, equipos de alta precisión y aparatos industriales semiconductores de alta precisión, han aumentado las necesidades de sistemas de aislación sísmica, debido a que estas instalaciones son demasiado sensibles a las vibraciones inducidas por excitaciones sísmicas.

Las investigaciones sobre el uso de apoyos de goma laminada como aisladores sísmicos han sido inicialmente enfocadas al desarrollo de edificios de base aislada. El apoyo de goma laminada muestra un excelente desempeño de aislación sísmica para direcciones horizontales. A causa de su alta rigidez vertical, sin embargo, no puede reducir la respuesta debida a la excitación sísmica vertical. La resistencia propia de los edificios son usualmente suficiente para resistir el movimiento sísmico vertical. Actualmente, el método de aislación basal para edificios, usando los apoyos de goma laminada, no es únicamente suficiente para la protección de instalaciones de alta tecnología ubicadas en el interior de un edificio.

El desarrollo de aisladores tridimensionales para edificios con aislación basal pueden no ser prácticos por su alto costo y por la dificultad en suprimir un movimiento oscilante. Una de las soluciones prácticas puede ser el uso de un sistema de piso de aislación sísmica tridimensional, sobre el cual se colocan las instalaciones de alta tecnología.

A continuación se procederá a describir algunos tipos de sistemas de piso de aislación sísmica, los cuales son desarrollados por diferentes empresas especializadas.

SISTEMA N°1:

El primer sistema de piso de aislación sísmica que se describirá es el desarrollado por Shikawajima-Harima Heavy Industries Co.,Ltd. (IHI) en cooperación con Yokohama Rubber Co., Ltd y Advanced System Co., Ltd. La característica más específica del sistema yace en su aislador sísmico tridimensional, donde la flexibilidad está dada por la combinación de un apoyo de goma laminada y un resorte de aire.

Componentes

Este sistema de piso de aislación sísmica está compuesto por:

- Un amortiguador (absorbente de choques) de vibración tridimensional (Aislador), el cual reduce las aceleraciones horizontales y verticales, y dispositivos de amortiguador (amortiguador de aire y amortiguador viscoso) que reduce el desplazamiento,

- Una estructura de piso que no reduce el espacio efectivo sobre el piso y en la cual se pueden instalar cables de computador debajo del piso (piso de libre acceso, etc.),
- Un dispositivo de regulación de desplazamiento, el cual absorbe fácilmente el desplazamiento relativo generado durante un sismo entre el piso de aislación sísmica, el muro del edificio y el piso no aislado,
- Un controlador de nivel de piso automático, que responde a la variación de carga sobre el piso en caso de reubicación de computadores o equipos (redistribución de carga).

Dispositivos Principales

Aislador Tridimensional

El aislador tridimensional que se muestra en la Fig. 2.103 es el principal dispositivo del sistema. Este es construido por la combinación de un resorte de aire y un apoyo de goma laminado para reducir principalmente la vibración horizontal por el apoyo de goma laminado, y la vibración vertical por el resorte de aire.

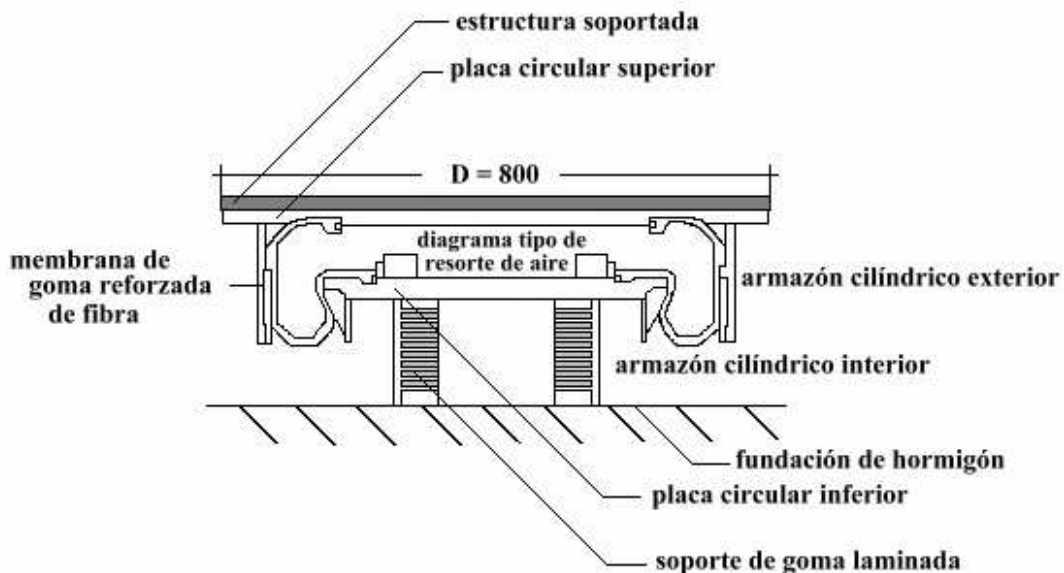


Figura 2.103 Esquema del Aislador Tridimensional.

El resorte de aire utilizado en este sistema ha sido usado extensamente en el sistema de suspensión del tan conocido tren "Bala" que corre sobre la Línea de Shinkansen en Japón, donde se ha establecido su confiabilidad y desempeño. El apoyo de goma laminado es construido colocando alternadamente goma delgada y láminas de acero, lo cual le da una alta flexibilidad y una gran capacidad de deformación en la dirección horizontal.

El aislador sísmico tridimensional requiere tener ambas características, una gran capacidad de deformación y un resorte flexible, es por ello que un resorte de aire no tiene problemas de desempeño, siendo también excelente absorbiendo el desplazamiento de vibración vertical. Sin embargo, un mismo resorte de aire no tiene suficiente choque horizontal para absorber grandes desplazamientos de respuesta horizontal causadas por sismos severos. Por lo tanto, el aislador sísmico tridimensional, ha sido desarrollado combinando un apoyo de goma laminada, que posee una gran capacidad de deformación horizontal, con un resorte de aire, lo que induce un desempeño de aislación sísmica en todas las direcciones por el buen uso de las características de cada componente.

Por otra parte, la altura de estos dispositivos puede ser reducida descargando el aire, por lo tanto, es fácil para reemplazar pudiendo ser sacados sin levantar el piso de la estructura con una gata hidráulica.

Los aisladores tridimensionales tienen una frecuencia natural horizontal que fluctúa desde 0.5 a 0.7 Hz a causa de la carga nominal; y una frecuencia natural vertical fija en aproximadamente de 1 Hz con el uso de un tanque de aire auxiliar, proporcionando una real aislación de vibración en la dirección vertical. Por otra parte, es posible disminuir más la frecuencia natural vertical del aislador, conectando un tanque de aire más grande al resorte de aire, para mejorar aún más el rendimiento de aislación sísmica vertical.

En general, la carga soportante de cada aislador varía debido a la distribución de carga no uniforme sobre el piso aislado, es decir, la disposición no uniforme de los equipos. Además, la rigidez vertical de la estructura de piso no es suficiente, por consiguiente, las deformaciones de flexión de la estructura de piso son causadas fácilmente por el movimiento sísmico vertical. El uso de los resortes de aire como aisladores verticales hace posible lograr un movimiento vertical uniforme sin deformaciones de flexión, debido a que la rigidez vertical es proporcional a la presión de aire, es decir, a la carga soportante. Puesto que la rigidez vertical del resorte de aire es proporcional a la carga, la frecuencia natural vertical no varía con el cambio de carga. Se debe notar que esta característica específica del resorte de aire no puede ser proporcionada por el uso de un resorte de espiral convencional, siendo esta una de las ventajas del uso del resorte de aire. El recorrido máximo aceptable del aislador desarrollado aquí es de ± 200 mm en la dirección horizontal y ± 50 mm en la dirección vertical.

Amortiguadores

Un amortiguador viscoso de material tipo viscoso cortante es adaptado al amortiguador horizontal, y un amortiguador de aire que utiliza las características del resorte de aire es adoptado para amortiguador vertical.

El amortiguador viscoso que utiliza la resistencia cortante del líquido altamente viscoso localizado en el hueco entre la placa base de la vasija del amortiguador y la placa, reducen el desplazamiento de respuesta horizontal.

El amortiguador de aire obtiene la fuerza de amortiguamiento de la resistencia del flujo de aire generada en el orificio instalado en la conexión de la parte del resorte de aire del aislador con el tanque de aire. El mecanismo del amortiguador de aire es simple y provee una confiabilidad de desempeño de alto amortiguamiento, el cual es independiente de la temperatura. La disposición del tanque de aire y del amortiguador de aire se muestran en la Fig. 2.104.

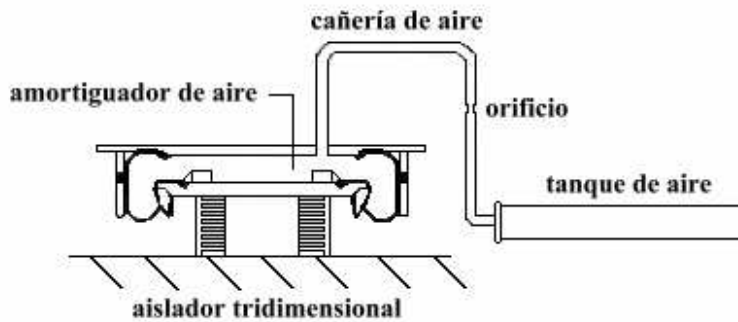


Figura 2.104 Esquema del Amortiguador de Aire.

Controlador de Nivel de Piso Automático

Frecuentemente ocurre, cambiar los equipos junto con la ubicación de éstos en la pieza donde se encuentran, lo que trae consigo cambios en la carga sobre el piso y su distribución. Al utilizar este sistema, el ajuste manual de la altura es eliminado y el nivel fijo del piso es siempre automáticamente asegurado. En la Fig. 2.105 se muestra el controlador de nivel de piso automático.

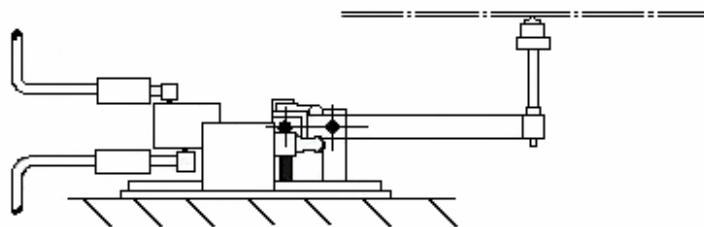


Figura 2.105 Esquema del Controlador de Piso de Nivel Automático.

Con el propósito de verificar el rendimiento de este sistema, se realizaron ensayos de vibración utilizando un modelo de piso. Una mesa de vibración grande tridimensional de 35 tf (343 kN) del IHI Earthquake-Proof Engineering Laboratory fue usada para el ensayo de

rendimiento de aislación sísmica. Se confirmó el excelente rendimiento de aislación sísmica para todos los tipos de solicitaciones sísmicas.

La empresa IHI ha entregado recientemente el primer sistema práctico de 1036 m² al Oyama International Communications Center (en la ciudad de Oyama) de KDD (Kokusai Denshin Denwa Co., Ltd.).

El Centro de Comunicaciones de Oyama del KDD fue establecido en junio de 1984 como la tercera estación central de KDD subsiguiente a las de Tokyo y Osaka. Este sistema de piso de alta tecnología fue instalado para la sala de computación sobre el primer piso del centro del Edificio de Equipos Computacionales, con el propósito de aumentar la confiabilidad del sistema de intercambio de comunicaciones internacionales. El sistema está operando ahora satisfactoriamente.

También se implementó este sistema en 1992, en una instalación nuclear, dentro de una parte de la sala de control central del Tokai Vitrification Facility (TVF) of Power Reactor and Nuclear Fuel Development Corporation (PNC). El área de piso del sistema es alrededor de 100 m². Las frecuencias naturales, las razones de amortiguamiento y los máximos desplazamientos permitidos del sistema se muestran a continuación:

	Frecuencia natural	Razón de amortiguamiento	Desplazamientos permitidos
Horizontal	0.7 Hz	20 %	± 150 mm
Vertical	1.2 Hz	20 %	± 40 mm

Tabla 2.10 Características del sistema del TVF.

Sucesivamente, IHI ha entregado varios Sistemas de Piso de Alta Tecnología. El área total alcanzada es aproximadamente de 3000 m².

SISTEMA N°2:

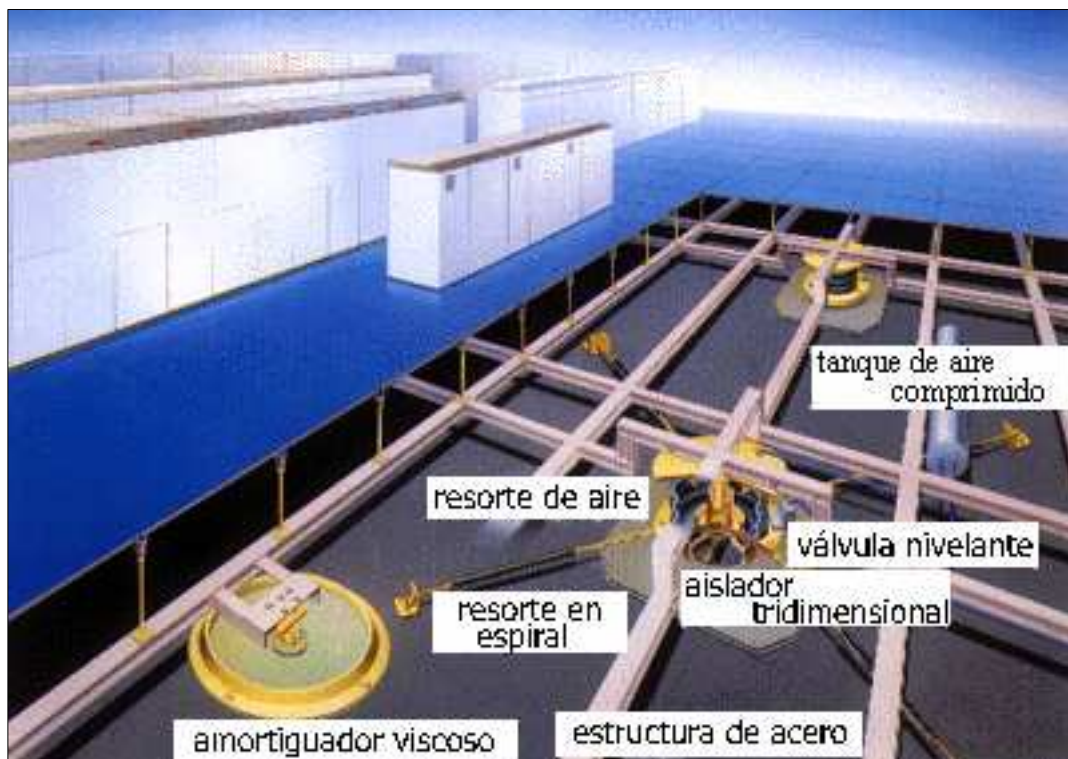
La empresa Takenaka Corporation desarrolló un sistema de aislación de piso denominado TAFLIS (Takenaka Floor Isolation System), cuyo objetivo principal es el de proteger centrales importantes de computadoras.

Este sistema utiliza aisladores bidimensionales o tridimensionales y amortiguadores viscosos, utilizando prácticamente los mismos tipos de dispositivos que el sistema de piso anterior.

Principales características:

- Este económico sistema ha sido utilizado como un simple mecanismo, con un alto desempeño frente a un bajo costo, con la obtención del record de "no dejar ningún daño sobre las computadoras, aun durante un gran sismo".
- La altura del marco del sistema de aislación de piso es baja, encontrándose bajo los 22.5 cm, por lo que prácticamente no afecta la altura necesaria para los equipos. Además, no presenta restricciones para el empleo de equipos electrónicos.
- Su mantención es económica.

En la figura 2.106 se puede apreciar el sistema de aislación de piso TAFLIS.



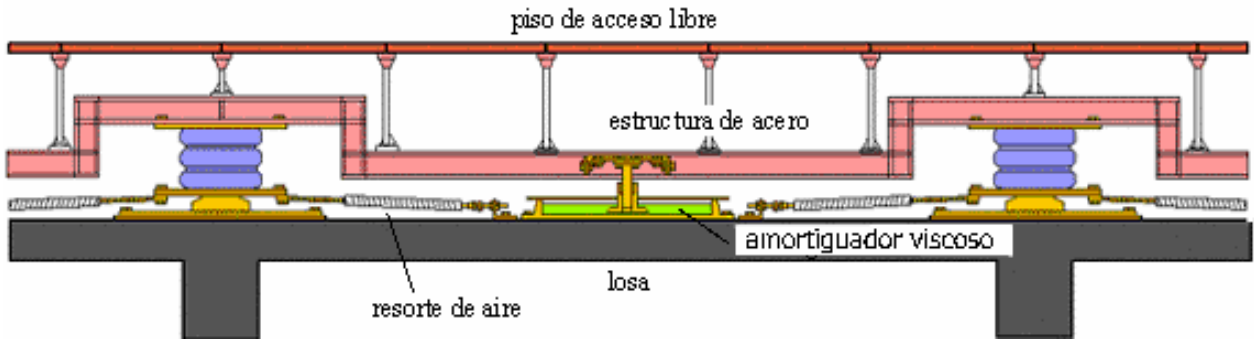


Figura 2.106 Vista isométrica del TAFLIS (arriba) y su sección transversal (abajo).

El sistema de aislamiento de piso desarrollado por Takenaka es efectivo para soportar una aceleración de piso de aproximadamente 100 cm/seg^2 frente a un gran sismo y regresar a su posición original por sí mismo.

La aceleración record de un edificio con éste sistema de aislamiento fue en el gran terremoto de Hanshin de 1995, en el cual las aceleraciones fueron reducidas entre un 50 % y un 30 %, comprobándose la efectividad del sistema (ver Figura 2.107).

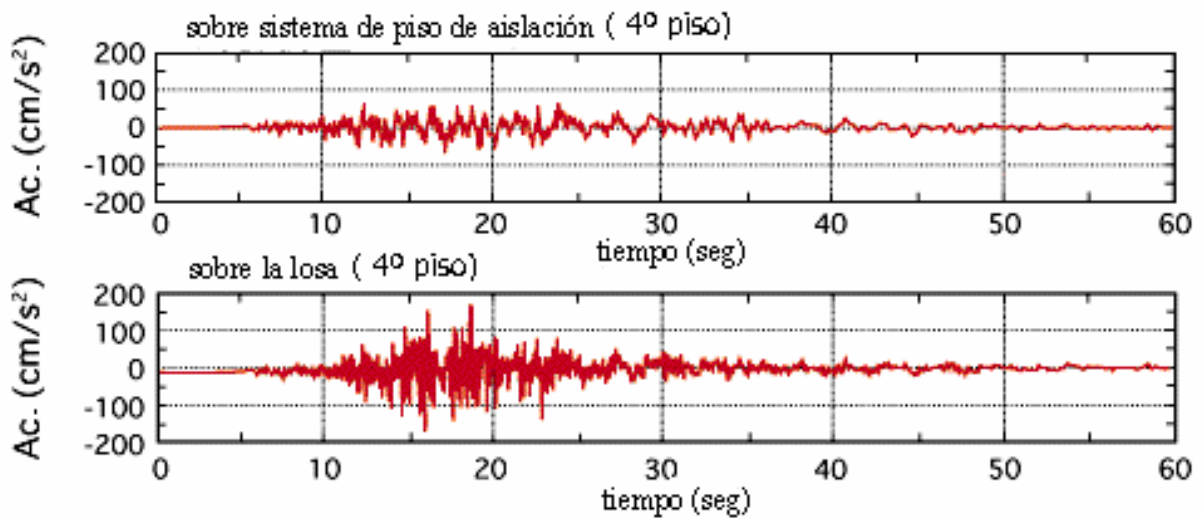


Figura 2.107 Registro de un edificio en el terremoto de Hanshin, 1995.

Entre algunas aplicaciones de éste sistema de aislamiento de piso se pueden mencionar el Meiji Life Insurance, ubicado en Tokyo, Japón. Este edificio fue terminado en 1989 y tiene un área total de piso de 45346 m^2 (ver Fig. 2.108). Otro edificio es el Mitsubishi Trust and Banking Corporation, ubicado en Tochigi, Japón. Fue terminado en el año 1991 y tiene un área total de piso de 26532 m^2 (ver Fig. 2.109).



Figura 2.108 Edificio Meiji Life Insurance.



Figura 2.109 Edificio Mitsubishi Trust and Banking Corporation.

SISTEMA N°3:

Por último puede mencionarse el sistema de aislación de piso desarrollado por la empresa Japonesa Kajima Corporation, el cual posee similares componentes a los dos sistemas anteriores. Por ésta semejanza, con el objeto de no redundar, a continuación sólo se presentará el esquema y fotografía del principal dispositivo del sistema de aislación de piso de Takenaka, su aislador tridimensional (Figs. 2.110 y 2.111).

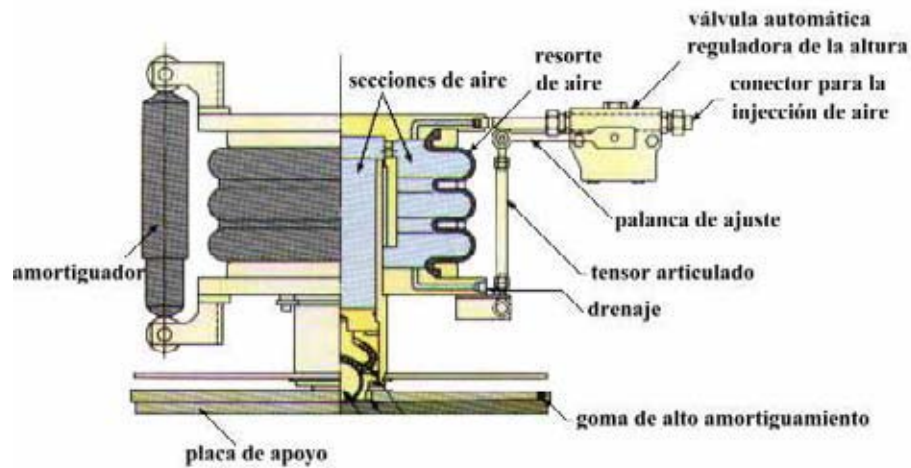


Figura 2.110 Esquema del aislador tridimensional del sistema de aislamiento de piso de Takenaka.

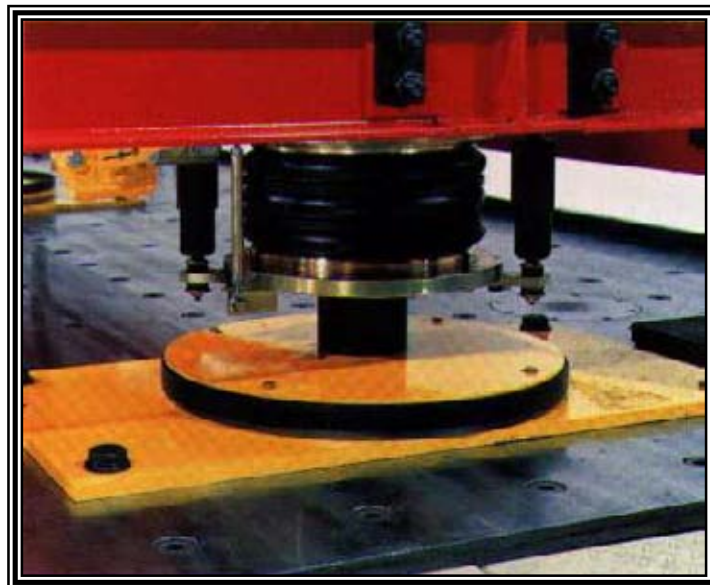


Figura 2.111 Fotografía del aislador tridimensional.

En resumen, el desarrollo de los sistemas de pisos de aislamiento sísmico utilizando un aislador tridimensional, suministra un medio efectivo para el control de vibraciones verticales y horizontales de áreas técnicas que requieran proteger importantes equipos o instalaciones de grandes sismos. Los siguientes son los ejemplos del uso específico para este sistema:

- 1) Para proteger de vibraciones inducidas por sismos una pieza de control central de una importante instalación industrial o una sala de computación de un edificio inteligente.
- 2) Para proteger de sismos una instalación de alta tecnología (instalaciones de manufactura de alta precisión para semiconductores y productos de láser aplicados, plantas automatizadas, instalaciones relacionado con biotecnología, etc.).

CAPÍTULO III

SISTEMAS DE CONTROL ACTIVOS

3.1 INTRODUCCIÓN

Las medidas antisísmicas tradicionales tienen como principal desventaja el hecho de que las incertidumbres en las características más importantes de las acciones de diseño, especialmente en las frecuencias predominantes, pueden producir en la estructura cargas que le provoquen daños importantes. Los sistemas de control pasivo tienen también como principal desventaja su dependencia frecuencial. Superar este inconveniente requiere una predicción precisa del rango de frecuencias dominantes de la excitación sísmica esperada, lo que no siempre es posible con los datos sismológicos disponibles.

Todo esto ha motivado entre los especialistas técnicas nuevas, como el control activo, que está basado en conceptos y métodos propios del Control Automático de Sistemas. El control activo reduce las vibraciones de una estructura incorporándole mecanismos actuadores alimentados por una fuente de energía exterior, capaces de ejercer un conjunto de fuerzas de control. Dichos mecanismos se incluyen en una red cerrada equipada con un computador que calcula continuamente, en tiempo real, las fuerzas de control que deben aplicarse a la estructura, en función de los valores de la respuesta estructural medida, utilizando un cierto algoritmo de control. Este tipo de sistema evita la principal desventaja de los de tipo pasivo ya que, por su propia concepción, es capaz de adecuarse automáticamente a las características de la excitación.

En este capítulo se presentan conceptos básicos del control activo de estructuras, describiéndose brevemente las características de un sistema de control, las estrategias de control más utilizadas, así como distintos mecanismos de control que han sido desarrollado e implementado por varias empresas, especialmente japonesas que son pioneras en este ámbito.

3.2 ASPECTOS BÁSICOS DEL CONTROL ACTIVO DE ESTRUCTURAS

3.2.1 EL CONTROL AUTOMÁTICO

El Control Automático es una rama de la Ingeniería de Sistemas que se ocupa del diseño de sistemas capaces de actuar en tiempo real sobre un proceso físico, para conseguir que su evolución temporal siga unas especificaciones dadas. El proceso objeto de control se representa

mediante un sistema dinámico sometido a una cierta perturbación que en el caso de las estructuras, puede ser la excitación sísmica. Se denomina controlador al sistema que manipula los valores de las variables de entrada del sistema dinámico, para que su salida alcance unos valores asignados denominados respuesta deseada de salida.

Los sistemas de control pueden operar con red abierta y con red cerrada. En red abierta, el controlador manipula los valores de la entrada siguiendo las indicaciones de la respuesta deseada de salida, pero sin conocer los valores de salida. En la Fig. 3.1 se muestra un esquema de control con red abierta. La falta de información referente a la salida hace que el control con red abierta tenga una eficacia limitada. En red cerrada como se muestran la Fig. 3.2, el controlador recibe los valores de la salida a través de una realimentación y, de acuerdo con tales valores y con las indicaciones de la respuesta deseada de salida, determina los valores de la entrada siguiendo una cierta estrategia de control.

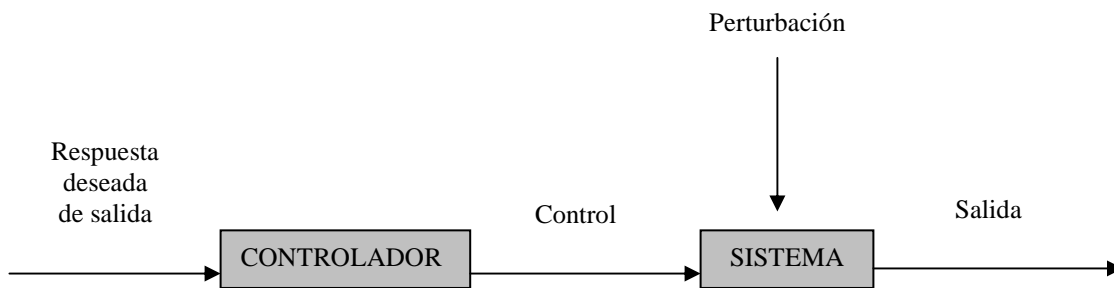


Figura 3.1 Sistema de control con red abierta.

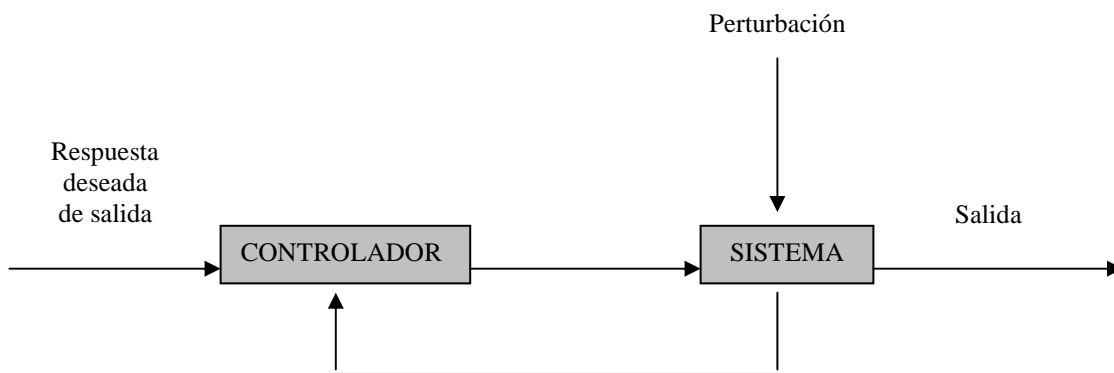


Figura 3.2 Sistema de control con red cerrada.

3.2.2 CARACTERÍSTICAS BÁSICAS DE UN SISTEMA DE CONTROL ACTIVO DE ESTRUCTURAS

Un sistema de control activo de estructuras es un sistema de control con red cerrada cuyo esquema de funcionamiento se resume en la Figura 3.3. Sus elementos básicos son:

- Sensores: Miden continuamente la respuesta de la estructura y la transforman en una señal analógica o digital.
- Controlador: A partir de la respuesta medida de la estructura genera una señal de control, es decir, calculan la fuerza de control necesaria basado en un algoritmo de control.
- Actuadores: Son dispositivos mecánicos que interpretan la señal de control y ejercen sobre la estructura un sistema de fuerzas denominado fuerzas de control. El tiempo de respuesta de los mecanismos actuadores, es decir, el tiempo que transcurre desde que éstos reciben la señal hasta que aplican las fuerzas de control a la estructura introduce un desfase que debe ser tenido en cuenta en la generación del algoritmo de control.

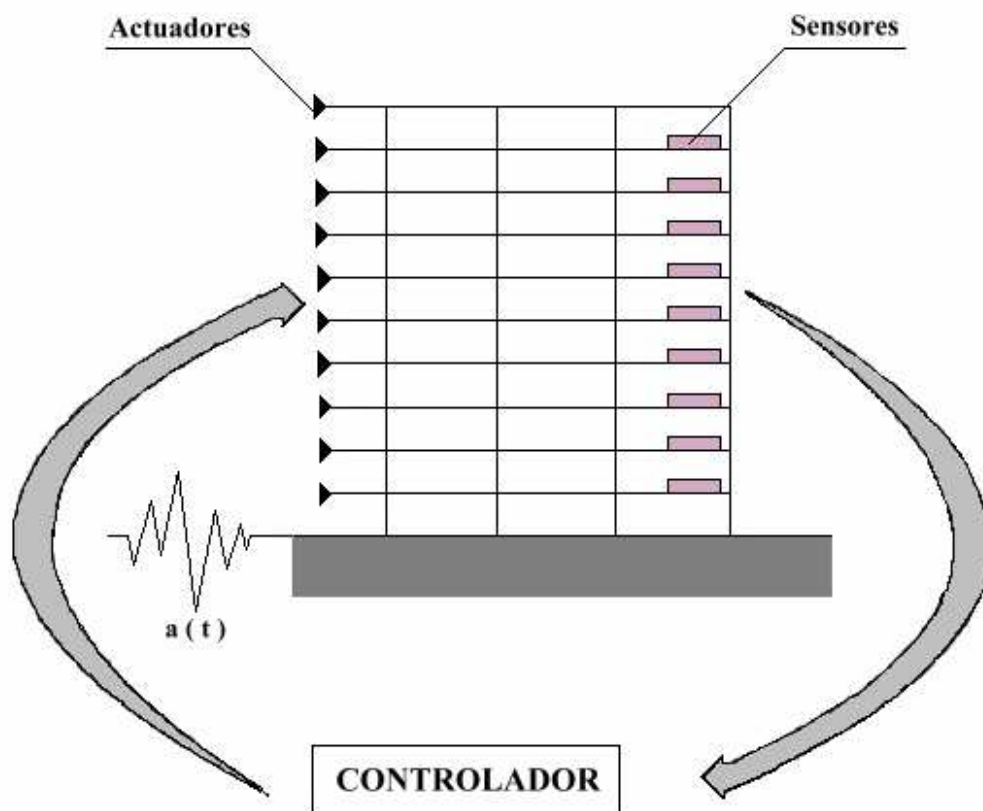


Figura 3.3 Esquema de un sistema de control activo de estructuras.

Muy frecuentemente hoy en día, el controlador está basado en un computador digital. En tal caso, el esquema de la figura 3.3 se amplía en el de la figura 3.4. Dicho esquema opera en tiempo discreto y la información se procesa en los sucesivos instantes de muestreo.

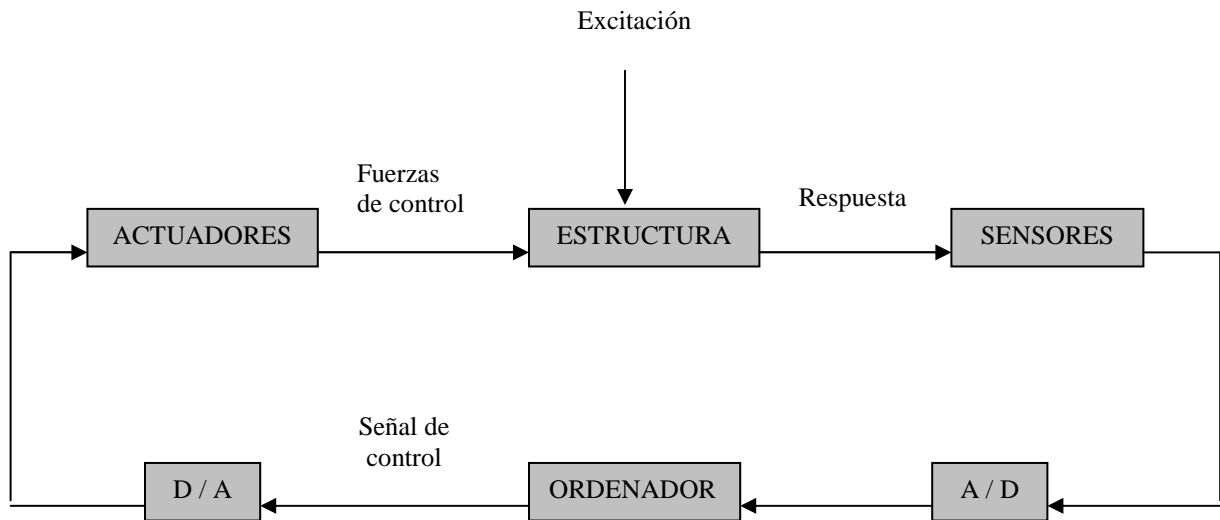


Fig. 3.4 Diagrama de bloques de un sistema digital de control activo de estructuras.

La señal analógica de respuesta se muestra por un convertidor analógico-digital (A / D) antes de entrar en el ordenador y la señal digital generada por el mismo se transforma en analógica en un convertidor digital-analógico (D / A). En este caso, el problema de control se plantea en tiempo discreto y consiste en formular un algoritmo que calcule, en tiempo real y en cada instante de muestreo k , el valor de la secuencia discreta de control $u(kT)$ en función de la secuencia discreta de respuesta $x(kT)$. Donde T es el período de muestreo que gobierna la red de control. El algoritmo de control se formula de la siguiente forma:

$$u(k) = - \mathbf{D}(k) x(k)$$

donde $\mathbf{D}(k)$ es la matriz de ganancia en tiempo discreto; en la ecuación anterior se ha omitido la inclusión de T .

3.2.3 ESTRATEGIAS UTILIZADAS EN EL CONTROL ACTIVO DE ESTRUCTURAS

Para diseñar sistemas de control activo de estructuras pueden utilizarse distintas estrategias tomadas de la Teoría de Control, siendo las más relevantes la realimentación negativa, el control óptimo, la asignación de polos y, más recientemente, el control predictivo.

- Control por realimentación negativa: el valor de la señal de control se obtiene a partir de la diferencia entre la salida del sistema y un valor de referencia. Dicha diferencia se conoce con el nombre de error, que es utilizada como medio de control. La señal de control suele elegirse proporcional al error, a su derivada, a su integral a lo largo del tiempo o a una combinación de dichas magnitudes. Su aplicación al control activo de estructuras es limitada.
- Control óptimo: las fuerzas de control se hallan minimizando una función de costo cuadrática que suele ser proporcional a la energía total desarrollada en la estructura a lo largo de todo el intervalo de tiempo que dura la excitación. En esta energía suele incluirse también el trabajo realizado por las fuerzas externas de control.
- Control por asignación de polos: consiste en determinar una matriz de ganancia de forma que la ecuación que rige la evolución del sistema con red cerrada tenga unos polos (raíces del polinomio característico) iguales a unos valores prefijados. La matriz de ganancia no es única, para las distintas matrices de ganancia que generan los mismos polos, la respuesta del sistema es diferente.
- Control predictivo: es una estrategia de control en tiempo discreto que predice, en cada instante de muestreo, un valor de la salida para un instante posterior y obtiene la señal de control imponiendo la condición de que la salida predicha sea igual a una salida deseada. Aunque utilizada preferentemente en aplicaciones de control de procesos industriales, la estrategia de control predictivo ha sido aplicada también, en los últimos años, al diseño de sistemas de control activo de estructuras.

3.3 MECANISMOS DE CONTROL ACTIVOS

En los sistemas de control activo de estructura se han sugerido distintos procedimientos para ejercer la acción de control sobre la estructura. Se han propuesto procedimientos basados en distorsionar adecuadamente la estructura (aplicación de incremento de temperatura a algunas barras, movimientos de apoyos, modificación de las magnitudes de las barras, etc.), pero dichos métodos son únicamente aplicables a los problemas en que los desplazamientos son muy lentos.

En los casos habituales la acción de control consiste en la aplicación de fuerzas de control que se ejercen sobre la estructura mediante dispositivos actuadores incorporados a la misma. Existen dispositivos electromecánicos para aplicar las fuerzas de control sobre la estructura. Sin embargo, los dispositivos más comúnmente propuestos se basan en principios mecánicos.

Dentro de éste último grupo los mecanismos actuadores propuestos pueden ordenarse en los siguientes grupos:

a) Sistema de amortiguación de masa activa:

Los dispositivos de amortiguación de masa pasivos (TMD) situados en la parte superior de edificios pueden transformarse en sistemas activos instalando actuadores hidráulicos que controlen el movimiento del bloque rígido respecto del edificio. Las fuerzas ejercidas por el bloque sobre el edificio varían con la posición de los actuadores hidráulicos y, controlando el movimiento de éstos, es posible ejercer una acción efectiva de control sobre el edificio.

Este sistema es comúnmente adoptado en Japón, como mecanismo de control de vibraciones. Y su popularidad se debe a que necesitan un espacio pequeño para la instalación de los dispositivos y pueden suprimir muy eficientemente las respuestas de los edificios altos durante vibraciones inducidas por fuertes vientos. En la Figura 3.4 se puede apreciar sistemas de amortiguación de masa.

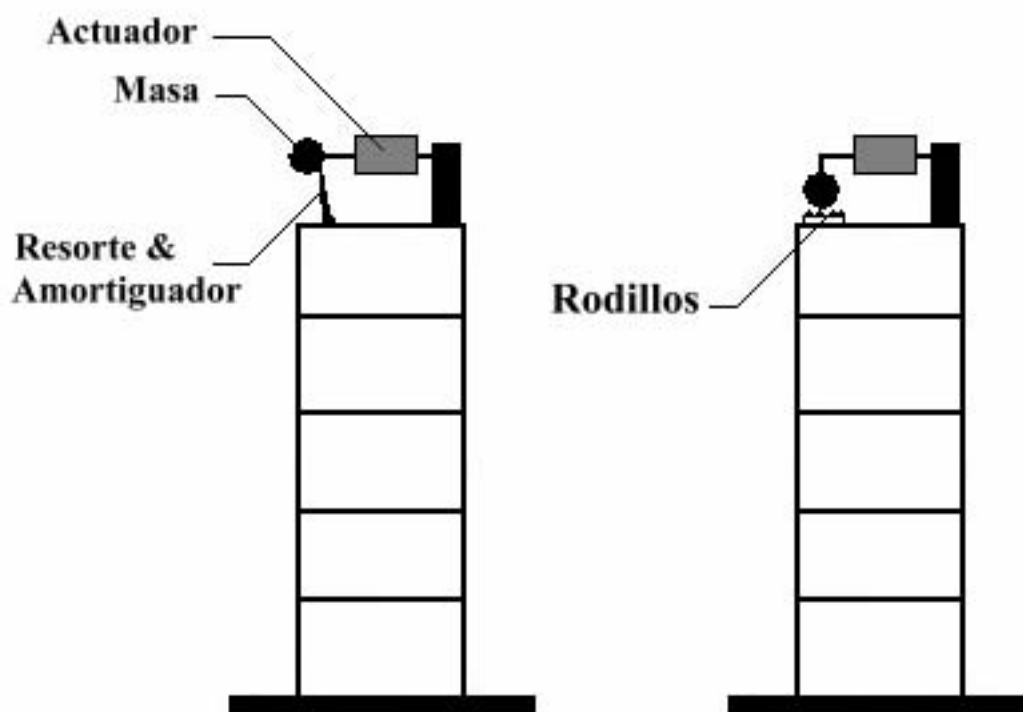


Figura 3.4 Amortiguadores de masa.

b) Arriostramientos activos o sistemas de cables activos:

Pueden aplicar la fuerza de control directamente a la estructura. Este sistema es uno de los mecanismos más estudiados. Ha sido estudiado utilizando estructuras a escala además de estudios analíticos. Este sistema parece ser efectivo cuando la estructura es ligera o pequeña. Sin embargo, si la estructura llega a ser más grande y el nivel de excitación externa es más alto, es difícil aplicar el sistema, debido a que la fuerza de control requerida viene a ser demasiado grande. El

sistema consiste en tirantes que se fijan a la estructura de forma que su tensión pueda ser modificada continuamente mediante mecanismos hidráulicos, cuyo movimiento se gobierna mediante servoválvulas, como se muestra en la Figura 3.5. Los cables activos se fijan en el extremo superior a una planta, se deslizan sobre una polea situada en una planta inferior y se anclan por su otro extremo al pistón de un cilindro hidráulico cuya carcasa es solidaria a esta última planta. El movimiento del pistón se traduce en fuerzas horizontales que ejercen una acción de control sobre la estructura y en fuerzas verticales.

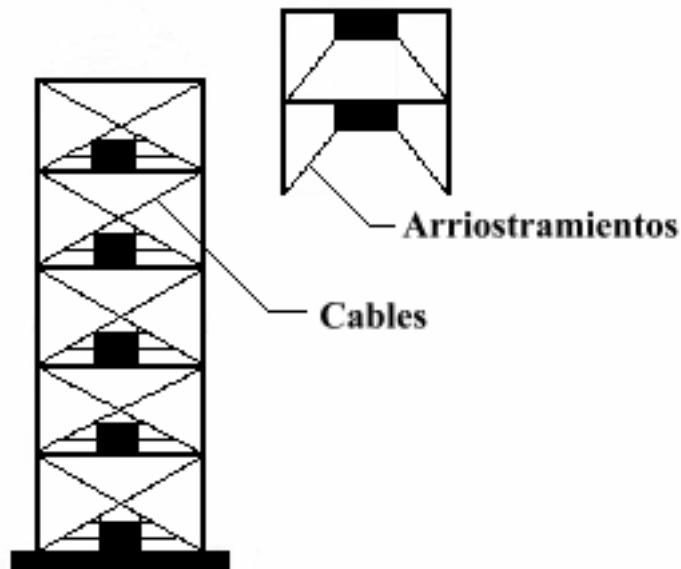


Figura 3.5 Arriostamiento activo.

c) Sistemas de conexión entre dos estructuras:

Generan la fuerza de control con un actuador montado entre las dos estructuras unidas una a la otra, como se puede ver en la Figura 3.6. Este sistema ha sido estudiado analíticamente y experimentalmente.

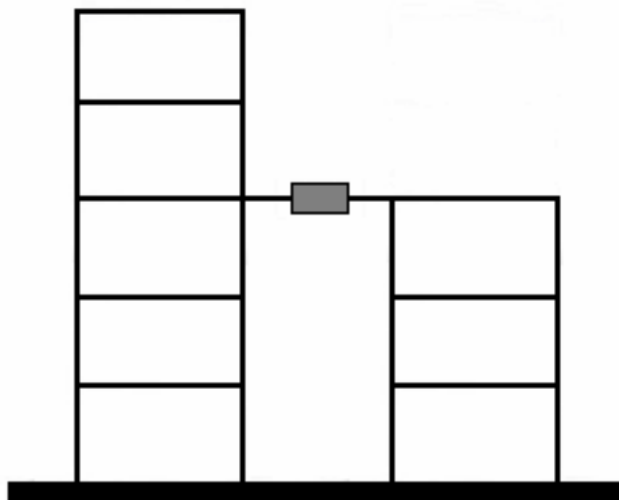


Figura 3.6 Sistema de dos estructuras.

d) Sistemas de accesorios aerodinámicos:

En edificios altos se consideran deflectores móviles instalados en su parte superior para reducir los desplazamientos producidos por el viento. La posición de los deflectores puede gobernarse de forma continua y, al modificarse el perfil que presentan al viento, varía la fuerza que éste ejerce sobre ellos, pudiéndose generar de ésta forma una acción de control continuada. Una estructura con un deflector móvil en su azotea se muestra en la Figura 3.7.

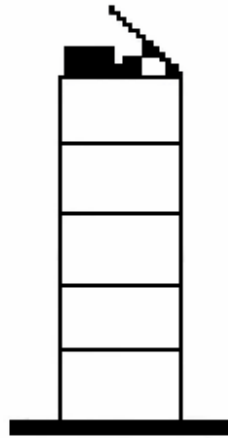


Figura 3.7

Los sistemas de control activos se clasifican en dos tipos principales:

1).- Tipo control por fuerza; en donde se aplica una fuerza de control por medio de la operación de un actuador, por ejemplo, amortiguadores de masa activos, cables activos, etc. Las estructuras esbeltas y altas son aptas para este tipo de control activo.

2).- Tipo característica estructural variable; en donde se altera la rigidez y/o amortiguamiento de la estructura al seleccionar una alternativa de un número de diferentes posibilidades de acuerdo a las características específicas del movimiento del suelo. Este tipo de control activo tiene las ventajas de ser apto para cualquier tipo de edificio y utilizar mucha menos energía que el tipo control por fuerza.

A continuación se describen algunos sistemas de control activos que han sido implementados en casos reales, siendo todos ellos desarrollados en Japón, por empresas de ese país.

3.3.1 Sistema AMD

El sistema de amortiguación de masa activa (Active Mass Damper, AMD) fue desarrollado y aplicado por la empresa japonesa Kajima Corporation.

El sistema AMD se propuso para suprimir activamente la respuesta de un edificio a excitaciones externas irregulares como lo son los sismos y tifones, específicamente para reducir en forma instantánea las vibraciones causadas por sismos moderados y vientos frecuentes. El esquema fundamental de éste sistema está basado en un sistema de amortiguador de masa sintonizado activo. El sistema AMD consiste en una masa auxiliar instalada en un edificio y un actuador que opera la masa produciendo una fuerza de control que responde a las perturbaciones sufridas por el edificio. Como ya se dijo anteriormente el actuador opera por la señal recibida por un controlador que a su vez recibe de sensores el registro del movimiento de la estructura en diferentes puntos. En la Figura 3.8 se puede apreciar el diagrama conceptual de éste sistema. El sistema controla los movimientos de la estructura por medio de un suministro de energía externa, siendo esta una desventaja del sistema, puesto que requiere de una gran cantidad de energía que por lo general es difícil de suministrar. Así, para controlar las vibraciones de sismos severos se requeriría mucha más energía para operar el sistema, lo cual hace que sea demasiado difícil aplicar el sistema AMD en este caso.

Este sistema de control de respuesta activo no sólo controla la vibración lateral del edificio sino también la vibración torsional. Además, no es grandemente afectado por cambios en las características de vibración del edificio.

En cuanto al costo del dispositivo, la empresa calcula que la razón de costo dispositivo/edificio entre un 3%.

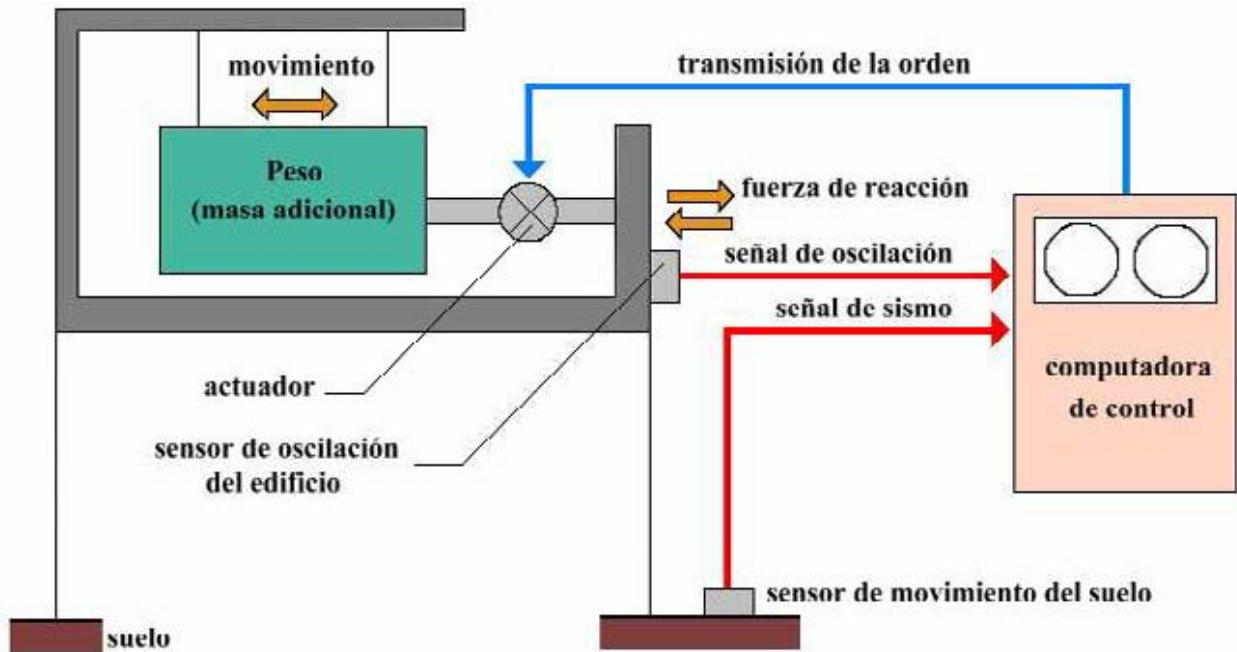


Figura 3.8 Diagrama Conceptual del sistema AMD.

El sistema AMD se aplicó al Edificio Kyobashi Seiwa (Figura 3.9), localizado en Kyobashi, Tokyo. Siendo ésta la primera vez en el mundo en donde se utilizaba este sistema en una estructura real. Como Tokio experimenta continuamente sismos moderados y tifones se adoptó el sistema AMD para proveer comodidad a los usuarios del edificio durante tales perturbaciones. La escala del sismo "objetivo" fue determinada como uno que produce una aceleración máxima de la superficie del suelo de aproximadamente 10 cm/s^2 (0.01 g), de esta forma el sistema fue diseñado para suprimir la respuesta más efectivamente cuando el edificio es sometido a tal sismo.

El sistema apunta a reducir a la mitad o a $2/3$ de la respuesta máxima de aceleraciones y desplazamientos no controlado (sin el sistema AMD) en el último piso (décimo piso). Además, se usó solo el movimiento sísmico para el diseño, puesto que un sistema que puede responder a un movimiento sísmico no estacionario alto, puede también responder a vibraciones de viento equivalentes.

El edificio de diez pisos tiene una razón de altura ancho de 9.5, lo que indica que es muy esbelto. Fue construido con marcos de acero conectados rígidamente. El peso total del edificio es de aproximadamente 400 toneladas. Y la distribución de peso en la planta de los pisos es excéntrica en la dirección longitudinal. Debido a su esbeltez y excentricidad del peso, las direcciones transversal y torsional fueron seleccionadas para el control.

El amortiguamiento interno fue asumido con un factor de 0.01. El primer modo es dominante en la dirección transversal con un período de 1.13 s y el segundo modo en la dirección torsional con un período de 0.97 s.



Figura 3.9 Edificio Kyobashi Seiwa.

La composición total del sistema y el esquema del dispositivo se muestran en las Figs. 3.10 y 3.11, respectivamente. El sistema consta de una pieza impulsora, una pieza de controlador y una pieza de monitoreo. Dos unidades de pesos que proveen la fuerza control son ubicados en el techo del edificio, es decir, el sistema AMD1 (4T) ubicado en el Centro del piso y AMD2 (2T) en el borde del piso, respectivamente controlan las vibraciones laterales y torsionales. El recorrido máximo de las dos unidades de masa es 25 cm.

En el sistema también se considera la conservación de la energía eléctrica durante cualquier momento, debido a la continua obligación de la bomba de 1.5 kW y el acumulador de energía, de poner en funcionamiento en forma instantánea el sistema cuando ocurra un sismo o un viento fuerte.

El método para impulsar el sistema es por un control de realimentación que provee la fuerza de control.

Una fotografía del AMD1 se muestra en la Figura 3.12.

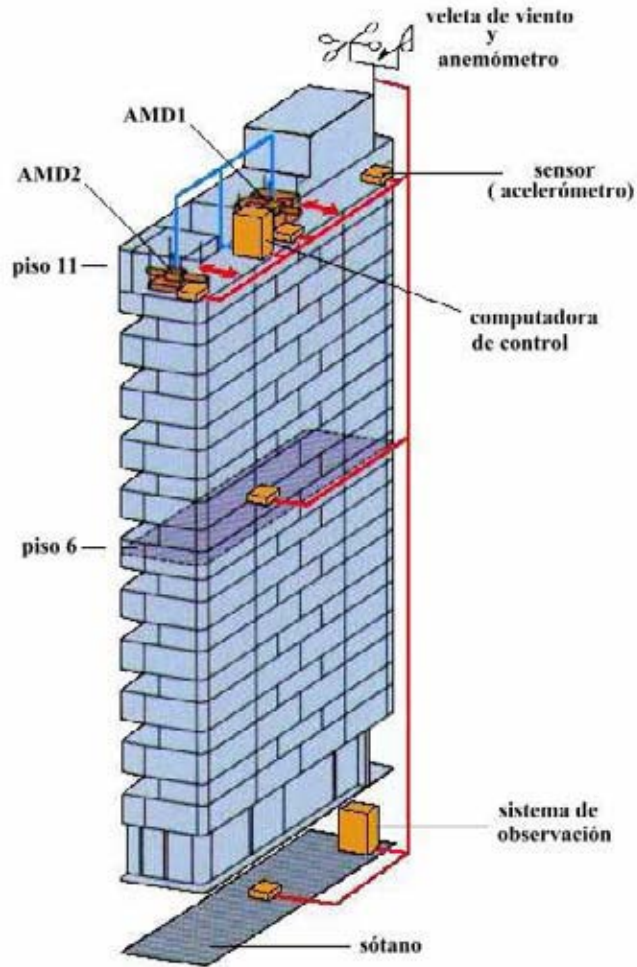


Figura 3.10 Composición total del sistema.

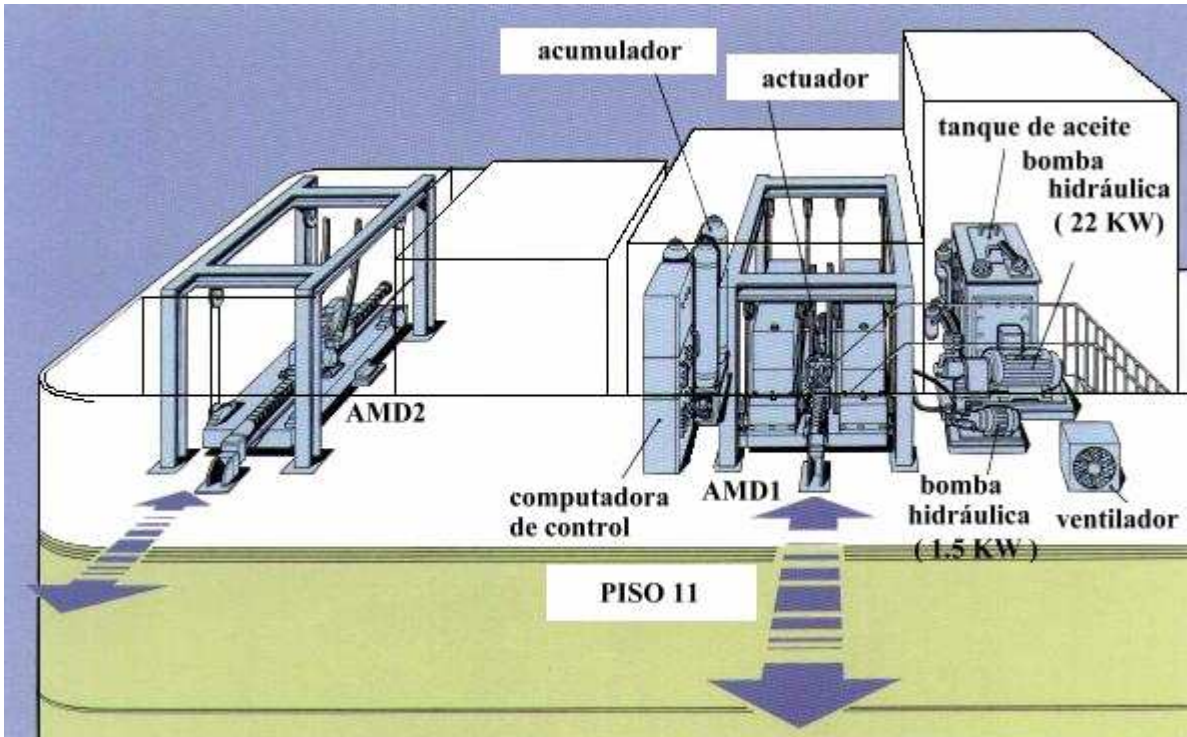


Figura 3.11 Esquema del último piso.



Figura 3.12 AMD1

Este edificio está corrientemente en una condición de estado de espera para observaciones de sismo y de vientos fuertes, en la Tabla 3.1 se muestra la lista de los mayores sismos que se han observado y registrados.

Al comparar las respuestas de aceleración y desplazamiento en los casos de con o sin control (se obtuvo analíticamente), basado en los registros observados en el sitio del edificio. En los terremotos que ocurrieron el 2 de febrero de 1992, que es el de máxima intensidad experimentado por el edificio y el del 15 de enero de 1993 que está a una gran distancia del epicentro del terremoto a las afueras de Kushiro, se observó que tanto la respuesta de aceleración del edificio como la de desplazamiento son menores que las obtenidas analíticamente en el caso sin control, corroborando su buen desempeño.

La Tabla 3.2 muestra los mayores vientos fuertes observados y registrados. Las anotaciones NC Y C en la figura indican que, los registros de observaciones del estado de no-control se obtienen también en el sitio. Es posible hacer la comparación de la respuestas con y sin control bajo aproximadamente la misma dirección del viento y condiciones de velocidad. De estos registros y observaciones se obtuvieron buenos resultados disminuyendo la respuesta de vibración del edificio. De esta forma se concluye a través de estas perturbaciones reales, que el sistema AMD satisface correctamente el objetivo de control.

Fecha	Epicentro	Magnitud	Profundidad Focal (Km)
05/09/89	Pref. Chiba Central	4.5	70
10/10/89	Pref. Chiba Central	4.8	78
14/10/89	Afuera de Izuoshima	5.7	21
20/02/90	Afuera de Izuoshima	6.5	6
01/06/90	Pref. este de Chiba	6.0	59
05/06/90	Pref. de Kanagawa	5.4	123
05/08/90	Afuera de la Pref. de Ibaraki	5.8	39
05/08/90	Pref. oeste de Kanagawa	5.1	14
23/08/90	Pref. Chiba Central	1.4	50
23/08/90	Pref. Chiba Central	5.2	50
14/07/91	Pref. este de Nagano	5.4	87
29/09/91	Pref. norte de Chiba	4.9	80
19/11/91	Costa de la ciudad de Chiba	4.9	80
02/02/92	Bahía de Tokyo	5.7	90
10/04/92	Tokyo este	4.6	80
30/08/92	Afuera de Takaido	6.6	320
15/01/93	Afuera de Kushiro	7.8	107

Tabla 3.1 Registros de Observación de Sismos.

Fecha	Tipo de Viento	Velocidad Máx. del viento (m/s)	Nota: NC: sin control C: con control (dirección del viento)
06/08/89	Tifón 13	19.3	NC y C (NNW)
27/08/89	Tifón 17	18.2	C (S)
03/09/89	Viento estacional	16.7	C (S)
20/09/89	Tifón 22	19.9	C
11/02/90	Viento estacional	19.0	NC y C (SSW)
29/04/90	Viento estacional	20.1	C
09/06/90	Viento estacional	18.1	C
08/10/90	Tifón 11	24.3	NC y C (S)
23/08/90	Tifón 14	18.2	C
08/02/91	Viento estacional	24.9	C
16/02/91	Viento estacional	22.6	C
31/08/91	Tifón 14	19.5	C
28/09/91	Tifón 19	25.2	C
22/04/92	Viento estacional	23.4	C
04/05/92	Viento estacional	22.8	C
08/12/92	Viento estacional	24.4	C
29/03/93	Viento estacional	25.6	C
25/04/93	Viento estacional	19.9	C

Tabla 3.2 Registro de Observación de Vientos Fuertes.

Por otra parte, se comparó analíticamente la respuesta del sistema activo con la respuesta de un sistema de amortiguador dinámico (amortiguador de masa sintonizada), el cual es un sistema de control pasivo. Para ello se utilizaron las mismas masas auxiliares como un amortiguador de masa sintonizada.

En el sistema pasivo, se sintonizaron la masa N°1 al periodo transversal de 1.13 s y la masa N°2 al período torsional de 0.97 s. La eficiencia de control del sistema activo es mucho más notable que la del Sistema pasivo, ya que los amortiguadores dinámicos reducen la respuesta sólo en los períodos sintonizados. Además, las masas del tipo pasivo no responden a la energía externa, sino sólo a sus fuerzas de inercia. Por lo tanto, el sistema pasivo necesita tiempo para comenzar a trabajar efectivamente.

3.3.2 Sistema de Rigidez Variable - AVS

Como solución a los problemas de los sistemas activos de tipo fuerza de control, que utilizan una gran cantidad de energía, como el tipo AMD (el cual usa la inercia de una masa auxiliar como la fuerza de control) y el tipo cable activo, que aplica la fuerza de control directa por medio de la operación de un actuador. Y además para minimizar los efectos de fuerzas destructivas potencialmente grandes de sismos, proteger la vida humana, asegurar la seguridad estructural y mantener en funcionamiento el edificio e instalaciones, la empresa japonesa Kajima Corporation desarrolló en 1990 un sistema activo innovador, interesante y de una concepción bastante simple para el control de vibraciones en una estructura, denominado sistema de rigidez variable y/o amortiguamiento variable (sistema AVS), también llamado sistema tipo control no resonante.

La idea es tener un sistema que pueda alterar la rigidez de la estructura seleccionando una alternativa de un número de diferentes posibilidades, de acuerdo a la características específicas del movimiento del suelo. El cambio de rigidez se logra con un sistema mecánico que es impulsado por una cantidad pequeña de energía. Este ofrece una solución al problema de energía en la aplicación del sistema de control activo. Así, posee la excelente ventaja de poder realizar un efectivo control durante sismos extremadamente severos.

Con el objeto de comprender con mayor exactitud la concepción de éste sistema, en la Figura 3.13 se muestra una analogía entre el funcionamiento del sistema AVS con el "Sentido del Balance" del cuerpo humano.

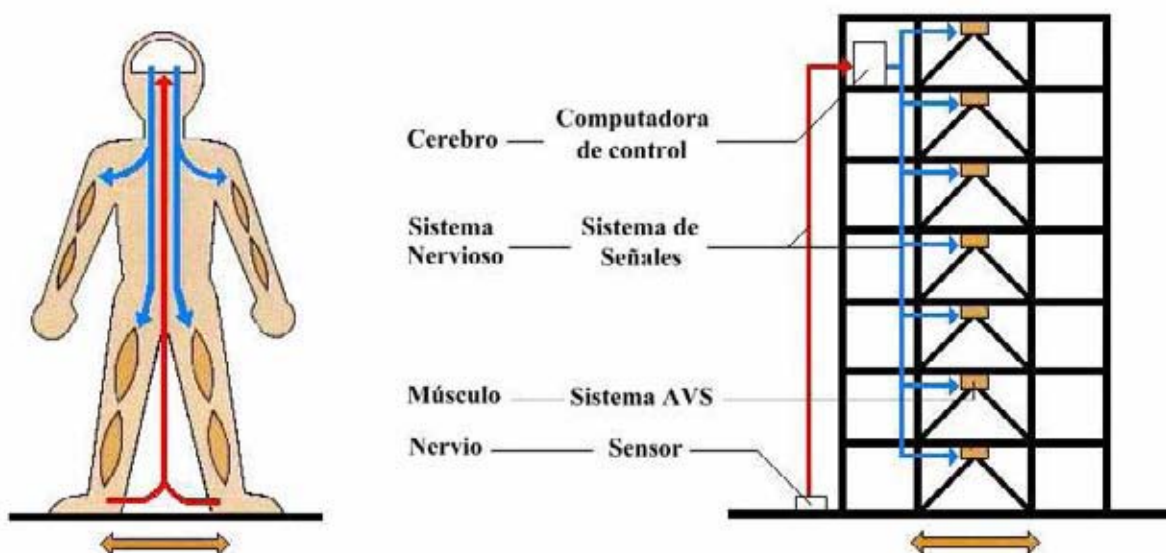


Figura 3.13

El sistema AVS ha sido aplicado al Edificio de Control de las instalaciones de ensayos de mesa vibradora (Bldg. KaTRI N°21), ubicado en el complejo del Instituto de Investigación Técnica de Kajima. El edificio de estructura de acero de tres pisos de altura (peso total de aproximadamente 3920 kN) es mostrado en la Figura 3.14. Arriostramientos de acero en forma de V invertida han sido colocados en la dirección transversal y los dispositivos de rigidez variable (VSD) son instalados entre el tope del arriostramiento y la viga (ver Figura 3.15). Estos dispositivos pueden alterar la rigidez del edificio. El VSD puede trabajar de dos maneras, es decir, cada uno de los arriostramientos puede estar bloqueado (arriostramiento llega a ser efectivo) o desbloqueado (arriostramiento llega a ser inefectivo) durante el sismo.

En la dirección longitudinal, la cual no es la dirección de control, se instalaron refuerzos auxiliares para aumentar la rigidez del edificio de manera que el control en la dirección transversal sea ejecutado con la mínima torsión.



Figura 3.14 Edificio KaTRI N°21 (izquierda) y su sección transversal (derecha).

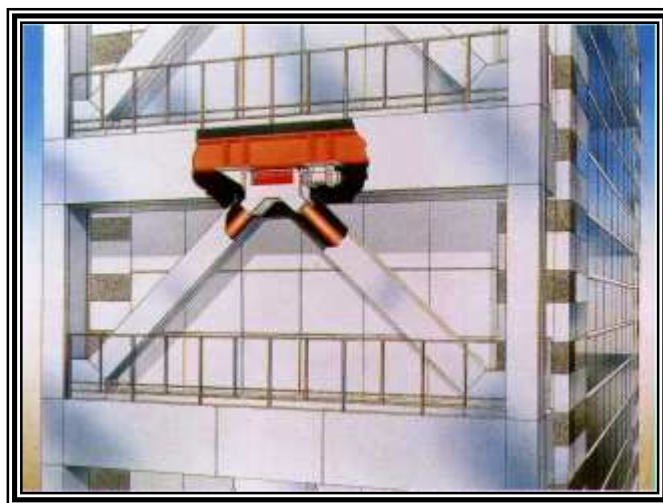
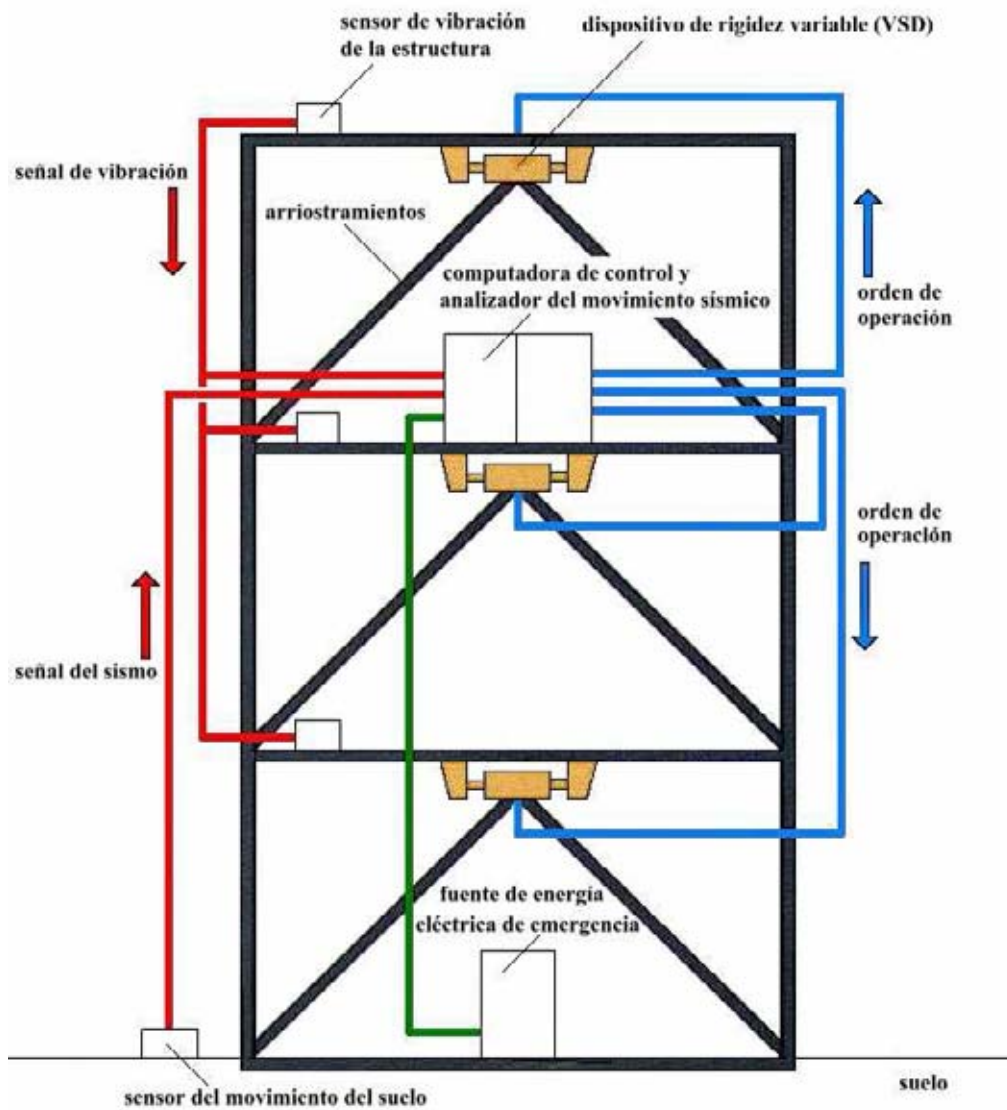
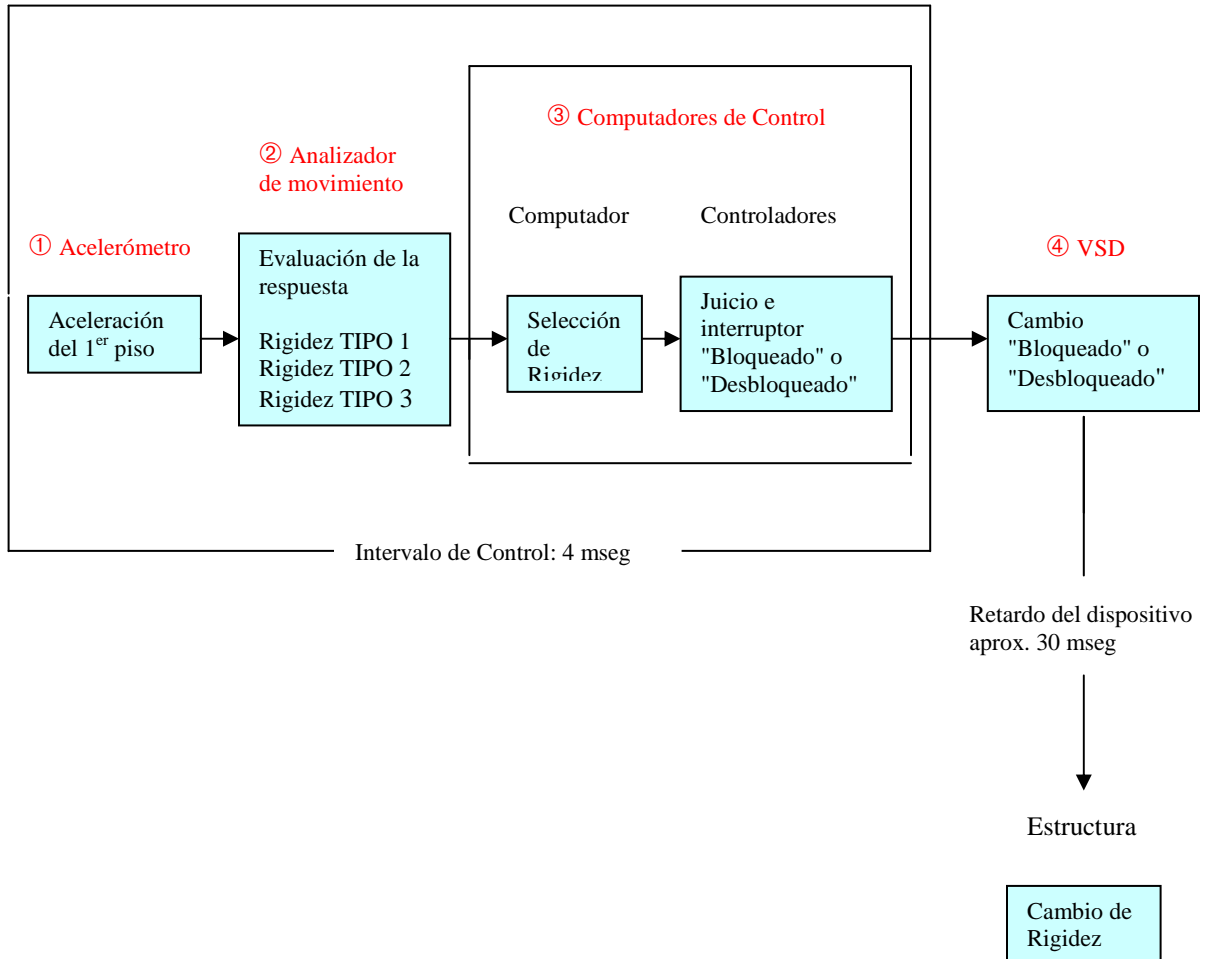


Figura 3.15 Lugar de instalación del Sistema AVS.

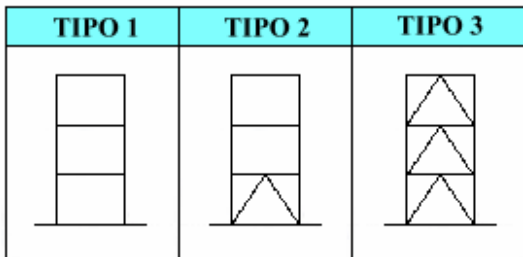
Para poner en funcionamiento el control AVS, es necesario un sistema de control como el armado en el edificio (Fig. 3.16 (a)). La función de control fue ejecutada de acuerdo con el flujo de control que se muestra en la Fig. 3.16 (b).



(a) Composición del Sistema AVS



(b) Flujo de Control del Sistema AVS



(c) Variación del Tipo de Rigidez

Figura 3.16 Sistema de Control: (a) Composición del Sistema AVS; (b) Flujo de control del sistema AVS; (c) Variación del tipo de Rigidez.

Las aceleraciones de los sismos medidas por el acelerómetro (① en la Fig. 3.16 (a)) ubicado en el primer piso, son los datos de entrada al analizador de movimiento (②). Este consiste de varios filtros de banda especiales, que aproximan la respuesta transfiriendo características que corresponden a cada tipo de rigidez. Para el control del edificio, cada uno de los arriostramientos en forma de V invertida puede estar bloqueado o desbloqueado durante el

sismo, de esta forma se tiene un número de configuraciones igual a 2^n , donde n es el número de dispositivos. Así, un total de ocho tipos de rigidez pueden ser seleccionados considerando como un dispositivo por piso, sin embargo, en este edificio se emplean sólo tres tipos de rigidez (Fig. 3.16 (c)) con frecuencias resonantes naturales mutuamente diferentes. Puesto que con esta limitación pueden ser evitadas complicaciones de control, sin reducir el efecto de control.

Basado en los datos filtrados, el computador de control (③) selecciona la rigidez óptima para reducir las vibraciones del edificio y las señales de control son reenviadas al VSD (④) que sea requerido. Dentro del computador, el intervalo de control requerido para seleccionar la rigidez es sólo de 4mseg.

El VSD comprende un cilindro hidráulico con un regulador de válvula insertada en el tubo que conecta las dos cámaras. En la Fig. 3.17 y en la Tabla 3.3 se muestran el esquema y las especificaciones del mecanismo VSD, respectivamente. Su función de abierto/cerrado está controlado por el movimiento del líquido viscoso allí adentro, así se produce la condición de bloqueado o desbloqueado entre la viga y el arriostamiento, produciendo dos alternativas de rigidez en cada piso, como se muestra en la Figura 3.18. La energía eléctrica que se necesita para que opere la válvula es solo de 20 W. Por eso, tiene la gran ventaja que con un generador de energía de emergencia (⑤ en la fig. 3.13 (a)), el sistema de control puede seguir operando por lo menos 30 minutos después que ocurra un corte de corriente.

Por otra parte, en el caso del corte de la energía eléctrica suplementaria los dispositivos adoptan automáticamente la condición de bloqueado, de esta forma se aumenta la capacidad de tensión del edificio. Normalmente cuando no hay sismos, todos los dispositivos VSD se encuentran en la condición de bloqueado.

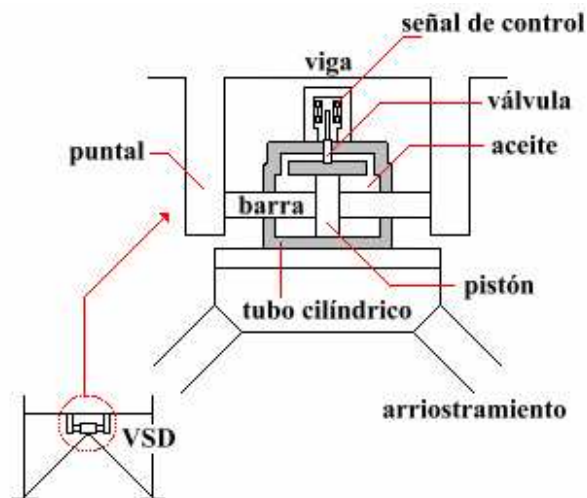


Figura 3.17 Esquema del dispositivo de rigidez variable VSD.

Carga de Diseño	35 tonf (343 KN)
Tamaño	730 mm x ϕ 290 mm
Peso	250 Kg
Recorrido	\pm 50 mm
Diámetro del Pistón	ϕ 180 mm
Diámetro de la Barra	ϕ 100 mm

Tabla 3.3 Especificaciones del dispositivo VSD.

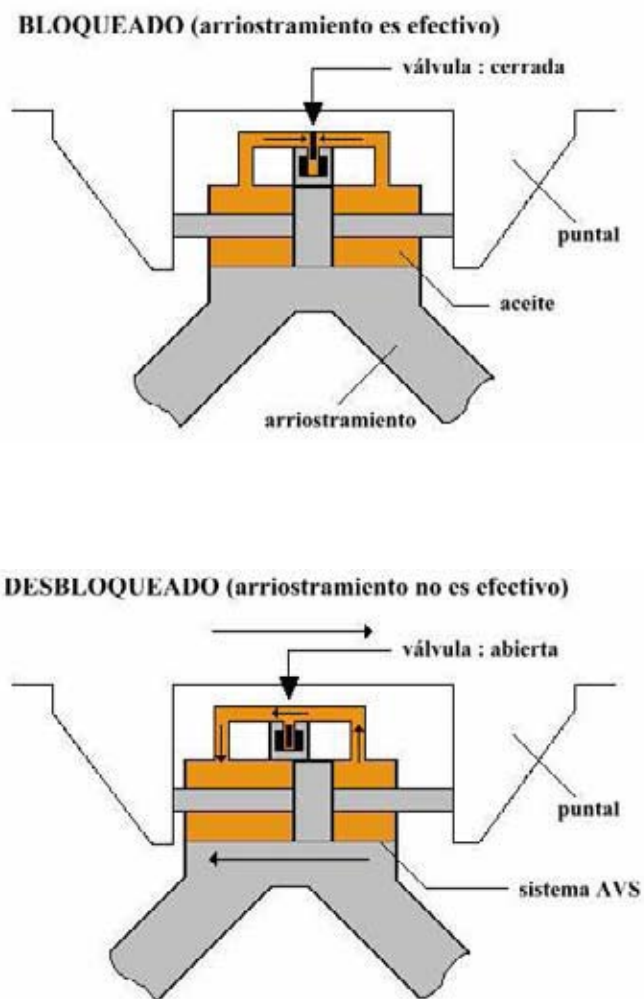


Figura 3.18 Bloqueado y desbloqueo entre viga y arriostamiento

CAPÍTULO IV

SISTEMAS DE CONTROL HÍBRIDOS

4.1 INTRODUCCIÓN

Los sistemas de control activo precisan un importante aporte de energía para operar el movimiento de los actuadores. Si la energía utilizada es hidráulica deben disponerse instalaciones de almacenamiento capaces de mantener una presión de alimentación constante y, en presencia de una excitación dinámica violenta, son frecuentes las interrupciones en el suministro de energía eléctrica por lo cual no suele ser posible suministrar fluido a presión constante por mucho tiempo. Para obviar estas limitaciones se proponen los sistemas de control híbridos o también conocidos como sistemas de control semi-activos, que se caracterizan por consumir una cantidad ínfima de energía durante su actuación. Los sistemas de control híbridos se distinguen de los sistemas de control pasivos en que reciben información en línea de la respuesta de la estructura y de los sistemas activos en que no precisan un aporte exterior de energía en cantidad apreciable.

La mayoría de los sistemas de control híbridos son en base a amortiguadores de masa. Para mejorar el rendimiento de estos elementos pasivos de absorción dinámica se ha propuesto un sistema híbrido.

Según Fujita, un amortiguador de masa híbrido con modo activo y pasivo, es un verdadero amortiguador de masa híbrido, el cual trabaja como un amortiguador de masa activo para el control efectivo de vibraciones relativamente pequeñas de edificios altos causadas por vientos y sismos moderados y al mismo tiempo, puede trabajar como un amortiguador de masa pasivo contra sismos severos.

4.2 SISTEMAS DE AMORTIGUADORES DE MASA ACTIVOS E HÍBRIDOS

Los amortiguadores de masa tanto activos como híbridos tienen la siguiente estructura.

4.2.1 TIPO MECANISMO DE MOVIMIENTO XY

Como se muestra en la Fig. 4.1, la masa móvil del amortiguador de masa de este tipo es soportada por un mecanismo de movimiento XY que provee traslación horizontal bidireccional sin rotación. La masa móvil y el marco intermedio, así como el marco intermedio y la base

inferior, son respectivamente conectados por resortes helicoidales. Consecuentemente, la frecuencia natural del amortiguador de masa puede ser un set independiente en cada dirección.

Amortiguadores de masa híbrido de este tipo usan un actuador hidráulico o un servomotor. Además también existen amortiguadores de masa pasivo de este tipo.

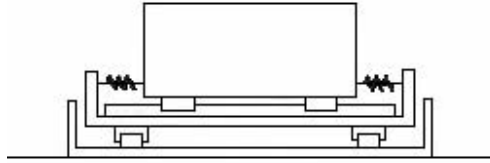


Figura 4.1 Amortiguador de masa del tipo mecanismo de movimiento XY.

4.2.2 TIPO APOYO DE GOMA MULTIPLATAFORMAS

El apoyo de goma multiplataformas consiste de un número de plataformas (cada plataforma comprende 3 o 4 elementos de apoyo de goma laminada) amontonadas con placas estabilizantes entre las plataformas. Este tipo de apoyo de goma, fue desarrollado por Fujita en colaboración con un fabricante mayor de productos de goma, para la aislación sísmica de estructuras ligeras o equipos, produciendo muy bajas frecuencias naturales horizontales en los edificios con aislación basal.

En la aplicación para amortiguadores de masa (Fig. 4.2), los apoyos de goma multiplataformas pueden soportar masas móviles de gran escala y proveer movimientos horizontales sin fricción, aunque las frecuencias naturales de los amortiguadores de masa llegan a ser iguales en cada dirección horizontal. Este tipo es más conveniente para la instalación al aire libre sobre el techo del edificio. Siendo ampliamente usado por varios amortiguadores de masa activos e híbridos.

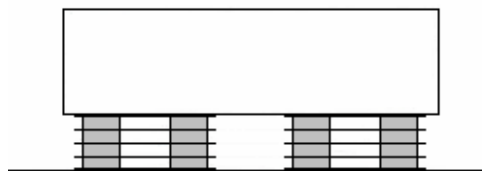


Figura 4.2 Amortiguador de masa del tipo apoyo de goma multiplataforma.

4.2.3 TIPO PÉNDULO MULTIPLATAFORMA

Como se muestra en la Fig. 4.3, la masa móvil es suspendida por un mecanismo de suspensión multiplataforma en lugar de un mecanismo de péndulo normal, disminuyendo la altura del amortiguador de masa. Cada plataforma consiste de un marco circundante de la masa. Amortiguadores de aceite son instalados entre los marcos.

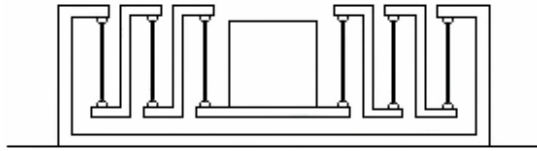


Figura 4.3 Amortiguador de masa del tipo péndulo multiplataforma.

4.2.4 TIPO PÉNDULO DE CUERPO RÍGIDO

Este tipo es normalmente usado por un amortiguador de masa unidireccional. La masa móvil tiene una parte inferior en forma de arco que es montada sobre rodillos, y desliza como un péndulo de cuerpo rígido (ver Figura 4.4). Este tipo es también conveniente para disminuir la altura del amortiguador de masa que usa el principio del péndulo. Para ser bidireccional, dos set del amortiguador de masa son combinados.

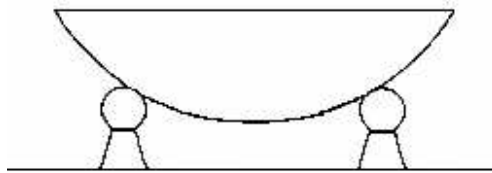


Figura 4.4 Amortiguador de masa del tipo péndulo de cuerpo rígido.

4.3 TIPOS DE SISTEMAS DE CONTROL DE VIBRACIONES

A continuación se describirán algunos de los principales Sistemas de Amortiguación de Masa Híbridos: el dispositivo S-HMD, el amortiguador de masa híbrido en forma de V IHI, el amortiguador de masa híbrido Yokogawa y el sistema DUOX.

4.3.1 Dispositivo S-HMD

Este dispositivo de tipo activo, denominado S-HMD es desarrollado por la empresa japonesa Shimizu Corporation. Este amortiguador de masa híbrido es del tipo apoyo de goma multiplataforma.

Este sistema de amortiguador de masa híbrido Shimizu, maximiza la eficiencia de la energía combinando el dispositivo TMD pasivo y el equipo de transmisión controlado por computador.

El dispositivo S-HMD está compuesto por una masa auxiliar soportada por apoyos de goma multiplataforma y un servomotor con un tornillo cilíndrico para el sistema actuante. Los apoyos de goma multiplataforma tienen una baja rigidez. El factor de amortiguamiento del sistema puede ser fácilmente cambiado adhiriendo amortiguadores viscoelásticos entre cada plataforma de los apoyos de goma.

Un sistema de freno de aire es equipado contra la deformación extremadamente grande o para algunos problemas del sistema. En la Fig. 4.5 se muestra un esquema del dispositivo con sus componentes y en la Figura 4.6 se puede apreciar la fotografía de un dispositivo.

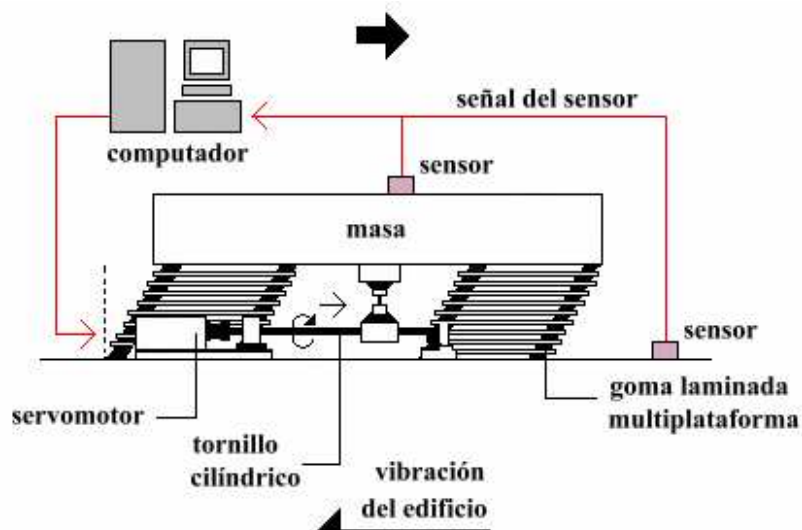


Figura 4.5 Esquema del dispositivo S-HMD.



Figura 4.6 Dispositivo HMD.

El dispositivo S-HMD es efectivo para reducir todo tipo de vibraciones, esto incluye tanto la vibración lateral como la vibración torsional de la estructura. Por otro lado, no sólo es efectivo para reducir la respuesta debido al viento, sino también para la reducción de la respuesta contra cargas sísmicas moderadas. El S-HMD es muy efectivo para controlar las vibraciones de edificios muy altos.

En cuanto al costo del dispositivo la empresa calcula que la razón de costo dispositivo/edificio es entre un 2.0 y un 3.0%. Por otra parte, la razón de peso entre dispositivo/edificio es 0.3 a 0.4%.

El dispositivo S-HMD fue implementado al ORC 200 Symbol Tower (Fig. 4.6) completado en 1992 en la ciudad de Osaka, Japón. Esta es una estructura de marco de acero de 200 m de alto con 50 pisos con un periodo natural de 4.7 s en la dirección longitudinal (dirección X) y 4.4 s en la dirección transversal (dirección Y) como valores de diseño. La parte más baja del edificio es usado por oficinas, la parte media para residencias y la superior como hotel. A causa de su planta rectangular y de su esbeltez, el efecto de vibración torsional y lateral es importante durante la excitación debido a fuertes vientos. El sistema consiste en dos unidades para el control de vibración lateral y torsional. Cada unidad de amortiguador de masa híbrido S-HMD tiene una masa de 100 toneladas soportada por 4 apoyos de goma multiplataforma que tiene una baja rigidez horizontal, pudiendo deformarse casi linealmente a más de 100 cm en la dirección horizontal, es decir, tiene un recorrido máximo de ± 100 cm. En la Fig. 4.7 se muestra el esquema del dispositivo S-HMD utilizado en el ORC 200 Symbol Tower y en la Tabla 4.1 las especificaciones del dispositivo. Este amortiguador de masa puede trabajar como un amortiguador de masa híbrido en la dirección Y, mientras trabaja como uno pasivo en la

dirección X. Este sistema es diseñado principalmente para controlar el primer modo de vibración lateral en la dirección transversal acoplado con la vibración torsional debido a vientos fuertes.

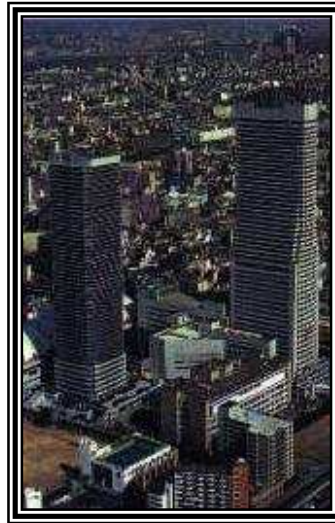


Figura 4.6 Edificio ORC 200.

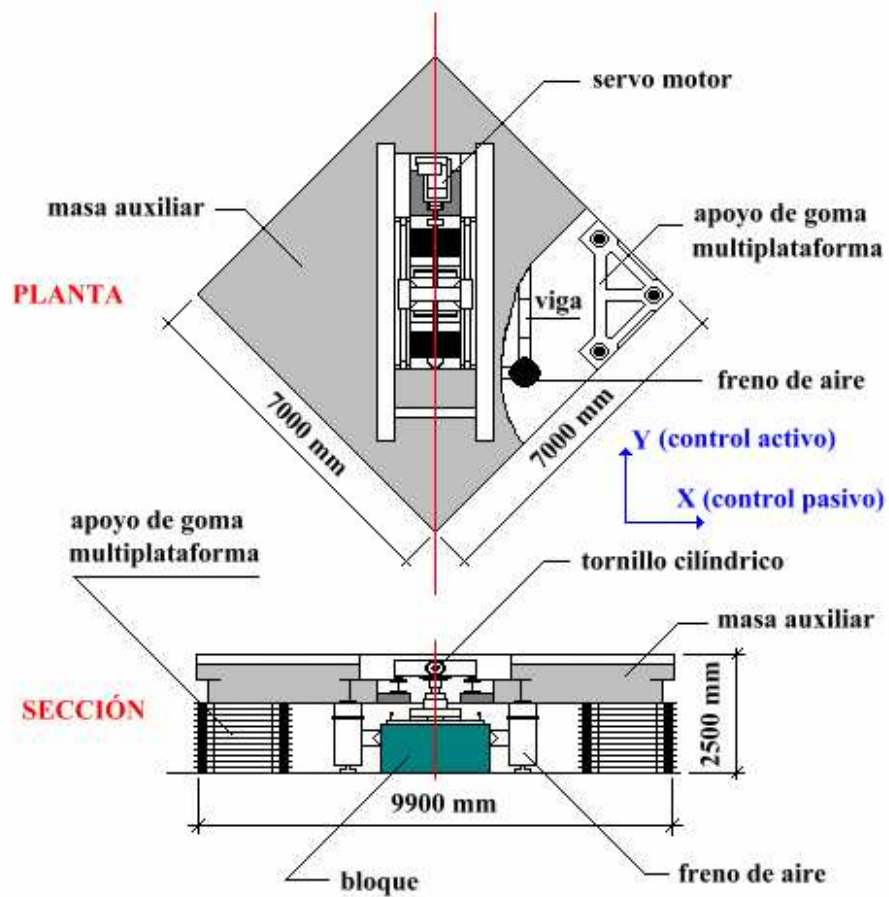


Fig. 4.7 Esquema del dispositivo S-HMD utilizado el ORC 200 Symbol Tower.

Tipo	HMD (dirección Y), TMD (dirección X)
Tamaño exterior	7 x 7 x 2.5 m
Peso de las masas	100t x 2
Recorrido máximo	100 cm (dirección Y), 50 cm (dirección X)
Fuerza de control máxima	73.5 KN
Energía del servomotor AC	55 KW

Tabla 4.1 Especificaciones del dispositivo S-HMD.

Existen otras empresas japonesas que han desarrollado e instalado amortiguadores de masa híbrido del tipo apoyo de goma multiplataforma, entre ellas está Fujita Corporation en colaboración con varias compañías.

El amortiguador desarrollado por Fujita Corporation, se implementó al Long Term Credit Bank of Japan Building terminado en 1993 en Tokio, Japón. El amortiguador de masa utiliza un actuador hidráulico, para cambiar de modo pasivo a activo y el apoyo de goma multiplataforma.

El edificio es una estructura de acero con un perfil en forma de T en una elevación y una simple torre en la otra. Tiene una altura de 130 m, un área de piso total de 62821 m², un peso total de 39800 ton y un período natural de diseño de 3,0 s. El edificio es usado para oficinas del banco.

Una característica novedosa de este sistema es la utilización como masa auxiliar de elementos que se encuentran y son parte del edificio. Tanques de almacenamiento de calor son utilizados como parte de la masa móvil. Esta consiste de seis tanques de almacenamiento y un marco que está soportado por seis apoyos de goma multiplataforma. Dos actuadores hidráulicos son equipados en cada dirección horizontal entre el marco y la losa del techo del edificio. Las especificaciones del amortiguador de masa son las siguientes:

Tamaño exterior (1 sistema)	18 x 6.5 x 4.5 m
Masa móvil	195 ton
Razón de masa (1 ^{er} modo)	0.64 / 0.65 %
Período natural	3.0 s
Desplazamiento máximo	±100 cm
Fuerza máxima (en cada dirección)	147 KN x 2
Bomba (2 sistemas)	100l / min (30 KW) x 4 20l / min (11 KN) x 1
Acumulador	120l x 20

4.3.2 Amortiguador de Masa Híbrido en Forma de V IHI

Este amortiguador de masa híbrido del tipo péndulo de cuerpo rígido, el cual usa un servomotor, desarrollado por la empresa japonesa Ishikawajima-Harima Heavy Industries Co.,Ltd. en conjunto Kajima Corporation. Esta última empresa le asigna el nombre de sistema de control TRIGON.

Este dispositivo, compacto y de alto rendimiento ha sido desarrollado para disminuir las vibraciones inducidas por sismos y vientos en edificios de alta elevación, y de esta forma, mejorar la habitabilidad en los pisos superiores. La viabilidad de este sistema ha sido confirmada por variados ensayos desarrollados por la empresa.

Este sistema usa un mecanismo compacto, que permite la fácil sintonización del período natural del sistema vía un mecanismo pasivo que consta de una masa auxiliar en forma de V, que se desliza sobre rodillos que operan conforme al principio del péndulo. Este mecanismo es controlado activamente por un motor eléctrico, que adopta un algoritmo de control para las normas de control.

Las características especiales de este sistema son las siguientes:

- 1) Este sistema es clasificado como de tipo híbrido, en que un sistema de control motorizado es añadido a un sistema pasivo capaz de sintonizar el período natural.
- 2) La base de la masa auxiliar es en forma de V y se desliza sobre rodillos moviéndose conforme al principio del péndulo, eliminando el mecanismo colgante de un péndulo convencional. Por lo tanto, este sistema puede ser de una altura tan pequeña como 3.5 m.
- 3) Las masas auxiliares constan de un carril en forma de V y un peso muerto. El período natural del mecanismo del sistema puede ser ajustado cambiando el ángulo de operación del carril en forma de V, pudiendo ser fácilmente sintonizado al periodo natural del edificio. Este cambio de ángulo puede realizarse gracias a los "espaciadores", cuya altura determina el período fundamental (ver Figura 4.8).

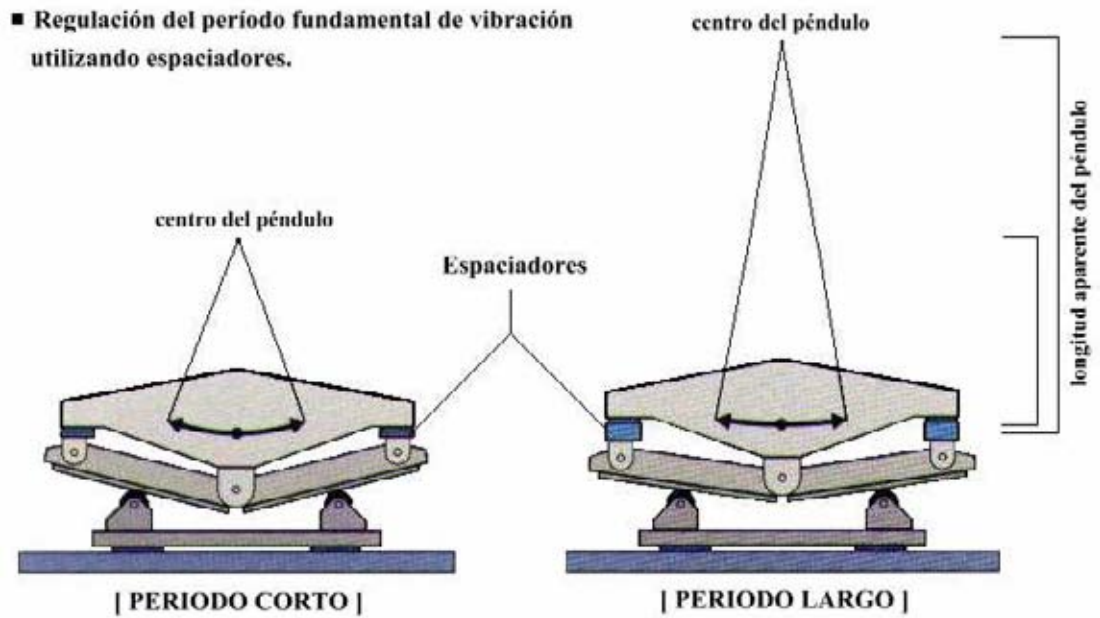


Figura 4.8 Ajuste del Período Fundamental de Vibración.

El presente sistema HMD incluye sensores, una unidad de impulsión, un freno mecánico, un sistema accionador, un sistema de control y un dispositivo de monitoreo de seguridad. La fuerza de impulsión del motor eléctrico pone en acción la masa auxiliar en forma de V horizontalmente, vía el engranaje de reducción y un mecanismo de engranaje piñón y cremallera. En la Fig. 4.9 se muestra las componentes del amortiguador de masa híbrido en forma de V.

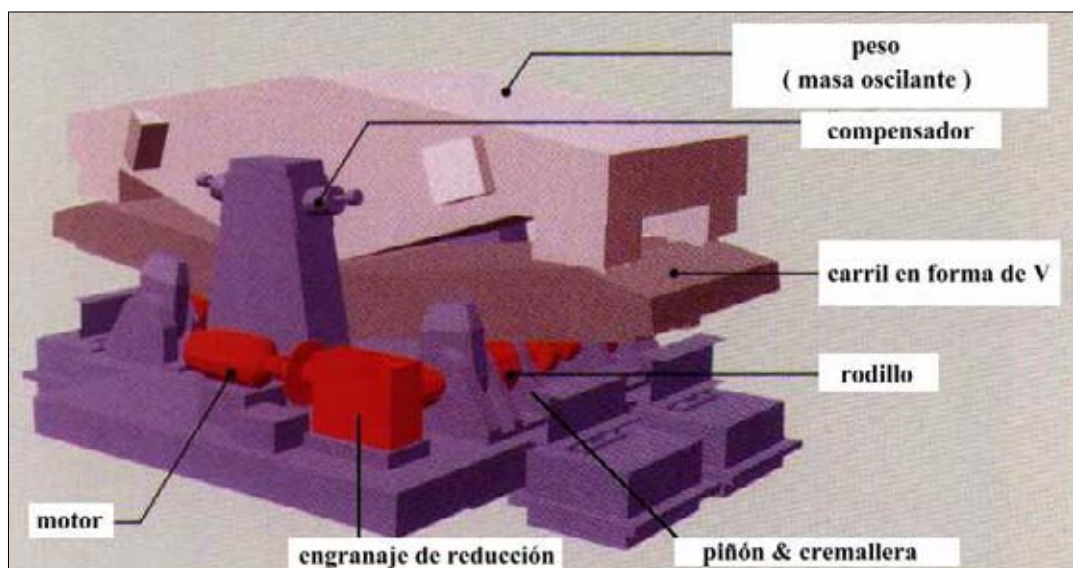


Figura 4.9 Componentes del amortiguador de masa híbrido en forma de V.

El sistema es equipado con funciones inteligentes, tales como arranque automático de la unidad de impulsión cuando la oscilación del edificio excede un nivel estandar seguro, debido a sismos o a fuertes vientos, y la inmediata implementación de la parada de emergencia por el sistema de monitoreo de seguridad en caso de ser necesario.

En cuanto al costo del dispositivo la empresa calcula que la razón de costo dispositivo/edificio es entre un 0.4 y 1 %.

Este sistema fue aplicado a un edificio de alta elevación, el Shinjuku Park Tower terminado en Abril de 1994 y ubicado en Tokio, Japón. La parte superior del edificio es usada como habitaciones de hotel, la parte media como oficinas y la parte inferior como corredores. En el edificio se instalaron tres amortiguadores de masa en forma de V.

La Fig. 4.10 muestra una vista exterior del edificio donde fue instalado el sistema HMD y cuyas características principales son las siguientes:

Area del edificio	8800 m ²
Area total de piso	264100 m ²
Altura	235 m (máximo)
Número de pisos	52, 47 y 41
Período natural diseñado	
Dirección transversal	5.24 s
Dirección longitudinal	4.50 s
Peso total (sobre el suelo)	130000 ton



Fig. 4.10 Shinjuku Park Tower.

El edificio fue fundado para experimentar traslación en la dirección transversal, acompañada por torsión cuando es expuesta a vientos fuertes, esto debido a las aspectos climáticos y su forma característica. Por ende, podría tener un gran impacto en la habitabilidad del hotel, localizado en los pisos superiores del edificio.

Para mejorar la habitabilidad en los eventos sísmicos o de vientos fuertes, el sistema de amortiguamiento se instaló en una habitación especialmente habilitada como sala de máquinas en el piso intermedio N°39, basado en los siguientes cuatro objetivos de diseño del edificio:

- 1) Debería ser posible sintonizar el largo período natural del sistema al de la estructura de edificio, dentro de un amplio rango.
- 2) El sistema debe tener grandes efectos de amortiguamiento.
- 3) El sistema entero debe ser compacto para cumplir con las condiciones de instalación en el edificio.
- 4) Los pisos superiores e inferiores de la sala de máquinas, deben ser mantenidos en un nivel de ruido aceptable y uniforme durante la operación del sistema.

La Fig. 4.11 muestra una vista exterior del HMD desarrollado para este edificio. Los parámetros principales son los siguientes:

Número instalado	3 unidades
Masas de las masa auxiliares	110t x 3
Recorrido máximo	±100 cm
Rango de sintonización del período natural	3.7 - 5.8 s
Capacidad del motor	AC 75 KW x 3
Dimensiones	7.6 x 4.4 x 3.5 m
Masa total	145t x 3

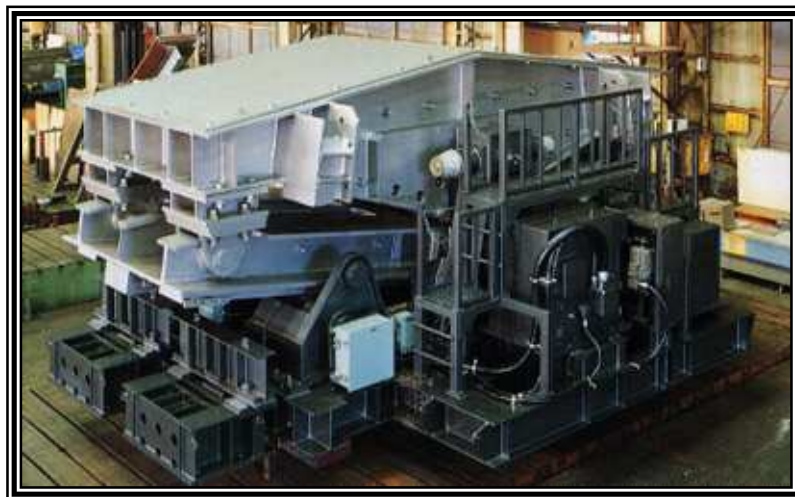


Figura 4.11 Amortiguador de masa híbrido en forma de V instalado en Shinjuku Park Tower.

La Fig. 4.12 muestra la ubicación general de los HMD dentro del edificio. Las unidades HMD son instaladas en la parte S del edificio, desviada del centro de gravedad de la sección del edificio, para así controlar el 1^{er} modo de vibración lateral en la dirección transversal acoplado con el torsional. Los sensores de detección de oscilación dentro del edificio (debida a vientos) son instalados en el piso N°39 donde las unidades HMD están instaladas, y los sensores de detección de sismos son instalados en el 1^{er} piso.

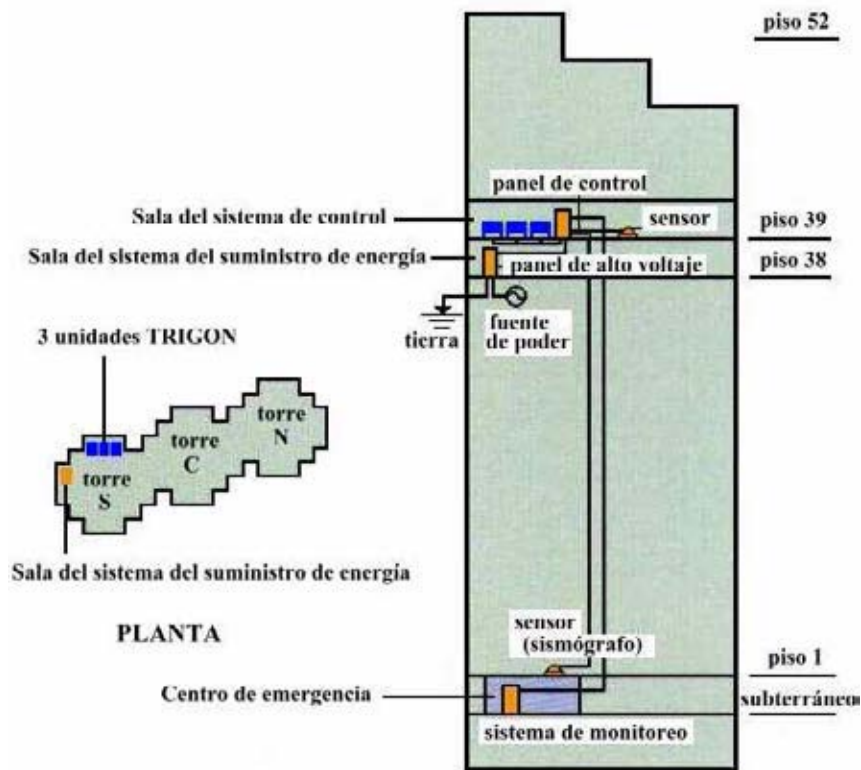


Figura 4.12 Disposición del sistema HMD en el edificio.

Desde la terminación del Shinjuku Park Tower, el sistema HMD instalado en el edificio ha operado en buena forma. En la Figura 4.13 se muestra gráficamente una comparación de respuestas de las Torres ante fuertes vientos y el terremoto de Nihon - Kai chubu, 1983. Además durante el gran terremoto Hanshin centrado en la parte sur de la prefectura Hyogo en enero 17 de 1995, fue excitado el modo de oscilación de 1^{er} orden del edificio, a pesar de la distancia alejada de aproximadamente 500 Km. Lo que confirmó el excelente efecto de amortiguamiento de la oscilación del edificio debido a la activación del sistema HMD.

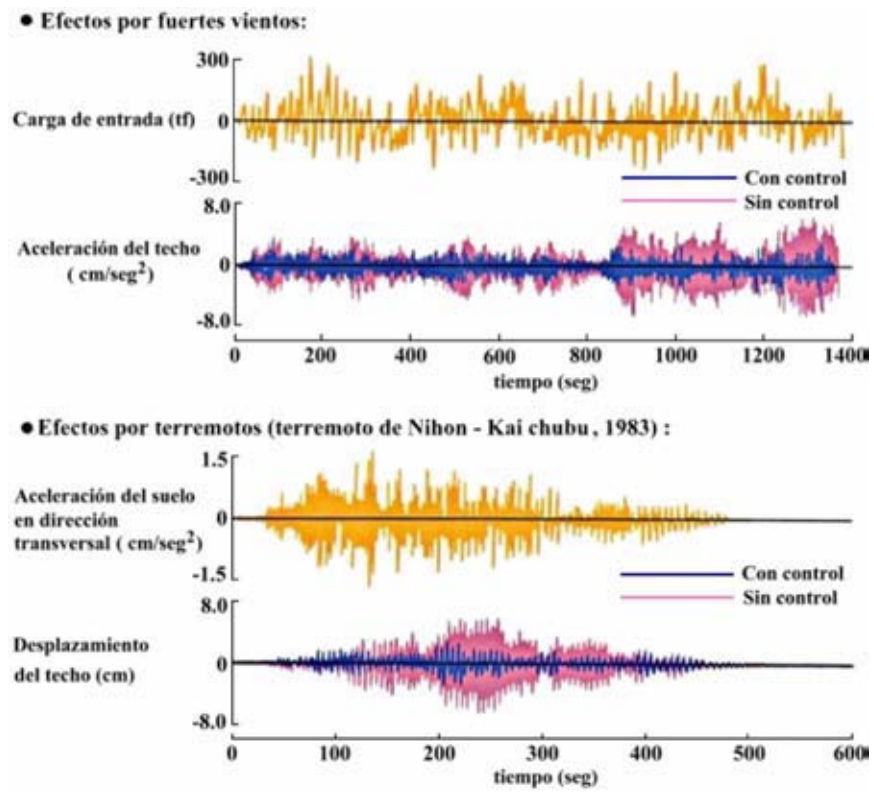


Figura 4.13 Comparación de respuestas del Shinjuku Park Tower.

4.3.3 Sistema de Amortiguador de Masa Híbrido Yokogawa

El amortiguador de masa híbrido tipo péndulo multiplataforma fue desarrollado e instalado por la empresa japonesa Yokogawa Johnson Controls Corporation.

El sistema de péndulo multiplataforma tiene la singular característica de disminuir la altura del amortiguador de masa en comparación con el péndulo simple (ver Figura 4.14), lo que reduce notablemente su tamaño, permitiendo de ésta manera una mayor facilidad de instalación.

Este amortiguador consiste en una masa móvil que está localizada en el centro de una serie de marcos de acero concéntricos, como se muestra en la Fig. 4.15, los cuales están conectados entre sí por cables provistos con ajustes de control del periodo natural. Sólo el marco exterior está fijado al piso. El dispositivo de impulsión está bajo la masa móvil y consiste de servomotores, tornillos cilíndricos, un mecanismo de movimiento XY y una conexión universal que conecta el dispositivo de impulsión a la masa móvil. En la Fig. 4.16 se muestra el amortiguador de masa híbrido bajo ensayos en la fábrica.

El sistema está diseñado para controlar las vibraciones de edificios debidas principalmente a vientos.

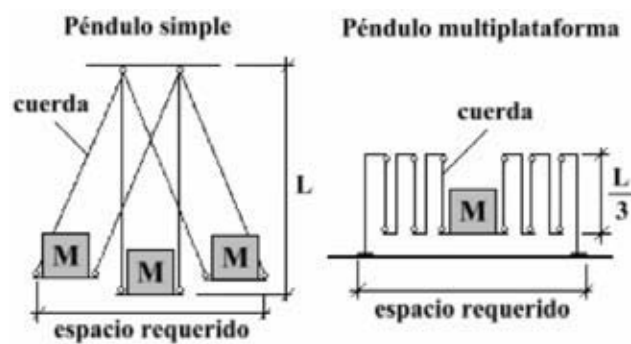


Figura 4.14

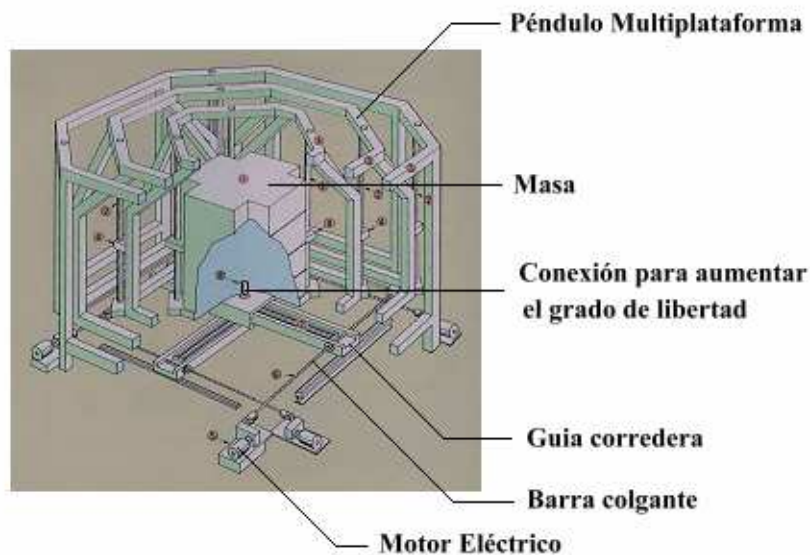


Figura 4.15 Esquema del amortiguador de masa híbrido del tipo péndulo multiplataforma.

Este sistema fue instalado al Yokohama Landmark Tower completado en Julio de 1993 en la ciudad de Yokohama, Japón. Se instalaron dos del mismo sistema sobre el mismo piso (piso 68), los cuales trabajan en forma independiente. Las masas de las masas auxiliares son de 170 toneladas cada una. En la Fig. 4.17 se muestra el edificio que tiene una altura de 296 m, un área de piso total de 392283 m², un peso de 260610 T y un período natural de diseño de 6 s. Los pisos inferiores son usados como oficinas (del 1 hasta el 48) y los pisos superiores para un hotel (del 49 hasta el 70).

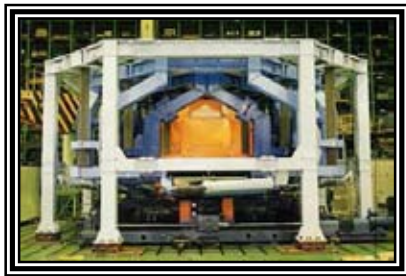


Figura 4.16 Amortiguador de masa híbrido. Figura 4.17 Yokohama Landmark Tower.
para Yokohama Landmark Tower.

El sistema está diseñado para controlar el 1^{er} modo de vibración del edificio debido a los vientos que influyen en forma importante por ser una estructura de gran altura.

Las especificaciones del sistema de amortiguador de masa híbrido utilizado en el Yokohama Landmark Tower se muestran a continuación:

Tamaño exterior (1 sistema)	9 x 9 x 4.9 m
Masa móvil (2 sistemas)	170 ton x 2
Razón de masa (2 sistema / 1 ^{er} modo)	0.65 %
Período natural	5.4 s
Desplazamiento máximo	±1.5 m
Fuerza máxima (2 sistemas/en cada dirección)	249 KN x 2
Motor (2 sistemas)	90 KW x 8

Este sistema ha dado muy buenos resultados sobre el edificio, como se puede apreciar en la Figura 4.18, donde se presenta una comparación (sin y con amortiguador) para la oscilación y aceleración frente a una fuerza de viento eventual.

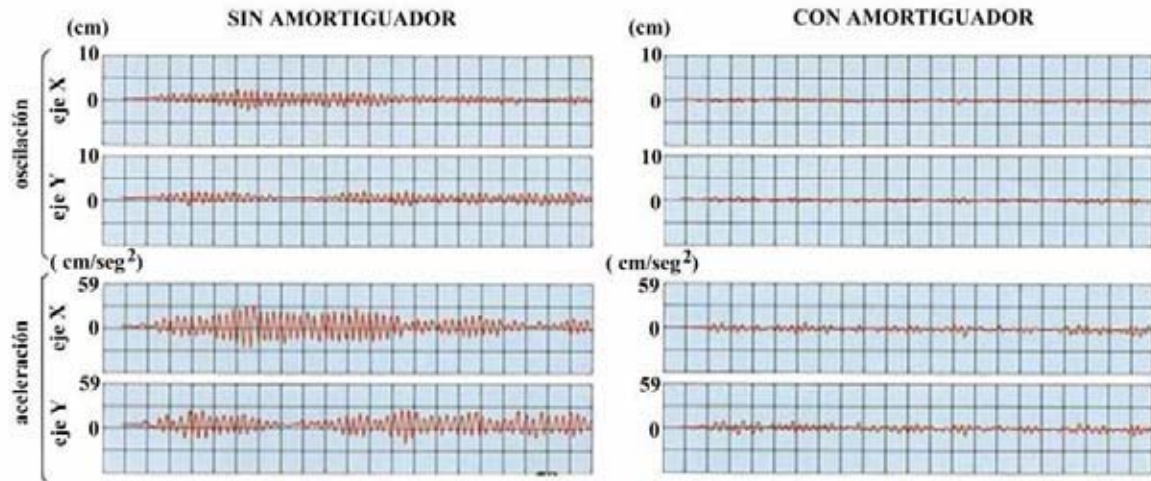


Figura 4.18

La compañía implementó un sistema de amortiguador de masa híbrido que comprende 2 unidades a la torre de control del Aeropuerto Internacional de Kansai cerca de la ciudad de Osaka en Japón, para el control de las vibraciones laterales y torsionales de la torre. La estructura tiene 86 m de altura y fue terminada en 1992. La unidad de amortiguador de masa híbrido consiste de un péndulo normal controladas por servomotores. La compañía está también implementando sistemas de amortiguador de masa híbrido del tipo péndulo multiplataforma a varios edificios de gran altura que están bajo construcción en Japón.

4.3.4 Sistema DUOX - Amortiguador de Masa Híbrido

El sistema DUOX fue desarrollado y aplicado por la empresa japonesa Kajima Corporation. Este sistema es una combinación de un sistema AMD y un amortiguador de masa sintonizada pasiva (TMD). Aunque se reconoce un insignificante retraso de tiempo en poner en marcha instantáneamente el sistema DUOX cuando ocurre un sismo, posee casi la misma eficiencia de control que la del sistema AMD. Este es un sistema de fácil instalación, que tiene varias ventajas desde el punto de vista de la planificación arquitectónica y económica. Su característica especial es que todo lo que se requiere para formar el sistema es montar un dispositivo AMD pequeño encima de un amortiguador de masa sintonizada convencional. Por consiguiente, se puede hacer un dispositivo de control bidireccional. Como referencia, el peso del dispositivo AMD es aproximadamente 10 - 15 % del peso del dispositivo TMD.

En la Fig. 4.19 se muestra el diagrama conceptual del sistema de amortiguador de masa híbrido y en la Figura 4.20 se puede ver el principio del control estructural del sistema. El sistema ejecuta el control de la siguiente forma. Primeramente, la velocidad absoluta del edificio en la localización del dispositivo (generalmente en el techo), el desplazamiento relativo del TMD con respecto al edificio (techo) y el desplazamiento y velocidad relativa del AMD con respecto al TMD, son medidos por sensores. Esta información es usada por el controlador para determinar la óptima ganancia de control y así alcanzar el efecto de control requerido, y además para mantener los recorridos del AMD dentro de un rango aceptable. Las masas del TMD y el AMD son en este caso 0.8 % y 0.08% de la masa de la estructura, respectivamente.

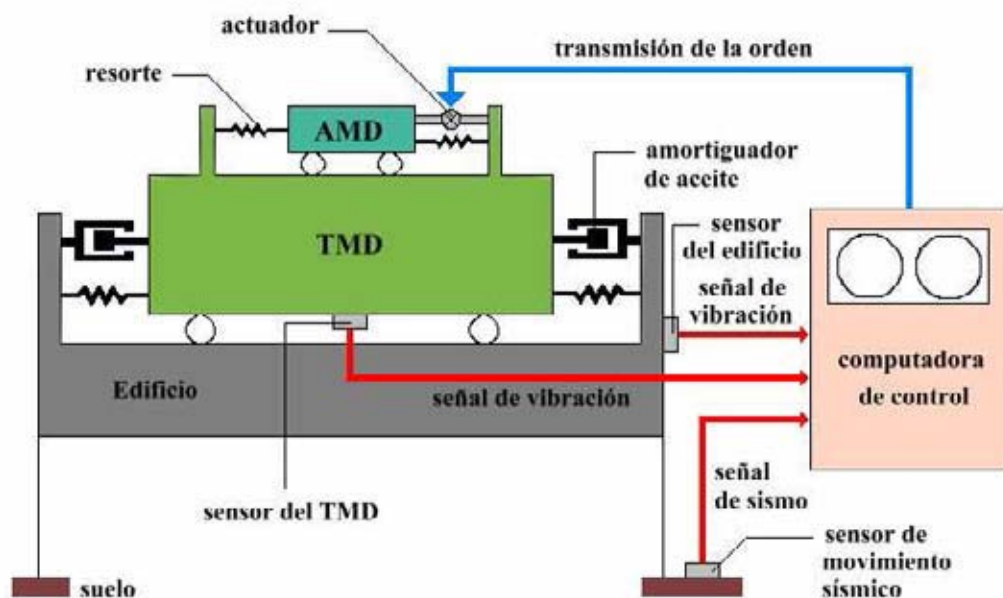


Figura 4.19 Diagrama Conceptual del sistema DUOX.

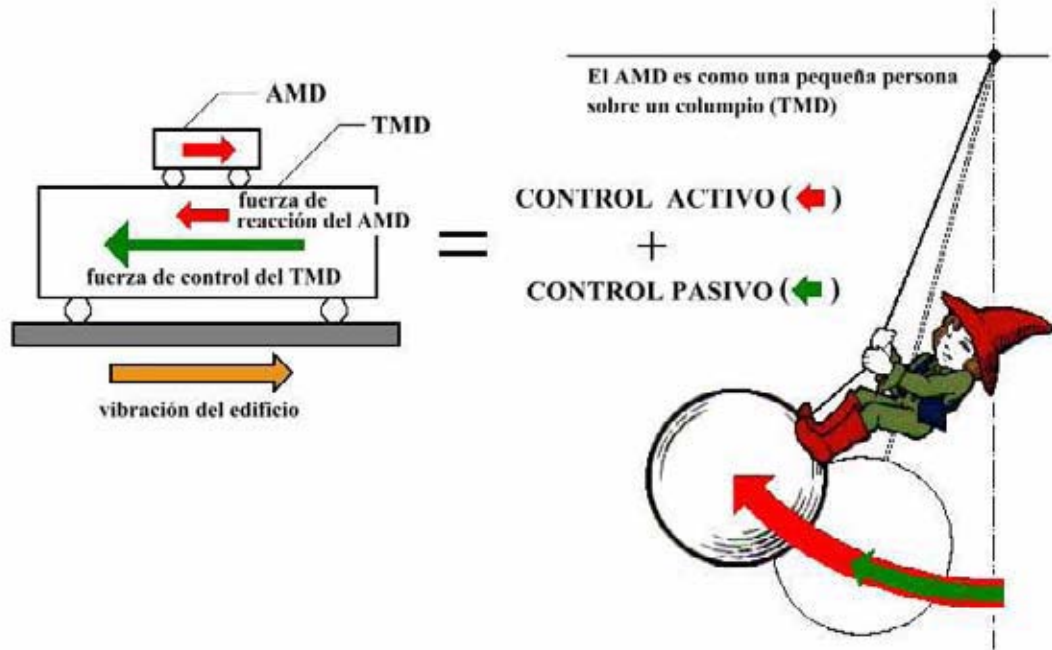


Figura 4.20 Principio del control estructural del sistema DUOX.

El sistema DUOX se aplicó al Edificio Nishikicho Ando mostrado en la Fig. 4.21 (localizado en Nishikicho, Kanda, Tokio) que es un edificio residencial y de oficina de 14 pisos, de 68 m de altura total (incluyendo 14 m de altura del muro de cortina del techo), que se terminó de construir en 1993. Esta estructura de edificio tiene una planta casi cuadrada. El sistema es diseñado para que la respuesta de vibración de la parte superior del edificio sea menor que 1/3 de la respuesta para el estado no controlado, cuando es sometido a sismos moderados o vientos fuertes.

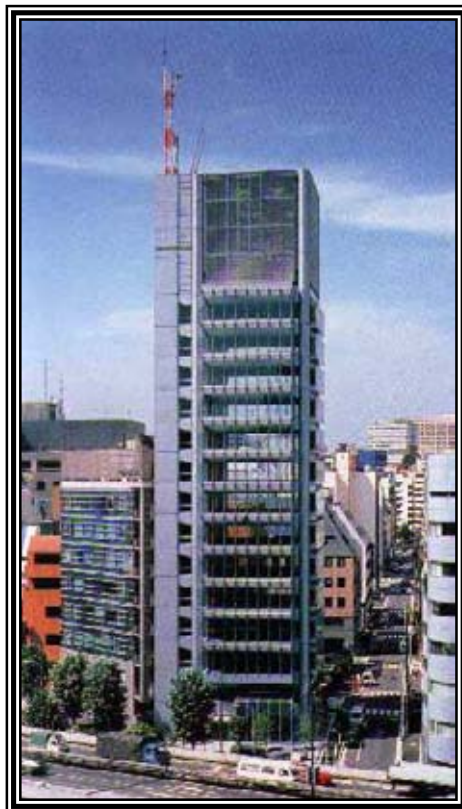


Figura 4.21 Edificio Nishikicho Ando.

La composición total del sistema y la composición del equipo son mostrados en la Figuras 4.22 y 4.23, respectivamente. El peso auxiliar pasivo del DUOX es aproximadamente 20 [T] y el peso auxiliar de la parte activa es sólo 2.0 [T] (0.8% y 0.08% del peso del edificio, respectivamente). Otra característica del sistema es que el dispositivo completo es sostenido por los apoyos de goma laminada ahuecada que posee el dispositivo TMD pasivo, con la adecuada rigidez lateral. Se usaron amortiguadores de aceite para disipar la energía de vibración del dispositivo TMD pasivo, estos se ubicaron entre la masa pasiva y la losa del techo del edificio. Para este caso, se instalaron dos pequeños dispositivos AMD idénticos sobre el TMD pasivo, de esta forma el sistema DUOX tiene un control bidireccional, por medio de las fuerzas de inercia generadas por los AMD. El sistema fue instalado al aire libre sobre el techo del edificio dentro de una construcción especialmente diseñada. Por lo tanto, el sistema se puede instalar directamente sobre el techo siendo conveniente para la instalación al aire libre, lo cual sin duda es una ventaja de este sistema.

De acuerdo al diseño y pruebas realizadas, el sistema DUOX bidireccional fue capaz de reducir las vibraciones del edificio producto de vientos, en alrededor de un 60%.

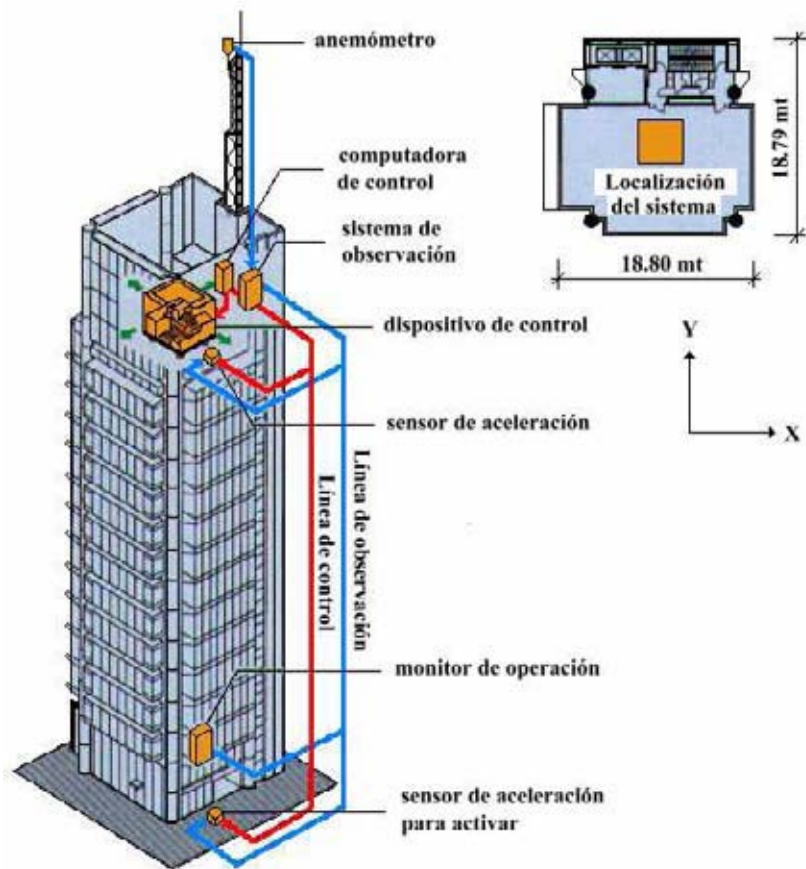


Figura 4.22 Composición total del sistema.

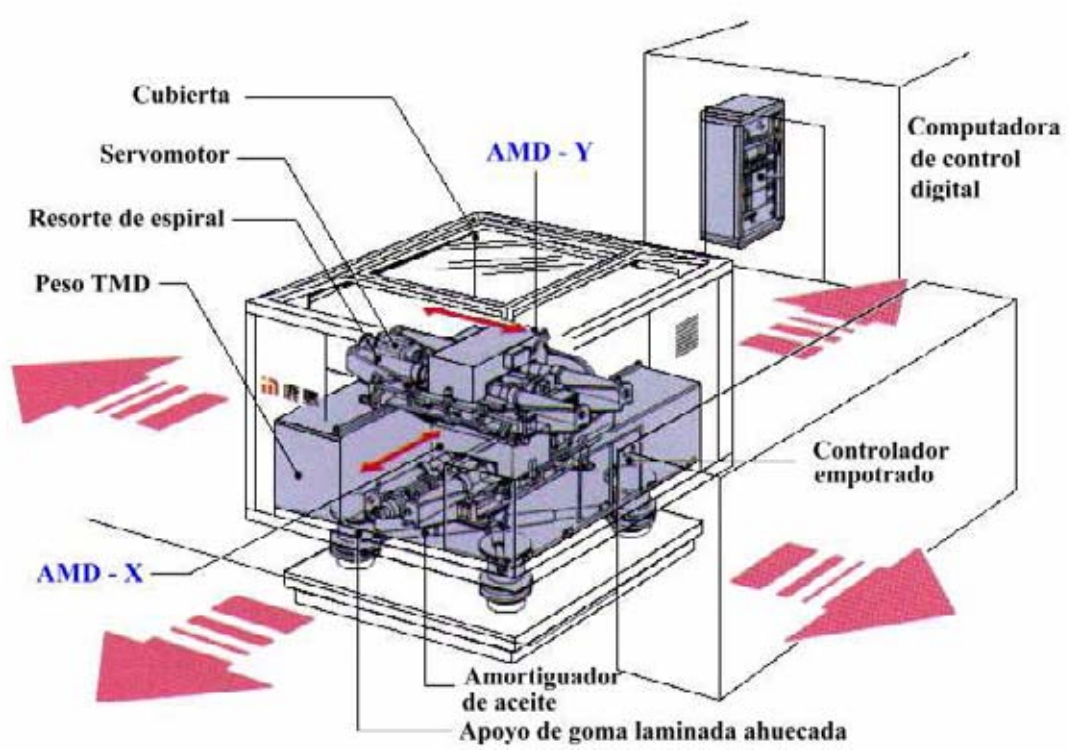


Fig. 4.23 Composición del sistema DUOX.

CAPÍTULO V

MODELOS DE ANÁLISIS DE LOS SISTEMAS DE CONTROL DE VIBRACIONES
5.1 MODELO DINÁMICO DEL SISTEMA DE AISLACIÓN BASAL

La aislación basal se materializa mediante la colocación de dispositivos de apoyo debajo de la base del edificio. En el caso del apoyo de goma laminada, el edificio con aislación basal se modela del modo que se presenta en la Fig. 5.1, es decir, como la combinación de un resorte y un amortiguador. Es preciso señalar que el amortiguamiento es intrínseco en los elastómeros, en especial en el denominado de alto amortiguamiento.

Los desplazamientos x_i del i -ésimo grado de libertad del modelo se miden tomando la base de referencia. Los desplazamientos x_b de la base son con respecto al terreno. De éste modo la ecuación de movimiento queda descrita mediante el siguiente sistema de ecuaciones:

$$[M] \cdot \{\ddot{x}\} + [C] \cdot \{\dot{x}\} + [K] \cdot \{x\} = -[M] \cdot \{1\} \cdot (\ddot{x}_b + a(t)) \quad (\text{Ec. 5.1})$$

$$m_b \cdot (\ddot{x}_b + a(t)) + k_b \cdot x_b + c_b \cdot \dot{x}_b + \sum_{i=1}^n m_i (\ddot{x}_b + a(t)) = 0 \quad (\text{Ec. 5.2})$$

La ecuación 5.2 es el resultado de sumar las ecuaciones de equilibrio dinámico de todas las masas, incluida la de la base.

En este modelo de masas m_b y m_i corresponden a la base y a la i -ésima planta, respectivamente. La rigidez k_b y el amortiguamiento c_b caracterizan los aparatos de apoyo. La rigidez k_i corresponde a la rigidez de cada piso. El amortiguamiento $[C]$ caracteriza la disipación de energía en la estructura y $[M]$ y $[K]$ ($n \times n$) son matrices de la masa y rigidez del edificio, respectivamente; $\{x\}$ ($n \times 1$) es el vector de desplazamiento relativo al suelo.

El movimiento sísmico del terreno, caracterizado por su desplazamiento $d(t)$, su velocidad $v(t)$ y su aceleración $a(t)$, actúa sobre la fundación, suponiéndose una propagación unidireccional. Las vibraciones de la fundación se transmiten a través de los dispositivos de apoyo, induciendo traslaciones tanto de la masa m_b como de las masas m_i .

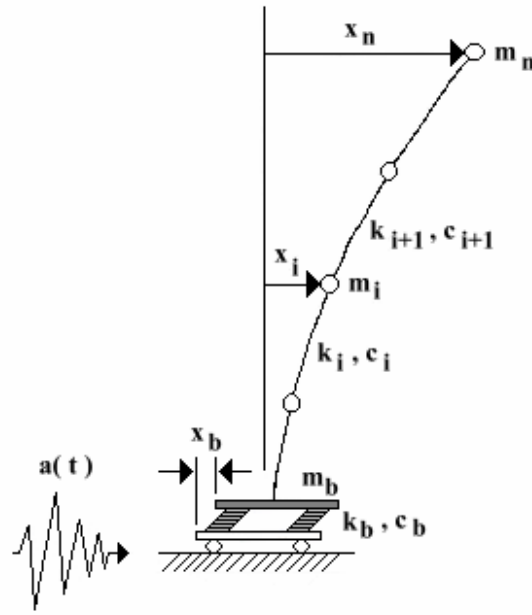
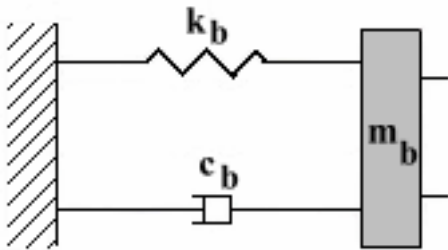


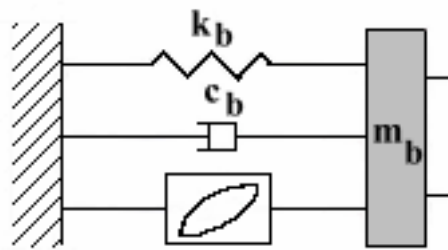
Figura 5.1 Modelo del edificio con aislación basal.

5.1.1 MODELACIÓN DE LOS DISPOSITIVOS DE APOYO DE AISLACIÓN

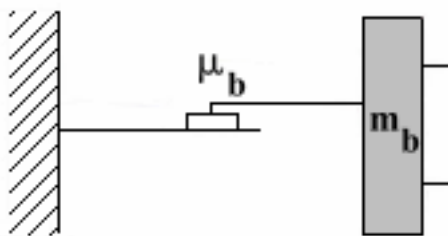
La modelación de los distintos apoyos para la aislación basal se muestra a continuación:



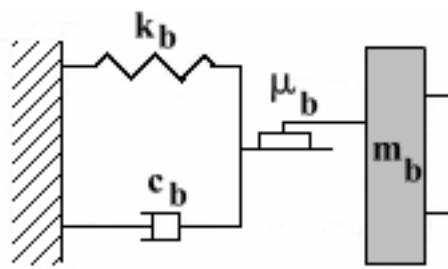
Apoyo de goma laminada



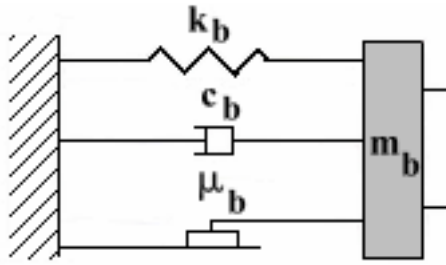
Apoyo de goma con núcleo de plomo



Apoyo de péndulo de fricción



Apoyo EDF



Apoyo elástico-friccionante (R-FBI)

Fig. 5.2 Modelación de algunos apoyos de aislación basal.

donde:

k_b : rigidez horizontal del apoyo

c_b : amortiguamiento del apoyo

m_b : masa del apoyo

μ_b : coeficiente de fricción

5.2 MODELO DINÁMICO DE UN EDIFICIO CON DISPOSITIVO HiDAM

Considerando una estructura de marcos de acero, que consisten en columnas y vigas. Los arriostramientos que contienen a los elementos HiDAM, son representados por resortes de corte equivalentes (rigidez). El edificio con dispositivos HiDAM se modela como se muestra en la Fig. 5.3. La ecuación de movimiento para una estructura con HiDAM es:

$$[M] \cdot \{\ddot{x}\} + ([C] + [C_H]) \cdot \{\dot{x}\} + [K] \cdot \{x\} = -[M] \cdot \{1\} \cdot z \quad (\text{Ec. 5.3})$$

donde $[C]$ es el coeficiente de amortiguamiento interno del marco y $[C_H]$ es el coeficiente de amortiguamiento del dispositivo HiDAM.

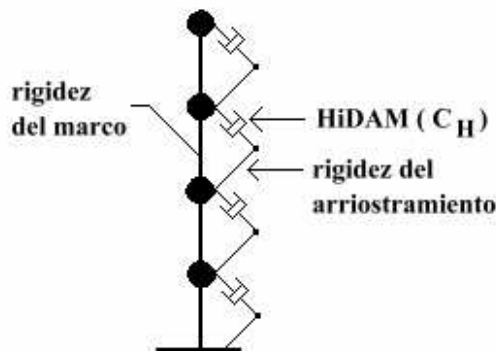


Fig. 5.3 Modelo de un edificio con dispositivo HiDAM.

5.3 MODELO DINÁMICO CON DISPOSITIVOS DE FRICCIÓN EN LA ESTRUCTURA

La ecuación de movimiento está dada por:

$$[M] \cdot \{\ddot{x}\} + [C] \cdot \{\dot{x}\} + [K] \cdot \{x\} = \{F_f\} - [M] \cdot \{1\} \cdot z \quad (\text{Ec. 5.4})$$

donde $[M]$, $[C]$ y $[K]$ ($n \times n$) son matrices de la masa, amortiguamiento y rigidez del edificio, respectivamente; $\{x\}$ ($n \times 1$) es el vector de desplazamiento relativo al suelo; z es la aceleración del suelo debido al movimiento sísmico; $\{F_f\}$ es la fuerza de fricción proporcionada por los dispositivos a través de su coeficiente de roce.

5.4 MODELO DINÁMICO PARA EL AMORTIGUADOR DE MASA HÍBRIDO, PASIVO Y ACTIVO

Los sistemas de control de los amortiguadores híbridos / activos son usualmente diseñados usando la teoría de control óptimo Lineal Cuadrático (LQ).

Las ecuaciones de movimiento del edificio y el amortiguamiento de masa que se muestran en la Fig. 5.4, son:

$$[M] \cdot \{\ddot{x}\} + [C] \cdot \{\dot{x}\} + [K] \cdot \{x\} = \{s_n\} \cdot (c_d \cdot \dot{x}_d + k_d \cdot x_d - F) - [M] \cdot \{1\} \cdot \ddot{z} + \{w\} \quad (\text{Ec. 5.5})$$

$$m_d \cdot (\ddot{x}_n + \ddot{x}_d + \ddot{z}) + c_d \cdot \dot{x}_d + k_d \cdot x_d = F \quad (\text{Ec. 5.6})$$

donde $[M]$, $[C]$ y $[K]$ ($n \times n$) son matrices de la masa, amortiguamiento y rigidez del edificio, respectivamente; $\{x\}$ ($n \times 1$) es el vector desplazamiento relativo al suelo; z es la aceleración del suelo debido al movimiento sísmico; $\{s_i\} = (0 \dots 0 \ 1 \ 0 \dots 0)^T$ ($n \times 1$) es el vector que representa el piso i del edificio sobre el cual el amortiguador de masa es instalado; $\{w\}$ es el vector de fuerza externa debido al viento; x_n es el desplazamiento relativo del piso superior con respecto al suelo; x_d , m_d , c_d y k_d son el desplazamiento relativo al piso, masa, amortiguamiento y rigidez del amortiguador de masa; y F es la fuerza de control producida por el actuador.

- Si c_d y $k_d = 0$, es el caso de un amortiguador de masa activo que funciona sólo por el control del actuador.
- Si $F = 0$, es el caso de un amortiguador de masa pasivo.

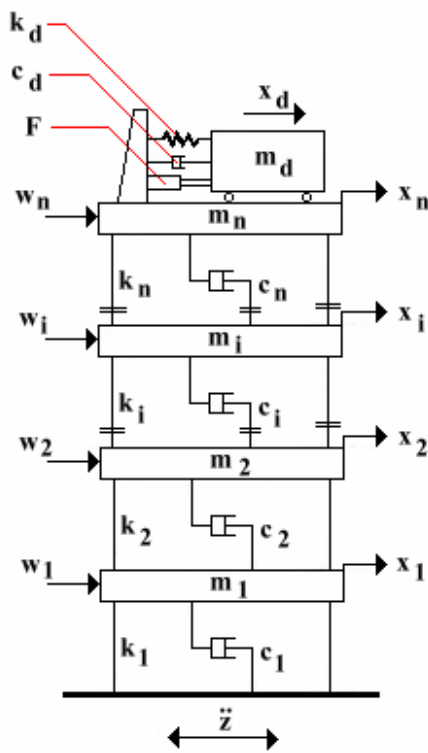


Fig. 5.4 Modelo del edificio con amortiguador de masa.

Para entender el principio de los amortiguadores de masa para reducir la vibración de la estructura a través de la resonancia de la masa auxiliar y la estructura, se muestra el siguiente ejemplo.

En la Fig. 5.5 se muestra un sistema primario con un absorbedor de vibración amortiguado viscoso. Este es simplemente un sistema de cuerpo rígido adherido a la estructura por medio de un resorte y un amortiguador.

Las ecuaciones de movimiento son:

$$M \cdot \ddot{X} + c \cdot (\dot{X} - \dot{x}) + K \cdot X - k \cdot (X - x) = F \cdot \sin(vt) \tag{Ec. 5.7}$$

$$m \cdot \ddot{x} = k \cdot (X - x) + c \cdot (\dot{X} - \dot{x}) \tag{Ec. 5.8}$$

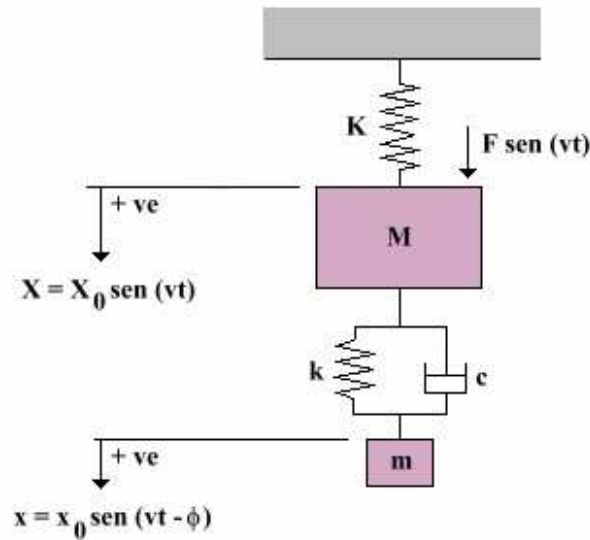


Fig. 5.5 Sistema con absorbedor de vibración amortiguado.

Sustituyendo $X = X_0 \cdot \sin(vt)$ y $x = x_0 \cdot \sin(vt - \phi)$, resultando después de algunas manipulaciones algebraicas;

$$X_0 = \frac{F \cdot \sqrt{(k - m \cdot v^2)^2 + (c \cdot v)^2}}{\sqrt{[(k - m \cdot v^2) \cdot (K + k - M \cdot v^2) - k^2]^2 + [(K - M \cdot v^2 - m \cdot v^2) \cdot c \cdot v]^2}} \tag{Ec. 5.9}$$

Se observa que cuando $c = 0$ esta expresión se reduce al dado por un absorbedor de vibración inamortiguado. También cuando c es muy grande.

$$X_0 = \frac{F}{K - (M + m) \cdot v^2} \tag{Ec. 5.10}$$

En la Fig. 5.6 se observa que para $c = 0$ la amplitud de vibración es cero para $w = \sqrt{(K/M)} = \sqrt{(k/m)}$. Y para valores intermedios de c la respuesta del sistema primario tiene peaks de resonancia amortiguada, aunque la amplitud de vibración no disminuye a cero a la frecuencia de resonancia de ambas masas.

La respuesta del sistema primario puede ser minimizada sobre un amplio rango de frecuencias de excitación escogiéndose cuidadosamente el valor de c , y también acordando los parámetros del sistema para que los puntos P_1 y P_2 están a aproximadamente la misma amplitud.

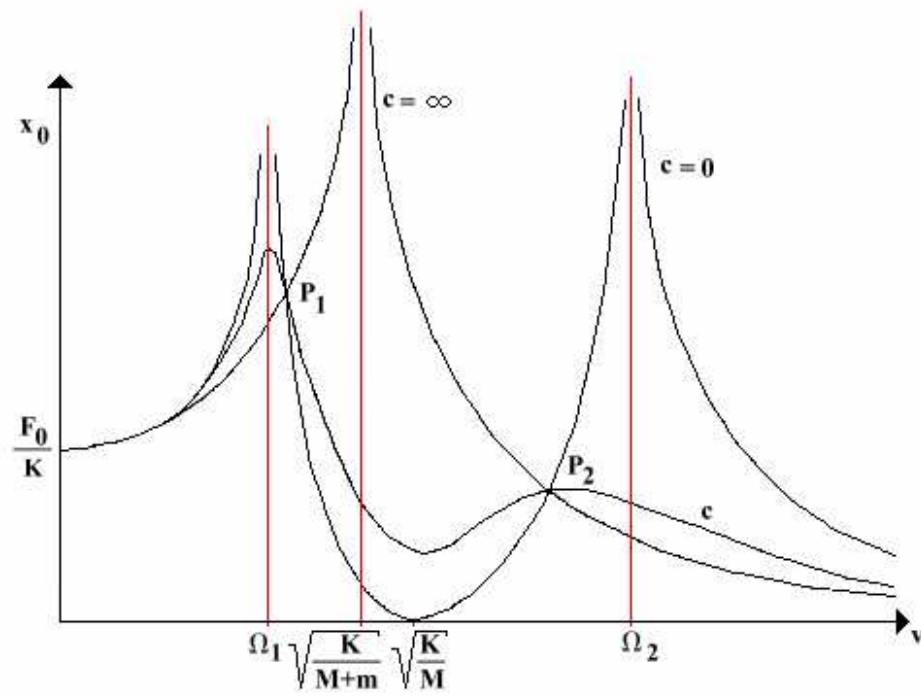


Fig. 5.6 Efecto del amortiguamiento de absorbedor sobre la respuesta del sistema.

CAPÍTULO VI

ESTUDIO DE COSTOS

6.1 COSTO SÍSMICO Y ECONOMÍA

Se considera que si bien la Ingeniería Sísmica ha logrado la meta de salvar vidas, no ha sido igualmente exitosa en la de proteger la economía de los países.

Para el caso de Chile, el costo sísmico total, sumando el directo y el indirecto, es de 2.3% del Producto Nacional Bruto del país (PNB). La importancia de ésta cifra en la economía del país se demuestra a través de las siguientes equivalencias:

- Es el 63% del crecimiento histórico de la economía de 3.65% anual entre 1939 y 1985.
- Es el 38% del crecimiento actual estimado en 6% anual.
- Es el 53% de la producción de cobre y el 115% de la de celulosa.

Conseguir la reducción del costo sísmico entonces, no sólo es una de las mejores inversiones existentes, sino que un deber moral de los hombres responsables del destino de los países, entre los cuales los ingenieros tienen un rol decisivo. Y es justamente la aislación sísmica una de las medidas más directas, que está en manos de los ingenieros, destinada tanto a la reducción del costo sísmico como a la mantención del bienestar de las personas.

6.2 COSTOS ECONÓMICOS DE LA INCORPORACIÓN DE SISTEMAS AISLANTES.

A pesar de los recientes avances en la investigación de la aislación de vibraciones y de toda la experiencia que se ha generado en los últimos años con respecto al comportamiento real de edificios aislados frente a sismos de variada magnitud, esta tecnología todavía está restringida por actitudes conservadoras, ya sea, de parte de códigos existentes o de los propios diseñadores.

Por ejemplo, en Estados Unidos los códigos especifican una amplia serie de pruebas que se deben realizar a los componentes de los materiales del aislador como a los mismos aisladores, especialmente a los componentes de la goma, éstas pruebas no se realizan como un control de calidad o de manufactura de los aisladores, sino que para establecer las propiedades de diseño y comportamiento de estos dispositivos.

Estas pruebas generan un gran aumento en el costo de la implementación del sistema aislante en un edificio.

Otro punto de igual importancia, como se dijo anteriormente, es que se siguen diseñando las estructuras aisladas (en la mayoría de los países) sin considerar la disminución real de los esfuerzos sobre la superestructura, incluso se opta por un diseño convencional para ésta, pero se espera que con el tiempo se termine con esta práctica.

Los parámetros que se deben considerar al evaluar el costo global al edificar una estructura aislada sísmicamente son de diversa gama, muchos de ellos difíciles de evaluar debido a sus características poco tangibles.

Entre ellos, por mencionar algunos, se cuentan; variación en el diseño de los elementos estructurales entre el diseño convencional y el diseño con aislación sísmica, costos directos e indirectos propios del sistema aislante (aisladores, pedestales de apoyo, sistemas de conexión, costos de reparación por daños estructurales después de un movimiento sísmico, daños psicológicos y físicos en los residentes de la estructura, daños materiales en el contenido de ésta, prolongación de la vida útil del edificio aislado, tipo y función de la edificación, etc.).

Los costos tanto para un edificio aislado como uno fijo se desglosan en costos directos e indirectos.

- Costos Directos:

1. Costos del edificio propiamente tal (materiales, mano de obra, etc.), tanto para estructura aislada como para la fija.
2. Costos del sistema aislante (aisladores, pedestales de apoyo, instalación de redes flexibles, instalación del sistema aislante, etc.), sólo para estructura aislada.

- Costos Indirectos:

1. Reparación del edificio por sufrir daños estructurales y no estructurales luego de un sismo, sólo para estructura fija.
2. Daños y pérdidas en el contenido del edificio, sólo para edificio fijo.
3. Devaluación del edificio por el hecho de haber sufrido daño frente a un sismo, sólo para estructura fija.
4. Daños emocionales y físicos en las personas que ocupaban el edificio durante un sismo, sólo para estructuras fijas.

Generalmente las estructuras aisladas tienen un costo directo más alto que las estructuras fijas, aproximadamente entre un 1% y un 10% más del costo directo de las de base fija, dependiendo esto del dispositivo utilizado y del tipo de edificación (vivienda social, público, comercial, etc.). Sin embargo, se debe mencionar que en algunos casos, aunque menos frecuentes, el costo directo al edificar una estructura aislada puede ser de alrededor de un 5% más barato que su par fijo.

Algunos países como China han evolucionado en cuanto a la disminución de los costos directos, esto debido principalmente al hecho de diseñar las estructuras aisladas con los verdaderos esfuerzos que actúan sobre ella.

Por otro lado, no hay comparación alguna entre los costos indirectos entre una estructura aislada con su par fija, ya que una estructura aislada disminuye notoriamente sus respuestas frente a una excitación sísmica, como ser aceleraciones sobre la superestructura, desplazamientos relativos entre pisos, esfuerzos, etc., lo que implica que no tendrá daños cuando se vea afectada por un sismo de gran intensidad, tendrá una vida útil mucho mayor, los contenidos y las personas no sufrirán daño debido a la notable disminución de las aceleraciones.

Todo esto hace de la aislación sísmica una alternativa extremadamente ventajosa en el diseño sismorresistente de estructuras.

A continuación se darán algunos ejemplos numéricos de los costos para estructuras aisladas.

- Considerando costos directos:

- Chile:

En Santiago se construyó un edificio aislado con apoyos de goma laminada en 1992, estudio dirigido por la Universidad de Chile, en que los costos arrojados (en pesos) fueron:

MATERIAL	AUMENTO COSTO (\$)
Hormigón estructural	62.640
Hormigón no estructural	-39.620
Radier	-47.430
Losa sistema aislante	432.000
Albañilería	-82.270
Enfierraduras	153.870
Aisladores	1.105.000
TOTAL	1.584.010

Tabla 6.1

La tabla anterior muestra un aumento de \$1.580.000 en el costo directo para la estructura, lo que significa un costo adicional de aproximadamente un 5%.

- China:

Se mostrarán los costos de un edificio en base a marcos de 8 pisos construido en la ciudad de Shantou (sur de China) y de otro de 6 pisos construido en base a muros ubicado en Xichang (oeste de China).

Para el edificio ubicado en la ciudad de Shantou:

Edificio tradicional	Costo del edificio	(U\$) 807 / m²
Edificio aislado	Superestructura	(U\$) 665 / m ²
	Apoyos de goma	(U\$) 50 / m ²
	Costo del edificio	(U\$) 715 / m²

Tabla 6.2

El costo de los aisladores es de un 7% del costo de la estructura y el costo total del edificio aislado disminuyó un 11%.

Para el edificio ubicado en la ciudad de Xichang:

Edificio tradicional	Costo del edificio	(U\$) 650 / m²
Edificio aislado	Superestructura	(U\$) 497 / m ²
	Apoyo de goma	(U\$) 30 / m ²
	Costo del edificio	(U\$) 527 / m²

Tabla 6.3

El costo de los aisladores es de un 5% del costo de la estructura y el costo total del edificio disminuyó un 19%.

- Considerando costos indirectos:

- Estados Unidos:

Un ejemplo de la gran disminución en costos indirectos que tienen las estructuras aisladas sísmicamente se da en la ciudad de Los Angeles.

Debido al terremoto ocurrido en 1994, diez hospitales fueron afectados severamente, y solo pudo seguir operando el University of Southern California Teaching, hospital que contaba con un sistema de aislación basal (ver Figura 6.1). Un kilómetro más cerca del epicentro el Los Angeles Country Hospital sufrió un daño severo causando el cierre de numerosas alas, estimándose la reparación del daño en unos U\$ 400 millones.



Figura 6.1 Hospital University of Southern California

Otro ejemplo que se puede mencionar es el Departamento de Bomberos de la ciudad de Los Angeles. El edificio tiene dos pisos, y se requería que se mantenga en funcionamiento durante y después del máximo evento sísmico posible. Por lo que arquitectos e ingenieros diseñaron una estructura aislada y otra convencional para satisfacer estos requerimientos. Se encontró que el diseño aislado fue un 6% menos costoso que el diseño convencional. La principal razón de ésta diferencia en los costos fue el ahorro realizado en la certificación y medidas que se tuvieron que tomar con el objeto de asegurar los equipos eléctricos y mecánicos, medidas que no eran necesarias para el caso del diseño aislado.

Finalmente, se presentará una tabla con los costos directos de los dispositivos en relación al costo de la estructura; y además la principal empresa productora del dispositivo, cuyo honor lo tienen indudablemente las empresas Japonesas:

Dispositivo	Costo del dispositivo / Costo de la estructura (%)	Principal Empresa productora
Amortiguador de Junta	0.1 - 0.5	Kajima Corporation
Amortiguador Honeycomb	0.1 - 0.2	Kajima Corporation
Amortiguador SAVE	0.5 - 1.0	Shimizu Corporation
Amortiguador de aceite (HiDAM)	0.5 - 1.5	Kajima Corporation
Amortiguador de masa pasivo (SSD)	0.2 - 0.5	Shimizu Corporation
Amortiguador de masa pasivo (S-TMD)	0.5 - 1.0	Shimizu Corporation
Amortiguador de masa pasivo (TMD)	0.4 - 0.6	Kajima Corporation
Amortiguador de masa híbrido (S-HMD)	2.0 - 3.0	Shimizu Corporation
Amortiguador de masa Híbrido (en forma de V)	0.4 - 1.0	Kajima Corporation
Amortiguador de masa activo (AMD)	3.0	Kajima Corporation

Tabla 6.4

CAPÍTULO VII

NORMATIVA Y REGULACIONES

A pesar de que las investigaciones sobre el control de vibraciones en estructuras comenzaron hace ya varias décadas, las normativas y regulaciones respecto a ésta materia no han alcanzado el mismo desarrollo. Principalmente en Estados Unidos, Japón y Nueva Zelandia las técnicas de aislación sísmica han avanzado al punto en que son frecuentemente consideradas para la protección tanto de construcciones nuevas como de existentes. Por lo tanto, sería conveniente comenzar por revisar, en forma general, el estado de las normativas que éstos países usan para regular la utilización de la aislación sísmica en estructuras.

El propósito de éste capítulo es presentar a grandes rasgos el estado en que se encuentran las normativas o procedimientos de algunos países respecto a la aislación sísmica, y no pretende en ningún caso dar a conocer ni describir los requerimientos para estructuras aisladas que poseen las diferentes normativas, estando dicha materia fuera del alcance de ésta Memoria.

7.1 SITUACIÓN DE ESTADOS UNIDOS

El primer edificio en USA que utilizó un sistema de aislación sísmica fue terminado en 1985, siendo publicitado en la revista nacional de ingeniería y visitado por una gran cantidad de ingenieros y arquitectos tanto de USA como de otros países del mundo. Sin embargo, tuvieron que pasar muchos años para que este sistema se aplique a un segundo edificio. La aceptación de la aislación como un diseño antisísmico había sido prácticamente inhibida en USA por carecer de un código que incluya a las estructuras con aislación de base. Sin embargo, se logró reconocer a tiempo que era necesario incluir requerimientos para el diseño de estructuras aisladas a los códigos estructurales existentes; y en consecuencia, la *Structural Engineers Association of Northern California* (SEAONC) conformó un grupo de trabajo en 1980 para desarrollar una guía de diseño para estructuras aisladas. Un breve documento fue presentado y se convirtió en el punto de partida para que en 1985 se formara el Comité de Sismología, sub-comité de la SEAONC.

El Comité de Sismología de la SEAONC ha sido el responsable del desarrollo de disposiciones para el diseño sismorresistente de estructuras, publicado como *Recommended Lateral Design Requirements and Commentary*, generalmente referidas como el *Blue Book*. Esto sirvió como base para que varias ediciones del *Uniform Building Code* (UBC), publicados por la *International Conference of Building Officials* (ICBO), el cual es lejos el código más utilizado de diseño sismorresistente.

El Comité de Sismología de la SEAONC formó un sub-comité en 1988 para generar un documento titulado *General Requirements for the Design and Construction of Seismic-Isolated*

Structures. Este documento fue publicado en un apéndice de la 5^{ta} edición del *Blue Book* en 1990, y más tarde fue adoptado por la ICBO como un apéndice para las disposiciones sísmicas en el UBC, versión 1991, apareciendo también evidentemente en las versiones posteriores, UBC94 y UBC97 con sus respectivas modificaciones.

La actividad de la construcción en los Estados Unidos está regulada por administraciones locales a través de Códigos de la Construcción. Estos códigos generalmente son establecidos a nivel local o de estado como un resultado del marco de trabajo constitucional en el cual los poderes no permiten específicamente al gobierno disponer sobre los estados. Como resultado de éste marco de trabajo, las actividades de la construcción están muy divididas. Ciertas organizaciones han desarrollado prototipos de códigos como una manera de mitigar esta división y contribuir a elevar la calidad de los códigos. Los estados y localidades normalmente adoptan uno de estos modelos. Estos modelos de códigos incluyen el *Uniform Building Code* (UBC), el *Building Officials and Code Administrators Code* (BOCA) y el *Standard Building Code* (SBC). Las disposiciones en estos tres modelos de códigos no son las mismas. Sin embargo, está actualmente (año 2000) en gestión el unificar estos tres códigos en uno solo, el cual será conocido como el *International Building Code*, que incluirá por supuesto los respectivos requerimientos para estructuras aisladas sísmicamente que cada uno de los códigos posea.

A continuación se presenta una breve descripción de algunos otros documentos de investigación sobre sistemas de disipación de energía pasivos desarrollados en los Estados Unidos.

- **NEHRP 1994:**

La edición de 1994 de el *National Earthquake Hazard Reduction Program* (NEHRP) *Recommended Provisions for Seismic Regulation for New Buildings* contiene un apéndice sobre sistemas de disipación de energía pasivos. Este apéndice está someramente basado en los requerimientos tentativos que presentó la SEAONC.

El 12º subcomité técnico de la *Building Seismic Safety Council* está actualmente en proceso de revisión de las "*NEHRP Recommended Provisions on Passive Energy Dissipation Systems*". Se planea incluirlo como una subsección de "*Provisions for Passive Energy Dissipation Systems*", éstas disposiciones revisadas deben aparecer en el "*2000 NEHRP Recommended Provisions for Seismic Regulations for New Buildings*".

- **Proyecto 33 del Applied Technology Council:**

El *Applied Technology Council* (ATC) fue desarrollado por el *Building Seismic Safety Council Guidelines and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings*. El 75% de éste

documento estaba ya disponible en Noviembre de 1995 (ATC, 1995). El documento fue aprobado en 1997, y está actualmente disponible con el título oficial: FEMA 273, *NEHRP Guidelines for the Seismic Rehabilitation of Buildings*; y FEMA 274, *NEHRP Commentary on the Guidelines for the Seismic Rehabilitation of Buildings*.

Por último, no se puede dejar de resaltar el hecho de que el notable incremento de estructuras sísmicamente aisladas en los Estados Unidos se produjo a partir de la incorporación de las ya mencionadas recomendaciones de diseño del reglamento UBC para edificios en 1991 y además por la edición de la norma AASHTO (American Association of State Highway and Transportation Officials) para puentes en 1990.

7.2 SITUACIÓN DE JAPÓN

Un edificio con características estructurales y materiales especiales, se puede construir en Japón sólo cuando el Ministerio de Construcción lo autoriza sobre la base de la recomendación de un comité de expertos designados con el propósito de verificar su seguridad. Entre éstos comités se pueden destacar los siguientes: de edificios altos, de edificios de hormigón armado, de edificios de acero, de edificios de madera, de estructuras de cáscaras, de estructuras flexibles sostenidas por presión interior, el de estructuras con sistemas de control de vibraciones, etc. A la vez, tres comités se han formado en el Centro de Edificación del Japón en relación con edificios con sistemas de aislación: estos son los comités de investigación, revisión y desarrollo (ver Figura 7.1). El comité de investigación, compuesto por académicos y especialistas en dinámica estructural, discute aspectos fundamentales como filosofía de diseño, criterios de diseño estructural, calificación de los ingenieros, costos, mantención, etc. El comité de revisión certifica la seguridad de los edificios e informa al Ministerio de Construcción para el permiso de construcción. El comité de desarrollo trabaja para estandarizar los métodos de diseño y los equipos usados para aislación basal. Estos tres comités tienen un rol importante en el desarrollo de los sistemas de control de vibraciones en el Japón.

De ésta manera los edificios con aislación de base o con algún sistema de control de vibraciones debe ser revisado por el comité de miembros técnicos asignados por el Ministerio de Construcción de Japón, y se necesita además obtener un permiso especial de éste Ministerio si es que el edificio posee una altura superior a los 60 mt. El comité se encarga de revisar el comportamiento dinámico del edificio.

Es importante destacar que tanto el proceso de revisión como las disposiciones para las estructuras con sistema de control de vibraciones, no necesariamente deben estar estipuladas en alguna norma. De esta manera se explica el hecho de que Japón, siendo el país pionero en la construcción de edificios con sistemas de control activo, no tenga algún reglamento al respecto.

Por ejemplo, frente a un proyecto de un edificio con sistema de control de vibraciones activo (o algún otro tipo no especificado en la norma), el comité revisor debe determinar en forma autónoma y de acuerdo a sus propias herramientas si el comportamiento del edificio es o no aceptable.

Por último se debe mencionar que el gobierno de Japón está renovando las normas y regulaciones en el presente año, por lo que no se sabe todavía si las regulaciones para el control de vibraciones en edificios serán modificadas.

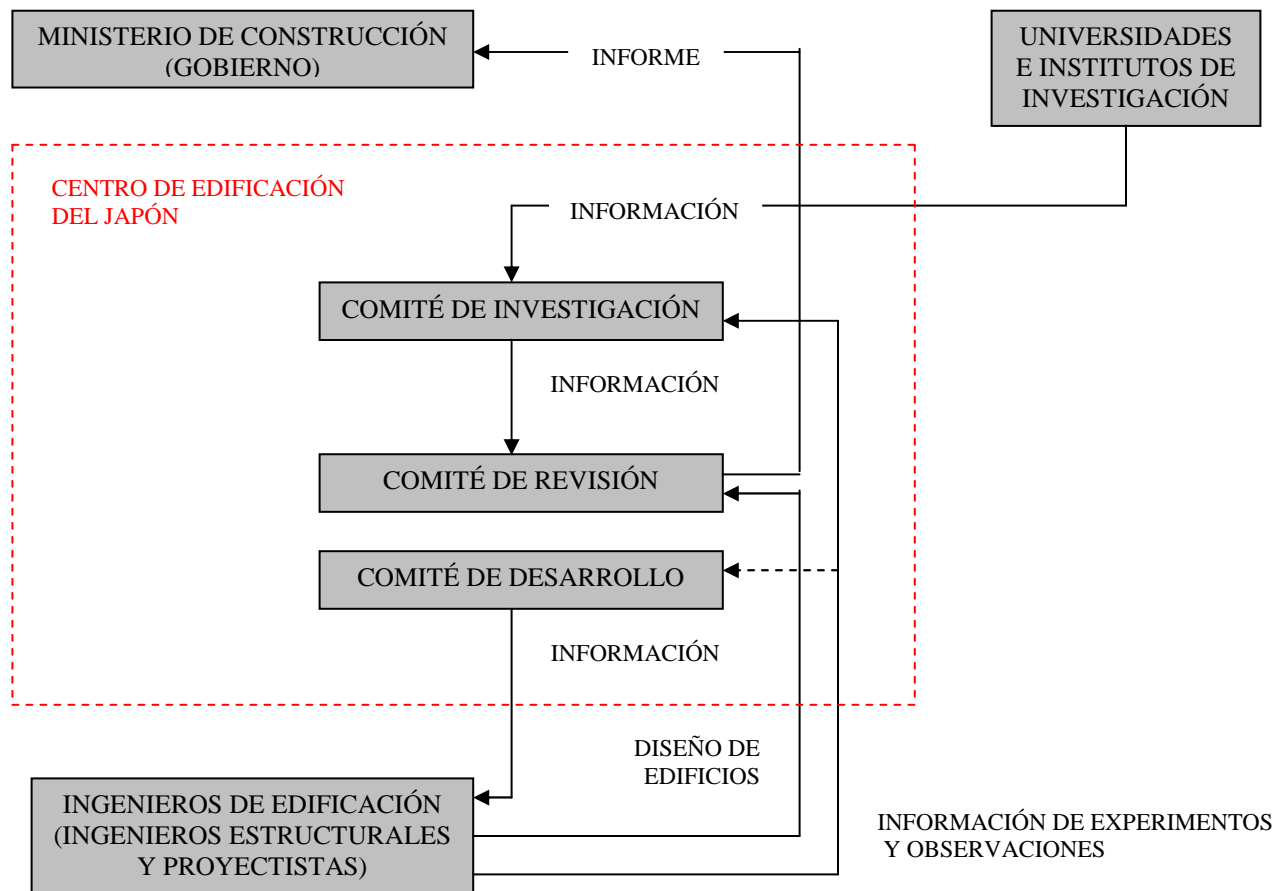


Figura 7.1 Organización del Centro de Edificación del Japón para el desarrollo de los sistemas de control de vibraciones.

7.3 SITUACIÓN DE NUEVA ZELANDIA

Las primeras aplicaciones de las técnicas de la aislación sísmica en Nueva Zelanda fueron sobre puentes, comenzando en el año 1973. Sin embargo, a pesar de que han sido muchos los puentes que han utilizado aislación de base, la cantidad de edificios con dicha técnica ha sido muy baja en comparación con el número de edificios construidos en los últimos 20 años.

Una razón por la que se construían muy pocos edificios aislados, como sucedía en los Estados Unidos, era la falta de procedimientos de diseño disponibles, de datos de diseño específicos sobre sistemas y códigos de diseño.

Los primeros trabajos de investigación sobre procedimientos de diseño y su implementación fueron desarrollados por el *Physics & Engineering Laboratory* (PEL) del *Department of Scientific and Industrial Research* (DSIR) y *The Ministry of Works and Development* (MWD), cuando ambos cuerpos eran departamentos gubernamentales.

Luego, con el aumento del interés por la implementación de la aislación de base surgió la necesidad de una norma al respecto. Fue así como se implementó un código especialmente orientado a la aislación sísmica y disipación de energía en 1995, el código de diseño de hormigón NZS3101.

Sin embargo, el estado general de la normativa sobre aislación sísmica en Nueva Zelanda se encuentra en la situación del "huevo y la gallina"; es decir, no hay suficientes proyectos de aislación construyéndose como para justificar el esfuerzo por mejorar el código. Y por otro lado, mientras no exista un buen código regional, el número de diseñadores capaces de implementar la aislación sísmica continuará siendo pequeño y por lo tanto el número de proyectos también.

7.4 SITUACIÓN DE CHILE

Siendo Chile uno de los países más sísmicos del mundo, hasta el momento sólo tiene un proyecto de norma que incluye una sección para estructuras con aislación sísmica o disipadores de energía. Y lamentablemente ésta norma, que además de encontrarse actualmente en etapa de estudio, es solamente para *estructuras e instalaciones industriales* (NCh 2369.c1999). Sin embargo, tal como sucedió en los países mencionados anteriormente, Chile pronto se va a ver en la necesidad de implementar alguna norma respecto a la aislación sísmica en edificios, pues sin ella, como se apreció en las situaciones de Estados Unidos y Nueva Zelanda, la aplicación de sistemas de aislación sísmica no progresará.

CAPÍTULO VIII

ESTUDIO CHILENO EN MATERIA DE CONTROL DE VIBRACIONES

El desarrollo de apoyos aislantes de la acción sísmica para edificios, a base de láminas de caucho reforzadas con acero, ha abierto la posibilidad de su uso en la práctica constructiva. En el caso de Chile, las características de los sismos, de poco contenido de energía en las frecuencias bajas, y las propiedades dinámicas de muchas de las construcciones, de frecuencias naturales altas, rígidas y frágiles, hacen de la aislación en la base una alternativa de diseño sismorresistente muy prometedora.

Si bien es cierto que el tipo de edificación más utilizado en Chile (en base a muros) ha tenido un comportamiento adecuado en sismos pasados, las pérdidas por daños en la estructura, en elementos no estructurales y en el contenido, han sido cuantiosos. Por ejemplo, estimaciones históricas indican que el costo para el país atribuible al daño sísmico oscila alrededor de trescientos millones de dólares al año; en otros países sísmicos tales como USA y Japón este costo asciende a miles de millones de dólares por año. Por ello es que se busca, a través de los sistemas de aislación, reducir a un mínimo éstas pérdidas y, con un costo razonable.

Por varios años, investigadores chilenos han trabajado en el estudio de aisladores sísmicos y disipadores de energía pasivos. Como resultado de éstas investigaciones se construyó en Santiago un edificio de cuatro pisos sobre aisladores sísmicos junto a uno gemelo con fundaciones convencionales, ambos con un sistema de monitoreo de movimientos sísmicos, con el objeto de comparar sus comportamientos. También se diseñaron y ensayaron los aisladores que se utilizaron en el puente Marga-Marga de Viña del Mar y en la línea N°5 del metro de Santiago. Otras obras incluyen ensayos sobre sistemas disipativos de goma de alto amortiguamiento; mejoramiento de las facilidades para ensayos de dispositivos; posibilidades de estudio del uso de sistemas disipativos sobre edificios industriales y la preparación de un anteproyecto de un código de diseño sísmico para estructuras aisladas.

Efectos del esfuerzo por llevar a cabo éstas investigaciones pueden evidenciarse en el número de nuevos proyectos que incluyen aislación de base o sistemas de disipación de energía pasivos, especialmente de puentes, que están ya en construcción o en etapa de diseño.

8.1 PRINCIPALES APLICACIONES DE LA AISLACIÓN SÍSMICA SOBRE ESTRUCTURAS CHILENAS

Tres estructuras aisladas sísmicamente localizadas en la zona central de Chile han sido instrumentadas con sistemas de monitoreo de movimiento sísmico. Estas estructuras corresponden a los edificios gemelos de albañilería confinada de 4 pisos en Santiago, a un puente de 383 mt de longitud en Viña del Mar, y a una sección elevada del Metro-Tren de Santiago.

8.1.1 EDIFICIO AISLADO, COMUNIDAD DE ANDALUCÍA, SANTIAGO

En 1992, en Santiago de Chile, se construyó un edificio de cuatro pisos sobre aisladores sísmicos junto a uno gemelo con fundaciones convencionales (ver Figura 8.1). Siendo la construcción de éste edificio una experiencia pionera en nuestro país, se preparó un plan de experimentación y seguimiento de su respuesta sísmica. Este proyecto del Ministerio de Vivienda y Urbanismo (MINVU), fue desarrollado por la empresa VULCO S.A. en colaboración con la Universidad de Chile.



Figura 8.1 Edificios gemelos de la comunidad de "Andalucía", Santiago, Chile.

- Descripción de los edificios:

Estos edificios forman parte del conjunto habitacional "Comunidad de Andalucía", ubicado en el sector sur de la comuna de Santiago, en la calle Pedro Lagos #1390.

Los edificios tienen una planta rectangular de 10 x 6 mts, como se puede ver en la Figura 8.2. Están estructurados con muros de hormigón armado en el primer piso y albañilería confinada

en los tres pisos superiores. Además, cada nivel, de ambas estructuras, posee una losa de hormigón de 10 cm de espesor, a excepción del primer piso del edificio con fundación tradicional, que solo lleva un radier sobre el terreno compactado.

El período fundamental del edificio con fundaciones convencionales es de 0.133 seg en la dirección transversal y 0.109 seg en la dirección longitudinal.

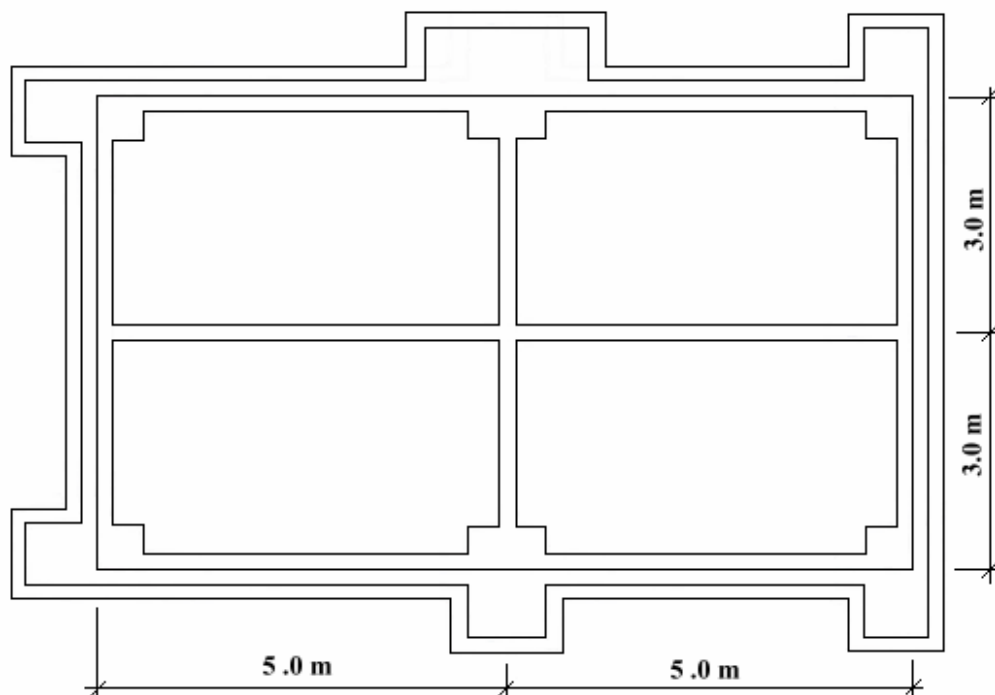


Figura 8.2 Planta de fundaciones del edificio.

- Sistema aislante:

El edificio aislado está montado, a través de un emparrillado de vigas, sobre 8 aisladores de goma laminada de alto amortiguamiento, los que a su vez se apoyan sobre 6 zapatas aisladas conectadas por vigas de fundación. Los aisladores están apernados a placas de anclajes en ambos extremos, ubicándose cuatro de ellos en los extremos de la planta y los otros cuatro en la zona central.

A un costado de donde se ubicó cada aislador, se construyó una cámara de inspección, de modo tal de poder revisarlos periódicamente, o bien acceder a ellos para sustituirlos por otros con diseños distintos, y así tener la oportunidad de poder probarlos en una situación real, convirtiéndose en un verdadero laboratorio a escala natural.

Los apoyos de goma laminada de alto amortiguamiento están compuestos de caucho natural con negro de humo y otros aditivos. Los aisladores están constituidos por 34 láminas de goma y 33 láminas de acero, distribuidos en capas de 6.7 mm y de 2.0 mm respectivamente. Además de las capas indicadas, están provistos de dos placas de acero de 16 mm de espesor,

ubicadas en los extremos. En definitiva, la altura total del aislador es de 32.6 cm y 31.5 cm de diámetro. Las principales variables de diseño fueron: carga vertical de 35 ton., desplazamiento horizontal de 20 cm. y rigidez horizontal de 0.216 ton/cm. El módulo de corte de la goma varía entre 32 kg/cm² para pequeñas deformaciones y 6.5 kg/cm² para 50% de deformación de corte. El período propio de vibrar que debe alcanzar con tales características es de 2 seg. Fueron fabricados en Chile y sometidos a ensayos estáticos de carga vertical y horizontal y a ensayos dinámicos de carga horizontal con cargas verticales constantes.

- Análisis:

En los edificios se ha instalado una red local de acelerógrafos digitales ubicándose dos en los cuartos pisos de ambos edificios, uno a nivel del primer piso del edificio aislado y el cuarto a nivel de fundación en el edificio aislado. En la Tabla 8.1 se pueden apreciar, por ejemplo, las aceleraciones máximas del suelo, del 4° piso del edificio aislado y del 4° piso del edificio convencional, registradas entre julio de 1993 y julio de 1995.

Fecha	Magnitud	Componente	Aceleración Máxima (cm /seg ²)		
			Del suelo	Del 4° piso del edif. aislado	Del 4° piso del edif. sin aislación
16/07/93	5.3	EW	7.33	20.31	
		NS	5.03	9.12	
06/08/93	4.9	EW	7.04	12.08	
		NS	7.60	14.05	
18/10/94	4.2	EW	2.59	6.09	8.81
		NS	4.06	11.04	6.60
22/10/94	4.1	EW	1.97	9.03	16.68
		NS	2.24	4.71	10.70
28/10/94	4.9	EW	6.32	10.49	36.14
		NS	9.54	19.90	28.66
13/01/95	4.6	EW	1.84	8.08	13.89
		NS	1.94	3.69	10.61
01/02/95	4.1	EW	2.23	9.23	14.0
		NS	2.92	4.9	7.29
02/02/95	4.3	EW	0.65	4.57	6.72
		NS	0.68	2.18	2.77
15/03/95	4.7	EW	4.23	10.09	30.87
		NS	3.90	6.32	17.68
05/04/95	4.9	EW	2.56	9.56	
		NS	2.45	7.26	
30/04/95	4.25	EW	2.01	9.17	14.47
		NS	2.02	4.96	6.04
02/06/95	5.3	EW	2.62	9.40	18.38
		NS	3.75	7.03	10.60
07/06/95	5.19	EW	1.85	7.22	10.95
		NS	1.68	4.01	5.39
12/06/95	4.81	EW	7.74	17.51	35.0
		NS	4.35	9.90	13.68
28/06/95	4.6	EW	0.86	6.47	21.22
		NS	1.93	3.51	7.41
01/07/95	5.04	EW	1.56	5.18	5.76
		NS	1.31	3.26	2.65

Tabla 8.1

- Conclusiones:

A pesar de las bajas intensidades de los sismos, los registros obtenidos muestran que la aislación sísmica ha sido efectiva en reducir las aceleraciones máximas en el edificio aislado. Ante eventos mayores el efecto de la aislación será más importante.

En el edificio aislado no se consideró reducción de fuerzas sísmicas con el fin de comparar el comportamiento de dos estructuras similares salvo la condición de apoyo.

Referente al aspecto económico, para el edificio aislado hubo un costo adicional de aproximadamente un 5 % con respecto al edificio convencional, solo por materiales de construcción, incluidos los aisladores que representan el costo más significativo (aprox. US\$250 cada uno).

8.1.2 PUENTE MARGA-MARGA

- Descripción del puente:

El puente Marga-Marga posee una longitud de 383 mt y un sistema estructural consistente en un único tablero continuo apoyado sobre 36 aisladores sísmicos, dos estribos y siete cepas.

El tablero está constituido por una losa continua de hormigón armado de 0.27 x 18 mt de sección transversal, la que está apoyada sobre cuatro vigas continuas de acero. Las vigas de acero están apoyadas sobre siete cepas de hormigón armado equiespaciadas cada 50 mt, y dos estribos. La altura de las cepas varía entre 22 y 32 mt. Las cepas son de tipo doble cajón de 2 x 10 metros de perímetro exterior.

- Sistema aislante:

La conexión entre cada una de las vigas de acero y las cepas y estribos se realizó a través de un aislador sísmico con goma de alto amortiguamiento. La sección de los aisladores varía de acuerdo al nivel de carga axial, así los aisladores en las cepas tienen dimensiones de 0.85 x 0.55 mt y los ubicados entre las vigas y los estribos norte y sur son: 0.50 x 0.70 mt y 0.50 x 0.50 mt, respectivamente. Todos los aisladores tienen una altura de 30 cm, con 20.4 cm de altura efectiva de goma, 16 placas de acero de 3.0 mm de espesor espaciadas a 12 mm. Las placas de borde de los aisladores son de 25 mm de espesor (ver Figura 8.3). En la Figura 8.4 se puede observar los dispositivos durante su colocación.

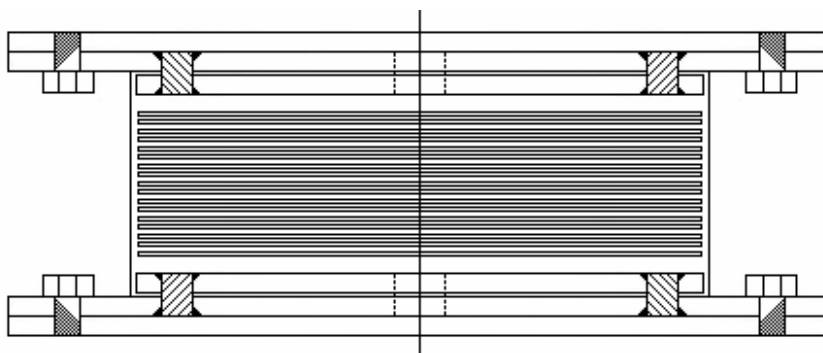


Figura 8.3 Aislador sísmico.



Figura 8.4 Fotografía de los dispositivos durante su colocación.

Los aisladores fueron diseñados por la empresa G + V siguiendo las especificaciones dadas por la AASHTO (1991) y posteriormente ensayados en la Universidad de Chile. El diseño consideró un desplazamiento máximo de 15.6 cm y una rigidez de 1700, 1270 y 920 Kg/cm para los aisladores de 85 x 55, 70 x 50 y 50 x 50 cm, respectivamente.

La elaboración de la goma la realizó la empresa VULCO a partir de especificaciones dadas por la Universidad de Chile.

- Mediciones:

Mediciones de vibraciones ambientales han sido tomadas en varias oportunidades: antes y después de que el puente fuera abierto al tráfico, y tanto en períodos de día como de noche. El primer modo transversal ha registrado una frecuencia de 1.05 Hz y el primer modo longitudinal una frecuencia de 1.85 Hz. La estructura presenta una superposición en la dirección longitudinal y transversal. Las vibraciones longitudinales registradas en el extremo sur del tablero y el estribo presentan un movimiento relativo despreciable entre éstos dos puntos.

Dos efectos pueden ser evidentes con el sistema de aislación del puente. Las vibraciones causadas por el tráfico sobre la losa de hormigón son reducidas por los apoyos. Los movimientos que llegan desde la base de las cepas no son transmitidos a la losa. En éste último caso las cepas se comportan como en voladizo.

Desde la puesta de un sistema de monitoreo en agosto de 1998, se han obtenido 12 registros de eventos de Magnitud 4.3 a 6.0; sin embargo, dado que los epicentros han estado localizados lejos de la ubicación del puente, el nivel de las vibraciones ha sido muy baja.

8.1.3 METRO-TREN DE SANTIAGO

La línea N°5 del Metro de Santiago tiene una sección sobrenivel de 5810 metros de longitud, soportada por columnas centrales de aproximadamente 8 mt de altura. La superestructura consiste en vigas tipo U, de entre 27 y 36 mt de longitud, 1.8 mt de altura, compuesta de una losa de hormigón armado postensado de 30 cm conectada a dos vigas prefabricadas. Estas últimas descansan sobre apoyos de neopreno. Estos apoyos no tan solo fueron diseñados para la expansión térmica sino también para la aislación sísmica. El período natural de vibración del sistema estructural fue aumentado debido al uso de aisladores, desde 0.68 seg. a 1.0 seg. De ésta manera, disminuyeron considerablemente los valores de las aceleraciones de diseño.

Una red de acelerógrafos conectados a una unidad de registro central fue instalada en 1998 sobre uno de los tramos de la estructura, inmediatamente después de la estación Mirador (dirección sur). De ésta forma , las vibraciones ambientales han sido registradas con y sin la presencia del Tren. Se observa un claro cambio en las frecuencias predominantes de la estructura debido a la presencia del Tren. La variación de las frecuencias naturales identificadas por medio del análisis espectral se muestran en la Tabla 8.2.

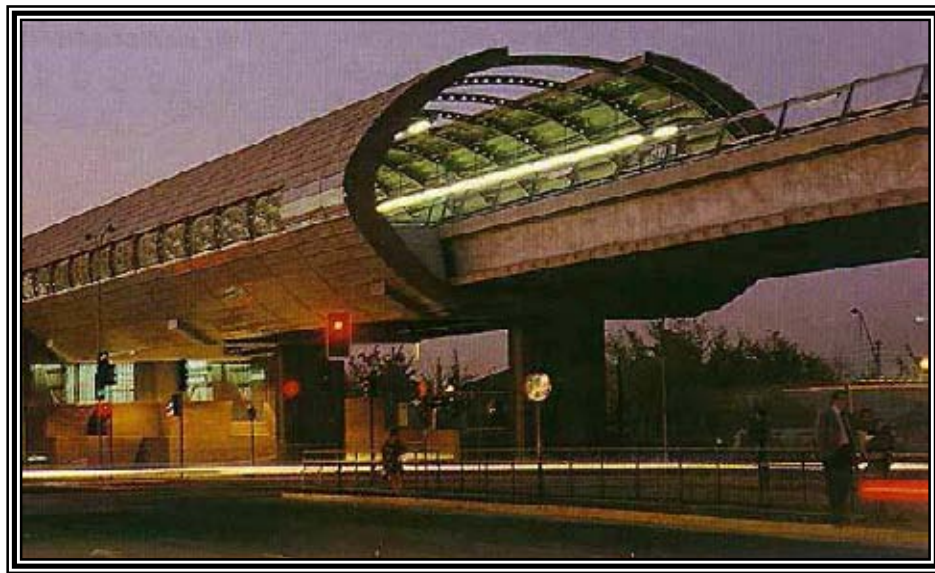


Figura 8.5 Línea N°5 del Metro de Santiago.

Modo	Sismo del 29/07/98		Microvibración		Dirección
	Mínimo	Máximo	Con Tren	Sin Tren	
1	1.9	2.59	2.34	2.44	Long.-Vert.
2	1.71	2.44	2.10	2.44	Trans.
3	2.78	3.12	2.76-2.86	2.90	Vert.
4	3.22	3.51		3.69	Long.-Vert.
5	3.61	4.05	3.59	3.86	Long.-Vert.
6	3.36	3.95		3.86	Trans.
7	4.1	4.33	4.05-4.25	4.34	Trans.
8	4.69	5.12		4.91	Trans.

Tabla 8.2 Frecuencia modales en Hz.

Catorce sismos moderados han sido registrados hasta agosto de 1999, con rango de magnitudes entre los 4.2 y 6.2, registrándose como máxima aceleración del suelo los 0.14 g. A pesar de éstos bajos niveles de excitación, los efectos de la aislación aumentan en la medida de que también aumente la intensidad del sismo, especialmente en la dirección transversal.

8.2 DESARROLLO DE CÓDIGOS

Como ya se mencionó en el capítulo VII existe el proyecto de norma denominada *Diseño sísmico de estructuras e instalaciones industriales* (NCh2369.c1999), que incluye una guía para el diseño de estructuras con aislación de base o sistemas de disipación de energía.

Con respecto a normas sísmicas para la aislación de puentes, puede mencionarse que existe una completa revisión de normas para puentes con aisladores sísmicos o disipadores de energía en una Tesis de Fuenzalida, 1999, de la Universidad de Chile, quien además presenta una serie de pautas para el diseño de puentes aislados sísmicamente con apoyos elastoméricos.

8.3 NUEVOS PROYECTOS

En agosto de 1999 se encontraban en construcción cinco puentes con aislación de base o sistemas disipativos a lo largo de la ruta Norte-Sur. El diseño y los ensayos de los dispositivos se realizaron de acuerdo a la norma AASHTO 1997.

En el puente Amolanas (268 mt de longitud) se utilizaron amortiguadores viscoelásticos, al igual que en el puente sobre el Río Maule (400 mt de longitud) en Constitución.

Con respecto a edificios, el nuevo Hospital de la Universidad Católica incluye apoyos de goma de alto amortiguamiento.

8.4 NUEVAS FACILIDADES DE ENSAYOS

Nuevas facilidades de ensayos han sido creadas en los últimos años, siendo la más importante el Laboratorio de Ensayos Dinámicos y Control de Vibraciones de la Universidad Católica de Chile, cumpliendo un importante rol tanto en docencia como en la investigación. Este laboratorio fue creado entre 1996 y 1998 bajo el proyecto FONDEF D96I1008, orientado al estudio de Sistemas Innovativos de Reducción de Vibraciones en Estructuras (SIRVE) y sistemas mecánicos con especial énfasis en aisladores sísmicos y disipadores de energía. Los equipos de éste laboratorio fueron donados por FONDEF, el Ministerio de Educación (FDI), la empresa VULCO S.A., y la Dirección de Investigación y Postgrado de la Universidad Católica.

El laboratorio cuenta actualmente con cuatro modernos equipos de ensayos dinámicos:

- Marco de Carga de 100 ton:

Este marco fue especialmente diseñado para el estudio y desarrollo de ensayos dinámicos a escala natural de aisladores sísmicos y disipadores de energía.

El marco posee un moderno actuador dinámico MTS capaz de aplicar 100 ton de fuerza y desplazarse con una carrera total de 100 cm a velocidades que superan los 20 cm/s. El actuador es controlado digitalmente y permite el desarrollo de ensayos pseudo-dinámicos de estructuras aisladas completas en tiempo real sometidas a sismos reales. El marco posee además una capacidad máxima de carga vertical sobre los dispositivos de 500 ton.

- Marco de Carga de 25 ton:

Este versátil marco de carga fue diseñado para el estudio y desarrollo de ensayos dinámicos de dispositivos de disipación de energía, entre los que destacan entre otros sistemas, los viscoelásticos, viscosos, friccionales y metálicos.

El marco posee un moderno actuador dinámico MTS capaz de aplicar 25 ton de fuerza con una carrera total de 50 cm a velocidades que superan los 120 cm/s. El actuador está controlado digitalmente y gracias a la calidad de su servoválvula permite además de ensayar los dispositivos individuales, realizar ensayos pseudo-dinámicos de estructuras completas en tiempo real sometidas a registros sísmicos reales.

- Marco de Frecuencia Variable:

Este sistema fue desarrollado para estudiar las propiedades dinámicas de distintas formulaciones de goma y materiales viscoelásticos e investigar su dependencia con frecuencia y temperatura.

En su estado actual el marco es capaz de aplicar una carga de 200 Kg con una carrera cíclica variable entre 0.18 y 1.2 cm, y frecuencias entre 0.2 y 15 Hz. El sistema posee un motor

trifásico de 3 HP y está controlado digitalmente a través de un inversor que en conjunto con el reductor mecánico del motor trifásico proveen un excelente torque a baja frecuencia. La información del ensayo es adquirida digitalmente en un computador.

- Simulador Dinámico MOOG:

El Simulador Dinámico MOOG es una mesa vibradora de seis grados de libertad. Este simulador permite entre otros, el estudio de la respuesta dinámica de modelos a escala con sistemas de reducción de vibraciones.

La plataforma tiene una capacidad vertical ligeramente superior a 1 ton y permite especificar los 6 grados de libertad de la plataforma o alternativamente las 6 longitudes de los actuadores electro-mecánicos. La mesa alcanza velocidades que van entre los 30 y 50 cm/s dependiendo del grado de libertad considerado. La extensión máxima de los actuadores es superior a los 30 cm, alcanzando aceleraciones máximas entre 0.6 y 0.8g. Esto permite simular la mayoría de los registros sísmicos históricos.

8.5 PROYECTOS DE INVESTIGACIÓN RECIENTES

Uno de los últimos proyectos de investigación en materia de control de vibraciones de mayor relevancia en nuestro país, fundamentalmente por lo completo de las etapas que lo comprenden y que además es el mismo a través del cual se logró el Laboratorio descrito en el punto 8.4; es el proyecto D96I1008 financiado por el Fondo de Fomento al Desarrollo Científico y Tecnológico (FONDECYT) denominado: "Desarrollo, Fabricación, Ensayo, e Implementación de Sistemas Innovativos para la Reducción de Vibraciones"; del que a continuación se presentarán sus características fundamentales.

El objetivo del proyecto es desarrollar e implementar en Chile nuevas tecnologías para la reducción de vibraciones en estructuras, equipos y otros sistemas mecánicos. Es importante notar que a pesar de que la presentación enfatiza el uso de ésta tecnología en la reducción de vibraciones de estructuras, su extensión a otros sub-sistemas mecánicos y estructurales de menor tamaño tales como losas de piso, equipos industriales, obras de arte, es inmediato.

El éxito de los SRV como un medio efectivo de reducción de vibraciones depende en gran medida de una correcta implementación práctica. Debido a esto, el proyecto propuesto considera la participación de tres destacadas empresas de ingeniería nacional y una importante oficina de arquitectura. La participación efectiva de éstas empresas consiste en el estudio de al menos tres proyectos en vías de desarrollo que consideren el uso de SRV.

Con el proyecto se busca influir sobre la práctica de construcción de estructuras sismorresistentes de modo que éstas sean más económicas y seguras, reduciendo así el inmenso costo anual atribuible a los sismos en Chile. De gran importancia es la reducción en el daño de

los contenidos de las estructuras que utilicen SRV, costo que en muchos casos supera el costo de la estructura misma. El proyecto busca además posicionar a los investigadores, ingenieros, y fabricantes chilenos en un nivel similar al de países más desarrollados dentro de ésta área de la ingeniería sísmica.

La duración del proyecto es de tres años a partir de Diciembre de 1996 y contempla un presupuesto total de alrededor de US\$ 1.5 millones. Participan en él investigadores de la Universidad Católica de Chile, Universidad de Concepción, Universidad de California, Berkeley, y Universidad de Kyoto. Como ya se mencionó, participan también tres importantes empresas chilenas de ingeniería, una de arquitectura, y una empresa manufacturera nacional.

En cuanto a la etapa de implementación en estructuras del proyecto, cabe destacar que se desarrolló un estudio completo de la factibilidad técnica y económica de introducir aislación sísmica de goma y friccional en el conjunto habitacional "Bosque de la Villa" (26 edificios) de Santiago. En el estudio se consideró el uso de aisladores de goma de alto amortiguamiento en paralelo con deslizantes friccionales para edificios de cuatro y cinco pisos estructurados en base a muros de hormigón armado y albañilería confinada.

La modelación del sistema estructural se generó mediante el software SAT, desarrollado bajo el ambiente MATLAB. Se realizaron modelos de las estructuras convencionales con base fija, y distintos modelos y propiedades del sistema de aislación. El diseño del sistema de aislación fue realizado utilizando el espectro de la norma chilena NCh 433 Of. 96. Como excitación para la verificación del diseño se utilizaron los registros obtenidos en el terremoto del 3 de marzo de 1985 en Lolleo, Melipilla y Viña del Mar.

Resultados típicos del análisis dinámico realizado con los edificios se presentan en la Tabla 8.3.

<i>Nivel</i>	<i>Deformación máxima sin aislador (cm)</i>	<i>Deformación máxima con aislador (cm)</i>	<i>Reducción de la deformación (%)</i>
5	± 1.909	± 0.4481	76.5
4	± 1.653	± 0.4122	75.1
3	± 1.292	± 0.3439	73.4
2	± 0.810	± 0.2345	71.0
1	± 0.304	± 0.1014	66.6

Tabla 8.3 Comparación de la deformación del techo de un edificio típico del conjunto "Bosque de la Villa" con y sin aislación sísmica.

Como se aprecia en la tabla anterior, y por el conjunto de resultados obtenidos para los edificios considerados, las reducciones de deformaciones y corte de piso (omitidos en la tabla) alcanzados con el uso de aislación y fricción relativos al sistema de base fija oscilan entre 4 y 10 respectivamente. Esta importante reducción de respuesta permite, entre otros elementos,

reemplazar los muros de hormigón armado en la superestructura por elementos de albañilería confinada y reducir el tamaño de las fundaciones. Más importante aún, permite disminuir en forma considerable el posible daño estructural y de contenidos de los edificios durante un sismo futuro.

El costo de incorporar aislación sísmica en los edificios estudiados es de aproximadamente 0.8 UF/m^2 . Si en la evaluación económica de ésta solución estructural se adopta como costo por daño sísmico futuro el equivalente al costo de contratar un seguro sísmico, lo cual parece razonable desde el punto de vista económico como evaluación del riesgo del usuario, es posible demostrar que la solución propuesta tiene una tasa interna de retorno (TIR) de aproximadamente un 20%. La evaluación económica considera una vida útil de 30 años del edificio, lo que es muy conservador.

Es necesario denotar que según investigadores chilenos la fabricación de aisladores de goma no requiere de alta tecnología. Cualquier industria productora de elementos de goma posee los equipos necesarios, que son: máquinas mezcladoras y prensas de vulcanización. La clave de la obtención de aisladores de calidad se encuentra en el cuidado durante la fabricación y en el control. La empresa chilena VULCO S.A. ha sido la responsable de la fabricación de la mayoría de los aisladores elastoméricos y disipadores de energía utilizados hasta ahora en Chile, además de la construcción de los marcos de carga que se requieren para ensayar y controlar el comportamiento de éstos elementos.

Por último, luego de ésta síntesis sobre la realidad de nuestro país en materia de control de vibraciones, podemos darnos cuenta que investigadores, profesionales, y organismos gubernamentales promotores de la investigación y desarrollo tecnológico están comenzando a fomentar paulatinamente el desarrollo de los sistemas de reducción de vibraciones y su uso en las construcciones sismorresistentes. Todos los temas expuestos en el presente capítulo hacen ver un ambiente favorable para el desarrollo de nuevas aplicaciones sobre sistemas de aislación sísmica o disipación de energía. Y a pesar de que a Chile todavía le falta mucho por avanzar en ésta materia en comparación con Estados Unidos, Japón o Nueva Zelandia, vamos muy bien encaminados.

CAPÍTULO IX

APLICACIÓN CONCEPTUAL

En el presente Capítulo se muestra un análisis computacional comparativo entre el método de Diseño Sismorresistente Convencional y el método de Diseño Sismorresistente mediante Sistemas de Control de Vibraciones, con el objeto de mostrar las bondades que posee éste último con respecto al primero.

La comparación se realizará entre dos marcos de tres pisos; uno con base fija y otro con base aislada, a través del programa de análisis estructural SAP2000 NonLinear Versión 6.11.

9.1 COMPARACIÓN ENTRE LAS RESPUESTAS DE DOS MARCOS IDÉNTICOS, SALVO LA CONDICIÓN DE APOYO

• DESCRIPCIÓN DE LOS MARCOS :

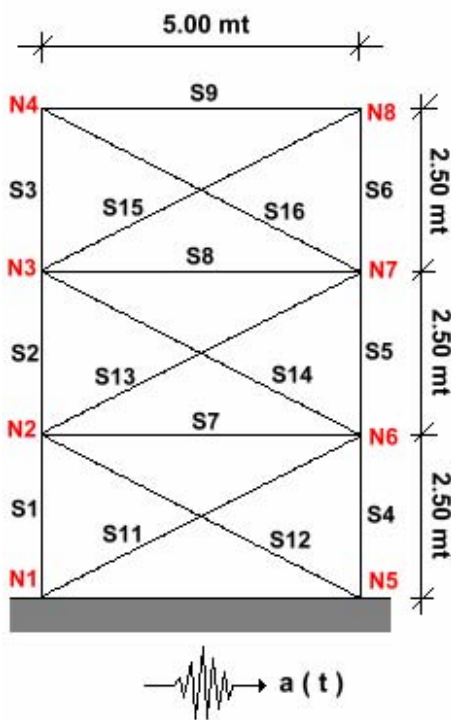
N: nudo

S: sección

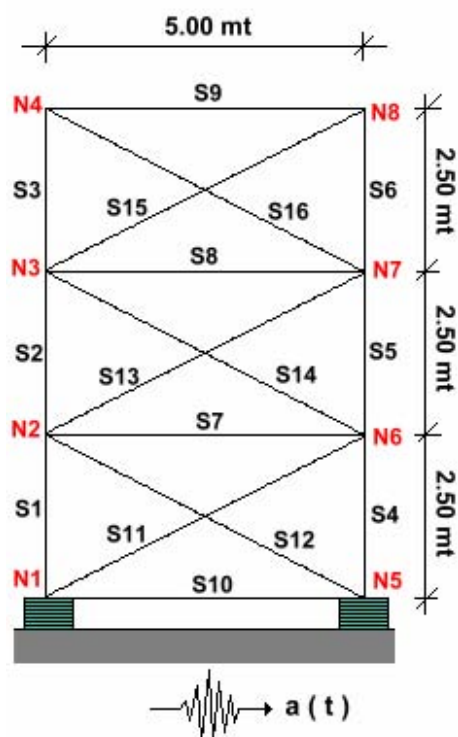
Vigas: S7, S8, S9 y S10

Columnas: S1, S2, S3, S4, S5 y S6

Arriostramientos: S11, S12, S13, S14, S15 y S16



M1 : Marco de base fija



M2 : Marco de base aislada

	M1 y M2
Material	Acero A37-24ES
Sección Vigas	IN 35 x 137
Sección Columnas	HN 40 x 301
Sección Arriostramientos	20 x 20 x 46.9
Carga puntual vertical sobre cada nudo (Ton)	10
Masa sobre cada nudo (Nxseg ² /mt)	20000

• **PROPIEDADES DEL AISLADOR :**

Rigidez Vertical (MN/m)	1751.270
Rigidez de corte inicial (MN/m)	17.510
Fuerza de fluencia de corte (MN)	0.178
Razón de rigidez de post-fluencia (*)	0.100

(*) Razón de rigidez de post-fluencia = Rigidez post-fluencia / Rigidez elástica

• **SISMOS DE ENTRADA :**

Con el motivo de poder apreciar además, las respuestas de los marcos frente a distintas sollicitaciones sísmicas, el análisis se realizará para los siguientes sismos:

- **El Centro;** 18 de Mayo de 1940, Magnitud Richter 7.1
Duración del registro: 12.10 s
- **Northridge;** 17 de Enero de 1994, Magnitud Richter 6.7
Duración del registro: 29.98 s
- **Kobe;** 17 de Enero de 1995, Magnitud Richter 7.2
Duración del registro: 49.98 s

• **ANÁLISIS DE LOS MARCOS :**

Las dimensiones de las secciones de ambos marcos se establecieron de manera tal que el desplazamiento relativo máximo entre dos pisos consecutivos no exceda la altura de entrepiso multiplicada por 0.002 (NCh433.Of96). Para tal efecto, el marco al cual se le controlaron los desplazamientos fue al de base fija (M1), pues el marco de base aislada presentaba desplazamientos entrepisos muy pequeños (entre 0.9 y 3.4 mm aprox.). De tal forma, en ambos marcos se cumple:

$$\delta_{ENTREPISO} \leq \delta_{MÁXIMO} = 5mm$$

⇒ **Resultados del análisis:**

a) **Sismo de entrada: El Centro**

<i>Aceleración (g)</i>	<i>Base (N1)</i>	<i>Último piso (N4)</i>
M1	0.315	1.687
M2	0.310	0.384
Reducción (%)	1.6	77.2

<i>Desplazamiento (cm)</i>	<i>Base (N1)</i>	<i>Piso 1 (N2)</i>	<i>Piso 2 (N3)</i>	<i>Último piso (N4)</i>
M1	0.00	0.36	0.74	0.99
M2	4.59	4.74	4.87	4.96

	<i>Esfuerzos Máximos</i>		
	<i>Esfuerzo axial (Ton)</i>	<i>Esfuerzo de corte (Ton)</i>	<i>Momento (T*m)</i>
M1	136.88	17.86	35.52
M2	39.77	2.74	3.56
Reducción (%)	70.9	84.7	90.0

b) Sismo de entrada: Northridge

<i>Aceleración (g)</i>	<i>Base (N1)</i>	<i>Último piso (N4)</i>
M1	0.843	1.667
M2	0.578	0.600
Reducción (%)	31.4	64.0

<i>Desplazamiento (cm)</i>	<i>Base (N1)</i>	<i>Piso 1 (N2)</i>	<i>Piso 2 (N3)</i>	<i>Último piso (N4)</i>
M1	0.00	0.38	0.76	1.00
M2	12.25	12.48	12.67	12.80

	<i>Esfuerzos Máximos</i>		
	<i>Esfuerzo axial (Ton)</i>	<i>Esfuerzo de corte (Ton)</i>	<i>Momento (T*m)</i>
M1	135.71	19.09	37.48
M2	66.51	4.42	5.59
Reducción (%)	51.0	76.8	85.1

c) Sismo de entrada: Kobe

<i>Aceleración (g)</i>	<i>Base (N1)</i>	<i>Último piso (N4)</i>
M1	0.834	1.484
M2	0.819	0.850
Reducción (%)	1.8	42.7

<i>Desplazamiento (cm)</i>	<i>Base (N1)</i>	<i>Piso 1 (N2)</i>	<i>Piso 2 (N3)</i>	<i>Último piso (N4)</i>
M1	0.00	0.36	0.71	0.94
M2	21.22	21.56	21.83	22.02

	<i>Esfuerzos Máximos</i>		
	<i>Esfuerzo axial (Ton)</i>	<i>Esfuerzo de corte (Ton)</i>	<i>Momento (T*m)</i>
M1	126.92	18.51	36.01
M2	88.07	6.07	7.83
Reducción (%)	30.6	67.2	78.3

Como se puede apreciar, la aislación en la base es muy efectiva para reducir las sollicitaciones sísmicas. Los esfuerzos máximos del marco con aislación (M2) disminuyeron entre un 30.6% y un 90% en relación al marco sin aislación (M1).

El inconveniente más importante que se puede apreciar en el marco aislado es el desplazamiento que adquiere a nivel basal, el cual para el sismo de Kobe llegó a alcanzar hasta 21.22 cm. Sin embargo, como ya se ha visto en los capítulos anteriores, con el desarrollo de detalles especiales éste problema es de fácil solución.

Por lo tanto, al comparar éstos resultados, es evidente que la seguridad del marco aislado y de su posible contenido es muy superior a la del marco sin aislación.

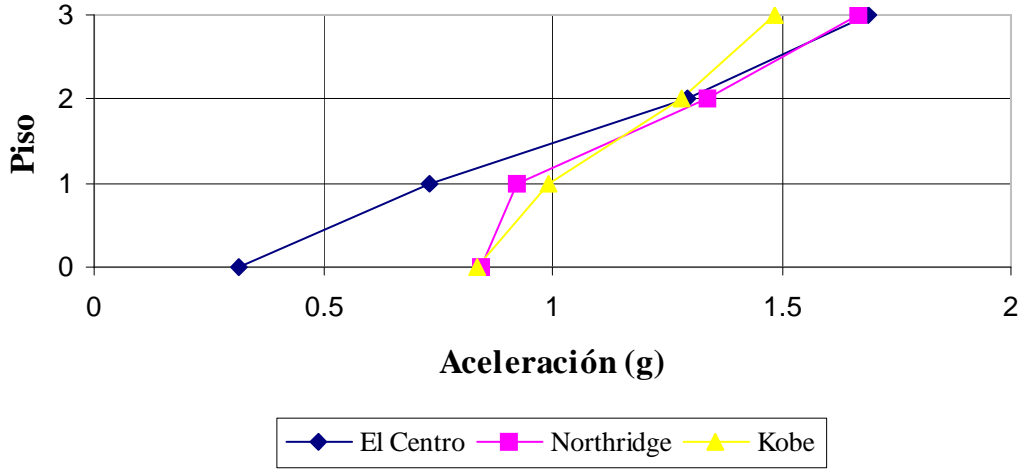
Comparando las tablas de los Esfuerzos Máximos, además, se puede ver claramente que en el marco de base fija (M1), los respectivos esfuerzos son muy similares para los diferentes sismos de entrada, con una variación promedio de 6.6%; en cambio en el marco de base aislada (M2) la variación de éstos esfuerzos es mucho mayor, con una variación promedio del 120.9%. Esto implica que para una estructura de base fija el sismo de diseño utilizado no es muy relevante, pues se obtienen respuestas similares. Sin embargo, para una estructura de base aislada, el sismo de diseño es de mucha importancia, por la gran variación que se presenta en las respuestas de la estructura según sea el sismo utilizado.

A continuación se presenta una comparación de las aceleraciones y desplazamientos de los marcos M1 y M2 para los diferentes sismos utilizados, con el objeto de apreciar en forma gráfica lo expresado en el párrafo anterior:

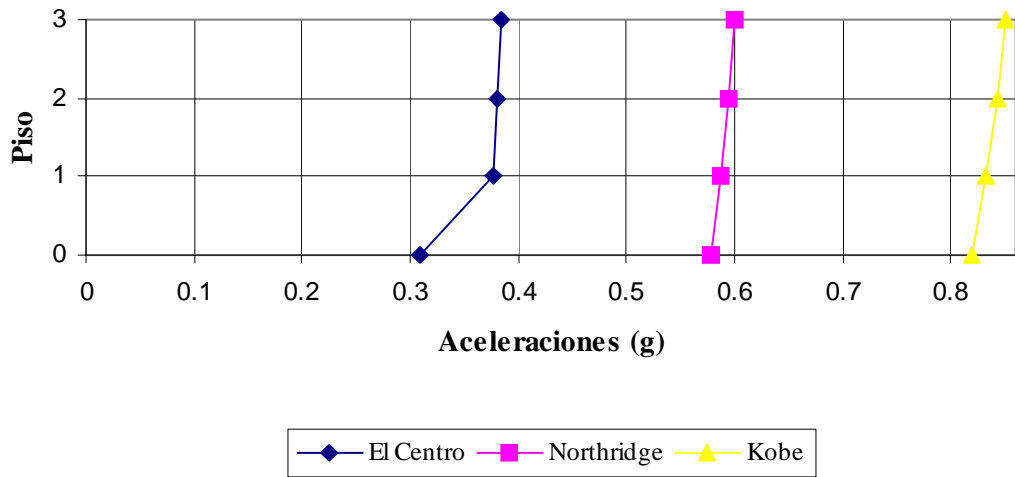
Nota 1:

Piso "0" \equiv Nivel basal del marco.

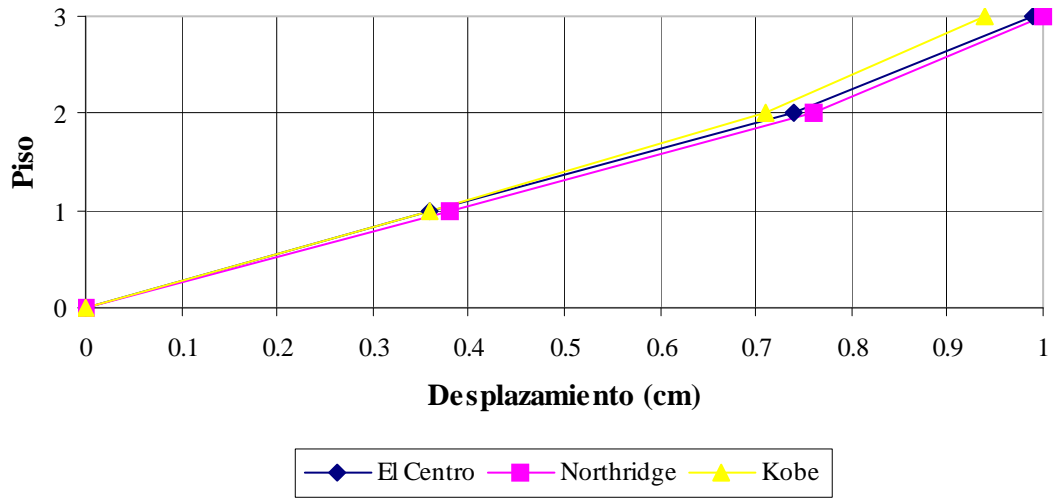
Aceleraciones de M1 para diferentes sismos



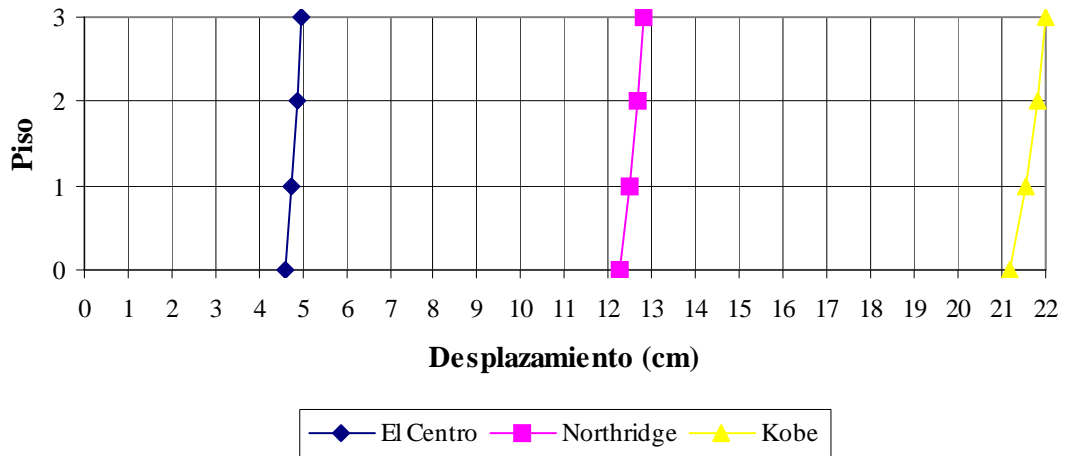
Aceleraciones de M2 para diferentes sismos



Desplazamientos de M1 para diferentes sismos



Desplazamientos de M2 para diferentes sismos



9.2 REDUCCIÓN DE ACERO AL UTILIZAR AISLACIÓN EN LA BASE

Como en el marco aislado (M2) tanto los desplazamientos entre pisos como sus esfuerzos son muy bajos, se reducirán sus secciones con el objeto de poder comparar el ahorro en la cantidad de acero con respecto al marco sin aislación (M1). En éste caso, cabe mencionar que la reducción de las secciones del marco se realizó a través del control de los esfuerzos, y no por el control de los desplazamientos entre pisos como sucedió con la determinación de las secciones del marco sin aislación.

La sección reducida resultante fue:

Vigas	IN 20 x 50.1
Columnas	HN 25 x 131
Arriostramientos	20 x 20 x 46,9

Y de esta manera, con éstas secciones reducidas del marco aislado, se puede hacer un cálculo del ahorro de acero del marco M2 con respecto a M1:

Marco sin aislación	Longitud (mt)	Peso / mt (Kg)	Peso (Kg)
Vigas	15.00	137	2055.00
Columnas	15.00	301	4515.00
Arriostramientos	33.54	46.9	1573.03
TOTAL			8143.03

Marco con aislación	Longitud (mt)	Peso / mt (Kg)	Peso (Kg)
Vigas	20.00	50.1	1002.00
Columnas	15.00	131	1965.00
Arriostramientos	33.54	46.9	1573.03
TOTAL			4540.03

⇒ Reducción de acero : 44.2%

Nota 2:

En el Anexo N°1 se pueden encontrar los resultados de los análisis realizados con el programa SAP2000 NonLinear, tanto para el punto 9.1 como para el 9.2.

CAPÍTULO X

COMENTARIOS Y CONCLUSIONES

Cada uno de los tipos de sistemas de control de vibraciones: pasivos, activos e híbridos, tiene sus ventajas y desventajas, pero sin lugar a dudas el sistema de control más comúnmente utilizado es el pasivo. Esto se debe principalmente a su extremada confiabilidad, gran simpleza, a su eficiencia y que prácticamente no requieren mantención.

En forma general los sistemas de control pasivos, como se presentó en la Memoria, se dividen en sistemas de disipación de energía y/o amortiguamiento, sistemas de aislación basal y sistemas de efecto masa.

Referente a los primeros, se puede decir que la disipación de energía en una estructura se produce bajo deformación cíclica y su efecto de reducción de respuesta es significativo en casos donde existe una acumulación energética durante varios ciclos de vibración. Por otra parte, su efecto es despreciable en el caso de una sollicitación impulsiva de duración mucho menor que el período de vibración de la estructura.

Por otro lado, el aislamiento basal es una técnica de diseño sismorresistente que consiste en introducir un elemento de apoyo de alta flexibilidad o baja resistencia que independiza a la estructura del movimiento que se propaga por el suelo donde ésta se funda. Esta técnica constituye uno de los procedimientos de diseño sismorresistente más promisorios como ha quedado demostrado por vastas investigaciones en la última década y por el buen comportamiento de estructuras aisladas sísmicamente durante recientes terremotos.

En el caso de los sistemas de efecto masa, es preciso señalar que si bien es sabido que el uso de masas en altura no es aconsejable desde el punto de vista sísmico, un buen diseño de un amortiguador de masa es un contra ejemplo de éste principio. Si la masa del amortiguador está soportada por elementos capaces de absorber las deformaciones impuestas durante un sismo y su frecuencia es cercana a la de la excitación, tal ubicación en altura de la masa puede ser muy beneficiosa para el edificio. En cualquier caso, es intuitivo que un amortiguador de masa será capaz de reducir la respuesta de una estructura en la medida que ésta vibre durante un cierto tiempo. Dicho de otra forma, si nuestra excitación es de tipo impulsivo el amortiguador de masa no será capaz en general de reducir en forma significativa la respuesta del sistema, como tampoco lo es la disipación en tal caso.

La disipación de energía y la aislación basal son dos técnicas complementarias. De ésta manera, la aislación basal es más efectiva en estructuras de mayor rigidez, es decir, en edificios de baja y mediana altura; y por otro lado, la disipación de energía es más efectiva en estructuras más flexibles, es decir, edificios de mayor elevación.

Con respecto a éstas dos técnicas, se puede agregar que no tan solo pueden ser utilizadas en estructuras nuevas, sino también para el mejoramiento o rehabilitación de estructuras ya existentes. Además ambas técnicas de diseño sismorresistente reducen de manera muy satisfactoria la respuesta horizontal frente a sollicitaciones sísmicas, no así la respuesta frente a sollicitaciones provocadas por el viento, motivo por el cual estos sistemas se utilizan principalmente en estructuras pequeñas y medianas.

Por su parte, los sistemas de control activos se utilizan en su gran mayoría en estructuras altas y esbeltas, siendo su principal ventaja la de adecuarse automáticamente a las características de la excitación, mejorando de ésta manera substancialmente el esquema resistente de las estructuras. Su gran desventaja es que para controlar las vibraciones causadas por terremotos fuertes requiere una gran cantidad de energía, la que no siempre es fácil de suministrar, además de ser complejos y requerir mantenimiento.

Los sistemas de control híbridos, por ser una combinación entre sistemas pasivos y activos, suplen mutuamente las deficiencias de cada uno de éstos sistemas, lo que los convierte en el tipo de sistema de control de vibraciones de mayor eficiencia. Estos sistemas reciben información en línea de la respuesta de la estructura y no requieren de una gran cantidad de energía para su funcionamiento, sin embargo su restringido uso se debe fundamentalmente a su costo, alta complejidad y la necesidad de un continuo mantenimiento.

Desde el punto de vista del análisis, los sistemas de control pasivos son mucho más simples de modelar que los activos e híbridos, existiendo en la actualidad variados programas computacionales que realizan el análisis dinámico correspondiente. Sin embargo, para la mayoría de los sistemas activos e híbridos el análisis dinámico es mucho más complejo, y generalmente son las propias empresas productoras de cada dispositivo las que se preocupan de formular el método de análisis dinámico más adecuado.

En cuanto a los costos directos de los dispositivos se puede concluir que se encuentran entre el rango del 0.1% y el 3.0% del costo de la estructura, dependiendo de la aplicación y del tipo de dispositivo que se utilice.

La normativa respecto al control de vibraciones en estructuras no se encuentra muy desarrollada en la actualidad. Incluso en los países más adelantados en ésta materia (E.E.U.U., Japón y Nueva Zelanda, entre otros) existen todavía muchas deficiencias al respecto. Es importante destacar que en el presente sólo se cuenta con normativas y regulaciones para los

sistemas de control pasivos; y que para los sistemas de control activos e híbridos no existe ningún tipo de normativa, lo que obviamente dificulta mucho la aplicación de éste tipo de sistemas.

En Chile, las características de los sismos, de poco contenido de energía en las frecuencias bajas, y las propiedades dinámicas de muchas de las construcciones rígidas, de frecuencias naturales altas, hacen de la aislación en la base una alternativa de diseño sismorresistente muy prometedora². Sin embargo, sería recomendable, previo al análisis y dimensionamiento del edificio aislado, hacer un estudio sismológico y del comportamiento dinámico del suelo de la zona donde se pretenda edificar, optando por una estructura convencional (base fija) si se encontrara que la zona pueda ser perturbada por sismos con un gran contenido de frecuencias bajas o con un suelo demasiado blando.

Los beneficios que se consiguen con la implementación de un sistema aislante en la base son: una reducción de las aceleraciones en el edificio a aproximadamente la tercera parte, con la consiguiente reducción de los esfuerzos sobre la estructura. La reducción es aun más importante en los momentos volcantes en los pisos bajos, pues la distribución de aceleraciones con la altura resulta casi uniforme, en vez de aumentar éstas con la altura, como sucede en un edificio sin aislación.

Los inconvenientes más importantes que se presentan son: los grandes desplazamientos a nivel basal, que obligan a desarrollar detalles especiales para la conexión de las instalaciones (agua potable, alcantarillado y gas), los accesos y las escaleras, necesidad de poder cambiar aisladores durante la vida útil del edificio para someterlos a prueba y, por último, la falta de experiencia y de información de los sismos en el rango de las bajas frecuencias.

Otra conclusión importante sobre la aislación en la base, como se demostró en el capítulo IX, es la importancia que tiene el sismo de diseño para éste tipo de estructuras, ya que presentan respuestas muy diferentes según el sismo utilizado. No así para las estructuras de base fija, en las cuales las respuestas son relativamente similares.

Tal como se pudo apreciar en el capítulo VIII (Estudio Chileno en Materia de Control de Vibraciones), el dispositivo que mayormente se ha utilizado en nuestro país es el apoyo de goma laminada de alto amortiguamiento, y sin duda es el que debería ser el más utilizado en el futuro, pues provee en forma conjunta la flexibilidad y el amortiguamiento necesario para la aislación basal, además de ser más económicos que los restantes sistemas por ser más accesible su fabricación en Chile.

² Sarrazin, M., Osorio, F., Herbach, E., Moroni, M., Figueroa, A., (1989), "Diseño sísmico de edificios de vivienda con aislación en la base", Proc. 5^{ta} Jornadas Chilenas de Sismología e Ingeniería Antisísmica, Santiago, Chile.

En Chile, generalmente las estructuras aisladas tienen un costo directo entre un 1% y un 10% más del costo directo de las de base fija. Sin embargo, no hay comparación en la disminución del costo indirecto en una estructura aislada debido principalmente a que ésta no sufrirá daños cuando sea sometida a un sismo de gran intensidad (permanecerá en el rango elástico), evitándose así los costos de reparación y/o costo total de la estructura fija si ésta ha colapsado. Además, gracias a la considerable disminución de las aceleraciones en el edificio aislado, no se producirán deterioros en el contenido de ésta (sistemas computacionales, equipos especializados, centrales de comunicaciones, etc.), costo que en muchos casos supera el costo de la estructura.

Con respecto al costo directo de los dispositivos es necesario agregar que en el futuro deberán disminuir, esto principalmente por el hecho de diseñar las estructuras aisladas con los verdaderos esfuerzos que actúan sobre ella, lo que permitirá reducir el costo directo de la edificación. Además, si los aisladores se construyeran en gran cantidad, habría también un abaratamiento importante, pues las matrices se podrían amortizar en un mayor número de usos.

No hay mejor ejemplo de país desarrollado en el área del control de vibraciones que Japón, por lo que es adecuado conocer algunas de sus medidas referente a ésta materia. El desarrollo de los sistemas de control de vibración en Japón le debe mucho a las actividades de investigación y desarrollo de las empresas constructoras como también a las Universidades. Referente a esto se puede destacar por ejemplo, que las empresas constructoras japonesas invierten entre 50 y 200 millones de dólares al año en investigación y desarrollo con respecto a la ingeniería antisísmica.

Resulta novedoso y atractivo también, el funcionamiento de los Comités de Revisión del Building Center of Japan (capítulo VII), como posible mecanismo que debiera estar establecido en la Ordenanza General de Construcciones.

También se debe mencionar que la política del Ministerio de Construcción de Japón es hacer populares los sistemas de control de vibraciones a través de su estandarización. Y el Ministerio de Comercio e Industria de éste mismo país también ha mostrado un vivo interés.

Por otro lado, en Chile, todavía no se cuenta con ningún tipo de norma o regulación sobre aislación sísmica (excepto el proyecto de norma *NCh2369.c1999*, para estructuras e instalaciones industriales), hecho que provoca un estancamiento en el desarrollo de ésta área de la ingeniería estructural, pues para fomentar el uso de aisladores se debe comenzar por desarrollar recomendaciones y normas de diseño; que en el caso de nuestro país éstas deberían ser prácticas y dar un nivel de seguridad satisfactorio tomando en cuenta la sismicidad regional.

Y además, al igual que la política japonesa mencionada anteriormente, en Chile se deberían estandarizar varias características de los apoyos de aislación, tales como; rigidez vertical, rigidez de corte, amortiguamiento, carga vertical, desplazamiento máximo, etc.; de tal

manera que su fabricación se concentrara en proveerlos de una alta calidad y a un precio razonable.

En el área de investigación y desarrollo tecnológico chileno, se debe destacar la notable importancia que tienen los proyectos de investigación como el mencionado en el capítulo VIII ("Desarrollo, fabricación, ensayo, e implementación de sistemas innovativos de reducción de vibraciones"), ya que permiten posicionar y sintonizar a los investigadores y fabricantes chilenos con el área de desarrollo prioritario de la ingeniería sísmica mundial.

Después de todo lo expresado anteriormente sobre la realidad nacional en materia de control de vibraciones, la proyección futura respecto del uso de la aislación sísmica en Chile es muy prometedora. Sin lugar a dudas que en los próximos años se logrará desarrollar una recomendación o norma de diseño para edificios con sistema de aislación basal o disipación de energía, lo que permitirá el progreso de la tecnología para el control de vibraciones en forma continua, y de ésta manera se comenzará a aplicar definitivamente en edificios.

Por último, es necesario mencionar que más allá de los objetivos explícitos de la presente Memoria, su real importancia es de motivar al lector a continuar investigando sobre el diseño sismorresistente mediante sistemas de control de vibraciones, con el objeto de abrir una senda hacia el desarrollo de éstos sistemas en nuestro país. Se espera además, que la presente Memoria se transforme en el punto de partida para cualquier tipo de investigación sobre ésta alternativa factible de diseño sismorresistente.

BIBLIOGRAFÍA

-
- Aiken, I., Whittaker, A., (1993), "Development and Application of Passive Energy Dissipation Techniques in the U.S.A.", Proc. International Post-SMiRT Conference Seminar Capri (Napoli), Italy, August 23 to 25.
- Araya, M., (1994), "Desarrollo y fabricación de aisladores sísmicos para Edificio Habitacional", Memoria para optar al título de Ingeniero Civil, Universidad de Chile.
- Arze, E., (1997), "Costo sísmico y economía", Proc. Séptimas Jornadas Chilenas de Sismología e Ingeniería Antisísmica y 1^{er} Congreso Iberoamericano de Ingeniería Sísmica, La Serena, Chile, 26-29 de Noviembre.
- Boroschek, R., Moroni, M., Sarrazin, M., Segovia, E., Soto, P., (1997), "Determinación de las propiedades dinámicas del puente aislado Marga-Marga", Proc. Séptimas Jornadas Chilenas de Sismología e Ingeniería Antisísmica y 1^{er} Congreso Iberoamericano de Ingeniería Sísmica, La Serena, Chile, 26-29 de Noviembre.
- Bozzo, L., (1996), "Análisis de edificios con sistemas de aislamiento de base", Revista Internacional de Ingeniería de Estructuras, Vol. 1, N°1, pp. 17-38.
- Constantinou, M., Soong, T., Dargush, G., (1998), "Passive Energy Dissipation Systems for Structural Design and Retrofit", Monograph Series, Multidisciplinary Center for Earthquake Engineering Research, Buffalo, NY.
- De la Llera, J.C., Inaudi, J., Lüders, C., (1998), "Análisis y diseño de aislación sísmica y disipación de energía", Curso SIRVE 98, Pontificia Universidad Católica de Chile.
- De la Llera, J.C., Lüders, C., García, R., (1997), "Desarrollo, fabricación, ensayo e implementación de sistemas innovativos para la reducción de vibraciones", Proc. Séptimas Jornadas Chilenas de Sismología e Ingeniería Antisísmica y 1^{er} Congreso Iberoamericano de Ingeniería Sísmica, La Serena, Chile, 26-29 de Noviembre.
- Filiatrault, A., Cherry, S., (1998), "Comparative Performance of Friction Damped Systems and Base Isolation Systems for Earthquake Retrofit and Aseismic Design", Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol. 16(3), pp. 389-416.
- Fujita, T., (1993), "Applications of Active Mass Damper Systems for Response Control Of Tall Buildings in Japan", Proc. International Post-SMiRT Conference Seminar Capri (Napoli), Italy, August 23 to 25.
- Fujita, T., Kitamura, H., Teramoro, T., (1993), "Development and Application of Passive Energy Dissipation Techniques in Japan", Proc. International Post-SMiRT Conference Seminar Capri (Napoli), Italy, August 23 to 25.
- Instituto Chileno del Acero, (1976), "Manual de Diseño de Estructuras de Acero", 2^o Edición.

- Izumi, M., (1991), "Control de Vibraciones de Edificios en Japón: pasado, presente y futuro", *Apuntes de Ingeniería N°43*, Pontificia Universidad Católica de Chile, pp. 115-136.
- Kobori, T., Koshika, N., Yamada, K., Ikeda, Y., (1991), "Seismic-Response-Controlled Structure With Active Mass Driver System. Part 1: Design", *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol. 20, N°2, pp. 133-149.
- Kobori, T., Takahashi, M., Nasu, T., Niwa, N., (1993), "Seismic Response Controlled Structure With Active Variable Stiffness System", *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol. 22, N°11, pp. 925-941.
- Lynch, J., (1998), "Overview of Active Structural Control Systems at Kajima Corporation", *Special Scientific Report of the National Science Foundation Tokyo Regional Office*, #98-19.
- Makris, N., Deoskar, H., (1996), "Spring-viscous damper system for combined seismic and vibration isolation", *Journal of Structural Engineering*, Vol. 122, N°5, pp. 649-664.
- Martinez Romero, E., (1993), "Experiences on the Use of Supplementary Energy Dissipators on Building Structures", *Proc. International Post-SMiRT Conference Seminar Capri (Napoli)*, Italy, August 23 to 25.
- Miyamoto, H., Scholl, R., (1996), "Design of Steel Pyramid using Fluid Viscous Dampers with Moment Frames", *Proc. Tall Buildings Conference*, Los Angeles, California, May 10.
- Mokha, A., Amin, N., Constantinou, M., Zayas, V., (1996), "Seismic Isolation Retrofit of Large Historic Building", *Journal of Structural Engineering*, Vol. 122, N°3.
- Mokha, A., Constantinou, M., Reinhorn, A., Zayas, V., (1991), "Experimental Study of Friction-Pendulum Isolation System", *Journal of Structural Engineering*, Vol. 117, N°4.
- Morales, L.J., (1994), "Control de la construcción e instrumentación de un Edificio con aislación sísmica en la base", *Memoria para optar al título de Ingeniero Civil*, Universidad de Chile.
- Moroni, M., Boroschek, R., Sarrazin, M., Riveros, P., Rojas, C., (1997), "Análisis de registros sísmicos obtenidos en edificio aislado Comunidad Andalucía Santiago, Chile", *Proc. Séptimas Jornadas Chilenas de Sismología e Ingeniería Antisísmica y 1^{er} Congreso Iberoamericano de Ingeniería Sísmica*, La Serena, Chile, 26-29 de Noviembre.
- Moroni, M., Sarrazin, M., Boroschek, R., Zamorano, R., Vargas, J., Garrido, J., (1995), "Seismic Base Isolation Research in Chile: Recent Result", *Proc. International Post-SMiRT Conference on Isolation, Energy Dissipation and Control of Vibrations of Structures*, Santiago, Chile, August 21 to 23.
- Moroni, M., Sarrazin, M., Herrera, R., Boroschek, R., (1999), "Research and Applications on Base Isolation and Passive Energy Dissipation Going on in Chile", *Proc. International Post-SMiRT Conference on Isolation, Energy Dissipation and Control of Vibrations of Structures*, Cheju, Korea, August 23 to 25.

- Mosthagel, N., Khodaverdian, M., (1988), "Seismic Response of Structures Supported on R-FBI System", *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol. 16(6), pp. 839-854.
- Niwa, N., Kobori, T., Takahashi, M., Hatada, T., Kurino, H., (1995), "Passive Seismic Response Controlled High-Rise Building With High Damping Device", *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol. 24, N°5, pp. 655-671.
- Pradlwarter, H., Schuëller, G., Dorka, U., (1998), "Reliability of MDOF-systems with hysteretic devices", *Engineering Structures*, Vol. 20, N°8, pp. 685-691.
- Robinson, W., (1993), "Applications in New Zealand of Seismic Isolation to New Constructions and Retrofitting of Existing Buildings, Bridges and Industrial Plant", *Proc. International Post-SMiRT Conference Seminar Capri (Napoli), Italy, August 23 to 25.*
- Robinson, W., Monti, M., (1997), "Seismic Isolation and Passive Damping-The New Zealand Experience", *Proc. International Post-SMiRT Conference on Isolation, Energy Dissipation and Control of Vibrations of Structures, Taormina, Sicily, Italy, August 25 to 27.*
- Sarrazin, M., Moroni, M., Yoma, J., Barrios, R., (1989), "Diseño sísmico de Edificios Públicos de hormigón armado con aislación en la base", *Proc. 5^{ta} Jornadas Chilenas de Sismología e Ingeniería Antisísmica, Santiago, Chile, 7-11 de Agosto.*
- Sarrazin, M., Osorio, F., Herbach, E., Moroni, M., Figueroa, A., (1989), "Diseño sísmico de Edificios de Vivienda con aislación en la base", *Proc. 5^{ta} Jornadas Chilenas de Sismología e Ingeniería Antisísmica, Santiago, Chile, 7-11 de Agosto.*
- Spencer, B., Sain, M., (1997), "Controlling Buildings: A New Frontier in Feedback", *Special Issue of the IEEE Control Systems Magazine on Emerging Technology*, Vol. 17, N°6, pp. 19-35.
- Su, L., Ahmadi, G., Tadjbakhsh, I., (1989), "A Comparative Study of Performance of Various Base Isolation Systems", *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol. 18(1), pp. 11-32.
- Tamura, K., (1993), "Technology of Active Control Systems for Structural Vibrational", *Proc. International Post-SMiRT Conference Seminar Capri (Napoli), Italy, August 23 to 25.*
- Tamura, Y., Fujii, K., Ohtsuki, T., Wakahara, T., Kohsaka, R., (1995), "Effectiveness of tuned liquid dampers under wind excitation", *Engineering Structures*, Vol. N°9, pp. 609-621.

El autor agradece la colaboración de las siguientes empresas: Shimizu Corporation, Taylor Device Inc., Dorka Structural Control, DIS Inc., GERB, Vibro-Tech Industries Inc., Takenaka Corporation y al Dr. Eng. Yutaka Nakamura del Instituto de Tecnología de Shimizu Corporation, por su buena disposición frente a la solicitud de información.

ANEXO N°1

A continuación se presentan las tablas del análisis de los marcos M1 (base fija) y M2 (base aislada) realizado en el capítulo IX, entregadas por el programa SAP2000 NonLinear Versión 6.11.

1.- Resultados del análisis del marco de base fija M1 descrito en la sección 9.1 del capítulo IX:

SAP2000 v6.11 File: M1 Ton-m Units

JOINT DISPLACEMENTS

JOINT LOAD	UX	UY	UZ	RX	RY	RZ
1 ELCN MAX	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
1 ELCN MIN	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
1 NORT MAX	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
1 NORT MIN	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
1 KOBE MAX	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
1 KOBE MIN	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
2 ELCN MAX	3.598E-03	0.0000	4.371E-04	0.0000	1.476E-03	0.0000
2 ELCN MIN	-3.016E-03	0.0000	-3.748E-04	0.0000	-1.249E-03	0.0000
2 NORT MAX	3.779E-03	0.0000	4.333E-04	0.0000	1.524E-03	0.0000
2 NORT MIN	-3.604E-03	0.0000	-4.222E-04	0.0000	-1.456E-03	0.0000
2 KOBE MAX	3.617E-03	0.0000	4.053E-04	0.0000	1.440E-03	0.0000
2 KOBE MIN	-2.799E-03	0.0000	-3.198E-04	0.0000	-1.123E-03	0.0000
3 ELCN MAX	7.350E-03	0.0000	6.673E-04	0.0000	1.133E-03	0.0000
3 ELCN MIN	-6.230E-03	0.0000	-5.730E-04	0.0000	-9.692E-04	0.0000
3 NORT MAX	7.569E-03	0.0000	6.530E-04	0.0000	1.113E-03	0.0000
3 NORT MIN	-7.241E-03	0.0000	-6.401E-04	0.0000	-1.084E-03	0.0000
3 KOBE MAX	7.142E-03	0.0000	6.092E-04	0.0000	1.033E-03	0.0000
3 KOBE MIN	-5.573E-03	0.0000	-4.824E-04	0.0000	-8.175E-04	0.0000
4 ELCN MAX	9.901E-03	0.0000	7.345E-04	0.0000	8.114E-04	0.0000
4 ELCN MIN	-8.437E-03	0.0000	-6.312E-04	0.0000	-6.932E-04	0.0000
4 NORT MAX	0.0100	0.0000	7.140E-04	0.0000	7.709E-04	0.0000
4 NORT MIN	-9.700E-03	0.0000	-7.026E-04	0.0000	-7.710E-04	0.0000
4 KOBE MAX	9.444E-03	0.0000	6.659E-04	0.0000	7.190E-04	0.0000
4 KOBE MIN	-7.404E-03	0.0000	-5.281E-04	0.0000	-5.728E-04	0.0000

5 ELCN MAX	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
5 ELCN MIN	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
5 NORT MAX	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
5 NORT MIN	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
5 KOBE MAX	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
5 KOBE MIN	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
6 ELCN MAX	3.598E-03	0.0000	3.748E-04	0.0000	1.476E-03	0.0000
6 ELCN MIN	-3.016E-03	0.0000	-4.371E-04	0.0000	-1.249E-03	0.0000
6 NORT MAX	3.779E-03	0.0000	4.222E-04	0.0000	1.524E-03	0.0000
6 NORT MIN	-3.604E-03	0.0000	-4.333E-04	0.0000	-1.456E-03	0.0000
6 KOBE MAX	3.617E-03	0.0000	3.198E-04	0.0000	1.440E-03	0.0000
6 KOBE MIN	-2.799E-03	0.0000	-4.053E-04	0.0000	-1.123E-03	0.0000
7 ELCN MAX	7.350E-03	0.0000	5.730E-04	0.0000	1.133E-03	0.0000
7 ELCN MIN	-6.230E-03	0.0000	-6.673E-04	0.0000	-9.692E-04	0.0000
7 NORT MAX	7.569E-03	0.0000	6.401E-04	0.0000	1.113E-03	0.0000
7 NORT MIN	-7.241E-03	0.0000	-6.530E-04	0.0000	-1.084E-03	0.0000
7 KOBE MAX	7.142E-03	0.0000	4.824E-04	0.0000	1.033E-03	0.0000
7 KOBE MIN	-5.573E-03	0.0000	-6.092E-04	0.0000	-8.175E-04	0.0000
8 ELCN MAX	9.901E-03	0.0000	6.312E-04	0.0000	8.114E-04	0.0000
8 ELCN MIN	-8.437E-03	0.0000	-7.345E-04	0.0000	-6.932E-04	0.0000
8 NORT MAX	0.0100	0.0000	7.026E-04	0.0000	7.709E-04	0.0000
8 NORT MIN	-9.700E-03	0.0000	-7.140E-04	0.0000	-7.710E-04	0.0000
8 KOBE MAX	9.444E-03	0.0000	5.281E-04	0.0000	7.190E-04	0.0000
8 KOBE MIN	-7.404E-03	0.0000	-6.659E-04	0.0000	-5.728E-04	0.0000

JOINT REACTIONS

JOINT LOAD	F1	F2	F3	M1	M2	M3
1 ELCN MAX	65.4938	0.0000	142.8204	0.0000	29.5998	0.0000
1 ELCN MIN	-78.4208	0.0000	-166.9082	0.0000	-35.4136	0.0000
1 NORT MAX	78.9434	0.0000	162.7222	0.0000	35.6246	0.0000
1 NORT MIN	-82.8933	0.0000	-167.7396	0.0000	-37.3722	0.0000
1 KOBE MAX	61.5102	0.0000	123.8865	0.0000	27.7366	0.0000
1 KOBE MIN	-79.6645	0.0000	-157.6229	0.0000	-35.9050	0.0000
5 ELCN MAX	65.4938	0.0000	166.9082	0.0000	29.5998	0.0000
5 ELCN MIN	-78.4208	0.0000	-142.8204	0.0000	-35.4136	0.0000
5 NORT MAX	78.9434	0.0000	167.7396	0.0000	35.6246	0.0000
5 NORT MIN	-82.8933	0.0000	-162.7222	0.0000	-37.3722	0.0000
5 KOBE MAX	61.5102	0.0000	157.6229	0.0000	27.7366	0.0000
5 KOBE MIN	-79.6645	0.0000	-123.8865	0.0000	-35.9050	0.0000

FRAME ELEMENT FORCES**FRAME LOAD**

	LOC	P	V2	V3	T	M2	M3
1 ELCN MAX							
	0.00	136.88	17.86	0.00	0.00	0.00	35.52
	1.25	136.88	17.86	0.00	0.00	0.00	13.19
	2.50	136.88	17.86	0.00	0.00	0.00	7.36
1 ELCN MIN							
	0.00	-117.38	-14.82	0.00	0.00	0.00	-29.69
	1.25	-117.38	-14.82	0.00	0.00	0.00	-11.16
	2.50	-117.38	-14.82	0.00	0.00	0.00	-9.14
1 NORT MAX							
	0.00	135.71	19.09	0.00	0.00	0.00	37.48
	1.25	135.71	19.09	0.00	0.00	0.00	13.62
	2.50	135.71	19.09	0.00	0.00	0.00	9.70
1 NORT MIN							
	0.00	-132.21	-18.17	0.00	0.00	0.00	-35.73
	1.25	-132.21	-18.17	0.00	0.00	0.00	-13.01
	2.50	-132.21	-18.17	0.00	0.00	0.00	-10.24
1 KOBE MAX							
	0.00	126.92	18.51	0.00	0.00	0.00	36.01
	1.25	126.92	18.51	0.00	0.00	0.00	12.87
	2.50	126.92	18.51	0.00	0.00	0.00	7.75
1 KOBE MIN							
	0.00	-100.15	-14.23	0.00	0.00	0.00	-27.82
	1.25	-100.15	-14.23	0.00	0.00	0.00	-10.03
	2.50	-100.15	-14.23	0.00	0.00	0.00	-10.26
2 ELCN MAX							
	0.00	72.09	5.18	0.00	0.00	0.00	3.48
	1.25	72.09	5.18	0.00	0.00	0.00	2.52
	2.50	72.09	5.18	0.00	0.00	0.00	8.11
2 ELCN MIN							
	0.00	-62.08	-4.48	0.00	0.00	0.00	-3.18
	1.25	-62.08	-4.48	0.00	0.00	0.00	-3.16
	2.50	-62.08	-4.48	0.00	0.00	0.00	-9.57
2 NORT MAX							
	0.00	68.79	5.03	0.00	0.00	0.00	2.64
	1.25	68.79	5.03	0.00	0.00	0.00	3.36
	2.50	68.79	5.03	0.00	0.00	0.00	9.20
2 NORT MIN							
	0.00	-68.24	-4.70	0.00	0.00	0.00	-2.56
	1.25	-68.24	-4.70	0.00	0.00	0.00	-3.68
	2.50	-68.24	-4.70	0.00	0.00	0.00	-9.97
2 KOBE MAX							
	0.00	63.87	4.42	0.00	0.00	0.00	1.89
	1.25	63.87	4.42	0.00	0.00	0.00	2.73
	2.50	63.87	4.42	0.00	0.00	0.00	7.16

2 KOBE MIN

0.00	-50.91	-3.55	0.00	0.00	0.00	-1.89
1.25	-50.91	-3.55	0.00	0.00	0.00	-3.64
2.50	-50.91	-3.55	0.00	0.00	0.00	-9.17

3 ELCN MAX

0.00	21.04	1.56	0.00	0.00	0.00	9.528E-01
1.25	21.04	1.56	0.00	0.00	0.00	2.47
2.50	21.04	1.56	0.00	0.00	0.00	4.13

3 ELCN MIN

0.00	-18.23	-1.37	0.00	0.00	0.00	-1.12
1.25	-18.23	-1.37	0.00	0.00	0.00	-2.92
2.50	-18.23	-1.37	0.00	0.00	0.00	-4.83

3 NORT MAX

0.00	19.10	1.24	0.00	0.00	0.00	1.41
1.25	19.10	1.24	0.00	0.00	0.00	2.80
2.50	19.10	1.24	0.00	0.00	0.00	4.58

3 NORT MIN

0.00	-19.59	-1.42	0.00	0.00	0.00	-1.57
1.25	-19.59	-1.42	0.00	0.00	0.00	-3.05
2.50	-19.59	-1.42	0.00	0.00	0.00	-4.54

3 KOBE MAX

0.00	17.76	1.14	0.00	0.00	0.00	9.941E-01
1.25	17.76	1.14	0.00	0.00	0.00	2.19
2.50	17.76	1.14	0.00	0.00	0.00	3.38

3 KOBE MIN

0.00	-14.33	-9.647E-01	0.00	0.00	0.00	-1.38
1.25	-14.33	-9.647E-01	0.00	0.00	0.00	-2.80
2.50	-14.33	-9.647E-01	0.00	0.00	0.00	-4.23

4 ELCN MAX

0.00	117.38	17.86	0.00	0.00	0.00	35.52
1.25	117.38	17.86	0.00	0.00	0.00	13.19
2.50	117.38	17.86	0.00	0.00	0.00	7.36

4 ELCN MIN

0.00	-136.88	-14.82	0.00	0.00	0.00	-29.69
1.25	-136.88	-14.82	0.00	0.00	0.00	-11.16
2.50	-136.88	-14.82	0.00	0.00	0.00	-9.14

4 NORT MAX

0.00	132.21	19.09	0.00	0.00	0.00	37.48
1.25	132.21	19.09	0.00	0.00	0.00	13.62
2.50	132.21	19.09	0.00	0.00	0.00	9.70

4 NORT MIN

0.00	-135.71	-18.17	0.00	0.00	0.00	-35.73
1.25	-135.71	-18.17	0.00	0.00	0.00	-13.01
2.50	-135.71	-18.17	0.00	0.00	0.00	-10.24

4 KOBE MAX

0.00	100.15	18.51	0.00	0.00	0.00	36.01
1.25	100.15	18.51	0.00	0.00	0.00	12.87
2.50	100.15	18.51	0.00	0.00	0.00	7.75

4 KOBE MIN							
0.00	-126.92	-14.23	0.00	0.00	0.00	-27.82	
1.25	-126.92	-14.23	0.00	0.00	0.00	-10.03	
2.50	-126.92	-14.23	0.00	0.00	0.00	-10.26	
5 ELCN MAX							
0.00	62.08	5.18	0.00	0.00	0.00	3.48	
1.25	62.08	5.18	0.00	0.00	0.00	2.52	
2.50	62.08	5.18	0.00	0.00	0.00	8.11	
5 ELCN MIN							
0.00	-72.09	-4.48	0.00	0.00	0.00	-3.18	
1.25	-72.09	-4.48	0.00	0.00	0.00	-3.16	
2.50	-72.09	-4.48	0.00	0.00	0.00	-9.57	
5 NORT MAX							
0.00	68.24	5.03	0.00	0.00	0.00	2.64	
1.25	68.24	5.03	0.00	0.00	0.00	3.36	
2.50	68.24	5.03	0.00	0.00	0.00	9.20	
5 NORT MIN							
0.00	-68.79	-4.70	0.00	0.00	0.00	-2.56	
1.25	-68.79	-4.70	0.00	0.00	0.00	-3.68	
2.50	-68.79	-4.70	0.00	0.00	0.00	-9.97	
5 KOBE MAX							
0.00	50.91	4.42	0.00	0.00	0.00	1.89	
1.25	50.91	4.42	0.00	0.00	0.00	2.73	
2.50	50.91	4.42	0.00	0.00	0.00	7.16	
5 KOBE MIN							
0.00	-63.87	-3.55	0.00	0.00	0.00	-1.89	
1.25	-63.87	-3.55	0.00	0.00	0.00	-3.64	
2.50	-63.87	-3.55	0.00	0.00	0.00	-9.17	
6 ELCN MAX							
0.00	18.23	1.56	0.00	0.00	0.00	9.528E-01	
1.25	18.23	1.56	0.00	0.00	0.00	2.47	
2.50	18.23	1.56	0.00	0.00	0.00	4.13	
6 ELCN MIN							
0.00	-21.04	-1.37	0.00	0.00	0.00	-1.12	
1.25	-21.04	-1.37	0.00	0.00	0.00	-2.92	
2.50	-21.04	-1.37	0.00	0.00	0.00	-4.83	
6 NORT MAX							
0.00	19.59	1.24	0.00	0.00	0.00	1.41	
1.25	19.59	1.24	0.00	0.00	0.00	2.80	
2.50	19.59	1.24	0.00	0.00	0.00	4.58	
6 NORT MIN							
0.00	-19.10	-1.42	0.00	0.00	0.00	-1.57	
1.25	-19.10	-1.42	0.00	0.00	0.00	-3.05	
2.50	-19.10	-1.42	0.00	0.00	0.00	-4.54	
6 KOBE MAX							
0.00	14.33	1.14	0.00	0.00	0.00	9.941E-01	
1.25	14.33	1.14	0.00	0.00	0.00	2.19	
2.50	14.33	1.14	0.00	0.00	0.00	3.38	

6 KOBE MIN

0.00	-17.76	-9.647E-01	0.00	0.00	0.00	-1.38
1.25	-17.76	-9.647E-01	0.00	0.00	0.00	-2.80
2.50	-17.76	-9.647E-01	0.00	0.00	0.00	-4.23

7 ELCN MAX

0.00	0.00	4.46	0.00	0.00	0.00	11.15
1.25	0.00	4.46	0.00	0.00	0.00	5.58
2.50	0.00	4.46	0.00	0.00	0.00	0.00
3.75	0.00	4.46	0.00	0.00	0.00	4.71
5.00	0.00	4.46	0.00	0.00	0.00	9.42

7 ELCN MIN

0.00	0.00	-3.77	0.00	0.00	0.00	-9.42
1.25	0.00	-3.77	0.00	0.00	0.00	-4.71
2.50	0.00	-3.77	0.00	0.00	0.00	0.00
3.75	0.00	-3.77	0.00	0.00	0.00	-5.58
5.00	0.00	-3.77	0.00	0.00	0.00	-11.15

7 NORT MAX

0.00	0.00	4.63	0.00	0.00	0.00	11.57
1.25	0.00	4.63	0.00	0.00	0.00	5.79
2.50	0.00	4.63	0.00	0.00	0.00	0.00
3.75	0.00	4.63	0.00	0.00	0.00	5.52
5.00	0.00	4.63	0.00	0.00	0.00	11.03

7 NORT MIN

0.00	0.00	-4.41	0.00	0.00	0.00	-11.03
1.25	0.00	-4.41	0.00	0.00	0.00	-5.52
2.50	0.00	-4.41	0.00	0.00	0.00	0.00
3.75	0.00	-4.41	0.00	0.00	0.00	-5.79
5.00	0.00	-4.41	0.00	0.00	0.00	-11.57

7 KOBE MAX

0.00	0.00	4.38	0.00	0.00	0.00	10.95
1.25	0.00	4.38	0.00	0.00	0.00	5.48
2.50	0.00	4.38	0.00	0.00	0.00	0.00
3.75	0.00	4.38	0.00	0.00	0.00	4.26
5.00	0.00	4.38	0.00	0.00	0.00	8.52

7 KOBE MIN

0.00	0.00	-3.41	0.00	0.00	0.00	-8.52
1.25	0.00	-3.41	0.00	0.00	0.00	-4.26
2.50	0.00	-3.41	0.00	0.00	0.00	0.00
3.75	0.00	-3.41	0.00	0.00	0.00	-5.48
5.00	0.00	-3.41	0.00	0.00	0.00	-10.95

8 ELCN MAX

0.00	0.00	2.97	0.00	0.00	0.00	7.42
1.25	0.00	2.97	0.00	0.00	0.00	3.71
2.50	0.00	2.97	0.00	0.00	0.00	0.00
3.75	0.00	2.97	0.00	0.00	0.00	3.17
5.00	0.00	2.97	0.00	0.00	0.00	6.34

8 ELCN MIN							
0.00	0.00	-2.54	0.00	0.00	0.00	0.00	-6.34
1.25	0.00	-2.54	0.00	0.00	0.00	0.00	-3.17
2.50	0.00	-2.54	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
3.75	0.00	-2.54	0.00	0.00	0.00	0.00	-3.71
5.00	0.00	-2.54	0.00	0.00	0.00	0.00	-7.42
8 NORT MAX							
0.00	0.00	2.92	0.00	0.00	0.00	0.00	7.29
1.25	0.00	2.92	0.00	0.00	0.00	0.00	3.65
2.50	0.00	2.92	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
3.75	0.00	2.92	0.00	0.00	0.00	0.00	3.55
5.00	0.00	2.92	0.00	0.00	0.00	0.00	7.10
8 NORT MIN							
0.00	0.00	-2.84	0.00	0.00	0.00	0.00	-7.10
1.25	0.00	-2.84	0.00	0.00	0.00	0.00	-3.55
2.50	0.00	-2.84	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
3.75	0.00	-2.84	0.00	0.00	0.00	0.00	-3.65
5.00	0.00	-2.84	0.00	0.00	0.00	0.00	-7.29
8 KOBE MAX							
0.00	0.00	2.70	0.00	0.00	0.00	0.00	6.76
1.25	0.00	2.70	0.00	0.00	0.00	0.00	3.38
2.50	0.00	2.70	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
3.75	0.00	2.70	0.00	0.00	0.00	0.00	2.68
5.00	0.00	2.70	0.00	0.00	0.00	0.00	5.35
8 KOBE MIN							
0.00	0.00	-2.14	0.00	0.00	0.00	0.00	-5.35
1.25	0.00	-2.14	0.00	0.00	0.00	0.00	-2.68
2.50	0.00	-2.14	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
3.75	0.00	-2.14	0.00	0.00	0.00	0.00	-3.38
5.00	0.00	-2.14	0.00	0.00	0.00	0.00	-6.76
9 ELCN MAX							
0.00	0.00	1.77	0.00	0.00	0.00	0.00	4.43
1.25	0.00	1.77	0.00	0.00	0.00	0.00	2.22
2.50	0.00	1.77	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
3.75	0.00	1.77	0.00	0.00	0.00	0.00	1.89
5.00	0.00	1.77	0.00	0.00	0.00	0.00	3.79
9 ELCN MIN							
0.00	0.00	-1.52	0.00	0.00	0.00	0.00	-3.79
1.25	0.00	-1.52	0.00	0.00	0.00	0.00	-1.89
2.50	0.00	-1.52	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
3.75	0.00	-1.52	0.00	0.00	0.00	0.00	-2.22
5.00	0.00	-1.52	0.00	0.00	0.00	0.00	-4.43
9 NORT MAX							
0.00	0.00	1.66	0.00	0.00	0.00	0.00	4.16
1.25	0.00	1.66	0.00	0.00	0.00	0.00	2.08
2.50	0.00	1.66	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
3.75	0.00	1.66	0.00	0.00	0.00	0.00	2.10
5.00	0.00	1.66	0.00	0.00	0.00	0.00	4.20

9 NORT MIN

0.00	0.00	-1.68	0.00	0.00	0.00	-4.20
1.25	0.00	-1.68	0.00	0.00	0.00	-2.10
2.50	0.00	-1.68	0.00	0.00	0.00	0.00
3.75	0.00	-1.68	0.00	0.00	0.00	-2.08
5.00	0.00	-1.68	0.00	0.00	0.00	-4.16

9 KOBE MAX

0.00	0.00	1.55	0.00	0.00	0.00	3.88
1.25	0.00	1.55	0.00	0.00	0.00	1.94
2.50	0.00	1.55	0.00	0.00	0.00	0.00
3.75	0.00	1.55	0.00	0.00	0.00	1.55
5.00	0.00	1.55	0.00	0.00	0.00	3.10

9 KOBE MIN

0.00	0.00	-1.24	0.00	0.00	0.00	-3.10
1.25	0.00	-1.24	0.00	0.00	0.00	-1.55
2.50	0.00	-1.24	0.00	0.00	0.00	0.00
3.75	0.00	-1.24	0.00	0.00	0.00	-1.94
5.00	0.00	-1.24	0.00	0.00	0.00	-3.88

11 ELCN MAX

0.00	67.76	1.114E-01	0.00	0.00	0.00	1.078E-01
2.80	67.76	1.114E-01	0.00	0.00	0.00	1.723E-01
5.59	67.76	1.114E-01	0.00	0.00	0.00	4.368E-01

11 ELCN MIN

0.00	-56.70	-9.463E-02	0.00	0.00	0.00	-9.219E-02
2.80	-56.70	-9.463E-02	0.00	0.00	0.00	-2.036E-01
5.59	-56.70	-9.463E-02	0.00	0.00	0.00	-5.149E-01

11 NORT MAX

0.00	71.39	1.143E-01	0.00	0.00	0.00	1.092E-01
2.80	71.39	1.143E-01	0.00	0.00	0.00	2.009E-01
5.59	71.39	1.143E-01	0.00	0.00	0.00	5.054E-01

11 NORT MIN

0.00	-68.00	-1.090E-01	0.00	0.00	0.00	-1.037E-01
2.80	-68.00	-1.090E-01	0.00	0.00	0.00	-2.103E-01
5.59	-68.00	-1.090E-01	0.00	0.00	0.00	-5.297E-01

11 KOBE MAX

0.00	68.43	1.071E-01	0.00	0.00	0.00	1.007E-01
2.80	68.43	1.071E-01	0.00	0.00	0.00	1.548E-01
5.59	68.43	1.071E-01	0.00	0.00	0.00	3.889E-01

11 KOBE MIN

0.00	-52.91	-8.374E-02	0.00	0.00	0.00	-7.923E-02
2.80	-52.91	-8.374E-02	0.00	0.00	0.00	-1.987E-01
5.59	-52.91	-8.374E-02	0.00	0.00	0.00	-4.980E-01

12 ELCN MAX

0.00	56.70	9.463E-02	0.00	0.00	0.00	9.219E-02
2.80	56.70	9.463E-02	0.00	0.00	0.00	2.036E-01
5.59	56.70	9.463E-02	0.00	0.00	0.00	5.149E-01

12 ELCN MIN

0.00	-67.76	-1.114E-01	0.00	0.00	0.00	-1.078E-01
2.80	-67.76	-1.114E-01	0.00	0.00	0.00	-1.723E-01
5.59	-67.76	-1.114E-01	0.00	0.00	0.00	-4.368E-01

12 NORT MAX

0.00	68.00	1.090E-01	0.00	0.00	0.00	1.037E-01
2.80	68.00	1.090E-01	0.00	0.00	0.00	2.103E-01
5.59	68.00	1.090E-01	0.00	0.00	0.00	5.297E-01

12 NORT MIN

0.00	-71.39	-1.143E-01	0.00	0.00	0.00	-1.092E-01
2.80	-71.39	-1.143E-01	0.00	0.00	0.00	-2.009E-01
5.59	-71.39	-1.143E-01	0.00	0.00	0.00	-5.054E-01

12 KOBE MAX

0.00	52.91	8.374E-02	0.00	0.00	0.00	7.923E-02
2.80	52.91	8.374E-02	0.00	0.00	0.00	1.987E-01
5.59	52.91	8.374E-02	0.00	0.00	0.00	4.980E-01

12 KOBE MIN

0.00	-68.43	-1.071E-01	0.00	0.00	0.00	-1.007E-01
2.80	-68.43	-1.071E-01	0.00	0.00	0.00	-1.548E-01
5.59	-68.43	-1.071E-01	0.00	0.00	0.00	-3.889E-01

13 ELCN MAX

0.00	64.28	2.410E-01	0.00	0.00	0.00	7.224E-01
2.80	64.28	2.410E-01	0.00	0.00	0.00	4.876E-02
5.59	64.28	2.410E-01	0.00	0.00	0.00	5.343E-01

13 ELCN MIN

0.00	-54.91	-2.050E-01	0.00	0.00	0.00	-6.116E-01
2.80	-54.91	-2.050E-01	0.00	0.00	0.00	-3.896E-02
5.59	-54.91	-2.050E-01	0.00	0.00	0.00	-6.271E-01

13 NORT MAX

0.00	65.09	2.462E-01	0.00	0.00	0.00	7.451E-01
2.80	65.09	2.462E-01	0.00	0.00	0.00	5.679E-02
5.59	65.09	2.462E-01	0.00	0.00	0.00	6.108E-01

13 NORT MIN

0.00	-62.26	-2.369E-01	0.00	0.00	0.00	-7.134E-01
2.80	-62.26	-2.369E-01	0.00	0.00	0.00	-5.188E-02
5.59	-62.26	-2.369E-01	0.00	0.00	0.00	-6.315E-01

13 KOBE MAX

0.00	60.50	2.318E-01	0.00	0.00	0.00	7.041E-01
2.80	60.50	2.318E-01	0.00	0.00	0.00	5.620E-02
5.59	60.50	2.318E-01	0.00	0.00	0.00	4.649E-01

13 KOBE MIN

0.00	-47.54	-1.814E-01	0.00	0.00	0.00	-5.490E-01
2.80	-47.54	-1.814E-01	0.00	0.00	0.00	-4.208E-02
5.59	-47.54	-1.814E-01	0.00	0.00	0.00	-5.917E-01

14 ELCN MAX

0.00	54.91	2.050E-01	0.00	0.00	0.00	6.116E-01
2.80	54.91	2.050E-01	0.00	0.00	0.00	3.896E-02
5.59	54.91	2.050E-01	0.00	0.00	0.00	6.271E-01

14 ELCN MIN

0.00	-64.28	-2.410E-01	0.00	0.00	0.00	-7.224E-01
2.80	-64.28	-2.410E-01	0.00	0.00	0.00	-4.876E-02
5.59	-64.28	-2.410E-01	0.00	0.00	0.00	-5.343E-01

14 NORT MAX

0.00	62.26	2.369E-01	0.00	0.00	0.00	7.134E-01
2.80	62.26	2.369E-01	0.00	0.00	0.00	5.188E-02
5.59	62.26	2.369E-01	0.00	0.00	0.00	6.315E-01

14 NORT MIN

0.00	-65.09	-2.462E-01	0.00	0.00	0.00	-7.451E-01
2.80	-65.09	-2.462E-01	0.00	0.00	0.00	-5.679E-02
5.59	-65.09	-2.462E-01	0.00	0.00	0.00	-6.108E-01

14 KOBE MAX

0.00	47.54	1.814E-01	0.00	0.00	0.00	5.490E-01
2.80	47.54	1.814E-01	0.00	0.00	0.00	4.208E-02
5.59	47.54	1.814E-01	0.00	0.00	0.00	5.917E-01

14 KOBE MIN

0.00	-60.50	-2.318E-01	0.00	0.00	0.00	-7.041E-01
2.80	-60.50	-2.318E-01	0.00	0.00	0.00	-5.620E-02
5.59	-60.50	-2.318E-01	0.00	0.00	0.00	-4.649E-01

15 ELCN MAX

0.00	37.75	1.584E-01	0.00	0.00	0.00	4.872E-01
2.80	37.75	1.584E-01	0.00	0.00	0.00	4.502E-02
5.59	37.75	1.584E-01	0.00	0.00	0.00	3.397E-01

15 ELCN MIN

0.00	-32.21	-1.352E-01	0.00	0.00	0.00	-4.159E-01
2.80	-32.21	-1.352E-01	0.00	0.00	0.00	-3.808E-02
5.59	-32.21	-1.352E-01	0.00	0.00	0.00	-3.983E-01

15 NORT MAX

0.00	35.83	1.537E-01	0.00	0.00	0.00	4.769E-01
2.80	35.83	1.537E-01	0.00	0.00	0.00	4.714E-02
5.59	35.83	1.537E-01	0.00	0.00	0.00	3.789E-01

15 NORT MIN

0.00	-35.82	-1.510E-01	0.00	0.00	0.00	-4.654E-01
2.80	-35.82	-1.510E-01	0.00	0.00	0.00	-4.323E-02
5.59	-35.82	-1.510E-01	0.00	0.00	0.00	-3.826E-01

15 KOBE MAX

0.00	33.36	1.427E-01	0.00	0.00	0.00	4.422E-01
2.80	33.36	1.427E-01	0.00	0.00	0.00	4.329E-02
5.59	33.36	1.427E-01	0.00	0.00	0.00	2.827E-01

15 KOBE MIN

0.00	-26.58	-1.132E-01	0.00	0.00	0.00	-3.502E-01
2.80	-26.58	-1.132E-01	0.00	0.00	0.00	-3.375E-02
5.59	-26.58	-1.132E-01	0.00	0.00	0.00	-3.556E-01

16 ELCN MAX							
0.00	32.21	1.352E-01	0.00	0.00	0.00	4.159E-01	
2.80	32.21	1.352E-01	0.00	0.00	0.00	3.808E-02	
5.59	32.21	1.352E-01	0.00	0.00	0.00	3.983E-01	
16 ELCN MIN							
0.00	-37.75	-1.584E-01	0.00	0.00	0.00	-4.872E-01	
2.80	-37.75	-1.584E-01	0.00	0.00	0.00	-4.502E-02	
5.59	-37.75	-1.584E-01	0.00	0.00	0.00	-3.397E-01	
16 NORT MAX							
0.00	35.82	1.510E-01	0.00	0.00	0.00	4.654E-01	
2.80	35.82	1.510E-01	0.00	0.00	0.00	4.323E-02	
5.59	35.82	1.510E-01	0.00	0.00	0.00	3.826E-01	
16 NORT MIN							
0.00	-35.83	-1.537E-01	0.00	0.00	0.00	-4.769E-01	
2.80	-35.83	-1.537E-01	0.00	0.00	0.00	-4.714E-02	
5.59	-35.83	-1.537E-01	0.00	0.00	0.00	-3.789E-01	
16 KOBE MAX							
0.00	26.58	1.132E-01	0.00	0.00	0.00	3.502E-01	
2.80	26.58	1.132E-01	0.00	0.00	0.00	3.375E-02	
5.59	26.58	1.132E-01	0.00	0.00	0.00	3.556E-01	
16 KOBE MIN							
0.00	-33.36	-1.427E-01	0.00	0.00	0.00	-4.422E-01	
2.80	-33.36	-1.427E-01	0.00	0.00	0.00	-4.329E-02	
5.59	-33.36	-1.427E-01	0.00	0.00	0.00	-2.827E-01	

2.- Resultados del análisis del marco de base aislada M2 descrito en la sección 9.1 del capítulo IX:

SAP2000 v6.11 File: M2 Ton-m Units

JOINT DISPLACEMENTS

JOINT LOAD	UX	UY	UZ	RX	RY	RZ
1 ELCN MAX	0.0459	0.0000	2.900E-04	0.0000	5.027E-04	0.0000
1 ELCN MIN	-0.0231	0.0000	-2.272E-04	0.0000	-4.089E-04	0.0000
1 NORTH MAX	0.0768	0.0000	3.357E-04	0.0000	6.096E-04	0.0000
1 NORTH MIN	-0.1225	0.0000	-4.784E-04	0.0000	-7.916E-04	0.0000
1 KOBE MAX	0.2122	0.0000	6.395E-04	0.0000	1.093E-03	0.0000
1 KOBE MIN	-0.1269	0.0000	-4.334E-04	0.0000	-7.811E-04	0.0000
2 ELCN MAX	0.0474	0.0000	4.170E-04	0.0000	5.341E-04	0.0000
2 ELCN MIN	-0.0243	0.0000	-3.284E-04	0.0000	-4.268E-04	0.0000
2 NORTH MAX	0.0787	0.0000	4.795E-04	0.0000	6.369E-04	0.0000
2 NORTH MIN	-0.1248	0.0000	-6.908E-04	0.0000	-8.630E-04	0.0000
2 KOBE MAX	0.2156	0.0000	9.207E-04	0.0000	1.171E-03	0.0000
2 KOBE MIN	-0.1294	0.0000	-6.199E-04	0.0000	-8.176E-04	0.0000

3 ELCN MAX	0.0487	0.0000	4.786E-04	0.0000	4.243E-04	0.0000
3 ELCN MIN	-0.0253	0.0000	-3.795E-04	0.0000	-3.367E-04	0.0000
3 NORTH MAX	0.0803	0.0000	5.459E-04	0.0000	4.828E-04	0.0000
3 NORTH MIN	-0.1267	0.0000	-7.975E-04	0.0000	-7.075E-04	0.0000
3 KOBE MAX	0.2183	0.0000	1.059E-03	0.0000	9.389E-04	0.0000
3 KOBE MIN	-0.1313	0.0000	-7.067E-04	0.0000	-6.256E-04	0.0000
4 ELCN MAX	0.0497	0.0000	4.961E-04	0.0000	3.318E-04	0.0000
4 ELCN MIN	-0.0260	0.0000	-3.949E-04	0.0000	-2.678E-04	0.0000
4 NORTH MAX	0.0814	0.0000	5.636E-04	0.0000	3.714E-04	0.0000
4 NORTH MIN	-0.1280	0.0000	-8.292E-04	0.0000	-5.619E-04	0.0000
4 KOBE MAX	0.2202	0.0000	1.099E-03	0.0000	7.359E-04	0.0000
4 KOBE MIN	-0.1326	0.0000	-7.298E-04	0.0000	-4.809E-04	0.0000
5 ELCN MAX	0.0459	0.0000	2.272E-04	0.0000	5.027E-04	0.0000
5 ELCN MIN	-0.0231	0.0000	-2.900E-04	0.0000	-4.089E-04	0.0000
5 NORTH MAX	0.0768	0.0000	4.784E-04	0.0000	6.096E-04	0.0000
5 NORTH MIN	-0.1225	0.0000	-3.357E-04	0.0000	-7.916E-04	0.0000
5 KOBE MAX	0.2122	0.0000	4.334E-04	0.0000	1.093E-03	0.0000
5 KOBE MIN	-0.1269	0.0000	-6.395E-04	0.0000	-7.811E-04	0.0000
6 ELCN MAX	0.0474	0.0000	3.284E-04	0.0000	5.341E-04	0.0000
6 ELCN MIN	-0.0243	0.0000	-4.170E-04	0.0000	-4.268E-04	0.0000
6 NORTH MAX	0.0787	0.0000	6.908E-04	0.0000	6.369E-04	0.0000
6 NORTH MIN	-0.1248	0.0000	-4.795E-04	0.0000	-8.630E-04	0.0000
6 KOBE MAX	0.2156	0.0000	6.199E-04	0.0000	1.171E-03	0.0000
6 KOBE MIN	-0.1294	0.0000	-9.207E-04	0.0000	-8.176E-04	0.0000
7 ELCN MAX	0.0487	0.0000	3.795E-04	0.0000	4.243E-04	0.0000
7 ELCN MIN	-0.0253	0.0000	-4.786E-04	0.0000	-3.367E-04	0.0000
7 NORTH MAX	0.0803	0.0000	7.975E-04	0.0000	4.828E-04	0.0000
7 NORTH MIN	-0.1267	0.0000	-5.459E-04	0.0000	-7.075E-04	0.0000
7 KOBE MAX	0.2183	0.0000	7.067E-04	0.0000	9.389E-04	0.0000
7 KOBE MIN	-0.1313	0.0000	-1.059E-03	0.0000	-6.256E-04	0.0000
8 ELCN MAX	0.0497	0.0000	3.949E-04	0.0000	3.318E-04	0.0000
8 ELCN MIN	-0.0260	0.0000	-4.961E-04	0.0000	-2.678E-04	0.0000
8 NORTH MAX	0.0814	0.0000	8.292E-04	0.0000	3.714E-04	0.0000
8 NORTH MIN	-0.1280	0.0000	-5.636E-04	0.0000	-5.619E-04	0.0000
8 KOBE MAX	0.2202	0.0000	7.298E-04	0.0000	7.359E-04	0.0000
8 KOBE MIN	-0.1326	0.0000	-1.099E-03	0.0000	-4.809E-04	0.0000

FRAME ELEMENT FORCES

FRAME LOAD

	LOC	P	V2	V3	T	M2	M3
1 ELCN MAX							
	0.00	39.77	2.74	0.00	0.00	0.00	3.56
	1.25	39.77	2.74	0.00	0.00	0.00	3.398E-01
	2.50	39.77	2.74	0.00	0.00	0.00	2.70
1 ELCN MIN							
	0.00	-31.68	-2.26	0.00	0.00	0.00	-2.94
	1.25	-31.68	-2.26	0.00	0.00	0.00	-3.145E-01
	2.50	-31.68	-2.26	0.00	0.00	0.00	-3.36
1 NORTH MAX							
	0.00	45.04	3.28	0.00	0.00	0.00	4.35
	1.25	45.04	3.28	0.00	0.00	0.00	6.021E-01
	2.50	45.04	3.28	0.00	0.00	0.00	5.59
1 NORTH MIN							
	0.00	-66.51	-4.42	0.00	0.00	0.00	-5.51
	1.25	-66.51	-4.42	0.00	0.00	0.00	-6.916E-01
	2.50	-66.51	-4.42	0.00	0.00	0.00	-3.86
1 KOBE MAX							
	0.00	88.07	6.07	0.00	0.00	0.00	7.83
	1.25	88.07	6.07	0.00	0.00	0.00	7.721E-01
	2.50	88.07	6.07	0.00	0.00	0.00	5.21
1 KOBE MIN							
	0.00	-58.44	-4.33	0.00	0.00	0.00	-5.62
	1.25	-58.44	-4.33	0.00	0.00	0.00	-5.729E-01
	2.50	-58.44	-4.33	0.00	0.00	0.00	-7.48
2 ELCN MAX							
	0.00	19.30	1.38	0.00	0.00	0.00	7.873E-01
	1.25	19.30	1.38	0.00	0.00	0.00	9.907E-01
	2.50	19.30	1.38	0.00	0.00	0.00	2.17
2 ELCN MIN							
	0.00	-16.02	-1.11	0.00	0.00	0.00	-7.732E-01
	1.25	-16.02	-1.11	0.00	0.00	0.00	-1.25
	2.50	-16.02	-1.11	0.00	0.00	0.00	-2.70
2 NORTH MAX							
	0.00	21.08	1.55	0.00	0.00	0.00	1.66
	1.25	21.08	1.55	0.00	0.00	0.00	2.13
	2.50	21.08	1.55	0.00	0.00	0.00	4.28
2 NORTH MIN							
	0.00	-33.41	-2.31	0.00	0.00	0.00	-1.74
	1.25	-33.41	-2.31	0.00	0.00	0.00	-1.39
	2.50	-33.41	-2.31	0.00	0.00	0.00	-3.24

2 KOBE MAX

0.00	43.28	3.09	0.00	0.00	0.00	1.79
1.25	43.28	3.09	0.00	0.00	0.00	1.90
2.50	43.28	3.09	0.00	0.00	0.00	4.21

2 KOBE MIN

0.00	-28.47	-1.99	0.00	0.00	0.00	-1.45
1.25	-28.47	-1.99	0.00	0.00	0.00	-2.79
2.50	-28.47	-1.99	0.00	0.00	0.00	-5.94

3 ELCN MAX

0.00	5.47	3.429E-01	0.00	0.00	0.00	5.604E-01
1.25	5.47	3.429E-01	0.00	0.00	0.00	6.692E-01
2.50	5.47	3.429E-01	0.00	0.00	0.00	1.03

3 ELCN MIN

0.00	-4.81	-3.320E-01	0.00	0.00	0.00	-6.358E-01
1.25	-4.81	-3.320E-01	0.00	0.00	0.00	-8.263E-01
2.50	-4.81	-3.320E-01	0.00	0.00	0.00	-1.25

3 NORTH MAX

0.00	5.96	5.753E-01	0.00	0.00	0.00	1.16
1.25	5.96	5.753E-01	0.00	0.00	0.00	1.30
2.50	5.96	5.753E-01	0.00	0.00	0.00	2.15

3 NORTH MIN

0.00	-9.94	-6.868E-01	0.00	0.00	0.00	-6.617E-01
1.25	-9.94	-6.868E-01	0.00	0.00	0.00	-9.952E-01
2.50	-9.94	-6.868E-01	0.00	0.00	0.00	-1.37

3 KOBE MAX

0.00	12.53	7.655E-01	0.00	0.00	0.00	9.188E-01
1.25	12.53	7.655E-01	0.00	0.00	0.00	1.29
2.50	12.53	7.655E-01	0.00	0.00	0.00	1.83

3 KOBE MIN

0.00	-8.55	-5.827E-01	0.00	0.00	0.00	-1.46
1.25	-8.55	-5.827E-01	0.00	0.00	0.00	-1.81
2.50	-8.55	-5.827E-01	0.00	0.00	0.00	-2.77

4 ELCN MAX

0.00	31.68	2.74	0.00	0.00	0.00	3.56
1.25	31.68	2.74	0.00	0.00	0.00	3.398E-01
2.50	31.68	2.74	0.00	0.00	0.00	2.70

4 ELCN MIN

0.00	-39.77	-2.26	0.00	0.00	0.00	-2.94
1.25	-39.77	-2.26	0.00	0.00	0.00	-3.145E-01
2.50	-39.77	-2.26	0.00	0.00	0.00	-3.36

4 NORTH MAX

0.00	66.51	3.28	0.00	0.00	0.00	4.35
1.25	66.51	3.28	0.00	0.00	0.00	6.021E-01
2.50	66.51	3.28	0.00	0.00	0.00	5.59

4 NORTH MIN

0.00	-45.04	-4.42	0.00	0.00	0.00	-5.51
1.25	-45.04	-4.42	0.00	0.00	0.00	-6.916E-01
2.50	-45.04	-4.42	0.00	0.00	0.00	-3.86

4 KOBE MAX

0.00	58.44	6.07	0.00	0.00	0.00	7.83
1.25	58.44	6.07	0.00	0.00	0.00	7.721E-01
2.50	58.44	6.07	0.00	0.00	0.00	5.21

4 KOBE MIN

0.00	-88.07	-4.33	0.00	0.00	0.00	-5.62
1.25	-88.07	-4.33	0.00	0.00	0.00	-5.729E-01
2.50	-88.07	-4.33	0.00	0.00	0.00	-7.48

5 ELCN MAX

0.00	16.02	1.38	0.00	0.00	0.00	7.873E-01
1.25	16.02	1.38	0.00	0.00	0.00	9.907E-01
2.50	16.02	1.38	0.00	0.00	0.00	2.17

5 ELCN MIN

0.00	-19.30	-1.11	0.00	0.00	0.00	-7.732E-01
1.25	-19.30	-1.11	0.00	0.00	0.00	-1.25
2.50	-19.30	-1.11	0.00	0.00	0.00	-2.70

5 NORTH MAX

0.00	33.41	1.55	0.00	0.00	0.00	1.66
1.25	33.41	1.55	0.00	0.00	0.00	2.13
2.50	33.41	1.55	0.00	0.00	0.00	4.28

5 NORTH MIN

0.00	-21.08	-2.31	0.00	0.00	0.00	-1.74
1.25	-21.08	-2.31	0.00	0.00	0.00	-1.39
2.50	-21.08	-2.31	0.00	0.00	0.00	-3.24

5 KOBE MAX

0.00	28.47	3.09	0.00	0.00	0.00	1.79
1.25	28.47	3.09	0.00	0.00	0.00	1.90
2.50	28.47	3.09	0.00	0.00	0.00	4.21

5 KOBE MIN

0.00	-43.28	-1.99	0.00	0.00	0.00	-1.45
1.25	-43.28	-1.99	0.00	0.00	0.00	-2.79
2.50	-43.28	-1.99	0.00	0.00	0.00	-5.94

6 ELCN MAX

0.00	4.81	3.429E-01	0.00	0.00	0.00	5.604E-01
1.25	4.81	3.429E-01	0.00	0.00	0.00	6.692E-01
2.50	4.81	3.429E-01	0.00	0.00	0.00	1.03

6 ELCN MIN

0.00	-5.47	-3.320E-01	0.00	0.00	0.00	-6.358E-01
1.25	-5.47	-3.320E-01	0.00	0.00	0.00	-8.263E-01
2.50	-5.47	-3.320E-01	0.00	0.00	0.00	-1.25

6 NORTH MAX

0.00	9.94	5.753E-01	0.00	0.00	0.00	1.16
1.25	9.94	5.753E-01	0.00	0.00	0.00	1.30
2.50	9.94	5.753E-01	0.00	0.00	0.00	2.15

6 NORTH MIN

0.00	-5.96	-6.868E-01	0.00	0.00	0.00	-6.617E-01
1.25	-5.96	-6.868E-01	0.00	0.00	0.00	-9.952E-01
2.50	-5.96	-6.868E-01	0.00	0.00	0.00	-1.37

6 KOBE MAX

0.00	8.55	7.655E-01	0.00	0.00	0.00	9.188E-01
1.25	8.55	7.655E-01	0.00	0.00	0.00	1.29
2.50	8.55	7.655E-01	0.00	0.00	0.00	1.83

6 KOBE MIN

0.00	-12.53	-5.827E-01	0.00	0.00	0.00	-1.46
1.25	-12.53	-5.827E-01	0.00	0.00	0.00	-1.81
2.50	-12.53	-5.827E-01	0.00	0.00	0.00	-2.77

7 ELCN MAX

0.00	0.00	1.26	0.00	0.00	0.00	3.16
1.25	0.00	1.26	0.00	0.00	0.00	1.58
2.50	0.00	1.26	0.00	0.00	0.00	0.00
3.75	0.00	1.26	0.00	0.00	0.00	1.28
5.00	0.00	1.26	0.00	0.00	0.00	2.55

7 ELCN MIN

0.00	0.00	-1.02	0.00	0.00	0.00	-2.55
1.25	0.00	-1.02	0.00	0.00	0.00	-1.28
2.50	0.00	-1.02	0.00	0.00	0.00	0.00
3.75	0.00	-1.02	0.00	0.00	0.00	-1.58
5.00	0.00	-1.02	0.00	0.00	0.00	-3.16

7 NORTH MAX

0.00	0.00	1.53	0.00	0.00	0.00	3.81
1.25	0.00	1.53	0.00	0.00	0.00	1.91
2.50	0.00	1.53	0.00	0.00	0.00	0.00
3.75	0.00	1.53	0.00	0.00	0.00	2.51
5.00	0.00	1.53	0.00	0.00	0.00	5.03

7 NORTH MIN

0.00	0.00	-2.01	0.00	0.00	0.00	-5.03
1.25	0.00	-2.01	0.00	0.00	0.00	-2.51
2.50	0.00	-2.01	0.00	0.00	0.00	0.00
3.75	0.00	-2.01	0.00	0.00	0.00	-1.91
5.00	0.00	-2.01	0.00	0.00	0.00	-3.81

7 KOBE MAX

0.00	0.00	2.75	0.00	0.00	0.00	6.88
1.25	0.00	2.75	0.00	0.00	0.00	3.44
2.50	0.00	2.75	0.00	0.00	0.00	0.00
3.75	0.00	2.75	0.00	0.00	0.00	2.44
5.00	0.00	2.75	0.00	0.00	0.00	4.88

7 KOBE MIN

0.00	0.00	-1.95	0.00	0.00	0.00	-4.88
1.25	0.00	-1.95	0.00	0.00	0.00	-2.44
2.50	0.00	-1.95	0.00	0.00	0.00	0.00
3.75	0.00	-1.95	0.00	0.00	0.00	-3.44
5.00	0.00	-1.95	0.00	0.00	0.00	-6.88

8 ELCN MAX

0.00	0.00	7.978E-01	0.00	0.00	0.00	1.99
1.25	0.00	7.978E-01	0.00	0.00	0.00	9.972E-01
2.50	0.00	7.978E-01	0.00	0.00	0.00	0.00
3.75	0.00	7.978E-01	0.00	0.00	0.00	7.918E-01
5.00	0.00	7.978E-01	0.00	0.00	0.00	1.58

8 ELCN MIN

0.00	0.00	-6.335E-01	0.00	0.00	0.00	-1.58
1.25	0.00	-6.335E-01	0.00	0.00	0.00	-7.918E-01
2.50	0.00	-6.335E-01	0.00	0.00	0.00	0.00
3.75	0.00	-6.335E-01	0.00	0.00	0.00	-9.972E-01
5.00	0.00	-6.335E-01	0.00	0.00	0.00	-1.99

8 NORTH MAX

0.00	0.00	9.061E-01	0.00	0.00	0.00	2.27
1.25	0.00	9.061E-01	0.00	0.00	0.00	1.13
2.50	0.00	9.061E-01	0.00	0.00	0.00	0.00
3.75	0.00	9.061E-01	0.00	0.00	0.00	1.66
5.00	0.00	9.061E-01	0.00	0.00	0.00	3.33

8 NORTH MIN

0.00	0.00	-1.33	0.00	0.00	0.00	-3.33
1.25	0.00	-1.33	0.00	0.00	0.00	-1.66
2.50	0.00	-1.33	0.00	0.00	0.00	0.00
3.75	0.00	-1.33	0.00	0.00	0.00	-1.13
5.00	0.00	-1.33	0.00	0.00	0.00	-2.27

8 KOBE MAX

0.00	0.00	1.77	0.00	0.00	0.00	4.41
1.25	0.00	1.77	0.00	0.00	0.00	2.21
2.50	0.00	1.77	0.00	0.00	0.00	0.00
3.75	0.00	1.77	0.00	0.00	0.00	1.47
5.00	0.00	1.77	0.00	0.00	0.00	2.94

8 KOBE MIN

0.00	0.00	-1.18	0.00	0.00	0.00	-2.94
1.25	0.00	-1.18	0.00	0.00	0.00	-1.47
2.50	0.00	-1.18	0.00	0.00	0.00	0.00
3.75	0.00	-1.18	0.00	0.00	0.00	-2.21
5.00	0.00	-1.18	0.00	0.00	0.00	-4.41

9 ELCN MAX

0.00	0.00	4.570E-01	0.00	0.00	0.00	1.14
1.25	0.00	4.570E-01	0.00	0.00	0.00	5.712E-01
2.50	0.00	4.570E-01	0.00	0.00	0.00	0.00
3.75	0.00	4.570E-01	0.00	0.00	0.00	4.707E-01
5.00	0.00	4.570E-01	0.00	0.00	0.00	9.413E-01

9 ELCN MIN

0.00	0.00	-3.765E-01	0.00	0.00	0.00	-9.413E-01
1.25	0.00	-3.765E-01	0.00	0.00	0.00	-4.707E-01
2.50	0.00	-3.765E-01	0.00	0.00	0.00	0.00
3.75	0.00	-3.765E-01	0.00	0.00	0.00	-5.712E-01
5.00	0.00	-3.765E-01	0.00	0.00	0.00	-1.14

9 NORTH MAX

0.00	0.00	5.003E-01	0.00	0.00	0.00	1.25
1.25	0.00	5.003E-01	0.00	0.00	0.00	6.254E-01
2.50	0.00	5.003E-01	0.00	0.00	0.00	0.00
3.75	0.00	5.003E-01	0.00	0.00	0.00	9.862E-01
5.00	0.00	5.003E-01	0.00	0.00	0.00	1.97

9 NORTH MIN

0.00	0.00	-7.889E-01	0.00	0.00	0.00	-1.97
1.25	0.00	-7.889E-01	0.00	0.00	0.00	-9.862E-01
2.50	0.00	-7.889E-01	0.00	0.00	0.00	0.00
3.75	0.00	-7.889E-01	0.00	0.00	0.00	-6.254E-01
5.00	0.00	-7.889E-01	0.00	0.00	0.00	-1.25

9 KOBE MAX

0.00	0.00	1.02	0.00	0.00	0.00	2.54
1.25	0.00	1.02	0.00	0.00	0.00	1.27
2.50	0.00	1.02	0.00	0.00	0.00	0.00
3.75	0.00	1.02	0.00	0.00	0.00	8.404E-01
5.00	0.00	1.02	0.00	0.00	0.00	1.68

9 KOBE MIN

0.00	0.00	-6.724E-01	0.00	0.00	0.00	-1.68
1.25	0.00	-6.724E-01	0.00	0.00	0.00	-8.404E-01
2.50	0.00	-6.724E-01	0.00	0.00	0.00	0.00
3.75	0.00	-6.724E-01	0.00	0.00	0.00	-1.27
5.00	0.00	-6.724E-01	0.00	0.00	0.00	-2.54

10 ELCN MAX

0.00	0.00	1.33	0.00	0.00	0.00	3.33
1.25	0.00	1.33	0.00	0.00	0.00	1.67
2.50	0.00	1.33	0.00	0.00	0.00	0.00
3.75	0.00	1.33	0.00	0.00	0.00	1.38
5.00	0.00	1.33	0.00	0.00	0.00	2.75

10 ELCN MIN

0.00	0.00	-1.10	0.00	0.00	0.00	-2.75
1.25	0.00	-1.10	0.00	0.00	0.00	-1.38
2.50	0.00	-1.10	0.00	0.00	0.00	0.00
3.75	0.00	-1.10	0.00	0.00	0.00	-1.67
5.00	0.00	-1.10	0.00	0.00	0.00	-3.33

10 NORTH MAX

0.00	0.00	1.63	0.00	0.00	0.00	4.07
1.25	0.00	1.63	0.00	0.00	0.00	2.04
2.50	0.00	1.63	0.00	0.00	0.00	0.00
3.75	0.00	1.63	0.00	0.00	0.00	2.58
5.00	0.00	1.63	0.00	0.00	0.00	5.16

10 NORTH MIN

0.00	0.00	-2.06	0.00	0.00	0.00	-5.16
1.25	0.00	-2.06	0.00	0.00	0.00	-2.58
2.50	0.00	-2.06	0.00	0.00	0.00	0.00
3.75	0.00	-2.06	0.00	0.00	0.00	-2.04
5.00	0.00	-2.06	0.00	0.00	0.00	-4.07

10 KOBE MAX

0.00	0.00	2.93	0.00	0.00	0.00	7.34
1.25	0.00	2.93	0.00	0.00	0.00	3.67
2.50	0.00	2.93	0.00	0.00	0.00	0.00
3.75	0.00	2.93	0.00	0.00	0.00	2.63
5.00	0.00	2.93	0.00	0.00	0.00	5.27

10 KOBE MIN

0.00	0.00	-2.11	0.00	0.00	0.00	-5.27
1.25	0.00	-2.11	0.00	0.00	0.00	-2.63
2.50	0.00	-2.11	0.00	0.00	0.00	0.00
3.75	0.00	-2.11	0.00	0.00	0.00	-3.67
5.00	0.00	-2.11	0.00	0.00	0.00	-7.34

11 ELCN MAX

0.00	24.16	8.258E-02	0.00	0.00	0.00	2.268E-01
2.80	24.16	8.258E-02	0.00	0.00	0.00	4.854E-03
5.59	24.16	8.258E-02	0.00	0.00	0.00	1.900E-01

11 ELCN MIN

0.00	-19.95	-6.725E-02	0.00	0.00	0.00	-1.862E-01
2.80	-19.95	-6.725E-02	0.00	0.00	0.00	-5.245E-03
5.59	-19.95	-6.725E-02	0.00	0.00	0.00	-2.348E-01

11 NORTH MAX

0.00	29.52	1.002E-01	0.00	0.00	0.00	2.763E-01
2.80	29.52	1.002E-01	0.00	0.00	0.00	1.067E-02
5.59	29.52	1.002E-01	0.00	0.00	0.00	3.732E-01

11 NORTH MIN

0.00	-37.38	-1.300E-01	0.00	0.00	0.00	-3.535E-01
2.80	-37.38	-1.300E-01	0.00	0.00	0.00	-9.293E-03
5.59	-37.38	-1.300E-01	0.00	0.00	0.00	-2.838E-01

11 KOBE MAX

0.00	53.15	1.797E-01	0.00	0.00	0.00	4.966E-01
2.80	53.15	1.797E-01	0.00	0.00	0.00	8.842E-03
5.59	53.15	1.797E-01	0.00	0.00	0.00	3.628E-01

11 KOBE MIN

0.00	-38.15	-1.284E-01	0.00	0.00	0.00	-3.558E-01
2.80	-38.15	-1.284E-01	0.00	0.00	0.00	-1.192E-02
5.59	-38.15	-1.284E-01	0.00	0.00	0.00	-5.108E-01

12 ELCN MAX

0.00	19.95	6.725E-02	0.00	0.00	0.00	1.862E-01
2.80	19.95	6.725E-02	0.00	0.00	0.00	5.245E-03
5.59	19.95	6.725E-02	0.00	0.00	0.00	2.348E-01

12 ELCN MIN

0.00	-24.16	-8.258E-02	0.00	0.00	0.00	-2.268E-01
2.80	-24.16	-8.258E-02	0.00	0.00	0.00	-4.854E-03
5.59	-24.16	-8.258E-02	0.00	0.00	0.00	-1.900E-01

12 NORTH MAX

0.00	37.38	1.300E-01	0.00	0.00	0.00	3.535E-01
2.80	37.38	1.300E-01	0.00	0.00	0.00	9.293E-03
5.59	37.38	1.300E-01	0.00	0.00	0.00	2.838E-01

12 NORTH MIN

0.00	-29.52	-1.002E-01	0.00	0.00	0.00	-2.763E-01
2.80	-29.52	-1.002E-01	0.00	0.00	0.00	-1.067E-02
5.59	-29.52	-1.002E-01	0.00	0.00	0.00	-3.732E-01

12 KOBE MAX

0.00	38.15	1.284E-01	0.00	0.00	0.00	3.558E-01
2.80	38.15	1.284E-01	0.00	0.00	0.00	1.192E-02
5.59	38.15	1.284E-01	0.00	0.00	0.00	5.108E-01

12 KOBE MIN

0.00	-53.15	-1.797E-01	0.00	0.00	0.00	-4.966E-01
2.80	-53.15	-1.797E-01	0.00	0.00	0.00	-8.842E-03
5.59	-53.15	-1.797E-01	0.00	0.00	0.00	-3.628E-01

13 ELCN MAX

0.00	17.74	6.708E-02	0.00	0.00	0.00	2.027E-01
2.80	17.74	6.708E-02	0.00	0.00	0.00	1.928E-02
5.59	17.74	6.708E-02	0.00	0.00	0.00	1.352E-01

13 ELCN MIN

0.00	-13.90	-5.335E-02	0.00	0.00	0.00	-1.633E-01
2.80	-13.90	-5.335E-02	0.00	0.00	0.00	-1.529E-02
5.59	-13.90	-5.335E-02	0.00	0.00	0.00	-1.723E-01

13 NORTH MAX

0.00	20.70	7.963E-02	0.00	0.00	0.00	2.438E-01
2.80	20.70	7.963E-02	0.00	0.00	0.00	2.142E-02
5.59	20.70	7.963E-02	0.00	0.00	0.00	2.828E-01

13 NORTH MIN

0.00	-28.99	-1.088E-01	0.00	0.00	0.00	-3.256E-01
2.80	-28.99	-1.088E-01	0.00	0.00	0.00	-3.287E-02
5.59	-28.99	-1.088E-01	0.00	0.00	0.00	-2.013E-01

13 KOBE MAX

0.00	39.11	1.472E-01	0.00	0.00	0.00	4.435E-01
2.80	39.11	1.472E-01	0.00	0.00	0.00	4.312E-02
5.59	39.11	1.472E-01	0.00	0.00	0.00	2.593E-01

13 KOBE MIN

0.00	-26.78	-1.022E-01	0.00	0.00	0.00	-3.122E-01
2.80	-26.78	-1.022E-01	0.00	0.00	0.00	-2.934E-02
5.59	-26.78	-1.022E-01	0.00	0.00	0.00	-3.794E-01

14 ELCN MAX

0.00	13.90	5.335E-02	0.00	0.00	0.00	1.633E-01
2.80	13.90	5.335E-02	0.00	0.00	0.00	1.529E-02
5.59	13.90	5.335E-02	0.00	0.00	0.00	1.723E-01

14 ELCN MIN

0.00	-17.74	-6.708E-02	0.00	0.00	0.00	-2.027E-01
2.80	-17.74	-6.708E-02	0.00	0.00	0.00	-1.928E-02
5.59	-17.74	-6.708E-02	0.00	0.00	0.00	-1.352E-01

14 NORTH MAX

0.00	28.99	1.088E-01	0.00	0.00	0.00	3.256E-01
2.80	28.99	1.088E-01	0.00	0.00	0.00	3.287E-02
5.59	28.99	1.088E-01	0.00	0.00	0.00	2.013E-01

14 NORTH MIN

0.00	-20.70	-7.963E-02	0.00	0.00	0.00	-2.438E-01
2.80	-20.70	-7.963E-02	0.00	0.00	0.00	-2.142E-02
5.59	-20.70	-7.963E-02	0.00	0.00	0.00	-2.828E-01

14 KOBE MAX

0.00	26.78	1.022E-01	0.00	0.00	0.00	3.122E-01
2.80	26.78	1.022E-01	0.00	0.00	0.00	2.934E-02
5.59	26.78	1.022E-01	0.00	0.00	0.00	3.794E-01

14 KOBE MIN

0.00	-39.11	-1.472E-01	0.00	0.00	0.00	-4.435E-01
2.80	-39.11	-1.472E-01	0.00	0.00	0.00	-4.312E-02
5.59	-39.11	-1.472E-01	0.00	0.00	0.00	-2.593E-01

15 ELCN MAX

0.00	9.84	4.209E-02	0.00	0.00	0.00	1.304E-01
2.80	9.84	4.209E-02	0.00	0.00	0.00	1.275E-02
5.59	9.84	4.209E-02	0.00	0.00	0.00	8.482E-02

15 ELCN MIN

0.00	-8.03	-3.374E-02	0.00	0.00	0.00	-1.038E-01
2.80	-8.03	-3.374E-02	0.00	0.00	0.00	-1.033E-02
5.59	-8.03	-3.374E-02	0.00	0.00	0.00	-1.049E-01

15 NORTH MAX

0.00	10.87	4.735E-02	0.00	0.00	0.00	1.477E-01
2.80	10.87	4.735E-02	0.00	0.00	0.00	1.536E-02
5.59	10.87	4.735E-02	0.00	0.00	0.00	1.780E-01

15 NORTH MIN

0.00	-16.84	-7.087E-02	0.00	0.00	0.00	-2.182E-01
2.80	-16.84	-7.087E-02	0.00	0.00	0.00	-2.009E-02
5.59	-16.84	-7.087E-02	0.00	0.00	0.00	-1.170E-01

15 KOBE MAX

0.00	21.84	9.325E-02	0.00	0.00	0.00	2.886E-01
2.80	21.84	9.325E-02	0.00	0.00	0.00	2.800E-02
5.59	21.84	9.325E-02	0.00	0.00	0.00	1.516E-01

15 KOBE MIN

0.00	-14.35	-6.137E-02	0.00	0.00	0.00	-1.915E-01
2.80	-14.35	-6.137E-02	0.00	0.00	0.00	-1.997E-02
5.59	-14.35	-6.137E-02	0.00	0.00	0.00	-2.326E-01

16 ELCN MAX

0.00	8.03	3.374E-02	0.00	0.00	0.00	1.038E-01
2.80	8.03	3.374E-02	0.00	0.00	0.00	1.033E-02
5.59	8.03	3.374E-02	0.00	0.00	0.00	1.049E-01

16 ELCN MIN

0.00	-9.84	-4.209E-02	0.00	0.00	0.00	-1.304E-01
2.80	-9.84	-4.209E-02	0.00	0.00	0.00	-1.275E-02
5.59	-9.84	-4.209E-02	0.00	0.00	0.00	-8.482E-02

16 NORTH MAX

0.00	16.84	7.087E-02	0.00	0.00	0.00	2.182E-01
2.80	16.84	7.087E-02	0.00	0.00	0.00	2.009E-02
5.59	16.84	7.087E-02	0.00	0.00	0.00	1.170E-01

16 NORTH MIN

0.00	-10.87	-4.735E-02	0.00	0.00	0.00	-1.477E-01
2.80	-10.87	-4.735E-02	0.00	0.00	0.00	-1.536E-02
5.59	-10.87	-4.735E-02	0.00	0.00	0.00	-1.780E-01

16 KOBE MAX

0.00	14.35	6.137E-02	0.00	0.00	0.00	1.915E-01
2.80	14.35	6.137E-02	0.00	0.00	0.00	1.997E-02
5.59	14.35	6.137E-02	0.00	0.00	0.00	2.326E-01

16 KOBE MIN

0.00	-21.84	-9.325E-02	0.00	0.00	0.00	-2.886E-01
2.80	-21.84	-9.325E-02	0.00	0.00	0.00	-2.800E-02
5.59	-21.84	-9.325E-02	0.00	0.00	0.00	-1.516E-01

NLLINK ELEMENT FORCES**NLLINK LOAD**

	LOC	P	V2	V3	T	M2	M3
1 ELCN MAX							
	0.00	51.79	24.52	0.00	0.00	0.00	0.00
	2.50	51.79	24.52	0.00	0.00	0.00	0.00
1 ELCN MIN							
	0.00	-40.58	-20.38	0.00	0.00	0.00	0.00
	2.50	-40.58	-20.38	0.00	0.00	0.00	0.00
1 NORTH MAX							
	0.00	59.96	30.05	0.00	0.00	0.00	0.00
	2.50	59.96	30.05	0.00	0.00	0.00	0.00
1 NORTH MIN							
	0.00	-85.43	-38.21	0.00	0.00	0.00	0.00
	2.50	-85.43	-38.21	0.00	0.00	0.00	0.00
1 KOBE MAX							
	0.00	114.19	54.23	0.00	0.00	0.00	0.00
	2.50	114.19	54.23	0.00	0.00	0.00	0.00
1 KOBE MIN							
	0.00	-77.39	-39.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	2.50	-77.39	-39.00	0.00	0.00	0.00	0.00
2 ELCN MAX							
	0.00	40.58	24.52	0.00	0.00	0.00	0.00
	2.50	40.58	24.52	0.00	0.00	0.00	0.00
2 ELCN MIN							
	0.00	-51.79	-20.38	0.00	0.00	0.00	0.00
	2.50	-51.79	-20.38	0.00	0.00	0.00	0.00

2 NORTH MAX						
0.00	85.43	30.05	0.00	0.00	0.00	0.00
2.50	85.43	30.05	0.00	0.00	0.00	0.00
2 NORTH MIN						
0.00	-59.96	-38.21	0.00	0.00	0.00	0.00
2.50	-59.96	-38.21	0.00	0.00	0.00	0.00
2 KOBE MAX						
0.00	77.39	54.23	0.00	0.00	0.00	0.00
2.50	77.39	54.23	0.00	0.00	0.00	0.00
2 KOBE MIN						
0.00	-114.19	-39.00	0.00	0.00	0.00	0.00
2.50	-114.19	-39.00	0.00	0.00	0.00	0.00

3.- Resultados del análisis del marco de base aislada M2 con secciones reducidas, descrito en la sección 9.2 del capítulo IX:

SAP2000 v6.11 File: M2 Ton-m Units

JOINT DISPLACEMENTS

JOINT LOAD	UX	UY	UZ	RX	RY	RZ
1 ELCN MAX	0.0450	0.0000	2.874E-04	0.0000	5.656E-04	0.0000
1 ELCN MIN	-0.0228	0.0000	-2.367E-04	0.0000	-4.767E-04	0.0000
1 NORTH MAX	0.0721	0.0000	3.274E-04	0.0000	6.876E-04	0.0000
1 NORTH MIN	-0.1218	0.0000	-4.820E-04	0.0000	-9.122E-04	0.0000
1 KOBE MAX	0.2085	0.0000	6.773E-04	0.0000	1.286E-03	0.0000
1 KOBE MIN	-0.1208	0.0000	-4.445E-04	0.0000	-8.727E-04	0.0000
2 ELCN MAX	0.0467	0.0000	5.791E-04	0.0000	6.136E-04	0.0000
2 ELCN MIN	-0.0242	0.0000	-4.810E-04	0.0000	-5.048E-04	0.0000
2 NORTH MAX	0.0742	0.0000	6.499E-04	0.0000	7.218E-04	0.0000
2 NORTH MIN	-0.1244	0.0000	-9.762E-04	0.0000	-1.009E-03	0.0000
2 KOBE MAX	0.2123	0.0000	1.370E-03	0.0000	1.424E-03	0.0000
2 KOBE MIN	-0.1234	0.0000	-8.984E-04	0.0000	-9.366E-04	0.0000
3 ELCN MAX	0.0480	0.0000	7.211E-04	0.0000	5.223E-04	0.0000
3 ELCN MIN	-0.0254	0.0000	-6.047E-04	0.0000	-4.368E-04	0.0000
3 NORTH MAX	0.0760	0.0000	7.950E-04	0.0000	5.781E-04	0.0000
3 NORTH MIN	-0.1267	0.0000	-1.223E-03	0.0000	-8.850E-04	0.0000
3 KOBE MAX	0.2156	0.0000	1.713E-03	0.0000	1.241E-03	0.0000
3 KOBE MIN	-0.1255	0.0000	-1.123E-03	0.0000	-8.135E-04	0.0000
4 ELCN MAX	0.0489	0.0000	7.619E-04	0.0000	4.380E-04	0.0000
4 ELCN MIN	-0.0263	0.0000	-6.421E-04	0.0000	-3.713E-04	0.0000
4 NORTH MAX	0.0773	0.0000	8.320E-04	0.0000	4.730E-04	0.0000
4 NORTH MIN	-0.1287	0.0000	-1.296E-03	0.0000	-7.487E-04	0.0000
4 KOBE MAX	0.2181	0.0000	1.814E-03	0.0000	1.046E-03	0.0000

4	KOBE MIN	-0.1269	0.0000	-1.188E-03	0.0000	-6.845E-04	0.0000
5	ELCN MAX	0.0450	0.0000	2.367E-04	0.0000	5.656E-04	0.0000
5	ELCN MIN	-0.0228	0.0000	-2.874E-04	0.0000	-4.767E-04	0.0000
5	NORTH MAX	0.0721	0.0000	4.820E-04	0.0000	6.876E-04	0.0000
5	NORTH MIN	-0.1218	0.0000	-3.274E-04	0.0000	-9.122E-04	0.0000
5	KOBE MAX	0.2085	0.0000	4.445E-04	0.0000	1.286E-03	0.0000
5	KOBE MIN	-0.1208	0.0000	-6.773E-04	0.0000	-8.727E-04	0.0000
6	ELCN MAX	0.0467	0.0000	4.810E-04	0.0000	6.136E-04	0.0000
6	ELCN MIN	-0.0242	0.0000	-5.791E-04	0.0000	-5.048E-04	0.0000
6	NORTH MAX	0.0742	0.0000	9.762E-04	0.0000	7.218E-04	0.0000
6	NORTH MIN	-0.1244	0.0000	-6.499E-04	0.0000	-1.009E-03	0.0000
6	KOBE MAX	0.2123	0.0000	8.984E-04	0.0000	1.424E-03	0.0000
6	KOBE MIN	-0.1234	0.0000	-1.370E-03	0.0000	-9.366E-04	0.0000
7	ELCN MAX	0.0480	0.0000	6.047E-04	0.0000	5.223E-04	0.0000
7	ELCN MIN	-0.0254	0.0000	-7.211E-04	0.0000	-4.368E-04	0.0000
7	NORTH MAX	0.0760	0.0000	1.223E-03	0.0000	5.781E-04	0.0000
7	NORTH MIN	-0.1267	0.0000	-7.950E-04	0.0000	-8.850E-04	0.0000
7	KOBE MAX	0.2156	0.0000	1.123E-03	0.0000	1.241E-03	0.0000
7	KOBE MIN	-0.1255	0.0000	-1.713E-03	0.0000	-8.135E-04	0.0000
8	ELCN MAX	0.0489	0.0000	6.421E-04	0.0000	4.380E-04	0.0000
8	ELCN MIN	-0.0263	0.0000	-7.619E-04	0.0000	-3.713E-04	0.0000
8	NORTH MAX	0.0773	0.0000	1.296E-03	0.0000	4.730E-04	0.0000
8	NORTH MIN	-0.1287	0.0000	-8.320E-04	0.0000	-7.487E-04	0.0000
8	KOBE MAX	0.2181	0.0000	1.188E-03	0.0000	1.046E-03	0.0000
8	KOBE MIN	-0.1269	0.0000	-1.814E-03	0.0000	-6.845E-04	0.0000

FRAME ELEMENT FORCES

FRAME LOAD

	LOC	P	V2	V3	T	M2	M3
1	ELCN MAX						
	0.00	39.77	6.092E-01	0.00	0.00	0.00	7.641E-01
	1.25	39.77	6.092E-01	0.00	0.00	0.00	1.040E-01
	2.50	39.77	6.092E-01	0.00	0.00	0.00	5.916E-01
1	ELCN MIN						
	0.00	-33.30	-4.921E-01	0.00	0.00	0.00	-6.385E-01
	1.25	-33.30	-4.921E-01	0.00	0.00	0.00	-8.922E-02
	2.50	-33.30	-4.921E-01	0.00	0.00	0.00	-7.589E-01
1	NORTH MAX						
	0.00	43.96	6.949E-01	0.00	0.00	0.00	9.194E-01
	1.25	43.96	6.949E-01	0.00	0.00	0.00	1.558E-01
	2.50	43.96	6.949E-01	0.00	0.00	0.00	1.20

1 NORTH MIN

0.00	-67.38	-9.447E-01	0.00	0.00	0.00	-1.20
1.25	-67.38	-9.447E-01	0.00	0.00	0.00	-1.709E-01
2.50	-67.38	-9.447E-01	0.00	0.00	0.00	-8.193E-01

1 KOBE MAX

0.00	94.43	1.27	0.00	0.00	0.00	1.69
1.25	94.43	1.27	0.00	0.00	0.00	2.050E-01
2.50	94.43	1.27	0.00	0.00	0.00	1.18

1 KOBE MIN

0.00	-61.89	-9.488E-01	0.00	0.00	0.00	-1.19
1.25	-61.89	-9.488E-01	0.00	0.00	0.00	-1.940E-01
2.50	-61.89	-9.488E-01	0.00	0.00	0.00	-1.58

2 ELCN MAX

0.00	19.36	3.458E-01	0.00	0.00	0.00	3.439E-01
1.25	19.36	3.458E-01	0.00	0.00	0.00	1.746E-01
2.50	19.36	3.458E-01	0.00	0.00	0.00	4.727E-01

2 ELCN MIN

0.00	-16.87	-2.926E-01	0.00	0.00	0.00	-2.851E-01
1.25	-16.87	-2.926E-01	0.00	0.00	0.00	-2.186E-01
2.50	-16.87	-2.926E-01	0.00	0.00	0.00	-5.672E-01

2 NORTH MAX

0.00	20.43	3.950E-01	0.00	0.00	0.00	4.198E-01
1.25	20.43	3.950E-01	0.00	0.00	0.00	3.650E-01
2.50	20.43	3.950E-01	0.00	0.00	0.00	9.215E-01

2 NORTH MIN

0.00	-33.61	-5.895E-01	0.00	0.00	0.00	-5.829E-01
1.25	-33.61	-5.895E-01	0.00	0.00	0.00	-2.158E-01
2.50	-33.61	-5.895E-01	0.00	0.00	0.00	-6.784E-01

2 KOBE MAX

0.00	46.79	8.300E-01	0.00	0.00	0.00	7.656E-01
1.25	46.79	8.300E-01	0.00	0.00	0.00	3.402E-01
2.50	46.79	8.300E-01	0.00	0.00	0.00	8.798E-01

2 KOBE MIN

0.00	-31.48	-5.451E-01	0.00	0.00	0.00	-5.889E-01
1.25	-31.48	-5.451E-01	0.00	0.00	0.00	-4.710E-01
2.50	-31.48	-5.451E-01	0.00	0.00	0.00	-1.31

3 ELCN MAX

0.00	5.88	1.114E-01	0.00	0.00	0.00	7.473E-02
1.25	5.88	1.114E-01	0.00	0.00	0.00	1.086E-01
2.50	5.88	1.114E-01	0.00	0.00	0.00	2.151E-01

3 ELCN MIN

0.00	-5.10	-9.445E-02	0.00	0.00	0.00	-7.546E-02
1.25	-5.10	-9.445E-02	0.00	0.00	0.00	-1.294E-01
2.50	-5.10	-9.445E-02	0.00	0.00	0.00	-2.518E-01

3 NORTH MAX

0.00	6.39	1.273E-01	0.00	0.00	0.00	1.686E-01
1.25	6.39	1.273E-01	0.00	0.00	0.00	2.054E-01
2.50	6.39	1.273E-01	0.00	0.00	0.00	4.337E-01

3 NORTH MIN

0.00	-9.97	-1.855E-01	0.00	0.00	0.00	-1.432E-01
1.25	-9.97	-1.855E-01	0.00	0.00	0.00	-1.560E-01
2.50	-9.97	-1.855E-01	0.00	0.00	0.00	-2.689E-01

3 KOBE MAX

0.00	13.73	2.527E-01	0.00	0.00	0.00	1.836E-01
1.25	13.73	2.527E-01	0.00	0.00	0.00	2.015E-01
2.50	13.73	2.527E-01	0.00	0.00	0.00	3.950E-01

3 KOBE MIN

0.00	-10.08	-1.929E-01	0.00	0.00	0.00	-2.094E-01
1.25	-10.08	-1.929E-01	0.00	0.00	0.00	-2.890E-01
2.50	-10.08	-1.929E-01	0.00	0.00	0.00	-6.049E-01

4 ELCN MAX

0.00	33.30	6.092E-01	0.00	0.00	0.00	7.641E-01
1.25	33.30	6.092E-01	0.00	0.00	0.00	1.040E-01
2.50	33.30	6.092E-01	0.00	0.00	0.00	5.916E-01

4 ELCN MIN

0.00	-39.77	-4.921E-01	0.00	0.00	0.00	-6.385E-01
1.25	-39.77	-4.921E-01	0.00	0.00	0.00	-8.922E-02
2.50	-39.77	-4.921E-01	0.00	0.00	0.00	-7.589E-01

4 NORTH MAX

0.00	67.38	6.949E-01	0.00	0.00	0.00	9.194E-01
1.25	67.38	6.949E-01	0.00	0.00	0.00	1.558E-01
2.50	67.38	6.949E-01	0.00	0.00	0.00	1.20

4 NORTH MIN

0.00	-43.96	-9.447E-01	0.00	0.00	0.00	-1.20
1.25	-43.96	-9.447E-01	0.00	0.00	0.00	-1.709E-01
2.50	-43.96	-9.447E-01	0.00	0.00	0.00	-8.193E-01

4 KOBE MAX

0.00	61.89	1.27	0.00	0.00	0.00	1.69
1.25	61.89	1.27	0.00	0.00	0.00	2.050E-01
2.50	61.89	1.27	0.00	0.00	0.00	1.18

4 KOBE MIN

0.00	-94.43	-9.488E-01	0.00	0.00	0.00	-1.19
1.25	-94.43	-9.488E-01	0.00	0.00	0.00	-1.940E-01
2.50	-94.43	-9.488E-01	0.00	0.00	0.00	-1.58

5 ELCN MAX

0.00	16.87	3.458E-01	0.00	0.00	0.00	3.439E-01
1.25	16.87	3.458E-01	0.00	0.00	0.00	1.746E-01
2.50	16.87	3.458E-01	0.00	0.00	0.00	4.727E-01

5 ELCN MIN

0.00	-19.36	-2.926E-01	0.00	0.00	0.00	-2.851E-01
1.25	-19.36	-2.926E-01	0.00	0.00	0.00	-2.186E-01
2.50	-19.36	-2.926E-01	0.00	0.00	0.00	-5.672E-01

5 NORTH MAX

0.00	33.61	3.950E-01	0.00	0.00	0.00	4.198E-01
1.25	33.61	3.950E-01	0.00	0.00	0.00	3.650E-01
2.50	33.61	3.950E-01	0.00	0.00	0.00	9.215E-01

5 NORTH MIN

0.00	-20.43	-5.895E-01	0.00	0.00	0.00	-5.829E-01
1.25	-20.43	-5.895E-01	0.00	0.00	0.00	-2.158E-01
2.50	-20.43	-5.895E-01	0.00	0.00	0.00	-6.784E-01

5 KOBE MAX

0.00	31.48	8.300E-01	0.00	0.00	0.00	7.656E-01
1.25	31.48	8.300E-01	0.00	0.00	0.00	3.402E-01
2.50	31.48	8.300E-01	0.00	0.00	0.00	8.798E-01

5 KOBE MIN

0.00	-46.79	-5.451E-01	0.00	0.00	0.00	-5.889E-01
1.25	-46.79	-5.451E-01	0.00	0.00	0.00	-4.710E-01
2.50	-46.79	-5.451E-01	0.00	0.00	0.00	-1.31

6 ELCN MAX

0.00	5.10	1.114E-01	0.00	0.00	0.00	7.473E-02
1.25	5.10	1.114E-01	0.00	0.00	0.00	1.086E-01
2.50	5.10	1.114E-01	0.00	0.00	0.00	2.151E-01

6 ELCN MIN

0.00	-5.88	-9.445E-02	0.00	0.00	0.00	-7.546E-02
1.25	-5.88	-9.445E-02	0.00	0.00	0.00	-1.294E-01
2.50	-5.88	-9.445E-02	0.00	0.00	0.00	-2.518E-01

6 NORTH MAX

0.00	9.97	1.273E-01	0.00	0.00	0.00	1.686E-01
1.25	9.97	1.273E-01	0.00	0.00	0.00	2.054E-01
2.50	9.97	1.273E-01	0.00	0.00	0.00	4.337E-01

6 NORTH MIN

0.00	-6.39	-1.855E-01	0.00	0.00	0.00	-1.432E-01
1.25	-6.39	-1.855E-01	0.00	0.00	0.00	-1.560E-01
2.50	-6.39	-1.855E-01	0.00	0.00	0.00	-2.689E-01

6 KOBE MAX

0.00	10.08	2.527E-01	0.00	0.00	0.00	1.836E-01
1.25	10.08	2.527E-01	0.00	0.00	0.00	2.015E-01
2.50	10.08	2.527E-01	0.00	0.00	0.00	3.950E-01

6 KOBE MIN

0.00	-13.73	-1.929E-01	0.00	0.00	0.00	-2.094E-01
1.25	-13.73	-1.929E-01	0.00	0.00	0.00	-2.890E-01
2.50	-13.73	-1.929E-01	0.00	0.00	0.00	-6.049E-01

7 ELCN MAX

0.00	0.00	1.680E-01	0.00	0.00	0.00	4.199E-01
1.25	0.00	1.680E-01	0.00	0.00	0.00	2.099E-01
2.50	0.00	1.680E-01	0.00	0.00	0.00	0.00
3.75	0.00	1.680E-01	0.00	0.00	0.00	1.761E-01
5.00	0.00	1.680E-01	0.00	0.00	0.00	3.522E-01

7 ELCN MIN

0.00	0.00	-1.409E-01	0.00	0.00	0.00	-3.522E-01
1.25	0.00	-1.409E-01	0.00	0.00	0.00	-1.761E-01
2.50	0.00	-1.409E-01	0.00	0.00	0.00	0.00
3.75	0.00	-1.409E-01	0.00	0.00	0.00	-2.099E-01
5.00	0.00	-1.409E-01	0.00	0.00	0.00	-4.199E-01

7 NORTH MAX

0.00	0.00	2.028E-01	0.00	0.00	0.00	5.070E-01
1.25	0.00	2.028E-01	0.00	0.00	0.00	2.535E-01
2.50	0.00	2.028E-01	0.00	0.00	0.00	0.00
3.75	0.00	2.028E-01	0.00	0.00	0.00	3.398E-01
5.00	0.00	2.028E-01	0.00	0.00	0.00	6.795E-01

7 NORTH MIN

0.00	0.00	-2.718E-01	0.00	0.00	0.00	-6.795E-01
1.25	0.00	-2.718E-01	0.00	0.00	0.00	-3.398E-01
2.50	0.00	-2.718E-01	0.00	0.00	0.00	0.00
3.75	0.00	-2.718E-01	0.00	0.00	0.00	-2.535E-01
5.00	0.00	-2.718E-01	0.00	0.00	0.00	-5.070E-01

7 KOBE MAX

0.00	0.00	3.849E-01	0.00	0.00	0.00	9.622E-01
1.25	0.00	3.849E-01	0.00	0.00	0.00	4.811E-01
2.50	0.00	3.849E-01	0.00	0.00	0.00	0.00
3.75	0.00	3.849E-01	0.00	0.00	0.00	3.210E-01
5.00	0.00	3.849E-01	0.00	0.00	0.00	6.419E-01

7 KOBE MIN

0.00	0.00	-2.568E-01	0.00	0.00	0.00	-6.419E-01
1.25	0.00	-2.568E-01	0.00	0.00	0.00	-3.210E-01
2.50	0.00	-2.568E-01	0.00	0.00	0.00	0.00
3.75	0.00	-2.568E-01	0.00	0.00	0.00	-4.811E-01
5.00	0.00	-2.568E-01	0.00	0.00	0.00	-9.622E-01

8 ELCN MAX

0.00	0.00	1.027E-01	0.00	0.00	0.00	2.567E-01
1.25	0.00	1.027E-01	0.00	0.00	0.00	1.284E-01
2.50	0.00	1.027E-01	0.00	0.00	0.00	0.00
3.75	0.00	1.027E-01	0.00	0.00	0.00	1.070E-01
5.00	0.00	1.027E-01	0.00	0.00	0.00	2.140E-01

8 ELCN MIN

0.00	0.00	-8.560E-02	0.00	0.00	0.00	-2.140E-01
1.25	0.00	-8.560E-02	0.00	0.00	0.00	-1.070E-01
2.50	0.00	-8.560E-02	0.00	0.00	0.00	0.00
3.75	0.00	-8.560E-02	0.00	0.00	0.00	-1.284E-01
5.00	0.00	-8.560E-02	0.00	0.00	0.00	-2.567E-01

8 NORTH MAX

0.00	0.00	1.142E-01	0.00	0.00	0.00	2.856E-01
1.25	0.00	1.142E-01	0.00	0.00	0.00	1.428E-01
2.50	0.00	1.142E-01	0.00	0.00	0.00	0.00
3.75	0.00	1.142E-01	0.00	0.00	0.00	2.173E-01
5.00	0.00	1.142E-01	0.00	0.00	0.00	4.346E-01

8 NORTH MIN

0.00	0.00	-1.739E-01	0.00	0.00	0.00	-4.346E-01
1.25	0.00	-1.739E-01	0.00	0.00	0.00	-2.173E-01
2.50	0.00	-1.739E-01	0.00	0.00	0.00	0.00
3.75	0.00	-1.739E-01	0.00	0.00	0.00	-1.428E-01
5.00	0.00	-1.739E-01	0.00	0.00	0.00	-2.856E-01

8 KOBE MAX

0.00	0.00	2.441E-01	0.00	0.00	0.00	6.104E-01
1.25	0.00	2.441E-01	0.00	0.00	0.00	3.052E-01
2.50	0.00	2.441E-01	0.00	0.00	0.00	0.00
3.75	0.00	2.441E-01	0.00	0.00	0.00	2.001E-01
5.00	0.00	2.441E-01	0.00	0.00	0.00	4.001E-01

8 KOBE MIN

0.00	0.00	-1.601E-01	0.00	0.00	0.00	-4.001E-01
1.25	0.00	-1.601E-01	0.00	0.00	0.00	-2.001E-01
2.50	0.00	-1.601E-01	0.00	0.00	0.00	0.00
3.75	0.00	-1.601E-01	0.00	0.00	0.00	-3.052E-01
5.00	0.00	-1.601E-01	0.00	0.00	0.00	-6.104E-01

9 ELCN MAX

0.00	0.00	5.851E-02	0.00	0.00	0.00	1.463E-01
1.25	0.00	5.851E-02	0.00	0.00	0.00	7.313E-02
2.50	0.00	5.851E-02	0.00	0.00	0.00	0.00
3.75	0.00	5.851E-02	0.00	0.00	0.00	6.283E-02
5.00	0.00	5.851E-02	0.00	0.00	0.00	1.257E-01

9 ELCN MIN

0.00	0.00	-5.026E-02	0.00	0.00	0.00	-1.257E-01
1.25	0.00	-5.026E-02	0.00	0.00	0.00	-6.283E-02
2.50	0.00	-5.026E-02	0.00	0.00	0.00	0.00
3.75	0.00	-5.026E-02	0.00	0.00	0.00	-7.313E-02
5.00	0.00	-5.026E-02	0.00	0.00	0.00	-1.463E-01

9 NORTH MAX

0.00	0.00	6.186E-02	0.00	0.00	0.00	1.547E-01
1.25	0.00	6.186E-02	0.00	0.00	0.00	7.733E-02
2.50	0.00	6.186E-02	0.00	0.00	0.00	0.00
3.75	0.00	6.186E-02	0.00	0.00	0.00	1.265E-01
5.00	0.00	6.186E-02	0.00	0.00	0.00	2.529E-01

9 NORTH MIN

0.00	0.00	-1.012E-01	0.00	0.00	0.00	-2.529E-01
1.25	0.00	-1.012E-01	0.00	0.00	0.00	-1.265E-01
2.50	0.00	-1.012E-01	0.00	0.00	0.00	0.00
3.75	0.00	-1.012E-01	0.00	0.00	0.00	-7.733E-02
5.00	0.00	-1.012E-01	0.00	0.00	0.00	-1.547E-01

9 KOBE MAX

0.00	0.00	1.409E-01	0.00	0.00	0.00	3.523E-01
1.25	0.00	1.409E-01	0.00	0.00	0.00	1.761E-01
2.50	0.00	1.409E-01	0.00	0.00	0.00	0.00
3.75	0.00	1.409E-01	0.00	0.00	0.00	1.155E-01
5.00	0.00	1.409E-01	0.00	0.00	0.00	2.311E-01

9 KOBE MIN

0.00	0.00	-9.244E-02	0.00	0.00	0.00	-2.311E-01
1.25	0.00	-9.244E-02	0.00	0.00	0.00	-1.155E-01
2.50	0.00	-9.244E-02	0.00	0.00	0.00	0.00
3.75	0.00	-9.244E-02	0.00	0.00	0.00	-1.761E-01
5.00	0.00	-9.244E-02	0.00	0.00	0.00	-3.523E-01

10 ELCN MAX

0.00	0.00	2.034E-01	0.00	0.00	0.00	5.086E-01
1.25	0.00	2.034E-01	0.00	0.00	0.00	2.543E-01
2.50	0.00	2.034E-01	0.00	0.00	0.00	0.00
3.75	0.00	2.034E-01	0.00	0.00	0.00	2.123E-01
5.00	0.00	2.034E-01	0.00	0.00	0.00	4.246E-01

10 ELCN MIN

0.00	0.00	-1.699E-01	0.00	0.00	0.00	-4.246E-01
1.25	0.00	-1.699E-01	0.00	0.00	0.00	-2.123E-01
2.50	0.00	-1.699E-01	0.00	0.00	0.00	0.00
3.75	0.00	-1.699E-01	0.00	0.00	0.00	-2.543E-01
5.00	0.00	-1.699E-01	0.00	0.00	0.00	-5.086E-01

10 NORTH MAX

0.00	0.00	2.444E-01	0.00	0.00	0.00	6.111E-01
1.25	0.00	2.444E-01	0.00	0.00	0.00	3.055E-01
2.50	0.00	2.444E-01	0.00	0.00	0.00	0.00
3.75	0.00	2.444E-01	0.00	0.00	0.00	3.984E-01
5.00	0.00	2.444E-01	0.00	0.00	0.00	7.968E-01

10 NORTH MIN

0.00	0.00	-3.187E-01	0.00	0.00	0.00	-7.968E-01
1.25	0.00	-3.187E-01	0.00	0.00	0.00	-3.984E-01
2.50	0.00	-3.187E-01	0.00	0.00	0.00	0.00
3.75	0.00	-3.187E-01	0.00	0.00	0.00	-3.055E-01
5.00	0.00	-3.187E-01	0.00	0.00	0.00	-6.111E-01

10 KOBE MAX

0.00	0.00	4.484E-01	0.00	0.00	0.00	1.12
1.25	0.00	4.484E-01	0.00	0.00	0.00	5.605E-01
2.50	0.00	4.484E-01	0.00	0.00	0.00	0.00
3.75	0.00	4.484E-01	0.00	0.00	0.00	3.957E-01
5.00	0.00	4.484E-01	0.00	0.00	0.00	7.914E-01

10 KOBE MIN

0.00	0.00	-3.166E-01	0.00	0.00	0.00	-7.914E-01
1.25	0.00	-3.166E-01	0.00	0.00	0.00	-3.957E-01
2.50	0.00	-3.166E-01	0.00	0.00	0.00	0.00
3.75	0.00	-3.166E-01	0.00	0.00	0.00	-5.605E-01
5.00	0.00	-3.166E-01	0.00	0.00	0.00	-1.12

11 ELCN MAX

0.00	26.34	9.212E-02	0.00	0.00	0.00	2.555E-01
2.80	26.34	9.212E-02	0.00	0.00	0.00	8.294E-03
5.59	26.34	9.212E-02	0.00	0.00	0.00	2.207E-01

11 ELCN MIN

0.00	-22.00	-7.770E-02	0.00	0.00	0.00	-2.141E-01
2.80	-22.00	-7.770E-02	0.00	0.00	0.00	-9.667E-03
5.59	-22.00	-7.770E-02	0.00	0.00	0.00	-2.634E-01

11 NORTH MAX

0.00	31.67	1.120E-01	0.00	0.00	0.00	3.084E-01
2.80	31.67	1.120E-01	0.00	0.00	0.00	1.589E-02
5.59	31.67	1.120E-01	0.00	0.00	0.00	4.266E-01

11 NORTH MIN

0.00	-41.33	-1.484E-01	0.00	0.00	0.00	-4.035E-01
2.80	-41.33	-1.484E-01	0.00	0.00	0.00	-1.448E-02
5.59	-41.33	-1.484E-01	0.00	0.00	0.00	-3.178E-01

11 KOBE MAX

0.00	58.11	2.092E-01	0.00	0.00	0.00	5.658E-01
2.80	58.11	2.092E-01	0.00	0.00	0.00	1.804E-02
5.59	58.11	2.092E-01	0.00	0.00	0.00	4.027E-01

11 KOBE MIN

0.00	-40.97	-1.423E-01	0.00	0.00	0.00	-3.975E-01
2.80	-40.97	-1.423E-01	0.00	0.00	0.00	-1.906E-02
5.59	-40.97	-1.423E-01	0.00	0.00	0.00	-6.038E-01

12 ELCN MAX

0.00	22.00	7.770E-02	0.00	0.00	0.00	2.141E-01
2.80	22.00	7.770E-02	0.00	0.00	0.00	9.667E-03
5.59	22.00	7.770E-02	0.00	0.00	0.00	2.634E-01

12 ELCN MIN

0.00	-26.34	-9.212E-02	0.00	0.00	0.00	-2.555E-01
2.80	-26.34	-9.212E-02	0.00	0.00	0.00	-8.294E-03
5.59	-26.34	-9.212E-02	0.00	0.00	0.00	-2.207E-01

12 NORTH MAX

0.00	41.33	1.484E-01	0.00	0.00	0.00	4.035E-01
2.80	41.33	1.484E-01	0.00	0.00	0.00	1.448E-02
5.59	41.33	1.484E-01	0.00	0.00	0.00	3.178E-01

12 NORTH MIN

0.00	-31.67	-1.120E-01	0.00	0.00	0.00	-3.084E-01
2.80	-31.67	-1.120E-01	0.00	0.00	0.00	-1.589E-02
5.59	-31.67	-1.120E-01	0.00	0.00	0.00	-4.266E-01

12 KOBE MAX

0.00	40.97	1.423E-01	0.00	0.00	0.00	3.975E-01
2.80	40.97	1.423E-01	0.00	0.00	0.00	1.906E-02
5.59	40.97	1.423E-01	0.00	0.00	0.00	6.038E-01

12 KOBE MIN

0.00	-58.11	-2.092E-01	0.00	0.00	0.00	-5.658E-01
2.80	-58.11	-2.092E-01	0.00	0.00	0.00	-1.804E-02
5.59	-58.11	-2.092E-01	0.00	0.00	0.00	-4.027E-01

13 ELCN MAX

0.00	18.48	6.855E-02	0.00	0.00	0.00	2.044E-01
2.80	18.48	6.855E-02	0.00	0.00	0.00	2.032E-02
5.59	18.48	6.855E-02	0.00	0.00	0.00	1.456E-01

13 ELCN MIN

0.00	-15.02	-5.641E-02	0.00	0.00	0.00	-1.705E-01
2.80	-15.02	-5.641E-02	0.00	0.00	0.00	-1.623E-02
5.59	-15.02	-5.641E-02	0.00	0.00	0.00	-1.788E-01

13 NORTH MAX

0.00	21.39	8.065E-02	0.00	0.00	0.00	2.452E-01
2.80	21.39	8.065E-02	0.00	0.00	0.00	2.006E-02
5.59	21.39	8.065E-02	0.00	0.00	0.00	2.978E-01

13 NORTH MIN

0.00	-30.65	-1.127E-01	0.00	0.00	0.00	-3.321E-01
2.80	-30.65	-1.127E-01	0.00	0.00	0.00	-3.393E-02
5.59	-30.65	-1.127E-01	0.00	0.00	0.00	-2.056E-01

13 KOBE MAX

0.00	43.24	1.591E-01	0.00	0.00	0.00	4.699E-01
2.80	43.24	1.591E-01	0.00	0.00	0.00	4.378E-02
5.59	43.24	1.591E-01	0.00	0.00	0.00	2.753E-01

13 KOBE MIN

0.00	-28.42	-1.046E-01	0.00	0.00	0.00	-3.116E-01
2.80	-28.42	-1.046E-01	0.00	0.00	0.00	-3.162E-02
5.59	-28.42	-1.046E-01	0.00	0.00	0.00	-4.193E-01

14 ELCN MAX

0.00	15.02	5.641E-02	0.00	0.00	0.00	1.705E-01
2.80	15.02	5.641E-02	0.00	0.00	0.00	1.623E-02
5.59	15.02	5.641E-02	0.00	0.00	0.00	1.788E-01

14 ELCN MIN

0.00	-18.48	-6.855E-02	0.00	0.00	0.00	-2.044E-01
2.80	-18.48	-6.855E-02	0.00	0.00	0.00	-2.032E-02
5.59	-18.48	-6.855E-02	0.00	0.00	0.00	-1.456E-01

14 NORTH MAX

0.00	30.65	1.127E-01	0.00	0.00	0.00	3.321E-01
2.80	30.65	1.127E-01	0.00	0.00	0.00	3.393E-02
5.59	30.65	1.127E-01	0.00	0.00	0.00	2.056E-01

14 NORTH MIN

0.00	-21.39	-8.065E-02	0.00	0.00	0.00	-2.452E-01
2.80	-21.39	-8.065E-02	0.00	0.00	0.00	-2.006E-02
5.59	-21.39	-8.065E-02	0.00	0.00	0.00	-2.978E-01

14 KOBE MAX

0.00	28.42	1.046E-01	0.00	0.00	0.00	3.116E-01
2.80	28.42	1.046E-01	0.00	0.00	0.00	3.162E-02
5.59	28.42	1.046E-01	0.00	0.00	0.00	4.193E-01

14 KOBE MIN

0.00	-43.24	-1.591E-01	0.00	0.00	0.00	-4.699E-01
2.80	-43.24	-1.591E-01	0.00	0.00	0.00	-4.378E-02
5.59	-43.24	-1.591E-01	0.00	0.00	0.00	-2.753E-01

15 ELCN MAX

0.00	10.10	4.192E-02	0.00	0.00	0.00	1.288E-01
2.80	10.10	4.192E-02	0.00	0.00	0.00	1.203E-02
5.59	10.10	4.192E-02	0.00	0.00	0.00	8.945E-02

15 ELCN MIN

0.00	-8.59	-3.524E-02	0.00	0.00	0.00	-1.075E-01
2.80	-8.59	-3.524E-02	0.00	0.00	0.00	-1.010E-02
5.59	-8.59	-3.524E-02	0.00	0.00	0.00	-1.055E-01

15 NORTH MAX

0.00	10.86	4.594E-02	0.00	0.00	0.00	1.429E-01
2.80	10.86	4.594E-02	0.00	0.00	0.00	1.451E-02
5.59	10.86	4.594E-02	0.00	0.00	0.00	1.807E-01

15 NORTH MIN

0.00	-17.33	-7.139E-02	0.00	0.00	0.00	-2.183E-01
2.80	-17.33	-7.139E-02	0.00	0.00	0.00	-1.909E-02
5.59	-17.33	-7.139E-02	0.00	0.00	0.00	-1.142E-01

15 KOBE MAX

0.00	24.21	1.000E-01	0.00	0.00	0.00	3.064E-01
2.80	24.21	1.000E-01	0.00	0.00	0.00	2.687E-02
5.59	24.21	1.000E-01	0.00	0.00	0.00	1.652E-01

15 KOBE MIN

0.00	-15.82	-6.547E-02	0.00	0.00	0.00	-2.008E-01
2.80	-15.82	-6.547E-02	0.00	0.00	0.00	-1.873E-02
5.59	-15.82	-6.547E-02	0.00	0.00	0.00	-2.527E-01

16 ELCN MAX

0.00	8.59	3.524E-02	0.00	0.00	0.00	1.075E-01
2.80	8.59	3.524E-02	0.00	0.00	0.00	1.010E-02
5.59	8.59	3.524E-02	0.00	0.00	0.00	1.055E-01

16 ELCN MIN

0.00	-10.10	-4.192E-02	0.00	0.00	0.00	-1.288E-01
2.80	-10.10	-4.192E-02	0.00	0.00	0.00	-1.203E-02
5.59	-10.10	-4.192E-02	0.00	0.00	0.00	-8.945E-02

16 NORTH MAX

0.00	17.33	7.139E-02	0.00	0.00	0.00	2.183E-01
2.80	17.33	7.139E-02	0.00	0.00	0.00	1.909E-02
5.59	17.33	7.139E-02	0.00	0.00	0.00	1.142E-01

16 NORTH MIN

0.00	-10.86	-4.594E-02	0.00	0.00	0.00	-1.429E-01
2.80	-10.86	-4.594E-02	0.00	0.00	0.00	-1.451E-02
5.59	-10.86	-4.594E-02	0.00	0.00	0.00	-1.807E-01

16 KOBE MAX

0.00	15.82	6.547E-02	0.00	0.00	0.00	2.008E-01
2.80	15.82	6.547E-02	0.00	0.00	0.00	1.873E-02
5.59	15.82	6.547E-02	0.00	0.00	0.00	2.527E-01

16 KOBE MIN

0.00	-24.21	-1.000E-01	0.00	0.00	0.00	-3.064E-01
2.80	-24.21	-1.000E-01	0.00	0.00	0.00	-2.687E-02
5.59	-24.21	-1.000E-01	0.00	0.00	0.00	-1.652E-01

NLLINK ELEMENT FORCES**NLLINK LOAD**

LOC	P	V2	V3	T	M2	M3
-----	---	----	----	---	----	----

1 ELCN MAX

0.00	51.32	24.36	0.00	0.00	0.00	0.00
2.50	51.32	24.36	0.00	0.00	0.00	0.00

1 ELCN MIN

0.00	-42.27	-20.29	0.00	0.00	0.00	0.00
2.50	-42.27	-20.29	0.00	0.00	0.00	0.00

1 NORTH MAX							
0.00	58.47	29.20	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
2.50	58.47	29.20	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
1 NORTH MIN							
0.00	-86.07	-38.07	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
2.50	-86.07	-38.07	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
1 KOBE MAX							
0.00	120.95	53.56	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
2.50	120.95	53.56	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
1 KOBE MIN							
0.00	-79.37	-37.90	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
2.50	-79.37	-37.90	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
2 ELCN MAX							
0.00	42.27	24.36	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
2.50	42.27	24.36	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
2 ELCN MIN							
0.00	-51.32	-20.29	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
2.50	-51.32	-20.29	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
2 NORTH MAX							
0.00	86.07	29.20	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
2.50	86.07	29.20	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
2 NORTH MIN							
0.00	-58.47	-38.07	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
2.50	-58.47	-38.07	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
2 KOBE MAX							
0.00	79.37	53.56	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
2.50	79.37	53.56	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
2 KOBE MIN							
0.00	-120.95	-37.90	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
2.50	-120.95	-37.90	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

ANEXO N°2

A continuación se entregan algunos sitios Web en los cuales se puede encontrar material relacionado con el control de vibraciones en edificios:

Descripción del Sitio	Dirección
Empresa Shimizu Corporation	http://www.shimizu.co.jp/english/index.html
Empresa Kajima Corporation	http://www.kajima.co.jp
Empresa Takenaka Corporation	http://www.takenaka.co.jp
Empresa DIS Inc.	http://www.dis-inc.com
Empresa Vibro-Tech Industries Inc.	http://www.vibro-tech.com
Empresa Taylor Device Inc.	http://www.taylordevices.com
Empresa Ishikawajima-harima Heavy Industries Co., Ltd.	http://www.ihl.co.jp
Fotos de algunos dispositivos	http://www.wsu.edu/~symans/Interests/photos.htm
Structural Dynamics and Control/Earthquake Engineering Laboratory at Notre Dame	http://www.nd.edu/~quake/
Earthquake Engineering Research Institute	http://www.eeri.org/
Emerging Construction Technologies	http://www.new-technologies.org/ECT/Civil/civil.htm
Empresas RFA-Chile	http://www.rfa.cl/
Links de Ingeniería Sísmica	http://www.wsu.edu/~symans/Links/Links.htm
Biblioteca virtual	http://moment.mit.edu/documentLibrary/documentlibrary.htm
Pacific Earthquake Engineering Research Center	http://www.eerc.berkeley.edu/
Empresa Robinson Seismic Ltd.	http://www.robinson-seismic.co.nz/about.html
Earthquake Engineering Research, University of California, Berkeley	http://nisee.ce.berkeley.edu/
Washington University Structural Control and Earthquake Engineering Laboratory	http://wusceel.cive.wustl.edu/quake/