



**UNIVERSIDAD POLITÉCNICA
DE MADRID**



**MÁSTER UNIVERSITARIO EN INGENIERÍA DE LAS
ESTRUCTURAS, CIMENTACIONES Y MATERIALES**

*ESCUELA TÉCNICA SUPERIOR DE INGENIERÍA DE CAMINOS,
CANALES Y PUERTOS*

TRABAJO FIN DE MÁSTER:

**RESPUESTA SÍSMICA DE UN EDIFICIO DE
ESTRUCTURA METÁLICA CON AISLADORES.
ALTERNATIVAS DE DISEÑO**

Autor: D. Víctor A. Gatica Lagos
Ingeniero Civil en Obras Civiles

Tutor: Prof. D. Juan Carlos Mosquera Feijoó.
Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos

Madrid, Septiembre de 2012



AGRADECIMIENTOS

En primer lugar quiero agradecer a quien fue mi tutor en este trabajo, el profesor de la escuela de caminos de Madrid, Don Juan Carlos Mosquera Feijoó, por creer en este proyecto, y por sus valiosos consejos y aportaciones durante la revisión de este trabajo de investigación.

También quisiera aprovechar la oportunidad para agradecer a una serie de personas ligadas al ámbito académico, y quienes de una manera desinteresada me prestaron su valiosa ayuda. A Manuel Vidal, Fernando Morales y al profesor de la Universidad Austral de Chile, Don José Soto Miranda, gracias por su apoyo el cual fue fundamental para la concreción de este trabajo.

A mi familia, Daniela, a mis amigos Carlos Ríos y Pedro Parrilla, compañeros del máster y a todos aquellos que de una u otra manera siempre estuvieron presentes en este proceso.



RESUMEN

El presente trabajo es un estudio teórico – experimental para la implementación de un edificio metálico de cuatro plantas con dispositivos disipadores de energía.

Este estudio presenta una técnica para la generación de un registro sísmico artificial, que sea compatible con los espectros de diseño de las normas chilena y española. Este acelerograma se crea con una herramienta computacional denominada SIMQKE. La simulación de la estructura sometida al terremoto artificial se realizará en el programa de elementos finitos SAP2000.

El trabajo se encuentra dividido en cuatro capítulos, cuyos contenidos son los siguientes.

En el capítulo uno, o estado del arte, se revisan las diferentes técnicas de aislamiento sísmico, se describe el dispositivo a utilizar, sus bases teóricas y formulación matemática, se revisan las normas NCh.2745 Of.2003 [12], NCSE-02 [18] y se presenta la técnica para la generación de un registro sintético compatible.

El capítulo dos aborda el análisis experimental para un edificio real: una edificación de estructura metálica implementada con disipadores de energía metálicos y que será sometida a tres terremotos de diferente magnitud.

El capítulo tres expone los resultados de los desplazamientos medidos para la estructura sin disipadores y con ellos, se presentan los porcentajes de disminución de desplazamientos relativos por planta y por tipo de estructura.

Por último, el capítulo cuatro presenta las principales conclusiones y una breve discusión de los resultados.



SUMMARY

The present work is a theoretical and experimental study for the implementation of a four-storey building with energy dissipating devices.

This study presents a technique for generation an artificial seismic record, which is compatible with the design spectra Chilean and Spanish standards. This accelerogram is created with a computational tool called SIMQKE. The simulation of the structure subjected to artificial earthquake will take place in the finite element program SAP2000.

This work is divided into four chapters whose contents are as follows.

In chapter one, or state of the art, reviews the different seismic isolation techniques, describes the device used, theoretical and mathematical formulation, NCh2745 Of.2003 [12] and NCSE-02 [18] standards are checked, and presents the technique for generating a synthetic record compatible.

Chapter two explains the experimental analysis to a real building: a building of steel structure implemented with metallic energy dissipators and will be submitted to three different earthquakes of magnitude.

Chapter three presents the results of measured displacements for the structure without dissipators and with them, the percentages of decline relative displacements per plant and type of structure.

Finally, chapter four presents the main conclusions and a brief discussion of the results.



ÍNDICE

RESUMEN.....	II
SUMMARY	III
ÍNDICE	IV
INTRODUCCIÓN	7
OBJETIVO GENERAL	8
OBJETIVOS ESPECÍFICOS	8
 1. ESTADO DEL ARTE	 10
1.1. SISTEMAS DE CONTROL DE VIBRACIONES	10
1.2. DESCRIPCIÓN SISTEMA DE CONTROL DE VIBRACIONES	11
1.2.1. Sistemas de control pasivo	11
1.2.1.1. Sistemas de absorción de energía	12
1.2.1.1.1. Sistemas de amortiguamiento histerético	12
1.2.1.1.1.1. Amortiguador Honeycomb	13
1.2.1.1.1.2. Amortiguador de junta	14
1.2.1.1.1.3. Dispositivo tipo ADAS	16
1.2.1.1.1.4. Dispositivos tipo TADAS	17
1.2.1.1.1.5. Dispositivos de platina ranurada	18
1.2.1.1.1.6. Amortiguador de vibración Penguin – PVD	19
1.2.1.1.1.7. Amortiguador de extrusión de plomo	20
1.2.1.1.1.8. Dispositivo Pall	22
1.2.1.1.1.9. Dispositivo Sumitomo	23
1.2.1.1.1.10. Dispositivo de Dorka	24
1.2.1.1.2. Sistemas de amortiguamiento viscoso	25
1.2.1.1.2.1. Amortiguador de aceite de alto rendimiento - HiDAM	26
1.2.1.1.2.2. Amortiguador viscoso de Taylor	26
1.2.1.1.2.3. Amortiguador viscoelástico 3M	28
1.2.1.1.2.4. Amortiguador SAVE	29
1.2.1.1.2.5. Amortiguador V-SAVE	30
1.2.1.2. Sistemas de efecto masa	30
1.2.1.2.1. Dispositivo S-TMD	31
1.2.1.2.2. Amortiguador de masa pasivo IHI	32
1.2.1.2.3. Dispositivo SSD	32
1.2.1.3. Sistemas de aislamiento basal	33
1.2.1.3.1. Tipos de sistema de aislamiento basal	35
1.2.1.3.1.1. Apoyo de goma laminada	35
1.2.1.3.1.2. Apoyo de goma con núcleo de plomo	36
1.2.1.3.1.3. Sistemas de aislamiento basal shimizu	37
1.2.1.3.1.4. Sistema de péndulo friccional – FPS	38
1.2.1.3.1.5. Sistemas elásticos friccionalantes	39
1.2.1.3.1.6. Sistema de aislamiento basal TASS	39



1.2.1.3.1.7. Sistemas GERB.....	40
1.2.1.3.1.8. Sistema de aislamiento sísmico de piso.	41
1.3. DISPOSITIVO A UTILIZAR	44
1.4. BASES TEÓRICAS DEL MODELO DINÁMICO	47
1.5. MODELO MATEMÁTICO PARA LA FORMULACIÓN DE DISIPADORES HISTERÉTICOS.....	52
1.5.1. Modelo bilineal.....	53
1.5.2. Modelo de Wen.....	55
1.5.3. Modelo de Bouc-Wen.....	55
1.5.4. Modelo de Takeda, con degradación de la rigidez	57
1.5.5. Modelo de interpretación geométrica	59
1.5.6. Modelo de linealización equivalente ó armónica	61
1.5.7. Linealización equivalente para el modelo bilineal.....	63
1.5.8. Modelo de Ramberg-Osgood	64
1.5.9. Modelo de Wang y Shah.....	64
1.5.10. Modelo de Iwan.....	64
1.6. DISEÑO BASADO EN LA RESPUESTA. MARCO NORMATIVO CHILENO Y ESPAÑOL	64
1.6.1. Normativa Chilena	65
1.6.1.1. Criterios de respuesta	65
1.6.1.2. Restricciones de desplazamientos	66
1.6.1.3. Solicitaciones	66
1.6.1.4. Espectro de diseño.....	67
1.6.1.5. Análisis de respuesta en el tiempo	69
1.6.2. Normativa Española.....	71
1.6.2.1. Clasificación de las construcciones	71
1.6.2.2. Mapa de peligrosidad sísmica y aceleración sísmica básica	71
1.6.2.3. Aceleración sísmica de cálculo.....	72
1.6.2.4. Coeficiente de terreno	73
1.6.2.5. Espectro de respuesta elástica.....	73
1.6.2.6. Procedimientos generales de cálculo	74
1.6.2.6.1. Estudio dinámico.....	75
1.6.2.6.2. Análisis mediante espectros de respuesta	75
1.6.2.6.2.1. Modelo de estructura.....	75
1.6.2.6.2.2. Desplazamientos modales máximos.....	75
1.6.2.6.2.3. Modos de vibración	77
1.6.2.6.3. Método simplificado de cálculo para los casos más usuales de edificación	77
1.6.2.6.3.1. Modelo de la estructura	77
1.6.2.6.3.2. Modos de vibración	78
1.6.2.6.3.3. Cálculo del período fundamental de los edificios	78
1.6.2.6.3.4. Cálculo de las fuerzas sísmicas.....	79
1.6.2.6.3.5. Sistema de fuerzas estáticas equivalentes	81
1.6.2.6.3.6. Consideración de los efectos de rotación	82
1.7. GENERACIÓN DE REGISTROS SINTÉTICOS	82



2. ANALISIS EXPERIMENTAL	95
2.1. DESCRIPCIÓN DEL MODELO UTILIZADO	95
3. RESULTADOS	112
3.1. RESULTADOS PARTICULARES	112
3.1.1. Situación sin disipadores de energía.....	113
3.1.1.1. Edificio A	113
3.1.1.2. Edificio B	116
3.1.1.3. Edificio C	119
3.1.2. Situación con disipadores de energía	122
3.1.2.1. Edificio A	123
3.1.2.2. Edificio B	126
3.1.2.3. Edificio C	129
3.2. COMPARACIÓN DE RESULTADOS	132
3.2.1. Edificio A.....	132
3.2.2. Edificio B.....	136
3.2.3. Edificio C.....	140
3.3. RESUMEN DE LOS RESULTADOS OBTENIDOS.....	144
4. DISCUSIÓN DE RESULTADOS Y CONCLUSIONES FINALES.....	152
BIBLIOGRAFÍA.....	154



INTRODUCCIÓN

Históricamente los sismos han sido eventos trágicos de la naturaleza, en los que se pone a prueba la capacidad resistente de las edificaciones. Estos sucesos causan daños en las estructuras, pérdidas económicas y de vidas humanas. De esta reflexión surge la importancia de la ingeniería sísmica, ya que debemos ser capaces de diseñar y construir edificaciones que tengan una gran confiabilidad frente a un terremoto.

Durante los últimos años la ingeniería sismorresistente, concebía a la disipación de energía como la plastificación de elementos, situación que generaba una gran cantidad de daños, los que requerían de una fuerte inversión para ser reparados.

Las nuevas tendencias están abocadas a lograr mayor ductilidad y disipación de energía en las estructuras con la introducción de dispositivos especialmente diseñados para este fin. Estos dispositivos reducen la demanda de deformación y esfuerzos mediante el aumento del amortiguamiento estructural, reduciendo los esfuerzos hasta en un 50%.

El análisis y diseño de estructuras con respuesta en rango inelástico es un tema complejo y desconocido, las bases teóricas presentan incógnitas debido a que los resultados no convergen hacia una solución exacta. Sin embargo, existe una manera de hacer frente a esta dificultad y esto es, incorporando dispositivos disipadores de energía, los cuales presentarán fluencia de materiales y plastificación. Lo interesante de esta propuesta es que pueden concentrarse las zonas de fallo y comportamientos inelásticos en puntos previamente identificados.

El resumen de los conceptos expuestos en los párrafos anteriores contextualiza el presente proyecto: El estudio de respuesta de un edificio implementado con disipadores histeréticos de energía.



OBJETIVO GENERAL

Analizar la respuesta sísmica de un edificio de estructura metálica implementado con un sistema de aisladores sísmicos, realizándolo a través de un estudio comparativo entre la respuesta de la edificación considerando la existencia de aisladores y sin ellos.

OBJETIVOS ESPECÍFICOS

- ✓ Presentar el estado del arte de las principales alternativas de aislamiento sísmico y control de vibraciones para edificaciones.
- ✓ Presentar bases teóricas y modelos matemáticos utilizados en la actualidad para la simulación de disipadores de energía.
- ✓ Revisión del marco normativo chileno y español para el diseño de estructuras sismorresistentes.
- ✓ Generar un registro sísmico artificial compatible con la norma chilena NCh. 2745 Of.2003 [12] y con la norma española NCSE-02 [18].
- ✓ Analizar la respuesta de un edificio real sometido a un terremoto creado, a través, de la medición de desplazamientos relativos.
- ✓ Realizar un análisis comparativo de las capacidades resistentes y de las mejoras estructurales de un edificio implementando con un sistema de aislamiento sísmico.



CAPÍTULO 1

ESTADO DEL ARTE



1. ESTADO DEL ARTE

1.1. SISTEMAS DE CONTROL DE VIBRACIONES

Es un conjunto de elementos acoplados a una estructura cuya función es reducir y controlar las vibraciones (respuesta) de una edificación frente a una acción sísmica. Estos sistemas absorberán parte de la energía sísmica ingresada al sistema estructural.

Los disipadores de energía son dispositivos incorporados a la estructura resistente, encargados de aportar una cantidad extra de disipación y se conoce como aisladores a mecanismos utilizados para disminuir la energía de entrada al sistema estructural.

Las ventajas del sistema del control de vibraciones (SCV de ahora en adelante) son las siguientes:

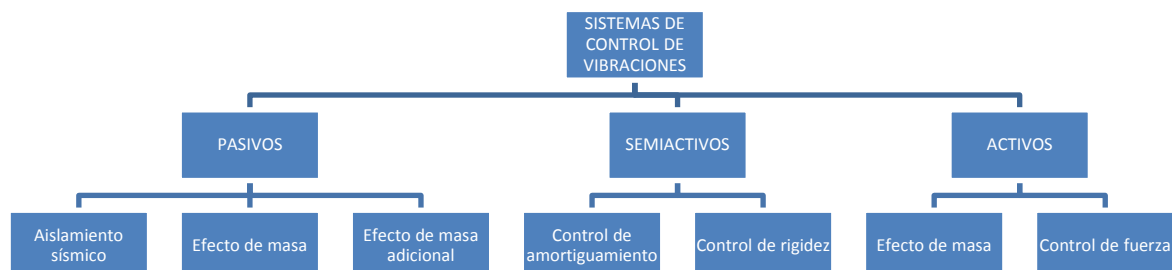
- ✓ Reducción de la demanda sísmica, esto a través, de lograr periodos de vibración de la estructura diferentes a los de la excitación, evitando de esta forma la resonancia.
- ✓ Inducción de zonas de fallo.
- ✓ Posibilidad de reposición de elementos en zonas de fallo.
- ✓ Aumento del amortiguamiento de la edificación, reduciendo deformaciones debido al sismo.

Los SCV dependiendo de su funcionamiento y de sus características histeréticas se pueden clasificar en tres grupos: pasivos, activos o híbridos.

- Sistemas de control pasivo: dispositivos que no requieren energía externa para lograr su funcionamiento, por ejemplo, los dispositivos en base a fluencia, fricción y viscoso que actúan sobre el desplazamiento relativo de la estructura.
- Sistemas de control activo: dispositivos que requieren de energía externa para su funcionamiento.
- Sistemas Híbridos: combinación de sistemas de control pasivo y activo que necesitan mucho menos energía e instrumentación que los sistemas de control activo.



ISO 3010 International Standard “Basis for design of structures Seismic action on structures” se plantea una clasificación general que consiste en tres sistemas de control de respuesta sísmica.



Diferentes investigadores afirman que los sistemas de disipación de energía son el mecanismo más idóneo para controlar vibraciones en un edificio de estructura metálica (como lo es este caso de estudio). Para acotar el volumen de información y centrarnos en profundidad en los dispositivos antes mencionados, limitaré la descripción de los demás SCV concentrándonos en los sistemas pasivos.

1.2. DESCRIPCIÓN SISTEMA DE CONTROL DE VIBRACIONES

1.2.1. Sistemas de control pasivo

Conjunto de medidas de carácter estructural y no estructural que tienen como objetivo reducir el impacto en la estructura producido por una acción sísmica.

Medidas de carácter estructural: proporcionan ductilidad a la edificación concentrando la disipación de energía en zonas críticas de fallo, previamente establecidas.

Medidas de carácter no estructural: sistemas de mecanismos externos incorporados a la edificación cuya función es absorber parte de la energía impuesta por un evento sísmico.

Los sistemas de control pasivo al absorber parte de la energía incrementan el amortiguamiento y modifican frecuencias naturales alejándolas de las frecuencias presentes en la excitación.



Los sistemas de control pasivo podrían clasificarse como:

- a) De absorción de energía: aumento artificial de la capacidad de disipación de energía de una estructura.
- b) De efecto-masa: utilizan la resonancia de una gran masa colocada en la parte superior de la estructura (péndulo).
- c) De aislamiento basal: combinación de 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.

1.2.1.1. Sistemas de absorción de energía

Estos SCV absorben la energía sísmica a través de la acción de vibradores, existen dos tipos de mecanismos:

- ❖ Sistema de amortiguamiento histerético: convierten la energía sísmica en energía térmica a través de la histéresis plástica de metal o energía friccional (este tipo de elemento será estudiado en esta tesis).
- ❖ Sistemas de amortiguamiento viscoso: convierten la energía sísmica de entrada en energía térmica por medio de la deformación de un líquido viscoso o un material visco elástico.

1.2.1.1.1. Sistemas de amortiguamiento histerético

Basados en la utilización de la plasticidad del acero o del cobre. Gran capacidad de amortiguamiento respecto a volumen del dispositivo, durabilidad y confiabilidad en el desempeño.

La capacidad de amortiguamiento depende del nivel sísmico y de la razón de la fuerza total de los amortiguadores instalados en el edificio al peso total de estructura (en muchos casos la fuerza de amortiguamiento total es del orden de un 2% del peso total de la estructura). El efecto de amortiguamiento varía con la amplitud vibracional.



A continuación se presenta una breve descripción de diferentes dispositivos de amortiguamiento histerético.

1.2.1.1.1. Amortiguador Honeycomb

Recibe este nombre por su similitud a un panel de abejas (Honeycomb), es de desempeño unidireccional, de acero histerético, formado por una placa con aberturas en forma de rejilla en el centro del mismo.

Geométricamente el amortiguador es concebido para tener una alta rigidez y capacidad de disipación de energía, induciendo una deformación plástica homogénea en todo el elemento. Este dispositivo disipa energía, a través de su plastificación utilizando la deformación entre miembros estructurales.

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

Existen 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/mm² y que cuyo rango de fluencia se extiende mucho más que el de los materiales de acero usuales.



Fig. 1-1: Fotografía de un dispositivo Honeycomb.



Ejemplos de aplicación:



El comportamiento histerético de este amortiguador es muy estable y de forma casi rectangular.



Fig. 1-2: Curva de histéresis de un dispositivo Honeycomb. [33]

1.2.1.1.1.2. Amortiguador de junta

Amortiguador histerético de acero usado para la conexión de las estructuras de dos o más edificios adyacentes.

La concepción de estos amortiguadores se basa en que la mayoría de los códigos sísmicos recomiendan una amplia separación entre dos estructuras vecinas (esto para permitir sus movimientos laterales frente a una acción sísmica laterales). Sin embargo,



estos dispositivos reducen considerablemente el desplazamiento de respuesta relativa de las estructuras principales de manera que la separación necesaria sea significativamente más pequeña.

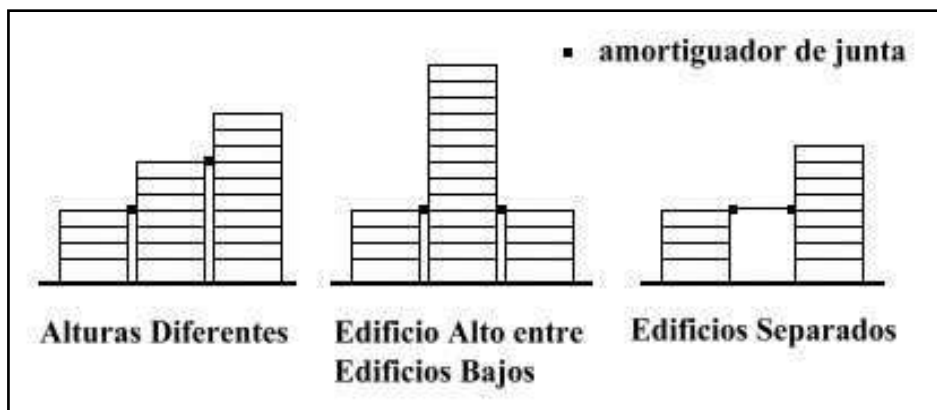


Fig. 1-3: Diferentes ubicaciones de los amortiguadores de junta. [2]

El amortiguador de junta posee varias cualidades: alta rigidez lateral, alta capacidad de disipación de energía, homogeneidad de la deformación plástica total.

Los tipos de amortiguadores de junta más conocidos son:

- Bell (tipo campana): aplicable a estructuras pequeñas.
- Hourglass (tipo reloj de arena): aplicable a estructuras medianas.
- Dumbbell (tipo pesa de gimnasia): aplicable a estructuras grandes.

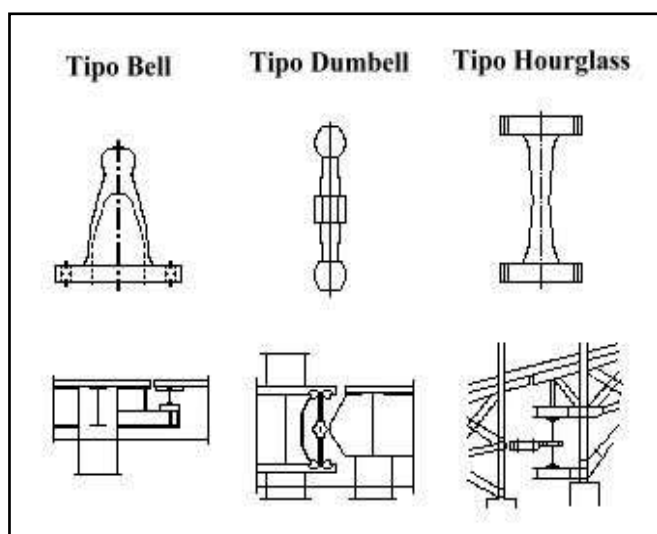


Fig. 1-4: Diferentes amortiguadores de junta. [2]



1.2.1.1.3. Dispositivo tipo ADAS

Cuya sigla en inglés es “*added damping and stiffness*”, corresponde un dispositivo formado por placas de acero en forma de X dispuestas en paralelo unidas entre sí por topes rígidos. La ventaja particular de las placas en forma de X, es que permiten una distribución uniforme de deformaciones plásticas en toda la altura del dispositivo.

Al evitar la presencia de zonas indeseables de concentración de deformaciones, puede lograrse un comportamiento plástico estable y repetible, comportamiento reflejado en su curva de histéresis.

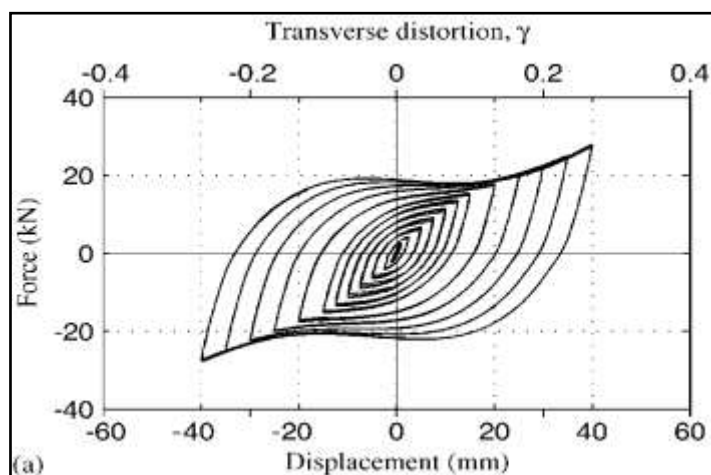


Fig. 1-5: Curva de histéresis dispositivo ADAS. [33]

La cantidad de placas del dissipador será acorde a las necesidades de la estructura a la cual se incorpora. Cada placa del dispositivo se encuentra impedida de giro en ambos extremos, de forma que un desplazamiento relativo entre éstos (en dirección perpendicular al plano de la placa) produzca una distribución lineal de momentos flectores, simétrica y con doble curvatura. El ancho del dissipador se proporciona linealmente con la distribución de momentos flectores, lo cual deriva en una generalización de la plastificación en un corto intervalo de desplazamiento.

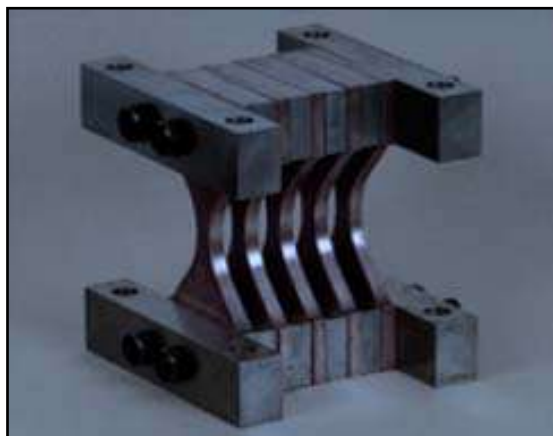


Fig. 1-6: Fotografía de un dispositivo ADAS. [33]

Este dispositivo será el elegido para hacer el análisis experimental en los capítulos posteriores.

1.2.1.1.1.4. Dispositivos tipo TADAS

Cuya sigla en inglés es “*Triangular Plate Added Damping And Stiffness*”, corresponde a un disipador constituido por placas triangulares de acero dispuestas en paralelo. La base mayor de la placa se conecta al nivel de viga de un pórtico, mientras que la otra se articula con un bulón o pasador, a dos contravientos dirigidos a la base de los pilares del pórtico. El sistema TADAS posee similar respuesta al dispositivo ADAS.

La plastificación se produce por flexión (por curvatura simple) debido a un desplazamiento entre los extremos de la placa perpendicular a su plano.

Lo destacable del dispositivo TADAS es que el efecto de las cargas gravitatorias de la estructura se puede separar completamente del disipador, usando en el extremo libre agujeros ovalados, de esta manera frente a grandes deformaciones los desplazamientos verticales en ese extremo no se ven restringidos. Por lo tanto, sólo se produce plasticidad por flexión, la respuesta inelástica del dispositivo es altamente predecible, además no hay riesgo de inestabilidad de la placa por carga axial excesiva.



Fig. 1-7: Fotografía de un dispositivo TADAS.

1.2.1.1.1.5. Dispositivos de platina ranurada

Placas de acero de espesor constante, instaladas en caras inferiores de vigas y con arriostramientos típicos de conexiones viga-columna.

Estas placas reciben la carga cortante en dirección paralela a su plano (a diferencia del ADAS) este sistema tiene un comportamiento histerético estable frente a los múltiples ciclos carga y descarga.

Estos dispositivos al depender del desplazamiento relativo se deben instalar en sitios donde se garantice una magnitud suficiente de éstos y así lograr su funcionamiento.

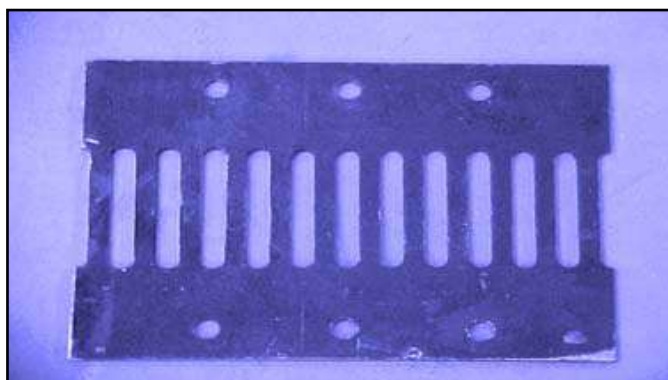


Fig. 1-8: Fotografía de un dispositivo de placa ranurada. [33]

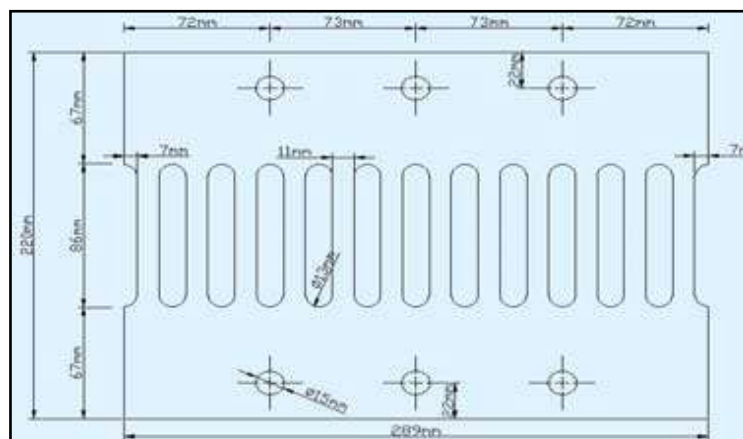


Fig. 1-9: Geometría de un dispositivo de placa ranurada. [33]

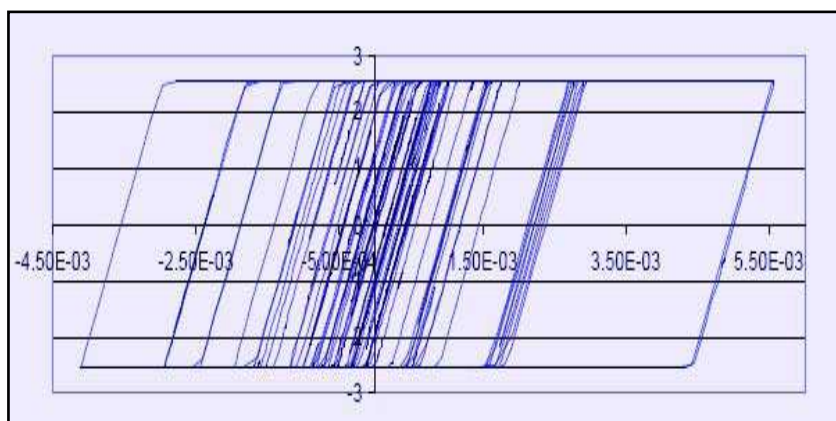


Fig. 1-10: Curva de histéresis de un dispositivo de tipo placa ranurada. [33]

1.2.1.1.1.6. Amortiguador de vibración Penguin – PVD

Cuya sigla PVD en inglés es “*Penguin Vibration Damper*”, corresponde a un amortiguador de corte, con núcleo de plomo, diseñado para el control de vibraciones a pequeña escala, puede ser considerado como un "amortiguamiento suplementario" para estructuras altas y/o muy flexibles, las que por medio de una distribución masiva de estos dispositivos de pequeña capacidad logran controlar vibraciones de efectos que caen fuera del rango práctico de aislamiento sísmico (por ejemplo, el viento, tráfico u otras fuentes de vibración) esto fomenta la creación de una estructura altamente amortiguada.

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, manteniendo sus propiedades mecánicas. Como el plomo



posee la capacidad de ser deformado y recristalizado, sus propiedades mecánicas retornan al del estado recocido inicial. Esto significa que con una geometría inalterada de la componente de plomo, las propiedades del amortiguador permanecerán constantes.

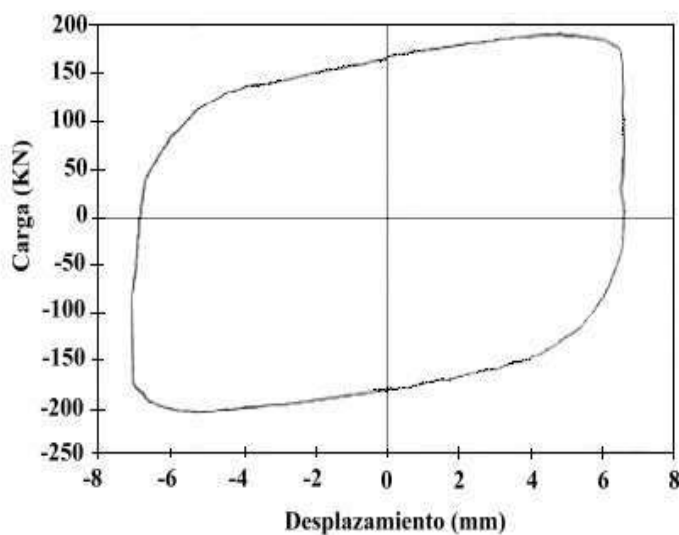


Fig. 1-11: Curva fuerza-desplazamiento histerético de un prototipo del dispositivo PVD. Ensayado a 6.9 mm. [2]

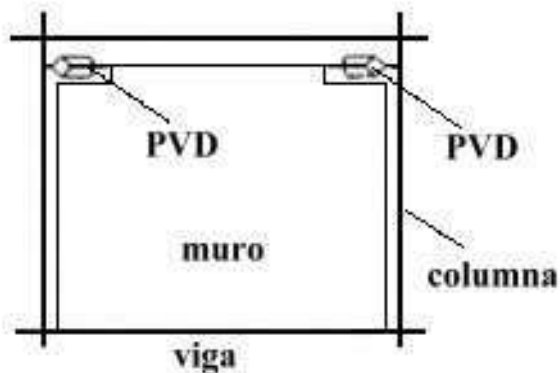


Fig. 1-12: El PVD ubicado en el muro de un edificio alto. [2]

1.2.1.1.1.7. Amortiguador de extrusión de plomo

Consiste en un cilindro de acero en cuyo interior se encuentra una matriz de plomo, el funcionamiento del amortiguador consiste en extruir desde el interior el plomo a través de procesos cíclicos. Un embolo forzará a fluir el plomo interior por orificios adaptados para tal fin. Estos amortiguadores generalmente son usados como parte de sistemas de



aislamiento basal. Existen dos versiones; el tipo "tubo contraído" y el tipo "vástago pandeado" (hinchado)".

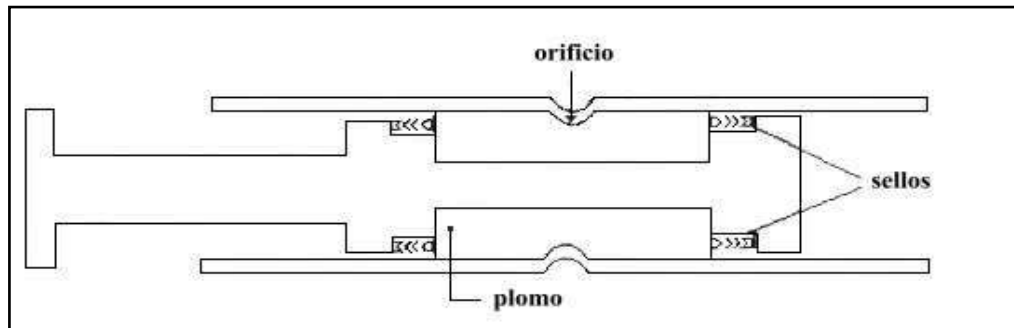


Fig. 1-13: Amortiguador de Extrusión de Plomo. [2]

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.

El comportamiento histerético de este aislador es extremadamente regular y estable (forma casi rectangular).

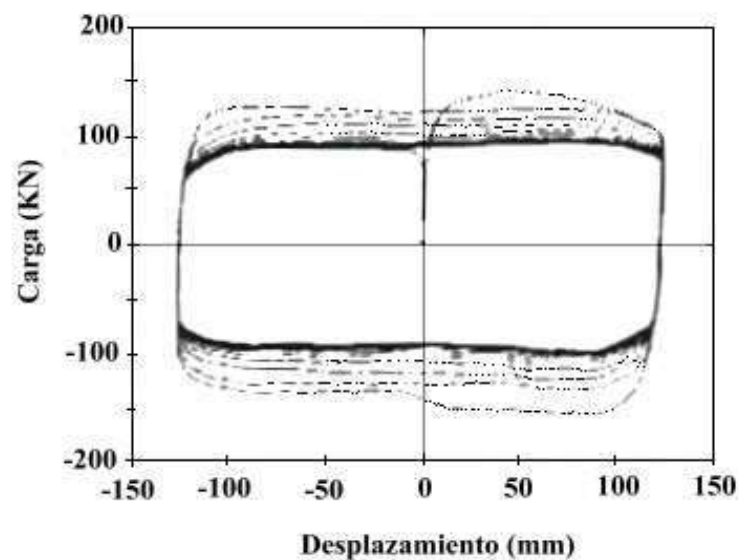


Fig. 1-14: Curva de histéresis de un amortiguador de Extrusión de Plomo. [2]



1.2.1.1.1.8. Dispositivo Pall

Amortiguador de fricción denominado FDBF (Friction Damped Braced Frames), consistente en elementos de arriostramientos diagonales con una interfase de fricción en su punto de intersección, que es un simple cojinete de fricción/acero inoxidable acoplado, que es activado por una fuerza normal.

Los eslabones aseguran que 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.

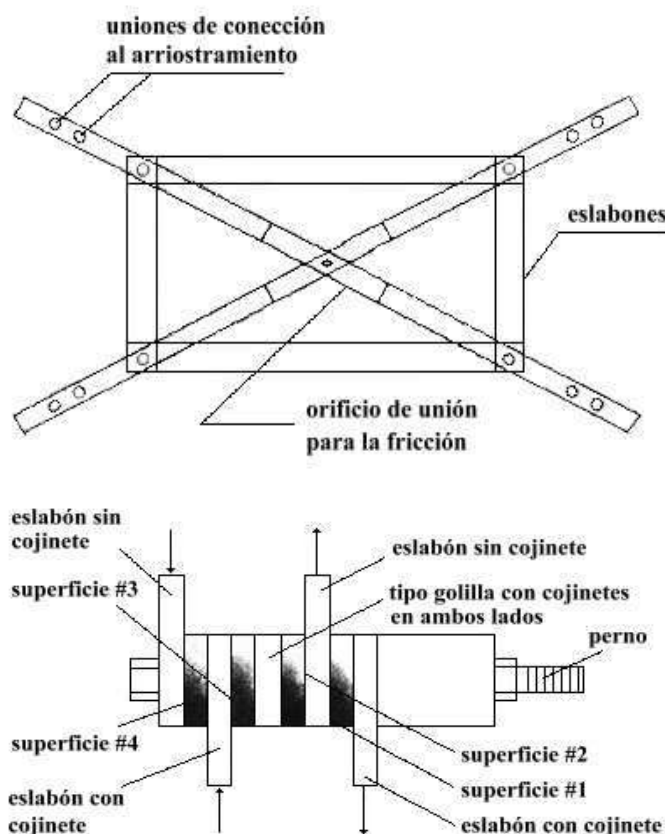


Fig. 1-15: Dispositivo Pall. [2]



Fig. 1-16: Dispositivo Pall.

Como es sabido, en un sistema friccional la cantidad de energía disipada por el sistema y el amortiguamiento, son proporcionales al deslizamiento de los elementos friccionales, lo que se traduce en que los elementos de amortiguamiento friccional logran su mejor desempeño en relación al aumento de la fuerza de entrada, entonces este tipo de aislador es idóneo para excitaciones sísmicas severas. El deslizamiento de un dispositivo cambia la frecuencia natural de la estructura lo que permite alterar el modo fundamental durante un sismo severo.

1.2.1.1.1.9. Dispositivo Sumitomo

Consiste en una serie de cuñas que actúan unas en contra de las otras bajo una carga, las que al actuar sobre un resorte crea fuerzas en los cojinetes, estos cojinetes deslizan directamente por sobre la superficie de acero interior del dispositivo. Este tipo de amortiguador aprovecha el desplazamiento relativo entre el arriostramiento y viga para disipar la energía de vibración y de esta forma reducir el movimiento de respuesta de la estructura.

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.

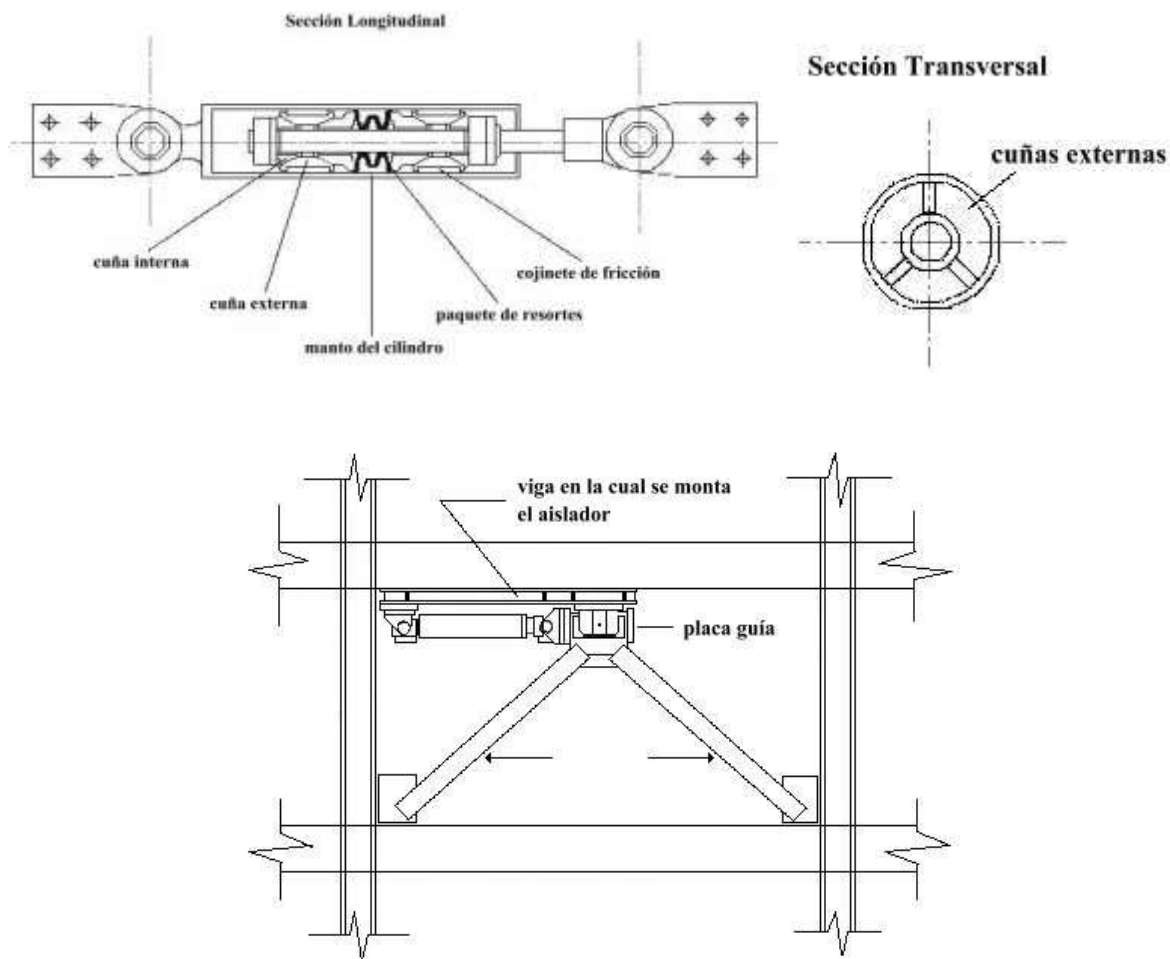


Fig. 1-17: Dispositivo Sumitomo. [2]

1.2.1.1.10. Dispositivo de Dorka

Es una serie de anillos, de acero inoxidable, planos y que deslizan 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.



Fig. 1-18: Dispositivo de Dorka (UHYDE-fs). [2]

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, permitiendo esto una gran variación de las capacidades con unos pocos dispositivos estándares.

1.2.1.1.2. Sistemas de amortiguamiento viscoso

Son sistemas que utilizan la deformación de corte de materiales viscosos o viscoelásticos para proporcionar amortiguamiento a las estructuras. El comportamiento de estos sistemas dependen la temperatura y la velocidad de vibración. La temperatura de los materiales viscosos y viscoelásticos se elevan bajo repetidos ciclos de carga, afectando los efectos de amortiguamiento, es por ello que puede ser necesaria 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 deterioros.

Amortiguadores viscoelásticos aprovechan la deformación de corte de materiales basados en polímeros altamente disipativos, mientras que los viscosos utilizan la resistencia viscosa, la que es una función de la velocidad.

Estos sistemas funcionan 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 son de grandes dimensiones para compensar esta falencia.

1.2.1.1.2.1. Amortiguador de aceite de alto rendimiento - HiDAM

Sistema de amortiguamiento viscoso, basado en la resistencia del aceite encerrado en cámaras de presión frente a la acción de un pistón.

Este amortiguador puede ser instalado entre la parte superior o inferior de un arriostramiento y las vigas (para un arriostramiento en forma de V o V invertida) incorporando en cualquiera de los casos una gran capacidad de absorción de energía dentro de la estructura de un edificio alto.

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

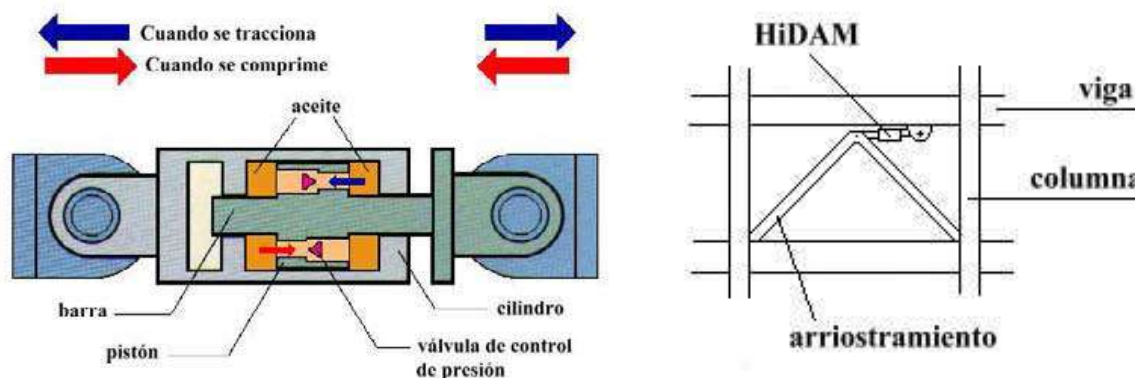


Fig. 1-19: Amortiguador de Aceite de Alto Rendimiento – HiDAM. [2]

1.2.1.1.2.2. Amortiguador viscoso de Taylor

Cuya sigla TFVD en inglés es “Taylor Fluid Viscous Dampers”, es un amortiguador que posee prácticamente las mismas características del amortiguador HiDAM, el amortiguador se divide en tres secciones. La carga fuerza al pistón a comprimir el 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, de esta forma, el fluido es forzado a ingresar a la tercera sección para prevenir que el pistón regrese bruscamente.

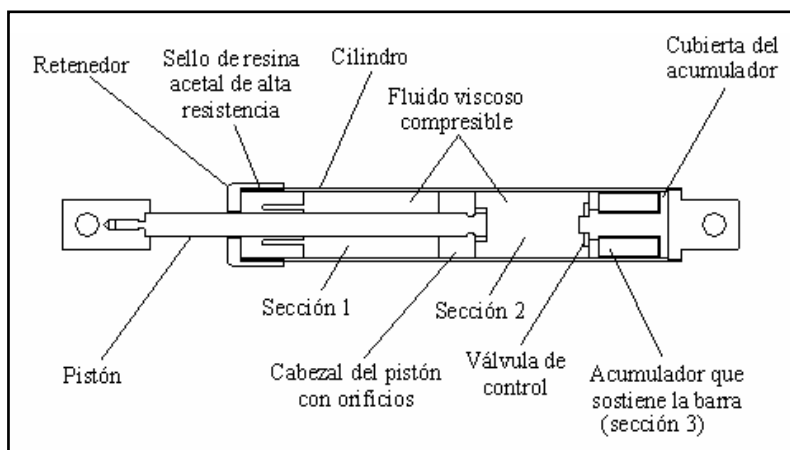


Fig. 1-20: Amortiguador Viscoso de Taylor. [2]

En edificios el amortiguador puede ser instalado en arriostramientos diagonales, en arriostramientos en forma de V invertida o como parte de un aislamiento de base. 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, también se pueden instalar en puentes y carreteras en sobrenivel, para controlar fuerzas sísmicas y la de fuertes vientos.

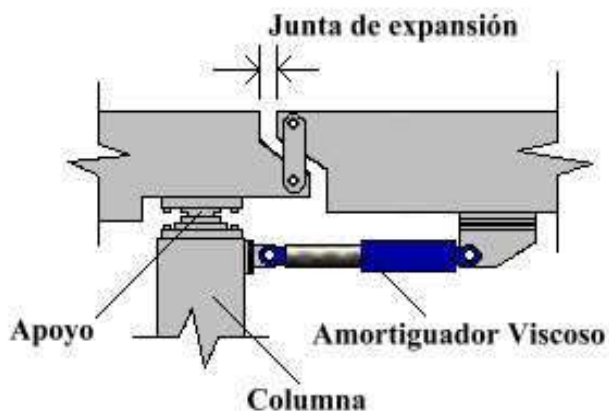


Fig. 1-21: Instalación del amortiguador de Taylor en un puente. [2]

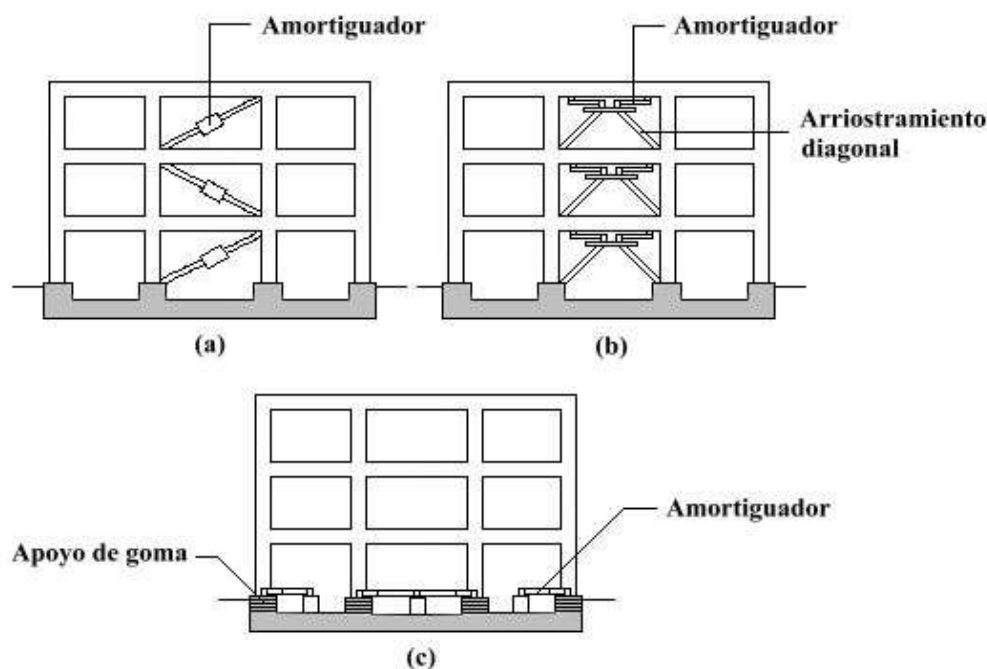


Fig. 1-22: Formas de instalación del amortiguador TFVD en edificios, a) en arriostamientos diagonales; b) en arriostamientos forma de V invertida y c) como parte de aislamiento de base. [2]

1.2.1.1.2.3. Amortiguador viscoelástico 3M

Consistente en dos o más capas de material con una configuración tipo sándwich, generalmente, son introducidos en los arriostamientos de diagonales simples. El material usado en los amortiguadores son polímeros altamente disipativos que tienen un comportamiento viscoelástico.

Este tipo de amortiguador aprovecha el desplazamiento relativo entre el arriostamiento y la viga para disipar la energía de vibración y de esta forma reducir el movimiento de respuesta de la estructura. Estos dispositivos son muy funcionales ya que no tienen un nivel de fuerza de activación (a diferencia de los de fricción) de esta manera disipan energía para todos los niveles de excitación sísmica.

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.

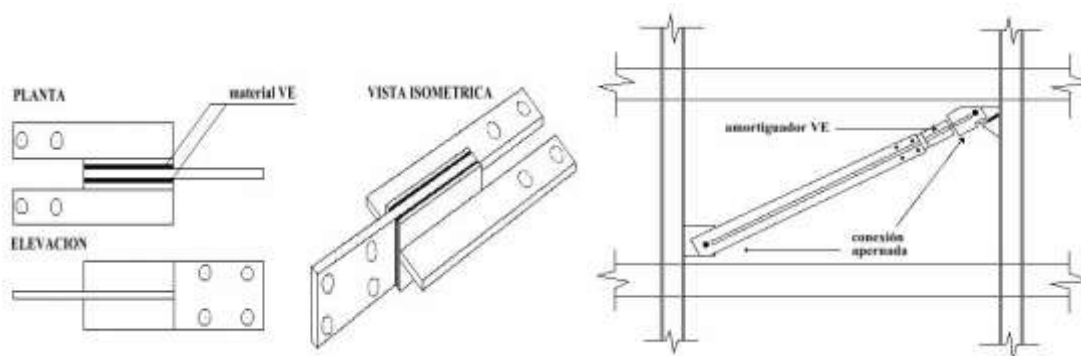


Fig. 1-23: Amortiguador viscoelástico 3M y su instalación. [2]

1.2.1.1.2.4. Amortiguador SAVE

Cuya sigla SAVE en inglés es “*Shimizu Asphaltic Visco Elastic Damper*”, corresponde a un amortiguador compuesto de múltiples capas, alternando placas de acero y un material viscoelástico, en este caso asfalto (con características mecánicas de un material polímero termoplástico). Estos elementos son insertados dentro de los muros del edificio; utilizan desplazamientos para absorber energía impuesta por el sismo y a través de su distorsión reducen las vibraciones del sistema.

Son efectivos para reducir la respuesta de vibración del edificio causada por vientos y por sismos moderados.

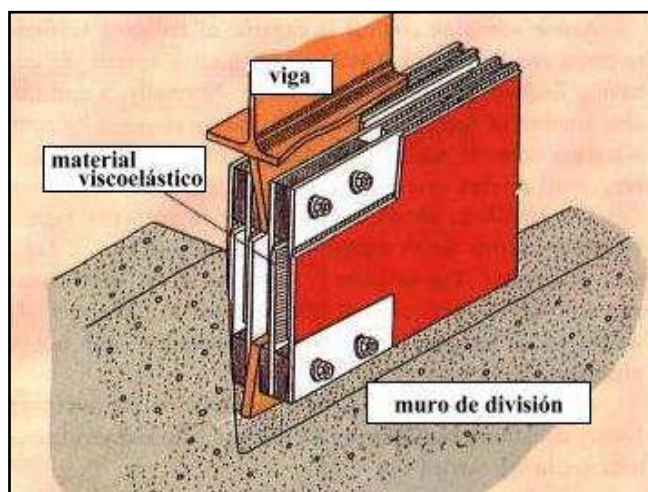


Fig. 1-24: Amortiguador SAVE. [2]



1.2.1.1.2.5. Amortiguador V-SAVE

Dispositivo compuesto por múltiples capas, alternando placas de acero y material viscoelástico muy similar al amortiguador SAVE, con la diferencia que reduce la vibración vertical en los pisos y vigas principales.

Este amortiguador utiliza deformaciones para absorber energía y de esta forma reducir vibraciones verticales. El equipo con el material viscoelástico es fijado por debajo de la viga por medio de pernos, la que al deformarse (debido a una carga vertical o flexional) hace mover la placa de acero para producir la deformación del material viscoelástico (fibra inferior traccionada).

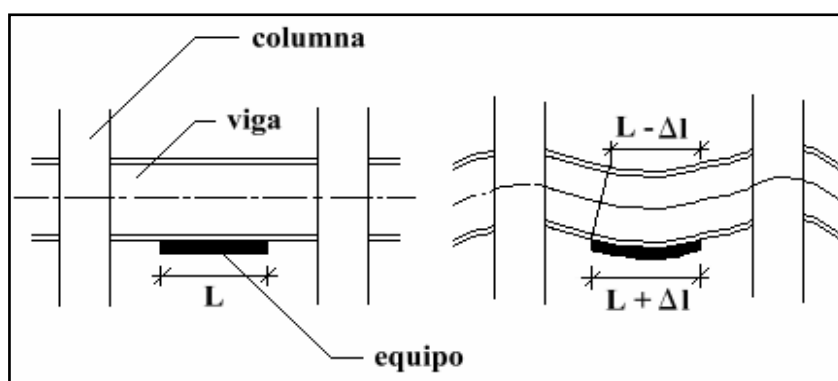


Fig. 1-25: Amortiguador T-SAVE. [2]

1.2.1.2. Sistemas de efecto masa

Son dispositivos que funcionan bajo el sistema de masa sintonizada, que consiste en la colocación de una masa importante en los niveles superiores de una estructura, esta acción pretende que la frecuencia natural de vibración del dispositivo se aproxime sensiblemente a la frecuencia fundamental de la estructura, logrando así que el comportamiento del sistema con dos grados de libertad (primer modo de vibración de la estructura y por el dispositivo) corresponda a un sistema con menor rigidez que el modo propio fundamental pero con un amortiguamiento más importante que el de éste.

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



gran ventaja de los amortiguadores de masa sintonizada es que pueden ser instalarse sin modificar el esquema resistente de la estructura.

1.2.1.2.1. Dispositivo S-TMD

Cuya sigla S-TMD en inglés es “*Shimizu-Tuned Mass Dampers*”, corresponde a un sistema compuesto de una masa auxiliar soportada por apoyos de goma, los cuales son usados como resortes y como apoyos que poseen la capacidad de deformar en dirección horizontal.

El control de vibraciones se realiza haciendo resonar la masa auxiliar del amortiguador con el edificio, igualando de esta manera la frecuencia del amortiguador con la frecuencia de la estructura. Para deformaciones excesivas se implementa un sistema de freno de aire, así cuando la barra límite ubicada a los lados de los apoyos de goma llega a su límite, se activa el freno.

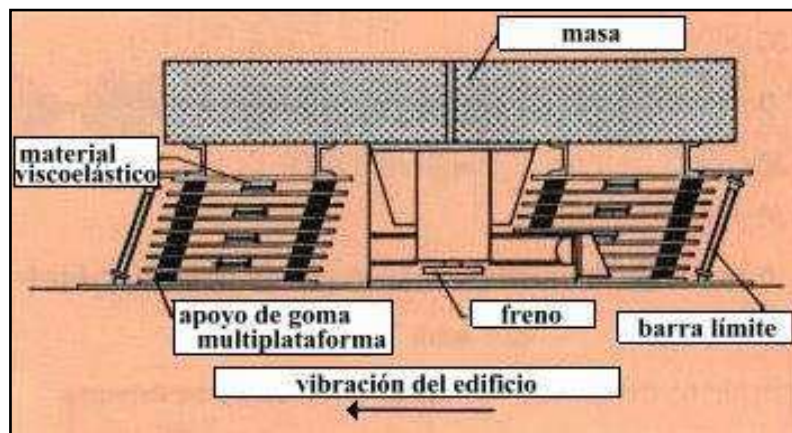


Fig. 1-26: Amortiguador S-MTD. [2]

Este tipo de dispositivo es efectivo si se logra sintonizar de una manera muy precisa el período de éste y el del edificio, de manera contraria, si el período del dispositivo o el edificio difieren, la efectividad del S-TMD no puede ser mantenida.



1.2.1.2.2. Amortiguador de masa pasivo IHI

Amortiguador tipo péndulo multiplataforma, sistema que consiste en una estructura de cuatro columnas y vigas, del que se suspende una masa deslizante, generando así un péndulo. Resortes en forma de espiral, son adheridos entre las superficies interiores de las columnas. Para proveer el amortiguamiento necesario, el sistema consta de amortiguadores hidráulicos instalados entre el marco superior y las columnas.

Una importante característica de este amortiguador es la capacidad para cambiar la frecuencia natural de la estructura, esto se logra haciendo cambios de posición en la conexión de las masas deslizantes que cuelgan entre los soportes.

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, es decir, el amortiguador cambiará su frecuencia y se “sintoniza” con la frecuencia natural de la estructura principal.

1.2.1.2.3. Dispositivo SSD

Cuya sigla SSD en inglés es “*Super Sloshing Damper*”, consiste en un tanque con varias divisiones horizontales cuyo contenido es agua, se pretende así 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. Este tipo de dispositivo, se instala en la parte superior de un edificio (último piso, azotea) necesitando un espacio amplio para su ubicación, además de instalaciones complementarias como cañerías, tuberías y plomería en general, no obstante, su instalación es fácil y bastante económica comparado con otros tipos de dispositivos.

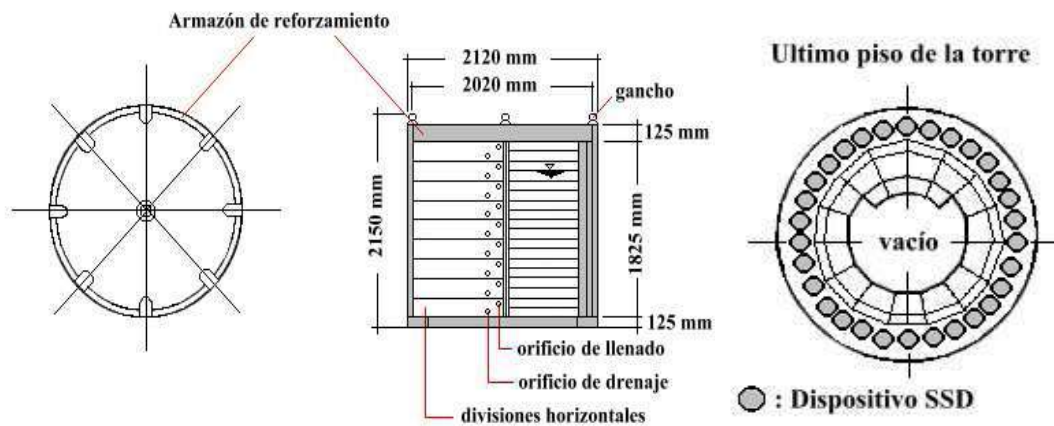


Fig. 1-27: Amortiguador SSD. [2]

1.2.1.3. Sistemas de aislamiento basal

Corresponde a la técnica con mayor desarrollo en los últimos años. Uno de los sistemas clásicos de esta modalidad de aislamiento, son los amortiguadores constituidos por la combinación de láminas de elastómeros y acero.

El sistema de aislamiento basal se puede explicar como un conjunto de elementos que logran una conexión flexible suelo-estructura con la finalidad de reducir las aceleraciones en las estructuras llevándolas a niveles por debajo de la aceleración del suelo, desplazando la respuesta de la estructura en el espectro desde una zona de alta energía a una de baja, es decir, que al aumentar el período propio de la estructura se lleva lejos de los períodos del suelo, lo que reduce la magnitud de los esfuerzos internos.

Los aisladores deberán ser capaces de desacoplar la estructura al movimiento sísmico y a la vez absorber una buena parte de la energía impuesta, lo que reducirá los desplazamientos entre los elementos estructurales.

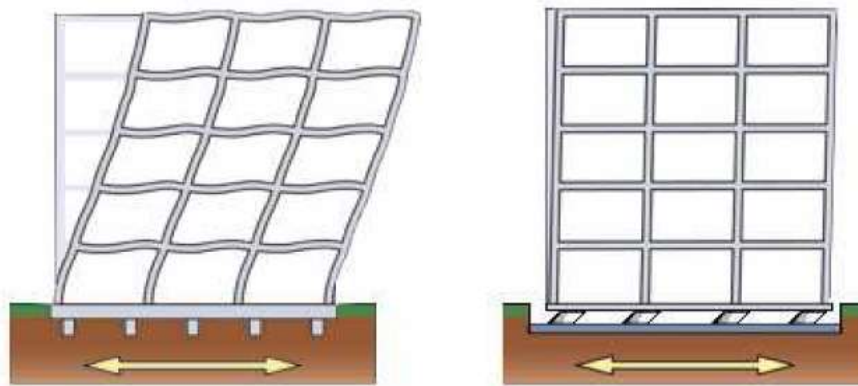


Fig. 1-28: Efecto del aislamiento basal en las edificaciones. [2]

Las características principales de un sistema que cuenta con aislamiento basal son:

a).- Flexibilidad: Al aumentar esta característica se produce un incremento del período de vibración del sistema que reducirá la respuesta y por ende una reducción en la aceleración transmitida a la estructura aislada, el corte basal disminuye 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

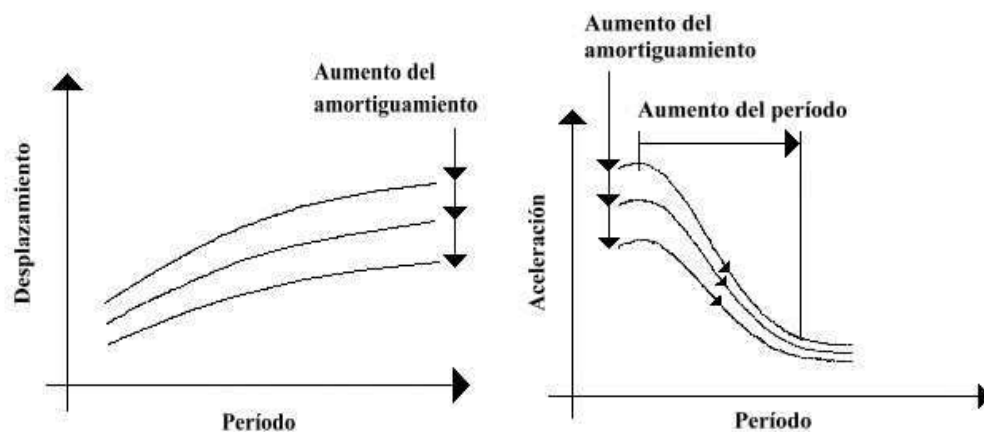


Fig. 1-29: Incremento del periodo de vibración y reducción de aceleración. [2]

b).- Disipación de energía: Esto se puede lograr a través de un amortiguador histerético. 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.



c).- Rigidez alta para bajos niveles de carga: No es deseable tener una estructura que vibre perceptiblemente bajo cargas frecuentes (sismos leves o cargas de viento) es por esto que 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.

1.2.1.3.1. Tipos de sistema de aislamiento basal

Se clasifican en dos grupos: apoyos elastoméricos y apoyos deslizantes. Existen otras formas de aislamiento basal, que son los que combinan sistemas elastoméricos y deslizantes, apoyos elastoméricos acoplados con dispositivos que proveen disipación de energía adicional, etc.

1.2.1.3.1.1. Apoyo de goma laminada

Dispositivos compuestos por capas alternadas de goma y acero, unidas entre sí por un proceso de vulcanización; la rigidez del apoyo es controlada por el espesor de las capas de goma, mientras más gruesas son estas capas más flexibles es el apoyo en la dirección horizontal, 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.

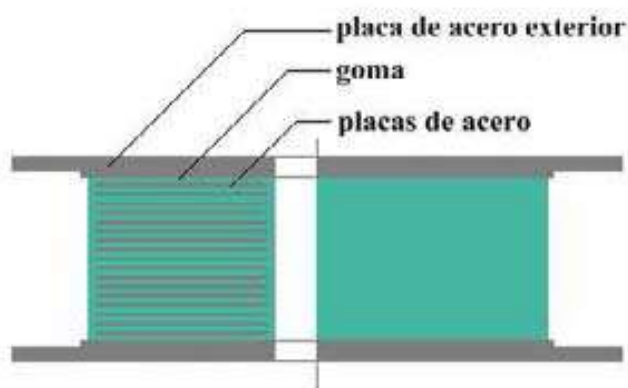


Fig. 1-30: Apoyo de goma laminada. [2]



1.2.1.3.1.2. Apoyo de goma con núcleo de plomo

El mecanismo de este apoyo consiste en láminas de goma natural y acero combinadas con un núcleo de plomo inserto en su centro, combinando en una unidad física el elemento flexible y el disipador de energía. El núcleo trabaja como un amortiguador de histéresis interno, deformándose plásticamente en corte por las placas de acero, este núcleo cumple con la función de dar mayor rigidez para deformaciones pequeñas.

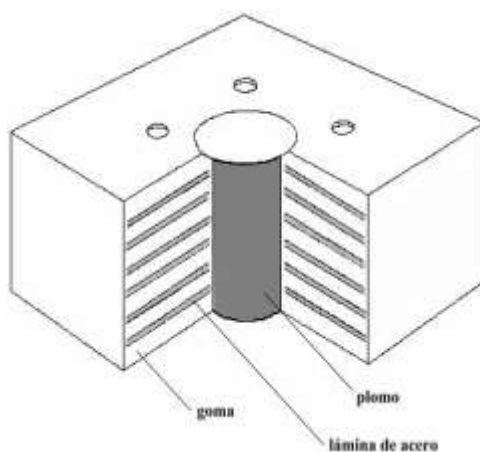


Fig. 1-31: Apoyo de goma con núcleo de plomo. [2]

La curva de histéresis fuerza-desplazamiento elasto-plástica es casi rectangular en los dispositivos basados en plomo. Se ha encontrado una buena aproximación para 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.

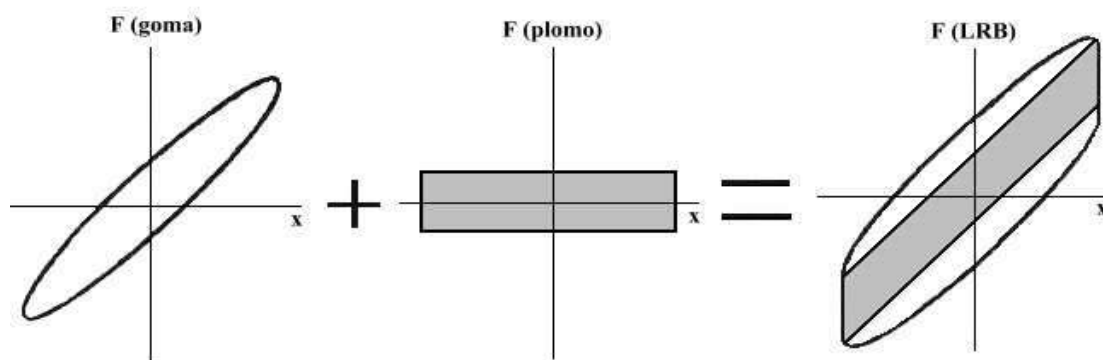


Fig. 1-32: Curvas de histéresis aplicando apoyos de goma con núcleo de plomo. [2]

1.2.1.3.1.3. Sistemas de aislamiento basal shimizu

Son combinaciones de aisladores diseñados según las necesidades o respuestas esperadas, dependientes de la forma, tamaño y función del edificio.

El detalle de algunos de estos es el siguiente:

- *Apoyo de goma de alto amortiguamiento:* múltiples capas de goma laminada unidas a placas de acero en forma intercalada, la goma usada posee las capacidades de absorción de energía. No sufre transformaciones debido a la acción de sismos grandes, lo cual disminuye su recambio.
- *Apoyo 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 del aislamiento 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.
- *Apoyo de goma con amortiguadores hidráulicos:* la flexibilidad está dada por los apoyos de goma y la disipación de energía por los amortiguadores hidráulicos. Este sistema de aislamiento basal está diseñado para no acumular energías de sismos anteriores, lo que disminuye el cambio de los amortiguadores. Es de simple colocación.



- *Apoyo de goma con núcleo de plomo*: 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.
- *Apoyo de goma con amortiguadores de acero*: 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. Sistema más efectivo en grandes sismos y estructuras regulares.

1.2.1.3.1.4. Sistema de péndulo friccional – FPS

Sistema de aislamiento basal, friccional. El apoyo FPS consiste en un cursor articulado sobre una superficie de acero inoxidable esférica, el cursor articulado está revestido con un material compuesto, con alta capacidad de soporte basado en politetrafluoroetileno (teflón) que tiene un bajo coeficiente de fricción. Los apoyos están sellados e instalados con la superficie deslizante boca abajo para evitar la contaminación de la interfase de deslizamiento.

El apoyo FPS es activado sólo cuando la fuerza de corte sobre la interfase de aislamiento 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.

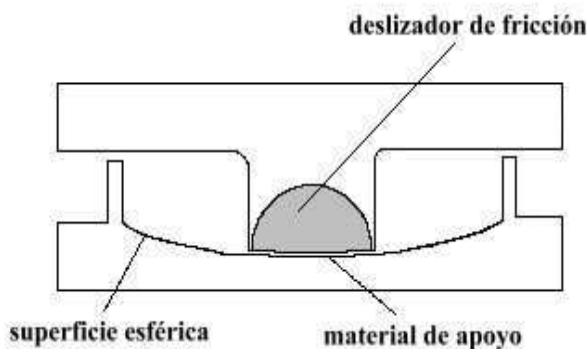


Fig. 1-33: Sistema de Péndulo Friccional – FPS. [2]



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.

1.2.1.3.1.5. Sistemas elásticos friccionantes

Consistente 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). 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.



Fig. 1-34: Apoyo de goma laminada.

1.2.1.3.1.6. Sistema de aislamiento basal TASS

Cuya sigla TASS en inglés es “*Taisei Shake Suppresion System*”, consiste en un sistema deslizante (friccional) donde se separan las funciones de transmisión de carga y aportación de la fuerza de restauración. 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 neopreno (cloropreno) y 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 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.

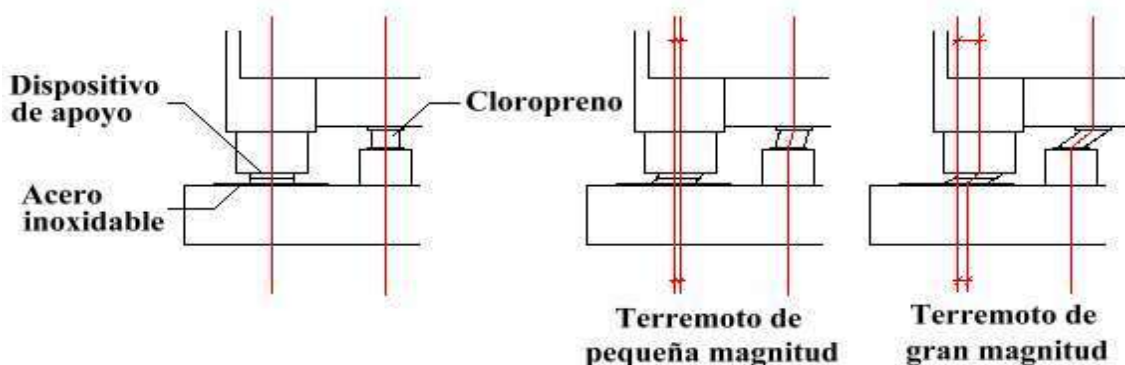


Fig. 1-35: Apoyo de goma laminada. [2]

1.2.1.3.1.7. Sistemas GERB

Sistemas mixtos que constan de elementos de resortes y amortiguadores VISCO. Soportan grandes cargas dinámicas y estáticas.

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.

Amortiguadores VISCO: 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.

Los elementos de resortes y los amortiguadores VISCO generalmente se disponen en la parte inferior del edificio, en el sótano o por encima del nivel del suelo.

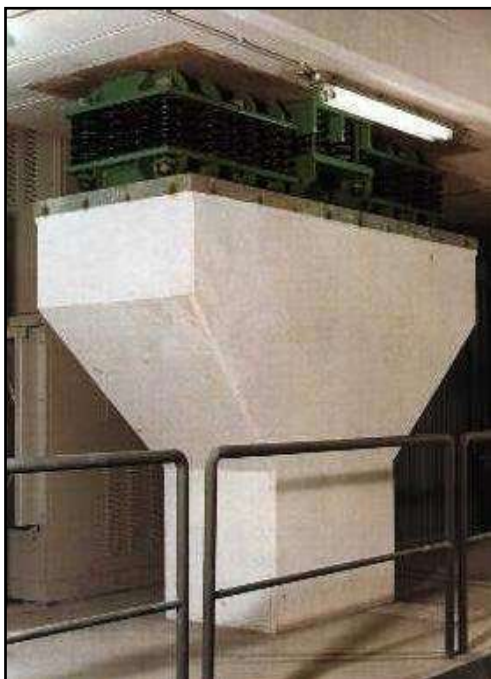


Fig. 1-36: Apoyo de goma laminada. [2]

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.

1.2.1.3.1.8. Sistema de aislamiento sísmico de piso.

Debido a la necesidad de contar con instalaciones totalmente estáticas o aisladas de cualquier tipo de vibración, es que se han incrementado las necesidades de los sistemas de aislamiento sísmico.

El método de aislamiento basal para edificios (de apoyos de goma laminada) no es únicamente suficiente para la protección de instalaciones de alta tecnología. El apoyo de goma laminada muestra un excelente desempeño de aislamiento sísmico para direcciones horizontales, pero no así para direcciones verticales debido a su alta rigidez en este sentido, por otro lado, la resistencia propia de los edificios es usualmente suficiente para resistir el movimiento sísmico vertical.



El desarrollo de aisladores tridimensionales, es costoso y además presenta la dificultad de suprimir un movimiento oscilante. Una de las soluciones prácticas puede ser el uso de un sistema de piso de aislamiento sísmico tridimensional, sobre el cual se colocan las instalaciones.

Existen varios sistemas desarrollados comercialmente:

1.- Combinación de un resorte de aire y un apoyo de goma (Shikawajima-Harima Heavy Industries Co.,Ltda).

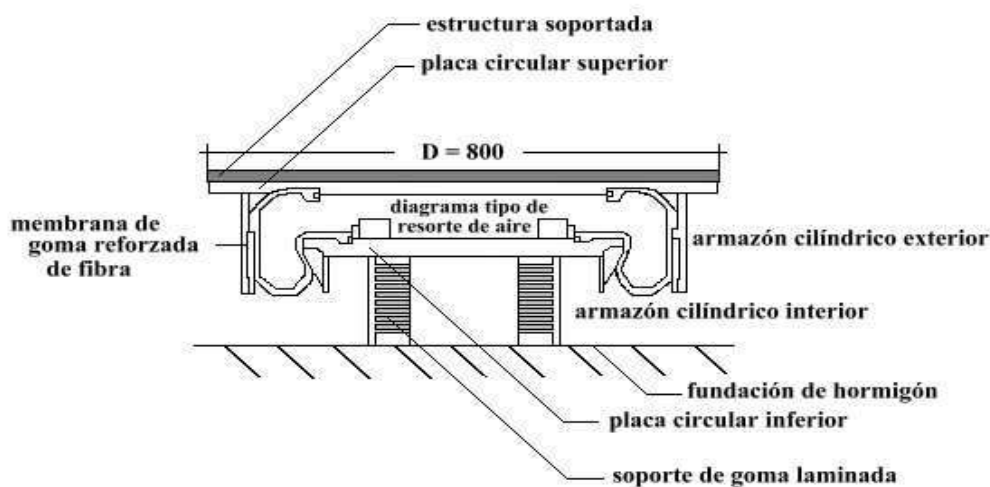


Fig. 1-37: Sistema de Piso de Aislamiento Sísmico, combinación de un resorte de aire y un apoyo de goma. [2]



2.- Sistema de aislamiento de piso TAFLIS (Takenaka Floor Isolation System).

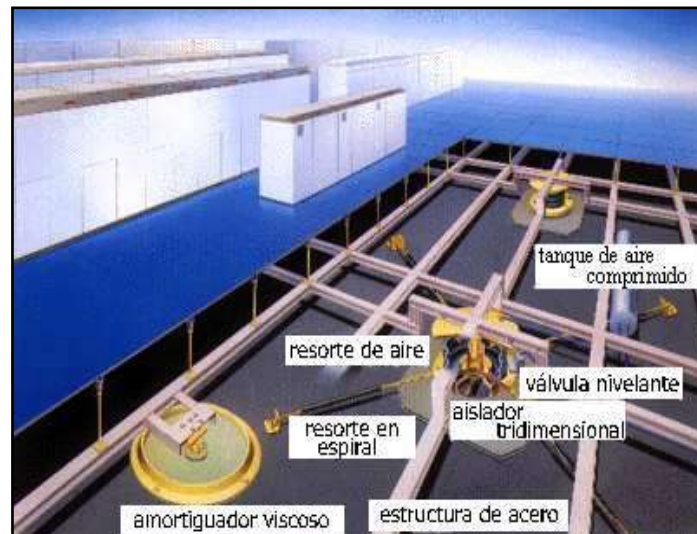


Fig. 1-38: Sistema de Aislamiento de Piso TAFLIS. [2]

3.- Sistema de aislamiento de piso de Takenaka, desarrollado por la empresa Japonesa Kajima Corporation.

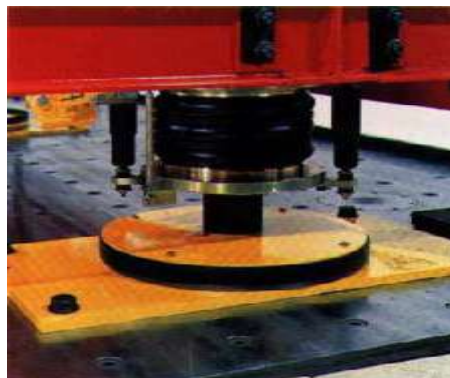
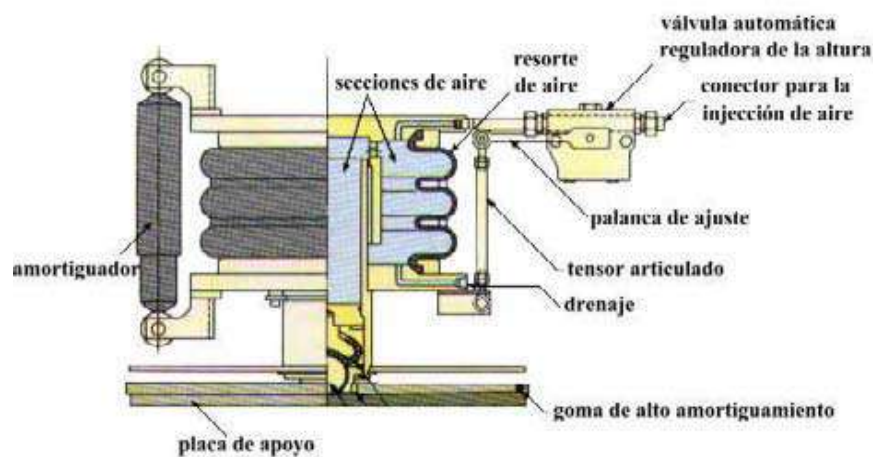


Fig. 1-39: Sistema de aislamiento de piso de Takenaka. [2]



1.3. DISPOSITIVO A UTILIZAR

Tomando como base el estudio y las conclusiones realizadas por De La Llera [5] en el 2004 se utilizarán disipadores del tipo ADAS de cobre recocido.

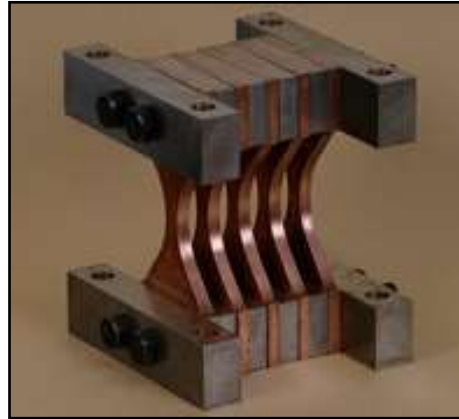


Fig. 1-40: Imagen de un dispositivo tipo ADAS. [5]

Como ya se mencionó en el punto 2.2.1.1.1.3 los dispositivos ADAS son placas en forma de “X”, las que al ser ensayadas frente a una carga perpendicular a su plano (asumiendo doble empotramiento) dan como resultado un diagrama de momentos con doble curvatura.

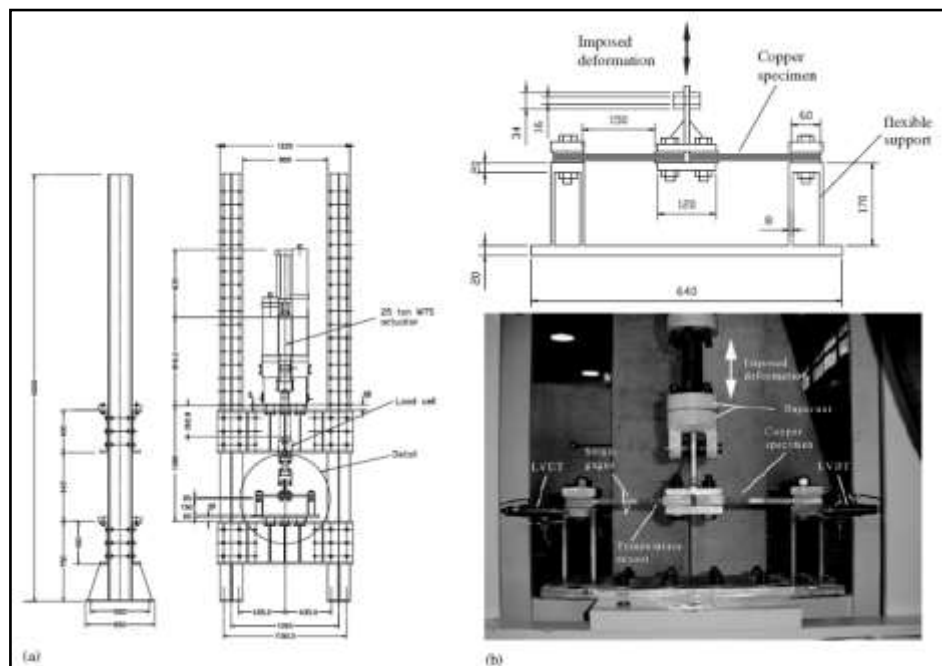


Fig. 1-41: Equipo de ensayos para un dispositivo tipo ADAS. [5]

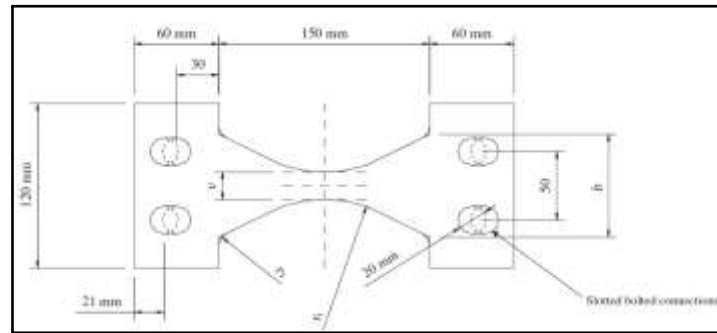


Fig. 1-42: Dimensiones generales probeta de ensayo para dissipador ADAS. [5]

Para acotar el campo de estudio se presentarán los resultados de los modelos ADAS 100_13 y ADAS 75_10 (Vidal [33]) cuya geometría es:

DISPOSITIVO	BASE b (mm)	ALTURA h (mm)	ESPESOR e (mm)	GARGANTA v (mm)	CURVATURAS	
					r1 (mm)	r2 (mm)
ADAS100_13	100	150	13		∞	∞
ADAS75_10	75	150	10	23	37,5	∞

Los autores recogen la hipótesis del diagrama de momentos con doble curvatura para formular las siguientes expresiones, que son las que permitirán determinar las diferentes propiedades de los dispositivos.

$$K_{el} = \frac{P}{\delta} = \frac{N2Ebt^3}{3h^3} \quad \delta_y = 0.5\varepsilon_y \frac{h^2}{t} \quad F_y \approx \frac{\sigma_y bt^2}{3h}$$

Reemplazando en las formulas (considerando E = 117210(MPa)

DISPOSITIVO	h/t	KeI	δ_y	Zo	μ	yo= δ_o /h	N ciclos
ADAS100_13	11.54	5.087	0.51	27.7	78.9	0.267	39
ADAS75_10	15.00	1.736	0.66	15.2	60.7	0.268	42
Unidades en KN, MM							

Los resultados de los ensayos muestran que los dissipadores del tipo ADAS:

- Tienen una respuesta estable que no depende de las amplitudes de excitación.

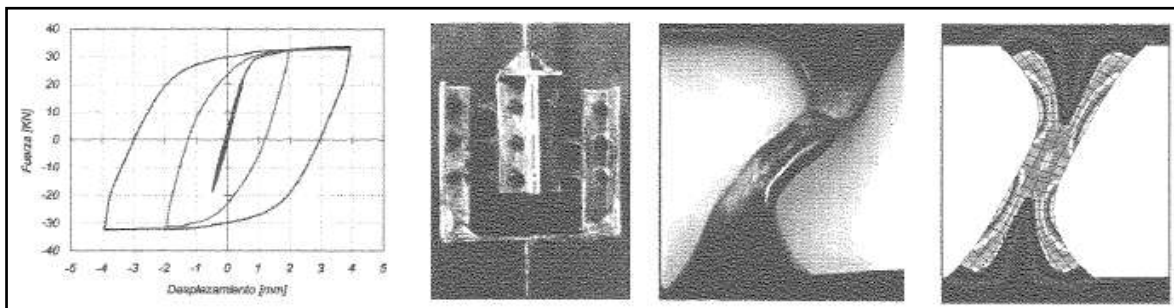


Fig. 1-43: Resultados de un ensayo a un dissipador ADAS. [5]

- Los ciclos de carga y descarga son simétricos.

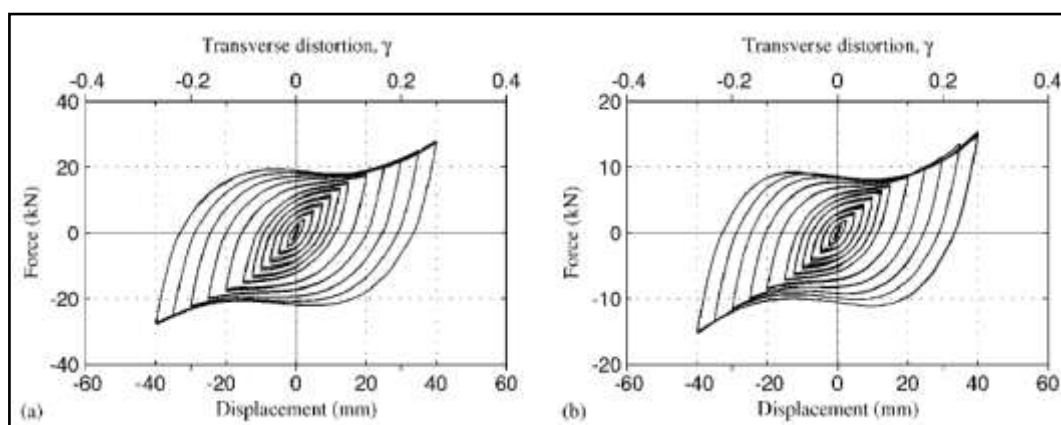


Fig. 1-44: Curvas de histéresis correspondientes al ensayo de un dissipador ADAS. [5]

- Los ciclos de carga y descarga no se ven afectados significativamente por las frecuencias de excitación.
- Para grandes deformaciones angulares, se presentan asimetrías como consecuencia de cargas axiales de tensión que originan deformaciones remanentes, produciendo pandeo al pasar por la posición original.
- Su comportamiento histerético no depende de la velocidad de deformación.

El mecanismo de incorporación de los dissipadores, al sistema estructural, se hará a través de diagonales del tipo Chevron.

Las diagonales Chevron son elementos metálicos en forma de “V” invertida que unen el dissipador de energía a los pórticos en el centro de la luz de la viga de cielo.

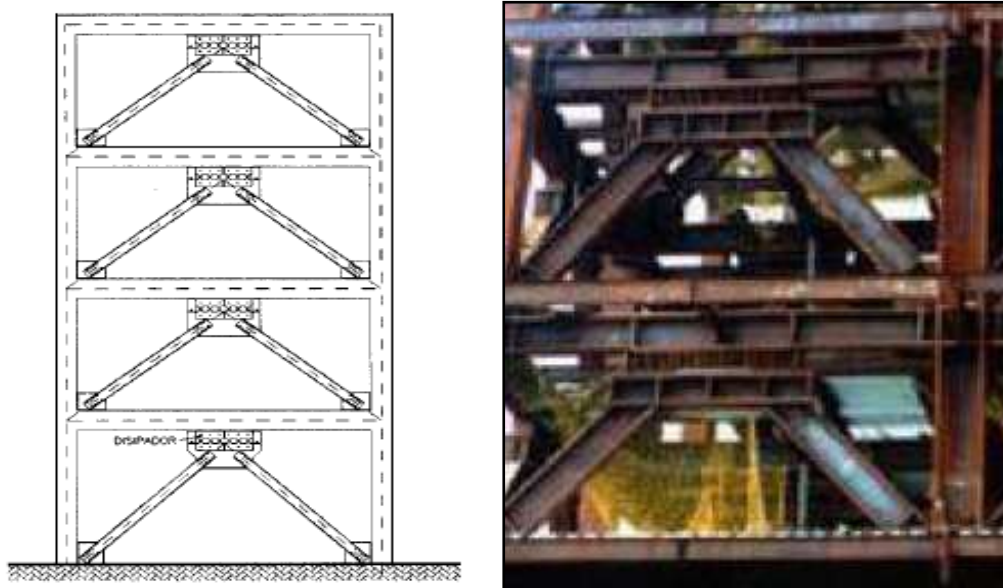


Fig. 1-45: Sistema diagonal Chevron + disipador.

Este sistema representa un mecanismo estable al momento de transmitir la deformación relativa de entre piso por medio del esfuerzo de corte al disipador.

1.4. BASES TEÓRICAS DEL MODELO DINÁMICO

La ecuación de equilibrio dinámico de una estructura se puede expresar como:

$$M\ddot{u} + C\dot{u} + Ku + L^T f = -Mr\ddot{u}_g \quad \text{Ec. (1)}$$

Donde:

- M= Matriz de masa de la estructura lineal.
- K= Matriz de rigidez de la estructura lineal.
- C= Matriz de amortiguamiento de la estructura.
- R= Vector de influencia del input $\ddot{u}_g$.
- f= $f(v, \dot{v}, t)$ es el vector de fuerzas no lineales de los disipadores y depende de las deformaciones y velocidades de deformación de los sistema de reducción de vibraciones.



$L =$ Matriz de transformación cinemática que relaciona deformaciones v de los SRV con los grados de libertad u de la estructura, entonces:

$$v = Lu$$

$$L = \begin{pmatrix} 1 & 0 & 0 & 0 \\ -1 & 1 & 0 & 0 \\ 0 & \dots & \dots & 0 \\ 0 & 0 & -1 & 1 \end{pmatrix}_{n \times n}$$

$n =$ Es el número de pisos para un marco plano.

Existe un método alternativo llamado “*método de espacio de estado*”, el que ha llegado a ser esencial para la resolución de un amplio rango de problemas dinámicos, asociado al uso de amortiguadores y disipadores.

Este método analiza la respuesta de un sistema usando el desplazamiento y velocidad de las masas en movimiento como variables independientes, las cuales son denominadas “estado” y se pueden definir a través de un vector.

Una formulación de primer orden en espacio de estado permite usar algoritmo de diferenciación numérica como Runge-Kutta, por lo que de ésta forma sería posible integrar en forma exacta el comportamiento lineal de la estructura y concentrar el análisis del comportamiento no-lineal a los disipadores con el término $L^T \dot{f}$, por lo cual, como un primer paso para poder aplicar este algoritmo es necesario reescribir la Ec.(1) como:

$$\ddot{u} = -M^{-1}Ku - M^{-1}C\dot{u} - M^{-1}L^T \dot{f} - r\ddot{u}_g \quad \text{Ec. (2)}$$

Se definirá a x como un vector para representar el desplazamiento y velocidad del sistema:

$$x = \begin{pmatrix} u \\ \dot{u} \end{pmatrix} \text{ Vector de estado} \quad \text{Ec. (3)}$$

$$\dot{x} = \begin{pmatrix} \dot{u} \\ \ddot{u} \end{pmatrix} \text{ Primera derivada del vector de estado} \quad \text{Ec. (4)}$$



Las ecuaciones Ec.(2),(3) y (4) se reducen en:

$$\dot{x} = Ax + B_f f + B_u \ddot{u}_g \quad \text{Ec. (5)}$$

Que es una ecuación diferencial de primer orden, a diferencia de Ec.(2) que es de segundo orden.

Donde:

$$A = \begin{bmatrix} 0 & I \\ -M^{-1}K & -M^{-1}C \end{bmatrix}_{2n \times 2n} \quad \text{Ec. (6)}$$

$$B_f = \begin{bmatrix} 0 \\ -M^{-1}C \end{bmatrix}_{2n \times 2n} \quad \text{Ec. (7)}$$

$$B_u = \begin{bmatrix} 0 \\ -r \end{bmatrix}_{2n \times 1} \quad \text{Ec. (8)}$$

El orden de las matrices para un sistema de **n** G.D.L. estará definido por 2n estados, que son n desplazamientos y n velocidades.

Con la reducción utilizada para obtener la Ec.(5) se tiene una ecuación diferencial matricial lineal de primer orden que puede ser resuelta mediante Runge-Kutta, entregando solución para cualquier sistema dinámico tanto para tiempo continuo como para valores discretos. [32]

Concepto de disipación de energía.

Al igual que en cualquier proceso físico, el conocimiento y comprensión de la ley de conservación de la energía es la base para la innovación tecnológica en el ámbito de las estructuras.



Un sistema vibratorio está compuesto por diferentes elementos, los que se pueden clasificar en:

- a) Elementos de inercia: asociados a la aceleración del sistema cuya función es el almacenamiento y liberación de energía cinética.
- b) Elementos de rigidez: asociados a las deformaciones o desplazamientos cuya función es el almacenamiento y liberación de energía potencial.
- c) Elementos de disipación: asociados a la velocidad y al desplazamiento, representan la pérdida de energía en el sistema.

La energía de respuesta de un sistema vibratorio corresponde a la suma de las energías particulares de cada uno de estos elementos. Esta suma de energías se igualará a la energía externa provocada por una excitación (ó input) logrando así el equilibrio; es por esto que a medida que aumenta la capacidad de disipación de los SRV la energía por histéresis de la estructura disminuye y la participación de los componentes estructurales es menor, así el nivel de daño en la estructura se reduce, concentrándose en los dispositivos adicionales (en este caso, los disipadores) que son elementos totalmente identificados y fáciles de remplazar.

En la figura siguiente se presentan gráficamente: el comportamiento de una estructura sometida a un input dinámico (E_I), la energía cinética (E_C), de deformaciones (E_S), la banda de amortiguamiento intrínseco viscoso (E_D) y la última banda de energía que es la energía disipada por el SRV (E_{SRV}).

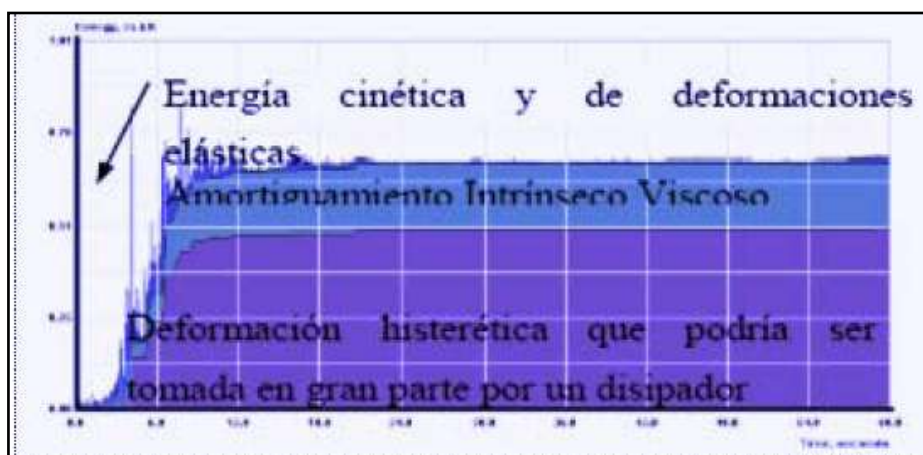


Fig. 1-46: Curva de energía. [33]



Entonces al integrar la Ec.(1) entre las diferentes posiciones (entre u_0 y u) es posible obtener expresiones generales para el equilibrio energético antes mencionado.

$$\int_{u_0}^u du^T (M\ddot{u}) + \int_{u_0}^u du^T \left(C \dot{u} \right) + \int_{u_0}^u du^T (Ku) + \int_{u_0}^u du^T (L^T f) = \int_{u_0}^u du^T (-Mr u_g) \quad \text{Ec. (9)}$$

Donde:

$$E_C = \int_{u_0}^u du^T M\ddot{u} = \int_{u_0}^u \dot{u}^T M d\dot{u} = \frac{1}{2} \dot{u}^T M \dot{u} \Big|_{u_0}^u \quad \text{Ec. (10)}$$

Ecuación que representa la energía cinética de la estructura.

$$E_D = \int_{u_0}^u du^T C \dot{u} = \int_{t_0}^t \dot{u}^T C \dot{u} dt \quad \text{Ec. (11)}$$

Ecuación que representa la energía disipada a través del amortiguamiento interno viscoso de la estructura.

$$E_S = \int_{u_0}^u du^T Ku = \frac{1}{2} u^T Ku \Big|_{u_0}^u \quad \text{Ec. (12)}$$

Ecuación que representa la energía de deformación de la estructura.

$$E_{SRV} = \int_{u_0}^u du^T L^T f = \int_{t_0}^t \dot{u}^T L^T f dt \quad \text{Ec. (13)}$$

Ecuación que representa la energía disipada por los SRV.

$$E_I = \int_{u_0}^u du^T Mr u_g = \int_{t_0}^t \dot{u}^T Mr \ddot{u}_g dt \quad \text{Ec. (14)}$$

Ecuación que representa la energía impuesta por las cargas dinámicas (INPUT)



1.5. MODELO MATEMÁTICO PARA LA FORMULACIÓN DE DISIPADORES HISTERÉTICOS

La fuerza histerética de los disipadores f , puede ser representada como una combinación lineal de v y $\dot{v}$ ($v = Lu$) (linealización equivalente).

$$f = k_e v + c_e \dot{v} \quad \text{Ec. (15)}$$

Esta combinación se reemplaza en Ec. (1) obteniendo:

$$M\ddot{u} + (C + L^T C_e(\omega)L)\dot{u} + (K + L^T K_e(\omega)L)u = -Mr\ddot{u}_g \quad \text{Ec. (16)}$$

Donde:

$k_e = \text{diag}([k_{e1}, \dots, k_{en}])$, rigidez equivalente de los SRV en cada uno de los n pisos.

$c_e = \text{diag}([c_{e1}, \dots, c_{en}])$, amortiguamiento equivalente en cada uno de los n pisos.

Y además:

$$C_e(\omega) = (C + L^T C_e(\omega)L) \quad \text{Ec. (16-a)}$$

$$K_e(\omega) = (K + L^T K_e(\omega)L) \quad \text{Ec. (16-b)}$$

Definen a las matrices equivalentes de amortiguamiento y rigidez, obteniendo así las nuevas matrices que incluyen el comportamiento histerético de los disipadores de energía o SRV.

$$A_e = \begin{bmatrix} 0 & I \\ -M^{-1}K_e & -M^{-1}C_e \end{bmatrix} \quad \text{Ec. (17-a)}$$

$$B_u = \begin{bmatrix} 0 \\ -r \end{bmatrix} \quad \text{Ec. (17-b)}$$



Teniendo linealizada la constitutiva de los dispositivos es posible, también linealizar el equilibrio dinámico de la estructura con SRV no lineales, esto es relevante, ya que de esta forma se incorporan las propiedades aproximadas de los SRV (en forma lineal equivalente) a la ecuación dinámica, para su resolución a través del Algoritmo de Runge-Kutta de quinto orden, para esto se definirá una función de incremento

$$\dot{\phi} = \dot{x} = A_e x + B_u \ddot{u}_g \quad \text{Ec. (18)}$$

Es posible relacionar la energía disipada en un ciclo de deformación de un SRV con el área encerrada por la curva de histéresis fuerza-deformación, por lo que se puede escoger un sistema lineal equivalente que disipe la misma cantidad de energía que uno no lineal.

Lo expuesto en los párrafos anteriores es importante, ya que los métodos convencionales no consideran la existencia de variaciones de las propiedades dinámicas de los sistemas estructurales (producto de movimientos sísmicos) lo que puede ser un indicador del deterioro de la rigidez.

Existe un número importante de investigaciones enfocadas a establecer modelos matemáticos para representar el comportamiento histerético de los disipadores de energía y en particular la variable f . Dentro de los modelos matemáticos destaca:

1.5.1. Modelo bilineal

Este modelo junto al elasto-plástico son formulaciones simples y similares para representar el comportamiento histerético no lineal de ciertos elementos. La diferencia pasa por asignar a la rigidez una pendiente positiva después de su fluencia, para simular las características de endurecimiento por deformación.

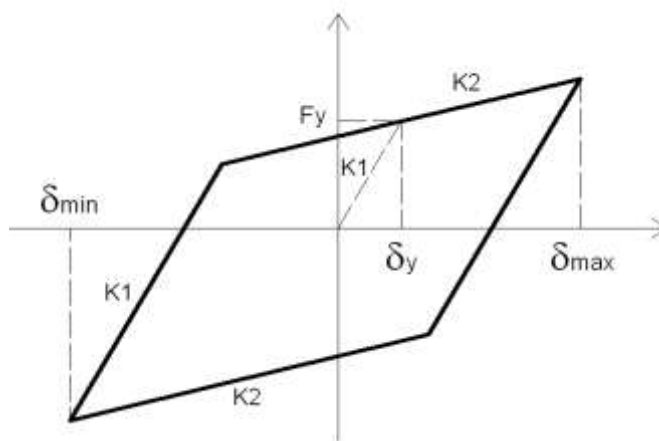


Fig. 1-47: Modelo Bilineal.

Donde:

F_y y δ_y : Corresponden a la carga de fluencia y desplazamiento de fluencia. Estos parámetros definen un valor de transición para las relaciones carga-deformación.

K1: Corresponde a la rigidez inicial, asociada a la reacción del SRV frente a cargas bajas.

K2: Rigidez post-fluencia, asociada a la reacción del dispositivo frente a las cargas más altas del ciclo.

La ventaja de este método radica en la sencillez de modelación para la curva de histéresis, sin embargo, presenta la dificultad de no ser del todo representativa en zonas de transición, donde la mejor aproximación es una curva. Lo que se traduce en considerar deformaciones mucho menores que las reales.

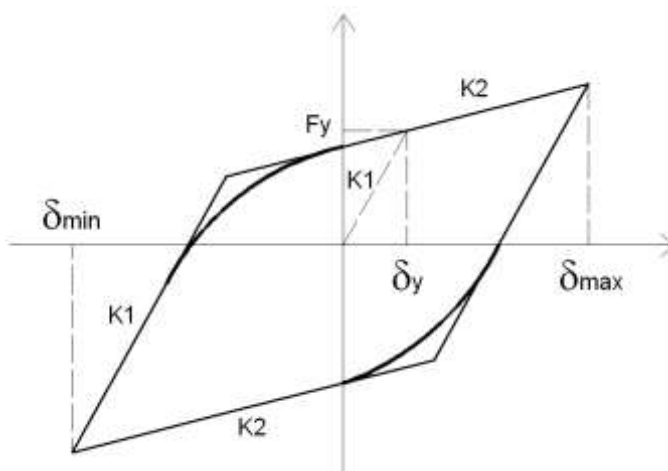


Fig. 1-48: Modelo Bilineal.



1.5.2. Modelo de Wen

Modelo muy utilizado en problemas de identificación de parámetros de sistemas estructurales no lineales. Es atractivo matemáticamente porque es posible representar de una manera sencilla, diferentes formas histeréticas del sistema, con base en cambios en las constantes que caracterizan el modelo, aunque posee limitaciones (cuando se somete a ciertas condiciones de carga).

1.5.3. Modelo de Bouc-Wen

Se compone por una fuerza restauradora (cuya variable es el desplazamiento) y una variable adimensional denominada z .

$$f_r = \alpha k_1 x + (1 - \alpha) f_y z \quad \text{Ec. (19)}$$

El comportamiento de z viene dado por:

$$\dot{z} = A \dot{x} - \beta z \left| \dot{x} \right| \left| z \right|^{n-1} - \gamma \dot{x} \left| z \right|^n \quad \text{Ec. (20)}$$

Ecuación compuesta por coeficientes adicionales que describen la forma del ciclo histerético, donde:

A = Factor de escala general.

α = Razón de proporcionalidad entre fuerza lineal / fuerza no lineal.

β y γ = determinan la forma de la curva.

n = regula la suavidad de transición entre región lineal y no lineal.

El modelo de Bouc-Wen posibilita representar distintos tipos de constitutivas dependiendo de los valores de sus parámetros, permitiendo emular una gran variedad de dispositivos, su comportamiento elastoplástico y su respuesta en el tiempo.

Sin embargo, presenta la desventaja de que se trata de un modelo descrito por una ecuación diferencial, el cual debe ser incorporado a la expresión general del dispositivo a



través de un algoritmo que combine y resuelva satisfactoriamente, el comportamiento de la estructura y de los dispositivos (particularmente la fuerza expresada por el parámetro z).

La solución del modelo a través de Runge – Kutta, pasa por definir una función:

$$y_{i+1} = y_i + \phi(x_i, y_i, h)h \quad \text{Ec. (21)}$$

Que será necesario redefinir según propuesta de Ordoñez [23] donde la variable independiente es el desplazamiento.

$$\frac{dz}{dt} = \frac{1}{\delta_y} \left(A \frac{dx}{dt} - \beta z \left| \frac{dx}{dt} \right| |z|^{n-1} - \gamma \frac{dx}{dt} |z|^n \right) \quad \text{Ec. (22)}$$

Discretizando:

$$\frac{\Delta z}{\Delta t} = \frac{1}{\Delta_y} \left(A \frac{\Delta x}{\Delta t} - \beta z \left| \frac{\Delta x}{\Delta t} \right| |z|^{n-1} - \gamma \frac{\Delta x}{\Delta t} |z|^n \right) \quad \text{Ec. (23)}$$

Ecuación que puede ser simplificada, debido que Δt es una constante positiva para todos los valores del INPUT. Además podemos aplicar que $|\Delta x| = \text{sign}(\Delta x) \Delta x$ [23]. *Sign* es la función de signo, la cual toma el valor 1 si el argumento es mayor o igual que cero y -1 si el argumento es menor que cero.

$$\Delta z = \frac{1}{\delta_y} \left(A \Delta x - \beta z |z|^{n-1} \text{sign}(\Delta x) \Delta x - \gamma \Delta x |z|^n \right) \quad \text{Ec. (24)}$$

Factorizando por Δt puede aplicarse algoritmo de Runge-Kutta.

$$z_i = z_{i+1} + \frac{1}{\delta_y} \left(A - \beta z_{i-1} |z_{i-1}|^{n-1} \text{sign}(\Delta x) - \gamma |z_{i-1}|^n \right) \Delta x \quad \text{Ec. (25)}$$



Cuya función de incremento es:

$$\phi = \frac{1}{\delta_y} \left(A - \beta z |z|^{n-1} \text{sign}(\Delta x) - \gamma |z|^n \right) \quad \text{Ec. (26)}$$

Como se ha comentado, el nivel de precisión de esta técnica es alto. A modo de ejemplo se presenta una comparación de curvas de histéresis (para un disipador de cobre recocido) para una experiencia práctica versus el modelo de Wen

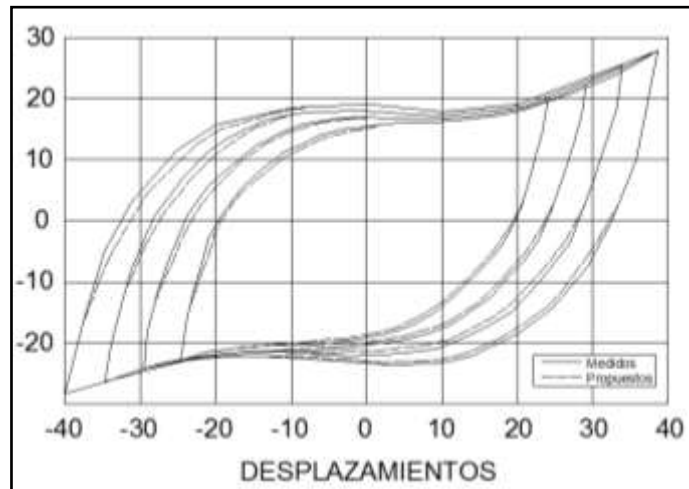


Fig. 1-49: Modelo de Bouc-Wen. [33]

1.5.4. Modelo de Takeda, con degradación de la rigidez

Algoritmo formulado por Takeda y modificado por Powell. Este método trabaja basándose en la utilización de factores de modificación, que actúan sobre las rigideces, dependiendo si se trata de carga o recarga.

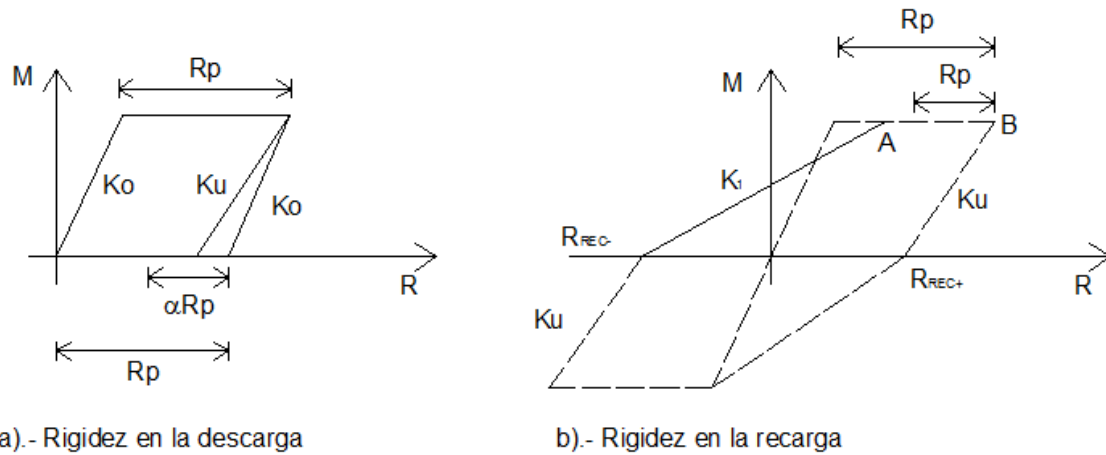


Fig. 1-50: Rigidez del modelo Takeda.

- Parámetro α = Controla la rigidez de descarga (K_u) la que depende de la rotación máxima. La función de α es localizar el punto de “recobre” (R_{rec}). α varía en 0 y 0,4.
- Parámetro β = Controla la rigidez de recarga (K_i) la que depende de la rotación máxima. β varía en 0 y 0,6.

En la utilización de este algoritmo es necesario tener cierto cuidados, ya que se puede dar el caso en que el punto de inversión de signo de la carga (R_{rev}) se ubique dentro del punto de recobre positivo (R_{rec}^+) debido a que el estado inelástico no alcance el punto máximo previo (β^+); en esta situación no es probable que la pendiente de recarga negativa se dirija al punto A^- , el cual sería el punto de recarga definido en términos de β y el punto máximo previo B^- . Ahora si se supone la trayectoria de la recarga hacia el punto A^- , la pendiente de la recarga tenderá a ser tan alta pudiendo llegar a ser negativa si el punto R_{rev} cae a la izquierda A^- . Para evitar esta situación se supone que la trayectoria hacia la recarga se dirige a un punto X que cae entre A y B, en un lugar que depende de la localización de R_{rev} entre R_{rec}^- y R_{rec}^+ . La relación para la recarga negativa es:

$$\frac{AX}{AB} = \left[\frac{R_{rec}^+ - R_{rev}}{R_{rec}^+ - R_{rec}^-} \right]^N \quad \text{Ec. (27)}$$

La relación para recarga positiva es similar. Para $N=1$, X está ubicada entre A y B en igual proporción como R_{rev} está entre R_{rec}^+ y R_{rec}^- . Para $N>1$, X está ubicada más hacia el



punto A y para $N < 1$ hacia el punto B. Si β es igual a cero, la recarga siempre será hacia el punto B.

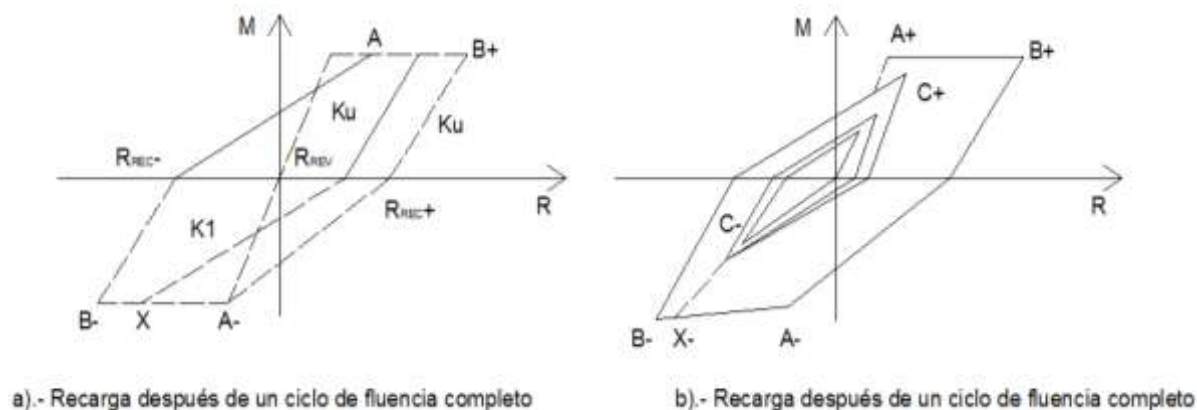


Fig. 1-51: Comportamiento en ciclos del modelo de Takeda.

En la figura anterior se muestra una serie de ciclos para amplitudes pequeñas. El desempeño es muy similar al modelo de Takeda, excepto que la rigidez a la recarga desde el punto C a la línea Ab, está basada en la posición del punto de inversión de signo de la carga más reciente.

1.5.5. Modelo de interpretación geométrica

Esta técnica consiste en asociar características de un sistema de reducción de vibraciones a su comportamiento histerético presentado en un gráfico. De esta forma el amortiguamiento del SRV tendrá directa relación con el área encerrada por la curva de histéresis que corresponde a la energía disipada en un ciclo. La rigidez secante es la pendiente de la recta relacionada con la deformación máxima alcanzada por el ciclo.

Jacobsen plantea combinar el amortiguamiento equivalente con el método de la rigidez secante (esto para linealización en el diseño basado en el desplazamiento). La aproximación de JDSS (Jacobsen's Damping Secant Stiffness) es aplicada para el modelo bilineal histerético mostrado en la Fig.1-52 (a). Este modelo considera una rigidez inicial K_i , rigidez secundaria rK_i , la deformación de fluencia Δy , y la deformación máxima Δ_{max} . Se puede observar que el amortiguamiento equivalente es representado por el área A1, y la rigidez efectiva del ciclo es representada por la tangente de la recta. [33]



El uso del concepto de rigidez secante permite corregir los sesgos introducidos en la definición del punto de carga nula.

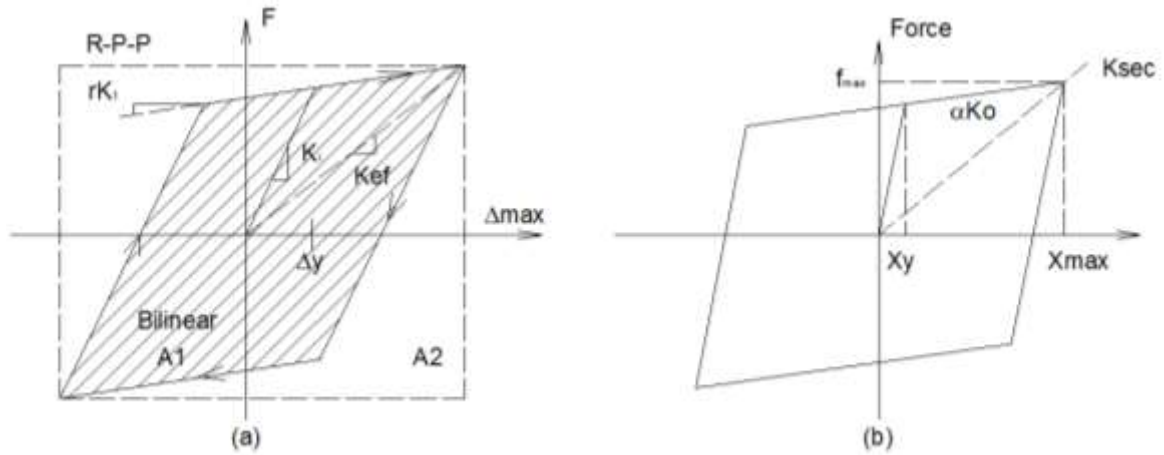


Fig. 1-52: Modelo Bilineal. [29]

La norma chilena Nch. 2745 Of.2003 [12] también utiliza el método de interpretación geométrica para la obtención de una rigidez equivalente sin embargo este concepto difiere a lo propuesto por Jacobsen para el cálculo de la rigidez secante.

Según esta norma, las propiedades lineal equivalentes de un aislador pueden calcularse con las siguientes expresiones (para un ciclo de carga).

Rigidez efectiva:

$$k_{ef} = \frac{|F^+| + |F^-|}{|\Delta^+| + |\Delta^-|} \quad \text{Ec. (28)}$$

Donde F^+ y F^- son fuerzas de signo positivo y negativo que corresponden a Δ^+ y Δ^- , que son las deformaciones máximas y mínimas.

Amortiguamiento efectivo:

$$\beta_{ef} = \frac{1}{\pi} \left(\frac{E_{CICLO}}{k_{ef} (|\Delta^+|^2 + |\Delta^-|^2)} \right) \quad \text{Ec. (29)}$$



Donde:

K_{ef} (rigidez efectiva): corresponde al concepto de rigidez secante.

E_{ciclo} : Es el área encerrada por la curva de histéresis, corresponde a la E disipada en un ciclo y se asocia al amortiguamiento equivalente.

E_{ciclo} y K_{ef} (rigidez efectiva) se calculan para los desplazamientos Δ^+ y Δ^- .

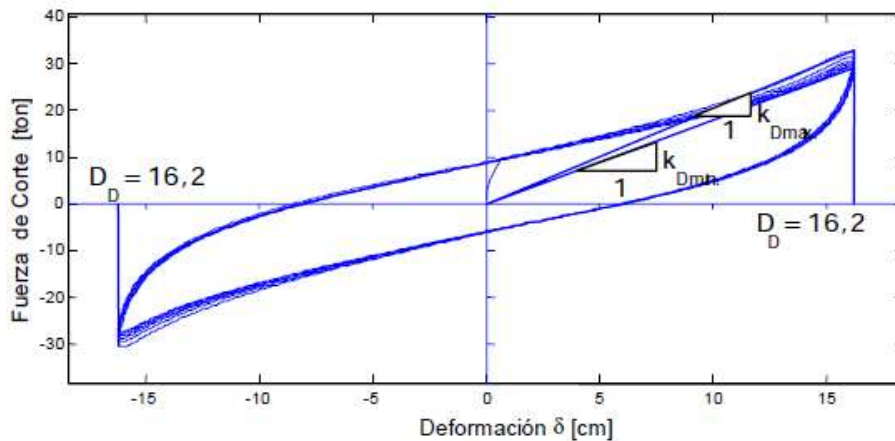


Fig. 1-53: Cálculo de la rigidez efectiva (secante) máxima y mínima para una pareja de aisladores elastoméricos, NCh.2745 of.2003. [12]

1.5.6. Modelo de linealización equivalente ó armónica

Consiste en minimizar la integral en un ciclo del error cuadrático entre la verdadera fuerza del SRV y la estimación lineal de ella. Este método es llamado de linealización armónica ya que la deformación impuesta es del tipo armónica.

$$J(k_e, c_e) = \int_0^{\frac{2\pi}{\omega}} e^2 dt \quad \text{Ec. (30)}$$

Como se ha mencionado anteriormente el comportamiento de un SRV, puede ser estudiado a través de la función f .

$$f = f(v, \dot{v}, z, t) \quad \text{Ec. (31)}$$

Donde z es el vector de estado del SRV para el cual se propone una estimación lineal:



$$\hat{f} = k_e v + C_e \dot{v} \quad \text{Ec. (32)}$$

Con:

K_e = Rigidez equivalente del SRV.

C_e = Amortiguamiento equivalente del SRV.

El error está definido por:

$$e(t) = f(v, \dot{v}, z, t) - k_e v - C_e \dot{v} \quad \text{Ec. (33)}$$

El error cuadrático en un ciclo puede ser minimizado, derivando con respecto a los vectores de rigidez / amortiguamiento (igualados a cero) para llegar a la expresión:

$$k_e = \frac{\int_0^{\frac{2\pi}{\omega}} f(v, \dot{v}, z, t) v(t) dt}{\int_0^{\frac{2\pi}{\omega}} v(t)^2 dt} = \frac{\int_0^{\frac{2\pi}{\omega}} f(v, \dot{v}, z, t) \delta_0 \sin(\omega t) d\omega t}{\pi \delta_0^2} \quad \text{Ec. (34)}$$

La primera igualdad es válida cualquiera sea la historia de deformación y la segunda solo para el caso armónico (en estudio).

Ahora al derivar con respecto a C_e :

$$C_e = \frac{\int_0^{\frac{2\pi}{\omega}} f(v, \dot{v}, z, t) \dot{v}(t) dt}{\int_0^{\frac{2\pi}{\omega}} \dot{v}(t)^2 dt} = \frac{\int_0^{\frac{2\pi}{\omega}} f(v, \dot{v}, z, t) \delta_0 \cos(\omega t) d\omega t}{\pi \delta_0^2 \omega} = \frac{W_d}{\pi \delta_0^2 \omega} \quad \text{Ec. (35)}$$

Se puede constatar la consistencia entre método estimador y la condición de igualdad de la energía disipada por ciclo



1.5.7. Linealización equivalente para el modelo bilineal

A partir de las Ec. (34) y Ec. (35) es factible determinar las propiedades equivalentes para un modelo bilineal sometido a una carga armónica.

Rigidez equivalente:

$$k_e = \frac{\delta_y}{\delta_0 \pi} \left((k_1 - k_2) \left[\left(2 - \frac{\delta_0}{\delta_y} \right) A + B \right] + (k_1 + k_2) \frac{\delta_0 \pi}{2 \delta_y} \right) \quad \text{Ec. (36)}$$

Con:

K_1 : Rigidez inicial.

K_2 : Rigidez post fluencia.

$$A = 2 \sqrt{\frac{(\delta_0 - \delta_y) \delta_y}{\delta_0^2}} \quad \text{Ec. (37)}$$

$$B = -\frac{\delta_0}{\delta_y} \arcsin \left(\frac{\delta_0 - 2\delta_y}{\delta_0} \right) \quad \text{Ec. (38)}$$

Amortiguamiento equivalente:

$$C_e = \frac{4(k_1 - k_2)(\delta_0 - \delta_y)}{\delta_0^2 \omega \pi} \delta_y \quad \text{Ec. (39)}$$

Donde:

δ_y = Deformación de fluencia.

δ_0 = Deformación de fluencia.

Con esta formulación es posible representar gráficamente una curva de las propiedades equivalentes del disipador ante cada deformación máxima de un ciclo bilineal.



1.5.8. Modelo de Ramberg-Osgood

Utilizado para idealizar el comportamiento no lineal de estructuras metálicas, posee muchas propiedades de que simplifican la integración de las ecuaciones diferenciales de los sistemas.

1.5.9. Modelo de Wang y Shah

Considera el deterioro de la estructura basado en el concepto de daño acumulado por fatiga. Ha sido aplicado para conexiones viga-columna y puede ser utilizado para diferentes tipos de fenómenos asociados a la fatiga.

1.5.10. Modelo de Iwan

Guarda una mayor relación con el fenómeno físico de la histéresis y matemáticamente es más estable que el modelo de Wen.

1.6. DISEÑO BASADO EN LA RESPUESTA. MARCO NORMATIVO CHILENO Y ESPAÑOL

La ingeniería sísmica en el afán de reducir la incertidumbre y deficiencias de los métodos tradicionales ha desarrollado una nueva forma de análisis y diseño estructural: “el diseño basado en el desempeño” que a diferencia del antiguo método (basado en los esfuerzos) plantea calcular estructuras para lograr un determinado desempeño limitado por desplazamientos, los que corresponden a un estado límite especificado, donde la variable será la amplitud máxima de los desplazamientos relativos que la estructura experimente frente a un sismo.



1.6.1. Normativa Chilena

1.6.1.1. Criterios de respuesta

El diseño sísmico de estructuras está regulado por dos disposiciones, la Nch. NCh433 Of.96 [11] y NCh2745 Of.2003 [12]. Las cuales poseen criterios de respuesta diferentes, pero que pueden ser complementarias entre sí, ya que la primera enfoca los requerimientos para el diseño de estructuras cuya resistencia sísmica será a través de la liberación de energía a través de daño en sus elementos, mientras que la segunda es una norma más actual y propone sistemas de aislamiento basal.

NCh433 Of.1996 [11]: “Diseño sísmico de edificios” plantea una respuesta de la estructura frente a un terremoto, de la siguiente manera:

- a) Resistan sin daños movimientos sísmicos de intensidad moderada.
- b) Limiten los daños en elementos no estructurales durante sismos de mediana intensidad.
- c) Aunque presenten daños, eviten el colapso durante sismos de intensidad excepcionalmente severas.

NCh 2745 Of.2003 [12]: “Análisis y diseño de edificios con aislamiento sísmica” plantea una respuesta de la estructura frente a un terremoto, de la siguiente manera:

- a) Resistir sismos pequeños y moderados sin daño en elementos estructurales componentes no estructurales y contenidos del edificio.
- b) Resistir sismos severos sin que exista:
 - b.i) Daño significativo a los elementos estructurales.
 - b.ii) Daño masivo a elementos no estructurales.

Del análisis de las prescripciones normativas se deduce que la NCh2745 Of.2003 [12] además de la fundamental protección de la vida humana durante un sismo severo, se pretende reducir el nivel de daño en la estructura y sus contenidos. De esta manera procurar que la edificación permanezca en fase elástica durante el sismo de diseño, esto se obtiene gracias a que el factor de respuesta utilizado por la norma no supera el valor 2 (lo que no es excluyente a que un elemento pueda incurrir en comportamiento inelástico,



sin embargo, se podría asegurar que el sistema resistente no cambiará demasiado en su características).

En general los procedimientos de análisis no lineal (como lo es esta tesis) incluyen el Análisis Estático No-lineal (AENL) conocido como *pushover* y el Análisis Dinámico No-lineal (ADNL) que corresponde a la metodología de la NCh2745 Of.2003 [13].

1.6.1.2. Restricciones de desplazamientos

Ahora, respecto de las restricciones de desplazamiento lateral la NCh2745 Of.2003 [12] propone diferentes valores dependiendo del tipo de análisis dinámico a utilizar, entonces:

- El máximo cociente entre el desplazamiento de entrepiso v/s altura de piso no exceda el valor de 0.0025 (calculado mediante análisis de respuesta espectral).
- El máximo cociente entre el desplazamiento de entrepiso v/s altura de piso no exceda el valor de 0.003 (calculado mediante análisis de respuesta en el tiempo). Esto último considerando las características propias de los elementos con comportamiento no-lineal dentro del sistema resistente.

Así, una estimación más conservadora se logra con el uso del análisis de respuesta en el tiempo, cuyos valores de deformación admisibles podrían magnificarse a razón de 1.2 (0.003/0.0025)

1.6.1.3. Solicitaciones

Se definen dos niveles sísmicos:

- ✓ Un nivel sísmico de diseño (SDI): consiste en una probabilidad de excedencia de 10% en 50 años. Parámetro utilizado en el diseño de estructuras convencionales.
- ✓ Un nivel sísmico máximo posible (SMP): corresponde al máximo nivel de movimiento del suelo que puede ocurrir dentro del marco geológico conocido y ha sido definido como el nivel que tiene una probabilidad de excedencia de un 10% en un período de 100 años.



1.6.1.4. Espectro de diseño

El espectro de diseño se debe construir para el sismo de diseño y no se debe considerar menor que el espectro entregado en la Fig.1-54. Lo mismo dispone para el sismo máximo posible, y no se debe considerar menor que el espectro de diseño definido en esta norma amplificado por el factor MM (1,2).

La norma chilena clasifica los registros según el tipo de suelo.

Ahora respecto del movimiento del suelo la NCh2745 Of.2003 [12] indica que las estructuras que no tengan un período mayor que 3 s, y que no estén ubicadas en suelo tipo IV, o a menos de una falla activa, se deben diseñar en base al espectro utilizado en la Fig. 1-54, debidamente escalado por el factor Z de tabla 5 y conjuntamente con los valores indicados en tabla 6.

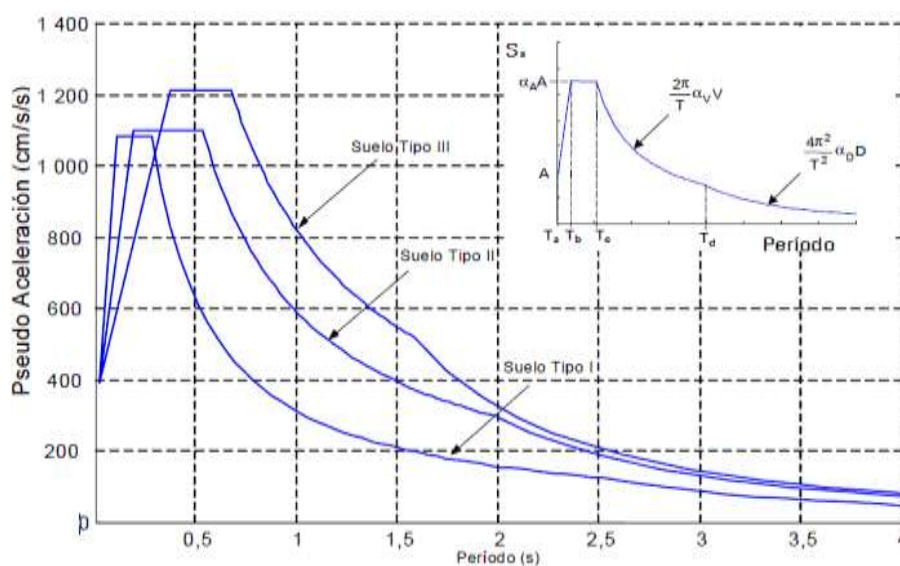


Fig. 1-54: Espectro de diseño según la NCh.2745 Of.2003. [12]

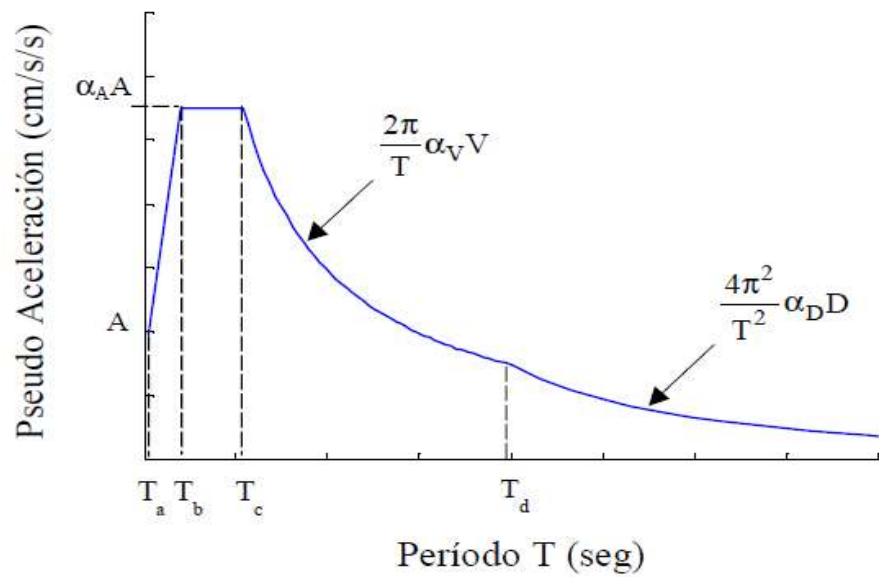


Fig. 1-55: Espectro de diseño según la NCh.2745 Of.2003. [12]

La curva de pseudoaceleración se define analíticamente como:

$$S_a(T, \beta = 0.05) = \left\{ \begin{array}{l} Z \left(A + \frac{\alpha_A A - A}{T_b - T_a} (T - T_a) \right) \rightarrow T_a < T < T_b \\ Z(\alpha_A A) \rightarrow T_b < T < T_c \\ Z \left(\frac{2\pi}{T} \alpha_V V \right) \rightarrow T_c < T < T_d \\ Z \left(\frac{4\pi^2}{T^2} \alpha_D D \right) \rightarrow T_d < T \end{array} \right\} \quad \text{Ec. (40)}$$

Tabla 5 de la NCh.2745 Of. 2003 [12]: Factor que depende de la zonificación sísmica en la NCh433 Of.1996 [11].

Zona Sísmica	Z
1	3/4
2	1
3	5/4



Tabla 6 de la NCh.2745 of 2003 [12]: Definición del espectro de diseño, SDI.

Suelo	T_a (s)	T_b (s)	T_c (s)	T_d (s)	T_e (s)	T_f (s)	$\alpha_A A_2$ (cm/s ²)	$\alpha_A V$ (cm/s)	$\alpha_A D$ (cm)
I	0.03	0.11	0.29	2.51	10	33	1085	50	20
II	0.03	0.20	0.54	2.00	10	33	1100	94	30
III	0.03	0.375	0.68	1.58	10	33	1212	131	33

1.6.1.5. Análisis de respuesta en el tiempo

Estudio de la historia del desempeño de una estructura en el tiempo, el parámetro de interés es el desplazamiento lateral de cada piso. Este análisis se hace con pares de componentes horizontales de al menos tres registros sintéticos o reales característicos del suelo de emplazamiento de la edificación a diseñar.

Dependiendo de la cantidad de análisis de respuesta en el tiempo son diferentes los criterios de parámetros a utilizar para diseñar, además los registros seleccionados deben tener magnitudes, distancias a la falla, fuentes del mecanismo del sismo y tipos de suelo que sean consistentes con aquellos que controlan el sismo de diseño (o sismo máximo posible), entonces para:

- 3 análisis de respuesta en el tiempo → Respuesta máxima del parámetro.
- 7 análisis de respuestas en el tiempo → Valor promedio del parámetro.

Para conseguir uniformidad en la intensidad de las componentes en ambas direcciones la NCh 2745 Of.2003 [12] genera tres registros artificiales para cada tipo de suelo, con dos componentes horizontales cada uno, compatibles con los espectros de diseño entregados en Fig.1-56. Estos registros se han generado utilizando las dos componentes horizontales de aceleración medidas durante el sismo del 3 de Marzo de 1985, en estaciones con suelos tipos I, II y III.

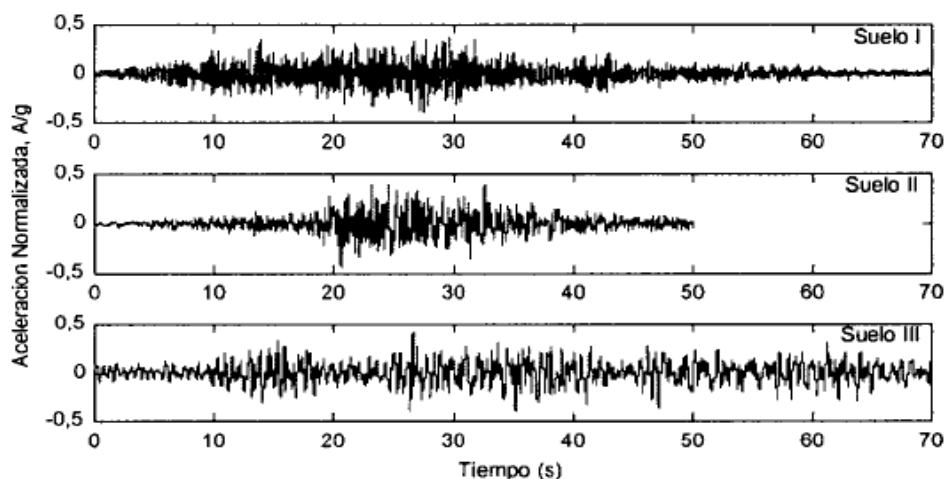


Fig. 1-56: Registros artificiales compatibles con la NCh.2745. [12]

La Fig.1-57 es un ejemplo donde se muestran registros compatibles típicos. Por conveniencia para la comparación, todos estos registros se han normalizado a una aceleración máxima del suelo de 0,4 g.

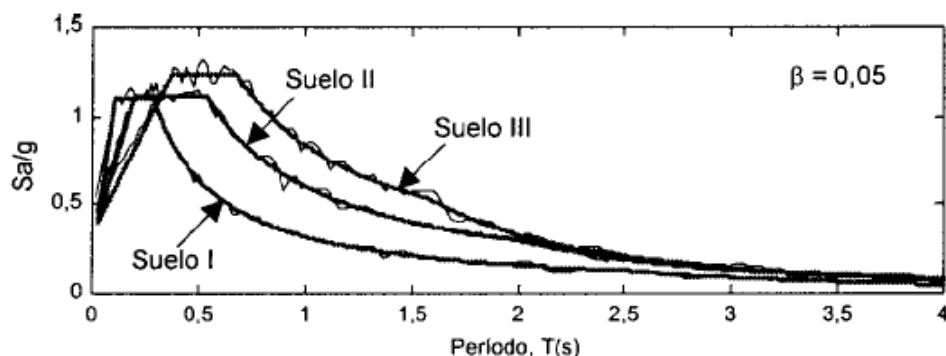


Fig. 1-57: Registros artificiales compatibles con la NCh.2745. [12]

Para cada par de registros se deben construir los espectros de pseudoaceleración para $\beta = 0,05$ y se deben combinar según la raíz cuadrada de la suma de los cuadrados (SRSS). Los registros se deben modificar de manera que el promedio de los espectros de respuesta combinados con SRSS para las tres parejas de registros, no resulte menor que 1,17 veces el espectro del sismo de diseño para $\beta = 0,05$ (ó 1,17 veces el sismo máximo posible cuando corresponda) en el rango de períodos entre $0,5T_D$ y $M 1,25 T$. [12]



1.6.2. Normativa Española

En España la norma sismorresistente se publica en dos partes, General y Edificación (NSCSE-02) [18] y puentes (NCSP-07) [20].

Como el objetivo de esta tesis es el análisis de un edificio de estructura metálica la norma a estudiar será la NCSE-02 [18]. Esta disposición distingue tres tipos de construcciones y las discrimina según su importancia.

1.6.2.1. Clasificación de las construcciones

De importancia moderada: Aquellas con probabilidad despreciable de que su destrucción por el terremoto pueda ocasionar víctimas, interrumpir un servicio primario, o producir daños económicos significativos a terceros.

De importancia normal: Aquellas cuya destrucción por el terremoto pueda ocasionar víctimas, interrumpir un servicio para la colectividad, o producir importantes pérdidas económicas, sin que en ningún caso se trate de un servicio imprescindible ni pueda dar lugar a efectos catastróficos.

De importancia especial: Aquellas cuya destrucción por el terremoto, pueda interrumpir un servicio imprescindible o dar lugar a efectos catastróficos.

1.6.2.2. Mapa de peligrosidad sísmica y aceleración sísmica básica

La peligrosidad sísmica del territorio español se define por medio de un mapa de peligrosidad sísmica, Fig.1-58. El que entrega en función del valor de la gravedad (g) la aceleración sísmica básica (a_b), que es un valor característico de la aceleración horizontal de la superficie del terreno y el coeficiente de contribución K , que tiene en cuenta la influencia de los distintos tipos de terremotos esperados en la peligrosidad sísmica de cada punto.

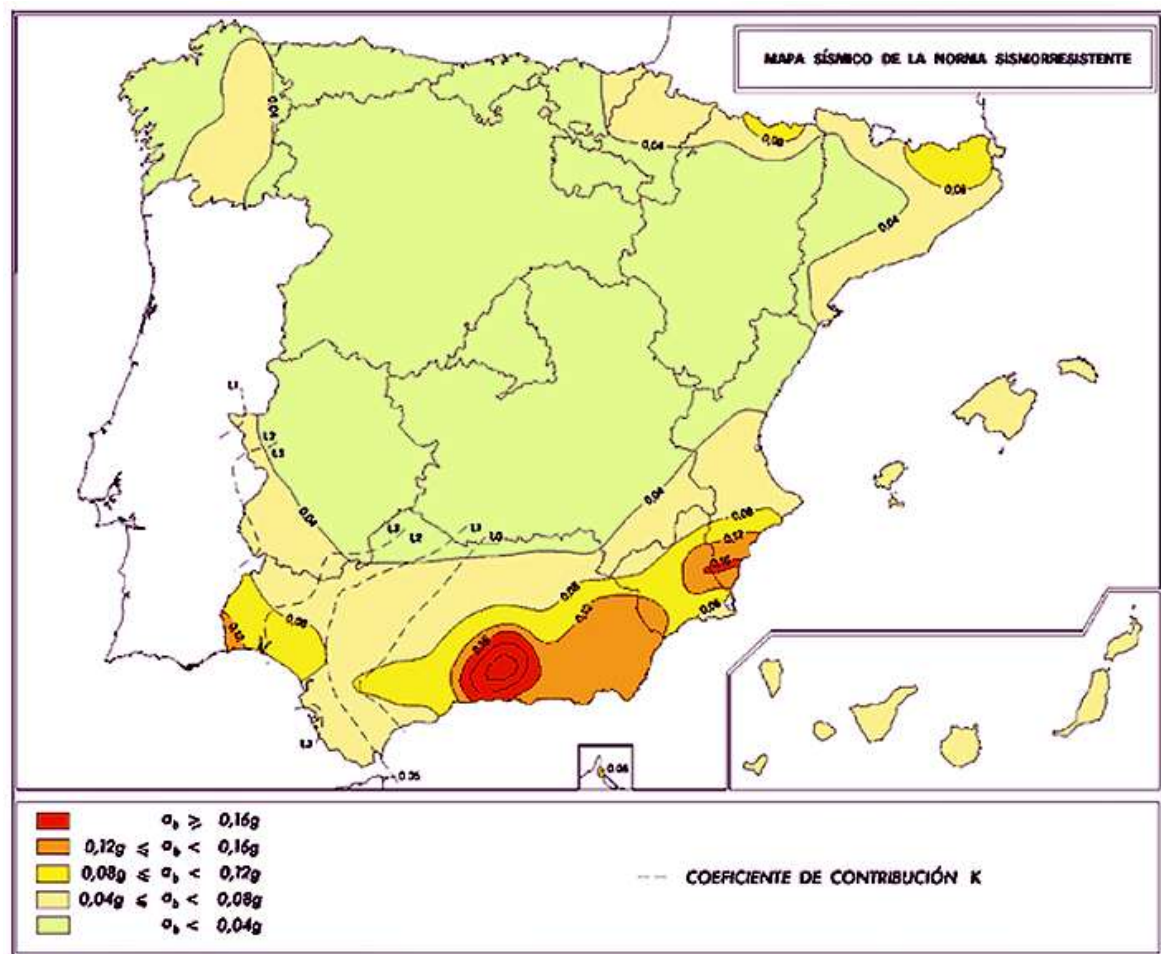


Fig. 1-58: Mapa de peligrosidad sísmica. [18]

1.6.2.3. Aceleración sísmica de cálculo

Parámetro definido como:

$$a_c = S \cdot \rho \cdot a_b \quad \text{Ec. (41)}$$

Donde:

- a_b : Aceleración sísmica básica.
- ρ : Coeficiente adimensional de riesgo, función de probabilidad de excedencia de a_c .
Adopta los valores:
 - $\rho = 1.0$, para construcciones de importancia normal.
 - $\rho = 1.3$, para construcciones de importancia especial.



- S: Coeficiente de amplificación del terreno, adopta los valores:
C: Coeficiente de terreno.

Entonces:

$$\text{Para } \rho \cdot a_b \leq 0,1 \text{ g} \Rightarrow S = \frac{C}{1,25}$$

$$\text{Para } 0,1g < \rho \cdot g < 0,4g \Rightarrow S = \frac{C}{1,25} + 3,33 \left(\rho \cdot \frac{a_b}{g} - 0,1 \right) \left(1 - \frac{C}{1,25} \right) \quad \text{Ec. (42)}$$

$$\text{Para } 0,4g \leq \rho \cdot a_b \Rightarrow S = 1,0$$

1.6.2.4. Coeficiente de terreno

La norma clasifica los suelos en cuatro tipos (terrenos tipo I al tipo IV) a los cuales les asigna un valor del coeficiente C, que se indica en la tabla siguiente:

TIPO DE TERRENO	COEFICIENTE
I	1,0
II	1,3
III	1,6
IV	2,0

1.6.2.5. Espectro de respuesta elástica

Espectro normalizado de la respuesta del terreno en su superficie, para aceleraciones horizontales, que corresponde a un oscilador lineal simple con un amortiguamiento de referencia del 5% respecto al crítico, definido por los siguientes valores:

$$\begin{aligned} \text{Si } T < T_A &\Rightarrow \alpha(T) = 1 + 1,5 \cdot \frac{T}{T_A} \\ \text{Si } T_A \leq T \leq T_B &\Rightarrow \alpha(T) = 2,5 \\ \text{Si } T \geq T_B &\Rightarrow \alpha(T) = K \cdot \frac{C}{T} \end{aligned} \quad \text{Ec. (43)}$$

Donde:

- $\alpha(T)$: Valor del espectro normalizado de respuesta elástica.
T: Periodo propio del oscilador en segundos.



K: Coeficiente de contribución.
C: Coeficiente de terreno.
 T_A, T_B : Periodos característicos del espectro de respuesta de valores:

$$T_A = K \cdot \frac{C}{10}$$

$$T_B = K \cdot \frac{C}{2,5}$$

Ec. (44)

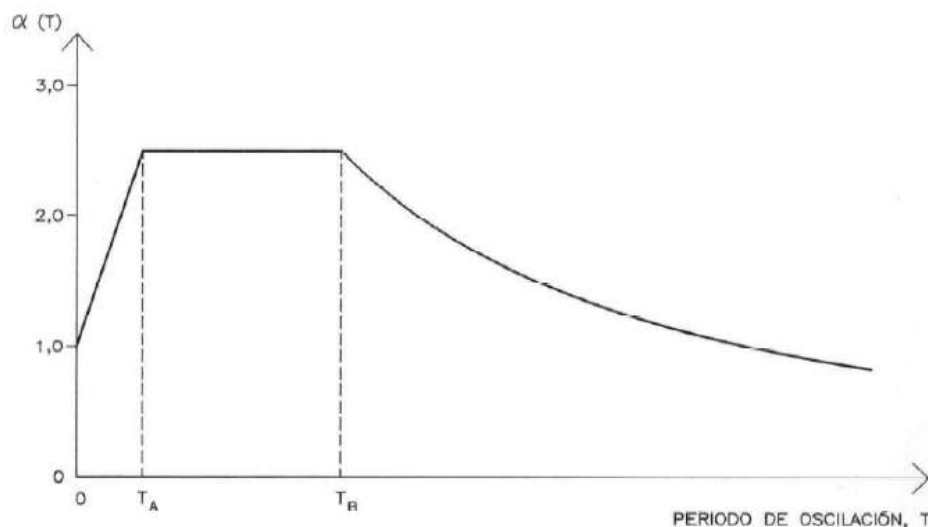


Fig. 1-59: Espectro de respuesta elástica. [19]

Para valores del amortiguamiento de la estructura diferentes del 5% (del crítico) los valores de $\alpha(T)$ para periodos $T \neq T_A$ se multiplicarán por el factor:

$$\nu = \left(\frac{5}{\Omega} \right)^{0,4}$$

Ec. (45)

Donde Ω es el amortiguamiento de la estructura expresado como porcentaje del crítico.

1.6.2.6. Procedimientos generales de cálculo

Existen dos procedimientos generales de cálculo: un estudio dinámico y el análisis mediante espectros de respuesta.



1.6.2.6.1. Estudio dinámico

Realizado en el dominio del tiempo o de la frecuencia, se hace a partir de acelerogramas representativos del movimiento del suelo, los que se deben escalar para que sean compatibles con el espectro de respuesta elástica y con la aceleración sísmica de cálculo. Pudiendo utilizarse acelerogramas reales modulados como artificiales, justificando en todo caso su estructura en el dominio del tiempo, su contenido en frecuencias y su duración, de acuerdo con las características del sismo de cálculo.

Los cálculos se realizarán a partir de un número representativo de terremotos diferentes (con un mínimo de 5) adoptando como sollicitación de cálculo el promedio de éstos.

Para cada terremoto, la respuesta espacial de la estructura se determinará mediante tres acelerogramas independientes actuando en las tres direcciones principales de la estructura con un modelo elástico lineal equivalente o con un modelo no lineal.

1.6.2.6.2. Análisis mediante espectros de respuesta

Este método utiliza el espectro de respuesta definido en esta norma y requiere la combinación ponderada de las sollicitaciones provenientes de cada modo de vibración de la construcción, para tal efecto se define:

1.6.2.6.2.1. Modelo de estructura

Se establecerá un modelo discreto tridimensional, que considere los grados de libertad que mejor representen el comportamiento de la estructura real (generalmente tres dos traslaciones y una rotación).

1.6.2.6.2.2. Desplazamientos modales máximos

Se calculan en cada una de las direcciones en análisis, entonces para el modo de vibración i , correspondiente al grado de libertad j , se tiene un desplazamiento máximo equivalente dado por:



$$u_{ij,máx} = \frac{a_{ij,máx}}{\omega_i^2} \quad \text{Ec. (46)}$$

Donde:

$$a_{ij,máx} = \alpha_i n_{ij} a_c \quad \text{Ec. (47)}$$

Siendo:

- $A_{ij,máx}$: Componente del vector aceleración asociado al modo de vibración i, correspondiente al grado de libertad j.
 ω_i : Frecuencia propia del modo de vibración i ($\omega_i = 2\pi/T_i$).
 α : Coeficiente de valor:

$$\alpha_i = \alpha(T_i) \cdot \beta \Rightarrow \text{si } T_i \geq T_A$$

$$\alpha_i = 1 + (2,5 \cdot \beta - 1) \cdot \frac{T_i}{T_A} \Rightarrow \text{si } T_i \leq T_A \quad \text{Ec. (48)}$$

- T_A : Periodo característico del espectro de respuesta definido en Ec.(44)
 $\alpha(T_i)$: Ordenada del espectro definido en Ec.(43)
 β : Coeficiente de respuesta de valor: $\beta = v/\mu$
 v : Coeficiente dependiente del amortiguamiento, definido en Ec.(45)
 μ : Coeficiente de comportamiento por ductilidad en la dirección o en el elemento analizado que depende fundamentalmente de la organización y materiales de la estructura, además de detalles de proyecto y construcción.
 n_{ij} : Factor de distribución del modo de vibración i, correspondiente a la masa m , en el grado de libertad j.
 a_c : Aceleración sísmica de cálculo, definida en Ec.(41) expresada en m/s^2 .

El desplazamiento máximo, para cada modo y cada planta, se calculará multiplicando el desplazamiento máximo equivalente, calculado por el procedimiento anterior, por el coeficiente de comportamiento por ductilidad μ .



1.6.2.6.2.3. Modos de vibración

Se considerarán los que tengan una contribución significativa en el resultado:

- a. Tres modos en caso de modelos planos de estructuras de pisos.
- b. Cuatro modos en el caso de modelos espaciales de estructura, dos traslacionales y otros dos rotacionales.
- c. Todos los modos de período superior a T_A

Las características modales de la construcción, pueden ser determinadas a través de ensayos sobre la construcción propiamente tal, o sobre un modelo de la misma, o procedimientos teóricos de la mecánica y elasticidad, o sobre formulas empíricas.

La combinación de resultados y de solicitaciones obtenidas para los diferentes modos debe efectuarse para toda variable asociada a cada grado de libertad supuesto.

Adicionalmente a lo presentado en los párrafos anteriores, la NSCSE-02 [19] plantea a los proyectistas la utilización de un método simplificado, que describe de manera resumida a continuación.

1.6.2.6.3. Método simplificado de cálculo para los casos más usuales de edificación

1.6.2.6.3.1. Modelo de la estructura

Está constituido por un oscilador simple unidimensional, con un sistema de fuerzas equivalente al de un terremoto.



1.6.2.6.3.2. Modos de vibración

* Cantidad de modos a considerar:

El primer modo, si $T_F \leq 0,75$ s

El primer y segundo modos, si $0,75 \text{ s} < T_F \leq 1,25$ s

Los tres primeros modos, si $T_F > 1,25$ s

T_F = Periodo fundamental.

1.6.2.6.3.3. Cálculo del período fundamental de los edificios

Puede calcularse de forma aproximada dependiendo de la materialidad del mismo.

- Edificios con muros de fábrica de ladrillo o bloques: $T_F = 0,06\sqrt{H/(2L+H)}/\sqrt{L}$
- Edificios con pórticos de hormigón armado sin la colaboración de pantallas rigidizadoras: $T_F = 0,09$ n
- Edificios con pórticos de hormigón armado con la colaboración de pantallas rigidizadoras: $T_F = 0,07n\sqrt{H/(B+H)}$
- Edificios de pórticos rígidos de acero laminado: $T_F = 0,11$ n
- Edificios de pórticos de acero laminado con planos triangulados resistentes:
 $T_F = 0,0085n\sqrt{H/(B+H)}$

Siendo:

H: Altura de la edificación, sobre rasante, en metros.

n: Número de plantas sobre rasante.

B: Dimensión de las pantallas rigidizadoras, o de los planos triangulados, en el sentido de la oscilación, en metros.

L: Dimensión en planta de la edificación, en el sentido de la oscilación, en metros.



1.6.2.6.3.4. Cálculo de las fuerzas sísmicas

La fuerza sísmica estática equivalente, F_{ik} , correspondiente a la planta k y modo de vibración i , viene dada por:

$$F_{ik} = S_{ik} \cdot P_k \quad \text{Ec. (49)}$$

P_k = Peso correspondiente a la masa, m_k , de la planta k .

S_{ik} = Coeficiente sísmico adimensional correspondiente a la planta k en el modo i de valor:

$$S_{ik} = \left(\frac{a_c}{g} \right) \cdot \alpha_i \cdot \beta \cdot n_{ik} \quad \text{Ec. (50)}$$

Siendo:

a_c : Aceleración sísmica de cálculo en m/s^2 .

g : Aceleración de la gravedad en m/s^2 .

β : Coeficiente de respuesta.

n_{ik} : Factor de distribución correspondiente a la planta k , en el modo i .

α_i : Coeficiente de valor:

Para $T_i \leq T_B$ $\alpha_i = 2,5$

Para $T_i > T_B$ $\alpha_i = 2,5 (T_B / T_i)$

T_i : Período del modo considerado.

T_B : Período característico del espectro.

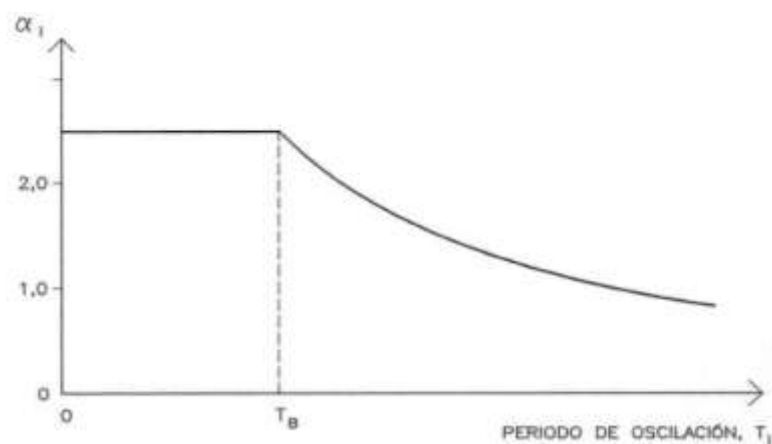


Fig. 1-60: Coeficiente α_i para el método simplificado de cálculo. [18]



* Coeficiente de respuesta β :

Valor adimensional, es función del tipo de estructura, de la compartimentación de las plantas, del amortiguamiento y del coeficiente de comportamiento por ductilidad.

El coeficiente β , se calcula con la expresión:

$$\beta = \frac{v}{\mu} \quad \text{Ec. (51)}$$

Donde:

v : Factor de modificación del espectro en función del amortiguamiento.

μ : Coeficiente de comportamiento por ductilidad.

La NCSE-02 [18] facilita los casos más frecuentes una tabla con los valores más típicos de β .

Tipo de estructura	Compartimentación de las plantas	Ω (%)	Coeficiente de comportamiento por ductilidad			Sin ductilidad ($\mu=1$)
			$\mu=4$	$\mu=3$	$\mu=2$	
Hormigón armado o acero laminado	Diafana	4	0,27	0,36	0,55	1,09
	Compartimentada	5	0,25	0,33	0,50	1,00
Muros y tipos similares	Compartimentada	6	-	-	0,46	0,93

* Factor de distribución η :

El valor del factor de distribución, η_{ik} , correspondiente a la planta k en el modo de vibración i tiene el valor:

$$\eta_{ik} = \Phi_{ik} \frac{\sum_{k=1}^n m_k \Phi_{ik}}{\sum_{k=1}^n m_k \Phi_{ik}^2} \quad \text{Ec. (52)}$$



Donde:

- n: Número de plantas.
 M_k : Masa de la planta k.
 Φ_{ik} : Coeficiente de forma correspondiente a la planta k en el modo i, para el que puede adoptarse la siguiente expresión aproximada:
h: Altura sobre rasante de la planta k.
H: Altura total de la estructura del edificio.

$$\Phi_{ik} = \text{sen}[(2i-1)\pi \cdot h_k / 2H] \quad \text{Ec. (53)}$$

* Desplazamientos:

El desplazamiento horizontal, u, se calculará mediante la expresión:

$$u = u_e \times \mu \quad \text{Ec. (54)}$$

Donde:

- u_e = Desplazamiento lineal equivalente, calculado en régimen elástico.
 μ = Coeficiente de comportamiento por ductilidad.

1.6.2.6.3.5. Sistema de fuerzas estáticas equivalentes

Constituyen un sistema equivalente de acciones sísmicas de cálculo que permite realizar un análisis completo de la estructura para la dirección considerada.

Estas fuerzas se repartirán entre los elementos resistentes de manera que se satisfaga el equilibrio en planta. La fuerza horizontal en el elemento j del nivel k tiene el valor:

$$f_{kj} = F_k \frac{K_{kj}}{\sum_{j=1}^n K_{kj}} \quad \text{Ec. (55)}$$

Donde:

- K_{kj} : Rigidez de cada elemento resistente j en la dir. de la fuerza considerada.



1.6.2.6.3.6. Consideración de los efectos de rotación

En edificios de distribución homogénea, las solicitaciones debidas a una excentricidad adicional actuando en cada uno de los elementos, pueden ser considerada al multiplicar cada una de las fuerzas por un factor definido como:

$$\gamma_a = 1 + 0,6 \frac{x}{L_e} \quad \text{Ec. (56)}$$

Donde:

x: La distancia del elemento que se considera al centro del edificio, medida perpendicularmente a la dirección de la acción sísmica considerada.

Le: La distancia entre los dos elementos resistentes más extremos, medida de la misma forma.

Efectos de segundo orden: No deben ser considerados a menos que el desplazamiento horizontal máximo del edificio supere el dos por mil de la altura, o también en el caso que:

$$P_k \cdot d_k < 0,10 \cdot V_k \cdot h_k \quad \text{Ec. (57)}$$

P_k: Carga gravitatoria total por encima de la planta.

d_k: Desplazamiento relativo entre la cabeza y pie de los soportes de la planta considerada

V_k: Cortante combinado correspondiente a la planta.

h_k: Altura entre plantas.

1.7. GENERACIÓN DE REGISTROS SINTÉTICOS

Para la generación de los registros sísmicos se seguirá la metodología planteada por Morales [20] y se utilizará el programa “SIMQKE” (Gasparini [9]). Este software genera acelerogramas sintéticos, compatibles con los espectros de diseño de las normas consideradas (Nch.2745 Of.2003 [12] y la NCSE-02 [18]), los algoritmos implementados permiten ejecutar algunos procesos como: Calcular una función de densidad espectral



basándose en un espectro y a través de iteraciones lograr ajustarla al espectro, generando acelerogramas artificiales tiempo – historia, estadísticamente independientes.

“Cualquier función periódica puede ser expandida mediante la superposición de series de ondas armónicas, cuyas amplitudes son moduladas por una función envolvente temporal, la cual define la forma del acelerograma y cuyas frecuencias son reguladas por una función de densidad espectral que también es calculada a partir del espectro de entrada”.
[20]

El paso siguiente es realizar una corrección de “Línea Base” del movimiento generado, asegurándose que la velocidad final del terreno sea “cero”; así calcula el espectro de repuesta con acelerogramas tiempo – historia como entrada. También aumenta o disminuye la aceleración máxima generada, para que coincida exactamente con la aceleración máxima esperada en el sitio de estudio.

Gasparini [9] generó acelerogramas artificiales basándose en series de ondas sinusoidales para zonas donde el movimiento es estacionario.

$$\ddot{X}(t) = \sum_{i=1}^n A_i * \sin(\omega_i t + \phi_i) \quad \text{Ec. (58)}$$

Donde:

A_i : Amplitudes, generadas a partir de una “Función de Densidad Espectral de Potencia”.

Φ_i : Angulo de fase de la enésima contribución sinusoidal (los ángulos de fase varían entre 0 y 2π).

Para simular la parte transiente de un sismo real, se multiplica la zona estacionaria por una función de intensidad (o de modulación de frecuencias):

$$\ddot{Z}(t) = I(t) \sum_{i=1}^n A_i * \sin(\omega_i t + \phi_i) \quad \text{Ec. (59)}$$

La energía total de un movimiento estacionario es $\sum_{i=1}^n \left(\frac{A_i^2}{2} \right)$ y si se asume que las frecuencias son escogidas en intervalos iguales se puede representar una función $G(\omega)$ que corresponde a la densidad espectral la cual evaluada en ω_i es igual a:



$$G(\omega_i)\Delta\omega = \frac{A_i^2}{2} \quad \text{Ec. (60)}$$

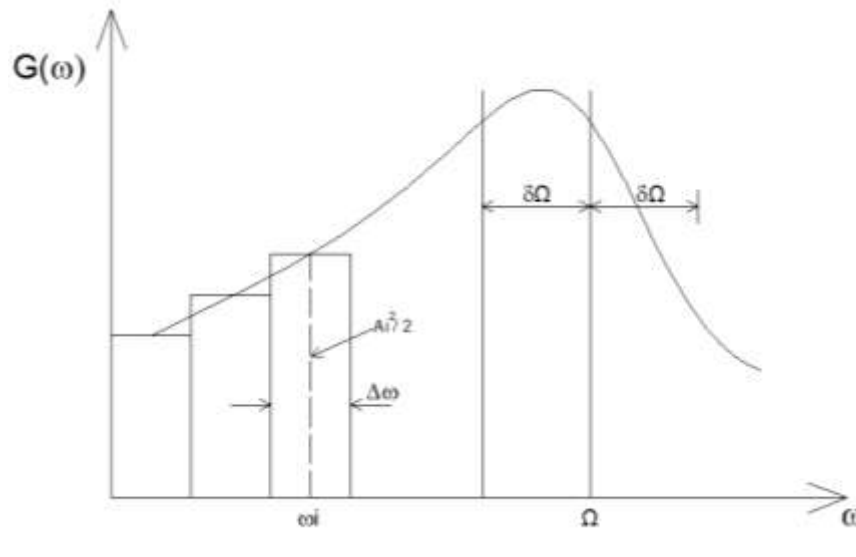


Fig. 1-61: Gráfica de la función $G(\omega)$ que corresponde a la densidad espectral. [20]

Generalizando tenemos:

$$\sum \frac{A_i^2}{2} = \sum G(\omega_i)\Delta\omega \rightarrow \int_0^{\infty} G(\omega)d\omega \quad \text{Ec. (61)}$$

En definitiva $G(\omega)$ corresponde a la contribución energética de las sinusoides, la que cuando está centrada alrededor de alguna frecuencia, se generan funciones sinusoidales cercanas:

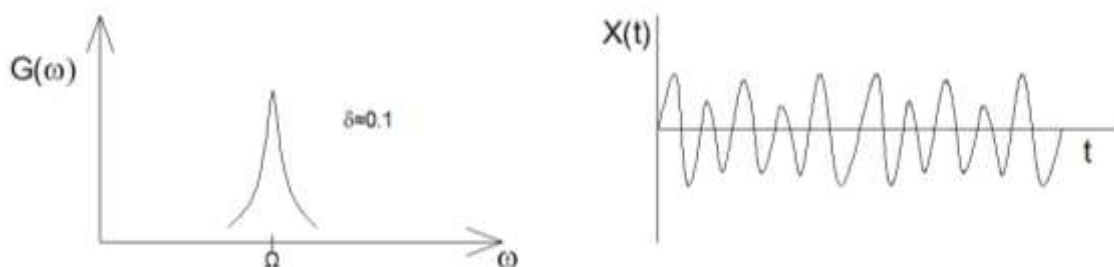


Fig. 1-62: Vibraciones aleatorias y su función $G(\omega)$. [20]



En caso contrario, si la densidad espectral es constante para un rango de frecuencias alto, estas compiten y contribuyen de manera equitativa a la intensidad del movimiento.

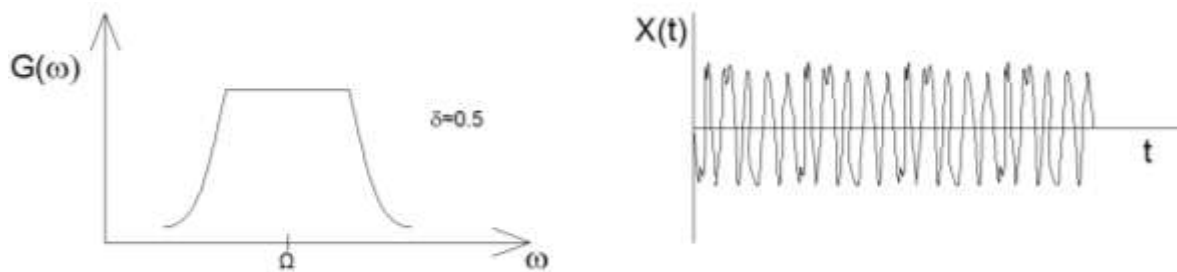


Fig. 1-63: Vibraciones aleatorias y su función $G(w)$. [20]

$G(w)$ se puede determinar a partir de un espectro de respuesta suavizado. [20]

$$G(\omega_i) \approx \frac{1}{\omega_i \left(\frac{\pi}{4\zeta_s} - 1 \right)} \left(\frac{\omega_i^2 (S_v)^2_{S,D}}{r_{S,P}^2} - \int_0^{\omega_i} G(\omega) d\omega \right)^{\frac{1}{2}} \quad \text{Ec. (62)}$$

Donde:

S_v : Espectro de pseudo-velocidad.

$r_{s,p}$: Valor máximo que depende de la probabilidad (p) y duración (s).

ζ_s : Amortiguamiento viscoso depende del tiempo (s).

SIMQKE tiene incorporado 3 tipos de funciones de intensidad envolvente $G(w)$:

- ✓ “Trapezoidal” propuestas por Hou [10].
- ✓ “Exponencial” de Liu [16].
- ✓ “Compuesta” de Jennings [13].

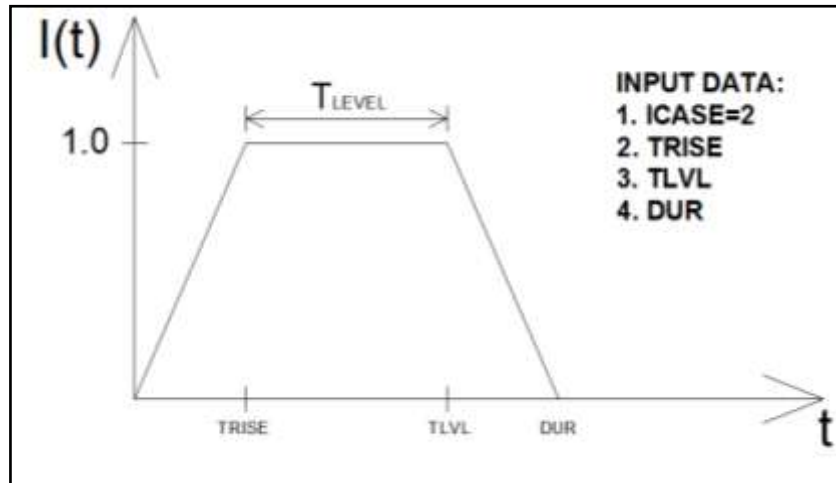


Fig. 1-64: Función $G(w)$ del tipo Trapezoidal. [20]

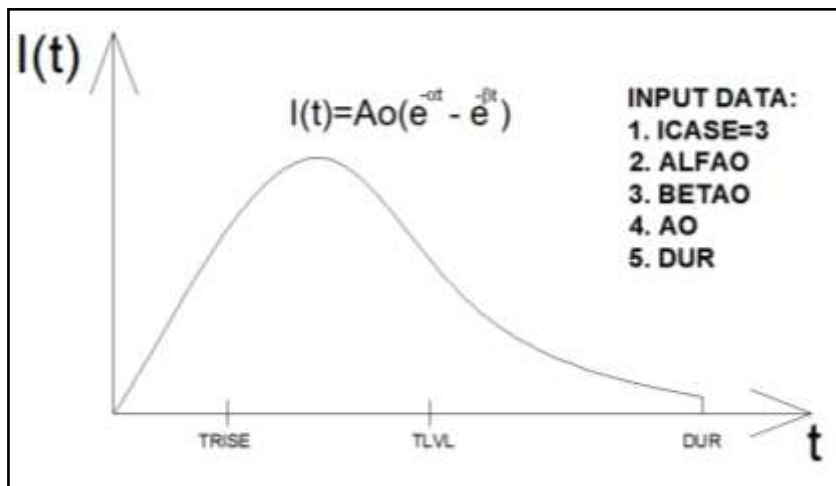


Fig. 1-65: Función $G(w)$ del tipo Exponencial. [20]

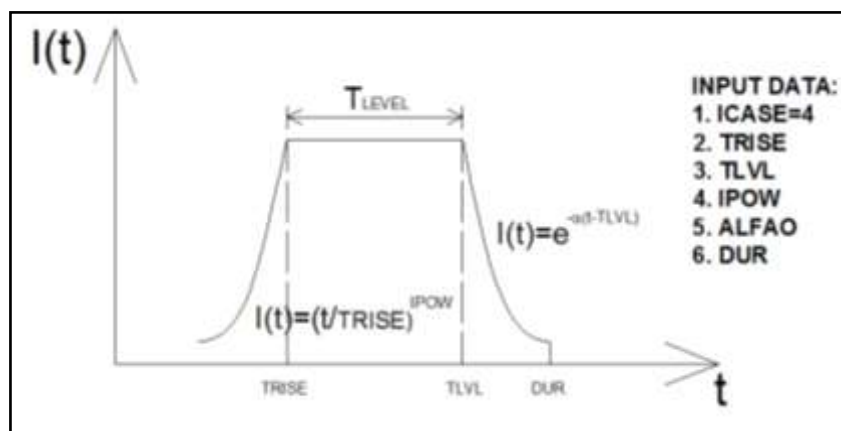


Fig. 1-66: Función $G(w)$ del tipo Compuesta. [20]



Para este estudio según propuesta de Morales [20] y Fernández – Dávila [8], la función compuesta de Jennings [13], es la que representa mejor la forma típica de los terremotos chilenos.

Esta función tiene tres tramos:

- ✓ El primero de tipo “potencial”, asociado al incremento de las aceleraciones en la fase inicial de un terremoto.
- ✓ El segundo de tipo “constante”, modela la parte fuerte del movimiento, que son las mayores aceleraciones del suelo.
- ✓ El tercer tramo que es de tipo exponencial, representa decaimiento de las aceleraciones.

Morales [20] definió 3 sismos, de magnitudes 7.7, 8.3 y 8.7, y a modo de ejemplo se presenta la elaboración del sismo intensidad 7.7, para tal efecto es necesario definir los parámetros requeridos por el programa.

DUR: Duración aparente de un sismo. Valor asociado a los efectos destructivos, dependiente de los mecanismos de fuente y terreno.

Morales [20] utilizó la relación empírica de Moreno [21]:

$$\ln(D) = -1,04 + 0,44M_w + 0,19\ln(R) + 0,004S + 0,48 \quad \text{Ec. (63)}$$

Donde:

D= Duración del movimiento (seg).

M_w = Magnitud de momento sísmico.

R= Distancia hipocentral (Km).

S= Parámetro relativo al tipo de suelo S (1: para $V \leq 750$ m/s; 0 = Roca).

TRISE: Tiempo de elevación.

Saragoni [28] señala que para terremotos interplaca de subducción un valor característico para $TRISE=17$ seg., mientras que para los Intraplaca de profundidad intermedia $TRISE=12.8$ seg.



T_{LEVEL}: Tiempo de duración del movimiento fuerte.

Ruiz [27] propone formulas de atenuación para la duración del movimiento fuerte “ Δt_s ” de terremotos chilenos Interplaca subductivos.

$$\Delta t_s = 0,285 * e^{0,596M_L} \text{ para } D < 55 \text{ Km} \quad \text{Ec. (64)}$$

$$\Delta t_s = \frac{0,0902 * e^{0,8M_L}}{R^{0,174}} \text{ para } D > 55 \text{ Km} \quad \text{Ec. (65)}$$

Donde:

M_L = Magnitud Richter.

R = Distancia hipocentral (Km).

TLVL: Tiempo de caída.

Moreno [20] lo define como el tiempo que demora el terremoto en desaparecer y se obtiene como $TRISE + T_{LEVEL}$

IPOW: Corresponde al exponente de la función del tipo “potencial” para el tramo inicial de la función de intensidad. Se asume el valor 2 para parábola.

C: Este valor varía entre 0,25 – 0,5 y corresponde a la coordenada vertical que adopta el tramo exponencial de la función de intensidad (al final del tiempo “DUR”). Se adopta el valor 0,16 basándose en Fernández-Dávila [8]

****ALFAO**: Corresponde al exponente de la función exponencial.

Asignación de valores numéricos: Saragoni [30] señala que los terremotos valdivianos mas grandes han sido del tipo interplaca (“thrust”). Lomnitz [17] clasificó estos eventos asignándole magnitudes y fuerzas del Tsunami.



Fecha	Magnitud (M_L , Richter)	Observaciones
16 -12-1575	8.5	Fuerte Tsunami
24-12-1737	7.5 – 8	Probable Tsunami
7-11-1837	8	Tsunami
22-05-.1960	8.5 $M_W=9.5$	Fuerte Tsunami

Lazo [14] determinó que la distancia hipocentral del terremoto del 22 de mayo de 1960 fue a 121 Km de Valdivia.

Leyton [15] propone una relación de tipo lineal para transformar la magnitud de ondas superficiales M_S :

$$M_S = \alpha * mag + \beta \pm \sigma \quad \text{Ec. (66)}$$

FACTORES DE CONVERSION				
M_S	A	β	σ	R
Mag=mb	1.332	-1.949	0.1914	0.97914
Mg= M_L	1.137	-0.808	0.3625	0.8919
Mag= M_W	1.127	-1.197	0.0559	0.9242

Donde:

σ = Error estimado.

r = Coeficiente de correlación.

Las magnitudes serán obtenidas a partir de las IMM y considerando un valor medio de $\sigma/2$.

MAGNITUDES OBTENIDAS A PARTIR DE LAS IMM				
INTENSIDAD	D_H (Km)	M_S	M_L	M_W
VIII	121	7,8	7,7	8,0
IX	121	8,4	8,3	8,5
XI	121	9,2	8,7	9,3



Evaluando para todos los parámetros presentados tenemos nuestros sismos de diseño y los datos de sus respectivas funciones de intensidad envolvente:

IMM	Dh (Km)	PGA (g)	M _s	M _L	M _w	DUR (s)	TRISE (s)	T _{LEVEL} (s)	TLVL (s)	*IPOW	C	ALFAO
VIII	121	0,4	7,8	7,7	8,0	60	17	19	36	2	0,16	0,07636
IX	121	0,4	8,4	8,3	8,5	70	17	30	47	2	0,16	0,07968
XI	121	0,6	9,2	8,7	9,3	100	17	41	58	2	0,16	0,04363

Ahora para la generación del acelerograma artificial $M_L = 7.7$, Morales [20] consideró los siguientes valores:

- Duración = 60 seg.
- Máxima aceleración del suelo = 0,4 g.
- Función de intensidad = Compuesta.
- Espectro de respuesta objetivo = Espectro de Pseudo-Velocidad Nch.433 Of.1996 [12] para $\zeta = 0,05$.

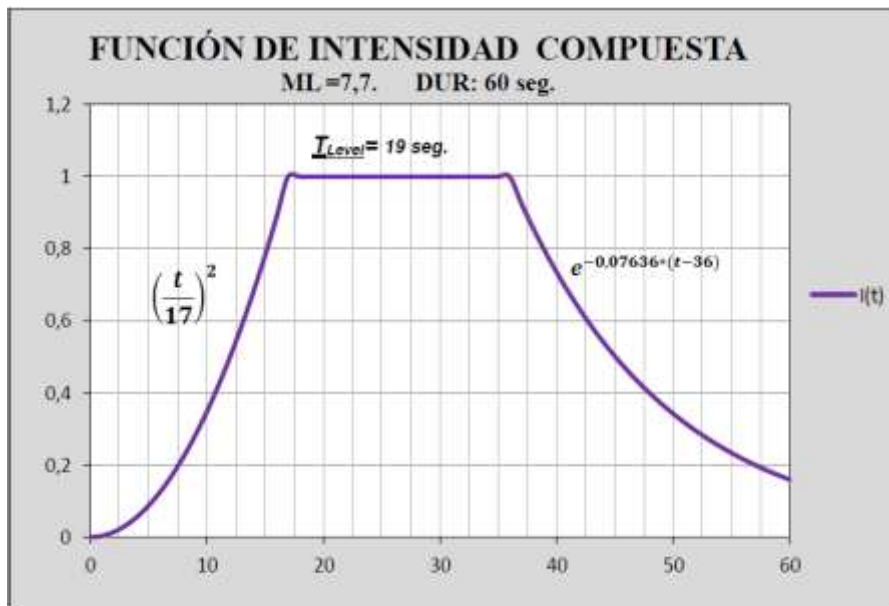


Fig. 1-67: Función de intensidad $M_L=7.7$

El acelerograma sintético generado mediante 10 ciclos de suavizado y con una duración de 60 segundos es el siguiente:

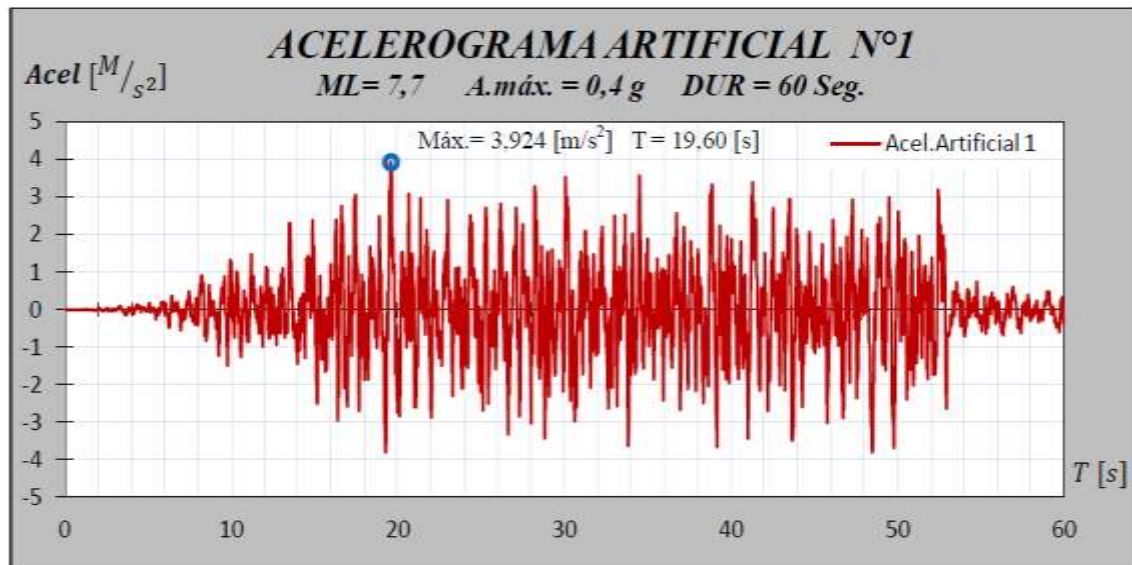


Fig. 1-68: Acelerograma sintético ML =7.7

Desarrollo práctico de un ejemplo en el ambiente del programa SIMQKE

La primera imagen que presenta el software tiene la siguiente configuración:

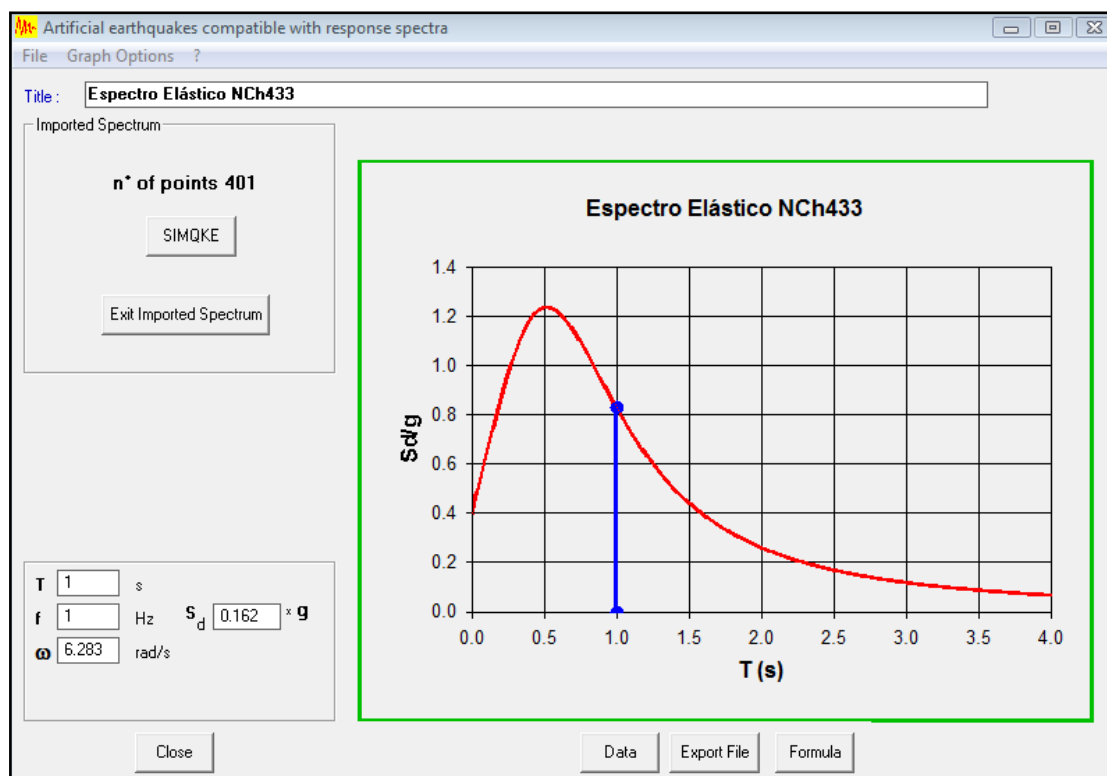


Fig. 1-69: Programa SIMQKE



La curva representada corresponde a la expresión gráfica de pares de puntos (en este caso es el espectro elástico de la Nch.433 Of.1996 [11]) que han sido cargados previamente.

Los parámetros que definirán las características sismogénicas son ingresados en una ventana similar a esta:

SIMQKE	
TS	0.02
TL	4
TRISE	2
TLVL	10
DUR	20
NCYCLE	1
AGMX	0.4
NPA	1
IIX	1235
AMOR	0.05

Simulated Earthquake Cancel

Close

Donde:

TS: El menor período del espectro de respuesta deseado.

TL: Mayor período (segundos), del espectro de respuesta deseado.

TRISE: Valor inicial de ascenso del tiempo para la función de intensidad envolvente.

TLVL: Valor final de ascenso del tiempo de la función de intensidad envolvente.

DUR: Duración del acelerograma a generar.

NCYCLE: Número de ciclos para suavizar un espectro de respuesta.

AGMX: Máxima aceleración del suelo.

NPA: Número de sismos artificiales, deseados para un espectro de respuesta objetivo.

IIX: Un número entero especial, el cual actúa como una “base”, para generar números aleatorios.

AMOR: Amortiguamiento (%crítico) del espectro de entrada.

Una vez cargados estos valores, se le ordena al programa simular el terremoto.

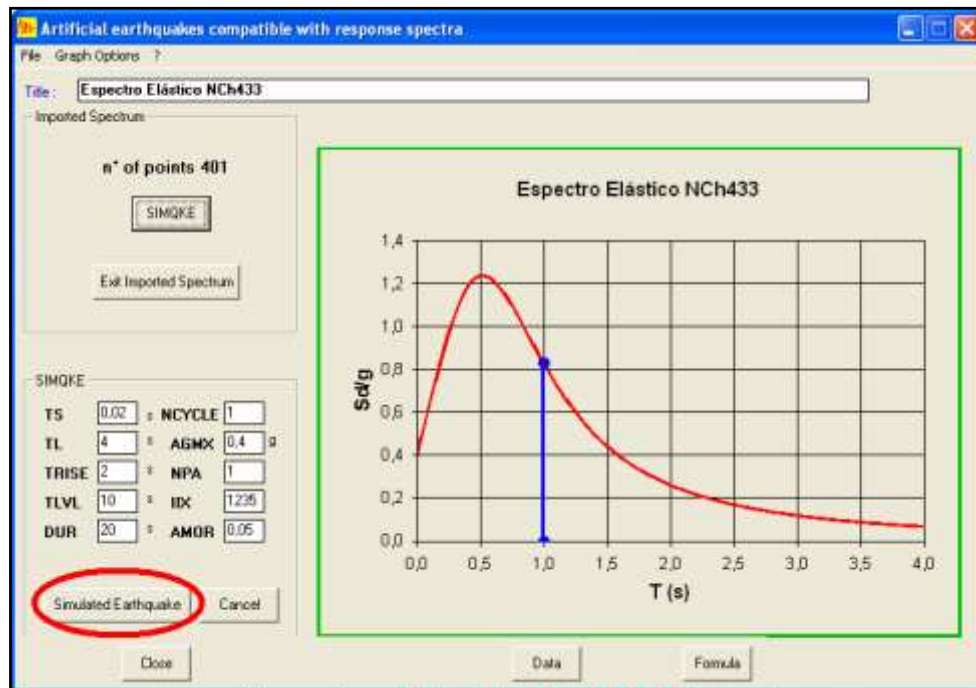


Fig. 1-70: Representación gráfica nube de puntos en programa SIMQKE

Obteniendo el acelerograma respectivo:

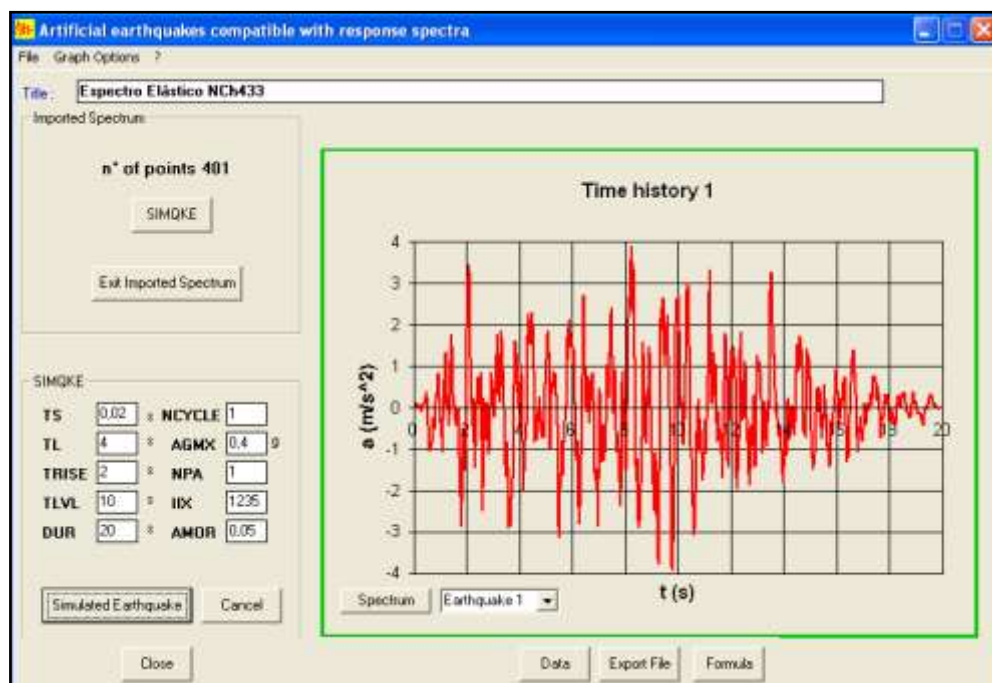


Fig. 1-71: Acelerograma sintético elaborado con programa SIMQKE.



CAPÍTULO 2

ANÁLISIS EXPERIMENTAL



2. ANALISIS EXPERIMENTAL

2.1. DESCRIPCIÓN DEL MODELO UTILIZADO

El complejo de edificaciones a analizar en este estudio corresponde a un proyecto constructivo denominado “140 Apartamentos tutelados”.

- ✓ La estructura resistente es de perfiles metálicos.
- ✓ Las columnas son elementos del tipo RHS (Rectangular Hollow Sections) y las vigas son del tipo HEB (European estándar H Beam).
- ✓ Los pisos de las plantas son forjados de placa alveolar de canto 30 cm.
- ✓ Los edificios cuentan con cuatro plantas, que suman 13.2 m de altura.
- ✓ La ubicación geográfica será en la ciudad de Valdivia – Chile.
- ✓ Para la modelación computacional se utilizará el software SAP2000 V.14.1.0.

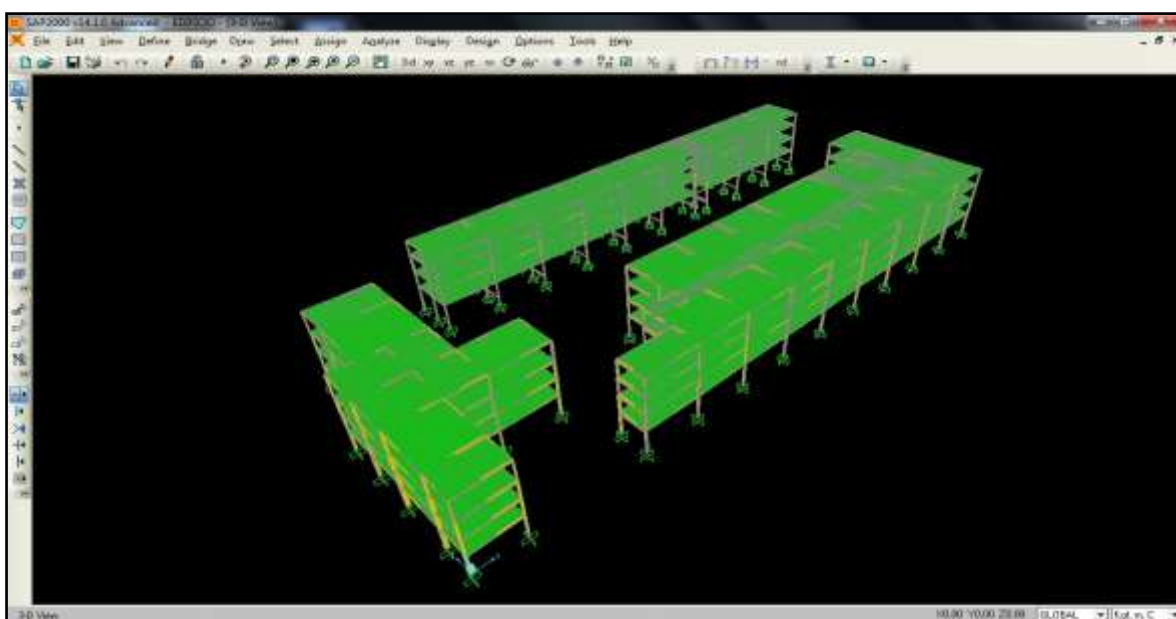


Fig. 2-1: Vista extruída de la estructura modelada en programa SAP2000.

Como se puede apreciar en la figura anterior se trata de un conjunto de estructuras que trabajan de forma independiente, por lo que análisis se realizará de forma separada identificándolas con una letra: A, B y C.

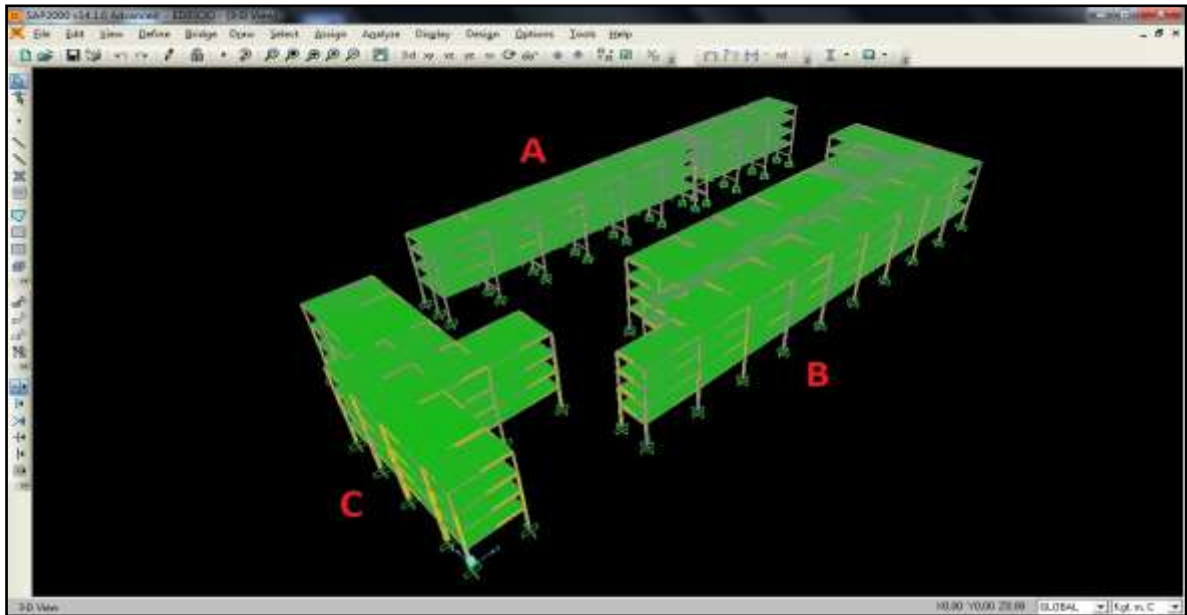


Fig. 2-2: Individualización de las estructuras.

Edificio A:

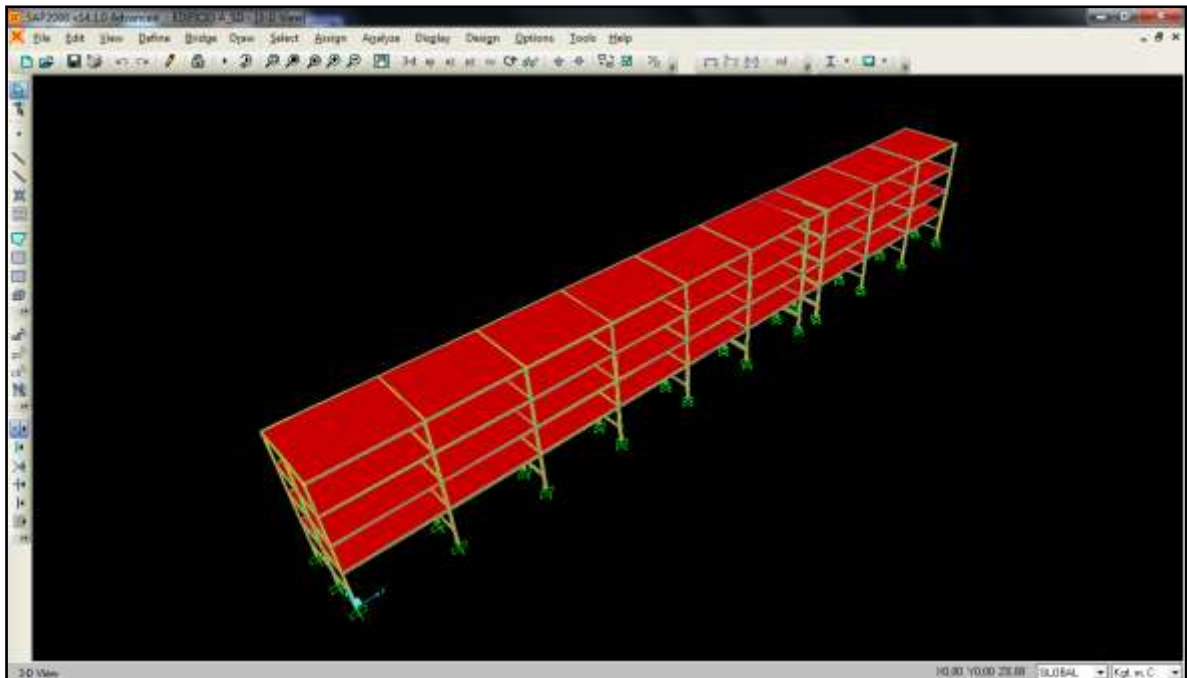


Fig. 2-3: Edificio A.



Edificio B:

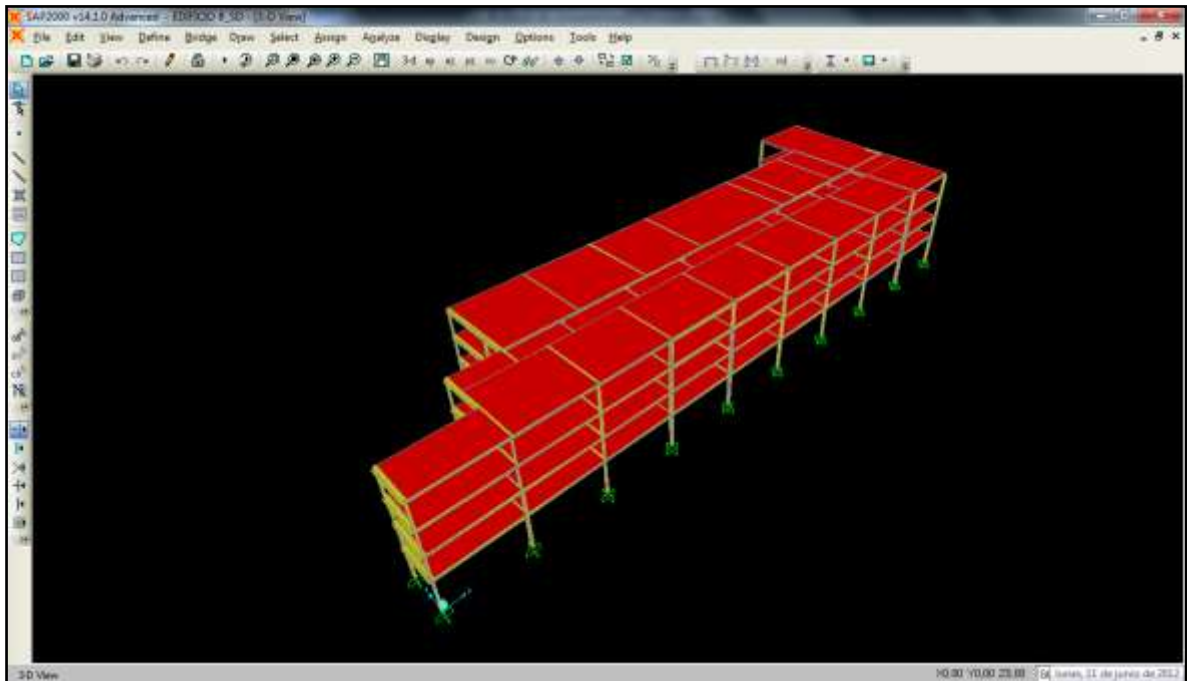


Fig. 2-4: Edificio B.

Edificio C:

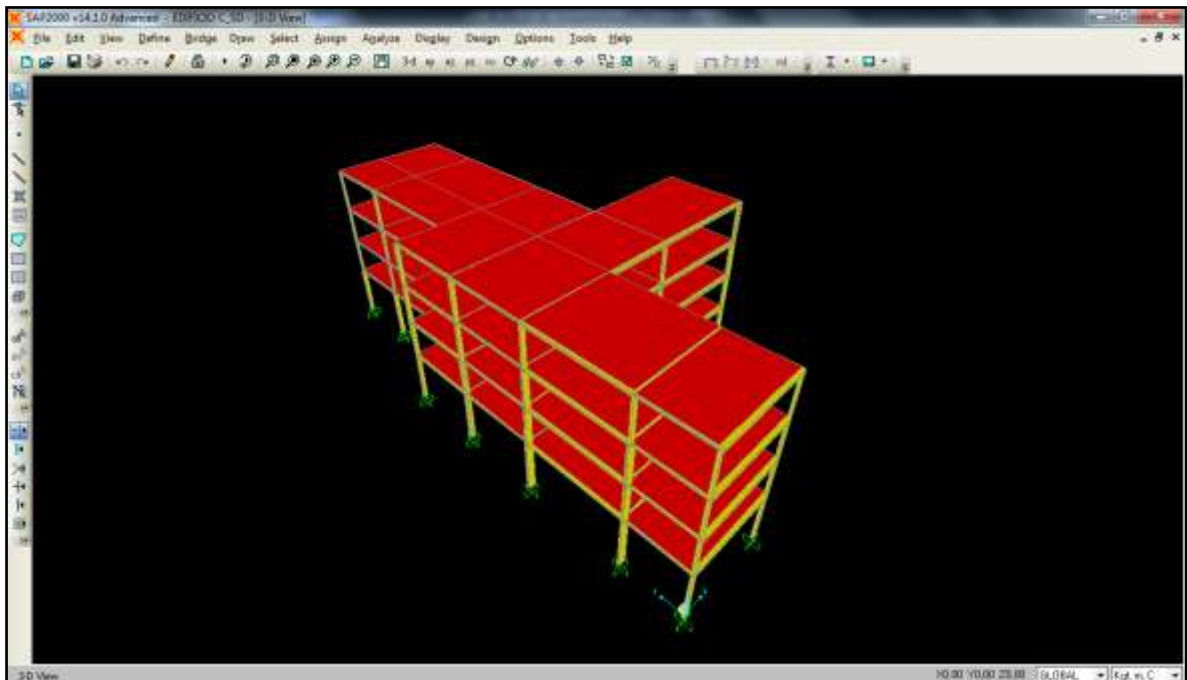


Fig. 2-5: Edificio C.



Para la modelación de los disipadores de energía se utilizará la base teórica expuesta en el apartado 1.3, tomando como referencia la gráfica que representa los resultados experimentales obtenidos por De La Llera [5] y aplicados por Vidal [33] para un dispositivo ADAS100_13.

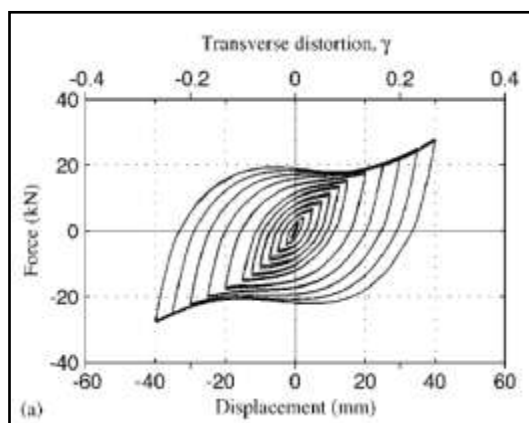


Fig. 2-6: Curva de histéresis correspondientes al ensayo de un disipador ADAS100_13. [5]

Para lograr caracterizar una curva de histéresis se utilizará un procedimiento conocido “*Linealización Armónica Equivalente*”, que consiste en la elección de una curva representativa de un ciclo (en este caso será el cuarto), separar los lazos que forman la curva en un lazo superior y uno inferior, para posteriormente crear una línea mediatriz que corresponde a una recta que divide al ciclo en dos partes iguales.

Para la modelación en SAP2000 de los disipadores de energía se utilizará el comando *NLLink*, el que será del tipo *Multilinear Plastic* donde se define el comportamiento histerético para los grados de libertad U1 y U2.

La histéresis bilineal de la placa se utiliza un modelo del tipo *Kinematic*, para lo cual se deben ingresar las pendientes antes y después de la fluencia. Las coordenadas de la modelación bilineal del ciclo son determinadas de manera grafica tomando las curvas de histéresis aportadas por De la Llera [5] mostradas en el apartado 1.3 y representadas en la Fig.2-6.



Link/Support Type: MultiLinear Plastic

Property Name: ADAS100_13_U1_1

Property Notes:

Total Mass and Weight:

Mass: 0.0, Rotational Inertia 1: 0.0

Weight: 0.0, Rotational Inertia 2: 0.0

Rotational Inertia 3: 0.0

Factors For Line, Area and Solid Springs:

Property is Defined for This Length In a Line Spring: 0.01

Property is Defined for This Area In Area and Solid Springs: 1.000E-04

Directional Properties:

Direction	Fixed	NonLinear	Properties
☐ U1	☐	☐	Modify/Show for U1...
☒ U2	☐	☒	Modify/Show for U2...
☐ U3	☐	☐	Modify/Show for U3...
☐ R1	☐	☐	Modify/Show for R1...
☐ R2	☐	☐	Modify/Show for R2...
☐ R3	☐	☐	Modify/Show for R3...

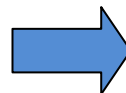
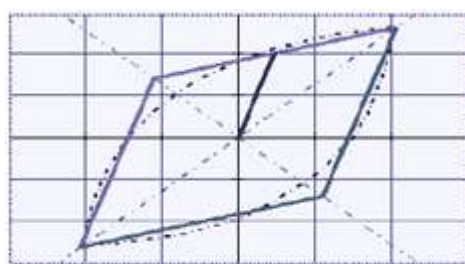
Fix All Clear All

P-Delta Parameters:

Advanced...

OK Cancel

Fig. 2-7: Ingreso de propiedades para un disipador de energía en Programa SAP2000.



Multi-Linear Force-Deformation Definition

	Displ	Force
1	-9.970E-04	-129.6059
2	-2.310E-04	-99.5243
3	0.0	0.0
4	2.310E-04	99.5243
5	9.970E-04	129.6059

Order Rows Delete Row Add Row 6

Fig. 2-8: Modelo bilineal para disipadores de energía y su ingreso en programa SAP2000.

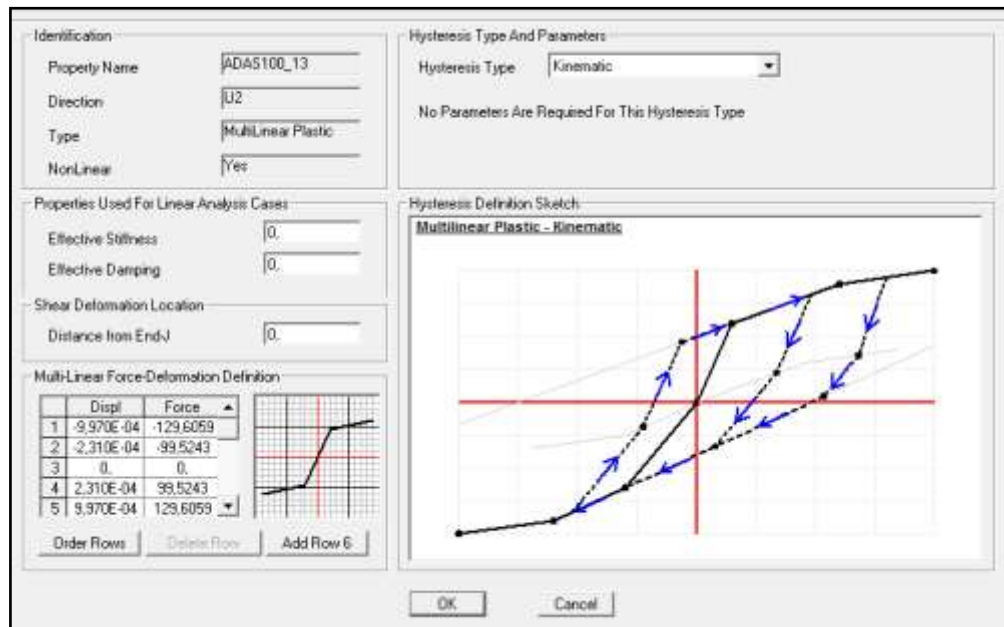


Fig. 2-9: Ingreso del modelo bilineal a programa SAP2000.

La ubicación espacial de disipador en la estructura se realiza con el comando *Draw 2 Joint Link* fijándose en el punto medio de las vigas superiores y que coincide con el vértice de la diagonal (Chevron).

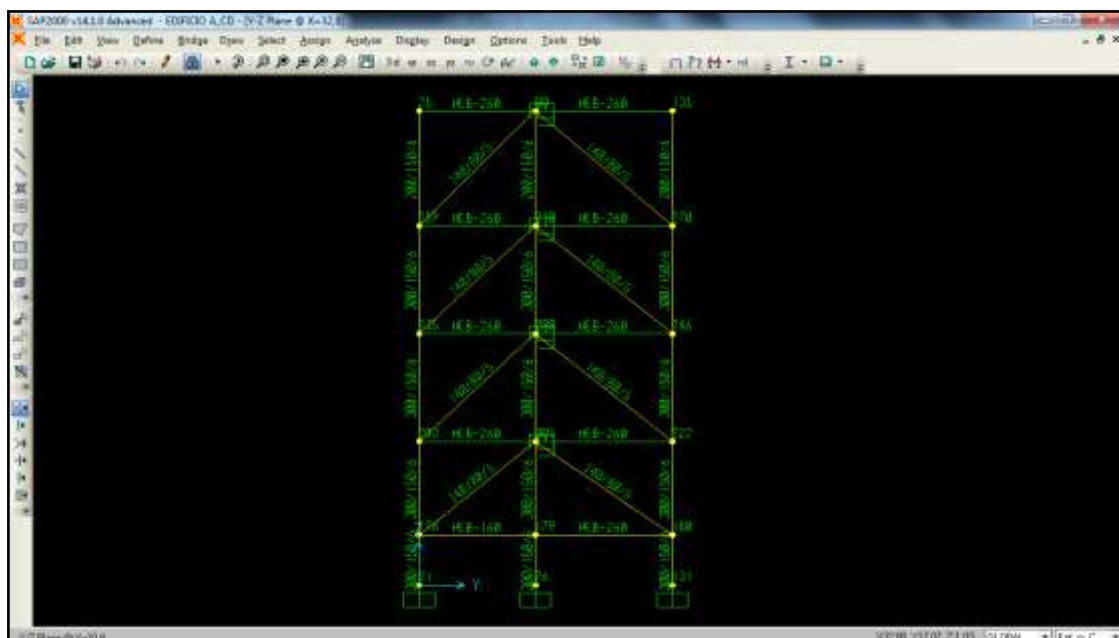


Fig. 2-10: Vista de un edificio implementado con disipadores de energía.



El siguiente paso es el ingreso de la sollicitación sísmica, la que fue creada según el procedimiento planteado en punto 1.7 y se efectuará con el programa SIMQKE, el análisis será del tipo tiempo-historia no lineal, se simularán tres acelerogramas sintéticos.

- ✓ Dos de ellos basados en las intensidades de Mercalli, registradas durante el terremoto del 22 de mayo de 1960 (VIII - IX), ambos con un nivel aceleración máxima esperada por la normativa de 0,4 g.
- ✓ Un tercer registro, basado en un nivel de aceleración máxima de 0,6 g (nuevo mapa de re – evaluación de amenaza sísmica de Chile, Leyton [15].

Los sismos serán simulados para los espectros de diseño para la Nch.2745 Of.2003 [12] y la NSCE-02 [18]. El detalle de los parámetros adoptados es:

Nch.2745 Of.2003 [12]

- Zona sísmica: 3 $\rightarrow Z = 1.25$
- Suelo: Tipo II
- T_{max} : 4 seg
- ΔT : 0.01 seg

SUELO	Ta' (s)	Tb' (s)	Tc' (s)	Td' (s)	Te' (s)	Tf' (s)	αA (cm/s ²)	αV (cm/s)	αD (cm)
II	0,03	0,2	0,54	2	10	33	1100	94	30

Considerando lo expuesto en 1.6.1 se contará con un listado de 400 puntos de T vs Sa/g

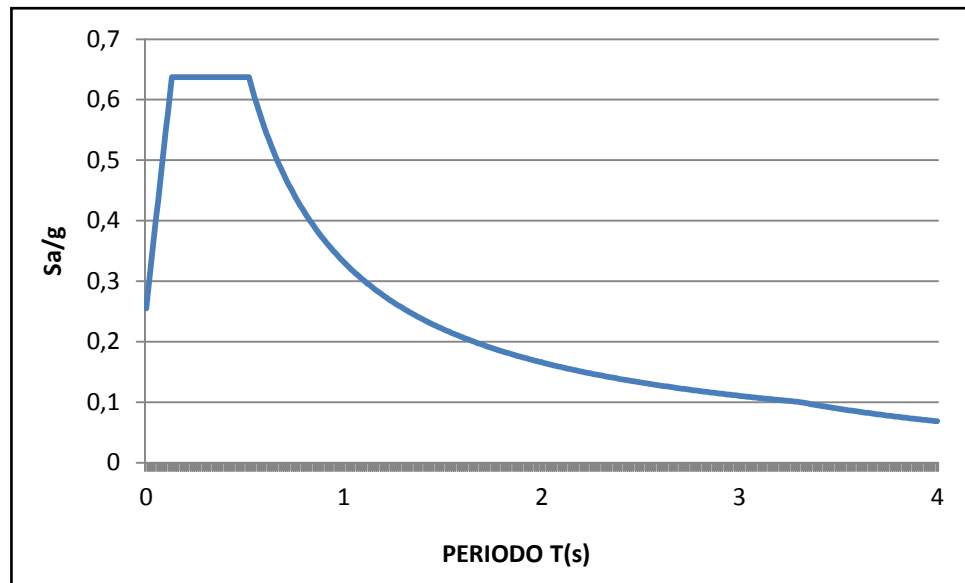


Fig. 2-11: Espectro de aceleraciones según la NCh.2745 of.2003.

NSCE – 02 [18]

- Ubicación: Municipio de Escúzar, Granada.
- A_b : 0.25
- $K = 1$
- Terreno: Tipo II
- $T_{\max}$: 4 seg
- ΔT : 0.01 seg

α	T	T_a	T_b	T_c	K	C	ρ	a_b	S	a_c
2,15385	0,1	0,13	0,52	3,3	1	1,3	1	0,25	1,02002	0,25501

Considerando lo expuesto en 1.6.2 se contará con un listado de 400 puntos de T vs Sa/g

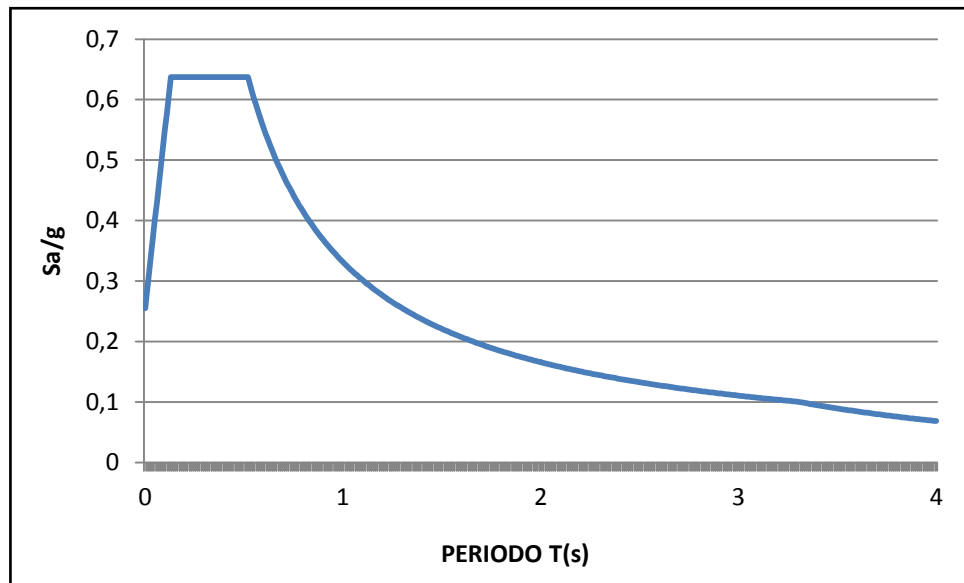


Fig. 2-12: Espectro de aceleraciones según la NCSE-02.

Terremoto magnitud 7.7 / Espectro Nch,2745 Of.2003 [12]

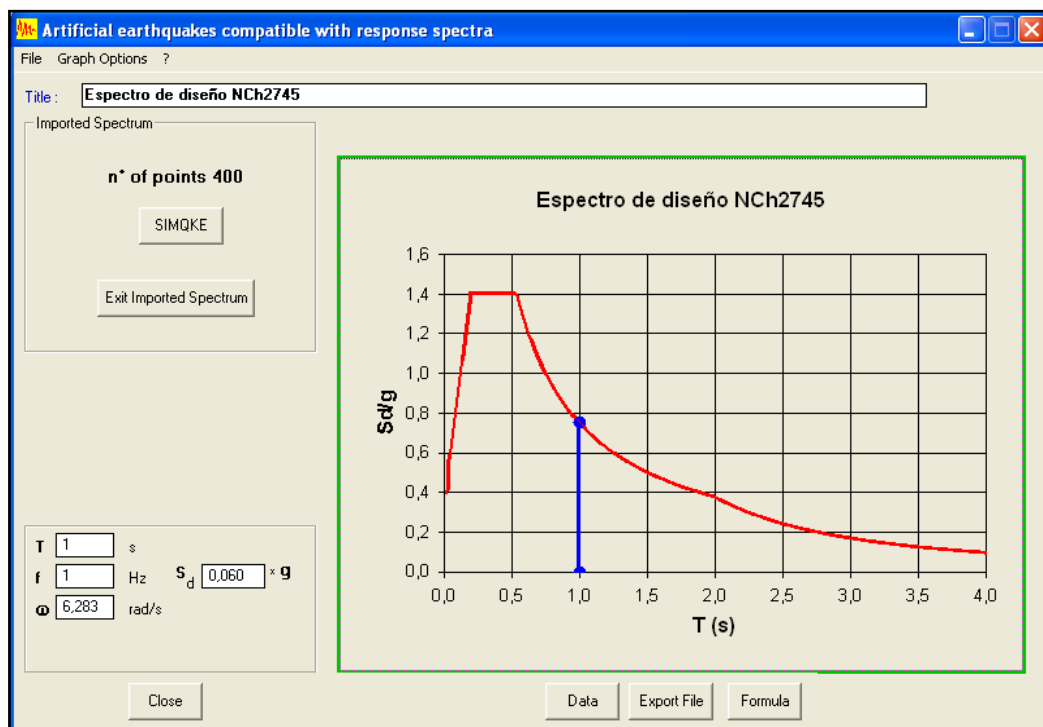


Fig. 2-13: Representación gráfica espectro de diseño en programa SIMQKE

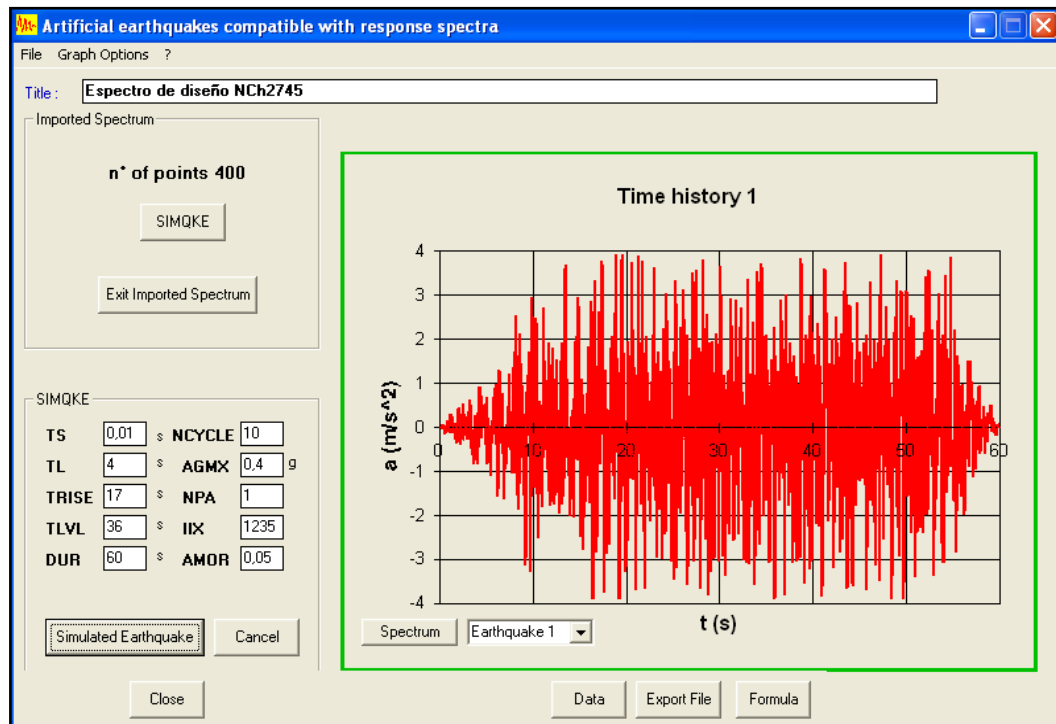


Fig. 2-14: Acelerograma sintético elaborado con programa SIMQKE.

Terremoto magnitud 8.3 / Espectro Nch,2745 Of.2003 [12]

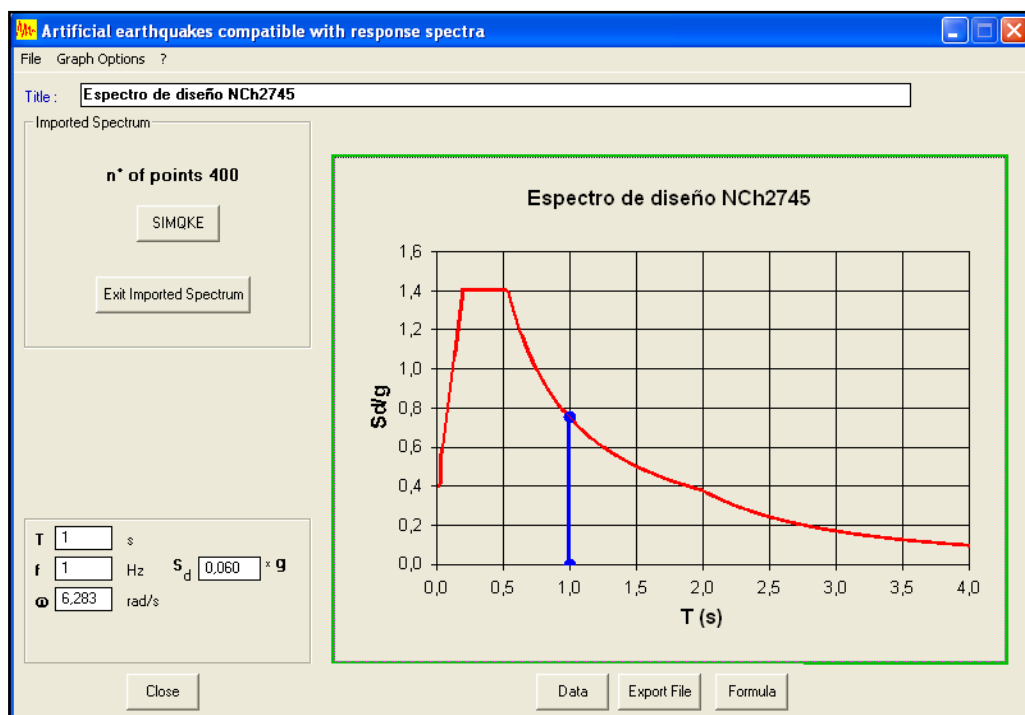


Fig. 2-15: Representación gráfica espectro de diseño en programa SIMQKE

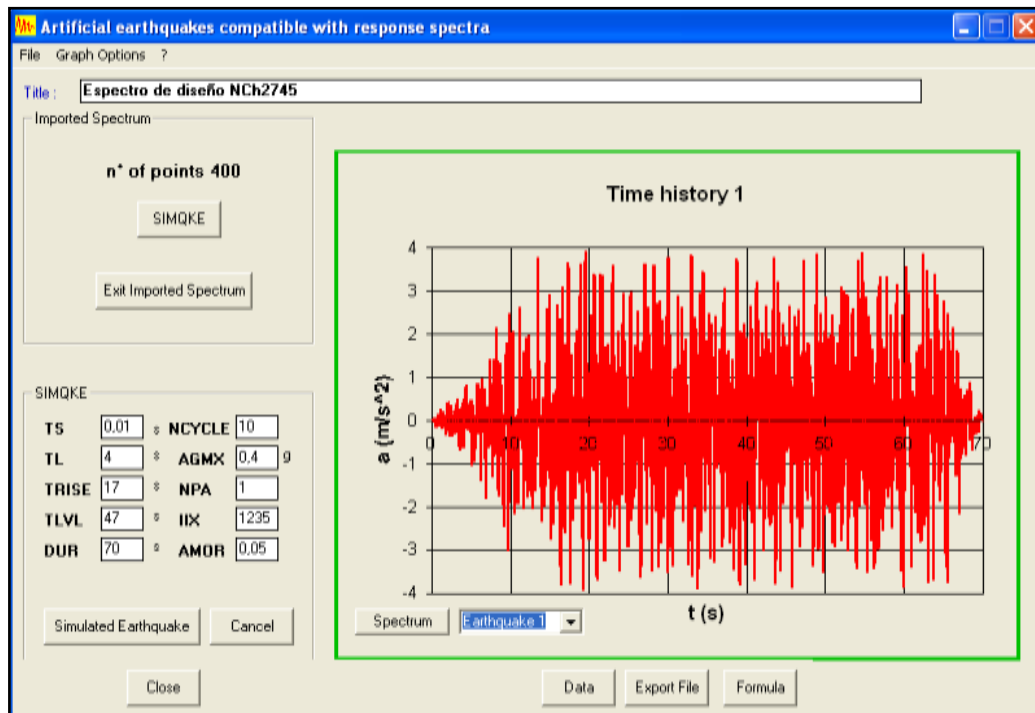


Fig. 2-16: Acelerograma sintético elaborado con programa SIMQKE.

Terremoto magnitud 8.7 / Espectro Nch,2745 Of.2003 [12]

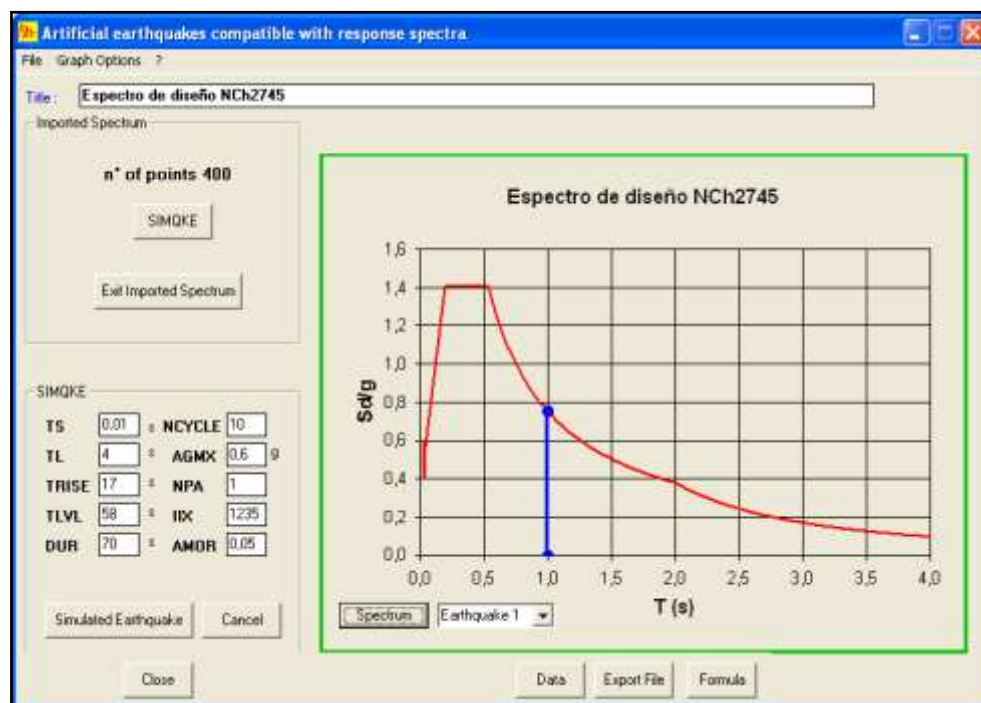


Fig. 2-17: Representación gráfica espectro de diseño en programa SIMQKE.

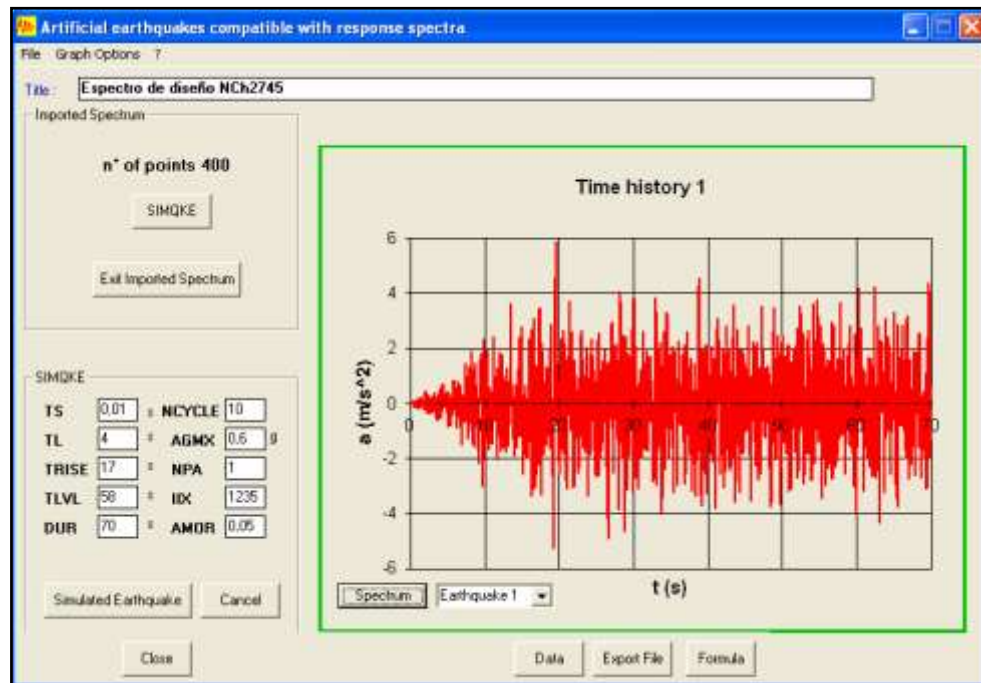


Fig. 2-18: Acelerograma sintético elaborado con programa SIMQKE.

Terremoto magnitud 7.7 / Espectro NCSE-02 [18]

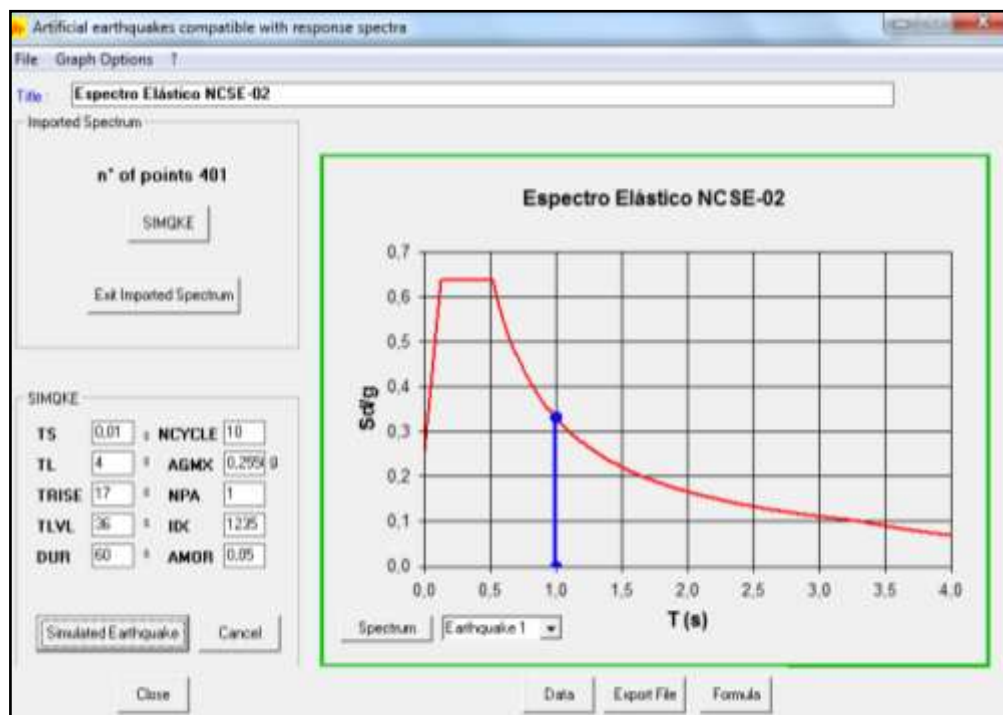


Fig. 2-19: Representación gráfica espectro de diseño en programa SIMQKE

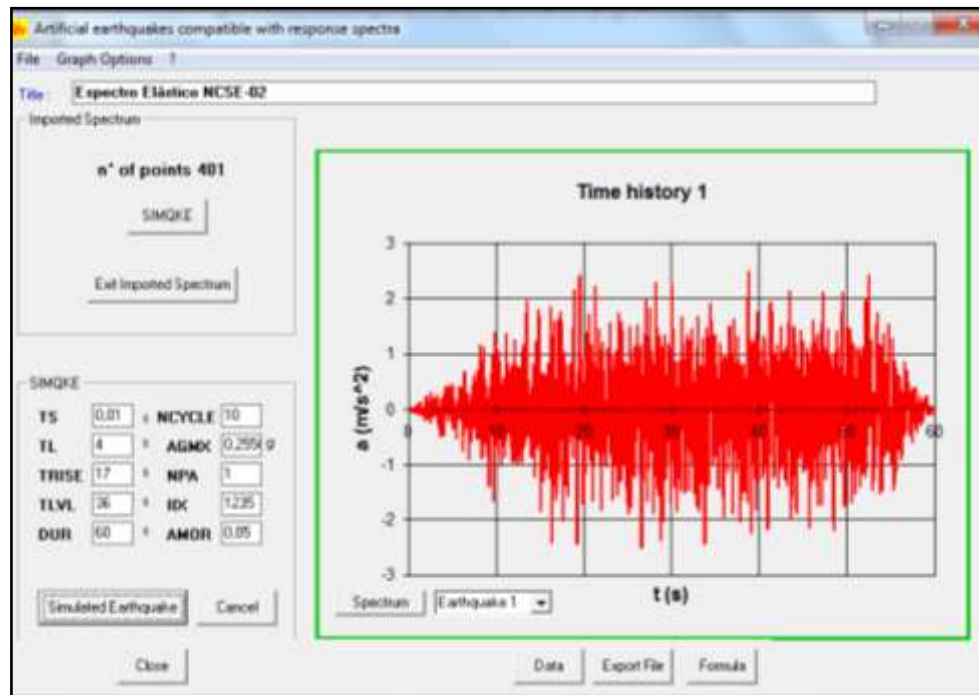


Fig. 2-20: Acelerograma sintético elaborado con programa SIMQKE.

Terremoto magnitud 7.7 / Espectro NCSE-02 [18] (CON 0.4)

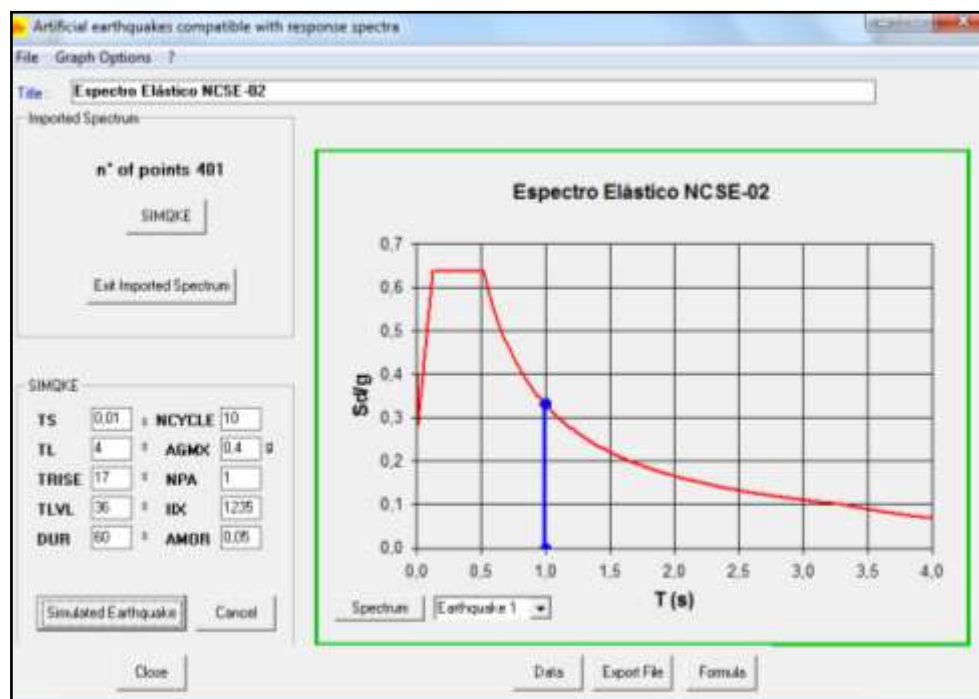


Fig. 2-21: Representación gráfica espectro de diseño en programa SIMQKE

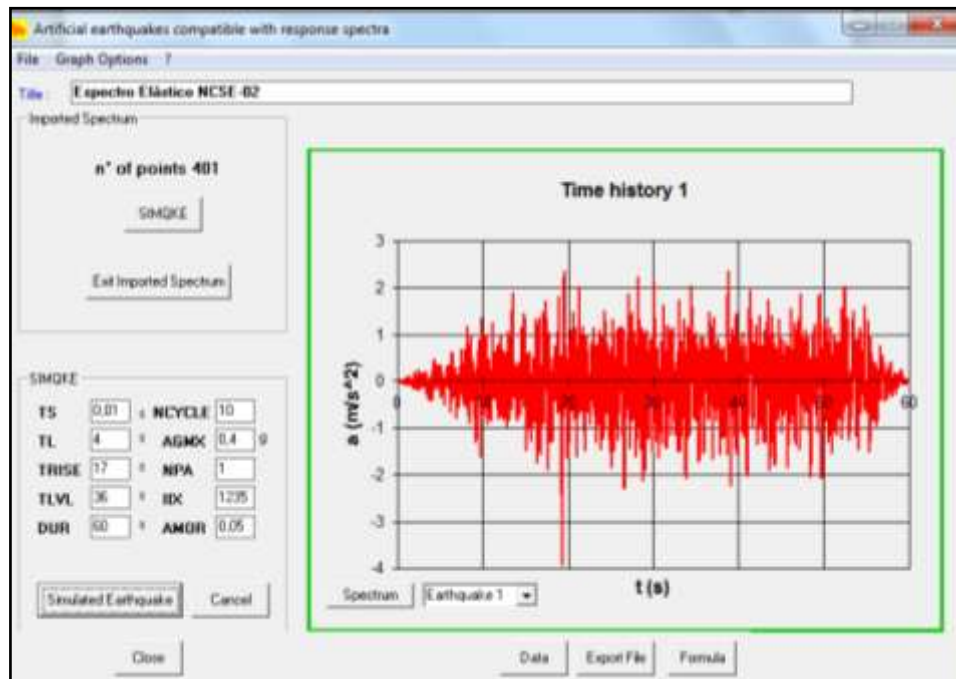


Fig. 2-22: Acelerograma sintético elaborado con programa SIMQKE.

Terremoto magnitud 8.3 / Espectro NCSE-02 [18] (CON 0.4)

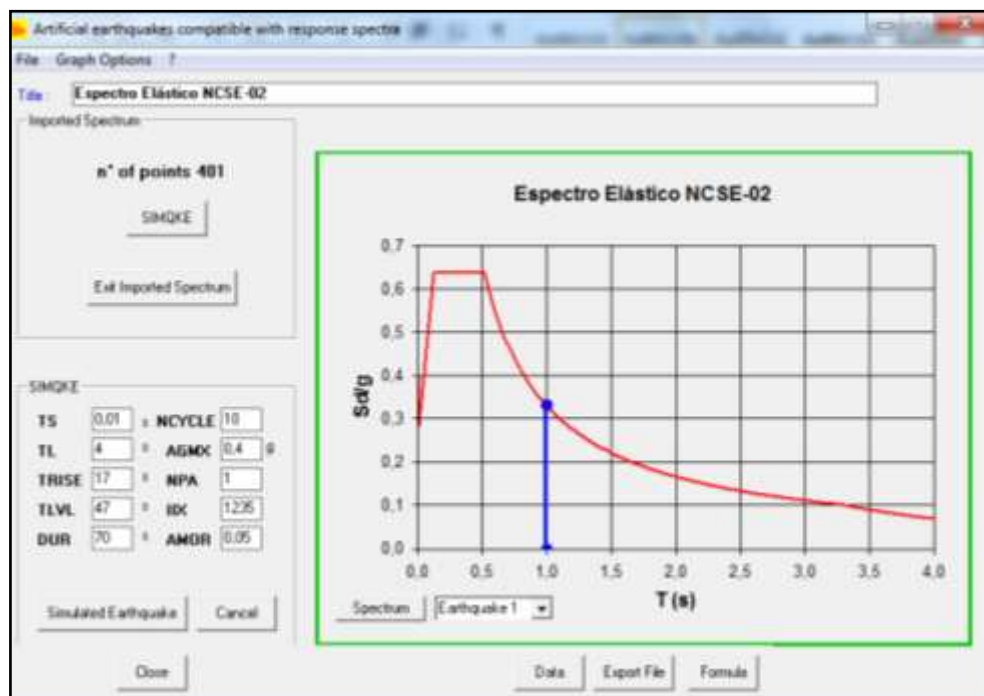


Fig. 2-23: Representación gráfica espectro de diseño en programa SIMQKE

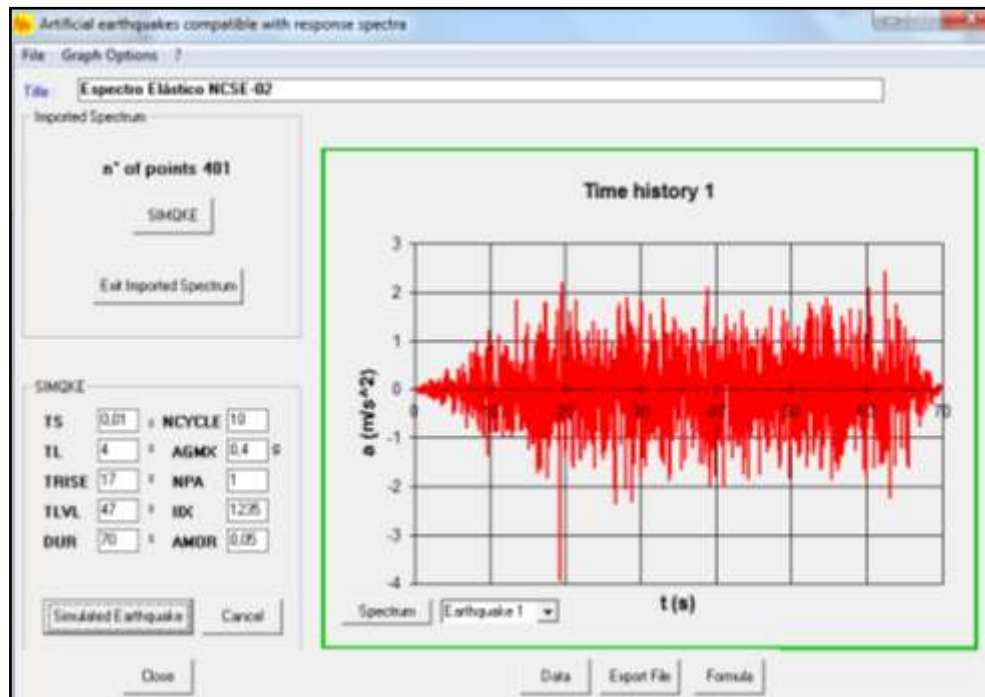


Fig. 2-24: Acelerograma sintético elaborado con programa SIMQKE.

Terremoto magnitud 8.7 / Espectro NCSE-02 [18] (CON 0.6)

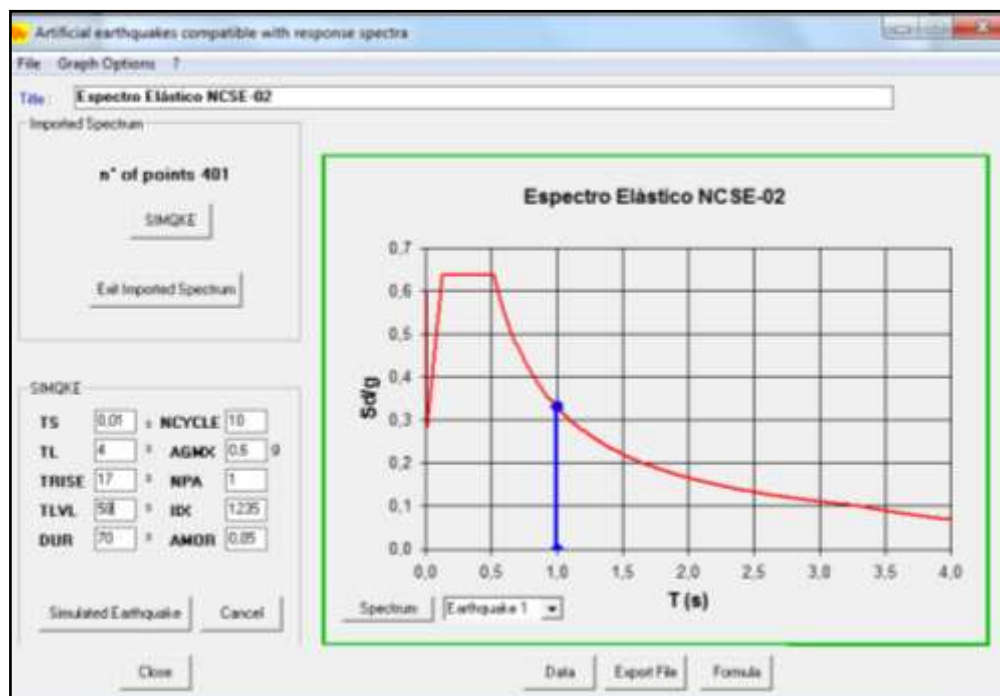


Fig. 2-25: Representación gráfica espectro de diseño en programa SIMQKE

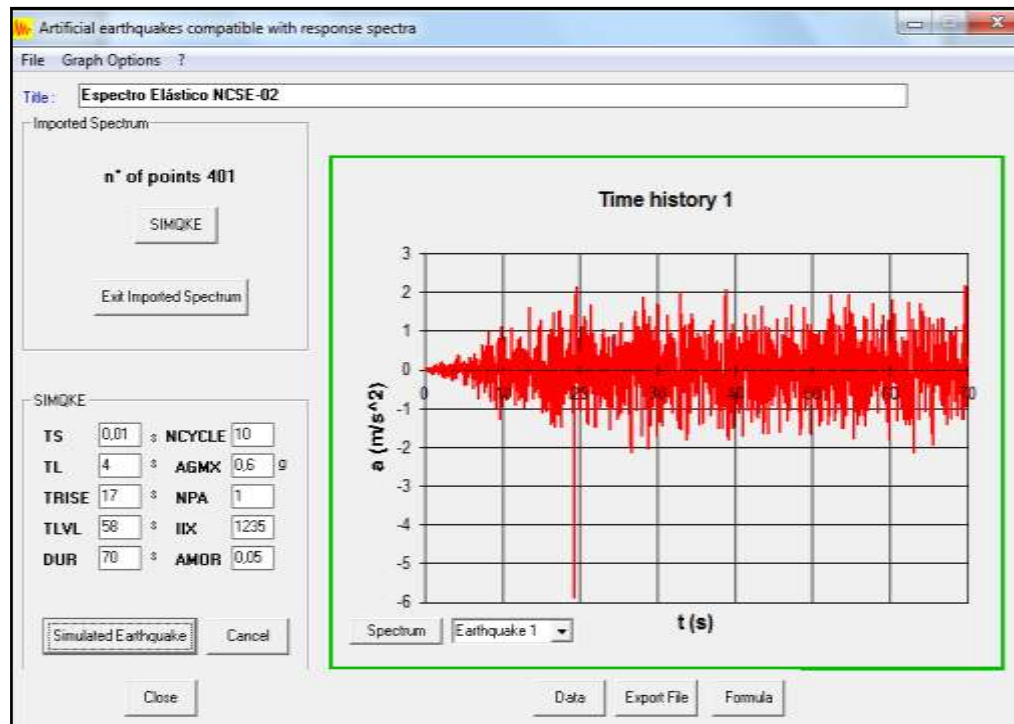


Fig. 2-26: Acelerograma sintético elaborado con programa SIMQKE.

El paso siguiente es introducir la excitación sísmica en el programa SAP2000.

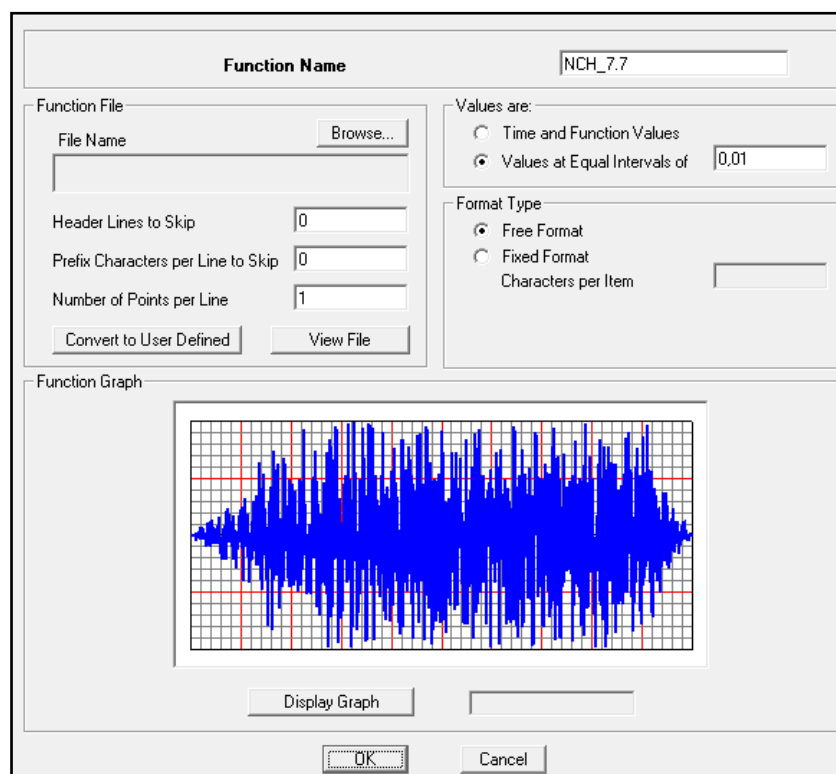


Fig. 2-27: Acelerograma sintético elaborado con programa SIMQKE.



CAPÍTULO 3

RESULTADOS



3. RESULTADOS

3.1. RESULTADOS PARTICULARES

Se realizará un análisis comparativo entre la situación base de la estructura (estructura primaria, sin disipadores) y la situación incluyendo disipadores, para de esta forma poder estimar los beneficios de la incorporación de los sistemas reductores de vibraciones.

Para la comparación de los desempeños se medirán los desplazamientos relativos de cada entrepiso o desplazamiento lateral, definido como:

$$\text{Drift}_i = u_i - u_{i-1}$$

Donde u_i es el desplazamiento del nivel i .

Se definirá además un parámetro adimensional r , que representará el nivel de reducción del desplazamiento lateral.

$$r = \frac{\text{drift}_d}{\text{drift}_0}$$

Donde:

Drift_0 : Deformación de entrepiso en la estructura sin SRV.

Drift_d : Es la deformación del entrepiso en la estructura con SRV.

A continuación presento los resultados correspondientes a cada uno de los edificios.

Los desplazamientos relativos o desplazamientos laterales serán entregados en cm.



3.1.1. Situación sin disipadores de energía

3.1.1.1. Edificio A

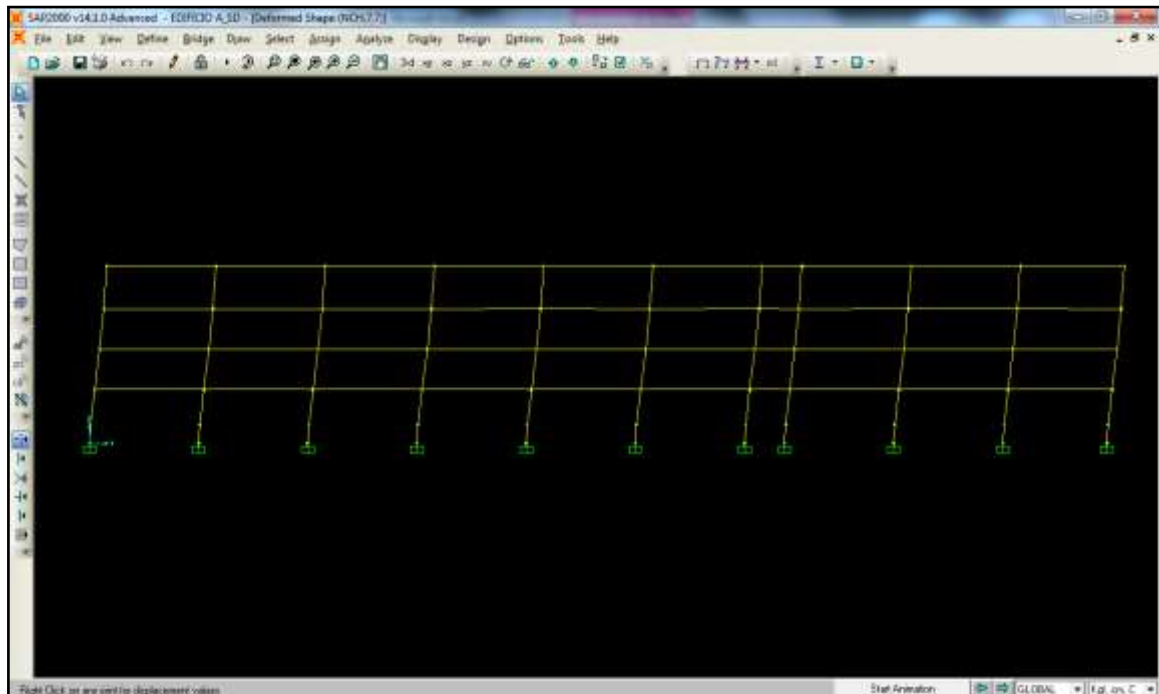


Fig. 3-1: Deformada en eje X.

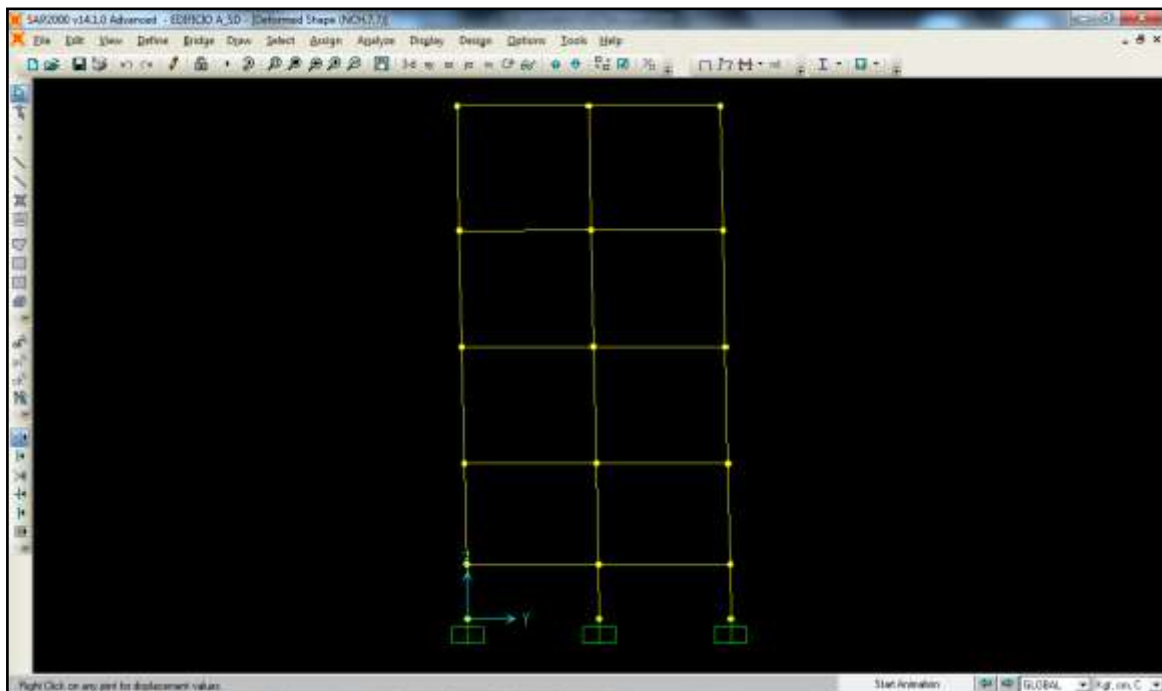


Fig. 3-2: Deformada en eje Y.



Desplazamientos laterales en dirección X:

PISO	Nch.7.7	Nch.8.3	Nch.8.7	NCSE-02 7.7	NCSE-02 8.3	NCSE-02 8.7
1	4,23	4,45	4,71	1,76	1,8	1,91
2	3,93	4,13	4,37	1,59	1,71	1,85
3	3,31	3,46	3,66	1,33	1,37	1,41
4	2,51	2,63	2,75	1,45	1,54	1,58

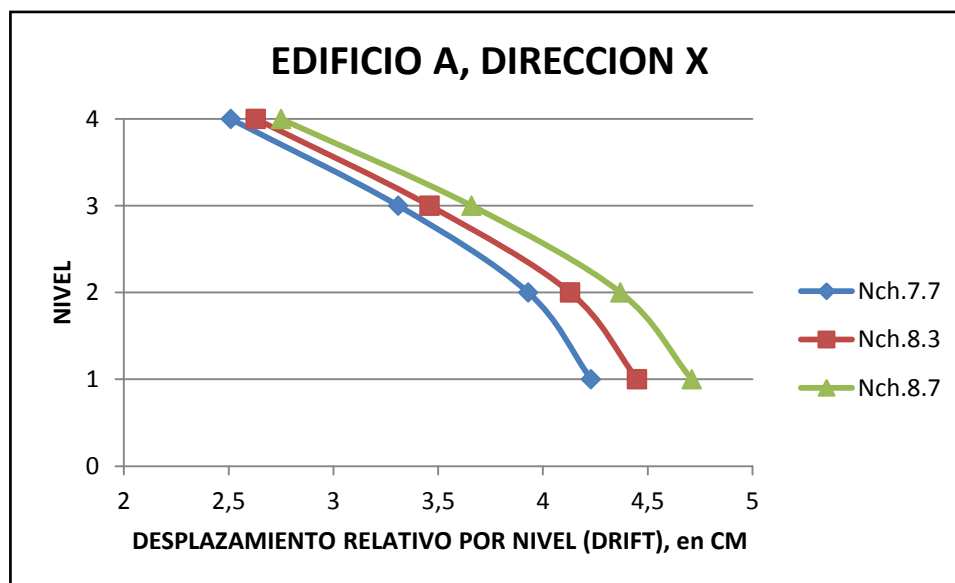


Fig. 3-3: Desplazamientos relativos norma chilena.

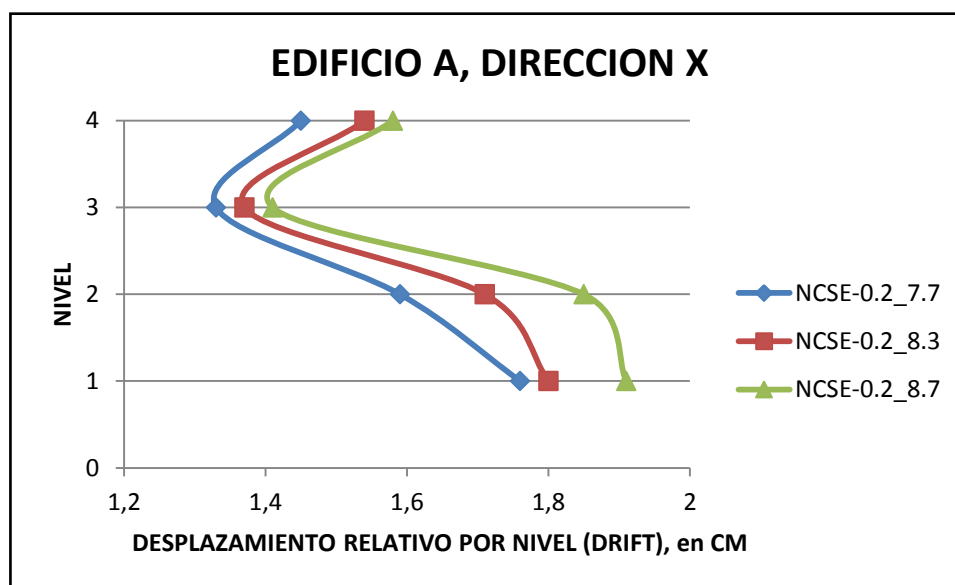


Fig. 3-4: Desplazamientos relativos norma española.



Desplazamientos laterales en dirección Y:

PISO	Nch.7.7	Nch.8.3	Nch.8.7	NCSE-02 7.7	NCSE-02 8.3	NCSE-02 8.7
1	1,41	1,43	1,59	0,68	0,78	0,92
2	1,34	1,38	1,49	0,54	0,57	0,62
3	0,96	1,08	1,21	0,47	0,52	0,55
4	1,01	1,09	1,31	0,42	0,44	0,53

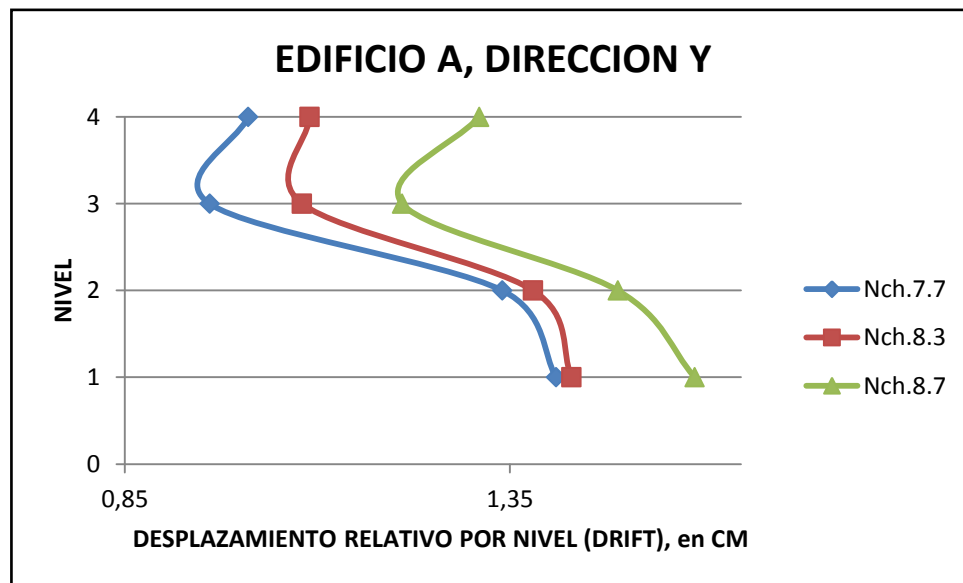


Fig. 3-5: Desplazamientos relativos norma chilena.

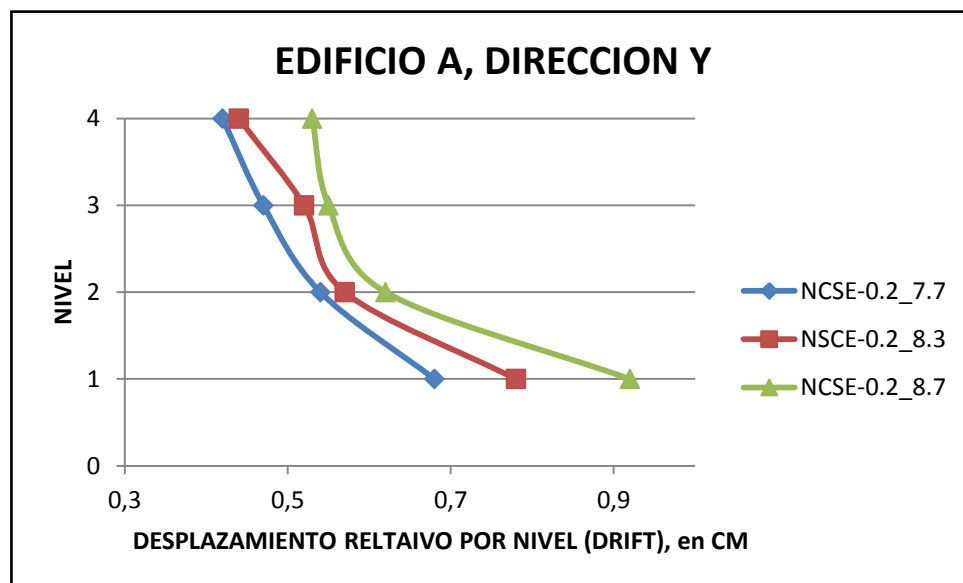


Fig. 3-6: Desplazamientos relativos norma española.



3.1.1.2. Edificio B

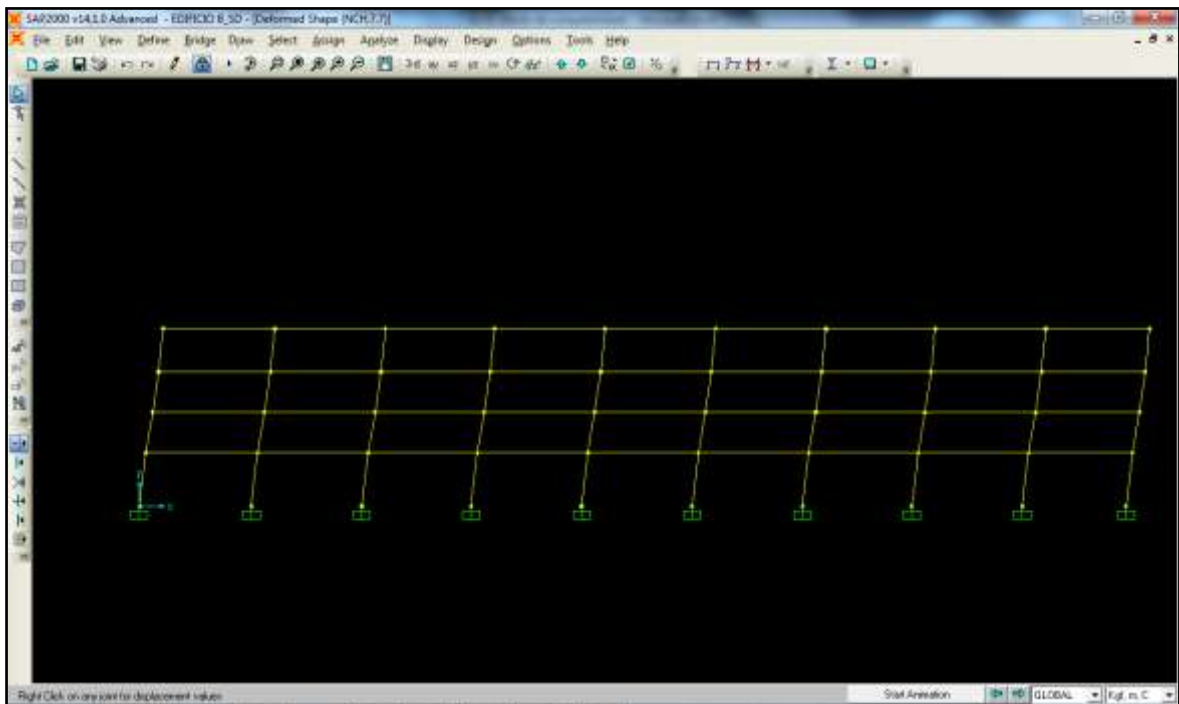


Fig. 3-7: Deformada en eje X.

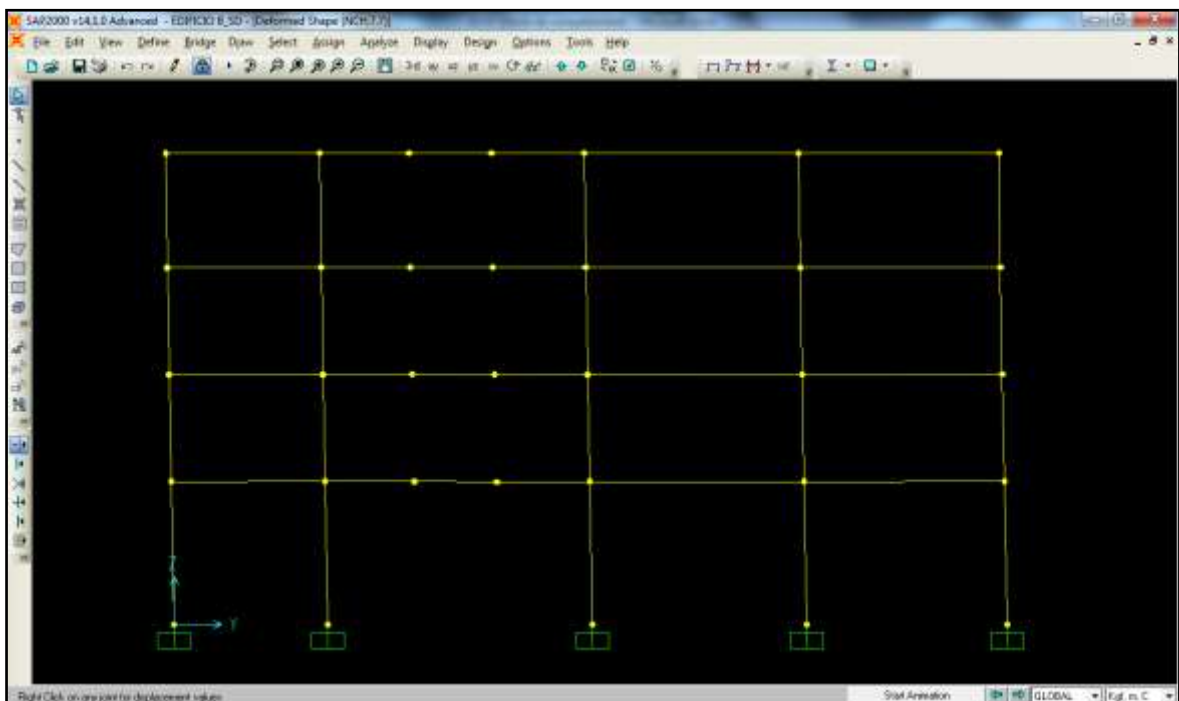


Fig. 3-8: Deformada en eje Y.



Desplazamientos laterales en dirección X:

PISO	Nch.7.7	Nch.8.3	Nch.8.7	NCSE-02 7.7	NCSE-02 8.3	NCSE-02 8.7
1	3,89	4,33	4,64	2,24	2,9	3,42
2	4,36	4,85	5,15	3,65	4,38	4,87
3	3,76	4,16	4,43	3,49	3,77	4,15
4	2,68	2,96	3,2	2,17	2,67	3,02

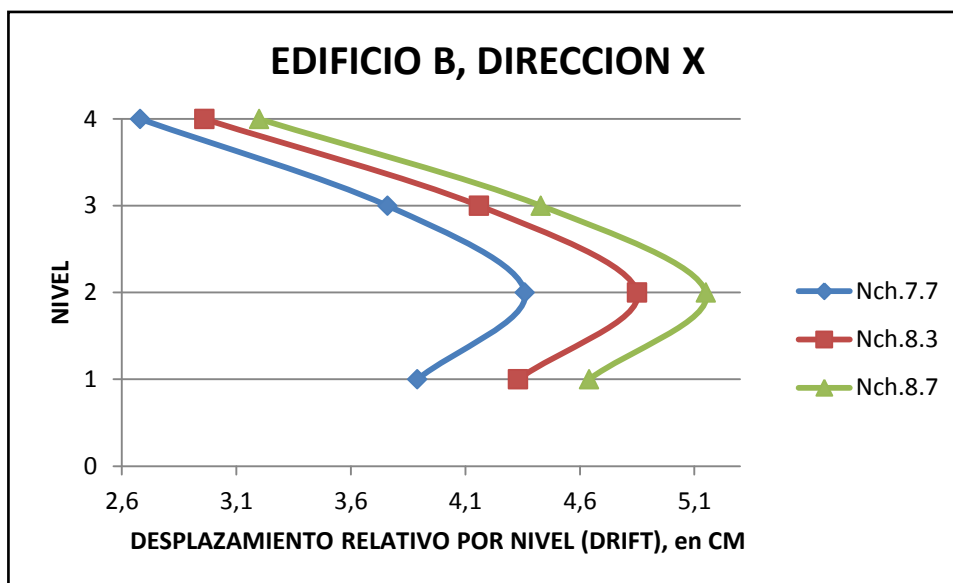


Fig. 3-9: Desplazamientos relativos norma chilena.

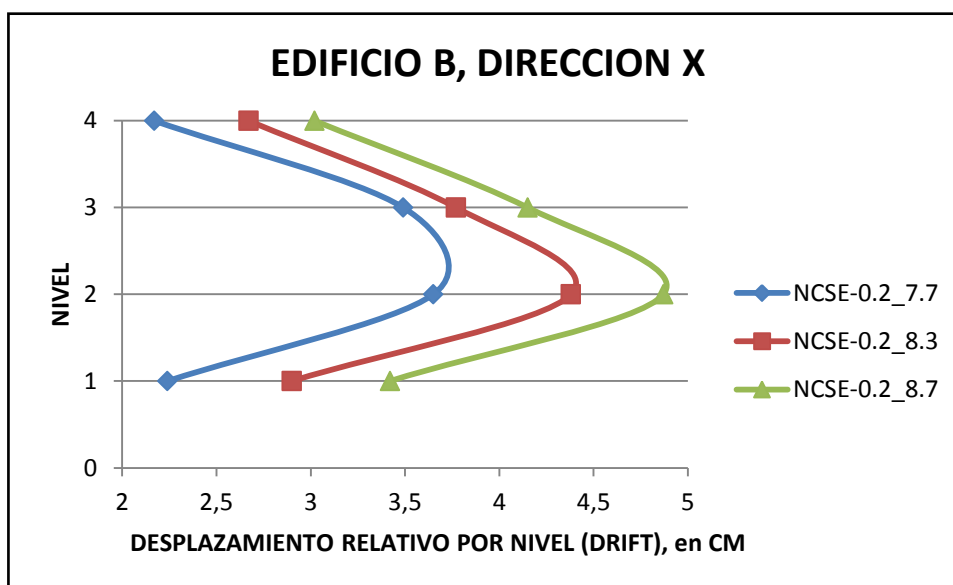


Fig. 3-10: Desplazamientos relativos norma española.



Desplazamientos laterales en dirección Y:

PISO	Nch.7.7	Nch.8.3	Nch.8.7	NCSE-02 7.7	NCSE-02 8.3	NCSE-02 8.7
1	0,56	0,66	0,69	0,58	0,68	0,72
2	0,43	0,53	0,55	0,51	0,55	0,57
3	0,48	0,56	0,58	0,56	0,64	0,67
4	0,44	0,53	0,57	0,46	0,51	0,52

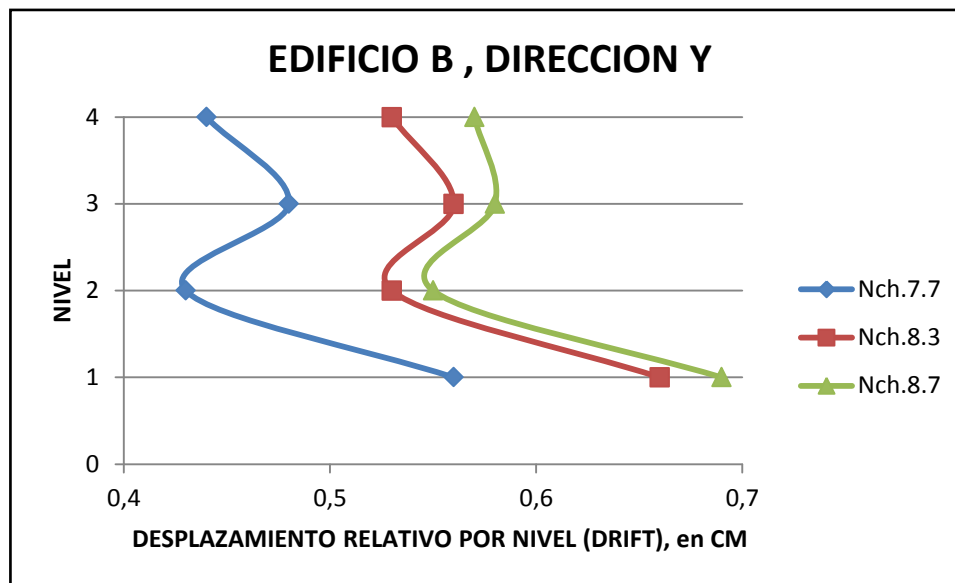


Fig. 3-11: Desplazamientos relativos norma chilena.

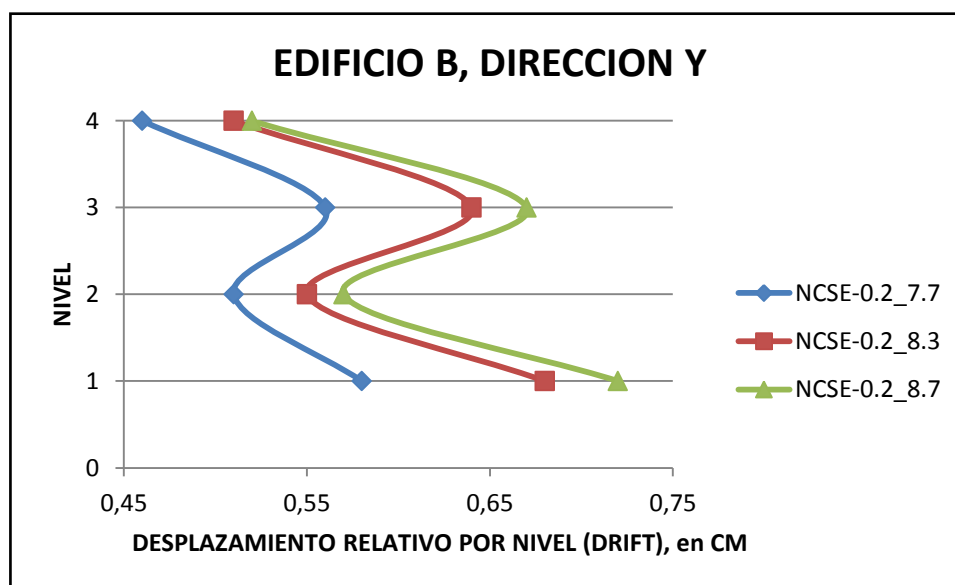


Fig. 3-12: Desplazamientos relativos norma española.



3.1.1.3. Edificio C

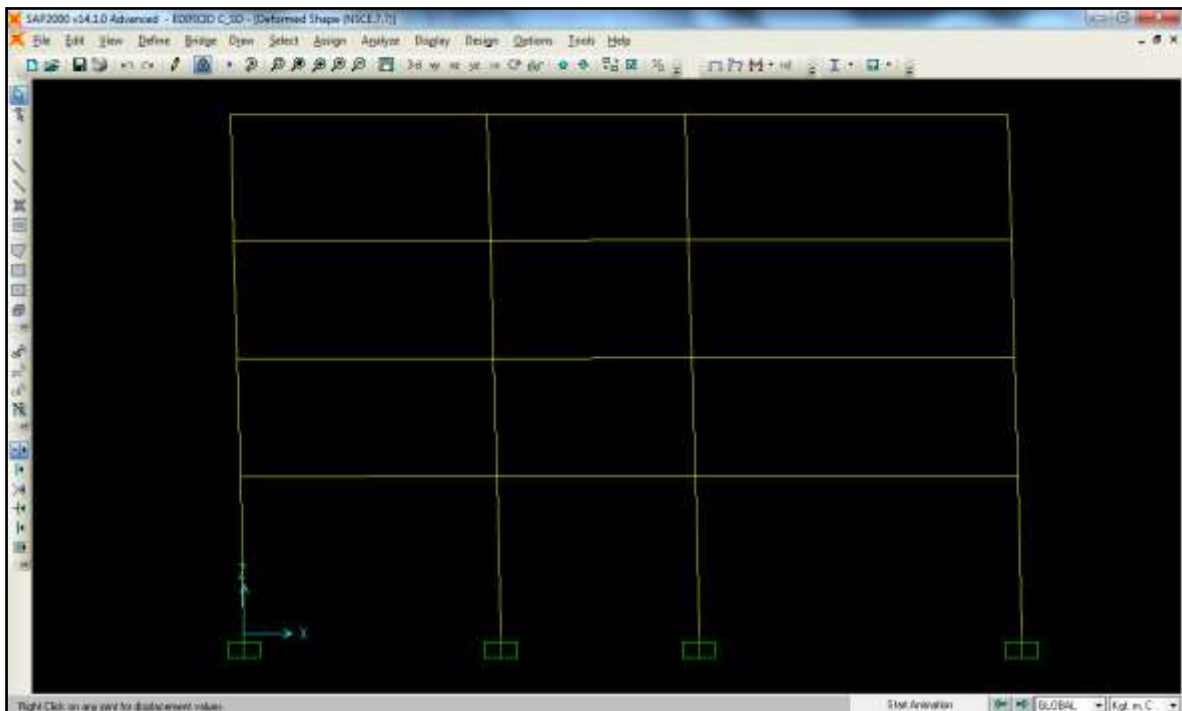


Fig. 3-13: Deformada en eje X.

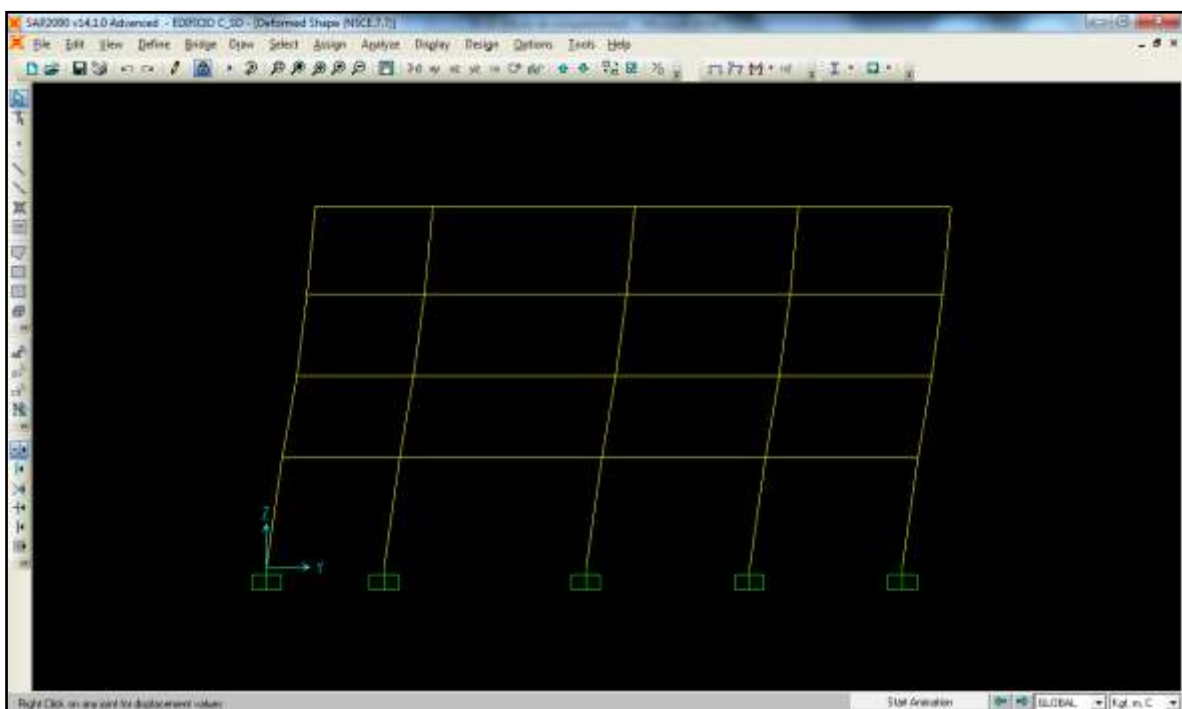


Fig. 3-14: Deformada en eje Y.



Desplazamientos laterales en dirección X:

PISO	Nch.7.7	Nch.8.3	Nch.8.7	NCSE-02 7.7	NCSE-02 8.3	NCSE-02 8.7
1	0,65	0,75	0,86	0,34	0,39	0,43
2	0,78	0,87	0,99	0,37	0,42	0,45
3	0,79	0,83	0,93	0,41	0,45	0,49
4	0,59	0,66	0,69	0,27	0,3	0,34

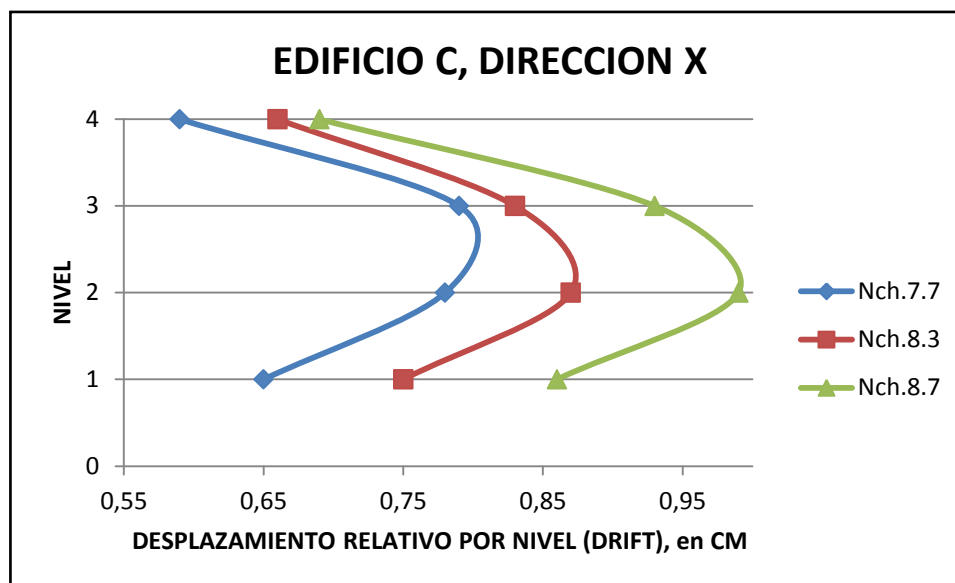


Fig. 3-15: Desplazamientos relativos norma chilena.

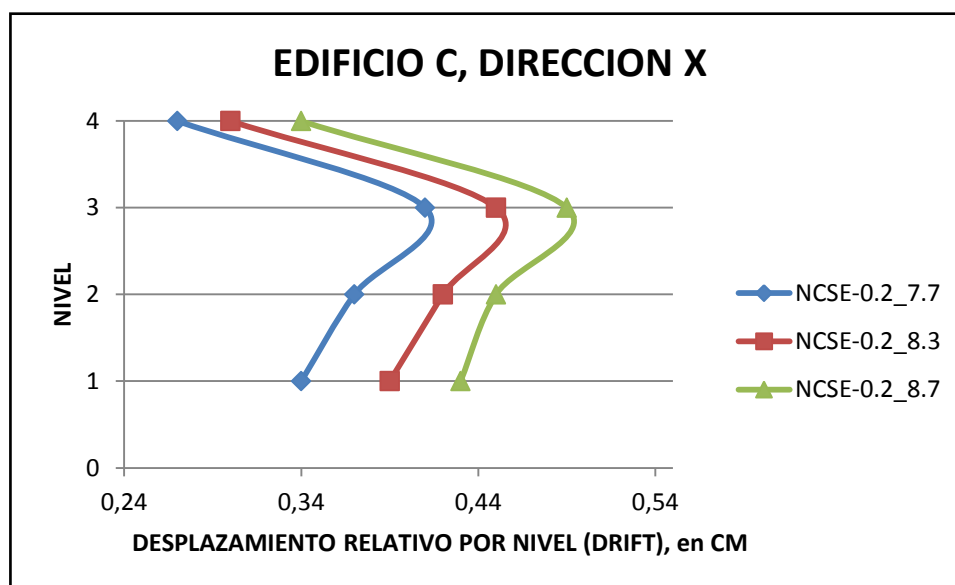


Fig. 3-16: Desplazamientos relativos norma española.



Desplazamientos laterales en dirección Y:

PISO	Nch.7.7	Nch.8.3	Nch.8.7	NCSE-02 7.7	NCSE-02 8.3	NCSE-02 8.7
1	2,54	2,71	2,83	1,22	1,34	1,43
2	2,55	2,77	3	1,13	1,38	1,56
3	1,93	2,17	2,58	0,46	0,77	1
4	2,23	2,58	2,9	0,86	1,02	1,24

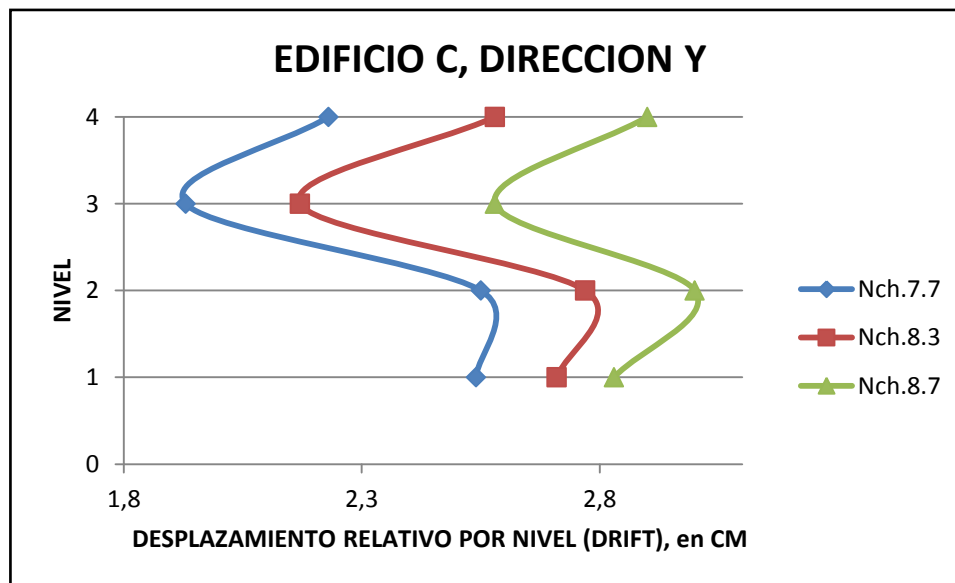


Fig. 3-17: Desplazamientos relativos norma chilena.

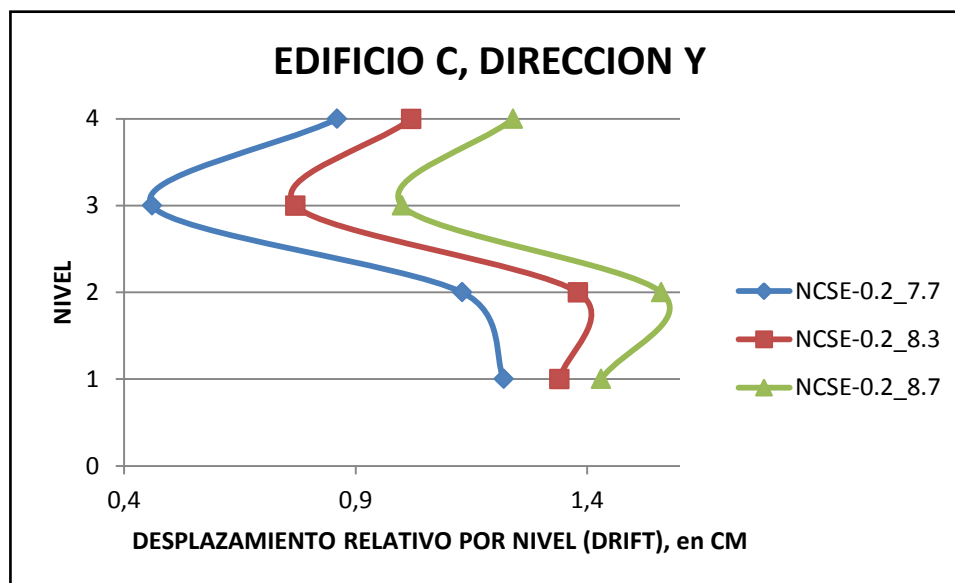


Fig. 3-18: Desplazamientos relativos norma española.



3.1.2. Situación con disipadores de energía

Gráficamente el sistema diagonal “Chevron” + disipadores, colocados en la estructura se ven de la siguiente forma (en programa de cálculo SAP2000).

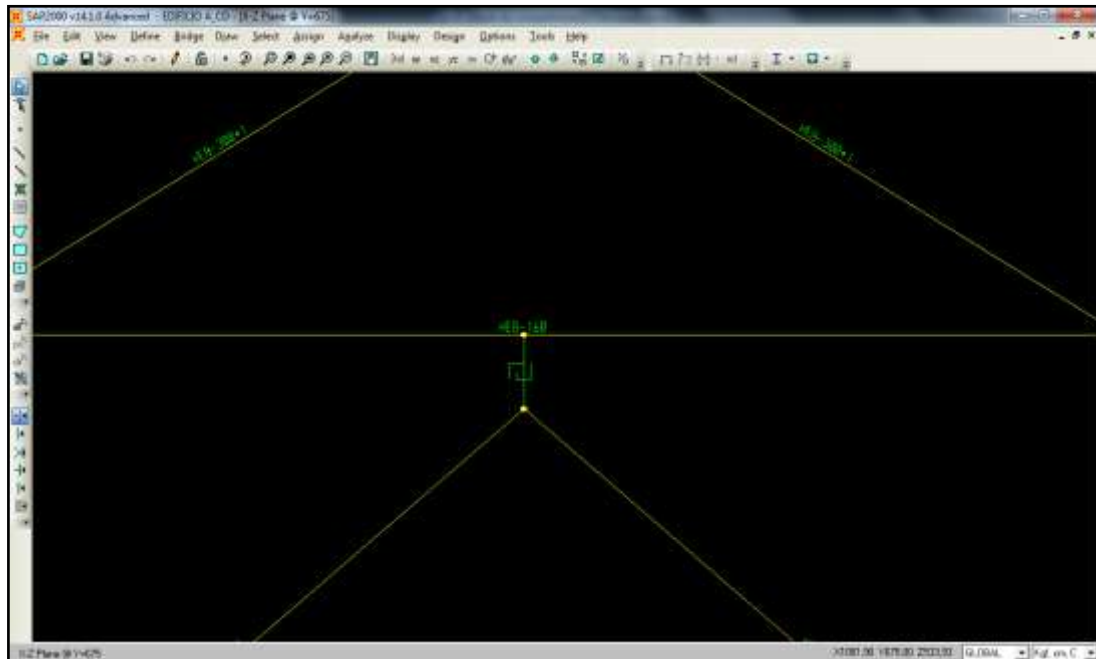


Fig. 3-19: Vista particular del sistema diagonal “Chevron” + Aisladores (SRV) en la estructura.

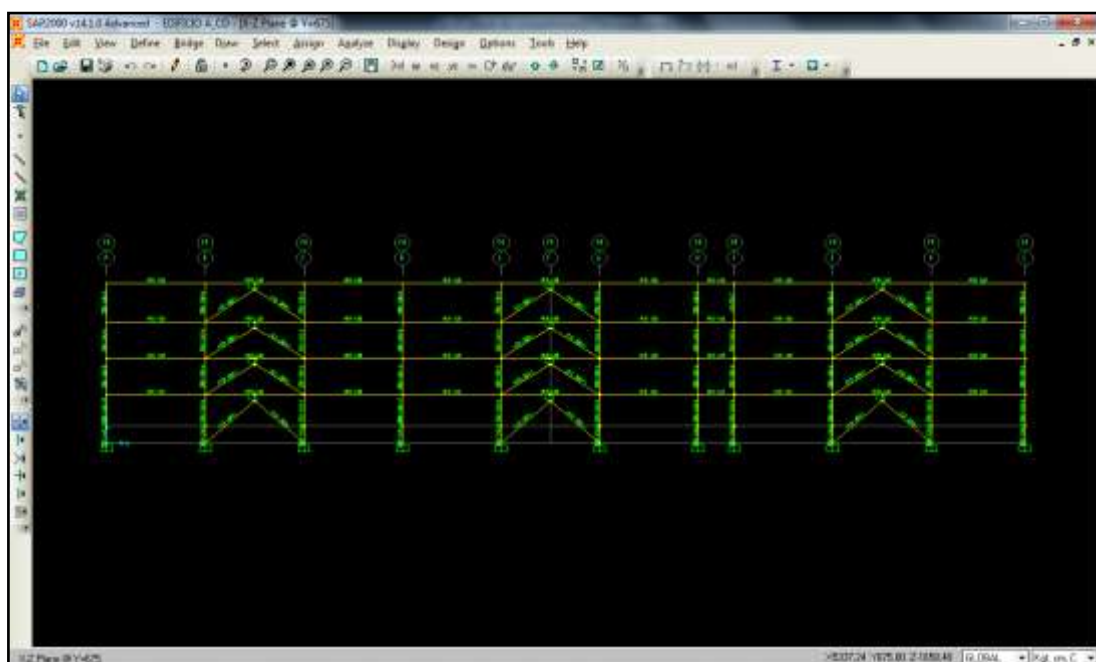


Fig. 3-20: Vista general del sistema diagonal “Chevron” + Aisladores (SRV) en la estructura.



3.1.2.1. Edificio A

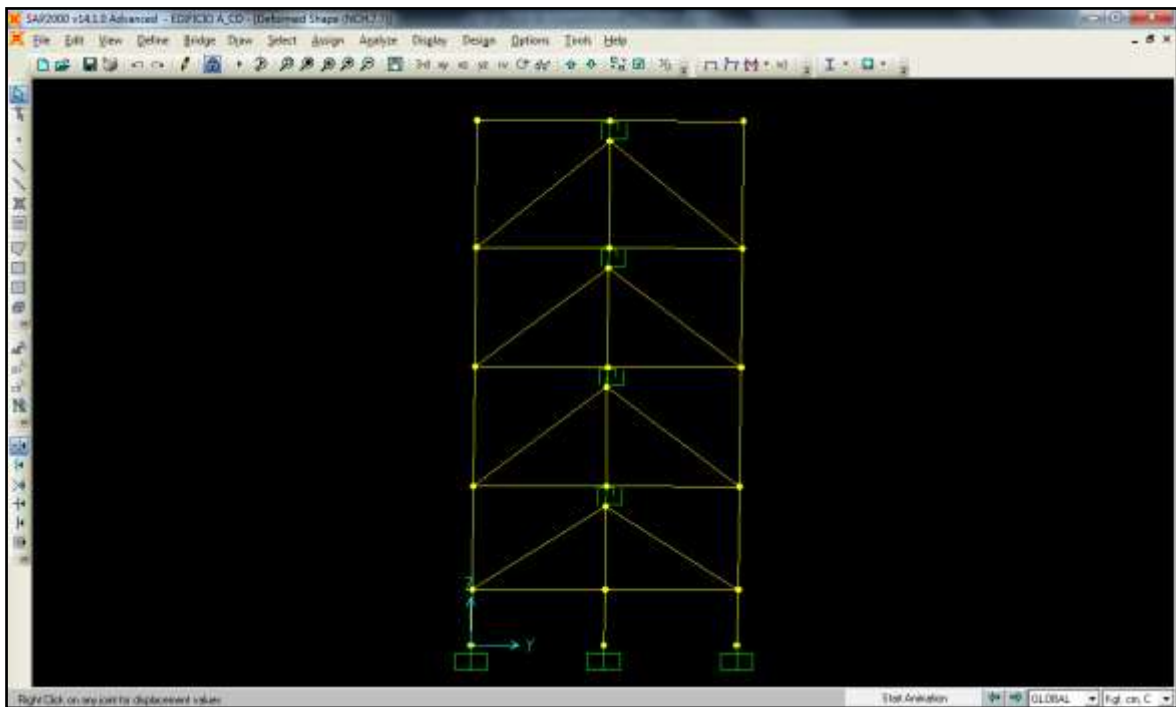


Fig. 3-21: Deformada en eje X.

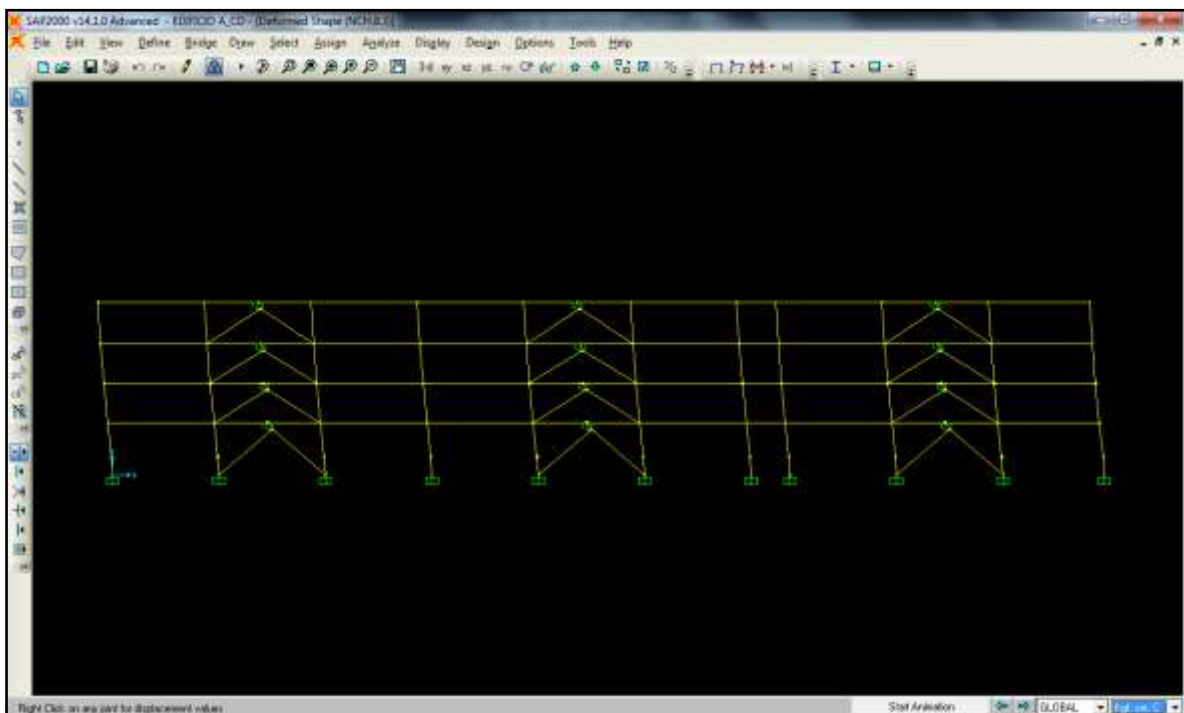


Fig. 3-22: Deformada en eje Y.



Desplazamientos laterales en dirección X:

PISO	Nch.7.7	Nch.8.3	Nch.8.7	NCSE-02 7.7	NCSE-02 8.3	NCSE-02 8.7
1	3,77	3,79	3,87	1,72	1,74	1,81
2	2,88	2,92	3,03	1,29	1,3	1,35
3	2,27	2,3	2,31	1,01	1,03	1,04
4	2,1	2,15	2,18	0,97	1,02	1

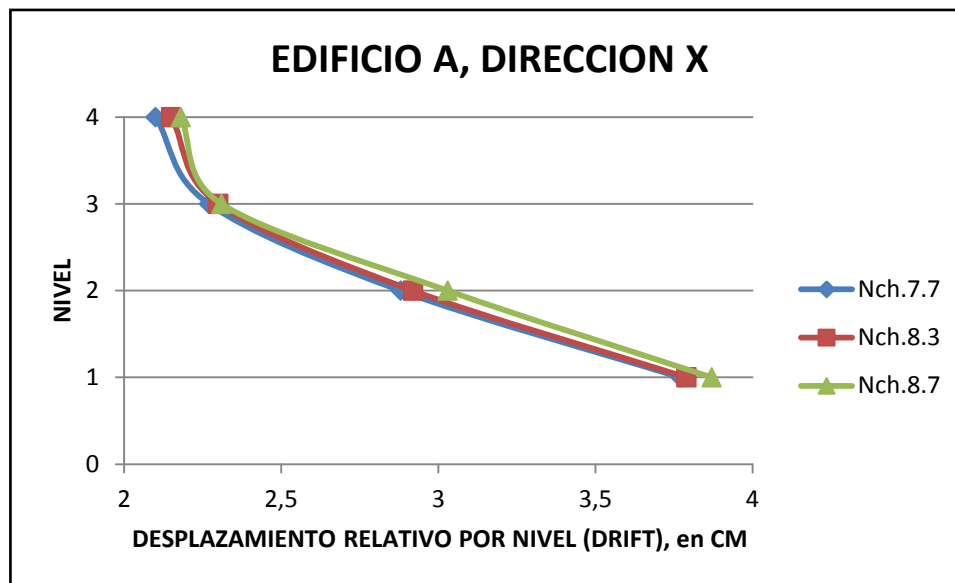


Fig. 3-23: Desplazamientos relativos norma chilena.

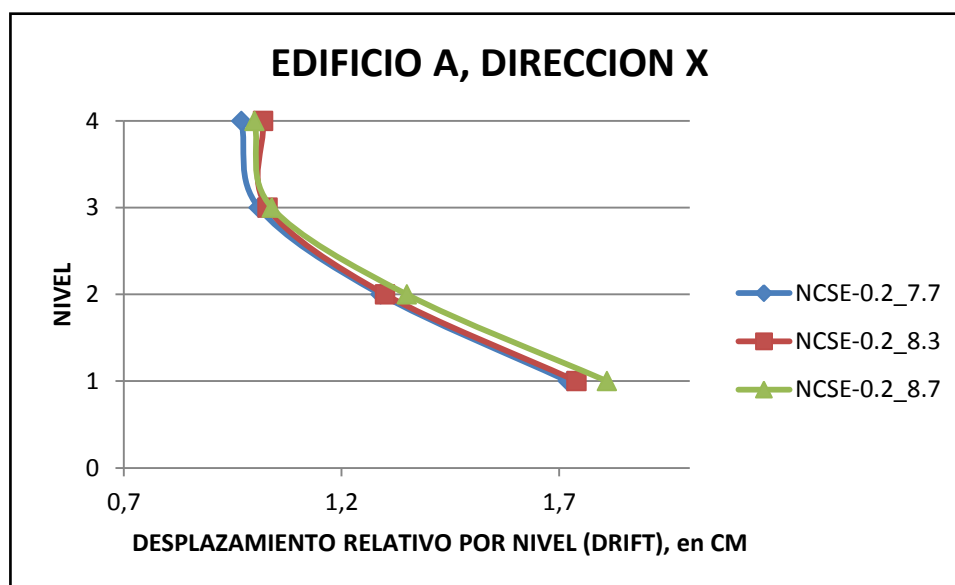


Fig. 3-24: Desplazamientos relativos norma española.



Desplazamientos laterales en dirección Y:

PISO	Nch.7.7	Nch.8.3	Nch.8.7	NCSE-02 7.7	NCSE-02 8.3	NCSE-02 8.7
1	1,01	1,02	1,06	0,49	0,55	0,64
2	0,76	0,77	0,8	0,3	0,31	0,33
3	0,52	0,55	0,58	0,33	0,35	0,37
4	0,56	0,58	0,67	0,26	0,27	0,31

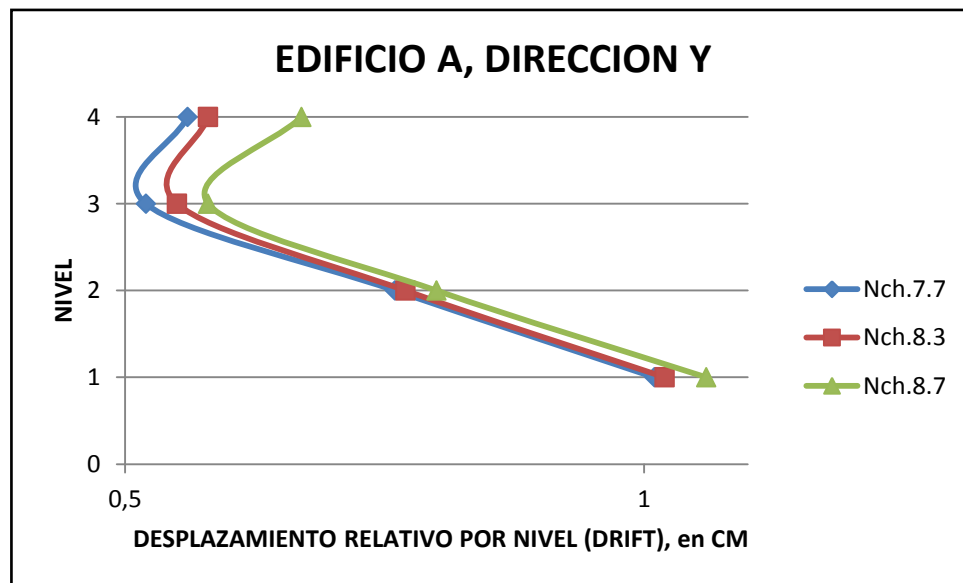


Fig. 3-25: Desplazamientos relativos norma chilena.

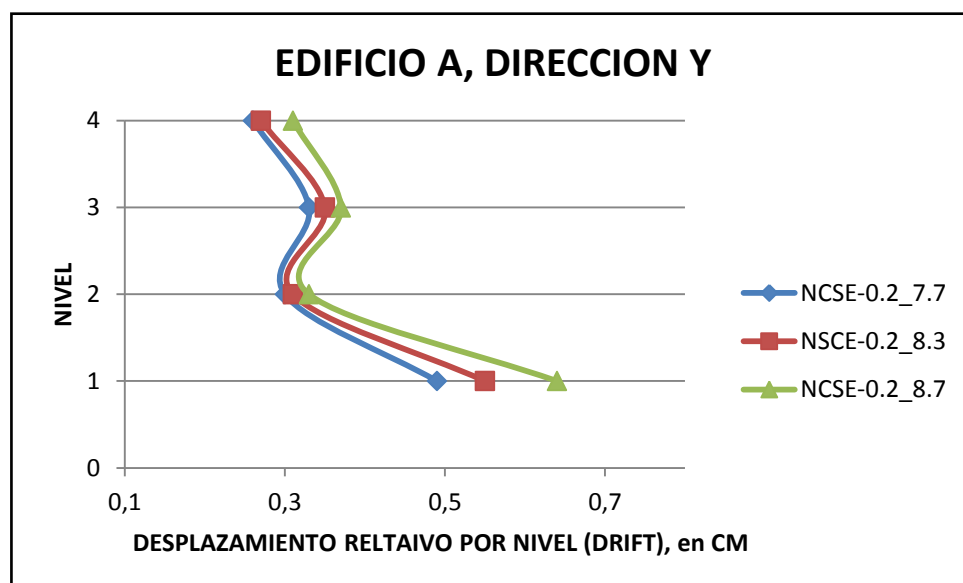


Fig. 3-26: Desplazamientos relativos norma española.



3.1.2.2. Edificio B

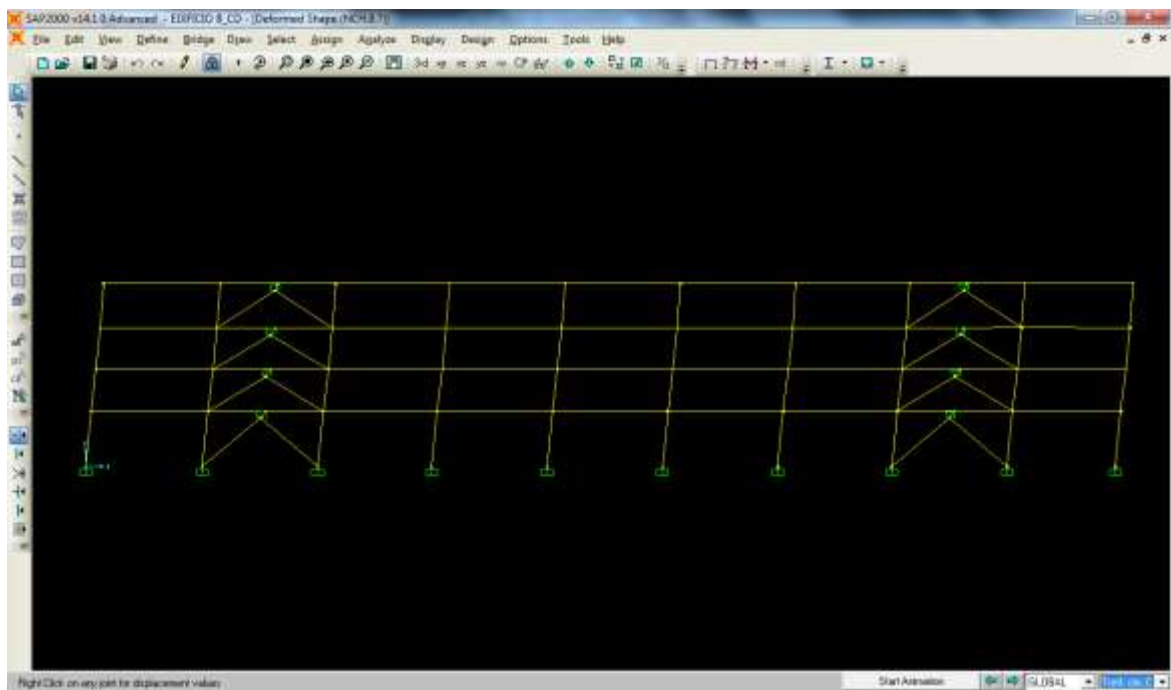


Fig. 3-27: Deformada en eje X.

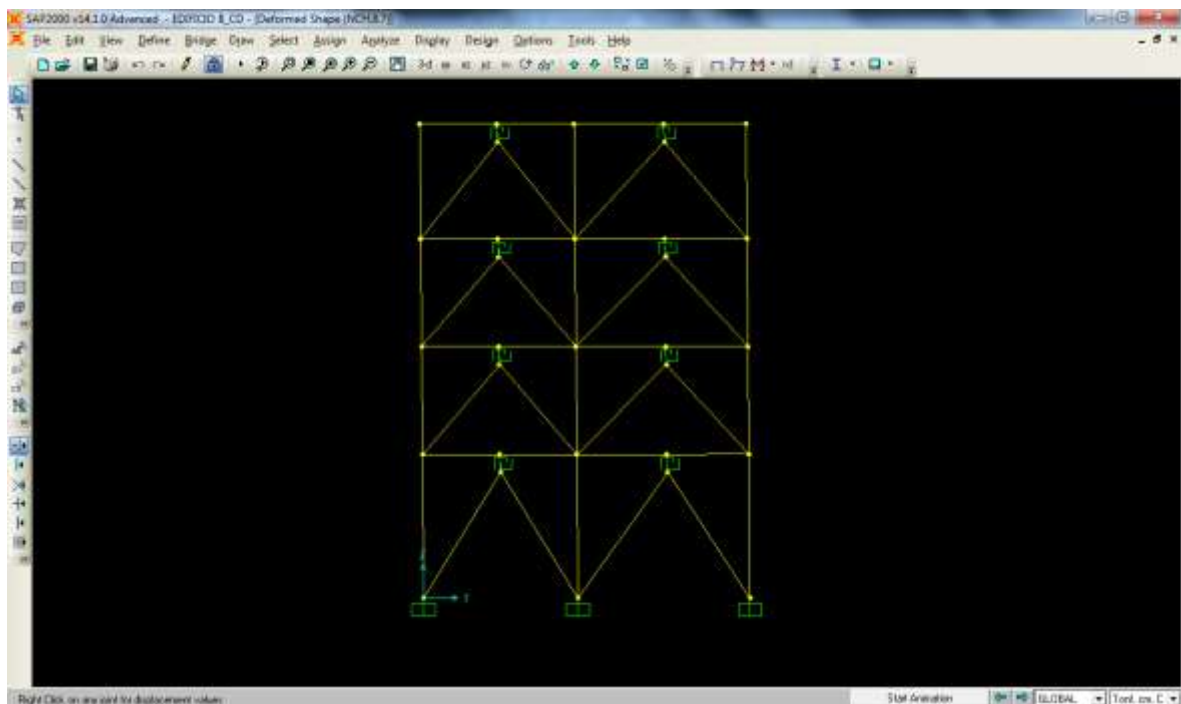


Fig. 3-28: Deformada en eje Y.



Desplazamientos laterales en dirección X:

PISO	Nch.7.7	Nch.8.3	Nch.8.7	NCSE-02 7.7	NCSE-02 8.3	NCSE-02 8.7
1	3,81	4,13	4,25	2,01	2,49	2,85
2	3,79	4,07	4,01	2,56	3,04	3,2
3	3,13	3,33	3,28	2,42	2,52	2,65
4	2,32	2,46	2,59	1,74	1,98	2,2

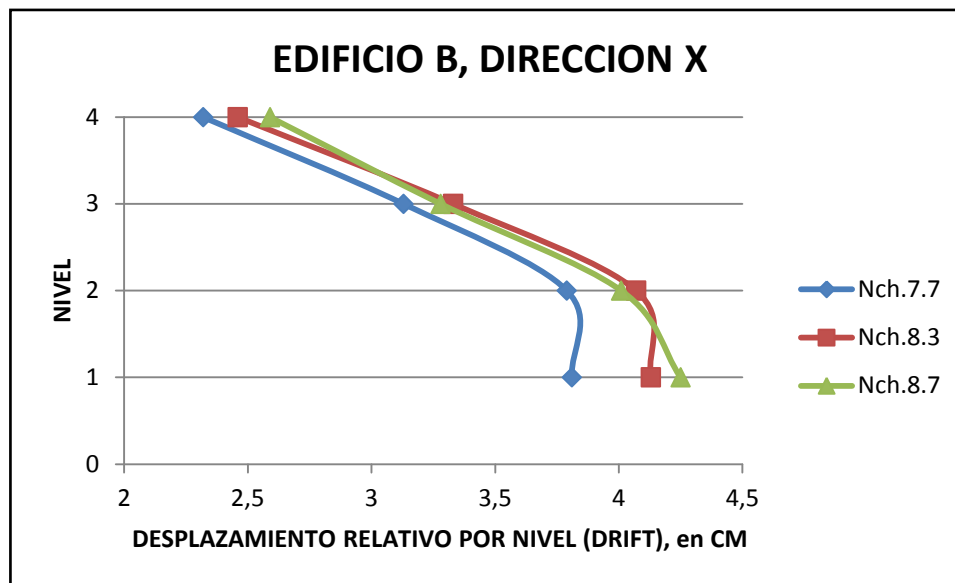


Fig. 3-29: Desplazamientos relativos norma chilena.

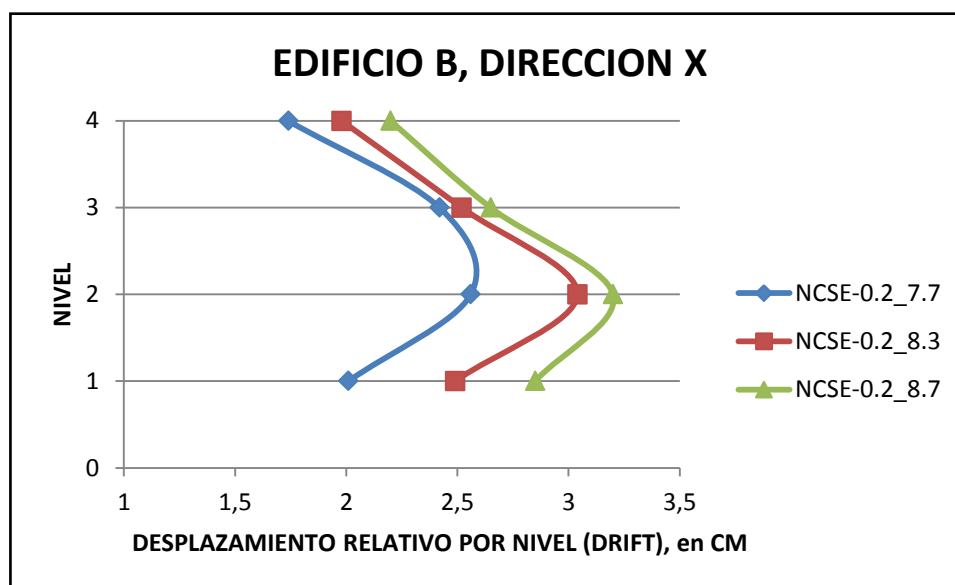


Fig. 3-30: Desplazamientos relativos norma española.



Desplazamientos laterales en dirección Y:

PISO	Nch.7.7	Nch.8.3	Nch.8.7	NCSE-02 7.7	NCSE-02 8.3	NCSE-02 8.7
1	0,49	0,56	0,55	0,48	0,55	0,55
2	0,35	0,41	0,39	0,38	0,4	0,4
3	0,35	0,38	0,38	0,35	0,39	0,38
4	0,36	0,42	0,38	0,37	0,4	0,39

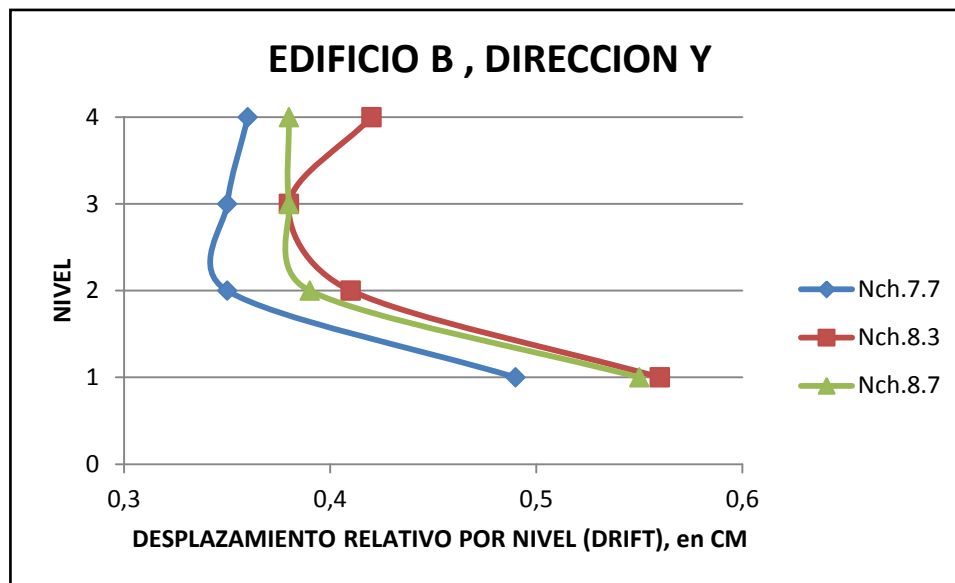


Fig. 3-31: Desplazamientos relativos norma chilena.

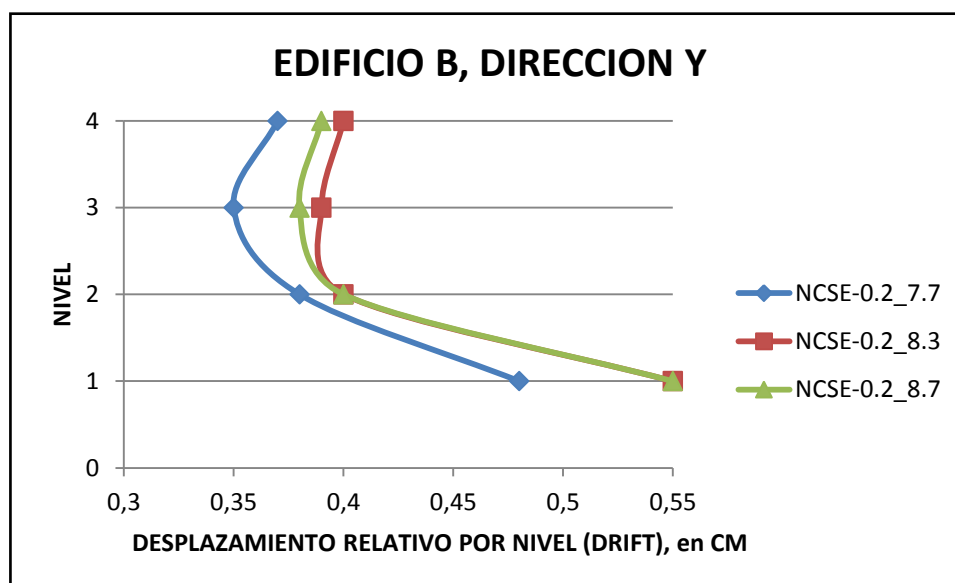


Fig. 3-32: Desplazamientos relativos norma española.



3.1.2.3. Edificio C

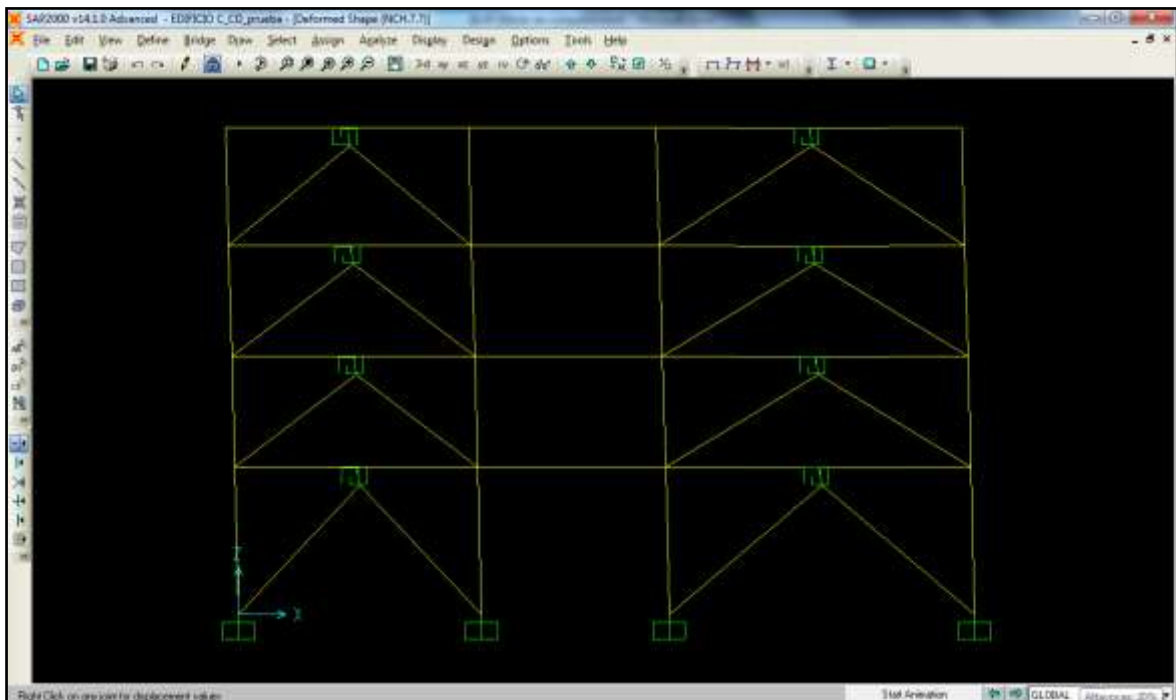


Fig. 3-33: Deformada en eje X.

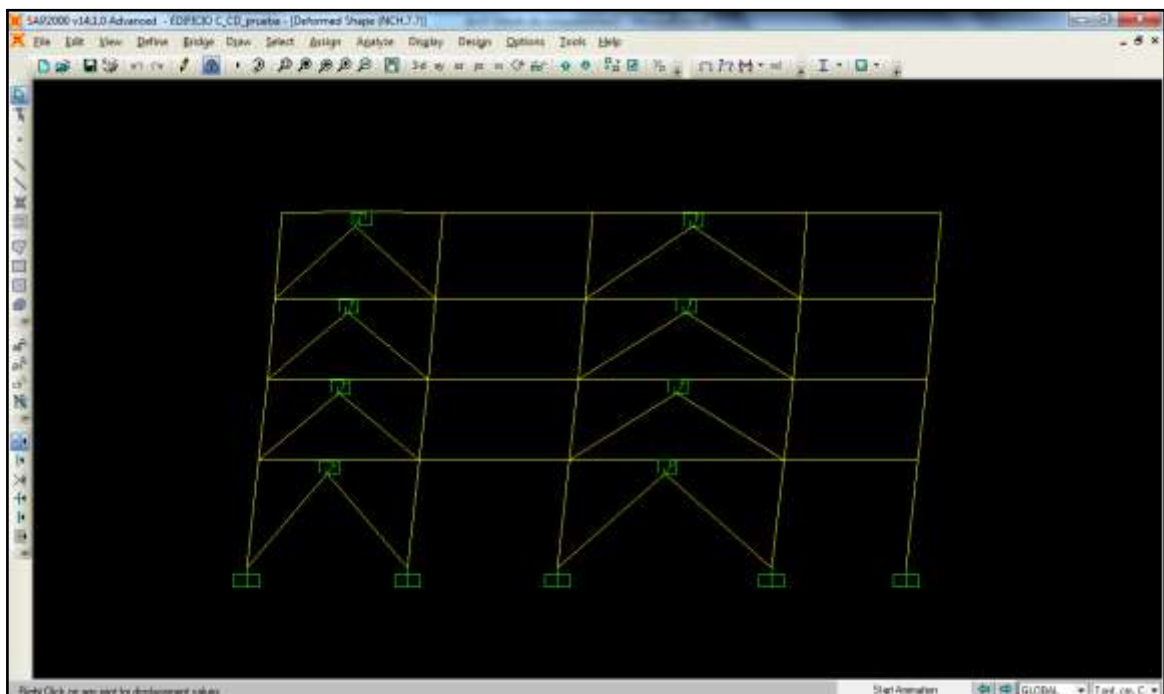


Fig. 3-34: Deformada en eje Y.



Desplazamientos laterales en dirección X:

PISO	Nch.7.7	Nch.8.3	Nch.8.7	NCSE-02 7.7	NCSE-02 8.3	NCSE-02 8.7
1	0,58	0,65	0,71	0,29	0,31	0,32
2	0,69	0,74	0,83	0,31	0,34	0,35
3	0,62	0,63	0,67	0,32	0,33	0,35
4	0,48	0,52	0,53	0,22	0,23	0,25

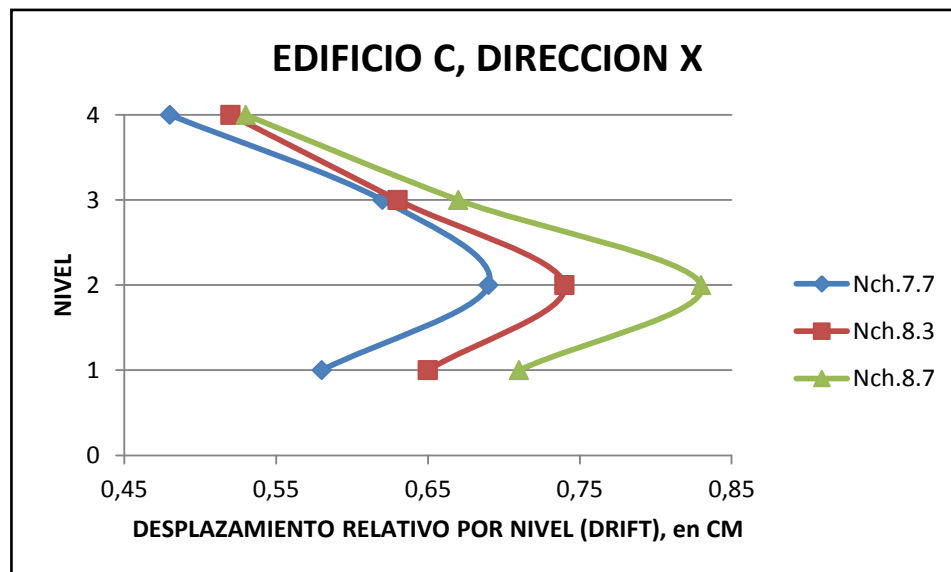


Fig. 3-35: Desplazamientos relativos norma chilena.

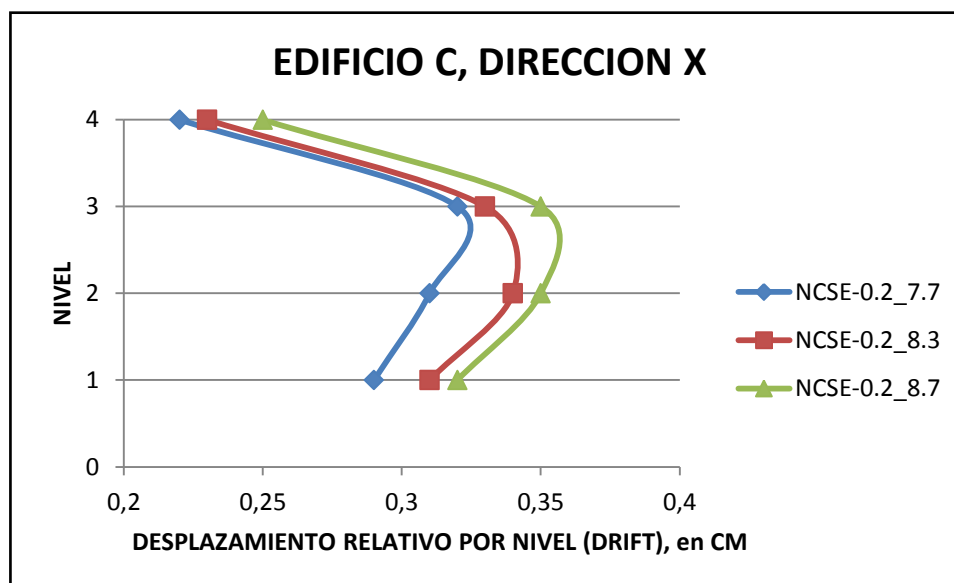


Fig. 3-36: Desplazamientos relativos norma española.



Desplazamientos laterales en dirección Y:

PISO	Nch.7.7	Nch.8.3	Nch.8.7	NCSE-02 7.7	NCSE-02 8.3	NCSE-02 8.7
1	2,22	2,32	2,39	0,85	0,88	0,91
2	1,85	1,96	2,06	0,58	0,67	0,72
3	1,3	1,39	1,62	0,24	0,38	0,48
4	1,58	1,74	1,91	0,48	0,53	0,61

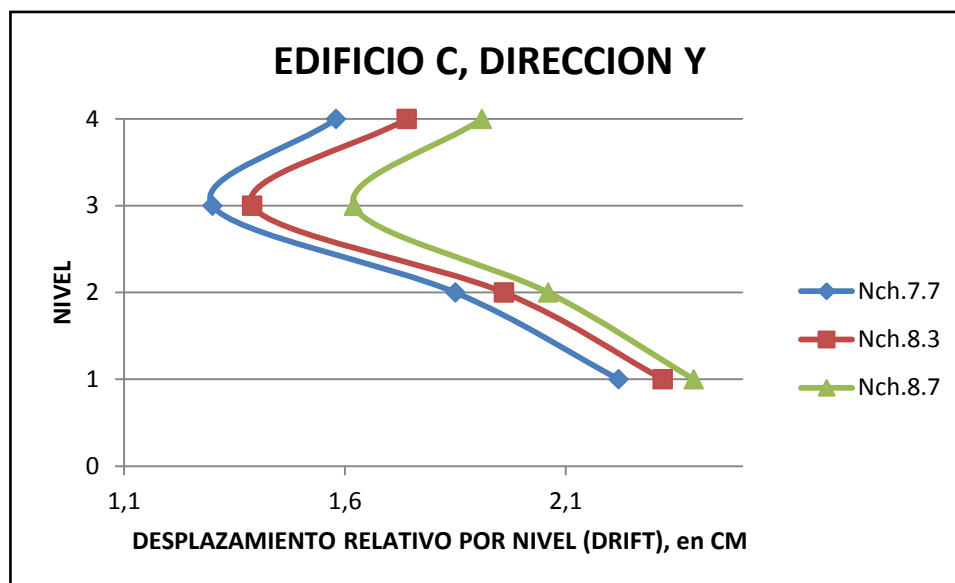


Fig. 3-37: Desplazamientos relativos norma chilena.

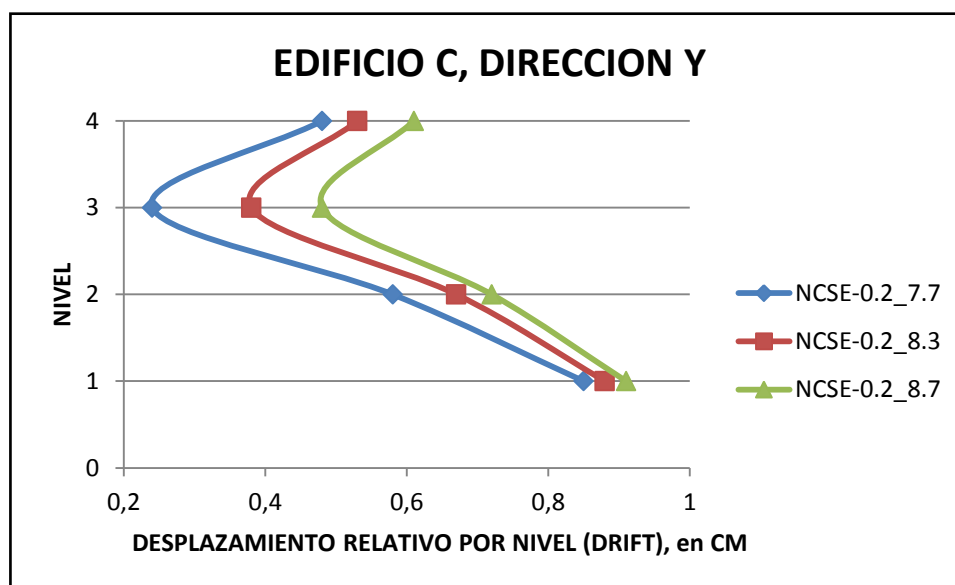


Fig. 3-38: Desplazamientos relativos norma española.



3.2. COMPARACIÓN DE RESULTADOS

3.2.1. Edificio A

(Factor r). Dirección X:

PISO	Nch.7.7	Nch.8.3	Nch.8.7	NCSE-02 7.7	NCSE-02 8.3	NCSE-02 8.7
1	0,89	0,85	0,82	0,98	0,97	0,95
2	0,73	0,71	0,69	0,81	0,76	0,73
3	0,69	0,66	0,63	0,76	0,75	0,74
4	0,84	0,82	0,79	0,67	0,66	0,63

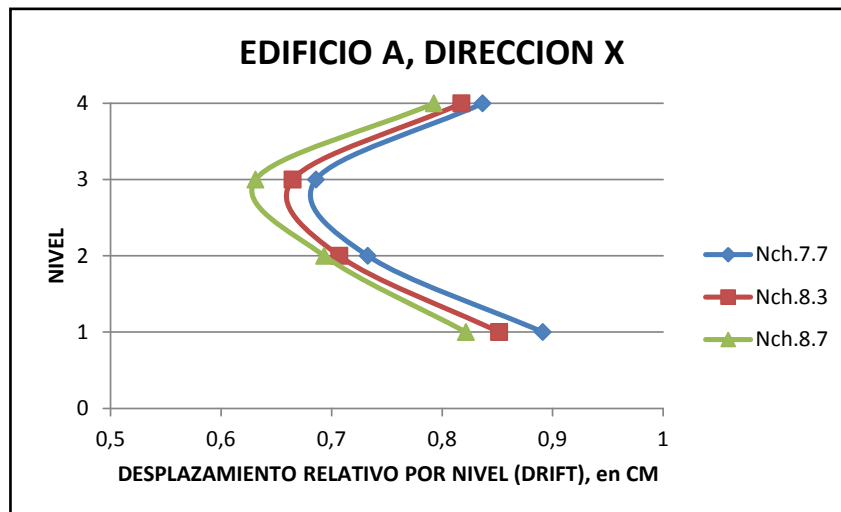


Fig. 3-39: Desplazamientos relativos norma chilena.

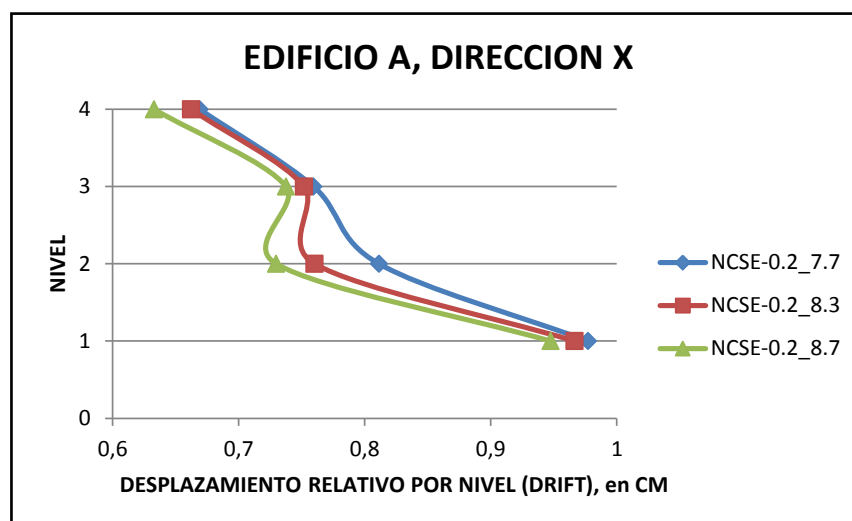


Fig. 3-40: Desplazamientos relativos norma española.



Dirección Y:

PISO	Nch.7.7	Nch.8.3	Nch.8.7	NCSE-02 7.7	NCSE-02 8.3	NCSE-02 8.7
1	0,72	0,71	0,67	0,72	0,71	0,70
2	0,57	0,56	0,54	0,56	0,54	0,53
3	0,54	0,51	0,48	0,70	0,67	0,67
4	0,55	0,53	0,51	0,62	0,61	0,58

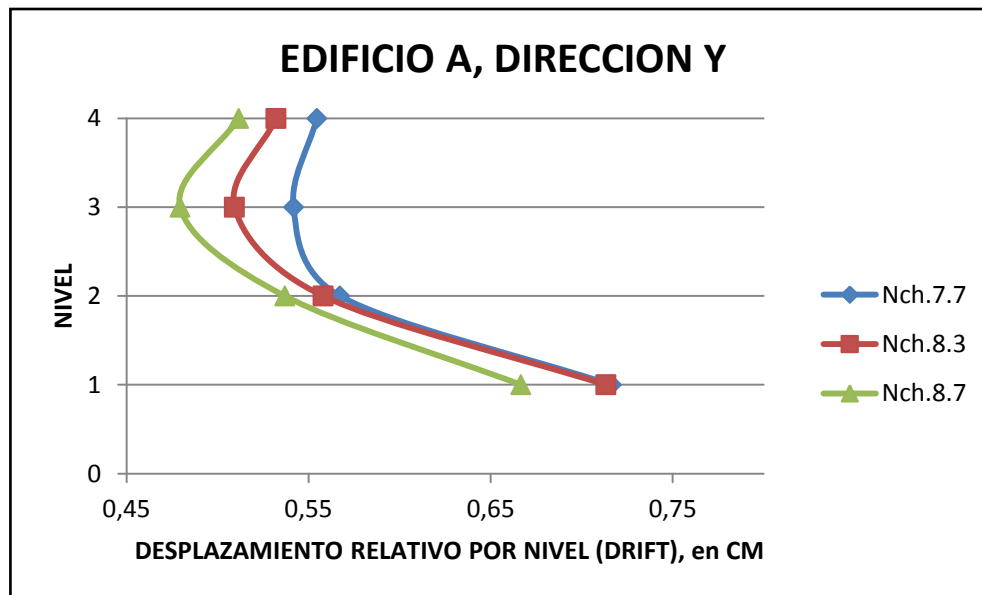


Fig. 3-41: Desplazamientos relativos norma chilena.

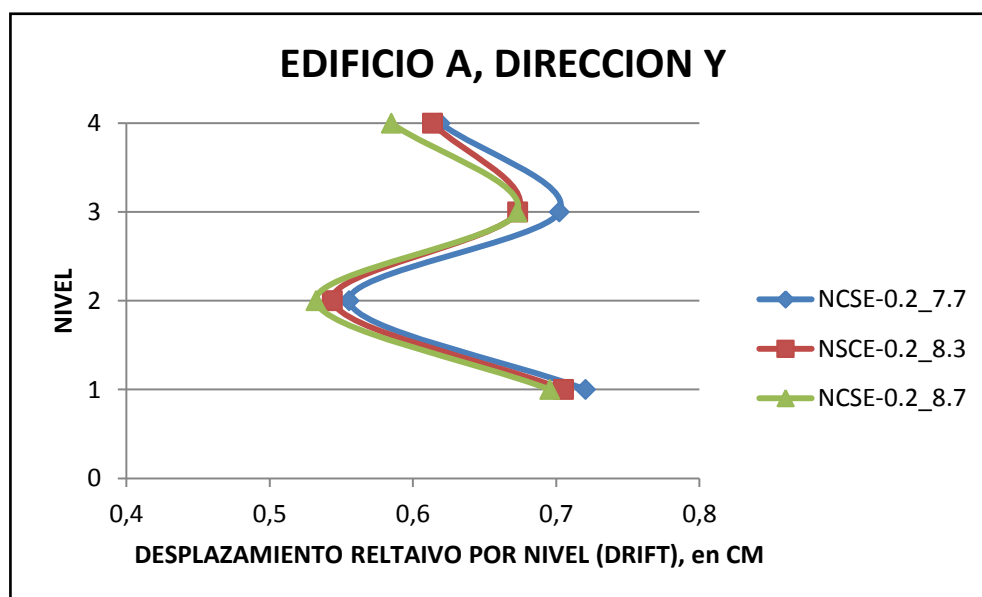


Fig. 3-42: Desplazamientos relativos norma española.



Reducción de desplazamientos:

Dirección X:

PISO	Nch.7.7	Nch.8.3	Nch.8.7	NCSE-02 7.7	NCSE-02 8.3	NCSE-02 8.7
1	10,87%	14,83%	17,83%	2,27%	3,33%	5,24%
2	26,72%	29,30%	30,66%	18,87%	23,98%	27,03%
3	31,42%	33,53%	36,89%	24,06%	24,82%	26,24%
4	16,33%	18,25%	20,73%	33,10%	33,77%	36,71%

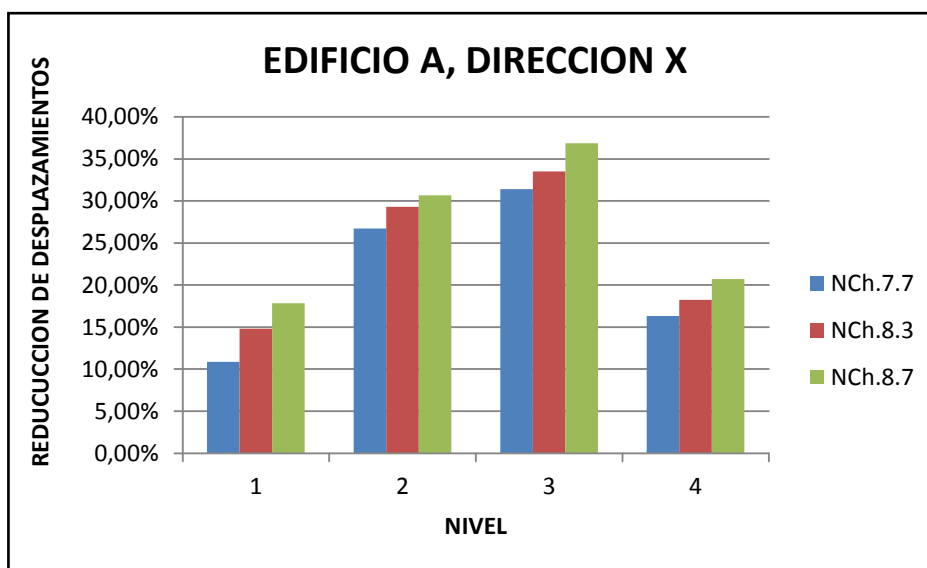


Fig. 3-43: Reducción de desplazamientos en porcentaje, norma chilena.

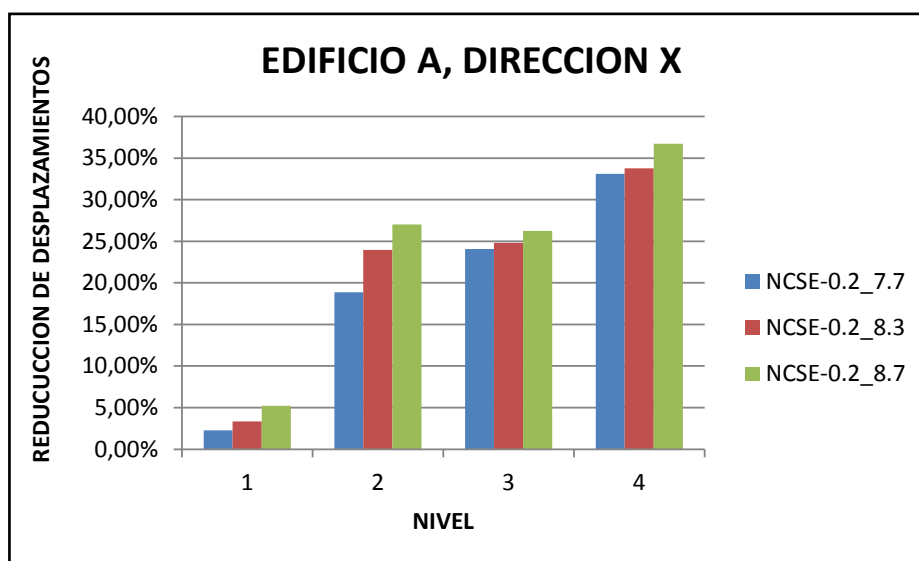


Fig. 3-44: Reducción de desplazamientos en porcentaje, norma española.



Dirección Y:

PISO	Nch.7.7	Nch.8.3	Nch.8.7	NCSE-02 7.7	NCSE-02 8.3	NCSE-02 8.7
1	28,37%	28,67%	33,33%	27,94%	29,49%	30,43%
2	43,28%	44,20%	46,31%	44,44%	45,61%	46,77%
3	45,83%	49,07%	52,07%	29,79%	32,69%	32,73%
4	44,55%	46,79%	48,85%	38,10%	38,64%	41,51%

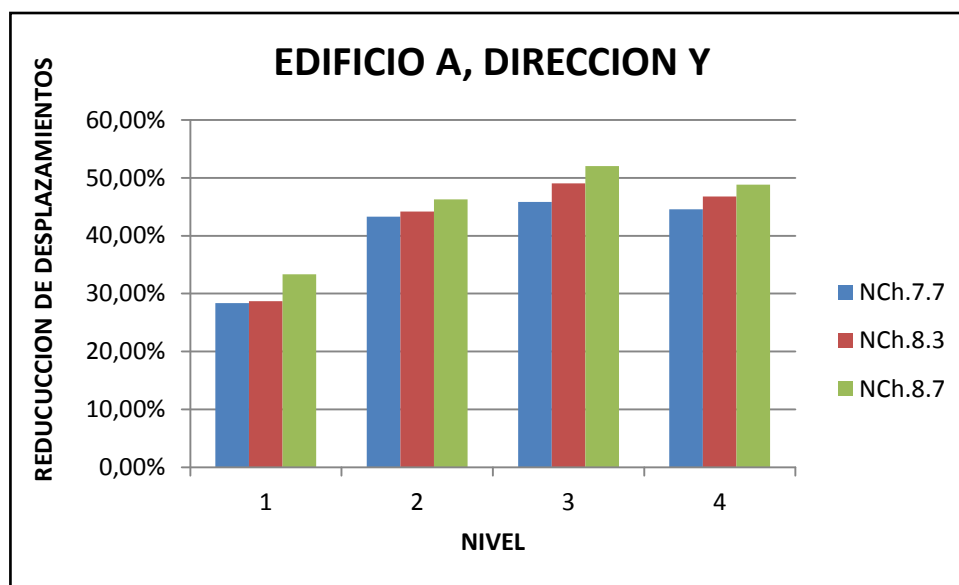


Fig. 3-45: Reducción de desplazamientos en porcentaje, norma chilena.

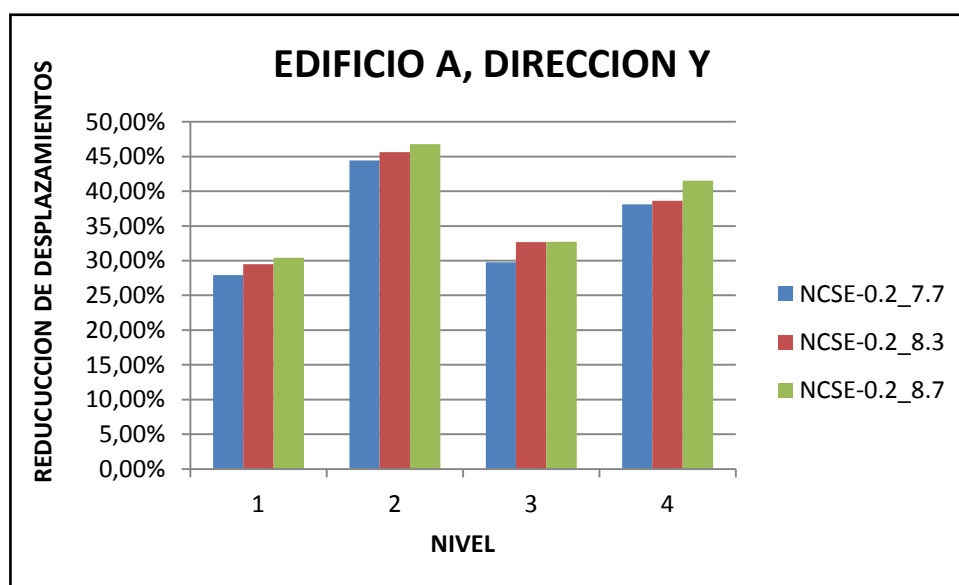


Fig. 3-46: Reducción de desplazamientos en porcentaje, norma española.



3.2.2. Edificio B

(Factor r). Dirección X:

PISO	Nch.7.7	Nch.8.3	Nch.8.7	NCSE-02 7.7	NCSE-02 8.3	NCSE-02 8.7
1	0,98	0,95	0,92	0,90	0,86	0,83
2	0,87	0,84	0,78	0,70	0,69	0,66
3	0,83	0,80	0,74	0,69	0,67	0,64
4	0,87	0,83	0,81	0,80	0,74	0,73

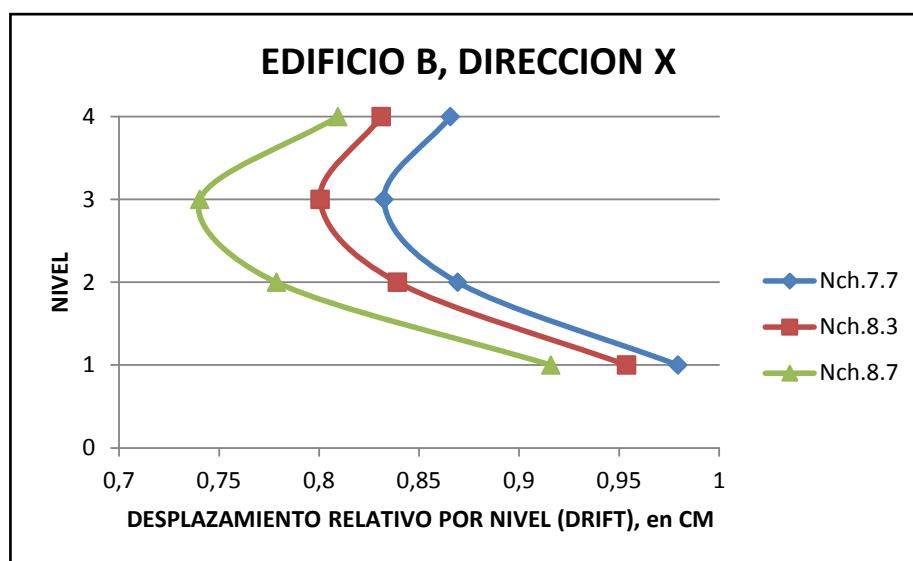


Fig. 3-47: Desplazamientos relativos norma chilena.

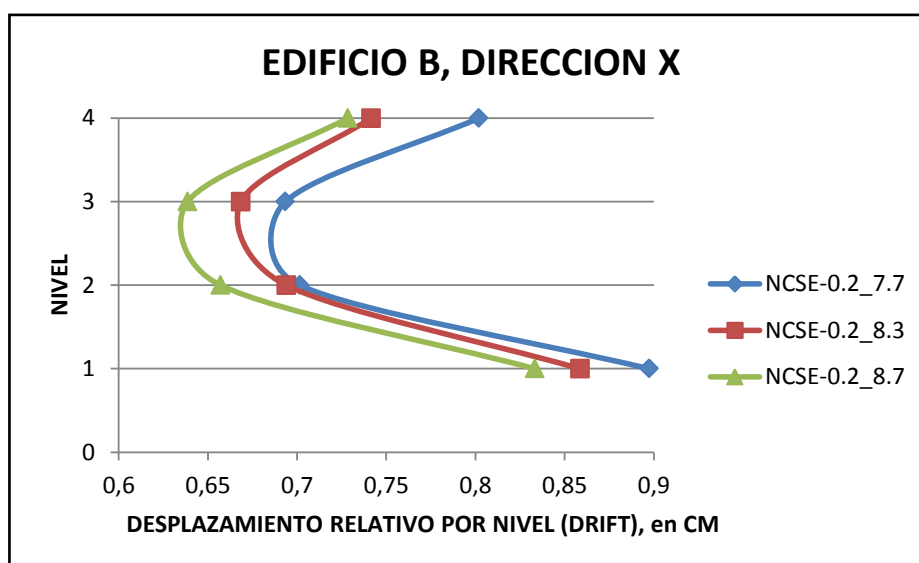


Fig. 3-48: Desplazamientos relativos norma española.



Dirección Y:

PISO	Nch.7.7	Nch.8.3	Nch.8.7	NCSE-02 7.7	NCSE-02 8.3	NCSE-02 8.7
1	0,88	0,85	0,80	0,83	0,81	0,76
2	0,81	0,77	0,71	0,75	0,73	0,70
3	0,73	0,68	0,66	0,63	0,61	0,57
4	0,82	0,79	0,67	0,80	0,78	0,75

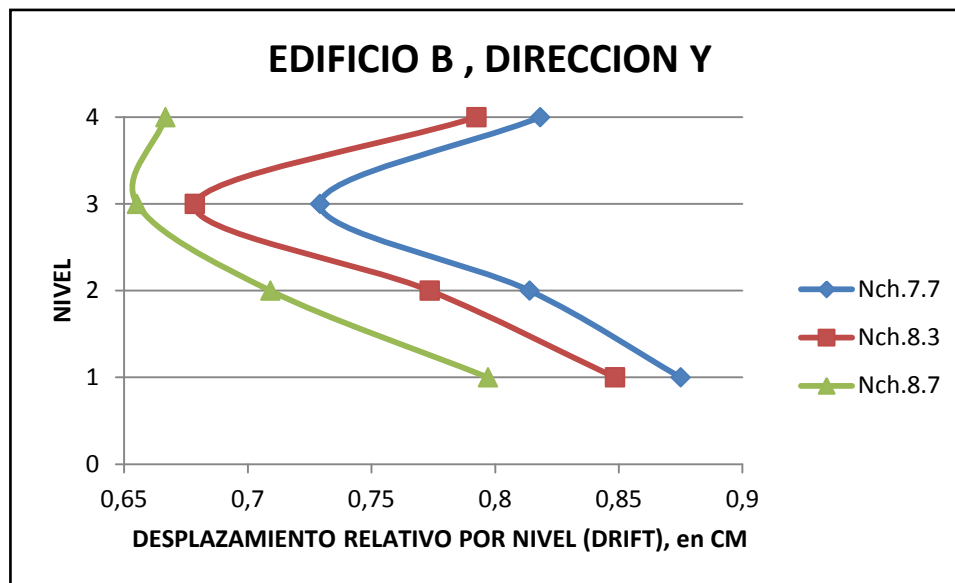


Fig. 3-49: Desplazamientos relativos norma chilena.

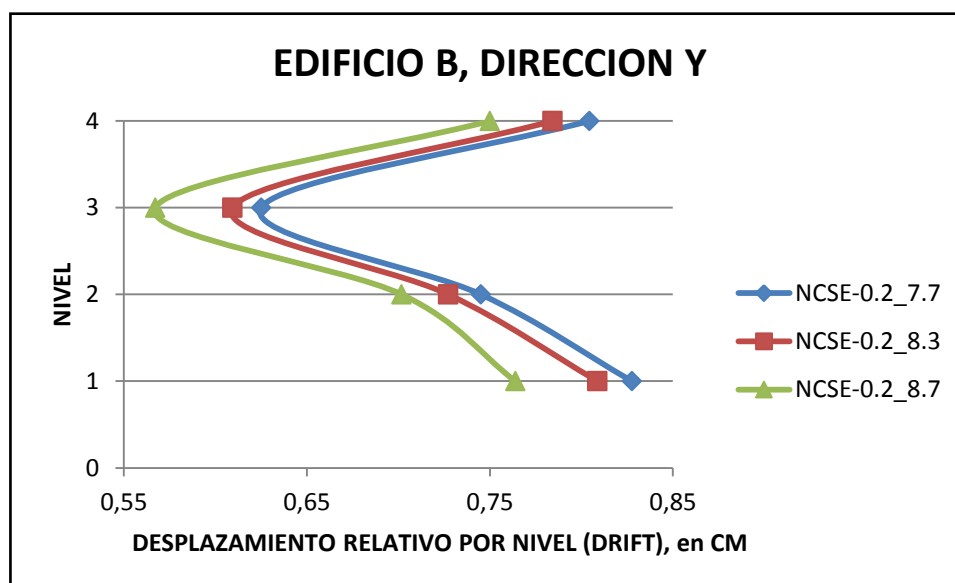


Fig. 3-50: Desplazamientos relativos norma española.



Reducción de desplazamientos:

Dirección X:

PISO	Nch.7.7	Nch.8.3	Nch.8.7	NCSE-02 7.7	NCSE-02 8.3	NCSE-02 8.7
1	2,06%	4,62%	8,41%	10,27%	14,14%	16,67%
2	13,07%	16,08%	22,14%	29,86%	30,59%	34,29%
3	16,76%	19,95%	25,96%	30,66%	33,16%	36,14%
4	13,43%	16,89%	19,06%	19,82%	25,84%	27,15%

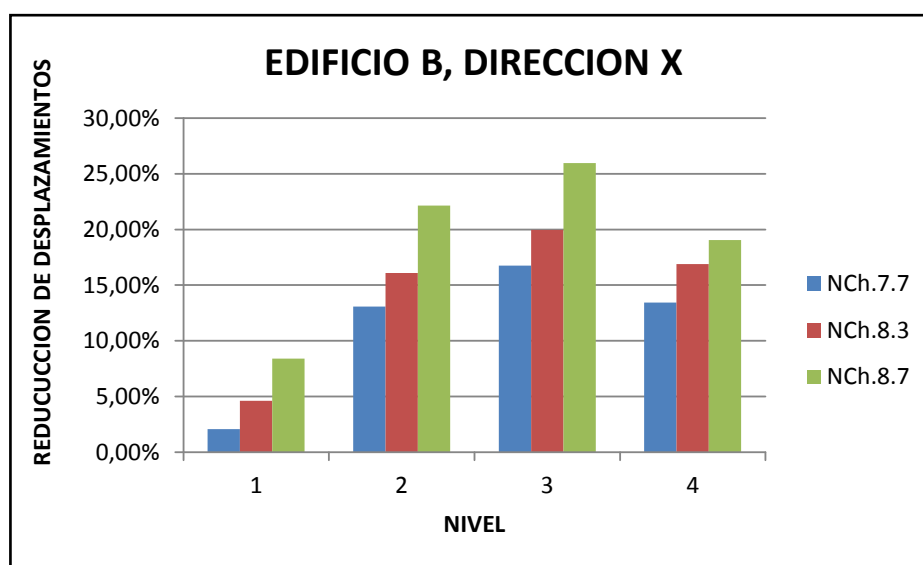


Fig. 3-51: Reducción de desplazamientos en porcentaje, norma chilena.

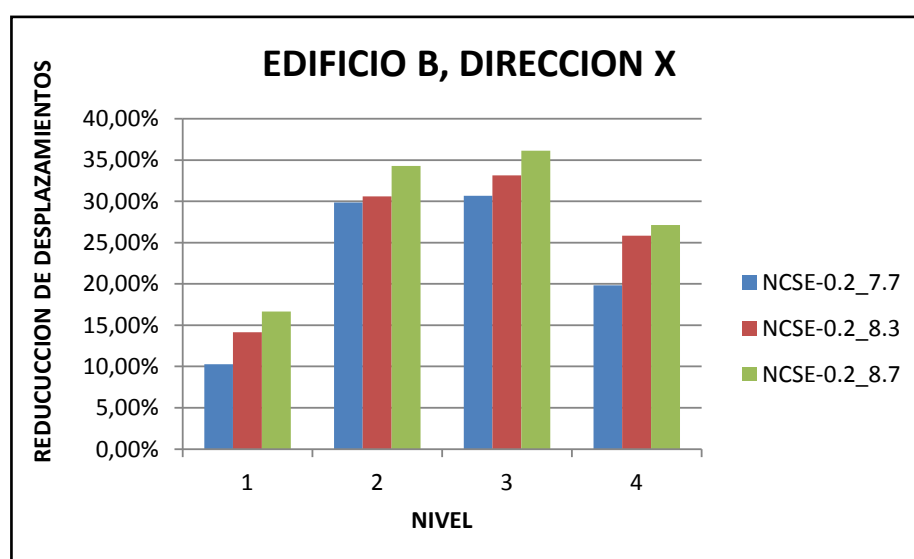


Fig. 3-52: Reducción de desplazamientos en porcentaje, norma española.



Dirección Y:

PISO	Nch.7.7	Nch.8.3	Nch.8.7	NCSE-02 7.7	NCSE-02 8.3	NCSE-02 8.7
1	12,50%	15,15%	20,29%	17,24%	19,12%	23,61%
2	18,60%	22,64%	29,09%	25,49%	27,27%	29,82%
3	27,08%	32,14%	34,48%	37,50%	39,06%	43,28%
4	18,18%	20,75%	33,33%	19,57%	21,57%	25,00%

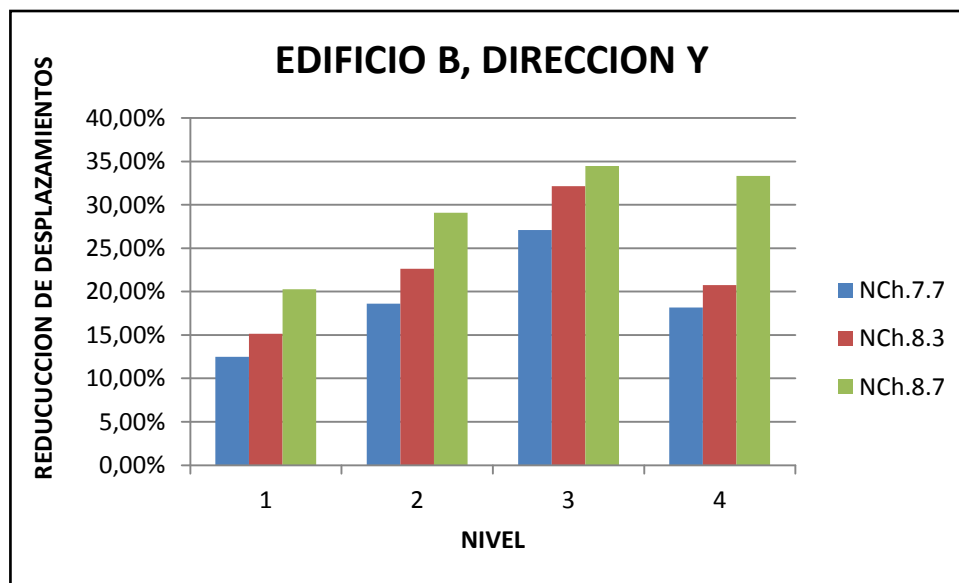


Fig. 3-53: Reducción de desplazamientos en porcentaje, norma chilena.

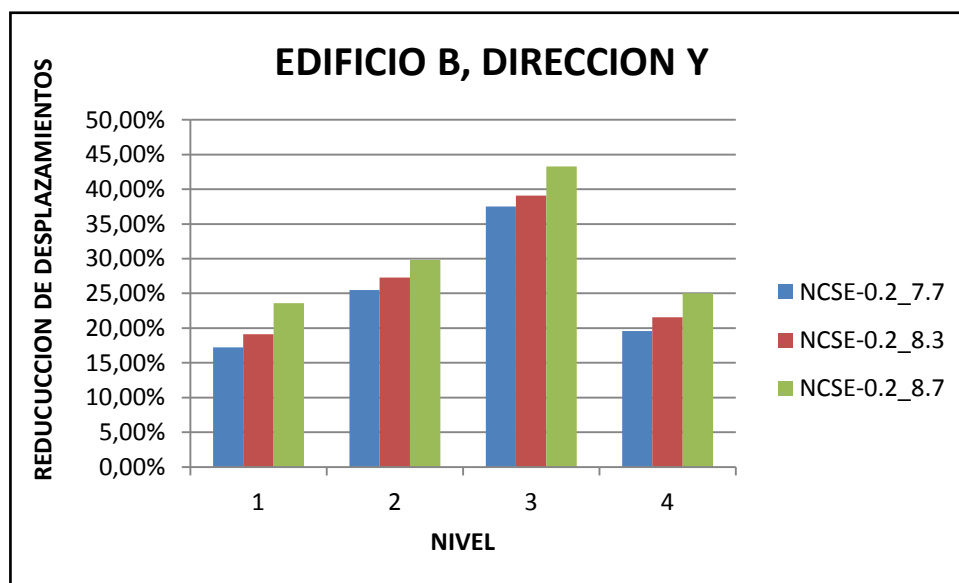


Fig. 3-54: Reducción de desplazamientos en porcentaje, norma española.



3.2.3. Edificio C

(Factor r). Dirección X:

PISO	Nch.7.7	Nch.8.3	Nch.8.7	NCSE-02 7.7	NCSE-02 8.3	NCSE-02 8.7
1	0,89	0,87	0,83	0,85	0,79	0,74
2	0,88	0,85	0,84	0,84	0,81	0,78
3	0,78	0,76	0,72	0,78	0,73	0,71
4	0,81	0,79	0,77	0,81	0,77	0,74

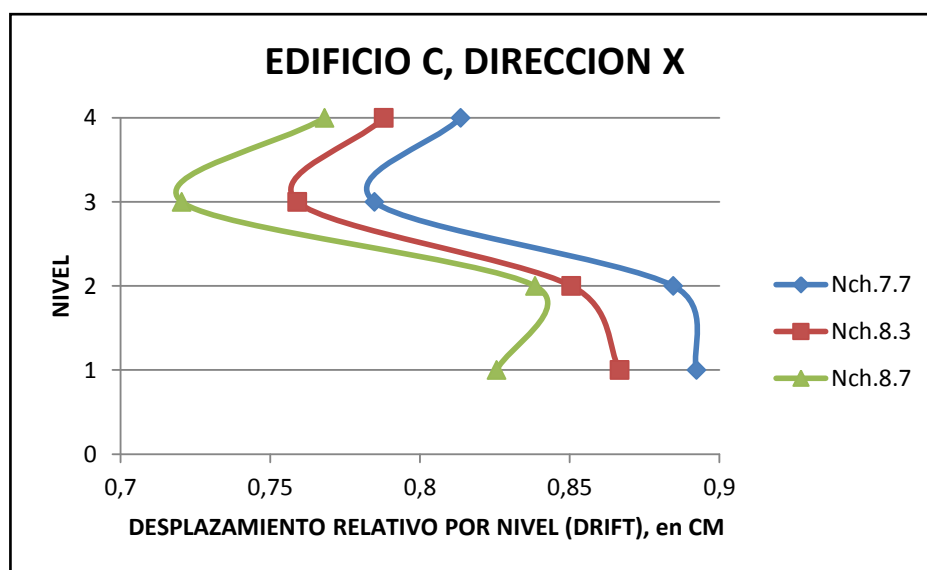


Fig. 3-55: Desplazamientos relativos norma chilena.

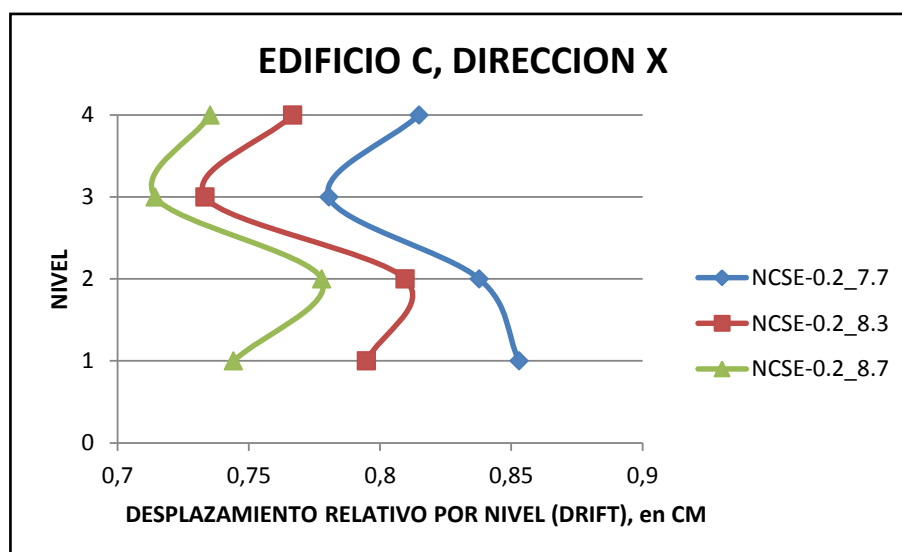


Fig. 3-56: Desplazamientos relativos norma española.



Dirección Y:

PISO	Nch.7.7	Nch.8.3	Nch.8.7	NCSE-02 7.7	NCSE-02 8.3	NCSE-02 8.7
1	0,87	0,86	0,84	0,70	0,66	0,64
2	0,73	0,71	0,69	0,51	0,49	0,46
3	0,67	0,64	0,63	0,52	0,49	0,48
4	0,71	0,67	0,66	0,56	0,52	0,49

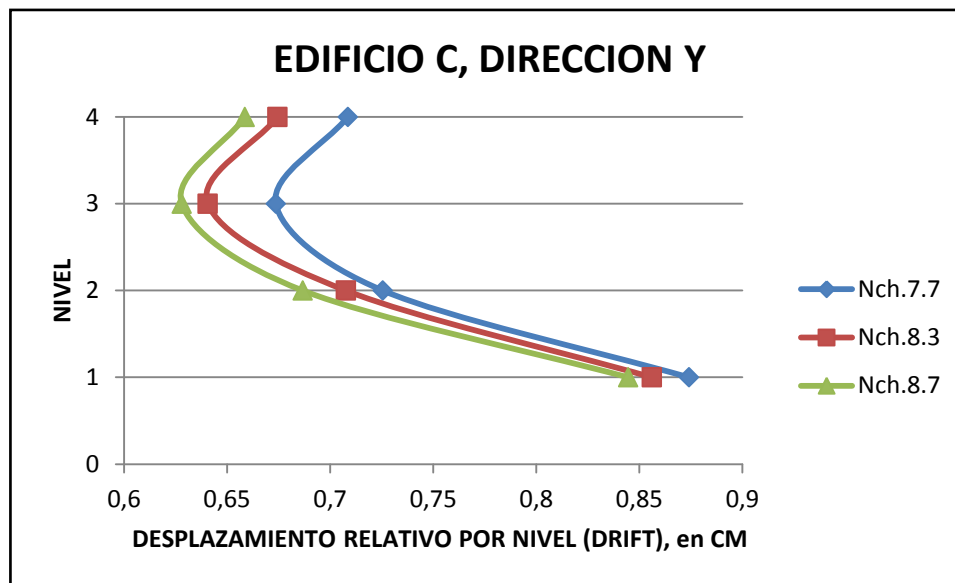


Fig. 3-57: Desplazamientos relativos norma chilena.

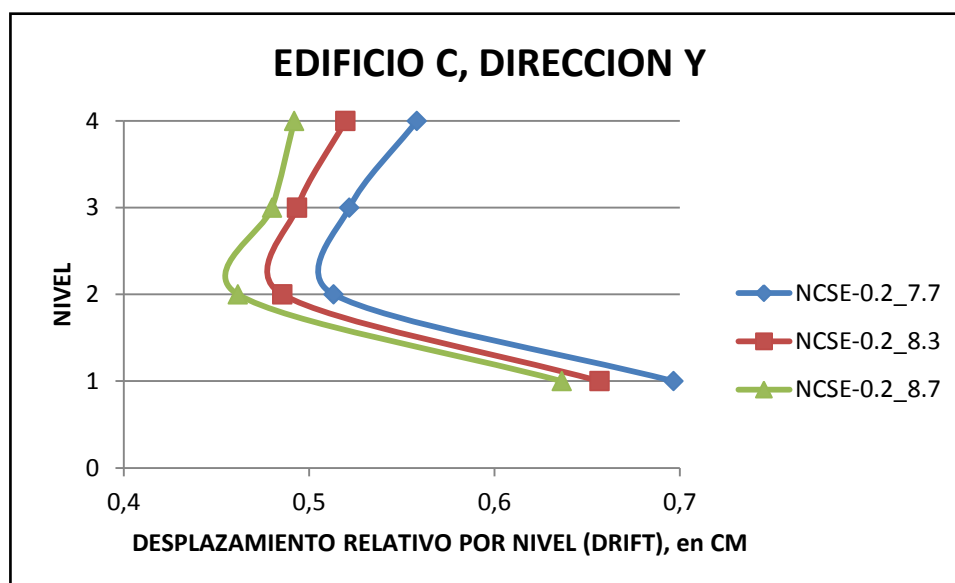


Fig. 3-58: Desplazamientos relativos norma española.



Reducción de desplazamientos:

Dirección X:

PISO	Nch.7.7	Nch.8.3	Nch.8.7	NSCE-02 7.7	NSCE-02 8.3	NSCE-02 8.7
1	10,77%	13,33%	17,44%	14,71%	20,51%	25,58%
2	11,54%	14,94%	16,16%	16,22%	19,05%	22,22%
3	21,52%	24,10%	27,96%	21,95%	26,67%	28,57%
4	18,64%	21,21%	23,19%	18,52%	23,33%	26,47%

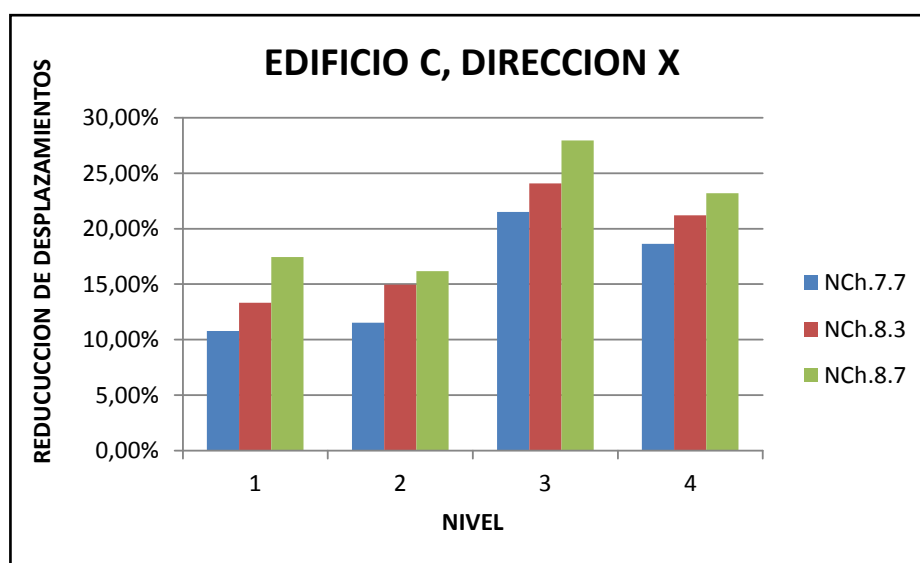


Fig. 3-59: Reducción de desplazamientos en porcentaje, norma chilena.

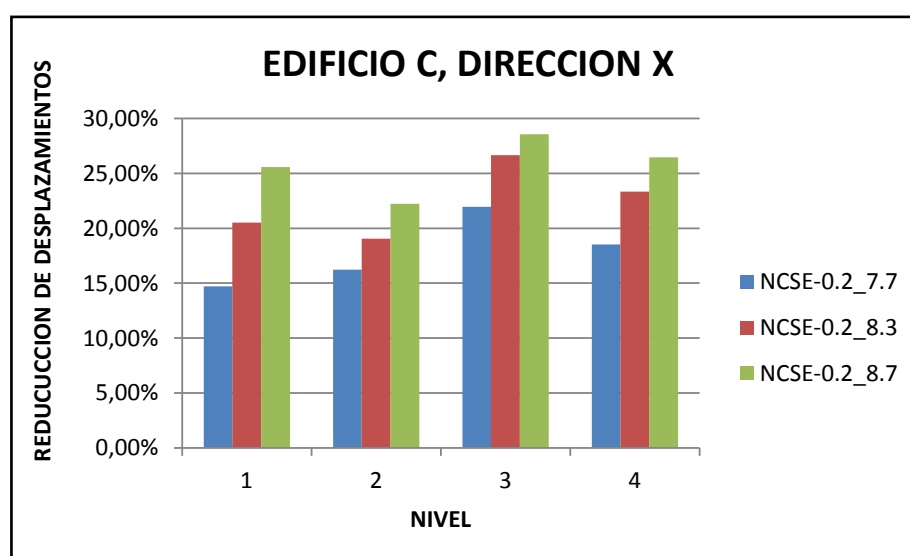


Fig. 3-60: Reducción de desplazamientos en porcentaje, norma española.



Dirección Y:

PISO	Nch.7.7	Nch.8.3	Nch.8.7	NCSE-02 7.7	NCSE-02 8.3	NCSE-02 8.7
1	12,60%	14,39%	15,55%	30,33%	34,33%	36,36%
2	27,45%	29,24%	31,33%	48,67%	51,45%	53,85%
3	32,64%	35,94%	37,21%	47,83%	50,65%	52,00%
4	29,15%	32,56%	34,14%	44,19%	48,04%	50,81%

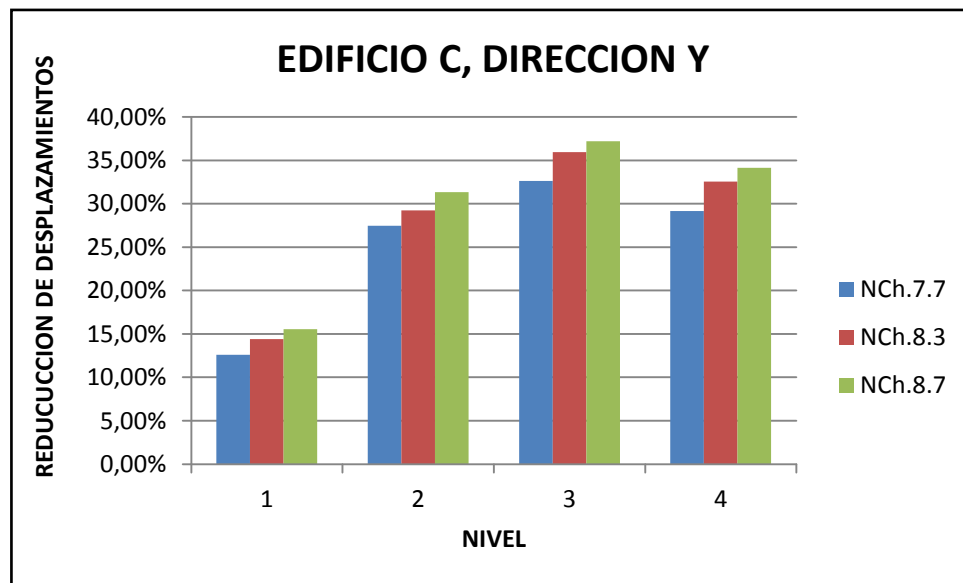


Fig. 3-61: Reducción de desplazamientos en porcentaje, norma chilena.

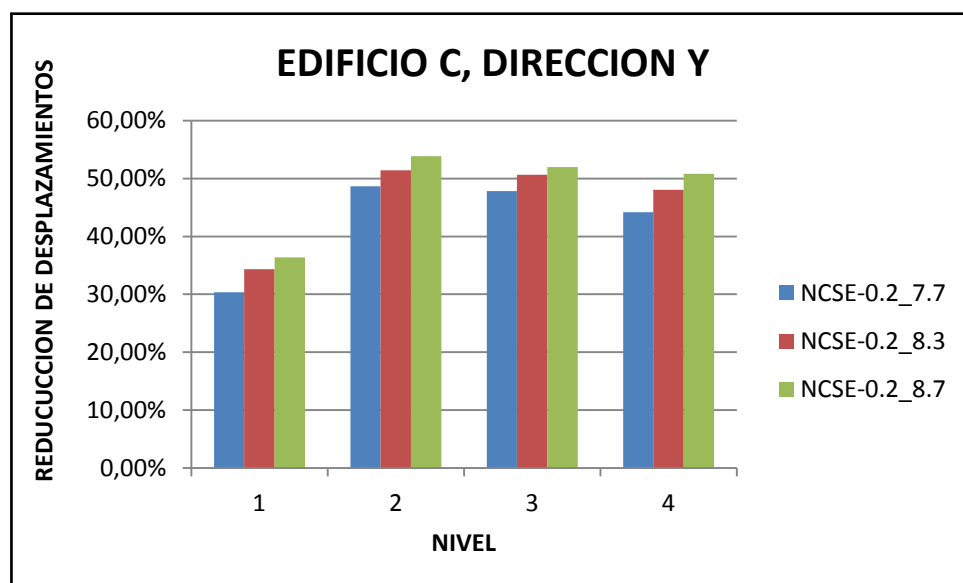


Fig. 3-62: Reducción de desplazamientos en porcentaje, norma española.



3.3. RESUMEN DE LOS RESULTADOS OBTENIDOS

El análisis numérico presentado en los apartados anteriores corresponde un proceso iterativo que busca encontrar la ubicación óptima de los disipadores en las diferentes estructuras que componen el complejo de edificaciones analizadas.

Haciendo un análisis particular a cada uno de los edificios se puede afirmar que:

Edificio A:

Situación sin disipadores de energía:

- ✓ Para las excitaciones impuestas (terremotos sintéticos creados para la Nch.2745 Of.2003 [12] y la NCSE-02 [18]) existe proporcionalidad en la respuesta de la edificación en una misma dirección de análisis.
- ✓ En dirección X los desplazamientos laterales son mayores que en dirección Y.
- ✓ Existe una relación directa entre magnitud de terremoto y desplazamientos laterales.
- ✓ Los mayores desplazamientos laterales para terremotos generados con la Nch.2745 Of.2003 [12] son para el seísmo de magnitud 8.7, alcanzando valores máximos de 5 cm en dirección X mientras que para dirección Y son del orden de 1.5 cm.
- ✓ Los mayores desplazamientos laterales para terremotos generados con la NCSE-02 [18] son para el seísmo de magnitud 8.7, alcanzando valores máximos de 1.9 cm en dirección X mientras que para dirección Y son del orden de 0.9 cm.
- ✓ Los mayores desplazamientos se producen en las dos primeras plantas.
- ✓ La magnitud de los desplazamientos son mayores para el terremoto de la Nch.2745 Of.2003 [12].

Situación con disipadores de energía:

- ✓ Al igual que el caso de un edificio no implementado con disipadores de energía, existe proporcionalidad en la respuesta de la edificación en una misma dirección de análisis.
- ✓ En dirección X los desplazamientos laterales son mayores que en dirección Y.



- ✓ Existe una relación directa entre magnitud de terremoto y desplazamientos laterales.
- ✓ Los mayores desplazamientos laterales para terremotos generados con la Nch.2745 Of.2003 [12] son para el seísmo de magnitud 8.7, alcanzando valores máximos de 4 cm en dirección X mientras que para dirección Y son del orden de 1 cm.
- ✓ Los mayores desplazamientos laterales para terremotos generados con la NCSE-02 [18] son para el seísmo de magnitud 8.7, alcanzando valores máximos de 1.7 cm en dirección X mientras que para dirección Y son del orden de 0.7 cm.
- ✓ Los mayores desplazamientos se producen en las dos primeras plantas.
- ✓ La magnitud de los desplazamientos son mayores para el terremoto de la Nch.2745 Of.2003 [12].

Factor r:

- ✓ Para las excitaciones impuestas, existe proporcionalidad en la respuesta de la edificación en una misma dirección de análisis.
- ✓ En dirección X la magnitud del factor de reducción de desplazamientos laterales es mayor que en dirección Y.
- ✓ Para el caso del terremoto Nch.2745 Of.2003 [12] magnitud 7.7, el factor r en dirección X alcanza un valor máximo del orden de 0.9 mientras que en dirección Y es del orden de 0.7.
- ✓ Para el caso del terremoto NCSE-02 [18] magnitud 7.7, el factor r en dirección X alcanza un valor máximo del orden de 1 mientras que en dirección Y es del orden de 0.75.

Reducción de desplazamientos:

- ✓ Se evidencia una reducción de desplazamientos laterales en cada una de las plantas.
- ✓ Existe una relación directa entre magnitud de terremoto y el porcentaje de reducción de desplazamientos laterales.
- ✓ La reducción porcentual de desplazamientos por planta es mayor para la dirección Y. Alcanzando un valor cercano al 50% para el caso del terremoto Nch.2745



Of.2003 [12] magnitud 8.7 y un valor cercano 45% para el terremoto NCSE-02 [18] magnitud 8.7

Edificio B:

Situación sin disipadores de energía:

- ✓ Para las excitaciones impuestas (terremotos sintéticos creados para la Nch.2745 Of.2003 [12] y la NCSE-02 [18]) existe proporcionalidad en la respuesta de la edificación en una misma dirección de análisis.
- ✓ En dirección X los desplazamientos laterales son mayores que en dirección Y.
- ✓ Existe una relación directa entre magnitud de terremoto y desplazamientos laterales.
- ✓ Los mayores desplazamientos laterales para terremotos generados con la Nch.2745 Of.2003 [12] son para el seísmo de magnitud 8.7, alcanzando valores máximos de 5.2 cm en dirección X mientras que para dirección Y son del orden de 0.7 cm.
- ✓ Los mayores desplazamientos laterales para terremotos generados con la NCSE-02 [18] son para el seísmo de magnitud 8.7, alcanzando valores máximos de 4.8 cm en dirección X mientras que para dirección Y son del orden de 0.65 cm.
- ✓ La magnitud de los desplazamientos son mayores para el terremoto de la Nch.2745 Of.2003 [12].

Situación con disipadores de energía:

- ✓ Al igual que el caso de un edificio no implementado con disipadores de energía, existe proporcionalidad en la respuesta de la edificación en una misma dirección de análisis.
- ✓ En dirección X los desplazamientos laterales son mayores que en dirección Y.
- ✓ Existe una relación directa entre magnitud de terremoto y desplazamientos laterales.
- ✓ Los mayores desplazamientos laterales para terremotos generados con la Nch.2745 Of.2003 [12] son para el seísmo de magnitud 8.7, alcanzando valores máximos de 4.3 cm en dirección X mientras que para dirección Y son del orden de 0.55 cm.



- ✓ Los mayores desplazamientos laterales para terremotos generados con la NCSE-02 [18] son para el seísmo de magnitud 8.7, alcanzando valores máximos de 3.2 cm en dirección X mientras que para dirección Y son del orden de 0.55 cm.
- ✓ Para ambos conjuntos de terremotos los mayores desplazamientos en dirección Y se producen en la primera planta.
- ✓ La magnitud de los desplazamientos son mayores para el terremoto de la Nch.2745 Of.2003 [12].

Factor r:

- ✓ Para las excitaciones impuestas, existe proporcionalidad en la respuesta de la edificación en una misma dirección de análisis.
- ✓ En dirección X la magnitud del factor de reducción de desplazamientos laterales es levemente mayor que en dirección Y.
- ✓ Para el caso del terremoto Nch.2745 Of.2003 [12] magnitud 7.7, el factor r en dirección X alcanza un valor máximo del orden de 0.97 mientras que en dirección Y es del orden de 0.87.
- ✓ Para el caso del terremoto NCSE-02 [18] magnitud 7.7, el factor r en dirección X alcanza un valor máximo del orden de 0.9 mientras que en dirección Y es del orden de 0.83.

Reducción de desplazamientos:

- ✓ Se evidencia una reducción de desplazamientos laterales en cada una de las plantas.
- ✓ Existe una relación directa entre magnitud de terremoto y el porcentaje de reducción de desplazamientos laterales.
- ✓ La reducción porcentual de desplazamientos por planta es mayor para la dirección Y. Alcanzando un valor cercano al 35% para el caso del terremoto Nch.2745 Of.2003 [12] magnitud 8.7 y un valor cercano 43% para el terremoto NCSE-02 [18] magnitud 8.7.



Edificio C:

Situación sin disipadores de energía:

- ✓ Para las excitaciones impuestas (terremotos sintéticos creados para la Nch.2745 Of.2003 [12] y la NCSE-02 [18]) existe proporcionalidad en la respuesta de la edificación en una misma dirección de análisis.
- ✓ En dirección Y los desplazamientos laterales son mayores que en dirección X.
- ✓ Existe una relación directa entre magnitud de terremoto y desplazamientos laterales.
- ✓ Los mayores desplazamientos laterales para terremotos generados con la Nch.2745 Of.2003 [12] son para el seísmo de magnitud 8.7, alcanzando valores máximos de 0.9 cm en dirección X mientras que para dirección Y son del orden de 2.85 cm.
- ✓ Los mayores desplazamientos laterales para terremotos generados con la NCSE-02 [18] son para el seísmo de magnitud 8.7, alcanzando valores máximos de 0.5 cm en dirección X mientras que para dirección Y son del orden de 1.5 cm.
- ✓ La magnitud de los desplazamientos son mayores para el terremoto de la Nch.2745 Of.2003 [12].

Situación con disipadores de energía:

- ✓ Al igual que el caso de un edificio no implementado con disipadores de energía, existe proporcionalidad en la respuesta de la edificación en una misma dirección de análisis.
- ✓ En dirección Y los desplazamientos laterales son mayores que en dirección X.
- ✓ Existe una relación directa entre magnitud de terremoto y desplazamientos laterales.
- ✓ Los mayores desplazamientos laterales para terremotos generados con la Nch.2745 Of.2003 [12] son para el seísmo de magnitud 8.7, alcanzando valores máximos de 0.85 cm en dirección X mientras que para dirección Y son del orden de 2.30 cm.
- ✓ Los mayores desplazamientos laterales para terremotos generados con la NCSE-02 [18] son para el seísmo de magnitud 8.7, alcanzando valores máximos de 0.35 cm en dirección X mientras que para dirección Y son del orden de 0.90 cm.



- ✓ Para ambos conjuntos de terremotos los mayores desplazamientos en dirección Y se producen en la primera planta.
- ✓ La magnitud de los desplazamientos son mayores para el terremoto de la Nch.2745 Of.2003 [12].

Factor r:

- ✓ Para las excitaciones impuestas, existe proporcionalidad en la respuesta de la edificación en una misma dirección de análisis.
- ✓ En dirección X la magnitud del factor de reducción de desplazamientos laterales es levemente mayor que en dirección Y.
- ✓ Para el caso del terremoto Nch.2745 Of.2003 [12] magnitud 7.7, el factor r en dirección X alcanza un valor máximo del orden de 0.9 mientras que en dirección Y es del orden de 0.87.
- ✓ Para el caso del terremoto NCSE-02 [18] magnitud 7.7, el factor r en dirección X alcanza un valor máximo del orden de 0.85 mientras que en dirección Y es del orden de 0.70.

Reducción de desplazamientos:

- ✓ Se evidencia una reducción de desplazamientos laterales en cada una de las plantas.
- ✓ Existe una relación directa entre magnitud de terremoto y el porcentaje de reducción de desplazamientos laterales.
- ✓ La reducción porcentual de desplazamientos por planta es mayor para la dirección Y. Alcanzando un valor cercano al 37% para el caso del terremoto Nch.2745 Of.2003 [12] magnitud 8.7 y un valor cercano 50% para el terremoto NCSE-02 [18] magnitud 8.7.

Finalmente se puede mencionar que:

- ✓ Para el edificio A (caso de la norma chilena), la reducción del desplazamiento lateral promedio en dirección X fue de un 23% y en dirección Y fue de un 42%. Para el caso de la norma española, la reducción del desplazamiento lateral promedio en dirección X fue de un 21% y en dirección Y fue de un 36%.



- ✓ Para el edificio B (caso de la norma chilena), la reducción del desplazamiento lateral promedio en dirección X fue de un 14% y en dirección Y fue de un 23%. Para el caso de la norma española, la reducción del desplazamiento lateral promedio en dirección X fue de un 25% y en dirección Y fue de un 27%.
- ✓ Para el edificio C (caso de la norma chilena), la reducción del desplazamiento lateral promedio en dirección X fue de un 18% y en dirección Y fue de un 27%. Para el caso de la norma española, la reducción del desplazamiento lateral promedio en dirección X fue de un 21% y en dirección Y fue de un 45%.
- ✓ La magnitud promedio de reducción de desplazamientos para el conjunto de los tres edificios varía entre un 22% y un 28% (para el caso de la norma chilena) y entre un 27% y un 32% (para el caso de la norma española).



CAPÍTULO 4

DISCUSIÓN DE RESULTADOS Y

CONCLUSIONES FINALES



4. DISCUSIÓN DE RESULTADOS Y CONCLUSIONES FINALES

En la actualidad existe una gran variedad de técnicas, modelos y sistemas para el control de vibraciones en estructuras, donde la incorporación de éstos depende directamente del tipo de edificación a implementar.

Se puede mencionar además, que no existe un marco normativo para la mayoría de técnicas de aislamiento sísmico. La creación de prescripciones y/o recomendaciones de diseño es una situación compleja y que se encuentra con un gran desfase respecto del estado del arte actual.

Las normas estudiadas (NCh.2745 Of.2003 [12], NCSE-0.2 [18]) no poseen las recomendaciones para el diseño de disipadores de energía instalados en edificios. No obstante, existen consideraciones de control de deformaciones y solicitaciones que si pueden ser utilizadas.

El sistema de reducción de vibraciones elegido en este trabajo, han sido los disipadores de energía metálicos del tipo ADAS de cobre, tomando en consideración dos criterios:

1. La edificación a implementar es flexible, en base a pórticos metálicos.
2. Existen experiencias anteriores para este tipo de disipadores. (De la Llera [5], Esguerra [7], Uliarte [32], Vidal [33]).

La utilización del programa SIMQKE y la metodología propuesta por Morales [21] son una herramienta válida para la generación de un registro sintético compatible con los espectros de diseños propuestos por las normas usadas.

La metodología de trabajo fue un proceso iterativo, variando posiciones y cantidad de disipadores, el que se puede calificar como exitoso, ya que se aprecia un control efectivo de los desplazamientos relativos por nivel.

Se validó la simulación de un disipador a través de la técnica de linealización armónica equivalente. Utilizar una aproximación geométrica para un modelo bilineal representa de una buena manera el comportamiento histerético de los SRV (asociado a las rigideces) y



la obtención del comportamiento no-lineal del amortiguamiento se realiza con datos de ensayos (curvas de histéresis).

Se pudo constatar que la reducción de los desplazamientos relativos (desplazamientos laterales) varía según la configuración estructural de la edificación, intensidad de la excitación, dirección de análisis, cantidad de disipadores y ubicación de estos (en altura como en posición horizontal).

Los desplazamientos relativos (desplazamientos laterales) obedecerían a un comportamiento creciente hasta la tercera planta cambiando su comportamiento, tornándose decreciente en la cuarta planta.

Respecto del porcentaje de reducción de desplazamientos para las estructuras analizadas, se puede afirmar que este oscila entre un 15% y un 40%, resultado que es consecuente con la información bibliográfica revisada.

Es validada la hipótesis presentada por Vidal [33] sobre la existencia de niveles o plantas que resultan ser determinantes para la reducción de los desplazamientos globales de la estructura. El correcto aislamiento de estos niveles conduce a una mayor optimización de materiales y ahorro, por lo que el desarrollo futuro de un algoritmo para lograr una mejor distribución de placas en altura y cantidad, será una herramienta de gran utilidad.

Una alternativa de mejora futura para esta investigación, es verificar la funcionalidad del método en estructuras más altas y con estructuraciones más flexibles, donde según la experiencia de otros autores, la optimización y el control de desplazamientos es aún más notorio.

Como conclusión final se puede afirmar que la incorporación de un sistema reductor de vibraciones a una estructura es un mecanismo efectivo para el control de desplazamientos; Así mismo, implementar un edificio con un sistema de disipadores de energía otorga la posibilidad de inducir zonas de falla previamente identificadas, posibilitando de esta manera una reparación menos costosa y más operativa.



BIBLIOGRAFÍA

1. ARRIAGADA, J. 2005. Aislación sísmica de un edificio de oficinas de siete pisos; Análisis comparativo de comportamiento y costos con un edificio tradicional. Tesis Ing. Civil en Obras Civiles. Valdivia. Universidad Austral de Chile.
2. AVILÉS, R. 2001. Dispositivos para el control de vibraciones. Tesis Ing. Civil en Obras Civiles. Valdivia. Universidad Austral de Chile.
3. CHOPRA, A. K. 2001. Dynamics of structures; Theory and applications to earthquake engineering. 2 ed. New Jersey, Prentice Hall.
4. DE LA CRUZ, S. 2003. Contribution to the assessment of the efficiency of friction dissipators for seismic protection of buildings. PhD Thesis. Barcelona. Universitat Politècnica de Catalunya.
5. DE LA LLERA, J.C.; C. ESGUERRA; J. R. ALMAZÁN. 2004. Earthquake behavior of structures with copper energy dissipators. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*.
6. DE LA LLERA J. C.; J. L. ALMAZÁN; I. J. VIAL. 2005. Torsional balance of planasymmetric structures with frictional dampers: analytical results. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*. John Wiley & Sons.
7. ESGUERRA, C. 2003. Análisis y diseño de estructuras con disipadores metálicos de cobre. Tesis Mag. IEG. Santiago. Pontificia Universidad Católica de Chile.
8. FERNANDEZ – DÁVILA, V.I; E.F, CRUZ. 2005. A05-02 Generación de sismos artificiales a partir de una caracterización de un conjunto de registros de un sismo real. Congreso Chileno de sismología e ingeniería antisísmica IX Jornadas. Concepción. Chile.
9. GASPARINI, D.A. And E.H, VANMARCKE. 1976. "Simulated Earthquake Motions Compatible with Prescribed Response Spectra". M.I.T. Department of civil Engineering Research. Cambridge, Massachusetts. Report R76-4, order N° 52.
10. HOU, S. 1968. "Earthquake simulation models and their applications". M.I.T. Department of civil engineering research. Report R68 – 17.
11. INSTITUTO NACIONAL DE NORMALIZACIÓN (INN). 1996. NCh 433 Of1996; Diseño sísmico de edificios. Santiago, INN-Chile.
12. INSTITUTO NACIONAL DE NORMALIZACIÓN (INN). 2003. NCh 2745 Of2003; Análisis y diseño de edificios con aislamiento sísmica. Santiago, INN-Chile.
13. JENNINGS, P.C., G.W. HOUSNER and N.C, TSAI (1968) "Simulated earthquake motions". Technical Report: Caltech (EERL) Earthquake Engineering Research Laboratory. EERL. 1968.001. California Institute of technology, Pasadena, CA.



14. LAZO, R.G. 2008. Estudio de los daños de los terremotos del 21 y 22 de mayo de 1960. Memoria para optar título de ingeniero civil. Departamento de ingeniería civil. Facultad de Ciencias Físicas y Matemáticas. Universidad de Chile. Santiago, Chile.
15. LEYTON, F.; S.; RUIZ; S.A., SEPULVEDA. 2009. "Preliminary re-evaluation of probabilistic seismic hazard assesment in Chile: from Arica to Taitao Peninsula". Advances in Geosciences.
16. LIU, S.C. 1969. On intensity definitions of earthquakes. Journal of the Structural Division. ASCE.
17. LOMNITZ, C. 1971. Grandes terremotos y Tsunamis en Chile durante el periodo 1535-1955. Revista Geofísica Panamericana. Vol.1.
18. MINISTERIO DE FOMENTO. 2002. Norma de construcción sismorresistente NCSE-02. Parte general y edificación. Boletín oficial del estado. España.
19. MINISTERIO DE FOMENTO. 2007. Norma de construcción sismorresistente: Puentes. Boletín oficial del estado. España.
20. MORALES, F. 2012. Estudio de Acelerogramas Sintéticos, Compatibles con el Espectro de Diseño de la Norma Sísmica Chilena NCh 433 Of.96 Mod.2009 y su Aplicación al Análisis Dinámico de Estructuras de Edificios". Tesis Ing. Civil en Obras Civiles. Valdivia. Universidad Austral de Chile.
21. MORENO, R.G. 2006. Evaluación del riesgo sísmico en edificios mediante análisis estático no lineal: Aplicación a diversos escenarios sísmicos de Barcelona. Tesis Doc. Ing. Sísmica y Dinámica Estructural. Universidad Politécnica de Cataluña.
22. NAEIM, F. KELLY, J. 1999. Design of seismic isolated structures. John Wiley & Sons, Inc.
23. ORDÓÑEZ, D. 1996. Estudio comparativo de la respuesta estructural inelástica de edificios sismorresistentes con aislamiento de base. Tesis Mag. Ing. Sísm. y Dinám. Estr. Universidad Politécnica de Catalunya.
24. OROSCO, L. 2006. Generación de Acelerogramas artificiales compatibles con la sismicidad local. Cuadernos de la Facultad de Ingeniería e Informática UCS. Barcelona. Universitat Politècnica de Catalunya.
25. OVIEDO, J. 2009. Disipadores histeréticos metálicos como técnica de control de respuesta sísmica en edificaciones colombianas. Revista EIA, Núm. 11. Colombia.
26. OYARZO, C. 2009. Métodos de selección y escalamiento de registros sísmicos para análisis de respuesta en el tiempo. Obras y proyectos 5.
27. RUIZ, S. 2002. Fórmulas de atenuación para la subducción de Chile considerando los dos mecanismos principales de sismogénesis y los efectos del suelo y asperezas. Memoria para optar al título de Ingeniero Civil. Departamento de Ingeniería Civil. Facultad de Ciencias Físicas y Matemáticas. Universidad de Chile. Santiago, Chile.



28. SARAGONI, R. 1993. Estudio comparativo de la capacidad destructiva de los terremotos de Chile y México de 1985. Memorias del VIII Seminario Latinoamericano de Ingeniería Sismorresistente y Primeras Jornadas Andinas de Ingeniería Estructural. Mérida, Venezuela.
29. SARAGONI, R. M. SARRAZIN. 2006. Estudio de peligro sísmico, Espectro de diseño y generación de registros artificiales edificios costanera center. S y S Ingenieros Consultores Ltda. Proyecto CENCOSUD SS-05089. Informe SS-0508901e.
30. SARAGONI, R.; S. RUIZ. 2008a. Two peaks response spectra (2PRS) for subduction earthquakes considering soil and source effects. The 14th World conference on earthquake engineering. Beijing. China.
31. SARAGONI, R.; S. RUIZ. 2008b. Riesgo sísmico proyecto Maqueo. S y S Ingenieros Consultores Ltda. Narconsult – Andina. SS-08044. Informe SS-08044-01e.
32. ULIARTE, R. 1998. Sistemas pasivos de disipación de energía para la reducción de vibraciones en estructuras: análisis y diseño. Tesis Mag. IEG. Santiago. Pontificia Universidad Católica de Chile.
33. VIDAL, M. 2008. Análisis y diseño de estructuras con disipadores de energía metálicos en base a criterios de desempeño. Tesis Ing. Civil en Obras Civiles. Valdivia. Universidad Austral de Chile.