



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO

FACULTAD DE INGENIERÍA

**Rehabilitación de Edificios de
Vivienda con Planta Baja Débil
Mediante Dispositivos de Control
por Daño Acumulado en Secuencias
Sísmicas**

TESIS

Que para obtener el título de

Ingeniero Civil

P R E S E N T A

Luis Eduardo González Mosqueda

DIRECTOR DE TESIS

Dr. Miguel Ángel Jaimes Téllez



Ciudad Universitaria, Cd. Mx., 2025



**PROTESTA UNIVERSITARIA DE INTEGRIDAD Y
HONESTIDAD ACADÉMICA Y PROFESIONAL**
(Titulación con trabajo escrito)



De conformidad con lo dispuesto en los artículos 87, fracción V, del Estatuto General, 68, primer párrafo, del Reglamento General de Estudios Universitarios y 26, fracción I, y 35 del Reglamento General de Exámenes, me comprometo en todo tiempo a honrar a la institución y a cumplir con los principios establecidos en el Código de Ética de la Universidad Nacional Autónoma de México, especialmente con los de integridad y honestidad académica.

De acuerdo con lo anterior, manifiesto que el trabajo escrito titulado REHABILITACION DE EDIFICOS DE VIVIENDA CON PLANTA BAJA DEBIL MEDIANTE DISPOSITIVOS DE CONTROL POR DAÑO ACUMULADO EN SECUNCIAS SISMICAS que presenté para obtener el título de INGENIERO CIVIL es original, de mi autoría y lo realicé con el rigor metodológico exigido por mi Entidad Académica, citando las fuentes de ideas, textos, imágenes, gráficos u otro tipo de obras empleadas para su desarrollo.

En consecuencia, acepto que la falta de cumplimiento de las disposiciones reglamentarias y normativas de la Universidad, en particular las ya referidas en el Código de Ética, llevará a la nulidad de los actos de carácter académico administrativo del proceso de titulación.

LUIS EDUARDO GONZALEZ MOSQUEDA
Número de cuenta: 317720947

DEDICATORIA

*A mis padres, Norma Mosqueda y Jorge González,
por su amor, cariño y apoyo incondicional.
Este logro es el reflejo de sus enseñanzas y valores.*

*A mi hermano mayor, Raúl González, por su apoyo,
ser un guía y estar como profesor en momentos de duda.*

*La disciplina es el puente entre tus metas y tus logros
– Jim Rohn –*

AGRADECIMIENTOS

A la Facultad de Ingeniería y a la Universidad Nacional Autónoma de México por ser la casa de estudio en mi formación académica, personal y profesional. Además de las experiencias vividas a lo largo de los años en mi paso como estudiante dentro de la institución.

A todos mis profesores de la licenciatura que me incentivaron al no conformismo, brindar resultados mas no excusas, y alcanzar logros académicos como profesionales de la mejor manera.

Al Instituto de Ingeniería de la UNAM, por brindarme los recursos necesarios para el desarrollo de este trabajo y dar paso a la vida profesional en temas de investigación.

Al Dr. Miguel Ángel Jaimes Téllez, mi director de tesis, por su apoyo, tiempo, consejos, compromiso y conocimientos compartidos. Así como animar el interés en el campo de la investigación enfocado en el comportamiento estructural y derivados.

Al M.I. Miguel Ángel Rodríguez Vega, por sus valiosas observaciones y la atención a los estudiantes. Su orientación ha sido fundamental para enriquecer mi trabajo y alentarme a seguir en el desarrollo de trabajos de calidad.

Al M.I. Rodrigo Takashi Sepúlveda Hirose, por su atención de calidad, compromiso con los estudiantes y disposición han sido cruciales para mi formación, brindándome la confianza y las herramientas necesarias para superar este desafío.

Al M.I. Alejandro Sánchez Huerta, por su inestimable tiempo y dedicación en la revisión de esta tesis. Su orientación y apoyo han sido esenciales para el crecimiento académico propio.

Al M.I. Octavio García Domínguez, por su dedicación y compromiso en la enseñanza, así como su invaluable orientación durante la elaboración de mi tesis.

Al M.I. José Antonio Pérez Pontón, por su tiempo y dedicación en la impartición de las clases de licenciatura, junto con las tutorías dadas para el asentamiento de los conocimientos básicos para el desarrollo de la presente tesis

A la Dirección General de Asuntos del Personal Académico (DGAPA) de la UNAM, por el apoyo económico a través del proyecto BG100623 “Evaluación del daño acumulado por efectos sísmicos y corrosivos durante el ciclo de vida en edificios de concreto reforzado” mediante el Programa de Apoyo a Proyectos de Investigación e Innovación Tecnológica (PAPIIT).

RESUMEN

En esta tesis se presenta una comparativa del uso de medidas de mitigación sísmica en una edificación de tipo vivienda con planta baja débil (PBD), considerando el daño acumulado causado por secuencias de eventos sísmicos. La rehabilitación de la edificación se lleva a cabo mediante la implementación de dispositivos de control de respuesta sísmica, específicamente: (i) amortiguadores viscosos lineales (VL) y (ii) amortiguadores de masa inercial (MI).

El análisis estructural incluye la evaluación del comportamiento de la edificación frente a secuencias sísmicas, considerando desplazamientos máximos por nivel, fuerza cortante y distorsiones de entrepiso, todo ello conforme a los valores máximos permisibles establecidos por la normatividad vigente para el nivel de desempeño seleccionado en la Ciudad de México. El estudio también contempla la no linealidad de la estructura, dado que algunos elementos estructurales alcanzan el punto de fluencia, lo que puede llevar a la formación de articulaciones plásticas y, eventualmente, al colapso parcial o total de la estructura.

Este trabajo contribuye a la comprensión del desempeño de los dispositivos de control de respuesta sísmica en estructuras vulnerables, ofreciendo una base para la rehabilitación eficiente y segura de edificaciones con planta baja débil en zonas sísmicamente activas.

Palabras Clave: planta baja débil; daño acumulado; amortiguador viscoso lineal; amortiguador de masa inercial; no linealidad

ABSTRACT

This thesis presents a comparison of seismic mitigation measures applied to a reinforced concrete residential building with a weak story (PBD), considering the accumulated damage caused by sequences of seismic events. The rehabilitation is carried out through the implementation of seismic control devices, specifically: (i) viscous dampers (VL) and (ii) inerter dampers (MI).

The study investigates the structural behavior in terms of maximum story displacements, shear force, and maximum story drift ratios, following the maximum permissible values established in the current regulations for the selected performance level applicable to Mexico City. The analysis also includes the non-linear behavior of the structure, as some structural elements reach their yield point, which may lead to the formation of plastic hinges and, potentially, to partial or total collapse of the structure.

This work contributes to a better understanding of the performance of seismic control devices in vulnerable structures, providing a foundation for the efficient and safe rehabilitation of weak-story buildings in seismically active regions.

Keywords: weak story; accumulated damage; viscous damper; inerter damper; non-linear behavior

ÍNDICE

RESUMEN	iii
ABSTRACT	iv
ÍNDICE DE FIGURAS	vii
ÍNDICE DE TABLAS	x
NOMENCLATURA	xi
INTRODUCCIÓN	xiii
I. METODOLOGÍA	1
I.1. Objetivos	2
I.2. Alcances y limitaciones	2
I.3. Forma de trabajo	3
II. MARCO TEÓRICO	4
II.1. Conceptos fundamentales	5
II.1.1. Planta baja débil	5
II.1.2. Espectro de repuesta.....	5
II.1.3. Espectro de amplitud de Fourier	6
II.2. Dinámica estructural	7
II.2.1. Sistema de 1GDL convencional.....	7
II.3. Sistemas de control	8
II.3.1. Amortiguador viscoso	11
II.3.1.1.Sistema de 1GDL con amortiguador viscoso	11
II.3.1.2.Arreglos para su disposición.....	12
II.3.2. Amortiguador de masa inercial	13
II.3.2.1.Sistema de 1GDL con amortiguador de masa inercial.....	14
II.3.2.2.Modelación en software.....	15
III. ESTRUCTURACIÓN	16
III.1. Análisis de estructura en estudio.....	17
III.2. Zonificación geotécnica	19
III.3. Dispositivos de control	20
III.3.1. Amortiguador viscoso lineal	20
III.3.2. Amortiguador de masa inercial	23
IV. ANÁLISIS DE RESULTADOS	25
IV.1. Comparativa de respuestas estructurales resultantes.....	26
IV.1.1. Fuerzas internas en elementos.....	30
IV.1.2. Cocientes de espectros generados	32
IV.2. Discusión de los resultados	35
IV.2.1. Desplazamientos y distorsiones	35
IV.2.2. Articulaciones plásticas.....	36
IV.2.3. Aceleraciones	36
V. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	37
V.1. Conclusión	38
V.2. Recomendación.....	39
REFERENCIAS	40

APÉNDICES	43
Apéndice A. Secciones transversales	44
A.1. Diagramas momento – curvatura.....	45
A.2. Diagramas de interacción	46
Apéndice B. Historias de aceleraciones empleadas	47
B.1. Acelerogramas de eventos sísmicos de referencia	47
B.2. Acelerogramas sintéticos.....	47
B.3. Acelerogramas correspondientes a daño acumulado.....	49
Apéndice C. Respuesta estructural resultante ante acelerogramas sintéticos	51
C.1. Amortiguador viscoso lineal (valor empleado en el análisis de daño acumulado).....	51
C.2. Amortiguador viscoso lineal (valores extremos).....	52
C.3. Amortiguador de masa inercial (valor empleado en el análisis de daño acumulado)	53
C.4. Amortiguador de masa inercial (valores extremos).....	53
Apéndice D. Respuesta estructural resultante ante señales de daño acumulado	54
D.1. Espectros de respuesta.....	57
D.2. Espectros de amplitud de Fourier	58
D.3. Historias de desplazamiento en primer y último nivel	60
Apéndice E. Respuesta estructural resultante ante eventos sísmicos de referencia	64

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura II.1. Ejemplo de señales correspondientes a un espectro de amplitud de Fourier reducido (a) y amplio (b).....	6
Figura II.2. Sistema de 1GDL no lineal convencional	7
Figura II.3. Esquema de respuesta en estructura convencional (a), con sistemas de disipación pasiva (b), con sistemas de disipación activa (c), con sistemas de disipación híbrida (d) y con sistemas de disipación semiactiva (e) (adaptado de Soong & Spencer, 2002)	8
Figura II.4. Sistema de 1GDL no lineal con amortiguador viscoso lineal.....	11
Figura II.5. Amortiguador de masa inercial idealizado (adaptado de Moghimi & Makris, 2021)	13
Figura II.6. Sistema de 1GDL no lineal con amortiguador de masa inercial (adaptada de Jaimes et al., 2023)	14
Figura II.7. Sistemas de engranajes acoplados en sistema de cremallera (a) y tornillo sin fin (b)	14
Figura II.8. Esquema del dispositivo MI con variables respectivas para su modelación numérica equivalente (adaptado de Jaimes et al., 2023)	15
Figura III.1. Configuración de la estructura original sin rehabilitación en SAP2000 v24.0	17
Figura III.2. Esquema del sistema estructural original	17
Figura III.3. Formas modales para estructura en condición original	18
Figura III.4. Mapa de zonificación geotécnica de la Ciudad de México con la ubicación de estudio..	19
Figura III.5. Diagrama de flujo de la metodología de ACE/SEI 41-17 modificado para un análisis no lineal (adaptado de Vilchis, 2023).....	20
Figura III.6. Esquema del sistema estructural rehabilitado con dispositivos VL	22
Figura III.7. Configuración de la estructura rehabilitada con dispositivos VL en SAP2000 v24.0	22
Figura III.8. Diagrama de flujo de la metodología empleada para el diseño del dispositivo MI	23
Figura III.9. Esquema del sistema estructural rehabilitado con dispositivos MI.....	24
Figura III.10. Configuración de la estructura rehabilitada con dispositivos MI en SAP2000 v24.0....	24
Figura IV.1. Comparativa de desplazamientos (izquierda) y distorsiones (derecha) presentados en la estructura bajo la demanda de la señal CH04 de daño acumulado en distintas condiciones de rehabilitación.....	26
Figura IV.2. Desplazamientos máximos y residuales en CH04 para el primer nivel en estructura original (a), con dispositivos VL (b) y con dispositivos MI (c)	27
Figura IV.3. Desplazamientos máximos y residuales en CH04 para el último nivel en estructura original (a), con dispositivos VL (b) y con dispositivos MI (c)	28
Figura IV.4. Desplazamientos (izquierda) y distorsiones (derecha) presentados en la estructura bajo la demanda de acelerogramas de daño acumulado en las condiciones de rehabilitación estudiadas	29
Figura IV.5. Cortantes de entrepiso normalizadas con W_s presentadas en la estructura bajo la demanda de acelerogramas de daño acumulado en condición original (a), con dispositivos VL (b) y con dispositivos MI (c)	30

Figura IV.6. Esquema de articulaciones plásticas presentadas en la estructura bajo la demanda de acelerogramas de daño acumulado en condición original (a), con dispositivos VL (b) y con dispositivos MI (c)	31
Figura IV.7. Cociente de respuesta espectral para estructura original (a) y (b), con dispositivos VL (c) y (d), con dispositivos MI (e) y (f). La línea gruesa indica la media de los resultados	32
Figura IV.8. Funciones de transferencia empíricas para estructura original (a) y (b), con dispositivos VL (c) y (d), con dispositivos MI (e) y (f). La línea gruesa indica la media de los resultados	33
Figura A.1. Secciones transversales de trabes: V – 1 (a), V – 2 (b), V – 3 (c), V – 4 (d) y V – 5 (e)...	44
Figura A.2. Secciones transversales de columnas: C – 1 (a), C – 2 (b) y C – 3 (c)	44
Figura A.3. Diagramas de momento curvatura para trabes empleadas con sección transversal V – 1 (a), V – 2 (b), V – 3 (c), V – 4 (d) y V – 5 (e)	45
Figura A.4. Diagramas de interacción para columnas empleadas con sección transversal C – 1 (a), C – 2 (b) y C – 3 (c)	46
Figura B.5. Acelerogramas del suelo para CH84-2017 (izquierda) y SCT-1985 (derecha)	47
Figura B.6. Acelerogramas sintéticos de profundidad intermedia para la ubicación de estudio.....	47
Figura B.7. Acelerogramas sintéticos de subducción para la ubicación de estudio	48
Figura B.8. Acelerogramas de daño acumulado con PGA indicada en cada sismo presentado.....	49
Figura C.9. Distorsiones de entrepiso en condición original sin rehabilitación bajo la demanda de acelerogramas sintéticos.....	51
Figura C.10. Distorsiones de entrepiso con dispositivos VL con el coeficiente de amortiguamiento empleado para el análisis de daño acumulado bajo la demanda de acelerogramas sintéticos.....	51
Figura C.11. Distorsiones de entrepiso con amortiguamiento viscoso con valor extremo C_1 (a) y C_2 (b) en el coeficiente de amortiguamiento bajo la demanda de acelerogramas sintéticos.....	52
Figura C.12. Distorsiones de entrepiso con amortiguamiento de masa inercial con el valor empleado para el análisis de daño acumulado bajo la demanda de acelerogramas sintéticos	53
Figura C.13. Distorsiones de entrepiso con amortiguamiento de masa inercial con valor extremo I_{w1} (a) e I_{w2} (b) en la relación de inercia bajo la demanda de acelerogramas sintéticos	53
Figura D.14. Espectro de respuesta para aceleraciones del suelo (a) y (b), estructura original (c) y (d), estructura con dispositivos VL (e) y (f), estructura con dispositivos MI (g) y (h). La línea gruesa indica la media de los resultados.....	57
Figura D.15. Espectros de amplitud de Fourier para aceleraciones del suelo (a) y (b), estructura original (c) y (d), estructura con dispositivos VL (e) y (f), estructura con dispositivos MI (g) y (h). La línea gruesa indica la media de los resultados	58
Figura D.16. Desplazamientos máximos y residuales en CH01 para estructura original (a), con dispositivos VL y con dispositivos MI (c)	60
Figura D.17. Desplazamientos máximos y residuales en CH02 para estructura original (a), con dispositivos VL y con dispositivos MI (c)	60
Figura D.18. Desplazamientos máximos y residuales en CH03 para estructura original (a), con dispositivos VL y con dispositivos MI (c)	61

Figura D.19. Desplazamientos máximos y residuales en CH05 para estructura original (a), con dispositivos VL y con dispositivos MI (c)	62
Figura D.20. Desplazamientos máximos y residuales en CH06 para estructura original (a), con dispositivos LV y con dispositivos MI (c)	62
Figura D.21. Desplazamientos máximos y residuales en CH07 para estructura original (a), con dispositivos VL y con dispositivos MI (c)	63
Figura E.22. Espectro de respuesta y cociente de respuesta espectral para SCT-1985 respectivamente en (a) y (c), para CH84-2017 en (b) y (c)	64
Figura E.23. Desplazamientos máximos y distorsiones de entrepiso para SCT-1985 respectivamente en (a) y (c), para CH84-2017 en (b) y (c)	65
Figura E.24. Espectro de amplitud de Fourier y función de transferencia empírica para SCT-1985 respectivamente en (a) y (c), para CH84-2017 en (b) y (c).....	65
Figura E.25. Curvas de histéresis globales para SCT-1985 (a) y CH84-2017 (b)	66

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla II.1. Clasificación de los sistemas de control de respuesta sísmica	8
Tabla II.2. Disposiciones típicas para la instalación de amortiguador viscoso en estructura (adaptado de Vilchis, 2023)	12
Tabla III.1. Factores de participación asociados a periodos de vibrar en condición original	18
Tabla III.2. Formas modales para el periodo fundamental y superiores en condición original	18
Tabla IV.1. Respuesta estructural resultante ante señal CH04 de daño acumulado	26
Tabla B.1. Duración de señales de daño acumulado	49
Tabla B.2. Duración (en segundos) de eventos sísmicos para señales de daño acumulado	49
Tabla D.3. Respuesta estructural resultante ante señal CH01 de daño acumulado	54
Tabla D.4. Respuesta estructural resultante ante señal CH02 de daño acumulado	54
Tabla D.5. Respuesta estructural resultante ante señal CH03 de daño acumulado	55
Tabla D.6. Respuesta estructural resultante ante señal CH05 de daño acumulado	55
Tabla D.7. Respuesta estructural resultante ante señal CH06 de daño acumulado	56
Tabla D.8. Respuesta estructural resultante ante señal CH07 de daño acumulado	56

NOMENCLATURA

C_{Lj}	Coeficiente de amortiguamiento lineal del j-ésimo amortiguador viscoso
c_t	Coeficiente de amortiguamiento asociado al sistema de 1GDL
c_α	Coeficiente de amortiguamiento del disipador viscoso
E_d	Energía disipada por el amortiguamiento
E_e	Energía de deformación elástica
E_h	Energía histerética o de deformación inelástica
E_i	Energía ingresada al sistema
E_k	Energía cinética relativa
F	Fuerza generada en los nodos extremos
F_d	Fuerza aportada por el amortiguador viscoso
F_{st}	Fuerza del sistema de 1GDL
F_{yt}	Fuerza de fluencia asociada al sistema de 1GDL
f	Factor de eficiencia de transmisión de velocidad en extremos al amortiguador
I_w	Inercial rotacional o masa angular
k_t	Rigidez previa a la fluencia asociada al sistema de 1GDL
M	Momento flexionante en elemento estructural
M_R	Inertancia del sistema
m_i	Masa del i-ésimo nivel
m_r	Masa rotacional del amortiguador de masa inercial
m_s	Masa total de la estructura
m_t	Masa asociada al sistema de 1GDL
sgn	Función signo
P	Carga axial en elemento estructural
PGA	Aceleración máxima del suelo (<i>peak ground acceleration</i>)
Q_t	Resistencia del sistema de 1GDL
R	Distancia entre pico del piñón y el sistema de cremallera o tornillo sin fin
Sa_{T_1}	Pseudoaceleración espectral asociada al periodo fundamental de vibrar
T_i	Periodo de vibrar del i-ésimo modo
T_n	Periodo natural de vibrar
t	Instante del tiempo
u_t	Desplazamiento asociado al sistema de 1GDL
u_{yt}	Desplazamiento de fluencia asociado a un sistema de 1GDL
\dot{u}_t	Velocidad asociada a un sistema de 1GDL
\ddot{u}_t	Aceleración asociada a un sistema de 1GDL
\ddot{u}_g	Aceleración del suelo
$\ddot{u}_{m\acute{a}x}$	Aceleración máxima del último nivel

V_b/W_s	Cortante basal normalizada con respecto al peso de la estructura
v	Velocidad relativa de los extremos del amortiguador viscoso
W_s	Peso total de la estructura
w_i	Peso del i-ésimo nivel
z_1	Parámetro del comportamiento histerético de las columnas
\dot{z}_1	Derivada con respecto al tiempo de z_1
α_t	Relación entre rigidez previa y post fluencia del sistema de 1GDL
α	Exponente de la velocidad del amortiguador viscoso
δ_n	Desplazamiento absoluto máximo del nivel n
δ_{r_n}	Desplazamiento absoluto residual del nivel n
ζ	Fracción de amortiguamiento viscoso inherente al sistema estructural primario
ζ_e	Fracción de amortiguamiento viscoso efectivo
ζ_o	Fracción de amortiguamiento viscoso proporcionado por los disipadores viscosos
Φ_s	Curvatura de la sección
ϕ_i	Forma modal asociada al i-ésimo modo de vibrar
ϕ_{n_i}	Forma modal del i-ésimo nivel
ϕ_{r_j}	Forma modal relativa entre los extremos del j-ésimo amortiguador viscoso
Γ_i	Factores de participación del i-ésimo modo de vibrar
γ_g	Distorsión global de la estructura
$\gamma_{máx}$	Distorsión máxima presente en la estructura
γ_{N1}	Distorsión del primer entrecaposo
γ_{SV}	Distorsión máxima permisible para el nivel de desempeño de seguridad de vida
ω_t	Frecuencia nominal asociada al sistema de 1GDL
ω_n	Frecuencia natural del sistema
ρ	Longitud de conexión entre sistema de piso con el marco Chevron
σ_t	Relación de masa aparente o de inercia asociado al sistema de 1GDL con amortiguador de masa inercial
σ	Relación de masa aparente o de inercia asociado para el amortiguador de masa inercial
θ_j	Ángulo de inclinación formado con respecto a la horizontal y el j-ésimo dispositivo
θ_s	Rotación del nodo en el modelo matemático para el amortiguador de masa inercial
ξ_d	Relación de amortiguamiento viscoso suplementario aportado por disipador viscoso
ξ_t	Relación de amortiguamiento viscoso nominal asociado al sistema de 1GDL

INTRODUCCIÓN

En el diseño estructural, es crucial el control de las vibraciones por efectos dinámicos como el viento y los movimientos sísmicos. Cuando una estructura se somete a sismos, la fuerza ejercida sobre ella es proporcional a su masa y a la aceleración del terreno. Aumentar la masa de la estructura no es una solución viable por razones económicas y prácticas. Para mitigar las vibraciones no deseadas, se han desarrollado estrategias de diseño que se centran en controlar los desplazamientos inducidos por fuerzas externas mediante el aumento de la rigidez, el amortiguamiento y la resistencia de los materiales.

No obstante, en los últimos 50 años ha surgido un enfoque alternativo que busca mejorar el desempeño sísmico sin incrementar exorbitantemente el costo de las construcciones. Este enfoque se basa en la disipación de energía introducida al sistema estructural mediante sistemas de protección sísmica, como los sistemas de amortiguamiento suplementario o el aislamiento del sistema. Estos sistemas permiten que la estructura principal permanezca en un comportamiento elástico lineal, aunque también se permite cierto comportamiento plástico. Siendo el último capaz de alterar las propiedades dinámicas de la estructura, implicando la necesidad de un análisis no lineal para determinar su capacidad de deformación y su comportamiento histerético, además de considerar la acumulación de daño por fatiga y degradación (Ali *et al.*, 2017; Christopoulos & Filiatrault, 2006).

Bajo el criterio de amortiguamiento suplementario, se encuentran los amortiguadores viscosos. Constantinou & Symans (1992) introdujeron diversos dispositivos pasivos (que no requieren una fuente de energía externa y se activan solo durante eventos sísmicos), tales como los disipadores histeréticos, de fricción, viscoelásticos y viscosos. Estos dispositivos presentan un comportamiento característico bajo determinadas condiciones de carga, temperatura y velocidad de aplicación. Uno de los referentes en la literatura de ingeniería estructural, Christopoulos & Filiatrault, (2006), amplió el trabajo de Constantinou y Symans, integrando el aislamiento del sistema y sistemas inerciales acoplados, además de proporcionar ecuaciones de movimiento, métodos para el análisis de las estructuras y filosofías de diseño.

A principios de la década del 2000, Smith (2002) patentó el término “*inertor*”, utilizado inicialmente en la industria automotriz para mejorar el desempeño de la suspensión de los vehículos mediante la reducción de las vibraciones. El inertor es un elemento mecánico que genera una fuerza de salida proporcional a la aceleración relativa entre sus extremos, y su comportamiento es análogo a de un condensador en un circuito mecánico-eléctrico.

Siguiendo esta línea de reducción de vibraciones, estudios recientes (Arakaki *et al.*, 1999; Hwang *et al.*, 2007; Jaimes *et al.*, 2023; Lazar *et al.*, 2014; Málaga-Chuquitaype *et al.*, 2019; Makris & Kampas, 2016; Makris, 2016; Moghimi & Makris, 2021; Wang *et al.*, 2022) han propuesto un sistema novedoso de disipación de energía pasiva, basado en el inertor. Estos estudios demuestran numéricamente las ventajas de estos dispositivos, ya sea en configuraciones de tornillos sin fin o cremallera, con uno o varios piñones en serie, con el fin de agregar inercia rotacional a edificaciones y controlar la respuesta sísmica.

En la normativa actual aplicable para la Ciudad de México (NTCS, 2023; NTCEyR, 2023), se incluyen recomendaciones, criterios, limitaciones y métodos de evaluación para la implementación de los dispositivos de control de respuesta sísmica. La metodología para el uso de disipadores viscosos está basada en el método estándar ASCE 41-17 (2017) y el adaptado por Ruiz (2018).

La planta baja débil representa una de las principales vulnerabilidades estructurales en edificaciones ubicadas en zonas sísmicas, como la Ciudad de México. Esta condición, caracterizada por la concentración de deformaciones laterales en el primer nivel, aumenta significativamente el riesgo de fallos estructurales, como el colapso parcial o total, debido a mecanismos de cortante o articulaciones plásticas en las columnas. El problema es especialmente crítico en construcciones edificadas bajo normativas de diseño menos rigurosas y estrictas, como las construidas previo al sismo ocurrido de 1985, eventualidad que desencadenó en múltiples cambios hasta la fecha del Reglamento de Construcciones del Distrito Federal (RCDF) así como las Normas Técnicas Complementarias (NTC). Esto se agrava por deficiencias en el procedimiento constructivo, autoconstrucción, mala estructuración, entre otros.

La importancia de esta problemática quedó evidenciada durante el sismo de Puebla – Morelos de 2017 (ocurrido el 19 de septiembre con un $M_w7.1$), que provocó el colapso de 44 edificios, de los cuales el 57% eran residenciales. Un gran porcentaje de estas estructuras contaban con estacionamientos en la planta baja, este diseño favorece el mecanismo de colapso de planta débil. Además, el 14% de los edificios colapsados tenían un uso mixto, con comercios en la planta baja y áreas residenciales en los niveles superiores, configuraciones que también incrementan la vulnerabilidad a fuerzas sísmicas laterales (Galvis *et al.*, 2020). Este evento afectó predominantemente a edificaciones de baja y mediana altura debido a los movimientos de alta frecuencia característicos de los sismos intraplaca, que generan mayores demandas sísmicas en estructuras de periodo corto (Singh *et al.*, 2015).

Por medio de reportes obtenidos mediante el visualizador de daños en inmuebles, SÍSÉ (2023) reportó 695 edificaciones con afectaciones (estos daños abarcan desde grietas hasta el colapso parcial o total) debido a la presencia de planta baja débil en la Zona Metropolitana del Valle de México (ZMVM). De estos, el 55% fueron construidos previo a la implementación del RCDF de 1977, mientras que el 29.5% (205 inmuebles) presenta un sistema estructural compuesto por marcos de concreto y muros de mampostería, lo que evidencia deficiencias en el diseño y construcción. Asimismo, el 93.2% (191 de 205) de estas edificaciones tienen uso habitacional.

Este trabajo aporta una comparación de la efectividad de dos tipos de dispositivos de control de respuesta sísmica -amortiguadores viscosos lineales (VL) y amortiguadores de masa inercial (MI)- en edificaciones con planta baja débil (PBD). Se evalúa el comportamiento estructural, considerando el desplazamiento máximo, distorsiones de entrepiso y cortante basal, bajo la acción de secuencias sísmicas. Los resultados obtenidos ofrecen una base para futuras investigaciones y aplicaciones en la rehabilitación de estructuras vulnerables, contribuyendo al desarrollo de soluciones de diseño más eficientes y seguras en zonas sísmicamente activas.



I. METODOLOGÍA



I.1. Objetivos

El objetivo principal es evaluar el desempeño de una estructura que presenta planta baja débil (PBD), la cual será rehabilitada mediante la implementación de dispositivos de control de respuesta sísmica, y determinar la eficiencia de estos dispositivos en la regulación de la PBD.

Los objetivos específicos son:

1. Estudiar la influencia de la PBD en las estructuras, considerando el daño acumulado mediante un análisis paso a paso (tiempo – historia) de secuencias sísmicas.
2. Determinar la alternativa más eficiente, en términos de amortiguamiento suplementario en el primer entrepiso, para el control del fenómeno de PBD.
3. Proponer dispositivos de control que simulen las características de los utilizados en el estudio.

I.2. Alcances y limitaciones

Los alcances de esta tesis están limitados por los siguientes factores:

1. El estudio se limita a una estructura bidimensional (2D) de marcos de concreto reforzado de siete niveles (edificación nominal).
2. La edificación nominal está destinada a uso habitacional y fue asumida su construcción y diseño bajo el Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal (RCDF) de 1966.
3. Se consideran los efectos de segundo orden ($P - \delta$) para el análisis del comportamiento no lineal de la estructura y sus elementos.
4. No se contempla la interacción suelo – estructura en los casos de estudio, asumiendo que la cimentación es lo suficientemente competente para considerarse como empotramiento fijo (sin grados de libertad rotacional ni traslacional).
5. La conexión entre el sistema de piso y los dispositivos de control se considera lo suficientemente rígida para transmitir fuerzas, velocidades y aceleraciones desde el primer nivel a los dispositivos de control implementados.
6. El marco Chevron se conecta directamente a la cimentación, evitando que las fuerzas axiales se transmitan al sistema estructural primario (columnas del primer entrepiso). Se asume que este elemento posee la rigidez suficiente para evitar fallas durante eventos sísmicos y cumplir con su función.
7. Para el amortiguador viscoso, se asume que el exponente $\alpha = 1.0$, de manera que el comportamiento sea lineal.
8. En la modelación del amortiguador de masa inercial en el software dedicado, solo se considera la inercia rotacional calculada, la cual se ingresa como masa rotacional.



I.3. Forma de trabajo

El enfoque de trabajo seguido en la presente tesis consistió en la modelación y análisis de una edificación de marcos de concreto reforzado, diseñada para acentuar la condición de planta baja débil (PBD). A partir de esto, se buscó la implementación de dispositivos de control en dos de las tres crujías del edificio, mediante una conexión rígida entre el sistema de piso del primer nivel y los dispositivos, utilizando un sistema de apoyo de marco Chevron. Dicho marco se consideró lo suficientemente rígido para resistir las fuerzas generadas tanto por los eventos sísmicos como los transmitidos por los dispositivos de control, y con la capacidad suficiente para transferirlas a la cimentación, que también fue modelada con alta rigidez y resistencia.

Los dispositivos de control de respuesta sísmica empleados fueron el amortiguador viscoso lineal (VL) y el amortiguador de masa inercial (MI), cuyo objetivo principal fue la reducción de desplazamientos laterales por nivel y la limitación de distorsiones de entrepiso, para cumplir con la normatividad vigente aplicable a la Ciudad de México. Se consideraron los niveles de desempeño de seguridad de vida y prevención del colapso en edificaciones de vivienda bajo condiciones de servicio y eventos sísmicos extremos, respectivamente. Además, se buscó caracterizar los dispositivos de control para evitar afectaciones en los niveles superiores, en los elementos estructurales y no estructurales adyacentes, garantizando un comportamiento global estable.

El comportamiento global de la estructura se verificó mediante la generación de espectros de respuesta elásticos (ER) y espectros de amplitud de Fourier (EAF), generados en el software DEGTRA A4 v1.0.0 2007, utilizando las aceleraciones correspondientes a dos eventos sísmicos por separado y las aceleraciones obtenidas en el último nivel de la estructura en las distintas condiciones de rehabilitación.

Este trabajo se divide en 5 capítulos, incluyendo la metodología que consta del primer capítulo. En el capítulo II se presenta de manera general la teoría necesaria para comprender el trabajo desarrollado en los capítulos subsecuentes. Se muestran las ecuaciones diferenciales que rigen la respuesta estructural de los sistemas de un grado de libertad (1GDL), sin rehabilitación como con la implementación de los dispositivos VL y MI. Se estudian tres casos: *i*) sistema de 1GDL sin amortiguadores, *ii*) sistema de 1GDL con VL, y *iii*) sistema de 1GDL con MI. Para el caso de VL, se presentan las configuraciones típicas que se pueden emplear en un sistema estructural, mientras que para MI se describe la alternativa utilizada para su modelación numérica equivalente en el software de análisis estructural SAP2000 v24.0.

En el capítulo III se describe la configuración del sistema estructural primario y sus características dinámicas. Posteriormente, se ofrece una descripción geotécnica concisa de la zona en la que se encuentra la estación acelerométrica de referencia empleada (CH84), para la obtención de los acelerogramas sintéticos correspondientes. Al término del capítulo, se presenta el sistema rehabilitado con los dispositivos VL y MI, junto con las características utilizadas en el análisis de daño acumulado.

En el capítulo IV se expone el procesamiento de los resultados obtenidos de la modelación estructural con los dispositivos de control, conforme a las características descritas en el capítulo anterior. Se realiza una comparativa del caso más representativo de las siete señales de daño acumulado, y se discuten las alternativas empleadas en términos de respuesta y confiabilidad estructural.

Finalmente, en el capítulo V se presentan las conclusiones obtenidas a partir de la interpretación de los resultados. Además, se extienden recomendaciones para la implementación de tecnología de disipación pasiva y la réplica de los resultados utilizando software especializado.



II. MARCO TEÓRICO



II.1. Conceptos fundamentales

II.1.1. Planta baja débil

El caso de estructuras con planta baja débil (PBD), también conocido como piso blando, se presenta comúnmente en grandes urbes con un crecimiento significativo en la población, debido a la expansión de la metrópolis (como es el caso la Ciudad de México). En este contexto, se busca maximizar el número de personas en un espacio limitado, lo que ha llevado a la adopción de soluciones arquitectónicas donde el primer nivel de los edificios se destina a estacionamientos, lobbies o espacios comerciales (formales e informales) que cuentan con pocos o ningún muro estructural.

En contraparte, los niveles superiores, que generalmente se destinan a uso habitacional, disponen de muros divisorios o de carga conformados por mampostería, los cuales contribuyen al soporte de las fuerzas laterales. Esta disposición provoca que la rigidez y resistencia lateral del nivel inferior sean considerablemente menores en comparación con los niveles superiores. Como resultado, durante un evento sísmico, el primer nivel experimenta grandes desplazamientos, mientras que los niveles superiores tienden a comportarse como un cuerpo rígido (Hernández y Tena 2016; Ruiz *et al.*, 2020).

En cuanto a las principales causas que generan una PBD, Jean y Cesín (2000) señalan las siguientes:

- ✓ Primer entrepiso más alto en comparación con los niveles superiores.
- ✓ Discontinuidad en la transmisión de cargas, ocasionada por cambios horizontales o verticales en los elementos de la estructura primaria.
- ✓ Interrupción de columnas con respecto a los entrepisos superiores.
- ✓ Interrupción de muros estructurales (muros de cortante).
- ✓ Uso de muros divisorios de mampostería (no conectados a la estructura), los que reducen el desplazamiento lateral.

II.1.2. Espectro de respuesta

El espectro de respuesta (ER) consiste en un gráfico donde se representa las respuestas máximas o pico de un conjunto de osciladores de 1GDL, que cuentan con una fracción de amortiguamiento fijo (ζ), sometidos ante una excitación que puede ser una carga dependiente del tiempo o una aceleración en la base (asociada a movimientos del terreno por eventos sísmicos). Para este gráfico, las respuestas se encuentran en función de T_n que es periodo de vibrar natural del sistema.

En un mismo plano se pueden incluir varios ER con distintos valores de amortiguamiento para cubrir un amplio panorama de casos que se encuentran en las estructuras reales con o sin alternativas de control de respuesta sísmica (Chopra, 2012; Grupo BS, *s.f.*).

En el área de Ingeniería Sísmica las respuestas máximas a estudiar pueden estar en términos de pseudodesplazamiento (Ec. 2.1), pseudovelocidad (Ec. 2.2) y la pseudoaceleración (Ec. 2.3) cuyas ecuaciones que describen la respuesta son:

$$u_o(T_n, \zeta) \equiv \max_t |u(t, T_n, \zeta)| \quad (2.1)$$

$$\dot{u}_o(T_n, \zeta) \equiv \max_t |\dot{u}(t, T_n, \zeta)| \quad (2.2)$$

$$\ddot{u}_o(T_n, \zeta) \equiv \max_t |\ddot{u}(t, T_n, \zeta)| \quad (2.3)$$

donde u_o , \dot{u}_o y \ddot{u}_o son las respuestas máximas en desplazamiento, velocidad y aceleración respectivamente en función del periodo natural del sistema T_n y un amortiguamiento fijo ζ . Estos valores máximos son obtenidos en el tiempo con una excitación determinada.

II.1.3. Espectro de amplitud de Fourier

El espectro de amplitud de Fourier (EAF) es una representación gráfica de la transformada de Fourier versus la frecuencia, este expresa claramente el contenido de frecuencias de un movimiento sísmico. En su generación existe una transformación del dominio del tiempo de una señal al dominio de las frecuencias, esto significa que, para cada frecuencia de oscilación presente en el acelerograma, representa la amplitud máxima (aceleración máxima de cada una de las ondas sinusoidales) que le corresponde.

Estos espectros pueden ser del tipo reducido o amplio, el primero indica que el movimiento sísmico cuenta con una frecuencia dominante lo que ocasiona un suavizamiento (representa un comportamiento cercano a una señal sinusoidal, mostrada en la Figura II.1a), al contar con dicha característica es posible observar sus propiedades de amplitud sin mayor complicación.

Mientras que el espectro amplio presenta una variedad de frecuencias produciendo una mayor cantidad de picos o quiebres (señal con forma dentada, es ejemplificada en la Figura II.1b), por lo que se cuenta con una representación más irregular (García, 2001; Giner, 2011; LANAMME, 1999).

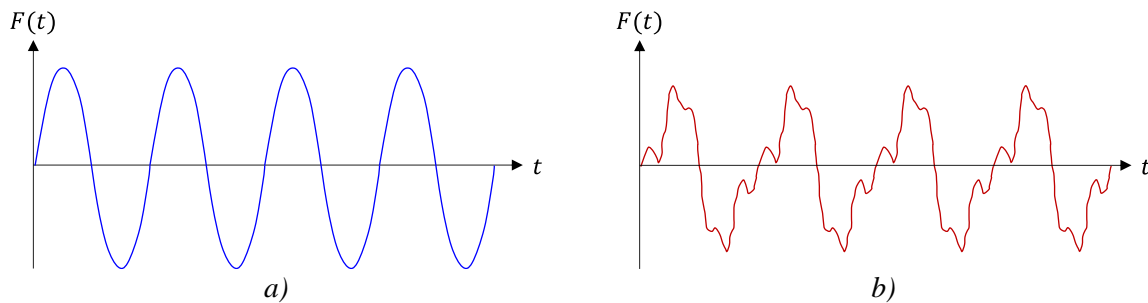


Figura II.1. Ejemplo de señales correspondientes a un espectro de amplitud de Fourier reducido (a) y amplio (b)

Para la generación de los EAF, es necesaria la transformada rápida de Fourier que fue desarrollada por Cooley & Tukey en el año de 1965, cuya ecuación es:

$$F(\omega_n) = |A(\omega)|e^{i\phi(\omega)} = \int_{-\infty}^{\infty} f(t)e^{-i\omega t} dt \quad (2.4)$$

donde las condiciones necesarias para su existencia son: f sea continua en $(-\infty, \infty)$ y que $\int_{-\infty}^{\infty} |f(t)| dt < \infty$, al ser de carácter simétrico su función inversa difiere en un signo y en $1/2\pi$.

Estos espectros son usados para estudiar mecanismos de origen, análisis en la amplificación local de ondas sísmicas incidentes, efectos de las irregularidades topográficas y estudios de la interacción suelo-estructura (Coss, 2021; Giner, 2011).

Otro uso de mayor importancia es la respuesta dinámica de un sistema estructural bajo el estudio de la similitud de frecuencias naturales del sistema y del movimiento del sismo, dado que puede resultar en el efecto de resonancia en caso de contar con una coincidencia de frecuencias (González, 2024).

II.2. Dinámica estructural

Para comprender la vibración de las estructuras ocasionada por los sismos, el principio de D’Alambert cuenta con la ecuación diferencial del equilibrio dinámico o de movimiento, donde se contempla una excitación en la base originada por el movimiento del suelo derivado a un evento sísmico, y se expresa en arreglos matriciales en la ecuación 2.5.

$$[M]\{\ddot{x}(t)\} + [C]\{\dot{x}(t)\} + [K]\{x(t)\} = -[M]\{\ddot{x}_g(t)\} \quad (2.5)$$

donde $[M]$, $[C]$, $[K]$ son las matrices globales de masa, amortiguamiento y rigidez, respectivamente; mientras que $\ddot{x}(t)$, $\dot{x}(t)$, $x(t)$ son los vectores globales de aceleración, velocidad y desplazamiento relativo a la base en el tiempo t . De igual forma, $\ddot{x}_g(t)$ es la aceleración del suelo en el tiempo.

Para dicha ecuación, Christopoulos & Filiatrault (2006) encaminan la posibilidad de realizar un enfoque en el balance de energía y con ello contar con la siguiente ecuación:

$$E_k(t) + E_e(t) + E_d(t) + E_h(t) = E_i(t) \quad (2.6)$$

donde E_k es energía cinética relativa, E_d la energía disipada por el amortiguamiento, E_e la energía de deformación en rango elástico, E_h la energía histerética (rango inelástico) y E_i la energía ingresada al sistema. Cada variable de la Ec. 2.6 se encuentra referida a cualquier instante t del tiempo.

II.2.1. Sistema de 1GDL convencional

Para el sistema de 1GDL no lineal representado en la Figura II.2, se usan las ecuaciones diferenciales de segundo orden para calcular la respuesta estructural y se expresan como:

$$\ddot{u}_t = -\ddot{u}_g - 2\xi_t\omega_t\dot{u}_t - \alpha_t\omega_t^2u_t - (1 - \alpha_t)\omega_t^2u_{yt}z_1 \quad (2.7)$$

$$\dot{z}_1 = \frac{1}{u_{yt}}(\dot{u}_t - \beta \dot{u}_t|z_1|^n - \zeta|\dot{u}_t||z_1||z_1|^{n-1}) \quad (2.8)$$

donde \ddot{u}_t es la aceleración del sistema de 1GDL, \ddot{u}_g es la aceleración del suelo a la que está sujeto el sistema, la frecuencia no amortiguada se calcula con $\omega_t = \sqrt{k_t/m_t}$ siendo m_t la masa y k_t , la relación de amortiguamiento viscoso (nominal) del sistema primario se calcula con $\xi_t = c_t/2m_t\omega_t$. El parámetro α_t consta de la relación entre las rigideces previa y post fluencia de las columnas.

El término \dot{z}_1 es la derivada con respecto al tiempo del parámetro adimensional z_1 que explica el comportamiento bilineal del sistema de amortiguamiento y la forma del ciclo histerético de las columnas dado por un modelo Bouc – Wen mediante los parámetros β , ζ y n , mientras que el desplazamiento asociado a la fluencia se calcula con $u_{yt} = Q_t/(k_t - \alpha_t k_t)$ (Jaimes *et al.*, 2023; Ledezma-Ramírez *et al.*, 2019; Moghimi & Makris, 2021).

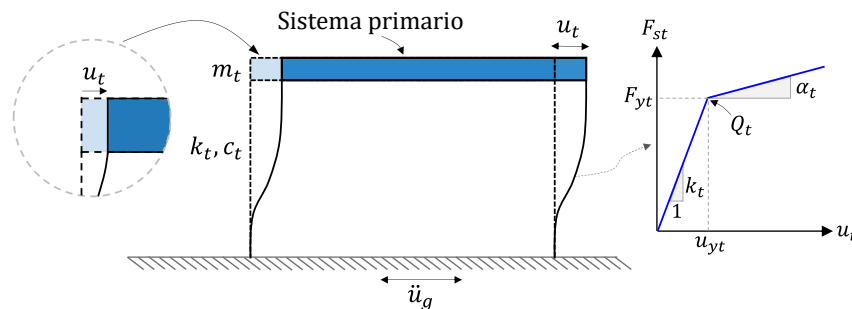


Figura II.2. Sistema de 1GDL no lineal convencional

II.3. Sistemas de control

La función principal de los sistemas de control de respuesta sísmica o protección sísmica, es absorber la energía producida por los eventos sísmicos y con ello disminuir las demandas a los elementos del sistema estructural primario. Teniendo como beneficio, prevenir el desarrollo de un comportamiento inelástico y lograr una reducción considerable en el daño estructural y no estructural (Hameed *et al.*, 2014).

Estos sistemas son agrupados conforme su funcionamiento en la Tabla II.1, y se encuentran en tres principales grupos que son: activo, pasivo y la combinación de ambos (semiactivos e híbridos).

Tabla II.1. Clasificación de los sistemas de control de respuesta sísmica

Sistemas de Control de Respuesta Sísmica			
Activos	Pasivos	Semiactiva	Híbridos
<ul style="list-style-type: none"> • Arriostres activos • Tendones activos • Oscilador activo HMD 	<ul style="list-style-type: none"> • Disipador histerético • Disipador por fricción • Disipador viscoelástico • Disipador viscoso • Aislamiento sísmico • Sistemas inerciales acoplados 	<ul style="list-style-type: none"> • Disipadores de orificio variable • Dispositivos de fricción variable • Disipadores de fluido controlables 	<ul style="list-style-type: none"> • Aislamiento activo • Oscilador híbrido HMD

De igual forma, Soong & Spencer (2002) de manera esquemática esclarecen el funcionamiento de los sistemas de disipación de energía en una estructura convencional, equipada tanto con estos como con su ausencia. Cada uno de los grupos clasificados son mostrados en la Figura II.3, indicando su influencia en los componentes del sistema para su participación.

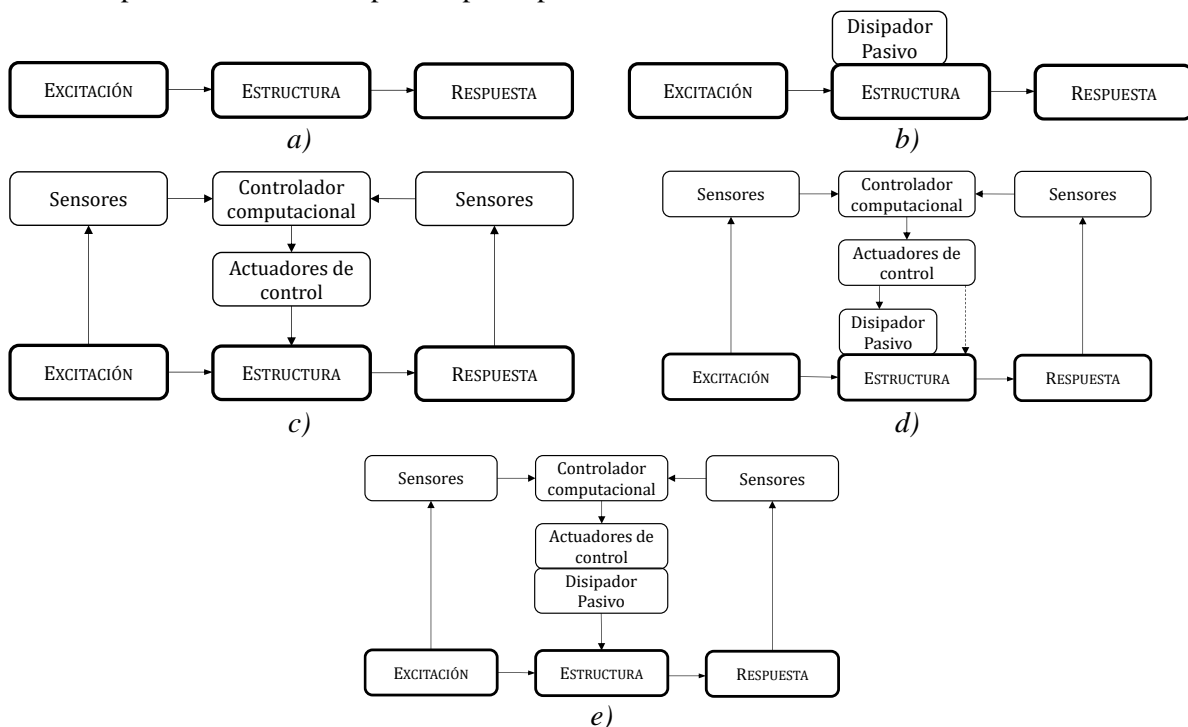


Figura II.3. Esquema de respuesta en estructura convencional (a), con sistemas de disipación pasiva (b), con sistemas de disipación activa (c), con sistemas de disipación híbrida (d) y con sistemas de disipación semiactiva (e) (adaptado de Soong & Spencer, 2002)



Disipación activa, semiactiva e híbrida de energía

El conjunto de los sistemas de disipación activa, semiactiva e híbrida son derivados de los sistemas pasivos y resultado de la evolución en la investigación de la protección sísmica. A diferencia de su predecesor, son empleados mediante el uso de evaluadores y sensores que brindan información en tiempo real dentro de la estructura, estos dispositivos actúan simultáneamente a la excitación sísmica y se encuentran alimentados por un suministro de energía externa.

Los sistemas activos, garantizan un desempeño óptimo y confiabilidad estructural mediante la validación de los procedimientos analíticos y de simulación empleados para predecir el rendimiento real. Esto incluye la verificación exhaustiva de sistemas electrónicos y digitales complejos en condiciones de carga reales. Adicionalmente, se debe evaluar su capacidad para operar de manera eficiente o detenerse adecuadamente en las condiciones estimadas.

En contraparte, los sistemas semiactivos e híbridos ofrecen la adaptabilidad de los dispositivos de control activos sin requerir las grandes fuentes de energía asociada, lo que es fundamental durante los movimientos sísmicos dado a que puede fallar la fuente de alimentación (Soong & Spencer, 2002).

Disipación pasiva de energía

Los sistemas pasivos engloban un rango de materiales y dispositivos con el objetivo de aumentar el amortiguamiento, rigidez y la resistencia del sistema con la finalidad de ser usados para el mejoramiento de la vulnerabilidad sísmica a la que se encuentran sujetas las estructuras, también son empleados para el reacondicionamiento o rehabilitación de las edificaciones.

Por lo general, estos dispositivos funcionan por principios tales como son el deslizamiento por fricción, fluencia de metales, deformación de sólidos viscoelásticos o fluidos y orificios para el paso de fluidos a través de ellos (Constantinou & Symans, 1992; Hameed *et al.*, 2014; Soong & Dargush, 1999).

Es común encontrar este tipo de dispositivos implementados en la estructura primaria a manera de “bracing”, es decir, arriostres que permiten una conexión que trabaja únicamente en la transmisión de carga axial. Asimismo, los dispositivos se encuentran caracterizados por su capacidad de disipación de energía, los más representativos se enuncian a continuación:

- ✓ Disipador histerético: absorben y liberan la energía por medio de la deformación inelástica de placas de metal. La mayoría de estos disipadores cuentan con forma triangular o de “X”, para lograr una fluencia uniforme a lo largo de todo el material. Algunas de las propiedades atractivas que poseen son la conducta histerética estable, fiabilidad a largo plazo, baja fatiga ante ciclos de carga y casi nula afectación por temperatura ambiental. Ejemplos de disipadores histeréticos son el ADAS, TADAS, HADAS, “U-shaped strip”¹.
- ✓ Disipador por fricción: disipa la energía a través del deslizamiento de unas placas con otras, generando ciclos rectangulares de histéresis, debido a que durante la carga cíclica el mecanismo fuerza un deslizamiento en dirección de tensión y compresión. Su comportamiento es confiable a consecuencia de tener un rendimiento no condicionado por la frecuencia de cargas, el número de ciclos de carga o las variaciones de temperatura. En este grupo se encuentran los disipadores de Pall, SBC, SFC, EDR, Sumitomo y otros enlistados e investigados en Jaisee *et al.* (2021).

¹ Tira en forma de “U” fue de los primeros disipadores histeréticos propuestos por Kelly *et al.* (1972), estos fluyen ante la flexión y mecanismos de flexión por rodadura.



- ✓ Disipador viscoso: también conocido como amortiguador viscoso, está regido bajo el principio del paso de un fluido a través de orificios por la acción de un pistón y son relativamente insensibles a los cambios de temperatura. Por otro lado, cuentan con baja resistencia a la deformación cuando las cargas son aplicadas de manera gradual, debido a esta característica son atractivos desde un punto de vista teórico.
- ✓ Disipador viscoelástico: estos muestran la combinación de características de líquidos viscosos y materiales sólidos cuando se deforman, esto quiere decir, los materiales viscoelásticos disipan cierta energía en forma de calor y vuelven a su forma original posterior a cada ciclo de deformación provocado por el esfuerzo cortante. Cuando son implementados en una estructura, la disipación de energía se da cuando la vibración estructural induce un movimiento relativo entre las bridas exteriores y las placas centrales que conforman al disipador.

El aislamiento sísmico y los sistemas inerciales acoplados (masas sintonizadas) no cuentan con la característica de los arriostres a razón que el primero de estos es colocado entre la superestructura y la subestructura (cimentación), mientras que el segundo puede estar incorporado por dentro o fuera de la estructura de tal forma que se cuenten con movimientos desfasados.

- ✓ Aislamiento sísmico: su finalidad es disminuir la transmisión del movimiento del suelo a la estructura, es por ello que son instalados entre la superestructura y la cimentación de la misma. Los aisladores cambian las propiedades dinámicas de la edificación ya que contribuyen a incrementar el periodo de vibrar fundamental, dado que las deformaciones horizontales más importantes se presentan en los aisladores, evitando el ingreso de energía proveniente de los eventos sísmicos a la estructura primaria.

Dentro de los aisladores se encuentran los elastoméricos, péndulos de fricción, cojinetes de núcleo de plomo; cada uno de estos cuentan con características propias que permiten contar con distintos comportamientos y seleccionar el que más se ajuste al diseño y respuesta prevista (Genatios y Lafuente, 2016).

- ✓ Sistemas inerciales acoplados: se caracteriza por amortiguar las vibraciones que ingresen a la estructura mediante la introducción de una masa secundaria sintonizada (este puede ser sólida o líquida) al sistema estructural.

Dado a que se ajusta la masa secundaria a una frecuencia determinada, cuando se excita la estructura y se alcanza dicho valor, la masa sintonizada resuena desfasadamente con respecto al movimiento del sistema primario ocasionando la disipación de energía, misma que es por medio de la fuerza inercial que actúa sobre la estructura.

La principal desventaja con la que cuentan estos dispositivos exhorta Wang *et al.* (2022), es su sensibilidad a desintonizar la frecuencia ocasionando la pérdida de protección sísmica a la que fueron diseñados.

II.3.1. Amortiguador viscoso

Ruiz (2018) señala que los amortiguadores viscosos pueden estar constituidos por fluidos viscosos como son las paredes viscosas o cilindros con un pistón que contienen en su interior algún material viscoso, tal como el silicón. Por ello, este tipo de disipador se caracteriza por ser dependiente de la velocidad relativa de sus extremos (por sus siglas DDV). De tal forma que cuentan con una relación fuerza – velocidad ($F - v$) expresada matemáticamente mediante la ecuación 2.9.

$$F_d = c_\alpha |v|^\alpha \text{sgn}(v) \tag{2.9}$$

donde F_d es la fuerza aportada por el amortiguador viscoso, c_α el coeficiente de amortiguamiento, v la velocidad relativa de los extremos, α el exponente de la velocidad del dispositivo y sgn es la función signo de la velocidad relativa, y cuentan con las condiciones establecidas en la ecuación 2.10.

$$\text{sgn}(v) = \begin{cases} 1, & \text{si } v > 0 \\ 0, & \text{si } v = 0 \\ -1, & \text{si } v < 0 \end{cases} \tag{2.10}$$

El comportamiento lineal de este dispositivo se logra cuando el exponente α cuenta con un valor igual a uno, mientras que para valores de $\alpha \neq 1$ existe un comportamiento no lineal. Cuando es menor a uno, las velocidades altas ocasiona que la fuerza transmitida a los elementos sea menor (estos comportamientos son descritos gráficamente a través de la Figura II.3).

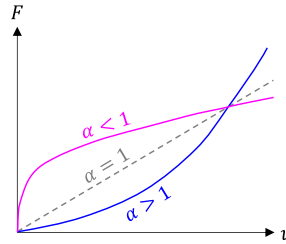


Figura II.3. Comportamiento fuerza – velocidad de disipadores viscosos (adaptado de Ruiz, 2018)

II.3.1.1. Sistema de 1GDL con amortiguador viscoso

Para el sistema de 1GDL no lineal representado en la Figura II.4, la ecuación ajustada de Lin & Chopra (2002) que gobierna la respuesta estructural para un comportamiento lineal del amortiguador es:

$$\ddot{u}_t = -\ddot{u}_g - 2\omega_t(\xi_t \dot{u}_t + \xi_d \text{sgn}(\dot{u}_t)|\dot{u}_t|^\alpha) - \alpha_t \omega_t^2 u_t - (1 - \alpha_t)\omega_t^2 u_{yt} z_1 \tag{2.11}$$

donde \ddot{u}_t es la aceleración del sistema de 1GDL, \ddot{u}_g la aceleración del suelo, la frecuencia no amortiguada se calcula con $\omega_t = \sqrt{k_t/m_t}$ siendo m_t la masa y k_t , la relación de amortiguamiento viscoso nominal del sistema primario se calcula con $\xi_t = c_t/2m_t\omega_t$, sgn la función signo, α el exponente de la velocidad para el disipador, $\xi_d = c_L/2m_t\omega_t$ el amortiguamiento suplementario aportado por los amortiguadores y \dot{u}_t la velocidad del sistema de 1GDL.

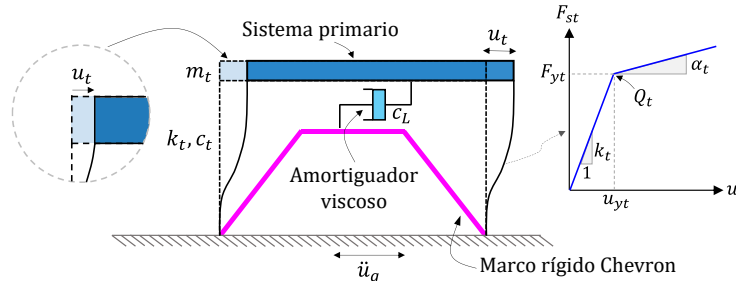


Figura II.4. Sistema de 1GDL no lineal con amortiguador viscoso lineal

II.3.1.2. Arreglos para su disposición

Hwang *et al.* (2013) presentan una variedad de alternativas para disponer e instalar los amortiguadores dentro de un sistema estructural primario, mismas que son mostradas en la Tabla II.2. La manera en que serán colocados va a repercutir en la transferencia de los desplazamientos de la estructura al dispositivo, esto significa que, el factor de eficiencia (f) con la que será transmitida la velocidad de un entrepiso dado, al extremo del dispositivo conectado para poder obtener la velocidad relativa.

Vilchis (2023) denota que se tiene de manera más típica y común el arreglo en “diagonal” debido a que es comparado con el contraventeo, este se encuentra con un ángulo θ con respecto a la horizontal y su factor de eficiencia es menor a uno.

Al encontrarse dispuesto en forma de “K o Chevron”, se cuenta con un factor de eficiencia igual a la unidad, debido a que teóricamente y de manera idealizada los desplazamientos en los extremos serán iguales (contemplando uniones lo suficientemente rígidas y resistentes para soportar las deformaciones).

Por último, las disposiciones “lower & upper toggle” son usados para amplificar los desplazamientos del entrepiso, por ende, pueden llegar a ser hasta tres veces más eficientes que la disposición en diagonal. En contraparte, es necesario verificar los desplazamientos fuera del plano y restringirlos.

Tabla II.2. Disposiciones típicas para la instalación de amortiguador viscoso en estructura (adaptado de Vilchis, 2023)

Nombre	Disposición	Factor de Eficiencia
Diagonal		$f = \cos(\theta)$
K o Chevron		$f = 1$
Lower toggle		$f = \frac{\text{sen}(\theta_2) \cdot \text{sen}(\theta_1 + \theta_3)}{\text{cos}(\theta_1 + \theta_2)}$
Upper Toggle		$f = \text{sen}(\theta_3) + \frac{\text{sen}(\theta_2) \cdot \text{sen}(\theta_3 - \theta_1)}{\text{cos}(\theta_1 + \theta_2)}$

II.3.2. Amortiguador de masa inercial

El concepto de modificar la respuesta estructural mediante la implementación de inercia rotacional fue introducido por primera vez en Japón a finales de los años 90 por Arakaki *et al.* (1999), proponiendo un sistema de piñón en tornillo sin fin. Hwang *et al.* (2007) aclaran que estos dispositivos son diseñados para suprimir las vibraciones inducidas por el terreno durante los eventos sísmicos, aumentando de manera simultánea la masa equivalente y el amortiguamiento de la estructura.

El sistema es denominado “*inertor*”, consiste en un dispositivo mecánico análogo en su funcionamiento a un capacitor eléctrico entre las redes mecánicas y eléctricas, investigado y constatado por Smith (2002). Funciona generando una fuerza proporcional a la aceleración relativa entre sus extremos (por sus siglas DDA), con su constante de proporcionalidad conocida como “inertancia” (*inertance*, en inglés), medida en unidades de masa (Lazar *et al.*, 2014; Makris & Kampas, 2016).

La inertancia contribuye eficazmente a la masa de la estructura en términos de momento de inercia de masa rotacional, manteniendo al mínimo la masa gravitatoria asociada a la estructura. Su funcionamiento se basa en la distorsión presente en la estructura, la cual se transforma en un movimiento rotacional, generando energía cinética en el sistema mediante una masa giratoria (Hwang *et al.*, 2007).

Este sistema ofrece la ventaja de reducir los desplazamientos espectrales de estructuras con periodos largos, algo que no se logra eficazmente con altos niveles de amortiguamiento suplementario. No obstante, esta ventaja implica de la generación de fuerzas significativas en el sistema de apoyo de los amortiguadores, como la cimentación de la estructura (Makris & Kampas, 2016).

Saitoh (2007) y Makris (2018) establecieron la relación constitutiva de la constante de proporcionalidad (inertancia) y la fuerza producida por la aceleración relativa de los extremos, se expresa como:

$$\begin{Bmatrix} F_1(t) \\ F_2(t) \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} M_R & -M_R \\ -M_R & M_R \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \ddot{u}_1(t) \\ \ddot{u}_2(t) \end{Bmatrix} \tag{2.12}$$

donde F_1 y F_2 son las fuerzas generadas en los nodos extremos, M_R la constante de proporcionalidad del sistema, \ddot{u}_1 y \ddot{u}_2 las aceleraciones en los nodos. Para la representación de la Ec. 2.12 se emplea la Figura II.5, misma que consta de la analogía establecida por Smith (2002).

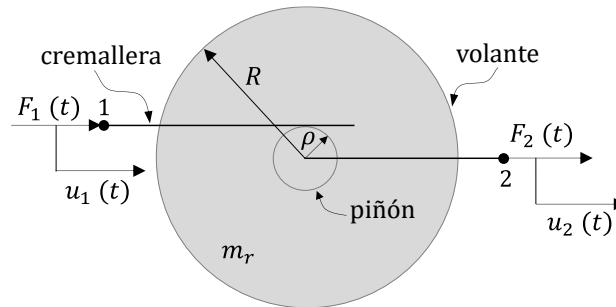


Figura II.5. Amortiguador de masa inercial idealizado (adaptado de Moghimi & Makris, 2021)

Se han propuesto y patentado varios diseños de inerters, siendo la configuración más común la que incorpora piñones o engranajes en cremallera o tornillos sin fin. La disposición y el tamaño específicos de estos componentes se ajustan a la inertancia requerida para sus diferentes aplicaciones. Esta capacidad de adaptar la masa efectiva sin incrementar significativamente la masa física del inertor, es una de sus principales ventajas que cuenta en comparación a los sistemas tradicionales de masa (Lazar *et al.*, 2014).

II.3.2.1. Sistema de IGDL con amortiguador de masa inercial

La Figura II.6 muestra la configuración de un sistema de IGDL no lineal con un amortiguador de masa inercial, Jaimes *et al.* (2023) mencionan que su idealización contempla que se tiene una resistencia del sistema de amortiguamiento Q_t y una fuerza de fluencia que se calcula con $F_{yt} = k_t u_{yt}$.

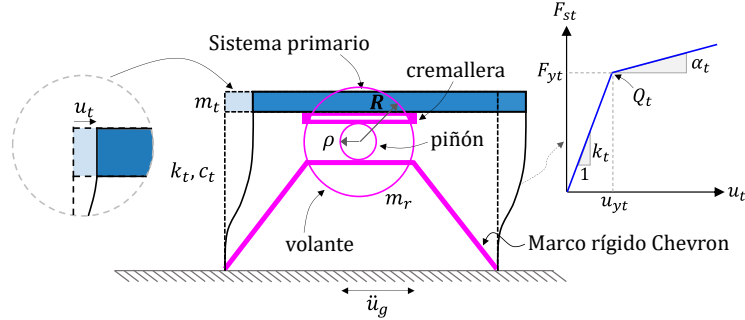


Figura II.6. Sistema de IGDL no lineal con amortiguador de masa inercial (adaptada de Jaimes *et al.*, 2023)

Para el sistema de IGDL representado en la figura anterior, las ecuaciones de movimiento que rigen la respuesta estructural están expresadas como:

$$\ddot{u}_t = \frac{1}{1 - \sigma_t} [-\ddot{u}_g - 2\xi_t \omega_t \dot{u}_t - \alpha_t \omega_t^2 u_t - (1 - \alpha_t) \omega_t^2 u_{yt} z_1] \quad (2.13)$$

$$\dot{z}_1 = \frac{1}{u_{yt}} (\dot{u}_t - \beta \dot{u}_t |z_1|^n - \zeta |\dot{u}_t| |z_1| |z_1|^{n-1}) \quad (2.14)$$

donde \ddot{u}_t es la aceleración del sistema de IGDL, \ddot{u}_g es la aceleración del suelo a la que está sujeto el sistema, la frecuencia no amortiguada se calcula con $\omega_t = \sqrt{k_t/m_t}$ siendo m_t la masa y k_t la rigidez previa a la fluencia del sistema (sistema de IGDL primario), la relación de amortiguamiento viscoso nominal del sistema primario se calcula con $\xi_t = c_t/2m_t\omega_t$, por último, α_t consta de la relación entre las rigideces previa y post fluencia de las columnas.

Además, $\sigma = m_r/m_t$ es la relación de inercia o de masa aparente, este puede adoptar cualquier valor con un tamaño y número de engranajes acoplados en un sistema cremallera o tornillo sin fin, estos sistemas son mostrados esquemáticamente en la Figura II.7 (Jaimes *et al.*, 2023).

Igualmente, se recuerda que \dot{z}_1 es la derivada con respecto al tiempo de z_1 , siendo este último la variable que explica el comportamiento bilineal del sistema de amortiguamiento y la forma del ciclo histerético de las columnas dado por un modelo Bouc – Wen mediante los parámetros β, ζ y n (Ledezma-Ramírez *et al.*, 2019; Jaimes *et al.*, 2023).

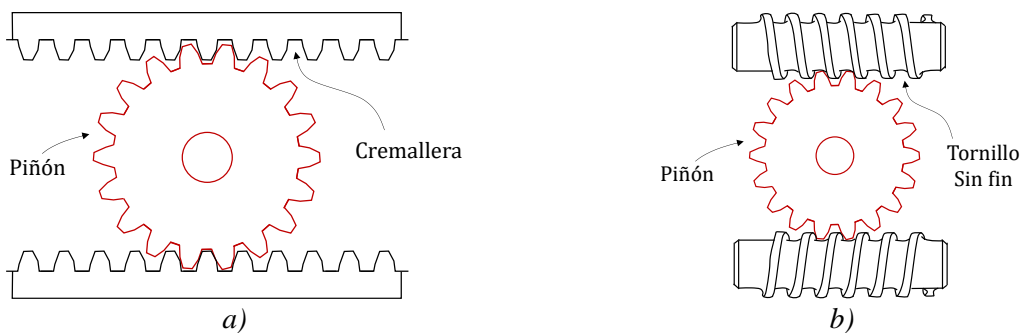


Figura II.7. Sistemas de engranajes acoplados en sistema de cremallera (a) y tornillo sin fin (b)

II.3.2.2. Modelación en software

Debido a ser un dispositivo que hace uso de la masa efectiva en términos de momento de inercia, se requiere una modelación numérica equivalente del sistema de disipación de energía. Acorde a lo explicado en Málaga-Chuquitaype *et al.* (2019) en la Figura II.8 se muestran las variables requeridas en la representación del comportamiento equivalente al amortiguador de masa inercial (MI) en el software de análisis estructural SAP2000 v24.0.

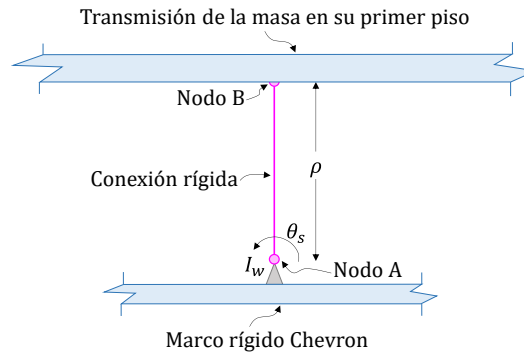


Figura II.8. Esquema del dispositivo MI con variables respectivas para su modelación numérica equivalente (adaptado de Jaimes et al., 2023)

De la figura anterior, se deriva la ecuación 2.15 que es necesaria para la obtención del parámetro a emplear en el modelo de comportamiento equivalente y es:

$$I_w = \sigma \cdot m_s \cdot \rho^2 \quad (2.15)$$

donde I_w es la inercia rotacional o masa angular que será asignada al nodo A; σ la relación de inercia o masa aparente y se calcula con $\sigma = m_r/m_s$ siendo m_r la masa rotacional y m_s la masa de toda la estructura, misma que es obtenida con $m_s = W_s/g$, se cuenta con un valor de 18.71 [ton $_f \cdot s^2/m$]; la longitud de conexión rígida es ρ y representa el eje de rotación del piñón para el sistema MI.

Dicha conexión cuenta en sus extremos los nodos B y A (conexión al sistema de piso del primer nivel y al marco Chevron, respectivamente), estos contarán con un grado de libertad traslacional de tal forma que para el último de estos se asemeje a una rotación θ_s y permita la conversión de un desplazamiento lateral a energía cinética, es decir, liberación de energía a manera de giro.



III. ESTRUCTURACIÓN

III.1. Análisis de estructura en estudio

La edificación nominal está compuesta por marcos de concreto reforzado de siete niveles, con tres crujiás de 5 metros cada una. La altura de entrepiso en la planta baja es de 3 metros, mientras que los entrepisos superiores tienen una altura de 2.4 metros. En estos niveles superiores se encuentran muros de mampostería de 1.2 metros de altura (media altura), conectados a la estructura con el objetivo de aumentar la rigidez de los entrepisos y acentuar el fenómeno de PBD. Los elementos del sistema estructural primario y comportamiento específico se detallan en los apéndices A.1 y A.2. Gráficamente, el modelo de la estructura se muestra en la Figura III.1, utilizando el software correspondiente, mientras que en la Figura III.2 presenta una vista general con las dimensiones acotadas en metros.

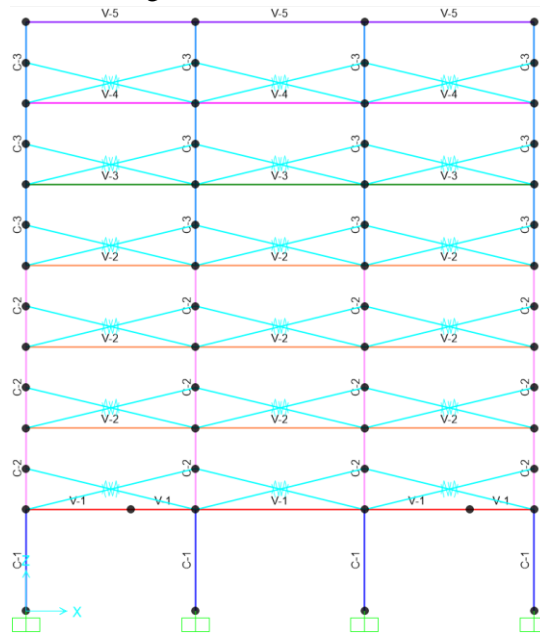


Figura III.1. Configuración de la estructura original sin rehabilitación en SAP2000 v24.0

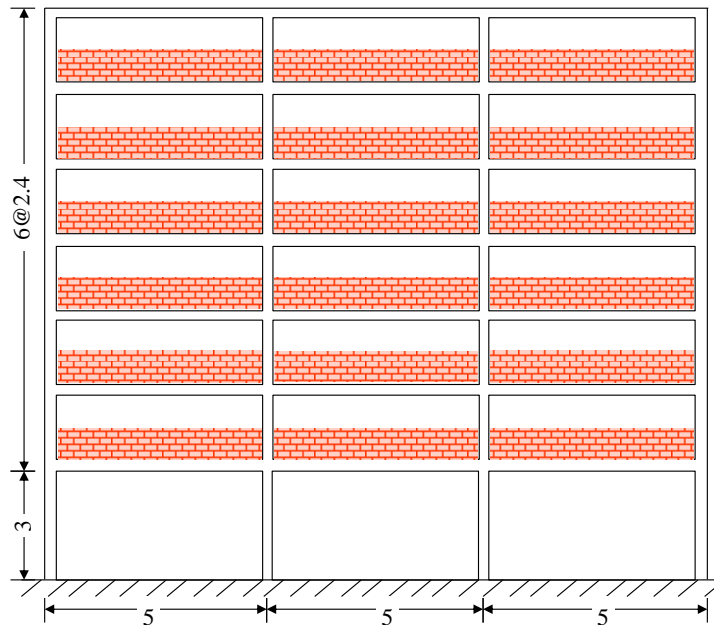


Figura III.2. Esquema del sistema estructural original

III. ESTRUCTURACIÓN

Primeramente, se requiere el análisis de la edificación sin la implementación de los dispositivos de control o rehabilitación, a la cual se le denomina como “condición original”. El modelado se realiza en el sistema cartesiano XZ debido a la convención que utiliza el software empleado, siendo la dirección Z la componente vertical, mientras que X el componente horizontal del sistema.

El periodo fundamental de la estructura es de 0.935 segundos, correspondiente a un factor de participación Γ de 87.83%, conforme la normativa actual se busca que en el periodo fundamental y los modos superiores (2 y 3) se tenga un factor de participación alrededor del 90% para que sea validado el diseño y la revisión de la estructura, dichos factores se muestran en la Tabla III.1.

Debido a que la suma de los primeros tres corresponde a un 98.7% de participación de la respuesta, se descarta los modos restantes que representan el 1.3%.

Tabla III.1. Factores de participación asociados a periodos de vibrar en condición original

Modo	Periodo [s]	Factor de Participación (Γ)
1	0.935	0.878
2	0.305	0.086
3	0.175	0.023
		0.987

Las formas modales se obtienen con el mismo software haciendo uso de los desplazamientos asociados a cada modo de vibrar, mismos que son normalizados con respecto a la planta baja con la finalidad de contar con una amplitud unitaria para dicho nivel. Los vectores generados se exhiben de manera tabulada en la Tabla III.2.

Tabla III.2. Formas modales para el periodo fundamental y superiores en condición original

Nivel	Modo 1	Modo 2	Modo 3
7	4.010	-1.466	1.028
6	3.835	-0.948	0.095
5	3.513	-0.119	-0.872
4	3.048	0.748	-0.988
3	2.459	1.339	-0.143
2	1.772	1.440	0.842
1	1	1	1

Por otro lado, la Figura III.3 presenta gráficamente las formas modales obtenidas.

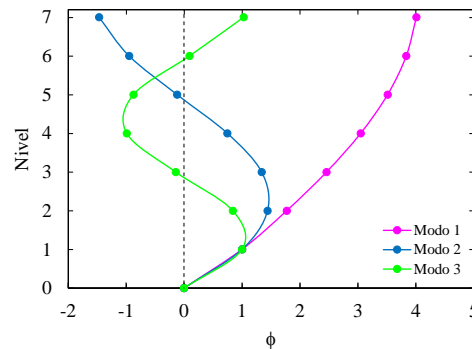


Figura III.3. Formas modales para estructura en condición original

III. ESTRUCTURACIÓN



III.2. Zonificación geotécnica

La edificación nominal se encuentra cercana a la estación acelerométrica CH84 de la red CIRES. Ubicada en Ex – Ejido de San Francisco Culhuacán de la alcaldía de Coyoacán de la Ciudad de México. Las coordenadas geográficas de referencia son: 19°19'50.2''N, 99°09'32.9''O.

Es necesario conocer el tipo de suelo con el que se encuentra trabajando debido a los efectos de sitio y la manera en que se propagan las ondas sísmicas a través de este medio.

Al encontrarse en la alcaldía de Coyoacán, le corresponde la Zona II (Transición) conforme la zonificación geotécnica de la Ciudad de México. Para dicha zona Piedras (2023) señala que es caracterizada por contar con depósitos profundos a 20 metros de profundidad o menos, se encuentra constituida predominantemente por estratos arenosos y limo arenosos intercalados con capas de arcilla lacustre, el espesor de esta última es variable entre decenas de centímetros y pocos metros. La Figura III.4 exhibe la ubicación de la estación acelerométrica con su respectiva zona geotécnica.

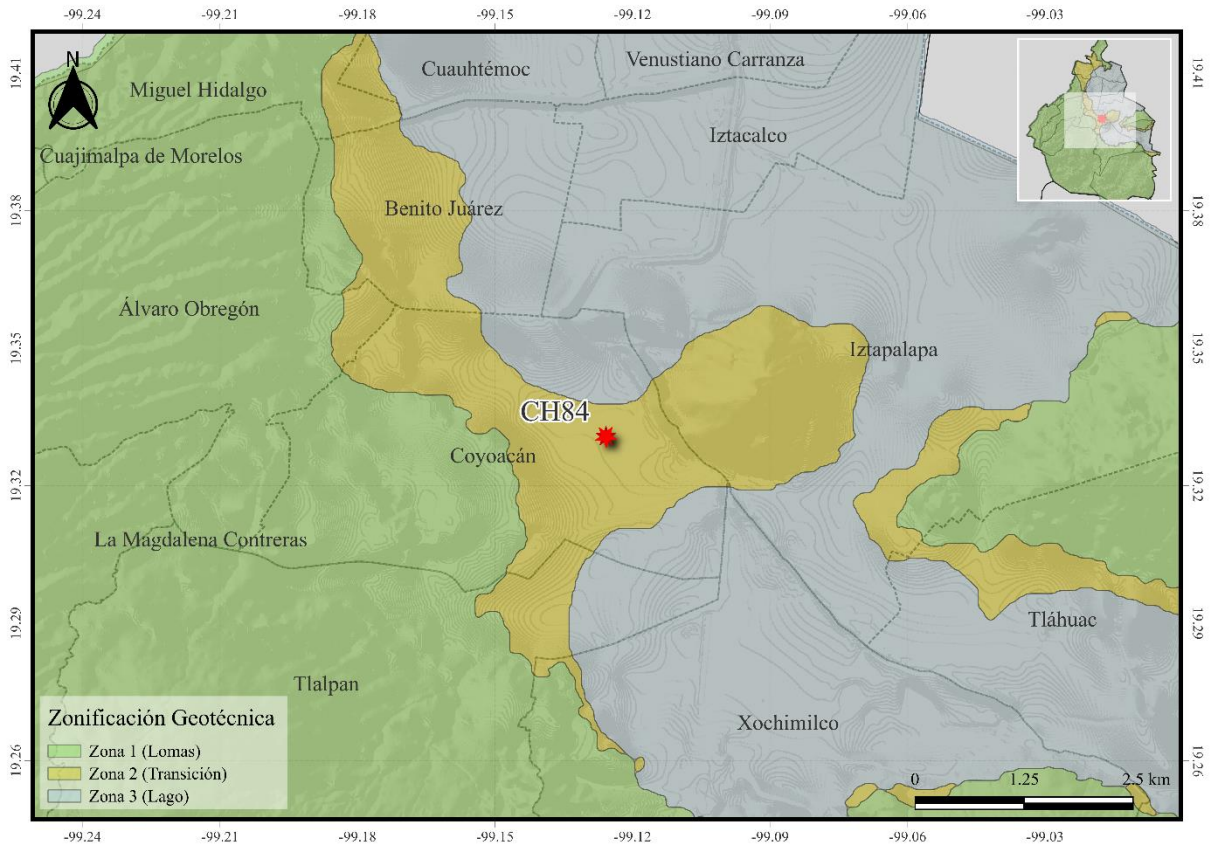


Figura III.4. Mapa de zonificación geotécnica de la Ciudad de México con la ubicación de estudio



III.3. Dispositivos de control

Para la definición de las propiedades de los sistemas de disipación de energía, empleados para cumplir con el objetivo de reducir los desplazamientos laterales por nivel y limitar las distorsiones de entrepiso, conforme el nivel de desempeño de seguridad de vida (γ_{SV}) en condiciones de servicio.

Las demandas a las que estarán sometidos los dispositivos, es por medio de un análisis no lineal paso a paso de acelerogramas sintéticos generados y detallados en el apéndice B.2.

Con la implementación del amortiguador de masa inercial (MI) en el software, existe un cambio en el cálculo de las propiedades dinámicas debido a la incorporación de la inercia rotacional (según la modelación numérica del dispositivo). Aunque el dispositivo actúa como un sistema de amortiguamiento suplementario, su modelación equivalente no permite mantener inertes las propiedades como son periodo, formas modales, factores de participación, etc.

III.3.1. Amortiguador viscoso lineal

Ruiz (2018) y Vilchis (2023) resaltan que la metodología, recomendaciones, requerimientos y limitaciones a emplear para el diseño y revisión de estructuras con este tipo de amortiguador será con base en el capítulo 15 del ASCE/SEI 41-17 (2017), cuyos procedimientos se encuentran apoyados en análisis lineales, estáticos no lineales (denominado “pushover”) y dinámicos lineales paso a paso.

Para ello, se ilustra mediante el diagrama de flujo correspondiente en la Figura III.5, donde se indica que consta de un método iterativo para el cumplimiento del desplazamiento, distorsión o aceleración objetivo conforme el porcentaje efectivo de amortiguamiento crítico seleccionado (ζ_e).

El ζ_e se define como la suma del amortiguamiento viscoso inherente al sistema estructural primario (ζ) mismo que se encuentra en un intervalo de $2\% \leq \zeta \leq 5\%$, más el que proporcionan los elementos disipadores de energía (ζ_o). Existe un límite para $\zeta_e \leq 35\%$ ya que al considerar un amortiguamiento mayor existiría poca reducción de la respuesta estructural (Ruiz, 2018).

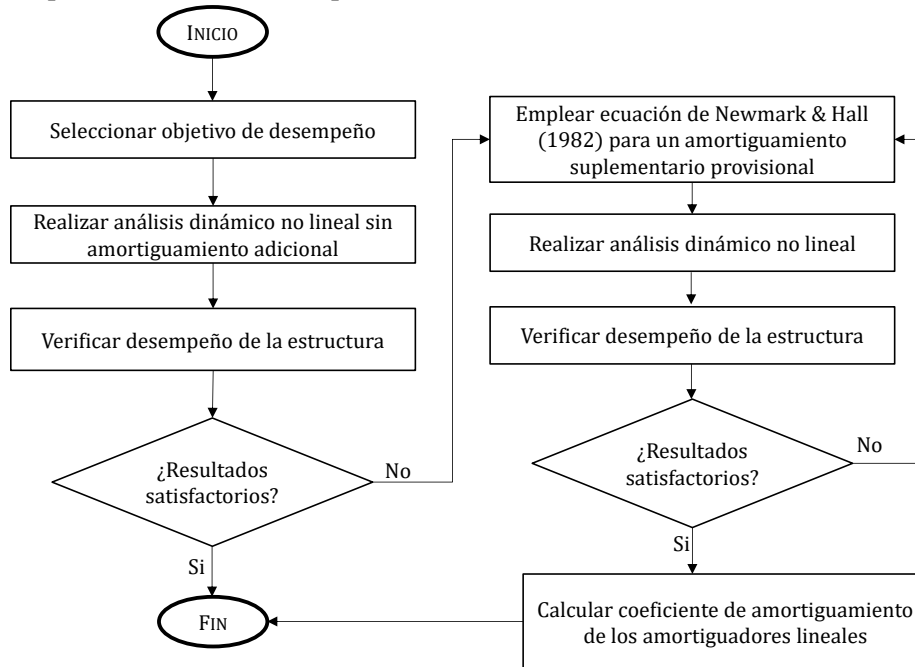


Figura III.5. Diagrama de flujo de la metodología de ACE/SEI 41-17 modificado para un análisis no lineal (adaptado de Vilchis, 2023)

En la sección 15.9.2 del ASCE/SEI 41-17 se establecen las expresiones necesarias para el cálculo de ζ_e para amortiguadores viscosos con comportamiento lineal, expresada por medio de la ecuación 2.16.

$$\zeta_e = \zeta + \zeta_o = \zeta + \left(T \sum_j^N C_{L_j} \cos^2 \theta_j \phi_{r_j}^2 \right) \left(4\pi \sum_i^N m_i \phi_{n_i}^2 \right)^{-1} \quad (2.16)$$

donde ζ_e es la de amortiguamiento viscoso efectivo; ζ la fracción de amortiguamiento inherente a la estructura, la recomendación por parte de ASCE 41-17 (2017) cuenta con un valor de 0.02 pero se hace uso del valor de 0.05 debido a que la estructura nominal en estudio cuenta con factores de ductilidad, sobre-resistencia y otros que han sido demostrados que aumentan el amortiguamiento (NTCS, 2023); ζ_o es la fracción de amortiguamiento adicional que proporcionan los dispositivos; C_{L_j} el coeficiente de amortiguamiento lineal del j-ésimo dispositivo ; θ_j el ángulo de inclinación formado con respecto a la horizontal y el j-ésimo dispositivo; ϕ_{r_j} la forma modal relativa entre los extremos del j-ésimo dispositivo; la masa del i-ésimo nivel se calcula con $m_i = w_i/g$; ϕ_{n_i} forma modal del i-ésimo nivel y N es el número de dispositivos a implementar.

Se empleó la ecuación 2.17 desarrollada por Newmark & Hall (1982) con la finalidad de relacionar la distorsión objetivo y máxima, presentada en la evaluación de la estructura ante las demandas de los acelerogramas sintéticos (Apéndice C), con la fracción de amortiguamiento efectivo y se expresa como:

$$B = \frac{2.31 - 0.41 \ln(\zeta)}{2.31 - 0.41 \ln(\zeta_e)} \quad (2.17)$$

donde $B = \gamma_{m\acute{a}x}/\gamma_{SV}$ siendo $\gamma_{m\acute{a}x}$ la distorsión máxima presente en la estructura y γ_{SV} la distorsión máxima permisible para el nivel de desempeño seleccionado (distorsión objetivo).

La ecuación 2.18 resulta del despeje de la variable ζ_e de la Ec. 2.17 y la ecuación 2.19 de la variable C_{L_j} de la Ec. 2.16 y será la implementada en el desarrollo de este trabajo para encontrar el valor requerido de C_L sin la necesidad de realizar múltiples iteraciones para un caso en particular, con el objetivo de contar con un comportamiento aceptable y estable de la estructura.

$$\zeta_e = \sqrt[0.41]{e^{2.31 - \frac{2.31 - 0.41 \ln(\zeta)}{B}}} \quad (2.18)$$

$$C_{L_j} = (\zeta_e - \zeta) \left(4\pi \sum_i^N m_i \phi_{n_i}^2 \right) \left(T \sum_j^N C_{L_j} \cos^2 \theta_j \phi_{r_j}^2 \right)^{-1} \quad (2.19)$$

Realizando las simulaciones correspondientes para cada caso que se presentó en los acelerogramas sintéticos, se obtiene el valor C_L de tal forma que la distorsión objetivo sea lo más cercana posible a la máxima permisible (véase apéndice C.1), por lo que el valor encontrado es:

$$C_L = 52.896 \left[\frac{\text{ton}_f \cdot \text{s}}{m} \right]$$

Dicho valor aporta un $\zeta_o = 12.55\%$ a la estructura. En caso de optar por un valor más alto o más bajo de coeficiente de amortiguamiento para el dispositivo, existe un aumento en las distorsiones de entrepiso en los niveles superiores. Estos resultados se encuentran demostrados en el apéndice C.2.

III. ESTRUCTURACIÓN



La estructura con rehabilitación se muestra de manera esquemática en la Figura III.6 con acotaciones en metros, recordando que VL consta de amortiguador viscoso lineal. En las crujeas extremas será dispuesto un marco Chevron para contar con sistema de apoyo entre la conexión rígida del sistema de piso y el dispositivo de control de respuesta sísmica en estudio.

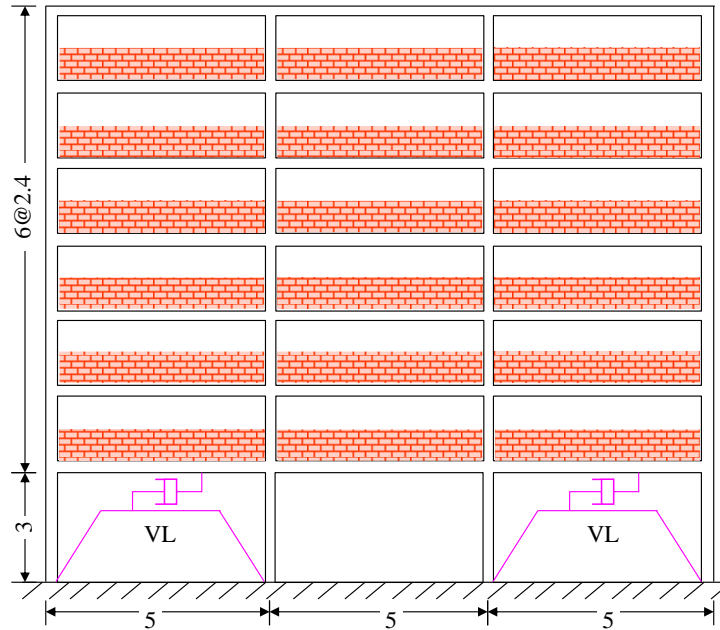


Figura III.6. Esquema del sistema estructural rehabilitado con dispositivos VL

La Figura III.7 muestra la modelación de la edificación rehabilitada en SAP2000 v24.0, la conexión rígida es mediante un elemento tipo “link” con la finalidad de transmitir la respuesta del primer nivel al dispositivo en disposición K o Chevron.

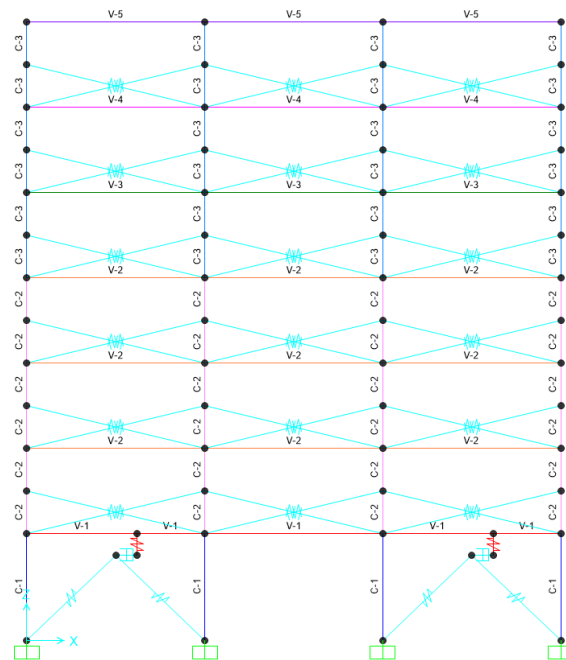


Figura III.7. Configuración de la estructura rehabilitada con dispositivos VL en SAP2000 v24.0

III.3.2. Amortiguador de masa inercial

Debido a que la implementación de estos dispositivos se encuentra en su evaluación analítica, se sigue una metodología similar propuesta por parte de ASCE 41-17 (2017) y es elaborada por el autor del presente trabajo. Igualmente se ilustra en la Figura III.8 por medio de un diagrama de flujo, en donde se encuentra un proceso iterativo en función de los dos parámetros numéricos establecidos por Málaga-Chuquitaype *et al.* (2019) que son la longitud de conexión rígida (ρ) y la relación de masa aparente (σ).

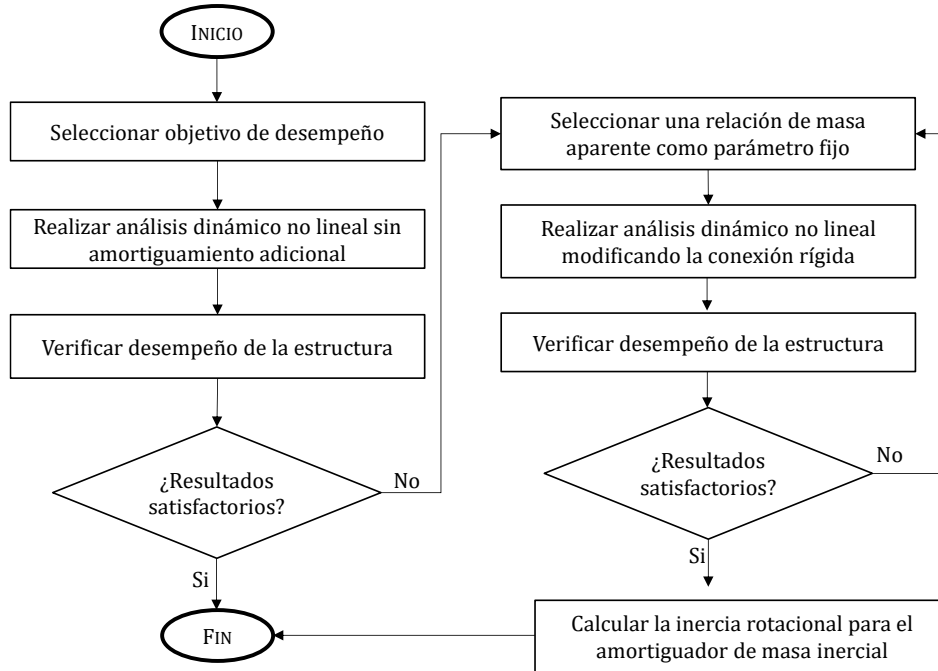


Figura III.8. Diagrama de flujo de la metodología empleada para el diseño del dispositivo MI

A partir de este diagrama de flujo, se mantiene fijo uno de los dos parámetros que se adapte mejor a las condiciones presentes en la estructura y comenzar con las iteraciones variando el parámetro restante hasta contar con resultados satisfactorios. Es recomendable contar con una relación de masa aparente fija ya que es la variable con mayor repercusión.

En el marco de este estudio, conforme la ecuación 2.15 en la sección II.3.2.2 serán utilizados los valores $\rho = 1.05 m$ y $\sigma = 0.85$, debido a las iteraciones elaboradas con el análisis paso a paso bajo acelerogramas sintéticos (apéndice C.3), la distorsión obtenida es lo más cercana posible a la máxima permisible y sin afectaciones a los niveles superiores, por lo que el valor utilizado es:

$$I_w = 17.537 [ton_f \cdot s^2 \cdot m]$$

En el apéndice C.4 se encuentran ejemplificados otros valores superiores o inferiores al empleado, en donde existe un comportamiento inestable y la respuesta no cuenta con la finalidad buscada que es el control de la PBD junto con la rehabilitación de la edificación nominal.

III. ESTRUCTURACIÓN



La edificación con rehabilitación se muestra en la Figura III.9 de manera esquemática con acotaciones en metros, recordando que MI es el amortiguador de masa inercial.

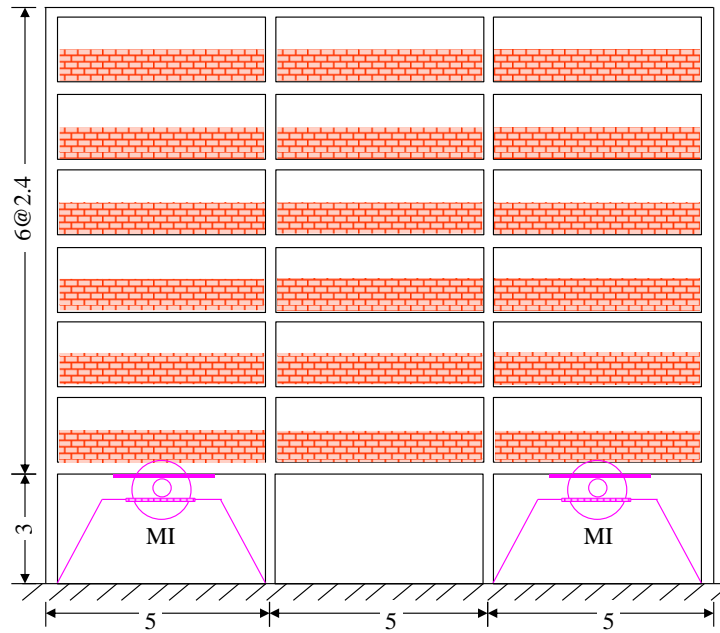


Figura III.9. Esquema del sistema estructural rehabilitado con dispositivos MI

En la Figura III.10 se encuentra la modelación de la edificación rehabilitada en SAP2000 v24.0, de manera análoga al dispositivo VL para la conexión rígida se realizó mediante un elemento tipo link. Por otro lado, el software aún no cuenta con el dispositivo en su catálogo, por ello fue necesario utilizar el modelado numérico equivalente explicado en la sección II.3.2.2.

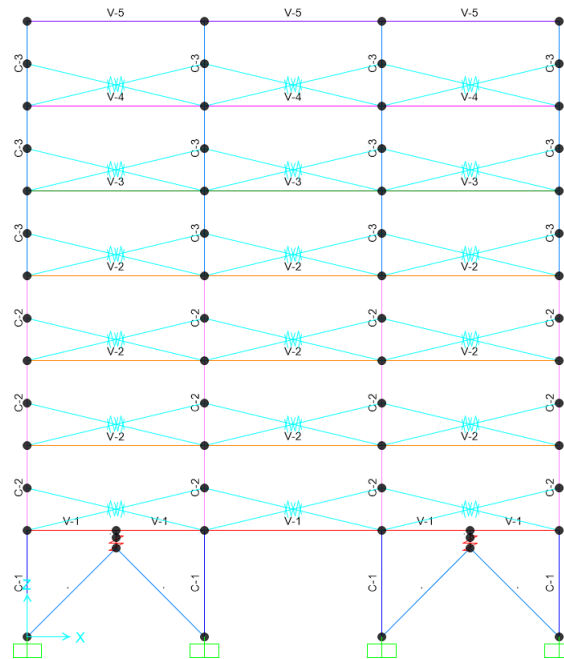


Figura III.10. Configuración de la estructura rehabilitada con dispositivos MI en SAP2000 v24.0



IV. ANÁLISIS DE RESULTADOS

IV. ANÁLISIS DE RESULTADOS



IV.1. Comparativa de respuestas estructurales resultantes

De los acelerogramas de daño acumulado empleados y ejemplificados en el apéndice B.3. Para el análisis de las respuestas resultantes de la edificación nominal bajo las distintas condiciones de rehabilitación, se presentan únicamente los resultados correspondientes a la señal de daño acumulado CH04, ya que esta señal exhibe las respuestas estructurales más representativas y abarca el comportamiento esperado de la estructura. Los resultados de las señales restantes se encuentran en el Apéndice D.

Conforme el análisis paso a paso no lineal (justificado en el Apéndice E), se obtiene la respuesta estructural en términos de desplazamientos del primer y último nivel, distorsiones de entrepiso, cortante basal, entre otros. Estos resultados se despliegan en la Tabla IV.1 para cada una de las condiciones de rehabilitación de la estructura que fueron estudiadas.

Tabla IV.1. Respuesta estructural resultante ante señal CH04 de daño acumulado

Parámetro	Original		Amortiguador Viscoso		Masa Inercial	
	Sismo ₁	Sismo ₂	Sismo ₁	Sismo ₂	Sismo ₁	Sismo ₂
$PGA [g]$	0.058	0.026	0.058	0.026	0.058	0.026
$Sa (T_1) [g]$	0.175	0.045	0.175	0.045	0.175	0.045
$\ddot{u}_{m\acute{a}x} [g]$	0.222	0.052	0.190	0.050	0.118	0.046
V_b/W_s	0.153	0.042	0.128	0.040	0.195	0.125
$\delta_{N7} [cm]$	5.31	1.72	4.40	1.41	2.69	1.48
$\delta_{N1} [cm]$	1.31	0.41	1.10	0.36	1.33	0.91
$\gamma_{N1} [\%]$	0.44	0.14	0.37	0.12	0.44	0.30
$\gamma_{m\acute{a}x} [\%]$	0.47	0.17	0.40	0.14	0.44	0.30
$\gamma_g [\%]$	0.30	0.10	0.25	0.08	0.15	0.08
$\delta_{r_{N7}} [cm]$	-0.47	-0.47	-0.30	-0.30	0.12	0.12
$\delta_{r_{N1}} [cm]$	-0.09	-0.09	-0.07	-0.07	0.06	0.06

Con la implementación de los dispositivos de control (VL y MI), se observa una disminución considerable en los desplazamientos máximos del último nivel (N7). En el sismo principal (sismo₁), la reducción es del 17.1% para VL y del 49.3% para MI, mientras que en la réplica (sismo₂) las reducciones son del 18.0% y 13.9%, respectivamente. Asociado a esto, las distorsiones de entrepiso también se reducen, con una disminución del 15.9% en el caso de VL, mientras que para MI la reducción es similar. La comparativa respectiva de los datos tabulados en la Tabla IV.1, se muestra en la Figura IV.1.

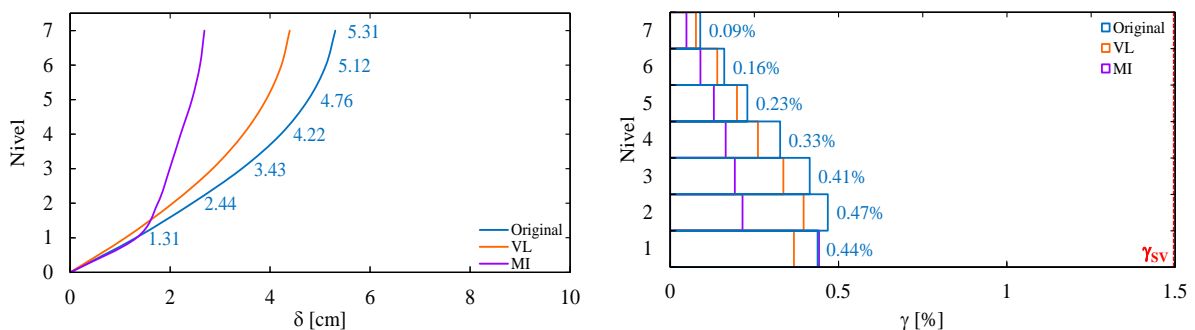


Figura IV.1. Comparativa de desplazamientos (izquierda) y distorsiones (derecha) presentados en la estructura bajo la demanda de la señal CH04 de daño acumulado en distintas condiciones de rehabilitación

IV. ANÁLISIS DE RESULTADOS



Si se considera únicamente el desplazamiento relativo del último nivel (δ_{N7}) con respecto a la altura total es la distorsión global (γ_g), para el dispositivo MI en el sismo₁ se obtiene una reducción del 50%, mientras que para el sismo₂ la reducción es del 20% en ambos dispositivos.

En cuanto a la cortante basal, se observa una disminución del 16.3% en VL y un aumento del 27.5% en MI durante el sismo₁. Finalmente, los valores máximos de aceleración ($\ddot{u}_{m\acute{a}x}$) muestran un mayor acercamiento a la pseudoaceleración en el caso de VL, mientras que para MI existe una diferencia más significativa tanto en el sismo₁ como en el sismo₂.

En la Figura IV.2 se muestra el acelerograma de daño acumulado correspondiente a la señal CH04. Desde la Figura IV.2a – Figura IV.2c muestran los desplazamientos máximos y residuales (registrados al inicio y al final de los eventos sísmicos) en el primer nivel, tanto para la estructura sin rehabilitación como para la estructura con rehabilitación mediante la implementación de los dispositivos de control VL y MI.

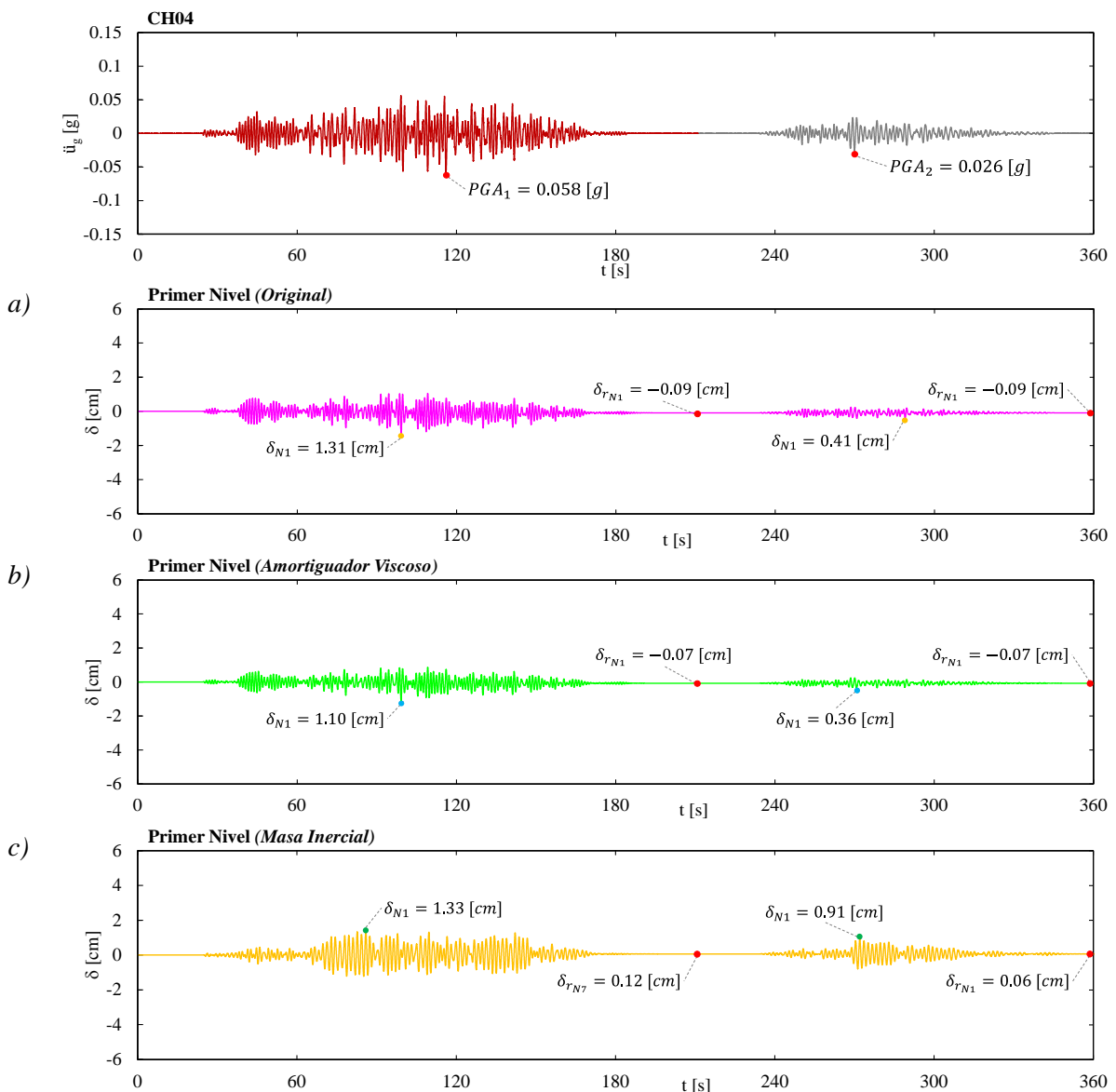


Figura IV.2. Desplazamientos máximos y residuales en CH04 para el primer nivel en estructura original (a), con dispositivos VL (b) y con dispositivos MI (c)

IV. ANÁLISIS DE RESULTADOS



A partir de los gráficos, se infiere que ciertos elementos de este nivel presentan deformaciones considerables, lo que provoca un desplazamiento con respecto a su eje original posterior al sismo principal. Durante la réplica, estos elementos se desplazan lateralmente sobre un nuevo eje. Con la implementación del dispositivo MI, se observa un reacomodo del nivel, ya que el desplazamiento residual en la réplica es la mitad del presentado en el sismo₁. Estos desplazamientos en MI se producen en una dirección horizontal positiva, a diferencia de la condición original y la rehabilitación con VL, en las cuales se observa una componente negativa. Esta diferencia influye en la posición final de la estructura, misma que impactará en las colindancias donde se encuentre.

Asimismo, en la Figura IV.3 se muestra el acelerograma de daño acumulado correspondiente a la misma señal, mientras que en la Figura IV.3a – Figura IV.3c presentan los desplazamientos máximos y residuales en el último nivel para la estructura en sus distintas condiciones de rehabilitación estudiadas.

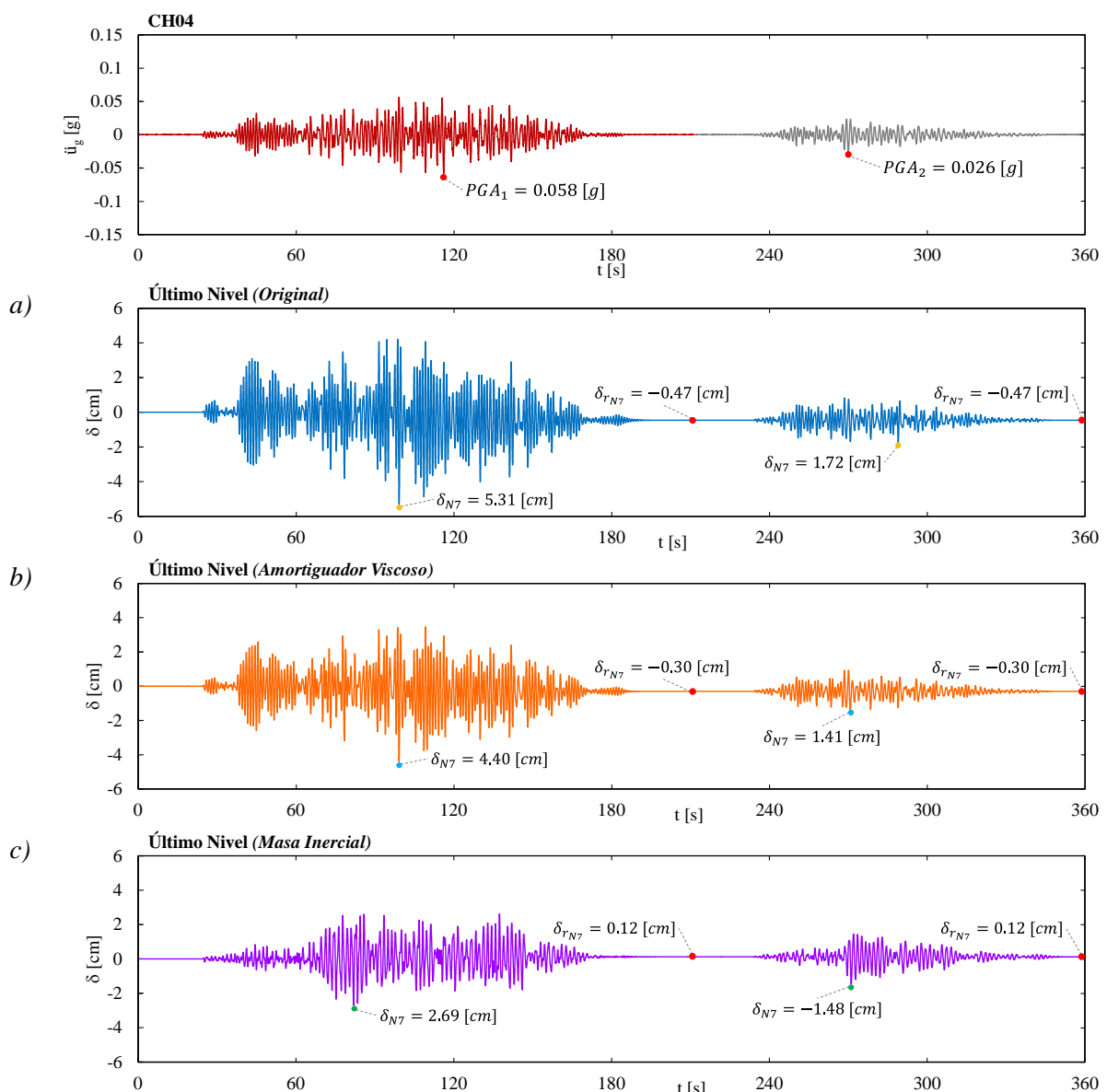


Figura IV.3. Desplazamientos máximos y residuales en CH04 para el último nivel en estructura original (a), con dispositivos VL (b) y con dispositivos MI (c)

IV. ANÁLISIS DE RESULTADOS

Debido a que el primer nivel experimenta una deformación que provoca un desplazamiento sobre un nuevo eje, este efecto se propaga a lo largo de toda la estructura hasta el último nivel. De manera similar, los desplazamientos residuales muestran el mismo comportamiento en cuanto a sus componentes negativas o positivas. En los gráficos, se demuestra claramente la reducción de los desplazamientos a lo largo del análisis tiempo – historia bajo la señal de daño acumulado CH04. Para todas las condiciones de la estructura, el desplazamiento residual en el último nivel ($\delta_{r_{N7}}$) se presenta antes de la PGA del sismo principal, mientras que, en la réplica únicamente en la condición original después de la PGA.

Por otro lado, las respuestas máximas del primer y último nivel, tanto en la estructura original como en la rehabilitada con VL, ocurren en un intervalo de tiempo relativamente corto entre ellas (2 a 5 segundos). En cambio, con la rehabilitación mediante MI, el intervalo de tiempo se incrementa de manera considerable, alcanzando valores del orden de 10 a 20 segundos.

Para todos los demás casos, incluidos los analizados en este apartado, los resultados se muestran en la Figura IV.4 en términos de desplazamientos laterales por nivel (izquierda) y distorsiones de entrepiso (derecha).

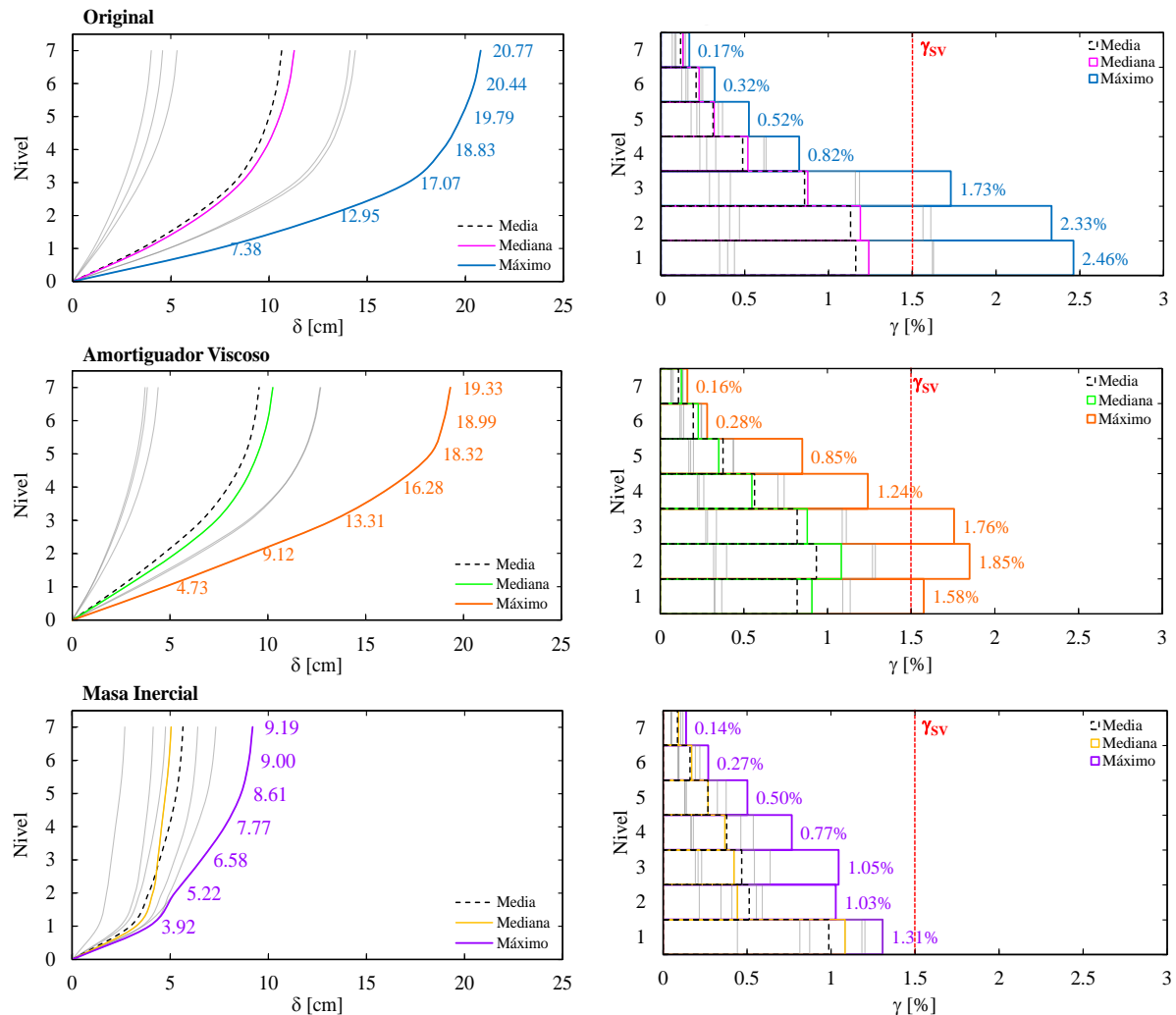


Figura IV.4. Desplazamientos (izquierda) y distorsiones (derecha) presentados en la estructura bajo la demanda de acelerogramas de daño acumulado en las condiciones de rehabilitación estudiadas

IV. ANÁLISIS DE RESULTADOS



La implementación del dispositivo VL, los desplazamientos son reducidos y en el caso más desfavorable (CH05) en un 6.9% para el último nivel, mostrando una respuesta similar en niveles inferiores. Sin embargo, como consecuencia las distorsiones máximas en los tres primeros niveles no cumplen con el límite permisible de $\gamma_{SV} = 1.5\%$. Aunque se observa una disminución en los dos primeros niveles, los niveles cuarto y quinto presentan un aumento de más del 50% debido a la redistribución de fuerzas en los elementos estructurales.

Por otro lado, con la implementación del amortiguador MI, todas las distorsiones máximas en los niveles se mantienen por debajo del límite permisible, gracias a una reducción significativa del desplazamiento en el último nivel, alcanzando una disminución del 55.8%. Además, no se observan cambios abruptos en las distorsiones de los entrepisos superiores.

IV.1.1. Fuerzas internas en elementos

La cortante basal (V_b) es la acumulación de las fuerzas cortantes presentes en cada nivel, las cuales se reflejan en la base de la misma edificación. En la Figura IV.5a se muestran las cortantes de entrepiso normalizadas con respecto al peso total de la estructura (tiene un valor de 183.58 [tonf]) bajo la demanda de daño acumulado sin la rehabilitación mediante dispositivos de control. En el caso de mayor impacto, se observa la cortante máxima en la base de la estructura, lo cual es un comportamiento común y esperado en cualquier edificación.

En la Figura IV.5b, se observa que la cortante máxima se presenta en el segundo nivel debido a la implementación del amortiguador VL en la planta baja. La presencia de VL no solo reduce los desplazamientos, sino que también distribuye las fuerzas a lo largo de la estructura. Como resultado, se produce un incremento de la fuerza en el tercer y cuarto nivel de $\sim 8.16\%$, mientras que en el segundo nivel el aumento es del 7.49% con respecto a la condición original.

Finalmente, en la Figura IV.5c se observa un aumento del $\sim 20.16\%$ en la cortante del primer nivel, mientras que en los niveles superiores los valores permanecen similares a la condición original. Esto se debe a que es necesaria una fuerza de fluencia y desplazamiento asociado a ella para “activar” el dispositivo MI. Por lo tanto, se permite un mayor ingreso de las fuerzas inerciales provocadas por los eventos sísmicos, los cuales deben ser disipados a través del dispositivo implementado.

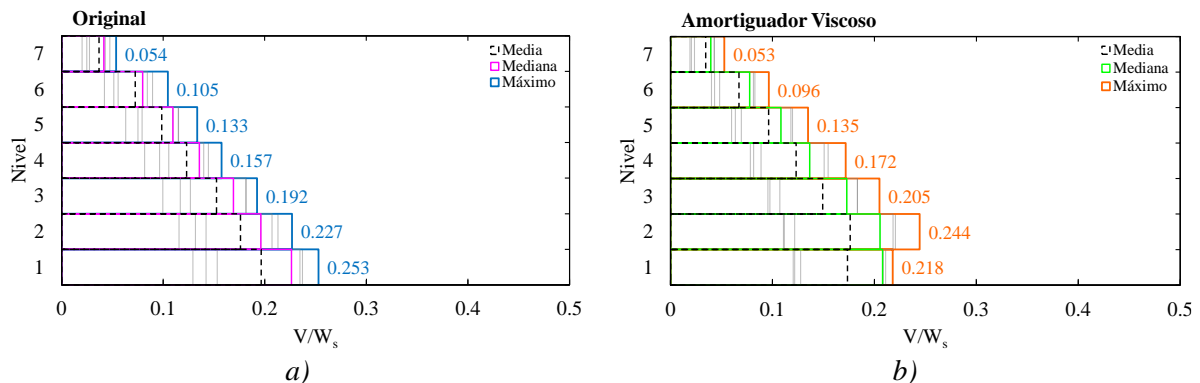
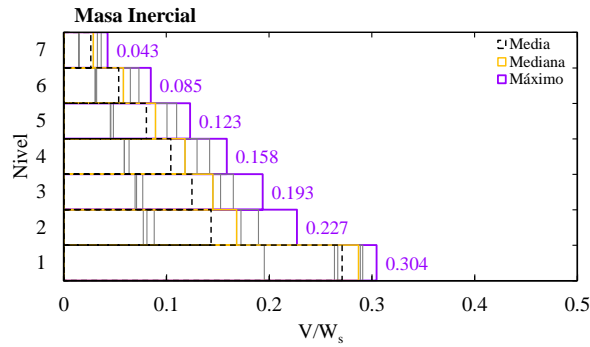


Figura IV.5. Cortantes de entrepiso normalizadas con W_s presentadas en la estructura bajo la demanda de acelerogramas de daño acumulado en condición original (a), con dispositivos VL (b) y con dispositivos MI (c)



c)
Figura IV.5. Continuación

Para constatar la eficiencia y efectividad de los dispositivos VL y MI, en la Figura IV.6 se presenta de manera esquemática la aparición de articulaciones plásticas en la estructura bajo las siguientes condiciones: sin rehabilitación (Figura IV.6a), con dispositivos VL (Figura IV.6b) y con dispositivos MI (Figura IV.6c). Esto tiene como objetivo comprobar gráficamente si ocurre una falla parcial (en un nivel) o una falla total de la estructura. Además, se identifica la aparición de las articulaciones durante el sismo principal (color verde), en la réplica (color azul) o si están cercanas a un estado de falla (color rojo).

El comportamiento específico de los elementos estructurales se detalla en Apéndice A.

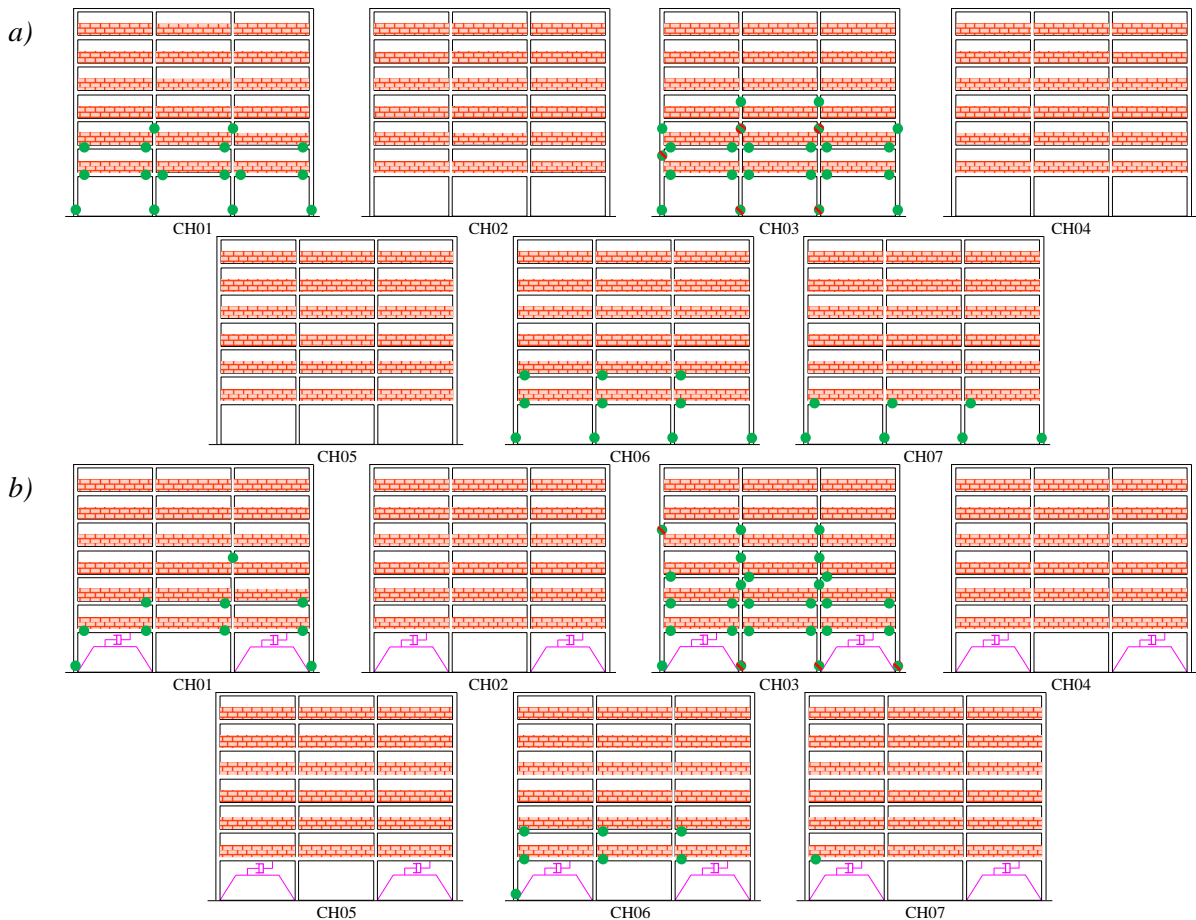


Figura IV.6. Esquema de articulaciones plásticas presentadas en la estructura bajo la demanda de acelerogramas de daño acumulado en condición original (a), con dispositivos VL (b) y con dispositivos MI (c)

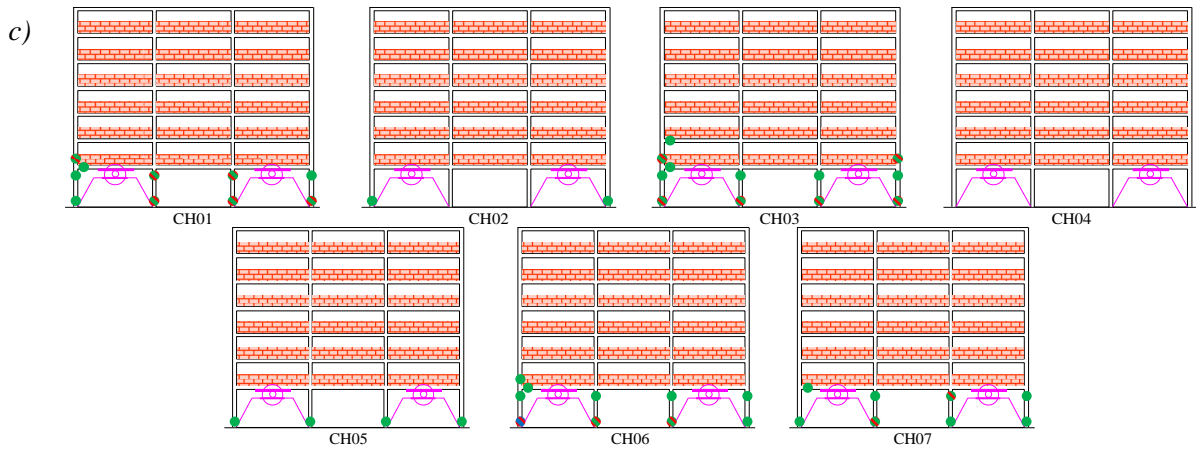


Figura IV.6. Continuation

IV.1.2. Cocientes de espectros generados

Bajo la generación de los espectros de respuesta (ER) y los espectros de amplitud de Fourier (EAF), desarrollados los apéndices D.1 y D.2 respectivamente, se procesan los resultados obtenidos a nivel de suelo y en las condiciones de rehabilitación estudiadas, con el objetivo de calcular el cociente de respuesta espectral (CRE) y la función de transferencia empírica. Para estos cálculos, es necesario que ambas señales se encuentren en el mismo dominio de frecuencias.

Según Coss (2021) el cálculo de CRE permite visualizar y comprender gráficamente la amplificación relativa entre el registro medido en el suelo y la respuesta de la estructura en términos de aceleraciones. En la parte izquierda de la Figura IV.7 se presenta el CRE para el sismo principal, mientras que en la parte derecha se muestra el CRE correspondiente a la réplica.

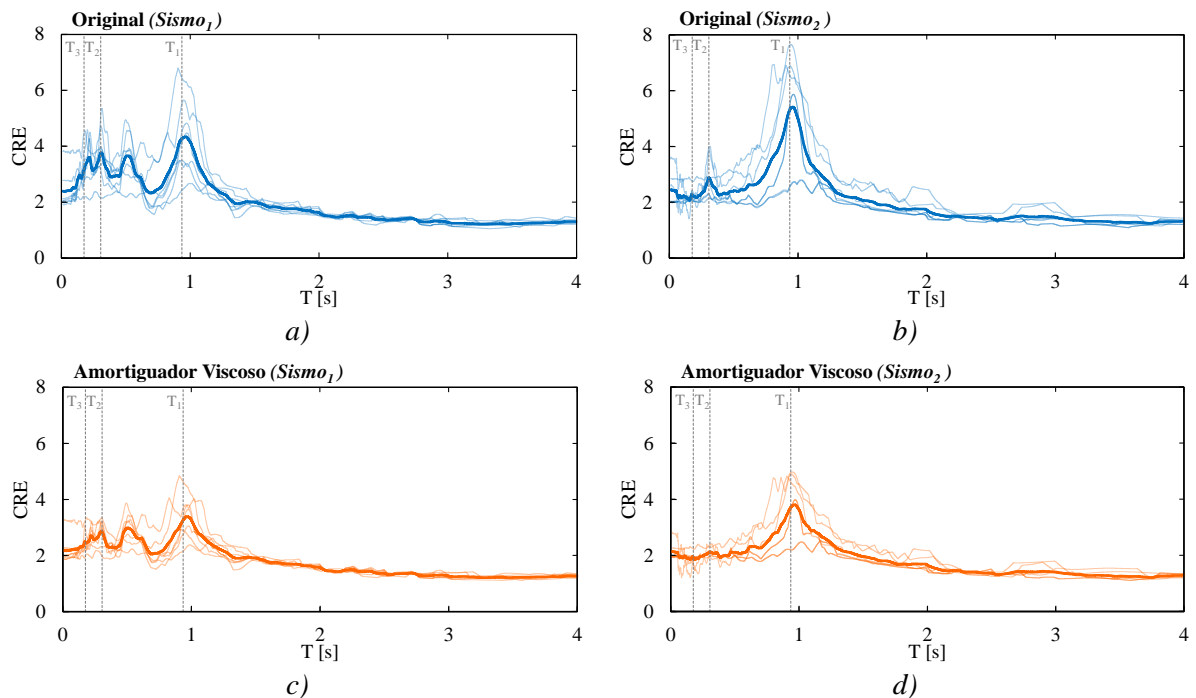


Figura IV.7. Cociente de respuesta espectral para estructura original (a) y (b), con dispositivos VL (c) y (d), con dispositivos MI (e) y (f). La línea gruesa indica la media de los resultados

IV. ANÁLISIS DE RESULTADOS

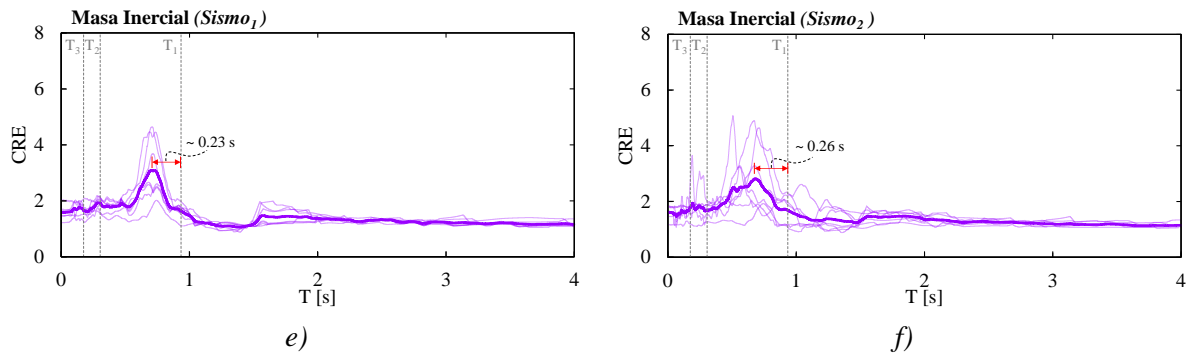


Figura IV.7. Continuación

En la comparativa entre la estructura original y la rehabilitada con los dispositivos VL, se observa una reducción del CRE en ambos eventos sísmicos de ~26.8%, mientras que para el caso de MI la disminución es de ~35%. Estas amplificaciones se esperan en el periodo fundamental de la estructura, aunque en el caso de MI no se observa este comportamiento debido a un desfase respecto a T_1 en el sismo₁ de 0.23 segundos (Figura IV.7e) y en la réplica de 0.26 segundos (Figura IV.7f).

De manera similar al CRE, se calcula el cociente de los EAF correspondientes a la estructura y al suelo, lo que genera una función de transferencia empírica cuyo objetivo es identificar el periodo fundamental, así como los modos superiores. En la Figura IV.8, a la izquierda se muestra esta función para el sismo₁, mientras que a la derecha se presenta para el sismo₂, bajo las distintas condiciones de rehabilitación.

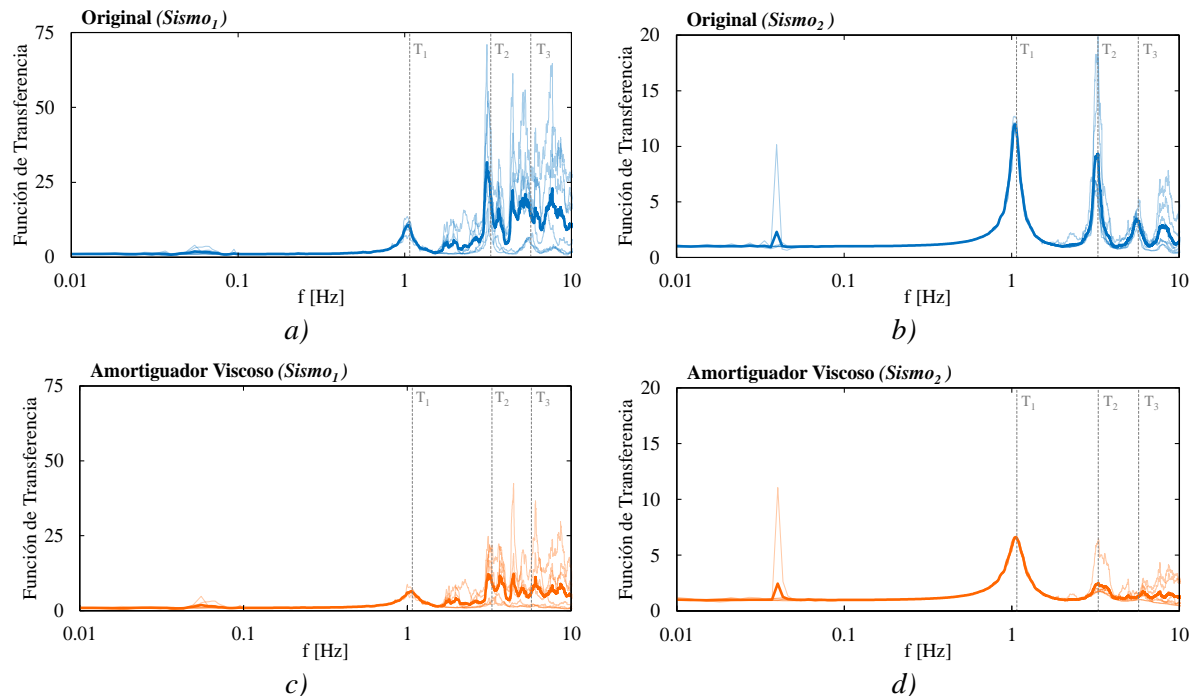


Figura IV.8. Funciones de transferencia empíricas para estructura original (a) y (b), con dispositivos VL (c) y (d), con dispositivos MI (e) y (f). La línea gruesa indica la media de los resultados

IV. ANÁLISIS DE RESULTADOS

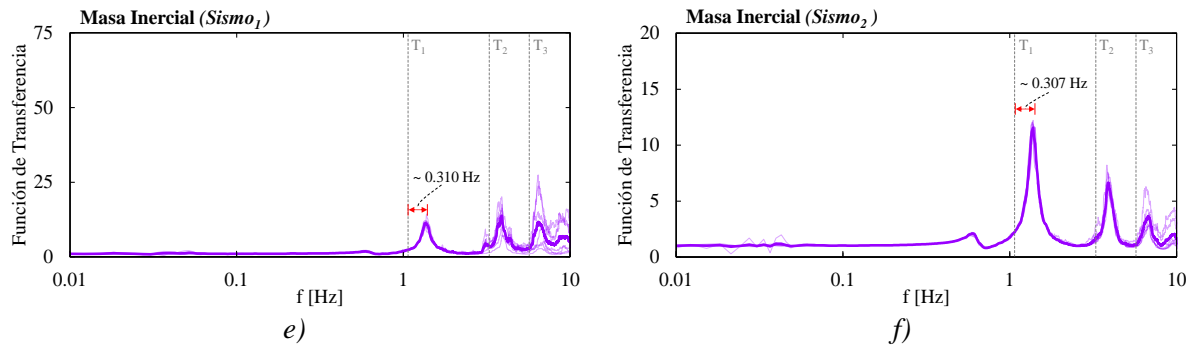


Figura IV.8. Continuación

En el sismo₁, para todos los casos estudiados, se observan respuestas máximas en el segundo periodo de vibración y en periodos posteriores, lo que indica que el contenido de frecuencias de las señales afectan los modos superiores de la edificación nominal (Figura IV.8a, Figura IV.8c y Figura IV.8e).

En el caso de MI, se detecta un desfase respecto al periodo fundamental de 0.310 Hz en sismo₁ (Figura IV.8e) y para la réplica de 0.307 Hz (Figura IV.8f). Sin embargo, en este último caso se presenta el comportamiento esperado, con picos de respuesta máxima que disminuyen progresivamente, lo que corresponde a los primeros periodos de vibración

Con la rehabilitación mediante VL (Figura IV.8d), se observa que la respuesta máxima ocurre en el periodo fundamental, mientras que los casos que presentan respuestas en el segundo modo (Figura IV.8b) se ven reducidos, alcanzando una respuesta más moderada.



IV.2. Discusión de los resultados

IV.2.1. Desplazamientos y distorsiones

A partir de los resultados obtenidos de las siete señales de daño acumulado, se demuestra que la implementación de MI es más efectiva para la reducción de los desplazamientos en la estructura, logrando cumplir con el nivel de desempeño de seguridad de vida. Esto permite que la energía causada por los sismos sea disipada por medio de este dispositivo de control. Sin embargo, la principal desventaja es el aumento de la fuerza cortante en el primer entrepiso, lo que hace necesario verificar que las columnas y trabes no fallen antes de la activación del dispositivo, ya sea por momento o por cortante. Además, se ha demostrado analíticamente que este dispositivo tiene mayor impacto en edificaciones con periodos de vibración largos, entre los 3 a 4 segundos (Makris & Kampas, 2016; Málaga-Chuquitaype *et al.*, 2019), mientras que en este estudio la estructura tiene un periodo corto (0.935 segundos).

En cuanto a la implementación de VL, este dispositivo ha sido ampliamente estudiado por lo que se conoce bien su desempeño. En términos de desplazamiento por nivel, la reducción es menor en comparación con MI, y los tres primeros niveles no cumplen con la distorsión objetivo en el caso más desfavorable. Dado que la cortante basal se desplaza al segundo nivel, existe incertidumbre sobre la confiabilidad estructural, ya que este nivel podría fallar por cortante. No obstante, la presencia de muros de mampostería que aportan rigidez lateral, podría ayudar a soportar las demandas desplazadas.

En cuanto a las respuestas máximas, estas ocurren antes de la PGA del sismo principal y en la réplica, para la estructura en condición original y con dispositivos VL, las respuestas se presentan antes o casi al mismo tiempo que la PGA. En el caso de MI, las respuestas máximas ocurren después de la PGA y existe una diferencia considerable en el tiempo de aparición de las respuestas entre el primer nivel y el último nivel, con intervalos entre 5 a 15 segundos. En contraste, en los otros casos estudiados, la diferencia de tiempo entre las respuestas de los niveles es inferior a 3 segundos por lo que es prácticamente imperceptible.

En cuanto a los desplazamientos residuales (δ_r), las historias de desplazamiento muestra que en los casos CH02, CH05 y CH07 la inclusión de la réplica (daño acumulado) no afecta a la estructura, y los valores de δ_r permanecen iguales en las tres condiciones de rehabilitación estudiadas. En otros casos, como CH01, CH04 y CH06, la implementación del dispositivo MI permite un reacomodo de la estructura reduciendo los δ_r hasta en un 50%. Con el uso de VL, los desplazamientos residuales no se ven afectados, es decir, permanecen con el mismo valor.

Solo en dos de las siete señales estudiadas (CH01 y CH03), en la condición original, la réplica aumenta los δ_r , lo que resulta en una mayor deformación a la estructura.



IV.2.2. Articulaciones plásticas

Con la implementación de los dispositivos VL, se observa una disminución significativa en la aparición de articulaciones plásticas. En la estructura en su condición original (Figura IV.6a), en cuatro de las siete señales (CH01, CH03, CH06 y CH07) se presentan articulaciones en los tres primeros niveles, tanto en los extremos de columnas como en las trabes. Con la implementación de VL (Figura IV.6b), las mismas señales muestran articulaciones, pero con un menor número exceptuando el caso CH03.

Los dos casos críticos, con posibles mecanismos de colapso, son CH01 y CH03. En el caso de CH01, todos los extremos de las trabes presentan articulaciones, lo que elimina la redundancia esperada y la capacidad de redistribuir fuerzas a través del sistema estructural primario. En el caso de CH03, cinco extremos de columnas diferentes muestran un estado cercano a la falla, lo que sugiere una posible falla parcial en la crujía central de los niveles primero y tercero, además de observarse el mismo comportamiento que en CH01 en los dos primeros niveles.

Con la inclusión de VL, el mecanismo de falla en CH01 no se presenta, reduciéndose el número de apariciones de articulaciones de 16 a 10. En CH03, aunque se mantiene el mismo comportamiento en los dos primeros niveles, se observa un aumento en la aparición de articulaciones hasta el 5^{to} nivel, lo que reduce el número de columnas sin extremos cercano a la falla. En este caso, la estructura no cumple con las condiciones de servicio adecuadas.

Con el uso de MI (Figura IV.6c), aunque se observa una disminución general en la presencia de articulaciones, hay un aumento en el número de elementos cercanos a la falla. Esto sugiere un mayor riesgo de mecanismos de colapso, siendo nuevamente los casos más críticos CH01 y CH03 donde prácticamente todos los extremos inferiores de las columnas del primer nivel muestran una condición cercana a la falla. Esto se debe a la característica del MI de permitir el ingreso de la energía sísmica y la deformación de la estructura para su activación, lo que aumenta la probabilidad de que la estructura experimente una falla total en estos casos.

Además, en los casos donde no se presentaban articulaciones (CH02 y CH04), con MI aparecen en la base de las columnas del primer nivel.

IV.2.3. Aceleraciones

Los resultados obtenidos muestran una tendencia en la aceleración del último nivel ($\ddot{u}_{m\acute{a}x}$) con respecto a la pseudoaceleración asociada al periodo fundamental ($Sa(T_1)$). La implementación de VL es la que presenta los valores más cercanos entre ambas, mientras que en la estructura original y con MI, las diferencias son mayores. En el caso de la estructura original, la aceleración registrada es mayor que la pseudoaceleración, mientras que en el caso de MI, ocurre lo contrario.

En cuanto a los CRE y las funciones de transferencia, se observa un desfase en las respuestas máximas con respecto al periodo fundamental en el caso de MI. Esto se debe a que este tipo de dispositivo de control utiliza la masa efectiva mediante la inercia rotacional, lo que afecta la respuesta esperada de la estructura y no cumple con las características de los dispositivos suplementarios. En cambio, VL muestra un comportamiento estable y favorable, disminuyendo las amplificaciones durante los eventos sísmicos y permitiendo identificar los picos de respuesta tanto en el periodo fundamental como en los modos superiores.



V. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES



V.1. Conclusión

En esta tesis se evaluaron y compararon dispositivos de control de respuesta sísmica implementados en edificios de vivienda con planta baja débil (PBD), basándose en su desempeño en el control de la distorsión máxima de entrepiso, desplazamientos máximos y desplazamientos residuales por nivel. Para ello, se estudiaron tres configuraciones estructurales: (i) estructura sin rehabilitar, (ii) estructura con amortiguadores viscosos lineales y (iii) estructura con amortiguadores de masa inercial. La caracterización de estos dispositivos se realizó a través de un análisis con acelerogramas sintéticos para una zona con suelo de transición, con el objetivo de cumplir con la distorsión objetivo. A partir de los resultados obtenidos, se concluye lo siguiente:

- ✓ En la estructura sin rehabilitación (en condición original) se observó un comportamiento inestable e ineficaz para el control de las distorsiones y desplazamientos, incumpliendo la normativa vigente. Esta estructura es susceptible a sufrir daños significativos durante eventos sísmicos, lo que puede llevar a una falla parcial o total.
- ✓ La rehabilitación con el amortiguador de masa inercial (MI) resultó eficaz para el control de los desplazamientos máximos y, en consecuencia, de las distorsiones de entrepiso, logrando el cumplimiento con las distorsiones máximas permisibles. Sin embargo, presenta desventajas, como la alta probabilidad de desarrollar un mecanismo de falla en los elementos estructurales del primer entrepiso antes de la disipación de energía. Además, el periodo de vibración de la estructura se ve alterado, generando incertidumbre si el nuevo valor se aproxima al periodo el suelo, lo que podría inducir resonancia.
- ✓ En cuanto a la rehabilitación con amortiguador viscoso lineal (VL) cuenta con una menor eficiencia de control de respuesta máxima, incumpliendo la distorsión objetivo impuesta para el nivel de desempeño de seguridad de vida, aunque existe un mayor control de la presencia de articulaciones plásticas.
- ✓ De acuerdo con la filosofía de diseño estructural de la NTC – 2017, el dispositivo MI es el que proporciona mayores beneficios, ya que permite el daño con el fin de cumplir con los criterios establecidos. En contraste, bajo la NTC – 2023, el dispositivo VL es más favorable, ya que se busca la reducción de la energía entrante al sistema y la presencia de daño, esto con el aumento de las secciones transversales para cumplir con los requisitos normativos.
- ✓ En general, las estructuras construidas bajo el RCDF de 1966, que presentan mayor cantidad de muros divisorios en los niveles superiores en comparación con el primer nivel, tienen una alta probabilidad de experimentar comportamiento no lineal, formación de articulaciones plásticas, mecanismos de falla y colapso.
- ✓ La inclusión del daño acumulado es útil para evaluar si el sistema estructural primario, junto con los dispositivos de control, conservan la capacidad de soportar las demandas de las fuerzas inerciales inducidas por los sismos y disiparlas eficientemente.



V.2. Recomendación

A partir de la comparación de la estructura equipada con diferentes dispositivos de control, se recomienda lo siguiente, tanto como orientación para futuras investigaciones como guía para profesionistas:

- ✓ Utilizar software más especializado como OpenSees o STAAD.Pro, para ingresar directamente la inercia del dispositivo MI, evitando problemas de inestabilidad y respetando las ecuaciones de movimiento.
- ✓ Considerar la implementación de un segundo amortiguador de masa inercial en serie (clutch) para reducir los desplazamientos residuales en la estructura, mejorar la confiabilidad estructural y reducir la formación de articulaciones plásticas. Estudios similares se encuentran en Málaga-Chuquitaype *et al.*, (2019); Makris & Kampas, (2016); y Moghimi & Makris, (2021).
- ✓ Realizar un estudio sobre la combinación los dos dispositivos de control evaluados (VL + MI) bajo las demandas y requisitos establecidos en la normativa mexicana. Existe un precedente analítico y numérico en Hwang *et al.*, (2007).
- ✓ Considerar la interacción suelo – estructura debido a su influencia en la fracción amortiguamiento crítico de diseño.
- ✓ Evaluar los dispositivos de control en estructuras tridimensionales convencionales de marcos de concreto, acero y sistemas combinados.
- ✓ Incorporar un análisis costo – beneficio para el uso de los dispositivos de control evaluados en edificaciones con diferentes usos (oficinas, estacionamientos, etc.) y en las distintas zonas geotécnicas de la Ciudad de México (I – Lomas y III – Lago).

REFERENCIAS

- Ali, R.; Bojórquez, E.; Reyes-Salazar, A.; Avilés, J. & Ruiz, S.E. (2017). *Determinación de espectros de respuesta considerando daño acumulado e interacción suelo-estructura*. Revista de Ingeniería Sísmica. 96. 18-38. <https://doi.org/10.18867/ris.96.474>
- Arakaki, T.; Arima, F.; Baba, K.; Kuroda, H. & INOUE, Y. (1999). *Development of seismic devices applied to ball screw*. AIJ Journal Technology and Design – J-Stage. 5 (8). 239-244. https://doi.org/10.3130/aijt.5.239_1
- ASCE 41-17 (2017). *Seismic evaluation and retrofit of existing buildings: Chapter 15*. American Society of Civil Engineers. Estados Unidos de América.
- Chopra, A.K. (2012). *Dynamics of Structures*. (4th Edition). Prentice Hall. Estados Unidos de América.
- Christopoulos, C. & Filiatrault, A. (2006). *Principles of Passive Supplemental Damping and Seismic Isolation*. IUSS Press. Italia.
- Constantinou, M.C. & Symans, M.D. (1992). *Experimental and analytical investigation of seismic response of structures with supplemental fluid dampers*. Report No. NCEER-92-0032. New York: National Center for Earthquake Engineering Research, State University of New York.
- Coss, J.I. (2021). *Análisis de la variabilidad de los cocientes espectrales entre estaciones acelerométricas de la Ciudad de México*. Tesis de Licenciatura. Facultad de Ingeniería, UNAM.
- Galvis, F.A.; Miranda, E.; Heresi, P.; Dávalos, H.; Ruiz-García, J. (2020). *Overview of collapsed buildings in Mexico City after the 19 September 2017 (Mw7.1) earthquake*. Earthquake Spectra. 1-27. <https://doi.org/10.1177/8755293020936694>
- García, D. (2001). *Atenuación Sísmica. Aplicación a Terremotos Intraplaca en México Central*. Trabajo de Investigación. Facultad de Ciencias Físicas, Universidad Complutense de Madrid. 91-92. <https://www.fundaciongarciasineriz.es/wp-content/uploads/attachments/DGarcia.pdf>
- Genatios, C. y Lafuente, M. (2016). *Introducción al uso de aisladores y disipadores en estructuras*. CAF – Banco de Desarrollo de América Latina. Venezuela.
- Giner, J.J. (2011). *Tratamiento de Acelerogramas*. Prácticas de “Sismología e Ingeniería Sísmica”. Área de Física de la Tierra, Universidad d’Alacant. 1-15. <https://rua.ua.es/dspace/bitstream/10045/19945/5/practica5.pdf>
- González, M.A. (2024). *Generación de registros sísmicos sintéticos de fuente cercana para eventos de gran magnitud empleando funciones empíricas de Green considerando fuente extendida y efectos de directividad*. Tesis de Licenciatura. Facultad de Ingeniería, UNAM.
- Grupo BS (s.f.). *Espectros de Respuesta Lineal. Introducción a la Dinámica Estructural*. 1-20. https://d3padhtl5b1byg.cloudfront.net/ispr8/C1S4/attachments/1_4.pdf
- Hameed, A.; Qazi, A. & Rasool, A.M. (2014). *Seismic Performance of Low to Medium Rise Reinforced Concrete Buildings using Passive Energy Dissipation Devices*. Pakistan Journal of Engineering & Applied. Sciences. 14. 1-16. https://journal.uet.edu.pk/ojs_old/index.php/pjeas/article/view/101/61

- Hernández, D.A. y Tena, A. (2016). *Estudio paramétrico de modelos representativos de estructuras propensas a desarrollar pisos suaves ante excitaciones sísmicas de suelos blandos*. Revista de Ingeniería Sísmica. 95. 53-80. <https://doi.org/10.18867/ris.95.405>
- Hwang, J; Lin, W. & Wu, N. (2013). *Comparison of distribution methods for viscous damping coefficients to buildings*. Structure and Infrastructure Engineering. 9 (1). 1-14. <https://doi.org/10.1080/15732479.2010.513713>
- Hwang, J.; Kim, J. & Kim, Y.M. (2007). *Rotational inertia dampers with toggle bracing for vibration control of a building structure*. Engineering Structures. 29 (6). 1201–1208. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2006.08.005>
- Jaimes, M.A.; Niño, M.; Franco, I.; Trejo, S., Godínez; F. & García-Soto, A.D. (2023). *Seismic Risk of Weak First-Story RC Structures with Inerter Dampers Subjected to Narrow-Band Seismic Excitations*. Structural Engineering in Building. 13 (4). 1-31. <https://doi.org/10.3390/buildings13040929>
- Jaisee, S.; Yue, F. & Hao-Ooi, Y. (2021). *A state-of-the-art review on passive friction dampers and their applications*. Engineering Structures. 235. 1-22. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2021.112022>
- Jean, R. y Cesín, J. (2000). *Recomendaciones para el diseño y construcción de estructuras de mampostería*. Memorias. XIII Congreso Nacional de Ingeniería Estructural.
- Kelly, J.M.; Skinner, R.I. & Heine, A.J. (1972). *Mechanisms of energy absorption in special devices for use in earthquake resistant structures*. Bulletin New Zealand Society for Earthquake Engineering. 5(3). 63–88. <https://bulletin.nzsee.org.nz/index.php/bnzsee/article/view/1278/1239>
- LANAMME. (1999). *Evaluación del Impacto Ingenieril de un Terremoto en la Península de Nicoya: Informe Final Volumen IV*. Programa de Ingeniería Sísmica, Universidad de Costa Rica. 1-21.
- Lazar, I.F.; Neild, S.A. & Wagg, D.J. (2014). *Using an inerter-based device for structural vibration suppression*. Earthquake Engineering & Structural Dynamics. 43. 1129–1147. <https://doi.org/10.1002/eqe.2390>
- Ledezma-Ramírez, D.; Tapia-González, P. & Castillo-Morales, M. (2019). *Respuesta de impacto de aislantes anti vibratorios con histéresis usando el modelo de Bouc-Wen*. Ingeniería, Investigación y Tecnología. 20 (01). 1-12. <http://dx.doi.org/10.22201/ii.25940732e.2019.20n1.009>
- Lin, W. & Chopra, A.K. (2002). *Earthquake response of elastic SDF systems with non-linear fluid viscous dampers*. Earthquake Engineering & Structural Dynamics. 31. 1623-1642. <https://doi.org/10.1002/eqe.179>
- Málaga-Chuquitaype, C.; Menendez-Vicente, C & Thier-Moggia, R. (2019) *Experimental and numerical assessment of the seismic response of steel structures with clutched inerters*. Soil Dynamics and Earthquake Engineering. 121. 200–211. <https://doi.org/10.1016/j.soildyn.2019.03.016>
- Makris, N. & Kampas, G. (2016). *Seismic Protection of Structures with Supplemental Rotational Inertia*. Journal of Engineering Mechanics. 142 (11). 2-12. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)EM.1943-7889.0001152](https://doi.org/10.1061/(ASCE)EM.1943-7889.0001152)
- Makris, N. (2018). *Time-response functions of mechanical networks with inerters and causality*. Meccanica. 53. 2237-2255. <https://doi.org/10.1007/s11012-018-0822-6>



- Moghim, G. & Makris, N. (2021). *Seismic response of yielding structures equipped with inerters*. Soil Dynamics and Earthquake Engineering. 141. 1-17. <https://doi.org/10.1016/j.soildyn.2020.106474>
- Newmark, N.M. & Hall, W.J. (1982). *Earthquake Spectra and Design*. Earthquake Engineering Research Institute. Berkeley, California.
- NTCEyR (2023). *Normas Técnicas Complementarias para Evaluación y Rehabilitación Estructural de Edificios Existentes*. Reglamento de Construcciones de la Ciudad de México. Gaceta Oficial de la Ciudad de México.
- NTCS (2023). *Normas Técnicas Complementarias para el Diseño por Sismo*. Reglamento de Construcciones de la Ciudad de México. Gaceta Oficial de la Ciudad de México.
- Ordaz, M.; Castellanos, F. & Zapata, A. (2005). *Manual de Uso del Programa Degtra A4*. Instituto de Ingeniería, UNAM. 1-25. <http://www.unam.mx/news-unam/42-news-unam/21587-free-degtra-unam-mexico-download-degtra-unam-mexico-files.html>
- Piedras, J.M. (2023). *Zonificación Geotécnica del Valle de México*. Curso de cimentaciones en Ingeniería Civil nivel licenciatura. Facultad de Ingeniería, UNAM.
- Ruiz, S.E. (2018). *Comentarios al Apéndice B (Edificios con Disipadores de Energía Sísmica) de las NTCS-2017*. Serie de Investigación y Desarrollo, SID 706. Instituto de Ingeniería, UNAM.
- Ruiz, S.E.; Jiménez, R.; Santos, M.A. & Orellana, M.A. (2020). *Evaluación de la fragilidad de dos soluciones de rehabilitación para un edificio con planta baja débil dañado durante el sismo 19/s17*. Revista de Ingeniería Sísmica. 102. 1-25. <https://doi.org/10.18867/ris.102.513>
- Saitoh, M. (2007). *Simple model of frequency-dependent impedance functions in soil-structure interaction using frequency-independent elements*. Journal of Engineering Mechanics. 133 (10). 1101–1114. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)0733-9399\(2007\)133:10\(1101\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9399(2007)133:10(1101))
- SASID. (2023). *Sistema de Acciones de Diseño*. Reglamento de Construcciones de la Ciudad de México. Gaceta Oficial de la Ciudad de México.
- SÍSÉ. (2023). *Visualizador de inmuebles con daños en México*. <https://visualizador.si-se.mx/>
- Singh S.K.; Ordaz M.; Pérez-Campos, X. & Iglesias, A. (2015). *Intraslab versus interplate earthquakes as recorded in Mexico City: Implications for seismic hazard*. Earthquake Spectra. 31(2). 795–812.
- Smith, M.C. (2002). *Synthesis of Mechanical Networks: The Inerter*. IEEE Transactions on Automatic Control. 47 (10). 1648-1662. <https://doi.org/10.1109/TAC.2002.803532>
- Soong, T.T. & Spencer B.F. (2002). *Supplemental energy dissipation: state-of-the-art and state-of-the practice*. Engineering Structures. 24 (3), 243-259. [https://doi.org/10.1016/S0141-0296\(01\)00092-X](https://doi.org/10.1016/S0141-0296(01)00092-X)
- Soong, T.T. & Dargush G.F. (1999). *Passive energy dissipation systems in structural engineering*. John Chen Wai-Fah. State University of New York at Buffalo.
- Vilchis, E.E. (2023). *Evaluación de Metodologías para el Diseño de Estructuras Equipadas con Amortiguadores Viscosos*. Tesis de Maestría. Instituto de Ingeniería, UNAM.
- Wang, L.; Shi, W. & Zhou, Y. (2022). *Adaptive-passive tuned mass damper for structural aseismic protection including soil–structure interaction*. Soil Dynamics and Earthquake Engineering. 158. 1-17. <https://doi.org/10.1016/j.soildyn.2022.107298>



APÉNDICES

Apéndice A. Secciones transversales

Las traveses cuentan con la misma sección transversal de 45x30 cm y acero transversal de varillas del #2 a cada 10 cm. Para la planta baja la disposición del acero longitudinal son 2 varillas del #8 en el lecho superior y 3 varillas del #4 en el lecho inferior (V – 1); mientras que en los niveles 2,3 y 4 cuentan con un armado de 3 varillas del #6 en el lecho superior y 3 varillas #4 en su lecho inferior (V – 2); para el nivel 5 son 2 varillas del #6 con 1 varilla del #4 en su lecho superior y para el lecho inferior son 3 varillas del #4 (V – 3); para el nivel 6 consta de 2 varillas del #6 en el lecho superior y 3 varillas del #4 en el inferior (V – 4); finalmente para el último nivel se tiene 4 varillas del #4 en el lecho superior y 3 varillas del mismo calibre en el lecho inferior (V – 5). La Figura A.1 muestra el detallado de cada sección usada.

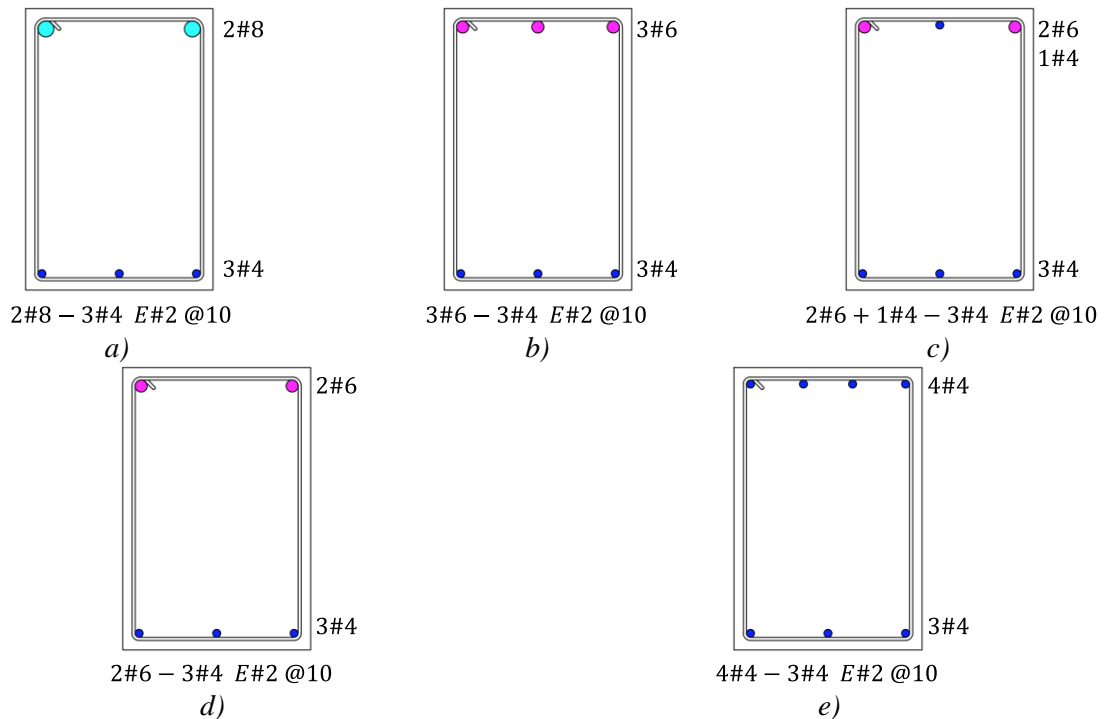


Figura A.1. Secciones transversales de traveses: V-1 (a), V-2 (b), V-3 (c), V-4 (d) y V-5 (e)

En el caso de las columnas, todos los niveles cuentan con la misma sección transversal de 35x35 cm y la misma disposición de acero transversal que consta de estribos del #3 a cada 15 cm. En cuanto al arreglo del acero longitudinal, la planta baja tiene arreglo de 4 varillas del #8 y 2 varillas del #4 (C – 1); para los niveles 2,3 y 4 cuenta con 4 varillas del #6 y 2 varillas del #4 (C – 2); para los niveles restantes consta de 6 varillas del #4 (C – 3). La esquematización de las secciones es mostrada por medio de la Figura A.2.

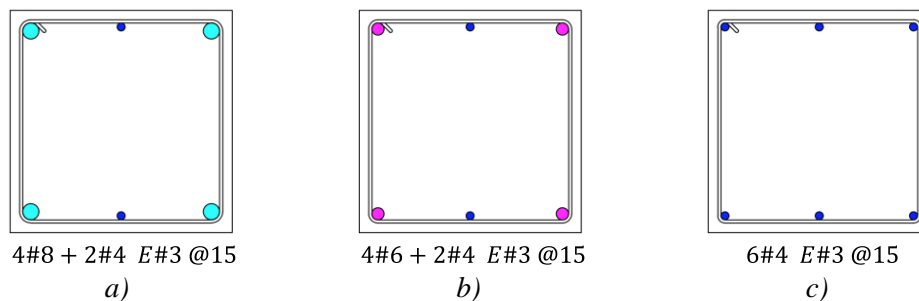


Figura A.2. Secciones transversales de columnas: C-1 (a), C-2 (b) y C-3 (c)

A.1. Diagramas momento – curvatura

La principal diferencia que cuentan las secciones transversales de las traveses es el acero en compresión, dado que el acero para el lecho inferior (tensión) es el mismo para todos (3 varillas del #4). Debido a la diferencia del armado, existirá un cambio para el diagrama correspondiente de cada sección empleada en el estudio de la edificación, mismos que se muestran de la Figura A.3a – Figura A.3e.

A pesar de dicha diferencia, las secciones cuentan con un comportamiento similar, en el rango elástico se cuenta con a una curvatura de $0.01 [m^{-1}]$ con un momento flexionante asociado a $\sim 6.3 [ton_f \cdot m]$. Posteriormente, llegada la fluencia o cedencia de la sección, existe un comportamiento no lineal hasta la falla con una curvatura de $\sim 0.24 [m^{-1}]$ a un momento flexionante de $\sim 9.3 [ton_f \cdot m]$.

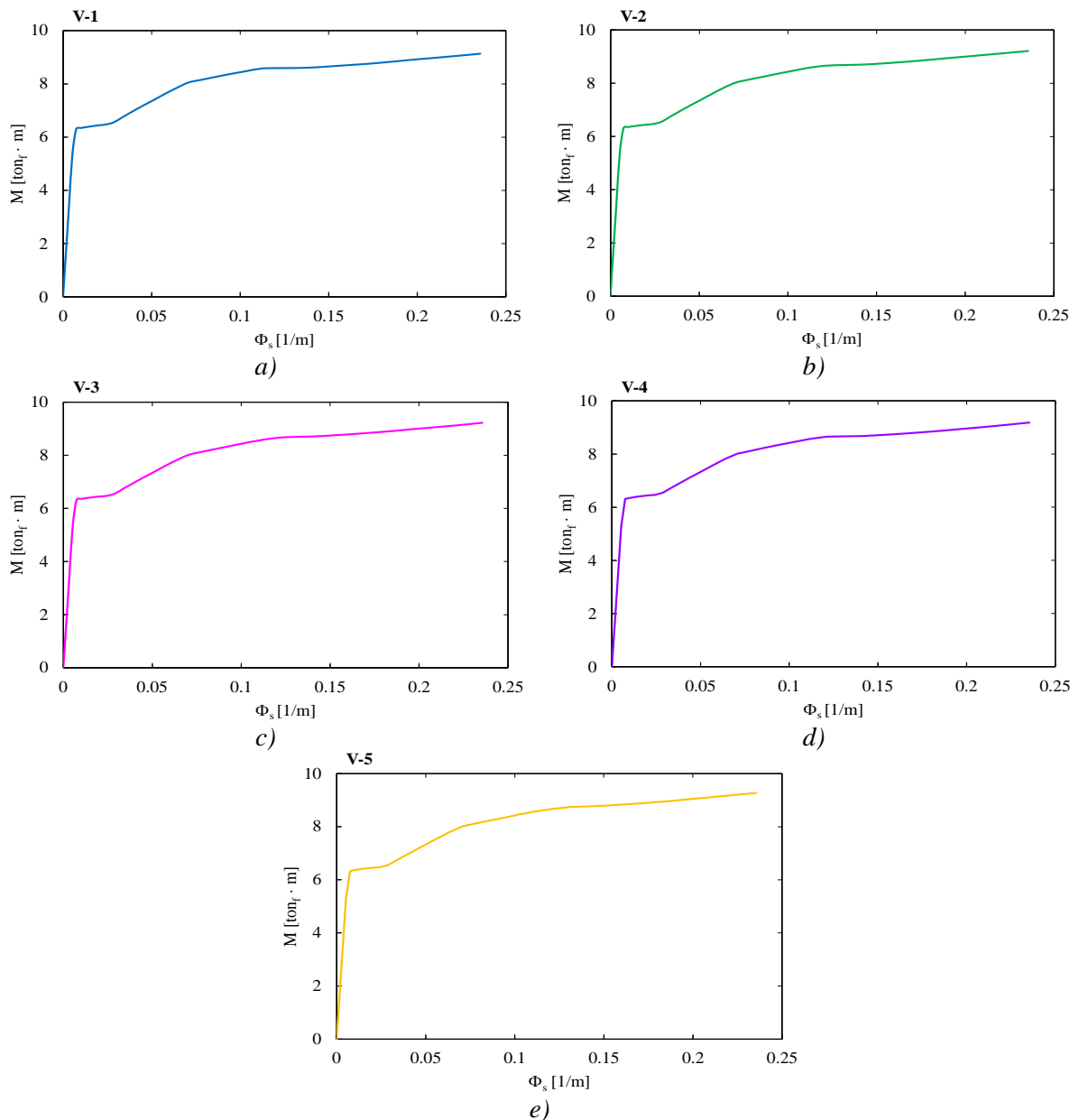


Figura A.3. Diagramas de momento curvatura para traveses empleadas con sección transversal V-1 (a), V-2 (b), V-3 (c), V-4 (d) y V-5 (e)

A.2. Diagramas de interacción

Los diagramas de interacción o carga – momento que describen la capacidad de las columnas para soportar las cargas que se imponen, cuentan con la diferencia principal de contar con diferentes calibres de varilla para cada una de las esquinas, únicamente compartiendo la característica de acero transversal y que son consideradas columnas confinadas para contar con mayor capacidad.

Se realiza un estudio únicamente en su dirección principal (X), dado que se efectuó un análisis de una edificación nominal bidimensional (2D) con dicha componente horizontal, cada sección empleada en la modelación tiene su respectivo diagrama mostrado de la Figura A.4a – Figura A.4c.

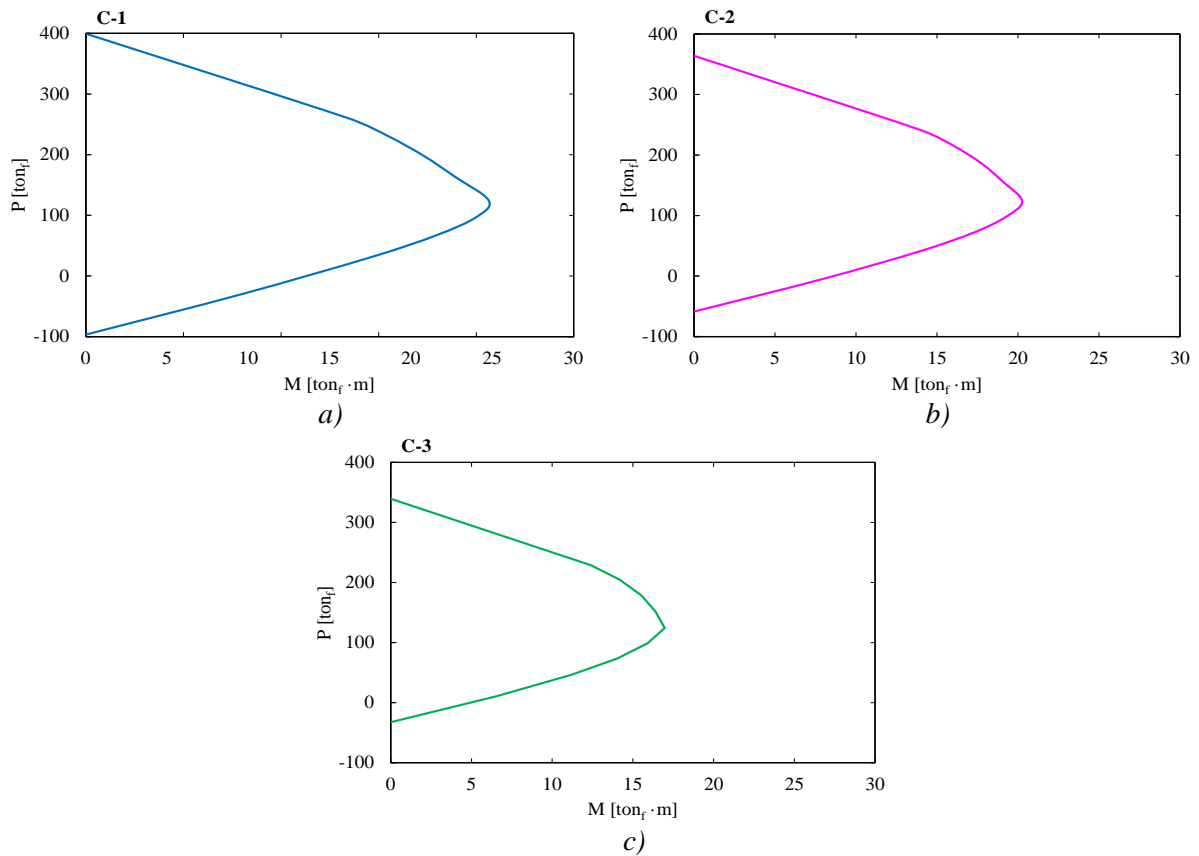


Figura A.4. Diagramas de interacción para columnas empleadas con sección transversal C – 1 (a), C – 2 (b) y C – 3 (c)

Apéndice B. Historias de aceleraciones empleadas

B.1. Acelerogramas de eventos sísmicos de referencia

Los sismos suscitados en los años de 1985 y 2017 son utilizados como referente en la evaluación de edificaciones debido a la afectación a nivel social y económico que generaron, por ende, se requiere conocer el comportamiento de la estructura bajo los efectos de las fuerzas inerciales generadas por las aceleraciones del suelo durante los eventos sísmicos.

El primer evento es el ocurrido el 19/09/1985, la señal utilizada es proveniente de la estación acelerométrica SCT-2 (dicha señal será denominada SCT-1985) y el segundo data del 19/09/2017, cuyo registro proviene de la estación acelerométrica CH-84 (siendo denominado como CH84-2017). Las aceleraciones registradas y proporcionadas se encuentran bajo los parámetros establecidos por el autor como dirección de registro, intervalo de muestreo, amortiguamiento de los sensores, umbral de disparo, entre otros.

En la Figura B.5 se observa dichos acelerogramas para cada evento sísmico antes comentado.

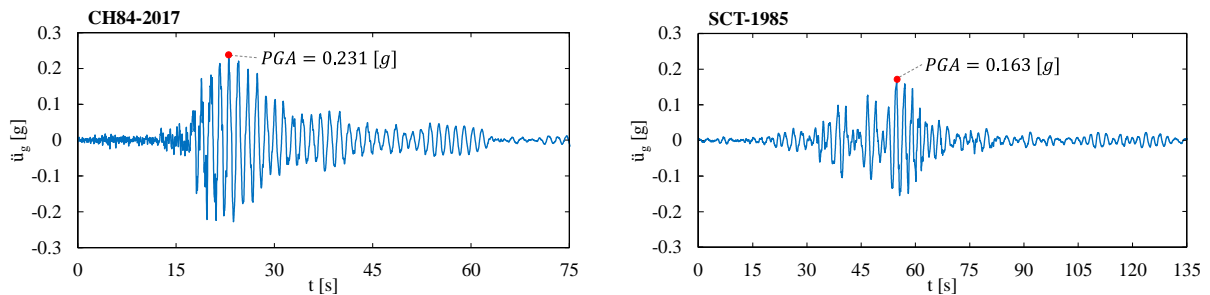


Figura B.5. Acelerogramas del suelo para CH84-2017 (izquierda) y SCT-1985 (derecha)

B.2. Acelerogramas sintéticos

Estos registros o señales constan de 12 muestras que simulan cuatro eventos sísmicos de profundidad intermedia y los restantes (ocho) son de tipo subducción. La docena de señales se origina en las coordenadas de la estación acelerométrica CH-84 para la Zona II obtenidos de SASID (2023).

La nomenclatura a emplear es haciendo uso de prefijo la estación acelerométrica que le corresponde a la señal, posteriormente son numerados de manera ascendente de tal forma que los caracterizados de profundidad intermedia contarán con la numeración 01 a 04 mientras que los restantes (05 a 12) corresponden a los de subducción.

Se muestra en la Figura B.6 los acelerogramas generados de profundidad intermedia con la ubicación de la estación acelerométrica de referencia utilizada.

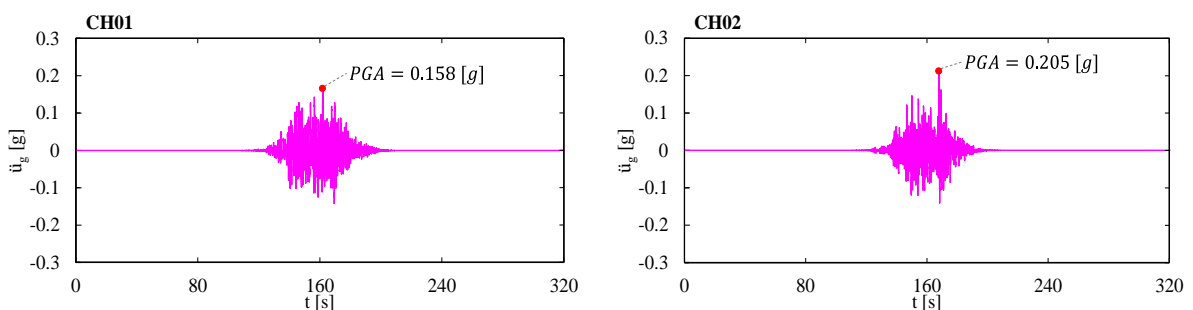


Figura B.6. Acelerogramas sintéticos de profundidad intermedia para la ubicación de estudio

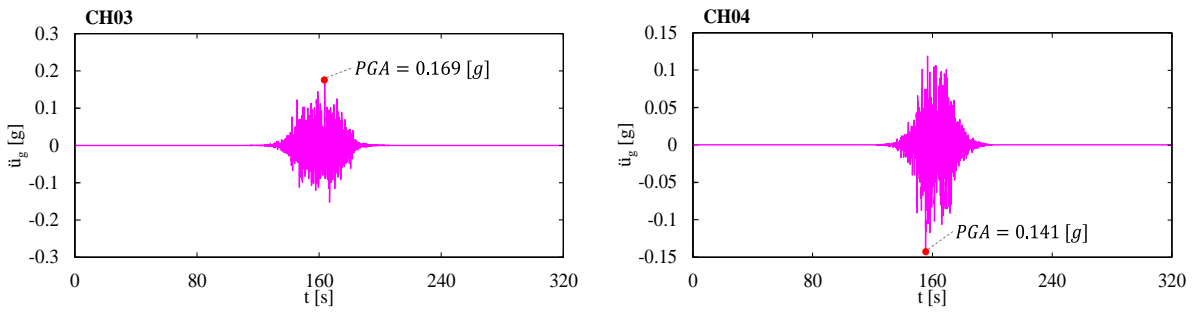


Figura B.6. Continuación

Mientras que en la Figura B.7 se muestran los acelerogramas correspondientes a subducción.

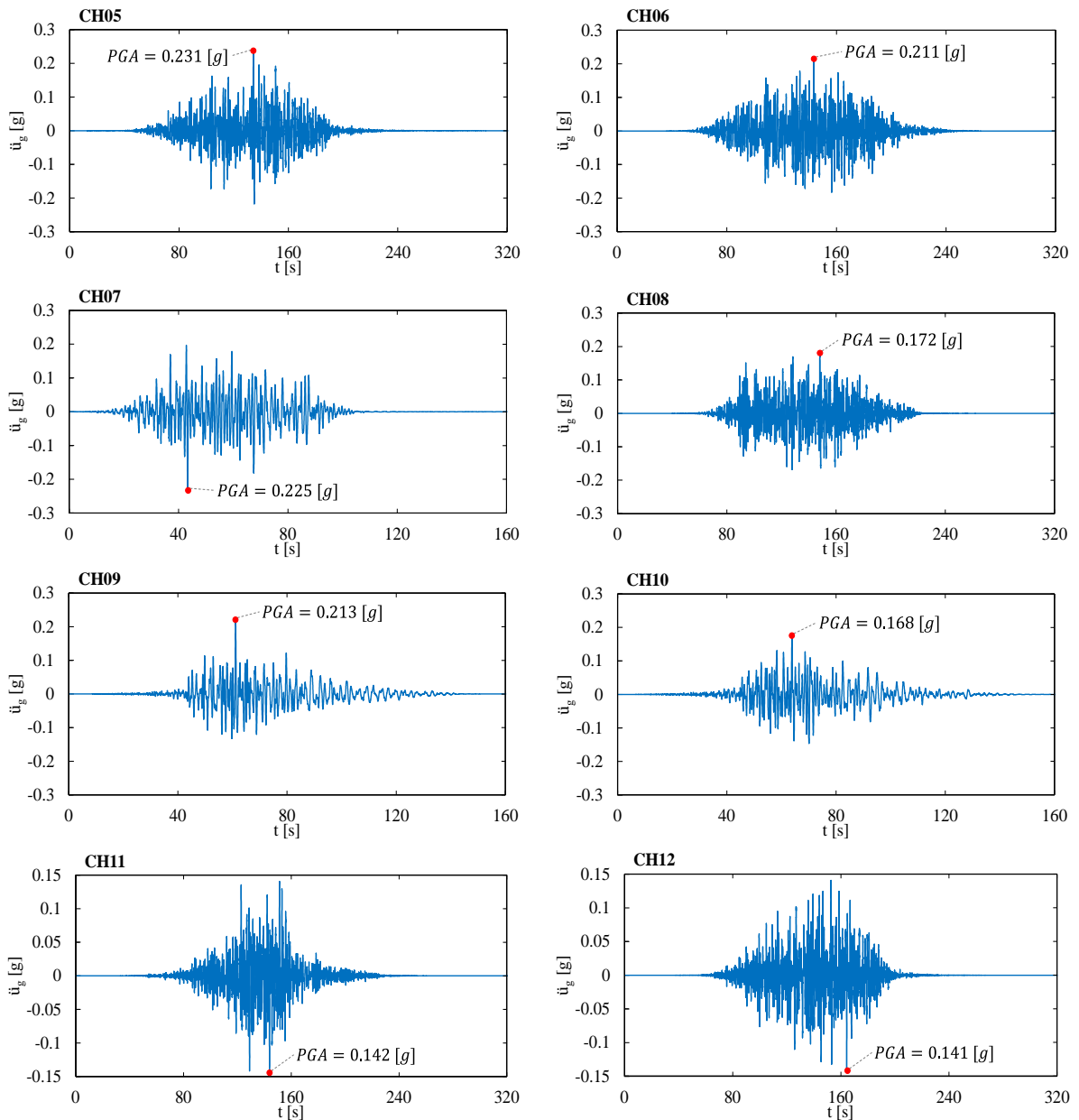


Figura B.7. Acelerogramas sintéticos de subducción para la ubicación de estudio

B.3. Acelerogramas correspondientes a daño acumulado

Debido a la limitación de software y el uso de tiempo – máquina, se opta por analizar el fenómeno utilizando señales que incluyen dos sismos consecutivos. La señal completa presenta ruido en sus extremos, el cual se utilizará para separar los eventos sísmicos (el ruido es considerado como vibración ambiental y abarca un intervalo de tiempo de 50 segundos entre los sismos, así como 25 segundos en cada extremo, que sirve como envolvente de la señal).

Se sigue la misma metodología de nomenclatura usada en los acelerogramas sintéticos, empleando siete señales denominadas CH01 a CH07, cada una de ellas presentan duraciones y magnitudes variables. En la Tabla B.1 se muestra el tiempo total de la señal considerando la envolvente de ruido.

Tabla B.1. Duración de señales de daño acumulado

Señal	Duración [s]
CH01	419
CH02	330
CH03	283
CH04	371
CH05	364
CH06	363
CH07	361

Mientras que en la Tabla B.2 se muestra la duración de cada uno de los eventos sísmicos (excluyendo el ruido), tomando a consideración que el primer sismo es el principal (aquel que cuenta con la PGA mayor, denominado Sismo₁), mientras que el subsecuente representará la réplica del inicial (Sismo₂).

Tabla B.2. Duración (en segundos) de eventos sísmicos para señales de daño acumulado

Señal	Sismo ₁	Sismo ₂
CH01	150	165
CH02	165	61
CH03	113	66
CH04	159	108
CH05	150	110
CH06	112	147
CH07	109	148

Dichas señales en sus acelerogramas respectivos se muestran en la Figura B.8.

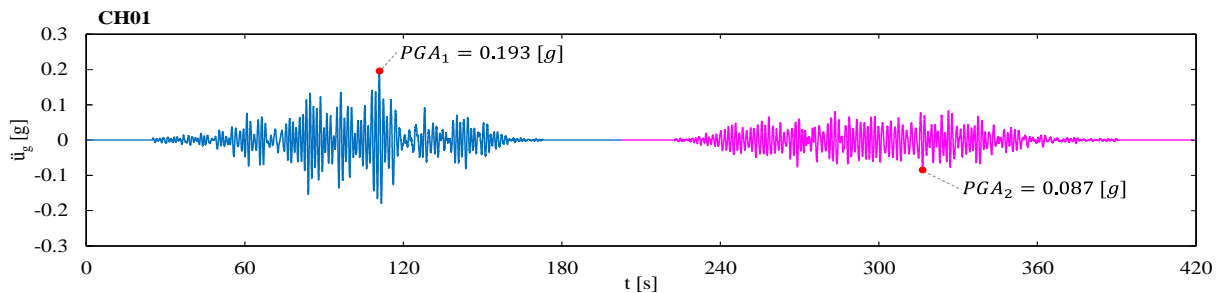


Figura B.8. Acelerogramas de daño acumulado con PGA indicada en cada sismo presentado

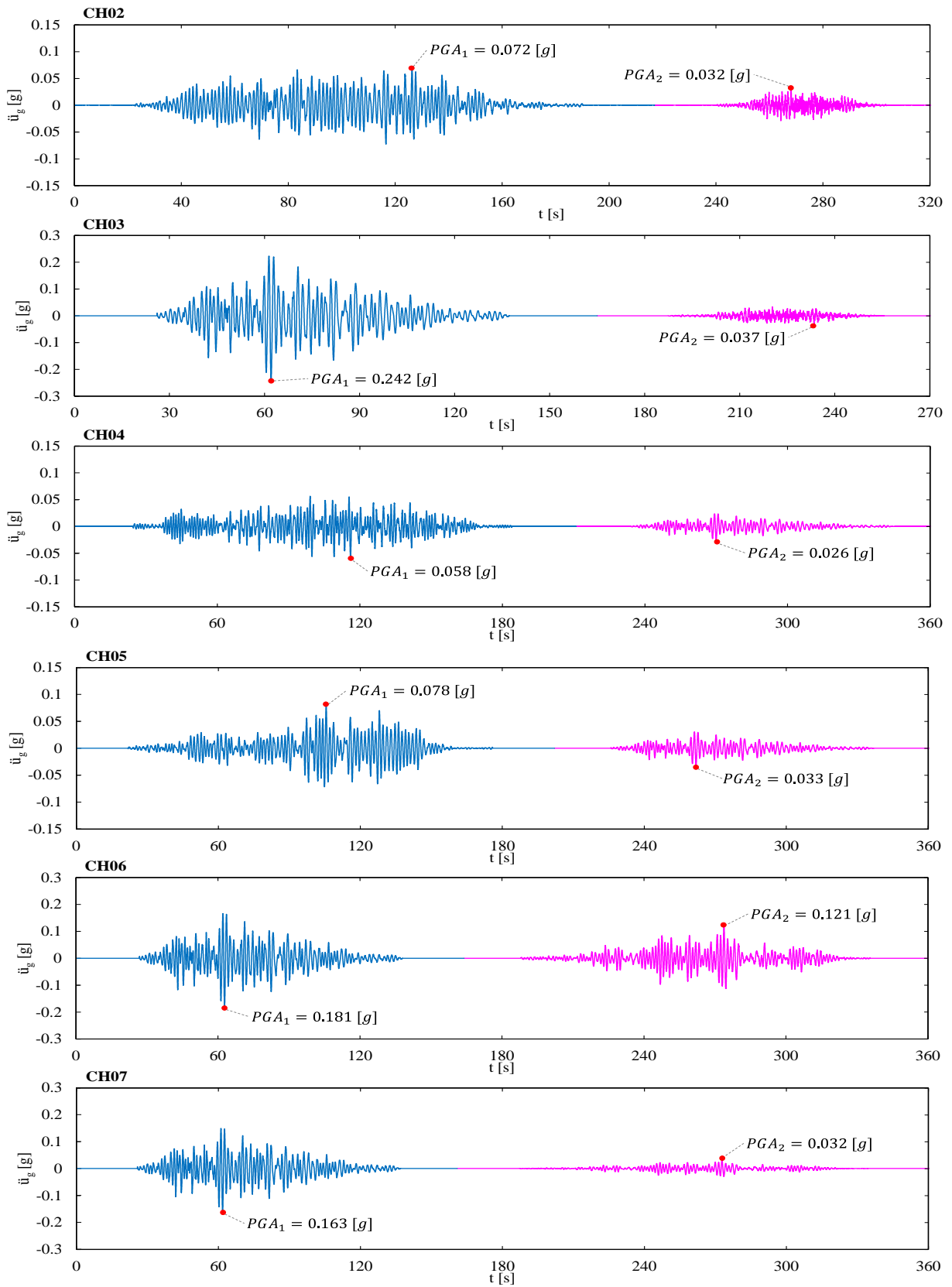


Figura B.8. Continuación

Apéndice C. Respuesta estructural resultante ante acelerogramas sintéticos

Para la definición de las propiedades de los dispositivos de control, la edificación es impuesta a demandas sísmicas generadas artificialmente o simuladas en la zona de estudio. Por medio de los acelerogramas definidos en el apéndice B.2, se realiza un análisis tiempo – historia de la estructura, su respuesta sísmica es evaluada por medio de las distorsiones de entrepiso presentada en la Figura C.9. Dichos valores dan pauta a conocer el desempeño de la estructura ante las demandas sísmicas impuestas sobre la misma.

Al tratarse de edificaciones destinadas al uso habitacional le corresponde un nivel de desempeño de seguridad de vida (aquel que permite el daño de la estructura sin riesgo al colapso) y este cuanto con una distorsión máxima permisible de $\gamma_{SV} = 0.0015 = 1.5\%$ para sistemas estructurales basados en marcos de concreto reforzado (NTCS, 2023).

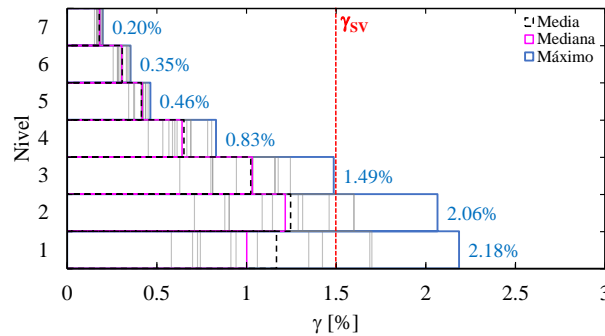


Figura C.9. Distorsiones de entrepiso en condición original sin rehabilitación bajo la demanda de acelerogramas sintéticos

C.1. Amortiguador viscoso lineal (valor empleado en el análisis de daño acumulado)

Utilizando la ecuación 2.19, se establece una relación directa entre las distorsiones presentadas en la estructura original (Figura C.9) y las distorsiones máximas permisibles. Con esta información, se determina el porcentaje de amortiguamiento suplementario necesario. A partir de este porcentaje, se calcula el coeficiente C_L , que se utilizará para estimar la respuesta esperada.

Se llevaron a cabo múltiples iteraciones para cada uno de los 12 casos con los acelerogramas sintéticos, con el objetivo de lograr un comportamiento estable y asegurar que las distorsiones de entrepiso se aproximen al nivel de desempeño. Es por ello que el valor empleado en la sección III.3.1 presentan los resultados mostrados en la Figura C.10.

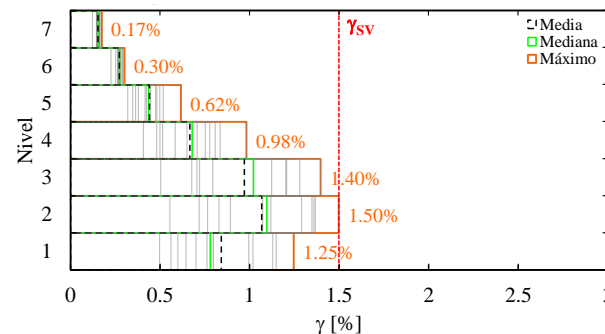


Figura C.10. Distorsiones de entrepiso con dispositivos VL con el coeficiente de amortiguamiento empleado para el análisis de daño acumulado bajo la demanda de acelerogramas sintéticos

Para dicho valor se obtienen resultados favorables y existe una convergencia en distorsiones de entrepiso con respecto a la máxima, además no existe una afectación considerable en los niveles superiores.

C.2. Amortiguador viscoso lineal (valores extremos)

Para efectos de comprobación, se realizan nuevas iteraciones contemplando dos valores diferentes para el coeficiente de amortiguamiento al empleado en el apéndice C.1 (usado en el análisis de daño acumulado), estos valores serán un 20% mayor y menor con respecto al mencionado anteriormente, por lo tanto, se tiene lo siguiente:

$$C_{L1} = 63.475 \left[\frac{\text{ton} \cdot \text{s}}{\text{m}} \right] \qquad C_{L2} = 42.316 \left[\frac{\text{ton} \cdot \text{s}}{\text{m}} \right]$$

A partir de estos valores, en la Figura C.11 se encuentran distorsiones de entrespiso obtenidas bajo los mismos casos de estudio comentados en el apéndice C.1.

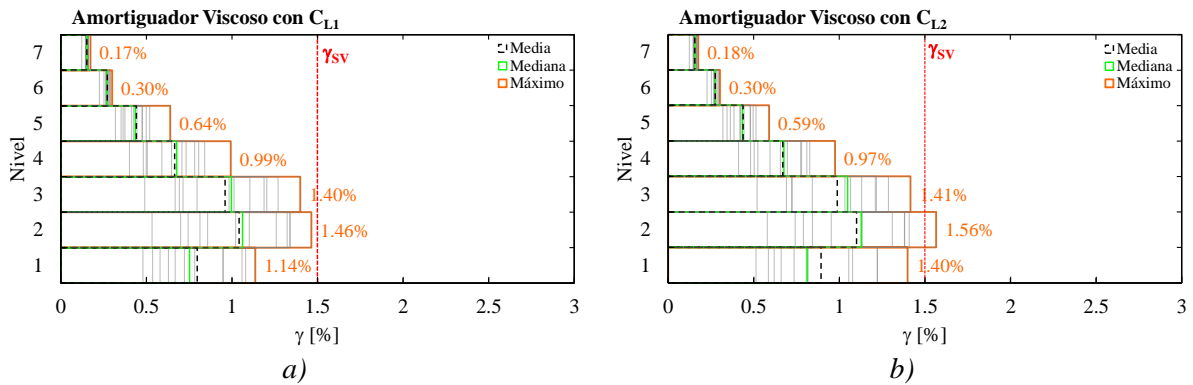


Figura C.11. Distorsiones de entrespiso con amortiguamiento viscoso con valor extremo C₁ (a) y C₂ (b) en el coeficiente de amortiguamiento bajo la demanda de acelerogramas sintéticos

Con la disminución del valor (Figura C.11b) aumentan las distorsiones de entrespiso para los tres primeros niveles, siendo el segundo nivel el crítico ya que es superada la γ_{sv} , esto es predecible, dado que la reducción en el amortiguamiento tiende a aumentar las distorsiones. Por otro lado, los niveles cuarto y quinto presentan valores menores de distorsión, mientras que los niveles restantes (sexto y séptimo) muestran el mismo comportamiento.

De igual forma, en el aumento del coeficiente (Figura C.11a) existe una reducción en las distorsiones; sin embargo, existe una redistribución de las mismas a los niveles superiores viéndose afectados. Además, se presenta un efecto similar en las cortantes de entrespiso, donde la cortante basal se encuentra en el segundo nivel, de lo que normalmente se encuentra en la planta baja o a nivel de desplante.

Por otro lado, dicho valor (C_{L1}) llega estar relacionado con sobrecostos, debido a que se requiere de características más específicas y con alto valor para el cumplimiento de los requisitos establecidos para dicho dispositivo de control.

C.3. Amortiguador de masa inercial (valor empleado en el análisis de daño acumulado)

Bajo la modelación del dispositivo de control en el software SAP2000 v24 descrita en la sección II.3.2.2, de igual forma se realizan iteraciones para cada caso presentado por parte de los acelerogramas sintéticos con la finalidad de contar con una reducción considerable en las distorsiones de entrepiso con respecto a la estructura sin rehabilitación (Figura C.9) de tal forma que no se vea superada γ_{SV} .

El valor empleado en el análisis de daño acumulado para la sección III.3.2 cuenta con los siguientes resultados mostrados en la Figura C.12.

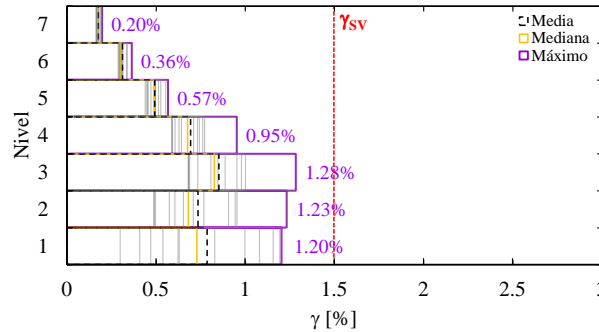


Figura C.12. Distorsiones de entrepiso con amortiguamiento de masa inercial con el valor empleado para el análisis de daño acumulado bajo la demanda de acelerogramas sintéticos

C.4. Amortiguador de masa inercial (valores extremos)

Al igual que lo mostrado en el apéndice C.2 se realiza una comprobación con dos valores distintos al utilizado, estos tendrán una relación de inercia (σ) de 0.75 y 0.95 para el caso de extremo inferior y superior, respectivamente y esto es:

$$I_{w_1} = 15.474 \text{ [ton}_f \cdot \text{s}^2 \cdot \text{m]}$$

$$I_{w_2} = 19.600 \text{ [ton}_f \cdot \text{s}^2 \cdot \text{m]}$$

A partir de estos valores, en la Figura C.13 se encuentran distorsiones de entrepiso obtenidas bajo los mismos casos de estudio comentados en el apéndice C.3.

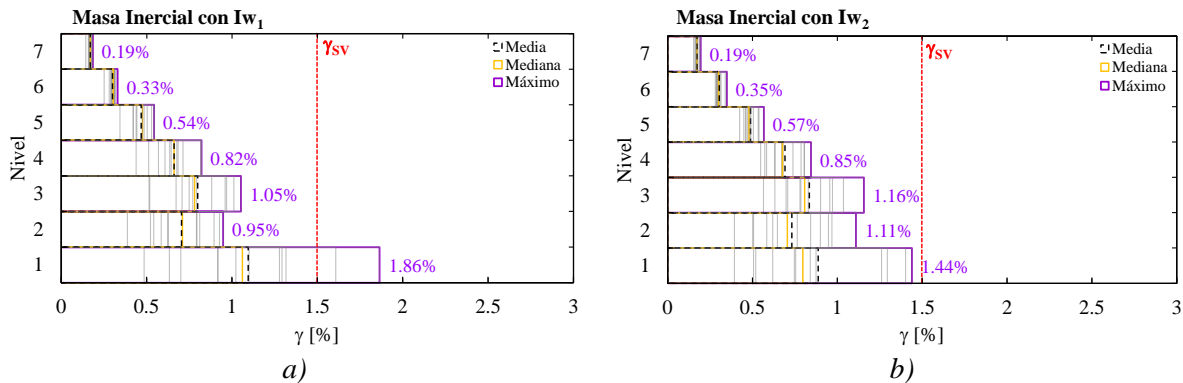


Figura C.13. Distorsiones de entrepiso con amortiguamiento de masa inercial con valor extremo I_{w_1} (a) e I_{w_2} (b) en la relación de inercia bajo la demanda de acelerogramas sintéticos

Los resultados muestran que un valor σ aumentado o disminuido con respecto al empleado repercuten principalmente en el primer nivel a tal grado que es superada la γ_{SV} (Figura C.13a) o se encuentra muy cercana a la misma (Figura C.13b) además que los niveles superiores cuentan con valores inferiores a los obtenidos en el apéndice C.3.



Apéndice D. Respuesta estructural resultante ante señales de daño acumulado

De forma tabulada se muestran los resultados que se presentan en la estructura en términos de desplazamientos máximos, distorsiones de entrepiso y aceleraciones en la condición original (sin rehabilitación en la planta baja), con dispositivos de control (VL y MI) para cada una de las señales correspondientes a CH.

Tabla D.3. Respuesta estructural resultante ante señal CH01 de daño acumulado

Parámetro	Original		Amortiguador Viscoso		Masa Inercial	
	Sismo ₁	Sismo ₂	Sismo ₁	Sismo ₂	Sismo ₁	Sismo ₂
<i>PGA</i> [g]	0.193	0.087	0.193	0.087	0.193	0.087
<i>Sa_{T1}</i> [g]	0.339	0.190	0.339	0.190	0.339	0.190
<i>ü_{máx}</i> [g]	0.402	0.248	0.364	0.198	0.238	0.139
<i>V_b/W_s</i>	0.237	0.181	0.209*	0.149	0.287	0.284
<i>δ_{N7}</i> [cm]	14.39	6.32	12.67	4.64	5.04	4.78
<i>δ_{N1}</i> [cm]	4.88	1.91	3.27	1.18	3.25	2.89
<i>γ_{N1}</i> [%]	1.63	0.64	1.09	0.39	1.08	0.96
<i>γ_{máx}</i> [%]	1.63	0.64	1.27	0.41	1.08	0.96
<i>γ_g</i> [%]	0.83	0.36	0.73	0.27	0.29	0.27
<i>δ_{rN7}</i> [cm]	0.41	0.44	0.02	0.02	0.56	0.44
<i>δ_{rN1}</i> [cm]	0.39	0.42	0.01	0.01	0.57	0.41

* La cortante basal se encuentra en el segundo nivel

Tabla D.4. Respuesta estructural resultante ante señal CH02 de daño acumulado

Parámetro	Original		Amortiguador Viscoso		Masa Inercial	
	Sismo ₁	Sismo ₂	Sismo ₁	Sismo ₂	Sismo ₁	Sismo ₂
<i>PGA</i> [g]	0.072	0.032	0.072	0.032	0.072	0.032
<i>Sa_{T1}</i> [g]	0.158	0.076	0.158	0.076	0.158	0.076
<i>ü_{máx}</i> [g]	0.201	0.113	0.164	0.088	0.123	0.057
<i>V_b/W_s</i>	0.142	0.072	0.120	0.263	48.34	0.049
<i>δ_{N7}</i> [cm]	4.57	2.43	3.84	1.88	4.76	1.67
<i>δ_{N1}</i> [cm]	1.19	0.59	0.98	0.45	2.62	0.80
<i>γ_{N1}</i> [%]	0.40	0.19	0.33	0.15	0.87	0.27
<i>γ_{máx}</i> [%]	0.41	0.20	0.33	0.16	0.87	0.27
<i>γ_g</i> [%]	0.26	0.14	0.22	0.11	0.27	0.10
<i>δ_{rN7}</i> [cm]	0.06	0.06	-0.04	-0.04	0.78	0.78
<i>δ_{rN1}</i> [cm]	0.02	0.02	-0.01	-0.01	0.50	0.50



Tabla D.5. Respuesta estructural resultante ante señal CH03 de daño acumulado

Parámetro	Original		Amortiguador Viscoso		Masa Inercial	
	Sismo ₁	Sismo ₂	Sismo ₁	Sismo ₂	Sismo ₁	Sismo ₂
PGA [g]	0.242	0.037	0.242	0.037	0.242	0.037
Sa (T_1) [g]	0.430	0.067	0.430	0.067	0.430	0.067
$\ddot{u}_{m\acute{a}x}$ [g]	0.466	0.096	0.455	0.078	0.355	0.060
V_b/W_s	0.253	0.066	0.218*	0.053	0.304	0.061
δ_{N7} [cm]	20.77	3.26	19.33	3.61	9.19	4.58
δ_{N1} [cm]	7.39	1.18	4.73	1.13	3.60	1.25
γ_{N1} [%]	2.46	0.39	1.58	0.38	1.20	0.42
$\gamma_{m\acute{a}x}$ [%]	2.46	0.39	1.85	0.38	1.20	0.44
γ_g [%]	1.19	0.19	1.11	0.21	0.53	0.26
δ_{rN7} [cm]	-1.28	-1.28	-1.95	-1.95	3.68	3.68
δ_{rN1} [cm]	-0.38	-0.68	-0.71	-0.71	0.87	0.87

* La cortante basal se encuentra en el segundo nivel

Tabla D.6. Respuesta estructural resultante ante señal CH05 de daño acumulado

Parámetro	Original		Amortiguador Viscoso		Masa Inercial	
	Sismo ₁	Sismo ₂	Sismo ₁	Sismo ₂	Sismo ₁	Sismo ₂
PGA [g]	0.078	0.033	0.078	0.033	0.078	0.033
Sa (T_1) [g]	0.134	0.058	0.134	0.058	0.134	0.058
$\ddot{u}_{m\acute{a}x}$ [g]	0.160	0.067	0.152	0.064	0.116	0.059
V_b/W_s	0.129	0.053	0.122	0.051	0.267	0.159
δ_{N7} [cm]	4.00	1.68	3.73	1.52	4.13	2.41
δ_{N1} [cm]	1.05	0.44	0.97	0.39	2.44	1.56
γ_{N1} [%]	0.35	0.14	0.32	0.13	0.81	0.52
$\gamma_{m\acute{a}x}$ [%]	0.35	0.15	0.32	0.13	0.81	0.52
γ_g [%]	0.23	0.10	0.21	0.09	0.24	0.14
δ_{rN7} [cm]	0.06	0.06	-0.05	-0.05	0.72	0.72
δ_{rN1} [cm]	0.02	0.02	-0.02	-0.02	0.48	0.48



Tabla D.7. Respuesta estructural resultante ante señal CH06 de daño acumulado

Parámetro	Original		Amortiguador Viscoso		Masa Inercial	
	Sismo ₁	Sismo ₂	Sismo ₁	Sismo ₂	Sismo ₁	Sismo ₂
<i>PGA</i> [g]	0.181	0.121	0.181	0.121	0.181	0.121
<i>Sa</i> (T_1) [g]	0.321	0.213	0.321	0.213	0.321	0.213
$\ddot{u}_{m\acute{a}x}$ [g]	0.360	0.243	0.362	0.237	0.294	0.141
V_b/W_s	0.235	0.188	0.211*	0.188	0.289	0.278
δ_{N7} [cm]	14.12	5.74	12.70	6.17	7.32	6.50
δ_{N1} [cm]	4.86	1.58	3.41	1.92	3.92	3.32
γ_{N1} [%]	1.62	0.53	1.14	0.64	1.31	1.11
$\gamma_{m\acute{a}x}$ [%]	1.62	0.55	1.29	0.64	1.31	1.11
γ_g [%]	0.81	0.33	0.73	0.35	0.42	0.37
δ_{rN7} [cm]	0.63	0.24	1.14	1.07	2.58	2.50
δ_{rN1} [cm]	0.24	0.14	0.62	0.61	1.06	0.98

* La cortante basal se encuentra en el segundo nivel

Tabla D.8. Respuesta estructural resultante ante señal CH07 de daño acumulado

Parámetro	Original		Amortiguador Viscoso		Masa Inercial	
	Sismo ₁	Sismo ₂	Sismo ₁	Sismo ₂	Sismo ₁	Sismo ₂
<i>PGA</i> [g]	0.163	0.032	0.163	0.032	0.163	0.032
<i>Sa</i> (T_1) [g]	0.288	0.056	0.288	0.056	0.288	0.056
$\ddot{u}_{m\acute{a}x}$ [g]	0.348	0.064	0.328	0.062	0.268	0.036
V_b/W_s	0.226	0.054	0.208	0.052	0.291	0.147
δ_{N7} [cm]	11.28	2.08	10.26	1.94	6.40	3.25
δ_{N1} [cm]	3.72	0.86	2.72	0.65	3.55	1.53
γ_{N1} [%]	1.24	0.29	0.91	0.22	1.18	0.51
$\gamma_{m\acute{a}x}$ [%]	1.24	0.29	1.08	0.22	1.18	0.51
γ_g [%]	0.65	0.12	0.59	0.11	0.37	0.19
δ_{rN7} [cm]	0.69	0.69	0.62	0.62	1.61	1.61
δ_{rN1} [cm]	0.49	0.49	0.31	0.31	0.53	0.53

D.1. Espectros de respuesta

Para la generación de los espectros, se emplea el programa de cómputo DEGTRA A4 v1.0.0 2007, para los ER Ordaz *et al.* (2005) indican que el software usa el método de las ocho constantes, además que la generación de estos se encuentran bajos los siguientes parámetros:

- ✓ El número de periodos para los que se calcula el espectro NT , es decir, el número de puntos o datos con el que cuenta el acelerograma.
- ✓ El periodo inicial del espectro $T_{min} = 0.01$ s.
- ✓ El periodo final del espectro $T_{max} = 4$ s.
- ✓ Amortiguamiento con respecto al crítico $C_{si} = 0.05 = 5\%$.

Bajo estas consideraciones, se genera de manera respectiva para el sismo principal que es “Sismo₁” (izquierda) y la réplica siendo “Sismo₂” (derecha), para las aceleraciones a nivel del suelo (Figura D.14a y Figura D.14b) y las correspondientes al último nivel de la edificación nominal en la condición original (Figura D.14c y Figura D.14d), estructura con dispositivos VL (Figura D.14e y Figura D.14f) y la estructura con dispositivos MI (Figura D.14g y Figura D.14h).

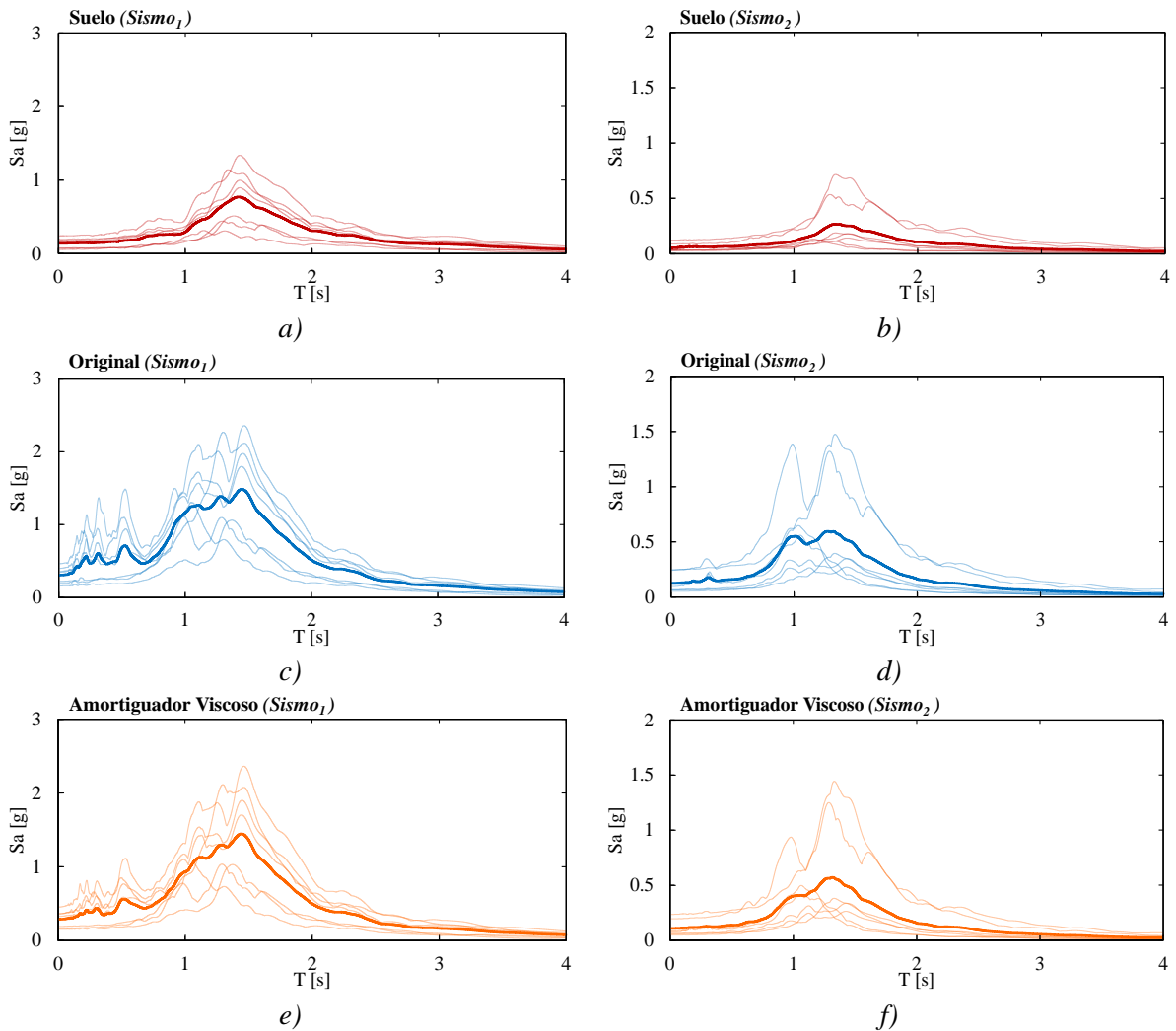


Figura D.14. Espectro de respuesta para aceleraciones del suelo (a) y (b), estructura original (c) y (d), estructura con dispositivos VL (e) y (f), estructura con dispositivos MI (g) y (h). La línea gruesa indica la media de los resultados

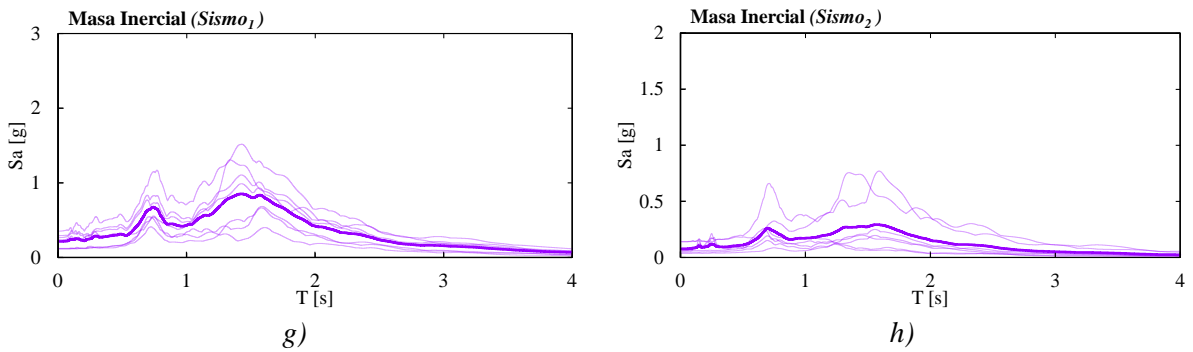


Figura D.14. Continuación

D.2. Espectros de amplitud de Fourier

Para la generación de los EAF, el software hace uso de la transformada rápida de Fourier (FFT, por sus siglas en inglés) cuyo procesamiento se encuentra controlado con los parámetros del tanto por ciento de “taper” y del suavizado F_s , ambos imprescindibles para una correcta evaluación y lectura correcta de los espectros. García (2001) menciona que el taper aplicado consiste en una función envolvente empleada para suavizar los efectos de borde, para este trabajo fue del 10% de la longitud total de la ventana. Mientras que para el segundo parámetro (F_s) es usado para suavizar el espectro de modo que la amplitud con la cumpla la condición propuesta por Ordaz *et al.* (2005):

$$SA(f)^2 = \frac{1}{N} \sum_{f_1}^{f_2} A(f)^2 \tag{D.1}$$

donde $A(f)$ es la aceleración de la frecuencia f , N el número de puntos comprendidos entre las frecuencias f_1 y f_2 mismas que se calculan con $f_1 = f^{-2/F_s}$ y $f_2 = f^{2/F_s}$.

Contemplando un $F_s = 10$ y un taper del 5% (predeterminado) se generan los EAF para el Sismo₁ (izquierda) y el Sismo₂ (derecha), para las aceleraciones a nivel del suelo (Figura D.15a y Figura D.15b) y las correspondientes al último nivel de la edificación nominal en la condición original (Figura D.15c y Figura D.15d), estructura con dispositivos VL (Figura D.15e y Figura D.15f) y la estructura con dispositivos MI (Figura D.15g y Figura D.15h).

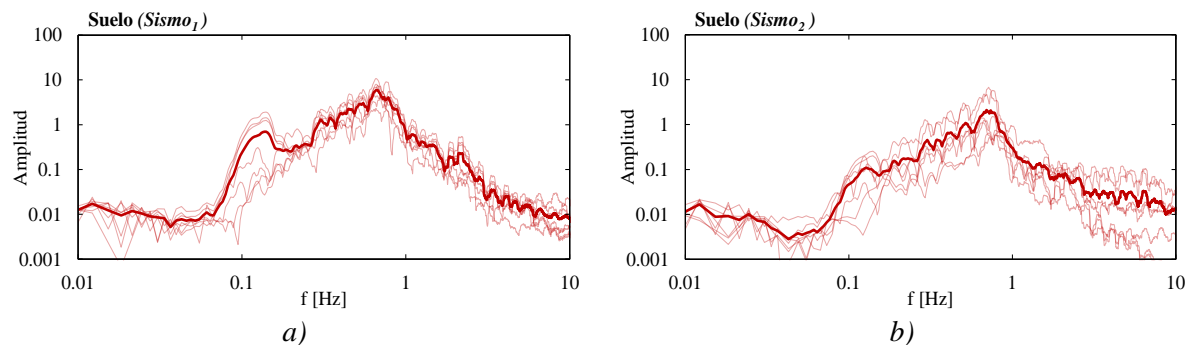


Figura D.15. Espectros de amplitud de Fourier para aceleraciones del suelo (a) y (b), estructura original (c) y (d), estructura con dispositivos VL (e) y (f), estructura con dispositivos MI (g) y (h). La línea gruesa indica la media de los resultados

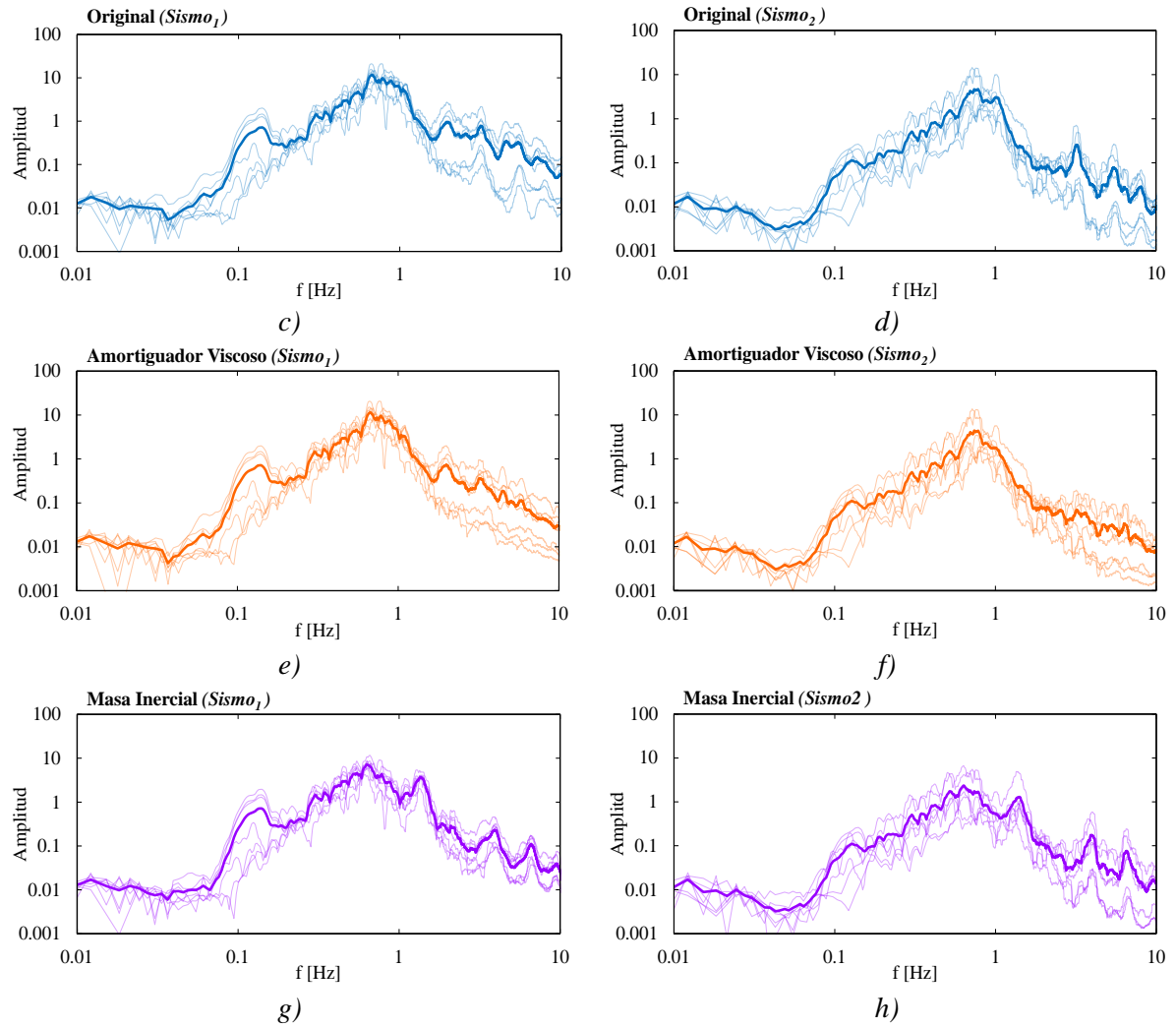


Figura D.15. Continuación

D.3. Historias de desplazamiento en primer y último nivel

Con el análisis paso a paso realizando en el software de análisis estructural, se obtiene la historia de desplazamiento para el primer y el último nivel (N1 y N7, respectivamente), con la finalidad de constatar la eficiencia de la implementación de los dispositivos de control realizando una comparativa entre la respuesta de la estructura sin rehabilitación contra el uso los dispositivos VL y MI.

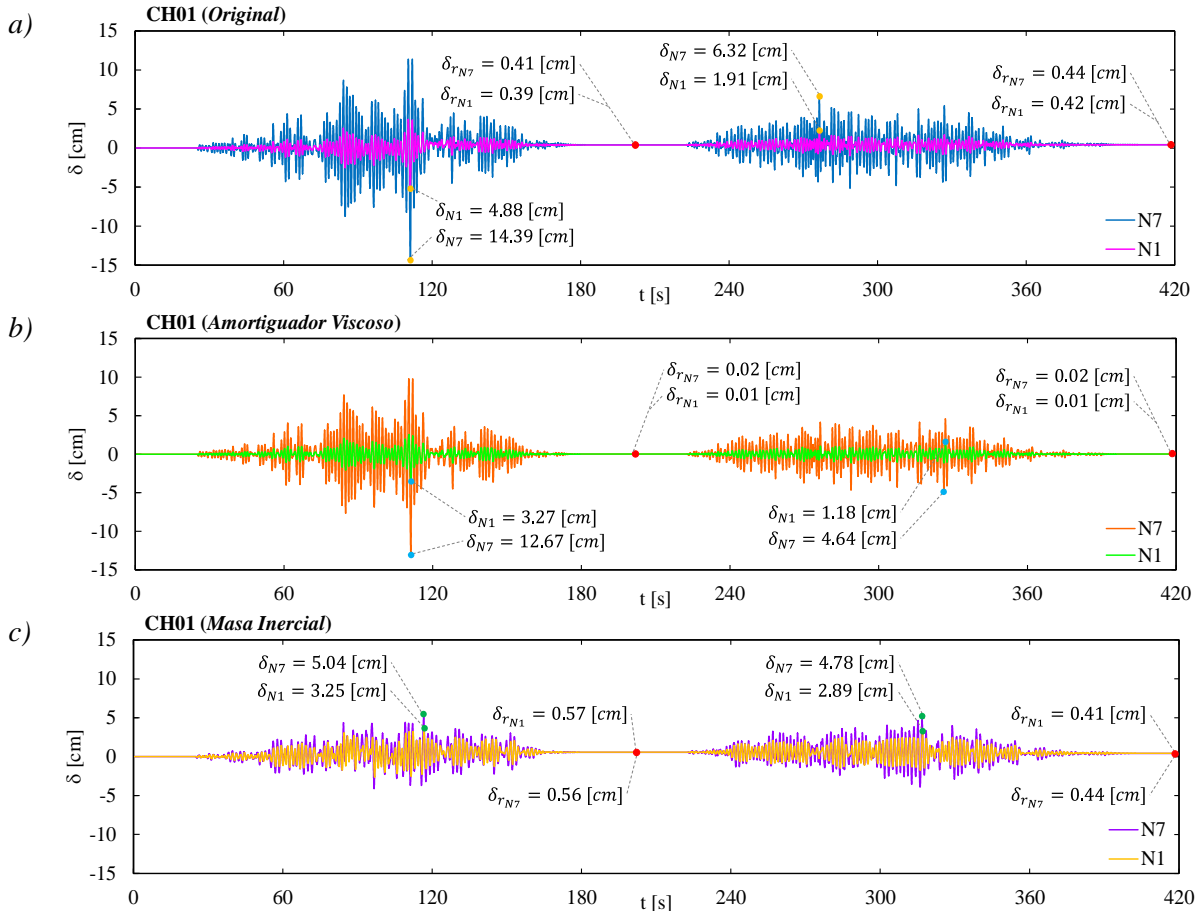


Figura D.16. Desplazamientos máximos y residuales en CH01 para estructura original (a), con dispositivos VL y con dispositivos MI (c)

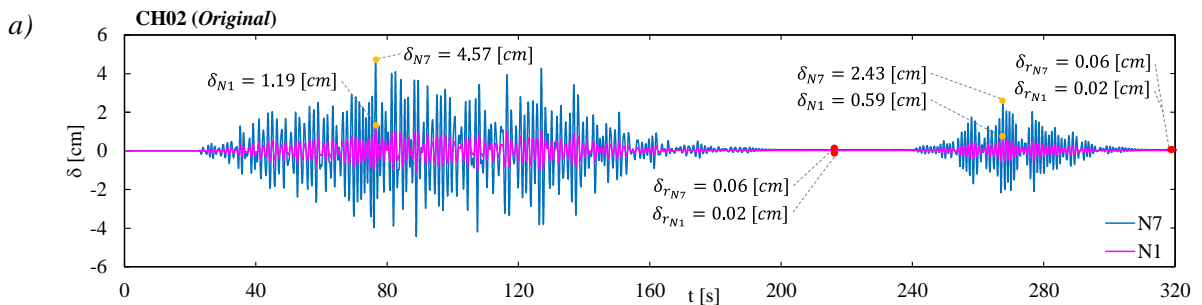


Figura D.17. Desplazamientos máximos y residuales en CH02 para estructura original (a), con dispositivos VL y con dispositivos MI (c)

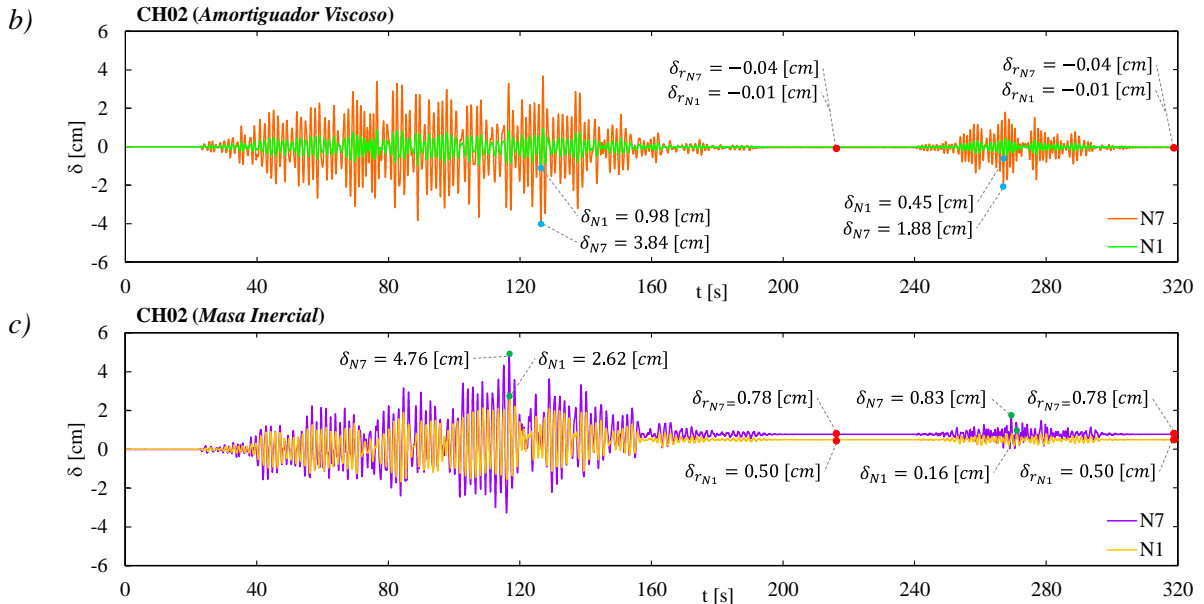


Figura D.17. Continuación

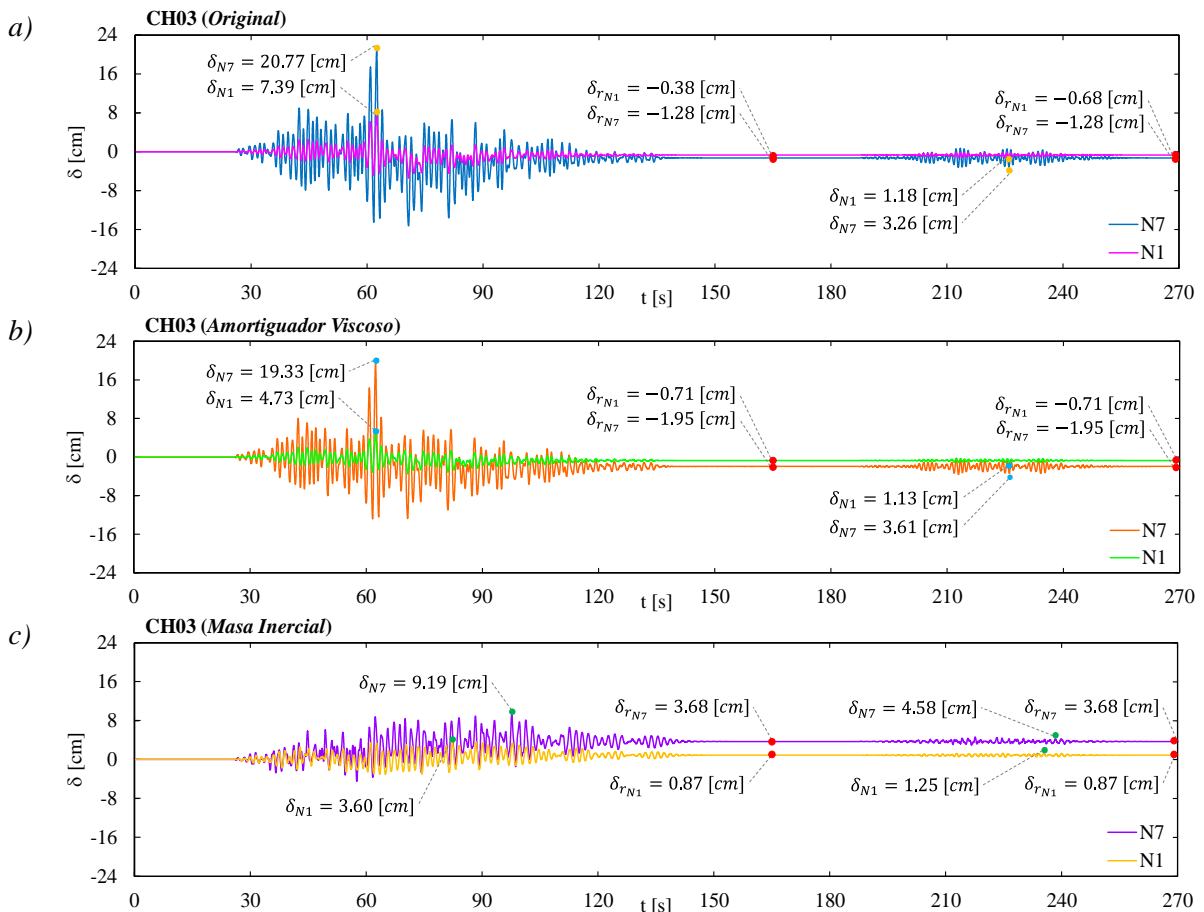


Figura D.18. Desplazamientos máximos y residuales en CH03 para estructura original (a), con dispositivos VL y con dispositivos MI (c)

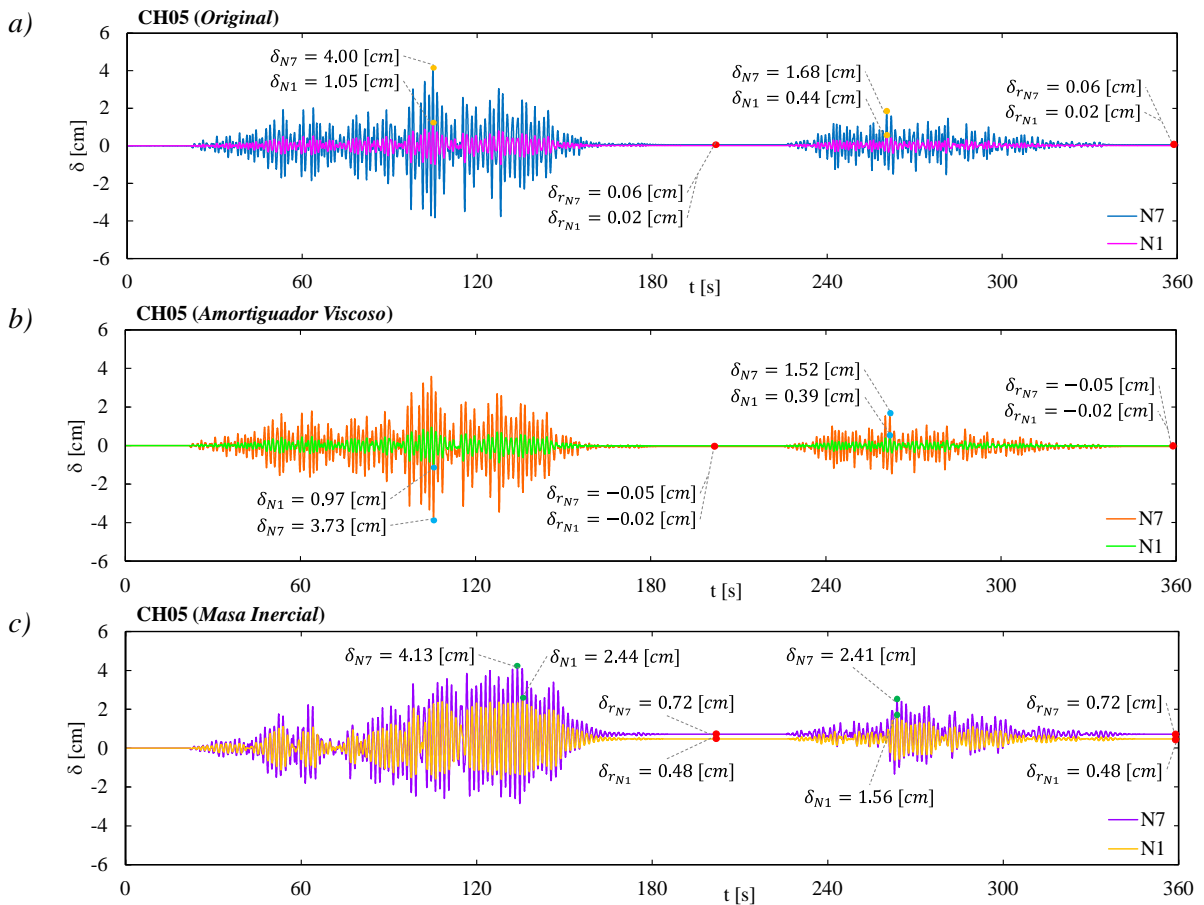


Figura D.19. Desplazamientos máximos y residuales en CH05 para estructura original (a), con dispositivos VL y con dispositivos MI (c)

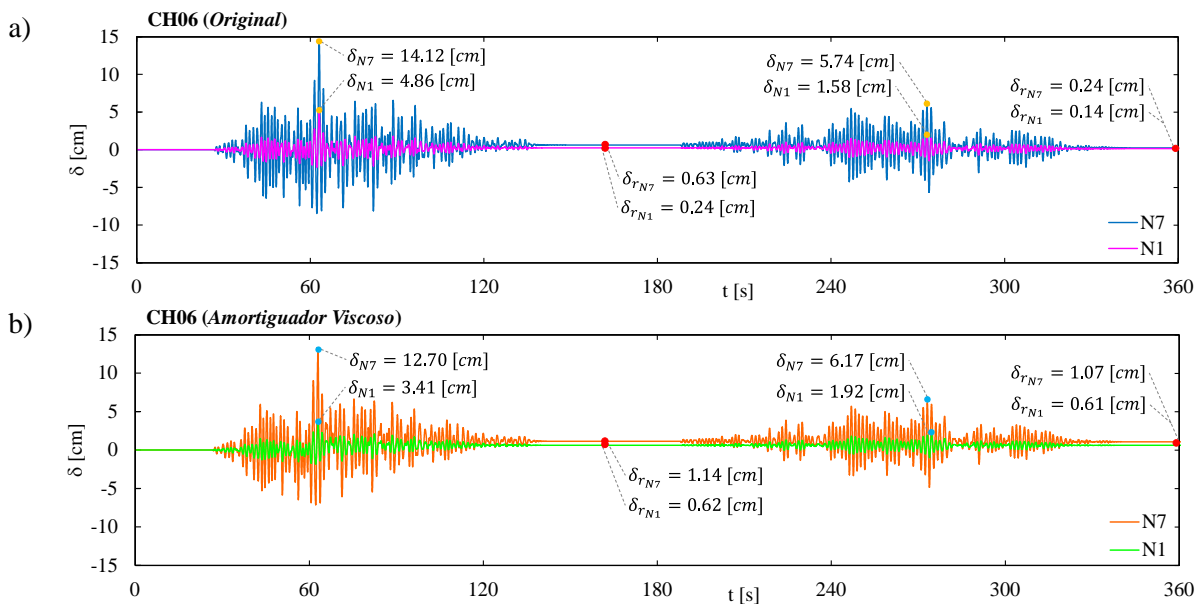


Figura D.20. Desplazamientos máximos y residuales en CH06 para estructura original (a), con dispositivos LV y con dispositivos MI (c)

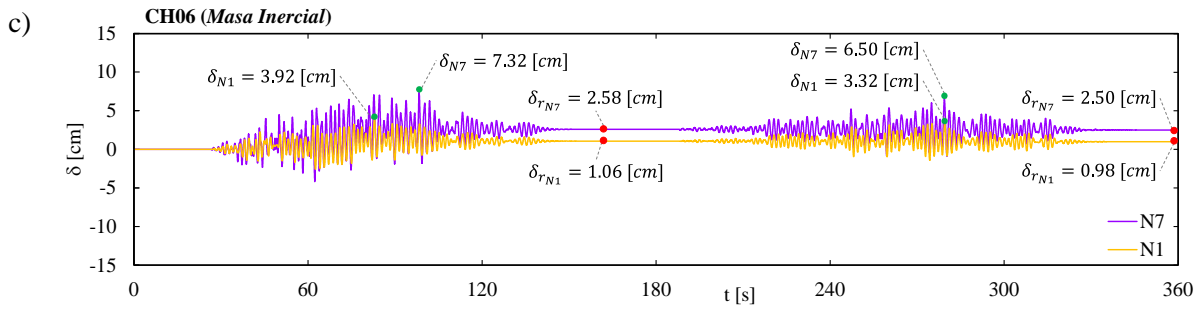


Figura D.20. Continuación

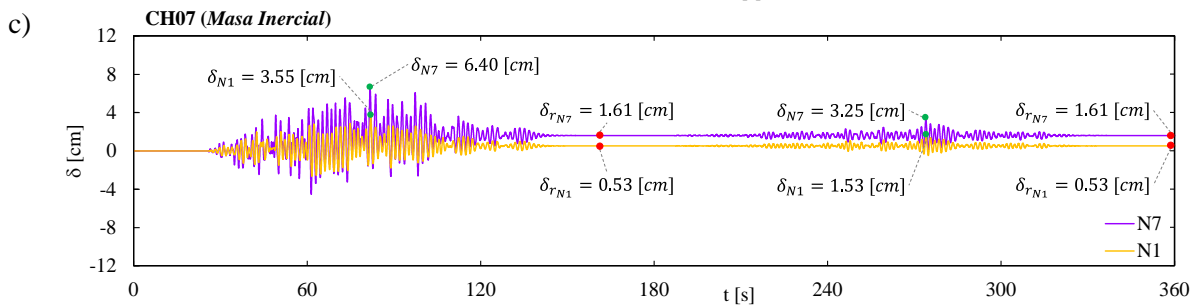
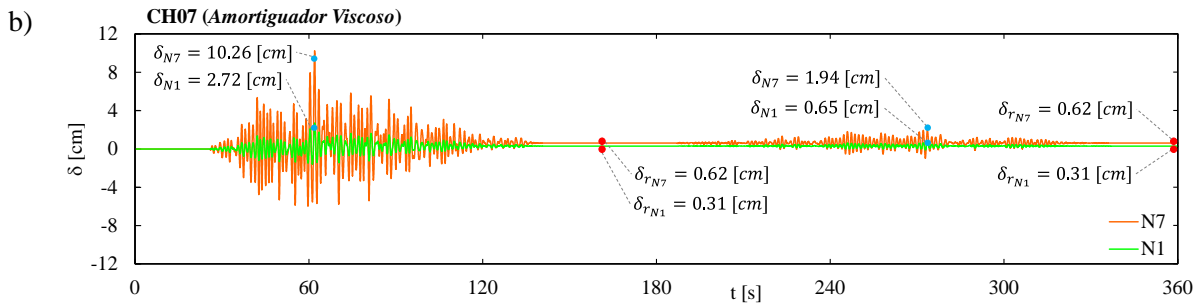
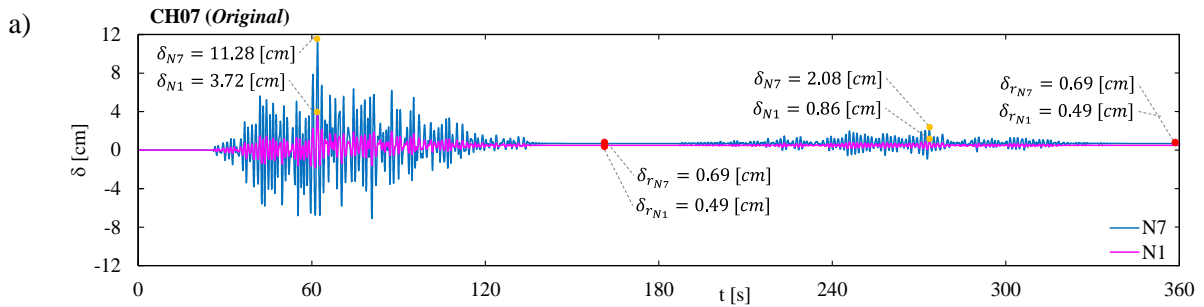


Figura D.21. Desplazamientos máximos y residuales en CH07 para estructura original (a), con dispositivos VL y con dispositivos MI (c)

Apéndice E. Respuesta estructural resultante ante eventos sísmicos de referencia

La estructura en condición original es sometida a los acelerogramas presentados en el apéndice B.1, con la finalidad de mostrar la diferencia entre un análisis lineal y no lineal paso a paso, para este último tomando a consideración los efectos de segundo orden ($P - \delta$).

A partir de los resultados obtenidos, es crucial contemplar el segundo caso, ya que el enfoque de este trabajo se centra en la rehabilitación de las edificaciones que presentan daño en sus elementos estructurales, esto implica que, cuentan con una deformación considerable misma que es asociada a desplazamientos y fuerzas que conllevan un esfuerzo de fluencia de los materiales que los integran, estos son provocados por los sismos ocurridos a lo largo de la vida útil de la edificación.

Para ello se muestra a continuación en diversos gráficos en un mismo plano el comportamiento de la estructura en los análisis tiempo – historia antes comentados, siendo el caso *L* un comportamiento elástico – lineal mientras que el caso *NL* corresponde a la no linealidad de los elementos.

Con el análisis completado para cada caso, se hace uso de la aceleración en el último nivel y las presentes a nivel de suelo (acelerogramas empleados) se obtiene el espectro de respuesta correspondiente y con ello operarlos para obtener el Cociente de Respuesta Espectral (CRE), que consiste en el cociente del espectro del último nivel entre el espectro a nivel del suelo, esto se encuentra en la Figura E.22.

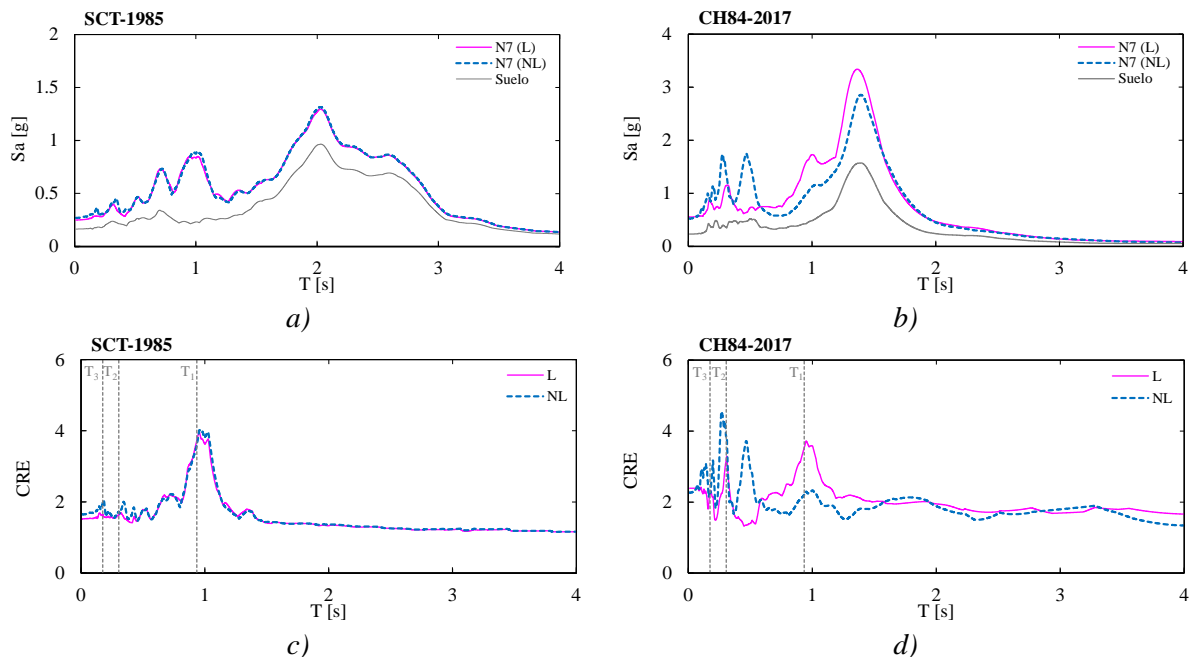


Figura E.22. Espectro de respuesta y cociente de respuesta espectral para SCT-1985 respectivamente en (a) y (c), para CH84-2017 en (b) y (c)

De acuerdo con la Figura E.22d, el CRE en comportamiento no lineal, la respuesta no se ajusta al periodo fundamental de la estructura como se espera. Esto se debe a que la estructura presenta deformaciones considerables, lo que ocasiona la plastificación de elementos estructurales, además de contar con un aumento en la amplificación del 20% en comparación con el comportamiento lineal.

En la Figura E.23 se muestran tanto los desplazamientos máximos absolutos por nivel y las distorsiones de entrepiso que se presentaron a lo largo del análisis de los registros sísmicos. A partir de estos se confirma la presencia de daño en la estructura en sus elementos.

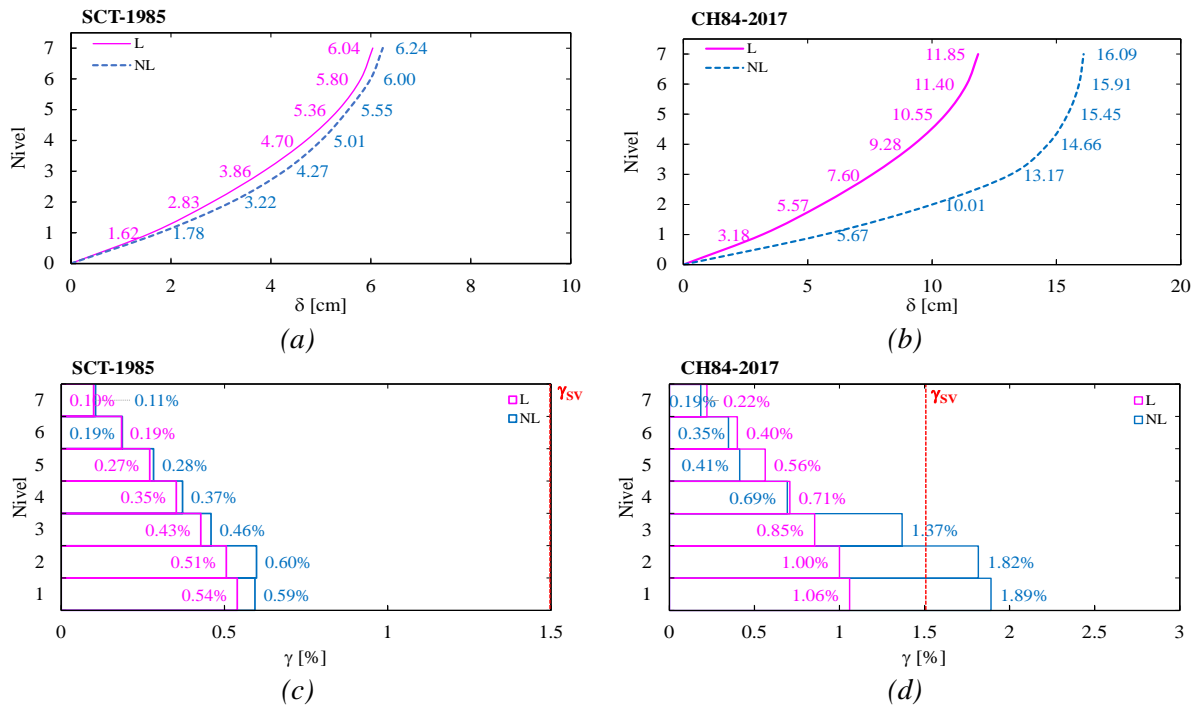


Figura E.23. Desplazamientos máximos y distorsiones de entrepiso para SCT-1985 respectivamente en (a) y (c), para CH84-2017 en (b) y (c)

El caso de CH84-2017 (NL) existe una deformación considerable en la estructura y es superada la distorsión máxima permisible para el nivel de desempeño de seguridad de vida. Esto sugiere que el fenómeno de PBD ha provocado un daño significativo principalmente en primer nivel cuenta. Las fuerzas internas presentes en estos elementos permiten verificar la existencia de fallas o fluencia en las columnas, y con ello rectificar un colapso parcial o total.

Finalmente, mediante los EAF, utilizado para conocer el contenido de frecuencias de un acelerograma con su respectiva amplitud asociada. dicha función y espectros se encuentran en la Figura E.24.

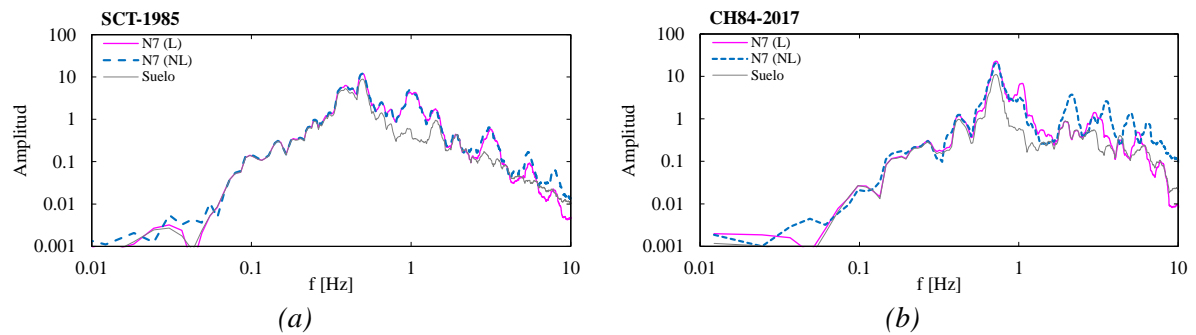


Figura E.24. Espectro de amplitud de Fourier y función de transferencia empírica para SCT-1985 respectivamente en (a) y (c), para CH84-2017 en (b) y (c)

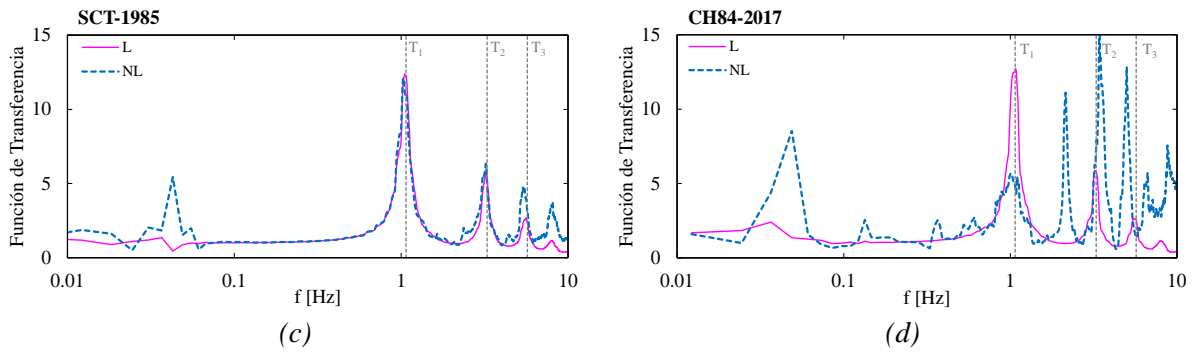


Figura E.24. Continuación

Existe un comportamiento similar al registrado en el CRE para el caso de SCT-1985 (Figura E.24c), donde la estructura presenta un comportamiento elástico – lineal en ambos casos de análisis. Esto incide que las fuerzas a las que fue sometida la estructura no excedieron la capacidad de carga de los elementos. En contraste, en el caso de CH84-2017 (Figura E.24d), se evidencia un desfase considerable del periodo fundamental, a tal grado que se encuentra cercano al segundo modo. Debido a que el software encuentra únicamente la solución numérica y es necesaria la interpretación del mismo para evaluar el daño en elementos, identificación de daño parcial o total de la estructura.

Finalmente, en la Figura E.25 a manera de comprobación se realiza la curva de histéresis global de la estructura utilizando los desplazamientos del último nivel y la cortante basal presentada a lo largo del análisis tiempo – historia para cada uno de los casos.

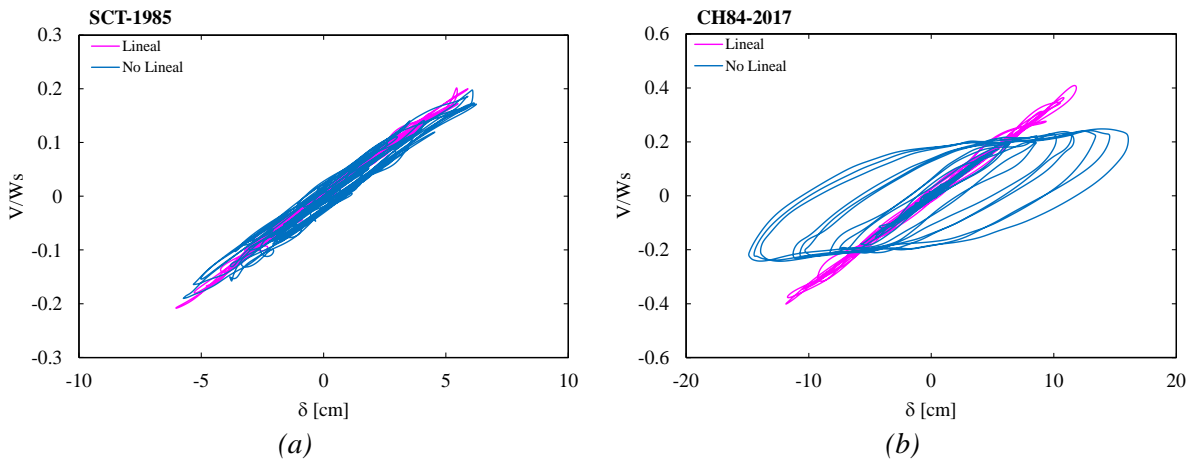


Figura E.25. Curvas de histéresis globales para SCT-1985 (a) y CH84-2017 (b)

De manera gráfica se verifica que en el caso de SCT-1985 (Figura E.25a) la estructura permanece en rango elástico, mientras que para el caso de CH84-2017 (Figura E.25b) por los efectos de segundo orden y el contenido de frecuencias del mismo sismo, la estructura incurre en el comportamiento no lineal. Esto se traduce en una disipación de energía por medio de la deformación de las columnas y traveses, lo que conlleva a la formación de articulaciones plásticas.

Finalmente, esta evaluación justifica el estudio de la no linealidad en el desarrollo del trabajo, ya que se busca la liberación de energía por medio de los dispositivos de control. Estos dispositivos exhiban un comportamiento de histéresis acorde a lo establecido por distintos autores a lo largo de la historia de ingeniería estructural, especialmente en lo que respecta a la protección sísmica de edificaciones.