

UNIVERSIDAD DE VALPARAÍSO
FACULTAD DE INGENIERÍA
ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL



**Uso de Amortiguadores Viscosos e Histeréticos en
Edificios de Estructuración Mixta de Hormigón Armado**

Por

Juan Erasmo Benavides Martínez

**Trabajo de Título para optar al Grado de Licenciado en
Ciencias de la Ingeniería y Título de Ingeniero Civil**

Prof. Guía Alejandro Morales Gómez

Agosto, 2017

Este logro profesional va dedicado especialmente a mi madre por su amor inquebrantable y a mi Hellen por su compañía, ayuda y apoyo incondicional.

AGRADECIMIENTOS

En primer lugar, agradezco a toda mi familia por el apoyo incondicional y fraterno durante todos estos años de formación.

A Hellen y su familia por apoyarme en este proceso, quienes me brindaron su ayuda cuando todo parecía demasiado difícil.

A mis amigos Cristian Oteiza, Carlos Pardo, Juan Urrutia, Víctor San Martín, Lynsen Ferrer y en general a todos mis compañeros con los que compartí momentos inolvidables desde los primeros años de la carrera.

A Wendy Wiegand por recomendarme a mi profesor guía Alejandro Morales quien buscaba tesista para este trabajo de título. Gracias profe por la confianza depositada en mí.

Y finalmente a todos los que me ayudaron en la realización de este trabajo, especialmente a mi profesor guía, por la paciencia, motivación y conocimiento brindado.

INDICE GENERAL

Agradecimientos.....	3
Indice de Figuras.....	7
Indice de Tablas.....	10
Capitulo I.....	11
1 Introducción.....	11
1.1 Planteamiento del Problema.....	11
1.2 Objetivos.....	13
1.2.1 Objetivo General.....	13
1.2.2 Objetivos Específicos.....	13
1.3 Alcances.....	14
1.4 Metodología.....	15
Capitulo II.....	16
2 Antecedentes.....	16
2.1 Balance Energético.....	17
2.2 Sistemas de Protección Sísmica.....	20
2.2.1 Sistemas de Control Activo.....	21
2.2.2 Sistemas de Control Semi-Activo.....	21
2.2.3 Sistemas de Control Pasivo.....	22
2.2.3.1 Sistemas de Aislación Sísmica.....	22
2.2.3.2 Sistemas de Disipación de Energía.....	23
2.3 Influencia de los Sistemas de Protección Pasivos en el Balance Energético.....	26
2.4 Disipador Activado por Desplazamiento Tipo ADAS.....	27
2.4.1 Consideraciones Geométricas.....	28
2.4.2 Modelo Histerético de los Dispositivos Tipo ADAS.....	30
2.4.3 Consideraciones de Diseño de los Disipadores Tipo ADAS.....	31
2.5 Disipador Activado por Velocidad Tipo Fluido Viscoso.....	32
2.5.1 Funcionamiento del Dispositivo.....	32
2.5.2 Respuesta Dinámica y Comportamiento Histerético de Amortiguadores Viscosos.....	33
2.5.3 Distribución Óptima del Amortiguador Viscoso.....	35
2.5.4 Consideraciones Geométricas de Configuración del Amortiguador.....	36
Capitulo III.....	38
3 Análisis y Diseño de las Estructuras en Estudio.....	38
3.1 Estructuras Analizadas.....	38
3.2 Modelación de las Estructuras.....	39
3.3 Materiales Utilizados.....	40
3.3.1 Hormigón.....	40

3.2.2	Refuerzo de Acero	41
3.4	Análisis Sísmico	41
3.4.1	Determinación del Espectro de Diseño	41
3.4.2	Esfuerzo de Corte Basal	42
3.4.3	Desplazamiento Lateral de Entrepiso	43
3.4.4	Espectro Elástico de Desplazamiento	44
3.5	Diseño de los Elementos Según ACI 318-08 y D.S. N°60	45
3.5.1	Elementos Sometidos a Flexión de Marcos Especiales	47
3.5.2	Resistencia al Corte en Vigas	48
3.5.3	Elementos Sometidos a Flexo-Compresión de Marcos Especiales	50
3.5.4	Resistencia al Corte en Columnas	54
3.5.5	Muros Estructurales Especiales a Flexo-Compresión	55
3.5.6	Capacidad de Deformación	58
3.5.7	Resistencia al Corte del Muro	60
Capítulo IV	62
4	Diseño de los Dispositivos de Disipación de Energía	62
4.1	Consideraciones de la Norma de Disipación	62
4.2	Dispositivo Tipo ADAS	63
4.3	Dispositivo de Fluido Viscoso	65
4.4	Diseño de Diagonales de Refuerzo en los Dispositivos	68
Capítulo V	70
5	Análisis No Lineal	70
5.1	Modelación Estructura Convencional	70
5.2	Modelación Estructura con Dispositivos	72
5.2.1	Estructura con Dispositivo ADAS	72
5.2.2	Estructura con Dispositivo de Fluido Viscoso	73
5.3	Registros de Aceleraciones Utilizados	73
5.3.1	Viña del mar	73
5.3.2	Concepción	74
5.3.3	Constitución	74
Capítulo VI	75
6	Análisis de Resultados	75
6.1	Demanda de Desplazamientos	75
6.1.1	Desplazamientos Absolutos	75
6.1.2	Desplazamientos Relativos de Entrepiso (<i>Drifts</i>)	78
6.2	Demanda de Aceleraciones	81
6.3	Demandas de Ductilidad	84
6.3.1	Estructura Convencional	84

6.3.2	Dispositivos de Disipación de Energía	88
6.4	Interpretación de los Resultados.....	92
6.4.1	Espectro Inelástico de Aceleraciones y Desplazamiento Viña del Mar.	93
6.4.2	Espectro Inelástico de Aceleraciones y Desplazamiento Concepción.	94
6.4.3	Espectros Inelástico de Aceleraciones y Desplazamiento Constitución.....	95
Capitulo VII	96
7	Conclusiones y Comentarios.....	96
Bibliografía	98
Anexos	100
1	Tablas de refuerzo longitudinal en vigas.....	100
2	Tablas con distribución de armadura longitudinal en vigas	104
3	Ciclos histeréticos	106

INDICE DE FIGURAS

Figura 1.1 - Daños no estructurales generados por terremoto Maule 2010; falla de tabiques y ventanales, falla de ascensores y cielo falso [2].	11
Figura 2.1 - Comparación de edificio sin disipadores y edificio con disipadores de energía [6].	16
Figura 2.2 - Analogía de flujo de agua lluvia; a: Balance durante el sismo, b: Balance al final del sismo [5].	17
Figura 2.3 - Sistemas de protección sísmica	20
Figura 2.4 - Técnica de control activo AMD [8].	21
Figura 2.5 - Amortiguador magneto-reológico (MR) [8].	22
Figura 2.6 - Reducción de aceleraciones por cambio de período. Fuente: TECNOAV S.A.	23
Figura 2.7 - Dispositivo activado por movimiento AMS [6].	24
Figura 2.8 - Ciclo fuerza-deformación disipador activado por velocidad [6].	24
Figura 2.9 - Disipador muro viscoso y disipador fluido-viscoso respectivamente [6].	25
Figura 2.10 - Ciclo carga-deformación disipador activado por desplazamiento: a) Metálico, b) Friccional [6].	25
Figura 2.11 - Disipadores activados por desplazamiento a) Tipo TADAS, b) Tipo ADAS, c) Tipo Panal, e) Arriostramiento BRB, f) Fricción de golillas. Fuente: Elaboración propia.	26
Figura 2.12 - Analogía de flujo de agua lluvia con disipador de energía [5].	27
Figura 2.13 - Disipadores de energía activados por desplazamiento; tipo ADAS [17].	28
Figura 2.14 - Diagramas de esfuerzos para una placa ADAS.	29
Figura 2.15 - Ciclo de histéresis elastoplástico perfecto de un disipador ADAS [5].	30
Figura 2.16 - diseño del espectro de carga de deslizamiento [18].	31
Figura 2.17 - Funcionamiento de un Disipador de Fluido Viscoso [19].	32
Figura 2.18 - Modelo de amortiguador a) y la respuesta cíclica b) de un disipador viscoso puro [18].	33
Figura 2.19 - Fuerza amortiguador v/s Velocidad para diferentes valores de α_{vd} [5].	34
Figura 2.20 - Comportamiento histerético del amortiguador viscoso no lineal [5].	35
Figura 2.21 - Diferentes configuraciones que se pueden emplear con el disipador viscoso [5].	36
Figura 2.22 - Refuerzo adicional que se emplea en la disposición Chevron [19].	37
Figura 2.23 - Disposición Diagonal para un dispositivo viscoso [19].	37
Figura 3.1 - Planta tipo de las estructuras analizadas.	39
Figura 3.2 - Modelo tridimensional tipo de las estructuras en estudio con ETABS [11].	40
Figura 3.3 - Espectros inelásticos de diseño para direcciones X e Y en ambos sistemas de análisis.	43
Figura 3.4 - Desplazamiento lateral de entrepiso para ambos sistemas de análisis.	44
Figura 3.5 - Espectro elástico de desplazamiento en ambos sistemas de análisis.	45
Figura 3.6- Distribución de las vigas y columnas en los ejes 1 y 2 en dirección X	46
Figura 3.7 - Distribución de las vigas y columnas en los ejes A y B en la dirección Y.	46
Figura 3.8 - Distribución de las vigas y columnas en el eje C en dirección Y.	47
Figura 3.9 - Esquema de momentos probables y cortes de diseño en vigas [13].	48
Figura 3.10 - Distribución de la armadura longitudinal en columnas del sistema de 15 pisos.	51
Figura 3.11 Distribución de la armadura longitudinal en columnas del sistema de 25 pisos.	52
Figura 3.12 - Curvas de interacción de las columnas, a la izquierda la columna perimetral y a la derecha columna central del sistema de 15 pisos en ambos sentidos.	53
Figura 3.13 - Curvas de interacción de las columnas, a la izquierda la columna perimetral y a la derecha columna central del sistema de 25 pisos en ambos sentidos.	53
Figura 3.14 - Esquema de corte por capacidad en columnas [13].	54
Figura 3.15 - Distribución de la armadura longitudinal en muro 2 del sistema de 15 pisos.	55
Figura 3.16 - Distribución de la armadura longitudinal en alas y alma del muro 1 del sistema de 15 pisos.	56
Figura 3.17 - Distribución de la armadura longitudinal en muro 2 del sistema de 25 pisos.	56
Figura 3.18 - Distribución de la armadura longitudinal en alas y alma del muro 1 del sistema de 25 pisos.	57

Figura 3.19 – Curvas de interacción del muro 2. A la izquierda la curva para el edificio de 15 pisos, mientras que a la derecha la curva del sistema de 25 pisos ambos en la dirección X.	57
Figura 3.20 – Curvas de interacción del muro 1 para la estructura de 15 pisos. A la izquierda la curva para la dirección X en ambos sentidos, mientras que a la derecha la curva para la dirección Y en ambos sentidos.	58
Figura 3.21 - Curvas de interacción del muro 1 para la estructura de 25 pisos. A la izquierda la curva para la dirección X en ambos sentidos, mientras que a la derecha la curva para la dirección Y en ambos sentidos.	58
Figura 3.22 – Diagrama Momento-Curvatura del muro 2 en la dirección X en ambos sentidos. A la izquierda el muro de 15 pisos mientras que a la derecha el muro de 25 pisos.	59
Figura 3.23 - Diagrama Momento-Curvatura del muro 1. A la izquierda el muro de 15 pisos para ambas direcciones mientras que a la derecha el muro de 25 pisos para ambas direcciones.	59
Figura 3.24 – Corte de diseño por nivel del muro 2 en la dirección X en ambos sistemas estructurales.	61
Figura 3.25 - Corte de diseño por nivel del muro 1 en la estructura de 15 pisos. A la izquierda en la dirección X mientras que a la derecha en la dirección Y.	61
Figura 3.26 - Corte de diseño por nivel del muro 1 en la estructura de 25 pisos. A la izquierda en la dirección X mientras que a la derecha en la dirección Y.	61
Figura 4.1 – <i>Drifts</i> en la dirección Y para el edificio de 15 y 25 pisos.	64
Figura 4.2 – Distribución de los dispositivos ADAS en las estructuras analizadas.	64
Figura 4.3 – Velocidad relativa por piso para cada estructura.	66
Figura 4.4 – Velocidad relativa por dispositivo en cada estructura.	66
Figura 4.5 – Curva de interacción de las columnas para el sistema de 15 y 25 pisos.	67
Figura 4.6 - Oferta de dispositivos proporcionados por la empresa Taylor Devices Inc [22].	67
Figura 4.7 – Perfil diagonal en los sistemas de disipación de energía en estudio.	68
Figura 5.1 – Elemento tipo <i>Frame</i> [12].	71
Figura 5.2 - Modelo viga de Giberson de una componente [12].	71
Figura 5.3 – A la izquierda regla de histéresis Takeda Modificado y a la derecha regla histerética SINA de degradación trilineal [12].	72
Figura 5.4 – Elemento tipo resorte [12].	72
Figura 5.5 – Modelo elastoplástico perfecto [12].	73
Figura 5.6 – Elemento tipo amortiguado [12].	73
Figura 5.7 - Registro de aceleración Viña del Mar.	73
Figura 5.8 - Registre de aceleración Concepción.	74
Figura 5.9 - Registro de aceleración Constitución.	74
Figura 6.1 – Desplazamientos absolutos de la estructura de 15 pisos con dispositivos ADAS para los registros de Viña del Mar, Concepción y Constitución respectivamente.	75
Figura 6.2 – Desplazamientos absolutos de la estructura de 25 pisos con dispositivos ADAS para los registros de Viña del Mar, Concepción y Constitución respectivamente.	75
Figura 6.3 – Desplazamientos máximos absolutos para la estructura de 15 pisos para cada configuración ADAS.	76
Figura 6.4 – Desplazamientos máximos absolutos para la estructura de 25 pisos para cada configuración ADAS.	76
Figura 6.5 – Desplazamientos absolutos de la estructura de 15 pisos con dispositivos Viscosos para los registros de Viña del Mar, Concepción y Constitución respectivamente.	77
Figura 6.6 - Desplazamientos absolutos de la estructura de 25 pisos con dispositivos Viscosos para los registros de Viña del Mar, Concepción y Constitución respectivamente.	77
Figura 6.7 – <i>Drifts</i> de entrepiso de la estructura de 15 pisos con dispositivos ADAS para los registros de Viña del Mar, Concepción y Constitución respectivamente.	78
Figura 6.8 – <i>Drifts</i> de entrepiso de la estructura de 25 pisos con dispositivos ADAS para los registros de Viña del Mar, Concepción y Constitución respectivamente.	78
Figura 6.9 – <i>Drifts</i> de entrepiso máximo para la estructura de 15 pisos para cada dispositivo ADAS.	79
Figura 6.10 – <i>Drifts</i> de entrepiso máximo para la estructura de 25 pisos para cada dispositivo ADAS.	79

Figura 6.11 – Drifts de entrepiso de la estructura de 15 pisos con dispositivos Viscosos para los registros de Viña del Mar, Concepción y Constitución respectivamente.....	80
Figura 6.12 – Drifts de entrepiso de la estructura de 25 pisos con dispositivos Viscosos para los registros de Viña del Mar, Concepción y Constitución respectivamente.....	80
Figura 6.13 – Aceleraciones máximas absolutas de la estructura de 15 pisos con dispositivos ADAS para los registros de Viña del Mar, Concepción y Constitución respectivamente.....	81
Figura 6.14 – Aceleraciones máximas absolutas de la estructura de 25 pisos con dispositivos ADAS para los registros de Viña del Mar, Concepción y Constitución respectivamente.....	81
Figura 6.15 – Aceleración máxima para la estructura de 15 pisos para cada dispositivo ADAS.....	82
Figura 6.16 – Aceleración máxima para la estructura de 25 pisos para cada dispositivo ADAS.....	82
Figura 6.17 – Aceleraciones máximas absolutas de la estructura de 15 pisos con dispositivos VISCOSO para los registros de Viña del Mar, Concepción y Constitución respectivamente.....	83
Figura 6.18 – Aceleraciones máximas absolutas de la estructura de 25 pisos con dispositivos VISCOSO para los registros de Viña del Mar, Concepción y Constitución respectivamente.....	83
Figura 6.19 – Curvas de histéresis muro 2 de la estructura convencional de 15 pisos para los registros de Viña del Mar, Concepción y Constitución respectivamente.....	84
Figura 6.20 – Curvas de histéresis muro 2 de la estructura convencional de 25 pisos para los registros de Viña del Mar, Concepción y Constitución respectivamente.....	85
Figura 6.21 - Curvas de histéresis viga 8 de la estructura convencional de 15 pisos para los registros de Viña del Mar, Concepción y Constitución respectivamente.....	86
Figura 6.22 - Curvas de histéresis viga 8 de la estructura convencional de 25 pisos para los registros de Viña del Mar, Concepción y Constitución respectivamente.....	86
Figura 6.23 – Curva de histéresis de los dispositivos ADAS desde el piso inferior a superior de la estructura de 15 pisos para el registro de Concepción.....	88
Figura 6.24 - Curva de histéresis de los dispositivos ADAS desde el piso inferior a superior de la estructura de 25 pisos para el registro de Constitución.....	89
Figura 6.25 – Curva de histéresis de los dispositivos Viscoso desde el piso inferior a superior de la estructura de 15 pisos para el registro de Concepción.....	90
Figura 6.26 - Curva de histéresis de los dispositivos Viscoso desde el piso inferior a superior de la estructura de 25 pisos para el registro de Constitución.....	91
Figura 6.27 – Espectro elástico de aceleraciones y desplazamiento respectivamente, edificio de 15 y 25 pisos para el registro de Viña del Mar.....	93
Figura 6.28 - Espectro inelástico de aceleraciones y desplazamiento respectivamente, edificio de 15 pisos para el registro de Concepción.....	94
Figura 6.29 – Espectro inelástico de aceleraciones y desplazamiento respectivamente, edificio de 25 pisos para el registro de Concepción.....	94
Figura 6.30 - Espectro inelástico de aceleraciones y desplazamiento respectivamente, edificio de 15 pisos para el registro de Constitución.....	95
Figura 6.31 - Espectro elástico de aceleraciones y desplazamiento respectivamente, edificio de 15 y 25 pisos para el registro de Constitución.....	95
Figura 3.1 – Curva de histéresis de los dispositivos ADAS desde el piso inferior a superior de la estructura de 15 pisos para el registro de Viña del Mar.....	106
Figura 3.2 – Curva de histéresis de los dispositivos ADAS desde el piso inferior a superior de la estructura de 15 pisos para el registro de Constitución.....	107

INDICE DE TABLAS

Tabla 2.1 - Categorías de los sistemas de disipación de energía, adaptado de [5]	23
Tabla 3.1 - Dimensiones de elementos estructurales de los sistemas analizados.	38
Tabla 3.2 - Propiedades mecánicas del hormigón utilizado.	40
Tabla 3.3 - Propiedades mecánicas del acero utilizado.	41
Tabla 3.4 - Parámetros sísmicos.....	42
Tabla 3.5 - Corte elástico, peso y períodos fundamentales de ambas estructuras.....	42
Tabla 3.6 - Corte basal de diseño y factor de reducción en las direcciones X e Y en ambos sistemas de análisis.	43
Tabla 3.7 - Desplazamiento lateral de diseño de ambos sistemas de análisis.....	44
Tabla 3.8 - Determinación y verificación del corte de diseño en vigas para el sistema de 15 pisos.....	49
Tabla 3.9 - Determinación y verificación del corte de diseño en vigas para el sistema de 25 pisos.....	50
Tabla 3.10 - Armadura longitudinal en columnas del sistema de 15 pisos.....	51
Tabla 3.11 - Armadura longitudinal en columnas del sistema de 25 pisos.....	51
Tabla 3.12 - Verificación de momentos nominales en nudo viga/columna del sistema de 15 pisos.....	52
Tabla 3.13 - Verificación de momentos nominales en nudo viga/columna del sistema de 25 pisos.....	52
Tabla 3.14 - Determinación y verificación del corte de diseño en columnas del sistema de 15 pisos.....	54
Tabla 3.15 - Determinación y verificación del corte de diseño en columnas del sistema de 25 pisos.....	55
Tabla 3.16 - Valores para la determinación del confinamiento y sus respectivas curvaturas últimas en ambos sistemas estructurales.....	60
Tabla 3.17 - Curvatura última y extensión del confinamiento.....	60
Tabla 4.1 - Coeficiente de amortiguamiento ASCE 7-10 [15].....	62
Tabla 4.2 - Corte de activación para los edificios de 15 y 25 pisos.....	63
Tabla 4.3 - Resumen de los parámetros geométricos y de capacidad de una placa de acero ADAS.....	63
Tabla 4.4 - Número de placas, fuerza de activación y rigidez elástica de cada dispositivo ADAS en ambas estructuras.....	65
Tabla 4.5 - Resumen de los parámetros de diseño de los dispositivos utilizados en ambas estructuras.....	68
Tabla 6.1 - Demanda y capacidad de ductilidad del muro 2 en la dirección Y para el registro de Viña del Mar, Concepción y constitución.	85
Tabla 6.2 - Demanda y capacidad de ductilidad del viga 8 en la dirección Y para el registro de Viña del Mar, Concepción y constitución.	87
Tabla 6.3 - Demanda de ductilidad de desplazamiento en muro 2 del edificio de 15 pisos en la dirección Y.....	92
Tabla 6.4 - Demanda de ductilidad de desplazamiento en muro 2 del edificio de 25 pisos en la dirección Y.....	93

CAPITULO I

1 Introducción

1.1 Planteamiento del Problema

Chile ante la mirada mundial es considerado como un país altamente propenso a los sismos, así lo dejó en evidencia con los recientes terremotos del Maule 2010 (8.8 Mw), Iquique 2014 (8.2 Mw) y Coquimbo 2015 (8.4 Mw). Las infraestructuras del país presentan un alto grado de exposición ante movimientos telúricos severos, de hecho durante el terremoto del Maule, las pérdidas económicas directas alcanzaron aproximadamente los 33 billones de dólares, equivalentes al 15% del PIB de Chile de ese mismo año [1].

Pese a la estadística sísmica del país, el diseño y construcción sismorresistente en los últimos años ha tenido un comportamiento eficaz.

"Menos del 1% de los edificios construidos en Chile, en los últimos 25 años, sufrió daños estructurales significativos durante el terremoto del 2010 lo que evidencia que en general el comportamiento de nuestros edificios fue satisfactorio". [Fuente: Ediciones Especiales, EL MERCURIO; Benjamín Navarrete Francisco, Constructor Civil UC / Dr. en Ingeniería Universidad Politécnica de Madrid]

El terremoto del 2010 marcó un referente en la normativa nacional para el diseño sísmico de infraestructura, edificaciones con sistemas de aislación sísmica y disipación de energía e incluso el desarrollo de diseño sísmico de componentes y sistemas no estructurales. Esto último es de gran importancia, ya que gran parte de las pérdidas económicas y los mayores daños se produjeron no en las estructuras, sino en los contenidos de los edificios (Figura 1.1) tales como, tabiquerías, cielos falsos, ascensores, redes de agua potable, alcantarillado, equipamiento eléctrico y mecánico, etc. En este sentido, la norma vigente más importante es la norma NCh3357 [2] que exige un cambio en el paradigma del diseño y construcción para proteger los contenidos de los edificios para resistir eventos sísmicos severos.



Figura 1.1 - Daños no estructurales generados por terremoto Maule 2010; falla de tabiques y ventanales, falla de ascensores y cielo falso [2].

En general existen tres tipos de estructuraciones sismorresistentes, una es la estructuración de marcos formada por vigas y columnas, otra es la estructuración de muros, los cuales pueden presentar o no vigas de acoplamiento y los sistemas mixtos (marcos y muros). Este último tipo de estructuración será el utilizado para definir la estructura de estudio en este trabajo.

Las estructuraciones mixtas pueden combinar las ventajas de los elementos estructurales que le constituyen. Marcos dúctiles que interactúan con muros, pueden proveer una cantidad importante de disipación de energía, cuando así se requiere, particularmente en los pisos superiores del edificio a través de la fluencia de las vigas [3]. Sin embargo, esta disipación de energía tiene como consecuencia el daño en los elementos estructurales que puede dejar inoperativa por un tiempo la estructura ante un evento sísmico de gran magnitud [4].

Una forma de mitigar los efectos negativos sobre elementos estructurales y no estructurales, es la aplicación de sistemas de protección sísmica, tales como: sistemas de aislamiento de base, disipadores pasivos de energía y los sistemas de control activos y semi-activos [5]. Con estos dispositivos se puede reducir, por ejemplo, la cantidad de energía que ingresa al sistema estructural (sistemas de aislamiento de base), o concentrando gran parte de la acción inelástica en dispositivos que no afecten la integridad del sistema principal (disipadores pasivos de energía).

Los sistemas de disipación pasiva de energía tienen como función principal disipar parte de la energía introducida a la estructura, generada por el terremoto, ayudando a disminuir el daño y/o deformaciones remanentes en la estructura. Estos dispositivos abarcan distintos tipos de materiales como; el acero, cobre, caucho elastomérico, fluidos viscosos etc., que mejoran el amortiguamiento, rigidez y resistencia de una estructura [6].

Es así como nace el interés del presente trabajo, el cual pretende evaluar el desempeño de dispositivos de disipación pasiva de energía, específicamente un amortiguador viscoso e hysterético tipo ADAS (Added Damping and Added Stiffness), en un edificio mixto (marcos y muros) de hormigón armado. Estos sistemas son económicamente viables y capaces de soportar altos desplazamientos y aceleraciones laterales sin dejar deformaciones residuales [7].

De acuerdo a la referencia [8] la activación de los dispositivos hysteréticos dependen básicamente del desplazamiento y se basan en:

- La plastificación de metales por flexión, cortante o torsión.
- Fricción entre superficies.

Mientras que la activación de los disipadores viscosos dependen fundamentalmente de la velocidad y se basan en:

- Sólidos viscoelásticos.
- Fluidos conducidos a través de orificios.
- Fluidos viscosos.

La incorporación optimizada de estos dispositivos en la estructura, preferentemente de altura, permitirá reducir tanto las deformaciones como las aceleraciones entre piso y a su vez disminuir los daños no estructurales y deformaciones remanentes significativas de la edificación.

1.2 Objetivos

1.2.1 Objetivo General

Analizar y determinar el funcionamiento, características y ubicación en las estructuras mixtas de hormigón armado, de dispositivos de mitigación sísmica tipo ADAS (Added Damping and Added Stiffness) y amortiguadores viscosos; evaluando su efectividad en edificios de estructuración mixta (muros y marcos) de hormigón armado.

1.2.2 Objetivos Específicos

- Exponer el marco conceptual (energético) que sustenta el análisis y diseño de dispositivos de mitigación sísmica que incorporan amortiguamiento al sistema.
- Analizar y diseñar, de acuerdo a la normativa vigente en Chile, un edificio de hormigón armado con estructuración mixta.
- Analizar y diseñar, de acuerdo a la normativa en estudio de Chile (Norma Chilena de disipación of 2013 "Requisitos para el diseño de estructuras con sistemas pasivos de disipación de energía") y estándares internacionales, el edificio definido en punto anterior, incorporando dispositivos de mitigación sísmica tipo ADAS y amortiguadores viscosos usando distintos dispositivos y configuraciones.
- A través de análisis no-lineal tiempo-historia (ANLTH) evaluar la respuesta de los diseños propuestos y compararlo con los propuestos en la literatura.
- Plantear comentarios, recomendaciones y conclusiones relevantes del trabajo desarrollado.

1.3 Alcances

- Se consideran dos edificios de estructuración mixta de 15 y 25 pisos de altura.
- La edificación se sitúa en un suelo blando, es decir suelo tipo D. La zona sísmica considerada es la 3, de acuerdo a la norma NCh433 of. 2009 [9] y el Decreto Supremo 61 [10].
- La modelación de ambas estructuras para el diseño de acuerdo a la normativa vigente se realizará con el programa computacional ETABS v15.2. [11]
- Los dispositivos de mitigación sísmica a usar en la estructura serán el amortiguador tipo ADAS y amortiguador viscoso usando distintos dispositivos y configuraciones en las estructuras según la metodología propuesta por [5].
- Los diseños se evaluarán con un mínimo de 3 registros sísmicos de aceleraciones, compatibles con el espectro de diseño utilizado.
- Se realizará un análisis dinámico no-lineal tiempo historia para cada uno de los casos de estudio, a través del programa RUAUMOKO 2D [12].

1.4 Metodología

Los objetivos de este TdT se lograrán mediante análisis de casos, definiendo dos estructuras de estudio a la cual se le incorporará mecanismos de disipación de energía.

Para cada una de estas estructuras se diseñará según la normativa vigente en Chile y también con la normativa en estudio, la cual incorpora los dispositivos de disipación. Para finalmente realizar un análisis dinámico no-lineal tiempo historia para evaluar los resultados obtenidos de los diseños.

Para lo anterior mencionado es necesario realizar las siguientes acciones:

- Recopilación bibliográfica. Se reúne bibliografía y ejemplos de aplicación según corresponda, que contenga el fundamento teórico para el concepto de energía y estudios realizados por diversos autores, principalmente Christopoulos, Filiatrault y Bertero en el libro Principles of passive supplemental damping and seismic isolation [5].
- Para el diseño tradicional de las estructuras, se utiliza la norma NCh433.Of 2009 "Diseño Sísmico de Edificios", el código ACI 318-08 [13] y los Decretos Supremos N°60 [14] y N°61 [10].
- Diseñar el sistema de disipación utilizando los requisitos que especifica la actual norma en estudio de disipación de energía [15] verificando que los elementos de la estructura como muros, columnas y vigas no sean sobrepasados en su capacidad.
- Realizar un mínimo de tres configuraciones en ambas estructuras de estudio por cada dispositivo de disipación de energía.
- Realizar análisis tiempo-historia a los sistemas diseñados.
- Comparar los resultados obtenidos en los análisis en cuanto a las aceleraciones de piso, desplazamientos máximos, desplazamientos relativos de entrepiso, demanda de ductilidades de los elementos estructurales y esfuerzos en los dispositivos de disipación.

CAPITULO II

2 Antecedentes

Las estructuras durante su vida útil son sometidas a diversas solicitaciones de servicio donde las mayores solicitaciones son ocasionadas, generalmente, por eventos sísmicos. Durante un sismo, la energía liberada en la fuente se propaga a través del suelo en forma de ondas. Esta energía, que es transmitida luego a las estructuras y sus contenidos, y que se manifiesta fundamentalmente como movimiento, aceleración y deformación de los componentes y sistemas estructurales y no estructurales, se disipa a través de daño en dichos componentes [6].

Hay circunstancias en donde las particularidades del diseño convencional, que permite el daño controlado en elementos estructurales, no son aplicables. Estructuras críticas con contenidos de gran valor, tales como hospitales, colegios, edificios públicos e industriales, puertos, puentes y aeropuertos, entre otros, el objetivo de la normativa vigente de prevenir el colapso estructural no es suficiente, ya que se requiere proteger los contenidos y/o que la estructura continúe operando durante o inmediatamente después de ocurrido un sismo severo [4].

En las últimas dos décadas ha ganado aceptación el uso de sistemas de protección sísmica en estructuras, donde Estados Unidos y Japón son los principales precursores del uso de estas tecnologías de protección [6]. Actualmente en Chile hay un auge en el uso de sistemas de protección sísmica, de hecho, para la construcción hospitalaria es un estándar de seguridad el uso de dispositivos de aislación basal que se rige por la norma NCh2745 Of 2013; "Análisis y diseño de edificios con aislación sísmica". También en etapa de aprobación se encuentra la normativa para el análisis y diseño sísmico de edificios con disipadores de energía [15]. Si bien estos sistemas no son esenciales para que las estructuras resistan movimientos sísmicos, proveen una mejora considerable al comportamiento dinámico de las estructuras, como se ilustra en la Figura 2.1.

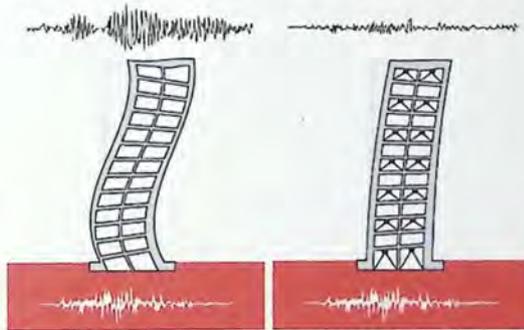


Figura 2.1 - Comparación de edificio sin disipadores y edificio con disipadores de energía [6].

Ya que en una estructura convencional, el daño ocurrido en las rótulas plásticas, puede representar altos costos en reparación, o hasta condiciones irreparables; los sistemas de disipación de energía, resultan una opción muy atractiva tanto como para la implementación o el estudio del comportamiento en estructuras.

Como la finalidad principal de estos mecanismos es disipar parte de la energía introducida a la estructura, un análisis del comportamiento y efectos de estos mecanismos en el desempeño global de una estructura ante un sismo puede comenzar con el estudio del balance energético en la misma.

2.1 Balance Energético

El principio de conservación de la energía explica básicamente que ésta no se crea ni se destruye, sino que solamente sufre cambios en la manera en que se manifiesta. De la misma forma, para un sistema estructural, la energía, que puede ser inducida a los diferentes elementos que conforman la estructura, se puede manifestar de diferentes maneras, como por ejemplo ruido, calor, movimiento, daño, etc.

Christopoulos y Filiatrault [5], plantean una forma de representar el balance energético de una estructura durante un evento sísmico mediante la ayuda de una analogía de flujo de agua lluvia. En la Figura 2.2 se puede apreciar un galpón ficticio con un techo móvil que resiste una lluvia. Esta última representa la energía de entrada proveniente del sismo, mientras que el caudal de agua que ingresa al galpón, simboliza el total de energía sísmica que ingresa a la estructura. La cantidad de agua que entra al galpón depende de que tan abierto este el techo del mismo y representa la cantidad de energía *input* a la estructura (energía que depende de las propiedades dinámicas de la estructura y del sismo).

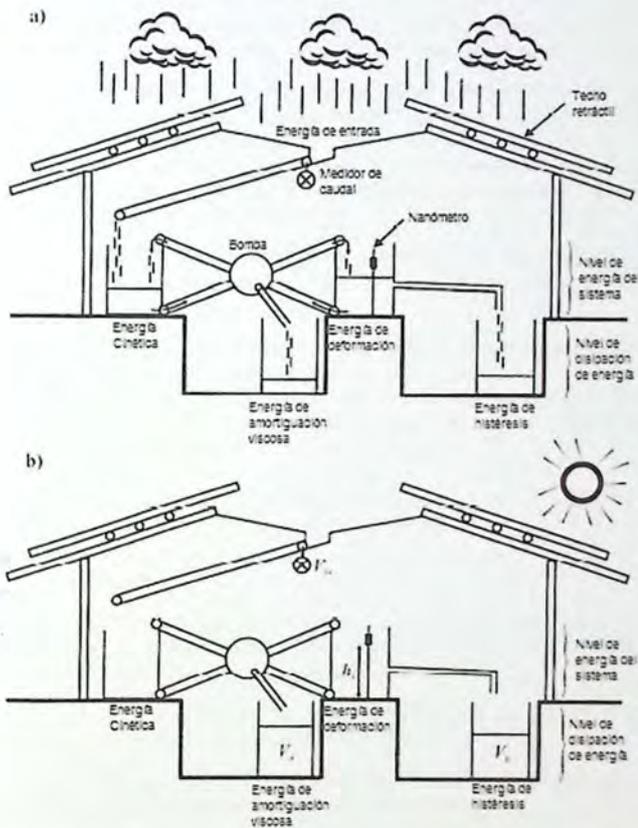


Figura 2.2 - Analogía de flujo de agua lluvia; a: Balance durante el sismo, b: Balance al final del sismo [5].

El caudal de lluvia que ingresa por la abertura la recibe un estanque, que simboliza la energía cinética generada en la estructura debido a la respuesta inercial de las masas presentes en la misma. Paralelamente ocurrido el ciclo de vibración de las masas en la estructura, los elementos se deforman y absorben energía de deformación, este fenómeno se representa en la Figura 2.2a mediante una bomba de dos vías que conecta el fondo del estanque de energía cinética con la parte superior del estanque de energía de deformación y viceversa. El caudal que se bombea está asociado con los períodos de vibración de la estructura, siendo la bomba activada mientras exista agua en estos dos estanques.

El amortiguamiento viscoso equivalente de la estructura se simboliza como una pérdida de caudal en el sistema de bombeo entre el estanque de energía cinética y de deformación, siendo esta pérdida proporcional al flujo a través de la bomba, al igual que, la dependencia del amortiguamiento viscoso respecto a la velocidad del sistema. La cantidad total de agua que se almacena en el estanque simboliza la cantidad de energía absorbida por el amortiguamiento viscoso equivalente de la estructura.

Cuando el nivel de agua en el estanque de energía de deformación llega a un cierto nivel determinado, cierta cantidad del agua se transmite de forma permanente al estanque de energía histerética. Este nivel de agua determinado simboliza la cantidad de energía de deformación que la estructura absorbe antes de que las deformaciones de los elementos entren al rango inelástico.

El balance energético final de la estructura se representa en la Figura 2.2b; en esta, los estanques de energía cinética y de deformación recuperable están vacíos ya que la estructura ha llegado al reposo. Si la estructura se mantuvo en el rango elástico durante el terremoto, toda la energía de entrada se almacenará en el estanque de amortiguamiento viscoso, sin embargo, si algunos elementos estructurales han sufrido deformaciones inelásticas, una porción de la energía de entrada se almacenará en el estanque de energía histerética.

Esta analogía de lluvia anteriormente presentada, también se puede formular de una forma matemática determinando las cantidades de energía cuantitativas durante la respuesta de un sistema estructural ante la acción sísmica.

Para conocer la respuesta real de una estructura sometida a movimientos sísmicos, es necesario resolver ecuaciones de movimiento considerando un comportamiento no lineal del sistema. La ecuación diferencial de movimiento que gobierna en un sistema no lineal de múltiples grados de libertad (MGDL) con excitación en la base, debido a una traslación horizontal provocada por un sismo, viene dada en forma de matriz por:

$$[M]\{\ddot{x}(t)\} + [C]\{\dot{x}(t)\} + \{F_r(t)\} = -[M]\{r\}\ddot{x}_g(t) \quad (2.1)$$

Donde:

$[M]$: es la matriz global de masa.

$[C]$: es la matriz global del amortiguamiento viscoso que representa todos los mecanismos de disipación de energía dependientes de la velocidad inherente en la estructura distinta de la energía disipada por histéresis inelástica de los elementos estructurales.

$\ddot{x}(t)$, $\dot{x}(t)$ y $x(t)$: son, respectivamente, los vectores de aceleraciones, velocidades y desplazamientos relativos al movimiento basal en un tiempo t .

$\{F_r(t)\}$: es el vector global de las fuerzas restauradoras no-lineal en el tiempo t generado por las características de histéresis de los elementos estructurales.

$\{r\}$: es un vector que acopla las direcciones de entrada del movimiento del suelo con las direcciones de los grados de libertad de la estructuras.

$\ddot{x}_g(t)$: es la aceleración horizontal del suelo en un tiempo t .

Para obtener la ecuación de balance de energía para un sistema de MGD, es necesario multiplicar la ecuación de movimiento 2.1 por un incremento de diferencial de desplazamiento global en ambos lados de la expresión $\{dx\}$, así los términos pasan a ser diferenciales de energías. Si se integran durante un tiempo t que es lo que dura el movimiento del suelo, se obtiene la siguiente ecuación que determina el balance de energía:

$$\int [M]\{\ddot{x}(t)\}\{dx\}^T + \int [C]\{\dot{x}(t)\}\{dx\}^T + \int \{F_r(t)\}\{dx\}^T = - \int [M]\{r\}\ddot{x}_g(t)\{dx\}^T \quad (2.2)$$

Aplicando las siguientes relaciones diferenciales:

$$\{dx(t)\} = \{\dot{x}(t)\}dt$$

$$\{d\dot{x}(t)\} = \{\ddot{x}(t)\}dt$$

La formulación de la energía finalmente se escribe como:

$$\int [M]\{d\dot{x}(t)\}\{\dot{x}(t)\}^T + \int [C]\{dx(t)\}\{\dot{x}(t)\}^T + \int \{F_r(t)\}\{dx\}^T = - \int [M]\{r\}\ddot{x}_g(t)\{dx\}^T \quad (2.3)$$

La ecuación 2.3 se puede escribir también de la siguiente forma:

$$E_k^r(t) + E_{vd}(t) + E_a(t) = E_{in}^r(t) \quad (2.4)$$

Cabe señalar que en la energía de entrada en la formulación del balance energético solo se consideró el sismo como carga dinámica externa.

A continuación es posible distinguir los siguientes términos de la ecuación 2.4:

- $E_k^r(t)$ está definida como la energía cinética relativa en un tiempo t :

$$E_k^r(t) = \int [M]\{d\dot{x}(t)\}\{\dot{x}(t)\}^T = \frac{1}{2}[M]\{\dot{x}(t)\}\{\dot{x}(t)\}^T \quad (2.5)$$

- $E_{vd}(t)$ es la energía disipada por amortiguamiento viscoso desde el comienzo del registro hasta el momento t :

$$E_{vd}(t) = \int [C]\{dx(t)\}\{\dot{x}(t)\}^T \quad (2.6)$$

- $E_a(t)$ es la energía absorbida desde el comienzo del registro hasta el momento t :

$$E_a(t) = E_s(t) + E_h(t) = \int \{F_r(t)\}\{dx\}^T \quad (2.7)$$

Donde el término E_a está compuesto por la energía de deformación elástica E_s y la energía de deformación por efectos histeréticos del sistema E_h .

- $E_{in}^r(t)$ es la energía relativa (tiene en cuenta solo la energía de la estructura sin considerar la del terreno) de entrada desde el comienzo del registro hasta el momento t :

$$E_{in}^r(t) = - \int [M]\{r\}\ddot{x}_g(t)\{dx\}^T \quad (2.8)$$

El *input* puede considerarse como energía relativa o absoluta donde ambas formulaciones son matemáticamente equivalentes, el vector de aceleración relativa $\{\ddot{x}(t)\}$ se puede expresar en términos de aceleración absoluta $\{\ddot{x}_a(t)\}$ como:

$$\{\ddot{x}(t)\} = \{\ddot{x}_a(t)\} - \{r\}\ddot{x}_g(t) \quad (2.9)$$

Respecto a la preferencia en la utilización en proyecto sismorresistente del *input* de energía relativa o absoluta, surgen diferentes puntos de vista. El autor Akiyama recomienda el uso del *input* de energía relativa, pues para calcular el de energía absoluta se requiere un conocimiento preciso de la velocidad del suelo, que no siempre se puede obtener. [16]

Housner (1956, 1959) y posteriormente Akiyama (1980) y Bertero y Uang (1992) verificaron que el *input* de energía es una cantidad que depende principalmente del período fundamental de la estructura T y de la masa total M siendo prácticamente independiente del número de plantas de la estructura y de las distribuciones de masas, rigidez o resistencia [7]. Esta característica permitió definir espectros de *input* de energía válidos para cualquier tipo de estructura. Asimismo, confirman la escasa diferencia entre los valores de energía relativa y absoluta para un rango de períodos entre $T = 0.1s$ y $T = 5s$.

2.2 Sistemas de Protección Sísmica

Para controlar la respuesta sísmica de edificios se emplean actualmente sistemas de disipación de energía con diseños relativamente simples hasta avanzados sistemas totalmente automatizados, estos pueden ser ubicados a lo alto de las estructuras, en la base y/o entre sus elementos. Estos sistemas son clasificados a grueso modo en tres grandes grupos, estos son: sistemas de control pasivos, sistemas de control activo y semi-activo, adicionalmente es posible encontrar sistemas denominados híbridos, que son una mezcla de sistemas activos y pasivos [5].

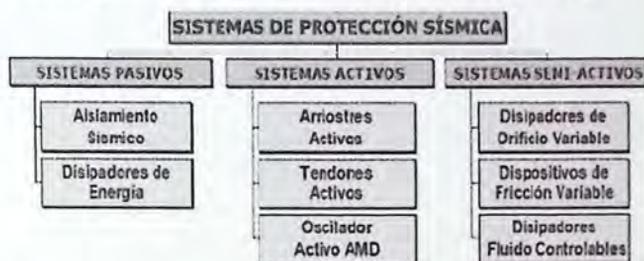


Figura 2.3 - Sistemas de protección sísmica

En Chile estas tecnologías se han multiplicado en forma considerable al igual que lo ha hecho el desarrollo de las normativas [6]. Los requisitos presentes en la actual norma en estudio, que tiene su aplicación en los sistemas de disipación de energía, son bastantes cautos en comparación con las normativas extranjeras e incluso llegan a ser más conservadoras que el mismo documento base estadounidense ASCE 7 Of 2010. Esto se debe a que es la primera versión en el país que rige el diseño sísmico de estructuras con disipadores de energía [15].

Los campos de aplicación y alcances que especifica esta normativa son:

- El diseño y construcción de toda estructura con un sistema pasivo de disipación de energía y sus componentes o partes. Se incluyen tanto sistemas compuestos por disipadores histeréticos o de fricción, que dependen del desplazamiento relativo entre sus extremos, como sistemas compuestos por disipadores viscosos o visco-elásticos, que dependen de la velocidad de deformación de los mismos.
- En los casos de estructuras aisladas sísmicamente, donde se utilicen sistemas de amortiguamiento en la interfaz de aislación, los desplazamientos, velocidades y aceleraciones se determinarán de acuerdo a la norma de aislación basal NCh2745 of 2013.
- Esta norma no aplica a estructuras con disipadores tipo inercial, como son los amortiguadores de masa sintonizada, AMS.

A continuación se expondrán brevemente las propiedades de los sistemas de protección sísmica indicando sus mecanismos de acción con una mayor profundización en los sistemas pasivos, específicamente los dispositivos que son parte del estudio de este trabajo.

2.2.1 Sistemas de Control Activo

Estos sistemas basan su funcionamiento en la instrumentación de la estructura considerada, lo cual permite observar, medir y procesar en tiempo real datos sobre la respuesta producida en el sistema ante variaciones en su entorno. Durante un evento de características determinadas (fuertes vientos o un sismo) medidas por los sensores, el sistema responde con mecanismos destinados a contrarrestar el efecto del evento sobre la estructura, ya sea por inyección de energía de fuentes externas u otro tipo de mecanismo. Todo el proceso es computarizado y la respuesta del sistema de control se define en tiempo real, siendo muy conveniente ante solicitaciones rápidamente cambiantes y no predecibles como los sismos. Estos sistemas dependen en gran medida de una fuente de energía externa, tanto en el mantenimiento de la instrumentación para medición y control como en el momento de la respuesta ante una solicitación externa [5].

Los sistemas activos presentan numerosas ventajas, según la referencia [8] se mencionan las siguientes:

- Mayor efectividad en control de respuesta estructural, limitada únicamente por la capacidad del sistema de control.
- Efectividad menos sensible a las condiciones del suelo y a las características del sismo.
- Aplicación ante diversos eventos: viento o sismos.

Esto permite enfatizar el confort humano sobre aspectos del movimiento estructural en momentos no críticos e incrementar la seguridad estructural ante una acción dinámica severa, pero también presenta serios inconvenientes [8], tales como:

- Elevado costo de mantenimiento.
- Dependencia respecto a las fuentes de alimentación externas sobre todo en países como Chile donde la actividad sísmica es tal, que puede cortar el suministro y distribución del circuito durante el evento.

Un ejemplo de estos sistemas de control es el *Active Mass Damper* (AMD) el cual consiste en una masa auxiliar instalada en un edificio y un actuador que opera la masa produciendo una fuerza de control que responde a las perturbaciones sufridas por el edificio. En la Figura 2.4 se puede apreciar el diagrama conceptual de éste sistema.

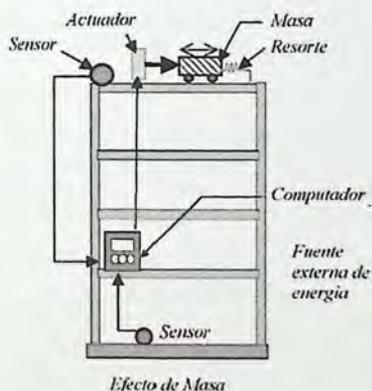


Figura 2.4 - Técnica de control activo AMD [8].

2.2.2 Sistemas de Control Semi-Activo

Los sistemas semi-activos de protección sísmica, al igual que los activos, cuentan con un mecanismo de monitoreo en tiempo real de la respuesta estructural. Sin embargo, a diferencia de los sistemas activos no aplican fuerzas de control directamente sobre la estructura. Los sistemas semi-activos

actúan modificando, en tiempo real, las propiedades mecánicas de los dispositivos de disipación de energía [6]. Una de las características más atractivas de estos sistemas es que los requerimientos de energía externa son considerablemente menores que los necesarios en los sistemas activos. Muchos pueden operar con una batería, lo cual es vital durante eventos sísmicos en los que la fuente de poder principal de la estructura puede fallar [5].

Algunas de las técnicas de control empleadas por los sistemas semi-activos, según la referencia [8] son:

- La fricción variable
- El movimiento de masas de líquido en el interior de tanques (Tuned Sloshing Dampers) o columnas dentro del edificio (Tuned Liquid Column Dampers).
- La incorporación de dispositivos hidráulicos de rigidez o amortiguamiento variable.
- Amortiguadores con fluidos de viscosidad controlable a partir de campos eléctricos o magnéticos.

Un ejemplo de estos sistemas de control son los amortiguadores magneto-reológicos (MR) que utiliza fluidos inteligentes, llamados así por la habilidad de transformarse, en cuestión de milisegundos, de un fluido lineal viscoso a un semisólido con resistencia a la fluencia controlable cuando se le expone a un campo magnético (Figura 2.5). Entonces, al poder controlar la viscosidad del fluido se puede tener un dispositivo disipador de energía controlable con un pequeño estímulo magnético [8].

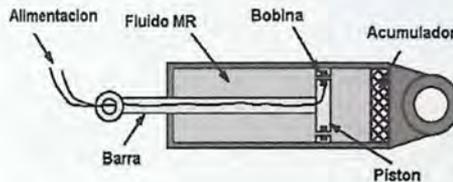


Figura 2.5 - Amortiguador magneto-reológico (MR) [8].

2.2.3 Sistemas de Control Pasivo

Estos dispositivos permiten reducir la respuesta dinámica de las estructuras a través de sistemas mecánicos especialmente diseñados para disipar energía principalmente por medio de calor.

Los sistemas de control pasivo presentan algunas ventajas como:

- La sencillez en los procedimientos de análisis y diseño estructurales.
- No necesitan una fuente de energía externa para su funcionamiento.
- Requieren procedimientos más sencillos para la verificación del estado del dispositivo, para su mantenimiento y reemplazo durante la vida útil de la estructura.

2.2.3.1 Sistemas de Aislación Sísmica

El aislamiento sísmico es básicamente la separación de una estructura de los movimientos del suelo que podría afectarla. Para lograr esta separación, el sistema de aislamiento consiste en diferentes dispositivos sísmicos llamados aisladores; que por estar estratégicamente colocados en puntos específicos de la estructura, pueden desempeñar un papel importante durante la acción de un terremoto. Los aisladores sísmicos proporcionan suficiente flexibilidad a la estructura para que el período natural de ésta se aleje lo suficiente del período natural del terremoto (Figura 2.6). La correcta elección de la modificación de dicho período evita principalmente la ocurrencia del efecto de resonancia que podrían ocasionar daños e incluso el colapso [8].

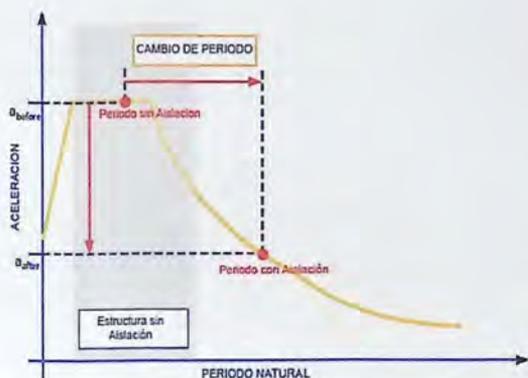


Figura 2.6 - Reducción de aceleraciones por cambio de período. Fuente: TECNOAV S.A.

Su uso es más eficiente en estructuras con períodos cortos pero no en suelos blandos, ya que podrían generarse aceleraciones relativamente grandes. Sin embargo, su aplicación no está solamente limitada a estructuras, sino también para puentes, donde su función fundamental es la de separar el tablero de la cimentación, protegiendo a esta última de los efectos de cargas laterales durante un evento sísmico [8].

2.2.3.2 Sistemas de Disipación de Energía

El fin básico de estos dispositivos es incrementar el amortiguamiento interno de una estructura, mediante la incorporación de amortiguadores suplementarios ubicados en lugares estratégicos. Logrando reducir y controlar las vibraciones de un edificio provocadas principalmente por solicitaciones sísmicas, protegiendo y reduciendo los daños en elementos estructurales y no estructurales [8].

Algunas de las ventajas de utilizar disipadores de energía en estructuras son que:

- Concentran el daño en puntos y elementos identificados y fácilmente reemplazables, posterior a un sismo de gran intensidad.
- Aumentan en nivel de amortiguamiento y la rigidez de la edificación.

Según Christopoulos y Filiatrault [5], estos sistemas se pueden dividir en tres categorías diferentes, como lo muestra la Tabla 2.1; dispositivos activados por movimiento, dispositivos activados por velocidad y dispositivos activados por desplazamiento, siendo los disipadores viscoelásticos catalogados como dispositivos de desplazamiento y velocidad.

Tabla 2.1 - Categorías de los sistemas de disipación de energía, adaptado de [5].

Activados por movimiento	Activados por velocidad	Activados por desplazamiento
Sistemas de masa sintonizada	Amortiguador viscoso	Amortiguadores metálicos Amortiguadores friccionales Amortiguadores auto-centrantes
	Amortiguadores viscoelásticos	

a) Dispositivos Activados por Movimiento

Los dispositivos activados por movimiento interrumpen el flujo de energía en la estructura a través de la vibración de un sistema secundario [6]. Un ejemplo típico de este sistema son los sistemas de masa sintonizada (AMS). Estos sistemas, que generalmente se montan en la parte superior de las estructuras, son activados por las fuerzas inerciales transmitidas por la estructura e utiliza el

acoplamiento entre las frecuencias naturales de vibración de la estructura y del oscilador resonante para reducir la respuesta dinámica de la estructura. Los osciladores resonantes son generalmente utilizados en edificios de gran altura para reducir las vibraciones inducidas por el viento, sin embargo, también existen aplicaciones para mejorar el comportamiento de estructuras ante eventos sísmicos [5].



Figura 2.7 - Dispositivo activado por movimiento AMS [6].

b) Disipadores Activados por Velocidad

Este tipo de disipadores se activan a partir de las velocidades relativas de los extremos del dispositivo, inducidos por los movimientos de la estructura durante un sismo. Estos sistemas, típicamente añaden amortiguamiento a las estructuras, sin afectar su rigidez lateral ya que se encuentran en desfase con las fuerzas internas generadas durante la excitación [5]. Figura 2.8 muestra un esquema tipo de un ciclo fuerza-deformación de un disipador activado por velocidad.



Figura 2.8 - Ciclo fuerza-deformación disipador activado por velocidad [6].

Ejemplos típicos de estos dispositivos que se pueden citar:

- Muros viscosos, a la izquierda de la Figura 2.9, compuestos por una placa que se mueve en un fluido altamente viscoso depositado al interior de un molde de acero (muro).
- Dispositivos de fluido-viscoso, a la derecha de la Figura 2.9, que disipa energía forzando un fluido altamente viscoso a pasar a través de orificios con diámetros, longitudes e inclinación especialmente determinados para controlar el paso del fluido.



Figura 2.9 - Disipador muro viscoso y disipador fluido-viscoso respectivamente [6].

c) Disipadores Activados por Desplazamiento

Los disipadores activados por desplazamiento disipan energía a través el desplazamiento relativo que ocurre entre sus puntos de conexión con la estructura principal. Las fuerzas generadas por estos dispositivos en los elementos de la estructura principal están en fase con las fuerzas internas generadas durante la excitación [5]. Figura 2.10 muestra ciclos fuerza-deformación típicos de disipadores activados por desplazamientos.



Figura 2.10 - Ciclo carga-deformación disipador activado por desplazamiento: a) Metálico, b) Friccional [6].

Ejemplos típicos de este tipo de dispositivos son los disipadores metálicos o histeréticos y los disipadores de fricción.

Los disipadores metálicos tienen un comportamiento histerético estable que depende de los niveles de deformación alcanzados, no de la aceleración o de la velocidad de la respuesta. Estos mecanismos poseen una gran capacidad de amortiguamiento a partir de un volumen relativamente pequeño del dispositivo y los efectos de amortiguamiento varían con el nivel de sismicidad como también con la relación de la fuerza total de los amortiguadores instalados en la estructura respecto al peso total de la misma [8].

Existe una variedad amplia de disipadores histeréticos entre los que se pueden citar:

- Placas metálicas en forma de reloj de arena ADAS (Added Damping and Added Stiffness) o en forma triangular TADAS (Triangular Plate Added Damping and Added Stiffness) en el que la plastificación es alcanzada por flexión fuera del plano de la placa.
- Placas metálicas con orificios (forma panel de abejas) donde la plastificación se concentra en las porciones de placa entre los huecos al producirse desplazamientos relativos en el plano de la propia placa.
- Barras metálicas de pandeo restringido (BRB).

Los disipadores de fricción disipan energía por medio de la fricción que se produce durante el desplazamiento relativo entre dos o más superficies en contacto. Estos disipadores son diseñados para activarse una vez que se alcanza un determinado nivel de carga en el dispositivo. Mientras la sollicitación no alcance dicha carga, el mecanismo de disipación se mantiene inactivo [8].

Entre los sistemas más conocidos se pueden citar:

- Disipador friccional tipo Pall consisten en placas metálicas atornilladas en el centro de un sistema de cuatro barras sustentadoras en cruz.
- Disipador por fricción de golillas, en este tipo de dispositivo la disipación se logra por la fricción producto del giro relativo entre placas metálicas.

Los dispositivos metálicos y de fricción mencionados se pueden ilustrar a continuación en la Figura 2.11.



Figura 2.11 - Disipadores activados por desplazamiento a) Tipo TADAS, b) Tipo ADAS, c) Tipo Panel, e) Arriostamiento BRB, f) Fricción de golillas. Fuente: Elaboración propia.

2.3 Influencia de los Sistemas de Protección Pasivos en el Balance Energético

Cuando se incluye algún un tipo de dispositivo pasivo de control de respuesta sísmica, se puede introducir un término a la ecuación de balance energético. Esta inclusión influye directamente en la reducción de la energía histerética disipada en la estructura en forma de daño estructural [5].

Haciendo referencia a la analogía del flujo de lluvia de Christopoulos y Filiatrault [5], en la Figura 2.12a el disipador activado por desplazamiento, se puede considerar como un segundo estanque de agua conectado al estanque de energía de deformación, cuyo nivel crítico es menor al nivel del estanque de energía histerético. Este segundo nivel crítico de agua representa el nivel de energía de deformación necesaria para que se activen los dispositivos de disipación suplementarios; y una vez alcanzado, los dispositivos absorberán parte de la energía sísmica de deformación, reduciendo el flujo de energía en la estructura.

Mientras que en la Figura 2.12b la presencia del sistema de disipación de energía activado por velocidad provoca un aumento de la pérdida de flujo en la bomba oscilante de dos vías, que conecta el estanque de energía cinética con el estanque de energía de deformación, el estanque de amortiguación suplementaria, reduce de este modo una vez más el flujo de energía total en la estructura.

Para expresar de forma analítica lo mostrado en la Figura 2.12, se realiza una pequeña modificación en la relación de la conservación de la energía en la ecuación (2.4) antes presentada:

$$E_k(t) + E_{vd}(t) + E_d(t) + E_{sd}(t) = E_{in}(t) \quad (2.10)$$

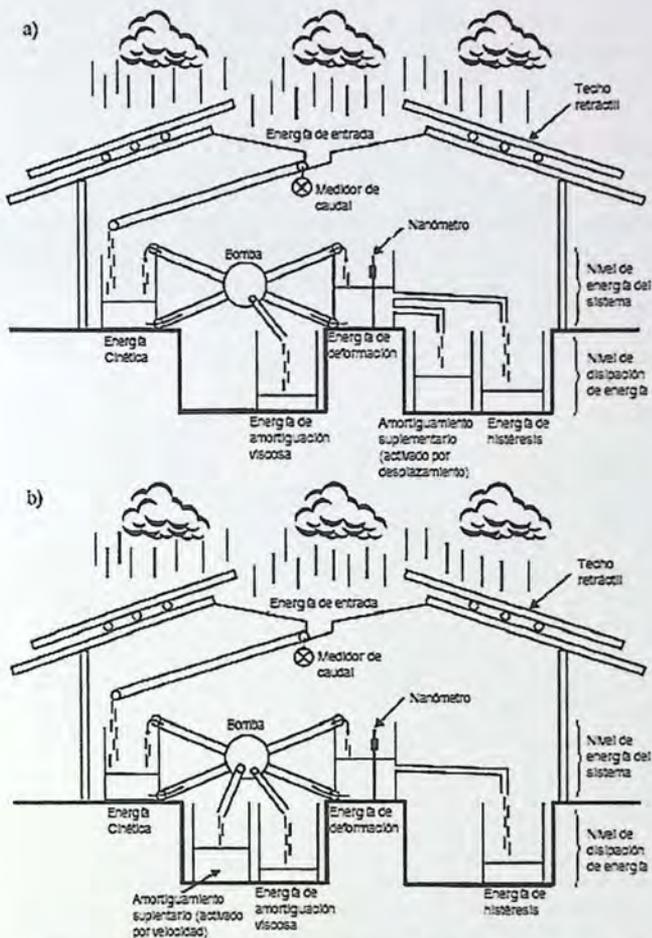


Figura 2.12 - Analogía de flujo de agua lluvia con disipador de energía [5].

Donde el término $E_{sd}(t)$ es la energía disipada por los dispositivos de amortiguamiento suplementario o de protección sísmica desde el principio del terremoto hasta un tiempo t .

2.4 Disipador Activado por Desplazamiento Tipo ADAS

El nombre del dispositivo tipo ADAS proviene de las siglas en inglés *Added Damping and Added Stiffness*, lo que indica claramente que no solamente añaden amortiguamiento en la estructura, sino que, además, rigidez lateral. Por lo general, se fijan a la estructura por medio de diagonales de acero en forma de "V" invertida (contraviento Chevron), con lo que el movimiento lateral del piso superior con respecto a las diagonales genera flexión en las placas, perpendicular al plano de éstas, en torno al eje débil de la sección [5].

Los disipadores ADAS tiene numerosas ventajas, entre las más importantes están las siguientes:

- Su uso está ampliamente difundido en el mundo, en países como Japón, Estados Unidos, incluso en Chile el edificio Titanium cuenta con dispositivos de fluencia similares a los tipo ADAS [6].

- La fabricación de las placas se pueden realizar en una maestranza local, por lo que reduce el costo del dispositivo. Su montaje es sencillo al igual que su mantenimiento.
- Su comportamiento depende de la deformación alcanzada, no de la velocidad a la que alcance dicha deformación.

En la Figura 2.13 presenta una forma clásica de colocar los disipadores sobre diagonales de acero y a la derecha de la figura una placa que tiene la forma de un reloj de arena, con un ancho b_1 en la parte superior, b_2 en la parte más angosta, una altura h , un espesor placa t y está compuesto por n placas, generalmente de acero, aunque últimamente se están trabajando con placas de cobre, aluminio y zing, que tienen más ductilidad que el acero [17].

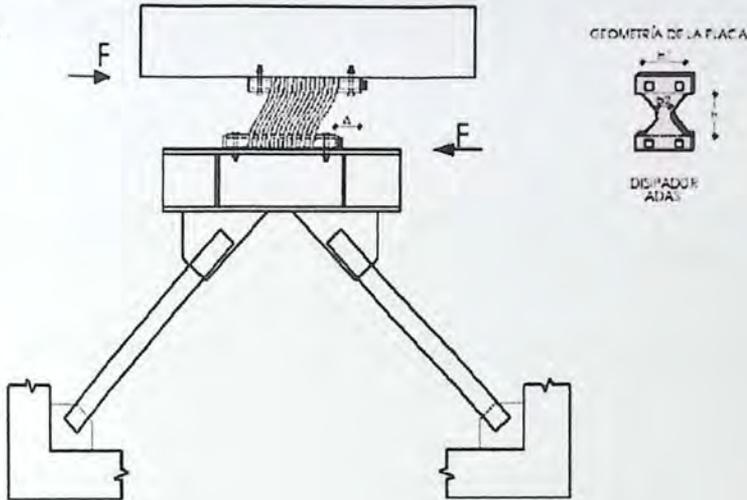


Figura 2.13 - Disipadores de energía activados por desplazamiento; tipo ADAS [17].

También se puede apreciar en la Figura 2.13 que en el disipador actúan las fuerzas sísmicas equivalentes F , las mismas que generan un desplazamiento relativo Δ , que da origen a la disipación de energía, por fluencia del material. Las diagonales del contraviento deben ser suficientemente rígidas para asegurar en primer lugar que trabajen en el rango elástico ante un sismo severo y segundo para que el desplazamiento lateral en la parte inferior del disipador sea similar al desplazamiento del entrepiso inferior.

2.4.1 Consideraciones Geométricas

Para maximizar la disipación de energía del dispositivo, es deseable que el momento fluencia en cualquier sección se alcance simultáneamente. Para lograr esta condición, la geometría del dispositivo se debe optimizar, es por eso que a continuación se hace alusión a las consideraciones de la referencia [5]. Para la deducción se considera una sola placa de acero en forma de "X" con un ancho $b_0(x)$ variable y un espesor t . Cuando el esfuerzo es alcanzado en la fibra extrema, el momento nominal correspondiente a dicho estado límite es conocido como el momento por fluencia M_y , y se calcula mediante la siguiente expresión.

$$M_y = W_x \cdot f_y \quad (2.11)$$

Donde W_x es el modulo resistente elástico y es igual a: $W_x = I/\bar{y}$, f_y es el límite de fluencia del material, I la inercia de la sección que es igual a: $I = bt^3/18$.

En consecuencia, el momento de fluencia M_y en la placa viene dada por:

$$M_y(x) = \frac{b_o(x)t^2}{6} * f_y \quad (2.12)$$

La Figura 2.14 muestra el diagrama de momentos, cortante y deformación para la placa ADAS, donde las consideraciones practicas requieren un ancho mínimo para transferir las fuerzas de corte, además la relación longitud-espesor de las placas, debe ser grande para asegurar el dominio de flexión sobre el cortante.

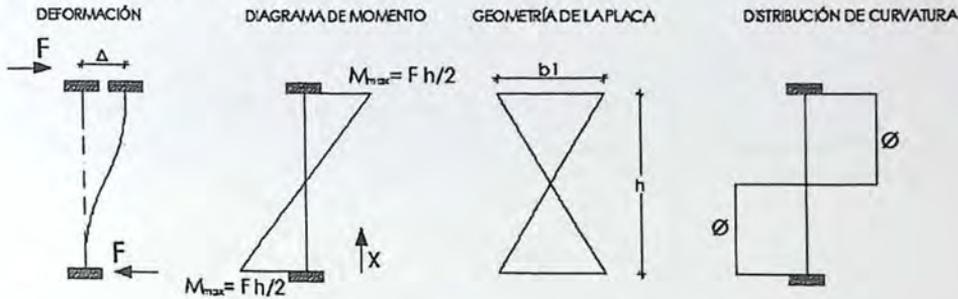


Figura 2.14 – Diagramas de esfuerzos para una placa ADAS.

El cortante por fluencia según Christopoulos [5] viene dada según la siguiente expresión:

$$F = \frac{2M_y}{h} \quad (2.13)$$

Donde h es la altura de la placa. Si reemplazamos la ecuación 2.12 en la ecuación 2.13 se obtiene:

$$F_y = \frac{b_1 t^2}{3h} * f_y \quad (2.14)$$

A la fuerza de fluencia le corresponde un desplazamiento de fluencia que puede calcularse por diferentes métodos como la viga conjugada o área de momentos, utilizando este último, asumiendo una distribución uniforme de esfuerzos en todas las secciones de las placas del disipador y tomando el valor de la base como la mitad de la altura [17]:

$$\Delta_y = \int_0^{h/2} \frac{M_y(x)}{EI(x)} dx \quad (2.15)$$

Donde finalmente el desplazamiento de fluencia resulta:

$$\Delta_y = \frac{h^2 f_y}{2Et} \quad (2.16)$$

Para encontrar la rigidez elástica de estos dispositivos se aplica el cociente entre la fuerza y el desplazamiento de fluencia. De esta manera, para la placa se tiene:

$$K = \frac{F_y}{\Delta_y} = \frac{2bt^3 E}{3h^3} \quad (2.17)$$

Para un dispositivo ADAS formado por N placas el desplazamiento de fluencia no depende de la cantidad de placas que tenga el dispositivo, mientras que el cortante de fluencia y la rigidez elástica N veces las obtenidas en las ecuaciones 2.14 y 2.17. La configuración en X equivalente queda crítica dentro de la forma real del dispositivo ADAS, por lo que la capacidad y la rigidez inicial determinada con la configuración equivalente subestima sus valores analíticos reales.

A media altura de la placa se debe dejar un ancho mínimo tal que se puedan transferir los esfuerzos de corte. Además, tal garganta se fabrica con una curvatura con el fin de evitar concentración de tensiones que puedan reducir significativamente la resistencia a la fatiga y con esto, la vida útil del dispositivo [17].

El corte (corte de activación) que debe resistir el ancho mínimo de la placa a media altura debe cumplir con:

$$V \leq \phi A_{cw} f_y \leq 0.6 b_2 t f_y \quad (2.18)$$

2.4.2 Modelo Histerético de los Dispositivos Tipo ADAS

El mecanismo que usan los disipadores histeréticos, uno de los más efectivos para disipar energía de un sismo en una estructura, es a través de la deformación inelástica de materiales metálicos. La respuesta del disipador está íntimamente relacionada con el comportamiento cíclico esfuerzo-deformación del metal con el que está fabricado. Los dispositivos ADAS trabajan básicamente a cortante, plastificándose en su totalidad en una doble curvatura, logrando disipar energía por histéresis [17].

Durante la respuesta elástica inicial del disipador ADAS, el dispositivo proporciona sólo rigidez, lo cual restringe la deformación de la estructura por cargas laterales que no son las críticas, como la acción del viento o sismos de baja magnitud. Conforme la carga aumenta, el material empieza a fluir, la rigidez se reduce y ocurre la disipación de energía debido a la respuesta histerética inelástica [5].

Los modelos histeréticos son ecuaciones que representan en forma aproximada las relaciones de carga y descarga vs desplazamiento de un elemento analizado. Existen modelos simples y complejos, para efectos de este trabajo se consideró y debido a que los disipadores tienen un comportamiento no-lineal, es posible considerar, de forma conservadora, que los dispositivos ADAS tienen un comportamiento elastoplástico perfecto (Figura 2.15) donde la pendiente de la curva carga-deformación del dispositivo es igual a 0, después que este fluye ($k_2=0$).

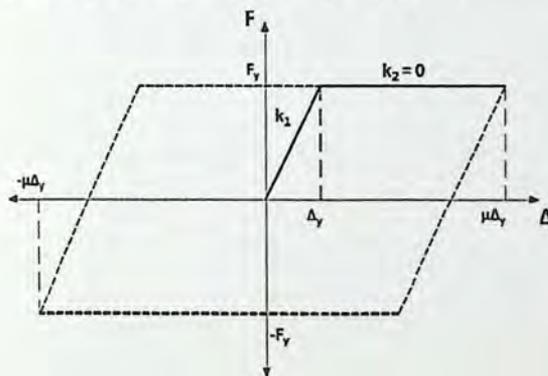


Figura 2.15 - Ciclo de histéresis elastoplástico perfecto de un disipador ADAS [5].

Para determinar las características del modelo histerético idealizado que se ilustra en la Figura 2.15, se necesita conocer los valores de la fuerza de fluencia que activa el dispositivo F_y con su respectiva deformación de fluencia Δ_y que fueron expuestos en la sección 2.4.1.

Las fuerzas impuestas por las diagonales a las columnas y la demanda de ductilidad requerida para permitir un comportamiento no lineal del marco con dispositivos ADAS, algunas veces requiere fortalecer tales columnas si la verificación en el cálculo lo estima necesario [17].

2.4.3 Consideraciones de Diseño de los Disipadores Tipo ADAS

De forma general, en la literatura se han propuesto varias metodologías para el diseño de estructuras equipadas con disipadores metálicos o histeréticos, especialmente dirigidas a la determinación de la fuerza óptima de activación, que es el parámetro de respuesta más importante [5]. Para efectos de la ejecución de este trabajo, se utilizará el método propuesto por Christopoulos y Filiatraut [5], donde se utiliza la deformación de entrepiso debido a la vibración de la estructura en su primer modo para la determinación de las fuerzas de fluencia necesarias para activar todos los disipadores. El diseño se puede extender a cualquier sistema de disipación de energía que exhiba un comportamiento plástico perfectamente elástico (Figura 2.15).

Una ecuación de diseño aproximada para el corte óptimo total de activación V_0 , se ha obtenido por Filiatraut and Cherry (1990) a partir de los resultados de un estudio paramétrico realizado en base a la minimización de la energía de vibración y considerando el balance energético entre la energía de entrada y la suma de energía cinética, de deformación, viscosa y energía amortiguada como se explicó en el punto 2.2 del presente trabajo. Esto implica que la fuerza de fluencia óptima no necesariamente maximiza la energía de disipación total [18]. Las relaciones descubiertas son:

$$\frac{V_0}{W} = Q \frac{a_g}{g} \quad (2.19)$$

$$Q = \begin{cases} \frac{T_g}{T_u} \left[(-1.24N_f - 0.31) \frac{T_b}{T_u} + 1.04N_f + 0.43 \right] & 0 \leq \frac{T_g}{T_u} \leq 1 \\ \frac{T_b}{T_u} \left[(0.01N_f + 0.02) \frac{T_g}{T_u} - 1.25N_f - 0.32 \right] + \\ + \frac{T_g}{T_u} (0.002 - 0.002N_f) + 1.04N_f + 0.42 & \frac{T_g}{T_u} > 1 \end{cases} \quad (2.20)$$

Donde Q es una función desconocida y N_f el número de pisos de la estructura.

$T_b = 2\pi/\omega_b$ es el período natural de la estructura con los dispositivos;

$T_u = 2\pi/\omega_u$ es el período natural de la estructura convencional;

T_g es el período del movimiento del suelo;

a_g es la aceleración máxima del suelo;

g es aceleración de gravedad, y

W es el peso sísmico total de la estructura.

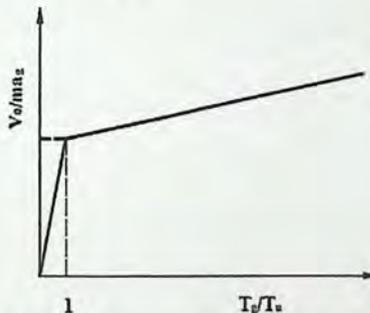


Figura 2.16 - diseño del espectro de carga de deslizamiento [18].

También, la ecuación 2.19 se puede utilizar en una representación gráfica, denominada como diseño del espectro de carga de deslizamiento (Figura 2.16) para cualquier valor dado de T_g/T_u lo cual da un método más simplificado para establecer V_0 .

La mejor respuesta se produce, de hecho, a partir de pequeños valores de la relación entre los periodos con y sin soporte lateral, lo cual corresponde a grandes refuerzos diagonales. Se recomienda, si es posible, una relación T_b/T_u menor que 0.4 [5].

Una vez obtenida la fuerza de activación total V_0 en la estructura, ésta se debe distribuir uniformemente entre los pisos y ejes de la estructura que se planea reforzar. La expresión que define la distribución de la fuerza cortante en cada piso, entre el número j de amortiguadores por piso i es:

$$V_{ai} = \sum_j 2F_{a,ij} \cos \gamma_{ij} \quad (2.21)$$

Donde F_{ai} es la carga que activa el amortiguador, γ_i es el ángulo de inclinación de los arriostramiento respecto a la horizontal y V_{ai} es la fuerza que toma la diagonal de acero del contraviento Chevron.

2.5 Disipador Activado por Velocidad Tipo Fluido Viscoso

El disipador de fluido viscoso es similar a los amortiguadores de los automóviles, con la diferencia que los utilizados en las estructuras trabajan con fuerzas mayores a la de los autos, y están fabricados de acero inoxidable y otros materiales extremadamente duraderos para proporcionar una vida útil de al menos 40 años [6].

En la última década los disipadores de fluido viscoso han sido empleados en varias estructuras alrededor del mundo. Una empresa muy conocida a nivel mundial que se dedica a la manufactura de calidad de estos dispositivos es la empresa Taylor Devices Inc, la cual viene fabricando sistemas de absorción de energía desde 1955 y que cuenta con una producción total de estos dispositivos igual a 2 millones de unidades. Sus productos son hechos de acero inoxidable y el fluido viscoso que usan es la silicona, además éstos tienen la capacidad de reducir entre 20% y 50% la energía sísmica [19].

2.5.1 Funcionamiento del Dispositivo

Los disipadores de fluido viscoso funcionan según el principio de flujo de fluido a través de orificios que se gradúan en tamaño y cantidad, para proporcionar la respuesta deseada.



Figura 2.17 - Funcionamiento de un Disipador de Fluido Viscoso [19].

Como se puede apreciar en la Figura 2.17 este tipo de dispositivo cuenta con un pistón de acero que viaja a través de un cilindro hueco, dividido en tres cámaras, gracias a un aceite de silicona (inerte, no inflamable, no tóxico y estable para largos periodos de tiempo). El movimiento generado por una carga externa sobre una estructura que incorpora este tipo de dispositivo, empuja el pistón de acero hacia el interior del cilindro, comprimiendo el fluido de la cámara 2. Por los orificios de la cabeza del pistón pasa el flujo de la cámara 2 a la 1, generando una fuerza de amortiguamiento que buscará igualar la presión en ambas cámaras. Al generar una presión en la cámara 2 mayor que en la cámara 3, la válvula de control pasa el fluido a la cámara 3, lo que evita que el pistón tenga un efecto de rebote. La energía que disipa el dispositivo se transforma en calor, el cual se disipa en la atmósfera [19].

2.5.2 Respuesta Dinámica y Comportamiento Histerético de Amortiguadores Viscosos

Con el fin de comprender la naturaleza de la respuesta dinámica de los amortiguadores viscosos, se estudia un modelo viscoso puro, como se aprecia en la Figura 2.18a, sometido a un desplazamiento axial relativo variable en el tiempo:

$$x(t) = X_0 \text{sen}(\omega t) \quad (2.22)$$

Donde:

X_0 : es la amplitud del desplazamiento entre los dos extremos del elemento;
 ω : es la frecuencia de la excitación.

La fuerza axial inducida en el elemento es directamente proporcional a la velocidad relativa entre sus dos extremos:

$$F(t) = C_L \dot{x}(t) \quad (2.23)$$

Donde:

C_L : es la constante de amortiguamiento viscoso lineal;
 $\dot{x}(t)$: es la velocidad relativa entre los extremos del amortiguador.

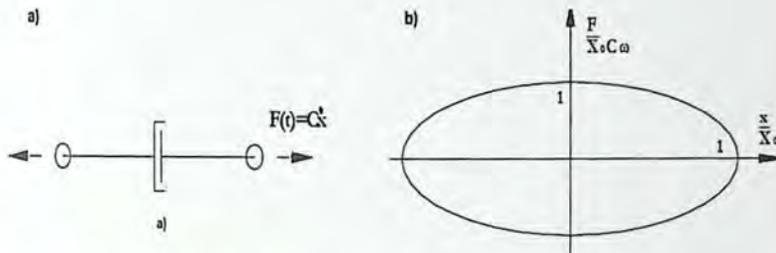


Figura 2.18 – Modelo de amortiguador a) y la respuesta cíclica b) de un disipador viscoso puro [18].

La relación fuerza-desplazamiento para un amortiguador viscoso lineal se calcula fácilmente sustituyendo la ecuación (2.22) en (2.23) seguido de una relación trigonométrica básica, resultando de la forma:

$$\frac{F(t)}{X_0 C_L \omega} = \pm \sqrt{1 - \left(\frac{x(t)}{X_0}\right)^2} \quad (2.24)$$

La ecuación (2.24) describe el lazo histerético de la Figura 2.18b en la que la amplitud de la fuerza máxima inducida en el amortiguador viscoso es directamente proporcional a la frecuencia de excitación, a la amplitud de desplazamiento y a la constante de amortiguamiento. Vale la pena señalar que durante la excitación sísmica, la frecuencia varía continuamente, y de la misma manera la amplitud de ciclos de histéresis, es decir, la energía disipada por ciclo E_{vd} a través de amortiguamiento viscoso:

$$E_{vd} = \int_0^{2\pi/\omega} F(t) \dot{x}(t) dt = C_L \pi \omega X_0^2 \quad (2.25)$$

La característica más importante que poseen los amortiguadores viscosos y que lo hacen diferente a los otros disipadores de energía utilizados en estructuras, es su respuesta desfasada debido a que dependen de la velocidad del sistema. Cuando el pórtico llegue a su desplazamiento máximo, la fuerza de amortiguamiento en el dispositivo viscoso será igual a cero pues en este instante la velocidad es igual a cero. Así mismo la fuerza máxima de amortiguamiento ocurre cuando la velocidad es máxima y esto se da cuando el pórtico entra en equilibrio, es decir, cuando el desplazamiento en las columnas es igual a cero.

Los dispositivos también, se pueden diseñar para que se comporten como elementos viscosos no lineales mediante un ajuste de su fluido de silicona y/o las características de los orificios. La fuerza axial desarrollada por un amortiguador viscoso no lineal $F(t)$ se expresa por:

$$F(t) = C_{NL} \text{sgn}(\dot{x}(t)) |\dot{x}(t)|^{\alpha_{vd}} \quad (2.26)$$

Donde:

C_{NL} : es la constante de amortiguamiento viscoso no lineal;

α_{vd} : es un coeficiente de velocidad predeterminado en el rango de 0.2 a 1;

$\text{sgn}(\dot{x}(t))$: es una función signo.

El exponente de velocidad α_{vd} describe el comportamiento histerético de los disipadores; en otras palabras propone la disposición de los lazos histeréticos. Este exponente define la reacción del dispositivo ante los impactos de velocidad. La Figura 2.19 ilustra el comportamiento en el amortiguador al variar el valor de α_{vd} .

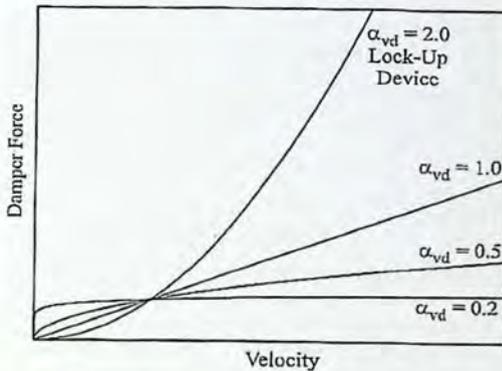


Figura 2.19 - Fuerza amortiguador v/s Velocidad para diferentes valores de α_{vd} [5].

Los amortiguadores con $\alpha_{vd} > 1$ no son comúnmente utilizados en edificaciones porque se necesitan grandes velocidades para incrementar significativamente la fuerza en el amortiguador.

Cuando $\alpha_{vd} = 1$, el dispositivo se comporta como un amortiguador viscoso lineal donde la ecuación (2.26) es equivalente a la ecuación (2.23).

Para el caso de edificaciones se recomienda el uso de $\alpha_{vd} < 1$, típico de un disipador no lineal. Cuando el amortiguador cumple esta condición, logra minimizar golpes de velocidades con una baja fuerza en el disipador haciendo que el disipador trabaje en todo momento, no solo ante un evento fuerte.

Teniendo en cuenta el desplazamiento armónico relativo tiempo-historia entre sus extremos (ecuación 2.22), la relación fuerza-desplazamiento para un amortiguador viscoso no lineal se encuentra fácilmente sustituyendo la ecuación (2.22) en (2.26) seguido de una relación trigonométrica básica quedando de la forma:

$$\frac{F(t)}{C_{NL}(X_0\omega)^{\alpha_{vd}}} = \pm \left(1 - \left(\frac{x(t)}{X_0} \right)^2 \right)^{\alpha_{vd}/2} \quad (2.27)$$

El lazo de histéresis descrito por la ecuación (2.27) se ilustra en la Figura 2.20 por tres diferentes valores de α_{vd} .

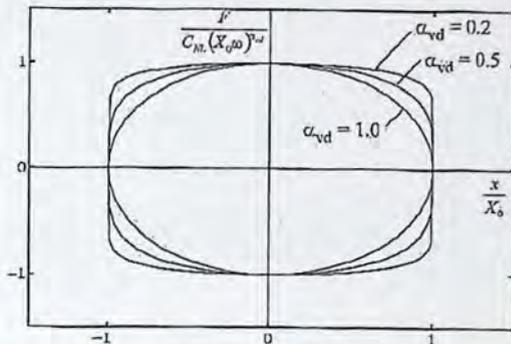


Figura 2.20 – Comportamiento histerético del amortiguador viscoso no lineal [5].

La energía disipada por los amortiguadores viscosos no lineales en cada ciclo E_{vd} es el área bajo la curva de la relación fuerza-desplazamiento graficado, donde:

$$E_{vd} = \int_0^{2\pi/\omega} F(t)\dot{x}(t)dt = 2\sqrt{\pi}C_{NL}(X_0)^{\alpha_{vd}+1}\omega^{\alpha_{vd}} \frac{\Gamma(1 + \alpha_{vd}/2)}{\Gamma(3/2 + \alpha_{vd}/2)} \quad (2.28)$$

Donde:

Γ : es una función gamma.

2.5.3 Distribución Óptima del Amortiguador Viscoso

El método ideal para el diseño de configuraciones óptimas con amortiguadores incorporados en una estructura debe ser práctico y a la vez eficiente. Debe ser práctico en el sentido de que sea lo suficientemente simple como para ser utilizado de forma rutinaria por los ingenieros. Y debe ser eficiente en el sentido de que la resultante de configuración del amortiguador minimice la cantidad total de la amortiguación necesaria para alcanzar un objetivo de rendimiento dado añadido [5].

El algoritmo de búsqueda secuencial simplificado (SSSA) desarrollado por López García (2001) es fácil de implementar y se discute brevemente en este punto. Para el caso de amortiguadores viscosos lineales, el índice de localización óptima se da simplemente por la velocidad máxima entrepiso, lo que indica, que la ubicación óptima es entre dos pisos adyacentes de la estructura.

Suponiendo una estructura de varios pisos en el que se introducen amortiguadores viscosos lineales con constantes C_L idénticos. De la ecuación 2.25 y suponiendo que la estructura responde en su modo fundamental de vibración T_1 , la energía disipada por ciclo para todos los amortiguadores en la estructura E_{vd} está dada por:

$$E_{vd} = \sum_{i=1}^{N_d} \frac{2\pi^2 C_L \delta_i^2 \cos^2 \gamma_i}{T_1} = \frac{2\pi^2 C_L}{T_1} \sum_{i=1}^{N_d} \delta_i^2 \cos^2 \gamma_i \quad (2.99)$$

Donde:

δ_i : es la deformación entrepiso de la i -ésima planta donde se encuentra el amortiguador;

γ_i : es el ángulo de inclinación del amortiguador situado en la i -ésima planta;

T_1 : es el período fundamental de la estructura sin arriostrar;

N_d : es el número de amortiguadores.

Cabe señalar que los ángulos de inclinación γ_i se suponen iguales en todas las plantas, lo que es consistente con la suposición de que todos los pisos tienen la misma altura. Asumiendo que los amortiguadores viscosos no añaden rigidez extra a la estructura, la energía de deformación elástica recuperable total del sistema E_{es} se puede escribir como:

$$E_{es} = \frac{1}{2} \sum_{i=1}^{N_f} k_i \delta_i^2 \quad (2.30)$$

Donde:

k_i : es la rigidez lateral de la i -ésima planta y N_f : es el número de pisos en la estructura.

La razón de amortiguamiento del primer modo proporcionado por los amortiguadores viscosos se puede obtener:

$$\xi_1 = \frac{E_{vd}}{4\pi E_{es}} = \frac{\pi C_L \sum_{i=1}^{N_d} \delta_i^2 \cos^2 \gamma_i}{T_1 \sum_{i=1}^{N_f} k_i \delta_i^2} \quad (2.31)$$

Reescribiendo la ecuación 2.31, la constante de amortiguamiento requerido C_L , para todos los amortiguadores con el fin de lograr una determinada razón de amortiguamiento del primer modo ξ_1 , y suponiendo una deformación de entrepiso de comportamiento lineal en altura se puede obtener:

$$C_L = \frac{\xi_1 T_1 \sum_{i=1}^{N_f} k_i}{\pi N_d \cos^2 \gamma} \quad (2.32)$$

La constante de amortiguamiento está relacionada a las propiedades del fluido inmerso dentro del dispositivo, su cálculo se inicia bajo una estimación que depende directamente del tipo de disipador utilizado (lineal o no lineal). Físicamente, una razón máxima de amortiguación de aproximadamente 35% del amortiguamiento crítico se puede lograr con dispositivos viscosos actualmente disponibles [5].

2.5.4 Consideraciones Geométricas de Configuración del Amortiguador

Existen diversos arreglos geométricos de configuración de los dispositivos viscosos (Figura 2.21), sin embargo los que comúnmente se emplean son los de disposición Chevron (dispositivo horizontal) y disposición diagonal, en ambos, se requiere de arriostramiento, comúnmente metálico, para conectar el dispositivo a la estructura [19].

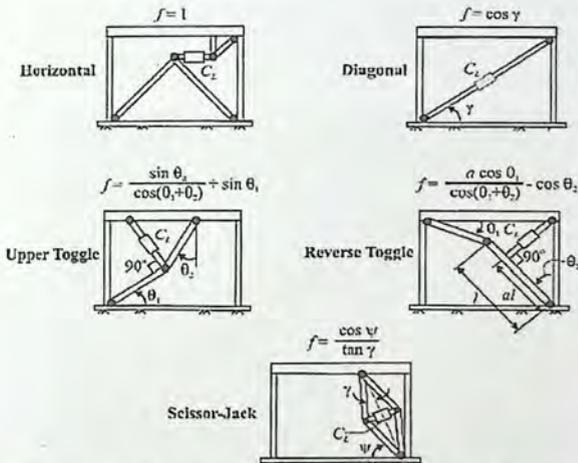


Figura 2.21 - Diferentes configuraciones que se pueden emplear con el disipador viscoso [5].

a) Disposición Tipo Chevron

En este arreglo, el dispositivo se dispone en posición horizontal ($\gamma = 0$), la eficiencia que se logra con esta configuración es del 100% ($f = 1$), esto debido a que en esta posición, los disipadores absorben las fuerzas horizontales directamente, es decir, que se emplea toda la capacidad de estos para controlar los movimientos laterales producidos por la excitación sísmica [19].

La principal desventaja que se encuentra con en el empleo de esta disposición es que produce sobreesfuerzos en la parte intermedia de la viga cercana al disipador; para controlar estos esfuerzos se emplea un refuerzo adicional (Figura 2.22) o se le incorpora una biela diagonal conectada a la viga como se aprecia en la primera disposición de la Figura 2.21.



Figura 2.22 – Refuerzo adicional que se emplea en la disposición Chevron [19].

b) Disposición Diagonal

En esta disposición el disipador viscoso se orienta en el ángulo diagonal del marco en el cual será ubicado. El arreglo diagonal tiene menor eficiencia que el Chevron, ya que en este caso solo la componente horizontal participa en la absorción de fuerzas horizontales [19].

El amortiguamiento que se incorpore, depende del ángulo de inclinación del arriostramiento que va sostener al disipador y la altura entrepisos, logrando una eficiencia de $f = \cos\gamma$.

Debido a que el disipador es anexado a la estructura en un nudo rígido (unión viga columna) no se requiere de ningún refuerzo adicional en ningún elemento del marco, siendo así la disposición más económica, pues solo requiere de extensores (elemento diagonal) para la instalación de los disipadores [19]. La Figura 2.23 ilustra el empleo de un disipador viscoso en esta disposición.



Figura 2.23 - Disposición Diagonal para un dispositivo viscoso [19].

CAPITULO III

3 Análisis y Diseño de las Estructuras en Estudio

En este capítulo se definen las características principales de los dos edificios de hormigón armado con estructuración mixta analizados. Propiedades mecánicas de los materiales, secciones de elementos, planta estructural y elevaciones estructurales además de consideraciones en la modelación de ambas estructuras con su respectivo diseño según la normativa vigente, las cuales se presentan a continuación.

3.1 Estructuras Analizadas

Las estructuras destinadas al uso de oficinas poseen diferentes alturas 15 y 25 pisos, ambas tienen una planta estructural rectangular que abarca una superficie de 540 [m²] por piso, donde el largo total es de 24 [m] y un ancho total de 22.5 [m]. Contiene 5 ejes sismorresistente transversales y 4 ejes longitudinales con una altura libre de entrepiso de 3.2 [m]. Cada edificio está estructurado con columnas, muros y vigas cuyas dimensiones se muestran en la Tabla 3.1. La viga segmentada (viga*) en la dirección X de la Figura 3.1 pertenece sólo al edificio de 25 pisos, logrando acoplar al muro 1 en la dirección antes mencionada.

Tabla 3.1 - Dimensiones de elementos estructurales de los sistemas analizados.

Estructura	N° de pisos	Calidad Hormigón	Columnas		Vigas		Muro (e=espesor)	
			Perimetral	Central	Sentido X	Sentido Y	Muro 1	Muro 2
Edificio 1	15	H-30	65x65	80x80	30x70	30x65	e= 30 cm	e= 30 cm
Edificio 2	25	H-35	90x90	100x100	35x70	30x70	e= 40 cm	e= 35 cm

Frente a la acción del sismo se analizan ambas estructuras en los ejes principales X e Y (ver Figura 3.1). Los elementos son diseñados en base a los requisitos del Código [13] y [14].

La sobrecarga de diseño considerada en ambos edificios es de 250 [Kg/m²] para entre piso, mientras que 100 [Kg/m²] para el techo, según lo dispuesto en la norma [20]. Además se agrega una carga de peso propio adicional que representa el peso de la tabiquería, las sobrelosas y el pavimento de terminación, cuyo valor adoptado es de 200 [Kg/m²] para entre piso y 100 [Kg/m²] para el techo.

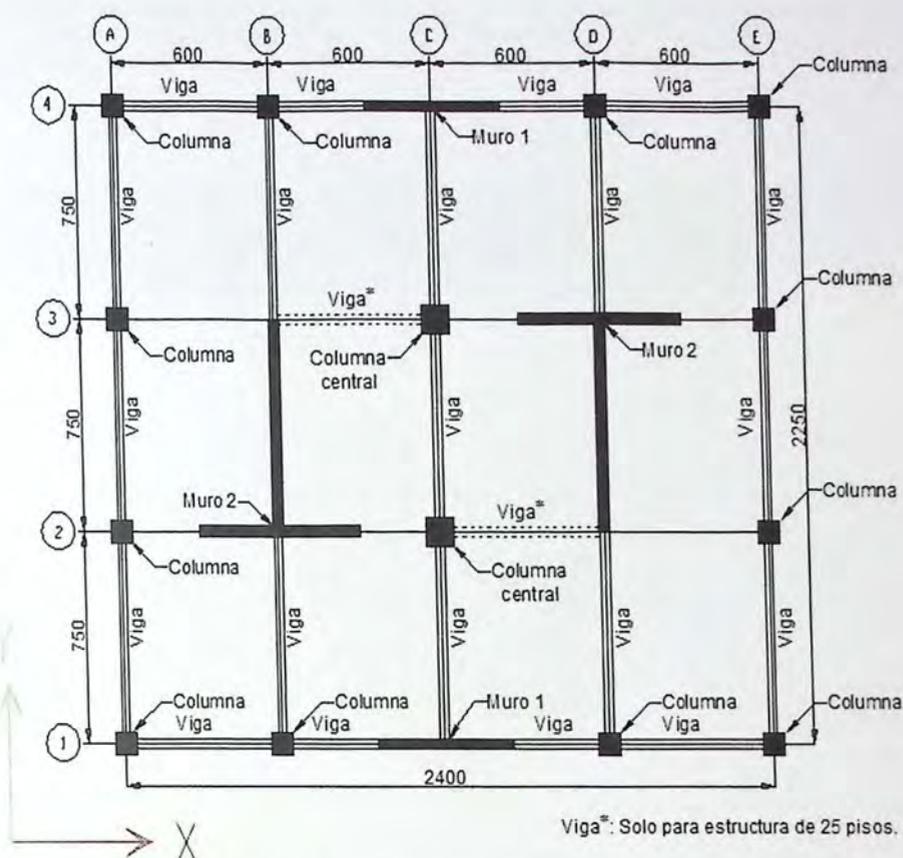


Figura 3.1 - Planta tipo de las estructuras analizadas.

3.2 Modelación de las Estructuras

Para la modelación y análisis de los sistemas estructurales se utilizó el programa ETABS V15.1.0 [11], al cual se le incorporó distintos estados de carga bajo acciones gravitacionales y sísmicas, encontrando así, los esfuerzos de diseño de los distintos elementos estructurales.

En la modelación de la estructura se tomaron en cuenta las siguientes consideraciones:

- Los elementos verticales, muros y columnas se modelan con apoyo empotrado. La interacción entre la estructura y el suelo no es considerada en el diseño porque no aporta al objetivo del trabajo.
- Se utilizaron elementos cacho rígido y diafragma rígido en toda la estructura para compatibilizar deformaciones.
- Las vigas y columnas se modelaron a través de elementos del tipo *Frame*. En el caso de las vigas no se considera rigidez torsional.
- Los muros se trabajaron como elementos *Shell*. Considera rigidez fuera de su plano.

- Las losas se modelan con elementos membrana considerando 15 [cm] de espesor y que proporciona un diafragma rígido a nivel de piso, para transmitir las cargas equitativamente sobre las vigas que las soportan mediante el método del área tributaria.

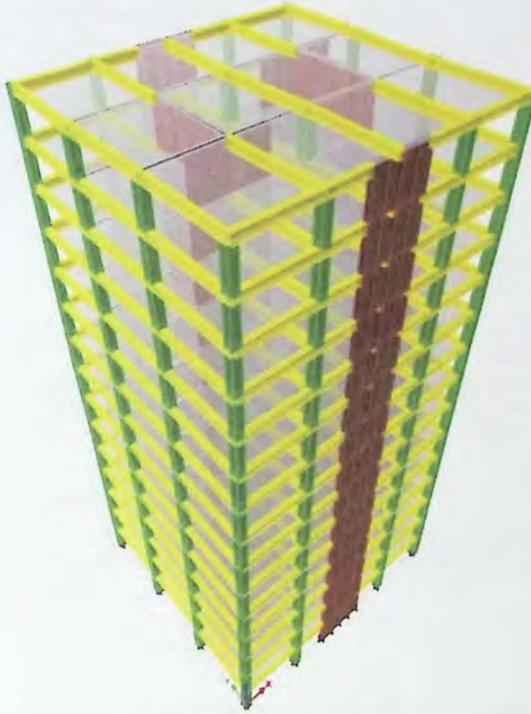


Figura 3.2 - Modelo tridimensional tipo de las estructuras en estudio con ETABS [11].

3.3 Materiales Utilizados

3.3.1 Hormigón

En losas, vigas, columnas y muros se utiliza hormigón de calidad H-30 para la estructura de 15 pisos y H-35 para la estructura de 25 pisos. Las propiedades mecánicas del material son resumidas en la Tabla 3.2:

Tabla 3.2 - Propiedades mecánicas del hormigón utilizado.

Propiedades	H-30	H-35	Unidades
Resistencia cilíndrica (f'_c)	250	300	[Kg/cm ²]
Densidad (ρ)	2.55E-04	2.55E-04	[Kg/cm ³]
Peso Específico (γ)	2.50E-03	2.50E-03	[Kg/cm ³]
Módulo de Elasticidad (E_c)	238752	261540	[Kg/cm ²]
Coefficiente de Poisson (ν)	0.2	0.2	-
Módulo de Corte (G)	99480	107083	[Kg/cm ²]

3.2.2 Refuerzo de Acero

El acero estructural tipo A63-42H es el utilizado para todos los elementos estructurales diseñados en ambos edificios, sus propiedades mecánicas se resumen en la Tabla 3.3:

Tabla 3.3 - Propiedades mecánicas del acero utilizado.

Propiedades	Valor	Unidades
Tensión de fluencia (f_y)	4200	[Kg/cm ²]
Tensión de rotura (f_u)	6300	[Kg/cm ²]
Densidad (ρ)	7833	[Kg/cm ³]
Módulo de Elasticidad (E_c)	2.10E+06	[Kg/cm ²]
Coefficiente de Poisson (ν)	0.25	[Kg/cm ²]
Módulo de Corte (G)	800000	[Kg/cm ²]

3.4 Análisis Sísmico

A continuación se presenta el desarrollo del análisis sísmico realizado según los requerimientos de [9] y [10], considerando que ambos edificios se sitúan en un suelo blando, es decir suelo tipo D y en la zona sísmica 3, de acuerdo a la normativa vigente. El tipo de análisis empleado fue un análisis lineal modal espectral.

3.4.1 Determinación del Espectro de Diseño

Para la construcción del espectro de diseño que determina la resistencia sísmica mínima de la estructura, se utilizan las siguientes expresiones del Decreto Supremo [10]. La ecuación 3.1 define el valor para la aceleración espectral.

$$S_a = \frac{S A_o \alpha}{R^* I} \quad (3.1)$$

Donde:

A_o : Aceleración efectiva máxima del suelo; R^* : Factor de reducción de la aceleración espectral, calculado para el período del modo con mayor masa traslacional equivalente a la dirección de análisis (ecuación 3.2); α : Factor de amplificación de la aceleración efectiva máxima (ecuación 3.3); I : Coeficiente de importancia del edificio.

$$R^* = 1 + \frac{T^*}{0.10 T_o + \frac{T^*}{R_o}} \quad (3.2)$$

$$\alpha = \frac{1 + 4.5 \left(\frac{T_n}{T_o}\right)^p}{1 + \left(\frac{T_n}{T_o}\right)^3} \quad (3.3)$$

R_o : Factor de modificación de la respuesta estructural (análisis modal espectral); S , T_o , p : Parámetro que depende del tipo de suelo; T^* , T_n : Período de vibración, del modo n y con mayor masa traslacional equivalente en la dirección de análisis.

Una vez definido todos los parámetros que intervienen en la formación del espectro de respuesta se presenta la Tabla 3.4. Ésta contiene un resumen de los datos sísmicos, que para ambas estructuras son los mismos, ya que se encuentran ubicados en la misma zona y tipo de suelo.

Tabla 3.4 – Parámetros sísmicos

Datos de Entrada	
Zona sísmica	3
Tipo de suelo	D
Categoría del edificio	II
R ₀	11
R	7
Datos de Salida	
Coef. de importancia	1
A ₀ /g	0.4
S	1.2
T ₀	0.75
p	1
n	1.8

El espectro de diseño se obtiene al reducir el espectro elástico por el factor R*, cuyo parámetro depende de la ductilidad del sistema y del material utilizado. Para el cálculo del factor de reducción R* se consideraron los períodos de vibración con mayor masa traslacional en cada dirección de análisis. Tomando en cuenta las disposiciones de la norma [9] de asignación de masas para el análisis donde se considera un 100% de las cargas permanentes más un 25% de la sobrecarga de uso en construcciones destinadas a la habitación privada.

3.4.2 Esfuerzo de Corte Basal

La norma [9], define el esfuerzo de corte basal como el esfuerzo de corte producido por la acción sísmica en el nivel basal del edificio.

Para cada edificio se calculó el corte basal Q_{elástico}, que se obtiene con el espectro elástico, el peso y los períodos fundamentales para las direcciones X e Y cuyos valores son detallados en la Tabla 3.5:

Tabla 3.5 - Corte elástico, peso y períodos fundamentales de ambas estructuras.

Dirección	Edificio 15 pisos		Edificio 25 pisos	
	X	Y	X	Y
Período [s]	1.275	1.181	2.129	2.287
Peso [tonf]	8048		15234	
Q _{elástico} [tonf]	4301.4	4694.4	4431.9	4522.4

De acuerdo a las limitaciones definidas en la norma [9], si la componente del esfuerzo de corte basal en el análisis modal espectral en la dirección de la acción sísmica resulta menor que el valor obtenido de la Ecuación 3.4, entonces el valor máximo del esfuerzo de corte basal en la dirección de la acción sísmica no necesita ser mayor que $IC_{max}P$, en que C_{max} para las estructuras de estudio es $0.35 S A_0/g$.

$$Q_{min} = \frac{ISA_0P}{6g} \quad (3.4)$$

La Tabla 3.6 muestra el corte basal de diseño y el factor de reducción efectivo R**, para cada estructura en estudio.

Tabla 3.6 - Corte basal de diseño y factor de reducción en las direcciones X e Y en ambos sistemas de análisis.

Dirección	Edificio 15 pisos		Edificio 25 pisos	
	X	Y	X	Y
R*	7.68	7.48	8.93	9.08
Q _{efectivo} [tonf]	560	628	496	498
Q _{min} [tonf]	643		1218	
Q _{max} [tonf]	1353		2560	
R**	6.69	7.30	3.64	3.71
Q _{diseño} [tonf]	643		1218	

La Figura 3.3 muestra el espectro elástico y reducido para ambas direcciones del análisis en las dos estructuras de estudio.

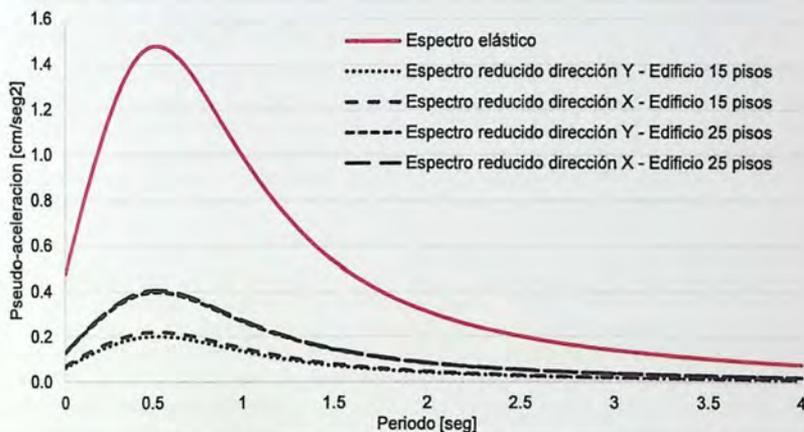


Figura 3.3 – Espectros inelásticos de diseño para direcciones X e Y en ambos sistemas de análisis.

3.4.3 Desplazamiento Lateral de Entrepiso

En cuanto a las deformaciones sísmicas, la norma [9] establece que el desplazamiento relativo máximo entre dos pisos consecutivos, medido en el centro de masas en cada una de las direcciones de análisis, no debe ser mayor que la altura de entrepiso multiplicada por 0.002. La Figura 3.4 muestra los *Drifts* de entrepiso de cada estructura en estudio donde se puede observar que el límite máximo establecido por la norma no es superado.

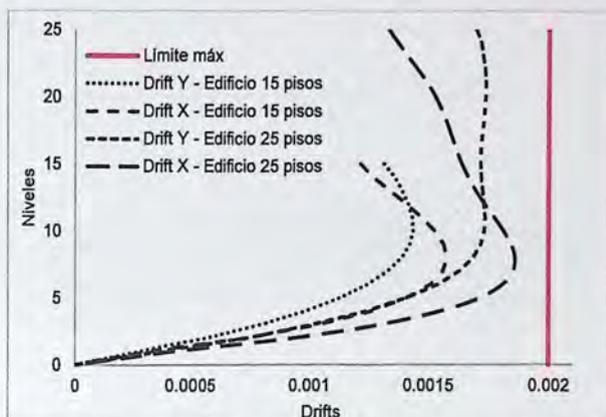


Figura 3.4 – Desplazamiento lateral de entrepiso para ambos sistemas de análisis.

3.4.4 Espectro Elástico de Desplazamiento

El espectro elástico de desplazamiento requerido para el cálculo del desplazamiento lateral de diseño se obtiene de [10]. Donde se establece que para efectos de diseño de estructuras de hormigón armado, el desplazamiento lateral de diseño en el techo, δ_u , se debe considerar igual a la ordenada del espectro elástico de desplazamiento, S_{de} , para un 5% de amortiguamiento respecto al crítico, lo que corresponde al período de mayor masa traslacional en la dirección del análisis, multiplicado por un factor igual a 1.3.

$$\delta_u = 1.3 * S_{de} * (T_{ag}) \quad (3.5)$$

Donde T_{ag} corresponde al período con mayor masa traslacional en la dirección de análisis considerando la influencia del acero y los efectos de agrietamiento del hormigón y, por lo tanto la pérdida de rigidez. Si el período fundamental con mayor masa traslacional no es calculado considerando estos efectos, el período agrietado debe aproximarse a 1.5 veces el período elástico de la estructura. El espectro elástico de desplazamientos requerido para el cálculo lateral de diseño se calcula según la siguiente expresión:

$$S_{de}(T_n) = \frac{T_n^2}{4\pi^2} \alpha A_0 C_d \quad (3.6)$$

Donde:

S_{de} : Espectro elástico de desplazamiento [cm]; T_n : Período de vibración del modo n ; α : Factor de amplificación (ecuación 3.3); A_0 : Aceleración efectiva [cm/seg²]; C_d : Factor dependiente del tipo de suelo y rango de períodos.

El desplazamiento lateral de diseño a nivel del techo calculado considerando los efectos de agrietamiento del hormigón se resume en la Tabla 3.7 y se grafica en la Figura 3.5.

Tabla 3.7 – Desplazamiento lateral de diseño de ambos sistemas de análisis.

Dirección	Edificio 15 pisos		Edificio 25 pisos	
	X	Y	X	Y
T_n [seg]	1.275	1.181	2.129	2.287
T_{ag} [seg]	1.91	1.77	3.19	3.43
S_{de} [cm]	49.78	49.37	50.44	50.39
δ_u [cm]	64.72	64.19	65.57	65.51

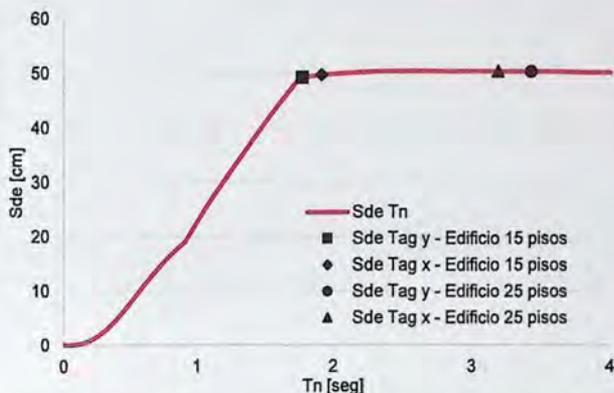


Figura 3.5 – Espectro elástico de desplazamiento en ambos sistemas de análisis.

3.5 Diseño de los Elementos Según ACI 318-08 y D.S. N°60

El Código [13] en su Capítulo 21 contiene disposiciones de diseño para estructuras sismo-resistentes en las cuales las fuerzas de diseño, relacionadas con los movimientos sísmicos, se determinan considerando la incursión en el rango no lineal de la respuesta. Lo que busca el código es incrementar las cargas de servicio por medio de los factores de carga y disminuir las resistencias nominales de los elementos por medio de los factores de reducción de la resistencia.

Los tipos de solicitaciones o cargas de servicio presentes en este estudio son las siguientes:

- **Cargas permanentes (D):** Corresponden a todas aquellas provenientes del peso propio de cada uno de los elementos estructurales, además del peso proveniente de elementos no estructurales tales como la tabiquería, sobrelosas, pavimentos etc.
- **Sobrecarga de uso (L):** Dentro de este grupo de cargas se encuentran las que se generan por el uso que se le da a la estructura, estas cargas pueden estar o no actuando en el sistema. Estas se definen en la normativa vigente NCh1537 Of.2009 [20].
- **Cargas sísmicas (E):** Se generan sobre la estructura por la acción dinámica del sismo, más bien induce deformaciones en el sistema que a su vez generan los esfuerzos internos. Estas fuerzas se definen a través de los espectros de respuesta que entrega actualmente el Decreto Supremo N°61.

Cabe mencionar que los tipos de solicitaciones argumentadas arriba deben ser combinadas de acuerdo a la norma de combinaciones de cargas NCh3171 Of.2010 [21] para el correcto diseño de los elementos. Las combinaciones se pueden resumir en las siguientes:

- Comb1 = 1,4 D
- Comb2 = 1,2 D + 1,6 L
- Comb3 = 1,2 D + L
- Comb4 (5) = 1,2 D +(-) 1,4 E + L
- Comb6 (7) = 0,9 D +(-) 1,4 E

La condición de diseño que debe cumplir cada elemento, ya sea sometido a flexión, carga axial o corte es la siguiente:

$$\phi * Resistencia\ nominal \geq Resistencia\ requerida$$

Para poder facilitar la comprensión del diseño realizado en los elementos estructurales de ambos edificios, es necesario conocer la distribución de las vigas, columnas y muros en sus respectivos ejes. La Figura 3.6, 3.7 y 3.8 muestra los ejes que son representativos para los dos edificios en estudio, donde se presenta de forma punteada la viga que hace la diferencia entre el edificio de 15 y de 25 pisos. Se contempla también la simetría de las estructuras en ambas direcciones, por ello sólo se muestran los ejes principales de cada dirección. En la dirección X estos ejes son el 1 y el 2, y en la dirección Y los ejes son A, B y C.

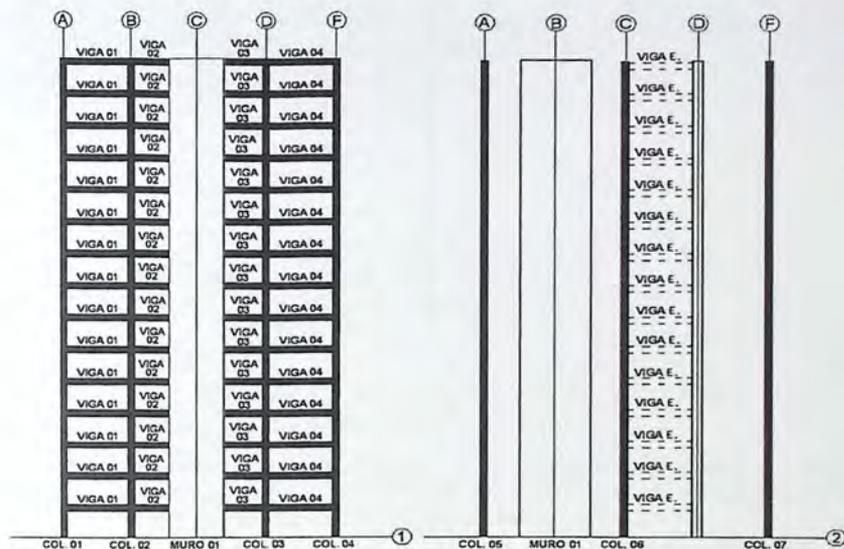


Figura 3.6- Distribución de las vigas y columnas en los ejes 1 y 2 en dirección X

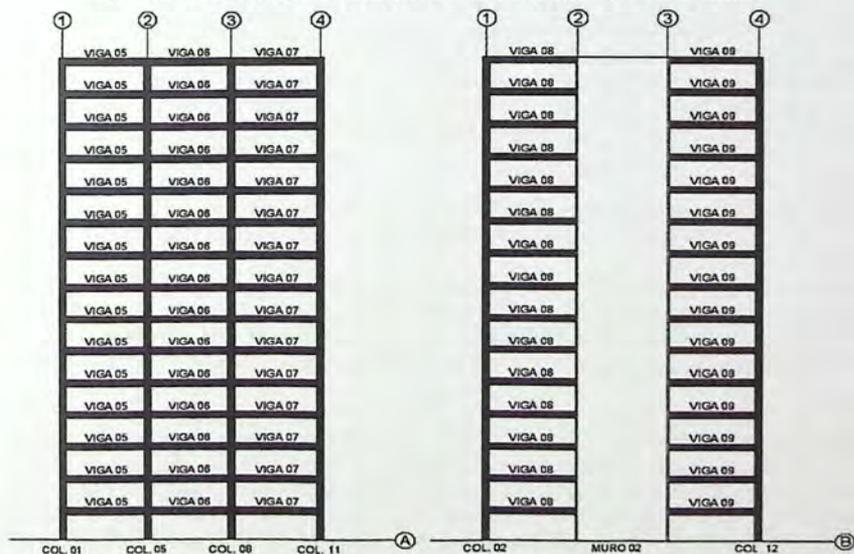


Figura 3.7 – Distribución de las vigas y columnas en los ejes A y B en la dirección Y.

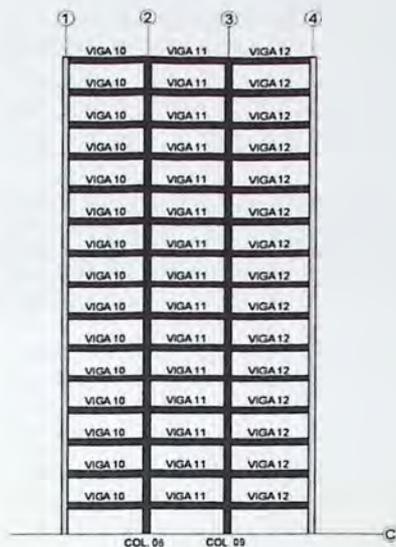


Figura 3.8 – Distribución de las vigas y columnas en el eje C en dirección Y.

3.5.1 Elementos Sometidos a Flexión de Marcos Especiales

Los elementos sometidos a flexión deben cumplir con los requisitos especificados en el punto 21.5 del Código [13], el cual se refiere a vigas pertenecientes a pórticos especiales resistentes a momentos que resisten cargas laterales inducidas por un sismo.

Es importante mencionar las consideraciones de modelación y diseño que se consideraron en las vigas de ambos edificios:

- Las vigas que se encuentran perpendicular a un muro, Viga* en la dirección X al igual que la viga 10 y 12 en la dirección Y, se modelaron con una rotula en la unión viga-muro, debido a que el espesor de muro, en la práctica o físicamente, no logra que la barra embebida en ésta logre las longitudes de desarrollo especificadas en [13]. Desde el punto de esfuerzo máximo en el refuerzo, se necesita una cierta longitud o anclaje a través del cual se desarrolle el esfuerzo.
- Se discretiza el diseño de las vigas en ambos sistemas, dividiendo la cantidad de pisos en cuatro grupo cada uno con el fin de no sobredimensionar las estructuras.
- El primer grupo en ambas estructuras es en los pisos inferiores (1 al 3) los esfuerzos producidos son considerablemente menores que en los pisos superiores, por lo que se considera que la armadura también debe ser menor, ya que si se coloca la misma cantidad de refuerzo longitudinal que se requiere en los pisos superiores, esto podría ocasionar una falla frágil en la estructura.
- Las vigas cortas que acoplan a los muros en dirección X (sólo para el sistema de 25 pisos) fueron diseñados sin considerar su resistencia máxima a la flexión, sino de modo que cumplan con los criterios de diseño por capacidad, con el fin de evitar la falla por corte y facilite armar la viga a flexión. La norma en desuso NCh430 en su inciso 21.7.7.2 respalda lo anterior para vigas de acople cortas, las cuales se pueden armar en flexión para un 50% del esfuerzo resultante del análisis mientras se considere esa reducción en los otros elementos de la estructura.

Las cuantías o áreas de refuerzo a flexión requerida y suministrada en las vigas señaladas en las Figura 3.6, 3.7, y 3.8, se resumen en las Tablas del anexo 1.

La armadura asignada es proporcionada en función a los momentos que toma la viga en los extremos de su longitud, estos esfuerzos se generan considerando las distintas combinaciones de carga definidas anteriormente en el apartado 3.5.

Se verifica y se considera en el armado de las vigas que la resistencia a momento positivo en la cara del nudo no debe ser menor que la mitad de la resistencia a momento negativo proporcionada en esa misma cara. La resistencia a momento negativo o positivo, en cualquier sección a lo largo de la longitud del elemento, no debe ser menor a un cuarto de la resistencia máxima a momento proporcionada en la cara de cualquiera de los nudos.

Finalmente en el Anexo 2 se muestra la distribución de la armadura a flexión proporcionada en las vigas según eje y nivel en altura en ambos sistemas en estudio.

3.5.2 Resistencia al Corte en Vigas

En esta sección el objetivo es sólo determinar si es o no posible diseñar las vigas para resistir los esfuerzos de corte, no es necesario detallar la armadura al corte puesto que no aporta al objetivo general de este trabajo.

El diseño a corte por capacidad se aplica a las vigas sometidas a efectos sísmicos que forman parte del sistema de marcos especiales ya que se debe garantizar que no ocurra una falla frágil por corte y que el comportamiento que controle el diseño sea dúctil.

La obtención del corte por capacidad en las vigas está sujeta a la determinación de los momentos probables en las vigas M_{pr} , que se suponen actuando en los extremos del elemento y de signo opuesto, en donde se utilizan las propiedades mecánicas reales de los materiales, por ejemplo se considera que el acero alcanza un 25% más de la tensión de fluencia, f_y , especificada anteriormente en la Tabla 3.3.

En la Figura 3.9 se presenta un esquema que grafica lo anteriormente descrito. El valor de V_e se obtiene de la ecuación 3.7 que considera el corte obtenido por capacidad más el corte debido a la acción gravitacional.

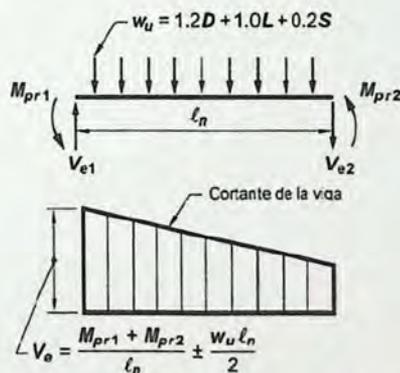


Figura 3.9 – Esquema de momentos probables y cortes de diseño en vigas [13].

$$V_e = \frac{M_{prv(+)} + M_{prv(-)}}{\ell_n} + \text{Corte gravitacional} \quad (3.7)$$

La resistencia nominal de las vigas está dada por un conjunto entre los aportes del hormigón y el acero de refuerzo. La condición de diseño para el corte por capacidad es la siguiente:

$$V_e = \phi * (V_c + V_s) \quad (3.8)$$

Donde:

V_e : Fuerza cortante de diseño para combinaciones de cargas que incluyan efectos sísmicos; V_c : Resistencia nominal al corte proporcionada por el hormigón; V_s : Resistencia nominal al corte proporcionada por el refuerzo.

Con el afán de realizar un análisis más conservador, el diseño del refuerzo transversal se llevará a cabo considerando como nulo el aporte proporcionado por hormigón a la resistencia nominal del elemento, esto debido a que es muy probable que por la flexión éste se desgaste en los apoyos, perdiendo así toda capacidad de resistencia a corte. De esta manera la condición de diseño se reducirá a la siguiente expresión:

$$V_e = \phi * V_s \quad (3.9)$$

El coeficiente de reducción Φ para elementos sometidos a corte por capacidad es 0.75.

El diseño del refuerzo de corte está basado en una modificación de la analogía de la cercha. El modelo de enrejado de Ritter es una representación del mecanismo de resistencia al corte donde se puede observar que si se desarrollan altas compresiones en las diagonales de hormigón, la capacidad de corte queda limitada por la falla potencial de las diagonales de hormigón. Por lo que es necesario limitar las cuantías de refuerzo transversal para evitar la falla frágil, este valor es verificado en el diseño y se formula de la siguiente manera:

$$V_s \max = 2,2 * \sqrt{f'c} * bw * d \geq V_s \quad (3.10)$$

La Tabla 3.8 y 3.9 contiene los valores de los momentos probables, se muestra también los cortes por capacidad y gravitacionales. Las vigas analizadas son las más desfavorables de los grupos de niveles en altura de ambas estructuras, infiriendo que si se cumple para las vigas con mayor cuantía longitudinal las demás también lo harán.

Tabla 3.8 - Determinación y verificación del corte de diseño en vigas para el sistema de 15 pisos.

Eje	Viga	Sección [cm/cm]	Largo viga [cm]	A_s sum	A_s sum	M_{pr1} [Ton*m]	M_{pr2} [Ton*m]	V grav [Ton]	V_e [ton]	V_s dis [ton]	V_s max [ton]
				sup	inf						
1	1	30/70	600	25.03	22.81	77.18	71.21	6.67	31.40	41.87	69.92
	2	30/70	350	50.04	50.04	79.00	79.00	4.93	50.08	66.77	69.92
	3	30/70	600	25.03	22.81	77.18	71.21	6.67	31.40	41.87	69.92
	4	30/70	350	50.04	50.04	79.00	79.00	4.93	50.08	66.77	69.92
A	5	30/65	750	19.63	9.82	57.21	30.29	9.61	21.28	28.37	70.88
	6	30/65	750	19.63	9.82	57.21	30.29	9.32	20.99	27.98	70.88
	7	30/65	750	19.63	9.82	57.21	30.29	9.61	21.28	28.37	70.88
B	8	30/65	750	30.41	15.21	82.94	45.50	17.21	34.33	45.78	70.88
	9	30/65	750	30.41	15.21	82.94	45.50	17.21	34.33	45.78	70.88
c	10	30/65	750	22.81	2.26	65.22	5.83	22.32	31.80	42.40	70.88
	11	30/65	750	22.81	15.21	65.22	45.50	16.50	31.26	41.68	70.88
	12	30/65	750	22.81	2.26	65.22	5.83	22.32	31.80	42.40	70.88

Tabla 3.9 - Determinación y verificación del corte de diseño en vigas para el sistema de 25 pisos.

Eje	Viga	Sección [cm/cm]	Largo viga [cm]	A _s sum [cm ²]	A _s sum [cm ²]	Mpr ₁ [Ton*m]	Mpr ₂ [Ton*m]	V grav [Ton]	V _e [ton]	V _e dis [ton]	V _e max [ton]
				Sup	inf						
1	1	35/70	600	39.27	36.95	119.03	113.06	6.14	44.82	59.76	89.36
	2	35/70	350	59.63	59.63	104.35	104.35	4.47	64.10	85.46	89.36
	3	35/70	350	59.63	59.63	104.35	104.35	4.47	64.10	85.46	89.36
	4	35/70	600	39.27	36.95	119.03	113.06	6.14	44.82	59.76	89.36
2	E.	35/70	600	24.63	2.26	79.12	5.83	13.81	27.97	37.29	89.36
		35/70	600	24.63	2.26	79.12	5.83	13.81	27.97	37.29	89.36
A	5	30/65	750	27.23	19.63	77.92	58.33	8.38	26.55	35.39	76.55
	6	30/65	750	27.23	19.63	77.92	58.33	8.24	26.41	35.21	76.55
	7	30/65	750	27.23	19.63	77.92	58.33	8.38	26.55	35.39	76.55
B	8	30/65	750	44.26	29.45	115.75	83.32	15.45	41.99	55.99	76.55
	9	30/65	750	44.26	29.45	115.75	83.32	15.45	41.99	55.99	76.55
c	10	30/65	750	25.03	2.26	72.42	5.83	19.61	30.04	40.06	76.55
	11	30/65	750	25.03	15.21	72.42	46.16	14.50	30.31	40.41	76.55
	12	30/65	750	25.03	2.26	72.42	5.83	19.61	30.04	40.06	76.55

Por lo tanto es posible diseñar un refuerzo transversal para la totalidad de las vigas dispuestas anteriormente. La armadura resistente al corte debe ser capaz de asegurar una falla por flexión que se sabe que es dúctil y no una falla frágil por corte.

3.5.3 Elementos Sometidos a Flexo-Compresión de Marcos Especiales

Este apartado está orientado principalmente a columnas pertenecientes a pórticos especiales y deben cumplir con los requisitos especificados en el punto 21.6 del Código [13].

Las columnas que se definen en la Figura 3.6, 3.7 y 3.8 corresponden a los ejes de análisis seleccionados en ambas direcciones. El diseño empleado considera la columna más solicitada que se encuentra en el centro y perímetro de ambas plantas estructurales, repitiendo esta configuración de armadura en todo el alto de la estructura.

La Tabla 3.10 y 3.11 presentan la armadura longitudinal requerida en las columnas para las estructuras en estudio.

Tabla 3.10 – Armadura longitudinal en columnas del sistema de 15 pisos.

Eje	Columna	sección	A_s , min [cm ²]	A_s , sum [cm ²]	ρ
1	Col-1	65/65	42.25	98.20	2.32
	Col-2				
	Col-3				
	Col-4				
2	Col-5	65/65	42.25	98.20	2.32
	Col-6	80/80	64.00	91.20	1.43
	Col-7	65/65	42.25	98.20	2.32
A	Col-8	65/65	42.25	98.20	2.32
	Col-9				
B	Col-10	65/65	42.25	98.20	2.32
C	Col-11	80/80	64.00	91.20	1.43

Tabla 3.11 - Armadura longitudinal en columnas del sistema de 25 pisos.

Eje	Columna	sección	A_s , min [cm ²]	A_s , sum [cm ²]	ρ
1	Col-1	90/90	81.00	137.48	1.70
	Col-2				
	Col-3				
	Col-4				
2	Col-5	90/90	81.00	137.48	1.70
	Col-6	100/100	100.00	172.48	1.72
	Col-7	90/90	81.00	137.48	1.70
A	Col-8	90/90	81.00	137.48	1.70
	Col-9				
B	Col-10	90/90	81.00	137.48	1.70
C	Col-11	100/100	100.00	172.48	1.72

La Figura 3.10 y 3.11 muestran la distribución de la armadura longitudinal dispuesta en ambos tipos de columnas para ambos sistemas de análisis.

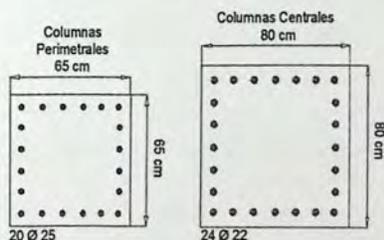


Figura 3.10 - Distribución de la armadura longitudinal en columnas del sistema de 15 pisos.

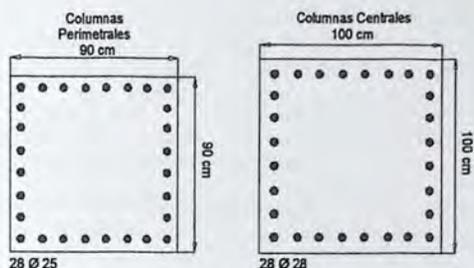


Figura 3.11 Distribución de la armadura longitudinal en columnas del sistema de 25 pisos.

Es de suma importancia para el diseño de columnas en marcos especiales establecer una resistencia mínima que asegure la generación de rótulas plásticas en los extremos de las vigas que llegan al nudo, evitando la posibilidad de fluencia de las columnas. Para este propósito se utiliza el criterio columna fuerte viga débil donde la sumatoria de los momentos nominales tanto en vigas como columnas debe satisfacer la ecuación 3.11 estipulada en el apartado 21.6.2.2 del [13].

$$\sum Mn, columnas \geq 1,2 \sum Mn, vigas \quad (3.11)$$

Para la comprobación del criterio se consideraron los nudos críticos más desfavorables (donde las vigas tienen mayor resistencia a la flexión) con el fin de asegurar el criterio en toda la estructura, lo anterior se resume en la Tabla 3.12 y 3.13 que considera los nudos viga/columna correspondientes a los ejes de análisis presentados anteriormente en la Figura 3.6, 3.7 y 3.8 para ambos edificios.

Tabla 3.12 – Verificación de momentos nominales en nudo viga/columna del sistema de 15 pisos.

EJE	NUDO	Mn Viga	Mn Viga	Mn Col1	Mn Col2	1,2∑ Mn Viga	∑ Mn Col
		[Tonf-m]	[Tonf-m]	[Tonf-m]	[Tonf-m]	[Tonf-m]	[Tonf-m]
1	B - 1	61.74	63.20	112.00	112.00	149.93	224.00
	D - 1						
A	A - 2	45.77	24.23	119.00	119.00	84.00	238.00
	A - 3						
C	C - 2	52.18	36.40	151.00	151.00	106.30	302.00
	C - 3						

Tabla 3.13 - Verificación de momentos nominales en nudo viga/columna del sistema de 25 pisos.

EJE	NUDO	Mn Viga	Mn Viga	Mn Col1	Mn Col2	1,2∑ Mn Viga	∑ Mn Col
		[Tonf-m]	[Tonf-m]	[Tonf-m]	[Tonf-m]	[Tonf-m]	[Tonf-m]
1	B - 1	114.57	83.48	247.05	247.05	237.66	494.10
	D - 1						
A	A - 2	62.33	46.66	243.41	243.41	130.79	486.82
	A - 3						
C	C - 2	57.12	36.93	260.62	260.62	112.86	521.24
	C - 3						

Con la armadura que se le proporcionó a los 2 tipos de secciones, se elaboran las curvas de interacción para las columnas y se grafican en ellas las distintas combinaciones de carga donde interactúan los esfuerzos correspondientes a la carga axial y a la flexión de los elementos.

Las curvas presentadas en las Figura 3.12 y 3.13 corresponden a las curvas de interacción de momento y fuerza axial en ambas direcciones de análisis de las secciones correspondientes a columnas perimetrales y centrales de ambas estructuras.

Todos los puntos permanecen dentro del área delimitada por las curvas de diseño, también estos están por debajo de la falla balanceada dada por el punto del momento máximo alcanzado en las curvas de la resistencia nominal.

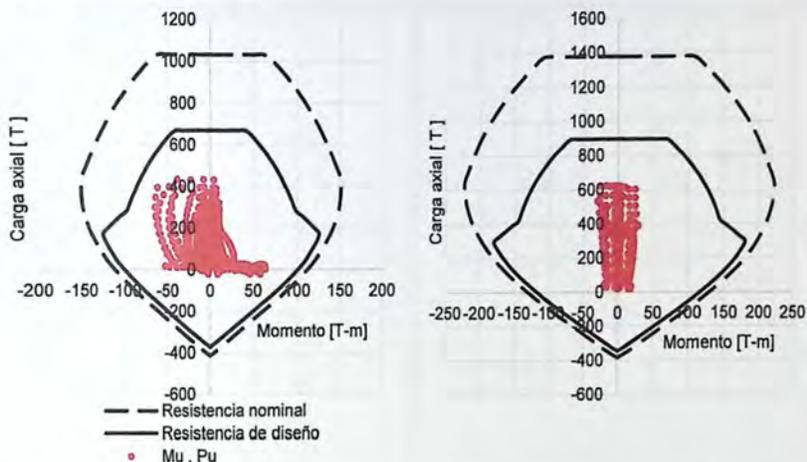


Figura 3.12 – Curvas de interacción de las columnas, a la izquierda la columna perimetral y a la derecha columna central del sistema de 15 pisos en ambos sentidos.

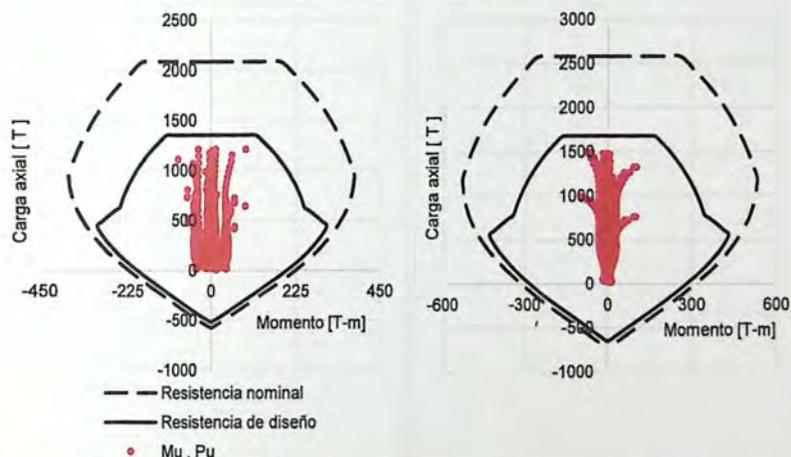


Figura 3.13 - Curvas de interacción de las columnas, a la izquierda la columna perimetral y a la derecha columna central del sistema de 25 pisos en ambos sentidos.

3.5.4 Resistencia al Corte en Columnas

Al igual como se define con las vigas, el corte de diseño V_e en columnas debe ser una buena aproximación del corte máximo que se puede desarrollar en el elemento, por esto es de importancia determinar la resistencia requerida al corte a partir de la resistencia a flexión, el cortante se debe determinar considerando las máximas fuerzas que se puedan generar en las caras de los nudos en cada extremo del elemento.

La fuerza cortante de diseño se determina a través de la suma de los momentos probables actuantes en los extremos de la columna, divididos por el largo de esta. Esto se puede apreciar en la Figura 3.14 y la ecuación 3.12, donde el momento actuante en la base (M_{pr4}) de la columna se obtiene a través de la carga axial que genera un mayor momento y el momento superior (M_{pr3}) está asociado a la semisuma de los momentos probables que llegan desde las vigas a la unión.

$$V_e = \frac{M_{pr3} + M_{pr4}}{l_n} \quad (3.12)$$

Figura 3.14 - Esquema de corte por capacidad en columnas [13].

Tabla 3.14 - Determinación y verificación del corte de diseño en columnas del sistema de 15 pisos.

Eje	Columna	Sección	A_s	cuantía	M_{pr1}	M_{pr2}	V_e dis	V_s	Corte máximo
			[cm ²]	[%]	[Tonf-m]	[Tonf-m]	[Tonf]	[Tonf]	[Tonf]
1	Col 1	65x65	98,20	2,32	78,09	151,00	71,59	95,45	146,97
	Col 2								
	Col 3								
	Col 4								
2	Col 5	65x65	98,20	2,32	-	151,00	47,19	62,92	146,97
	Col 6								
	Col 7	80x80	91,20	1,43	-	220,00	68,75	91,67	222,62
A	Col 8	65x65	98,20	2,32	43,75	151,00	60,86	81,15	146,97
	Col 9								
B	Col 10	65x65	98,20	2,32	41,47	151,00	60,15	80,20	146,97
C	Col 11	80x80	91,20	1,43	55,36	220,00	86,05	114,73	222,62

Tabla 3.15 - Determinación y verificación del corte de diseño en columnas del sistema de 25 pisos.

Eje	Columna	Sección	A_s	Cuantía	M_{pr1}	M_{pr2}	V_o dis	V_s	Corte máximo
			[cm ²]	[%]	[Ton-m]	[Ton-m]	[Ton]	[Ton]	[Ton]
1	Col 1	90x90	137.48	1.70	111.7	247.1	112.1	149.5	311.5
	Col 2								
	Col 3								
	Col 4								
2	Col 5	90x90	137.5	1.70	-	247.1	77.2	102.9	311.5
	Col 6								
	Col 7	100x100	1.72	39.6	438.9	149.5	199.4	384.52	
A	Col 8	90x90	98.20	1.70	68.12	151.00	68.47	91.30	311.5
	Col 9								
B	Col 10	90x90	98.20	1.70	57.88	151.00	149.52	199.36	311.46
C	Col 11	100x100	91.20	1.72	59.29	220.00	68.47	91.30	384.52

Los cortes de diseño obtenidos en base a los momento probables máximos se deben comparar con el esfuerzo máximo permitido en el elemento, estos esfuerzos de corte se comparan en la Tabla 3.14 y 3.15, en ningún caso la resistencia nominal a corte proporcionada por el refuerzo sobrepasa al corte máximo (ecuación 3.10), es posible entonces proporcionar un refuerzo transversal que cumpla con los requisitos de [13], pero para efectos de este trabajo no es necesario el detalle de la armadura.

3.5.5 Muros Estructurales Especiales a Flexo-Compresión

Como se puede observar en la Figura 3.1 al principio de este capítulo, las estructuras de análisis tienen como parte de su sistema estructural dos tipos de muros especiales, el primero en forma de "T" y el otro rectangular denominados desde ahora como muro 1 y muro 2 respectivamente.

Los muros estructurales especiales de hormigón armado que forman parte del sistema de resistencia ante fuerzas sísmicas deben satisfacer las condiciones de la sección 21.9 del código [13].

En la resistencia a flexión de un muro se debe determinar la resistencia considerando las fuerzas axiales y laterales aplicadas. En el cálculo se debe incluir la resistencia concentrada en los elementos de borde y en el refuerzo repartido en las alas y almas, según sea el caso, basándose en la compatibilidad de deformaciones.

La armadura proporcionada en los muro de análisis se muestra en la Figura 3.15 a la 3.18, detallando el refuerzo en los bordes del elemento y el distribuido en el alma y alas.

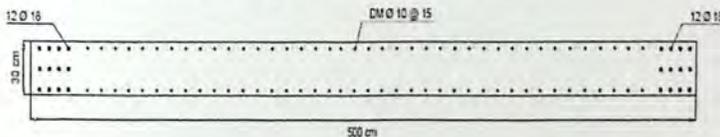


Figura 3.15 – Distribución de la armadura longitudinal en muro 2 del sistema de 15 pisos.

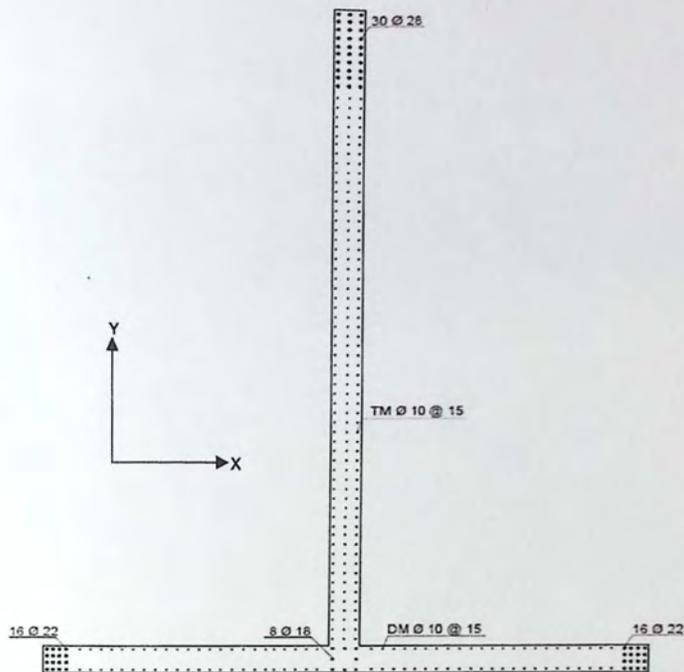


Figura 3.16 – Distribución de la armadura longitudinal en alas y alma del muro 1 del sistema de 15 pisos.

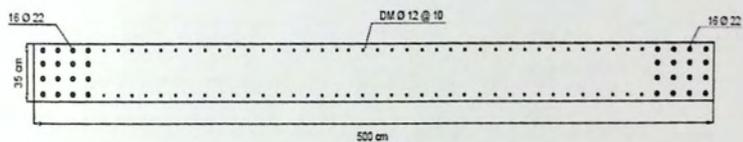


Figura 3.17 - Distribución de la armadura longitudinal en muro 2 del sistema de 25 pisos.

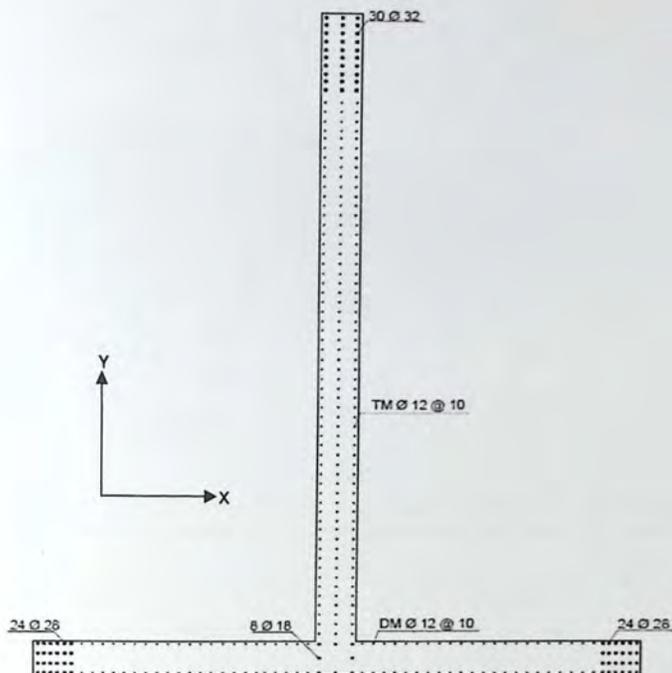


Figura 3.18 - Distribución de la armadura longitudinal en alas y alma del muro 1 del sistema de 25 pisos.

Las curvas de interacción de momento y carga axial para los muros analizados son mostradas en la Figura 3.19, 3.20 y 3.2 correspondiente a las direcciones X e Y respectivamente, además de las sollicitaciones de estos esfuerzos para las distintas combinaciones de cargas descritas tempranamente en este capítulo. Todos los puntos permanecen dentro del área delimitada por las curvas de diseño.

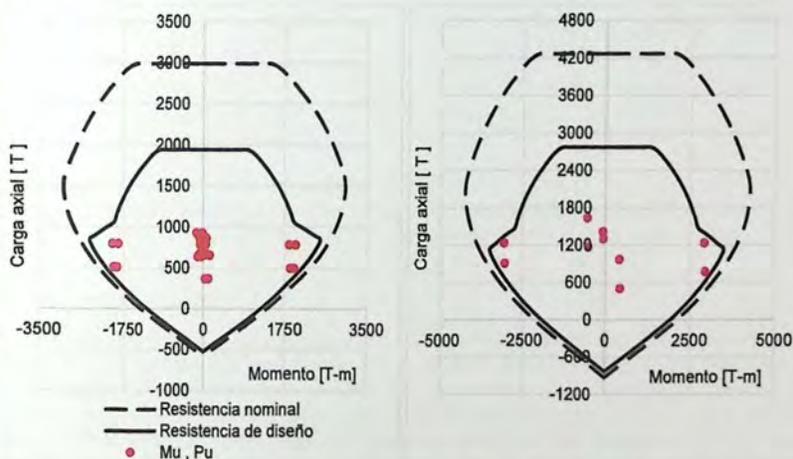


Figura 3.19 – Curvas de interacción del muro 2. A la izquierda la curva para el edificio de 15 pisos, mientras que a la derecha la curva del sistema de 25 pisos ambos en la dirección X.

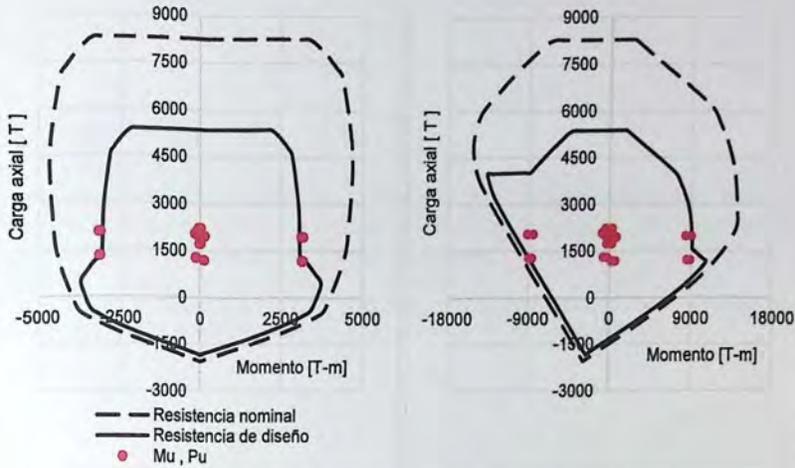


Figura 3.20 – Curvas de interacción del muro 1 para la estructura de 15 pisos. A la izquierda la curva para la dirección X en ambos sentidos, mientras que a la derecha la curva para la dirección Y en ambos sentidos.

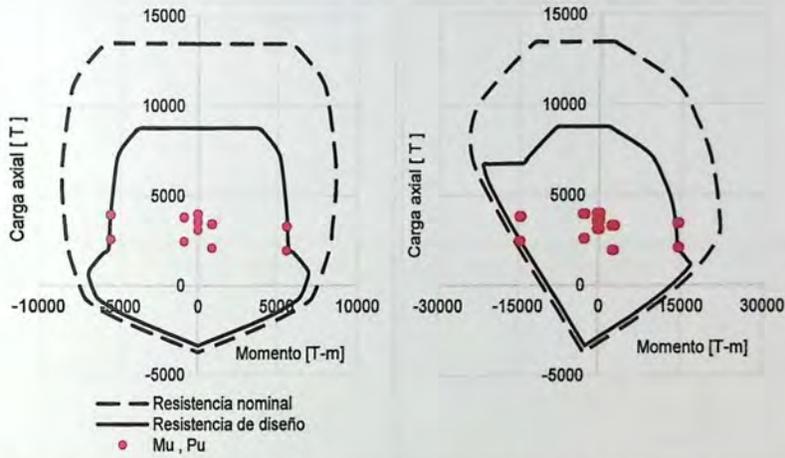


Figura 3.21 - Curvas de interacción del muro 1 para la estructura de 25 pisos. A la izquierda la curva para la dirección X en ambos sentidos, mientras que a la derecha la curva para la dirección Y en ambos sentidos.

3.5.6 Capacidad de Deformación

En [14] se establece en una de sus cláusulas que la sección crítica de todo muro con razón de aspecto H_t/l_w mayor o igual a 3 debe tener una capacidad de curvatura ϕ , mayor que la demanda de curvatura ϕ_u , ésta última se puede calcular con la ecuación 3.13. Además se debe hacer esta verificación considerando la mayor carga axial consistente P_u consistente con δ_u . La deformación unitaria ϵ_c , en la fibra más comprimida de la sección crítica del muro deberá ser menor o igual a 0.008.

$$\phi_u = \frac{\delta_u - \delta_e}{l_p(H_t - \frac{l_p}{2})} + \phi_e = \frac{\epsilon_c}{C} \leq \frac{0.008}{C} \quad (3.13)$$

$$\delta_e = \frac{\delta_u H_t^2}{3} \quad (3.14)$$

Donde:

ϕ_e : curvatura de fluencia; δ_u : desplazamiento último; δ_e : desplazamiento de fluencia. Ecuación 3.14; l_p : longitud de la rótula plástica. Donde l_p no debe ser superior a $l_w/2$; H_t : altura total del muro y C : distancia desde la fibra extrema en compresión al eje neutro.

A continuación en la Figura 3.22 y 3.23 se grafican los diagramas de momento-curvatura de los elementos muros que forman parte del sistema resistente de los edificios analizados.

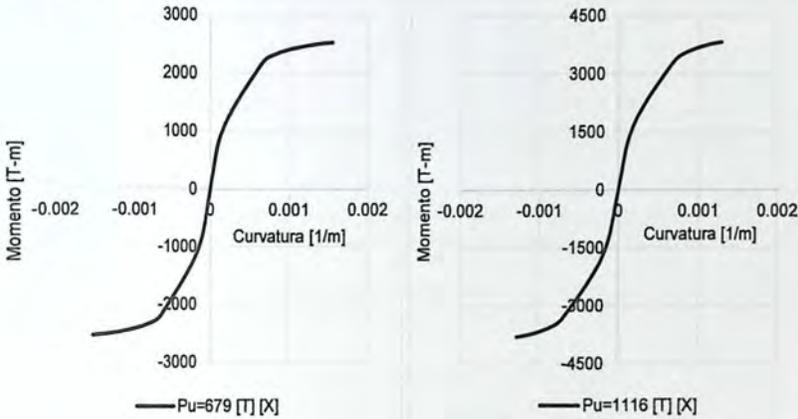


Figura 3.22 – Diagrama Momento-Curvatura del muro 2 en la dirección X en ambos sentidos. A la izquierda el muro de 15 pisos mientras que a la derecha el muro de 25 pisos.

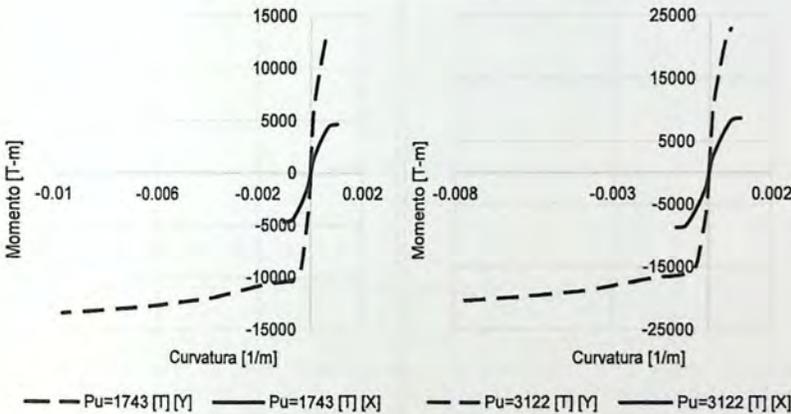


Figura 3.23 - Diagrama Momento-Curvatura del muro 1. A la izquierda el muro de 15 pisos para ambas direcciones mientras que a la derecha el muro de 25 pisos para ambas direcciones.

Si la curvatura última es mayor que la capacidad de curvatura del muro es necesario confinar con elementos de borde donde sea necesario. Con los valores dispuestos en la Tabla 3.16 y con la utilización de la ecuación 3.13 se encuentra el valor de las curvaturas últimas.

Tabla 3.16 - Valores para la determinación del confinamiento y sus respectivas curvaturas últimas en ambos sistemas estructurales.

	Edificio 15 pisos				Edificio 25 pisos			
	Muro 1		Muro 2		Muro 1		Muro 2	
	+Y	-Y	± X	± X	+Y	-Y	± X	± X
l_p [m]	375	375	375	250	375	375	375	250
H_t [m]	4800	4800	4800	4800	8000	8000	8000	8000
ϕ_e [1/m]	0.00054	0.000349	0.000687	0.000677	0.000625	0.000354	0.000694	0.000707
δ_u [m]	61.40	61.40	64.40	64.70	65.60	65.60	65.60	65.50
δ_e [m]	41.46	26.82	52.76	51.98	133.43	75.58	148.15	150.85
ϕ_u cap [1/m]	0.000833	0.00969	0.00101	0.002	0.000675	0.00793	0.000995	0.00167
ϕ_u dem [1/m]	0.00169	0.00235	0.00152	0.00177	0.00169	0.000013	0.00281	0.00363

Los resultados que arroja la Tabla 3.16 muestran que la curvatura demandada se ve sobrepasada por la capacidad de curvatura solo en el muro 1 del sistema de 15 pisos. Las curvaturas de demanda negativas significan que la capacidad elástica sobrepasa a la última especificada por la norma.

El muro 1 del sistema de 15 pisos es el único muro que requiere confinamiento, la Tabla 3.17 indica la longitud de confinamiento, en este caso, del alma en la dirección Y+ y el ala en la dirección X en ambos sentidos.

Tabla 3.17 - Curvatura última y extensión del confinamiento.

	Muro T		
	+Y	-Y	± X
ϕ_u cap [1/m]	0.000833	0.00969	0.00101
ϕ_u dem [1/m]	0.00169	0.00235	0.00152
C [m]	3.60	0.31	2.97
ϵ_c	0.0061	0.0007	0.0045
C_c [m]	1.83	-	1.00

Donde C es la profundidad al eje neutro desde la fibra extrema en compresión y C_c es la extensión del elemento de borde.

3.5.7 Resistencia al Corte del Muro

Las cortantes de diseño para muros estructurales se obtienen del análisis para la carga lateral con los factores de carga apropiados. El código [13] dice que para segmentos horizontales de muro el corte nominal V_n , no debe suponerse mayor que $2.65 A_{cv} \sqrt{f'_c}$, donde A_{cv} representa el área de la sección de concreto del segmento horizontal de muro, el corte máximo se establece principalmente para evitar la falla por compresión diagonal. Para todos los niveles el corte de diseño es menor al corte máximo, entonces es posible enfierrar el muro y darle la resistencia a cortante requerida. A continuación en la Figura 3.24, 3.25 y 3.26 se grafican los cortes para todos los niveles en ambas direcciones X e Y respectivamente, además del corte máximo.

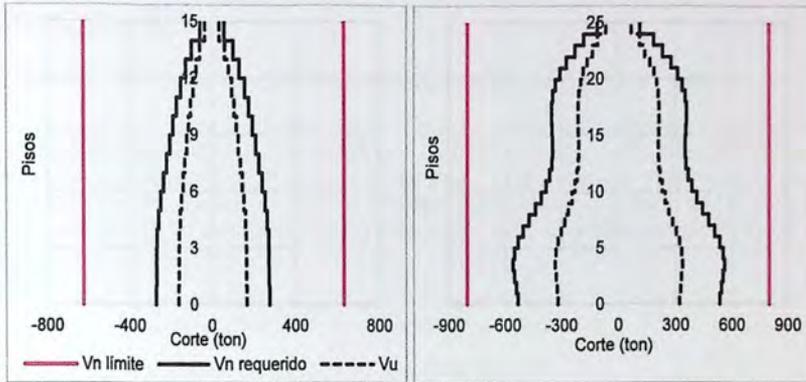


Figura 3.24 – Corte de diseño por nivel del muro 2 en la dirección X en ambos sistemas estructurales.

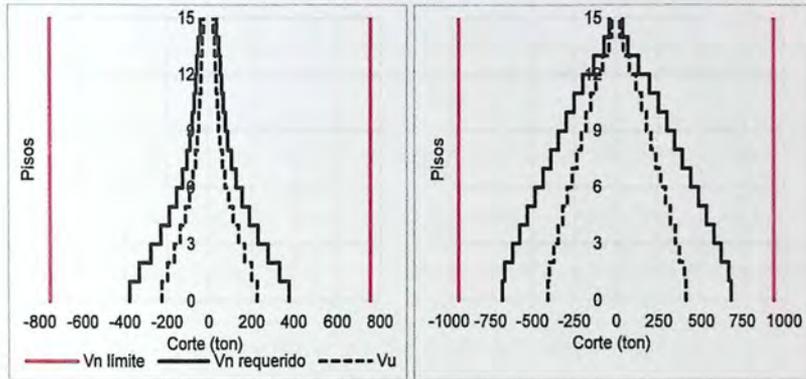


Figura 3.25 - Corte de diseño por nivel del muro 1 en la estructura de 15 pisos. A la izquierda en la dirección X mientras que a la derecha en la dirección Y.

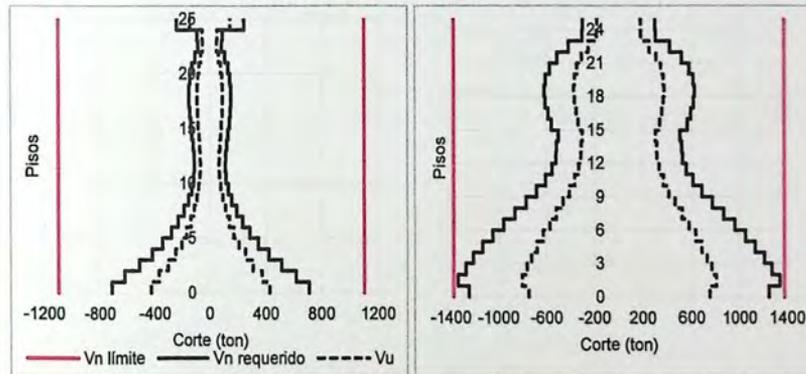


Figura 3.26 - Corte de diseño por nivel del muro 1 en la estructura de 25 pisos. A la izquierda en la dirección X mientras que a la derecha en la dirección Y.

CAPITULO IV

4 Diseño de los Dispositivos de Disipación de Energía

Como se vio en el capítulo 2, el desempeño estructural puede ser optimizado incrementando el amortiguamiento interno a través de disipadores de energía, es por esto que adicionalmente se incorporaron dispositivos histeréticos en las estructuras de estudio. De esta forma se pretende incrementar el amortiguamiento del sistema y reducir la demanda de disipación de energía a través de la inelasticidad en los elementos estructurales, evitando de esta manera la posible falla de los mismos ante un evento sísmico.

Cada dispositivo ADAS y de fluido viscoso se instaló cada dos pisos en los ejes perimetrales A y E (ver Figura 3.1), proveyendo resistencia contra la torsión a la estructura.

4.1 Consideraciones de la Norma de Disipación

En este punto se describen algunas disposiciones que la norma [15] establece para el diseño de edificios con disipadores de energía:

- La estructura y los disipadores se deberán diseñar con el método modal espectral y verificar con el método dinámico no-lineal, considerando la no-linealidad de los disipadores.
- Deberá construirse un modelo matemático de la estructura sismorresistente y del sistema disipador que represente la distribución espacial de las propiedades de masa, rigidez y amortiguamiento.

La estructura sismorresistente debe satisfacer los requerimientos de resistencia de la norma NCh433 utilizando el método de análisis modal espectral de dicha norma y el corte basal sísmico usado para el diseño de la estructura sismorresistente, V , el cual queda sujeto a los límites de la ecuación 4.1:

$$V \geq V_{min} \quad (4.1)$$

Donde V_{min} se determina como el mayor valor que resulte de las ecuaciones 4.2 y 4.3.

$$V_{min} = V/B_1 \quad (4.2)$$

$$V_{min} = ISA_0P/6g \quad (4.3)$$

Donde B_1 es el coeficiente de amortiguamiento dado por la Tabla 4.1 para un amortiguamiento viscoso equivalente total igual a β_m y un período de vibración igual a T_m (modo fundamental).

Se permite usar un valor de V_{min} dado directamente por la ecuación 4.2, si se verifica que sin el sistema disipador la estructura sismorresistente satisface los límites de deformación entre pisos establecidos por la norma NCh433.

Tabla 4.1 – Coeficiente de amortiguamiento ASCE 7-10 [15].

T_m [s]	β_m						
	0.05	0.10	0.15	0.20	0.30	0.40	0.50
0.05	1.00	1.08	1.13	1.16	1.21	1.24	1.27
0.10	1.00	1.25	1.41	1.54	1.72	1.88	2.01
0.20	1.00	1.31	1.56	1.77	2.15	2.46	2.75
0.30	1.00	1.34	1.61	1.85	2.26	2.62	2.96
0.50	1.00	1.32	1.59	1.83	2.29	2.73	3.14
2.00	1.00	1.26	1.48	1.66	1.98	2.27	2.54
3.00	1.00	1.23	1.43	1.60	1.90	2.16	2.40

4.2 Dispositivo Tipo ADAS

Para el diseño de los dispositivos se siguió la metodología propuesta por Christopoulos y Filiatrault [5], donde se utiliza la deformación de entrepiso debido a la vibración de la estructura en su primer modo para la determinación de las fuerzas de fluencia necesarias para activar todos los disipadores.

Según se vio en el apartado 2.4.3 de este trabajo, las consideraciones para encontrar el corte óptimo total de activación V_0 en ambas estructuras fueron las siguientes:

Tabla 4.2 - Corte de activación para los edificios de 15 y 25 pisos.

	Edificio 15 pisos	Edificio 25 pisos
T_u	1.181	2.287
T_b	0.47	0.91
T_g	0.55	0.55
a_g/g	0.4	0.4
W (ton/g)	820	1552
N_f	15	25
Q	4	3.4
V_0 (tonf)	1300	2087

Una vez obtenido el corte de activación total V_0 de la Tabla 4.2, éste se debe distribuir en cada estructura en estudio. Para lograr lo anterior, la geometría del dispositivo se debe optimizar con el fin de que sus parámetros como la rigidez, fuerza de fluencia y desplazamiento de fluencia logren un comportamiento deseado. A través de un proceso iterativo se diseña una placa de acero ADAS, según las consideraciones geométricas expuestas en el apartado 2.4.1 de este trabajo, la Tabla 4.3 muestra los datos de una placa ADAS fabricados con un acero A572, la cual tiene un límite de fluencia de 3500 (kg/cm²).

Tabla 4.3 – Resumen de los parámetros geométricos y de capacidad de una placa de acero ADAS.

E (Kg/cm ²)	2100000	f_y (Kg/cm ²)	3500
b_2 (cm)	24	F_y (ton)	2.8
t (cm)	2	Δy (cm)	0.67
h (cm)	40	K_1 (Kg/cm)	4200

Para un dispositivo ADAS formado por N placas, el desplazamiento de fluencia no depende de la cantidad de placas que tenga el dispositivo, por lo que es un parámetro que toma importancia a la hora de controlar el comportamiento de éstos. Si bien la fabricación de las placas se puede realizar en una maestría local y su montaje es sencillo al igual que su mantenimiento, no es recomendable desde un punto de vista económico que los dispositivos se activen ante un evento sísmico de poca magnitud. Es por esto último que se controla este parámetro para que su activación se genere, para este caso de estudio, ante una deformación relativa de entrepiso del orden del 0.2%.

El cociente entre el corte de activación total de la estructura y el corte de fluencia de una placa de acero da como resultado el número total de placas que necesita el edificio, el cual puede ser distribuido uniformemente en la estructura (mismo número de placas por dispositivo) o de manera desigual (variación de número de placas por dispositivo).

Ya que estos dispositivos disipan energía mediante un desplazamiento relativo de entrepiso se analiza el comportamiento de los *Drifts* generados por el espectro reducido en la dirección de interés de cada estructura convencional. Los *Drifts* son un desplazamiento relativo entre pisos, y dependen de la diferencia en la deformación entre niveles y la altura, con estos datos, es posible obtener la deformación máxima de la edificación en cada nivel de la estructura. Para optimizar el comportamiento de los dispositivos sobre la estructura se considera una variación del número de

placas de acero en los dispositivos considerando una distribución proporcional a los *Drifts* de ambas estructuras.

En la Figura 4.1 se puede observar que en los primeros niveles de ambas estructuras existe una deformación de entrepiso menor que en los últimos, por lo tanto, se decidió reducir el número de placas en los primeros pisos y aumentar para los niveles superiores con el fin de optimizar el comportamiento de los dispositivos en la estructura. Finalmente los edificios de 15 y 25 pisos cuentan con 7 y 12 dispositivos por eje respectivamente. En la Figura 4.2 se muestra la distribución de los dispositivos para la estructura de 15 pisos.

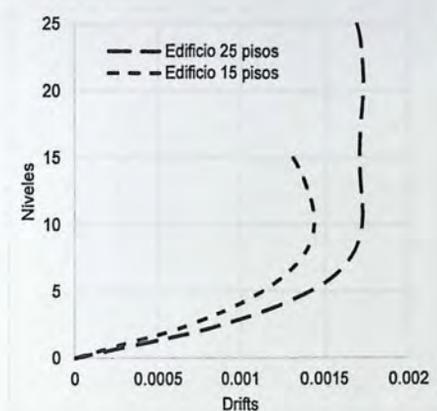


Figura 4.1 – *Drifts* en la dirección Y para el edificio de 15 y 25 pisos.

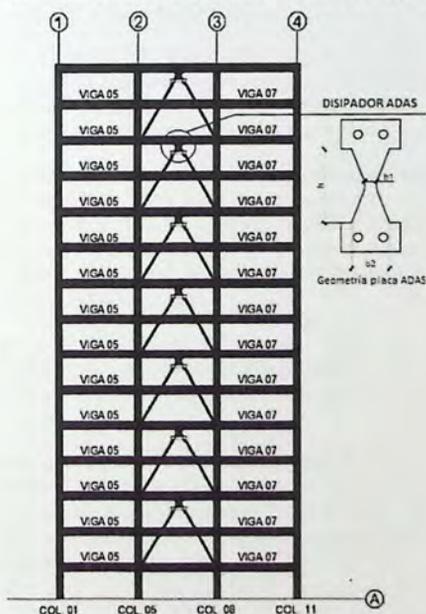


Figura 4.2 – Distribución de los dispositivos ADAS en las estructuras analizadas.

La Tabla 4.4 muestra un resumen con la distribución final de los dispositivos en ambas estructuras, con la cantidad proporcional de placas, rigidez y fuerza de activación que tiene cada dispositivo. Como se puede apreciar en la tabla antes mencionada los dispositivos parten desde el tercer piso ya que los *Drifts* (Figura 4.1) en los primeros pisos es despreciable.

Tabla 4.4 – Número de placas, fuerza de activación y rigidez elástica de cada dispositivo ADAS en ambas estructuras.

Dispositivos	Pisos	Edificio 15 pisos			Edificio 25 pisos		
		n° placas	Fuerza de fluencia V_y (ton)	Rigidez elástica $K1$ (ton/m)	n° placas	Fuerza de fluencia V_y (ton)	Rigidez elástica $K1$ (ton/m)
D1	2-3	8	22.4	3360	8	22.4	3360
D2	4-5	16	44.8	6720	16	44.8	6720
D3	6-7	32	89.6	13440	28	78.4	11760
D4	8-9	44	123.2	18480	32	89.6	13440
D5	10-11	44	123.2	18480	36	100.8	15120
D6	12-13	44	123.2	18480	36	100.8	15120
D7	14-15	44	123.2	18480	36	100.8	15120
D8	16-17	-	-	-	36	100.8	15120
D9	18-19	-	-	-	36	100.8	15120
D10	20-21	-	-	-	36	100.8	15120
D11	22-23	-	-	-	36	100.8	15120
D12	24-25	-	-	-	36	100.8	15120

4.3 Dispositivo de Fluido Viscoso

Como se hizo referencia en el punto 2.5, el presente trabajo está enfocado en los disipadores viscosos lineales y no lineales de la empresa Taylor Devices Inc para protección de estructuras de hormigón armado según catálogo. Para optimizar la distribución en altura de estos dispositivos es importante conocer las velocidades relativas que imponen los registros sísmicos sobre la estructura.

Según un análisis no lineal tiempo-historia para cada registro de aceleraciones, se obtienen las velocidades en función del tiempo para cada registro sísmico en ambas estructuras. La Figura 4.3 muestra las envolventes de velocidades relativas pisos a piso en ambas estructuras donde se puede observar que las velocidades en los primeros pisos no son significativas para el análisis. Con esta información los amortiguadores fueron configurados para trabajar en diagonal cada dos pisos en ambas estructuras partiendo desde el cuarto piso.

Ya definida la configuración de los dispositivos, la Figura 4.4 muestra las velocidades relativas que activarán a cada dispositivo viscoso en la estructura; seis dispositivos para la estructura de 15 pisos y once para la estructura de 25 pisos son diseñados con la velocidad relativa máxima de cada registro sísmico.

Cada uno de los dispositivos viscoso distribuidos en los edificios de estudio trabajan en desfase con la estructura, la fuerza máxima se genera en el dispositivo cuando la velocidad relativa es máxima, o sea cuando la estructura vuelve al estado de reposo. Por lo anterior, es importante saber cuál es la fuerza que pueden soportar las columnas que estarán conectadas al dispositivo con el fin de no sobrepasar su resistencia máxima.

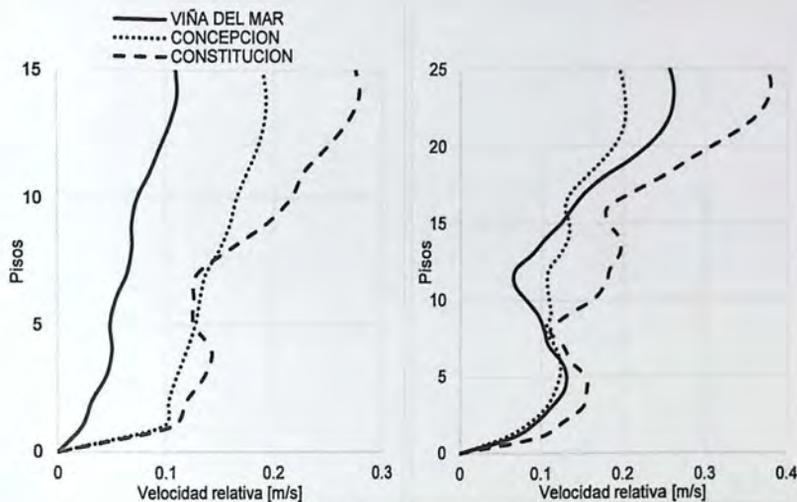


Figura 4.3 – Velocidad relativa por piso para cada estructura.

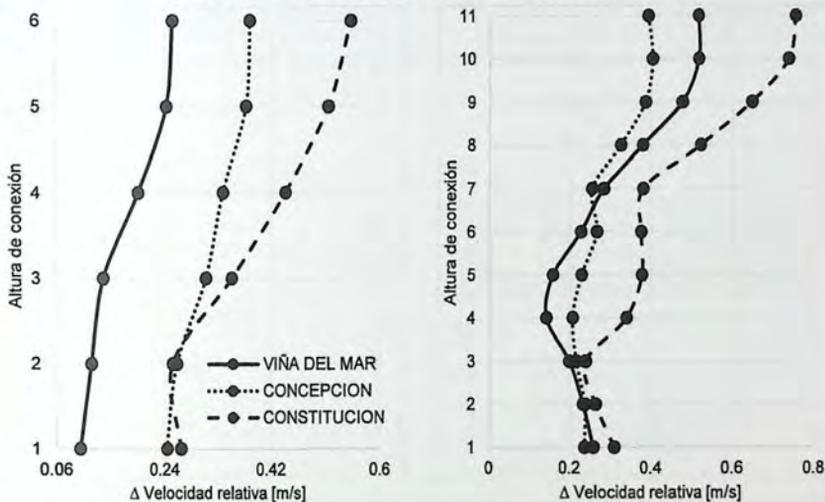


Figura 4.4 – Velocidad relativa por dispositivo en cada estructura.

La Figura 4.5 muestra el diagrama de interacción de las columnas perimetrales de hormigón armado previamente diseñadas en el apartado 3.5.3, las cuales serán parte del marco de conexión de los dispositivos de fluido viscoso. La resistencia máxima de diseño a compresión de los diagramas de interacción es de 670 [T] para la columna de 15 pisos, mientras que 1360 [T] para la de 25 pisos. La fuerza axial que transmite el dispositivo a la columna debe incorporarse en el diseño de éstas, pensando en no reforzar la columna ya diseñada se debe buscar un dispositivo viscoso que no genere una falla frágil en la misma.

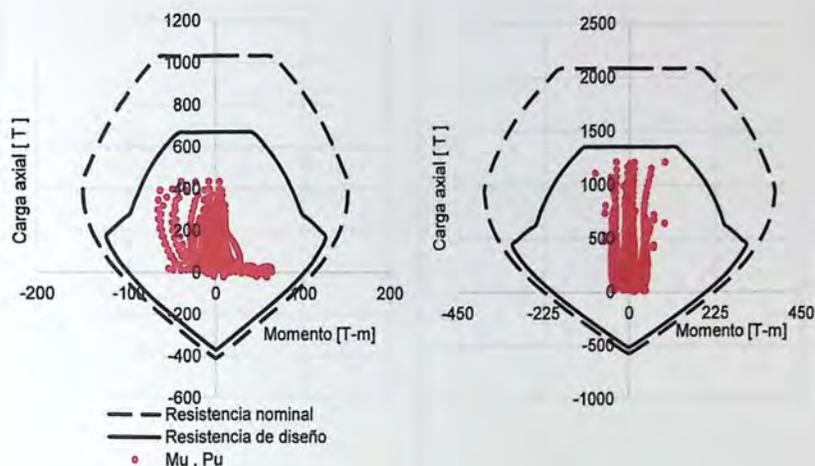


Figura 4.5 – Curva de interacción de las columnas para el sistema de 15 y 25 pisos.

Como se presenta en la Figura 4.6 el fabricante propone valores estandar para el mercado, la empresa brinda valores de fuerzas, deformación y propiedades geométricas [22]. Considerando lo mencionado anteriormente se utiliza el dispositivo más pequeño que tiene una fuerza máxima de 25 [Tonf] que no es capaz de dañar las columnas de ambas estructuras.

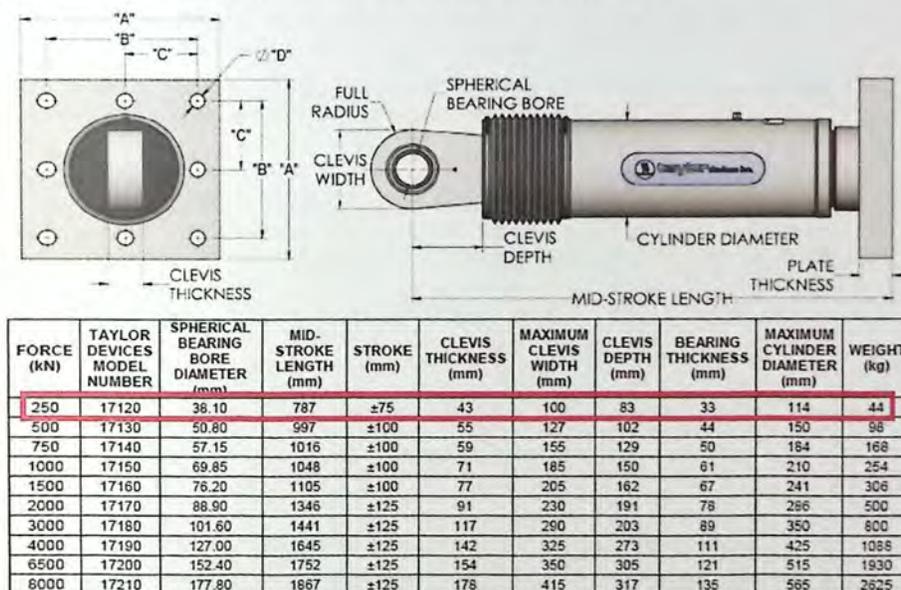


Figura 4.6 - Oferta de dispositivos proporcionados por la empresa Taylor Devices Inc [22].

Con la velocidad máxima de cada registro sísmico y la fuerza máxima que no genera una falla en las columnas de estudio se procede a calcular el coeficiente de amortiguamiento lineal o no lineal, dependiendo del caso, de los dispositivos distribuidos en los edificios. La Tabla 4.5 resume los parámetros antes mencionados, además de tres exponentes de velocidad α_{vd} considerados en el

análisis para los registros sísmicos de Viña del Mar, Concepción y Constitución en ambos edificios de estudio.

Tabla 4.5 – Resumen de los parámetros de diseño de los dispositivos utilizados en ambas estructuras.

	α_{vd}	F [Ton]	Viña del Mar		Concepción		Constitución	
			$V_{m\acute{a}x}$ [m/s]	C [Ton-s/m]	$V_{m\acute{a}x}$ [m/s]	C [Ton-s/m]	$V_{m\acute{a}x}$ [m/s]	C [Ton-s/m]
Estructura de Estructura de 15 pisos	1	25	0.26	96.2	0.39	64.1	0.56	44.6
	0.5			49.0		40.0		33.4
	0.75			68.7		50.7		38.6
Estructura de Estructura de 25 pisos	1	25	0.51	49.0	0.4	49.7	0.75	33.3
	0.5			35.0		39.5		28.9
	0.75			41.4		62.5		31.0

4.4 Diseño de Diagonales de Refuerzo en los Dispositivos

En el diseño de las diagonales de refuerzo en los dispositivos se tiene que revisar que éstas se mantengan en el rango elástico cuando los disipadores incurrieren en el rango no lineal y disipen energía. Para verificar esto, se consideró la fuerza axial mayor que debe resistir la diagonal más demandada, en este caso de estudio, el dispositivo ADAS de 15 pisos genera una fuerza en la diagonal de 90 [Tonf] calculada con la ecuación 2.21 que se vio en el apartado 2.4.3.

Para obtener la resistencia de diseño en compresión P_n y para cumplir con la resistencia última P_u se debe cumplir la condición de diseño expresada en la ecuación 4.4

$$P_u \geq \phi P_n \quad (4.4)$$

La resistencia de compresión nominal P_n depende de la sección de la diagonal a utilizar y en este trabajo de título se utiliza una sección circular de diámetro mayor 310x5, representada en la Figura 4.7 con una calidad de acero ASTM A572 que tiene una resistencia a la fluencia de 3500 [kg/cm²].

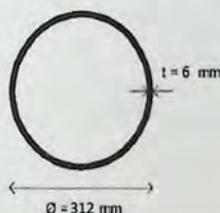


Figura 4.7 – Perfil diagonal en los sistemas de disipación de energía en estudio.

Según las especificaciones del AISC 360-10 capítulo, E, para el diseño de los miembros en compresión, depende de la esbeltez λ el análisis a utilizar para el cálculo de la resistencia de compresión nominal P_n .

$$\lambda_r = 0.11 \frac{E}{F_y} = 0.11 \frac{2 \times 10^6}{3500} = 66 \quad (4.5)$$

$$\lambda_r = \frac{312}{6} = 52 \quad (4.6)$$

$$\therefore \lambda \geq \lambda_r \text{ Sección no esbelta} \quad (4.7)$$

Al ser una sección no esbelta la tabla E1.1 del AISC360-10 indica que se necesita realizar el estado límite de pandeo por flexión para obtener P_n .

$$P_n = \phi F_{cr} A_g \quad (4.8)$$

La tensión de pandeo por flexión F_{cr} se determina:

$$\frac{KL}{r} \leq 4.71 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \quad (4.9)$$

$$\frac{1 * 708}{10.8} \leq 4.71 \sqrt{\frac{2 * 10^6}{3500}} \rightarrow 66 \leq 115 \quad (4.10)$$

$$\therefore F_{cr} = [0.658^{F_y/F_e}] * F_y \quad (4.11)$$

Para obtener F_{cr} , se necesita el valor de F_e calculado con la ecuación 4.11:

$$F_e = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{KL}{r}\right)^2} = \frac{\pi^2 2 * 10^6}{\left(\frac{1 * 708}{10.8}\right)^2} = 4823 \text{ [Kg}_f\text{/cm}^2\text{]} \quad (4.12)$$

Reemplazando el valor de la ecuación 4.12 en la ecuación 4.11 para obtener F_{cr} se obtiene:

$$F_{cr} = [0.658^{3500/4823}] * 3500 = 2038 \text{ [Kg}_f\text{/cm}^2\text{]} \quad (4.13)$$

Finalmente reemplazando los valores de F_{cr} y A_g en la ecuación 4.8 se obtiene:

$$\phi P_n = 0.9 * 2038 * 57.68 = 106 \text{ [Tonf]} \quad (4.14)$$

Finalmente la resistencia de la diagonal es mayor que la fuerza demandada por el dispositivo asegurándose que el dispositivo permanezca elástico y que no sufra falla por pandeo local ni global.

CAPITULO V

5 Análisis No Lineal

En el presente capítulo se realizará un análisis no lineal tiempo-historia (ANLTH) para tres casos diferentes ante tres registros sísmicos de aceleración consistentes con el tipo de suelo y zona sísmica donde se ubican ambas estructuras de estudio.

Los casos de análisis son los siguientes:

- Estructura convencional.
- Estructura con dispositivo ADAS.
- Estructura con dispositivo de fluido viscoso.

Dependiendo de la magnitud del registro sísmico evaluado sobre la estructura, la rigidez y resistencia de los elementos estructurales, debido a las diferentes incursiones del registro, puede llegar a sufrir cambios en rango no lineal, afectando así el comportamiento de la estructura. Por este motivo es necesario realizar un modelo que considere la pérdida de rigidez a través del uso de modelos histeréticos no lineales.

El análisis no lineal de respuesta en el tiempo se llevó a cabo mediante el software computacional Ruaumoko 2D [12], el cual resuelve la ecuación de movimiento de la estructura en forma numérica, en este caso con el método de Newmark de aceleración constante, considerando el comportamiento no lineal de los distintos elementos (vigas, columnas y/o muros).

5.1 Modelación Estructura Convencional

El modelo a ocupar en Ruaumoko consta de tres ejes de la planta estructural en estudio, el eje "A", "B" y la mitad del eje "C" logrando así que sea representativo para ambos edificios en estudio en la dirección "Y" de análisis. Para confeccionar los modelos Ruaumoko es necesario definir nudos, elementos y propiedades que tomen en cuenta las siguientes consideraciones:

- La estructura se considera empotrada en la base infinitamente rígida.
- El análisis se realiza sólo en dirección X según coordenadas del programa.
- Los nodos horizontales están acoplados entre sí generando el efecto de diafragma rígido, permitiendo la compatibilidad de desplazamientos horizontales en el mismo nivel de piso.
- Se considera un amortiguamiento de un 5% inherente al material para todos los modos de vibrar.
- Se utilizó dos tipos de matriz de amortiguamiento en los modelos, la primera del tipo Wilson & Penzien (se basa en las frecuencias y modos de vibración libre al comienzo del ANLTH) para el dispositivo del tipo ADAS y la segunda mediante el algoritmo propuesto por Rayleigh (se basa en una combinación lineal de las matrices de masa y rigidez del sistema) para el dispositivo Viscoso.
- Se considera la mitad de la masa total de la estructura concentrada en los nodos. Por lo que vigas, columnas y muros se definen como elementos lineales sin masa.

Elementos viga, columnas y muro se modelaron mediante elementos tipo *frame* (Figura 5.1) que tienen un comportamiento inelástico representado con el modelo de viga Giberson de una componente como se muestra en la Figura 5.2.

Este modelo presenta la posibilidad del desarrollo de una articulación plástica en uno o en ambos extremos, para este caso se considera dos rótulas en vigas (extremos) y una rótula en columnas y/o muros (base).

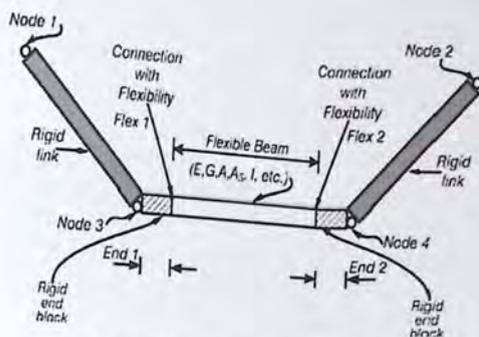


Figura 5.1 - Elemento tipo Frame [12].

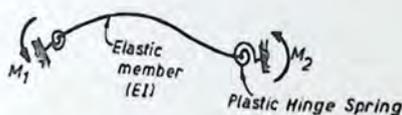


Figura 5.2 - Modelo viga de Giberson de una componente [12].

La rigidez de la articulación es controlada por la rigidez tangente del punto actual de la regla histerética apropiada.

Para vigas y columnas, el modelo de histéresis utilizado para representar la degradación de rigidez y modelar rótulas plásticas de los elementos de la estructura es el modelo TAKEDA modificado, cuya representación bilineal, mostrada en la Figura 5.3a, está definida por los siguientes parámetros: el factor α que controla la rigidez de la rama de descarga ($0.0 \leq \alpha \leq 0.5$), el factor β que controla la rigidez de la recarga ($0.0 \leq \beta \leq 0.6$), el factor de Ramberg-Osgood r , que controla la pérdida de rigidez después de la fluencia, la rigidez inicial K_0 igual a EI y la rigidez de la rama de descarga K_u .

Para el muro irregular que presenta este trabajo, el modelo utilizado para representar la degradación de rigidez y modelar rótulas plásticas de los elementos de la estructura es el modelo SINA, cuya representación es trilineal, mostrada en la Figura 5.3b, está definida por los siguientes parámetros: el momento de agrietamiento positivo ($Fcr+$), el momento de agrietamiento negativo ($Fcr-$), el momento de cierre de grieta (Fcc), el factor bilineal de disminución de rigidez desde el momento de agrietamiento positivo hasta el momento de fluencia positivo (α) y el factor bilineal de pérdida de rigidez desde el momento de agrietamiento negativo hasta el momento de fluencia negativo (β).

La calibración de los parámetros que definen la ley de histéresis de Takeda y Sina fueron controlados según el diagrama de momento curvatura de los elementos previamente diseñados.

Es necesario asignar a cada sección sus propiedades elásticas, como el módulo de elasticidad, área de la sección y momento de inercia. La inercia efectiva (I_{eff}) y la relación entre las pendientes pre y post fluencia (r), se pueden obtener por medio de los diagramas Momento-Curvatura.

$$I_{eff} = \frac{M_y}{E_c \phi_y} \quad (5.1)$$

$$r = \frac{E_c I_{eff}}{E_c I_p} \quad (5.2)$$

Dónde:

I_p : Inercia posterior al punto de fluencia; M_y : Momento de fluencia; ϕ_y : Curvatura de fluencia y E_c : Módulo de elasticidad del hormigón.

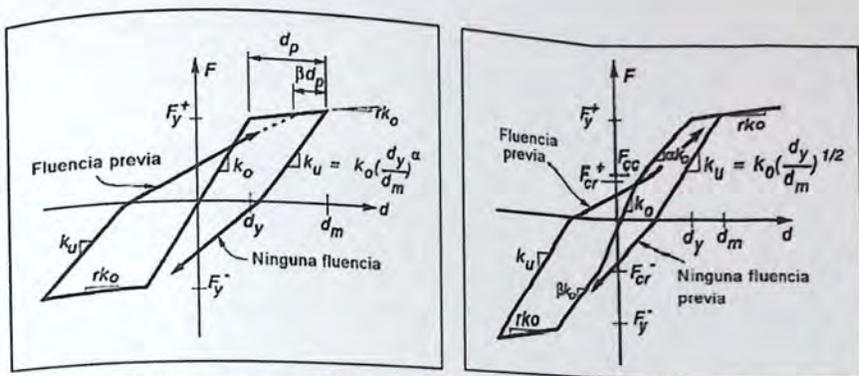


Figura 5.3 – A la izquierda regla de histéresis Takeda Modificado y a la derecha regla histérica SINA de degradación trilineal [12].

5.2 Modelación Estructural con Dispositivos

El modelo que incluye los dispositivos en Ruaumoko es el mismo del punto 5.1 sólo que se agregan más nudos, elementos y propiedades que representan a los dispositivos de disipación de energía.

Para los modelos ADAS se considera una variación en el corte de activación total calculado en la Tabla 4.2 con el fin de estudiar la influencia del corte de activación en el comportamiento global de la estructura. Las variaciones son $0.5V_o$, $0.75V_o$, V_o , $1.25V_o$ y $1.5V_o$ para cada registro de aceleraciones y ambas estructuras de análisis donde se obtiene un total de 30 modelos Ruaumoko a evaluar.

Para los modelos de fluido VISCOSO se considera la variación de los exponentes de velocidad α , 0.5α y 0.75α para cada registro de aceleraciones y ambas estructuras de análisis donde se obtiene un total de 18 modelos Ruaumoko a evaluar.

5.2.1 Estructura con Dispositivo ADAS

En este caso el modelo cuenta con el disipador ADAS y la diagonal de refuerzo. Esta última se modeló como un elemento *Frame* con un modelo lineal elástico, mientras que el dispositivo ADAS se modeló como elemento *Spring* como el que muestra la Figura 5.4.

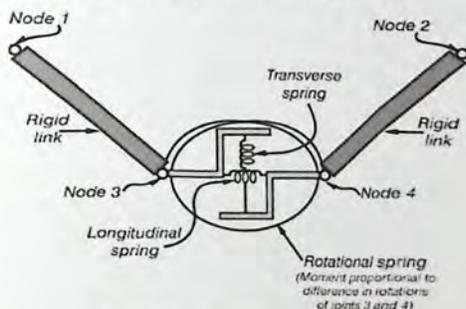


Figura 5.4 – Elemento tipo resorte [12].

El modelo de histéresis utilizado que representa de manera conservadora el mecanismo de disipación de energía de estos dispositivos es el modelo elastoplástico perfecto de la Figura 5.5.

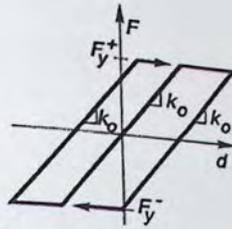


Figura 5.5 – Modelo elastoplástico perfecto [12].

5.2.2 Estructura con Dispositivo de Fluido Viscoso

En este caso el modelo cuenta con el disipador viscoso que se modeló como un elemento tipo *Damper* como se observa en la Figura 5.6, el cual no considera un aporte de rigidez sino amortiguamiento puro.

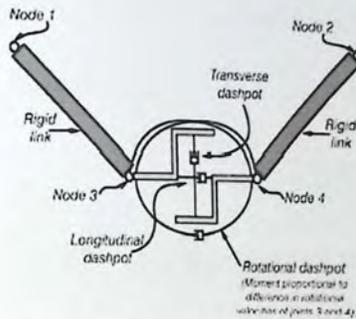


Figura 5.6 – Elemento tipo amortiguado [12].

5.3 Registros de Aceleraciones Utilizados

Los registros sísmicos utilizados fueron obtenidos del terremoto del año 2010 que pertenecen a las ciudades de Viña del Mar, Constitución y Concepción, por lo que son representativos al tipo de suelo y zona sísmica de la estructura en estudio.

5.3.1 Viña del mar

Componente E-W, aceleración máxima 3.25 [m/s²].

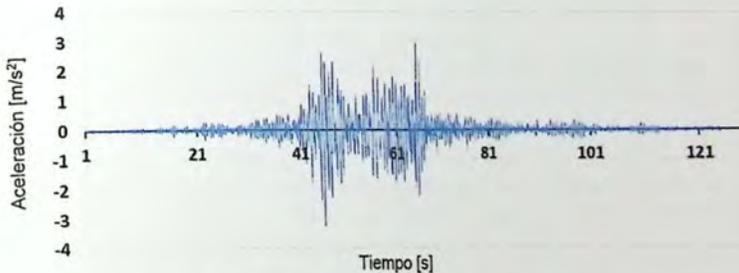


Figura 5.7 - Registro de aceleración Viña del Mar.

5.3.2 Concepción

Componente 1-L, aceleración máxima 3.93 [m/s²].

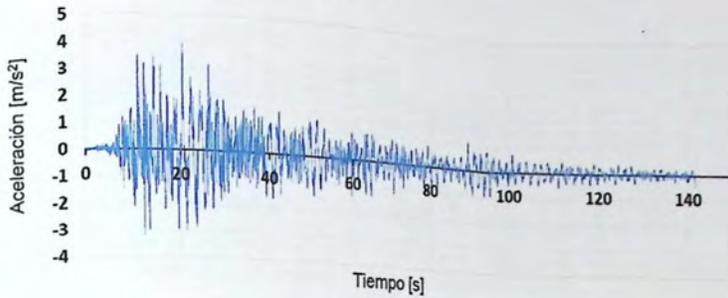


Figura 5.8 - Registre de aceleración Concepción.

5.3.3 Constitución

Componente 3-T, aceleración máxima 6.13 [m/s²].

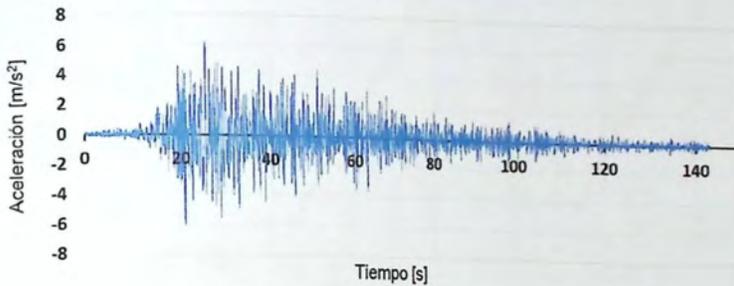


Figura 5.9 - Registro de aceleración Constitución.

CAPITULO VI

6 Análisis de Resultados

En el presente capítulo se muestran los resultados del análisis no lineal para ambas estructuras con los dispositivos de estudio. Para cada registro sísmico se comparan las demandas de desplazamientos absolutos, desplazamientos relativos, aceleraciones totales y las demandas de ductilidad de los principales elementos estructurales como también de los dispositivos en cuestión.

6.1 Demanda de Desplazamientos

6.1.1 Desplazamientos Absolutos

En las siguientes figuras se presentan los desplazamientos absolutos obtenidos del análisis no lineal para cada uno de los registros en toda la altura de los edificios en estudio.

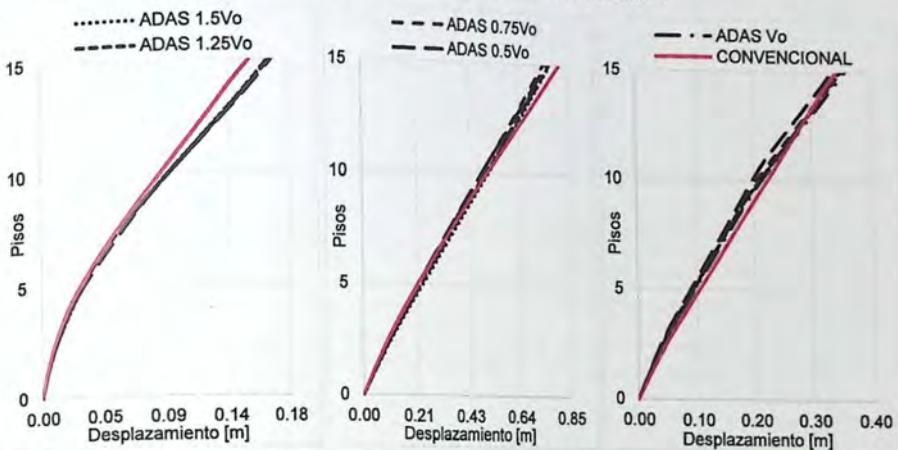


Figura 6.1 – Desplazamientos absolutos de la estructura de 15 pisos con dispositivos ADAS para los registros de Viña del Mar, Concepción y Constitución respectivamente.

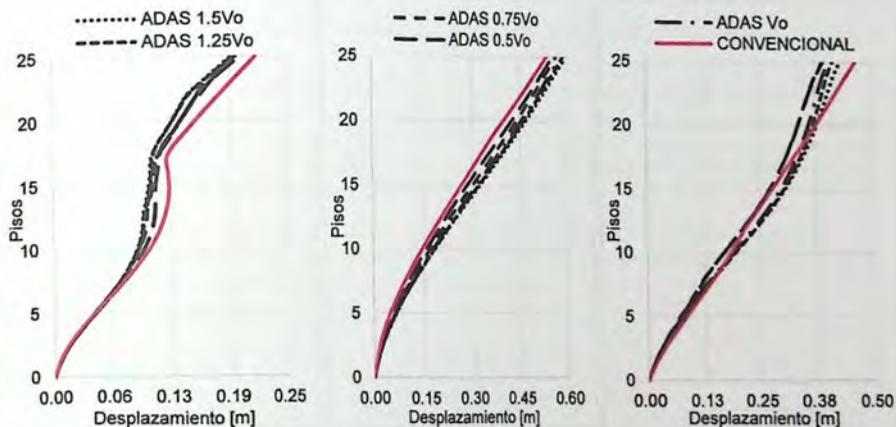


Figura 6.2 – Desplazamientos absolutos de la estructura de 25 pisos con dispositivos ADAS para los registros de Viña del Mar, Concepción y Constitución respectivamente.

Las Figuras 6.1 y 6.2 muestra la comparación de los desplazamientos absolutos de las estructuras equipadas con las distintas configuraciones de dispositivo ADAS, donde se observa que no hay una disminución importante de desplazamientos sobre todo para la estructura de 15 pisos.

La Figuras 6.3 y 6.4 presentan los desplazamientos máximos, a nivel de techo, de cada configuración de dispositivos ADAS en ambas estructuras, donde este último va desde $1.5V_0$ a $0.5V_0$.

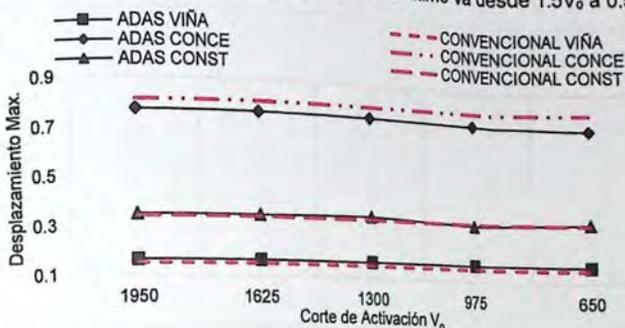


Figura 6.3 – Desplazamientos máximos absolutos para la estructura de 15 pisos para cada configuración ADAS.

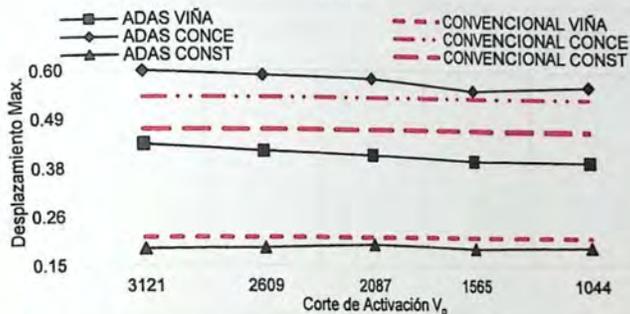


Figura 6.4 – Desplazamientos máximos absolutos para la estructura de 25 pisos para cada configuración ADAS.

Se observa que para el registro de Concepción, el cual genera el mayor desplazamiento de techo en cada estructura, la disminución máxima alcanzada arroja valores del 8% y 15% para la configuración de 0.5 veces el corte de activación óptimo para la estructura de 15 y 25 pisos respectivamente. Lo anterior no cumple con lo recomendado por el autor en [5], donde se recomienda la configuración con V_0 como la óptima para este tipo de dispositivos.

El desplazamiento de techo de la estructura de 15 pisos es mayor que el desplazamiento de techo de la estructura de 25 pisos para el registro de Concepción, esto puede ser ocasionado por los efectos que tienen los modos superiores sobre la estructura.

Las Figuras 6.5 y 6.6 muestran la comparación de los desplazamientos absolutos de las estructuras equipadas con las distintas configuraciones de dispositivo viscoso, donde se puede observar que la disminución de los desplazamientos es despreciable, salvo en el caso de Concepción donde se logró una disminución de aproximadamente del 12% para el dispositivo no lineal con $\alpha_{vd} = 0.75$.

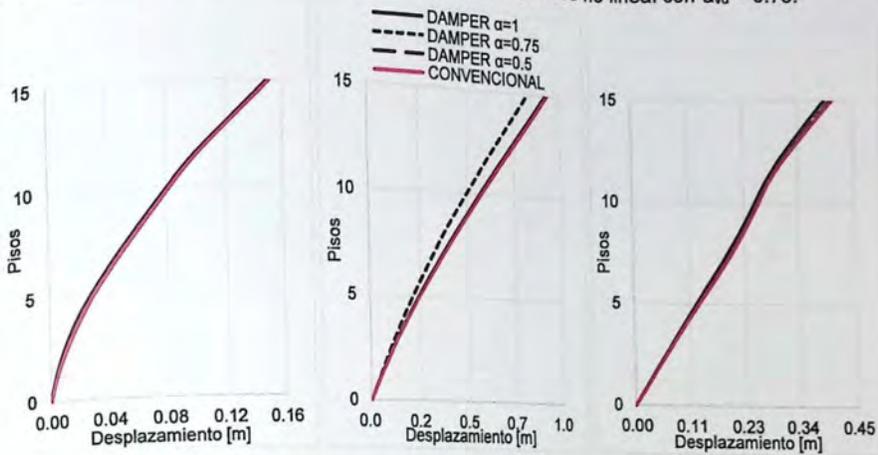


Figura 6.5 – Desplazamientos absolutos de la estructura de 15 pisos con dispositivos Viscosos para los registros de Viña del Mar, Concepción y Constitución respectivamente.

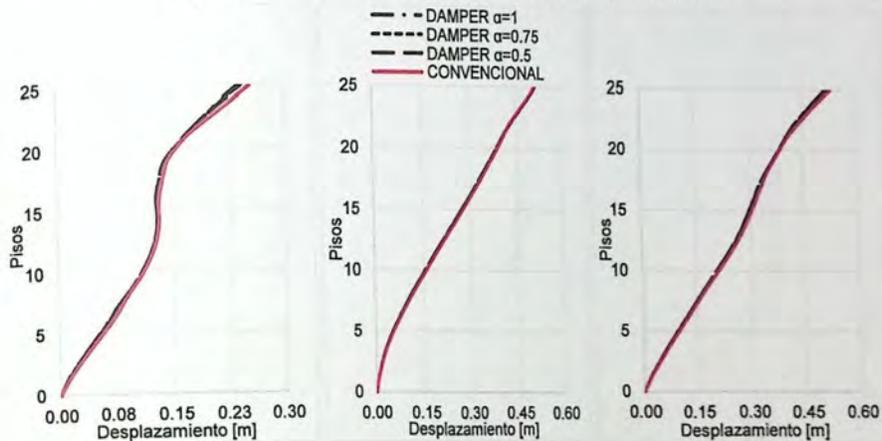


Figura 6.6 - Desplazamientos absolutos de la estructura de 25 pisos con dispositivos Viscosos para los registros de Viña del Mar, Concepción y Constitución respectivamente.

6.1.2 Desplazamientos Relativos de Entrepiso (*Drifts*)

A continuación las figuras presentan los máximos valores porcentuales de *drifts* obtenidos del análisis no lineal para cada uno de los registros en toda la altura de los edificios en estudio.

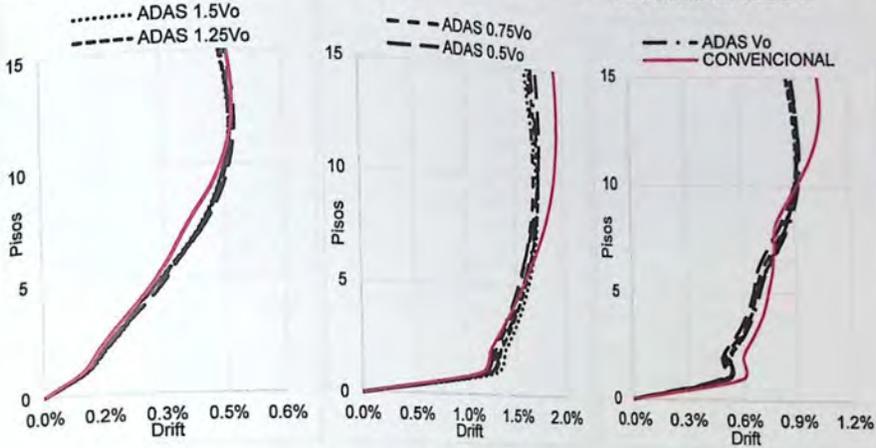


Figura 6.7 – Drifts de entrepiso de la estructura de 15 pisos con dispositivos ADAS para los registros de Viña del Mar, Concepción y Constitución respectivamente.

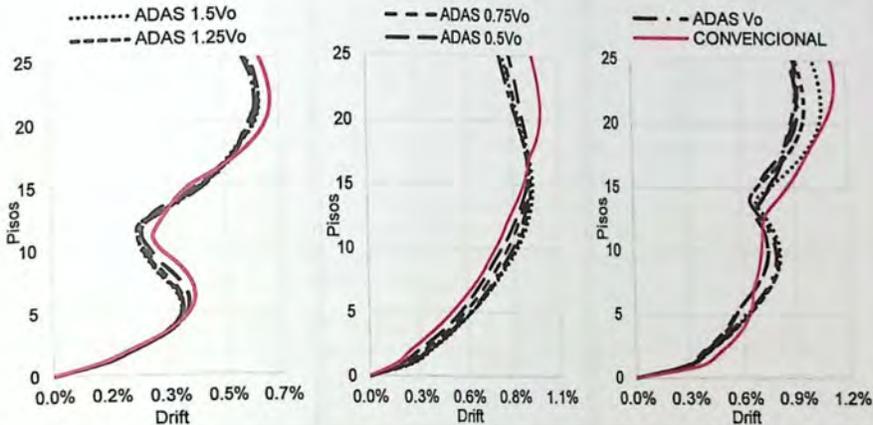


Figura 6.8 – Drifts de entrepiso de la estructura de 25 pisos con dispositivos ADAS para los registros de Viña del Mar, Concepción y Constitución respectivamente.

Las Figuras 6.7 y 6.8 muestran los desplazamientos relativos de entre piso (*Drifts*) de las estructuras con dispositivos ADAS de 15 y 25 pisos respectivamente, donde al contrario de los desplazamientos absolutos se observa que si existe una disminución sobre todo para los pisos superiores en los registros sísmicos de mayor frecuencia. Para el caso de Viña del Mar en ambos edificios hay una reducción pero sin marcar diferencia en comparación con los otros registros sísmicos antes mencionados.

En las Figuras 6.9 y 6.10 se presentan los *Drifts* máximos para cada configuración de dispositivos ADAS en ambas estructuras que no necesariamente se generan en el mismo piso.

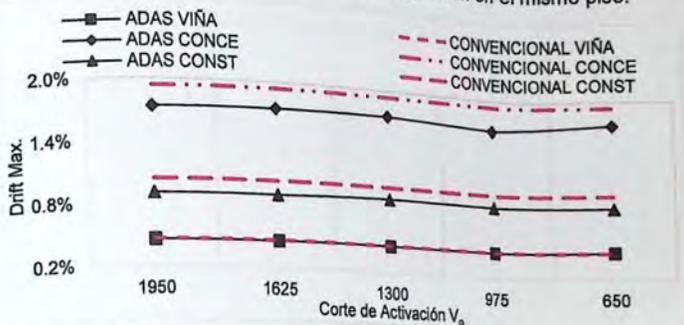


Figura 6.9 – Drifts de entpiso máximo para la estructura de 15 pisos para cada dispositivo ADAS.

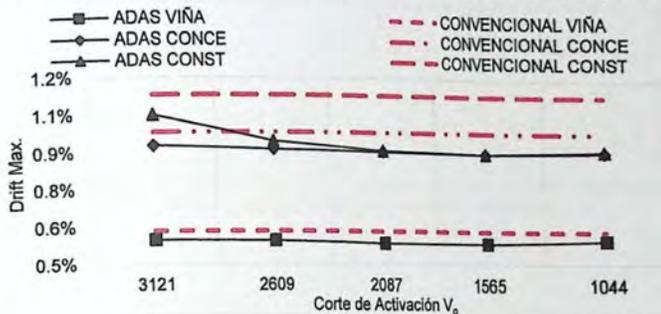


Figura 6.10 – Drifts de entpiso máximo para la estructura de 25 pisos para cada dispositivo ADAS.

Se observa que para el registro de Concepción y Constitución se genera el mayor *drifts* en la estructura convencional de 15 y 25 pisos respectivamente, donde la máxima disminución que provoca las distintas configuraciones de los dispositivos son las siguientes; un 13% para la estructura de 15 pisos mientras que un 19% para la de 25 pisos. Ambos porcentajes son producidos con la configuración de 0.75 veces el corte de activación.

Al igual que con los desplazamientos absolutos no se cumple con lo recomendado por el autor en [5], donde se recomienda la configuración con V_0 como la óptima para este tipo de dispositivos.

Las Figuras 6.11 y 6.12 muestran la comparación de los *Drifts* de las estructuras con las distintas configuraciones de dispositivos de fluido viscoso, al igual que con los desplazamiento absolutos, se puede observar que la disminución de los desplazamientos es despreciable, salvo en el caso de Concepción donde se logró una disminución de aproximadamente del 8% para el dispositivo no lineal con $\alpha_{vd} = 0.75$.

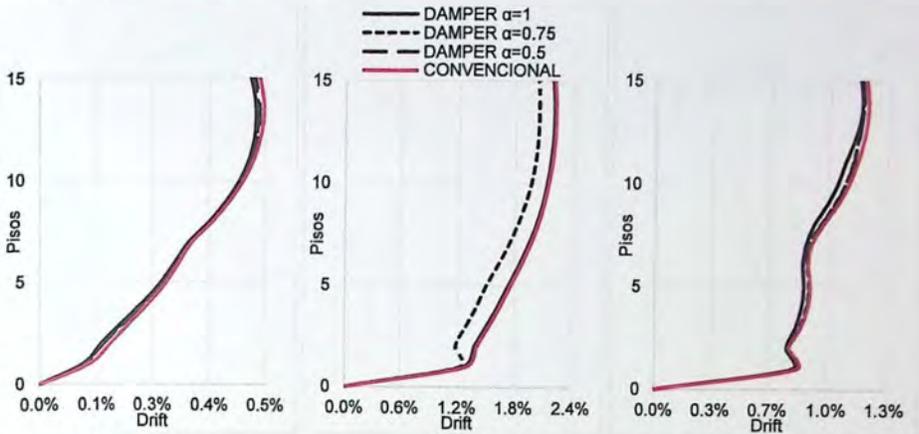


Figura 6.11 – Drifts de entrepiso de la estructura de 15 pisos con dispositivos Viscosos para los registros de Viña del Mar, Concepción y Constitución respectivamente.

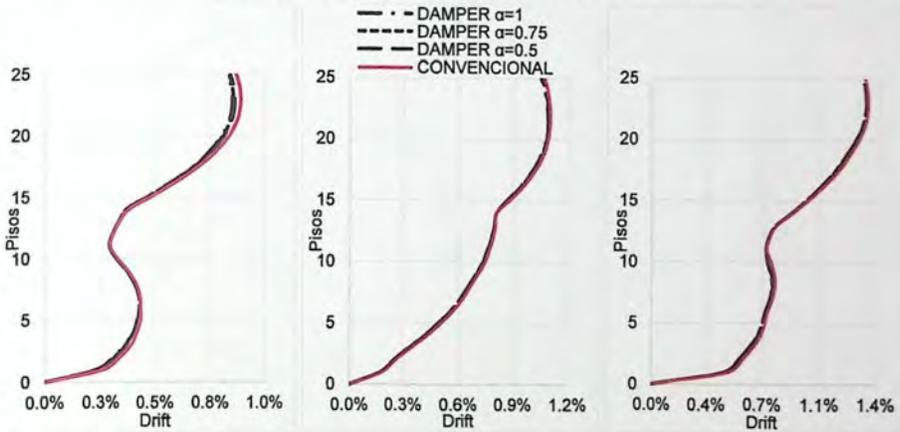


Figura 6.12 – Drifts de entrepiso de la estructura de 25 pisos con dispositivos Viscosos para los registros de Viña del Mar, Concepción y Constitución respectivamente.

6.2 Demanda de Aceleraciones

A continuación se presentan los máximos valores de aceleraciones absolutas obtenidos del análisis no lineal para cada uno de los registros en toda la altura de los edificios en estudio.

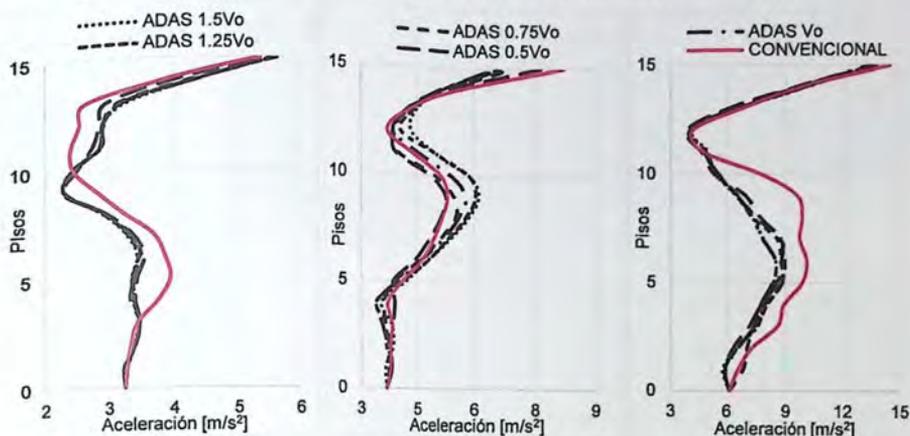


Figura 6.13 – Aceleraciones máximas absolutas de la estructura de 15 pisos con dispositivos ADAS para los registros de Viña del Mar, Concepción y Constitución respectivamente.

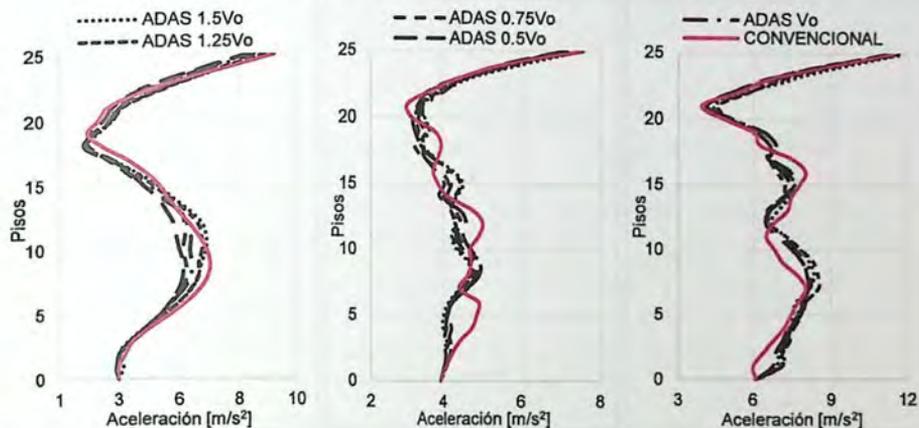


Figura 6.14 – Aceleraciones máximas absolutas de la estructura de 25 pisos con dispositivos ADAS para los registros de Viña del Mar, Concepción y Constitución respectivamente.

Las Figuras 6.13 y 6.14 muestran la comparación de las aceleraciones absolutas de las estructuras con las distintas configuraciones de dispositivos ADAS, donde se observa que para los pisos superiores, donde ocurren las aceleraciones máximas, no ocurre una disminución importante para los casos estudiados. Sin embargo existe una disminución de aceleraciones en los pisos intermedios, el caso más claro es para el registro de Constitución en el edificio de 15 pisos donde se llegó a una reducción de respuesta de aproximadamente el 32%.

En general no existe un aumento de aceleraciones provocados por los dispositivos salvo en el registro de Concepción para la estructura de 15 pisos.

En las Figuras 6.15 y 6.16 se presentan las aceleraciones máximas, en el último piso, para cada configuración de dispositivos ADAS en ambas estructuras.

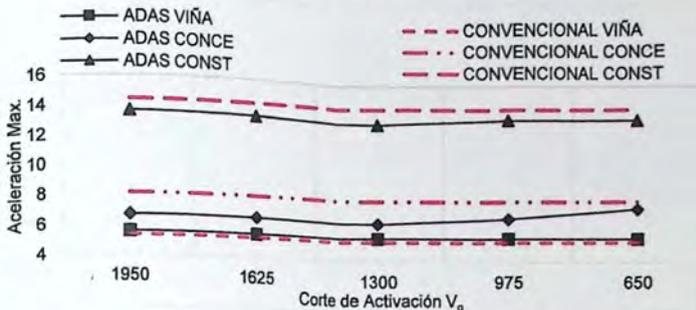


Figura 6.15 – Aceleración máxima para la estructura de 15 pisos para cada dispositivo ADAS.

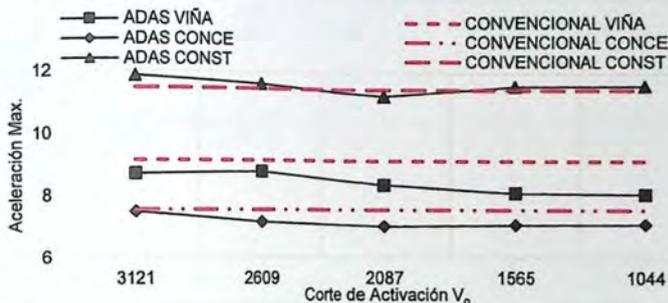


Figura 6.16 – Aceleración máxima para la estructura de 25 pisos para cada dispositivo ADAS.

Se observa que para el registro de Constitución se genera la mayor aceleración en la estructura convencional de 15 y 25 pisos respectivamente, pero la máxima disminución que provoca las distintas configuraciones de los dispositivos son las siguientes; un 19% para la estructura de 15 pisos en el registro de Concepción mientras que un 12% para la de 25 pisos en Viña del Mar. Ambos porcentajes son producidos con la configuración de 1 y 0.5 veces el corte de activación óptimo respectivamente.

A diferencia de las respuestas anteriores, las aceleraciones en general si cumple con lo recomendado por el autor en [5], donde recomienda la configuración con V_0 como la óptima para este tipo de dispositivos.

Las Figuras 6.17 y 6.18 muestran la comparación las aceleraciones absolutas de las estructuras con las distintas configuraciones de dispositivos de fluido viscoso, donde salvo por el registro de Viña del Mar en la estructura de 15 pisos, no existe una disminución relevante para cada caso de estudio.

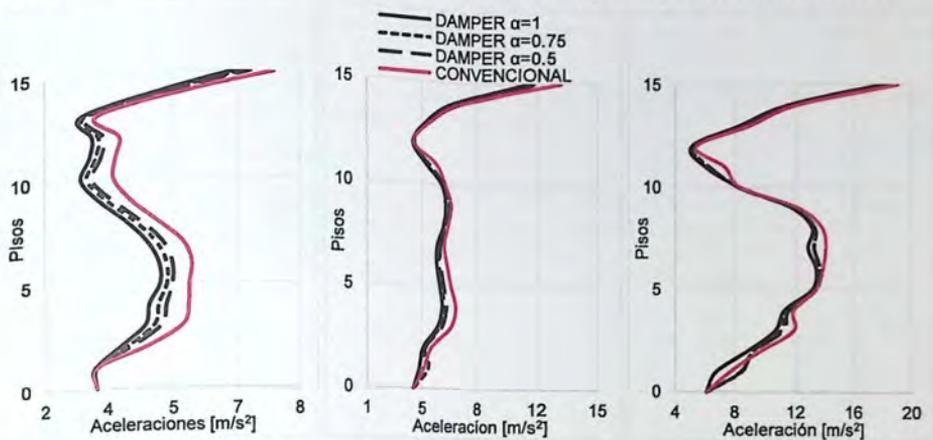


Figura 6.17 – Aceleraciones máximas absolutas de la estructura de 15 pisos con dispositivos VISCOSO para los registros de Viña del Mar, Concepción y Constitución respectivamente.

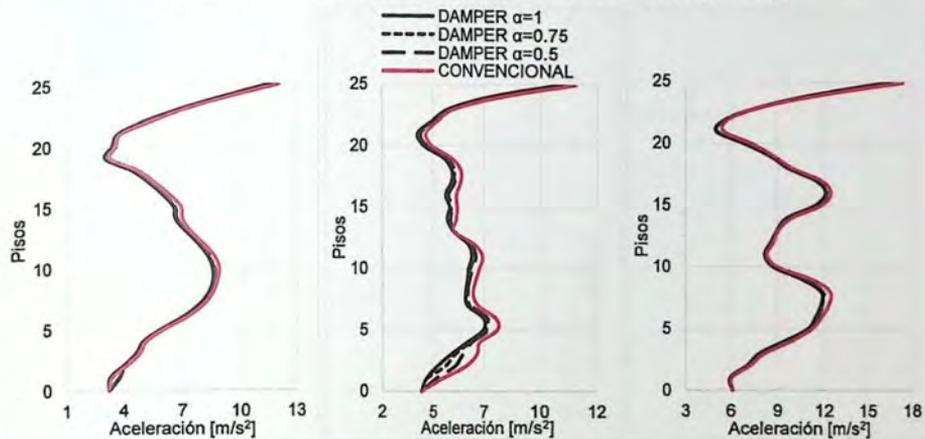


Figura 6.18 – Aceleraciones máximas absolutas de la estructura de 25 pisos con dispositivos VISCOSO para los registros de Viña del Mar, Concepción y Constitución respectivamente.

En general, para todos los casos presentados en este punto, las aceleraciones absolutas muestran un comportamiento de la forma modal del segundo modo de vibrar para la estructura de 15 pisos, mientras que para la estructura de 25 pisos la forma modal es más cercana al tercer modo de vibrar.

6.3 Demandas de Ductilidad

La capacidad de deformación inelástica o ductilidad μ de los elementos se puede conocer a través de su diagrama de momento-curvatura, en su relación entre la curvatura última y la curvatura de fluencia ($\mu = \theta_u / \theta_y$), la cual representa la capacidad de deformación luego que el elemento alcanza la fluencia.

A continuación se presentan los ciclos de histéresis de los elementos más solicitados de la estructura convencional y los dispositivos de disipación de energía.

6.3.1 Estructura Convencional

Para ambas estructuras convencionales el muro "T", denominado como muro 2 en este trabajo de título, es el elemento estructural vertical que opone mayor resistencia ante un evento sísmico y por ende es quien disipa la mayor cantidad de energía. Es por esto, que se evalúa los ciclos histéreticos de la respuesta momento curvatura del muro obtenido del análisis no lineal para cada edificio de estudio.

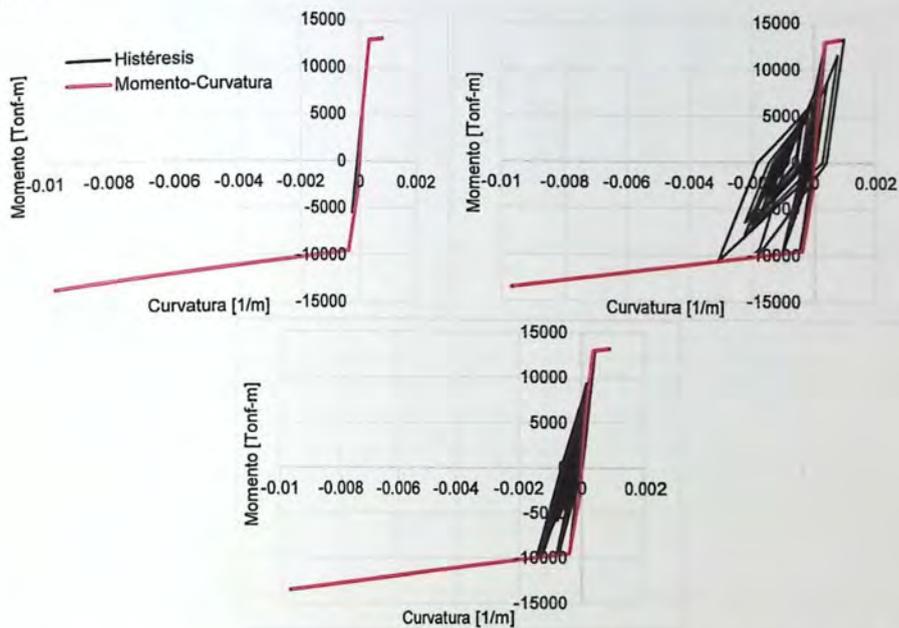


Figura 6.19 – Curvas de histéresis muro 2 de la estructura convencional de 15 pisos para los registros de Viña del Mar, Concepción y Constitución respectivamente.

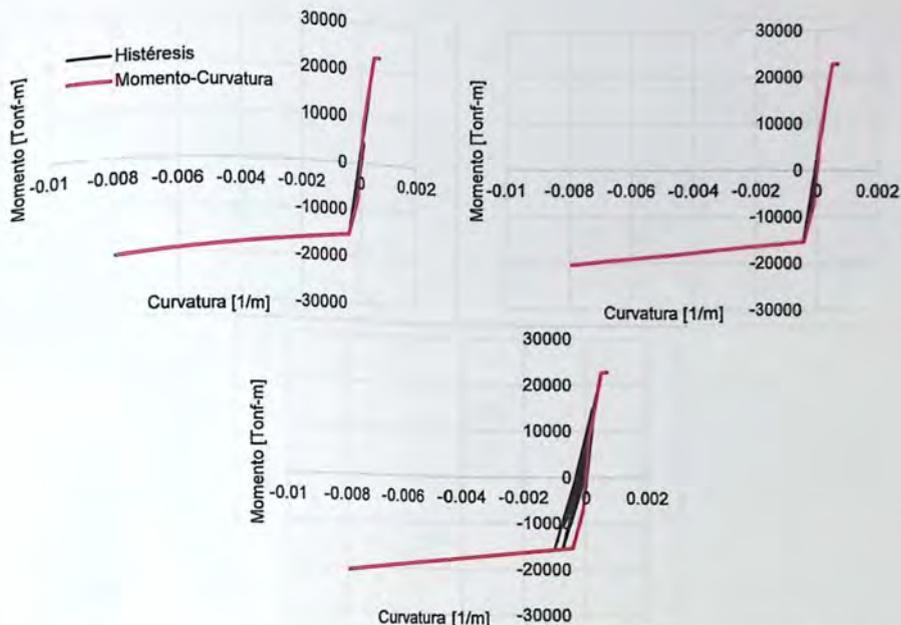


Figura 6.20 – Curvas de histéresis muro 2 de la estructura convencional de 25 pisos para los registros de Viña del Mar, Concepción y Constitución respectivamente.

La Tabla 6.1 presenta un resumen de las demandas de ductilidad para cada sentido ($Y \pm$) para el muro 2 en ambas estructuras sometido a los tres registros. Se puede observar que para el caso de Viña del Mar el muro se comporta elástico (ver Figura 6.19 y 6.20) en ambas estructuras, mientras que la mayor demanda de ductilidad se genera por el registro de Concepción en la estructura de 15 pisos.

También se puede observar que en registro de Concepción, el muro de 15 pisos para el sentido $Y(+)$ se ve sobrepasada levemente la capacidad del elemento estructural, el cual no es un inconveniente ya que las gráficas no consideran el aporte de ductilidad que entrega el confinamiento en los bordes del muro. Calculado previamente en el capítulo 3 del presente trabajo, por lo que la capacidad de deformación se ve aumentada.

Tabla 6.1 – Demanda y capacidad de ductilidad del muro 2 en la dirección Y para el registro de Viña del Mar, Concepción y constitución.

	Muro	Dirección	Demanda Ductilidad μ_B			Capacidad Ductilidad
			Viña del Mar	Concepción	Constitución	
Estructura 15 pisos	1	Y (+)	1	2,56	1	1
		Y (-)	1	7,5	3,4	24
Estructura 25 pisos		Y (+)	1	1	1	1
		Y (-)	1	1	2,5	18

También se evalúa los ciclos histeréticos de la respuesta momento curvatura del elemento estructural horizontal (vigas) más solicitado obtenido del análisis no lineal para cada edificio de estudio. A continuación la Figura 6.21 y 6.22 grafican lo anterior.

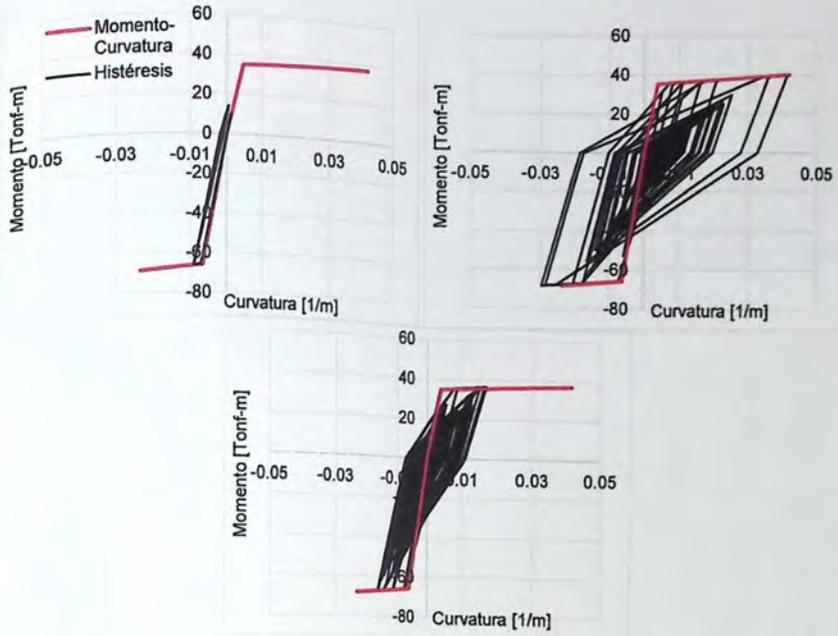


Figura 6.21 - Curvas de histéresis viga 8 de la estructura convencional de 15 pisos para los registros de Viña del Mar, Concepción y Constitución respectivamente.

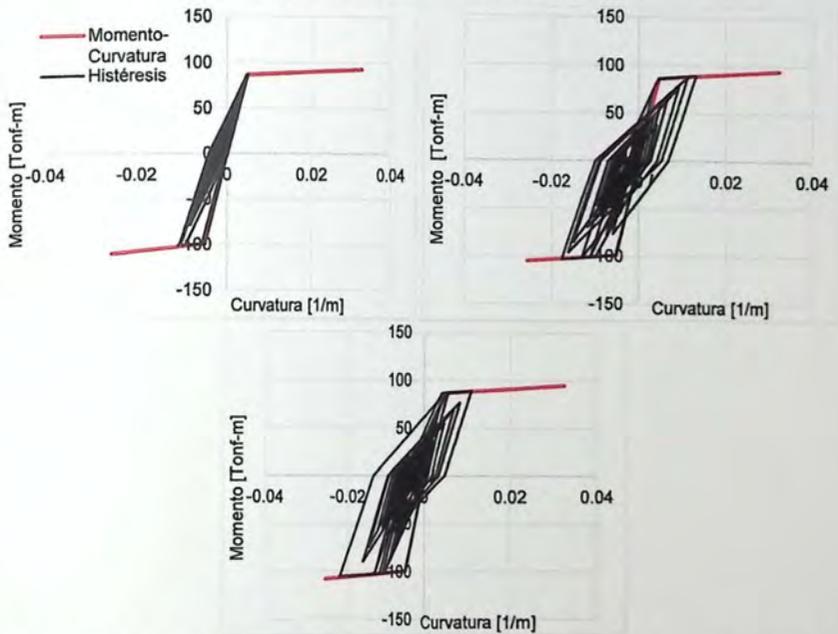


Figura 6.22 - Curvas de histéresis viga 8 de la estructura convencional de 25 pisos para los registros de Viña del Mar, Concepción y Constitución respectivamente.

La Tabla 6.2 presenta un resumen de las demandas de ductilidad para cada sentido (Y_{\pm}) para la viga más demandada del eje B en ambas estructuras sometido a los tres registros. Se puede observar que para el caso de Viña del Mar la viga se comporta elástico (ver Figura 6.21 y 6.22) en ambas estructuras mostrando una mayor demanda de ductilidad para el registro de Concepción en la estructura de 15 pisos. Si bien se puede observar en la Tabla 6.2 que la demanda de ductilidad se ve sobrepasada en un pequeño margen por la capacidad de ductilidad de la viga, esta diferencia es mínima y puede ser aceptada dado que la relación momento-curvatura utilizada para el cálculo de la capacidad no consideró el confinamiento del hormigón.

Tabla 6.2 - Demanda y capacidad de ductilidad del viga 8 en la dirección Y para el registro de Viña del Mar, Concepción y constitución.

	Viga	Dirección	Demanda Ductilidad μ_{δ}			Capacidad Ductilidad
			Viña del Mar	Concepción	Constitución	
Estructura 15 pisos	1	Y (+)	1	9.01	3.33	9.12
		Y (-)	1	4.93	3,4	3.92
Y (+)		1	2.45	1.88	7.20	
Y (-)		1.66	4.59	3.65	3.92	

6.3.2 Dispositivos de Disipación de Energía

Las siguientes graficas muestran los ciclos histéricos de la respuesta fuerza-desplazamiento obtenidos del análisis no lineal para los dispositivos ADAS y Viscoso. Se exponen en este punto, para ambos dispositivos, los ciclos histéricos que presentan una mayor demanda de curvatura que para la estructura de 15 y 25 pisos fue el registro de Concepción y Constitución respectivamente. La Figura 6.23 y 6.24 presenta los ciclos de histéresis de los dispositivos tipo ADAS para la distribución optima V_o recomendada por [5].

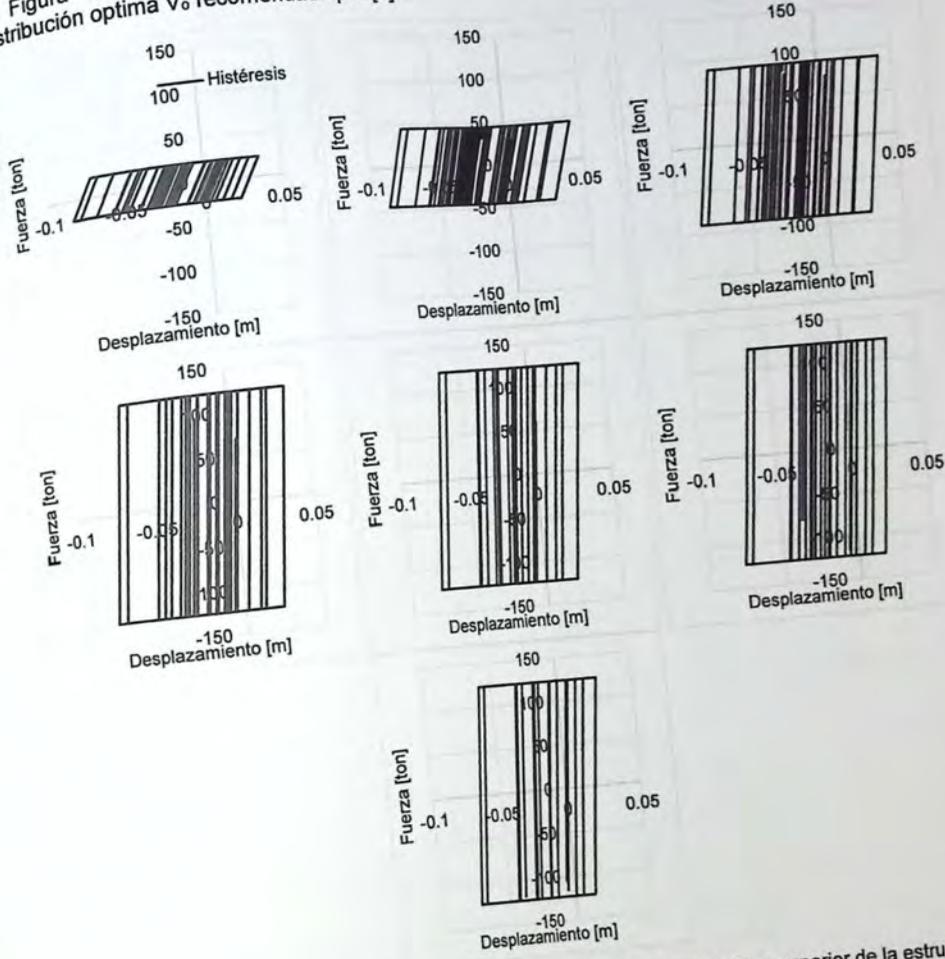


Figura 6.23 – Curva de histéresis de los dispositivos ADAS desde el piso inferior a superior de la estructura de 15 pisos para el registro de Concepción.

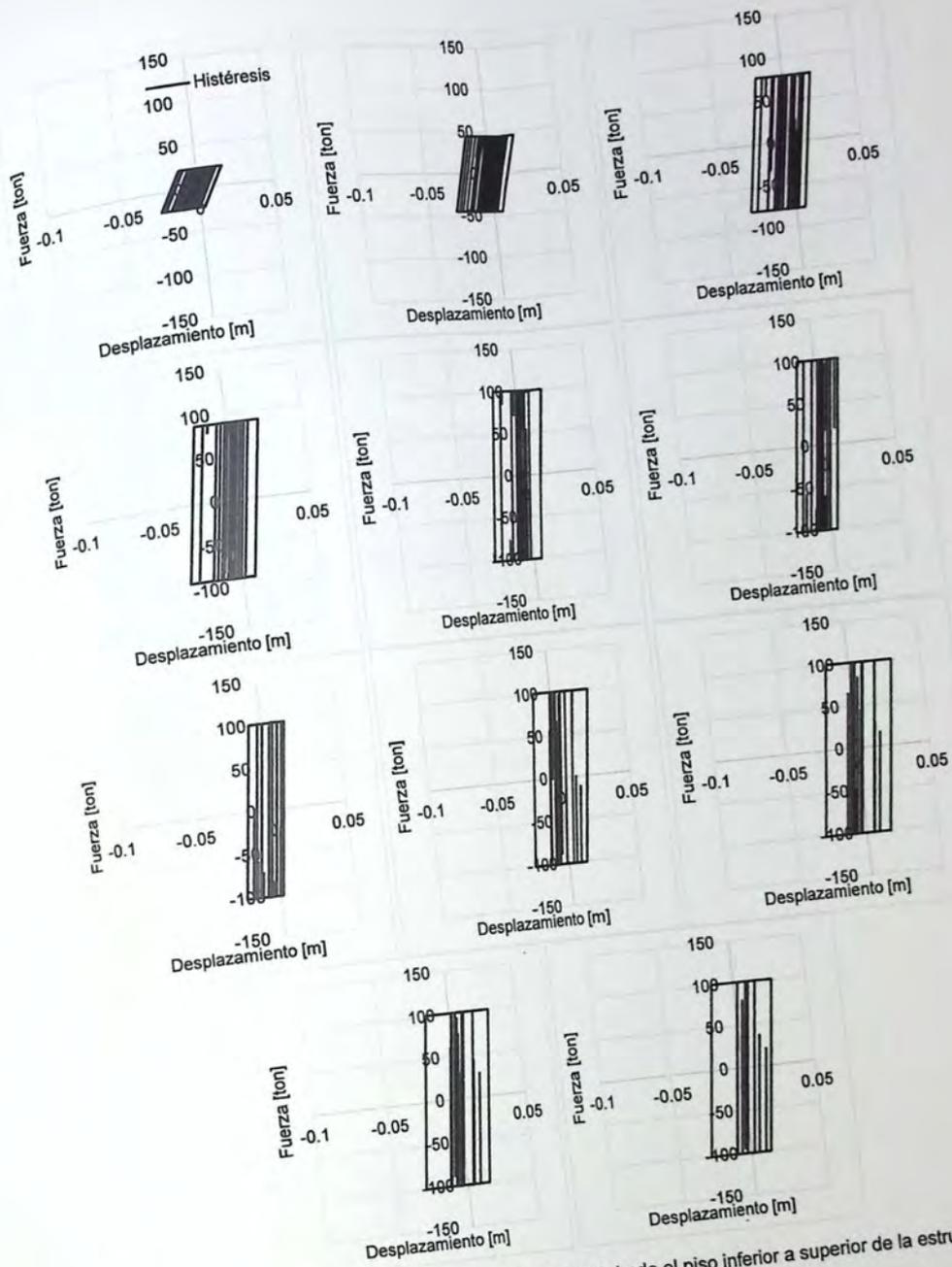


Figura 6.24 - Curva de histéresis de los dispositivos ADAS desde el piso inferior a superior de la estructura de 25 pisos para el registro de Constitución.

La figura 6.25 y 6.26 presentan los ciclos de histéresis de los dispositivos tipo Viscoso para un coeficiente de velocidad $\alpha=0.5$.

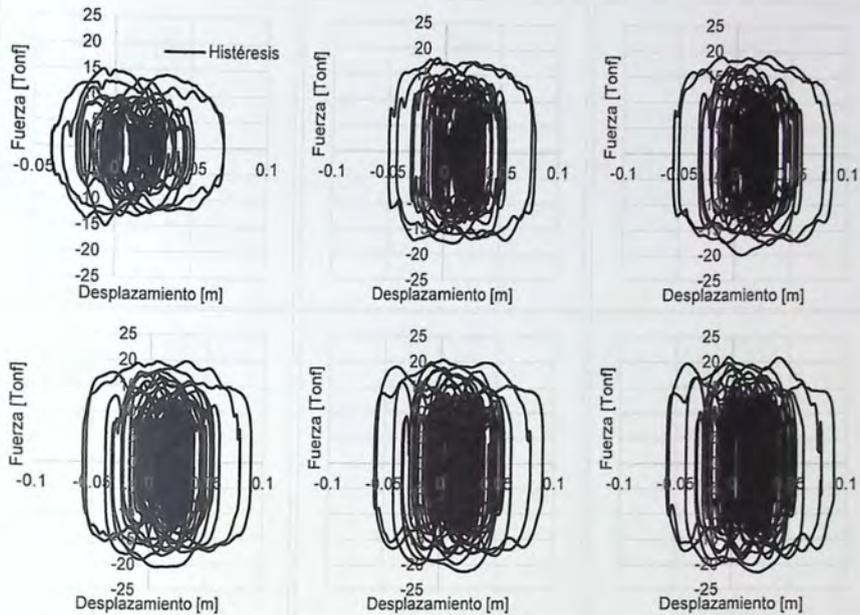


Figura 6.25 – Curva de histéresis de los dispositivos Viscoso desde el piso inferior a superior de la estructura de 15 pisos para el registro de Concepción.

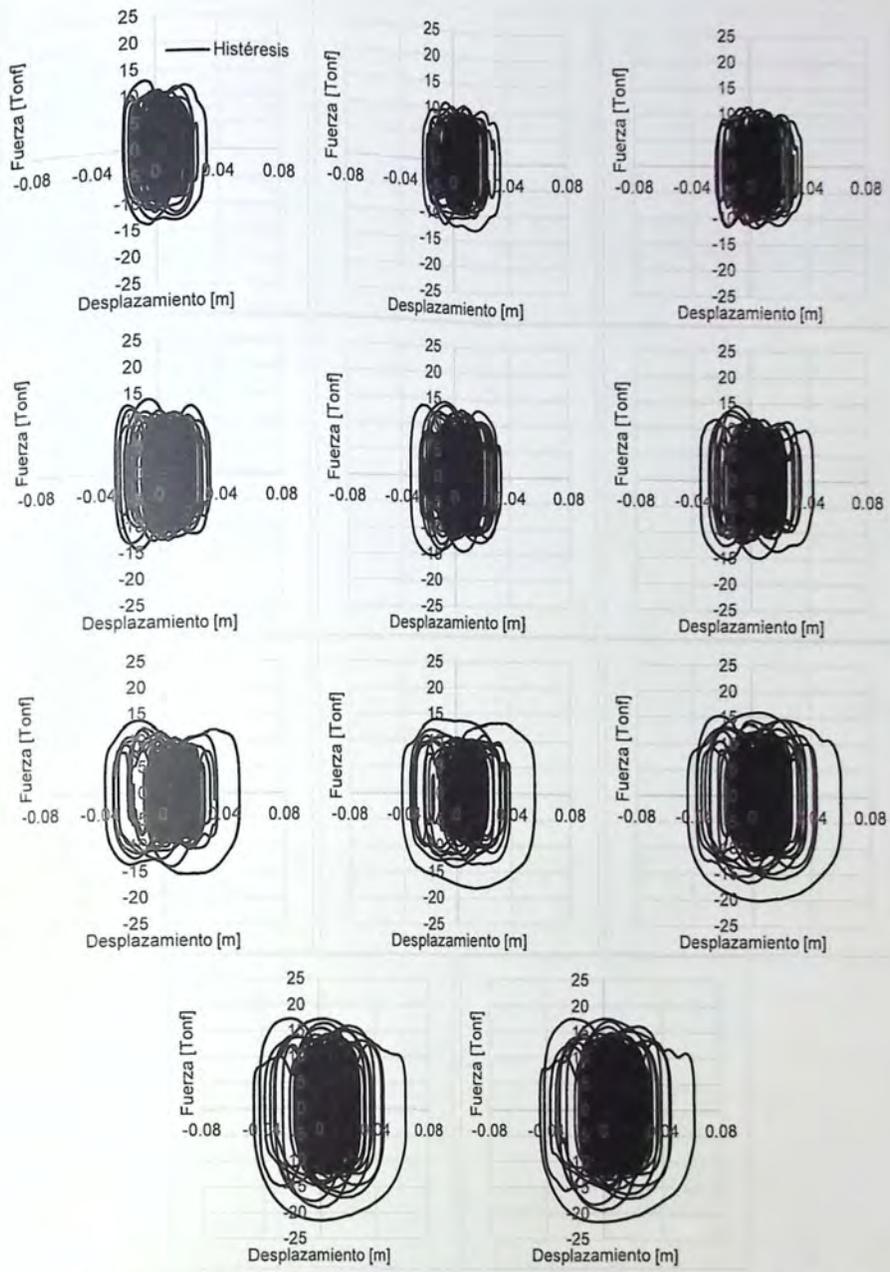


Figura 6.26 - Curva de histéresis de los dispositivos Viscoso desde el piso inferior a superior de la estructura de 25 pisos para el registro de Constitución.

6.4 Interpretación de los Resultados

En este punto se validarán los resultados obtenidos anteriormente del análisis no lineal en ambos dispositivos histeréticos. La pregunta que arroja los resultados obtenidos es: ¿Por qué no se logró una reducción significativa de la respuesta, al adicionar los dispositivos de disipación de energía en la estructura?

Para responder esta pregunta se evaluaron los efectos del incremento en la razón de amortiguamiento respecto al crítico en la estructura, para los espectros de respuesta inelásticos (aceleración y desplazamiento) de cada registro sísmico (Viña del Mar, Concepción y Constitución) con 3 niveles de ductilidad $\mu_\Delta=1.5, 2.5$ y 3.5 .

Durante un terremoto es posible registrar la aceleración que experimenta el suelo, lo que se plasma en un acelerograma, mediante instrumentos denominados acelerógrafos. A partir de dichos registros, es posible obtener los espectros de respuesta de aceleración, velocidad y desplazamiento. El espectro inelástico de diseño, nace por la necesidad de expresar la capacidad de los sistemas estructurales para responder en el rango inelástico, ante la acción sísmica [23].

En el presente trabajo de título, se utilizaron los espectros de respuesta inelástico que obtuvo el Ingeniero Juan Urrutia en el trabajo de título [24] con el programa Seismo Signal 2016. El cual determinó la respuesta del sistema inelástico a partir de la reducción del espectro elástico, por medio del uso de los factores de modificación de la respuesta o factores de reducción dependientes de la ductilidad demandada.

Para saber cuál es la ductilidad de desplazamiento del edificio se considera como representativo de éste al muro 2 para cada estructura de estudio debido a la capacidad superior de ductilidad en comparación a los demás elementos verticales en la dirección de análisis.

La ductilidad puede hacer referencia a la ductilidad de desplazamiento, la cual se mide respecto al desplazamiento o deflexión del elemento estructural.

$$\mu_\Delta = \frac{\delta_u}{\delta_e} \quad (6.1)$$

Donde δ_u es el desplazamiento de techo de la estructura y δ_e el desplazamiento de fluencia del elemento. La expresión de este último, fue considerada de [25] donde se analiza la componente elástica obteniendo expresiones para la curvatura de fluencia y la capacidad de desplazamiento elástico calibrándolas mediante un modelo de fibras numérico no lineal. Estas expresiones son obtenidas para muros de sección rectangular y T, tanto para el ala como el alma en compresión.

La expresión de [25] se expresa como:

$$\delta_y = 0.22\Phi_e H_t^2 \quad (6.2)$$

Donde Φ_e es la curvatura de fluencia o elástica del muro y H_t la altura total del mismo.

Tabla 6.3 - Demanda de ductilidad de desplazamiento en muro 2 del edificio de 15 pisos en la dirección Y.

	δ_u [m]	Φ_e (y+) [rad/m]	Φ_e (y-) [rad/m]	H_t [m]	δ_e [m]	Ductilidad de desplazamiento
Viña del Mar	0.15	0.00057	0.00041	48	0.21	1.0
Concepción	0.8					3.8
Constitución	0.35					1.6

Tabla 6.4 - Demanda de ductilidad de desplazamiento en muro 2 del edificio de 25 pisos en la dirección Y.

	δ_u [m]	Φ_e (y+) [rad/m]	Φ_e (y-) [rad/m]	H_t [m]	δ_e [m]	Ductilidad de desplazamiento
Viña del Mar	0.22	0.00061	0.00034	80	0.48	1.0
Concepción	0.54					1.2
Constitución	0.46					1.0

La Tabla 6.3 y 6.4 resume los valores de la ductilidad de desplazamiento para cada registro sísmico obtenidos con la ecuación 6.1 y 6.2 para cada estructura de estudio. Donde se puede observar como el edificio de 25 pisos se comporta elásticamente para cada registro sísmico, logrando un desempeño sísmico mejor en comparación al edificio de 15 pisos.

Resulta evidente que la reducción de la respuesta sobre todo para el caso de los dispositivos de fluido viscoso no fueron significativos. Una alternativa para entender los resultados es a través de los espectros de respuesta inelásticos en función de la inclusión del amortiguamiento, teniendo en cuenta que lo anterior es para un grado de libertad sin considerar los efectos de los modos superiores.

A continuación se presentan los espectros inelásticos de aceleraciones y desplazamiento con una variación que va desde el 5% hasta el 20% del amortiguamiento crítico para cada registro sísmico. Es importante mencionar que cuando la estructura tiene un desempeño inelástico, ésta varía su período con respecto al que se obtuvo en el análisis sísmico de la estructura. En algunos casos puede aumentar considerablemente con la aparición de rótulas plásticas, flexibilizando la estructura. Es por lo anterior es que se utilizó un rango de períodos para representar a las estructuras considerando además que el mínimo valor del rango de períodos considera el elástico o sea en condiciones de secciones brutas.

6.4.1 Espectro Inelástico de Aceleraciones y Desplazamiento Viña del Mar.

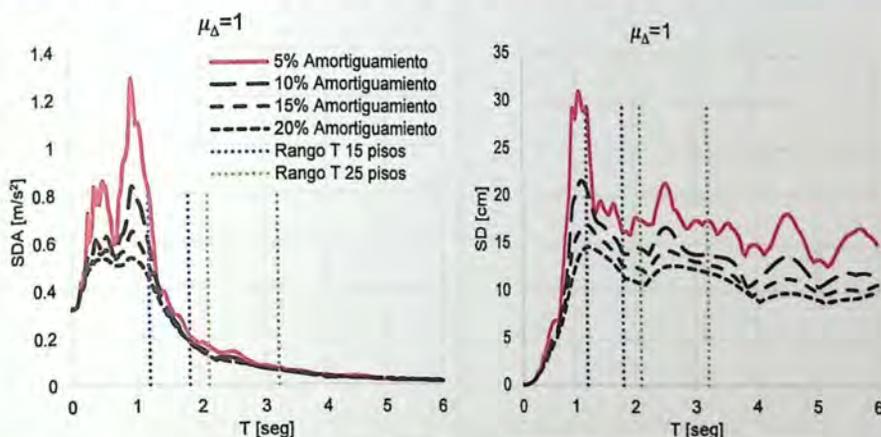


Figura 6.27 – Espectro elástico de aceleraciones y desplazamiento respectivamente, edificio de 15 y 25 pisos para el registro de Viña del Mar.

Como se observa en la Figura 6.27 las aceleraciones pasado el período elástico 1.2 [s] no presenta una disminución importante de éstas pese al aumento del amortiguamiento, lo que se ve reflejado en las figuras anteriormente presentadas en el punto 6.2 de este trabajo.

Desde el punto de vista de desplazamiento, en la Figura 6.27 se percibe una reducción de éste a partir del período 1 [s], el cual no se ve reflejado en las figuras de punto 6.1.1. Esto último ocurre ya que los dispositivos se comportan elásticamente para el registro de Viña del Mar, tal como se observa en los ciclos histeréticos del Anexo 3. Por lo tanto no existe un amortiguamiento extra en la estructura, para el caso del dispositivo ADAS solo aporta rigidez a la estructura mientras que el dispositivo viscoso no presenta un aporte en la misma.

6.4.2 Espectro Inelástico de Aceleraciones y Desplazamiento Concepción.

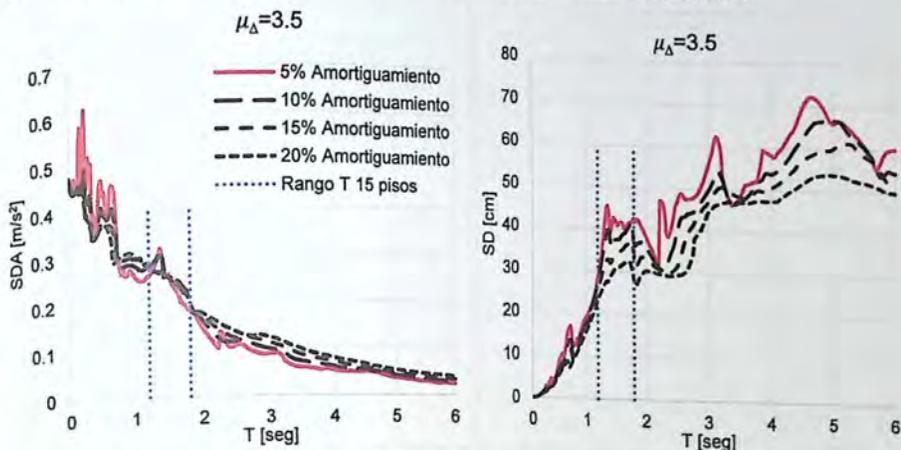


Figura 6.28 - Espectro inelástico de aceleraciones y desplazamiento respectivamente, edificio de 15 pisos para el registro de Concepción.

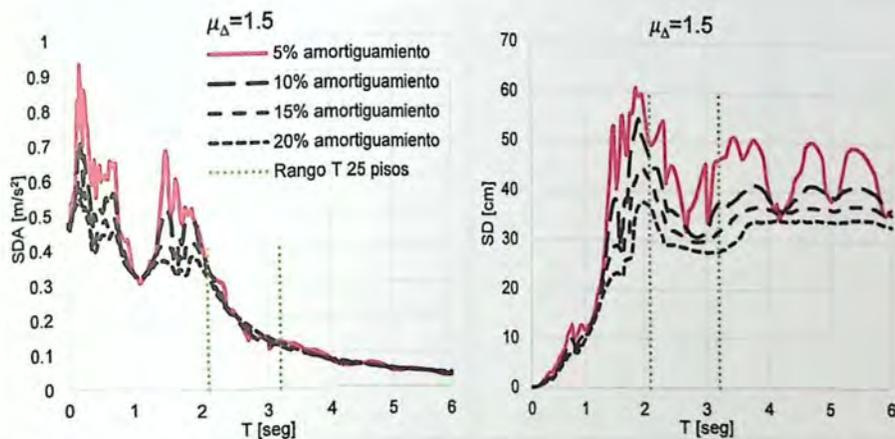


Figura 6.29 – Espectro inelástico de aceleraciones y desplazamiento respectivamente, edificio de 25 pisos para el registro de Concepción.

Como se observa en la Figura 6.28 y 6.29 las aceleraciones para el rango de períodos de ambas estructuras no presenta una disminución importante de éstas, pese al aumento del amortiguamiento, lo que se ve reflejado en las figuras anteriormente presentadas en el punto 6.2 de este trabajo.

Desde el punto de vista de desplazamiento, en la Figura 6.28 y 6.29 se observa una reducción que para el caso de este trabajo, donde el grado de amortiguamiento adicionado es de aproximadamente

un 10%, para esta adición de amortiguamiento pese a que la curva de 25 pisos muestra una reducción del 30% en ciertos tramos dentro del mismo rango también hay reducciones del 0%. Quedando en evidencia la variabilidad de la respuesta en sismos chilenos.

6.4.3 Espectros Inelástico de Aceleraciones y Desplazamiento Constitución.

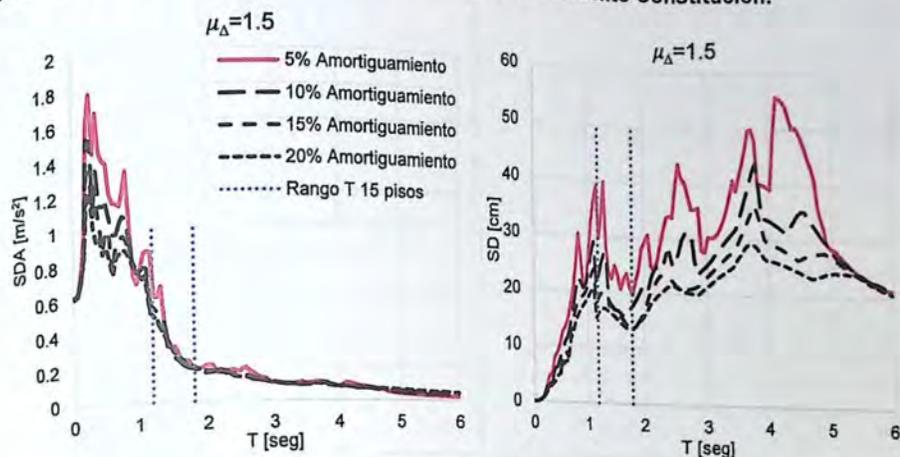


Figura 6.30 - Espectro inelástico de aceleraciones y desplazamiento respectivamente, edificio de 15 pisos para el registro de Constitución.

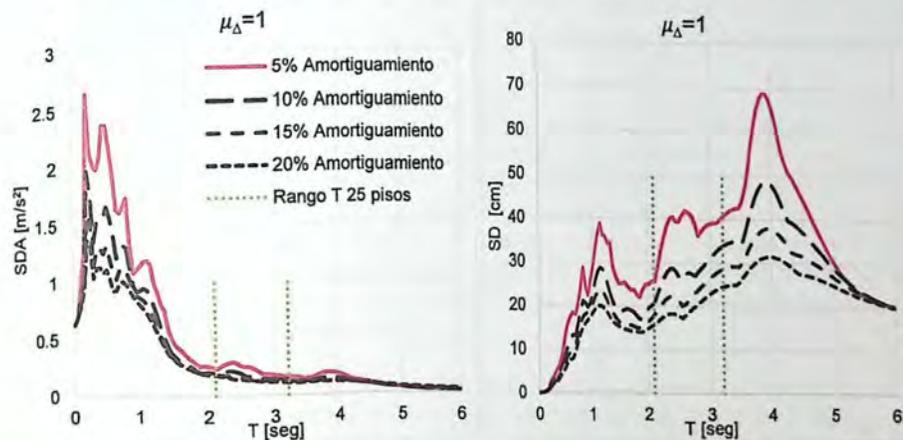


Figura 6.31 - Espectro elástico de aceleraciones y desplazamiento respectivamente, edificio de 15 y 25 pisos para el registro de Constitución.

Como se observa en la Figura 6.30 y 6.31 las aceleraciones para los períodos analizados del edificio de 15 y 25 pisos respectivamente no presentan una disminución importante de éstas, pese al aumento del amortiguamiento, lo que se ve reflejado en las figuras anteriormente presentadas en el punto 6.2 de este trabajo.

Desde el punto de vista de desplazamiento, en la Figura 6.30 y 6.31 se observa una reducción que no logra una respuesta significativa al menos para el caso del edificio de 15 pisos. Para la estructura de 25 pisos queda en evidencia que la reducción es importante pero se debe recordar que no se están considerando los modos superiores por lo que podría haber una reducción de la respuesta.

CAPITULO VII

7 Conclusiones y Comentarios

En función de los resultados obtenidos en este trabajo, a continuación se exponen las principales conclusiones y comentarios:

La aplicación de la metodología de análisis y diseño de estructuras con dispositivos de disipación de energía pasivos, propuesta por Christopoulos, Filiatrault y Bertero, no tuvo la efectividad esperada al ser aplicada; a edificios de hormigón armado con estructuración mixta sometidos a registros sísmicos chilenos.

En el caso de dispositivos tipo ADAS, la relación entre los períodos de la estructura con y sin dispositivos recomendada por los autores ($T_b/T_u \leq 0.4$) no fue posible de conseguir en las estructuras analizadas. Esto debido principalmente a la baja rigidez de los dispositivos en comparación a la rigidez de las estructuras, en otras palabras, el cociente considera que al adicionar los dispositivos en ciertos ejes estratégicos de la estructura, ésta sea capaz de incrementar su rigidez inicial en casi un 60%. En este trabajo, después de un proceso de prueba y error, no se logró una relación de cociente menor a 0.85. Posiblemente la efectividad de los sistemas con dispositivos tipo ADAS no fue la esperada debido a que no se pudo cumplir con las recomendaciones antes mencionadas.

Con respecto al desempeño de los edificios con ADAS, estos no se vieron mayormente afectados desde el punto de vista de desplazamientos absolutos de techo, deformaciones de entrepiso y aceleraciones. La incorporación de este sistema pasivo de disipación de energía no presentó ninguna ventaja ni desventaja sustancial en la estructura, ya que la respuesta es básicamente la misma que la de la estructura convencional.

Por otro lado, para dispositivos viscosos Christopoulos, Filiatrault y Bertero proponen definir un coeficiente de amortiguamiento efectivo para modelarlos adecuadamente, sin embargo, no presentan una forma explícita para estimarlo. Considerando lo anterior y que el uso mayoritario de estos dispositivos es para "retrofit", en este trabajo se optó por escoger un dispositivo buscando que las solicitaciones adicionales impuestas por el mismo no implicaran un refuerzo excesivo de la estructura original. A pesar que después de este análisis se optó por el amortiguador más pequeño del mercado, la estructura logró un amortiguamiento viscoso equivalente del orden del 12% obtenido a partir de decaimiento logarítmico.

De manera análoga al caso con ADAS, la inclusión de amortiguadores no tuvo mayor influencia en la respuesta de las estructuras. Sin embargo, es preciso destacar que el programa utilizado para evaluar la respuesta no lineal arrojó resultados diferentes según la versión que se usara. Esto demuestra la complejidad a la hora de modelar el fenómeno, haciendo evidente la necesidad de más análisis, incluyendo otros programas.

Con el fin de evaluar la baja influencia que tienen estos dispositivos en la respuesta de las estructuras, sabiendo que el efecto que tienen es básicamente adicionar amortiguamiento al sistema, se estudiaron los efectos del incremento en la razón de amortiguamiento respecto al crítico en los espectros de respuesta inelásticos de cada registro sísmico utilizado. El rango de períodos que deberían tener las estructuras analizadas se evidencia que el efecto del amortiguamiento adicionado es muy bajo. Para el caso del espectro de aceleraciones es evidente el rango donde la inclusión de amortiguamiento es efectiva.

Otro factor a considerar en los resultados de este trabajo, son las disposiciones restrictivas que tienen la actual norma NCh433 of 1996 Mod. 2009 [9] y el Decreto Supremo n°61 [10] en Chile, donde los dos requerimientos de diseño más importantes que guardan relación con el desempeño sísmico de un edificio, son el corte basal de diseño y la máxima deformación entre pisos.

La actual norma permite reducir el corte basal elástico, no obstante la reducción se limita y no puede llegar más allá del denominado corte basal mínimo. El corte basal mínimo produce el efecto de disminuir el valor del factor de modificación de la respuesta sísmica utilizado (R) en la medida que el sistema analizado se vuelve más flexible mejorando el desempeño sísmico. Por su parte, el límite de deformación entre pisos de la norma es igual a un dos por mil de la altura entre pisos, debiendo ser verificado por comparación con la respuesta elástica en desplazamiento del edificio utilizando el espectro de aceleraciones definido por la norma, reducido por el factor de modificación de la respuesta sísmica.

En consecuencia, las disposiciones anteriores hacen que las estructuras chilenas tengan mayor resistencia y su vez mayor rigidez debido a la proporcionalidad de estos parámetros en elementos de hormigón armado. Considerando que la mayoría de las experiencias este tipo de dispositivos se ha aplicado a estructuras más flexibles, principalmente estructuras de acero, se podría explicar desde este punto de vista los resultados presentados en este trabajo.

BIBLIOGRAFÍA

- [1] CEPAL, Terremoto en Chile. Una primera mirada al 10 de marzo de 2010., Naciones Unidas, Santiago de Chile., 2010.
- [2] NCh 3357 of 2015, Diseño sísmico de componentes y sistemas no estructurales.
- [3] T. P. a. M. Priestley, Seismic design of reinforced concrete and masonry buildings, 1992.
- [4] MINSAL, Bases metodológicas, evaluación de vulnerabilidad sísmica de edificaciones estructuradas con pórticos de hormigón armado. Centro colaborador OPS/OMS para mitigación de desastres en establecimientos de salud. Universidad de Chile., 2000.
- [5] Christopoulos, C., Filiatrault, A., & Bertero, Principles of passive supplemental damping and seismic isolation., Pavia, Italy: IUSS Press., 2006.
- [6] Corporación de Desarrollo Tecnológico-CChC, Protección Sísmica de Estructuras, 2012.
- [7] Jesús Donaire, Proyecto Sismorresistente de Estructuras con Forjado Reticular y Disipadores Histeréticos Basado en el Balance de Energía, Tesis Doctoral, 2013.
- [8] Villarreal, G., y Oviedo, R., Edificaciones con Disipadores de Energía (Libro Premio Nacional ANR 2008), 2009.
- [9] NCh 433 Of 1996 Mod. 2009, Diseño sísmico de edificios, Intituto Nacional de Normalización, 2009.
- [10] Decreto supremo n° 61, Reglamento que fija el diseño sísmico de edificios y deroga decreto n° 117, 2010.
- [11] Computers & Structures, Inc, User Manual ETABS - Extended Tridimensional Analisis of Building Systems, 2015.
- [12] A. Carr, Ruaumoko 2D-Dynamic Analysis of 2-Dimensional In-Elastic Structures., Universidad de Canterbury, 2007.
- [13] ACI-318-08, Requisitos de reglamento para concreto estructural y comentario., 2008.
- [14] Decreto Supremo n° 60, Reglamento que fija los requisitos de diseño y cálculo para el hormigón armado y deroga decreto n° 118, 2010.
- [15] Norma Chilena de disipación, "Requisitos para el diseño de estructuras con sistemas pasivos de disipación de energía", 2013.
- [16] Akiyama, H, Metodología de proyecto sismorresistente de edificios basada en el balance energético., 2003.
- [17] R. Aguilar, M. Rodríguez, D. Mora, Análisis sísmico de estructuras con disipadores de energía ADAS o TADAS, Barcelona, España, 2016.
- [18] Casarotti, Chiara, Bridge Isolation and Dissipation Devices: state of the art review of seismic response and modelling of modern seismic isolation and dissipation devices, 2004.

- [19] Marco Sanchez, Evaluación del proyecto estructural y optimización del diseño con disipadores de energía viscosos Taylor para una edificación esencial de 6 pisos., 2014.
- [20] NCh 1537 Of 86, Diseño Estructural de edificios - Cargas permanentes y sobrecargas de uso, instituto nacional de normalización, 1986.
- [21] NCh 3171 Of.2010, Disposiciones generales y combinaciones de carga, Instituto Nacional de Normalización, 2010.
- [22] D. P. Taylor, History, Design and Applications of Fluid Dampers in Structural Engineering, 2000.
- [23] Chopra, Anil K., Dinámica de estructuras, Cuarta ed., 2014.
- [24] J. A. Urrutia, Efectos en la Respuesta Sísmica de la Duración de los Registros Sísmicos, 2017.
- [25] J. I. Alfaro, Estimación del Desplazamiento Lateral Elástico e Inelástico de Muros Esbeltos Mediante un Modelo de Rotulas Plásticas Basado en un Modelo de Fibras, 2013.
- [26] Alacero, Diseño Sismorresistente de Construcciones de Acero, 2013.
- [27] M. Guzmán, Caracterización de Tipologías Estructurales Usadas en el Diseño de Edificios Altos en Chile. Santiago : Universidad de Chile, Facultad de Ciencias Físicas y Matemáticas, Departamento de Ingeniería Civil., 1998.

ANEXOS

1 Tablas de refuerzo longitudinal en vigas.

A continuación en los anexos 1.1 a 1.4 se resume el refuerzo longitudinal para las vigas para todos sus niveles de cada estructura en estudio.

Anexos 1.1 - Refuerzo longitudinal en vigas según eje asignado y niveles en altura para el edificio de 15 pisos.

Eje	Viga	Sección [cm/cm]	A _s min [cm ²]	Posición Armadura	Niveles del 1 al 3			Niveles del 4 al 7		
					A _s req [cm ²]	A _s sum [cm ²]	Armado	A _s req [cm ²]	A _s sum [cm ²]	Armado
1	1	30/70	6.7	Sup.	17.55	19.63	4Φ25	22.75	22.81	6Φ22
				Inf.	13.56	15.21	4Φ22	20.49	22.81	6Φ22
	2	30/70	6.7	Sup.	-	50.04	4Φ25+8Φ22	-	50.04	4Φ25 + 8Φ22
				Inf.	-	-	-	-	-	-
	3	30/70	6.7	Sup.	17.55	19.63	4Φ25	22.75	22.81	6Φ22
				Inf.	13.56	15.21	4Φ22	20.49	22.81	6Φ22
	4	30/70	6.7	Sup.	-	50.04	4Φ25+8Φ22	-	50.04	4Φ25 + 8Φ22
				Inf.	-	-	-	-	-	-
A	5	30/65	6.2	Sup.	12.28	15.21	4Φ22	16.20	19.63	4Φ25
				Inf.	4.41	7.60	2Φ22	8.05	9.82	2Φ25
	6	30/65	6.2	Sup.	12.40	15.21	4Φ22	16.89	19.63	4Φ25
				Inf.	4.26	7.60	2Φ22	8.30	9.82	2Φ25
	7	30/65	6.2	Sup.	12.28	15.21	4Φ22	16.20	19.63	4Φ25
				Inf.	4.41	7.60	2Φ22	8.05	9.82	2Φ25
B	8	30/65	6.2	Sup.	22.56	22.81	6Φ22	28.95	30.41	8Φ22
				Inf.	7.69	15.21	4Φ22	13.21	15.21	4Φ22
	9	30/65	6.2	Sup.	22.56	22.81	6Φ22	28.95	30.41	8Φ22
				Inf.	7.69	15.21	4Φ22	13.21	15.21	4Φ22
c	10	30/65	6.2	Sup.	18.48	19.63	4Φ25	19.53	19.63	4Φ25
				Inf.	-	-	2Φ12	-	-	2Φ12
	11	30/65	6.2	Sup.	16.89	19.63	4Φ25	19.32	19.63	4Φ25
				Inf.	9.82	9.82	2Φ25	10.89	9.82	2Φ25
	12	30/65	6.2	Sup.	18.48	19.63	4Φ25	19.63	19.63	4Φ25
				Inf.	-	-	2Φ12	-	-	2Φ12

Anexos 1.2 - Refuerzo longitudinal en vigas según eje asignado y niveles en altura para el edificio de 15 pisos.

Eje	Viga	Sección [cm/cm]	A _s min [cm ²]	Posición Armadura	Niveles del 8 al 11			Niveles del 12 al 15			
					A _s req [cm ²]	A _s sum [cm ²]	Armado	A _s req [cm ²]	A _s sum [cm ²]	Armado	
1	1	30/70	6.7	Sup.	25.02	25.03	4Φ22+2Φ25	22.34	22.81	6Φ22	
				Inf.	20.68	22.81	6Φ22	18.10	22.81	6Φ22	
	2	30/70	6.7	Sup.	-	50.04	4Φ25+8Φ22	25.02	25.03	4Φ22+2Φ25	
				Inf.			22.50	22.81	6Φ22		
	3	30/70	6.7	Sup.	25.02	25.03	4Φ22+2Φ25	22.34	22.81	6Φ22	
				Inf.	20.68	22.81	6Φ22	18.10	22.81	6Φ22	
	4	30/70	6.7	Sup.	-	50.04	4Φ25+8Φ22	25.02	25.03	4Φ22+2Φ25	
				Inf.			22.50	22.81	6Φ22		
	A	5	30/65	6.2	Sup.	16.69	19.63	4Φ25	16.22	19.63	4Φ25
					Inf.	8.51	9.82	2Φ25	8.08	9.82	2Φ25
6		30/65	6.2	Sup.	17.65	19.63	4Φ25	17.34	19.63	4Φ25	
				Inf.	8.99	9.82	2Φ25	8.70	9.82	2Φ25	
7		30/65	6.2	Sup.	16.69	19.63	4Φ25	16.22	19.63	4Φ25	
				Inf.	8.51	9.82	2Φ25	8.08	9.82	2Φ25	
B	8	30/65	6.2	Sup.	30.16	30.41	8Φ22	30.16	30.41	8Φ22	
				Inf.	14.31	15.21	4Φ22	13.87	15.21	4Φ22	
	9	30/65	6.2	Sup.	30.16	30.41	8Φ22	30.16	30.41	8Φ22	
				Inf.	14.31	15.21	4Φ22	13.87	15.21	4Φ22	
c	10	30/65	6.2	Sup.	21.52	22.81	6Φ22	21.36	22.81	6Φ22	
				Inf.	-	-	2Φ12	-	-	2Φ12	
	11	30/65	6.2	Sup.	21.89	22.81	6Φ22	21.25	22.81	6Φ22	
				Inf.	6.78	15.21	4Φ22	6.48	15.21	4Φ22	
	12	30/65	6.2	Sup.	21.52	22.81	6Φ22	21.36	22.81	6Φ22	
				Inf.	-	-	2Φ12	-	-	2Φ12	

Anexos 1.3 - Refuerzo longitudinal en vigas según eje asignado y niveles en altura para el edificio de 25 pisos.

Eje	Viga	Sección [cm/cm]	A _s min [cm ²]	Posición Armadura	Niveles del 1 al 3			Niveles del 4 al 11		
					A _s req [cm ²]	A _s sum [cm ²]	Armado	A _s req [cm ²]	A _s sum [cm ²]	Armado
1	1	35/70	7.82	Sup.	30.08	30.41	8Φ22	39.18	39.27	8Φ25
				Inf.	22.69	22.81	6Φ22	36.06	36.95	6Φ28
	2	35/70	7.82	Sup.	-	59.63	8Φ25 + 8Φ18	-	59.63	8Φ25 + 8Φ18
				Inf.	-	-	-	-	-	-
	3	35/70	7.82	Sup.	30.08	30.41	8Φ22	39.18	39.27	8Φ25
				Inf.	22.69	22.81	6Φ22	36.06	36.95	6Φ28
	4	35/70	7.82	Sup.	-	59.63	8Φ25 + 8Φ18	-	59.63	8Φ25 + 8Φ18
				Inf.	-	-	-	-	-	-
2	E.	35/70	7.82	Sup.	18.66	19.63	4Φ25	22.82	22.81	6Φ22
				Inf.	-	-	2Φ12	-	-	2Φ12
A	5	30/65	6.2	Sup.	15.01	15.21	4Φ22	22.68	24.63	4Φ28
				Inf.	8.18	9.82	2Φ25	14.38	15.21	4Φ22
	6	30/65	6.2	Sup.	15.19	15.21	4Φ22	24.34	24.63	4Φ28
				Inf.	8.17	9.82	2Φ25	15.17	15.21	4Φ22
	7	30/65	6.2	Sup.	15.01	15.21	4Φ22	22.68	24.63	4Φ28
				Inf.	8.18	9.82	2Φ25	14.38	15.21	4Φ22
B	8	30/65	6.2	Sup.	27.67	30.41	8Φ22	38.21	39.27	8Φ25
				Inf.	11.25	15.21	4Φ22	22.77	24.63	4Φ28
	9	30/65	6.2	Sup.	27.67	30.41	8Φ22	38.21	39.27	8Φ25
				Inf.	11.25	15.21	4Φ22	22.77	24.63	4Φ28
c	10	30/65	6.2	Sup.	19.59	19.63	4Φ25	24.54	24.63	4Φ28
				Inf.	-	-	2Φ12	-	-	2Φ12
	11	30/65	6.2	Sup.	19.40	19.63	4Φ25	23.7	24.63	4Φ28
				Inf.	9.82	9.82	2Φ25	8.68	15.21	4Φ22
	12	30/65	6.2	Sup.	19.59	19.63	4Φ25	24.54	24.63	4Φ28
				Inf.	-	-	2Φ12	-	-	2Φ12

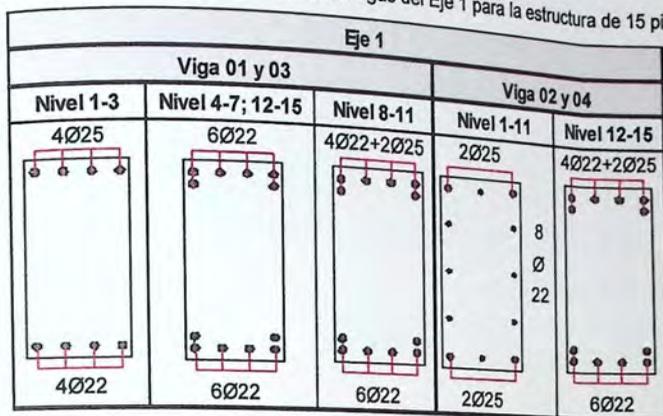
Anexos 1.4 - Refuerzo longitudinal en vigas según eje asignado y niveles en altura para el edificio de 25 pisos.

Eje	Viga	Sección [cm/cm]	A _s min [cm ²]	Posición Armadura	Niveles del 12 al 19			Niveles del 20 al 25		
					A _s req [cm ²]	A _s sum [cm ²]	Armado	A _s req [cm ²]	A _s sum [cm ²]	Armado
1	1	30/70	6.7	Sup.	39.22	39.27				
				Inf.	34.99	36.95	8Φ25	37.93	39.27	8Φ25
	2	30/70	6.7	Sup.	-	59.63	6Φ28	33.20	36.95	6Φ28
				Inf.			-	59.63	8Φ25 + 8Φ18	-
	3	30/70	6.7	Sup.	39.22	39.27	8Φ25	37.93	39.27	8Φ25
				Inf.	34.99	36.95	6Φ28	33.20	36.95	6Φ28
	4	30/70	6.7	Sup.	-	59.63	8Φ25 + 8Φ18	-	59.63	8Φ25 + 8Φ18
				Inf.			-	59.63	-	59.63
2	E.	35/70	7.82	Sup.	22.61	24.63	4Φ28	21.59	22.81	6Φ22
				Inf.	-	-	2Φ12	-	-	2Φ12
A	5	30/65	6.2	Sup.	24.17	27.23	4Φ25+2Φ22	24.15	27.23	4Φ25+2Φ22
				Inf.	17.65	19.63	4Φ25	15.76	19.63	4Φ25
	6	30/65	6.2	Sup.	26.56	27.23	4Φ25+2Φ22	26.89	27.23	4Φ25+2Φ22
				Inf.	15.69	19.63	4Φ25	17.77	19.63	4Φ25
	7	30/65	6.2	Sup.	24.17	27.23	4Φ25+2Φ22	24.15	27.23	4Φ25+2Φ22
				Inf.	17.65	19.63	4Φ25	15.76	19.63	4Φ25
B	8	30/65	6.2	Sup.	43.87	44.26	4Φ28+4Φ25	43.91	44.26	4Φ28+4Φ25
				Inf.	25.72	29.45	6Φ28	25.88	29.45	6Φ28
	9	30/65	6.2	Sup.	43.87	44.26	4Φ28+4Φ25	43.91	44.26	4Φ28+4Φ25
				Inf.	25.72	29.45	6Φ28	25.88	29.45	6Φ28
C	10	30/65	6.2	Sup.	24.90	25.03	4Φ22+2Φ25	24.99	25.03	4Φ22+2Φ25
				Inf.	-	-	2Φ12	-	-	2Φ12
	11	30/65	6.2	Sup.	22.76	25.03	4Φ22+2Φ25	22.77	25.03	4Φ22+2Φ25
				Inf.	10.45	15.21	4Φ22	7.88	15.21	4Φ22
	12	30/65	6.2	Sup.	24.90	25.03	4Φ22+2Φ25	24.99	25.03	4Φ22+2Φ25
				Inf.	-	-	2Φ12	-	-	2Φ12

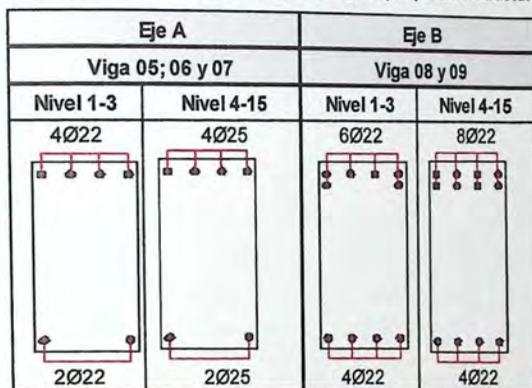
2 Tablas con distribución de armadura longitudinal en vigas

A continuación en los anexos 2.1 a 2.6 se resume las secciones transversales de las vigas con su respectiva distribución de refuerzo longitudinal para todos sus niveles de cada estructura en estudio.

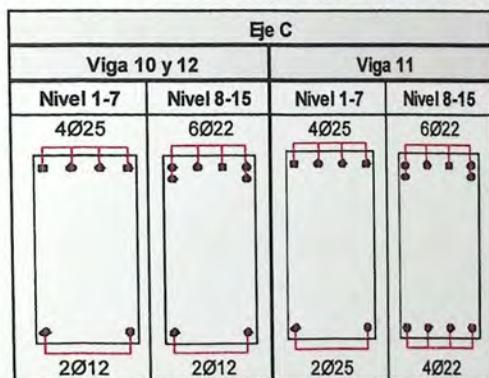
Anexos 2.1 – Distribución de armadura en vigas del Eje 1 para la estructura de 15 pisos.



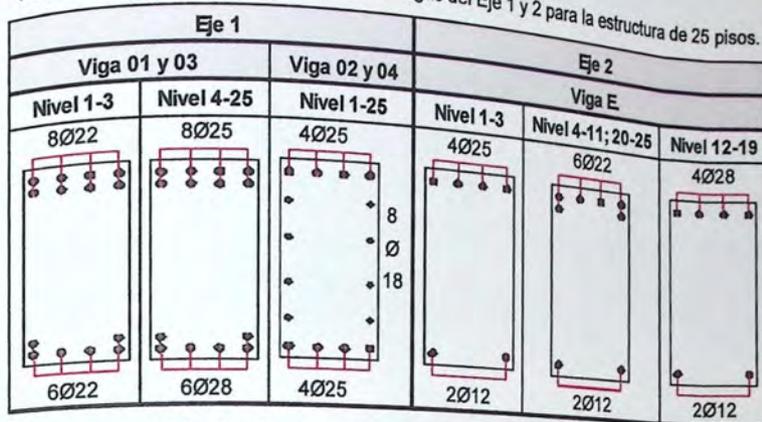
Anexos 2.2 - Distribución de armadura en vigas del Eje A y B para la estructura de 15 pisos.



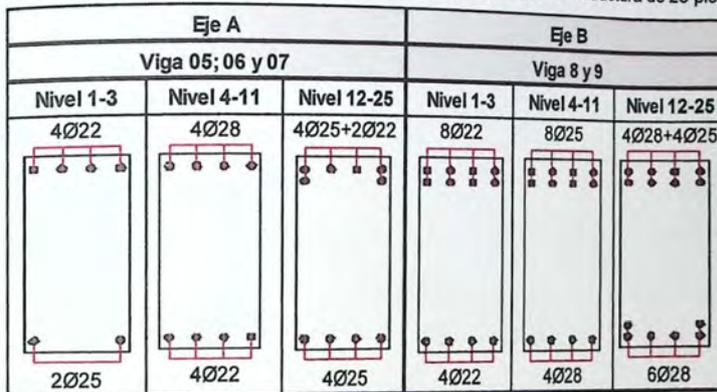
Anexos 2.3 - Distribución de armadura en vigas del Eje C para la estructura de 15 pisos.



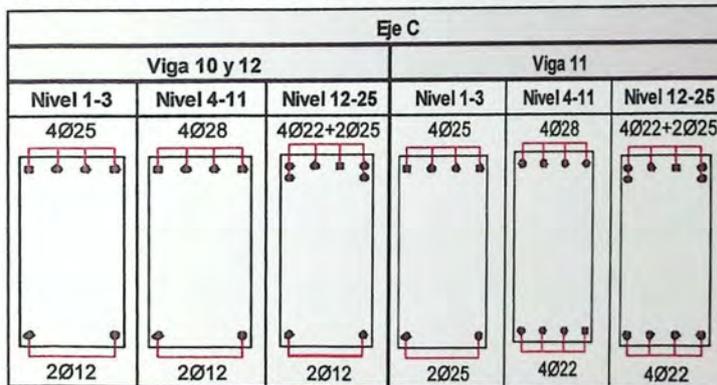
Anexos 2.4 - Distribución de armadura en vigas del Eje 1 y 2 para la estructura de 25 pisos.



Anexos 2.5 - Distribución de armadura en vigas del Eje A y B para la estructura de 25 pisos.



Anexos 2.6 - Distribución de armadura en vigas del Eje C para la estructura de 25 pisos.



3 Ciclos histeréticos

A continuación en los anexos 3.1 a 3.6 se resume los ciclos histeréticos de los dispositivos ADAS y viscoso para todos sus niveles de cada estructura en estudio.

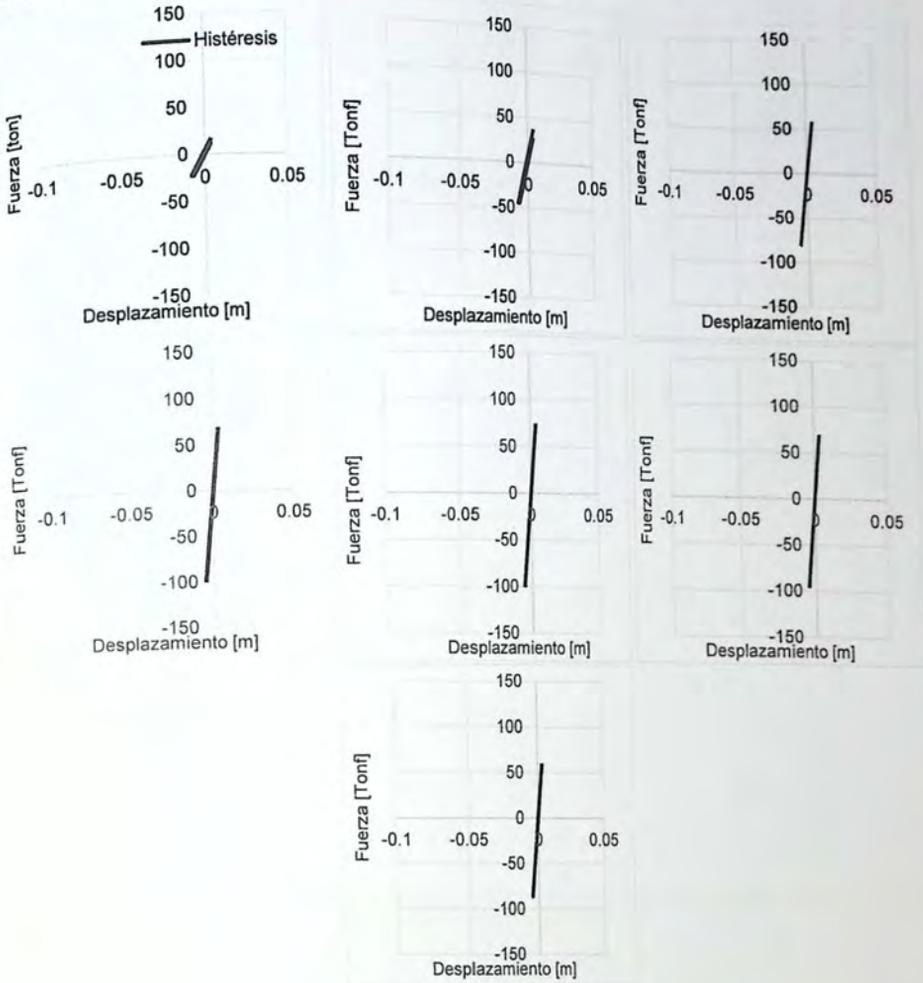


Figura 3.1 – Curva de histéresis de los dispositivos ADAS desde el piso inferior a superior de la estructura de 15 pisos para el registro de Viña del Mar.

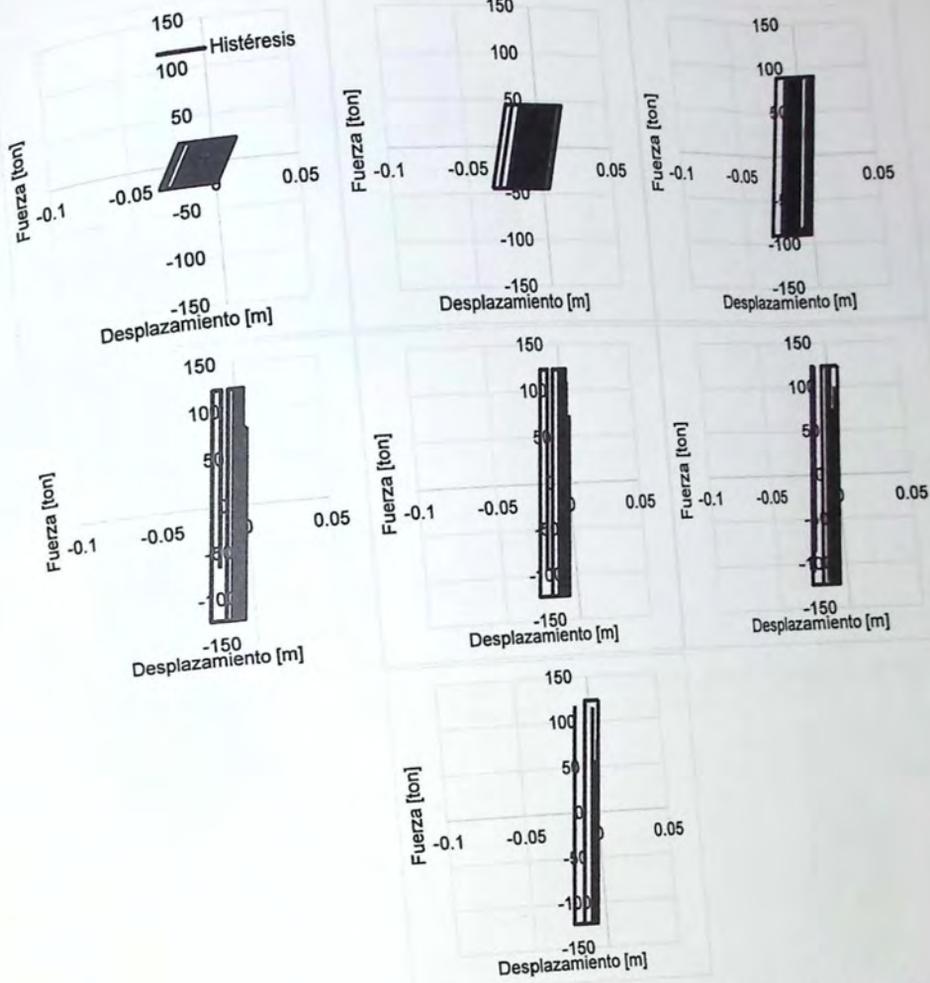
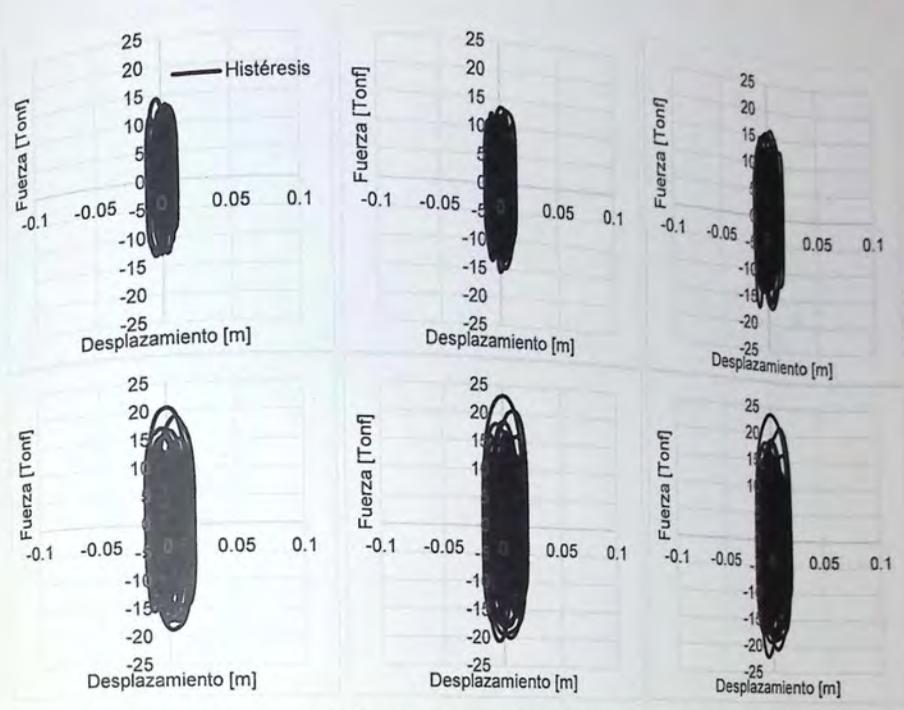
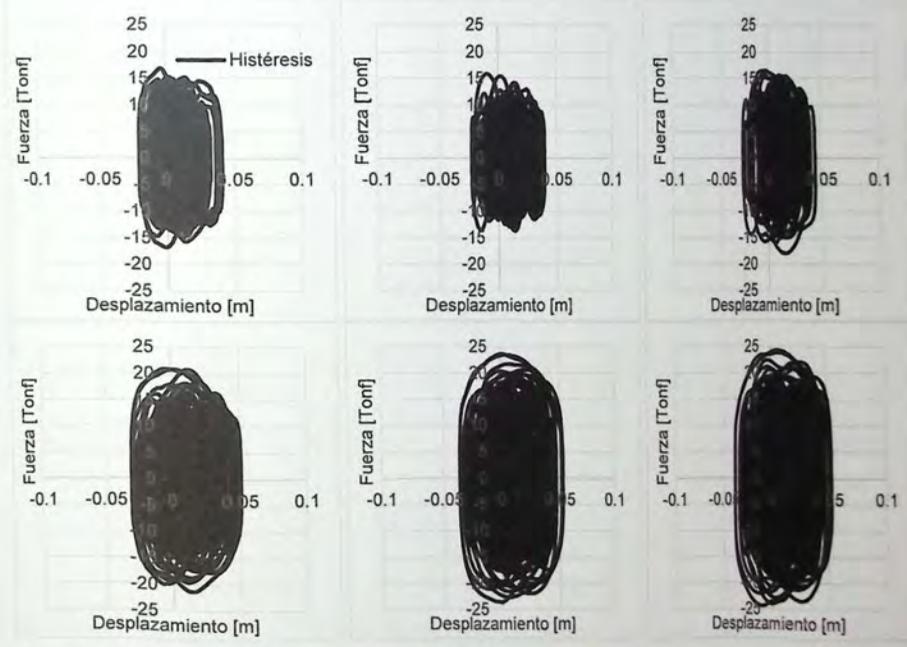


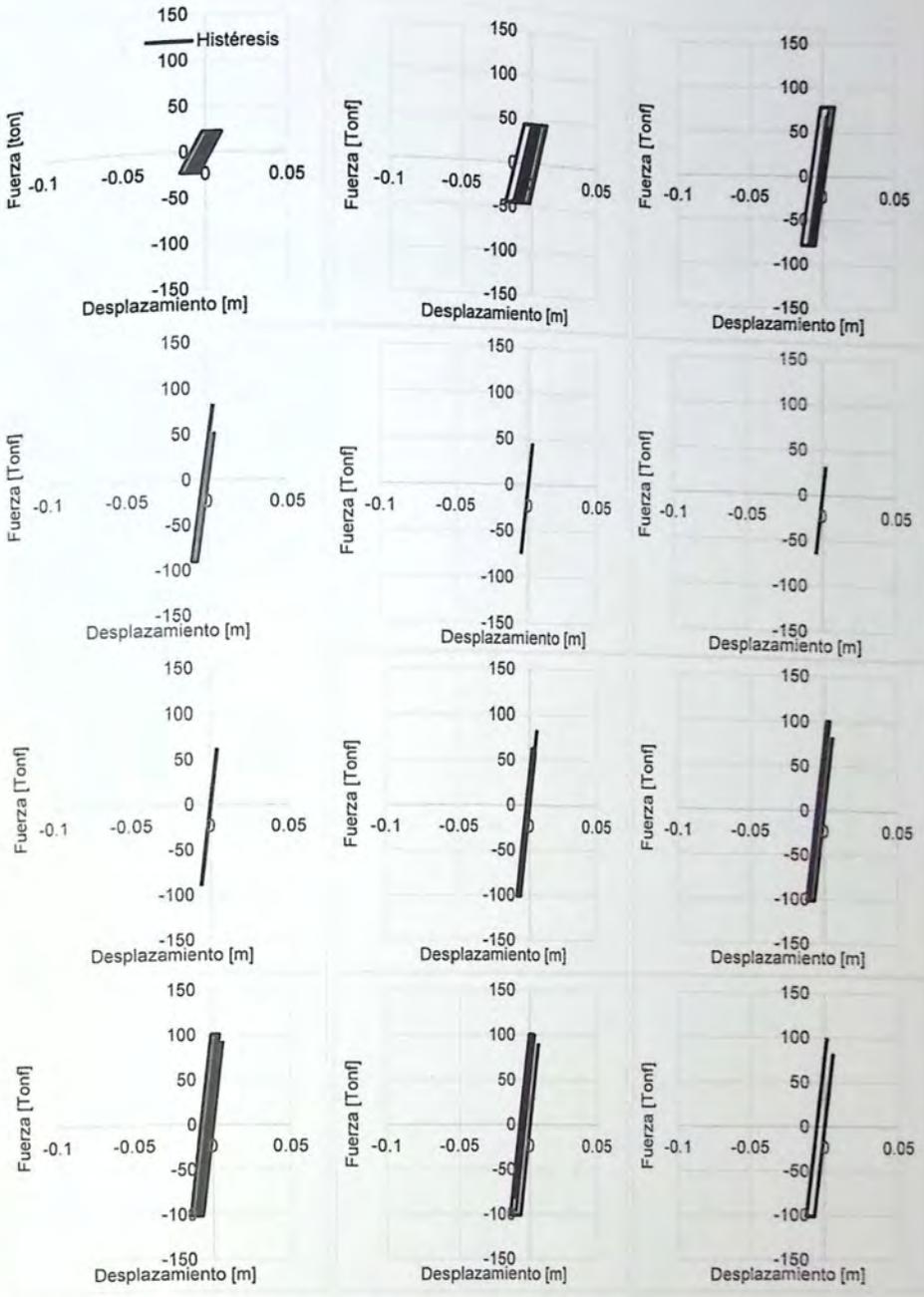
Figura 3.2 – Curva de histéresis de los dispositivos ADAS desde el piso inferior a superior de la estructura de 15 pisos para el registro de Constitución.



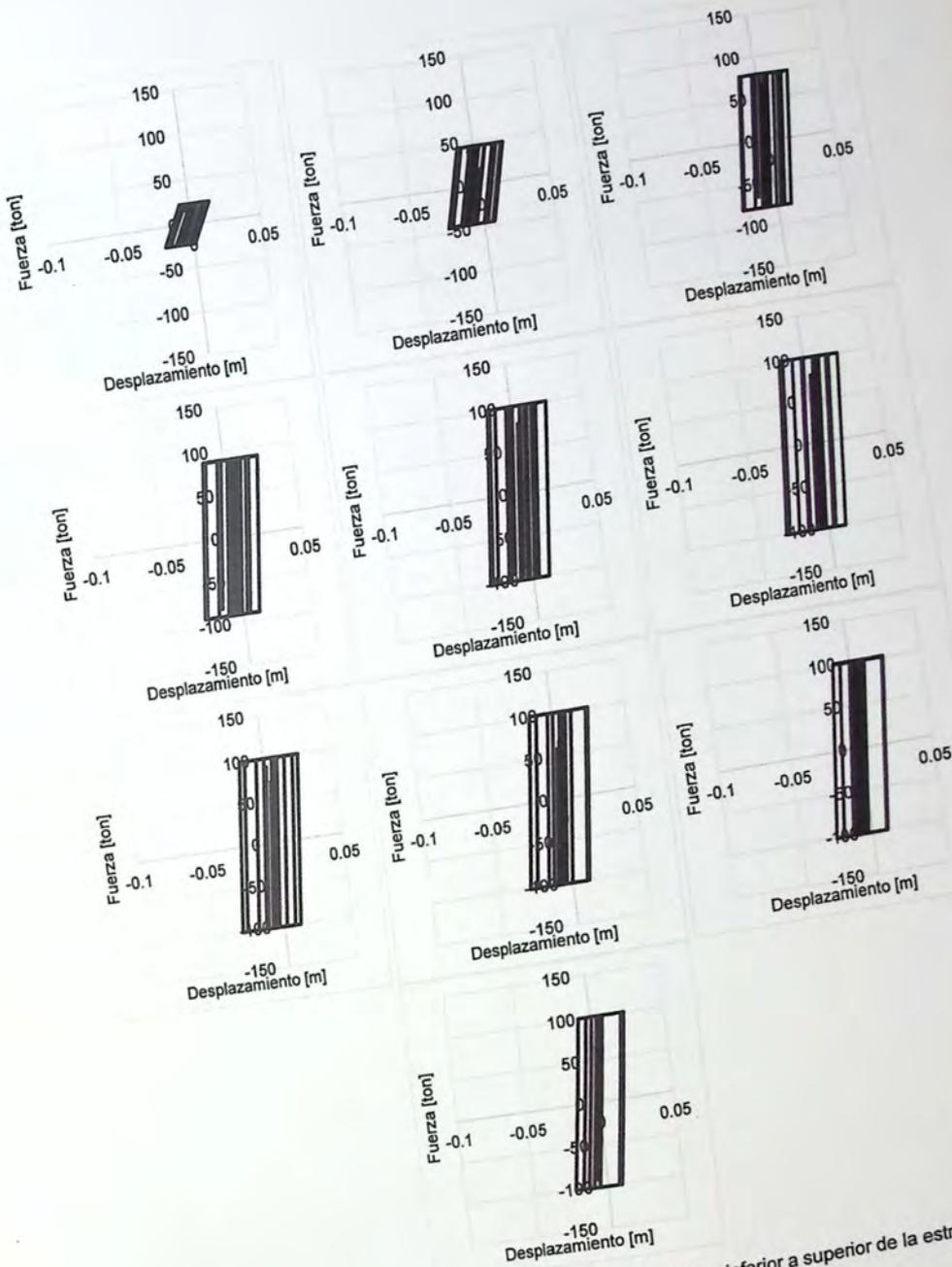
Anexo 3-1 – Curva de histéresis de los dispositivos Viscoso desde el piso inferior a superior de la estructura de 15 pisos para el registro de Viña del Mar.



Anexo 3-2 – Curva de histéresis de los dispositivos Viscoso desde el piso inferior a superior de la estructura de 15 pisos para el registro de Constitución.



Anexo 3-3 – Curva de histéresis de los dispositivos ADAS desde el piso inferior a superior de la estructura de 25 pisos para el registro de Viña del Mar.



Anexo 3-4 - Curva de histéresis de los dispositivos ADAS desde el piso inferior a superior de la estructura de 25 pisos para el registro de Concepción.