

**UNIVERSIDAD DE VALPARAÍSO
FACULTAD DE INGENIERÍA
ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL**



**Uso de Dispositivos Pasivos de Disipación de
Energía en Edificios de Hormigón Armado con
Estructuración Mixta**

Por:

Hadad Antonio Lucaveche Valderrama

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

Profesor Guía: Alejandro Morales Gómez

Julio, 2021

AGRADECIMIENTOS

A mi familia, en especial a mi madre Elba Valderrama y a mi abuelo Segundo Gustavo Valderrama por apoyarme en todo momento, entregarme amor día a día y darme las herramientas para crecer como persona.

A mis amigos de Rengo por los buenos momentos vividos durante largos años de amistad, por siempre estar conmigo y por la confianza que tienen en mí.

A mis compañeros y amigos durante esta etapa universitaria que sin duda hicieron que esta fuera una gran experiencia.

A mi profesor guía Alejandro Morales por su ayuda, disposición y paciencia durante el desarrollo de este trabajo.

ÍNDICE

ÍNDICE	3
LISTA DE FIGURAS	6
LISTA DE TABLAS	9
CAPÍTULO I: INTRODUCCIÓN	10
1.1. Motivación	10
1.2. Objetivo General	12
1.2. Objetivos Específicos	12
1.3. Resultados Esperados	12
CAPÍTULO II: REVISIÓN BIBLIOGRÁFICA	13
2.1. Respuesta estructural	13
2.2. Energía	13
2.2.1. Energía de entrada relativa y energía de entrada absoluta	17
2.3. Protección sísmica	19
2.3.1. Sistemas activos	19
2.3.2. Sistemas semiactivos.....	20
2.3.3. Sistemas pasivos	22
2.3.4. Buckling Restrained Braces (BRB)	23
2.3.4.1. Geometría BRB	24
2.3.5. Added Damping and Stiffness (ADAS)	25
2.3.5.1. Consideraciones geométricas de las placas de los dispositivos ADAS.....	27
2.3.6. Ventajas y desventajas de los dispositivos BRB y ADAS	29
2.3.7. Respuesta dinámica básica de estructuras de un grado de libertad con disipadores histeréticos de energía	29
2.3.8. Influencia de disipadores pasivos en el balance de energía	31
2.3.8.1. Diseño óptimo sugerido de disipadores pasivos	32
CAPÍTULO III: ANÁLISIS Y DISEÑO DE LAS ESTRUCTURAS SEGÚN NORMATIVA VIGENTE EN CHILE	34
3.1. Descripción de las estructuras en estudio	34
3.1.1. Elementos estructurales.....	36
3.1.2. Propiedades mecánicas de los materiales.....	36
3.2. Modelos de análisis	37
3.3. Análisis según normativa vigente en Chile	38
3.3.1. Cargas de uso y peso sísmico	38
3.3.2. Análisis modal espectral.....	38
3.4. Resultados del Análisis	40

3.4.1.	Corte Basal.....	41
3.4.2.	Deformaciones relativas de entre piso (Drifts).....	43
3.4.3.	Demanda de desplazamiento lateral de techo.....	44
3.5.	Diseño de elementos estructurales.....	45
3.5.1.	Combinaciones de Carga.....	46
3.5.2.	Diseño de vigas.....	47
3.5.2.1.	Flexión pura.....	47
3.5.2.2.	Corte por capacidad.....	49
3.5.3.	Diseño de columnas.....	54
3.5.3.1.	Flexo-compresión.....	55
3.5.3.2.	Corte por capacidad.....	58
3.5.3.3.	Confinamiento.....	61
3.5.4.	Columna - fuerte Viga débil.....	64
3.5.5.	Unión Viga-Columna (Nudo).....	66
3.5.5.1.	Resistencia nominal del nudo a cortante V_n	66
3.5.6.	Diseño de muros.....	70
3.5.6.1.	Flexo-compresión.....	71
3.5.6.2.	Diseño al corte.....	74
3.5.6.3.	Elementos especiales de borde.....	77
3.5.6.4.	Confinamiento.....	80
CAPITULO IV: DIMENSIONAMIENTO DISPOSITIVOS PASIVOS DE DISIPACIÓN DE ENERGÍA.....		82
4.1.	BRB.....	82
4.1.1.	Geometría del arriostramiento.....	83
4.1.2.	Funda de acero.....	83
4.1.3.	Núcleo de acero.....	84
4.2.	ADAS.....	85
4.2.1.	Dimensionamiento de las placas.....	85
4.2.2.	Diagonales de refuerzo en los dispositivos.....	87
CAPÍTULO V: ANÁLISIS NO LINEAL TIEMPO-HISTORIA (ANLTH).....		88
5.1.	Modelo de análisis.....	89
5.1.1.	Modelación elementos estructurales.....	91
5.1.1.1.	Vigas.....	92
5.1.1.2.	Columnas.....	92
5.1.1.3.	Muros.....	93
5.1.2.	Cachos rígidos.....	94
5.1.3.	Rótulas plásticas.....	95

5.1.4.	Amortiguamiento	95
5.1.5.	Dispositivos de disipación de energía	95
5.1.5.1.	BRB	95
5.1.5.2.	ADAS	96
5.1.5.3.	Diagonales (Chevron) del sistema ADAS	96
5.1.6.	Cargas estáticas iniciales	97
5.2.	Resultados estructuras sin dispositivos	97
5.2.1.	Desplazamientos máximos, Edificio 20 pisos	98
5.2.2.	Deformaciones relativas de entrepiso (drifts) máximas, Edificio 20 pisos	99
5.2.3.	Aceleraciones horizontales absolutas, Edificio 20 pisos	100
5.2.4.	Desplazamientos máximos, Edificio 15 pisos	101
5.2.5.	Deformaciones relativas de entrepiso (drifts) máximas, Edificio 15 pisos	102
5.2.6.	Aceleraciones horizontales absolutas, Edificio 15 pisos	103
5.3.	Estructuras equipadas con dispositivos pasivos de disipación de energía	104
5.3.1.	Desplazamientos máximos Edificio de 15 pisos convencional, equipado con ADAS y equipado con BRB	105
5.3.2.	Aceleraciones máximas absolutas Edificio 15 pisos, convencional, equipado con ADAS y equipado con BRB	106
5.3.3.	Ductilidad de curvatura en muros	107
5.4.	Comentarios	108
CAPÍTULO VI: CONCLUSIONES.....		110
REFERENCIAS		111

LISTA DE FIGURAS

Figura 1.1 Infraestructura colapsada en Concepción posterior al Terremoto del 27 de Febrero de 2010: (a) Viaducto Chacabuco, (b) Torre O'Higgins, (c) Edificio Alto Río. [3]	10
Figura 1.2 – Comparación entre la respuesta sísmica de estructuras con y sin protección sísmica: (a) Aislación basal, (b) Disipadores de energía. [1]	11
Figura 2.1 – Sistema de un grado de libertad. [8].....	13
Figura 2.2 – Analogía del flujo de lluvia: (a) Durante un movimiento sísmico, (b) Después del movimiento sísmico. [6].....	15
Figura 2.3 – Ciclo de histéresis en un sistema estructural. [11]	17
Figura 2.4 – Esquema de estructura con sistema de control activo. [1]	20
Figura 2.5 – Mecanismo de operación de sistemas activos.	20
Figura 2.6 – Esquema de estructura con sistema de control semi-activo. [1]	21
Figura 2.7 – Mecanismo de operación de sistemas semi-activos.	21
Figura 2.8 – Mecanismo de operación de sistemas pasivos.	22
Figura 2.9 – Ciclos de histéresis, riostra convencional y BRB. [15]	23
Figura 2.10 – Descripción general de una BRB. [18].....	23
Figura 2.11 – Secciones transversales comunes de BRB. [19].....	24
Figura 2.12 – Sección longitudinal del núcleo de acero de una BRB. [19].....	24
Figura 2.13 – Dispositivos ADAS: (a) Sección transversal, (b) Doble curvatura de las placa del dispositivos ante un eventual sismo. [22].....	25
Figura 2.14 – Dispositivos TADAS. [21].....	26
Figura 2.15 – Análisis geométrico de las placas: (a) Espesor variable, (b) Ancho variable. [6].....	27
Figura 2.16 – (a) Ciclos de histéresis ADAS, (b) Estado del marco a finalizar el ensayo. [23]	28
Figura 2.17 – Sistema de un grado de libertad con disipador histerético de energía. [6]	29
Figura 2.18 – Amplitud de la respuesta en estado estacionario de un sistema de 1 grado de libertad sometido a una excitación armónica de la base. [6]	31
Figura 3.1 – Planta tipo de las estructuras analizadas.	34
Figura 3.2 – Estructuras de análisis: (a) 15 pisos, (b) 20 pisos.	35
Figura 3.3 – Modelo Analítico, Edificio 15 pisos.	37
Figura 3.4 – Espectros de diseño de pseudo-aceleración, Edificio 15 pisos.....	42
Figura 3.5 – Espectros de diseño de pseudo aceleración, Edificio 20 pisos.....	43
Figura 3.6 – Deformaciones relativas de entre piso, medidas desde el centro de masa.	43
Figura 3.7 – Espectro elástico de desplazamiento.	45
Figura 3.8 – Variación del factor de reducción (ϕ) en función de la deformación del acero en tracción, para flexión pura y flexo-compresión. [30]	46
Figura 3.9 – Diagramas de deformaciones unitarias y esfuerzos internos en flexión simple. [35]... ..	48
Figura 3.10 – Momento-curvatura vigas ejes B y E, Estructura 15 pisos (Nivel del 1 al 5).	49
Figura 3.11 – Diagrama de cuerpo libre y diagrama de corte asociado al corte por capacidad. [30] ..	50
Figura 3.12 – Vigas ejes 1 y 4, nivel 1-5. Edificio 15 pisos.....	52
Figura 3.13 – Vigas ejes 1 y 4, nivel 6-15. Edificio 15 pisos.....	52
Figura 3.14 – Vigas ejes 2 y3, nivel 1-15. Edificio 15 pisos.....	52
Figura 3.15 – Vigas ejes B y E, nivel 1-4. Edificios de 15/20 pisos.	52
Figura 3.16 – Vigas ejes B y E, nivel 6-15/20. Edificios de 15/20 pisos.	53
Figura 3.17 – Vigas ejes A yF, nivel 1-20. Edificio de 20 pisos.	53
Figura 3.18 – Vigas ejes 1 y 4, nivel 1-5. Edificio de 20 pisos.....	53
Figura 3.19 – Vigas ejes 1 y 4, nivel 6-20. Edificio de 20 pisos.....	53
Figura 3.20 – Vigas ejes 2 y 3, nivel 1-20. Edificio de 20 pisos.....	53
Figura 3.21 – Diagrama de interacción nominal y reducido. [30]	55

Figura 3.22 – Diagrama de interacción nominal y reducido junto con los puntos solicitantes, C01 . Estructura 15 pisos.....	56
Figura 3.23 – Diagrama de interacción nominal y reducido junto con los puntos solicitantes, C02 . Estructura 15 pisos.....	56
Figura 3.24 – Diagrama de interacción nominal y reducido junto con los puntos solicitantes, C03 . Edificio 15 pisos.	56
Figura 3.25 – Diagrama de interacción nominal y reducido junto con los puntos solicitantes, C01 . Edificio de 20 pisos.	57
Figura 3.26 – Diagrama de interacción nominal y reducido junto con los puntos solicitantes, C01 . Edificio de 20 pisos.	57
Figura 3.27 – Diagrama de interacción nominal y reducido junto con los puntos solicitantes, C01 . Edificio de 20 pisos.	57
Figura 3.28 – Diagrama de cuerpo libre y diagrama de corte asociado al corte por capacidad.	58
Figura 3.29 – Diagrama de Momento Curvatura de la columna C02 del Edificio 20 pisos con carga axial igual a cero (flexión pura) y carga axial máxima (flexocompresión).	59
Figura 3.30 – Columnas C01 , Edificio 15 pisos.	62
Figura 3.31 – Columnas C02 , Edificio 15 pisos.	62
Figura 3.32 – Columnas C03 , Edificio de 15 pisos.	62
Figura 3.33 – Columnas C01 , Estructura de 20 pisos.	63
Figura 3.34 – Columnas C02 , Estructura de 20 pisos.	63
Figura 3.35 – Columnas C03 , Estructura de 20 pisos.	63
Figura 3.36 – Mecanismos: (a) Piso blando, (b) Columna fuerte – Viga débil. [37]	64
Figura 3.37 – Uniones típicas Viga-Columna: (a) Interior, (b) Exterior, (c) Corner. [38]	66
Figura 3.38 – Área efectiva del nudo. [30]	67
Figura 3.39 - Diagrama de cuerpo libre para nudos interiores, exteriores o corner según dirección de análisis.	68
Figura 3.40 – Detalle union Viga-Columna. [38]	70
Figura 3.41 – Diagrama de interacción nominal y reducido junto con los puntos solicitantes, M. H. A. 1 , Estructura 15 pisos.....	71
Figura 3.42 – Diagrama de interacción nominal y reducido junto con los puntos solicitantes, M. H. A. 2 , Edificio 15 pisos.	72
Figura 3.43 – Diagrama de interacción nominal y reducido junto con los puntos solicitantes, M. H. A. 3 , Edificio 15 pisos (Dirección X)-).	72
Figura 3.44 – Diagrama de interacción nominal y reducido junto con los puntos solicitantes, M. H. A. 3 , Edificio 15 pisos (Dirección Y).	72
Figura 3.45 – Diagrama de interacción nominal y reducido junto con los puntos solicitantes, M. H. A. 1 , Edificio 20 pisos,	73
Figura 3.46 – Diagrama de interacción nominal y reducido junto con los puntos solicitantes, M. H. A. 2 , Edificio 20 pisos.	73
Figura 3.47 – Diagrama de interacción nominal y reducido junto con los puntos solicitantes, M. H. A. 3 , Edificio 20 pisos (Dirección X).	73
Figura 3.48 – Diagrama de interacción nominal y reducido junto con los puntos solicitantes, M. H. A. 3 , Edificio 20 pisos (Dirección Y).	74
Figura 3.49 – Esfuerzo de corte por piso, M. H. A. 1 , Dirección Y.....	75
Figura 3.50 – Corte por piso, M. H. A. 2 , Dirección X	76
Figura 3.51 – Corte por piso en cada Ala de M. H. A. 3 , Dirección Y.....	76
Figura 3.52 – Corte por piso en el alma de M. H. A. 3 , Dirección X.	77
Figura 3.53 - M. H. A. 1 , Edificio 15 y 20 pisos.	78
Figura 3.54 - M. H. A. 2 , Edificio 15 pisos.	79
Figura 3.55 - M. H. A. 3 , Edificio 15 pisos.	79

Figura 3.56 - M. H. A. 2 , Edificio 20 pisos.	79
Figura 3.57 - M. H. A. 3 , Edificio 20 pisos.	79
Figura 3.58 – Elementos de borde M. H. A. 2 y M. H. A. 3 , para ambas estructuras de análisis.	80
Figura 3.59 – Elementos de borde M. H. A. 1 , para ambas estructuras de análisis.	81
Figura 4.1 – Elevación ejes 1 y 4: (a) Estructura de 20 pisos, (b) Estructura 15 pisos.	82
Figura 4.3 – Geometría arriostramiento tipo Chevron (V invertida).	83
Figura 4.4 – Comparación de la carga axial de una de las columnas del sistema convencional (sin dispadores) y la carga axial de la misma columna pero con la inclusión de BRB en la estructura ambas obtenidas desde el registro CCNS.	84
Figura 4.5 – Longitud de fluencia. [39].	85
Figura 4.6 – Geometría de las placas que conforman el sistema ADAS. [42]	86
Figura 5.1 – Registro de aceleraciones MMEW.	88
Figura 5.2 – Registro de aceleraciones CCEW.	88
Figura 5.3 – Registro de aceleraciones CCNS.	89
Figura 5.4 – Ejes resistentes modelados según dirección de análisis.	89
Figura 5.5 – Modelo bidimensional estructura 15 pisos: (a) Eje 4, (b) Eje 3.	90
Figura 5.6 – Modelo bidimensional estructura 20 pisos: (a) Eje A, (b) Eje B, (c) Muro C.	90
Figura 5.7 – (a) Miembros tipo Frame, (b) Elementos de plasticidad concentrada Giberson Beam. [46].	91
Figura 5.8 Miembros tipo Spring. [46]	91
Figura 5.9– Regla de histéresis Takeda. [49]	92
Figura 5.10: (a) Superficie de fluencia tipo Concrete Beam-Column, (b) Aproximación del momento Curvatura columna C01 , Edificio 20 pisos. [46]	93
Figura 5.11 – (a) Superficie de fluencia tipo Quadratic Beam-Column, (b) Diagrama de interacción nominal muro C, Estructura 20 pisos. [46]	94
Figura 5.12 – Regla de histéresis SINA tri lineal. [49]	94
Figura 5.13 – Regla de histéresis Ramberg-Osgood. [49].	96
Figura 5.14 – Regla de histéresis elastoplástica. [49]	96
Figura 5.15 – Regla lineal elástica. [49].	96
Figura 5.16 – Desplazamientos máximos para cada dirección de análisis: (a) Dir Y, (b) Dir X.	98
Figura 5.17 – Máximos desplazamientos relativos de entrepiso para cada dirección de análisis: (a) Dir Y, (b) Dir X.	99
Figura 5.18 – Aceleraciones absolutas máximas para cada dirección de análisis: (a) Dir Y, (b) Dir X.	100
Figura 5.19 – Desplazamientos máximos para cada dirección de análisis: (a) Dir Y, (b) Dir X.	101
Figura 5.20 – Máximos desplazamientos relativos de entrepiso para cada dirección de análisis: (a) Dir Y, (b) Dir X.	102
Figura 5.21 – Aceleraciones absolutas máximas para cada dirección de análisis: (a) Dir Y, (b) Dir X.	103
Figura 5.22 – Modelo de análisis ADAS.	104
Figura 5.23 – Modelo de análisis BRB.	104
Figura 5.24 – Comparación de resultados desplazamientos máximos, registro CCNS.	105
Figura 5.25 – Comparación de resultados aceleración máxima absoluta, registro CCNS.	106
Figura 5.26 – Momento curvatura Muro MH2 , para los 3 casos comparativos: (a) Estructura equipada con BRB, (b) Estructura equipada con ADAS, (c) Estructura convencional.	107
Figura 5.27 – Ductilidad de curvatura MHA2	108
Figura 5.28 – Ciclo de histéresis dispositivo ADAS, Edificio 15 pisos ($V_y = 41.38 [tonf]$).	108
Figura 5.29 – Ciclo de histéresis dispositivo BRB, Edificio 15 pisos ($V_y = 22.5 [tonf]$).	109

LISTA DE TABLAS

Tabla 2.1 – Categorización de sistemas pasivos de disipación de energía, según medio de activación del dispositivos.....	22
Tabla 2.2 – Detalle de las placas de los disipadores metálicos. [24]	26
Tabla 2.3 – Resumen de ventajas y desventajas. [26]	29
Tabla 3.1 – Propiedades mecánicas del hormigón y acero de refuerzo empleados.....	36
Tabla 3.2 – Peso Sísmico asociado a cada nivel de piso.....	38
Tabla 3.3 – Parametros de análisis modal espectral.....	40
Tabla 3.4 – Períodos naturales y participación modal, Edificio de 15 pisos.....	40
Tabla 3.5 – Períodos naturales y participación modal, Edificio de 20 pisos.....	41
Tabla 3.6 – Resultados de Análisis, Edificio de 15 pisos.....	42
Tabla 3.7 – Resultados de Análisis, Edificio de 20 pisos.....	42
Tabla 3.8 – Valores del parámetro C_d *.....	44
Tabla 3.9 – Resumen demanda de desplazamiento lateral.....	45
Tabla 3.10 – Resumen de las vigas diseñadas, Edificio de 15 pisos.....	49
Tabla 3.11 – Resumen de las vigas diseñadas, Edificio de 20 pisos.....	49
Tabla 3.12 – Refuerzo transversal vigas Edificio 15 pisos.....	51
Tabla 3.13 – Refuerzo transversal vigas Edificio 20 pisos.....	52
Tabla 3.14 – Resumen de áreas de acero en las columnas del Edificio de 15 pisos.....	54
Tabla 3.15 – Resumen de áreas de acero en las columnas del Edificio de 20 pisos.....	54
Tabla 3.16 – Diseño al corte dirección Y, Edificio 15 pisos.....	60
Tabla 3.17 – Diseño al corte dirección X, Edificio de 15 pisos.....	60
Tabla 3.18 – Diseño al corte dirección Y, Edificio de 20 pisos.....	60
Tabla 3.19 – Diseño al corte dirección X, Edificio de 20 pisos.....	61
Tabla 3.20 – Verificación Columna fuerte – Viga débil, C01 , Estructura 15 pisos.....	65
Tabla 3.21 – Verificación Columna fuerte – Viga débil, C02 , Estructura 15 pisos.....	65
Tabla 3.22 – Verificación Columna fuerte – Viga débil, C03 , Estructura 15 pisos.....	65
Tabla 3.23 – Verificación Columna fuerte – Viga débil, C01 , Estructura 20 pisos.....	65
Tabla 3.24 – Verificación Columna fuerte – Viga débil, C02 , Estructura 20 pisos.....	65
Tabla 3.25 – Verificación Columna fuerte – Viga débil, C03 , Estructura 20 pisos.....	66
Tabla 3.26 – Verificación de la resistencia al corte, nudo C01 , Estructura 15 pisos.....	68
Tabla 3.27 – Verificación de la resistencia al corte, nudo C02 , Estructura 15 pisos.....	68
Tabla 3.28 – Verificación de la resistencia al corte, nudo C03 , Estructura 15 pisos.....	69
Tabla 3.29 – Verificación de la resistencia al cote, nudo C01 , Estructura 20 pisos.....	69
Tabla 3.30 – Verificación de la resistencia al corte, C02 , Estructura 20 pisos.....	69
Tabla 3.31 – Verificación de la resistencia al corte, C03 , Estructura 20 pisos.....	69
Tabla 3.32 – Carga axial máxima y espesor límite, Estructura 15 pisos.....	71
Tabla 3.33 – Carga axial máxima y espesor límite, Estructura 20 pisos.....	71
Tabla 3.34 – Verificación del corte máximo en muros. Dirección X.....	75
Tabla 3.35 – Verificación del corte máximo en muros. Dirección Y.....	75
Tabla 4.1 – Área del núcleo de acero BRB.....	84
Tabla 4.2 – Rigideces BRB.....	85
Tabla 5.1 – Aceleraciones máximas.....	89
Tabla 5.2 – Comparación períodos Edificio 15 pisos, sin disipación de energía.....	97
Tabla 5.3 – Comparación períodos Edificio 20 pisos, sin disipación de energía.....	97
Tabla 5.4 – Valores máximos para cada estructura.....	105
Tabla 5.5 – Curvatura última debido al registro de aceleraciones CCNS.....	108

CAPÍTULO I: INTRODUCCIÓN

1.1. Motivación

Los últimos terremotos ocurridos en Chile han dejado en manifiesto la alta vulnerabilidad sísmica de las estructuras y de su contenido. No son pocos los casos de estructuras que, sin presentar problemas estructurales de consideración, presentaron daños no estructurales que causaron pérdidas parciales o totales de su conjunto. Resulta necesario, entonces, promover en Chile el uso de tecnologías, probadas a nivel nacional e internacional y reconocidas por la comunidad profesional, orientadas a mejorar la respuesta sísmica de las estructuras, más allá de los requisitos mínimos de la normativa vigente [1]. En esta misma línea, posterior al 27 de Febrero de 2010 fue necesaria la reconstrucción de un significativo número de viviendas, carreteras, aeropuertos y puentes, así como la reparación de estructuras estratégicas, hospitales y escuelas, lo cual representó cerca de un cuarto del PIB (año 2009) [2].



Figura 1.1 Infraestructura colapsada en Concepción posterior al Terremoto del 27 de Febrero de 2010: (a) Viaducto Chacabuco, (b) Torre O'Higgins, (c) Edificio Alto Río. [3]

Durante su vida útil las estructuras son sometidas a diversas sollicitaciones de servicio; como las cargas propias de uso y de fenómenos naturales. Las mayores demandas o sollicitaciones sobre una estructura son causadas generalmente por eventos sísmicos, donde la energía liberada en el hipocentro se propaga a través del suelo en forma de ondas que inciden en las estructuras

generando movimiento, aceleraciones y deformaciones, esta energía se disipa mediante el daño de los elementos estructurales, no estructurales y sus componentes. En edificios, la disipación de energía se produce típicamente en la interacción entre el suelo y las fundaciones, en el daño de muros, vigas, losas, columnas, unión viga-columna, conexiones y en la interacción entre el sistema estructural y sistemas no estructurales [1].

De acuerdo a la normativa nacional vigente, NCh433.Of1996 modificada en 2012 [4] y Decreto Supremo N60 de 2011 [5], las estructuras convencionales son diseñadas para que:

- i) Resistan sin daños movimientos sísmicos de intensidad moderada.
- ii) Limiten los daños en elementos no estructurales durante sismos de mediana intensidad.
- iii) Aunque presenten daños, eviten el colapso durante sismos de intensidad excepcionalmente severa. ¹

Para alcanzar objetivos de desempeños superiores a la normativa, protegiendo así la inversión y operación de la estructura, se implementan sistemas de protección sísmica tales como aislación basal y dispositivos de disipación de energía, los cuales entregan una mejora considerable al comportamiento dinámico de las estructuras [6]. Los sistemas de aislación sísmica limitan la energía que el sismo transfiere a la superestructura, reduciendo considerablemente las deformaciones y por ende los esfuerzos (Figura 1.2a). Los sistemas de disipación no interfieren en el ingreso o transferencia de energía desde el suelo a la estructura, sin embargo, hacen que la disipación de energía se concentre en los dispositivos que están especialmente diseñados para este fin, reduciendo la respuesta estructural dinámica y la porción de energía que debe ser disipada por la estructura, con esto se disminuye el daño en los elementos estructurales y no estructurales [1] (Figura 1.2b). Tanto aisladores sísmicos como disipadores de energía son llamados sistemas pasivos de disipación de protección sísmica.

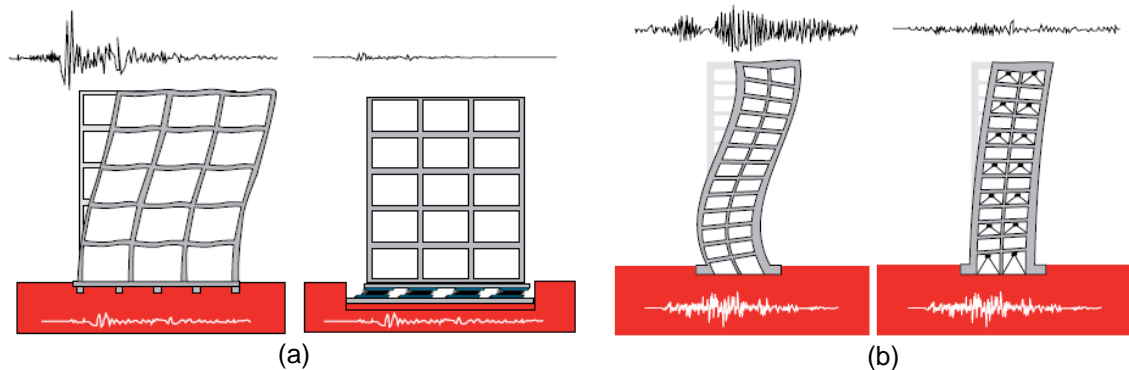


Figura 1.2 – Comparación entre la respuesta sísmica de estructuras con y sin protección sísmica: (a) Aislación basal, (b) Disipadores de energía. [1]

Los disipadores de energía aumentan el amortiguamiento de una estructura, estos dispositivos han sido utilizados ampliamente a nivel mundial en el diseño de estructuras nuevas y en el refuerzo de estructuras existentes, pudiéndose distinguir cuatro categorías:

- i) Activados por desplazamientos.
- ii) Activados por velocidades
- iii) Activados por una combinación de desplazamientos y velocidades.
- iv) Activados por fuerzas inerciales.

¹ La clasificación de sismos de intensidad moderada, media y severa correspondiente a la utilizada en NCh433.

En este Trabajo de Título se estudiarán dos sistemas pasivos de disipación de energía, ambos activados por medio de desplazamientos relativos entre los extremos del dispositivo. El primero corresponde al sistema BRB (Buckling Restrained Brace) y el segundo al sistema ADAS (Added Damping and Stiffness).

1.2. Objetivo General

Evaluar y cuantificar la influencia, en la respuesta sísmica de edificios de hormigón armado con estructuración mixta, que tiene la inclusión de elementos de disipación pasiva de energía tipo ADAS y BRB.

1.2. Objetivos Específicos

- i) Diseñar dos edificios de estructuración mixta de acuerdo a la normativa vigente en Chile, sin la inclusión de dispositivos de disipación pasiva de energía.
- ii) Incluir dispositivos de disipación pasiva de energía en las estructuras de análisis.
- iii) Evaluar todas las estructuras a través de análisis no-lineal tiempo-historia, usando registros sísmicos naturales chilenos.
- iv) Formular comentarios y conclusiones relevantes en relación a los objetivos del trabajo.

1.3. Resultados Esperados

Se espera que la inclusión de elementos pasivos de disipación de energía mejore el desempeño sísmico de las estructuras, es decir, se reduzcan las demandas de desplazamientos y aceleraciones en comparación a las estructuras sin dispositivos.

En caso de no lograr resultados esperados, se debe analizar y profundizar en las razones de los mismos, usando análisis adicionales de ser necesario.

CAPÍTULO II: REVISIÓN BIBLIOGRÁFICA

2.1. Respuesta estructural

Mediante la aplicación de dinámica estructural se logra predecir la forma en que las estructuras responderán ante una excitación basal (acción de un sismo, por ejemplo) [7], esta respuesta comprende parámetros físicos tales como: desplazamientos, velocidades y aceleraciones en función del tiempo para cada grado de libertad que se define en la estructura de análisis, con esto se pueden determinar, por ejemplo, esfuerzos, incursiones no lineales (daño estructural) en los elementos que la componen y deformaciones relativas de entre piso (drift). En la Figura 2.1 se presenta un modelo de un grado de libertad sometido a una carga sísmica caracterizada por un movimiento del suelo $v_g(t)$, el cual consta de una masa m uniformemente distribuida, una rigidez lateral k suministrada por 2 columnas en paralelo y un coeficiente de amortiguamiento viscoso c , la respuesta del sistema consiste en determinar el desplazamiento total de la masa en cualquier instante de tiempo respecto a su posición inicial $u^t(t)$.

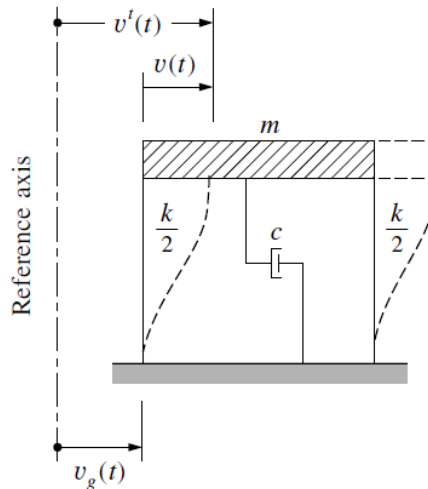


Figura 2.1 – Sistema de un grado de libertad. [8]

Desde la Figura 2.1 se tiene:

$$v^t(t) = v_g(t) + v(t) \quad (2.1)$$

El objetivo principal del uso de sistemas de protección sísmica es disipar un porcentaje significativo de la energía liberada durante un sismo que incide en la estructura, por ello Christopoulos y Filiatrault [6] formulan el problema sísmico usando un enfoque energético, ya que esta formulación trae ciertas ventajas como sustituir magnitudes vectoriales (desplazamientos, velocidades y aceleraciones) por cantidades energéticas escalares.

2.2. Energía

Entre los autores que han propuesto realizar un enfoque energético para resolver las ecuaciones de movimiento en las estructuras se encuentran: Housner [9], Uang & Bertero [10], entre otros. Al utilizar

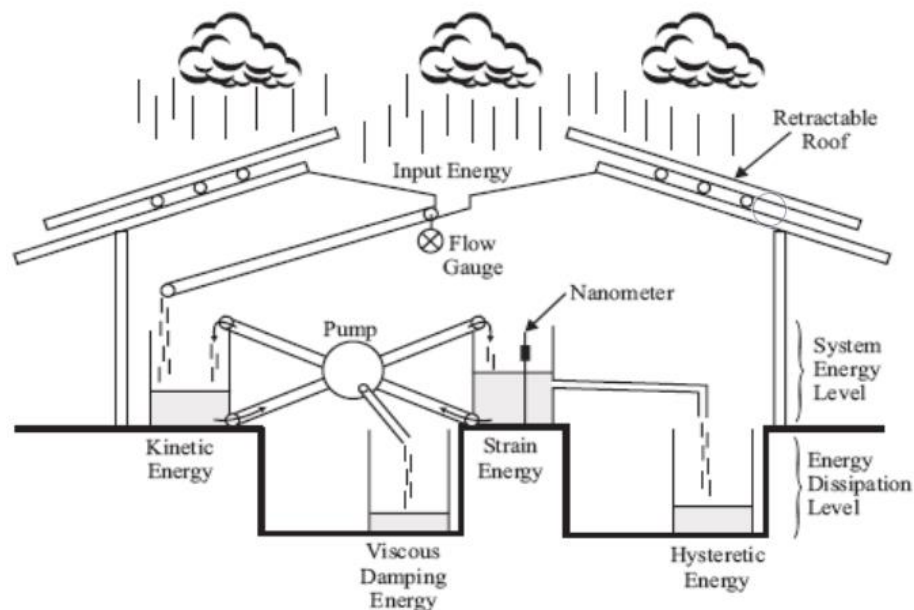
este enfoque es posible ver y seguir el comportamiento de la energía interna de la estructura provocada por el sismo, además se logra ver el impacto que tienen los sistemas de aislación y/o disipadores. En la figura 2.2 se muestra el flujo de la energía dentro de un sistema estructural sometido a un movimiento sísmico del suelo mediante una analogía del flujo de lluvia ante una tormenta [6], la energía liberada durante el sismo (input energy) es representada por la tormenta, notar que no toda la energía liberada entra al sistema ya que parte de esta se pierde en el medio de propagación de las ondas sísmicas, la energía que entra al sistema se transforma en energía cinética generando desplazamientos, velocidades y aceleraciones en el sistema, esto genera esfuerzos en la estructura, donde si son mayores a los límites elásticos de los elementos estructurales se disipa mediante deformaciones inelásticas (histéresis), otra forma de disipación es mediante el amortiguamiento viscoso equivalente de la estructura que representa el daño en elementos no estructurales e interacción suelo-fundación; por otra parte en la Figura 2.2 se tiene un techo retráctil cuya apertura depende del grado de aislación de la estructura, en el caso de un aislamiento perfecto este techo estaría completamente cerrado.

Las transformaciones de energía que inciden en la estructura se representan por la bomba (pump) de la Figura 2.2a.

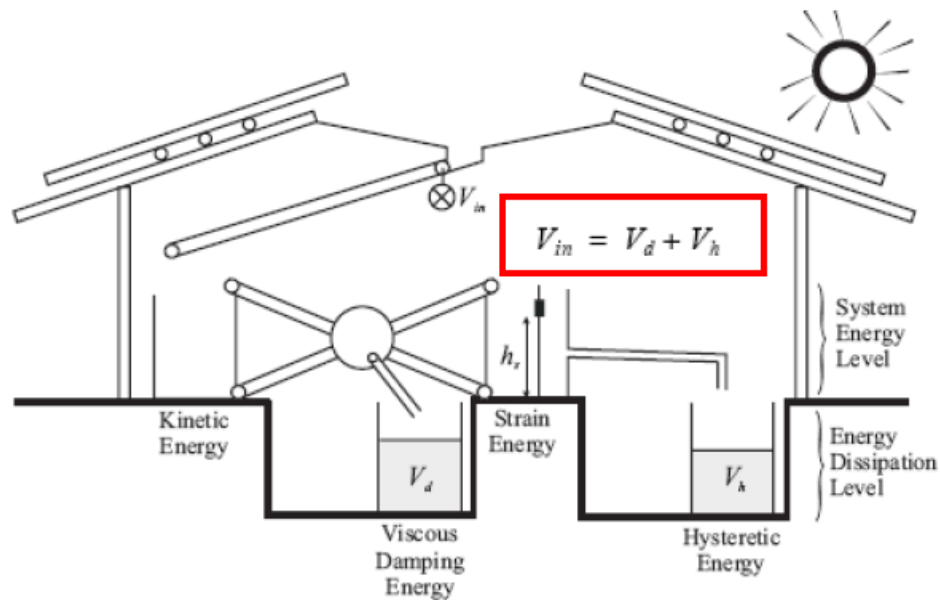
La Figura 2.2b muestra las condiciones finales luego del paso del sismo donde, siguiendo la analogía, el volumen de agua que ingresa al sistema (V_{in}) es igual a la suma de los volúmenes acumulados en los estanques que representan la disipación de energía: amortiguamiento viscoso equivalente (V_d) y comportamiento histéretico de los elementos estructurales (V_h).

$$V_{in} = V_d + V_h \quad (2.2)$$

A partir de la analogía descrita en los párrafos anteriores, existen 2 estrategias para mitigar los daños estructurales y minimizar la energía que entra al sistema, estas son: en primer lugar implementación de mecanismos suplementarios de disipación de energía (ADAS o BRB entre otros) que disminuyen la incursión no lineal en los elementos estructurales, concentrando la no linealidad principalmente en ellos y en segundo lugar reducir la apertura del techo retráctil mediante la implementación de sistemas de aislamiento basal [6].



(a)



(b)
Figura 2.2 – Analogía del flujo de lluvia: (a) Durante un movimiento sísmico, (b) Después del movimiento sísmico. [6]

Las ecuaciones diferenciales que gobiernan el movimiento de un sistema no lineal de múltiples grados de libertad, sometido a un movimiento horizontal en la base, está dada por la siguiente ecuación:

$$[M]\{\ddot{u}(t)\} + [C]\{\dot{v}(t)\} + \{F_r(t)\} = -[M]\{r\}\ddot{u}_g(t) + \{F_s\} \quad (2.3)$$

Donde:

- $[M]$: Matriz global de masa del sistema estructural.
- $[C]$: Matriz global de amortiguamiento viscoso, que tiene en cuenta todos los mecanismos inherentes de disipación de energía dependientes de la velocidad en la estructura, además de la energía disipada por la incursión inelástica de los elementos estructurales. Por conveniencia matemática se relacionan con la velocidad.
- $\{\ddot{u}(t)\}$, $\{\dot{v}(t)\}$ y $\{v(t)\}$: Vectores globales de aceleraciones, velocidades y desplazamientos relativos a la base en función del tiempo respectivamente.
- $\{F_r(t)\}$: Vector de fuerzas restauradores globales, definido por las características histeréticas de los elementos estructurales.
- $\{r\}$: Vector de acoplamiento de la dirección del movimiento del suelo con la dirección de los grados de libertad de la estructura.
- $\{\ddot{u}_g(t)\}$: Aceleración basal horizontal en función del tiempo.
- $\{F_s\}$: Es el vector global de las cargas estáticas que actúan en la estructura.

La formulación de la ecuación de movimiento en términos de energía se obtiene mediante la integración del trabajo realizado por cada uno de los elementos que componen la ecuación de movimiento (Ecuación 2.3) para un incremento diferencial de los desplazamientos globales de la estructura $\{dv\}$.

$$\int \{dv\}^T [M] \{\ddot{v}(t)\} + \int \{dv\}^T [C] \{\dot{v}(t)\} + \int \{dv\}^T \{F_r\} = - \int \{dv\}^T [M] \{r\} \ddot{v}_g(t) + \int \{dv\}^T \{F_s\} \quad (2.4)$$

Recordando las siguientes relaciones diferenciales:

$$\{dv(t)\} = \{\dot{v}(t)\} dt \quad (2.5)$$

$$\{\dot{v}(t)\} = \{\ddot{v}(t)\} dt \quad (2.6)$$

Utilizando la Ecuación 2.5, los 2 primeros terminos del lado izquierdo de la Ecuación 2.4 se pueden reescribir de la siguiente forma:

$$\begin{aligned} \int \{dv\}^T [M] \{\ddot{v}(t)\} &= \int \{\dot{v}\}^T [M] \{\dot{v}(t)\} dt \\ \int \{dv\}^T [C] \{\dot{v}(t)\} &= \int \{\dot{v}\}^T [C] \{\dot{v}(t)\} dt \end{aligned} \quad (2.7)$$

Luego con Ecuación 2.5 y 2.6, las expresiones obtenidas en la Ecuación 2.7 se reescriben como:

$$\begin{aligned} \int \{\dot{v}\}^T [M] \{\dot{v}(t)\} dt &= \int \{\dot{v}\}^T [M] \{d\dot{v}(t)\} \\ \int \{\dot{v}\}^T [C] \{\dot{v}(t)\} dt &= \int \{\dot{v}\}^T [C] \{dv(t)\} \end{aligned} \quad (2.8)$$

Reescribiendo los terminos de la Ecuación 2.3 se obtiene lo siguiente:

$$\begin{aligned} \int \{\dot{v}(t)\}^T [M] \{d\dot{v}(t)\} + \int \{\dot{v}(t)\}^T [C] \{dv(t)\} + \int \{dv\}^T \{F_r(t)\} \\ = - \int \{dv\}^T [M] \{r\} \ddot{v}_g(t) + \int \{dv\}^T \{F_s\} \end{aligned} \quad (2.9)$$

Finalmente desde la Ecuación 2.9 se obtiene un balance relativo de energía, donde Christopoulos & Filiatrault [6] lo definen como:

$$E_k^r(t) + E_{vd}(t) + E_a(t) = E_{in}^r(t) + E_{st}(t) \quad (2.10)$$

Donde:

- i) $E_k^r(t)$: Energía cinética relativa en función del tiempo.

$$E_k^r(t) = \frac{1}{2} \{\dot{v}(t)\}^T [M] \{\dot{v}(t)\} \quad (2.11)$$

- ii) $E_{vd}(t)$: Energía disipada por el amortiguamiento viscoso equivalente de la estructura de análisis en función del tiempo.

$$E_{vd} = \int \{\dot{v}(t)\}^T [C] \{\dot{v}(t)\} \quad (2.12)$$

- iii) $E_a(t)$: Energía absorbida por la estructura en función del tiempo ante una sollicitación sísmica.

$$E_a(t) = \int \{dv\}^T \{F_r(t)\} \quad (2.13)$$

- iv) $E_{in}^r(t)$: Es la energía relativa que entra al sistema en función del tiempo. (duración del registro sísmico).

$$E_{in}^r(t) = - \int \{dv\}^T [M] \{r\} \ddot{v}_g(t) \quad (2.14)$$

- v) $E_{st}(t)$: Es el trabajo realizado por las cargas estáticas aplicadas en función del tiempo.

$$E_{st}(t) = \int \{dv\}^T \{F_s\} \quad (2.15)$$

El término $E_a(t)$ considera la energía de deformación elástica $E_{es}(t)$ más la energía de deformación plástica debido a la no linealidad de los elementos estructurales $E_h(t)$ ambos asociados al área bajo la curva esfuerzo deformación, en la Figura 2.3 se muestra tal situación.

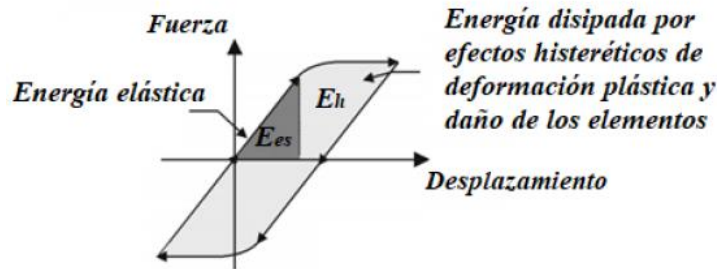


Figura 2.3 – Ciclo de histéresis en un sistema estructural. [11]

2.2.1. Energía de entrada relativa y energía de entrada absoluta

La ecuación de balance energético derivada en el apartado anterior (Ecuación 2.10) es válida para un sistema de base fija sometido a cargas laterales equivalentes al sismo, este enfoque no considera la traslación del sistema como cuerpo rígido, es por esto que la formulación está desarrollada en términos relativos. Por otra parte, la traslación del sistema como cuerpo rígido puede incluirse explícitamente en una formulación de energía absoluta, esta formulación se puede derivar a partir de las ecuaciones de movimiento [10], en este caso se deriva a partir de la ecuación de balance de energía en términos relativos.

Por esto la energía relativa de entrada $E_{in}^r(t)$ se reescribe utilizando las relaciones diferenciales de la Ecuación 2.5.

$$E_{in}^r(t) = - \int \{\dot{v}(t)\}^T [M] \{r\} \ddot{v}_g(t) dt \quad (2.16)$$

Integrando la Ecuación 2.16, se tiene:

$$E_{in}^r(t) = -\{\dot{v}(t)\}^T [M] \{r\} \dot{v}_g(t) + \int \{\ddot{v}(t)\}^T [M] \{r\} \dot{v}_g(t) dt \quad (2.17)$$

El vector de aceleración relativa $\{\ddot{v}(t)\}$ se puede expresar en términos del vector de aceleración absoluta $\{\ddot{v}_a(t)\}$ como:

$$\{\ddot{v}(t)\} = \{\ddot{v}_a(t)\} - \{r\} \ddot{v}_g(t) \quad (2.18)$$

Luego sustituyendo la Ecuación 2.18 en la Ecuación 2.17:

$$E_{in}^r(t) = -\{\dot{v}(t)\}^T [M] \{r\} \dot{v}_g(t) + \int \{\ddot{v}_a(t)\}^T [M] \{r\} \dot{v}_g(t) dt - \int \dot{v}_g(t) \{r\}^T [M] \{r\} \dot{v}_g(t) dt \quad (2.19)$$

Por otra parte, reemplazando la Ecuación 2.5 y 2.6 en términos de la aceleración, velocidad y desplazamiento del suelo:

$$E_{in}^r(t) = -\{\dot{v}(t)\}^T [M] \{r\} \dot{v}_g(t) + \int \{\ddot{v}_a(t)\}^T [M] \{r\} dv_g(t) - \int \dot{v}_g(t) \{r\}^T [M] \{r\} d\dot{v}_g(t) \quad (2.20)$$

El último término de la Ecuación 2.20 se puede integrar, por lo tanto, queda:

$$E_{in}^r(t) = -\{\dot{v}(t)\}^T [M] \{r\} \dot{v}_g(t) + \int \{\ddot{v}_a(t)\}^T [M] \{r\} dv_g(t) - \frac{1}{2} \dot{v}_g(t) \{r\}^T [M] \{r\} \dot{v}_g(t) \quad (2.21)$$

Introduciendo la Ecuación 2.21 en la Ecuación de balance energético se obtiene:

$$\begin{aligned} & \frac{1}{2} \{\dot{v}(t)\}^T [M] \{\dot{v}(t)\} + \{\dot{v}(t)\}^T [M] \{r\} \dot{v}_g(t) + \frac{1}{2} \dot{v}_g(t) \{r\}^T [M] \{r\} \dot{v}_g(t) + E_{vd} + E_a(t) \\ & = \int \{\ddot{v}_a(t)\}^T [M] \{r\} dv_g(t) + E_{st}(t) \end{aligned} \quad (2.22)$$

La Ecuación 2.22 se puede escribir como una función de la aceleración, velocidad y desplazamiento absoluto mediante la siguiente relación:

$$\{\dot{v}(t)\} = \{\dot{v}_a(t)\} - \{r\} \dot{v}_g(t) \quad (2.23)$$

Finalmente, reemplazando la ecuación 2.23 en la Ecuación 2.22, se tiene que la ecuación de balance energético en términos absolutos:

$$E_k^a(t) + E_{vd}(t) + E_a(t) = E_{in}^a(t) + E_{st}(t) \quad (2.24)$$

Donde:

- i) $E_k^a(t)$: Energía cinética absoluta en función del tiempo.

$$E_k^a(t) = \frac{1}{2} \{\dot{v}_a(t)\}^T [M] \{\dot{v}_a(t)\} \quad (2.25)$$

ii) $E_{in}^a(t)$: Energía absoluta que entra al sistema, en función del tiempo.

$$E_{in}^a(t) = \int \{\ddot{u}_a(t)\}^T [M] \{r\} dv_g(t) \quad (2.26)$$

Las demás variables de la Ecuación 2.24 ya fueron definidas, estas no cambian en las ecuaciones de balance energético en términos absolutos y relativos, al analizar ambos balances se tiene:

- Ambas ecuaciones son matemáticamente equivalentes.
- La suma de la energía cinética y la energía entrante al sistema tanto en términos absolutos como relativos es igual.
- En el balance energético en términos absolutos, el desplazamiento del suelo a través del tiempo es necesario para cuantificar la entrada de energía al sistema. Por lo tanto, es más ventajoso este método por sobre la expresión en términos relativos, ya que el desplazamiento del suelo en el tiempo es medido para cada evento sísmico.

Como observan Uang & Bertero [10], la energía que entra al sistema calculada mediante términos absolutos y relativos es muy similar para estructuras con períodos naturales entre 0.1 [s] y 5 [s], lo que cubre la mayoría de las estructuras en la práctica de la ingeniería civil [6].

2.3. Protección sísmica

La filosofía de diseño no está orientada a que no se produzcan daños en las estructuras y sus contenidos, la principal condición es evitar el colapso durante un sismo de intensidad excepcionalmente severa [4]. En el caso de las estructuras críticas y esenciales como hospitales, edificios públicos, puentes, aeropuertos, entre otros, el objetivo de desempeño de la NCh433 no es suficiente [1], ya que se requiere proteger los contenidos y que la estructura siga operando inmediatamente después de ocurrido un sismo severo. Estos objetivos de desempeño superiores a la normativa vigente en Chile pueden alcanzarse implementando sistemas de protección sísmica en las estructuras, como aislación basal y disipación de energía, estos sistemas proveen una mejora considerable en el comportamiento sísmico de las estructuras, ya que están diseñados para disipar parte de la energía sísmica que incide en una estructura [6].

Internacionalmente los sistemas de protección sísmica no solo aplican a estructuras nuevas, sino que también es utilizada como estrategia de refuerzo o rehabilitación (retrofit) de estructuras ya existentes [1].

Los sistemas de protección sísmica se pueden clasificar en tres categorías: sistemas activos, sistemas semiactivos y sistemas pasivos.

2.3.1. Sistemas activos

Son sistemas complejos que incluyen sensores de movimiento, sistemas de control, procesamiento de datos y actuadores dinámicos. Son capaces de monitorear la respuesta sísmica en tiempo real, detectando movimientos y aplicando fuerzas para contrarrestar los efectos sísmicos [1].

Estos sistemas operan mediante sensores instalados en puntos estratégicos que miden la respuesta sísmica, luego un algoritmo de control procesa en tiempo real la información obtenida por los sensores y determina las fuerzas necesarias que se deben aplicar al sistema mediante los actuadores para estabilizar la estructura.

Las fuerzas que estos sistemas utilizan son generalmente aplicadas por actuadores que actúan sobre masas, elementos de arriostre (Figura 2.4) o tendones activos.

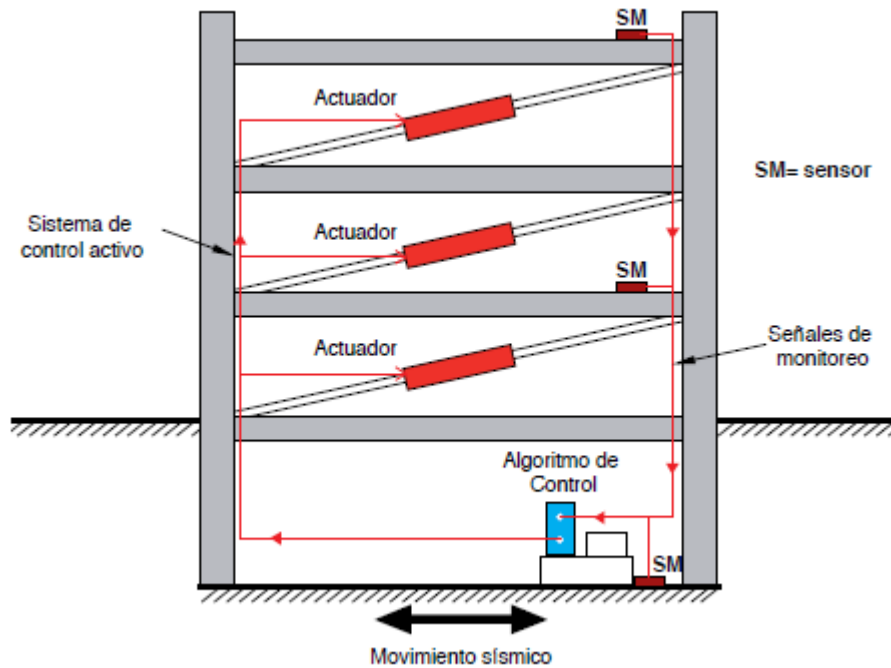


Figura 2.4 – Esquema de estructura con sistema de control activo. [1]

La principal desventaja de estos sistemas, aparte de su elevado costo de implementación es que para su funcionamiento necesitan de una fuente de energía externa y continua durante un sismo. Sin embargo, son la mejor alternativa de protección sísmica de estructuras, por el simple hecho de que permiten ir modificando la respuesta de los dispositivos en tiempo real.

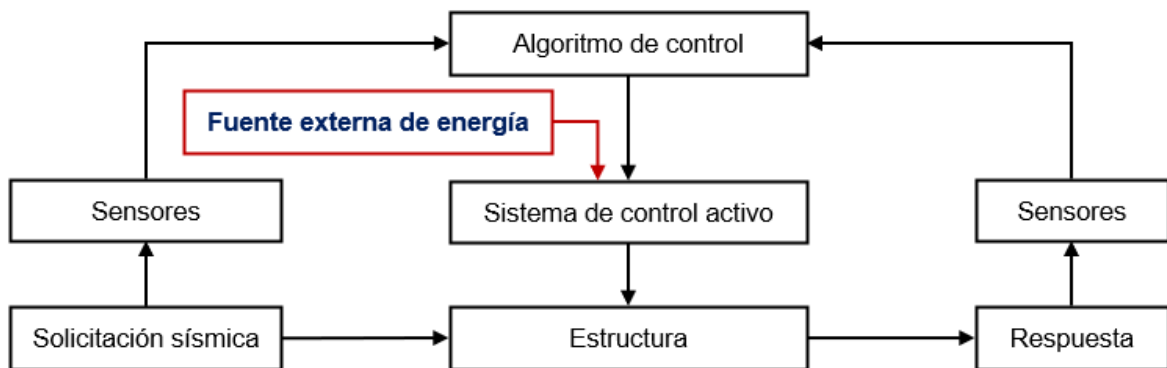


Figura 2.5 – Mecanismo de operación de sistemas activos.

2.3.2. Sistemas semiactivos

Al igual que los sistemas activos, cuentan con un mecanismo de monitoreo en tiempo real de la respuesta estructural, la diferencia es que estos sistemas no aplican fuerzas de control directamente sobre la estructura.

Los sistemas semiactivos modifican en tiempo real las propiedades mecánicas (rigidez o amortiguamiento) de los dispositivos de disipación de energía, lo que permite modificar las propiedades dinámicas de la estructura con costos energéticos reducidos en comparación con los sistemas activos [12]. En la Figura 2.6 se muestra esquemáticamente una estructura con dispositivos semiactivos de disipación de energía.

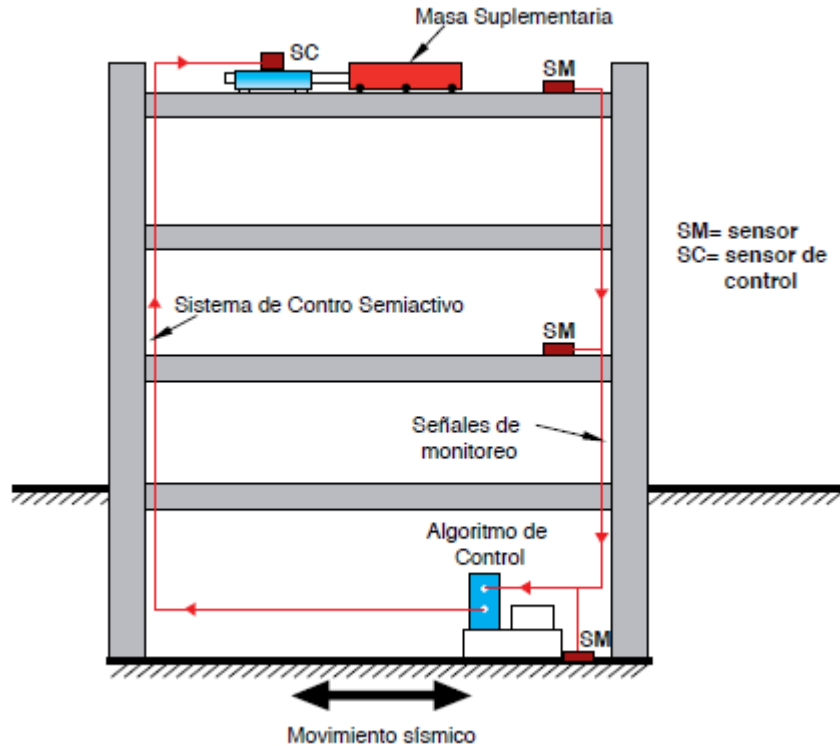


Figura 2.6 – Esquema de estructura con sistema de control semi-activo. [1]

Ejemplos de estos sistemas son: amortiguadores de masa semiactivos, los dispositivos de fricción controlable, amortiguadores con fluidos de viscosidad controlable a partir de campos eléctricos o magnéticos. El mecanismo de operación de estos sistemas sigue la lógica de la Figura 2.7.

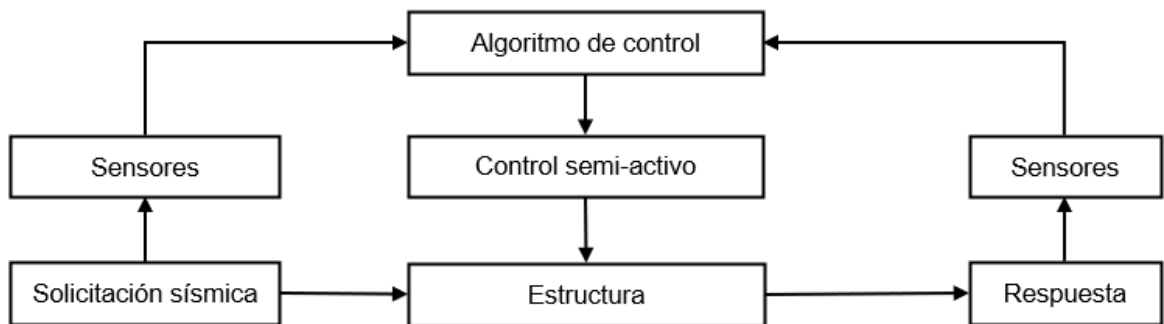


Figura 2.7 – Mecanismo de operación de sistemas semi-activos.

Al igual que los sistemas pasivos de protección sísmica, las fuerzas de control se desarrollan debido al movimiento de la estructura.

2.3.3. Sistemas pasivos

Los sistemas pasivos son los dispositivos de protección sísmica comúnmente más utilizados en la actualidad [1]. Dentro de esta categoría están los sistemas de aislación sísmica de base y los disipadores de energía, la gran diferencia que tiene este tipo de sistemas en comparación con los sistemas activos y semiactivos es que no necesitan de una fuente externa de energía para poder operar.

Son considerados sistemas robustos debido a que su composición y mecánica no son complejas. La instalación de estos dispositivos en estructuras existentes o estructuras nuevas es relativamente fácil, debido a que la mayor cantidad de estos dispositivos van conectados a la estructura principal mediante pernos o soldaduras [6].

Estos dispositivos funcionan de diversas formas: deslizamientos por fricción, fluencia de metales, deformación de sólidos o fluidos viscoelásticos [13].

La principal desventaja de estos sistemas, es que luego de que hayan alcanzado su capacidad máxima de disipación de energía deben reemplazarse. La Figura 2.8 muestra el diagrama de flujo del mecanismo de operación de los sistemas de protección sísmica pasivos, en donde, se puede apreciar la simplicidad del mecanismo, una sollicitación sísmica incide en la estructura generando respuesta y ahí es cuando se activan los dispositivos.

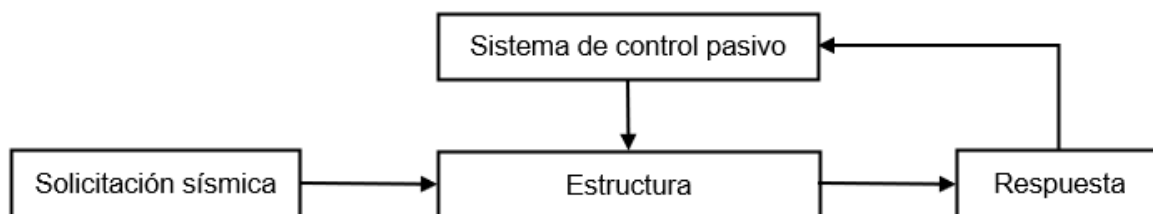


Figura 2.8 – Mecanismo de operación de sistemas pasivos.

A continuación, se presenta la Tabla 2.1 que resume las categorías y tipos de sistemas pasivos de disipación de energía.

Tabla 2.1 – Categorización de sistemas pasivos de disipación de energía, según medio de activación del dispositivos.

Desplazamientos	Velocidad	Desplazamiento y velocidad	Movimiento
Disipadores metálicos (ADAS)	Dispositivos fluido-viscosos	Dispositivos viscoelásticos sólidos	Osciladores resonantes
Disipadores friccionales	Muros viscosos		Amortiguadores de masa sintonizada (AMS)
Disipadores de extrusión de materiales (BRB)			
Disipadores autocentrantes			

En este Trabajo de Título se estudiarán los sistemas pasivos de disipación de energía, específicamente el sistema BRB y el sistema ADAS, los cuales están dentro de la categoría activados por desplazamientos de la Tabla 2.1.

2.3.4. Buckling Restrained Braces (BRB)

Las riostras restringidas al pandeo (BRB) son sistemas de disipación de energía que fueron desarrollados para prevenir el pandeo local o global de las riostras sometidas a cargas axiales cíclicas, logrando un ciclo de histéresis más robusto y estable [14], en la Figura 2.9 se muestra la comparación de los ciclos de histéresis de una riostra convencional y una BRB.

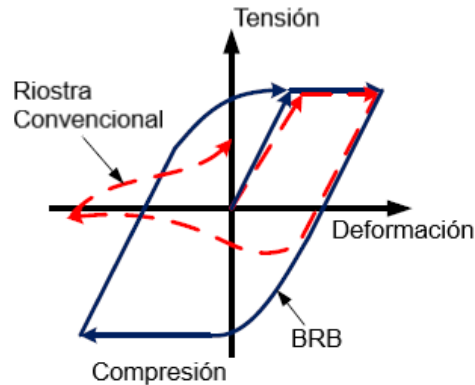


Figura 2.9 – Ciclos de histéresis, riostra convencional y BRB. [15]

El primer BRB para uso práctico fue empleado por Watanabe et al.(1988) y desde ahí se han aplicado ampliamente a nivel mundial en zonas sísmicas [16].

Los dispositivos se componen por un núcleo de acero que es el elemento que toma los esfuerzos axiales y está diseñado para fluir a compresión y tracción, una funda de acero rellena de hormigón o grouting que le brinda soporte lateral al núcleo de acero evitando el pandeo local y/o global y un material antiadherente que cubre al núcleo de acero permitiendo una libre deformación tanto a tracción como a compresión y evita que la carga axial se transfiera como esfuerzo de corte al grouting de relleno [17]. En la Figura 2.10 se presenta los elementos que componen el mecanismo.



Figura 2.10 – Descripción general de una BRB. [18]

Las BRB concentran las deformaciones inelásticas y disipan energía en su núcleo, permitiendo que el daño estructural se concentre en estos dispositivos.

Las secciones transversales más comunes de BRB se muestran en la Figura 2.11, estas son el resultado de un gran número de investigaciones tanto experimentales como analíticas realizadas principalmente en Asia (Ochoa & Nakashima, 2003; Xie, 2005; Uang & Nakashima, 2004; entre otros). Se distinguen principalmente por el tipo de funda utilizado. Por otra parte, no existen

publicaciones que señalen que la sección transversal de una BRB sea un factor preponderante en el comportamiento histerético del dispositivo, lo que implica que la geometría está al criterio del diseñador. Las BRB más usadas son las mostradas en las Figuras 2.11a y 2.11b.

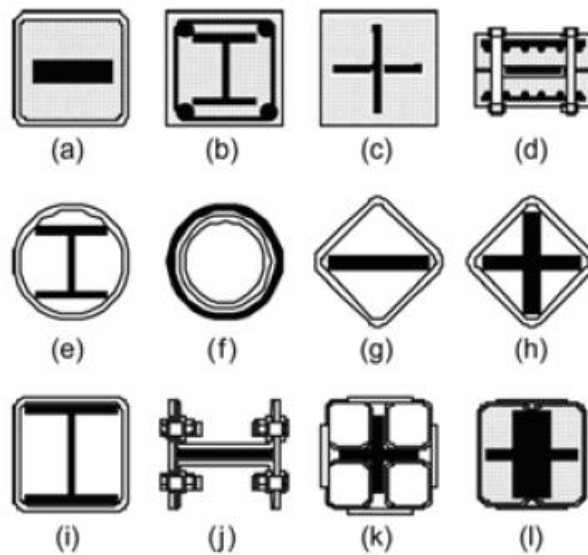


Figura 2.11 – Secciones transversales comunes de BRB. [19]

2.3.4.1. Geometría BRB

El perfil de acero que compone el núcleo de la BRB posee tres distintas zonas (ver Figura 2.12), las cuales son: zona de conexión (L_{con}), zona de transición (L_{tr}) y zona de fluencia (L_i)

La idea es concentrar la deformación inelástica en L_i , por lo tanto, el área seccional en la zona de fluencia (A_i) debe ser menor que el área seccional de la zona de conexión (A_{con}). La conexión de la BRB al marco debe estar detallada correctamente para permitir que la conexión trabaje elásticamente durante un eventual sismo, es por esto que la conexión debe estar acompañada por atiesadores que le den suficiente rigidez lateral para evitar efectos de inestabilidad elástica (pandeo global/local) [19].

Para reducir la concentración de tensiones en la zona de transición (cambio de sección), la pendiente debe ser de 1:4 [20].

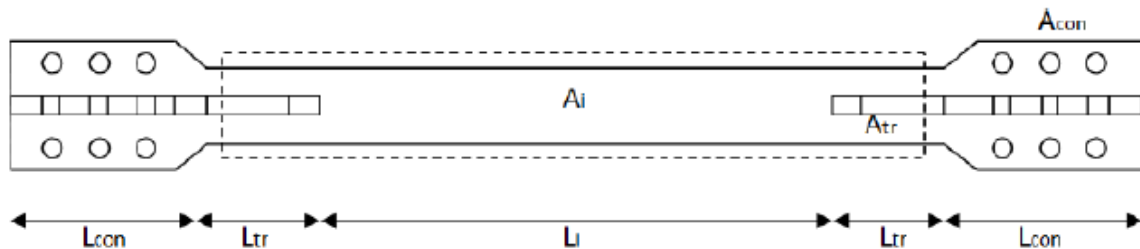


Figura 2.12 – Sección longitudinal del núcleo de acero de una BRB. [19]

2.3.5. Added Damping and Stiffness (ADAS)

Dispositivos metálicos que disipan energía por medio de la fluencia de los metales sometidos a esfuerzos de flexión, corte, torsión y una combinación de ellos. Presentan, en general, un comportamiento predecible, estable, confiable a largo plazo y poseen buena resistencia ante factores ambientales y temperatura [1]. Estos dispositivos permiten añadir simultáneamente rigidez y amortiguamiento a la estructura, se activan por desplazamientos relativos entre sus extremos.

El dispositivo ADAS está formado por una serie de placas de acero con forma de X (ver Figura 2.13a), estos se colocan entre un arriostramiento tipo Chevron y la base de la viga, las placa de acero que conforman los dispositivos ADAS se deforman en doble curvatura (ver Figura 2.13b) como resultado de los desplazamientos horizontales de la estructura [21]. La forma en X del dispositivo garantiza una distribución uniforme de los esfuerzos de flexión a lo largo de la altura de la placa [21]

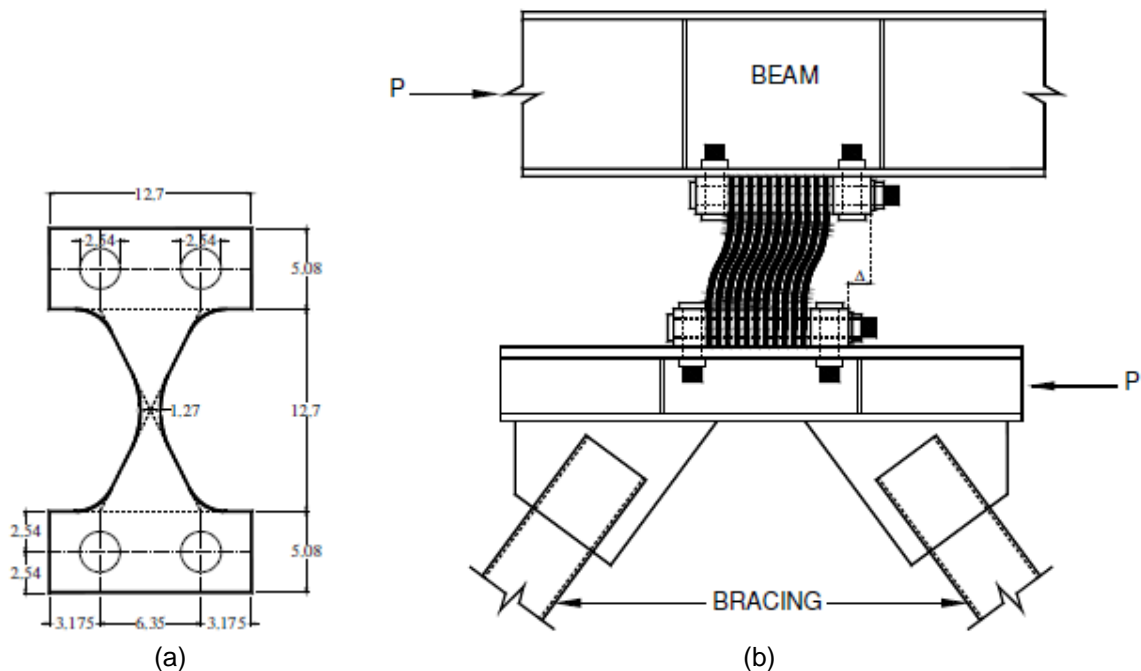


Figura 2.13 – Dispositivos ADAS: (a) Sección transversal, (b) Doble curvatura de las placa del dispositivos ante un eventual sismo. [22]

Existen también los dispositivos TADAS (Triangular Damping and Stiffness) donde M. Tahamouliroudsari et al. (2018) [23] concluye, en base a ensayos en un marco resistente a momento con implementación de ADAS y TADAS, que el uso de estos dispositivos para el diseño o retrofit de una estructura existente es muy ventajoso debido a los parámetros sísmicos que aportan a la estructura (rigidez, ductilidad, resistencia y factor de reducción de resistencia). Ambos dispositivos presentaron un buen comportamiento, pero se concluyó que los dispositivos TADAS es más efectivo para un sismo de baja intensidad, debido a que entrega una mayor rigidez al sistema estructural, lo que se traduce que la estructura no entra en el rango no lineal bajo solicitaciones sísmicas [23]. En cambio, el uso de dispositivos ADAS entrega una menor rigidez que los dispositivos TADAS, sin embargo, entrega un aumento en la ductilidad, resistencia y factor de reducción de resistencia, por lo tanto, los dispositivos ADAS son una mejor opción ante sismos severos, entregando un comportamiento estable de la estructura en el rango no lineal [23].

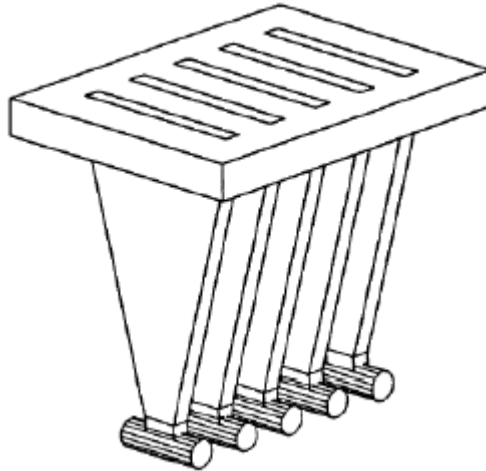


Figura 2.14 – Dispositivos TADAS. [21]

Notar desde a Figura 2.14 el dispositivo TADAS tiene un extremo libre de giro, por lo tanto, no se genera la doble curvatura que se genera en los dispositivos ADAS solicitados (ver Figura 2.13b), en ambos dispositivos la fluencia de la placa ocurre uniformemente en toda la sección, esto es debido netamente a la geometría de la placa, caso contrario ocurre con una placa rectangular donde la sección es uniforme y la plastificación se concentra en los extremos del dispositivo [24]. A modo de resumen se presenta la Tabla 2.2 donde se muestra gráficamente estas diferencias en la plastificación de las placas que conforman los dispositivos.

Tabla 2.2 – Detalle de las placas de los disipadores metálicos. [24]

Tipo de placa	Sección	Deformación	Esfuerzos internos
Rectangular			
Triangular			
X			

2.3.5.1. Consideraciones geométricas de las placas de los dispositivos ADAS

La disipación de energía en estos dispositivos ocurre por la plastificación de las placas que lo componen, para tener un óptimo desempeño (maximizar la disipación de energía) el dimensionamiento de estas debe asegurar que los esfuerzos internos logren plastificar completamente la sección de manera simultánea.

Para el diseño geométrico óptimo de estas placas existen 2 métodos [6]:

- i) Mantener constante el ancho de la placa, variando su espesor.
- ii) Mantener constante el espesor de la placa, variando su ancho.

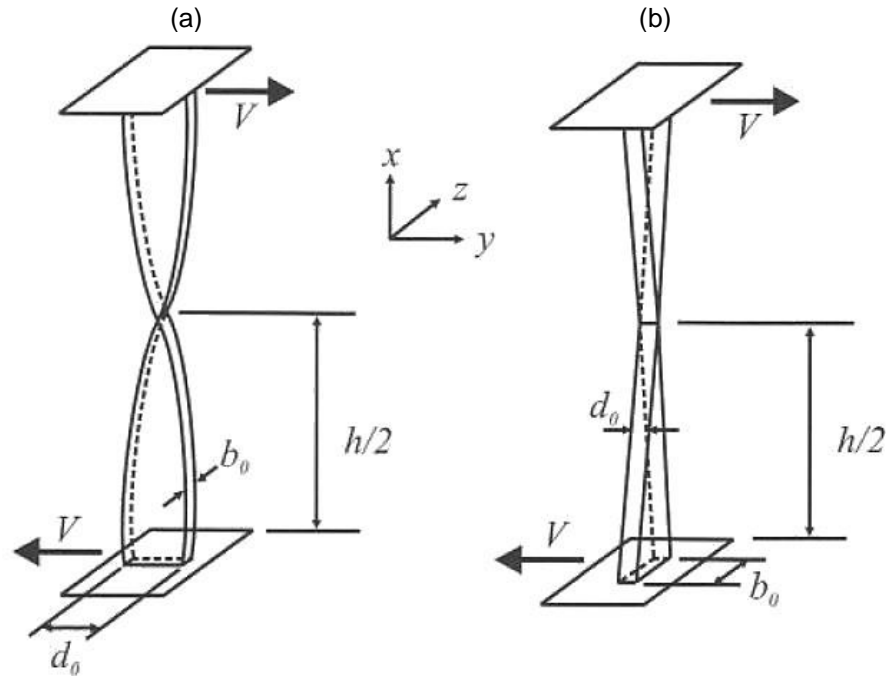


Figura 2.15 – Análisis geométrico de las placas: (a) Espesor variable, (b) Ancho variable. [6]

La geometría de la Figura 2.15a no se utiliza por la dificultad de su fabricación e irregularidades geométricas [6], el segundo método es más práctico ya que se utiliza una placa usual de acero variando solamente el ancho de esta (ver Figura 2.15b), por lo tanto, se tiene una fabricación más factible.

Manteniendo constante el espesor de la placa d_0 y variando el ancho $b(x)$. El momento plástico en cualquier parte de la sección de la placa viene dado por la siguiente ecuación:

$$M_p(x) = \frac{b(x)d^2}{4} f_y \quad (2.27)$$

Luego para asegurar que ocurra una plasticidad simultánea en toda la sección y así maximizar la energía disipada por el dispositivo, la variación del ancho está dada por [6]:

$$b(x) = \frac{2x}{h} \times b_0 \quad (2.28)$$

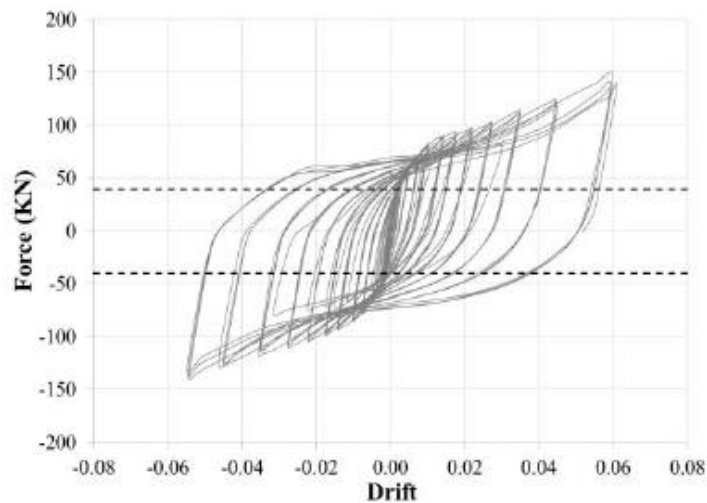
En esta misma línea, el espesor de la placa queda controlado por el espesor mínimo que evite el pandeo local, ante las eventuales cargas axiales que puedan solicitar al dispositivo.

El corte que actúa en el dispositivo es:

$$V = \frac{2M_p}{h} \quad (2.29)$$

Luego de estas consideraciones geométricas se alcanzan ciclos de histéresis estables, algunos investigadores como Whittaker & Bertero et al. 1993 [24] y Bergman & Goel 1987 [25] indican, a través de resultados empíricos, que los dispositivos ADAS soportan 100 ciclos con una deformación correspondiente a 3 veces el desplazamiento de fluencia sin presentar degradación de la rigidez.

A continuación, se presenta el comportamiento histerético de los dispositivos ADAS y el ensayo mediante el cual se obtuvo la curva de histéresis 2.16a.



(a)



(b)

Figura 2.16 – (a) Ciclos de histéresis ADAS, (b) Estado del marco a finalizar el ensayo. [23]

2.3.6. Ventajas y desventajas de los dispositivos BRB y ADAS

Tabla 2.3 – Resumen de ventajas y desventajas. [26]

Ventajas	Desventajas
<ul style="list-style-type: none"> ▪ Comportamiento histerético estable. ▪ Fiabilidad a largo plazo. ▪ Insensibilidad a la temperatura ambiente. ▪ Materiales y comportamiento conocidos por los ingenieros en ejercicio. 	<ul style="list-style-type: none"> ▪ Dispositivos averiados tras un terremoto; pudiendo requerir sustitución de ellos. ▪ Requieren análisis no lineal.

2.3.7. Respuesta dinámica básica de estructuras de un grado de libertad con disipadores histeréticos de energía

La respuesta dinámica de estructuras con disipadores histeréticos de energía sometidas a una aceleración basal (Figura 2.17) viene dada por la Ecuación 2.30 donde se combinan las propiedades inerciales de la estructura junto con las propiedades del dispositivo. Cabe destacar que las fuerzas generadas en el dispositivo junto con las fuerzas generadas en la estructura principal debido a la sollicitación sísmica están en fase.

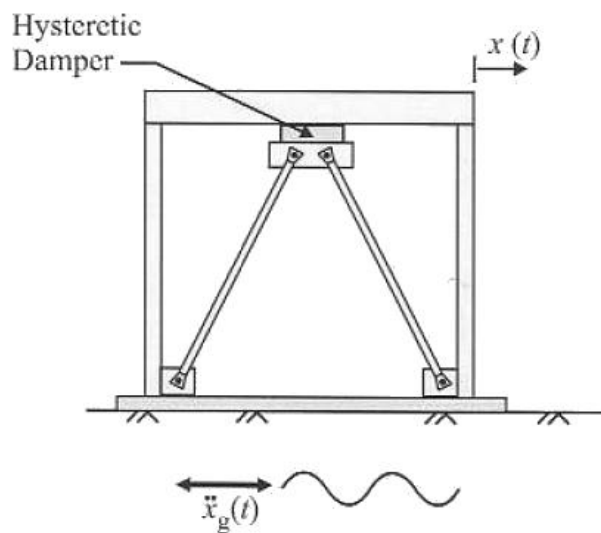


Figura 2.17 – Sistema de un grado de libertad con disipador histerético de energía. [6]

$$m\ddot{x}(t) + c\dot{x}(t) + kx(t) + F_{hd} = -m\ddot{x}_g(t) \quad (2.30)$$

Donde m , c y k son la masa, el amortiguamiento viscoso equivalente (constante) y la rigidez lateral de la estructura respectivamente; F_{hd} es la fuerza horizontal no lineal producida por el dispositivo histerético y $\ddot{x}_g(t)$ corresponde a una excitación armónica de la base representada por:

$$\ddot{x}_g(t) = a_g \text{sen}(\omega_g t) = -\frac{P_0}{m} \text{sen}(\omega_g t) \quad (2.31)$$

Donde ω_g es la frecuencia de excitación sísmica; a_0 corresponde ser la aceleración máxima del suelo y P_0 es la carga lateral estática equivalente.

Mediante análisis no lineal tiempo-historia se obtiene la amplitud de la respuesta estructural en estado estacionario, normalizando esta amplitud con respecto a la amplitud de la excitación, se pueden ver los efectos del dispositivo de amortiguación (histerético) en la respuesta estructural [6].

$$\sigma = \frac{\omega_g}{\omega_0} \quad (2.32)$$

$$\omega_0 = \sqrt{\frac{k + k_d}{m}} \quad (2.33)$$

Donde ω_0 es la frecuencia natural del sistema equipado con sistemas de disipación pasivos y k_d es la rigidez lateral que aporta el sistema de arriostramiento (ver Figura 2.17).

Christopoulos & Filiatrault [6] define el desplazamiento estático equivalente de la estructura x_{st} como:

$$x_{st} = \frac{P_0}{k} \quad (2.34)$$

Luego se define el desplazamiento lateral requerido para activar el disipador histerético (cuando empieza a disipar energía):

$$x_0 = \frac{F_{lat}}{k_d} \quad (2.35)$$

Donde F_{lat} corresponde a la fuerza lateral requerida para activar el disipador histerético.

Se define la siguiente relación:

$$\Lambda_{hd} = \frac{x_{st}}{x_0} = \frac{k_d}{k} \times \frac{P_0}{F_{lat}} \quad (2.36)$$

Donde Λ_{hd} corresponde a un parámetro en disipadores histeréticos que depende de las variables que fueron definidas previamente.

Por otra parte se tiene el parámetro σ que es el cociente de la frecuencia de excitación ω_g y la frecuencia natural del sistema equipado con dispositivos histeréticos ω_0 . En la Figura 2.18 se presenta un gráfico en el cual se puede encontrar el valor óptimo que minimiza la amplitud de la respuesta. A partir de esto se resume lo siguiente:

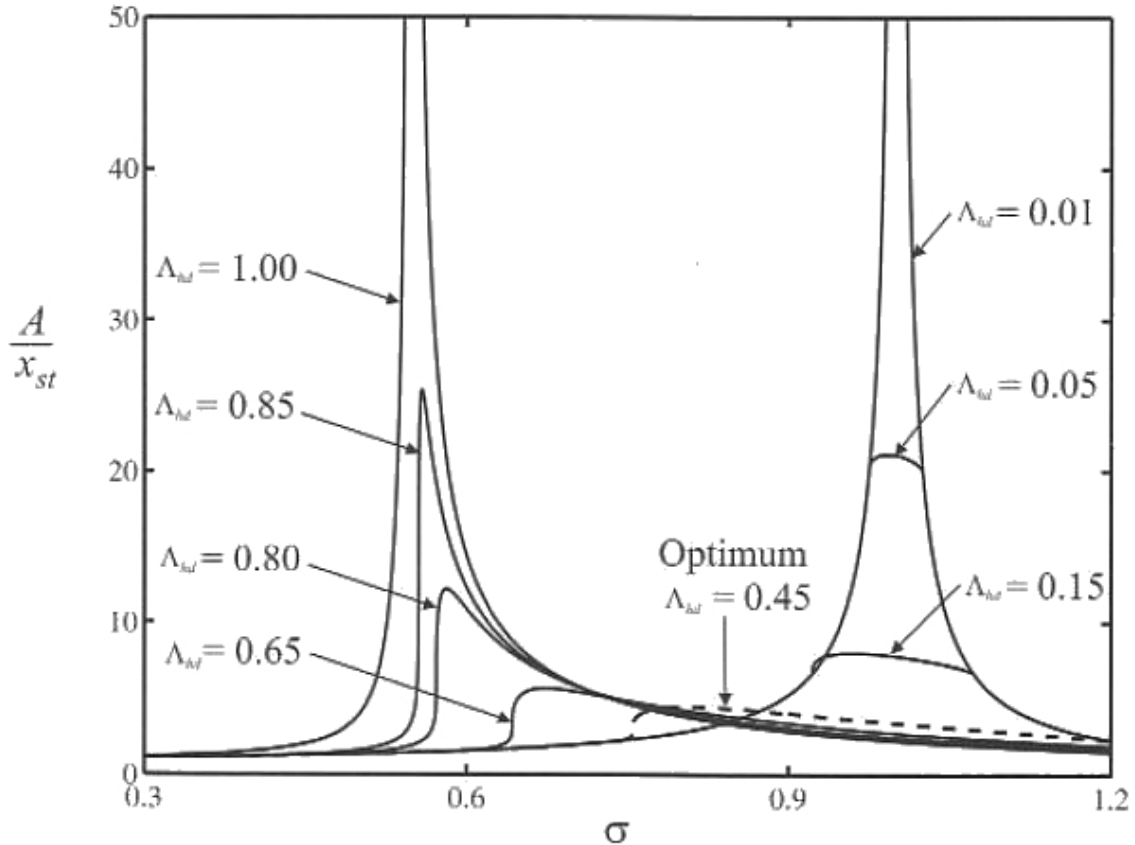


Figura 2.18 – Amplitud de la respuesta en estado estacionario de un sistema de 1 grado de libertad sometido a una excitación armónica de la base. [6]

- Si $\Lambda_{hd} > 0.85$ el dispositivo genera un aumento de amortiguamiento en la estructura, pero se produce un aumento de la amplitud en la respuesta de la estructura.
- Si $\Lambda_{hd} \approx 0.45$ el dispositivo aporta rigidez y amortiguamiento a la estructura además de disminuir la amplitud de la respuesta en la estructura, optimizando el uso del disipador.
- Si $\Lambda_{hd} < 0.15$ el dispositivo solo aporta rigidez a la estructura (arriostramiento convencional).
- Notar que el gráfico de la Figura 2.18 se construyó para $\frac{k_d}{k} = 0.55$ a modo de ejemplo ilustrativo, por lo tanto, la relación $\sigma = 0.85$ en donde ocurre el óptimo no es válida para todas las estructuras.

2.3.8. Influencia de disipadores pasivos en el balance de energía

Tras la incorporación de dispositivos pasivos de disipación de energía a la ecuación de balance energético en términos absolutos (Ecuación 2.24) se le agrega un término, sin embargo, debido a que la formulación está en términos absolutos se desprecia la energía asociada a las cargas estáticas equivalente del sismo [6].

$$E_k^a(t) + E_{vd}(t) + E_a(t) + E_{sd}(t) = E_{in}^a(t) \quad (2.37)$$

Donde $E_{sd}(t)$ corresponde a la energía disipada por el amortiguamiento suplementario en función del tiempo.

Para fines de diseño estructural, la respuesta más deseable de una estructura con dispositivos pasivos de amortiguación de energía no está ligada a la máxima disipación de energía por parte de los amortiguadores. Para entender esto se define la energía de vibración $E_{vb}(t)$, que corresponde a la cantidad de energía que entra a la estructura durante una sollicitación sísmica que puede causar daños a los elementos estructurales, no estructurales y contenidos de esta. Por lo tanto, la estructura está mejor protegida cuando la energía de vibración se minimiza en toda la duración del sismo.

$$E_{vb}(t) = E_k^a(t) + E_a(t) \quad (2.38)$$

Desde las Ecuaciones 2.37 y 2.38 se tiene:

$$E_{vb}(t) = E_{in}^a(t) - E_{vd}(t) - E_{sd}(t) \quad (2.39)$$

Notar que desde Ecuación 2.38 resulta evidente que la energía de vibración no será mínima cuando la energía de disipada del amortiguador sea máxima, ya que la energía de entrada al sistema también puede aumentar. Por lo tanto, la estrategia de diseño sismo resistente basado en métodos energéticos es minimizar la diferencia entre la energía que entra al sistema con la energía de disipada por el amortiguador en todo el tiempo que dure la excitación sísmica. Investigadores concluyen que, para efectos de diseño, las propiedades óptimas del sistema pasivo de disipación de energía seleccionado dependen tanto de las propiedades del movimiento sísmico como las del sistema estructural [6].

2.3.8.1. Diseño óptimo sugerido de disipadores pasivos

La energía total disipada viene dada por el área bajo la curva de los ciclos de histéresis (fuerza v/s deformación), recordar que los dispositivos fluyen cuando alcanzan el corte de activación. Para valores altos de cortes de activación, la energía disipada es muy baja (puede que el dispositivo no alcance el corte de activación), en cambio si el corte de activación es bajo, para altas deformaciones en la estructura la energía de disipada es despreciable, la estructura se comporta como si no tuviera el arriostamiento. Por lo tanto, el corte de activación óptimo se encuentra entre estos 2 valores [6].

Estudios numéricos anteriores [27] han demostrado la viabilidad de utilizar una distribución óptima de las fuerzas de corte necesarias para activar todos los amortiguadores histéricos de una estructura con arriostamientos tipo Chevron.

$$V_{ai} = 2F_{ai}\cos(\gamma_i) \quad (2.40)$$

Donde i identifica el número de pisos de la estructura de análisis, γ es el ángulo de inclinación de las riostras con respecto a la horizontal y F_{ai} es la fuerza de activación óptima según el nivel de piso.

Sin embargo, se ha demostrado que el uso de esta distribución de corte de activación óptima tiene un beneficio mínimo en comparación con el uso de la distribución constante de corte de activación [27], donde:

$$V_a = V_{ai} \quad (2.41)$$

A partir de un corte de activación constante se determinó una distribución óptima del esfuerzo de corte de activación, basada en un estudio numérico que tiene en cuenta el contenido de frecuencias del movimiento de suelo y las propiedades dinámicas de la estructura con y sin el sistema de arriostamiento añadido [28]. Para un determinado movimiento del suelo, la distribución óptima de

las fuerzas de corte de activación se determina minimizando el índice de rendimiento relativo (RPI) derivado de los conceptos de energía.

$$RPI = \frac{1}{2} \left(\frac{SEA}{SEA_0} + \frac{U_{max}}{U_{max(0)}} \right) \quad (2.42)$$

Donde SEA es el área de energía de deformación, es decir, la energía de deformación de todos los elementos de la estructura históricamente amortiguada en un análisis tiempo-historia, SEA_0 es el área de energía de deformación para una carga de activación nula (estructura sin dispositivos), U_{max} es la energía de deformación máxima almacenada en todos los elementos estructurales de una estructura amortiguada históricamente y $U_{max(0)}$ es la energía de deformación máxima para una carga de deslizamiento nula.

Los valores de RPI indican lo siguiente:

- Si $RPI = 1$ el comportamiento de la estructura con disipadores es idéntico al de la misma estructura sin disipadores, es decir, los dispositivos no presentan ningún efecto en la respuesta.
- Si $RPI < 1$ la respuesta de la estructura con disipadores es menor que la respuesta de la estructura sin disipadores, por lo tanto, los disipadores si están cumpliendo su función.
- Si $RPI > 1$ la respuesta de la estructura con disipadores es mayor que la respuesta de la estructura sin disipadores, es decir, aumentan los drift de piso, deformaciones y aceleraciones.

Para el diseño de los sistemas de protección sísmica, específicamente disipadores histeréticos, el mínimo valor de RPI ocurre cuando el período de la estructura con disipadores (T_b) dividido en el período fundamental de la estructura sin disipadores (T_n) cumple con la Inecuación 2.43 [6].

$$\frac{T_b}{T_n} < 0.4 \quad (2.43)$$

CAPÍTULO III: ANÁLISIS Y DISEÑO DE LAS ESTRUCTURAS SEGÚN NORMATIVA VIGENTE EN CHILE

3.1. Descripción de las estructuras en estudio

Las estructuras en estudio corresponden a 2 edificios de hormigón armado con estructuración mixta (muros y marcos trabajando en conjunto) de 15 y 20 pisos, la altura de entrepiso en ambos casos es de 3.6 [m] con una altura total de 54 [m] y 72 [m], respectivamente. El uso de estas estructuras será para oficinas privadas sin equipos, tema relevante a la hora de definir la sobrecarga de uso en las mismas.

Las plantas de ambas estructuras son rectangulares de $24 \times 32.5 [m^2]$, con igual dimensión de los elementos estructurales e igual disposición de ellos, pero para el caso del edificio de 20 pisos se agregan 4 vigas en la dirección Y, en los ejes A y F entre los ejes 1-2 y 3-4 respectivamente, esto fue necesario para cumplir con el límite de la deformación relativa de entrepiso establecida por la NCh433.Of1996 modificada en 2012 [4]. La estructuración es simétrica en ambas direcciones, con esto los centros de masa y rigidez están superpuestos y se evitan que efectos torsionales incidan en la respuesta de las estructuras.

En la Figura 3.1 se presenta la planta tipo de las 2 estructuras a analizar y la nomenclatura de cada elemento estructural que compone el edificio, por otra parte, se destacan en rojo las vigas adicionales mencionadas en el párrafo anterior.

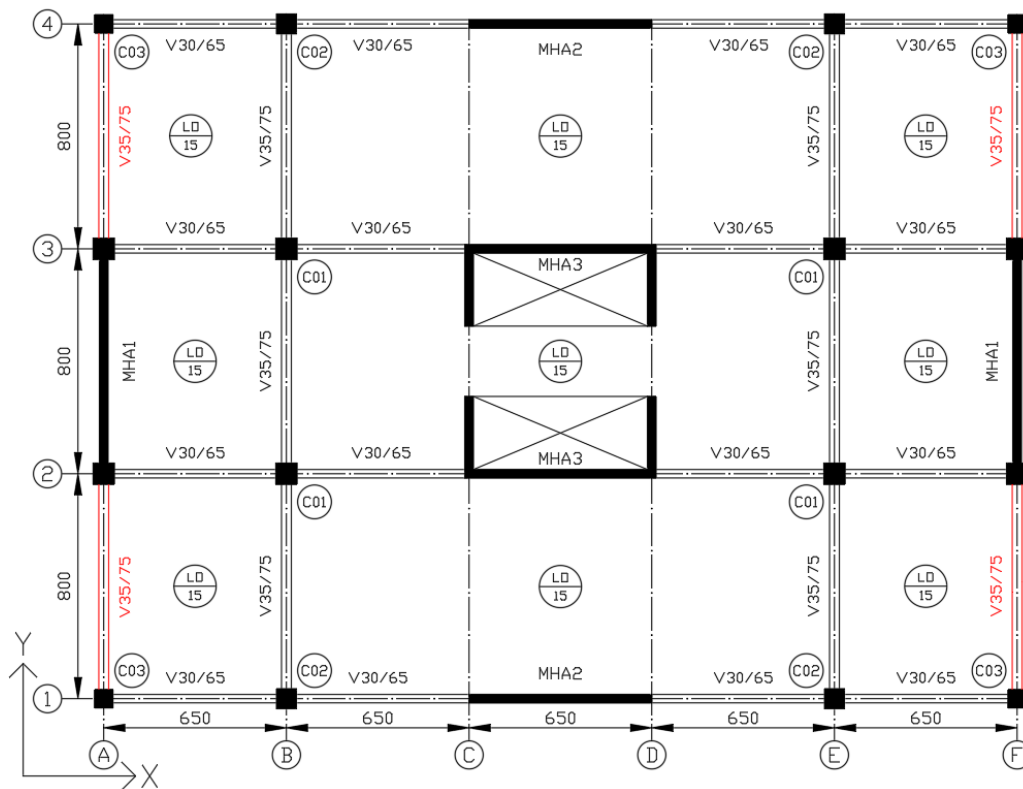


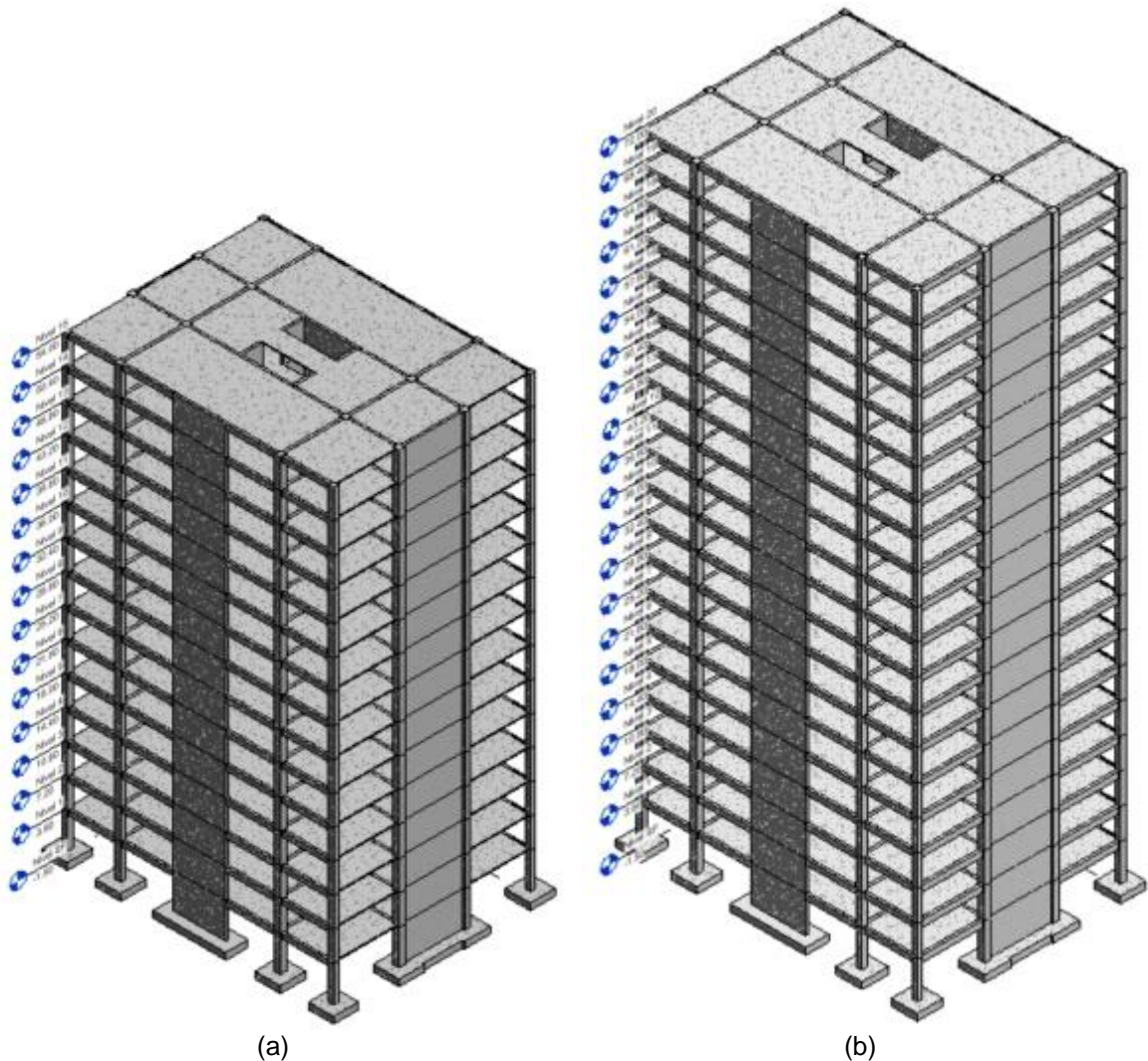
Figura 3.1 – Planta tipo de las estructuras analizadas.

El sistema resistente a cargas gravitacionales y sísmicas, para ambos casos, está compuesto por muros y marcos especiales, según los requerimientos de la normativa vigente en Chile.

El sistema de piso y techo está conformado por losas de hormigón armado de 15 [cm] de espesor, el cual se asume que se comportará como diafragma rígido, compatibilizando así las deformaciones laterales de los sistemas sismorresistentes en un mismo nivel. Cabe destacar que en este trabajo no se considera el análisis y diseño de losas ni fundaciones, ya que está fuera de los objetivos y alcances del mismo.

Las dimensiones de muros, vigas y columnas se mantienen constantes en la altura, para ambas estructuras.

A continuación, en las Figuras 3.2a y 3.2b se presenta una vista tridimensional (3D) de los modelos construido en Revit [29] de ambas estructuras en estudio.



(a) (b)
Figura 3.2 – Estructuras de análisis: (a) 15 pisos, (b) 20 pisos.

3.1.1. Elementos estructurales

Las dimensiones de los elementos estructurales en ambos edificios de estudio son las siguientes:

- Vigas Dirección X (V 30/65), sección 30×65 [cm^2].
- Vigas Dirección Y (V 35/75), sección 35×75 [cm^2].
- Columnas (C01), sección 75×75 [cm^2].
- Columnas (C02), sección 70×70 [cm^2].
- Columnas (C03), sección 65×65 [cm^2].
- Muros C (MHA3): espesor de 30 [cm], longitud de las alas de 290 [cm] y longitud del alma de 620 [cm].
- Muros Dirección X (MHA2), espesor de 30 [cm] y longitud de 650 [cm].
- Muros Dirección Y (MHA1), espesor de 30 [cm] y longitud de 725 [cm] con 2 cabezales de 75×75 [cm^2].
- Losas (LO15), espesor de 15 [cm].

Todas las dimensiones cumplen con los requisitos mínimos del Reglamento ACI 318-14 [30].

3.1.2. Propiedades mecánicas de los materiales

La Tabla 3.1 muestra propiedades mecánicas de los materiales considerados en el diseño de las estructuras en estudio.

Tabla 3.1 – Propiedades mecánicas del hormigón y acero de refuerzo empleados.

Hormigón G-30	
Densidad (ρ) [kg/cm^3]	0.0025
Módulo de Elasticidad (E_c) [kgf/cm^2]	261539.67
Coeficiente de Poisson (ν)	0.2
Módulo de Corte (G) [kgf/cm^2]	108974.86
Resistencia especificada (f'_c) [kgf/cm^2]	300
Acero de refuerzo A630 - 420H	
Densidad (ρ) [kg/cm^3]	0.00785
Módulo de Elasticidad (E_c) [kgf/cm^2]	2100000
Coeficiente de Poisson (ν)	0.3
Módulo de Corte (G) [kgf/cm^2]	807692.31
Tensión de Fluencia (f_y) [kgf/cm^2]	4200
Tensión de Rotura (f_u) [kgf/cm^2]	6300

3.2. Modelos de análisis

La modelación del sistema estructural de ambos edificios fue realizada con el software ETABS 2016 versión 16.2.1 [31]. Con este se realizarán los análisis necesarios a fin de obtener los esfuerzos con los que, se realizará el diseño de cada elemento estructural, todo esto bajo los requerimientos de la normativa vigente en Chile.

Para efectos de modelación, los elementos estructurales se definieron de la siguiente manera:

- Muros: como elementos tipo Shell-Thin, considerando rigidez del elemento fuera de su plano.
- Vigas y Columnas: como elementos tipo Frame, sin considerar rigidez torsional en toda la elevación.
- Losas: como elementos tipo Membrana, sin rigidez fuera de su plano, ya que su finalidad es distribuir las cargas gravitacionales sobre las vigas y muros donde se apoyan.

Sobre cada segmento de muro se consideraron vigas auxiliares de densidad igual a cero, pero con la misma rigidez de las vigas que componen las estructuras de estudio, esto con el fin de descargar las cargas gravitacionales directamente sobre estas vigas mediante el área tributaria asociada a estas.

Todos los elementos estructurales verticales (muros y columnas) de ambas estructuras están empotrados en el nivel basal.

En la Figura 3.3 se muestra el modelo analítico de una de las estructuras de estudio donde se distinguen los elementos tipo frame en color negro y los elementos tipo Shell-Thin en celeste.

En el modelo de análisis se incluyeron cachos rígidos en las uniones viga-columna, con esto se consigue un modelo más realista y se aumenta la rigidez lateral de la estructura (menor longitud de vigas y columnas).

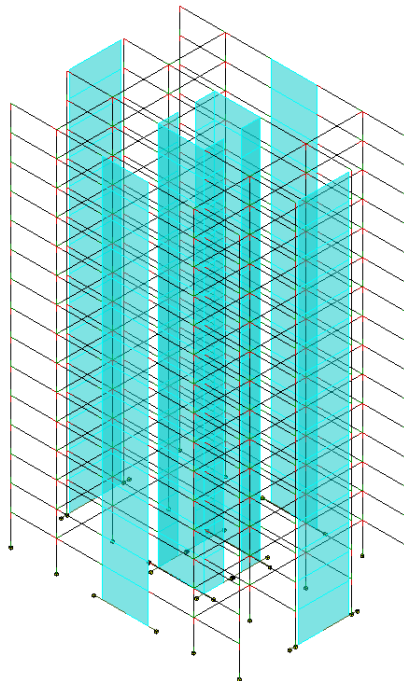


Figura 3.3 – Modelo Analítico, Edificio 15 pisos.

3.3. Análisis según normativa vigente en Chile

En esta sección se realiza un análisis lineal elástico para determinar las fuerzas de diseño debido a la acción de cargas gravitacionales y cargas sísmicas. La solicitación sísmica fue incluida mediante un análisis modal espectral, de acuerdo con la NCh433.Of1996 Modificada en 2012 [4] y las cargas gravitacionales de acuerdo con la NCh1537.Of2009 [32], todo esto conforme a la normativa vigente.

3.3.1. Cargas de uso y peso sísmico

La sobre carga de uso es de $250 [kgf/m^2]$, en todos los pisos de ambas estructuras, esto según el tipo de edificio (oficinas privadas sin equipos), además se considera una sobre carga de uso de $100 [kgf/m^2]$ en ambos techos, esto considerando techos con acceso sólo para mantención de acuerdo a la norma de cargas permanentes y cargas de uso. Adicionalmente para considerar incorporación de elementos no estructurales en el edificio (tabiques, cielos falsos, terminación de pisos, entre otros) se utiliza una carga de peso propio adicional de $100 [kgf/m^2]$.

El peso sísmico total de cada edificio (P_i) se obtuvo utilizando el 100 % del peso propio más el 25 % de la sobrecarga de uso.

$$P_1 = 10346.16 [tonf]$$

$$P_2 = 14187.43 [tonf]$$

A continuación, se presentan los pesos por unidad de área asociados a cada diafragma de ambos modelos de análisis. Ver Tabla 3.2.

Tabla 3.2 – Peso Sísmico asociado a cada nivel de piso.

Edificio de 15 pisos			
Piso	Peso (P) [tonf]	Área (A) [m^2]	P/A [tonf/ m^2]
15	663.70	780	0.85
1 – 14	687.37	780	0.88

Edificio de 20 pisos			
Piso	Peso (P) [tonf]	Área (A) [m^2]	P/A [tonf/ m^2]
20	682.86	780	0.88
1 – 19	706.53	780	0.91

Los valores de P/A en ambas estructuras de análisis, están en el rango común para edificios de hormigón armado con estructuración mixta 0.7 a 1.0 [tonf/ m^2].

3.3.2. Análisis modal espectral

Ya que ambas estructuras de análisis tienen más de 5 pisos, se requiere utilizar el método de análisis modal espectral según la normativa chilena NCh433.Of1996 modificada en 2012 [4], incluyendo las disposiciones del Decreto Supremo N60 del 2011 [5].

La demanda sísmica de diseño se determina con el espectro de diseño de pseudo-aceleraciones que es función de la materialidad de la estructura, tipo de sistema resistente y tipo de suelo, este

espectro determina la resistencia sísmica mínima requerida para la estructura. Se define en la ecuación 3.1.

$$S_a = \frac{S A_0 \alpha}{(R^*/I)} \quad (3.1)$$

Donde:

- S_a : Pseudo-aceleración espectral de diseño.
- S : Parámetro que depende del tipo de suelo.
- A_0 : Aceleración efectiva máxima del suelo.
- α : Factor de amplificación de la aceleración efectiva máxima.
- R^* : Factor de reducción de la aceleración espectral, calculado para el período del modo con mayor masa traslacional equivalente en la dirección de análisis.
- I : Coeficiente relativo a la importancia, uso y riesgo de falla del edificio.

El factor de amplificación α depende del período de vibrar para cada modo, se determina según ecuación 3.2.

$$\alpha = \frac{1 + 4.5 \left(\frac{T_n}{T_0}\right)^p}{1 + \left(\frac{T_n}{T_0}\right)^3} \quad (3.2)$$

Donde:

- T_n : Período de vibrar del modo "n".
- T_0, p : Parámetros que dependen del tipo de suelo de fundación.

El factor de reducción de la aceleración espectral (R^*), se calcula con la ecuación 3.3.

$$R^* = 1 + \frac{T^*}{0.1 T_0 + \frac{T^*}{R_0}} \quad (3.3)$$

Donde:

- T^* : Período de vibrar del modo con mayor masa traslacional equivalente en la dirección de análisis.
- R_0 : Factor de modificación de la respuesta estructural.

Para determinar los parámetros necesarios para el análisis, se consideran los casos relativamente comunes para el diseño en zonas de alta sismicidad, lo que implica que las estructuras se ubican en una Zona Sísmica III en Chile, con un suelo clasificado como Tipo *D*.

El factor de importancia es el asociado a estructuras de uso público, por lo tanto, categoría tipo II, el factor de modificación de respuesta depende de la materialidad de la estructura, por lo cual, para el caso de edificios de hormigón armado $R_0 = 11$. En la Tabla 3.3 se presentan los valores de los parámetros utilizados en el análisis modal espectral.

Tabla 3.3 – Parametros de análisis modal espectral.

Zona Sísmica	III
A_0/g	0.4
Suelo Tipo	D
S	1.2
T_0 [s]	0.75
T' [s]	0.8
n	1.8
p	1
Sistema Estructural	Hormigón Armado
R	7
R_0	11
Categoría Ocupacional	II
I	1

3.4. Resultados del Análisis

En el análisis se consideraron 12 modos de vibrar para ambas estructuras, con este número de modos se cumple que la suma de las masas equivalentes, en ambas direcciones de análisis, es mayor al 90% de la masa total del edificio. En las Tablas 3.4 y 3.5 se muestran los períodos naturales de cada modo para las estructuras, con los respectivos porcentajes de masa traslacional equivalente.

Tabla 3.4 – Períodos naturales y participación modal, Edificio de 15 pisos.

Modo	T_n [s]	Participación Modal [%]			SUM	
		X	Y	Z	$\sum_{i=1}^n \%X_i$	$\sum_{i=1}^n \%Y_i$
1	1.45	0	66.07	0	0	66.07
2	1.183	68.51	0	0	68.51	66.07
3	1.037	0	0	0	68.51	66.07
4	0.304	0	19.05	0	68.51	85.11
5	0.286	16.96	0	0	85.47	85.11
6	0.227	0	0	0	85.47	85.11
7	0.127	0	6.72	0	85.47	91.83
8	0.126	6.43	0	0	91.9	91.83
9	0.096	0	0	0	91.9	91.83
10	0.075	0	3.25	0	91.9	95.08
11	0.075	3.2	0	0	95.11	95.08
12	0.057	0	0	0	95.11	95.08

Tabla 3.5 – Períodos naturales y participación modal, Edificio de 20 pisos.

Modo	T_n [s]	Participación Modal [%]			SUM	
		X	Y	Z	$\sum_{i=1}^n \%X_i$	$\sum_{i=1}^n \%Y_i$
1	1.912	0	67.8	0	0	67.8
2	1.783	69.07	0	0	69.07	67.8
3	1.35	0	0	0	69.07	67.8
4	0.459	0	16.59	0	69.07	84.39
5	0.452	15.42	0	0	84.49	84.39
6	0.343	0	0	0	84.49	84.39
7	0.2	6.24	0	0	90.72	84.39
8	0.198	0	6.35	0	90.72	90.74
9	0.151	0	0	0	90.72	90.74
10	0.116	3.27	0	0	94	90.74
11	0.115	0	3.29	0	94	94.04
12	0.089	0	0	0	94	94.04

Los desplazamientos y esfuerzos en los sistemas estructurales se calculan para cada una de las direcciones de la acción sísmica, superponiendo las contribuciones de cada modo de vibrar mediante el método de superposición modal CQC (Complete Quadratic Combination).

3.4.1. Corte Basal

La Norma NCh433 limita el esfuerzo de corte basal de diseño (Q_0) entre un valor máximo y un valor mínimo, es por esto que si $Q_0 < Q_{\min}$, los desplazamientos, rotaciones y sollicitaciones en los elementos estructurales se deben multiplicar por un factor Q_{\min}/Q_0 , para que así se alcance el corte mínimo. Caso similar ocurre si $Q_0 > Q_{\max}$, se debe multiplicar por un factor para que el corte basal no sobrepase el corte basal máximo, esto no aplica para el cálculo de desplazamiento y rotaciones. A continuación, se presentan 2 ecuaciones (3.4 y 3.5) para calcular dichas expresiones

$$Q_{\min} = \frac{I S A_0 P}{6 g} \quad (3.4)$$

$$Q_{\max} = I C_{\max} P \quad (3.5)$$

El coeficiente sísmico (C_{\max}) se obtiene desde la Tabla 6.4 de la NCh 433, esta expresión depende del factor de modificación de la respuesta para el análisis estático (R). En los casos de estudio se tiene que $R = 7$ (Edificios de Hormigón Armado), por lo tanto, el coeficiente sísmico se calcula mediante la ecuación 3.6.

$$C_{\max} = \frac{0.35 S A_0}{g} \quad (3.6)$$

Los resultados del corte basal se resumen en las Tablas 3.6 y 3.7. En estas se aprecia que en ambos casos y en ambas direcciones el corte basal es menor al corte basal mínimo que establece la normativa, por lo tanto se tiene que aplicar un nuevo factor de reducción (R^{**}).

Tabla 3.6 – Resultados de Análisis, Edificio de 15 pisos.

Análisis	P [tonf]	$Q_{elástico}$ [tonf]	P [%]	R^*	Q_0 [tonf]	P [%]	Q_{min} [tonf]	P [%]	$Q_{máx}$ [tonf]	R^{**}
X	10346.16	5976.30	57.76	7.48	798.91	7.72	827.69	8	1738.15	7.22
Y	10346.16	4610.77	44.57	8.01	575.56	5.56	827.69	8	1738.15	5.57

Tabla 3.7 – Resultados de Análisis, Edificio de 20 pisos.

Análisis	P [tonf]	$Q_{elástico}$ [tonf]	P [%]	R^*	Q_0 [tonf]	P [%]	Q_{min} [tonf]	P [%]	$Q_{máx}$ [tonf]	R^{**}
X	14187.43	5054.84	35.63	8.52	593.27	4.18	1134.99	8	2383.49	4.45
Y	14187.43	4842.41	34.13	8.68	557.60	3.93	1134.99	8	2383.49	4.27

En las figuras 3.4 y 3.5 se presenta el espectro elástico y los espectros reducidos por R^{**} , para ambas direcciones de análisis. Los espectros de diseños reducidos son los utilizados para obtener los esfuerzos y deformaciones de los elementos estructurales y posteriormente verificar el diseño.

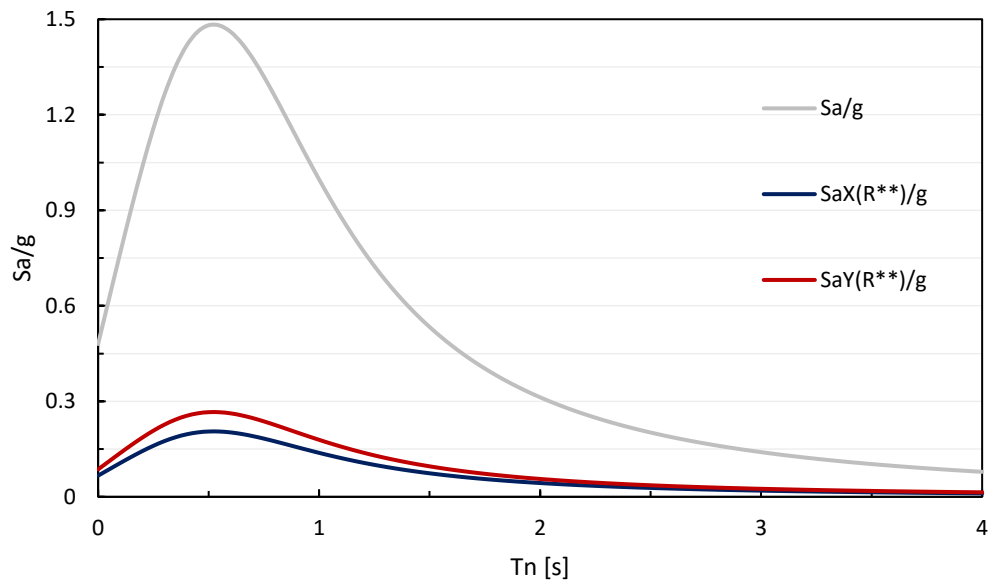


Figura 3.4 – Espectros de diseño de pseudo-aceleración, Edificio 15 pisos.

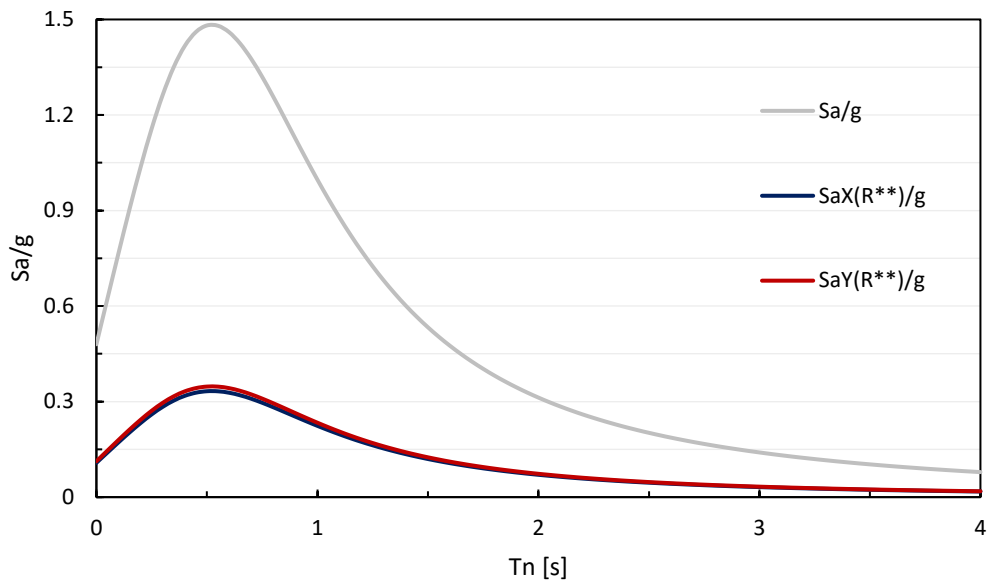


Figura 3.5 – Espectros de diseño de pseudo aceleración, Edificio 20 pisos.

3.4.2. Deformaciones relativas de entre piso (Drifts)

La normativa NCh433 en comparación a otras normas establece un parámetro muy restrictivo para el diseño de edificios, en el cual, la diferencia de los desplazamientos laterales de dos pisos consecutivos medidos en el centro de masa no debe ser mayor que $0.002 h_{entre\ piso}$. Esto se conoce como drifts y se debe verificar en ambas direcciones de análisis. En la Figura 3.6 se muestran las deformaciones relativas de entre piso de ambas estructuras en las 2 direcciones de análisis.

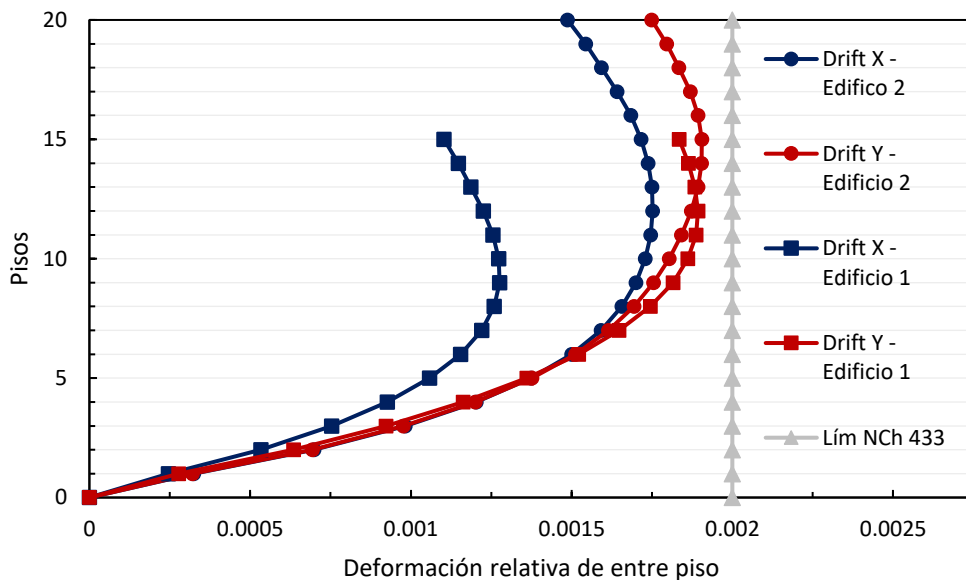


Figura 3.6 – Deformaciones relativas de entre piso, medidas desde el centro de masa.

Analizando el gráfico de la Figura 3.6, se distingue que las deformaciones relativas de entre piso son menores al valor establecido por la norma, por lo tanto, las propiedades y dimensiones de los elementos estructurales en ambos casos de estudios son apropiados para cumplir con el requisito estipulado en NCh433. Los máximos valores de deformación relativa de entre piso se obtuvieron en el edificio de 20 pisos y estos son del orden de 0.00175 en la dirección X y de 0.00197 en la dirección Y.

3.4.3. Demanda de desplazamiento lateral de techo

Para efectos de diseño de estructuras de hormigón armado, el desplazamiento lateral de diseño en el techo (δ_u), se debe considerar como 1.3 veces el desplazamiento obtenido desde el espectro elástico de desplazamientos (S_{de}) asociado al período agrietado (T_{ag})

$$\delta_u = 1.3 S_{de}(T_{ag}) \quad (3.7)$$

Donde el período agrietado (T_{ag}) es el asociado al modo con mayor masa traslacional en la dirección de análisis. Como el período fue calculado con las secciones brutas de las estructuras, este valor, se puede aproximar a 1.5 veces el período con mayor masa traslacional en cada dirección de análisis de las estructuras.

El espectro elástico de desplazamiento se calcula según la ecuación 3.8

$$S_{de}(T_n) = \frac{T_n^2}{4\pi^2} \alpha A_0 C_d^* \quad (3.8)$$

En esta ecuación el espectro elástico de desplazamientos S_{de} tiene unidades de [cm], A_0 está expresada en [cm/s²] y los valores de C_d^* dependen del tipo de suelo, para el suelo de fundación tipo D la expresión se calcula de la siguiente manera:

Tabla 3.8 – Valores del parámetro C_d^* .

C_d^*	Rango de períodos
1.0	$T_n \leq 0.90$ [s]
1.1 T_n	0.90 [s] $\leq T_n \leq 1.75$ [s]
1.93	1.75 [s] $\leq T_n \leq 5.00$ [s]

Los resultados para ambos casos de estudio se presentan en la Tabla 3.9

Tabla 3.9 – Resumen demanda de desplazamiento lateral.

Edificio de 15 pisos			
Dirección	T [s]	T_{ag} [s]	δ_u [cm]
X	1.183	1.775	64.2
Y	1.45	2.175	65.3
Edificio de 20 pisos			
Dirección	T [s]	T_{ag} [s]	δ_u [cm]
X	1.783	2.675	65.6
Y	1.912	2.868	65.6

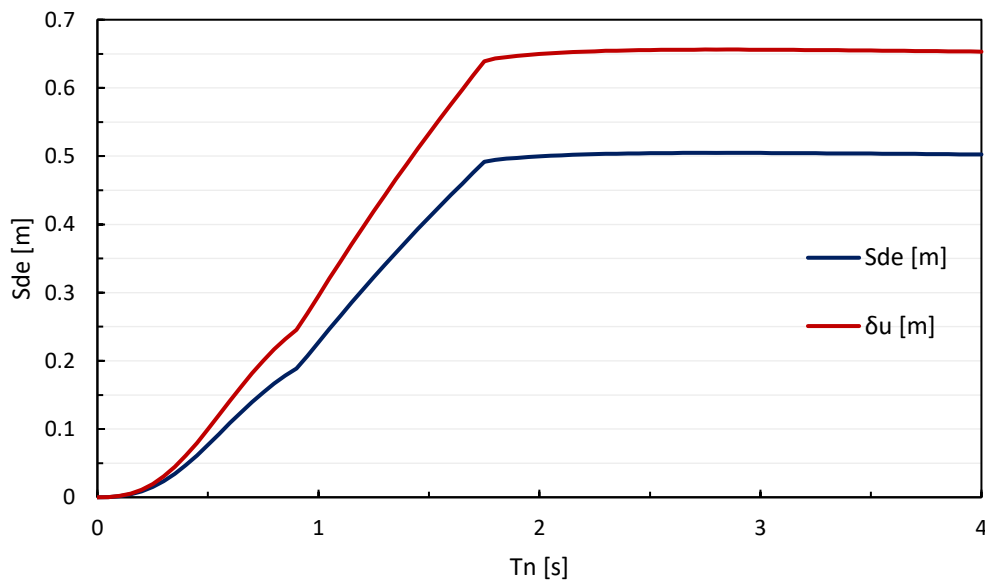


Figura 3.7 – Espectro elástico de desplazamiento.

3.5. Diseño de elementos estructurales

En esta sección se hace referencia al diseño de los elementos estructurales que componen las estructuras de análisis, debido a la simetría de ambas plantas, el diseño se simplifica ya que hay elementos espejos, esto se debe a los 2 ejes de simetría que dividen la planta en 4 partes idénticas, replicando así los elementos estructurales en la planta. (ver Figura 3.1).

Los marcos y muros son diseñados como marcos especiales y muros especiales según el capítulo 21 de la ACI 318-14, por lo tanto, deben resistir esfuerzos de flexo-compresión, corte y tener capacidad de deformación, según dispuesto con los requerimientos de dicho código y el DS N°60.

Las hipótesis generales para el diseño son entre otras, adherencia perfecta entre el acero de refuerzo y el hormigón, no se considera la resistencia a tracción del hormigón, los módulos de elasticidad de cada material permanecen constantes.

La principal condición de diseño que debe tener cada elemento estructural es que su resistencia nominal multiplicada por un factor ($\phi < 1$) debe ser mayor o igual que el esfuerzo último obtenido a

través, de las combinaciones de carga. Es por esto que cada elemento bajo flexión, carga axial o corte, tiene que cumplir con las Inecuaciones (3.9) a (3.12).

$$\phi M_n \geq M_u \quad (3.9)$$

$$\phi P_n \geq P_u \quad (3.10)$$

$$\phi V_n \geq V_u \quad (3.11)$$

$$\phi(M_n, P_n) \geq (M_u, P_u) \quad (3.12)$$

Donde ϕ es el factor de reducción, su valor varía según el tipo de esfuerzo que se esté analizando, para el caso a flexión pura o flexo-compresión el factor de reducción depende de la deformación unitaria del acero traccionado (ε_t) cuando la sección alcanza su capacidad máxima, es decir, la fibra de hormigón más comprimido (ε_c) llega al 0.003. Entonces:

- Si $\varepsilon_t > 0.005 \Rightarrow \phi = 0.9$ sección controlada por tracción (Falla dúctil).
- Si $\varepsilon_t < \varepsilon_{tv} \Rightarrow \phi = 0.65$ sección controlada por compresión (Falla frágil).
- Si $\varepsilon_{tv} \leq \varepsilon_t \leq 0.005 \Rightarrow \phi$ varía linealmente entre 0.65 y 0.9 zona de transición.

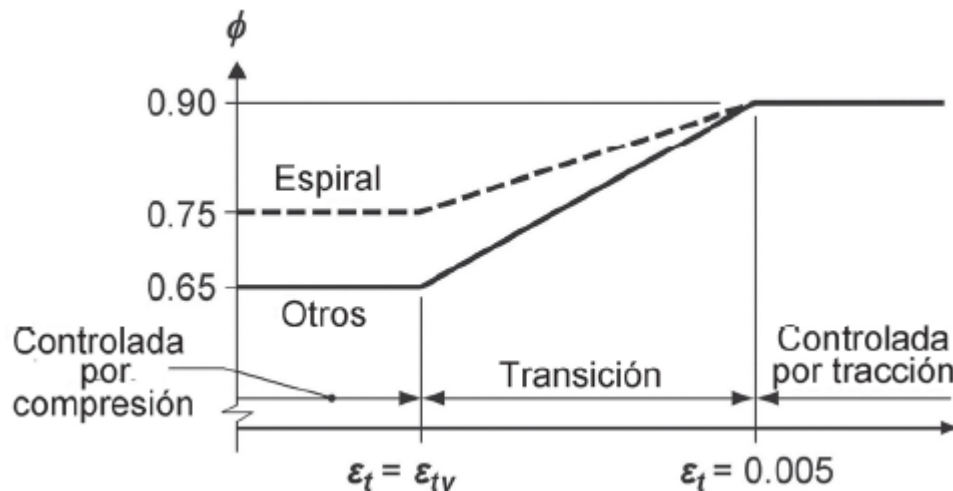


Figura 3.8 – Variación del factor de reducción (ϕ) en función de la deformación del acero en tracción, para flexión pura y flexo-compresión. [30]

El factor de reducción que se utiliza para el diseño al corte en marcos especiales es de $\phi = 0.75$, ya que se considera corte por capacidad, a fin de evitar la ocurrencia de alguna falla frágil en la estructura y así esta pueda disipar energía mediante deformaciones inelásticas. Estudios experimentales en [33] demostraron que elementos de hormigón armado sometidos a cargas cíclicas requieren una mayor cuantía de refuerzo a cortante para asegurar la falla a flexión. Por lo tanto, la resistencia al corte requerida en el marco está relacionada con la resistencia a flexión de los elementos, como se verá más adelante en este capítulo.

3.5.1. Combinaciones de Carga

Las combinaciones de carga utilizadas para calcular los esfuerzos y posteriormente diseñar los elementos estructurales, son las establecidas en el capítulo 9 de la NCh3171 Of2010 [34]. Donde la resistencia de diseño debe ser mayor o igual que los esfuerzos generados por las cargas mayoradas en las siguientes combinaciones:

$$U = 1.2 D + 1.6 L \quad (3.13)$$

$$U = 1.2 D + 1.0 L \mp 1.4 E_X \quad (3.14)$$

$$U = 0.9 D \mp 1.4 E_X \quad (3.15)$$

$$U = 1.2 D + 1.0 L \mp 1.4 E_Y \quad (3.16)$$

$$U = 1.2 D \mp 1.4 E_Y \quad (3.17)$$

Donde:

- U : Resistencia requerida.
- D : Peso propio (carga muerta).
- L : Sobrecarga de uso, según NCh1537.
- E_X o E_Y : Demanda sísmica, según NCh433.

3.5.2. Diseño de vigas

Ambas estructuras de análisis tienen 2 tipos de vigas, las cuales dependen de su orientación (ver Figura 3.1):

- V 30/65: Vigas en la dirección del eje X.
- V 35/75: Vigas en la dirección del eje Y.

Según lo establecido en ACI318-14 Capítulo 18 (Estructuras Sismorresistentes) para el diseño de vigas pertenecientes a marcos especiales a momento, se destaca lo siguiente:

- i) La cuantía de refuerzo longitudinal debe estar entre los valores obtenidos desde las inecuaciones (3.18) y (3.19), con esto se asegura que la viga tenga un tipo de falla dúctil y así se generen rótulas plásticas en los extremos. [Sección 18.6.3.1]

$$\rho > \text{Min} \begin{cases} \frac{0.8\sqrt{f'_c}}{f_y} \\ \frac{14}{f_y} \end{cases} \quad (3.18)$$

$$\rho < 0.025 \quad (3.19)$$

- ii) La resistencia nominal a flexión (positiva y negativa) en la cara del nudo debe cumplir con la inecuación (3.20), esto debido a la variabilidad en el sentido de la carga ante un eventual sismo. [Sección 18.6.3.2]

$$M_n^+ > 0.5M_n^- \quad (3.20)$$

3.5.2.1. Flexión pura

Esto es válido para elementos estructurales que no tengan esfuerzos de carga axial (compresión ni tracción), solamente estén solicitados a momento, por lo tanto, es aplicable al diseño de vigas.

Mediante la fórmula de flexión simple se cuantifico el área de acero necesaria para resistir el momento último (M_u), esto se hizo para flexión positiva y flexión negativa por separado.

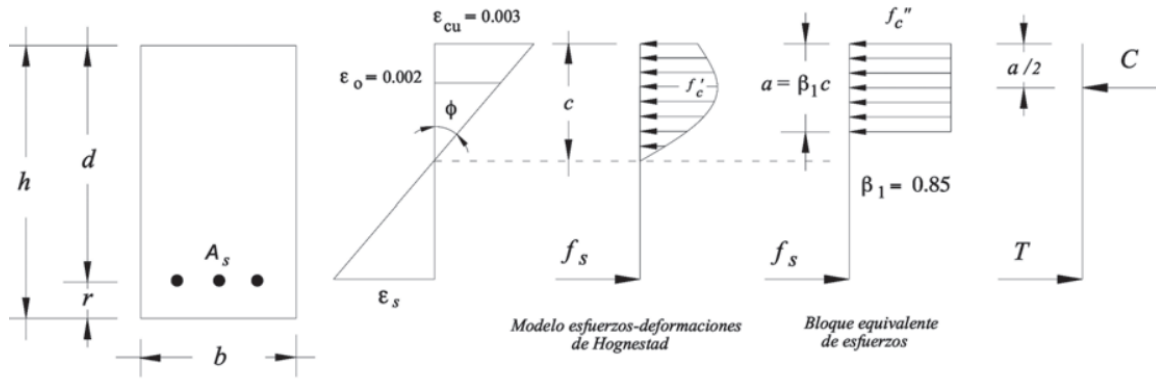


Figura 3.9 – Diagramas de deformaciones unitarias y esfuerzos internos en flexión simple. [35]

Se sabe que en flexión pura los esfuerzos internos de compresión y tracción son iguales, por otra parte, se impone como mínima la deformación unitaria del acero traccionado de $\epsilon_t = 0.005$, con esto el factor de minoración $\phi = 0.9$. Con esto y siguiendo los diagramas de la Figura 3.9 se obtiene lo siguiente:

$$\begin{aligned} C &= T \\ 0.85f'_c ab &= A_s f_y \end{aligned} \quad (3.21)$$

Luego para calcular el momento nominal de la sección basta con multiplicar uno de los 2 esfuerzos por la distancia que los separa:

$$M_n = A_s f_y (d - 0.5a) \quad (3.22)$$

Desde la ecuación (3.21) se puede despejar la variable a y el momento nominal se puede escribir en términos del momento último (valor conocido desde las combinaciones de carga) desde la ecuación (3.9). Reemplazando:

$$\frac{M_u}{\phi} = A_s f_y \left(d - \frac{0.5A_s f_y}{0.85f'_c b} \right) \quad (3.23)$$

Desde la ecuación (3.23) se tienen todos los datos menos el área de acero, por lo tanto, se despeja esta variable y se obtiene la cantidad acero necesaria para resistir el momento último, luego de esto la sección transversal se modela con sus respectivas áreas de acero superior e inferior en Section Designer de SAP2000 [36] y mediante el momento curvatura se obtienen los momentos nominales de la sección.

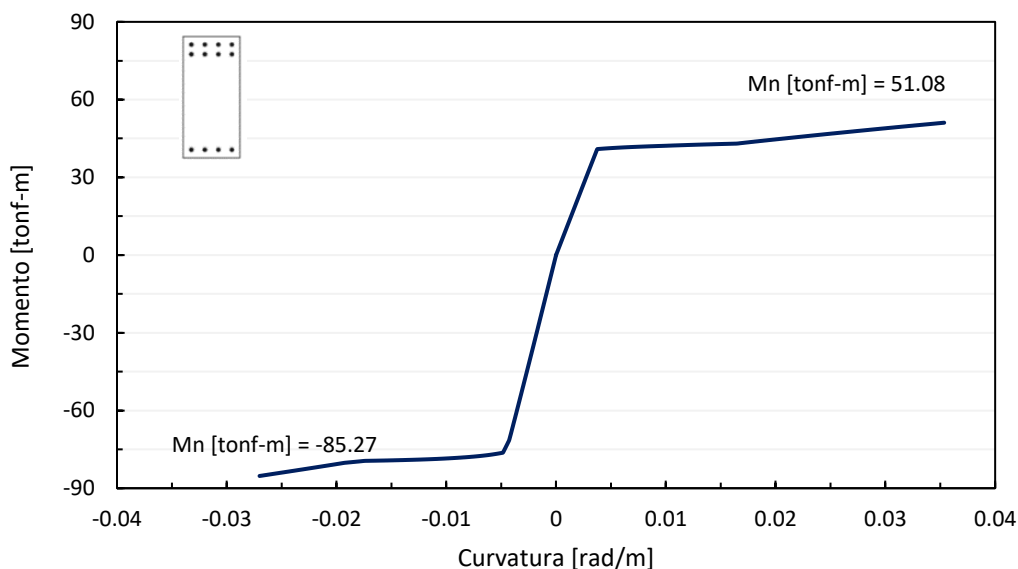


Figura 3.10 – Momento-curvatura vigas ejes B y E, Estructura 15 pisos (Nivel del 1 al 5).

A continuación, se presentan las Tablas 3.10 y 3.11 para resumir los refuerzos longitudinales y cuantías de las vigas de ambas estructuras de análisis.

Tabla 3.10 – Resumen de las vigas diseñadas, Edificio de 15 pisos.

Viga	Nivel	Ejes	Acero Superior	ρ_{sup}	Acero Inferior	ρ_{inf}
V 35/75	1-5	B y E	4Ø22 + 4Ø22	0.012	4Ø22	0.006
V 35/75	6-15	B y E	4Ø25 + 4Ø25	0.015	4Ø22 + 2Ø18	0.008
V 30/65	1-5	1 y 4	4Ø22 + 2Ø22	0.012	4Ø22	0.008
V 30/65	6-15	1 y 4	4Ø22 + 2Ø25	0.013	4Ø22	0.008
V 30/65	1-15	2 y 3	4Ø22 + 2Ø25	0.013	4Ø22	0.008

Tabla 3.11 – Resumen de las vigas diseñadas, Edificio de 20 pisos.

Viga	Nivel	Ejes	Acero Superior	ρ_{sup}	Acero Inferior	ρ_{inf}
V 35/75	1-5	B y E	4Ø22 + 4Ø22	0.012	4Ø22	0.006
V 35/75	6-20	B y E	4Ø25 + 4Ø25	0.015	4Ø22 + 2Ø18	0.008
V 35/75	1-20	A y F	4Ø28 + 4Ø22	0.015	4Ø22 + 2Ø22	0.009
V 30/65	1-5	1 y 4	4Ø25 + 4Ø18	0.015	4Ø22 + 2Ø18	0.010
V 30/65	6-20	1 y 4	4Ø25 + 4Ø22	0.018	4Ø22 + 2Ø22	0.012
V 30/65	1-20	2 y 3	4Ø25 + 4Ø25	0.020	4Ø22 + 2Ø22	0.012

3.5.2.2. Corte por capacidad

La resistencia a cortante se realizó de acuerdo con la sección 18.6.5 del capítulo 18 de la ACI318-14, donde se supone que en los extremos de las vigas se producen rótulas plásticas, este efecto, se modela aplicando momentos probables en los extremos de la viga (cara de los nudos), donde el

momento probable es el momento nominal obtenido con un esfuerzo de fluencia del acero multiplicado por 1.25, este factor considera la sobre resistencia por endurecimiento del acero. Aparte de estos momentos en la viga también se considera una carga distribuida ($w_u = 1.2 D + 1.0 L$).

Cabe destacar que para obtener los momentos probables se multiplicaron los momentos nominales por 1.25, el factor de reducción ϕ se considera igual a 0.75 para corte por capacidad. A continuación, se presenta un esquema del análisis empleado para determinar el corte último

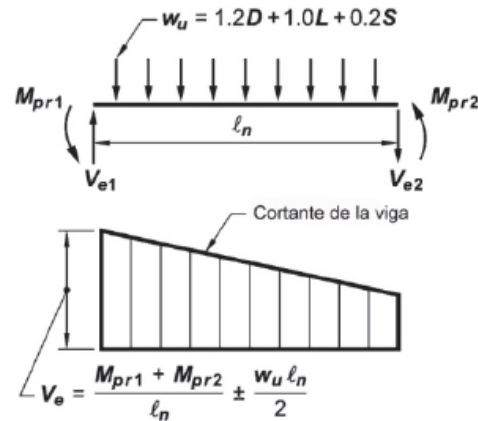


Figura 3.11 – Diagrama de cuerpo libre y diagrama de corte asociado al corte por capacidad. [30]

$$M_{pr1,2} = 1.25M_n \quad (3.24)$$

$$V_{e1y2} = \frac{M_{pr1} + M_{pr2}}{L_n} \mp \frac{w_u L_n}{2} \quad (3.25)$$

Donde:

- $M_{pr1ypr2}$: Son los momentos probables en los extremos de la viga.
- L_n : Longitud libre de la viga.
- V_{e1y2} : Corte en los extremos de la viga.

El resultado mayor entre estos 2 valores será el corte último V_u de la viga. Por otra parte, en los cálculos no se considera la resistencia a cortante del hormigón V_c , esto no quiere decir que no trabaje, el núcleo confinado de la viga si está resistiendo al corte, pero por simplicidad no se utiliza este aporte en las ecuaciones de diseño. Al hacer esta consideración se evita una falla por corte en la viga, ya que el acero transversal provee la resistencia para resistir el corte último y el núcleo de hormigón confinado aumenta la resistencia a cortante en la viga.

Las condiciones para suponer $V_c = 0$ deben ser simultáneamente i) y ii) [Sección 18.6.5.2 ACI318-14]

- i) Las fuerzas de corte inducidas por el sismo (ver Figura 3.12), representan la mitad o más de la mitad de la resistencia máxima a cortante requerida en la viga
- ii) La fuerza axial de compresión última (P_u), incluyendo los efectos sísmicos es menor que:

$$P_u \leq \frac{A_g f'_c}{20} \quad (3.26)$$

Ambos supuestos se cumplen en este caso, ya que las combinaciones de cargas definidas en 3.5.1 no generan grandes esfuerzos de corte y al definir un diafragma rígido en las estructuras de análisis,

todo el piso sufre la misma deformación lateral y por este fenómeno las vigas no toman carga axial, luego $P_u = 0$.

Entonces, se tiene:

$$\phi V_s \geq V_u \quad (3.27)$$

Esto quiere decir que el mecanismo para resistir las fuerzas de corte en la viga de hormigón armado, será la resistencia a cortante que genera el refuerzo transversal en la viga. Se calcula mediante la siguiente expresión:

$$V_s = \frac{A_v}{s} f_y d \quad (3.28)$$

Donde:

- A_v : Es el área de las ramas de estribo que están en la misma dirección que el esfuerzo de corte
- d : Es la altura efectiva de la sección de viga (altura total de la sección menos el recubrimiento, ver Figura 3.10).
- s : Es la separación que tienen los estribos en la longitud de la viga.

Según la sección 18.6.4.4 de la ACI318-14 el primer estribo debe ir a 5 [cm] de la cara del nudo (unión viga-columna). El espaciamiento máximo de los estribos debe ser el mínimo entre:

$$s < \min \left\{ \begin{array}{l} \frac{d}{4} \\ 6\phi_{\text{barra longitudinal}} \\ 15 \text{ [cm]} \end{array} \right. \quad (3.29)$$

A continuación, se presentan las Tablas 3.12 y 3.13 que resumen el refuerzo transversal suministrado y requerido en las vigas de ambas estructuras de análisis para cumplir con las disposiciones mínimas establecidas en ACI318-14.

Tabla 3.12 – Refuerzo transversal vigas Edificio 15 pisos.

Viga	Pisos	Ejes	$\frac{A_v}{s}$ (req) $\left[\frac{\text{cm}^2}{\text{cm}} \right]$	$\frac{A_v}{s}$ (sum) $\left[\frac{\text{cm}^2}{\text{cm}} \right]$	Estribos
V 35/75	1-5	B y E	0.176	0.209	EDØ10@15
V 35/75	6-15	B y E	0.199	0.209	EDØ10@15
V 30/65	1-5	1 y 4	0.149	0.209	EDØ10@15
V 30/65	6-15	1 y 4	0.153	0.209	EDØ10@15
V 30/65	1-15	2 y 3	0.200	0.209	EDØ10@15

Tabla 3.13 – Refuerzo transversal vigas Edificio 20 pisos.

Viga	Pisos	Ejes	$\frac{A_v}{s} (req) \left[\frac{cm^2}{cm} \right]$	$\frac{A_v}{s} (sum) \left[\frac{cm^2}{cm} \right]$	Estribos
V 35/75	1-5	B y E	0.178	0.209	EDØ10@15
V 35/75	6-20	B y E	0.201	0.209	EDØ10@15
V 35/75	1-20	A y F	0.185	0.209	EDØ10@15
V 30/65	1-5	1 y 4	0.181	0.209	EDØ10@15
V 30/65	6-20	1 y 4	0.194	0.209	EDØ10@15
V 30/65	1-20	2 y 3	0.258	0.262	EDØ10@12

Finalmente se presentan las vigas diseñadas de ambas estructuras de análisis, desde las Figuras 3.12 a 3.20.

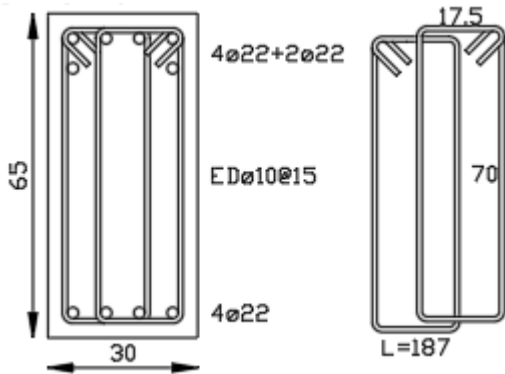


Figura 3.12 – Vigas ejes 1 y 4, nivel 1-5. Edificio 15 pisos

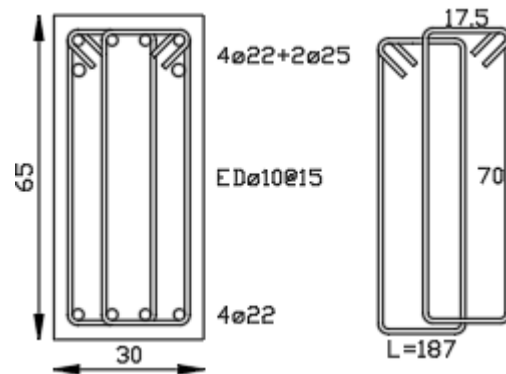


Figura 3.13 – Vigas ejes 1 y 4, nivel 6-15. Edificio 15 pisos

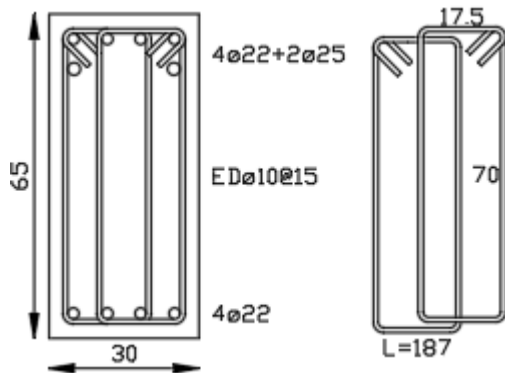


Figura 3.14 – Vigas ejes 2 y 3, nivel 1-15. Edificio 15 pisos.

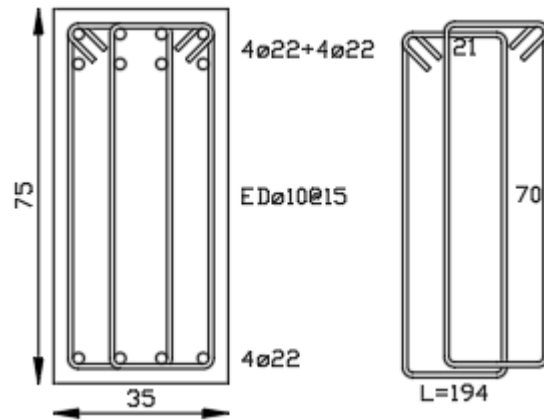


Figura 3.15 – Vigas ejes B y E, nivel 1-4. Edificios de 15/20 pisos.

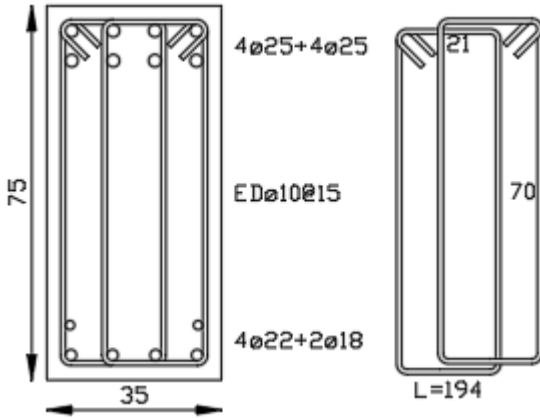


Figura 3.16 – Vigas ejes B y E, nivel 6-15/20. Edificios de 15/20 pisos.

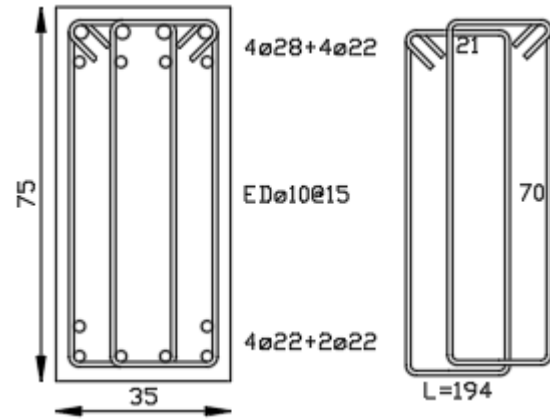


Figura 3.17 – Vigas ejes A y F, nivel 1-20. Edificio de 20 pisos.

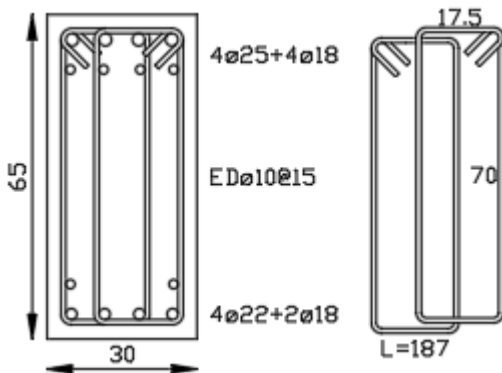


Figura 3.18 – Vigas ejes 1 y 4, nivel 1-5. Edificio de 20 pisos.

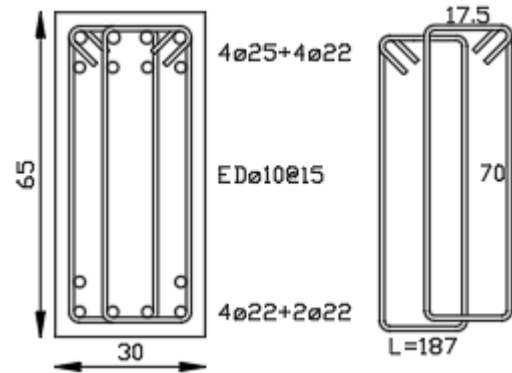


Figura 3.19 – Vigas ejes 1 y 4, nivel 6-20. Edificio de 20 pisos.

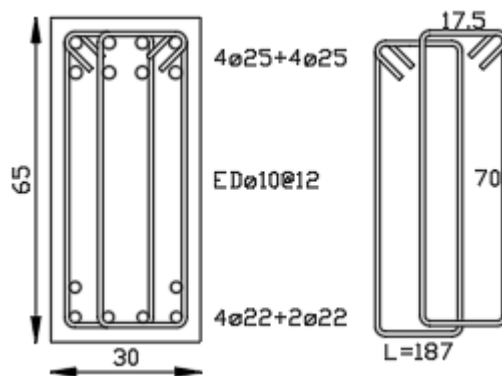


Figura 3.20 – Vigas ejes 2 y 3, nivel 1-20. Edificio de 20 pisos.

3.5.3. Diseño de columnas

Ambas estructuras de análisis tienen 3 tipos de columnas, las cuales dependen de su disposición en la planta (ver Figura 3.1).

- C01: Columnas en la intersección de los ejes B/2-B/3-E/2-E/3
- C02: Columnas en la intersección de los ejes B/1-B/4-E/1-E/4
- C03: Columnas en la intersección de los ejes A/1-A/4-F/1-F/4

Según lo establecido en ACI318-14 en la sección 18.7, para el diseño de columnas pertenecientes a marcos especiales a momento, se destaca lo siguiente:

- i) El área de refuerzo longitudinal (A_s) debe estar entre los siguientes porcentajes del área bruta de la sección (A_g), para así mantener un comportamiento dúctil en el elemento y limitar la congestión de acero.

$$0.01A_g \leq A_s \leq 0.06A_g \quad (3.30)$$

- ii) La distancia entre una barra longitudinal que no esté apoyada lateralmente y una barra apoyada lateralmente (d_1) debe ser máximo 15 [cm], esto es netamente para prevenir el pandeo de las barras longitudinales.
- iii) El espaciamiento de las barras longitudinales apoyadas lateralmente por la esquina de una traba o estribo (h_x) debe ser máximo 35 [cm].

A continuación, se presentan las Tablas resumen que contiene las áreas de acero utilizadas en el diseño de las columnas.

Tabla 3.14 – Resumen de áreas de acero en las columnas del Edificio de 15 pisos.

Tipo	Refuerzo Longitudinal	A_s [cm^2]	$\frac{A_s}{A_g}$
C01	24Ø22	91.23	0.016
C02	16Ø22	60.82	0.012
C03	16Ø22	60.82	0.014

Tabla 3.15 – Resumen de áreas de acero en las columnas del Edificio de 20 pisos.

Tipo	Refuerzo Longitudinal	A_s [cm^2]	$\frac{A_s}{A_g}$
C01	24Ø25	117.81	0.021
C02	24Ø22	91.23	0.019
C03	16Ø25	78.54	0.019

Las disposiciones ii) y iii) se cumplen en las secciones transversales de las columnas de ambas estructuras de análisis.

3.5.3.1. Flexo-compresión

La resistencia de elementos bajo esfuerzos de flexión y compresión combinados se deriva del aporte del hormigón en compresión y el refuerzo longitudinal tanto en tracción como compresión, las solicitaciones de flexo-compresión se analizan simultáneamente, a través, del diagrama de interacción reducido, donde todos los puntos generados desde las combinaciones de carga deben quedar al interior de la curva encerrada por citado diagrama, cumpliéndose así la Ecuación (3.12). Para mayor detalle ver Figura 3.21 (Región aceptable).

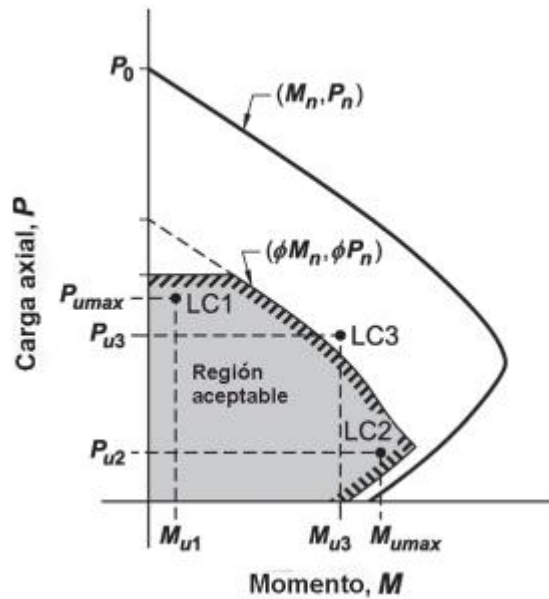


Figura 3.21 – Diagrama de interacción nominal y reducido. [30]

Las columnas tipo de ambas estructuras de análisis se modelaron en Section Designer de SAP2000 con su respectiva área de refuerzo longitudinal (Tablas 3.14 y 3.15) se obtuvo el diagrama de interacción nominal y reducido de cada sección transversal. Los puntos asociados a la demanda generados por las combinaciones de cargas se exportaron del modelo de análisis en ETABS y se graficaron en los diagramas, como se presenta entre las Figuras 3.22 y 3.27.

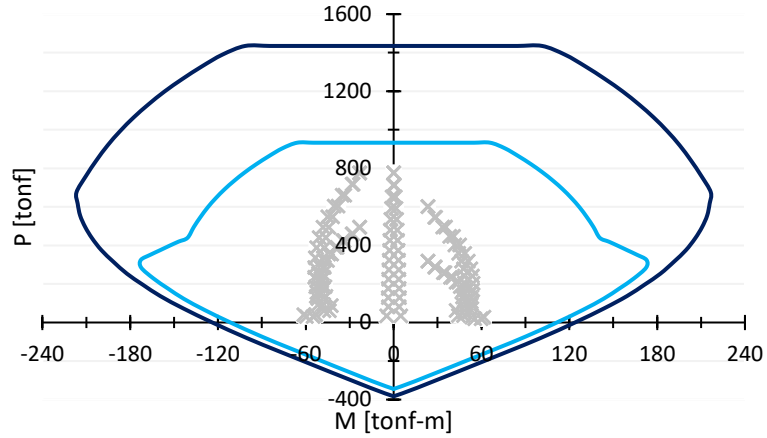


Figura 3.22 – Diagrama de interacción nominal y reducido junto con los puntos solicitantes, C01. Estructura 15 pisos.

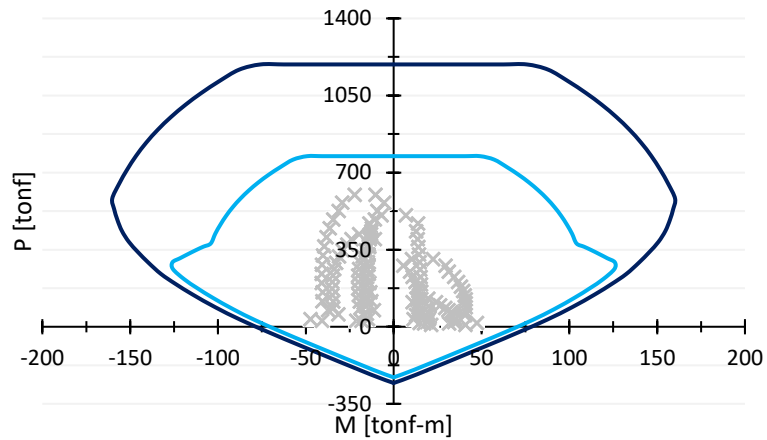


Figura 3.23 – Diagrama de interacción nominal y reducido junto con los puntos solicitantes, C02. Estructura 15 pisos.

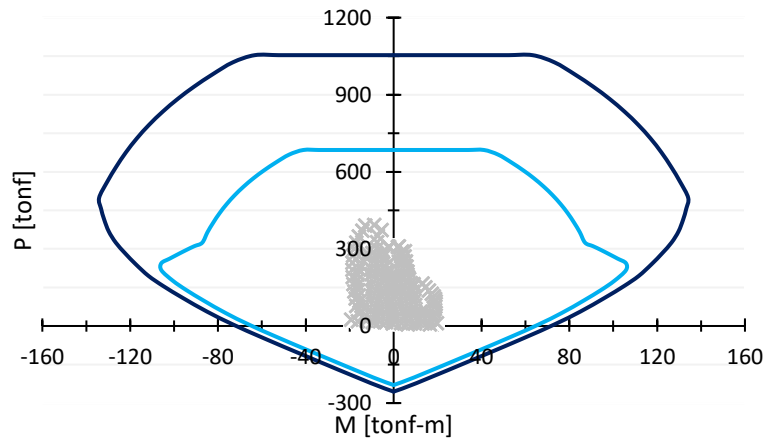


Figura 3.24 – Diagrama de interacción nominal y reducido junto con los puntos solicitantes, C03. Edificio 15 pisos.

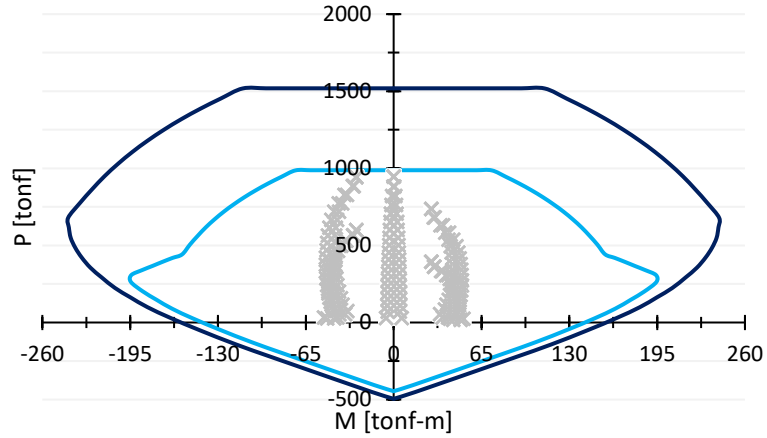


Figura 3.25 – Diagrama de interacción nominal y reducido junto con los puntos solicitantes, C01. Edificio de 20 pisos.

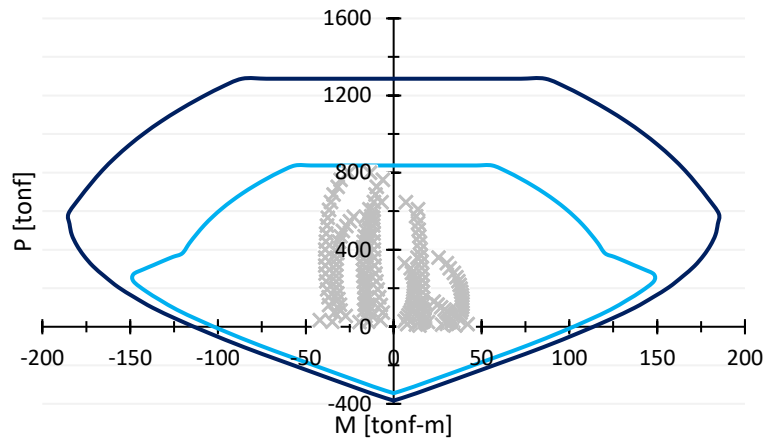


Figura 3.26 – Diagrama de interacción nominal y reducido junto con los puntos solicitantes, C01. Edificio de 20 pisos.

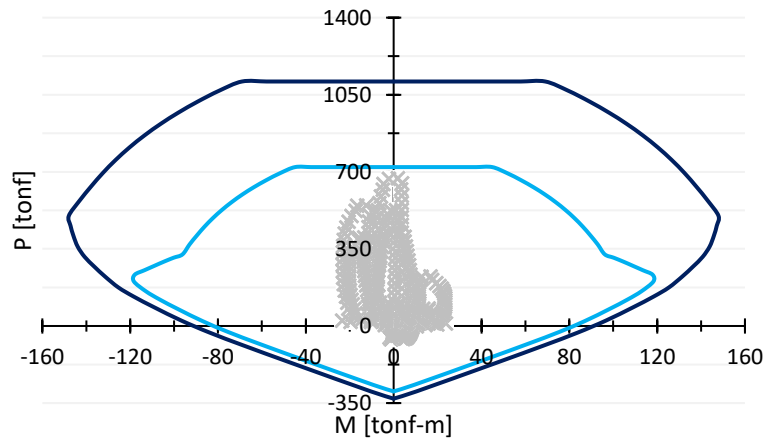


Figura 3.27 – Diagrama de interacción nominal y reducido junto con los puntos solicitantes, C01. Edificio de 20 pisos.

Luego de esto, se cumple con la condición de diseño en flexo-compresión ya que todos los puntos solicitantes están dentro de la región aceptable establecida en Figura 3.21.

3.5.3.2. Corte por capacidad

La resistencia a cortante se realizó de acuerdo con la sección 18.7.6.11 del capítulo 18 de la ACI318-14, donde la fuerza de corte última (V_u) se debe determinar considerando las máximas fuerzas que puedan generarse en los extremos de cada columna.

A diferencia del corte por capacidad en vigas donde el mecanismo de falla se replicaba, en columnas no ocurre eso ya que las columnas del primer piso se rotulan en el nivel basal, las demás columnas de las respectivas elevaciones no se rotulan ya que se sigue el criterio columna fuerte-viga débil (Figura 3.27), este criterio se verá más adelante.

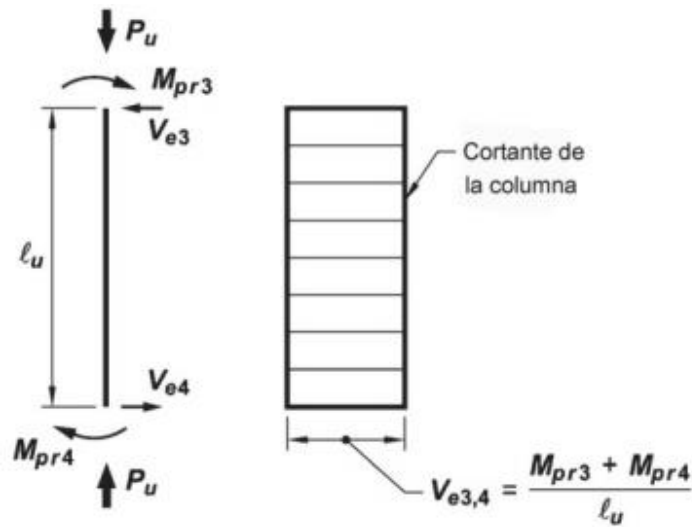


Figura 3.28 – Diagrama de cuerpo libre y diagrama de corte asociado al corte por capacidad.

Desde la Figura 3.28 se observa la forma de determinar el corte último, en el elemento tenemos 2 momentos probables (uno en cada extremo), estos varían en los extremos de cada columna según nivel:

- i) Nivel 1: El momento probable en la base de la columna (M_{pr4}) es 1.25 veces el momento nominal de la columna asociado a la fuerza axial máxima debida a las combinaciones de cargas sísmicas en la dirección de análisis, el momento probable en el nudo del cielo nivel 1 (M_{pr3}) es 1.25 veces la semi suma de los momentos nominales de las vigas que llegan a ese nudo.
- ii) Nivel 2 al 15/20: Los momentos probables (M_{pr3} y M_{pr4}) son 1.25 veces los momentos nominales de las vigas que llegan a los respectivos nudos.

$$M_{pr1,2} = 1.25M_n$$

$$V_u = V_{e1y2} = \frac{M_{pr3} + M_{pr4}}{L_u} \quad (3.31)$$

Donde:

- L_u : Es la longitud libre de la columna.
- Las demás variables ya fueron definidas.

No se considera el aporte de la resistencia al corte del núcleo confinado en la columna ($V_c = 0$), por lo tanto, se tiene nuevamente la Inecuación 3.27, el factor de minoración de la resistencia $\phi = 0.75$, a modo de ejemplo se realizará diseño al corte por capacidad de la columna C02 del Edificio de 20 pisos (Nivel 1). Esta columna pertenece al marco especial del eje B y E.

Lo primero es encontrar la fuerza axial máxima (P_u) en el elemento asociada a las combinaciones de cargas sísmicas en la dirección de análisis (Dirección Y en este caso), con este valor se genera el diagrama de momento curvatura de la sección transversal (cargada axialmente).

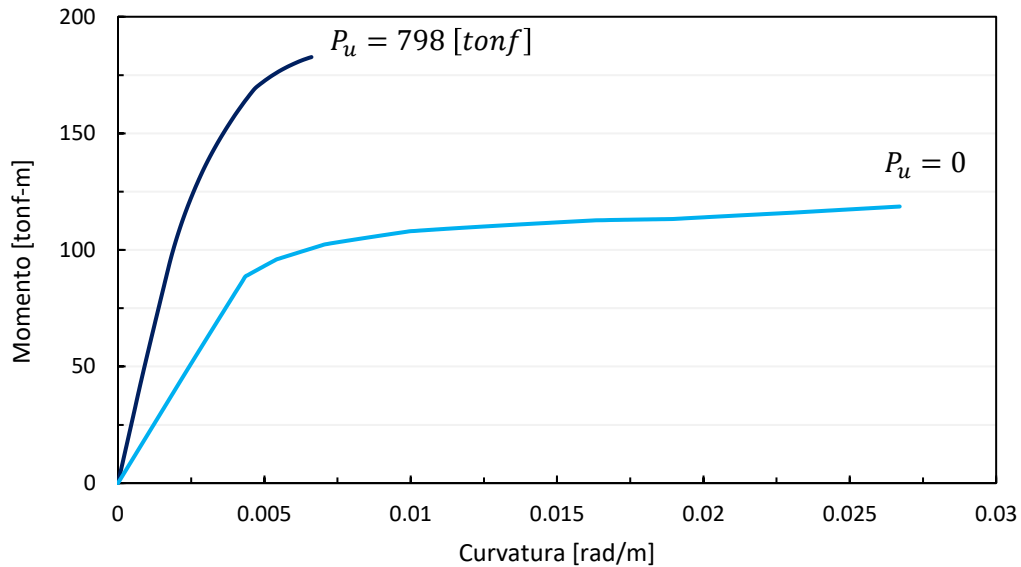


Figura 3.29 – Diagrama de Momento Curvatura de la columna C02 del Edificio 20 pisos con carga axial igual a cero (flexión pura) y carga axial máxima (flexocompresión).

Luego desde la curva de la Figura 3.29 se puede encontrar M_{pr4} , por otra parte, M_{pr3} está relacionado con el momento nominal de la viga que llega al nudo del cielo nivel 1, se considera el 1.25 veces el momento nominal mayor de la viga dividido en 2, esto es dado que es un nudo exterior en la dirección de análisis y el momento nominal se reparte de manera equitativa en la columna del nivel 1 y 2. Con esto:

$$M_{pr4} = 1.25M_{n\ columna} = 228.38 \text{ [tonf - m]}$$

$$M_{pr3} = 1.25 \frac{M_{n\ viga}}{2} = 53.3 \text{ [tonf - m]}$$

$$L_u = 2.85 \text{ [m]}$$

Luego reemplazando en la ecuación 3.31 tenemos que:

$$V_u = 98.83 \text{ [tonf]}$$

De acuerdo con la ecuación 3.27 el corte último será resistido por el mecanismo de resistencia asociado al refuerzo transversal del elemento (V_s), este valor esta limitado por el código ACI318-14 a fin de evitar una falla por aplastamiento del hormigón.

$$V_{s\ máx} = 2.2\sqrt{f'_c}A_{cw} \text{ [kgf]} \quad (3.32)$$

A continuación, se presentan las Tablas 3.16 a 3.19 a fin de resumir los parámetros de interés del corte por capacidad en las columnas de los edificios en estudio para cada dirección de análisis.

Tabla 3.16 – Diseño al corte dirección Y, Edificio 15 pisos.

Tipo	$V_{s\text{ máx}}$ [tonf]	Nivel	V_u [tonf]	$\frac{A_v}{s}$ (req) $\left[\frac{\text{cm}^2}{\text{cm}}\right]$	$\frac{A_v}{s}$ (sum) $\left[\frac{\text{cm}^2}{\text{cm}}\right]$	Estribos
C01	200.05	1	129	0.585	0.679	ETØ12@10
		2-5	59.8	0.271	0.34	ETØ12@20
		6-15	73.65	0.334	0.34	ETØ12@20
C02	173.38	1	93.08	0.455	0.565	ETØ12@12
		2-5	37.4	0.183	0.236	ETØ10@20
		6-15	45.63	0.223	0.236	ETØ10@20

Tabla 3.17 – Diseño al corte dirección X, Edificio de 15 pisos.

Tipo	$V_{s\text{ máx}}$ [tonf]	Nivel	V_u [tonf]	$\frac{A_v}{s}$ (req) $\left[\frac{\text{cm}^2}{\text{cm}}\right]$	$\frac{A_v}{s}$ (sum) $\left[\frac{\text{cm}^2}{\text{cm}}\right]$	Estribos
C01	200.05	1	124.6	0.565	0.679	ETØ12@10
		2-5	48.3	0.219	0.34	ETØ12@20
		6-15	48.3	0.219	0.34	ETØ12@20
C02	173.38	1	93.94	0.459	0.565	ETØ12@12
		2-5	44.21	0.216	0.236	ETØ10@20
		6-15	43.21	0.216	0.236	ETØ10@20
C03	148.61	1	74.76	0.396	0.452	ETØ12@15
		2-5	29.8	0.158	0.236	ETØ10@20
		6-15	29.8	0.158	0.236	ETØ10@20

Tabla 3.18 – Diseño al corte dirección Y, Edificio de 20 pisos.

Tipo	$V_{s\text{ máx}}$ [tonf]	Nivel	V_u [tonf]	$\frac{A_v}{s}$ (req) $\left[\frac{\text{cm}^2}{\text{cm}}\right]$	$\frac{A_v}{s}$ (sum) $\left[\frac{\text{cm}^2}{\text{cm}}\right]$	Estribos
C01	200.05	1	132.75	0.602	0.679	ETØ12@10
		2-5	59.8	0.271	0.34	ETØ12@20
		6-20	73.65	0.334	0.34	ETØ12@20
C02	173.38	1	98.83	0.482	0.565	ETØ12@12
		2-5	37.4	0.182	0.34	ETØ12@20
		6-20	45.63	0.223	0.34	ETØ12@20
C03	148.61	1	87.81	0.465	0.565	ETØ12@12
		2-5	46.84	0.248	0.34	ETØ12@20
		6-20	46.84	0.248	0.34	ETØ12@20

Tabla 3.19 – Diseño al corte dirección X, Edificio de 20 pisos.

Tipo	$V_{s\text{ máx}}$ [tonf]	Nivel	V_u [tonf]	$\frac{A_v}{s}$ (req) $\left[\frac{\text{cm}^2}{\text{cm}}\right]$	$\frac{A_v}{s}$ (sum) $\left[\frac{\text{cm}^2}{\text{cm}}\right]$	Estribos
C01	200.05	1	135.51	0.615	0.679	ETØ12@10
		2-5	62.16	0.282	0.34	ETØ12@20
		6-20	62.16	0.282	0.34	ETØ12@20
C02	173.38	1	110.96	0.542	0.565	ETØ12@12
		2-5	58.31	0.285	0.34	ETØ12@20
		6-20	58.31	0.285	0.34	ETØ12@20
C03	148.61	1	83.14	0.44	0.565	ETØ12@12
		2-5	33.66	0.178	0.34	ETØ12@20
		6-20	46.84	0.178	0.34	ETØ12@20

3.5.3.3. Confinamiento

En las zonas donde se espera que se concentren las deformaciones inelásticas, se debe proveer refuerzo de confinamiento por una longitud de L_o , donde según la sección 18.7.5.1 de ACI318-14 se tiene:

$$L_o > \text{máx} \left\{ \begin{array}{l} \text{altura de la columna en la cara del nudo} \\ \frac{L_b}{6} \\ 45 \text{ [cm]} \end{array} \right. \quad (3.33)$$

La separación del refuerzo transversal se dispone en la sección 18.7.5.3 de ACI318-14

$$s < \text{mín} \left\{ \begin{array}{l} \text{un cuarto de la dimensión menor de la columna} \\ 6\phi_b \text{ longitudinal} \\ s_0 = 100 + \left(\frac{350 - h_x}{3}\right) > 10 \text{ [cm]} \end{array} \right. \quad (3.34)$$

El refuerzo transversal para columnas en marcos especiales resistentes a momento se especifica en la sección 18.7.5.4 de ACI318-14

$$\frac{A_{sh}}{s} = \text{máx} \left\{ \begin{array}{l} 0.3 \left(\frac{A_g}{A_{ch}} - 1\right) \frac{f'_c}{f_y} b_c \\ 0.09 \frac{f'_c}{f_y} b_c \end{array} \right. \quad (3.35)$$

Donde:

- A_{ch} : Es el área de hormigón confinado.
- b_c : Dimensión menor del núcleo confinado.
- Las demás variables ya fueron definidas.

El área de refuerzo al corte asociada al corte por capacidad es mayor que el área de refuerzo transversal para confinamiento, por lo tanto, controla el refuerzo transversal requerido desde corte por capacidad. Este refuerzo se muestra entre las Tablas 3.16 a 3.19. A continuación se presentan las 6 columnas diseñadas para ambas estructuras de análisis.

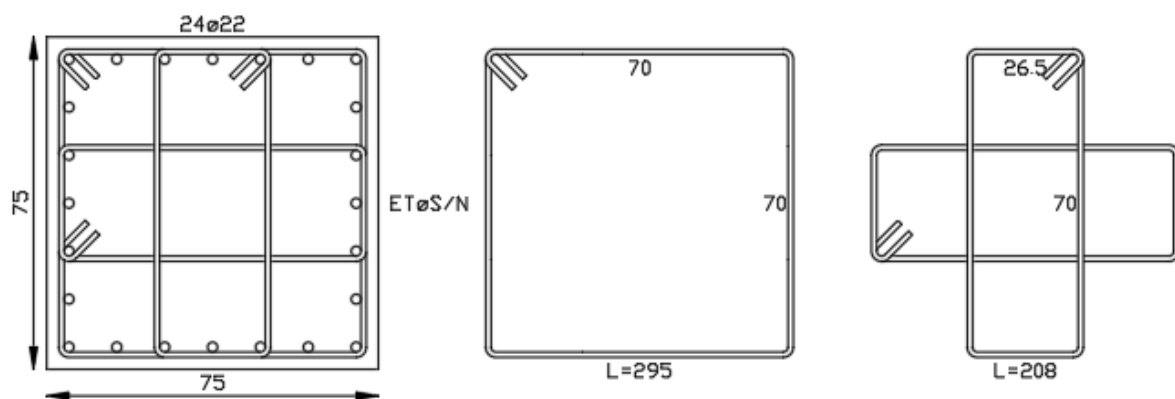


Figura 3.30 – Columnas C01, Edificio 15 pisos.

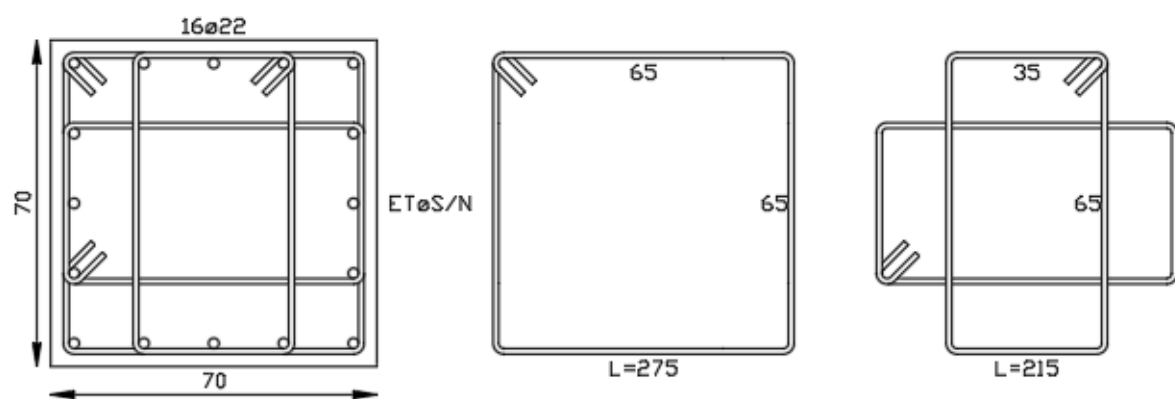


Figura 3.31 – Columnas C02, Edificio 15 pisos.

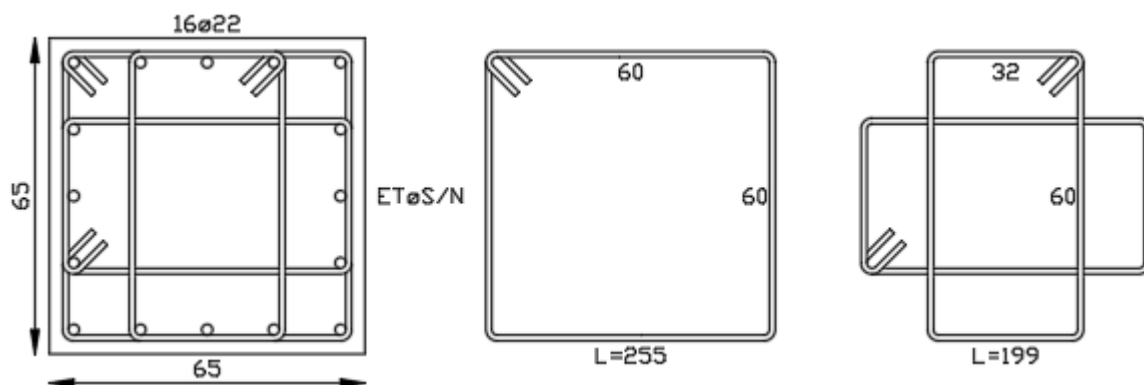


Figura 3.32 – Columnas C03, Edificio de 15 pisos.

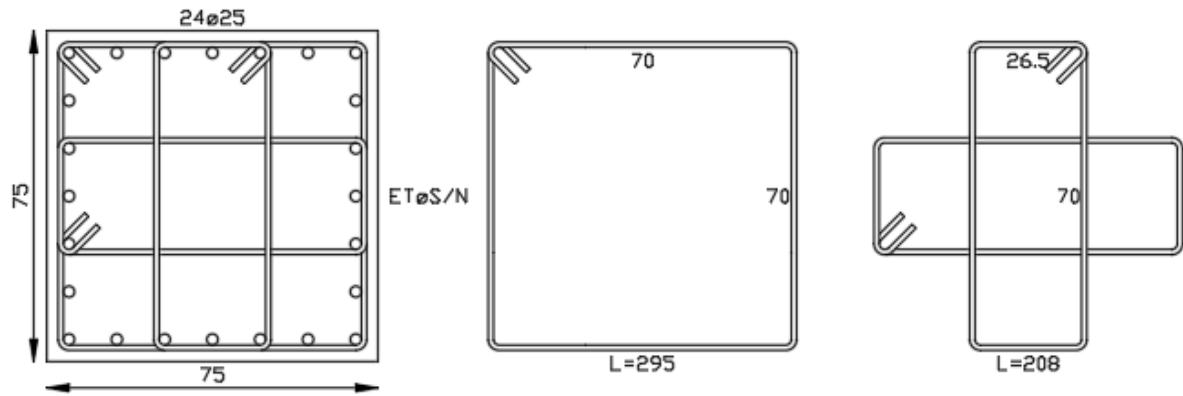


Figura 3.33 – Columnas C01, Estructura de 20 pisos.

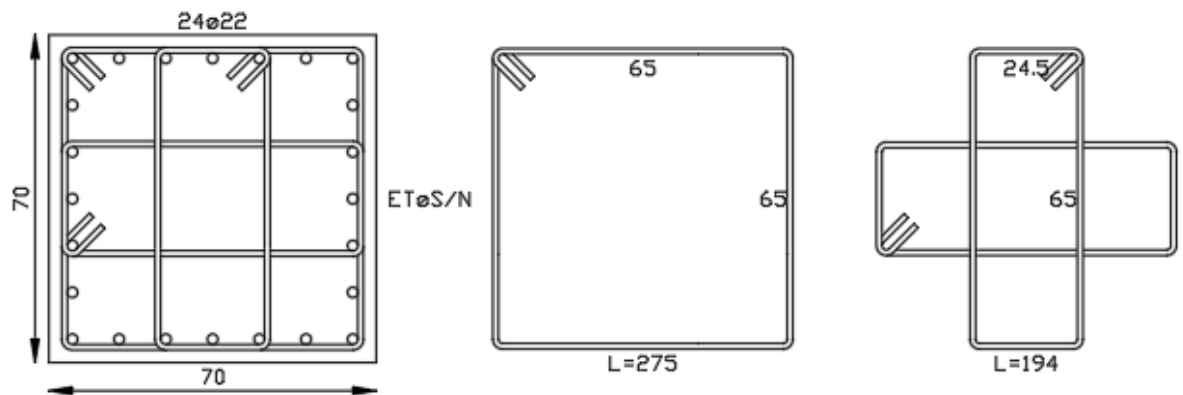


Figura 3.34 – Columnas C02, Estructura de 20 pisos.

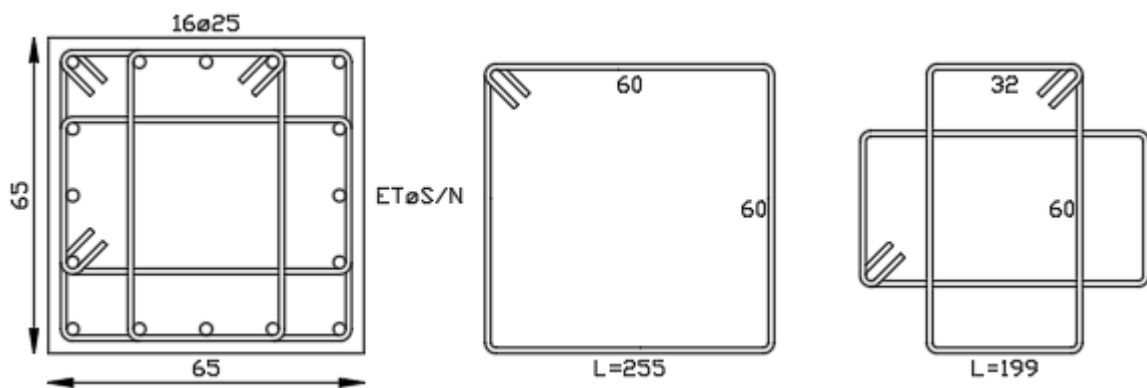


Figura 3.35 – Columnas C03, Estructura de 20 pisos.

3.5.4. Columna fuerte - Viga débil

Para evitar un mecanismo de falla de piso blando (Figura 3.36a) lo que implica que las columnas alcancen antes que las vigas su capacidad a flexión y por ende se forme un mecanismo de falla frágil, la ACI318-14 sección 18.7.3 establece una restricción en la resistencia a flexión de las columnas (Inecuación 3.36) para así asegurar la presencia de un mecanismo dúctil ante una eventual sollicitación sísmica. Se busca que la sumatoria de los momentos nominales de las columnas que llegan a un nudo sea mayor que 1.2 veces la sumatoria de los momentos nominales de las vigas que convergen al mismo nudo.

$$\sum (M_n)_{columnas} \geq 1.2 \sum (M_n)_{vigas} \quad (3.36)$$

Donde:

- $\sum (M_n)_{columnas}$: Es la suma de los momentos nominales de las columnas que llegan al nudo a analizar, el momento nominal de la columna debe calcularse para la fuerza axial mayorada, congruente con la dirección de análisis de las fuerzas laterales consideradas, que conduzca a la resistencia a flexión más baja, por lo tanto, el mínimo valor de P_u (condición más desfavorable). Sección 18.7.3.2.
- $\sum (M_n)_{vigas}$: Es la suma de los momentos resistentes nominales a flexión de las vigas que llegan al nudo, evaluados en la cara del nudo.

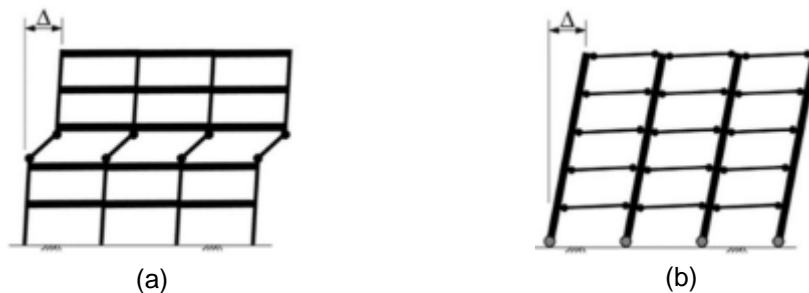


Figura 3.36 – Mecanismos: (a) Piso blando, (b) Columna fuerte – Viga débil. [37]

La formación de rótulas plásticas en las vigas de un marco especial permite mayor rango de deformaciones antes del colapso de la estructura (mecanismo dúctil).

El criterio Columna fuerte – Viga débil no necesariamente se debe cumplir en los nudos del cielo del último piso de los ejes resistentes de marcos especiales, según DS N°60 [5].

A continuación se presentan los resultados obtenidos entre las Tablas 3.20 a 3.25 para las 2 direcciones de análisis de ambas estructuras, todos los nudos cumplen con el criterio.

Tabla 3.20 – Verificación Columna fuerte – Viga débil, C01, Estructura 15 pisos.

Pisos	Dirección	$\sum (M_n)_{columnas}$ [tonf – m]	$1.2 \sum (M_n)_{vigas}$ [tonf – m]
1 – 5	Y	352.87	163.62
6 – 14		278.51	201.51
1 – 5	X	369.36	132.16
6 – 14		281.39	132.16

Tabla 3.21 – Verificación Columna fuerte – Viga débil, C02, Estructura 15 pisos.

Pisos	Dirección	$\sum (M_n)_{columnas}$ [tonf – m]	$1.2 \sum (M_n)_{vigas}$ [tonf – m]
1 – 5	Y	203.13	102.33
6 – 14		177.04	124.83
1 – 5	X	235.13	116.60
6 – 14		182.53	120.95

Tabla 3.22 – Verificación Columna fuerte – Viga débil, C03, Estructura 15 pisos.

Pisos	Dirección	$\sum (M_n)_{columnas}$ [tonf – m]	$1.2 \sum (M_n)_{vigas}$ [tonf – m]
1 – 5	X	165.99	132.16
6 – 14		156.39	132.16

Tabla 3.23 – Verificación Columna fuerte – Viga débil, C01, Estructura 20 pisos.

Pisos	Dirección	$\sum (M_n)_{columnas}$ [tonf – m]	$1.2 \sum (M_n)_{vigas}$ [tonf – m]
1 – 5	Y	438.25	163.62
6 – 20		340.20	201.51
1 – 5	X	446.95	170.07
6 – 20		341.36	170.07

Tabla 3.24 – Verificación Columna fuerte – Viga débil, C02, Estructura 20 pisos.

Pisos	Dirección	$\sum (M_n)_{columnas}$ [tonf – m]	$1.2 \sum (M_n)_{vigas}$ [tonf – m]
1 – 5	Y	270.01	102.33
6 – 20		241.67	124.83
1 – 5	X	315.98	144.21
6 – 20		246.89	159.53

Tabla 3.25 – Verificación Columna fuerte – Viga débil, C03, Estructura 20 pisos.

Pisos	Dirección	$\sum (M_n)_{columnas}$ [tonf – m]	$1.2 \sum (M_n)_{vigas}$ [tonf – m]
1 – 5	Y	206.07	128.17
6 – 20		191.57	128.17
1 – 5	X	208.68	144.21
6 – 20		193.71	159.53

3.5.5. Unión Viga-Columna (Nudo)

La sección que aplica a nudos de marcos especiales que forman parte del sistema de resistencia ante fuerzas sísmicas es la 18.8 de ACI318-14, se debe cumplir con las disposiciones establecidas en ella.

Los esfuerzos que actúan en nudo dependen de su ubicación en la planta, pueden ser interiores, exteriores o corner (ver Figura 3.37). Esta conexión debe satisfacer requisitos de resistencia y ductilidad, estos requisitos están relacionados con la función de la conexión dentro de un marco especial a momento [38].

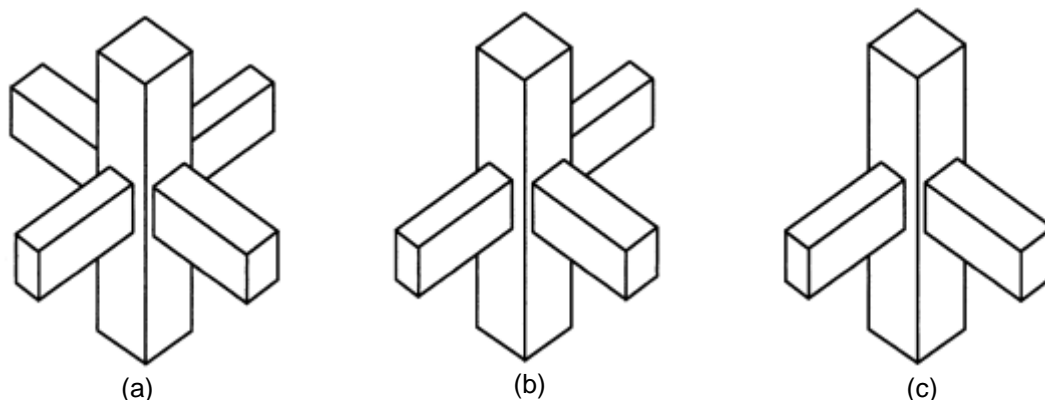


Figura 3.37 – Uniones típicas Viga-Columna: (a) Interior, (b) Exterior, (c) Corner. [38]

Los fenómenos de comportamiento dentro de un nudo se interpretan en términos de una resistencia nominal a cortante en el nudo [12]. Las fuerzas en el refuerzo longitudinal de la viga en la cara del nudo deben determinarse suponiendo que la resistencia en el refuerzo de tracción por flexión es $1.25f_y$.

3.5.5.1. Resistencia nominal del nudo a cortante (V_n)

La condición de diseño al corte (Ecuación 3.37), la resistencia del nudo a corte es función sólo del hormigón y del grado de confinamiento del nudo:

$$V_u \leq \phi V_n = \phi \alpha A_j \sqrt{f'_c} \quad 3.37$$

Donde:

- V_u : Corte último.
- ϕ : Factor de reducción de corte. ($\phi = 0.75$)
- α : Grado de confinamiento. $\left(\begin{array}{l} 5.3 \text{ (4 caras confinadas)} \\ \alpha = 3.98 \text{ (3 o 2 caras confinadas)} \\ 3.18 \text{ (otros casos)} \end{array} \right)$
- A_j : Área de la conexión de análisis.

El coeficiente (α), considera el grado de confinamiento que aportan las vigas, donde una cara del nudo se considera confinada si la viga que llega tiene un ancho no inferior que 75% del ancho de la columna donde incide.

En el caso de los nudos de ambas estructuras de análisis la razón entre el ancho de las vigas y columnas es menor que 0.75, por lo tanto, para el análisis de la resistencia nominal a corte del nudo se utiliza $\alpha = 3.18$.

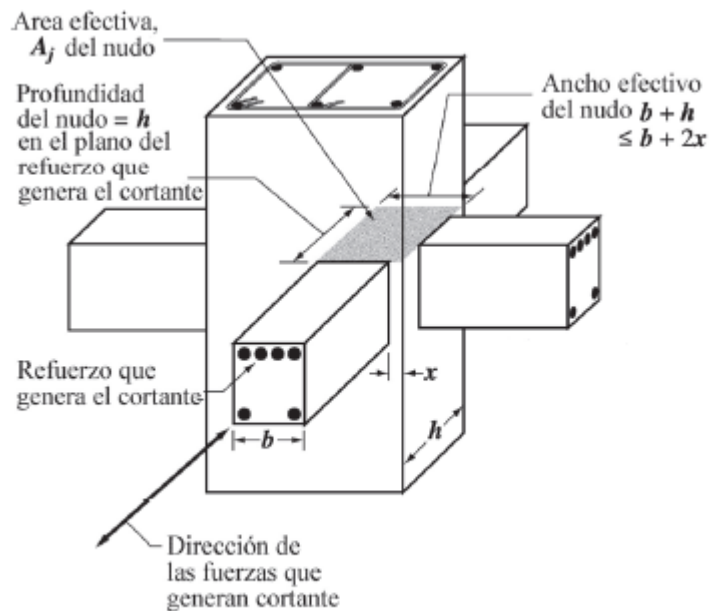


Figura 3.38 – Área efectiva del nudo. [30]

El área efectiva del nudo queda definida mediante las ecuaciones 3.38 y 3.39:

$$A_j = b_j h \quad (3.38)$$

$$b_j = \text{Mín} \begin{cases} b + h \\ b + 2x \end{cases} \quad (3.39)$$

Las variables de las Ecuaciones 3.38 y 3.39 fueron definidas en la Figura 3.38, por lo tanto, falta determinar la demanda de corte en el nudo (V_u). En las figuras 3.39a y 3.39b se presentan diagramas de cuerpo libre de nudos exteriores, interiores o corner, según sea el caso.

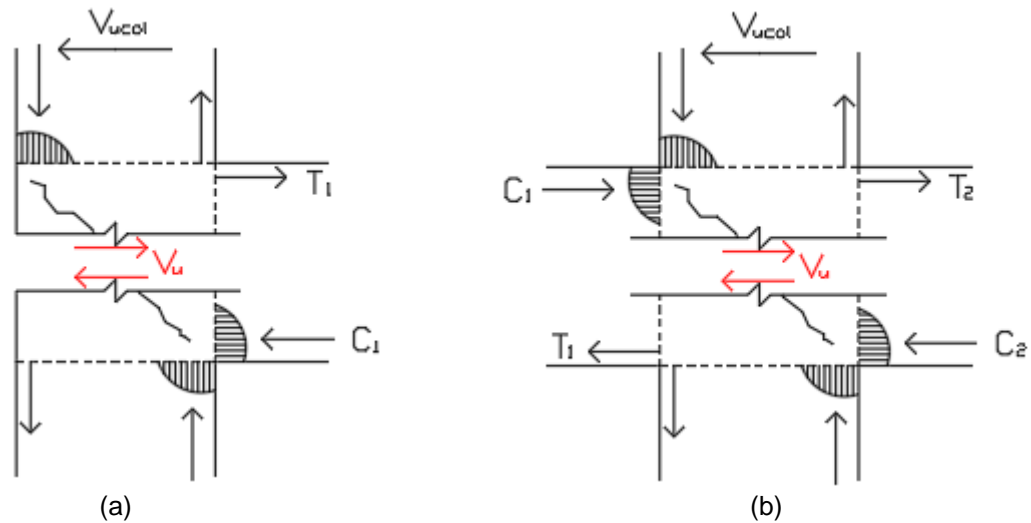


Figura 3.39 - Diagrama de cuerpo libre para nudos interiores, exteriores o corner según dirección de análisis.

En el diseño de vigas bajo flexión pura, se tiene que $C = T$, con esto y haciendo equilibrio de fuerzas horizontales se encuentra el corte último de cada nudo.

$$V_u = T_1 - V_{u\ col} \quad (3.40)$$

$$V_u = T_1 + T_2 + V_{u\ col} \quad (3.41)$$

Los valores de $T_{1,2}$ se calculan con el área de acero en tracción de las vigas por 1.25 veces la fluencia del acero y el corte último en la columna ($V_{u\ col}$) corresponde al corte por capacidad calculado en 3.5.3.2.

A continuación, desde las Tablas 3.26 a 3.31 se presentan de manera resumida los resultados obtenidos del análisis en cada una de las direcciones de corte y para cada estructura de estudio.

Tabla 3.26 – Verificación de la resistencia al corte, nudo C01, Estructura 15 pisos.

Pisos	Dirección	V_u [tonf]	ϕV_n [tonf]
1 – 5	Y	110.49	232.37
6 – 15		239.06	232.37
1 – 5	X	124.60	232.37
6 – 15		186.15	232.37

Tabla 3.27 – Verificación de la resistencia al corte, nudo C02, Estructura 15 pisos.

Pisos	Dirección	V_u [tonf]	ϕV_n [tonf]
1 – 5	Y	66.58	202.42
6 – 15		160.54	202.42
1 – 5	X	105.63	202.42
6 – 15		166.99	202.42

Tabla 3.28 – Verificación de la resistencia al corte, nudo C03, Estructura 15 pisos.

Pisos	Dirección	V_u [tonf]	ϕV_n [tonf]
1 – 5	X	79.87	174.53
6 – 15		101.57	174.53

Tabla 3.29 – Verificación de la resistencia al cote, nudo C01, Estructura 20 pisos.

Pisos	Dirección	V_u [tonf]	ϕV_n [tonf]
1 – 5	Y	106.74	232.37
6 – 20		239.06	232.37
1 – 20	X	190.60	232.37

Tabla 3.30 – Verificación de la resistencia al corte, C02, Estructura 20 pisos.

Pisos	Dirección	V_u [tonf]	ϕV_n [tonf]
1 – 5	Y	60.82	202.42
6 – 20		160.54	202.42
1 – 5	X	152.11	202.42
6 – 20		244.35	202.42

Tabla 3.31 – Verificación de la resistencia al corte, C03, Estructura 20 pisos.

Pisos	Dirección	V_u [tonf]	ϕV_n [tonf]
1 – 5	Y	121.32	174.53
6 – 20		162.29	174.53
1 – 5	X	73.38	174.53
6 – 20		149.25	174.53

En 3 casos la resistencia al corte del nudo es menor que la demanda última de corte, el primer y segundo caso son los nudos de las columnas C01 en los pisos 6-15 y 6-20 de ambas estructuras de análisis en la dirección X (ver Tablas 3.26 y 3.29) el cual se soluciona dejando nudos de 77×77 [cm²], con esto se cumple la condición de diseño estipulada en 3.5.5.1.

El tercer caso son los nudos de la columna C02 en la estructura de 20 pisos, en la dirección X desde los pisos 6-20, en este caso para que el nudo cumpla con la resistencia debería dejarse con dimensiones de 78×78 [cm²].

El estribado de la columna debe pasar con el mismo espaciamiento a través del nudo, tal como se muestra en la Figura 3.40, este refuerzo tiene como objetivo confinar el refuerzo longitudinal de la viga y mejorar la transferencia de fuerzas al nudo viga-columna. [38]

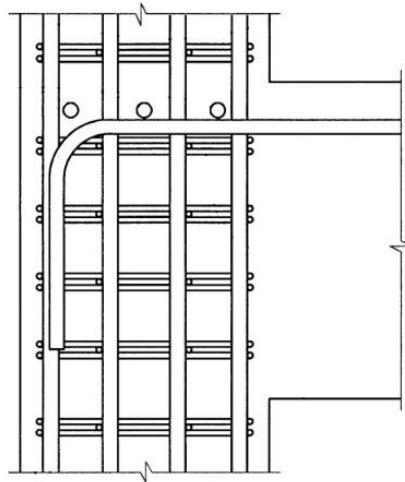


Figura 3.40 – Detalle union Viga-Columna. [38]

3.5.6. Diseño de muros

Ambas estructuras de análisis comparten la misma distribución de muros (ver Figura 3.1), sólo cambia el acero de refuerzo, cada uno de los muros tiene un espesor (e) de 30 [cm]

- *M. H. A. 1*: Muro orientado en la dirección Y, posicionado en los ejes A y F.
- *M. H. A. 2*: Muro orientado en la dirección X, posicionado en los ejes 1 y 4.
- *M. H. A. 3*: Muro C con el alma orientada en la dirección Y, posicionado en los ejes 2 y 3.

Según lo establecido en ACI318-14 sección 18.10 y DS N°60 para el diseño de muros especiales, se destaca lo siguiente:

- i) Las cuantías de refuerzo distribuidas en el alma, ρ_l y ρ_t deben ser mayores que 0.0025, lo que implica, como mínimo una doble malla $\phi 10@20$ para espesores de 30 [cm].
- ii) Deben armarse con al menos 2 capas de refuerzo.
- iii) El corte nominal del muro (V_n) debe ser menor que:

$$V_n \leq 2.65A_{cw}\sqrt{f'_c} \text{ [kgf]} \quad (3.42)$$

- iv) Los muros con espesor menor que $L_u/16$ deberán ser diseñados considerando los problemas de inestabilidad que pudiesen afectar su comportamiento, donde L_u es la altura de entre piso.
- v) El diámetro de las barras longitudinales en los elementos de borde debe $< e/9$ y el diámetro del refuerzo transversal debe ser $> 1/3$ del diámetro del refuerzo longitudinal que sujeta.
- vi) El máximo valor de la carga axial en el muro debe ser menor que:

$$P_u < 0.35f'_cA_g \quad (3.43)$$

- vii) El espesor del elemento de borde deberá ser ≥ 30 [cm] y el largo confinado deberá ser mayor o igual que el espesor del muro en la zona confinada.

A continuación, se presentan las tablas 3.32 y 3.33 para resumir los requisitos mencionados anteriormente:

Tabla 3.32 – Carga axial máxima y espesor límite, Estructura 15 pisos.

Muro	P_u [tonf]	$\frac{0.35f'_cA_g}{1000}$ [tonf]	$L_u/16$
M.H.A.1	1085.05	2756.25	22.5
M.H.A.2	1188.32	2047.5	22.5
M.H.A.3	1955.82	3780	22.5

Tabla 3.33 – Carga axial máxima y espesor límite, Estructura 20 pisos.

Muro	P_u [tonf]	$\frac{0.35f'_cA_g}{1000}$ [tonf]	$L_u/16$
M.H.A.1	1675.17	2756.25	22.5
M.H.A.2	1637.31	2047.5	22.5
M.H.A.3	2695.83	3780	22.5

3.5.6.1. Flexo-compresión

El diseño a flexo-compresión se desarrolló de igual forma que para el caso de columnas, donde mediante Section Designer de SAP2000, se hicieron los diagramas de interacción nominales y reducidos. A continuación se presentan estos diagramas con los puntos solicitantes graficados.

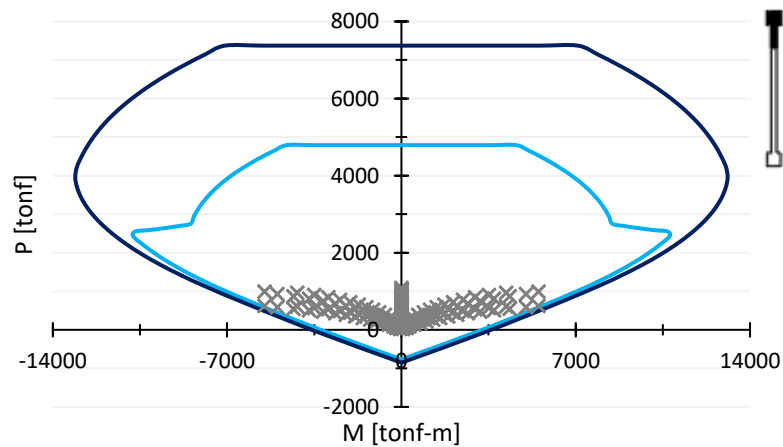


Figura 3.41 – Diagrama de interacción nominal y reducido junto con los puntos solicitantes, M.H.A. 1, Estructura 15 pisos.

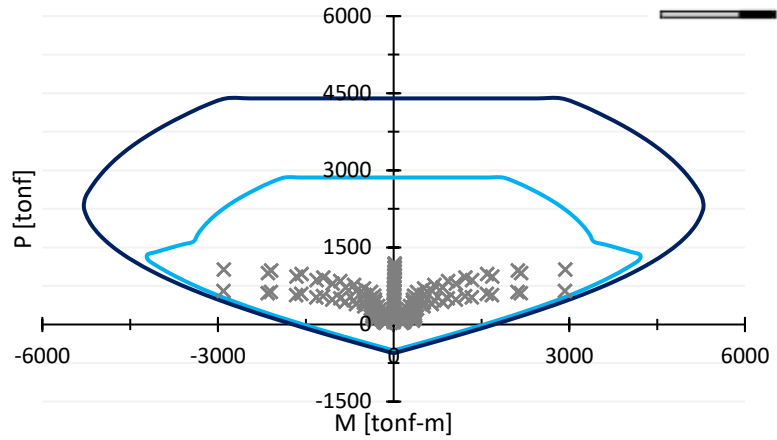


Figura 3.42 – Diagrama de interacción nominal y reducido junto con los puntos solicitantes, *M.H.A. 2*, Edificio 15 pisos.

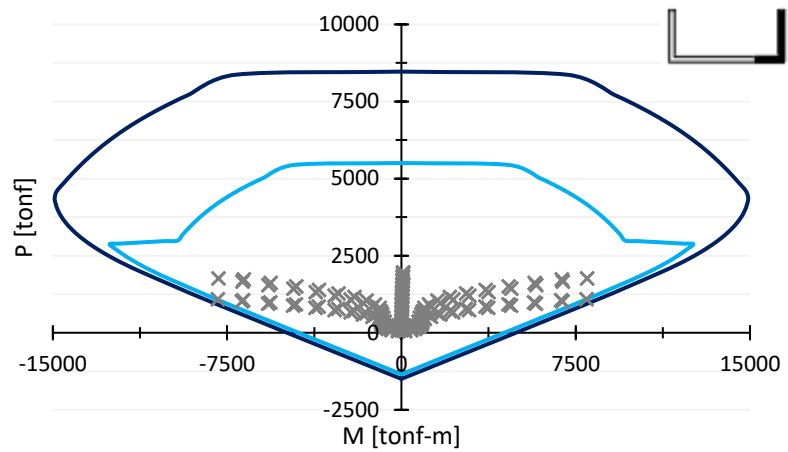


Figura 3.43 – Diagrama de interacción nominal y reducido junto con los puntos solicitantes, *M.H.A. 3*, Edificio 15 pisos (Dirección X)-).

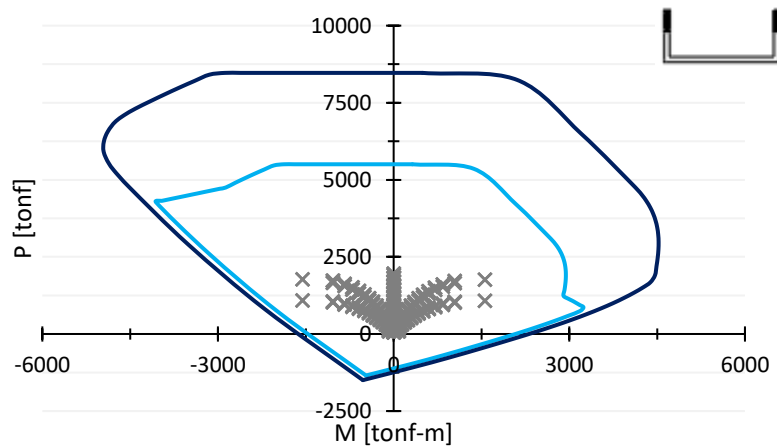


Figura 3.44 – Diagrama de interacción nominal y reducido junto con los puntos solicitantes, *M.H.A. 3*, Edificio 15 pisos (Dirección Y).

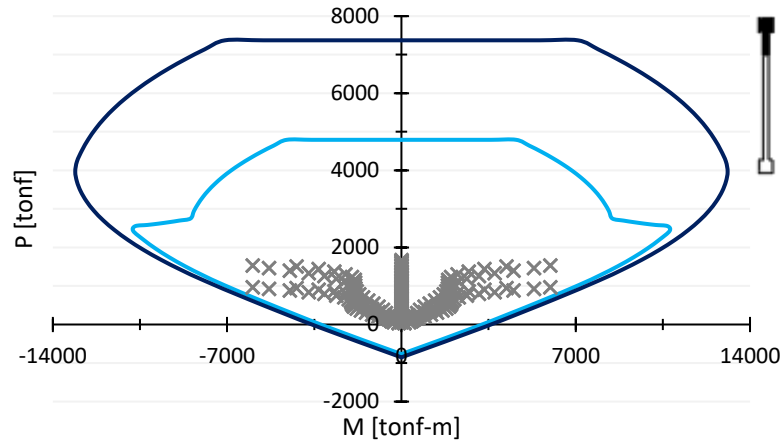


Figura 3.45 – Diagrama de interacción nominal y reducido junto con los puntos solicitantes, *M.H.A. 1*, Edificio 20 pisos,

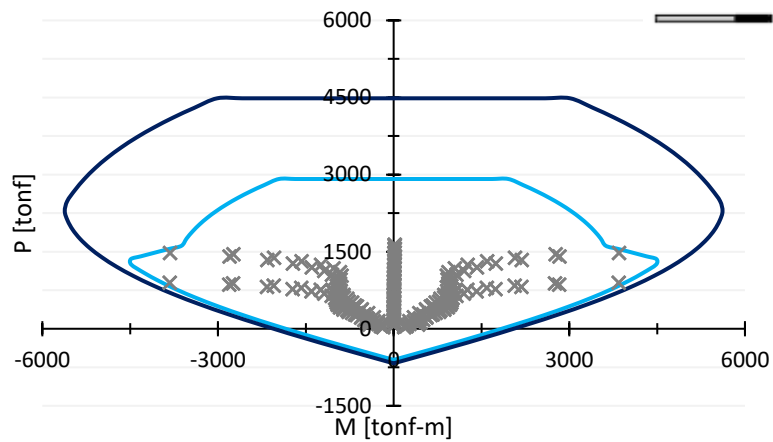


Figura 3.46 – Diagrama de interacción nominal y reducido junto con los puntos solicitantes, *M.H.A. 2*, Edificio 20 pisos.

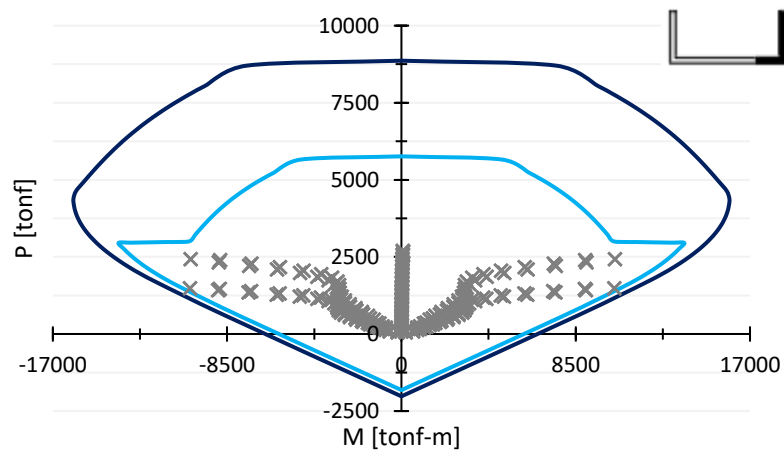


Figura 3.47 – Diagrama de interacción nominal y reducido junto con los puntos solicitantes, *M.H.A. 3*, Edificio 20 pisos (Dirección X).

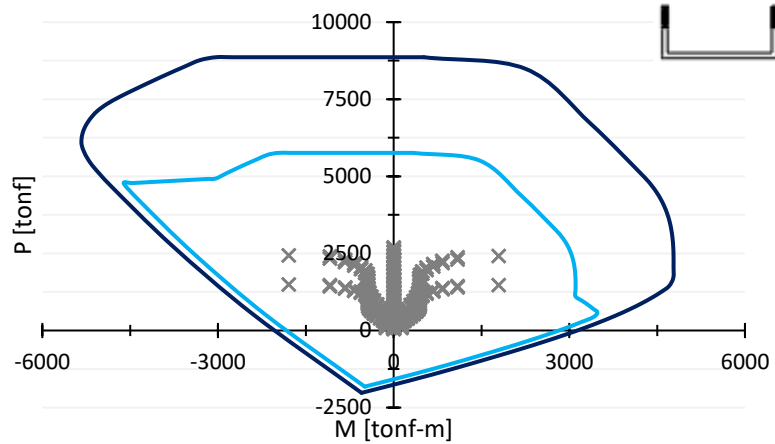


Figura 3.48 – Diagrama de interacción nominal y reducido junto con los puntos solicitantes, M. H. A. 3, Edificio 20 pisos (Dirección Y).

Entre las Figuras 3.41 a 3.48 se observa que todas las solicitaciones provenientes desde las combinaciones de cargas están dentro de los diagramas de interacción reducidos respectivos para cada uno de los 3 muros, por lo tanto el diseño a flexo-compresión es correcto.

Notar que el diagrama de interacción del muro C en la dirección Y (ver Figuras 3.44 y 3.48) tiene un comportamiento distinto según el sentido de la carga, esto se debe ya que cuando los extremos de las alas de la sección están comprimidos, esta área de hormigón comprimido no es capaz de resistir todo el acero que está traccionado, por lo tanto, el tramo desde flexión pura a falla balanceada en el diagrama de interacción es menor en comparación cuando el alma está comprimida por que hay mayor área de hormigón en compresión para resistir el acero que va fluyendo, este sentido tiene mayor capacidad de deformación inelástica.

3.5.6.2. Diseño al corte

Como se mencionó en 3.5.6. punto iii) la resistencia a cortante está limitada, esto se impone para limitar el grado de redistribución de la fuerza cortante [3]. La resistencia a corte depende tanto de la calidad del hormigón y del refuerzo horizontal de la doble malla con la que se arman los muros.

$$V_n = A_{cv}(0.53\sqrt{f'_c} + \rho_t f_y) \quad (3.44)$$

Donde:

- A_{cv} : Área bruta de la sección de muro.
- ρ_t : Cuantía refuerzo horizontal de la doble malla de refuerzo.
- Las demás variables ya fueron definidas.

A continuación, se presentan las Tablas 3.34 y 3.35 que resumen el corte último (V_u) de cada muro, el corte nominal (V_u/ϕ) para resistir la demanda última y el corte nominal máximo (V_n)_{máx} que puede tener el elemento, el factor de reducción $\phi = 0.65$.

Tabla 3.34 – Verificación del corte máximo en muros. Dirección X.

Edificio	Muro	V_u [tonf]	$\frac{V_u}{\phi}$ [tonf]	$(V_n)_{m\acute{a}x}$ [tonf]
15 pisos	M.H.A. 2	228.25	380.41	895.04
	M.H.A. 3	353.13	588.55	936.35
20 pisos	M.H.A. 2	312.84	521.41	895.04
	M.H.A. 3	487.52	812.53	936.35

Tabla 3.35 – Verificación del corte máximo en muros. Dirección Y.

Edificio	Muro	V_u [tonf]	$\frac{V_u}{\phi}$ [tonf]	$(V_n)_{m\acute{a}x}$ [tonf]
15 pisos	M.H.A. 1	460.64	767.73	1204.86
	M.H.A. 3	76.20	127.01	358.01
20 pisos	M.H.A. 1	623.80	1039.66	1204.86
	M.H.A. 3	102.56	170.93	358.01

Desde las Figuras 3.49 a 3.52 se muestra el corte por piso de los muros del edificio de 20 pisos, como se vio en las Tablas 3.34 y 3.35 son los muros más solicitados en el análisis de ambas estructuras.

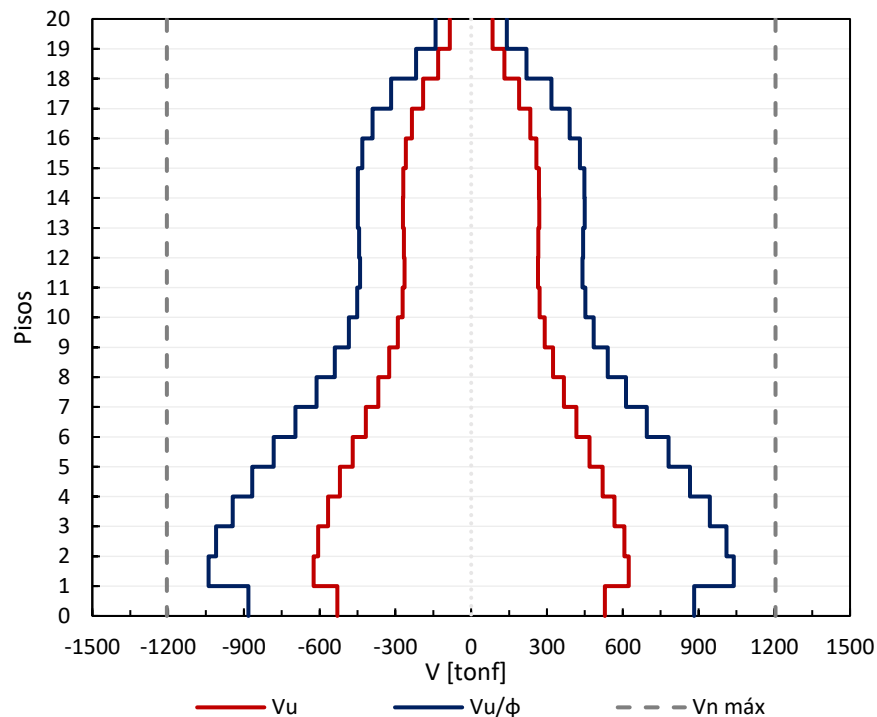


Figura 3.49 – Esfuerzo de corte por piso, M.H.A. 1, Dirección Y.

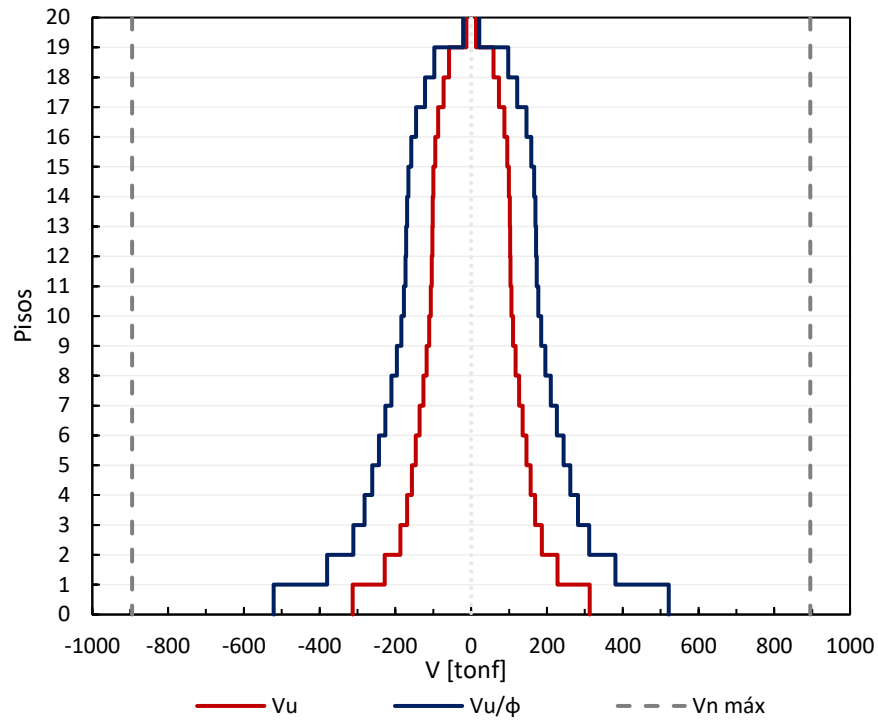


Figura 3.50 – Corte por piso, *M. H. A. 2*, Dirección X

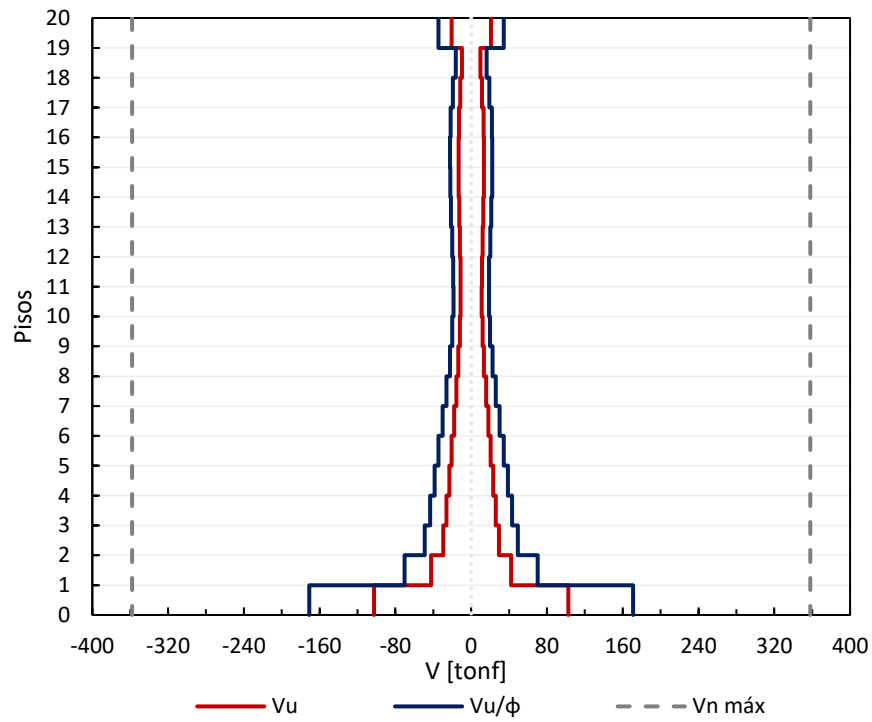


Figura 3.51 – Corte por piso en cada Ala de *M. H. A. 3*, Dirección Y.

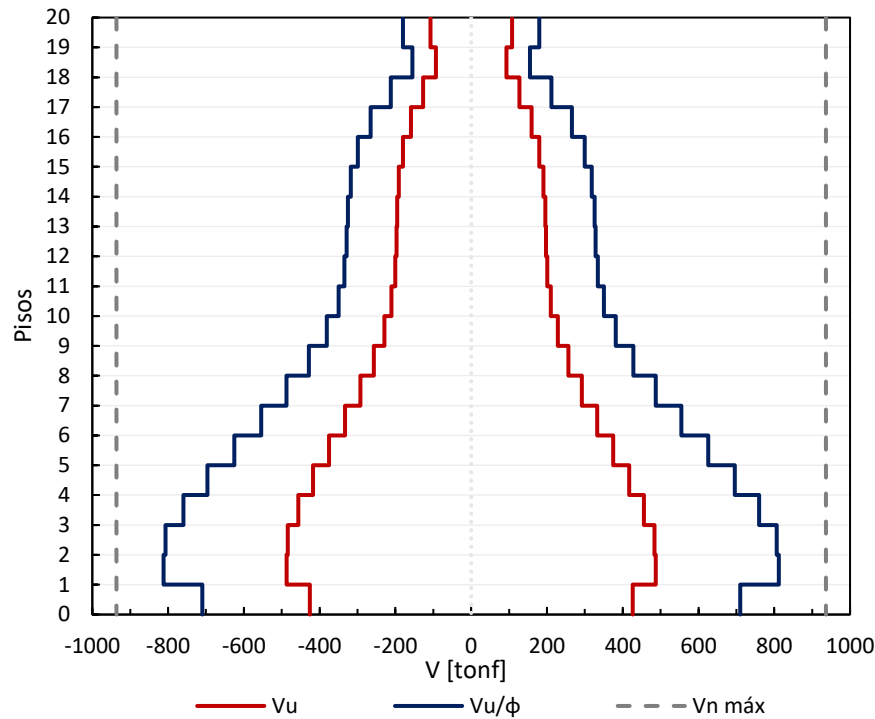


Figura 3.52 – Corte por piso en el alma de *M. H. A. 3*, Dirección X.

3.5.6.3. Elementos especiales de borde

De acuerdo con el DS N°60, la sección crítica de todo muro con razón de aspecto $H_t/L_w \geq 3$ debe tener una capacidad de curvatura Φ , mayor que la demanda de curvatura Φ_u calculada con la Ecuación 3.45 y alternativamente con la Ecuación 3.46. Esta verificación se debe hacer considerando la mayor carga axial P_u , consiste con la dirección de análisis. La deformación unitaria en el hormigón ε_c en la fibra más comprimida de la sección crítica del muro deberá ser menor o igual que 0.008.

$$\Phi_u = \frac{2\delta_u}{H_t L_w} = \frac{\varepsilon_c}{c} \leq \frac{0.008}{c} \quad (3.45)$$

$$\Phi_u = \frac{(\delta_u - \delta_e)}{L_p \left(H_t - \frac{L_p}{2} \right)} + \Phi_e = \frac{\varepsilon_c}{c} \leq \frac{0.008}{c} \quad (3.46)$$

Donde:

- δ_u : Desplazamiento de diseño, según sección 3.4.3.
- δ_e : Desplazamiento elástico de un muro en el techo.
- Φ_e : Curvatura de fluencia.
- L_p : Longitud de la rótula plástica.
- H_t : Altura total del muro.

La zona en compresión se debe reforzar con elementos especiales de borde cuando se cumple con la inecuación 3.47.

$$c \geq \frac{L_w}{600 \left(\frac{\delta_u}{H_w} \right)} \quad (3.47)$$

Finalmente se presentan los muros diseñados, cumpliendo con los requisitos tanto de la ACI318-14 y DS N°60.

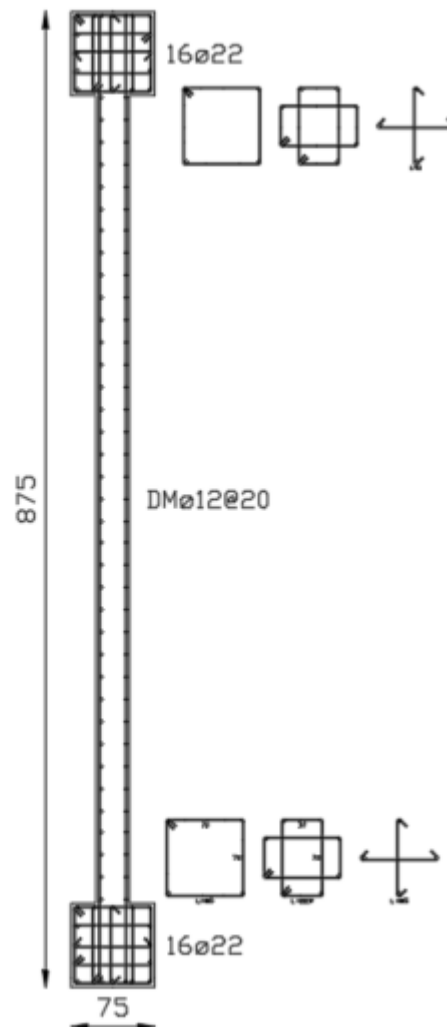


Figura 3.53 - M. H. A. 1, Edificio 15 y 20 pisos.

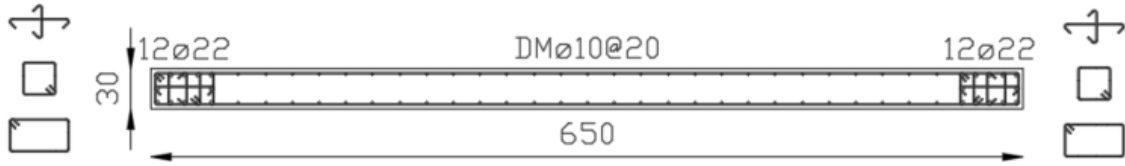


Figura 3.54 - M. H. A. 2, Edificio 15 pisos.

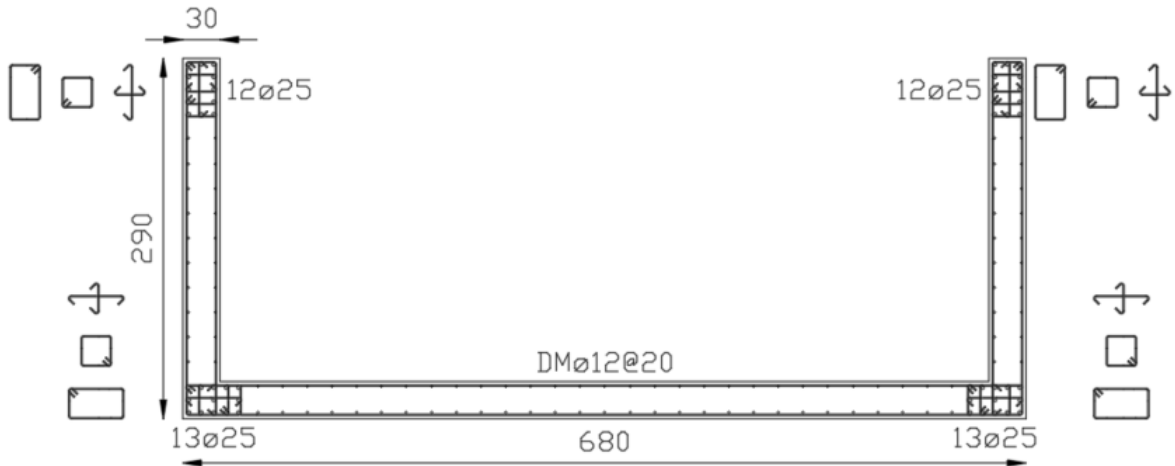


Figura 3.55 - M. H. A. 3, Edificio 15 pisos.

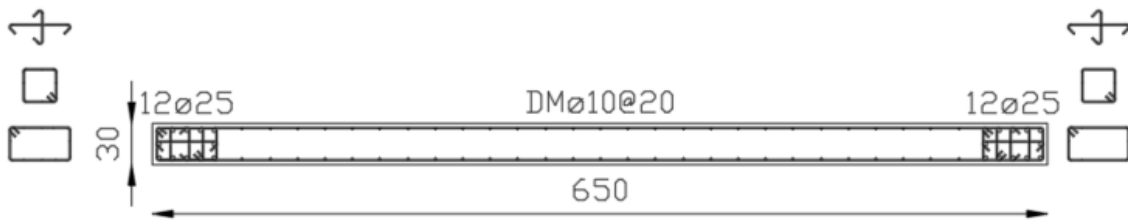


Figura 3.56 - M. H. A. 2, Edificio 20 pisos.

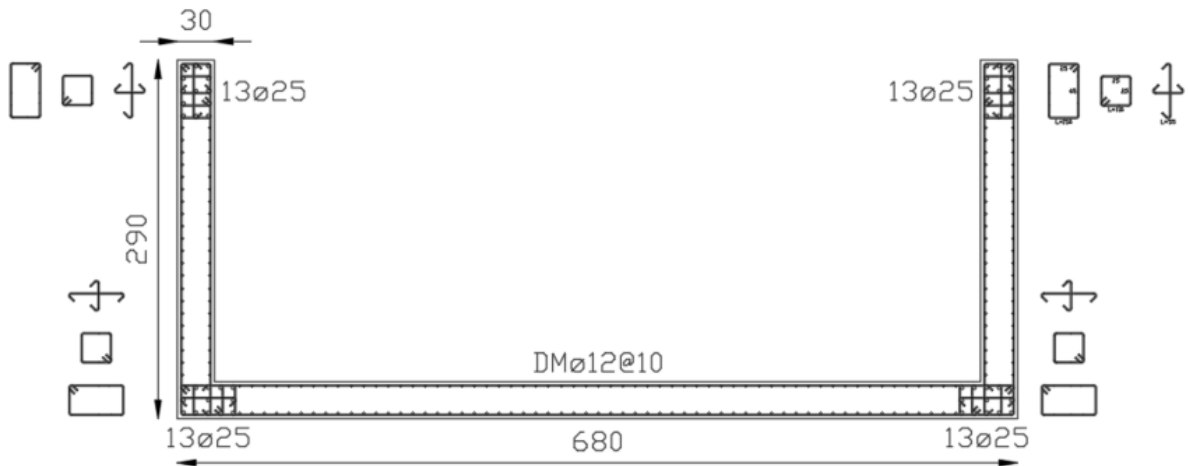


Figura 3.57 - M. H. A. 3, Edificio 20 pisos.

3.5.6.4. Confinamiento

- i) Los elementos de borde deben extenderse según el máximo valor de:

$$\text{máx} \left\{ \begin{array}{l} L_w \\ \frac{M_u}{4V_u} \end{array} \right. \quad (3.48)$$

- ii) Espaciamiento de ganchos suplementarios debe ser el mínimo entre:

$$h_x = \text{mín} \left\{ \begin{array}{l} 0.5 \text{ veces el espesor del elemento de borde} \\ 20 \text{ [cm]} \end{array} \right. \quad (3.49)$$

- iii) La separación del refuerzo transversal debe ser el mínimo entre:

$$s = \text{mín} \left\{ \begin{array}{l} 0.5 \text{ veces el espesor del elemento de borde} \\ 6 \text{ veces el diametro de la barra longitudinal menor} \\ 10 + \left(\frac{35 - h_x}{3} \right) \end{array} \right. \quad (3.50)$$

- iv) La cuantía de confinamiento debe ser el máximo valor entre:

$$\frac{A_{sh}}{s} = \text{máx} \left\{ \begin{array}{l} 0.3 \left(\frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right) \frac{f'_c}{f_y} \\ 0.09 \frac{f'_c}{f_y} \end{array} \right. \quad (3.51)$$

Luego se propone la misma disposición de refuerzo transversal para los elementos de borde de los muros *M.H.A. 2* y *M.H.A. 3* pertenecientes a las 2 estructuras de análisis, estas son $ED\emptyset 10@10 + 2TR\emptyset 10@10$

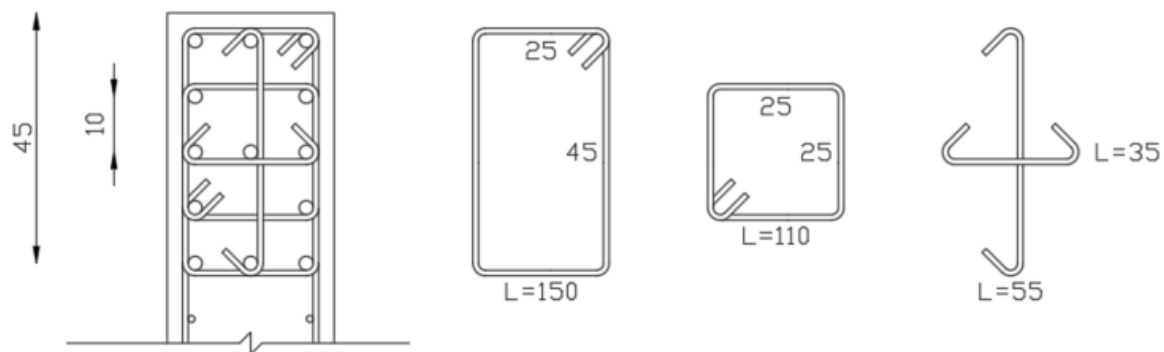


Figura 3.58 – Elementos de borde *M.H.A. 2* y *M.H.A. 3*, para ambas estructuras de análisis.

La distribución de refuerzo transversal para los elementos de borde del muro *M.H.A. 1*, para ambas estructuras de análisis es $ET\emptyset 10@10 + 2TR\emptyset 10@10$

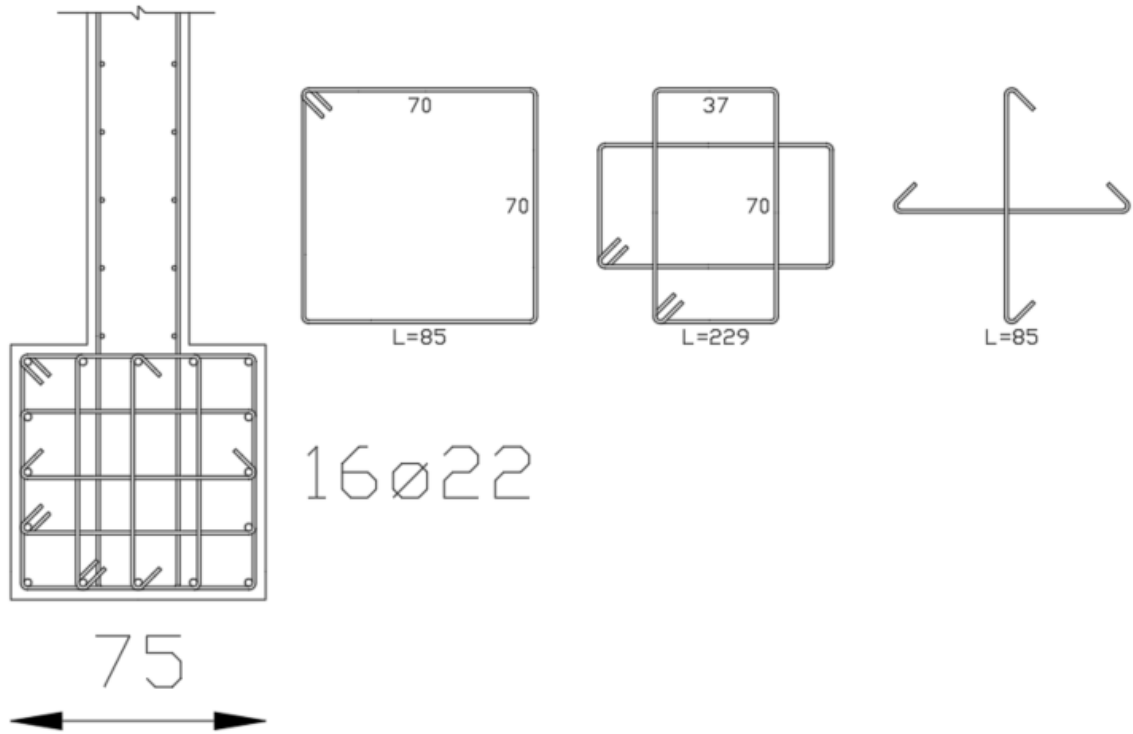


Figura 3.59 – Elementos de borde *M.H.A. 1*, para ambas estructuras de análisis.

CAPITULO IV: DIMENSIONAMIENTO DISPOSITIVOS PASIVOS DE DISIPACIÓN DE ENERGÍA.

Tal como se explicó en la sección 2.3.8.1. del presente trabajo de título, para obtener una óptima disipación de energía mediante los dispositivos pasivos, en este caso, BRB y ADAS el cociente entre el período fundamental de la estructura con dispositivos (T_b) y el período fundamental de la estructura sin dispositivos (T_n) debe ser menor que 0.4, con esto se garantiza un $PRI < 1$ y los dispositivos si interfieren en la respuesta estructural del sistema, disipando energía y por ende minimizando las deformaciones y aceleraciones del sistema.

4.1. BRB

En el caso de los BRB, el corte de activación queda limitado por la capacidad a compresión de las columnas donde se emplazan estos dispositivos, ya que la carga axial generada en el arriostramiento se traspasa a las columnas. El tipo de arriostramiento utilizado en este caso es tipo Chevron (V invertida) ya que con este arriostramiento no se traspasan esfuerzos axiales a la viga [39], en la Figura 4.1 se presenta la disposición de los dispositivos.

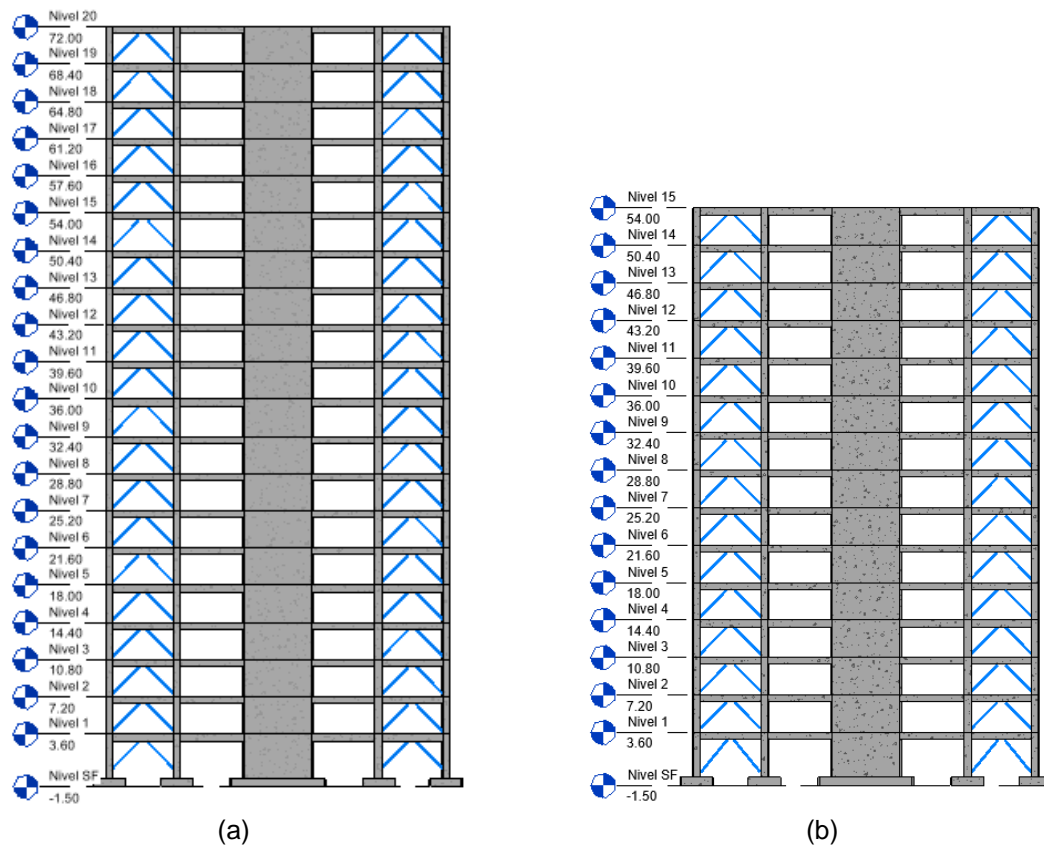


Figura 4.1 – Elevación ejes 1 y 4: (a) Estructura de 20 pisos, (b) Estructura 15 pisos.

4.1.1. Geometría del arriostramiento

En la Figura 4.2 se muestra la geometría del arriostramiento, como ya se indicó en el apartado 2.3.4.1. el largo total de la BRB (L_{wp}) incluye 3 regiones con diferente rigidez. Por otra parte, ante una fuerza lateral F , el esfuerzo en la riostra queda definido como:

$$R = \frac{F}{2\cos(\alpha)} \quad (4.1)$$

Con $\alpha = 48^\circ$

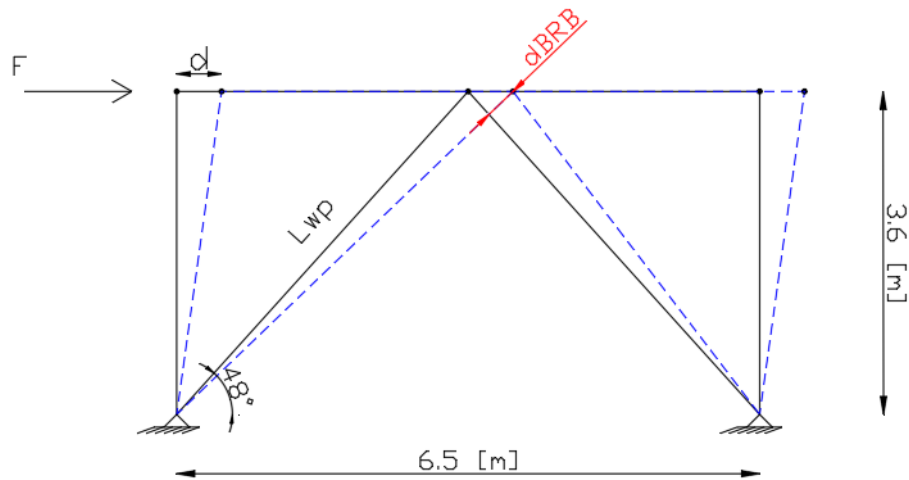


Figura 4.3 – Geometría arriostramiento tipo Chevron (V invertida).

La Figura 4.3 es válida para ambas estructuras de estudio, donde $L_{wp} = 4.85$ [m].

4.1.2. Funda de acero

La funda que le brinda apoyo lateral al núcleo de acero que compone las BRB, no debe tener problemas de inestabilidad elástica, por lo tanto, debe diseñarse adecuadamente para evitar el pandeo de la sección, Watanabe et al. (1988) [40] proponen el siguiente criterio, para asegurar el correcto dimensionamiento de la funda:

$$\frac{P_e}{P_y} \geq 1.5 \quad (4.2)$$

Donde P_y es la resistencia de fluencia del núcleo de acero y P_e es la resistencia elástica de la funda de acero, ambas expresiones se definen a continuación:

$$P_y = f_{y_{sc}} A_{sc} \quad (4.3)$$

$$P_e = \frac{\pi^2 EI_0}{L_{wp}^2} \quad (4.4)$$

4.1.3. Núcleo de acero

El área transversal del núcleo de acero en la BRB se calculó para que el elemento fluyera para un cierto porcentaje del corte basal de la estructura sin disipadores, el porcentaje de corte basal se fue iterando y a través de un análisis no lineal tiempo-historia se comprobó si con ese porcentaje las columnas resistían las cargas axiales generadas por las condiciones estáticas iniciales, el sismo de análisis y los esfuerzos axiales de las riostras que llegan a la columna; los resultados no fueron buenos, ya que con un bajo porcentaje de corte basal las columnas fallaban por compresión, recordar que las estructuras sin disipadores cuenta con 3 tipos de columnas en ambos casos de estudio. Luego de esto se decidió utilizar las columnas de mayor capacidad axial (C01) que son de $75 \times 75 [cm^2]$ para no interferir (cambiar) demasiado en la respuesta estructural y no perder la comparación con la estructura sin disipadores, en los capítulos posteriores se mostraron los análisis obtenidos desde el análisis no lineal tiempo-historia.

Las columnas exteriores de los ejes 1 y 4 (ver Figura 4.1) son C03 y las interiores son C02, que como se explicó en el párrafo anterior no fueron utilizadas en la estructura con BRB ya que se reemplazaron por las C01.

Dicho esto, se presentan las áreas de acero del núcleo de las BRB (A_{sc}) para ambas estructuras de análisis asociada al % de corte basal máximo que resisten las columnas sin fallar por compresión.

Tabla 4.1 – Área del núcleo de acero BRB.

Estructura	%Corte Basal	$A_{sc}[cm^2]$
15 pisos	3	9
20 pisos	2	8

A continuación, se presenta la Figura 4.4 para entender gráficamente el aumento de carga axial debido a la inclusión de BRB en una de las columnas del sistema estructural.

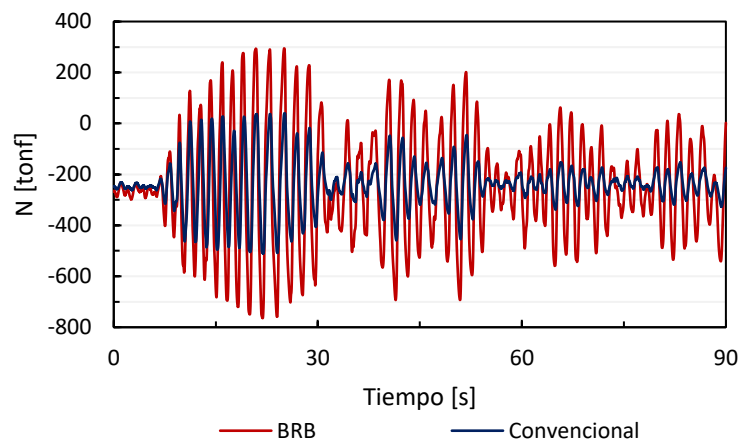


Figura 4.4 – Comparación de la carga axial de una de las columnas del sistema convencional (sin disipadores) y la carga axial de la misma columna pero con la inclusión de BRB en la estructura ambas obtenidas desde el registro CCNS.

Se tiene un aumento de la carga axial máxima de un 50% en comparación a la estructura sin dispositivos.

La rigidez axial para cada caso y la razón del período de la estructura con dispositivos pasivos con el período natural de la estructura sin dispositivos se presentan en la Tabla 4.2, cabe destacar que para el cálculo de la rigidez solo se considera la longitud de fluencia de la BRB que es del orden del 50% de la longitud de trabajo de la BRB [39] (ver Figura 4.5).

Tabla 4.2 – Rigideces BRB.

Rigidez Axial [tonf/m]		$\frac{T_b}{T_n}$	
BRB 15 pisos	BRB 20 pisos	BRB 15 pisos	BRB 20 pisos
7793.81	7697.59	0.94	0.97

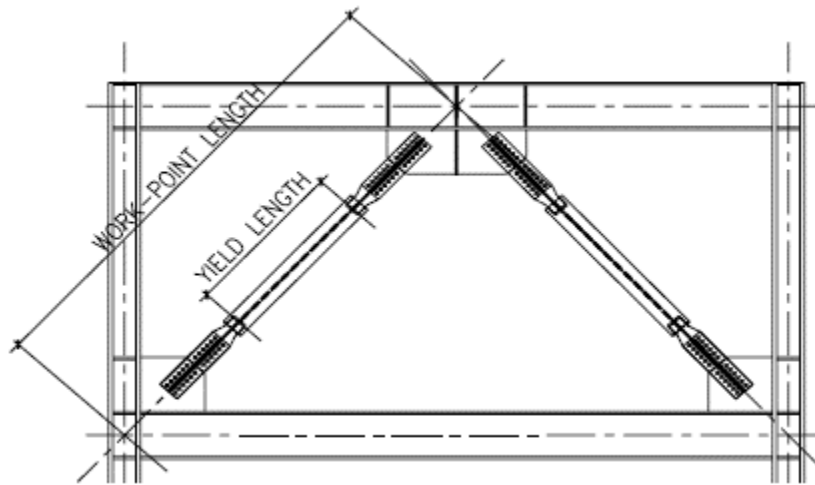


Figura 4.5 – Longitud de fluencia. [39]

La razón de períodos se aleja bastante de la razón objetivo 0.45, lo que ya es un indicio de que la respuesta estructural de ambas estructuras resultará ser similar.

4.2. ADAS

La disposición de los dispositivos ADAS se replica de la Figura 4.1, arriostramiento tipo Chevron (V invertida), constituido por perfiles tubulares que deben permanecer elásticos para concentrar la no linealidad en el dispositivo ADAS. El corte de activación del sistema será un porcentaje del corte basal de la estructura sin dispositivos, pero en este caso se impone una deformación de fluencia igual a $0.002h_{entre\ piso}$, valor que establece la NCh433 como límite de deformación relativa de entre piso para un sismo frecuente [4].

4.2.1. Dimensionamiento de las placas

Las dimensiones de las placas son obtenidas usando como referencia las dimensiones que son comúnmente utilizadas en la práctica [41], vale decir, altura de la placa $h = 40 [cm]$, ancho superior e inferior $b1 = 20 [cm]$ y un ancho en la mitad de la placa de $b2 = 4 [cm]$, el espesor de las placas

(t) queda definido de acuerdo a la deformación de fluencia definida en el párrafo anterior. Aplicando las relaciones obtenidas en [42] se tiene:

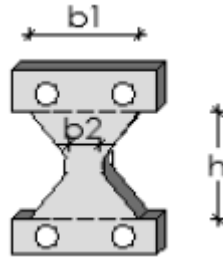


Figura 4.6 – Geometría de las placas que conforman el sistema ADAS. [42]

$$\frac{\Delta_y}{h_{entre\ piso}} \approx 0.002 \quad (4.5)$$

$$\Delta_y = \frac{f_y h^2}{2Et} \quad (4.6)$$

Donde:

- $f_y = 3515 [kgf/cm^2]$ Esfuerzo de fluencia de la placa, calidad del acero A572-Gr50.
- $h_{entre\ piso} = 360 [cm]$
- $E = 2100000 [kgf/cm^2]$, Módulo de elasticidad.
- $\Delta_y = 0.8 [cm]$

Las demás variables ya fueron definidas.

Luego el espesor de la placa es: $t = 2 [cm]$.

Se establece un corte de activación igual a un 5% del corte basal de diseño, ya que al igual que el caso anterior (BRB) la capacidad de fluencia del dispositivo queda limitada a la capacidad a compresión de las columnas, es por esto que el análisis de la estructura equipada con ADAS se realizará solo para la estructura de 15 pisos, ya que en este caso las columnas tienen más margen para resistir aumentos de carga axial, por ende, el corte de activación es mayor y la razón de los periodos es más pequeña.

La ecuación 4.7 relaciona el corte de activación con el número de placas, esta ecuación fue obtenida desde [42]

$$V_y = \frac{NF_y b_1 t^2}{3h} \quad (4.7)$$

Donde N es el número de placas, V_y es el corte de activación que para el 5% del peso sísmico es 41.39 [tonf], las demás variables ya fueron definidas, por lo tanto:

$$N = 18$$

El sistema queda constituido por 18 placas en paralelo.

4.2.2. Diagonales de refuerzo en los dispositivos

Las diagonales de refuerzo en este sistema deben trabajar elásticamente para así concentrar la no linealidad exclusivamente en los dispositivos, para esto deben resistir el corte de activación que se traspasa a ellas como carga axial. El corte de activación de los dispositivos ADAS se definió en el apartado anterior y la carga axial que es traspasada a las diagonales es 30.88 [tonf].

La condición de diseño para que el perfil cumpla con la sollicitación es la siguiente:

$$\phi P_n \geq P_u \quad (4.8)$$

$$P_n = F_{cr} A_g \quad (4.9)$$

La diagonal propuesta es un perfil cuadrado de dimensiones 200x200x5 ($A_g = 38.4 [cm^2]$) con calidad nominal ASTM500 grado B, lo que implica un esfuerzo de fluencia de $F_y = 3235 [kgf/cm^2]$.

Según la AISC 360-10 Capítulo E [43], para el diseño de elementos en compresión la resistencia del perfil depende de la esbeltez (λ), donde:

$$\lambda = \frac{KL}{r} \quad (4.10)$$

El valor de $K = 1$, ya que el perfil trabaja como arriostramiento, $L = 4.85 [m]$ Y el radio de giro $r = 7.92 [cm]$, por lo tanto:

$$\lambda = 61.24$$

Por otra parte:

$$4.71 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 120 \quad (4.11)$$

Luego como la esbeltez del perfil es menor al límite, la resistencia a compresión se define mediante las Ecuaciones 4.9, 4.12 y 4.13.

$$F_{cr} = \left(0.658 \frac{F_y}{F_e}\right) F_y \quad (4.12)$$

$$F_e = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{KL}{r}\right)^2} \quad (4.13)$$

Finalmente la capacidad a compresión del perfil es:

$$P_n = 97.23 [tonf]$$

Con esto la resistencia del perfil es mayor que la demanda que genera el dispositivo ADAS sobre él y se asegura que el perfil permanece elástico y no es susceptible al pandeo local/global.

Así el cociente de períodos queda: $\frac{T_b}{T_n} = 0.83$ parámetro muy parecido al obtenido en la estructura equipada con BRB.

CAPÍTULO V: ANÁLISIS NO LINEAL TIEMPO-HISTORIA (ANLTH)

El ANLTH de una estructura permite evaluar la respuesta de esta frente a solicitaciones sísmicas caracterizadas por un registro de aceleración, este análisis se realizó mediante el programa RUAUMOKO 2D [44] representando el edificio con modelos planos equivalentes en las 2 direcciones principales.

RUAUMOKO 2D resuelve la ecuación de movimiento mediante el método de Newmark con aceleración constante [45], bajo el supuesto de pequeños desplazamientos, por lo tanto, se desprecian efectos de segundo orden como el $P - \Delta$.

Para los ANLTH se consideraron 3 registros naturales del terremoto del Maule (2010) en zonificación sísmica 3 y suelos tipo D, los cuales son: Marga-Marga componente este oeste (MMEW), Concepción Centro componentes este oeste (CCEW) y norte sur (CCNS), a continuación, desde la Figura 5.1 a 5.3 se presentan los registros mencionados.

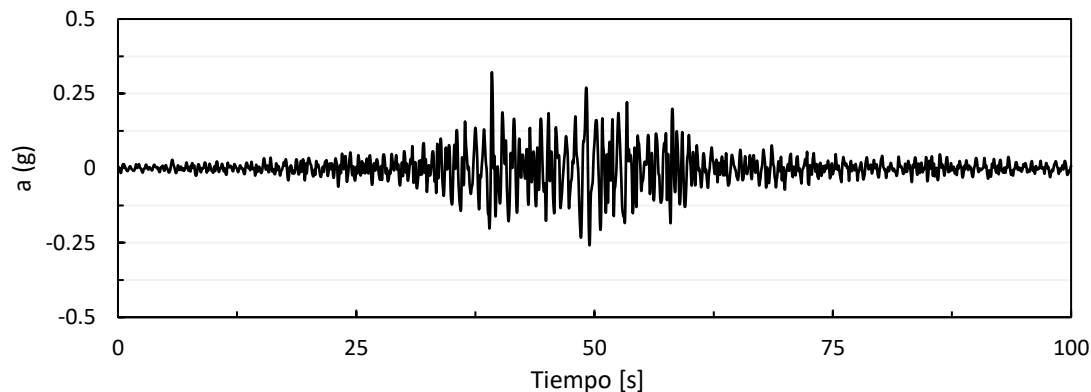


Figura 5.1 – Registro de aceleraciones MMEW.

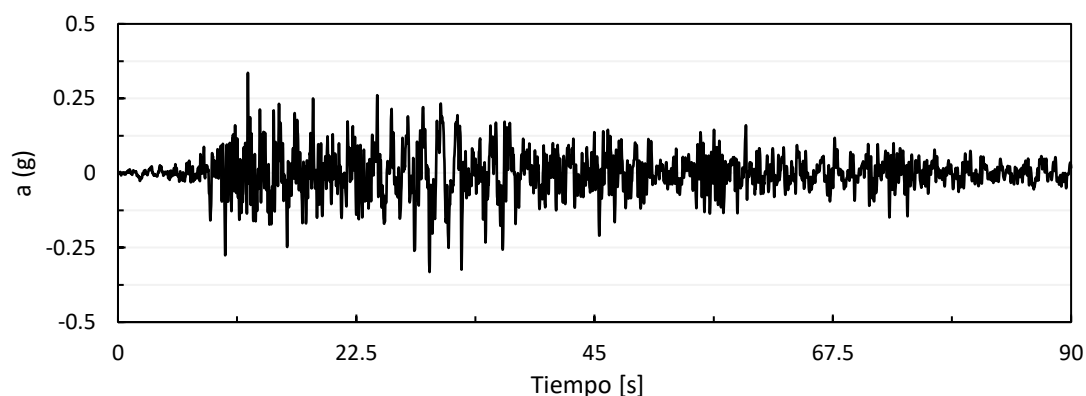


Figura 5.2 – Registro de aceleraciones CCEW.

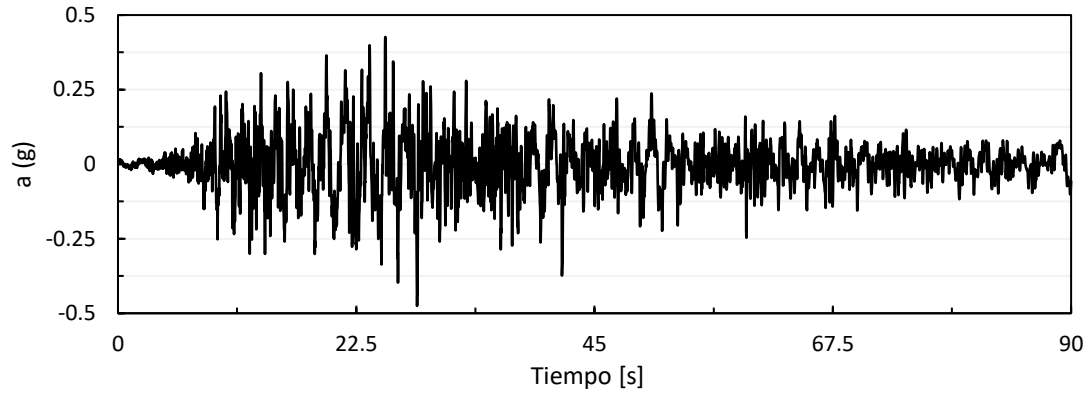


Figura 5.3 – Registro de aceleraciones CCNS.

En la Tabla 4.1 se presentan las aceleraciones máximas alcanzadas por el suelo $PGA(g)$ para cada registro del terremoto del Maule.

Tabla 5.1 – Aceleraciones máximas.

Registro	$PGA(g)$
Marga-Marga EW	0.321
Concepción Centro EW	0.336
Concepción Centro NS	0.475

5.1. Modelo de análisis

La estructura sin dispositivos de disipación se analizó en las 2 direcciones principales de la estructura X e Y, mediante un análisis bidimensional, dada la simetría de la planta estructural, en cada dirección se modelaron la mitad de los ejes resistentes asignando la mitad del peso sísmico para ser consistente con el período de las estructuras en estudio.

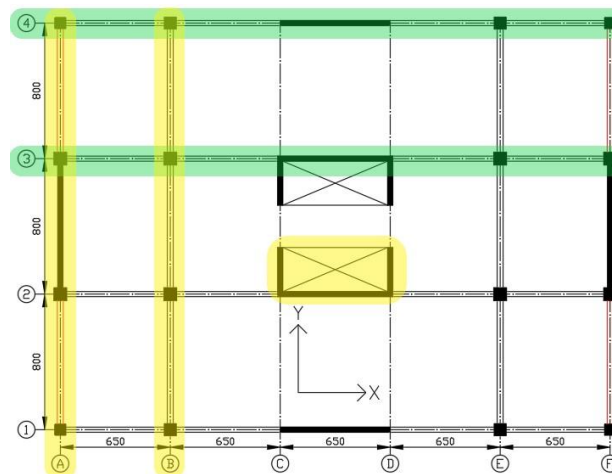
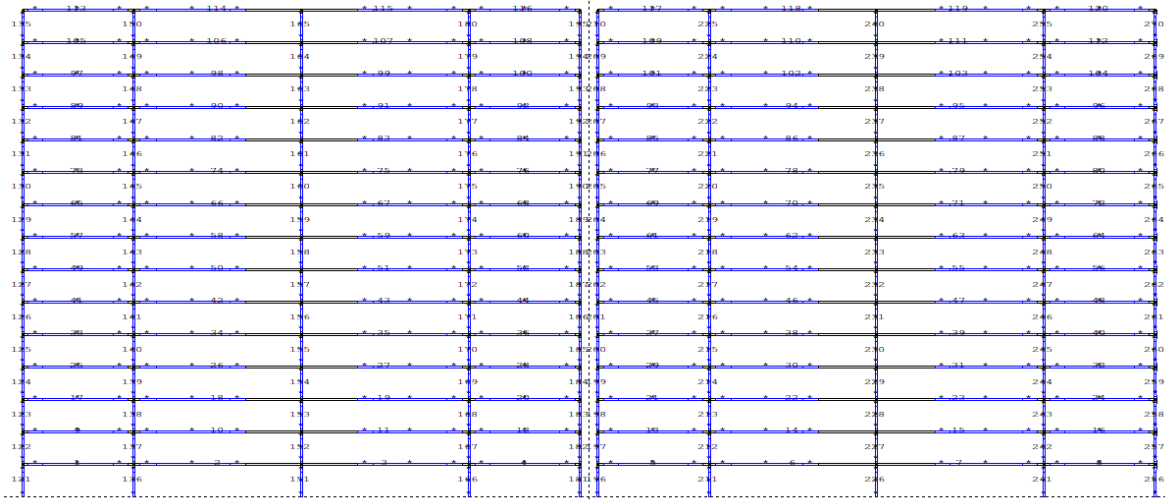


Figura 5.4 – Ejes resistentes modelados según dirección de análisis.

En la Figura 4.9 se destacan los ejes resistentes modelados para el ANLTH, resumiendo:

- Dirección X: Ejes resistentes 3 y 4.

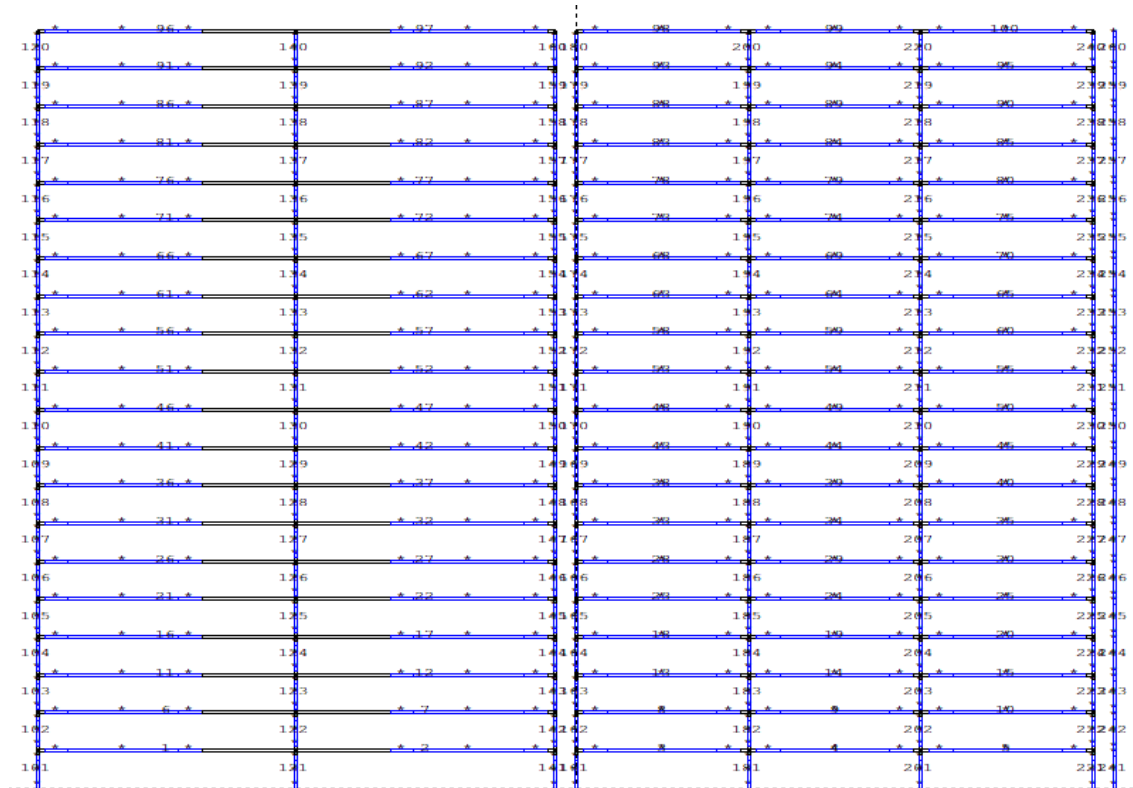


(a)

(b)

Figura 5.5 – Modelo bidimensional estructura 15 pisos: (a) Eje 4, (b) Eje 3.

- Dirección Y: Ejes resistentes A, B y muro C.



(a)

(b)

(c)

Figura 5.6 – Modelo bidimensional estructura 20 pisos: (a) Eje A, (b) Eje B, (c) Muro C.

5.1.1. Modelación elementos estructurales

Los elementos estructurales vigas, columnas y muros se modelaron como elementos de plasticidad concentrada tipo Giberson One Component Beam Model [46], pertenecientes a la categoría de miembros tipo Frame. Este elemento se compone de un segmento elástico y en sus extremos resortes rotacionales donde se concentra la no linealidad, en la Figura 4.12 se muestra este tipo de elementos.

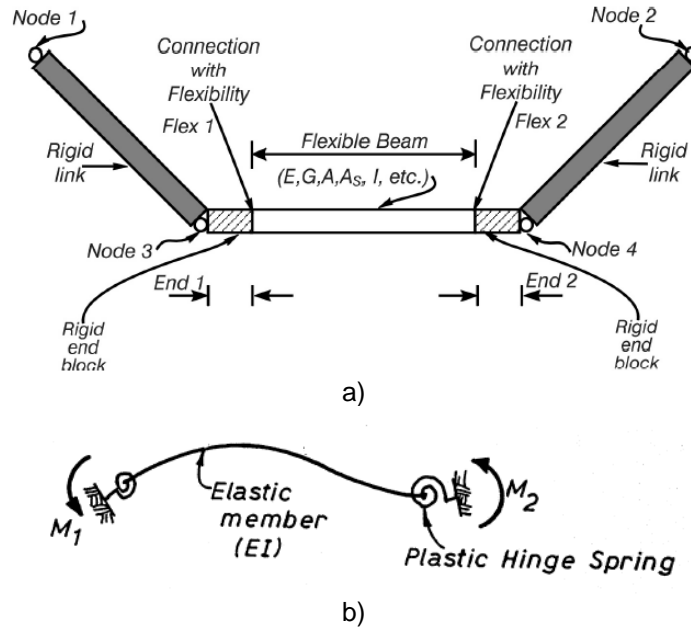


Figura 5.7 – (a) Miembros tipo Frame, (b) Elementos de plasticidad concentrada Giberson Beam. [46]

Los dispositivos pasivos de disipación de energía ADAS Y BRB se modelan mediante el miembro Spring, con las respectivas reglas de histéresis que se describen 5.1.5.1 y 5.1.5.2. Las diagonales de refuerzo que forman el mecanismo en el dispositivo tipo ADAS también se modelan como un elemento Spring pero en este caso su comportamiento es lineal elástico.

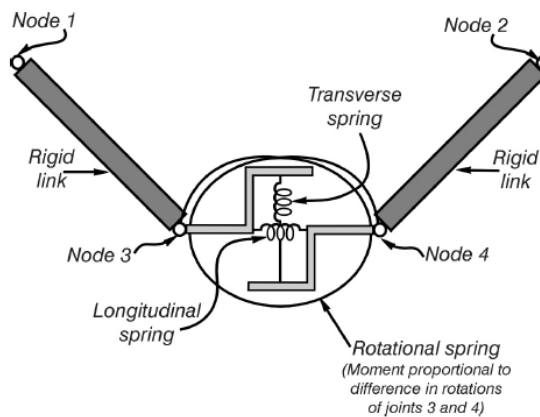


Figura 5.8 Miembros tipo Spring. [46]

5.1.1.1. Vigas

Para describir el comportamiento histerético de las rótulas plásticas que se forman en los extremos de la viga se utilizó la regla de histéresis de Takeda [47] con valores de degradación de rigidez $\alpha = 0.3$ y $\beta = 0.2$ [48].

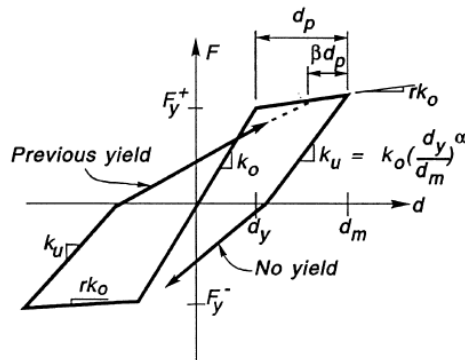
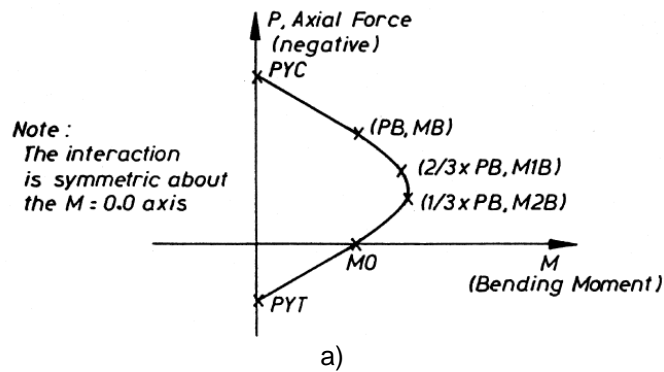


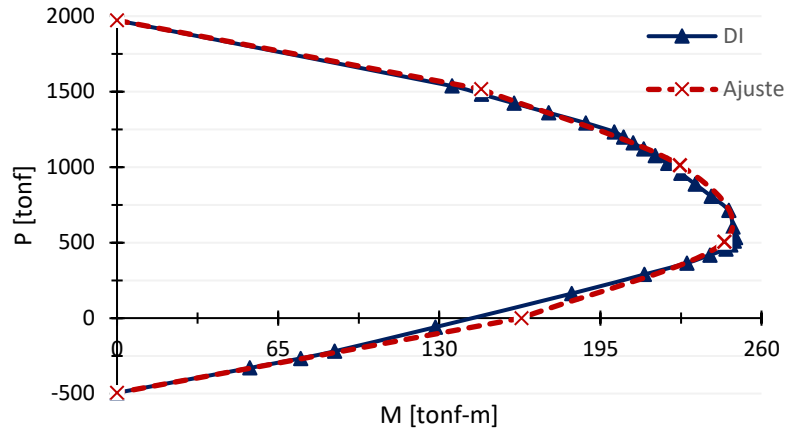
Figura 5.9– Regla de histéresis Takeda. [49]

F_y se consideró igual al momento nominal de la viga y $r = 0.01$.

5.1.1.2. Columnas

En columnas se consideró el diagrama de interacción para ajustar el momento nominal ante las variaciones de la carga axial en el ANLTH, esto se hizo mediante la superficie de fluencia tipo Concrete Beam-Column [50], que establece 7 parámetros para aproximar el diagrama de interacción nominal de la sección. Estos parámetros se presentan en la Figura 5.10a y en 5.10b se presenta el diagrama de interacción de una columna de la estructura aproximada mediante este tipo de superficie de fluencia.





b)

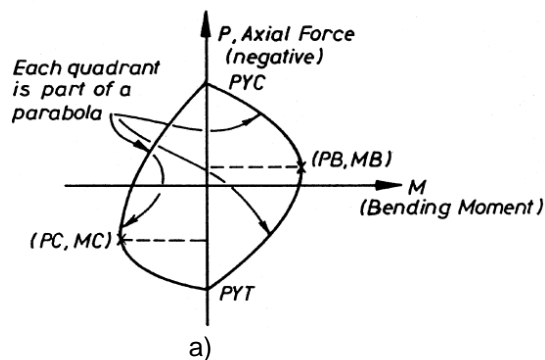
Figura 5.10: (a) Superficie de fluencia tipo Concrete Beam-Column, (b) Aproximación del momento Cuvatura columna C01, Edificio 20 pisos. [46]

La superficie se genera con una recta entre $(0, PYC)$ y (PB, MB) , luego una función cubica interpolada entre los puntos (PB, MB) ; $(2/3PB, M1B)$; $(1/3PB, M2B)$; $(M0, 0)$ y finalmente una recta entre $(M0, 0)$ y $(PYT, 0)$. Cabe destacar que los diagramas de interacción nominales de las columnas son simétricos por lo tanto los valores de momento para el ajuste en la otra dirección de la Figura 5.10b son los mismos, pero con signo negativo.

La regla de histéresis para columnas, al igual que en vigas, es la de Takeda con los mismos parámetros de degradación de rigidez $\alpha = 0.3$ y $\beta = 0.2$, la constante de rigidez post fluencia se consideró $r = 0.01$

5.1.1.3. Muros

En los muros la superficie de fluencia utilizada es Quadratic Beam-Column [46], esta superficie ajusta el diagrama de interacción nominal de los muros mediante parábolas. En la Figura 5.11a se muestra la superficie de fluencia definida en el Manual de RUAUMOKO y en la Figura 5.11b se muestra el ajuste del muro C de una de las estructuras en estudio.



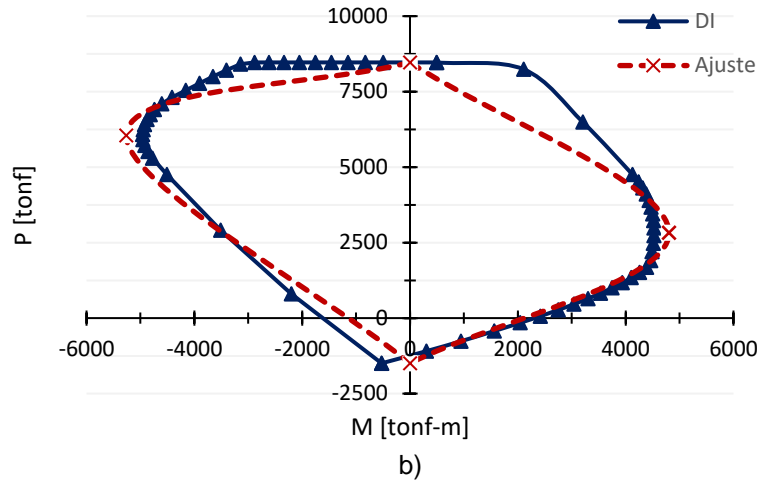


Figura 5.11 – (a) Superficie de fluencia tipo Quadratic Beam-Column, (b) Diagrama de interacción nominal muro C, Estructura 20 pisos. [46]

La curva de histéresis para representar el comportamiento del muro es la tipo SINA tri-lineal [51], esta regla toma en cuenta la diferencia de rigidez en función del sentido de la carga, por lo tanto, se ajusta al comportamiento del muro C en sentido Y, ya que este como es sabido, no tiene la misma rigidez si el ala esta comprimida o traccionada, además esta regla permite controlar el “pinching” ya que permite distintos valores de F_{cc} , este parámetro representa el esfuerzo de cierre de grieta, en esta misma línea el valor de F_{cc} para muros C según trabajos investigaciones realizadas en [52] es del orden de $0.6F_y$, donde F_y es el esfuerzo de fluencia según la dirección de análisis. En la Figura 5.12 se presenta la regla de histéresis SINA.

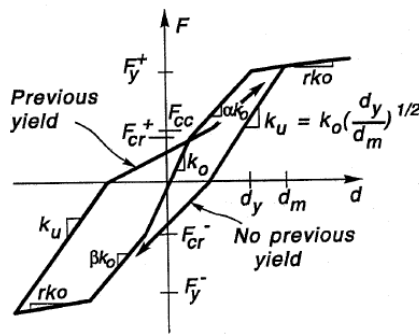


Figura 5.12 – Regla de histéresis SINA tri lineal. [49]

Los parámetros de degradación de la rigidez α y β se tomaron igual a 0.3, y el factor de rigidez post fluencia se consideró $r = 0.01$.

5.1.2. Cachos rígidos

Para modelar la acción de los muros en la estructura las vigas que llegan al muro se les considero un cacho rígido a cada una de la mitad del largo del muro, el muro se modeló como un elemento tipo Frame posicionado en el centroide del muro, con cachos rígidos en el extremo superior igual al alto de las vigas que convergen al muro. Al Frame que define el muro se le asignaron sus respectivas propiedades geométricas.

En las uniones viga columna se consideraron cachos rígidos de la mitad del espesor de columnas para los extremos de las vigas y para las columnas se consideraron cachos rígidos en la parte superior de las columnas igual a la altura de las vigas que llegan a la columna, de manera de simular el comportamiento rígido de los nudos.

5.1.3. Rótulas plásticas

La longitud de las rotulas plásticas para vigas y columnas se consideró igual a $0.5h$, donde h es la altura de la sección transversal de elemento, y en muros se utilizó una longitud igual a $0.5L_i$, donde L_i es el largo de la sección según dirección de análisis, para el caso del muro C, el valor de L_i depende si el análisis es en dirección paralela a las alas o el alma [53].

5.1.4. Amortiguamiento

Se utilizó un modelo que considera una relación lineal entre la razón de amortiguamiento y las frecuencias naturales elásticas del sistema. Se define una razón de amortiguamiento constante igual al 5% para todos los modos de vibrar, como se recomienda en [50].

5.1.5. Dispositivos de disipación de energía

Los dispositivos de disipación de energía fueron emplazados solamente en la dirección de análisis X, ya que los ejes exteriores modelados para el ANLTH de ambas estructuras de estudio cuentan con vigas y columnas, a diferencia de lo que ocurre con los ejes exteriores de la dirección Y, donde solo la estructura de 20 pisos cuenta con columnas y vigas.

5.1.5.1. BRB

El comportamiento histerético de las BRB fue representado por la regla de histéresis Bounded Ramberg-Osgood [49]. Según Tremblay et al. (2004) [54] este patrón de histéresis logra simular adecuadamente el efecto Bauschinger que se observa en los ensayos de BRB. En la Figura 5.13 se muestra las ecuaciones que determinan el comportamiento de la histéresis del elemento, el factor de control de rigidez r permite controlar la transición hacia a fluencia, por ejemplo, si el valor de r es muy grande el comportamiento será elastoplástico perfecto, en este trabajo se utiliza un factor de control de rigidez $r = 15$, utilizado en los ajustes de curvas experimentales hechos en [54].

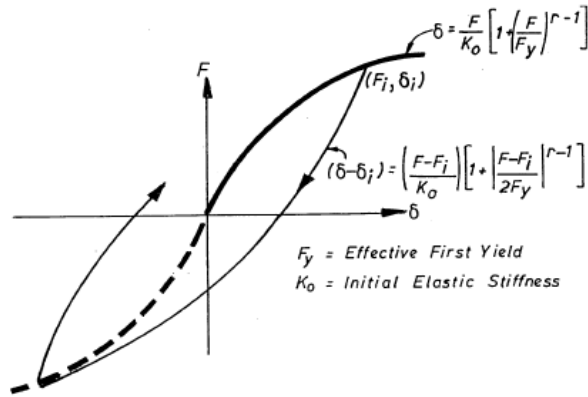


Figura 5.13 – Regla de histéresis Ramberg-Osgood. [49]

5.1.5.2. ADAS

En este trabajo la regla de histéresis utilizada para los dispositivos ADAS es elastoplástica, ya que no se estudiarán efectos de endurecimiento de las placas de acero en el dispositivo, solo interesa la energía disipada por los ciclos de histéresis. A continuación, se presenta la regla de histéresis que describirá el comportamiento.

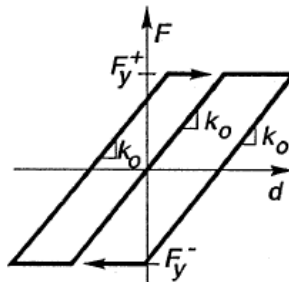


Figura 5.14 – Regla de histéresis elastoplástica. [49]

5.1.5.3. Diagonales (Chevron) del sistema ADAS

Como se visualiza en la sección 4.2.2. el perfil permanecerá elástico, por lo tanto, se le asigna la siguiente propiedad:

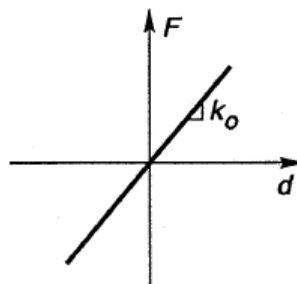


Figura 5.15 – Regla lineal elástica. [49]

5.1.6. Cargas estáticas iniciales

Para representar las condiciones iniciales de las estructuras en estudio, se incorporan los efectos de las cargas de peso propio y sobrecarga de uso, mediante momentos aplicados en los extremos de las vigas y cargas verticales aplicadas en los nodos [50].

5.2. Resultados estructuras sin dispositivos

En esta sección se presentan los resultados más relevantes de los ANLTH. Primero se empieza comparando los períodos de las estructuras convencionales (sin elementos de disipación de energía) para ver si el modelo de análisis no lineal es congruente con la estructura diseñada.

Tabla 5.2 – Comparación períodos Edificio 15 pisos, sin disipación de energía.

Edificio 15 pisos	
Períodos ETABS [s]	Períodos RUAUMOKO [s]
1.45	1.439
1.183	1.118
0.304	0.29
0.286	0.258
0.127	0.119
0.126	0.11
0.075	0.07
0.075	0.064

Tabla 5.3 – Comparación períodos Edificio 20 pisos, sin disipación de energía.

Estructura 20 pisos	
Períodos ETABS [s]	Períodos RUAUMOKO [s]
1.912	1.882
1.783	1.712
0.459	0.439
0.452	0.417
0.2	0.178
0.198	0.186
0.116	0.102
0.115	0.107

Como se puede notar, en las Tablas 5.2 y 5.3 no existen grandes variaciones de períodos, por lo tanto, el modelo de análisis no lineal representa de buena forma a la estructura diseñada en el Capítulo III del presente Trabajo de Título.

5.2.1. Desplazamientos máximos, Edificio 20 pisos

A continuación, se presentan los desplazamientos máximos alcanzados por la estructura para cada dirección de análisis.

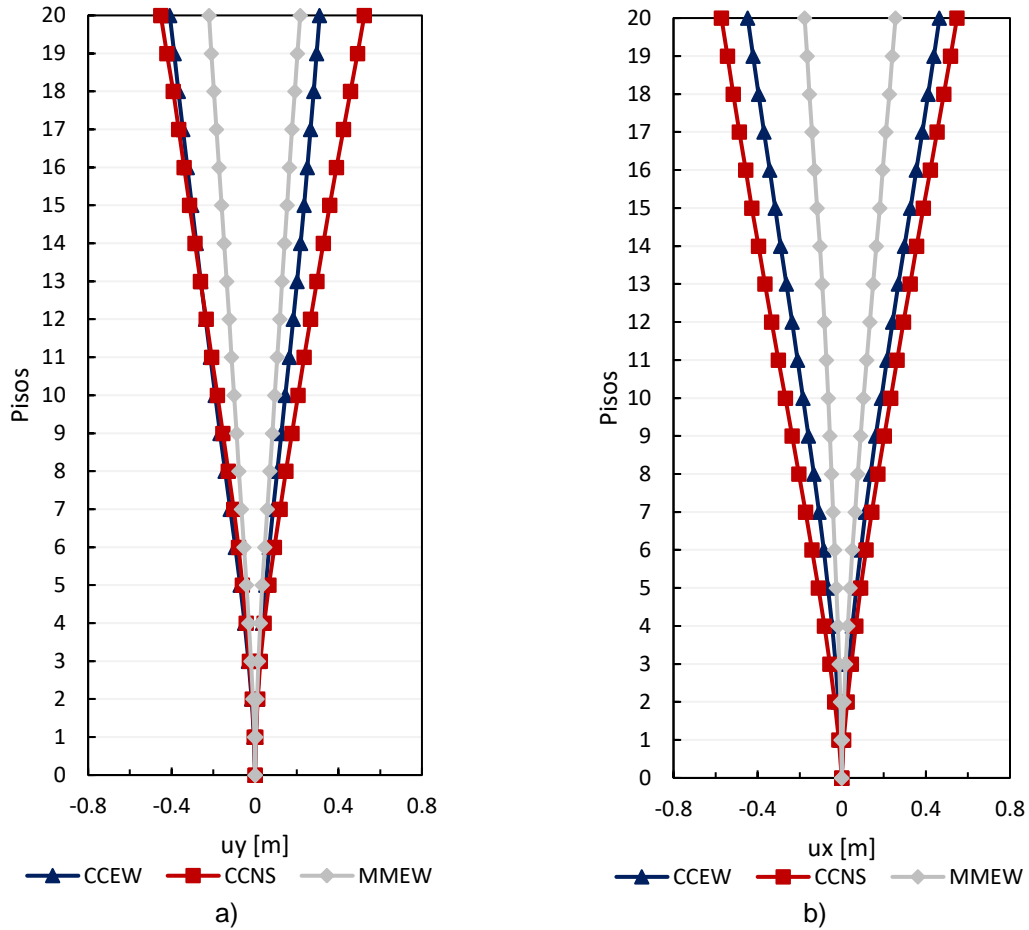


Figura 5.16 – Desplazamientos máximos para cada dirección de análisis: (a) Dir Y, (b) Dir X.

Notar desde la Figura 5.16 que el registro que causa mayores desplazamientos en la estructura es el registro CCNS, en este el desplazamiento máximo en el techo es del orden del 1% de la altura total del edificio. El registro de MMEW es el que causa menos movimiento en la estructura, por lo tanto, causa menos daño en la estructura ya que los elementos no alcanzan la incursión inelástica.

5.2.2. Deformaciones relativas de entrepiso (drifts) máximas, Edificio 20 pisos

En la Figura 5.17 se presentan las envolventes de desplazamientos relativos de entrepiso alcanzados en el ANLTH para los 3 registros.

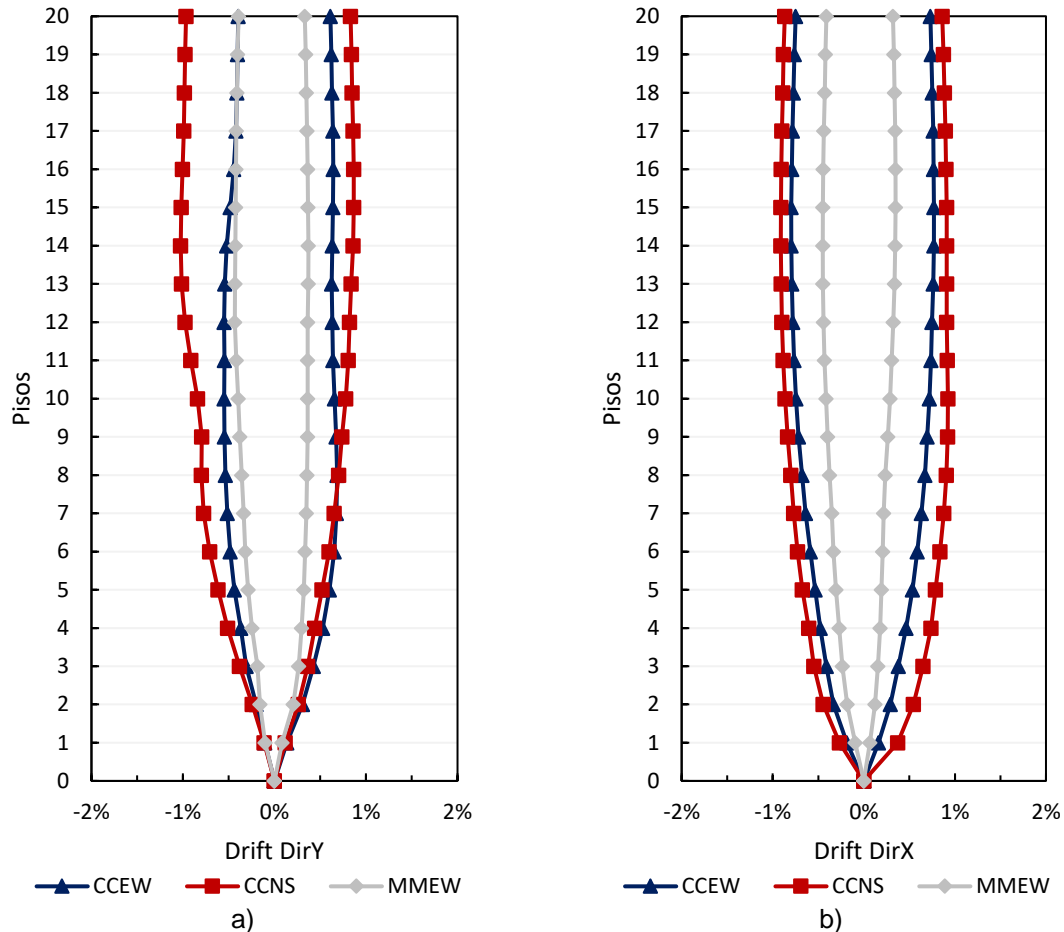


Figura 5.17 – Máximos desplazamientos relativos de entrepiso para cada dirección de análisis: (a) Dir Y, (b) Dir X.

Notar que, como era de esperar la envolvente de desplazamientos relativos de entrepiso del registro CCNS es la de mayor porcentaje con respecto a la altura de entrepiso, con un valor cercano al 1% de la altura de entre piso, muy por sobre los establecido en NCh433 (0.2%) [4], ya que claramente el Terremoto del Maule no se puede catalogar como un sismo frecuente.

El perfil de envolvente de deformaciones relativas de entrepiso es la superposición de la deformada de marcos y muros, donde los muros controlan los desplazamientos en los primeros niveles y los marcos controlan el desplazamiento en los niveles superiores.

5.2.3. Aceleraciones horizontales absolutas, Edificio 20 pisos

A continuación, se presentan las aceleraciones máximas absolutas obtenidas desde el ANLTH para los 3 registros.

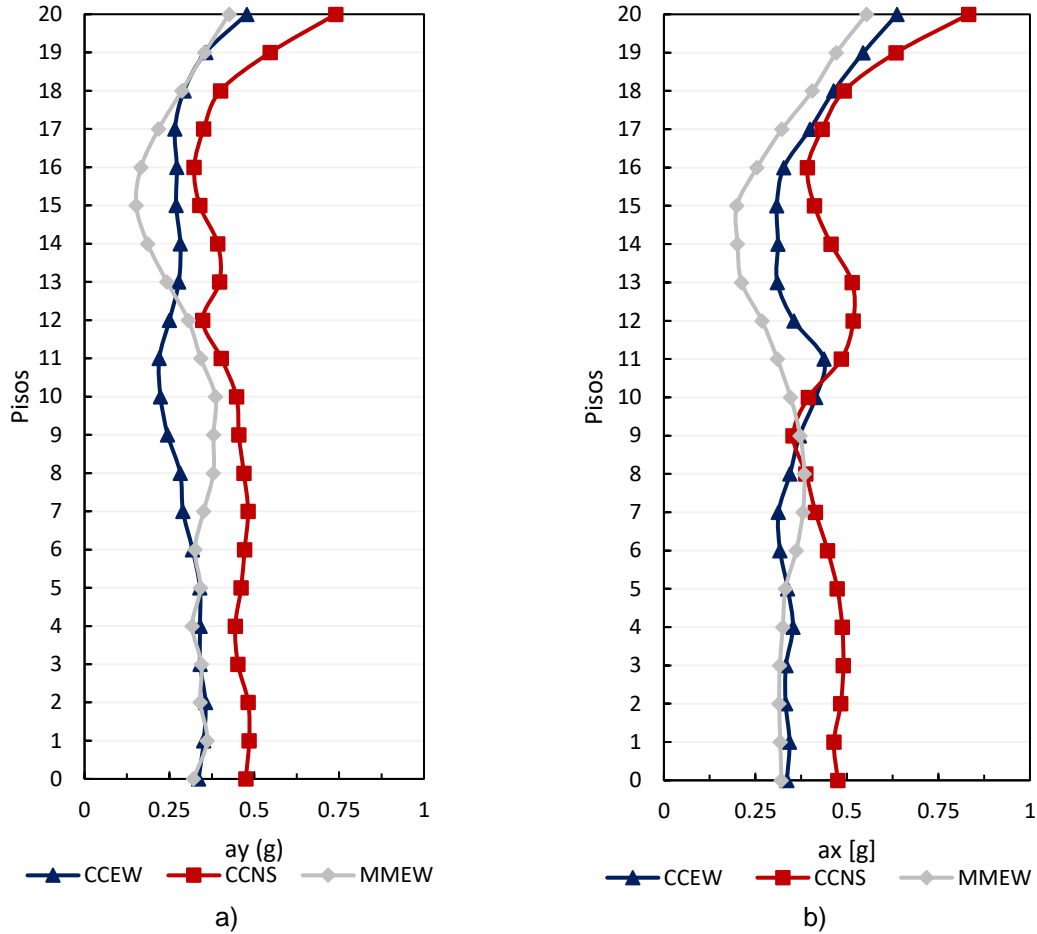


Figura 5.18 – Aceleraciones absolutas máximas para cada dirección de análisis: (a) Dir Y, (b) Dir X.

Tal como se muestra en las Figuras 5.16 a 5.18 el registro de CCNS es el que provoca la mayor respuesta en la estructura de análisis, es por esto que para comparar las respuestas de la estructura convencional con las estructuras con dispositivos pasivos de disipación de energía se utilizará este registro como base, como se mencionó en el Capítulo IV, el edificio de 15 pisos es con el que se harán las conclusiones acerca de la disipación de energía ya que sus dispositivos tienen mayor corte de activación por el simple hecho de que las columnas tienen más margen de capacidad axial.

Comentar también que la razón de períodos de la estructura de 15 pisos es un poco más baja que la de 20 pisos, por lo tanto, a priori se notará una mayor reducción en la respuesta, pero siguen siendo muy lejanas al óptimo de 0.4 que proponen en [6].

De igual manera desde el apartado 5.2.4 a 5.2.6 se presentan los resultados obtenidos desde el ANLTH de la estructura de 15 pisos para los 3 registros naturales utilizados.

5.2.4. Desplazamientos máximos, Edificio 15 pisos

A continuación, se presentan los desplazamientos máximos alcanzados por la segunda estructura en estudio en el ANLTH para los 3 registros en cada dirección de análisis.

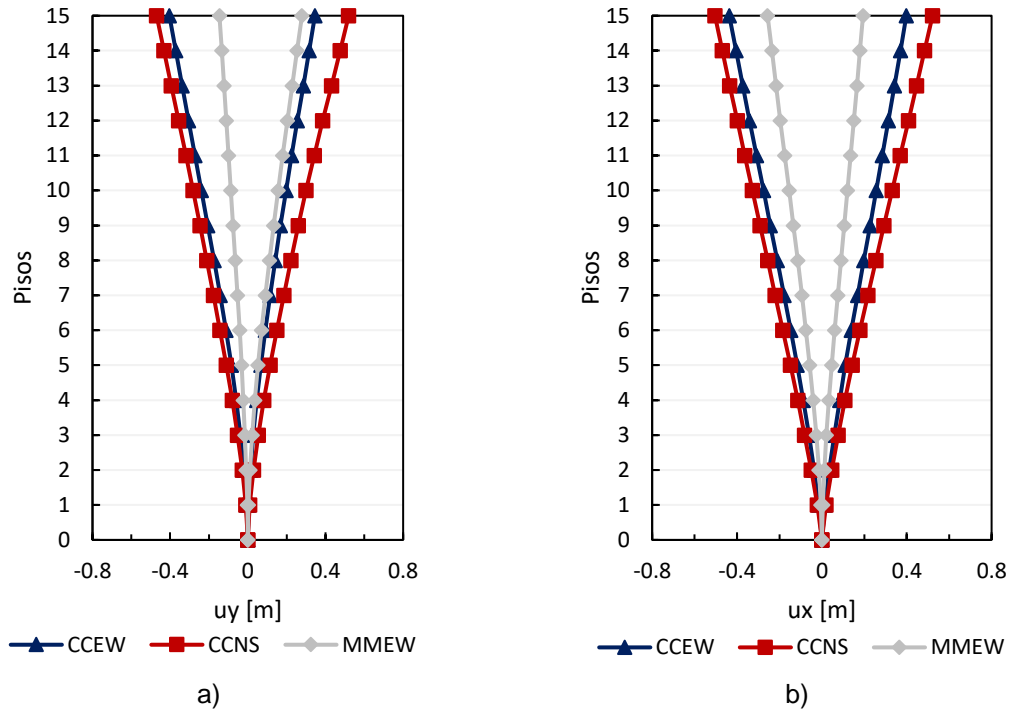


Figura 5.19 – Desplazamientos máximos para cada dirección de análisis: (a) Dir Y, (b) Dir X.

Notar desde la Figura 5.19 el registro que causa mayores desplazamientos en la estructura es el registro CCNS, en este el desplazamiento máximo de techo, al igual que en la estructura de 20 pisos es del orden del 1% de la altura total del edificio.

5.2.5. Deformaciones relativas de entrepiso (drifts) máximas, Edificio 15 pisos

A continuación, se presentan las envolventes de desplazamientos relativos de entrepiso alcanzadas en el ANLTH para los 3 registros en cada dirección de análisis.

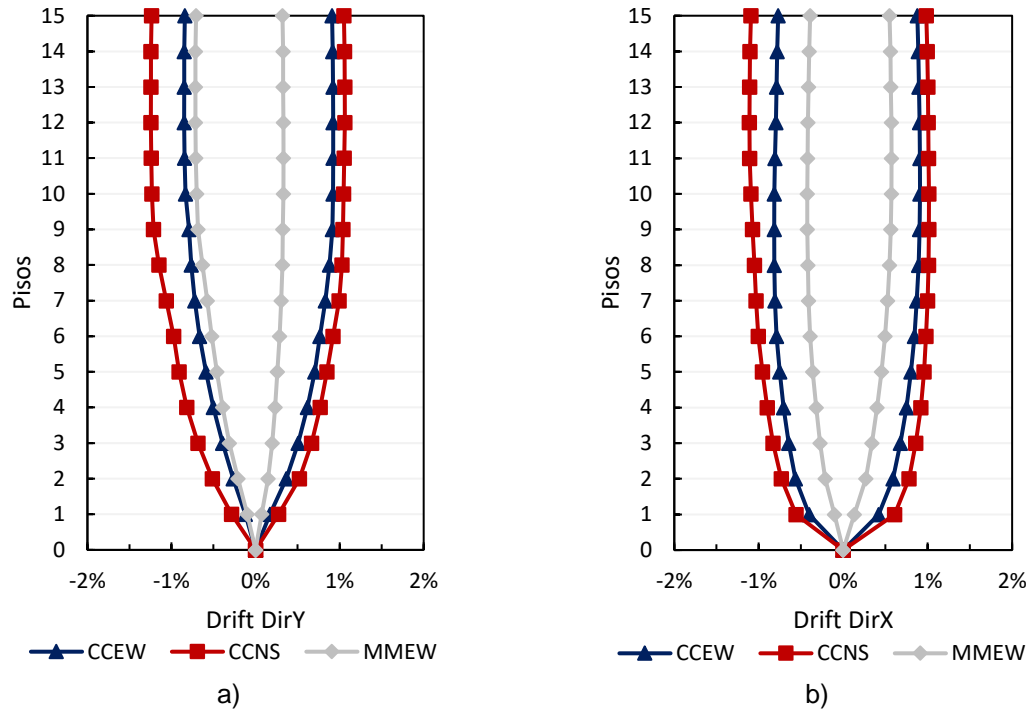


Figura 5.20 – Máximos desplazamientos relativos de entrepiso para cada dirección de análisis: (a) Dir Y, (b) Dir X.

El registro de aceleraciones CCNS es el que genera la mayor envolvente de desplazamientos relativos de entrepiso, el valor máximo es cercano al 1% de la altura de entre piso.

El perfil de envolvente de deformaciones relativas de entrepiso es la superposición de la deformada de marcos y muros, tal como se explicó en 5.2.2.

5.2.6. Aceleraciones horizontales absolutas, Edificio 15 pisos

A continuación, se presentan las aceleraciones máximas absolutas obtenidas desde el ANLTH para los registros considerados, en cada dirección de análisis.

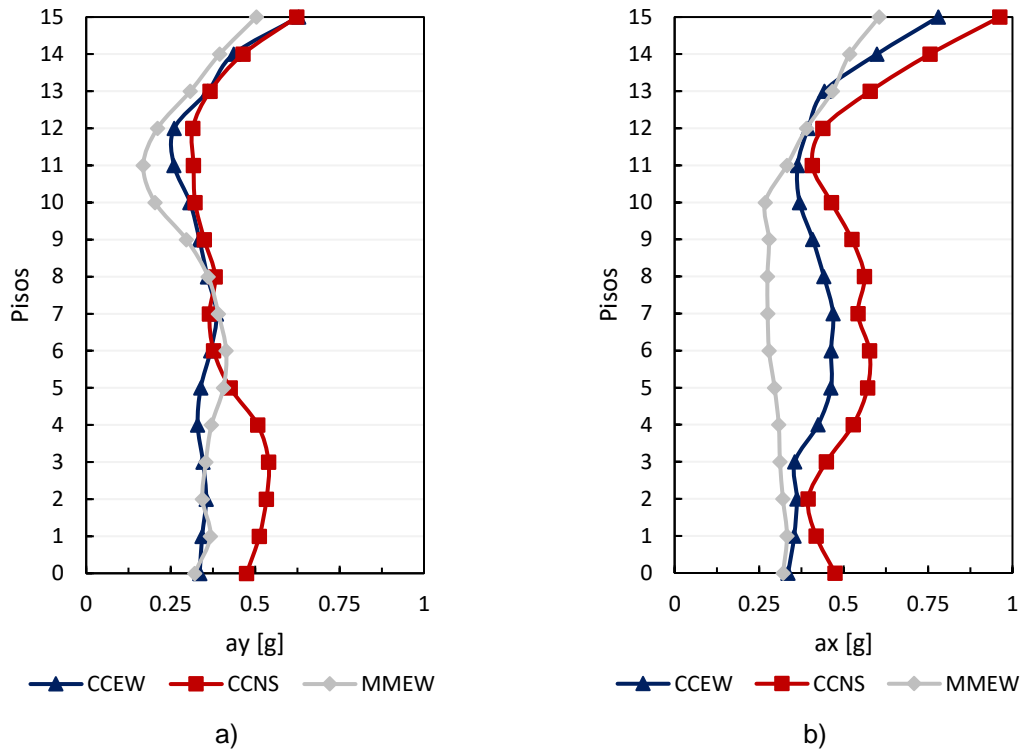


Figura 5.21 – Aceleraciones absolutas máximas para cada dirección de análisis: (a) Dir Y, (b) Dir X.

En la dirección X las aceleraciones absolutas máximas son las obtenidas desde el registro CCNS, pero en la dirección Y estas aceleraciones son mayores en los primeros 4 pisos, luego los 3 registros entregan resultados similares.

5.3. Estructuras equipadas con dispositivos pasivos de disipación de energía

A continuación, se presentan los modelos en RUAUMOKO de la estructura con dispositivos BRB y ADAS, la diferencia en la modelación es la inclusión de un resorte en la intersección de las diagonales que simula el comportamiento de las placas que conforman el dispositivo ADAS.

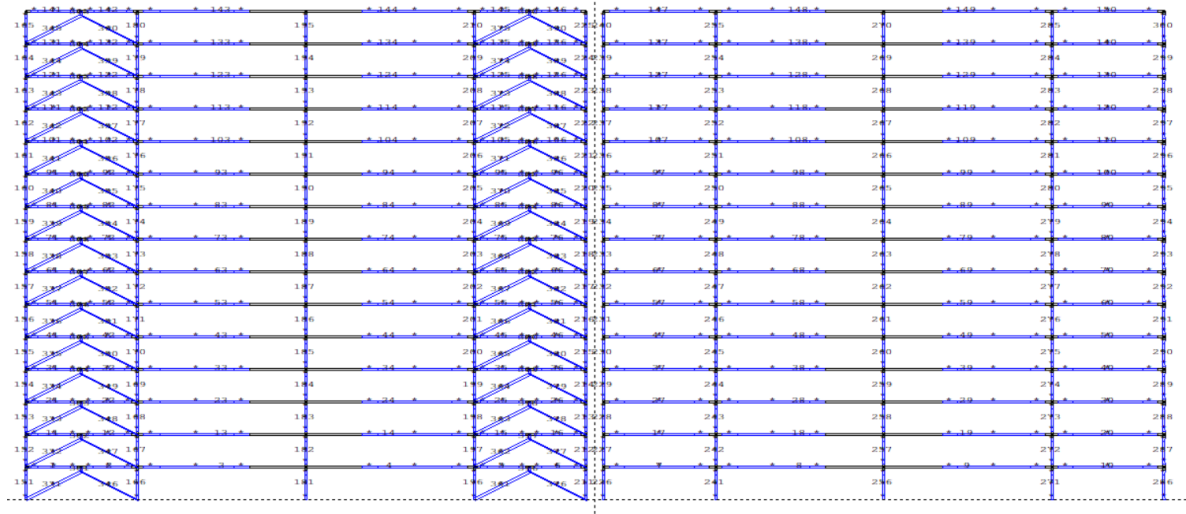


Figura 5.22 – Modelo de análisis ADAS.

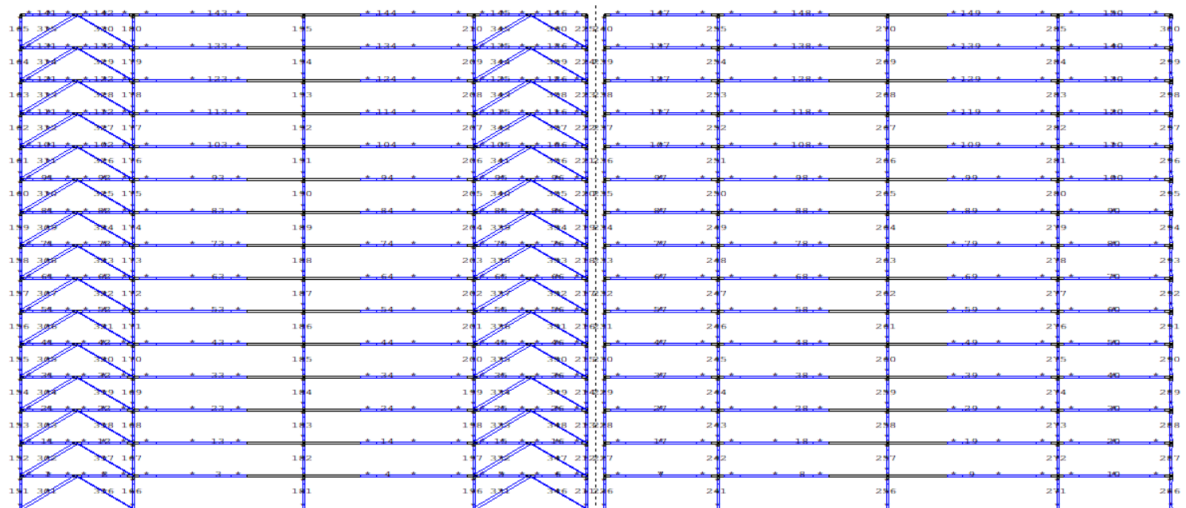


Figura 5.23 – Modelo de análisis BRB.

En resumen en el modelo ADAS se tienen 220 nodos, 390 elementos y 27 secciones transversales distintas, en el modelo BRB se tienen 190 nodos, 360 elementos y 26 secciones transversales distintas, la diferencia esta básicamente en los 30 nuevos nodos que debieron agregarse para agregar el Spring que simula a las placas, 30 nuevos elementos ya que son 2 placas por piso y una sección transversal más ya que se tienen riostras y ADAS en cambio en el modelo BRB solo se tienen riostras.

5.3.1. Desplazamientos máximos Edificio de 15 pisos convencional, equipado con ADAS y equipado con BRB

Se presenta la comparación de desplazamientos máximos entre los casos de análisis con la sollicitación sísmica de registro de aceleraciones de CCNS para el edificio de 15 pisos.

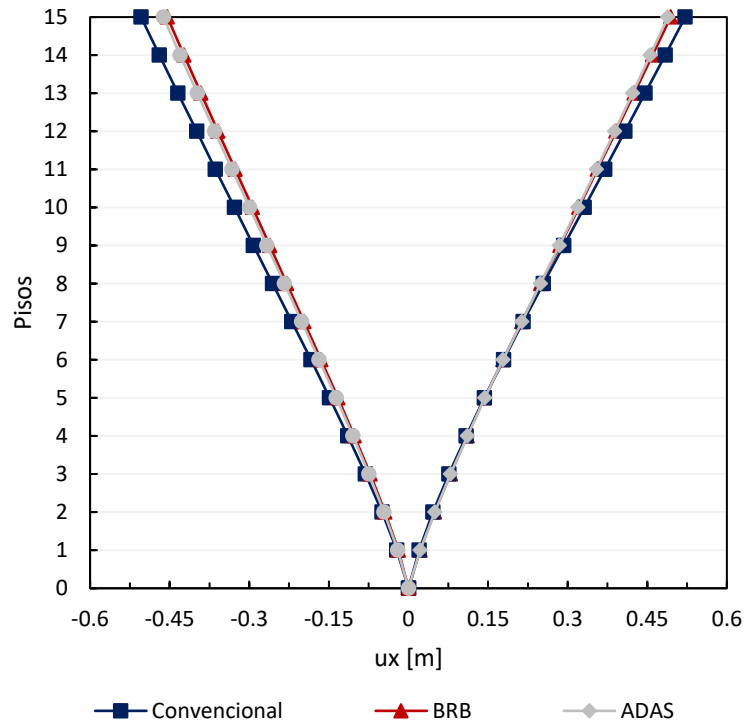


Figura 5.24 – Comparación de resultados desplazamientos máximos, registro CCNS.

Notar desde la Figura 5.24 que la respuesta estructural de la estructura convencional comparada con cualquiera de los 2 respuestas de la estructura equipada con disipadores histeréticos difiere prácticamente en nada, lo que se puede apreciar es que las estructuras equipadas con protección sísmica tienen prácticamente la misma respuesta, a pesar de que el corte de activación de ambos dispositivos difiere en 18 [tonf]. A continuación, en la Tabla 5.4 se muestran los parámetros máximos de la respuesta de estos 3 casos.

Tabla 5.4 – Valores máximos para cada estructura.

Estructura Convencional		Estructura con BRB		Estructura con ADAS	
u_x mín [m]	u_x máx [m]	u_x mín [m]	u_x máx [m]	u_x mín [m]	u_x máx [m]
-0.503	0.522	-0.454	0.494	-0.461	0.489

5.3.2. Aceleraciones máximas absolutas Edificio 15 pisos, convencional, equipado con ADAS y equipado con BRB

Se presenta la comparación de las aceleraciones absolutas para las 3 estructuras debido a la sollicitación sísmica del registro de CCNS para el edificio de 15 pisos.

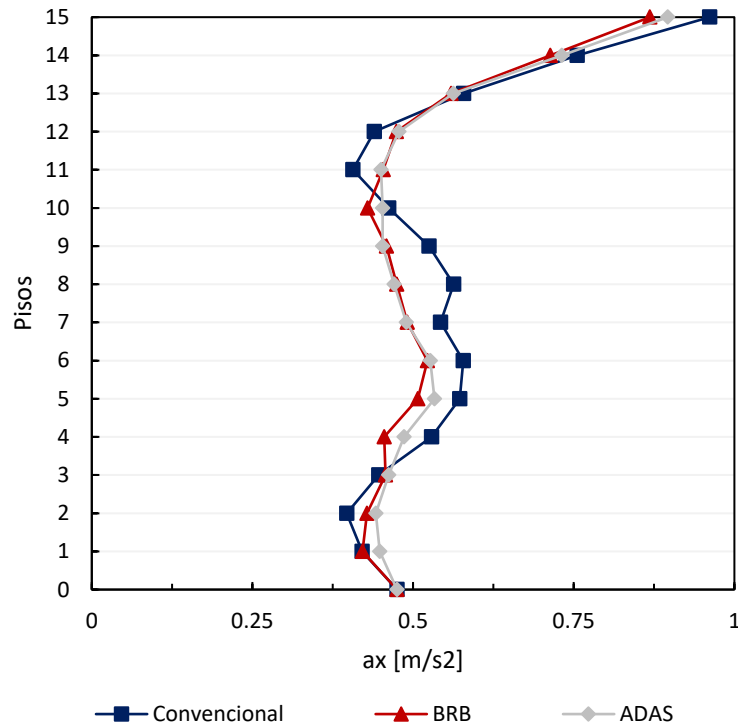


Figura 5.25 – Comparación de resultados aceleración máxima absoluta, registro CCNS.

Al analizar el perfil de aceleraciones máximas absolutas se tiene que la inclusión de dispositivos de disipación sísmica bajan las aceleraciones en el tercio central del edificio, esta baja no es significativa es del orden de $0.093g$, pero en el tercio superior del edificio las aceleraciones convergen prácticamente al mismo valor, por lo tanto, la inclusión de dispositivos no interfiere efectivamente en el perfil de aceleraciones máximas absolutas.

5.3.3. Ductilidad de curvatura en muros

Para seguir con la comparación ahora se analiza la respuesta del muro *MHA2* del eje 4, en la Figura 5.26 se muestran los momentos curvatura de la sección basal del muro (donde se rotula):

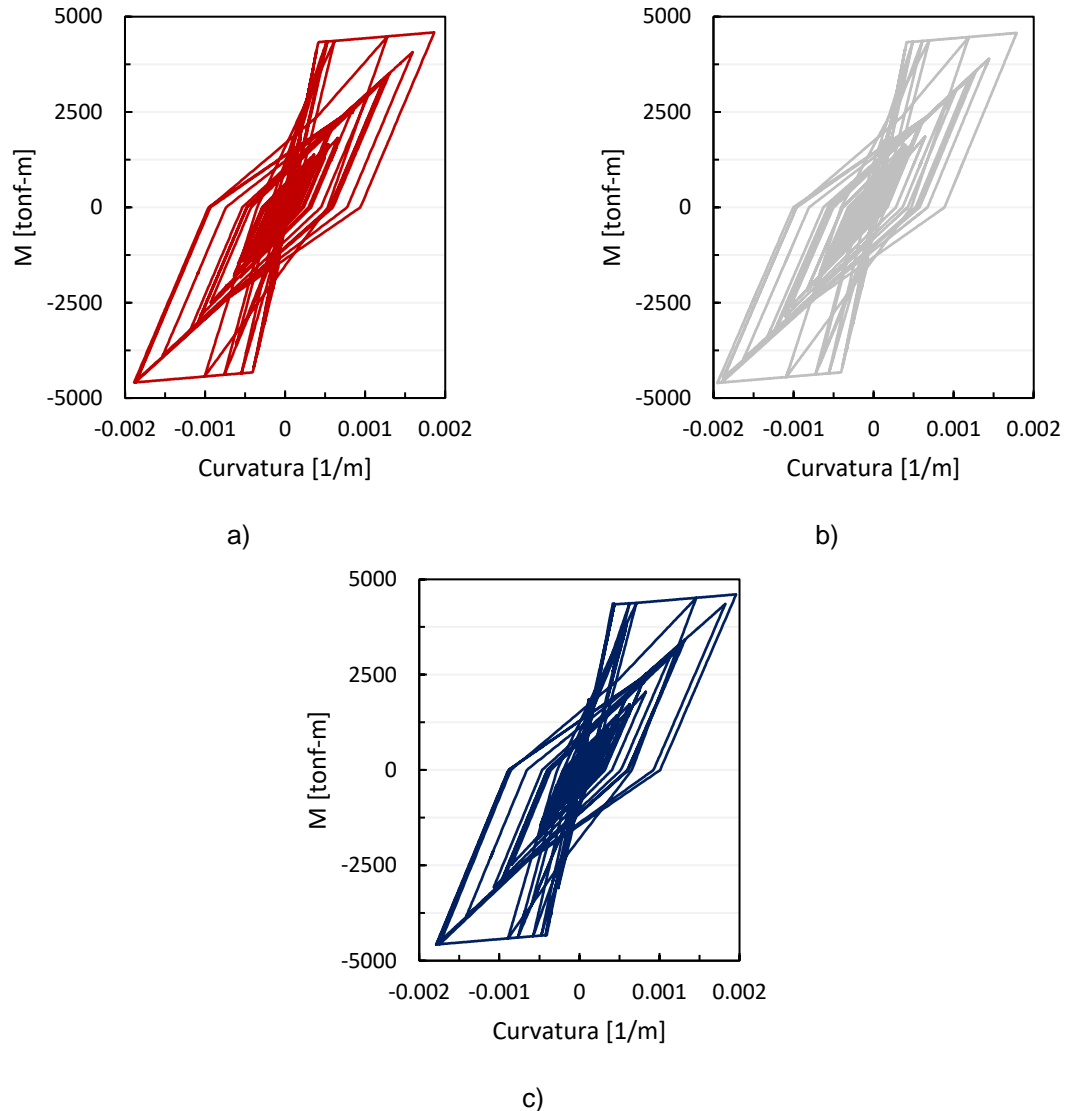


Figura 5.26 – Momento curvatura Muro *MH2*, para los 3 casos comparativos: (a) Estructura equipada con BRB, (b) Estructura equipada con ADAS, (c) Estructura convencional.

Notar que la incursión no lineal del muro es prácticamente la misma en los 3 casos de análisis y con esto ya se afirma que la no linealidad de los elementos de protección sísmica no ayudó a bajar las incursiones no lineales de los otros elementos estructurales, por otra parte, en la Figura 5.26 se presenta la ductilidad de curvatura del muro demandada por el registro de aceleraciones CCNS.

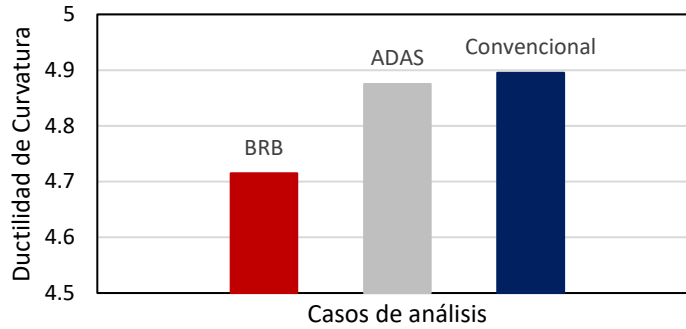


Figura 5.27 – Ductilidad de curvatura MHA2.

Las ductilidades de curvatura en los muros varían muy poco, era de esperar que el sistema estructural equipado con BRB tuviera una menor demanda de ductilidad de curvatura, ya que el corte de activación de las BRB era muy bajo, aunque esto no es relevante ya que la diferencia de ductilidad de curvatura en con respecto al caso convencional es de 0.16 lo que es irrelevante.

Tabla 5.5 – Curvatura última debido al registro de aceleraciones CCNS.

Curvatura última [1/m]		
Estructura Convencional	Estructura con BRB	Estructura con ADAS
4.895	4.715	4.875

5.4. Comentarios

Los resultados obtenidos distan de lo esperado, en cuanto a la capacidad que tienen los dispositivos BRB y ADAS para reducir las demandas sísmicas en edificios de estructuración mixta de hormigón armado. Tanto los dispositivos BRB como ADAS se activaron durante la respuesta de la estructura, por lo tanto, efectivamente disiparon energía (ver Figura 5.28 y 5.29), lo que implica que su ineffectividad responde a la relación existente entre las propiedades de la estructura y las de los dispositivos.

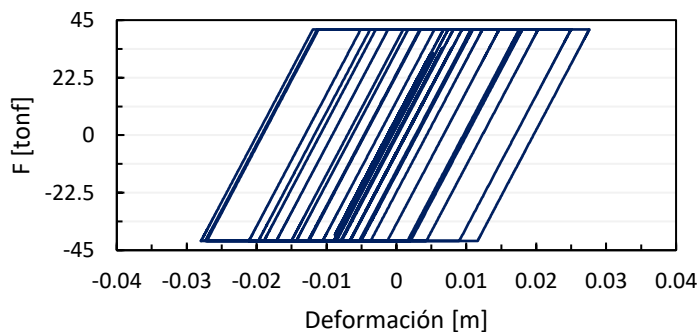


Figura 5.28 – Ciclo de histéresis dispositivo ADAS, Edificio 15 pisos ($V_y = 41.38$ [tonf]).

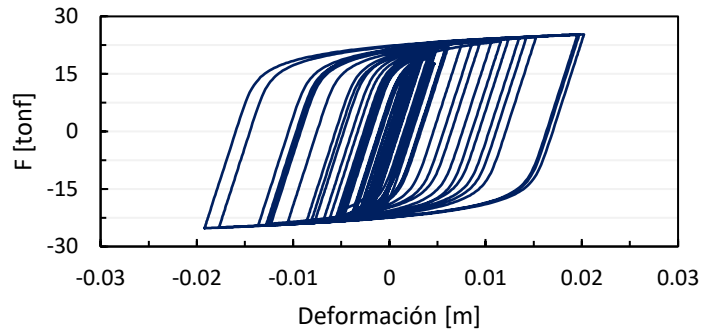


Figura 5.29 – Ciclo de histéresis dispositivo BRB, Edificio 15 pisos ($V_y = 22.5$ [tonf]).

Para incrementar la cantidad de energía disipada por los dispositivos es necesario aumentar el corte de activación (V_y) de los mismos, como ya se comentó esto implica un sobre esfuerzo en columnas y por lo tanto, se debe aumentar su capacidad a valores realmente grandes. Esto, sin duda, provocará una reducción de las demandas pero debido a dos factores: el incremento de la rigidez de la estructura original y la disipación de energía de los dispositivos, lo que no responde a una lógica de retrofit.

Nótese que similares resultados fueron reportados en el pasado por estudios comparables a este, particularmente los trabajos de Benavides [55] y Rocco [56].

CAPÍTULO VI: CONCLUSIONES

El uso de dispositivos pasivos de disipación de energía en edificio de estructuración mixta de hormigón armado (muros y marcos resistentes a solicitaciones sísmicas) en este Trabajo de Título no fue determinante a la hora de modificar la respuesta de la estructura, por ende, no hubo una reducción relevante de la demanda sísmica.

Los elementos de disipación se emplazaron sobre los marcos de la estructura, esto provocó un aumento de la carga axial en las columnas, lo que limitó el valor máximo del corte de activación para que estos dispositivos tuvieran un buen desempeño, ya que se quería llegar a un período objetivo el cual tendría que ser un 40% del período natural del sistema estructural sin dispositivos, ya que con este porcentaje se minimiza el índice de rendimiento relativo (RPI) y se asegura que la respuesta de la estructura con dispositivos es menor a la de la estructura convencional, eso se logra agregándole rigidez al sistema mediante los BRB o ADAS, mediante un procedimiento iterativo y de la mano de un análisis no lineal tiempo-historia se fueron probando distintos cortes de activación para el caso BRB y distintos cortes de activación pero con una deformación relativa de entrepiso de 0.2% de la altura de piso para el caso ADAS, ya que esta deformación relativa de entre piso es asociada a un sismo frecuente.

En trabajos anteriores en la Universidad de Valparaíso, con edificios de muros de hormigón armado y también con una estructuración mixta se llegó a resultados equivalentes a los obtenidos en este trabajo. Se reafirma entonces que el uso de dispositivos pasivos de disipación de energía no es una buena alternativa en este tipo de estructuras tan masivas (y rígidas), por lo que se recomienda buscar otras alternativas de disipación de energía en este tipo de estructuras como lo es la aislación basal, que limita la transferencia de energía desde la fundación a la estructura, a diferencia de los dispositivos pasivos que necesitan energía para activarse y empezar a disipar energía. Las diferencias con los trabajos anteriores es que la estructura es distinta, por lo tanto, son distintas características dinámicas y de comportamiento, la modelación no lineal de los elementos estructurales también difiere ya que en este trabajo se consideró el diagrama de interacción en columnas considerando efectos combinados de flexión y carga axial.

Con respecto a la metodología propuesta por Christopoulos & Filiatrault para asegurar el óptimo funcionamiento de los dispositivos, en este trabajo sólo se pudo llegar a una razón mínima entre los períodos de 0.83, lo que está muy lejano del esperado 0.4. En esta estructura, fue imposible llegar al cociente propuesto por los autores.

Por otra parte, el aumentar la carga axial en una columna no es una buena opción ya que baja la capacidad a flexión del elemento y es susceptible a tener una falla frágil, lo que es indeseable. Por otro lado, incrementar demasiado la capacidad de las columnas no es la idea de una buena alternativa de retrofit.

Si bien es cierto los resultados no fueron los esperados, han permitido descartar el uso del sistema BRB y ADAS como alternativa de retrofit en edificios de hormigón armado en Chile de 15 y 20 pisos, entendiendo lo particular de las estructuras y demandas sísmicas del país.

Finalmente, como futuros estudios, se propone analizar si frente a otro tipo de demanda sísmica (sismos impulsivos, de fuente cercana, intraplaca, distinto contenido de frecuencias, etc) el uso de BRB y ADAS puede ser una buena alternativa para mejorar el desempeño sísmico en edificios de hormigón armado.

REFERENCIAS

- [1] Cámara Chilena de la Construcción, *Protección Sísmica de Estructuras*. Santiago, Chile, 2011.
- [2] C. Genatios and M. Lafuente, *Introducción al uso de aisladores y disipadores en estructuras*. Caracas, Venezuela, 2016.
- [3] Diario Concepción, “Infraestructura local colapsó ante los 8.8 grados Richter que sacudieron la zona,” 2010. <https://www.diarioconcepcion.cl/ciudad/2020/02/23/infraestructura-local-colapso-ante-los-88-grados-richter-que-sacudieron-la-zona.html>
- [4] Instituto Nacional de Normalización, *NCh433.Of1996 Modificada en 2012: Diseño sísmico de edificios*. Santiago, Chile, 2012.
- [5] Ministerio de Vivienda y Urbanismo, “Reglamento que fija el diseño sísmico de edificios y deroga Decreto N° 117,” *DIARIO OFICIAL DE LA REPUBLICA DE CHILE*, 2011.
- [6] C. Christopoulos and A. Filiatrault, *Principles of Passive Supplemental Damping and Seismic Isolation*. Pavia, Italy: IUSS Press, 2006.
- [7] A. K. Chopra, *Dinámica de Estructuras*, 4th ed. Berkeley, California: Pearson, 2014.
- [8] R. W. Clough and J. Penzien, *Dynamics of Structures*. Berkeley, California, 2002. doi: 10.1139/I90-078.
- [9] G. W. Housner, “Limit Design of Structures to Resist Earthquakes.”
- [10] C.-M. Uang and V. V. Bertero, “Use of Energy as a Design Criterion in Earthquake-Resistant Design,” *Earthquake Engineering Research Center*, vol. 88, no. 18, 1988.
- [11] J. A. Oviedo and M. del P. Duque, “Sistemas de Control de Respuesta Sísmica en Edificaciones,” *Revista EIA*, no. 11, pp. 51–63, 2009, [Online]. Available: <http://search.ebscohost.com/login.aspx?direct=true&db=a9h&AN=45266819&lang=es&site=ehost-live>
- [12] G. Villareal and R. Oviedo, *Edificaciones con Disipadores de Energía*. Lima, Peru, 2009.
- [13] P. D. Shanmuga, A. Cinitha, P. K. Umesha, and N. R. Iyer, “Enhancing the Seismic Response of Buildings with Energy Dissipation Methods - An Overview,” *Journal of Structural Engineering (India)*, vol. 42, no. 3, pp. 218–228, 2015, doi: 10.5923/c.jce.201401.04.
- [14] G. della Corte, M. D’Aniello, R. Landolfo, and F. M. Mazzolani, “Review of Steel Buckling-Restrained Braces,” *Steel Construction*, vol. 4, no. 2, pp. 85–93, 2011, doi: 10.1002/stco.201110012.
- [15] M. E. Shemshadian, S. A. Razavi, S. R. Mirghaderi, A. Hosseini, and M. KhanMohammadi, “The Advantages of Reducing the Length of Yielding Segment in Seismic Performance of Buckling Restrained Braced Frames,” *Sixth International Conference of Seismology and Earthquake Engineering*, no. May, pp. 1–8, 2011.
- [16] A. Watanabe, “Design and Applications of Buckling-Restrained Braces,” *International Journal of High-Rise Buildings*, vol. 7, no. 3, pp. 215–221, 2018, doi: 10.21022/IJHRB.2018.7.3.215.

- [17] C.-M. Uang and M. Nakashima, "Steel Buckling-Restrained Braced Frames," 2004. doi: 10.1201/9780203486245.ch16.
- [18] R. A. Cancelado, "Caracterización Experimental de Riostras de Pandeo Restringido a Escala Sometidas a Cargas Cíclicas," *Revista de Ingeniería*, vol. 0, no. 39, pp. 17-23–23, 2013, doi: 10.16924/riua.v0i39.4.
- [19] G. A. Fermandois, "Marcos con Riostras de Pandeo Restringido: Comportamiento y Factores de Modificación de la Respuesta Sísmica," 2009. [Online]. Available: <https://repositorio.usm.cl/handle/11673/1167>
- [20] R. Tremblay, L. Poncet, P. Bolduc, R. Neville, and R. DeVall, "Testing and Design of Buckling Restrained Braces for Canadian Application," in *13th World Conference on Earthquake Engineering*, 2004, no. 2893.
- [21] M. Ashraf and M. R. Hossain, "Metal Yielding Devices for Passive Energy Dissipation: Revisiting the trend with a new concept," in *The University of Queensland, Brisbane, Qld, Australia.*, 2011, no. January.
- [22] S. M. S. Alehashem, A. Keyhani, and H. Pourmohammad, "Behavior and Performance of Structures Equipped With ADAS & TADAS Dampers (a Comparison With Conventional Structures)," in *The 14th World Conference on Earthquake Engineering*, 2008, p. 8.
- [23] M. Tahamouliroudsari, M. B. Eslamimanesh, A. R. Entezari, O. Noori, and M. Torkaman, "Experimental Assessment of Retrofitting RC Moment Resisting Frames with ADAS and TADAS Yielding Dampers," *Structures*, vol. 14, 2018, doi: 10.1016/j.istruc.2018.02.005.
- [24] A. Whittaker, V. Bertero, C. Thompson, and J. Alonso, "Seismic Testing of Passive Energy Dissipation Systems," *Earthquake Spectra - EARTHQ SPECTRA*, vol. 9, pp. 335–370, 1993, doi: 10.1193/1.1585720.
- [25] D. M. Bergman and C. S. Goel, "Evaluation of Cyclic Testing of Steel-Plate Devices for Added Damping and Stiffness," 1987.
- [26] M. D. Symans *et al.*, "Energy Dissipation Systems for Seismic Applications: Current Practice and Recent Developments," *Journal of Structural Engineering*, vol. 134, no. 1, pp. 3–21, 2008.
- [27] A. Filiatrault, "Seismic Design of Friction Damped Braced Steel Plane Frames by Energy Methods," 1988.
- [28] A. Filiatrault and S. Cherry, "Seismic Design Spectra for Friction-Damped Structures," vol. 116, no. 5, 1990.
- [29] Autodesk, "Revit." 2020.
- [30] American Concrete Institute, *Requisitos de Reglamento para Concreto Estructural y Comentario*. Farmington Hills, 2014.
- [31] Computer and Structures Inc, "Extended Three Dimensional Analisis of Building Systems." 2016.
- [32] Instituto Nacional de Normalización, *NCh1537.Of2009: Diseño estructural - Cargas permanentes y cargas de uso*. Santiago, Chile, 2009.
- [33] E. P. Popov, V. v. Bertero, and H. Krawinkler, "Cyclic Behavior of Three R/C Flexural Members with High Shear," Berkeley, California, 1972.

- [34] Instituto Nacional de Normalización, *NCh3171.Of2010: Diseño estructural - Disposiciones generales y combinaciones de carga*. Santiago, Chile, 2010.
- [35] E. Villagrán A., C. Vera Mendoza, and A. Posada Sánchez, “Modelo esfuerzo - deformación para elementos de concretos reforzado que cumple con las hipótesis de las NTC RCDF 2004.” *Concreto y cemento. Investigación y desarrollo*, vol. 5, no. 1, pp. 32–39, 2013.
- [36] Computer and Structures Inc, “Structural and Analisis Program 2000.” 2016.
- [37] S. Rodríguez Morales, “Análisis de la relación de resistencia de vigas y columnas que concurren a un nudo en estructuras porticadas de hormigón armado,” 2015.
- [38] ACI-ASCE Committee 352, “Recommendations for Design of Beam-Column Connections in Monolithic Reinforced Concrete Structures,” 2002.
- [39] W. López and R. Sabelli, “Seismic Design of Buckling-Restrained Braced Frames,” *Steel/TIPS*, vol. 33, no. July, pp. 1251–1260, 2004.
- [40] A. Watanabe, Y. Hitomi, E. Saeki, A. Wada, and M. Fujimoto, “Properties of Brace Encased in Buckling-Restraining Concrete and Steel Tube,” in *Ninth World Conference on Earthquake Engineering*, 1988, pp. 2–9.
- [41] D. Burgos, “Comparación de la Respuesta Sísmica de una Estructura Industrial de Acero con Sistemas ADAS , BRB y Arriostamiento Convencional”, Trabajo de Título para Optar al Grado de Licenciado en Ciencias de la ingeniería y Título de Ingeniero Civil, Universidad de Valparaíso, 2018.
- [42] M. M. Rodríguez, D. Mora, and R. Aguiar, *Análisis Sísmico de Estructuras con Disipadores de Energía ADAS o TADAS*, no. May. Barcelona, España, 2016. [Online]. Available: https://www.researchgate.net/publication/303256522%0Ahttps://www.researchgate.net/publication/303256522_Analisis_Sismico_de_Estructuras_con_Disipadores_de_Energia_ADAS_o_TADAS
- [43] American Institute of Steel Constructuin, *Specifications for Structural Steel Buildings*. Chicago, Illinois, 2010. doi: 10.1061/taceat.0001170.
- [44] A. Carr, “RUAUMOKO 2D-Dynamic Analysis of 2-Dimensional In-Elastic Structures.” Christchurch, New Zeland, 2017.
- [45] N. M. Newmark, “A Method of Computation for Structural Dynamics.” *Engineering Mechanics Division*, vol. 3, pp. 67–94, 1959, doi: 10.1061/taceat.0008448.
- [46] A. Carr, *RUAUMOKO 2D User Manual for 2D Program*. Christchurch, New Zeland, 2017.
- [47] T. Takeda, M. A. Sozen, and N. N. Nielsen, “Reinforced Concrete Response to Simulated Earthquakes,” *Journal of the Structural Division*, pp. 2557–2573, 1970.
- [48] C. Christopoulos and S. Pampanin, “Towards Performance-Based Design of MDOF Structures with Explicit Consideration of Residual Deformations,” *Journal of Earthquake Technology*, 2004.
- [49] A. Carr, *RUAUMOKO MANUAL: Appendices Strength and Stiffness Degradation*. Christchurch, New Zeland, 2016.
- [50] A. J. Carr, *Ruaumoko Theory*, vol. 1. Christchurch, New Zeland, 2016. [Online]. Available: https://www.researchgate.net/profile/Athol_Carr/publication/277249061_Ruaumoko_Theory_Manual/links/5564f17308ae94e95720548e/Ruaumoko-Theory-Manual.pdf

- [51] M. Saiidi and M. A. Sozen, "Simple and Complex Models for Nonlinear Seismic Response of Reinforced Concrete Structures," Illinois, USA, 1979.
- [52] A. Morales, P. Ceresa, and M. Hube, "Seismic Shear and moment Demands in Reinforced Concrete Wall Buildings," in *COMPADYN Proceedings*, 2019, vol. 3, no. June, pp. 4115–4127. doi: 10.7712/120119.7211.20160.
- [53] J. Wallace, "A Designer ' s Guide to Displacement-Based Design of RC Structural Walls Handout," *Journal of Structural Engineering*, 1998.
- [54] R. Tremblay, L. Poncet, P. Bolduc, R. Neville, and R. DeVall, "Testing and Design of Buckling restrained braces for canadian Application," in *13th World Conference on Earthquake Engineering*, 2004, no. 2893.
- [55] J. Benavides, "Uso de Amortiguadores Viscosos e Histeréticos en Edificios de Estructuración Mixta de Hormigón Armado", Trabajo de Título para Optar al Grado de Licenciado en Ciencias de la ingeniería y Título de Ingeniero Civil, Universidad de Valparaíso, 2017.
- [56] R. Rocco, "Uso de Amortiguadores Viscosos e Histeréticos en Edificios Estructurados con Muros de Hormigón Armado", Trabajo de Título para Optar al Grado de Licenciado en Ciencias de la ingeniería y Título de Ingeniero Civil, Universidad de Valparaíso, 2017.