

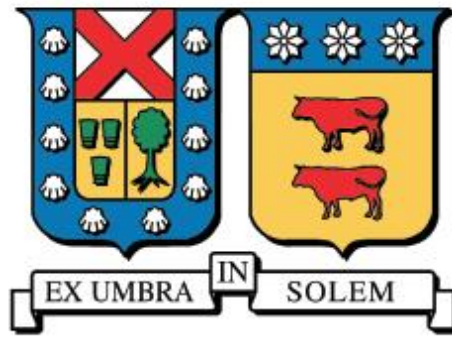
2021-04

ESTUDIO DE LA RESPUESTA SÍSMICA DE EDIFICIOS ESTRUCTURADOS MEDIANTE MUROS DE CORTE ACOPLADOS COMPUESTOS POR PLACAS DE ACERO RELLENOS DE HORMIGÓN CC-PSW/C

VERA CAMPOS, RODRIGO ALEJANDRO

<https://hdl.handle.net/11673/50498>

Repositorio Digital USM, UNIVERSIDAD TECNICA FEDERICO SANTA MARIA



UNIVERSIDAD TÉCNICA FEDERICO SANTA MARÍA
DEPARTAMENTO DE OBRAS CIVILES

**ESTUDIO DE LA RESPUESTA SÍSMICA DE EDIFICIOS
ESTRUCTURADOS MEDIANTE MUROS DE CORTE ACOPLADOS
COMPUESTOS POR PLACAS DE ACERO RELLENOS DE HORMIGÓN
CC-PSW/CF**

RODRIGO ALEJANDRO VERA CAMPOS

Memoria para optar al Título de
Ingeniero Civil

Profesor Guía
Matthias Breytmann

Abril 2021



UNIVERSIDAD TÉCNICA FEDERICO SANTA MARÍA
DEPARTAMENTO DE OBRAS CIVILES

**ESTUDIO DE LA RESPUESTA SISMICA DE EDIFICIOS
ESTRUCTURADOS MEDIANTE MUROS DE CORTE ACOPLADOS
COMPUESTOS POR PLACAS DE ACERO RELLENOS DE HORMIGÓN
CC-PSW/CF**

RODRIGO ALEJANDRO VERA CAMPOS

Como requisito parcial para optar al título de
Ingeniero Civil

Profesor Guía

Matthias Breytmann

Profesor Correferente

Ramiro Bazáez

Abril 2021

Resumen

En la actualidad, una gran cantidad de edificios de oficinas presentan una estructuración denominada de planta libre, la cual consiste en un núcleo de hormigón armado como sistema resistente a cargas laterales. A nivel mundial se han desarrollado diferentes sistemas estructurales que reemplazan el hormigón armado, con el fin de reducir el tiempo y los costos asociados de construcciones de gran envergadura.

Los muros compuestos acoplados CC-PSW/CF, también denominados SpeedCore, comprenden el uso de muros compuestos rellenos de hormigón actuando de forma acoplada, los cuales permiten disminuir los tiempos de construcción en hasta un 40% respecto a las prácticas tradicionales de construcción. Esto junto a propiedades estructurales como alta ductilidad, redundancia y alta resistencia, lo hacen una alternativa viable a la hora de elegir el sistema resistente a cargas laterales a utilizar.

Las normativas de diseño vigentes en Chile entregan los coeficientes necesarios para un diseño acorde a realidad nacional para una cantidad limitada de sistemas estructurales. Debido a lo anterior, surge la necesidad de evaluar el desempeño sísmico del sistema estructural en territorio nacional, para lo cual se analizaron los procedimientos de diseño disponibles en la literatura, y se construyeron modelos lineales de edificios de 8, 12 y 16 pisos. Luego del análisis lineal fueron evaluados de forma no lineal, con el objetivo de determinar su capacidad al ser sometidos a análisis incrementales de carga (pushover) y su desempeño al ser sometidos a registros de terremotos locales escalados a diferentes niveles de demanda sísmica, estableciendo las bases para que futuros trabajos puedan proponer los coeficientes adecuados para la inclusión del sistema estructural en las normas de diseño sísmico chilenas.

Los resultados de esta investigación muestran un comportamiento satisfactorio del sistema resistente para los diferentes niveles de demanda sísmica a los cuales fueron sometidos los modelos no lineales, siendo así los muros compuestos acoplados una alternativa viable a los sistemas estructurales tradicionales.

Abstract

Coupled Composite Steel plate shear walls – concrete filled (CC-PSW/CF), also known as SpeedCore is an efficient seismic lateral resisting force system for general buildings due to high ductility, redundancy and resistance in comparison to concrete walls and frame systems. Mid and high-rise buildings are expected to take 40% less time to build, thus being an effective alternative compared to other lateral resisting seismic systems.

Current Chilean standard outlines provide design parameters to perform the seismic analysis for a limited number of structural systems. There are no composite steel construction systems in the current standard. As a result, the CC-PSW/CF system should be evaluated with the current design procedure to verify the seismic performance according to national parameters. 8-Story, 12-Story and 16-Story archetypes were designed following all design requirements to obtain the results of a push over and time history dynamic analysis scaled by different seismic demand levels.

Results from this study indicate that CC-PSW/CF as a principal seismic force resisting system has a satisfactory performance in Chilean buildings designed in accordance to different demand seismic levels. All nonlinear models evaluated showed a ductile behavior of the entire structure making them a viable alternative for traditional systems.

Índice de Contenidos

1	INTRODUCCIÓN	1
1.1	Objetivos	3
1.1.1	Objetivos Generales.....	3
1.1.2	Objetivos Específicos	3
2	MARCO TEÓRICO Y ESTADO DEL ARTE	4
2.1	Muros de Corte Acoplados Compuestos por Placas de Acero Rellenos de Hormigón CC-PSW/CF	4
2.1.1	Características Generales.....	4
2.1.2	Comportamiento	5
2.1.3	Aplicaciones	14
2.2	Criterios de Diseño	18
2.2.1	Bases de Diseño.....	18
2.2.2	Análisis Elástico	21
2.2.3	Diseño por Capacidad.....	21
2.2.4	Requisitos Mínimos Muros Compuestos.....	22
2.2.5	Requisitos Mínimos Vigas de Acople	27
2.2.6	Diseño Muro Compuesto.....	28
2.2.7	Diseño Vigas de Acople	32
2.2.8	Conexión Viga de Acople-Muro	33
2.2.9	Conexión Muro-Fundación	34
3	DISEÑO DE ARQUETIPOS	36
3.1	Estructuración de Modelos	36
3.2	Materiales y Perfiles	45
3.3	Solicitaciones	46

3.3.1	Cargas Permanentes.....	46
3.3.2	Sobrecarga de Uso	46
3.3.3	Cargas Sísmicas.....	46
3.3.4	Combinaciones de Carga	54
3.4	Procedimiento de Diseño Sistema Acoplado.....	54
3.5	Resumen Arquetipos diseñados	59
3.5.1	Deformaciones de entrepiso	59
4	ANÁLISIS NO LINEAL	62
4.1	Relaciones Constitutivas de Materiales	62
4.1.1	Hormigón.....	62
4.1.2	Acero	65
4.1.3	Rótulas Plásticas en Vigas de Acople.....	66
4.2	Modelo de Validación.....	70
4.2.1	Propiedades Experimentales.....	71
4.2.2	Protocolo de Carga	71
4.2.3	Modelación y Parámetros	72
4.2.4	Resultados.....	79
4.3	Modelación de Arquetipos.....	80
4.3.1	Características Generales.....	80
5	DETERMINACIÓN DE LA CAPACIDAD	85
5.1	Criterios de Falla.....	85
5.2	Curva bilineal de Capacidad	85
5.3	Capacidad Sísmica.....	87
6	DETERMINACIÓN DE LA DEMANDA SÍSMICA Y DESEMPEÑO	92
6.1	Demanda Sísmica y Desempeño	92

6.1.1	Niveles de Desempeño	92
6.1.2	Demanda Sísmica	93
6.1.3	Objetivos de Desempeño	95
6.2	Resultados	97
6.2.1	Demanda de Corte Basal	97
6.2.2	Demanda de Desplazamiento	102
7	CONCLUSIONES	110
8	Referencias	114
9	Anexos	120
	Anexo A: Hormigón Confinado	120
	Anexo B: Diseño Detallado de Arquetipo	125
	Anexo C: Gráficos Respuesta Corte Basal v/s Tiempo	131
	Anexo D: Gráficos Respuesta Desplazamiento de Techo v/s Tiempo	139

Índice de Tablas

TABLA 1-1: VALORES MÁXIMOS DE FACTOR DE MODIFICACIÓN DE RESPUESTA SÍSMICA Y COEFICIENTE DE RESPUESTA ASCE 7-16.	2
TABLA 2-1: RAZÓN ANCHO-ESPESOR LÍMITES PARA VIGAS DE ACOPLE.....	27
TABLA 3-2: SECCIONES EDIFICIO 8 PISOS.....	39
TABLA 3-3: SECCIONES EDIFICIO 12 PISOS.....	41
TABLA 3-4: SECCIONES EDIFICIO 16 PISOS.....	44
TABLA 3-5: PROPIEDADES VIGAS DE PISO	45
TABLA 3-6: DENSIDADES CONSIDERADAS DE LOS MATERIALES	46
TABLA 3-7: PARÁMETROS SÍSMICOS	47
TABLA 3-8: VALORES DE INERCIA Y MODIFICADOR DE RIGIDEZ DIRECCIÓN X.....	50
TABLA 3-9: VALORES DE INERCIA Y MODIFICADOR DE RIGIDEZ DIRECCIÓN Y.....	50
TABLA 3-10: RESUMEN DE DISEÑO ARQUETIPOS.	59
TABLA 4-1: PARÁMETROS IMK CALIBRADOS [19].	69
TABLA 4-2: PARÁMETROS EXPERIMENTALES MODELO DE VALIDACIÓN.....	71
TABLA 4-3: MATERIALES MODELO DE VALIDACIÓN.....	71
TABLA 4-4: PARÁMETROS HORMIGÓN MODELO VALIDACIÓN.....	77
TABLA 4-5: PARÁMETROS STEEL 02.....	77
TABLA 4-6: PARÁMETROS ESPECÍFICOS PARA CADA MODELO.....	83
TABLA 5-1: RESULTADOS CARGA INCREMENTAL EDIFICIO 8 PISOS.....	88
TABLA 5-2: RESUMEN CAPACIDAD EDIFICIO 12 PISOS.....	89
TABLA 5-3: RESUMEN CAPACIDAD EDIFICIO 16 PISOS.....	90
TABLA 6-1: NIVELES DE DESEMPEÑO. [46]	92
TABLA 6-2: NIVEL DE DEMANDA SÍSMICA.....	93
TABLA 6-3: RESUMEN REGISTROS SÍSMICOS UTILIZADOS.....	94
TABLA 6-4: PERÍODOS MÍNIMOS Y MÁXIMOS ESCALADO PARA MODELOS	95
TABLA 6-5: MATRIZ DE OBJETIVO SÍSMICO.....	96
TABLA 6-6: DESPLAZAMIENTOS OBJETIVOS MÁXIMOS.....	96
TABLA 6-7: RESUMEN DEMANDA DE CORTE BASAL EDIFICIO 8 PISOS.....	99
TABLA 6-8: RESUMEN DEMANDA DE CORTE BASAL EDIFICIO 12 PISOS.....	100

TABLA 6-9: RESUMEN DEMANDA DE CORTE BASAL EDIFICIO 16 PISOS.....	101
TABLA 6-10: RESUMEN DESPLAZAMIENTO DE TECHO EDIFICIO 8 PISOS	104
TABLA 6-11: RESUMEN DESPLAZAMIENTO DE TECHO EDIFICIO 12 PISOS	105
TABLA 6-12: RESUMEN DESPLAZAMIENTO DE TECHO EDIFICIO 16 PISOS	106
TABLA 6-13:MÁXIMOS DRIFT ENTREPISOS.	108

Índice de Figuras

FIGURA 2-1: ELEVACIÓN Y SECCIÓN TRANSVERSAL DE MUROS ACOPLADOS [7].	5
FIGURA 2-2: CONFIGURACIÓN TÍPICA DE MUROS COMPUESTOS. [8]	6
FIGURA 2-3: COMPORTAMIENTO ANTE CARGAS CÍCLICA LATERAL ESPÉCIMEN TIPO. [6].	7
FIGURA 2-4: COMPORTAMIENTO CÍCLICO. [6]	8
FIGURA 2-5: COMPORTAMIENTO CÍCLICO. [6]	10
FIGURA 2-6: PROGRESIÓN FALLA EN VIGAS DE ACOPL. [12].	11
FIGURA 2-7: DISTRIBUCIÓN DE TENSIONES EN VIGA DE ACOPL. [12].	12
FIGURA 2-8: MECANISMO DE COLAPSO ESPERADO. [13]	13
FIGURA 2-9: RAINIER SQUARE TOWER, SEATTLE, ESTADOS UNIDOS.	14
FIGURA 2-10: OUTTRIGERS ENGAGE COLUMNS [15]	15
FIGURA 2-11: A) FABRICACIÓN MÓDULOS EN MAESTRANZA, B) TRANSPORTE, C) COLOCACIÓN PRIMEROS MÓDULOS, D) VISTA SUPERIOR ESTACIONAMIENTO, E) VISTA INTERIOR LOSAS COLABORANTES F) RIOSTRAS RESTRINGIDAS AL PANDEO (BRB)	17
FIGURA 2-12: COMPORTAMIENTO ESPERADO DE CC-PSW/CF [18]	19
FIGURA 2-13: CURVA DE CAPACIDAD (PUSH-OVER) [18].	20
FIGURA 2-14: COMPORTAMIENTO PARA LOS DIFERENTES PUNTOS DE LA CURVA DE CAPACIDAD [18].	20
FIGURA 2-15: PANDEO LOCAL DE PLACAS [21].	23
FIGURA 2-16: RECOPIACIÓN ESTUDIOS DE PANDEO, VARMA ET AL. [22].	24
FIGURA 2-17: CONEXIONES TIPO. [19]	27
FIGURA 2-18: COMPORTAMIENTO DE CORTE EN EL PLANO [25].	31
FIGURA 2-19: COMPARATIVA RESULTADOS EXPERIMENTALES CON ECUACIÓN 2-15 [28].	32
FIGURA 2-20: CONEXIÓN TÍPICA 1. [19].	33
FIGURA 2-21: CONEXIÓN TÍPICA 2. [19]	34
FIGURA 2-22: CONEXIÓN MURO FUNDACIÓN [8]	35
FIGURA 3-1: PLANTA TIPO ARQUETIPOS 8, 12 Y 16 PISOS.	37
FIGURA 3-2: ELEVACIÓN EJE B EDIFICIO 8 PISOS.	38
FIGURA 3-3: ELEVACIÓN EJE 3 EDIFICIO 8 PISOS.	38
FIGURA 3-4: ELEVACIÓN EJE 3' EDIFICIO 8 PISOS.	39

FIGURA 3-5: ELEVACIÓN EJE B EDIFICIO 12 PISOS.	40
FIGURA 3-6: ELEVACIÓN EJE 3 EDIFICIO 12 PISOS.....	40
FIGURA 3-7: ELEVACIÓN EJE 3' EDIFICIO 12 PISOS.....	41
FIGURA 3-8: ELEVACIÓN EJE B EDIFICIO 16 PISOS.	42
FIGURA 3-9: ELEVACIÓN EJE 3 EDIFICIO 16 PISOS.	43
FIGURA 3-10: ELEVACIÓN EJE 3' EDIFICIO 16 PISOS.....	44
FIGURA 3-11: ESPECTRO ELÁSTICO SIN CONSIDERACIÓN DE R^*	48
FIGURA 3-12: MODELO DE 8 PISOS ETABS.....	51
FIGURA 3-13: MODELO ETABS 12 PISOS.....	51
FIGURA 3-14: MODELO ETABS 16 PISOS.	52
FIGURA 3-15: PARÁMETROS EDIFICIO 8 PISOS.....	52
FIGURA 3-16: PARÁMETROS EDIFICIO 12 PISOS.....	53
FIGURA 3-17: PARÁMETROS EDIFICIO 16 PISOS.....	53
FIGURA 3-18: DISTRIBUCIÓN DE CORTE PARA VIGAS DE ACOPLE EN ALTURA [13].....	56
FIGURA 3-19: FACTORES DE AMPLIFICACIÓN DE MOMENTO VOLCANTE	57
FIGURA 3-20: DERIVA CENTRO DE MASA EDIFICIO 8 PISOS.	60
FIGURA 3-21: DERIVA CENTRO DE MASA EDIFICIO 12 PISOS.	60
FIGURA 3-22: DERIVA CENTRO DE MASA EDIFICIO 16 PISOS.	61
FIGURA 4-1: CONCRETE02 OPENSEES [34].....	63
FIGURA 4-2: PRESIÓN LATERAL EN DIFERENTES SECCIONES. [36].....	65
FIGURA 4-3: RESPUESTA CÍCLICA DE STEEL02 [37].....	66
FIGURA 4-4: MODELACIÓN PROPUESTA POR BROBERG ET AL. [7]	67
FIGURA 4-5: MODELO DE DETERIORO IMK OPENSEES [39,40]. [39] [40].	67
FIGURA 4-6: MODELO DE DETERIORO PROPUESTO POR BROBERG ET AL. [7].....	69
FIGURA 4-7: DETALLES ENSAYO [23].....	70
FIGURA 4-8: CICLOS DE CARGA [19]	72
FIGURA 4-9: TIPOS DE ELEMENTOS PARA MODELACIÓN.....	73
FIGURA 4-10: SECCIÓN TIPO FIBRA UTILIZADA.	73
FIGURA 4-11 MOMENTO CURVATURA SECCIÓN ELASTO-PLÁSTICA.....	74
FIGURA 4-12: EQUILIBRIO DE FUERZAS PARA LA SECCIÓN.....	75
FIGURA 4-13: REGIÓN 1 HORMIGÓN CONFINADO/REGIÓN 2 HORMIGÓN NO CONFINADO.	77

FIGURA 4-14: CURVAS ESFUERZO-DEFORMACIÓN STEEL02 Y CONCRETE02.	78
FIGURA 4-15: COMPARACIÓN RESPUESTA OPENSEES Vs EXPERIMENTAL.	80
FIGURA 4-16: ESQUEMA DE MODELACIÓN	81
FIGURA 4-17: CURVAS ESFUERZO-DEFORMACIÓN STEEL02 Y CONCRETE02 NO CONFINADO	82
FIGURA 5-1: REPRESENTACIÓN BILINEAL.....	86
FIGURA 5-2: CURVA DE CAPACIDAD EDIFICIO 8 PISOS-UNIFORME.	87
FIGURA 5-3: CURVA DE CAPACIDAD EDIFICIO 8 PISOS-TRIANGULAR.	88
FIGURA 5-4: CURVA DE CAPACIDAD EDIFICIO 12 PISOS-UNIFORME.	89
FIGURA 5-5: CURVA DE CAPACIDAD EDIFICIO 12 PISOS-TRIANGULAR.	89
FIGURA 5-6: CURVA DE CAPACIDAD EDIFICIO 16 PISOS-UNIFORME.	90
FIGURA 5-7: CURVA DE CAPACIDAD EDIFICIO 16 PISOS-TRIANGULAR	90
FIGURA 5-8: RESUMEN PUSH OVER ARQUETIPOS.....	91
FIGURA 6-1: COMPARACIÓN ESPECTROS DE ACELERACIONES.....	94
FIGURA 6-2: CONSTITUCIÓN TRANSVERSAL 8 PISOS	97
FIGURA 6-3: LLOLLEO NS 8 PISOS.....	98
FIGURA 6-4: CORTES BASALES MÁXIMOS MODELOS 8 PISOS.	98
FIGURA 6-5: CORTES BASALES MÁXIMOS MODELOS 12 PISOS.	99
FIGURA 6-6: CORTES BASALES MÁXIMOS MODELOS 16 PISOS.	100
FIGURA 6-7: CONSTITUCIÓN TRANSVERSAL 8 PISOS.	103
FIGURA 6-8: LLOLLEO NS 8 PISOS.....	103
FIGURA 6-9: DESPLAZAMIENTOS DE TECHO [%H] MÁXIMOS 8 PISOS.....	104
FIGURA 6-10: DESPLAZAMIENTOS DE TECHO [%H] MÁXIMOS 12 PISOS.....	105
FIGURA 6-11: DESPLAZAMIENTOS DE TECHO [%H] MÁXIMOS 16 PISOS.....	106
FIGURA 9-1: MODELO HORMIGÓN CHANG Y MANDER. [36]	120
FIGURA 9-2: MODELO DE HORMIGÓN CONFINADO. [36].....	123
FIGURA 9-3: CONSTITUCIÓN LONGITUDINAL 8 PISOS	131
FIGURA 9-4: LLOLLEO EO 8 PISO	131
FIGURA 9-5: TONGOY NS 8 PISOS.	132
FIGURA 9-6:TONGOY EO 8 PISOS.	132
FIGURA 9-7: CONSTITUCIÓN LONGITUDINAL 12 PISOS.....	133
FIGURA 9-8: CONSTITUCIÓN TRANSVERSAL 12 PISOS.	133

FIGURA 9-9: LLOLLEO NS 12 PISOS.....	134
FIGURA 9-10: LLOLLEO EO 12 PISOS.	134
FIGURA 9-11: TONGOY NS 12 PISOS.	135
FIGURA 9-12: TONGOY EO 12 PISOS	135
FIGURA 9-13: CONSTITUCIÓN LONGITUDINAL 16 PISOS.	136
FIGURA 9-14: CONSTITUCIÓN TRANSVERSAL 16 PISOS.....	136
FIGURA 9-15: LLOLLEO NS 16 PISOS.....	137
FIGURA 9-16: LLOLLEO EO 16 PISOS.	137
FIGURA 9-17: TONGOY NS 16 PISOS	138
FIGURA 9-18: TONGOY EO 16 PISOS.	138
FIGURA 9-19:CONSTITUCIÓN LONGITUDINAL 8 PISOS.....	139
FIGURA 9-20: CONSTITUCIÓN TRANSVERSAL 8 PISOS.	139
FIGURA 9-21: LLOLLEO NS 8 PISOS.....	140
FIGURA 9-22: LLOLLEO EO 8 PISOS.	140
FIGURA 9-23: TONGOY NS 8 PISOS.	141
FIGURA 9-24: TONGOY EO 8 PISOS.	141
FIGURA 9-25: CONSTITUCIÓN LONGITUDINAL 12 PISOS.	142
FIGURA 9-26: CONSTITUCIÓN TRANSVERSAL 12 PISOS.	142
FIGURA 9-27: LLOLLEO NS 12 PISOS.....	143
FIGURA 9-28:LLOLLEO EO 12 PISOS.	143
FIGURA 9-29: TONGOY NS 12 PISOS.	144
FIGURA 9-30: TONGOY EO 12 PISOS	144
FIGURA 9-31: CONSTITUCIÓN LONGITUDINAL 16 PISOS.....	145
FIGURA 9-32: CONSTITUCIÓN TRANSVERSAL 16 PISOS.	145
FIGURA 9-33: LLOLLEO NS 16 PISOS.....	146
FIGURA 9-34: LLOLLEO EO 16 PISOS.	146
FIGURA 9-35: TONGOY NS 16 PISOS.	147
FIGURA 9-36: TONGOY EO 16 PISOS.	147

CAPITULO I

1 INTRODUCCIÓN

En Chile la tendencia en construcción de edificios es el hormigón armado, siendo un aspecto fundamental de estos el diseño de un adecuado sistema resistente a cargas laterales. Uno de los sistemas con mayor aceptación a nivel nacional e internacional corresponde al uso de un núcleo compuesto de muros de hormigón armado.

Una alternativa en estudio desarrollada durante los últimos años corresponde al uso de muros de corte de placas de acero rellenos de hormigón acoplados (CC-PSW/CF por sus siglas en inglés), el cual presenta ventajas competitivas respecto a estructuraciones tradicionales de hormigón armado, caracterizado por su rapidez de montaje, permitiendo construir hasta cuatro pisos en una semana, lo que se traduce en aproximadamente un 40% menos de tiempo respecto a la práctica tradicional [1]. Esto junto a propiedades estructurales como alta ductilidad, redundancia y alta resistencia, lo hacen una alternativa viable a los sistemas tradicionales [2].

El sistema CC-SPSW/CF, también denominado SpeedCore [1], corresponde a un núcleo resistente constituido por: (1) muros de corte compuestos, y (2) vigas de acople. El muro de corte compuesto consiste en dos placas de acero conectadas entre sí por barras de amarre y rellenos de hormigón. Las vigas de acople consisten en secciones rectangulares huecas rellenas de hormigón. Ambos componentes son prefabricados, transportados al lugar de la obra y conectados entre ellos para lograr diferentes geometrías, para luego ser rellenos con hormigón, combinando resistencia y estabilidad junto a un rápido montaje.

En Chile, el diseño sísmico de edificios se encuentra normado por la NCh433.Of96Mod.2009 [3] junto a los D.S. N°60 y N°61 del año 2011 [4], los cuales entregan los diferentes parámetros necesarios para un diseño acorde a la realidad nacional para una cantidad limitada de sistemas estructurales. Se puede observar que la normativa mencionada no considera el uso de sistemas estructurales compuestos de hormigón y acero actuando en conjunto, como

por ejemplo columnas rellenas de hormigón (CFT), muros de placas de acero de corte (SPW) y otros, los cuales han sido ampliamente desarrollados en los últimos años como alternativas viables y confiables a los sistemas tradicionales.

La realidad chilena contrasta con la de países como Japón y Estados Unidos, en los cuales la tendencia es incluir estos nuevos sistemas que presentan comportamientos estructurales más eficientes a los tradicionales. Como ejemplo de esta integración en otros países se puede revisar el código ASCE 7-16 [5], correspondiente a la norma de cargas vigentes en EE. UU, donde se han definido valores para los factores de modificación de respuesta para diferentes sistemas estructurales compuestos:

Tabla 1-1: Valores Máximos de Factor de Modificación de Respuesta Sísmica y Coeficiente de Respuesta ASCE 7-16.

SISTEMA RESISTENTE	Factor de Modificación de Respuesta, R	Factor de Sobrerresistencia, Ω_0	Factor de Amplificación de Deflexiones, C_d
Muros de corte compuestos (Composite plate shear walls)	6.5	2.5	5.5
Muros de corte compuestos especiales (Composite special shear wall)	6	2.5	5
Muros de corte compuestos ordinarios (Composite ordinary shear walls)	5	2.5	4.5

Sin embargo, estos factores de modificación de respuesta sísmica no son aplicables en Chile, debido a las diferencias existentes entre el diseño sísmico chileno y el estadounidense. De acuerdo a la anterior, surge la necesidad de actualizar la normativa actual, requiriéndose para ello en primer lugar evaluar la aplicación de estos sistemas en territorio nacional a partir de modelos no lineales que permitan estimar la respuesta del sistema ante sismos chilenos.

1.1 Objetivos

1.1.1 Objetivos Generales

El objetivo general de esta memoria es estudiar y evaluar la aplicabilidad de un sistema de muros compuestos acoplados, como principal sistema resistente ante carga lateral para edificios de diferentes alturas en territorio nacional. Para esto se debe estudiar y recopilar las recomendaciones de diseño para muros acoplados actuales, determinando la capacidad y demanda de los sistemas.

1.1.2 Objetivos Específicos

- Estudiar el estado del arte de estructuras de CC-PSW/CF.
- Realizar un estudio sobre los procedimientos de diseño actuales para sistemas de muros compuestos acoplados, señalando las recomendaciones y prácticas actuales de diseño.
- Señalar las ventajas comparativas del uso de CC-PSW/CF respecto a núcleos tradicionales de hormigón armado.
- Diseñar edificios de diferentes alturas, considerando las recomendaciones de diseño internacionales actuales y considerando las limitaciones impuestas por la norma NCh433of96.
- Determinar la respuesta de los edificios en estudio para registros sísmicos con diferentes periodos de retorno.
- Determinar el nivel de desempeño que alcanza un edificio estructurado mediante muros compuestos acoplados.

CAPÍTULO II

2 MARCO TEÓRICO Y ESTADO DEL ARTE

En esta sección se aborda de forma resumida la información disponible en la literatura para el sistema en estudio, la cual se ha utilizado como base de esta memoria de título. Se incluye dentro de la información relevante de las características generales del sistema, su comportamiento y bases de diseño. Se incluye también antecedentes sobre la modelación numérica existente en base a diferentes estudios de respuesta sísmica para la estructura.

2.1 Muros de Corte Acoplados Compuestos por Placas de Acero Rellenos de Hormigón CC-PSW/CF

2.1.1 Características Generales

Un muro de corte compuesto acoplado relleno de hormigón (CC-PSW/CF por sus siglas en inglés) es un sistema de muros acoplados compuesto por: (1) muros de corte compuesto relleno de hormigón (C-PSW/CF), y (2) vigas de acople entre los muros en toda la altura. Los CC-PSW/CF se muestran en la Figura 2-1; y están compuestos de dos placas de acero con hormigón de relleno entre ellas. Las placas se conectan entre ellas a través de barras de amarre las cuales quedan embebidas en el hormigón de relleno. En algunas ocasiones junto a las barras de amarre se provee de conectores de corte embebidos en el hormigón para asegurar una mejor transferencia de esfuerzos entre los componentes. Secciones típicas de C-PSW/CF se muestran en la Figura 2-1 b. Las vigas de acople son generalmente secciones cajón rellenas de hormigón.

El beneficio del uso de este sistema es que las placas de acero sirven como refuerzo primario para el hormigón de relleno y actúan como moldajes durante la construcción. El hormigón de relleno previene el pandeo de las placas, mejorando así su estabilidad [6]. Desde el punto de vista de su comportamiento se espera que los componentes del sistema sean diseñados de tal forma de asegurar el desarrollo de su capacidad inelástica a flexión durante severas

excitaciones inducidas por sismos, desarrollando rótulas plásticas no solo en las bases de los muros, sino que también en las vigas de acople de cada piso, lo cual beneficia de forma directa la respuesta dúctil del sistema.

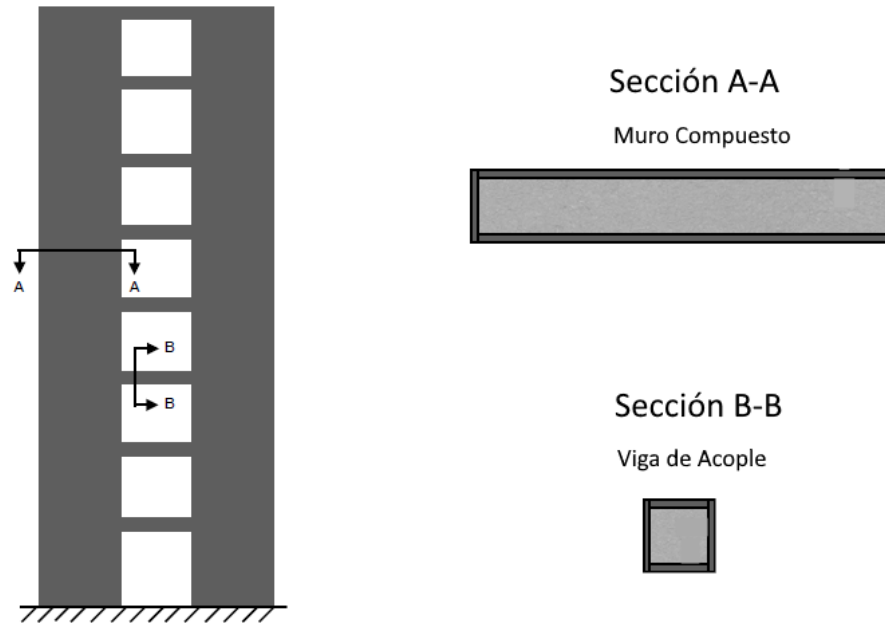


Figura 2-1: Elevación y sección transversal de muros Acoplados [7].

2.1.2 Comportamiento

Se describe el comportamiento de cada uno de los componentes del sistema estructural por separado, para luego describir el comportamiento esperado para los componentes actuando en conjunto.

2.1.2.1 Muros de Corte Compuestos Rellenos de Hormigón. C-PSW/CF

Los muros compuestos consisten en dos placas de acero situadas de forma vertical, unidas entre ellas por medio de barras de amarre, las cuales son rellenas con hormigón en el lugar de la obra donde estos se utilicen. En la Figura 2-2 se presenta una configuración típica de muros compuestos.

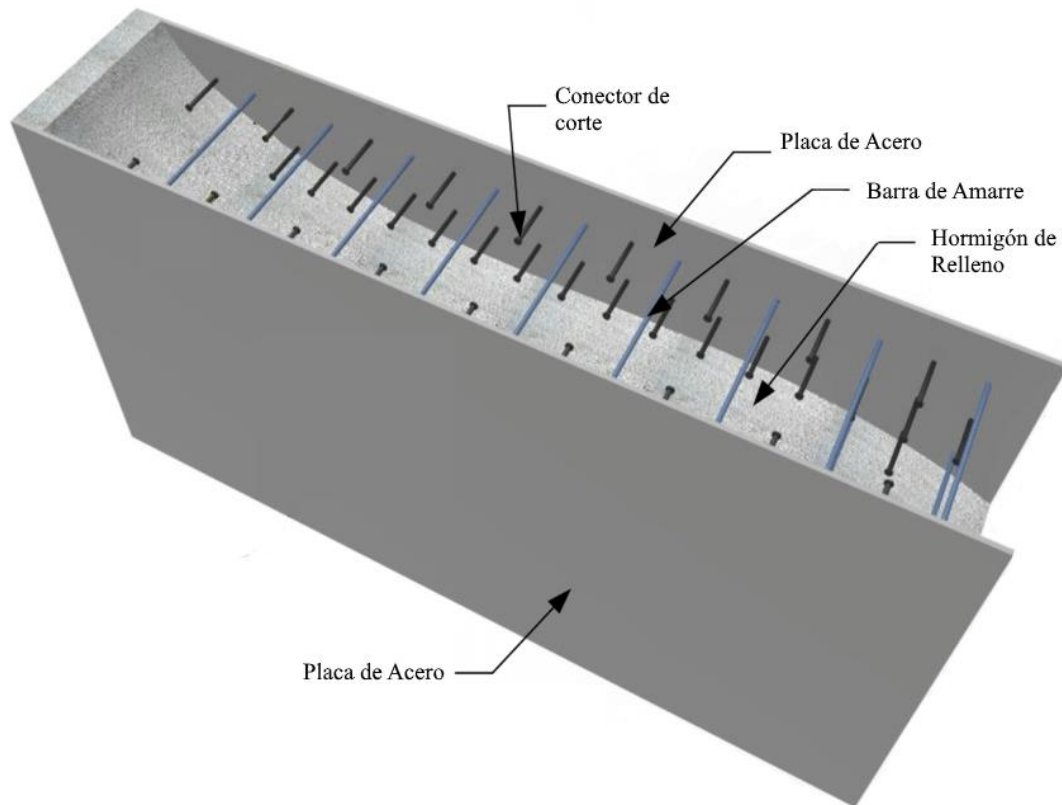


Figura 2-2: Configuración típica de muros compuestos. [8]

Las barras de amarre utilizadas cumplen dos funciones primordiales en los muros compuestos, las cuales son:

- Asegurar la estabilidad de los muros en los procesos de transporte y ensamblaje de módulos, asegurando también una estabilidad de los muros en el proceso de vertido de hormigón, soportando las cargas de presión inducidas por el hormigón fresco y eliminando completamente la necesidad de moldajes.
- Asegurar la acción compuesta del sistema estructural, transfiriendo los esfuerzos de corte interfaciales entre el hormigón de relleno y las placas de acero.

En estudios realizados por Kurt et al [6], se ensayaron 8 especímenes a escala de muros compuestos sujetos a una carga lateral cíclica, cambiando los diferentes parámetros que gobiernan su comportamiento, entre ellos: (1) relaciones de aspecto; (2) espesor de placas; y (3) espesor del muro. Para todos los muros sometidos a cargas cíclicas de corte en la parte superior se observaron los mismos eventos antes de la falla total del muro:

1. Agrietamiento del hormigón de relleno.
2. Fluencia de las placas de acero.
3. Pandeo local de placas de acero en la cabeza de los muros.
4. Aplastamiento del hormigón en la base.
5. Fractura de las placas de acero.

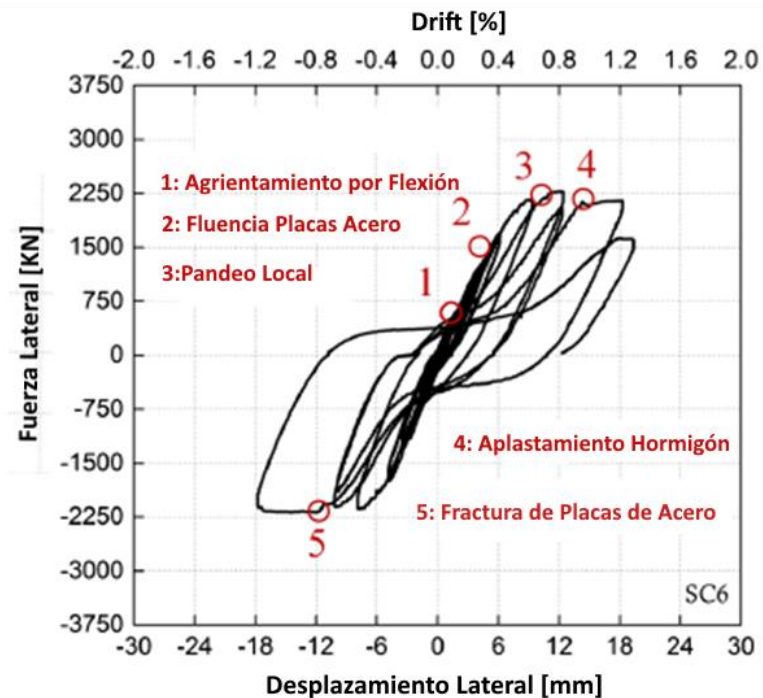


Figura 2-3: Comportamiento ante cargas cíclica lateral espécimen tipo. [6].

Los eventos enumerados se muestran de forma gráfica para uno de los especímenes ensayados en la Figura 2-3, la cual relaciona la fuerza lateral aplicada con el desplazamiento lateral del muro. La Figura 2-4, muestra imágenes de uno de los especímenes ensayados donde se aprecian gráficamente los eventos enumerados.

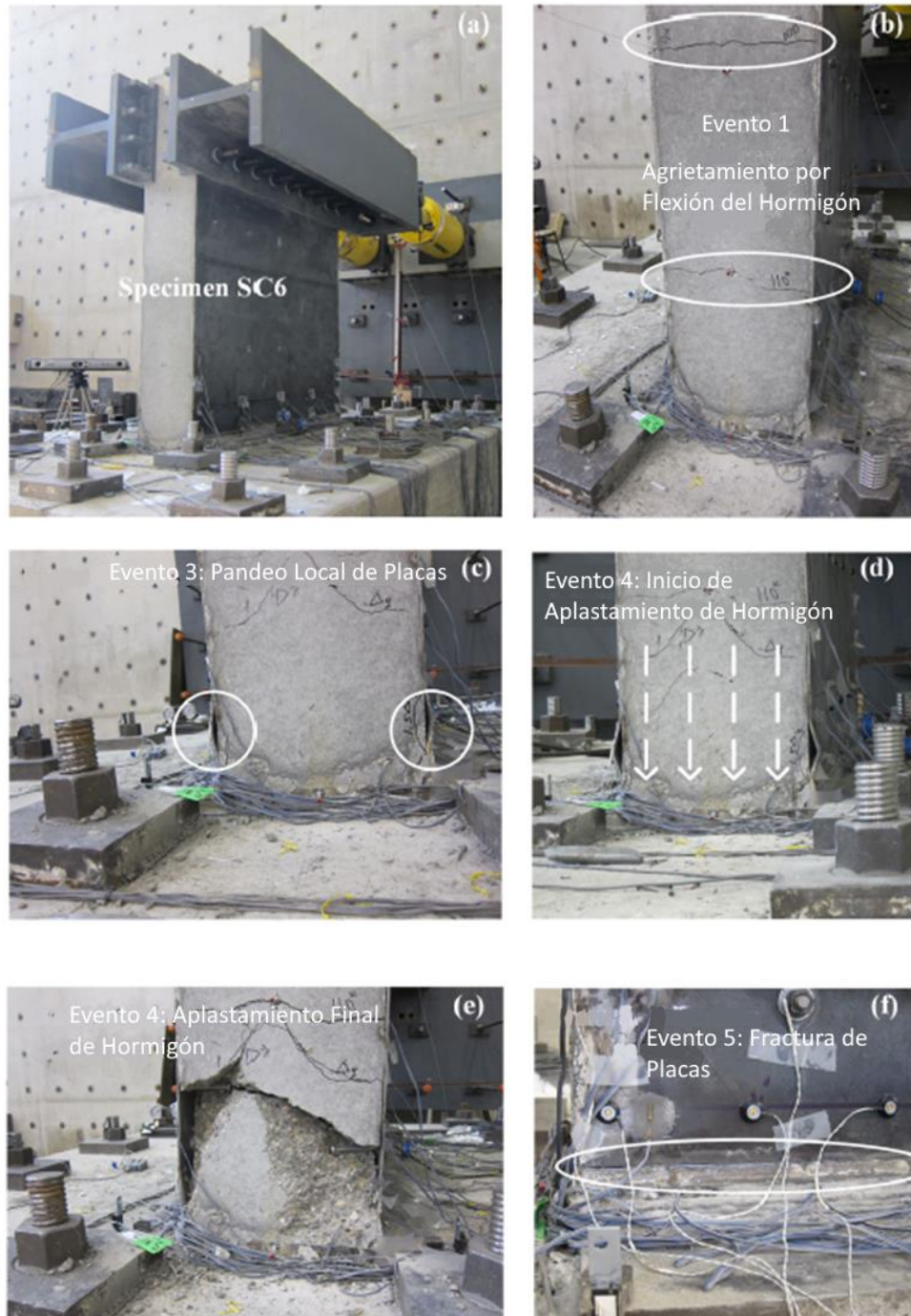


Figura 2-4: Comportamiento Cíclico. [6]

Según lo expuesto por Kurt et al. [6], se ha establecido que el comportamiento ante cargas laterales de muros de corte compuestos con relaciones de aspecto (h/l_w) mayores a 0.6 tienen un comportamiento controlado por fallas en flexión. De forma similar a muros de hormigón armado para relaciones de aspecto altas ($(h/l_w) \geq 3$) su comportamiento estará

gobernado por capacidad plástica de momento (M_p) de la sección transversal del muro en su base [9]. Esta capacidad plástica de momento es una función de la geometría de la sección transversal y de los materiales que lo componen, siendo independiente de la altura del muro.

El corte basal (V_{base}), correspondiente a la capacidad de carga lateral sobre el muro, será igual a la división del momento plástico (M_{base}) dividido por la altura del muro (h).

$$V_{base} = \frac{M_{base}}{h} \quad (2-1)$$

Para muros con relaciones de aspecto menores ($0.6 \leq (h/l_w) \leq 3$), el corte basal (V_{base}), correspondiente a la capacidad de carga lateral es mayor debido a la menor altura del muro (h). Como resultado de esto los muros estarán sometidos a una mayor combinación de flexión y corte en su plano resistente, lo cual limitará su capacidad de carga lateral por valores debajo de los correspondientes a M_p para una plastificación completa de la sección transversal del muro.

La capacidad plástica de momento para un muro (M_p) se determina asumiendo: (1) una plastificación completa de las placas de acero tanto en tracción como en compresión; y (2) una distribución rectangular equivalente de esfuerzos para el hormigón en compresión según lo establecido en la ACI318-14 [10]. Esta distribución de esfuerzos se muestra en la Figura 2-5.

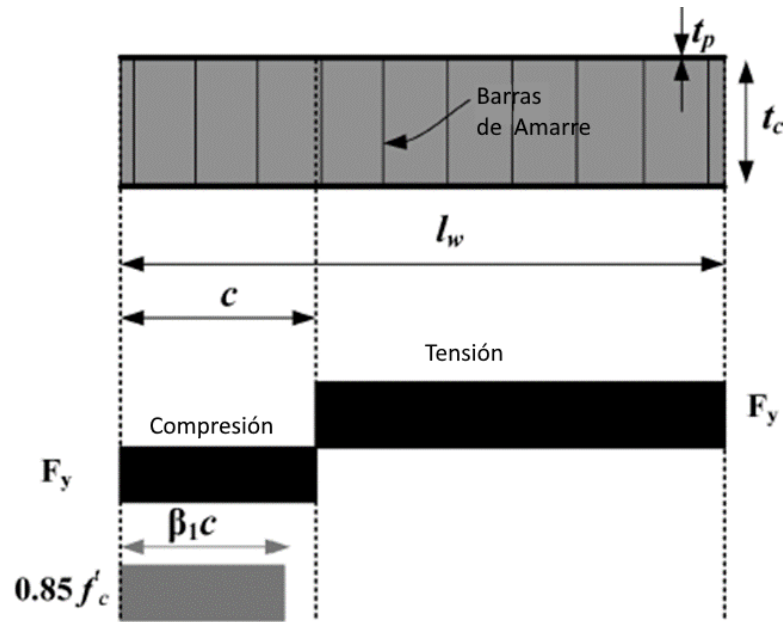


Figura 2-5: Comportamiento Cíclico. [6]

2.1.2.2 Vigas de Acople de Sección Compuesta

El uso de vigas de acople en edificios de gran altura es una práctica recurrente en países de alta sismicidad. Las ventajas de utilizar sistemas con vigas de acople se resumen en:

1. Reducción de momento en la base de los muros que conectan.
2. Distribuyen la disipación de energía en la altura de los muros que conectan.
3. Aumentan la rigidez lateral de los muros en comparación a estos actuando de forma aislada.

Las vigas de acople de sección compuesta entre dos muros fueron propuestas en primera instancia por Lam et al [11]. Comparadas con las tradicionales vigas de acople de hormigón armado, estas pueden resistir esfuerzos de corte de mayor magnitud junto a deformaciones inelásticas substancialmente mayores.

Estudios desarrollados por Nie et al. [12], simularon la fuerza de flexión y corte a la cual se encontraría sometida una viga de acople al encontrarse entre dos muros, para vigas con diferentes relaciones de aspecto. Se encontró para todos los especímenes una progresión de estados límites similares, las cuales corresponden a: (1) iniciación de la fractura de las placas de acero; (2) pandeo del alma debido a la fuerza de corte; y (3) propagación de la fractura de

las placas de acero hasta una pérdida significativa de resistencia al corte por parte de la viga de acople. La progresión de falla al aumentar las deformaciones de la viga se muestra en la Figura 2-6.

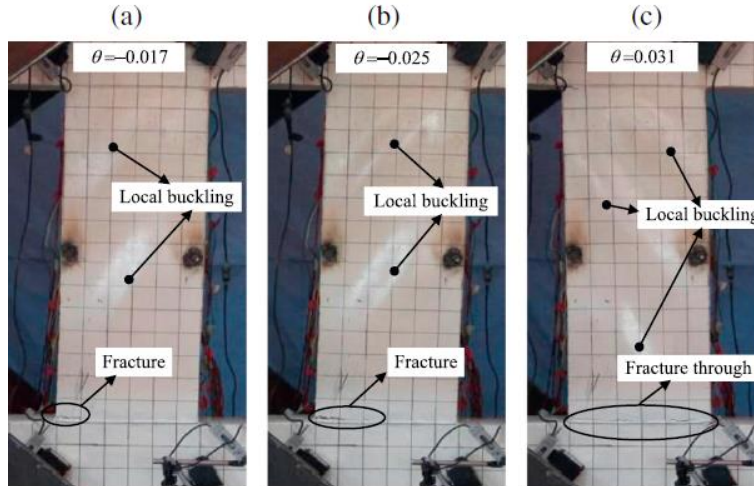


Figura 2-6: Progresión falla en vigas de acople. [12].

La fuerza de corte asociada con la capacidad nominal a flexión de la viga de acople se calcula mediante la siguiente expresión:

$$V = \frac{2M_u}{l_b} \quad (2-2)$$

Donde M_u corresponde a la capacidad nominal última de flexión de la viga de acople, y l_b corresponde a la luz de la viga de acople. La capacidad nominal última a flexión de la viga de acople se obtiene asumiendo: (1) no existe una fuerza axial sobre la viga, (2) las placas de acero se encuentran totalmente en fluencia tanto en tensión como en compresión, y (3) una distribución rectangular equivalente de tensiones para el hormigón en compresión según lo establecido en la ACI318-14 [10]. La distribución asumida se muestra en la Figura 2-7.

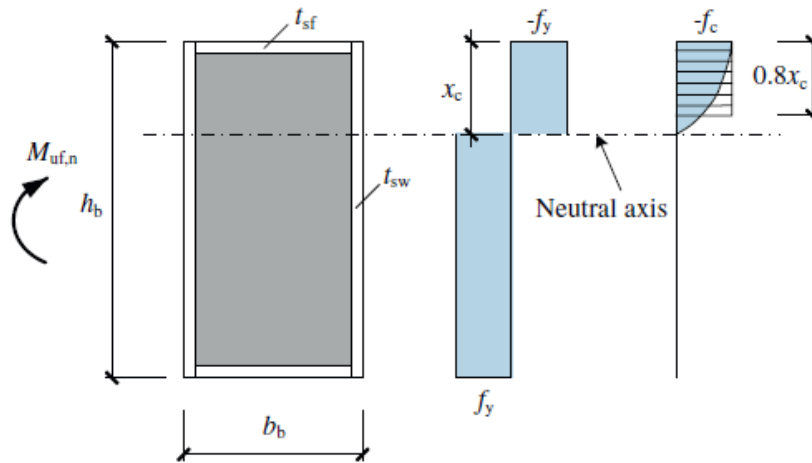


Figura 2-7: Distribución de tensiones en viga de acople. [12]

Los resultados experimentales demuestran que para vigas de acople con relaciones de aspecto (l_b/h_b) mayores a 2.5, se observa un comportamiento predominante de flexión, asegurando la formación de rótulas plásticas en sus extremos, mostrando resultados similares a los obtenidos al asumir una plastificación completa de la sección transversal en los extremos de la viga [12].

2.1.2.3 Muros de Corte Compuestos por Placas de Acero Rellenos de Hormigón C-PSW/CF

Como se mencionó en el Capítulo 1, se espera que el sistema resistente alcance significativas deformaciones inelásticas para las fuerzas laterales solicitantes. Esto se logra mediante un adecuado diseño el cual permita la formación de rótulas plásticas en los extremos de las vigas de acople en toda la altura del sistema resistente antes de la ocurrencia de una falla en la base de los muros. Este mecanismo de colapso se muestra en la Figura 2-8.

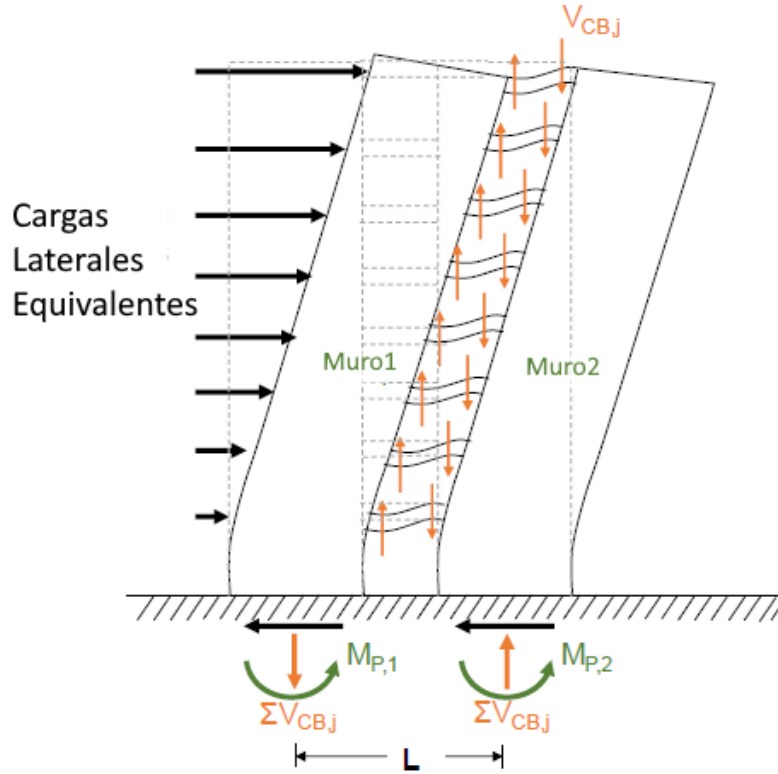


Figura 2-8: Mecanismo de Colapso esperado. [13]

Las cargas laterales generan un momento volcante sobre las bases de los muros (Over-Turning Moment, OTM, por sus siglas en inglés). Sin embargo, al alcanzar un estado plástico en los extremos de las vigas de acople, una porción del momento volcante es resistido por la fuerza axial inducida a los muros por la plastificación de las vigas de acople. Esta porción de momento resistido por las vigas de acople corresponde a la razón de acoplamiento (Coupling Ratio, CR, por sus siglas en inglés) [13]. Esta relación se expresa matemáticamente de la siguiente forma:

$$CR = \frac{L \sum V_{cb}}{L \sum V_{cb} + \sum m_i} = \frac{L \sum V_{cb}}{OTM} \quad (2-3)$$

Donde:

$\sum V_{cb}$: Sumatoria de los cortes de las vigas de acople actuando en cada muro.

L : Distancia entre los centros de cada muro.

m_i : Momento volcante resistido por el muro i .

El rango de la razón de acoplamiento puede variar entre cero y uno. Valores cercanos a cero indican que la mayor parte del momento está siendo resistido por los muros sin ayuda de las vigas de acople, y valores cercanos a uno son solo valores teóricos, ya que es imposible en la práctica resistir todo el momento volcante solo con las vigas de acople. Este factor no es un parámetro de diseño sino más bien, un indicador de cuanto contribuyen las vigas de acople a la resistencia del momento.

2.1.3 Aplicaciones

A continuación, se resumen aspectos generales de un rascacielos provisto de muros de corte compuestos rellenos de hormigón CC-CPSW/CF.

La obra denominada Rainier Square Tower es un edificio de 58 pisos, que abarca casi 1.4 millones de ft^2 ($130000\ m^2$ aproximadamente) de espacio en planta, alcanzando una altura, respecto al nivel de la calle de 850 ft (259 m), ubicado en la ciudad de Seattle, Estados Unidos.



Figura 2-9: Rainier Square Tower, Seattle, Estados Unidos.

La construcción se divide en 58 pisos de estructura de acero, sobre 7 niveles de estacionamientos. La resistencia a fuerzas laterales se logró por medio de muros de corte compuestos rellenos de hormigón (CC-PSW/CF), junto a marcos gravitacionales en el perímetro. El sistema de cargas gravitacionales está compuesto por losas colaborantes, las cuales descargan sobre vigas de acero conectadas a las columnas principales de acero rellenas con hormigón.

Debido a las dimensiones del núcleo en planta, 40 ft por 93 ft (12 m por 28.3 metros aproximadamente), para un edificio de 850 ft (259 m) de altura, esto se traduce en una relación de aspecto de 21:1 y 9:1 respectivamente. La razón de aspecto de 21:1 es demasiado esbelta para un edificio de estas características que estará sujeto a altas demandas de carga lateral. Es por esto que, como complemento al núcleo, se utilizó un sistema denominado Outriggers Engage Columns en el perímetro de la planta para así aumentar la rigidez, disminuyendo las relaciones de aspecto hasta una razón de 8:1 aproximadamente. Para lograr este propósito se utilizaron sistemas de arriostramiento provisto de riostras restringidas al pandeo (BRB por sus siglas en inglés), con capacidades de hasta 5200 kip (2358 *tonf*) [14].

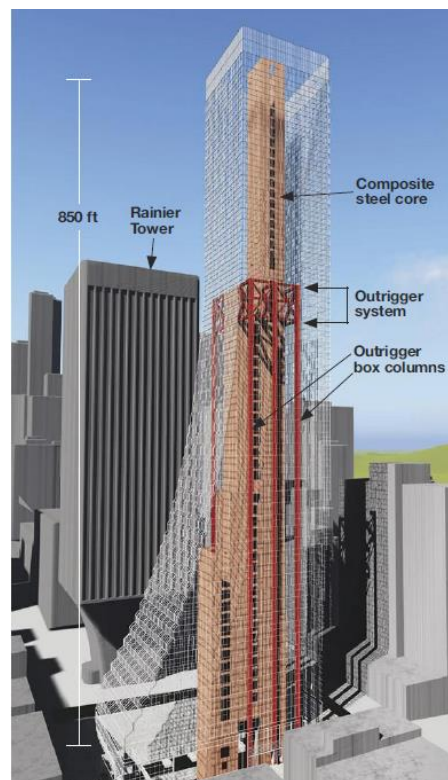
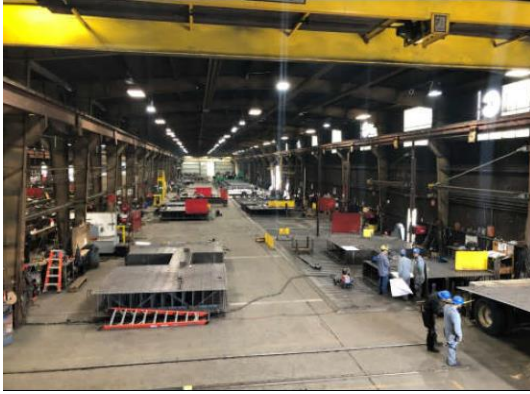


Figura 2-10: Outriggers Engage Columns [15]

Debido a la falta de provisiones para este sistema en los códigos de diseño vigentes, se realizaron diversos estudios sobre procedimientos de diseño, comportamiento ante cargas laterales sísmicas y de viento, factores de modificación de respuesta y comportamiento al fuego. Entre ellos destaca el reporte “Seismic and Wind Behavior and Design of Coupled CF-CPSW Core Walls for Steel Buildings” [16], realizado por la Universidad de Purdue en conjunto a la Universidad de Buffalo, y apoyados por la fundación Charles Pankow. Los análisis realizados entregaron como resultado lo siguiente:

- Los métodos de distribución plástica de esfuerzos recomendados por AISC y los análisis de fibra pueden estimar de forma conservadora la capacidad de los muros compuestos.
- La rigidez a flexión en rangos elásticos puede ser estimada adecuadamente utilizando las rigideces equivalentes de acuerdo al Capítulo I1.5 de la AISC 360-16 [17] para elementos compuestos rellenos de hormigón.
- Se proponen nuevas actualizaciones al capítulo H7 para elementos compuestos de la AISC 341, incluyendo además una nueva sección para elementos acoplados.
- Se propone un factor de modificación de respuesta de $R=8$.

En la figura 2-11 se muestran diferentes aspectos mencionados del sistema en estudio, tales como fabricación en maestranza, traslados al lugar de la obra, montaje y sistemas de arriostramiento en altura provistos para mejorar la rigidez lateral del sistema.



a)



b)



c)



d)



e)



f)

Figura 2-11: a) Fabricación módulos en maestranza, b) Transporte, c) Colocación primeros módulos, d) Vista superior estacionamiento, e) Vista interior Losas Colaborantes f) Riostras restringidas al pandeo (BRB)

Este proyecto tuvo un tiempo de ejecución de tan solo 12 meses, con la ubicación del último módulo prefabricado en agosto del 2019. Comparado con un edificio de similares dimensiones, para el cual se hubiese utilizado hormigón armado, esto habría llevado un tiempo total de construcción de aproximadamente 22 meses, de acuerdo a los tiempos de

ejecución para obras de este tipo en Norteamérica, lo que se traduce en más de un 50% de velocidad respecto a la alternativa tradicional de muros de hormigón armado, según los datos presentados en el seminario online “SpeedCore: Rainer Square - A Project Case Study”, realizado por la AISC. [15]

2.2 Criterios de Diseño

En esta sección se presenta una recopilación de los diferentes criterios de diseño para CC-PSW/CF basado en las propuestas de diferentes autores. Los criterios que se muestran a continuación son producto de numerosos trabajos analíticos y experimentales, junto a la experiencia y resultados de estudios dirigidos por el proyecto de investigación Seismic and Wind Behavior and Design of Coupled CF-CPSW Core Walls for Steel Buildings, realizados por la universidad de Purdue en conjunto a la universidad de Buffalo, apoyados por la fundación Charles Pankow. El proyecto, que se espera finalice el año 2020 ha generado hasta el momento datos experimentales, modelos numéricos, y ha desarrollado guías de diseño para con ello impulsar los CC-PSW/CF como una alternativa viable para los ingenieros del mundo [16].

2.2.1 Bases de Diseño

El sistema CC-PSW/CF utiliza muros acoplados para resistir cargas laterales. Se espera que el sistema experimente significativas deformaciones inelásticas para eventos sísmicos de gran magnitud. La deformación inelástica tendrá dos fuentes: (1) formación de rótulas plásticas en los extremos de las vigas de acople, y (2) fluencia por flexión en la base de los muros. La implementación de un diseño que considere una conexión muro fuerte – viga débil debe ser desarrollada para un adecuado dimensionamiento de los elementos estructurales. Esta base de diseño ayudará a desarrollar una completa plastificación de los extremos de las vigas de acople antes de una plastificación en la base de los muros.

Siguiendo la filosofía de diseño expuesta, se conducirá a la estructura a un comportamiento ante carga estática incremental (push over) como el mostrado en la Figura 2-12.

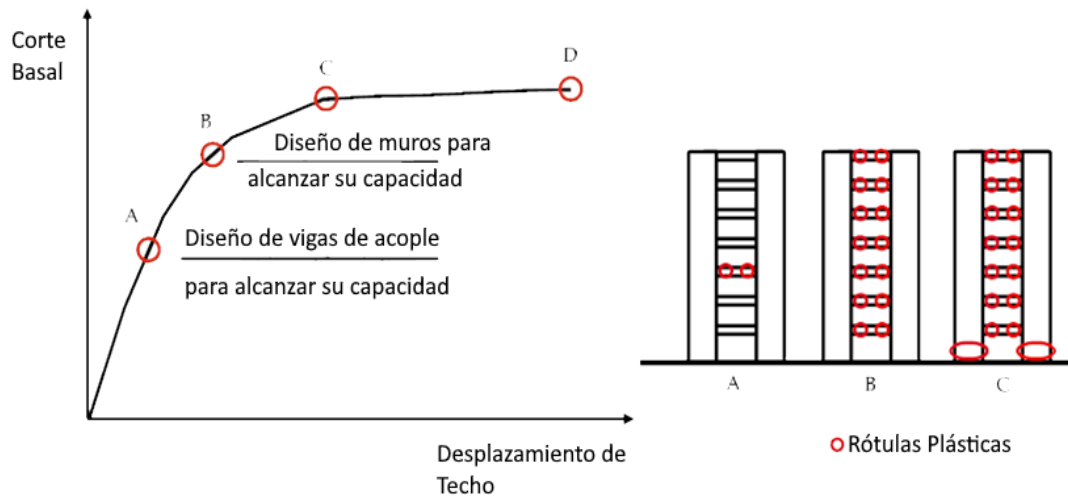


Figura 2-12: Comportamiento esperado de CC-PSW/CF [18]

Los puntos señalados en la curva de comportamiento corresponden a:

- Punto A: Este punto representa el final del comportamiento elástico de la estructura, con el inicio de la plastificación de las vigas de acople en la altura de los muros. La pendiente de esta curva representa la rigidez equivalente elástica del sistema. Las vigas de acople deben ser diseñadas para alcanzar su capacidad a flexión en este nivel de carga lateral, correspondiente a la carga lateral para un diseño elástico de la estructura.
- Punto B: Corresponde al nivel de carga lateral, para el cual las vigas de acople en la altura del sistema han alcanzado una plastificación completa en sus extremos. Los muros compuestos son diseñados para alcanzar su capacidad a flexión en este nivel de demanda.
- Punto C: En este nivel de carga los muros han desarrollado por completo las rótulas plásticas en la base, completando el mecanismo de colapso deseado.
- Punto D: Para este nivel de carga, el muro se fractura debido a pandeo local de sus placas, con un aplastamiento del concreto y posterior colapso.

La ASCE 7-16 [5], incluye para muros actuando de forma aislada un factor de modificación de respuesta R igual a 6.5, sin embargo, estudios analíticos realizados por Broberg et al. [7] han determinado que, para el sistema actuando de forma acoplada, un factor de modificación de respuesta incluso superior a 8 puede ser utilizado. Todo esto debido a la mayor

redundancia del sistema y la disipación de energía asociada a la formación de rótulas plásticas en los extremos de las vigas de acople. En la Figura 2-13 se muestra el comportamiento ante cargas laterales del modelo de elementos finitos para muros acoplados desarrollado por Broberg et al. [7], el cual sigue el comportamiento esperado de la Figura 2-12 para muros acoplados.

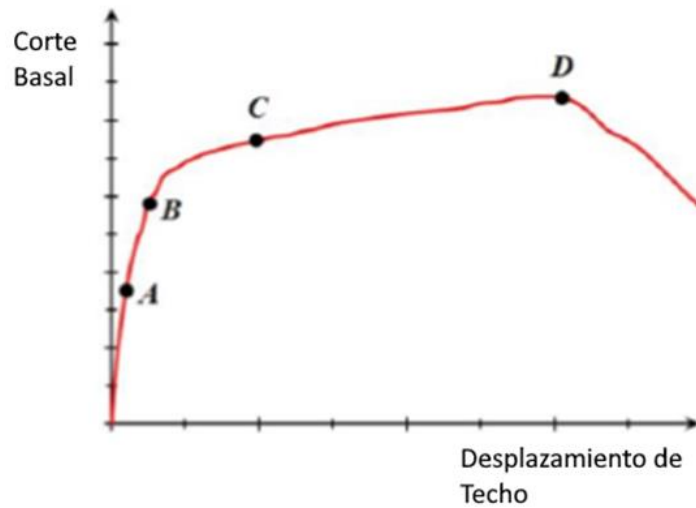


Figura 2-13: Curva de capacidad (Push-Over) [18].

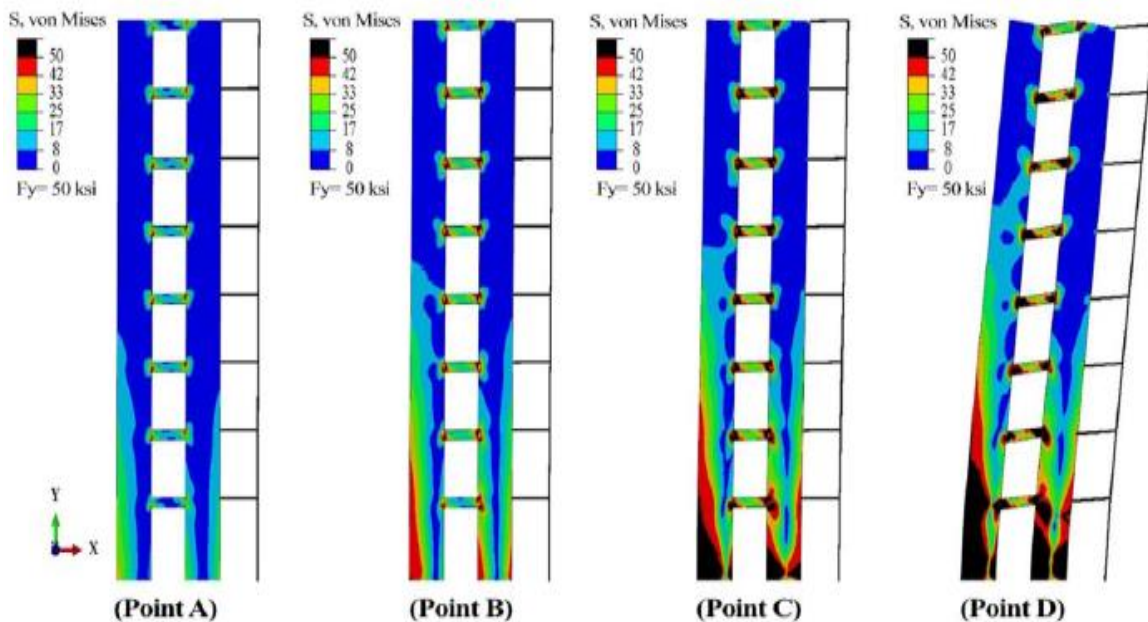


Figura 2-14: Comportamiento para los diferentes puntos de la curva de capacidad [18].

De acuerdo a la Figura 2-14 se puede observar la progresión de los estados límites descritos en la Figura 2-13 para un modelo de elementos finitos en tres dimensiones para muros compuestos acoplados sujetos a una carga lateral, desarrollado por Broberg et al. [7] en el software de modelación ABAQUS.

2.2.2 Análisis Elástico

Para propósitos de diseño, se debe seguir un análisis elástico de la estructura. Los resultados de este análisis son utilizados para determinar la demanda de diseño de las vigas de acople, y las derivas de entrepiso. La rigidez utilizada para la modelación de los elementos del sistema se realiza según la Sección I1.5 de la AISC360-16 [17], la cual entrega las consideraciones necesarias para su cálculo, considerando la reducción de la rigidez por el agrietamiento del hormigón. La rigidez a corte de los elementos que componen el sistema no tiene una influencia significativa debido a que la rigidez a flexión es la que domina su comportamiento, por lo que una rigidez no agrietada de para elementos compuestos rellenos puede ser utilizada.

2.2.3 Diseño por Capacidad

La demanda de diseño para los muros se estima utilizando un efecto de capacidad sísmica límite, donde se asume que todas las vigas de acople han alcanzado su estado de plastificación en sus extremos con una capacidad a flexión igual a $1.2M_{p.exp}$, el cual corresponde al punto B de la Figura 2-13. El momento volcante total a resistir correspondiente al punto B puede ser estimado usando el momento volcante correspondiente al punto A, amplificado por factor γ_1 de la Ecuación 2-4, el cual cuantifica en cuanto debe ser amplificado el corte sobre la estructura para alcanzar una plastificación completa de las vigas de acople en toda la altura del sistema resistente:

$$\gamma_1 = \frac{\sum_n 1.2M_{p.exp}}{\sum_n M_{uCB}} \quad (2-4)$$

Donde:

$\sum_n 1.2M_{p.exp}$: Suma de las capacidades a flexión probables para las vigas de acople en toda la altura del muro.

$\sum_n M_{uCB}$: Suma de las demandas de momento para las vigas de acople en toda la altura del muro obtenido mediante un análisis elástico.

La fuerza axial inducida a los muros por la plastificación de las vigas de acople se obtiene mediante:

$$P_w = \sum_n \frac{2.4M_{p.exp}}{L_{cb}} \quad (2-5)$$

La porción total del momento volcante resistido por la acción del acoplamiento puede ser estimado por la igualdad de fuerzas axiales en la base de los muros, multiplicadas por la distancia entre ellas. La porción restante del momento volcante debe ser resistido por muros, distribuyéndose de manera proporcional entre ellos de acuerdo con su rigidez a flexión. Para el muro en compresión, la rigidez a flexión corresponderá a la obtenida de acuerdo a la rigidez equivalente de la AISC360-16 [17] Capítulo I1.5 (EI_{eff}), mientras que la del muro en tracción, la rigidez a flexión será calculada despreciando la rigidez del hormigón ($E_s I_s$). La fuerza de corte obtenida desde este análisis será amplificada por un factor de 4 [19], para así tener en cuenta (1) efectos de modos de vibrar de más altos, y (2) la sobrerresistencia de los muros, correspondiente a la diferencia entre el punto C y B de la Figura 2-12.

2.2.4 Requisitos Mínimos Muros Compuestos

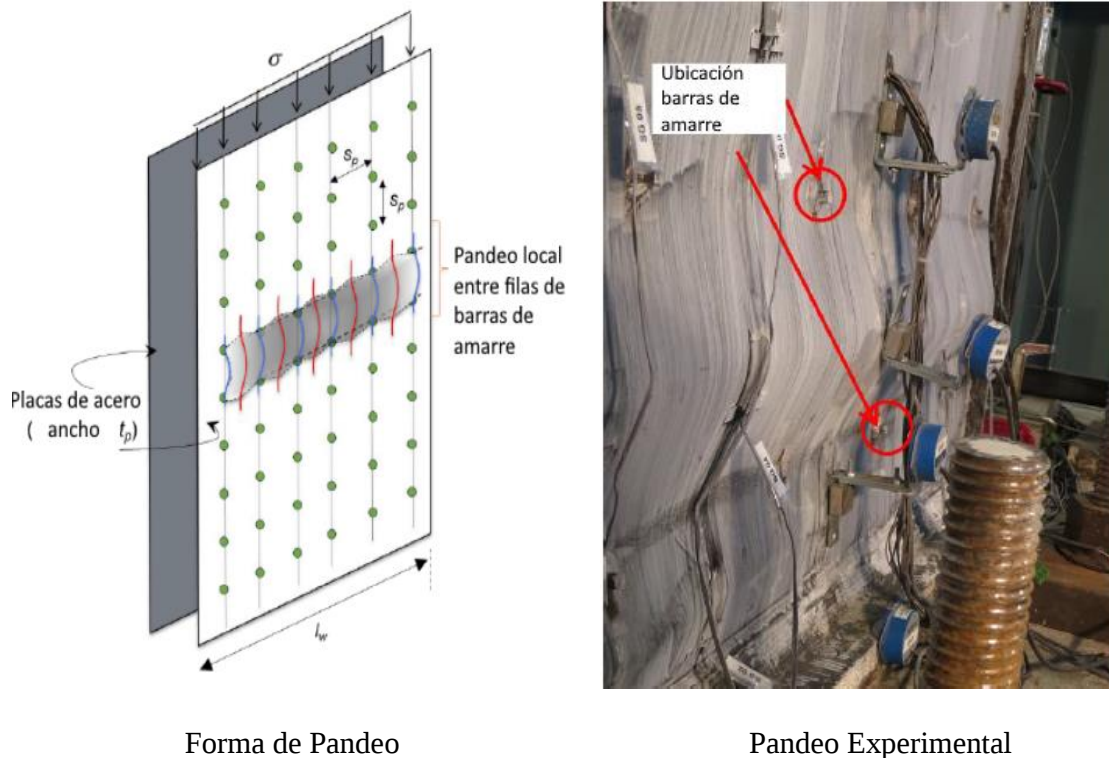
Los requisitos para muros compuestos se basan en los entregados por la AISC 341-16 [20], Capítulo H7, para elementos con y sin elementos de borde. Además, se han tomado referencias desde la Guía de Diseño AISC Número 32 [8].

2.2.4.1 Área mínima de acero

El área de acero debe comprender al menos el 1% del área total de la sección compuesta, este requisito está basado en las especificaciones de la AISC360-16 [17], Sección I2 correspondiente a los requisitos para columnas compuestas.

2.2.4.2 Requisitos de Esbeltez

El pandeo local de las placas de acero es un importante estado límite que debe ser considerado en el diseño de muros compuestos. Cuando los muros están sujetos a esfuerzos de compresión, las placas pueden pandear entre las barras de amarre como se muestra en la Figura 2-15.



Forma de Pandeo

Pandeo Experimental

Figura 2-15: Pandeo local de placas [21]

Este comportamiento ha sido estudiado de forma experimental en la literatura [21]. Estos estudios experimentales han evaluado los efectos de la razón de esbeltez de las placas, definida como el espacio entre las barras de amarre dividido por el espesor de la placa y el esfuerzo de fluencia del acero. Varma et al. [22] ha resumido estos estudios experimentales, y realizado análisis numéricos adicionales para así confirmar y expandir la base de datos experimental. La Figura 2-16 muestra la relación entre la deformación crítica de pandeo normalizada (Deformación de pandeo/Deformación de Fluencia, $\varepsilon_{cr}/\varepsilon_y$), y la razón de esbeltez normalizada ($s / t_p \times F_y/E$).

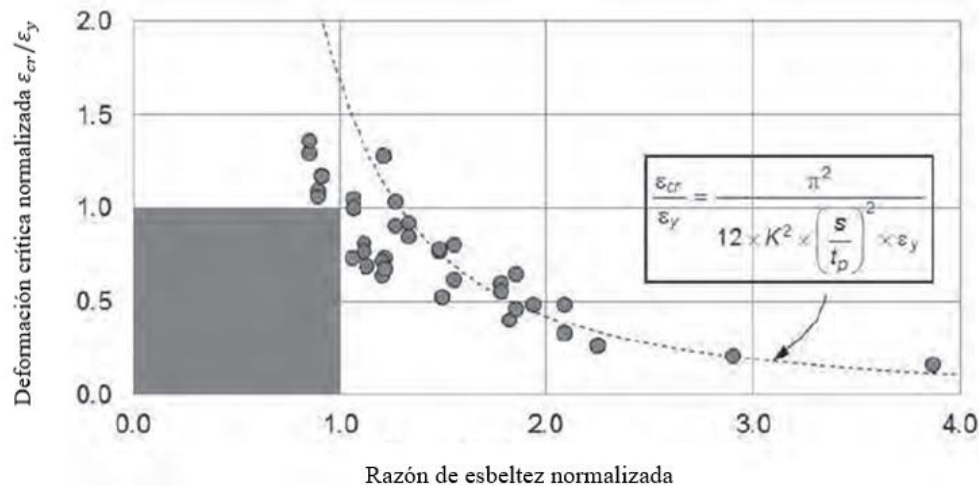


Figura 2-16: Recopilación estudios de pandeo, Varma et al. [22].

Desde la Figura 2-16 se puede apreciar que la deformación crítica de pandeo es consistente de forma razonable con la curva de Euler para una condición de borde parcialmente fija ($K=0.8$). También se destaca que no se registraron datos de falla dominados por pandeo local en la zona sombreada del gráfico, lo cual implica que para razones de esbeltez normalizadas menores a 1, la fluencia en compresión de las placas ocurrirá antes que el pandeo local. En base a esto, se debe cumplir para los muros compuestos:

$$\frac{s}{t_p} \leq 1.05 \sqrt{\frac{E_s}{F_y}} \quad (2-6)$$

Donde:

s : Mayor distancia entre barras de amarre, tanto horizontal como vertical.

t_p : Espesor placa de acero.

E_s : Módulo de elasticidad del acero.

F_y : Esfuerzo de fluencia del acero.

2.2.4.3 Espaciamiento de barras de amarre

El espaciamiento de las barras de amarre estará controlado por las cargas de construcción que se esperan deban resistir los paneles antes del vaciado del concreto, el requisito estará controlado por:

$$\frac{s}{t_p} \leq 1 \sqrt{\frac{E_s}{2\alpha + 1}} \quad (2-7)$$

$$\alpha = 1.7 \left(\frac{t_{sc}}{t_p} - 2 \right) \left(\frac{t_p}{d_{tie}} \right)^4 \quad (2-8)$$

Donde:

s : Mayor distancia entre barras de amarre, tanto horizontal como vertical.

t_{sc} : Espesor muro compuesto

d_{tie} : Diámetro de la barra de amarre.

α : Razón entre rigidez a flexión de la placa de acero y la barra de amarre.

El requisito de espaciamiento entre las barras de amarre se basa en la flexibilidad y el pandeo por cortante de los módulos de acero vacíos antes de la colocación del concreto, abordado en detalle por Shafaei et al. [23]. La flexibilidad de los módulos para su manejo y traslado está dominada por su rigidez efectiva de corte GA_{eff} , la cual puede ser estimada a través de la utilización de modelos numéricos mostrados en [23] o calculada de forma conservadora a través de la Ecuación 2-9 indicada a continuación:

$$GA_{eff} = 24 \left(\frac{EI_p}{s^2} \right) \frac{1}{(2\alpha + 1)} \quad (2-9)$$

Una vez ensamblados los módulos, y antes de ser vertido el concreto en su interior, los módulos vacíos proveen soporte para las diferentes actividades de construcción tales como izaje, montaje y transporte. El pandeo de los módulos también está controlado por su rigidez efectiva de corte GA_{eff} y puede ser estimada conservadoramente utilizando la ecuación 2-10 indicada a continuación:

$$\sigma_{cr} = \frac{GA_{eff}}{2st_p} \quad (2-10)$$

Donde:

G: Modelo de corte de las palcas de acero.

t_p : Espesor placas de acero.

s: Mayor distancia entre barras de amarre, tanto horizontal como vertical.

GA_{eff} : Rigidez efectiva de corte.

Los esfuerzos y deformaciones inducidos por la presión hidrostática causada por el vertimiento fresco del concreto en el interior de los muros, ha sido estudiado en detalle por Bhardwaj et al. [21], concluyendo que la capacidad a compresión de los muros no se ve reducida ni afectada para alturas de hasta 9 metros, y las deflexiones no son considerables en comparación a aquellas generadas debido a las imperfecciones iniciales de las placas, las cuales se ven incrementadas por su transporte y montaje.

2.2.4.4 Conexión Muro-Barra de Amarre

La conexión entre la placa de acero y las barras de amarre o pernos de anclaje debe ser capaz de permitir que las barras de amarre desarrollen la fluencia antes de una falla en la conexión entre las barras de amarre y las placas de acero [19]. Conexiones típicas utilizadas para lograr un correcto anclaje entre placas y conectores se indican a continuación:

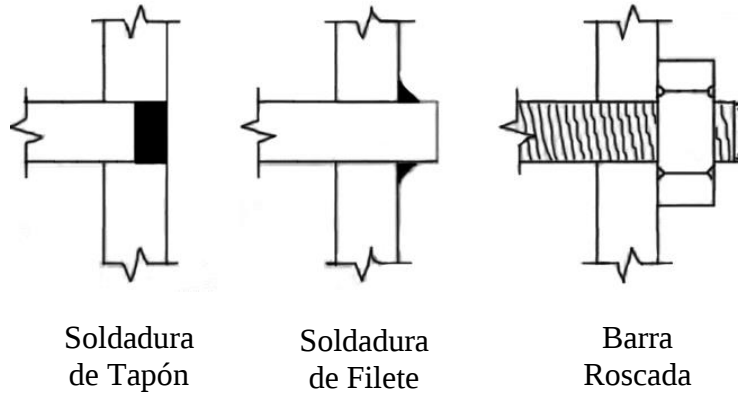


Figura 2-17: Conexiones tipo. [19]

2.2.5 Requisitos Mínimos Vigas de Acople

2.2.5.1 Mínima Área de Acero

El requisito para el área mínima de acero está basado en la sección I2 de la AISC360-16 para columnas compuestas rellenas, en la cual se especifica que el área transversal de la sección de acero deberá contener por lo menos un 1% del área total de la sección compuesta.

2.2.5.2 Requisitos de esbeltez

Los requisitos de esbeltez están basados en los requerimientos para secciones compactas de la AISC360-16 sección I1.4 para miembros rellenos de hormigón sometidos a flexión, de acuerdo a lo presentado en la tabla 2-1. El requisito de esbeltez del alma está basado en la capacidad de la viga de desarrollar el esfuerzo de fluencia del alma antes de desarrollar un pandeo por corte según los señalado en la sección G4 de la AISC360-16.

Tabla 2-1: Razón ancho-espesor límites para vigas de acople

Descripción del elemento	Razón Ancho - Espesor	Límite compacto
Alas de secciones tubulares rectangulares (HSS) y de cajón de espesor uniforme	b/t	$2.26 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$
Almas de secciones tubulares rectangulares (HSS) y de cajón de espesor uniforme	h/t	$3.00 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$

2.2.5.3 Flexión Crítica

Las vigas de acople compuestas deben ser diseñadas para alcanzar su resistencia crítica de flexión con una resistencia a corte dada por:

$$\phi V_n \geq \frac{1.2(2M_{p,exp})}{L_{cb}} \quad (2-11)$$

Donde:

ϕ : Factor de minoración de resistencia igual a 0.9.

V_n : Resistencia a corte de diseño, calculado de acuerdo con la sección 2.2.7.2

$M_{p,exp}$: Capacidad a flexión esperada para una viga de acople compuesta, calculada de acuerdo con la sección 2.2.7.1

Este requisito está basado en lograr un comportamiento dominado por flexión en la viga de acople, con un corte por capacidad $(2M_{p,exp}/L_{cb})$ amplificado por un factor de 1.2 para tomar en cuenta los efectos del endurecimiento por deformación en tensión del acero, el confinamiento del concreto, y el esfuerzo biaxial de tensión en el ala traccionada.

2.2.6 Diseño Muro Compuesto

La resistencia nominal del muro compuesto será calculada de acuerdo con esta sección, las resistencias de diseño serán calculadas utilizando un factor de minoración de resistencia ϕ igual a 0.9.

Los requisitos para resistencia en tensión, compresión, flexión y carga axial y flexión combinados están basados en las recomendaciones para miembros compuestos rellenos de hormigón de la AISC360-16 capítulo I para miembros compuestos. El largo no arriostrado considerado para el pandeo por flexión de los muros compuestos es considerado típicamente igual a la altura entre piso. Los requisitos para la resistencia a flexión han sido verificados usando datos proporcionados de forma experimental por Kurt et al. [6], y Alzeni y Bruneau [24].

2.2.6.1 Resistencia a Tracción

La resistencia nominal a tensión será determinada por el estado límite de fluencia dado por:

$$P_n = A_s F_y \quad (2-12)$$

Donde:

A_s : Área de acero para una sección transversal del muro.

F_y : Esfuerzo de fluencia del acero.

2.2.6.2 Resistencia a Compresión

La resistencia nominal a compresión será determinada a través del estado límite de pandeo por flexión de acuerdo con la AISC360 Sección I.2.1.b, donde:

$$P_{no} = A_s f_y + 0.85 f'_c A_c \quad (2-13)$$

Donde,

P_{no} : Capacidad de carga axial.

A_c : Área de hormigón.

f'_c : Resistencia cilíndrica de compresión del hormigón.

2.2.6.3 Resistencia a Flexión

La resistencia a flexión será determinada como el momento correspondiente a una distribución plástica de esfuerzo para la sección transversal compuesta. Para los elementos de acero se asumirá que estos han alcanzado su esfuerzo de fluencia en los estados de tracción y compresión, y el concreto en compresión se asumirá que ha alcanzado un esfuerzo último de compresión de $0.85 f'_c$.

El momento plástico de una sección transversal de muro compuesto puede ser calculado asumiendo la distribución de momento plástico mostrada en la Figura 2-5 [9], asumiendo:

- (1) Plastificación completa de la sección transversal del muro a ambos lados del eje neutro

de este; y (2) Distribución rectangular equivalente para los esfuerzos de compresión del hormigón basado en las recomendaciones de la ACI 318-14.

La distancia desde el eje neutro a la fibra extrema en compresión, c , se obtiene estableciendo un equilibrio de fuerzas en la sección transversal, mostrado en la Ecuación 2-14, y la capacidad de momento plástico se calcula por medio de la Ecuación 2-15, para muros rectangulares.

$$c = \frac{2t_p F_y l_w}{4t_p F_y + 0.85\beta_1 f'_c t_{sc}} \quad (2-14)$$

$$M_p = F_y t_p (l_w^2 - 2l_w c + 2c^2) + \frac{0.85\beta_1 f'_c t_{sc}}{2} \quad (2-15)$$

2.2.6.4 Resistencia a Flexión y Carga Axial Combinadas

Se deberá tener en cuenta la interacción entre carga axial y momento de acuerdo con la distribución de esfuerzos plásticos establecida según lo especificado en AISC360-16 [17] Capítulo I 1.2a.

2.2.6.5 Resistencia al Cortante

La resistencia nominal a corte en el plano está dada por:

$$V_n = \frac{K_s + K_{sc}}{\sqrt{3K_s^2 + K_{sc}^2}} \cdot A_{sw} \quad (2-16)$$

$$K_s = G_s A_{sw} \quad (2-17)$$

$$K_{sc} = \frac{0.7E_c A_c E_s A_{sw}}{4E_s A_{sw} + E_c A_c} \quad (2-18)$$

El comportamiento de corte en el plano para un muro compuesto puede ser estimado de buena forma usando la teoría de placas compuestas [25]. El comportamiento fundamental en el plano de muros compuestos fue desarrollado por Ozaki et al. [26], y también por Varma y Malushte [27]. La resistencia a corte en el plano se puede estimar como una curva de esfuerzo deformación trilineal como se muestra en la Figura 2-18.

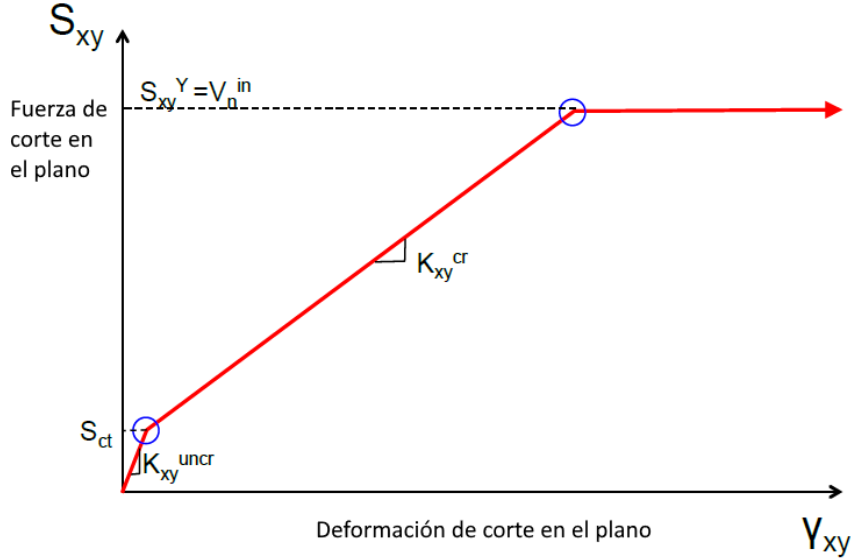


Figura 2-18: Comportamiento de corte en el plano [25].

La primera parte de la curva corresponde al comportamiento antes del agrietamiento del hormigón. La segunda parte de la curva corresponde al comportamiento cuando ya ha ocurrido el agrietamiento del hormigón, pero aún no se ha alcanzado la fluencia en las placas de acero. La rigidez en el plano para esta situación se puede aproximar mediante la Ecuación 2-18. La tercera parte de la curva corresponde al inicio de la fluencia de las placas de acero debido a la fuerza lateral, estimado de forma conservadora por la Ecuación 2-19.

$$K_{xy}^{cr} = \frac{1}{\frac{4}{0.7E_cA_c} + \frac{2(1-\nu_s)}{E_sA_s}} + G_sA_s \quad (2-19)$$

Seo et al. [28] ha recopilado resultados de diferentes estudios experimentales para el comportamiento de corte en el plano de muros compuestos. Como se observa en la Figura 2-19 el corte máximo obtenido al aplicar la Ecuación 2-19 se encuentra en la mayoría de los casos por debajo de los valores experimentales obtenidos, debido a que para el desarrollo de la ecuación se consideró como falla del sistema el inicio de la fluencia de las placas, las cual subestima la capacidad a corte de los muros, ya que estos pueden seguir aumentando su capacidad a corte a pesar de comenzar su estado de fluencia.

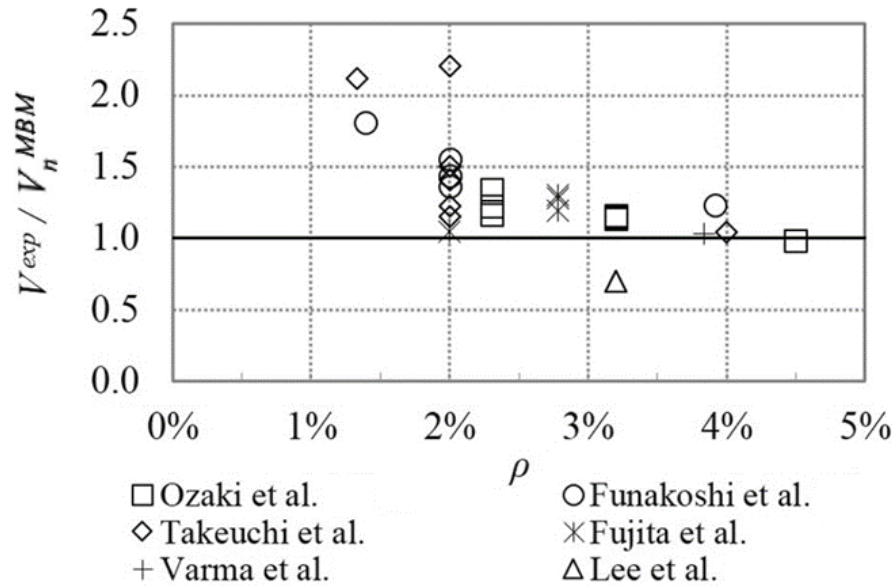


Figura 2-19: Comparativa resultados experimentales con ecuación 2-15 [28].

2.2.7 Diseño Vigas de Acople

Los requisitos para resistencia a flexión y corte de las vigas de acople están basados en las recomendaciones para elementos compuestos rellenos de hormigón de la AISC capítulo I. Para el estudio de la resistencia a corte se han modificado algunos requisitos para así incluir estudios recientes [29, 30].

2.2.7.1 Resistencia a Flexión

La resistencia a la flexión de las vigas de acople será calculada como el momento correspondiente a una distribución de esfuerzos plásticos para la sección transversal de la viga. Para el acero se asumirá que este ha alcanzado su fluencia en compresión y en tracción, y el concreto en compresión se asumirá que ha alcanzado un esfuerzo de $0.85f'_c$ con una distribución de bloque equivalente recomendada según el código ACI318-14 [10].

2.2.7.2 Resistencia a Corte

La resistencia a corte nominal de las vigas de acople toma en cuenta el aporte del alma de acero y del hormigón de relleno.

$$V_n = 0.6A_wF_y + 0.06A_c\sqrt{f'_c} \quad (2-20)$$

Donde:

A_w = Área de acero correspondiente alma de las vigas de acople (in²).

A_c =Área de hormigón en la sección transversal de la viga de acople (in²).

f'_c = Resistencia a la compresión del hormigón (ksi).

F_y =Tensión de fluencia del acero (ksi).

2.2.8 Conexión Viga de Acople-Muro

La resistencia requerida de la conexión entre el muro y la viga de acople deberá ser de un 1.2 veces la capacidad a flexión esperada de la viga de acople ($M_{p,exp}$).

Nie et al. [12] estudió las conexiones de acoplamiento entre vigas y muros. Este junto a diversos estudios están siendo aún llevados a cabo. Algunos detalles a considerar que han sido avalados por los diferentes estudios son los mostrados en las Figuras 2-20 y 2-21. Si la placa de acero correspondiente al ala del muro es interrumpida, el diseño debe tomar en cuenta la discontinuidad local en la contribución de la placa de acero en la resistencia a flexión y la resistencia axial del muro.

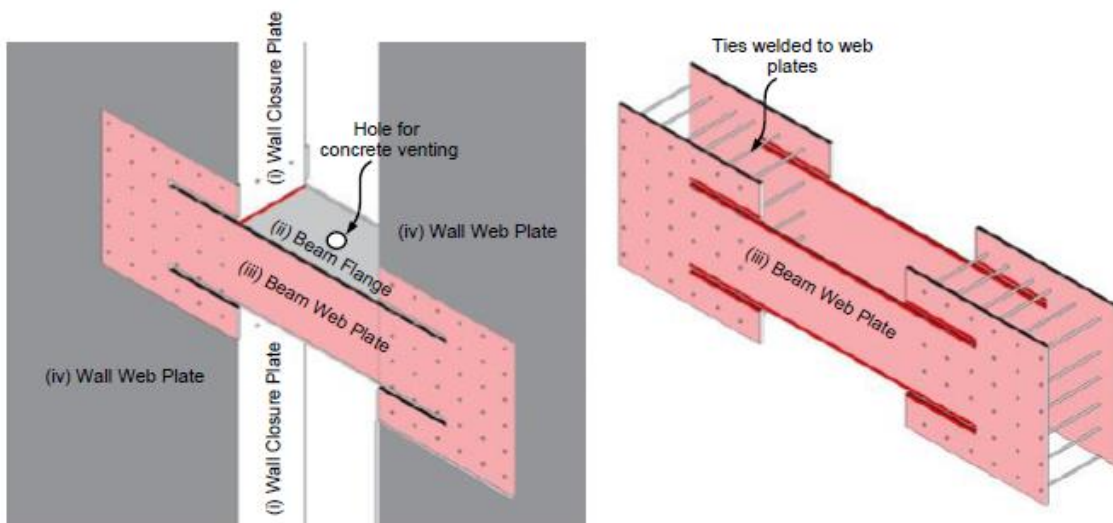


Figura 2-20: Conexión típica 1. [19]

La Figura 2-20 muestra una conexión típica donde:

- I. Placa de acero del cierre del muro es interrumpido por la continuidad del ala de la viga de acople.
- II. El ala de las vigas de acople no continúa dentro del muro, además de encontrarse soldada a las placas del cierre del muro, con el fin de desarrollar de forma completa su resistencia esperada a tensión.
- III. La placa del alma de la viga se extiende y es soldada a la placa de acero del muro, la cual no presenta discontinuidades.

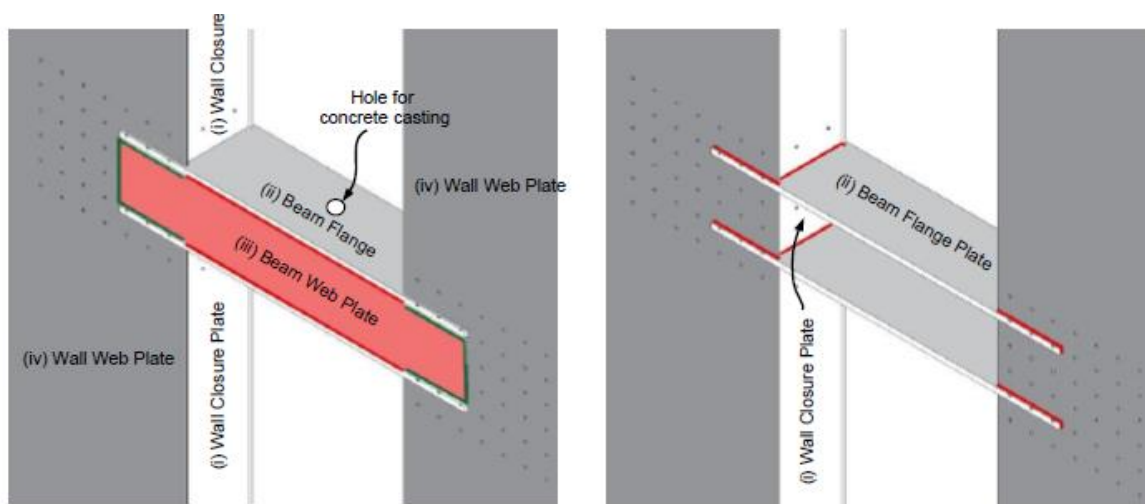


Figura 2-21: Conexión Típica 2. [19]

La Figura 2-21 muestra un tipo de conexión donde:

- I. La placa de cierre de los muros se interrumpe por el ala de la viga de acople
- II. Penetración del ala en el muro, y soldada a las placas del muro.
- III. Placas del alma de la viga se traslapan y son soldadas a las placas del muro.

2.2.9 Conexión Muro-Fundación

La resistencia requerida para la conexión entre el muro compuesto y la fundación se determinará utilizando un mecanismo de colapso como el mostrado en la Figura 2-12. Se asumirá que las vigas de acople han desarrollado rótulas plásticas en ambos extremos con una capacidad esperada de $1.2M_{p,exp}$, y que los muros en la base también han desarrollado rótulas plásticas, con una capacidad a flexión esperada de $1.2M_{p,exp}$ mientras se toma en cuenta la acción de las fuerzas axiales asociadas al mecanismo de colapso. El corte a soportar

por los muros debe ser amplificado por 4, correspondiente con el corte de diseño utilizado para el mecanismo de colapso. Los diseños mostrados en la Figura 2-22 corresponden a los propuestos en la Guía de Diseño AISC, Número 32 [8], la cual incluye recomendaciones para conexiones a través del uso de placas soldadas y barras de anclaje.

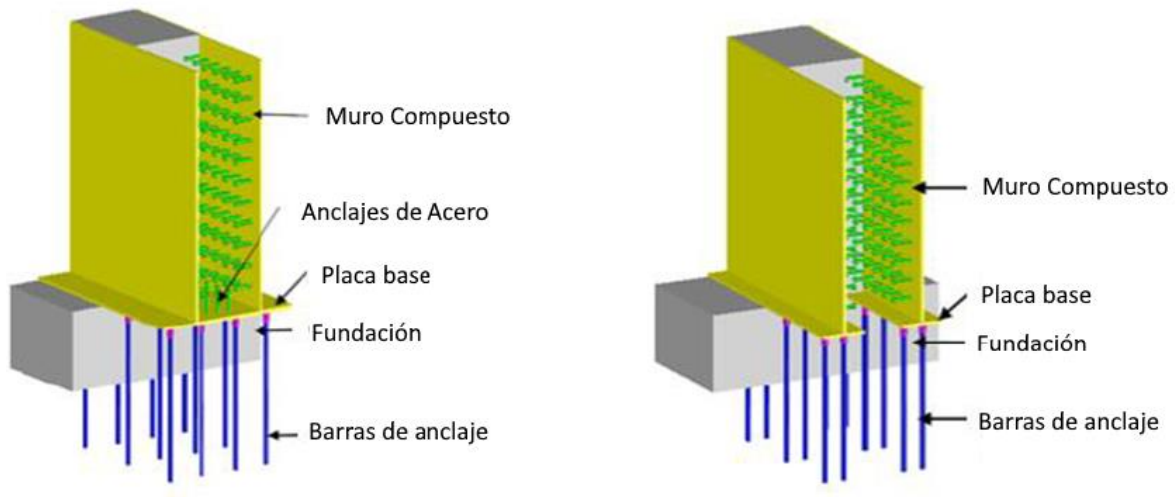


Figura 2-22: Conexión Muro fundación [8]

CAPÍTULO III

3 DISEÑO DE ARQUETIPOS

En la siguiente sección se presenta de forma detallada el diseño de los arquetipos en estudio, los cuales se enfocan en edificios de 8, 12 y 16 pisos, con dimensiones en planta y alturas de entre piso escogidas según las dimensiones típicas ocupadas en edificios de oficinas en Chile.

Los arquetipos mencionados serán evaluados a través del programa Etabs2018, licencia facilitada por la empresa de diseño estructural AMCS, considerando para ello la normativa vigente en el país, para luego ser evaluados a través de una modelación no lineal establecida en el capítulo 4 de este trabajo.

3.1 Estructuración de Modelos

Las estructuras en estudio corresponden a edificios de 8, 12 y 16 pisos, los cuales comparten las mismas dimensiones en planta. La planta de la Figura 3-1 muestra 4 ejes en dirección X y 6 ejes en dirección Y, equiespaciados 7.5 m entre ellos. El sistema de muros compuestos se encuentra acoplado en la dirección Y de análisis según lo mostrado en la figura 3-1, mediante vigas de acople situadas en cada piso. Para la dirección X de análisis, los muros compuestos se encuentran dilatados de los muros ubicados en dirección Y, simplificando el análisis al evitar una geometría del tipo C para el muro.

Las figuras 3-2 a 3-10 muestran las elevaciones de los arquetipos, para los cuales la altura del primer piso se fijó en 4.5 m y la altura de entrepiso libre corresponde a 3 m.

Los pisos se estructuran mediante losas colaborantes, lo que hace necesaria la utilización de vigas primarias (Girders) y secundarias (Beams). Esta solución es de amplio uso en la actualidad debido a que permite transferir eficientemente las cargas gravitacionales disminuyendo el peso de la estructura y facilitando el montaje, y al igual que el sistema resistente principal a cargas laterales, la losa colaborante no requiere el uso de moldajes. Las

vigas secundarias se conectan a las vigas primarias, las cuales a su vez se conectan a columnas de acero rellenas de hormigón. Se consideró la utilización de columnas rellenas de hormigón debido a la capacidad de estas de entregar una mejor utilización del espacio en las plantas del edificio, en comparación a una solución tradicional de columnas de hormigón armado.

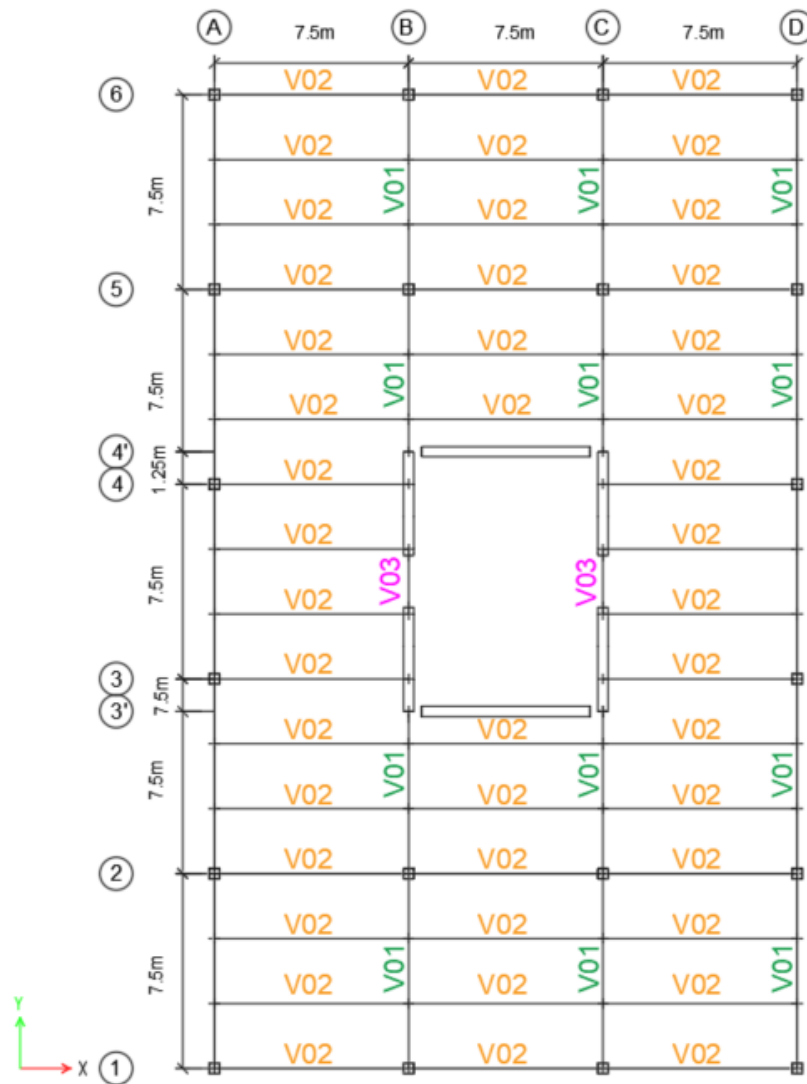


Figura 3-1: Planta Tipo Arquetipos 8, 12 y 16 pisos.

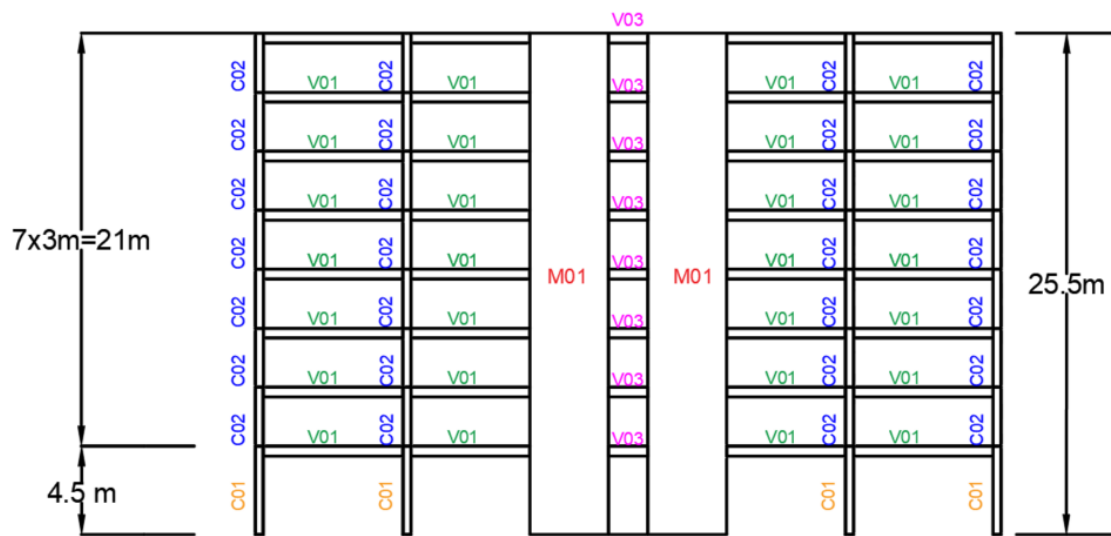


Figura 3-2: Elevación Eje B Edificio 8 Pisos.

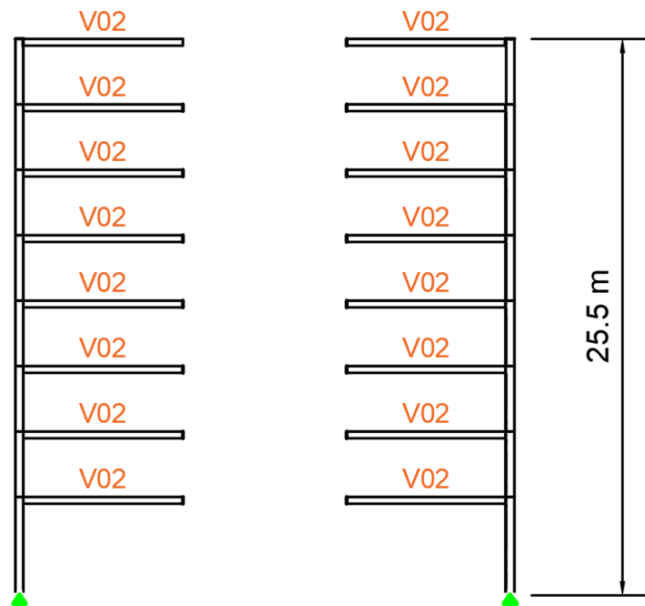


Figura 3-3: Elevación Eje 3 Edificio 8 Pisos.

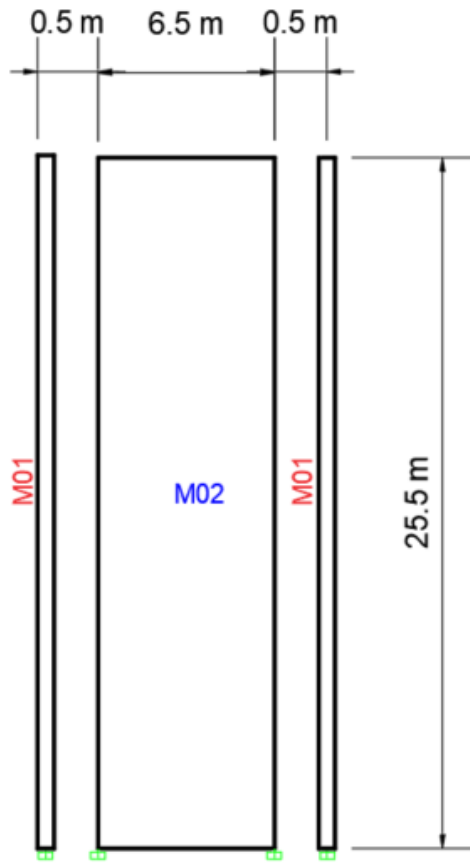


Figura 3-4: Elevación Eje 3' Edificio 8 Pisos.

Tabla 3-1: Secciones Edificio 8 Pisos.

Secciones Edificio 8 Pisos	
V01	IE 500x200x12x8
V02	W12x16
V03	V50x40 cm / PL 3/8 in
M01	400x40 cm / PL 1/4 in
M02	650x40 cm / PL 1/4in
C01	CFT 400x16
C02	CFT 400x12



Figura 3-5: Elevación eje B edificio 12 pisos.

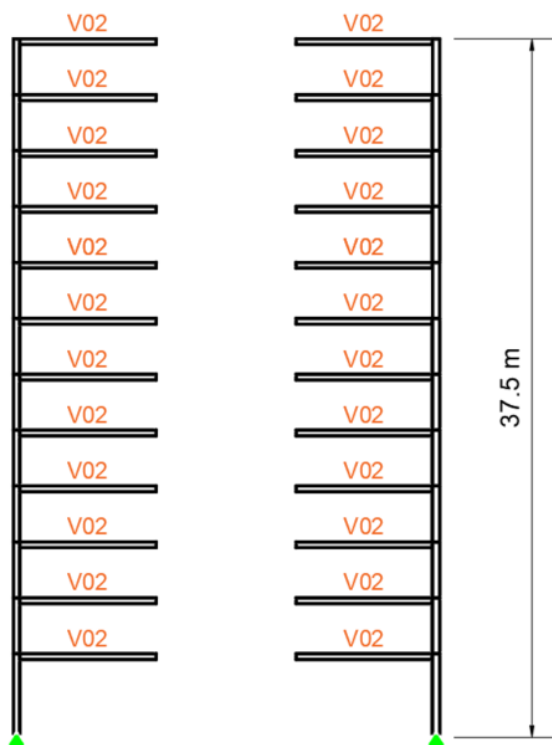


Figura 3-6: Elevación Eje 3 Edificio 12 Pisos.

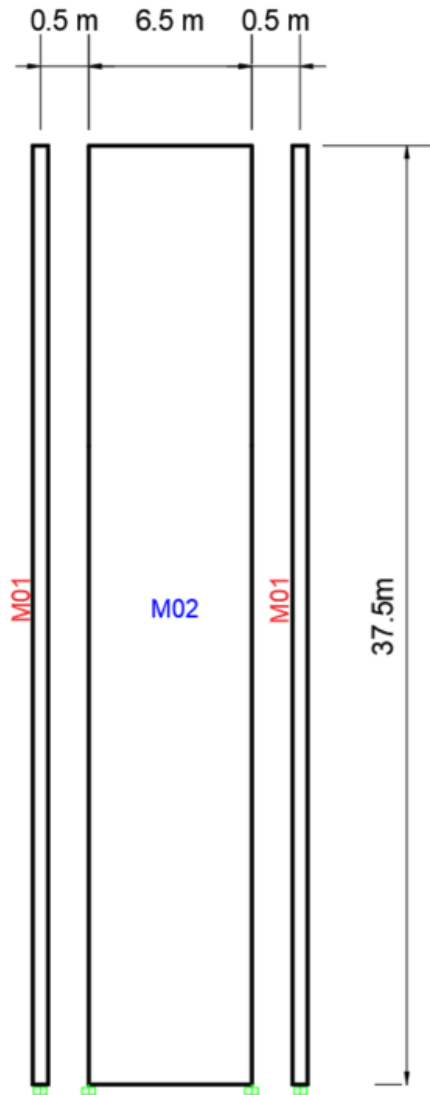


Figura 3-7: Elevación Eje 3' Edificio 12 Pisos.

Tabla 3-2: Secciones Edificio 12 Pisos.

Secciones Edificio 8 Pisos	
V01	IE 500x200x12x8
V02	W12x16
V03	V60x40 cm / PL 3/8 in
M01	400x50 cm / PL 3/8 in
M02	650x50 cm / PL 3/8 in
C01	CFT 400x16
C02	CFT 400x12

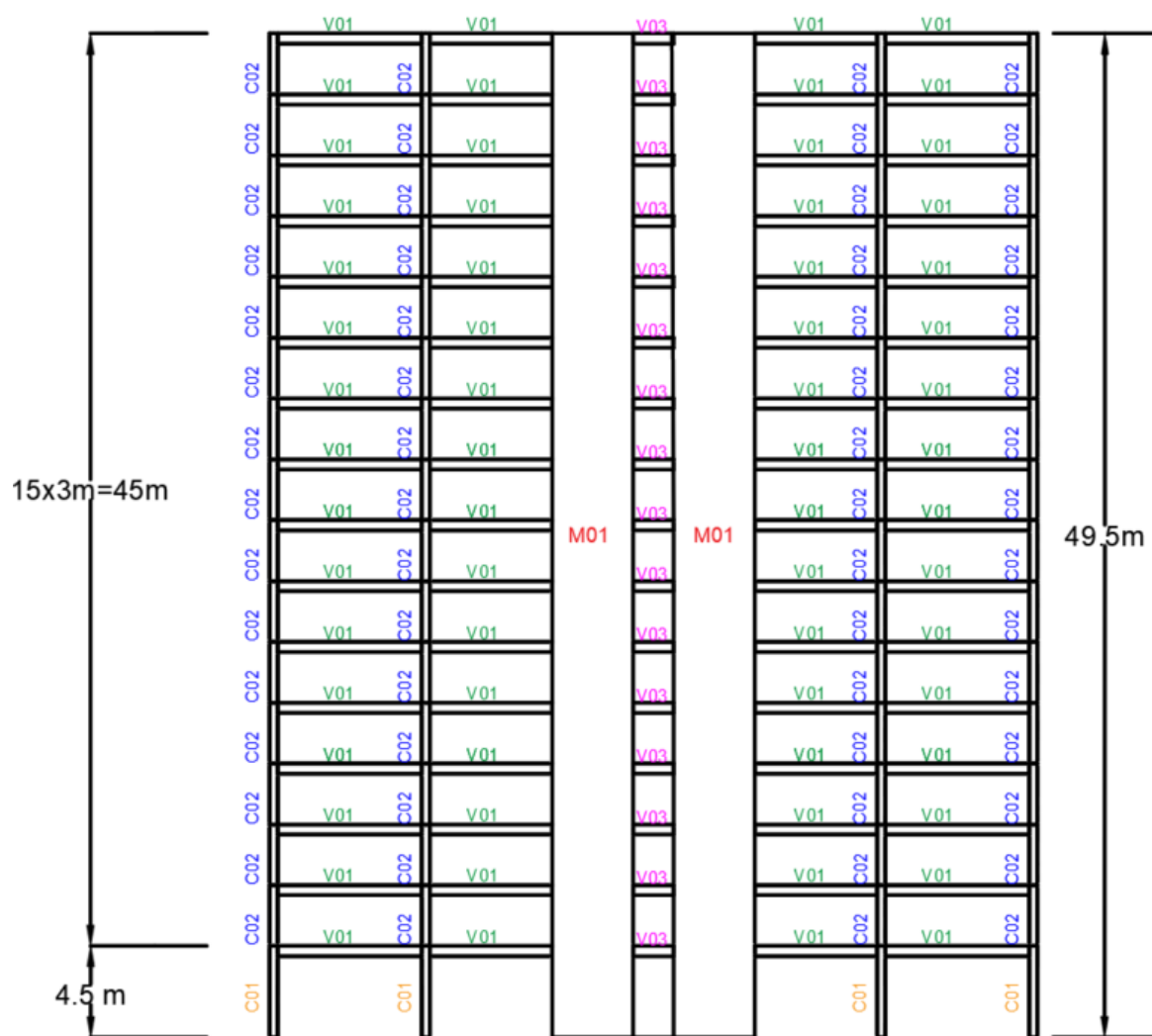


Figura 3-8: Elevación eje B edificio 16 pisos.

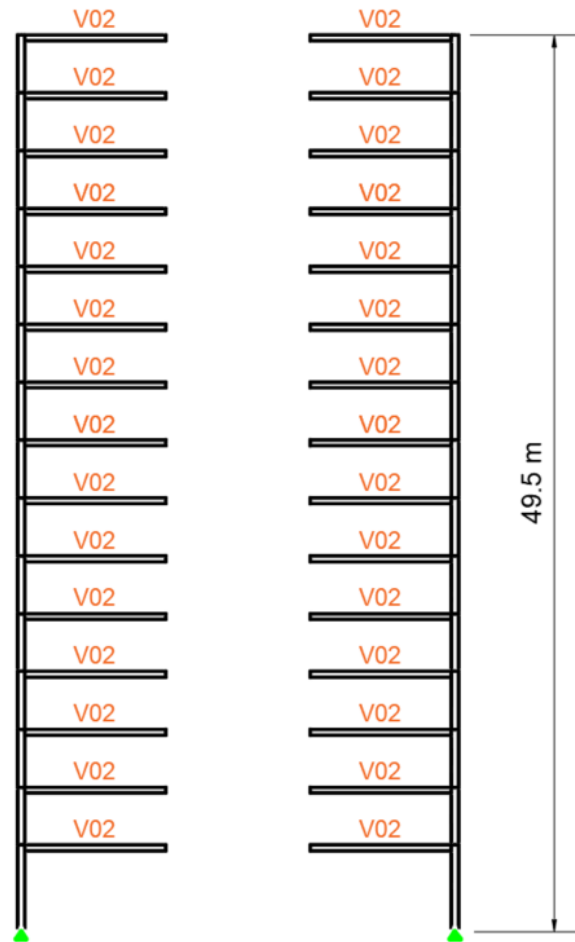


Figura 3-9: Elevación eje 3 Edificio 16 Pisos.

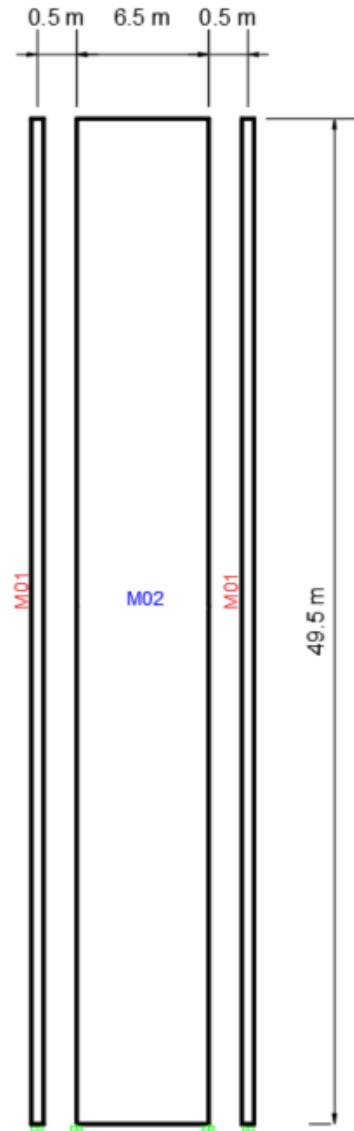


Figura 3-10: Elevación Eje 3' Edificio 16 Pisos

Tabla 3-3: Secciones Edificio 16 Pisos.

Secciones Edificio 8 Pisos	
V01	IE 500x200x12x8
V02	W12x16
V03	V60x40 cm / PL 3/8 in
M01	400x50 cm / PL 3/8 in
M02	650x50 cm / PL 3/8 in
C01	CFT 400x16
C02	CFT 400x12

3.2 Materiales y Perfiles

Para los muros compuestos se escogió una calidad de acero A572Gr50, con una tensión de fluencia de 3515 kgf/cm^2 , esto debido a que los espesores serán menores a los necesarios al utilizar acero de calidad A36.

Para el diseño de las columnas rellenas de hormigón, es conveniente la utilización de perfiles tubulares HSS conformados en frío (Hollow Structural Sections), para lo cual se utilizan perfiles comerciales disponibles en catálogos. La calidad del acero para tubos HSS es A500GrB, con una tensión de fluencia de 3234 kgf/cm^2 . Estas columnas varían su sección dependiendo de la altura del arquetipo diseñado.

La solución implementada para las vigas de piso, primarias y secundarias se encuentra resumida en la Tabla 3-4. Se destaca que todos los modelos desarrollados, presentan una igual configuración de vigas de piso.

Tabla 3-4: Propiedades Vigas de piso

Tipo de viga	Material	Perfil
Secundaria	A992Gr50.	W12x16
Primaria	A36	IE 500x200x12x8

El módulo de elasticidad del acero considerado para los análisis corresponde a $E_s = 2040000 \text{ kgf/cm}^2$. El hormigón de relleno considerado para las columnas y losas colaborantes corresponde a un G25 y muros compuestos corresponde a G30 con módulos de elasticidad de $E_c = 235000 \text{ kgf/cm}^2$ y 261500 kgf/cm^2 respectivamente.

La losa colaborante considerada corresponde a un panel de acero A653Gr37, con una altura de hormigón sobre el trapecio de 6 cm.

3.3 Solicitaciones

3.3.1 Cargas Permanentes

Las cargas de peso se obtienen desde un análisis gravitacional realizado en el software ETABS, modelando los elementos estructurales de los arquetipos bajo estudio.

Tabla 3-5: Densidades Consideradas de los Materiales

Material	Densidad [Kgf/m ³]
Hormigón	2500
Acero	7850

Además, se considera el peso propio de la losa colaborante elegida extraído directamente desde catálogos, para la cual se considera un valor de 236 kgf/m^2 .

Basado en las recomendaciones de la norma NCh.1537Of.2009 [31] se consideran 150 kgf/m^2 de peso propio correspondiente a elementos no estructurales tales como sobrelosa, tabiquería y cielo.

3.3.2 Sobrecarga de Uso

Basado en las recomendaciones de la norma NCh.1537Of.2009 [31] se considera una carga de 250 kgf/m^2 , correspondiente a un edificio de oficinas.

3.3.3 Cargas Sísmicas

La carga sísmica de los arquetipos se obtiene a través del método modal espectral establecido en la norma NCh433 [3] en conjunto con el Decreto Supremo N°61 [4].

Para efectos de análisis se considera la estructura emplazada en zona sísmica 3 y suelo tipo C. Asumiendo un edificio de oficinas, su clasificación de importancia es tipo II, los parámetros necesarios para el análisis son presentados en la Tabla 3-6.

Tabla 3-6: Parámetros sísmicos

Parámetros	Valor
Coeficiente de importancia, I	1
Aceleración efectiva máxima, A_o	$0.4g$
Parámetro dependiente del tipo de suelo, T_o	0.4
Parámetro que dependiente del tipo de suelo, p	1.6
Parámetro que dependiente del tipo de suelo, S	1.05
Factor de modificación de la respuesta estructural (análisis estático), R	7
Factor de modificación de la respuesta estructural (análisis modal espectral), R_o	11

Debido a la falta de factores de modificación de respuesta en la norma chilena, se asume para el desarrollo del análisis el mismo factor de respuesta utilizado para muros de hormigón armado. Esta elección se debe a que las conclusiones provenientes del programa “Seismic and Wind Behavior and Design of Coupled CF-CPSW Core Walls for Steel Buildings” [16], el cual propone un factor de reducción de la respuesta igual a 8, por lo que de forma conservadora se ha asignado para el análisis los factores de modificación correspondiente a muros de hormigón armado.

Se define el espectro de diseño mediante las siguientes ecuaciones:

$$S_a = \frac{SA_o\alpha}{(R^*/I)} \quad (3-1)$$

$$\alpha = \frac{1 + 4.5 \left(\frac{T_n}{T_o}\right)^p}{1 + \left(\frac{T_n}{T_o}\right)^3} \quad (3-2)$$

$$R^* = 1 + \frac{T^*}{0.1T_0 + \frac{T^*}{R_0}} \quad (3-3)$$

Donde:

T^* = Período de mayor masa traslacional en la dirección de análisis.

T_n = Período de vibración de modo n.

A continuación, se muestra el espectro de respuesta para todas las estructuras, sin la aplicación del factor de reducción de respuesta R^* .

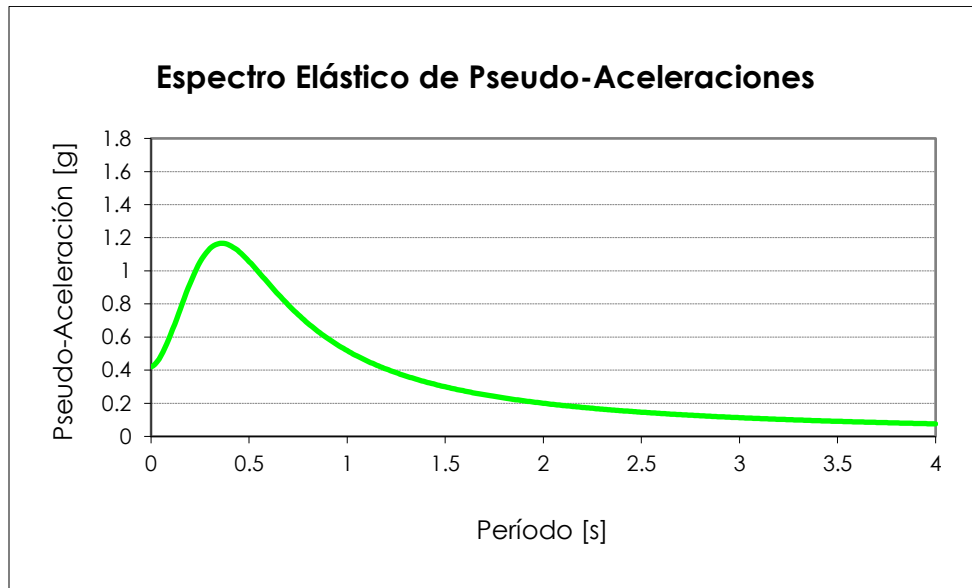


Figura 3-11: Espectro elástico sin consideración de R^* .

Si la componente del esfuerzo de corte basal en la dirección de la acción sísmica resulta menor que:

$$Q = \frac{ISA_0}{6g} \quad (3-4)$$

Los desplazamientos y rotaciones de los diafragmas horizontales y las solicitaciones de los elementos estructurales se deben multiplicar por un factor de manera que dicho esfuerzo de corte alcance el valor señalado, como mínimo.

La componente del esfuerzo de corte basal en la dirección de la acción sísmica no necesita ser mayor que:

$$Q = IC_{max}P \quad (3-5)$$

$$C_{max} = \frac{0.35SA_0}{g} \quad (3-6)$$

En caso de que dicha componente sea mayor a la cantidad anterior, las solicitaciones de los elementos estructurales se pueden multiplicar por un factor de modo que dicho esfuerzo de corte no sobrepase el valor indicado. Se excluye de esta disposición el cálculo de los desplazamientos y rotaciones de los diafragmas horizontales de piso.

A través del software Etabs18, se modelaron los diferentes elementos estructurales del edificio para realización de un análisis modal espectral. Debido a las limitaciones del programa, una modelación de los muros compuestos no se hace posible, por lo que se utilizó elementos tipo Shell a los cuales se les asignó como módulo de elasticidad el correspondiente al hormigón. Para lograr una equivalencia con los muros utilizados en este estudio se utilizó el modificador de propiedades para ajustar su rigidez a los valores obtenidos luego calcular la rigidez para elementos compuestos indicada por la norma AISC360-16 ecuación I2-12.

$$EI_{eff} = E_s I_s + E_s I_{sr} + C_3 E_c I_c \quad (3-7)$$

$$C_3 = 0.45 + 3 \left(\frac{A_s + A_{sr}}{A_g} \right) \quad (3-8)$$

Donde:

EI_{eff} = Rigidez para elementos compuestos.

E_s =Módulo de elasticidad del acero.

I_s = Inercia placas de acero.

E_c = Módulo de elasticidad del hormigón.

I_{sr} = Inercia de acero embebido en hormigón. (No presente en este caso)

A_s = Área de acero.

A_{sr} =Área de acero embebido en hormigón. (No presente en este caso)

A_g = Área bruta del miembro compuesto.

En las tablas 3-7 y 3-8 se presentan los valores utilizados en la modelación para la obtención del modificador de propiedades para los muros situados en direcciones X e Y. Se destaca que la sección considerada para el muro en cuestión no varía los espesores de acero y hormigón en su altura.

Tabla 3-7: Valores de inercia y modificador de rigidez dirección X.

Arquetipo	Inercia Muro modelado (cm⁴)	Inercia Efectiva (cm⁴)	Modificador de rigidez (f11)
8 pisos	3.46*10 ⁶	4.28*10 ⁶	1.23
12 pisos	6.77*10 ⁶	9.43*10 ⁶	1.39
16 pisos	1.17*10 ⁷	1.89*10 ⁷	1.62

Tabla 3-8: Valores de inercia y modificador de rigidez dirección Y.

Arquetipo	Inercia Muro modelado (cm⁴)	Inercia Efectiva (cm⁴)	Modificador de rigidez (f11)
8 pisos	2.13*10 ⁶	2.67*10 ⁶	1.25
12 pisos	4.16*10 ⁶	5.89*10 ⁶	1.41
16 pisos	7.2*10 ⁶	1.19*10 ⁷	1.65

A continuación, las figuras 3-12 a 3-114 presentan los modelos utilizados en Etabs, y en las figuras 3-15 a 3-16 se presentan los resultados para el análisis modal espectral de cada uno de los arquetipos diseñados.

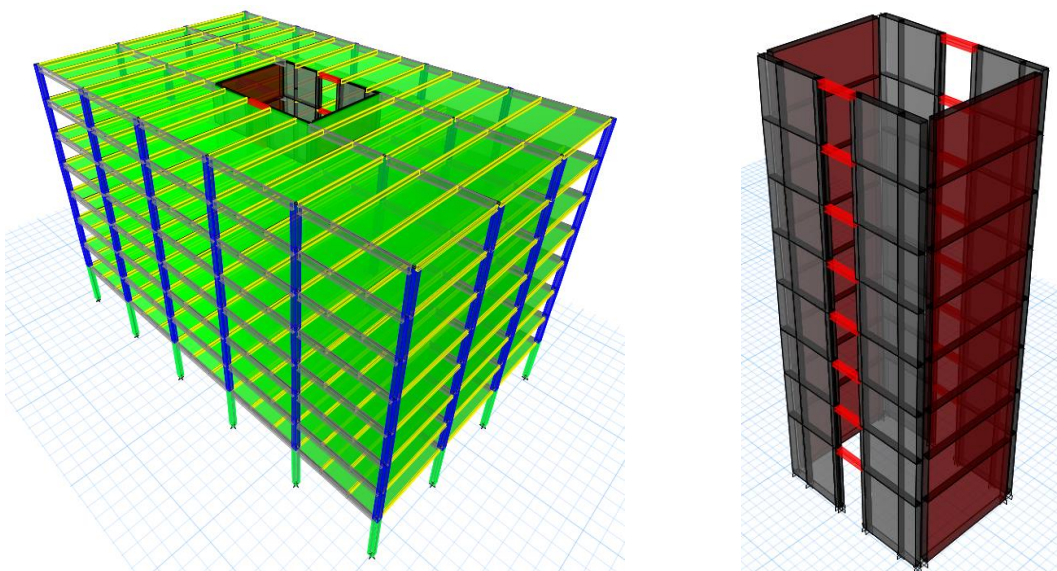


Figura 3-12: Modelo de 8 Pisos Etabs.

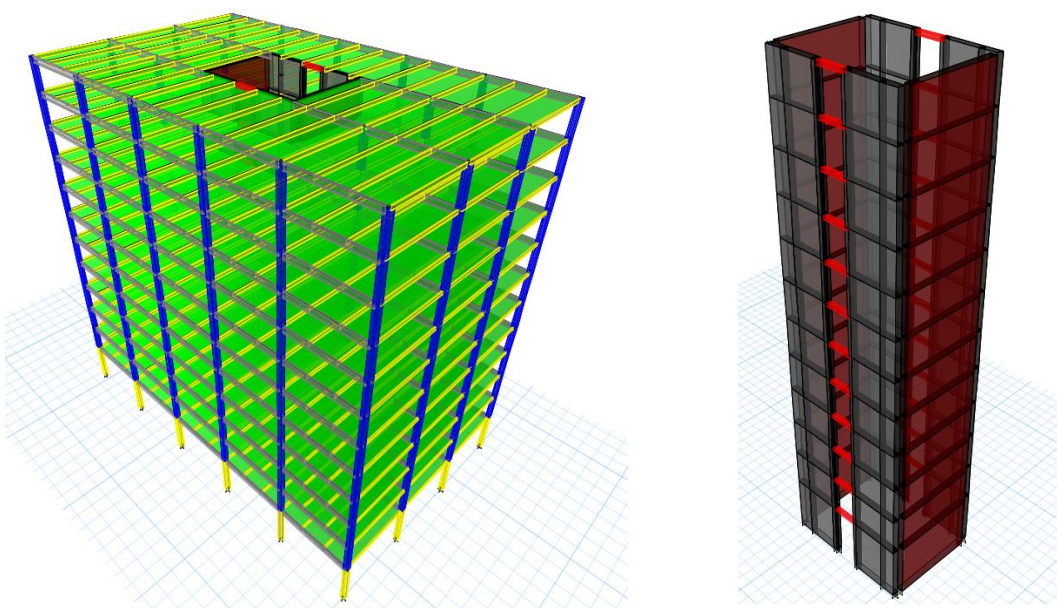


Figura 3-13: Modelo Etabs 12 Pisos.

3.3.4 Combinaciones de Carga

El diseño se realiza de acuerdo con el método LRFD con las siguientes combinaciones de carga obtenidas de la NCh.3171Of.2010 [32]:

1) $1.4D$

2) $1.2D + 1.6L + 0.5(L_r \text{ o } S \text{ o } R)$

3a) $1.2D + 1.6(L_r \text{ o } S \text{ o } R) + L$

4) $1.2D + 1.6W + L + 0.5(L_r \text{ o } S \text{ o } R)$

7) $0.9D + 1.4E$

Dónde:

D = Carga permanente

E = Carga sísmica según NCh433

L = Carga de uso según NCh1537

L_r = Carga de uso de techo según NCh1537

3.4 Procedimiento de Diseño Sistema Acoplado

A continuación, se presenta un proceso estandarizado para el diseño de un edificio estructurado mediante un sistema resistente a cargas laterales de muros compuestos acoplados. El procedimiento detallado se basa en las recomendaciones para el dimensionamiento de sistemas de muros acoplados establecido por Tawil et al. [13].

Paso 1: Obtención de Momento Volcante Solicitante

Para la obtención del momento volcante, se deben seguir las recomendaciones establecidas en los códigos de diseño establecidos para el país. En este caso, debido a las limitaciones de la norma Nch433 en cuanto a la utilización de un método estático equivalente para estructuras de más de 5 pisos, se realiza un análisis modal espectral considerando las rigideces

equivalentes para los elementos estructurales utilizados. El momento volcante se obtendrá al multiplicar el corte por piso de la estructura por la distancia respectiva del piso al suelo.

$$OTM = \sum V_i h_i \quad (3-9)$$

Donde:

OTM : Momento Volcante en la base.

V_i : Corte basal del nivel i en la dirección de análisis.

h_i : Cota del nivel i .

Paso 2: Calcular la suma de las fuerzas en las vigas de acople.

Para la obtención de las fuerzas en las vigas de acople se debe seleccionar una razón de acoplamiento, se destaca que este no es un parámetro de diseño real y se utiliza para comenzar el análisis y predimensionar el sistema resistente.

$$\sum_{i=1}^N V_{viga,i} = \frac{(CR)OTM}{L} \quad (3-10)$$

Donde:

CR : Razón de acoplamiento. Valor fijado en 60% para el inicio del análisis.

L : Distancia entre los centroides de los muros.

Paso 3: Distribución de fuerzas de corte en las vigas de acople.

El corte total determinado en el paso anterior es distribuido en las vigas de acople para así obtener el corte de diseño para cada una de las vigas. Para un dimensionamiento inicial, y considerando que las vigas de acople no varían su diseño en la altura, el corte se asume distribuido de manera uniforme en la altura:

$$V_{viga} = \frac{\sum_{i=1}^N V_{viga,i}}{N} \quad (3-11)$$

Como se mencionó anteriormente, se asume esta distribución del corte en la altura para un dimensionamiento inicial de las vigas de acople. La distribución del corte total de las vigas de acople varía en la altura del sistema acoplado como se muestra en la Figura 3-18:

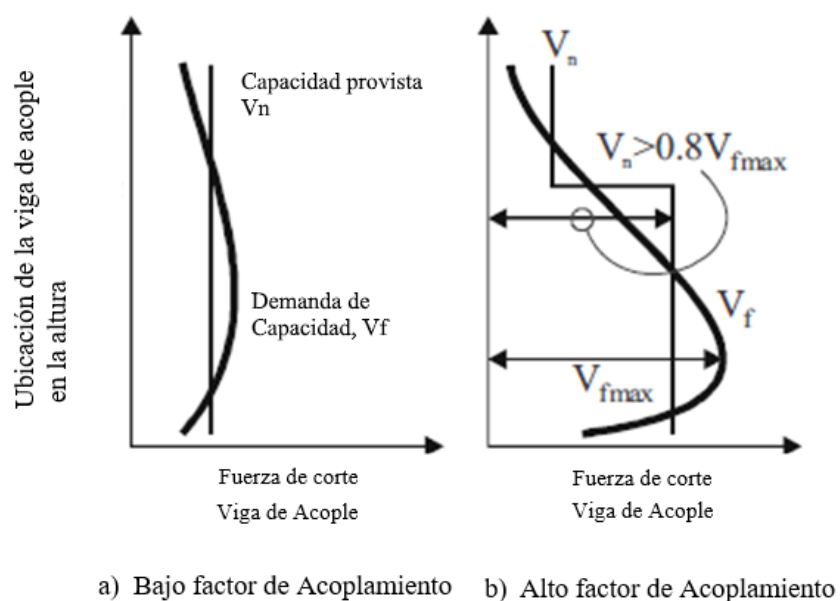


Figura 3-18: Distribución de corte para vigas de acople en altura [13].

La demanda de corte real de las vigas de acople, para diferentes niveles de carga lateral, se debe determinar a través de análisis estructurales como el propuesto en el paso 4 de diseño.

Paso 4: Selección de dimensiones iniciales y revisión de diseño

Se seleccionan las dimensiones iniciales para el sistema en estudio y se realiza una revisión sobre los parámetros mínimos de diseño establecidos en el Capítulo 2 tanto para muros como para vigas de acople.

Luego de revisado el cumplimiento de todos los parámetros mínimos para el sistema se debe realizar un análisis estructural para la demanda correspondiente al análisis modal espectral establecido por la Nch433 [3]. Este análisis se realiza considerando las rigideces efectivas de los elementos, establecidas en la AISC360-16 [17].

Desde el análisis se obtendrá la demanda real de momento y corte sobre las vigas de acople para la demanda sísmica establecida y los desplazamientos de entrepiso de la estructura, los cuales se deben encontrar por debajo de lo señalado en la norma NCh433.

Como se mencionó en la Sección 2.2.1, se busca que el mecanismo de falla de la estructura siga el comportamiento de la curva mostrada en la Figura 2-12. Para esto, las vigas de acople se diseñan para que alcancen su capacidad en flexión para las demandas de momento volcante correspondiente al espectro de diseño, sin embargo, debido a que no todas las vigas alcanzan su capacidad en flexión en el mismo instante se introduce el siguiente factor:

$$\gamma_1 = \frac{\sum 1.2M_{p.viga}}{\sum M_{uviga}} \quad (3-12)$$

Este factor, cuantifica cuanto deber ser amplificado el momento volcante sobre la estructura para obtener una plastificación completa de las vigas de acople en toda la altura del sistema resistente, como se muestra en la Figura 3-19.

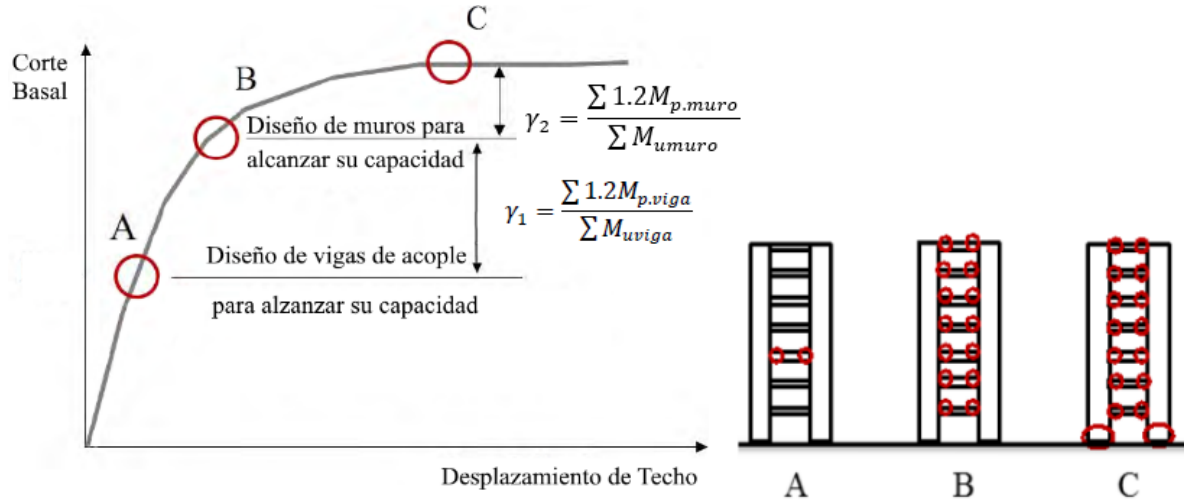


Figura 3-19: Factores de Amplificación de momento volcante

Al obtener una plastificación completa de las vigas, se obtiene el valor real de razón de acoplamiento para el sistema resistente, correspondiente a:

$$CR_{real} = \frac{\sum 1.2V_{1.2M_{p.viga}}L}{OTM\gamma_1} \quad (3-13)$$

Luego de cuantificar el porcentaje de momento que será resistido por las vigas de acople al lograr su completa plastificación, se determina el momento que debe resistir cada uno de los muros para el punto B de la curva. Para esto se distribuye el momento entre los muros proporcionalmente de acuerdo con su rigidez en flexión. Para el muro en compresión se utilizará la rigidez equivalente de la Ecuación I2-12 de la AISC360-16 [17] y para el muro en tracción solo se considera la rigidez que aportan las placas de acero, debido a la nula capacidad de resistencia en tracción para el hormigón.

$$M_{uT} = \left(\frac{EI_T}{EI_T + EI_C} \right) \gamma_1 OTM (1 - CR_{real}) \quad (3-14)$$

$$M_{uC} = \left(\frac{EI_C}{EI_T + EI_C} \right) \gamma_1 OTM (1 - CR_{real}) \quad (3-15)$$

Donde:

EI_T : Inercia efectiva de muro en tracción.

EI_C : Inercia efectiva de muro en compresión.

Una vez determinado la demanda de momento sobre los muros, se cuantifica a través del factor γ_2 , cuanto debe ser amplificado el momento volcante para lograr una completa plastificación en la base de estos, correspondientes al punto considerado como colapso del sistema.

$$\gamma_2 = \frac{\sum 1.2M_{p.muro}}{\sum M_{umuro}} \quad (3-16)$$

Donde:

$\sum 1.2M_{p.muro}$: Suma de los momentos plásticos esperado para los muros.

$\sum M_{umuro}$: Suma de demanda de momento en los muros.

Paso 5: Rediseñar

Luego de la aplicación de cada uno de los pasos anteriores, se debe iterar hasta lograr los espesores de placas, muros y dimensiones de vigas deseados para el sistema resistente.

3.5 Resumen Arquetipos diseñados

Se presenta a continuación información correspondiente a los arquetipos diseñados con los pasos expuestos en la Sección 3.4. Para cada arquetipo diseñado se presenta, longitud de muros acoplados, longitud de vigas de acople, razón de acoplamiento y espesor de placas. Detalles de los cálculos utilizados en el diseño de uno de los arquetipos se incluyen en el anexo B.

Tabla 3-9: Resumen de diseño arquetipos.

Parámetro/Arquetipo	8 pisos	12 pisos	16 pisos
Espesor Muro [cm]	40	50	60
Longitud Total de Muros dirección Y [m]	16	16	16
Longitud Total de Muros dirección X [m]	13	13	13
Espesor Placas Muro [in] (mm)	1/4 (6.35)	3/8 (9.52)	9/16 (14.28)
Sección vigas de acople [cm]	50x40	60x40	60x40
Espesor Placas viga [in] (mm)	3/8 (9.52)	3/8 (9.52)	9/16 (14.28)
Razón de Acoplamiento %	61	70	66
Razón de uso de Muro %	80	71	77
Densidad de Muro dirección Y %	0.95	1.18	1.4
Densidad de Muro dirección X %	0.77	0.96	1.15

3.5.1 Deformaciones de entrepiso

La norma Nch433 [3] establece como deformaciones límites de entrepiso un valor de 2‰ para ambas direcciones de análisis. En los gráficos mostrados a continuación se muestran las derivas de entrepiso resultantes del análisis elástico, utilizando el espectro de diseño de la norma, reducido por R^* . Se destaca que las derivas en la dirección principal de análisis, correspondiente a la dirección Y, los valores se encuentran por debajo de los límites máximos establecidos. Para la dirección X de análisis, debido a la baja densidad de muros utilizada, los valores de deriva para los modelos de 12 y 16 pisos se encontraban por encima de los límites establecidos por la normativa, sin embargo, luego de aumentar el espesor de los muros se logró cumplir con los límites máximos con valores cercanos a los máximos permitidos. Esta situación puede ser mejorada aumentando la densidad de muros en planta para esa dirección o agregando arriostramientos que permitan aumentar la rigidez de la estructura.

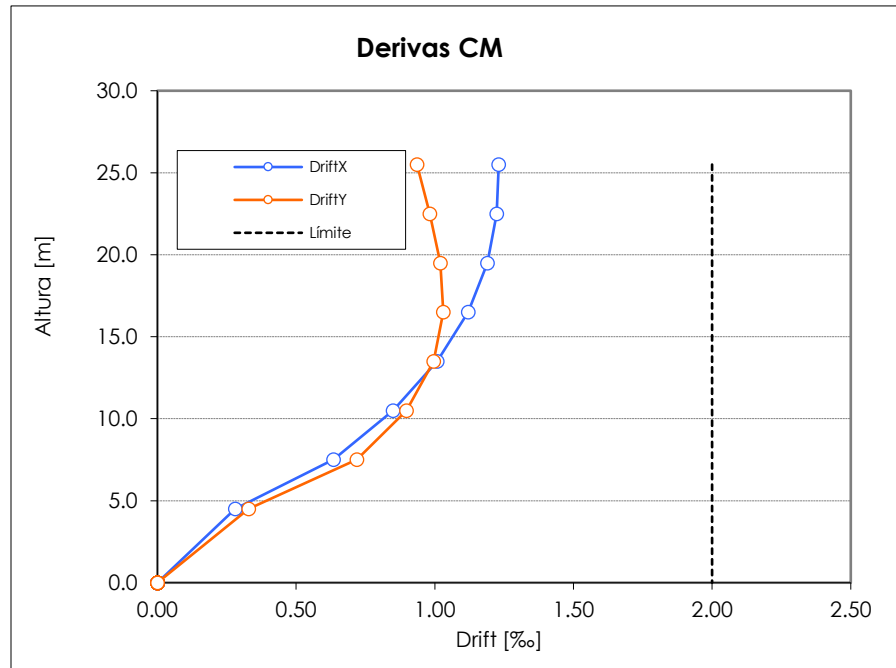


Figura 3-20: Deriva Centro de Masa Edificio 8 Pisos.

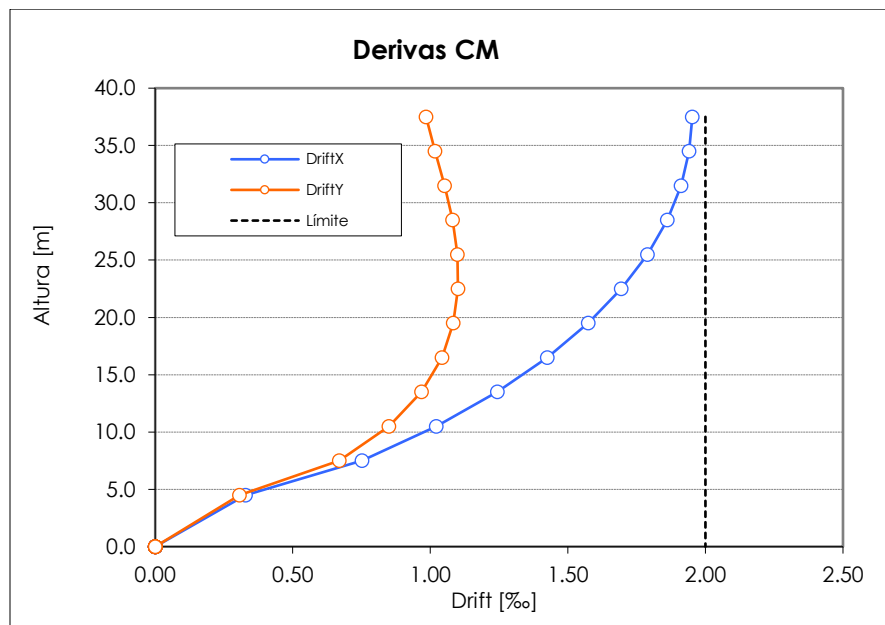


Figura 3-21: Deriva Centro de Masa Edificio 12 Pisos.

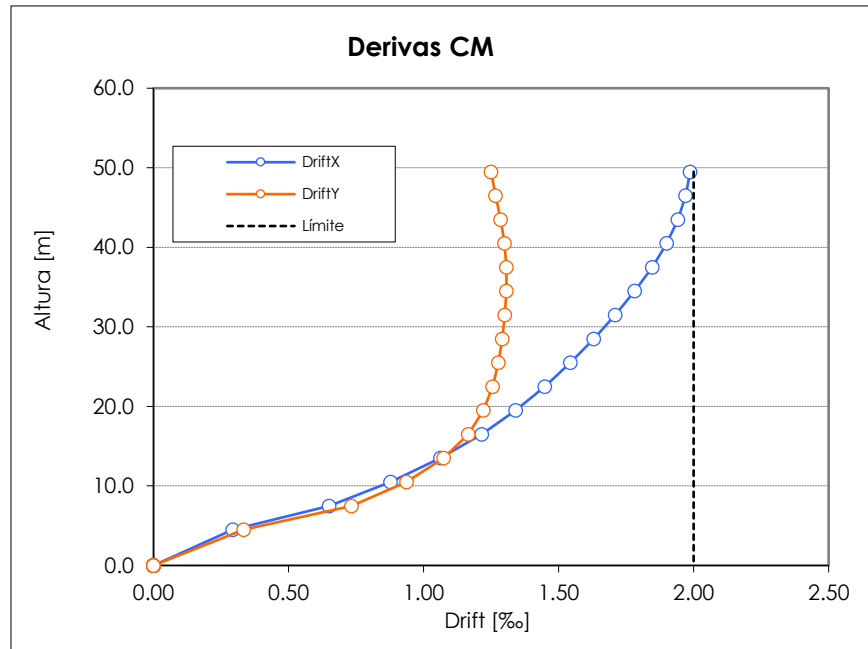


Figura 3-22: Deriva Centro de Masa Edificio 16 Pisos.

CAPÍTULO IV

4 ANÁLISIS NO LINEAL

El análisis estructural no lineal requerido para este trabajo fue ejecutado utilizando el software OpenSees (Open System for Earthquake Engineering Simulation) [33], el cual es un programa de código abierto que permite la creación de modelos de elementos finitos para la evaluación de la respuesta estructural de edificios y suelos ante solicitaciones sísmicas.

A continuación, se describen aspectos particulares referentes a la modelación, selección de materiales y validación del comportamiento a través de resultados experimentales para los modelos desarrollados.

4.1 Relaciones Constitutivas de Materiales

A continuación, se presenta una breve descripción de los materiales utilizados, extraídos directamente desde la librería de OpenSees.

4.1.1 Hormigón

Se escogió como relación constitutiva el Concrete02, basado en el trabajo de Hisham and Yassin [34], el cual utiliza el modelo Kent-Park modificado para el comportamiento del hormigón.

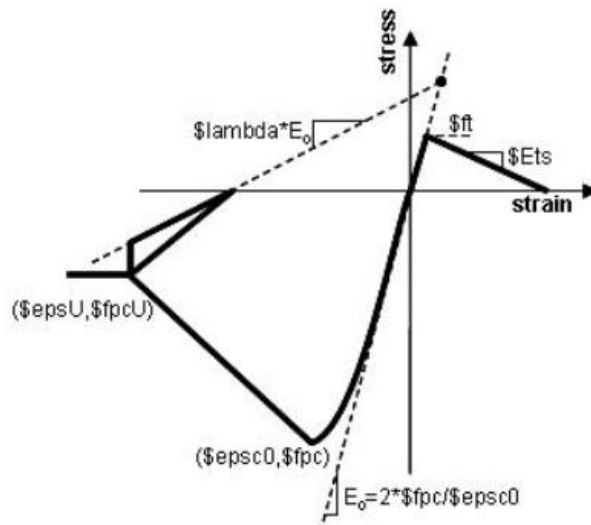


Figura 4-1: Concrete02 OpenSees [34].

Este modelo fue elegido debido a las capacidades de representar los siguientes fenómenos:

- Efectos del confinamiento.
- Degradación de la resistencia en las curvas de carga y descarga al aumentar las deformaciones de compresión en el hormigón.
- Rigidez en tensión.
- Respuesta histerética bajo cargas cíclicas
- Aplastamiento del hormigón

Este material requiere siete parámetros de entrada, los cuales corresponden a: esfuerzo a compresión del hormigón f_{pc} , deformación del hormigón para la máxima resistencia ε_0 , esfuerzo de aplastamiento del hormigón f_{pcU} , deformación del hormigón para el esfuerzo de aplastamiento ε_{psu} , razón entre pendiente de descarga y pendiente inicial λ , esfuerzo de tracción de hormigón f_t y pendiente de disminución de resistencia para tensión E_{ts} .

4.1.1.1 Hormigón Confinado

En base a estudios experimentales realizados por la Fundación Pankow dentro del programa “Seismic and Wind Behavior and Design of Coupled CF-CPSW Core Walls for Steel Buildings” [16], se ha determinado un comportamiento para el hormigón del tipo confinado en los extremos de los muros para una distancia igual a la mitad del espesor del muro hacia

el interior del mismo [35]. Para representar este comportamiento se utilizó las ecuaciones desarrolladas por Susantha et al. [36] para la determinación de los valores representativos de esfuerzo y deformación para el hormigón confinado dentro de una columna HSS.

El modelo en cuestión se ha desarrollado de forma analítica y verificado con resultados experimentales. En este estudio se relaciona la interacción entre el hormigón de relleno y las deformaciones de expansión lateral para el tubo de acero, luego de ser sometidos a altos niveles de carga axial de compresión.

$$f'_{cc} = f'_c + mf_{rp} \quad (4-1)$$

Donde

f'_{cc} : Esfuerzo de compresión hormigón confinado.

f'_c : Esfuerzo de compresión hormigón no confinado.

f_{rp} : Máxima presión radial sobre el concreto.

m : Coeficiente empírico, en un rango entre 4 y 6.

El parámetro f_{rp} depende de la geometría de la sección transversal a evaluar, la cual puede ser del tipo circular, cuadrada u octogonal como se muestra en la figura indicada a continuación.

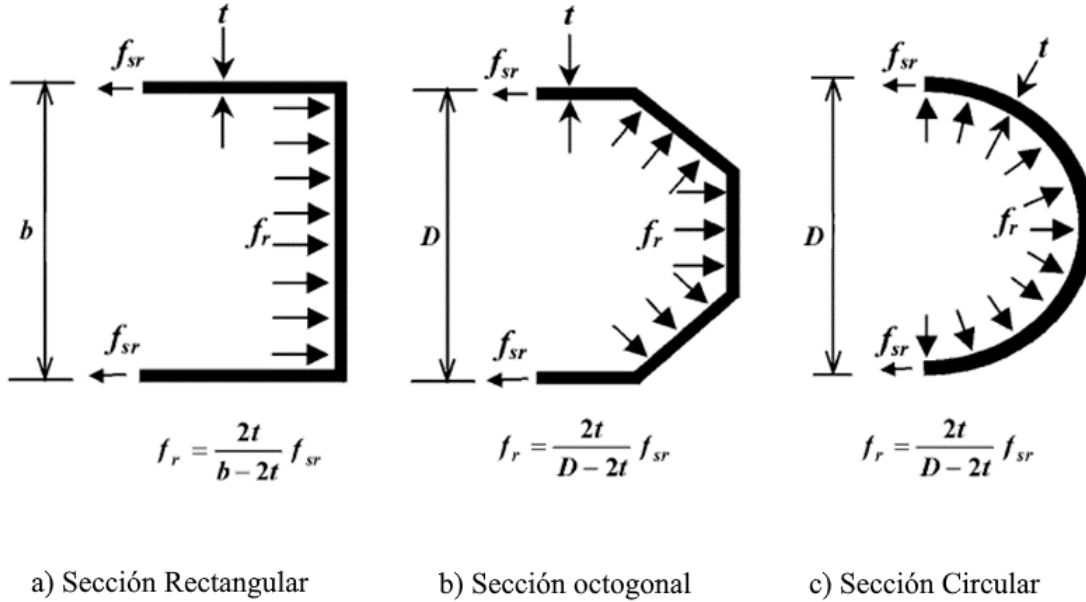


Figura 4-2: Presión lateral en diferentes secciones. [36]

Detalles del modelo de Susantha et al. [36] y su utilización se encuentran en el anexo A.

4.1.2 Acero

Para la relación constitutiva del acero se optó por utilizar desde la librería de OpenSees el material definido como Steel02 [37]. La relación consiste en una serie de reglas de fluencia y endurecimiento que actúan al aumentar la deformación del elemento. Si bien este modelo no es capaz de capturar la degradación de la resistencia ni el pandeo del acero, se han introducido límites de deformación en compresión para el acero consistentes con las deformaciones para la falla a pandeo obtenidas desde ensayos experimentales. Esto se logra utilizando un material denominado MinMax, el cual utiliza las relaciones constitutivas de un material previamente definido, para asumir que este ha fallado una vez que se alcanzan las deformaciones límites especificadas.

Desde datos experimentales obtenidos por Epakachi y Whittaker [38], han encontrado que la falla por pandeo para las placas de acero de un muro compuesto ante cargas cíclicas, comienzan en la base de los muros para deformaciones de aproximadamente 2% en el acero, para luego comenzar con una degradación de resistencia consistente con el mecanismo de falla mostrado en la Figura 2-3.

Los parámetros de entrada del modelo corresponden a: esfuerzo de fluencia f_y , modulo de elasticidad del acero E_0 , razón de endurecimiento por deformación, además de parámetros que deben ser determinados de forma experimental tales como a_1 , a_2 y R_0 . Se consideraron los parámetros por defecto de OpenSees $a_1 = 0$, $a_2 = 1$ y un valor para R_0 de 10.

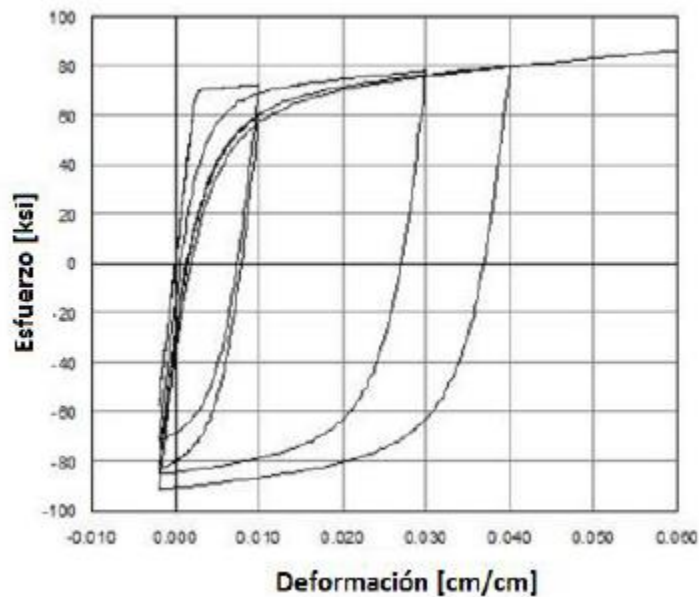


Figura 4-3: Respuesta cíclica de Steel02 [37].

4.1.3 Rótulas Plásticas en Vigas de Acople

La modelación de las rótulas plásticas en la conexión entre los muros compuestos y las vigas se lleva a cabo ubicando un resorte rotacional en los extremos de las vigas de acople, basado en los trabajos realizados por Broberg et al. [7], utilizando el modelo de Deterioro Modificado de Ibarra & Krawinkler [39, 40]. La modelación de las vigas de acople y resortes rotacionales se muestra en la Figura 4-4.

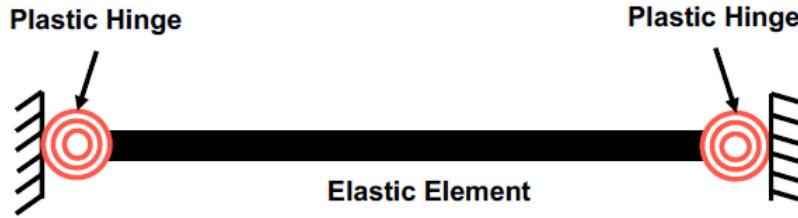


Figura 4-4: Modelación Propuesta por Broberg et al. [7]

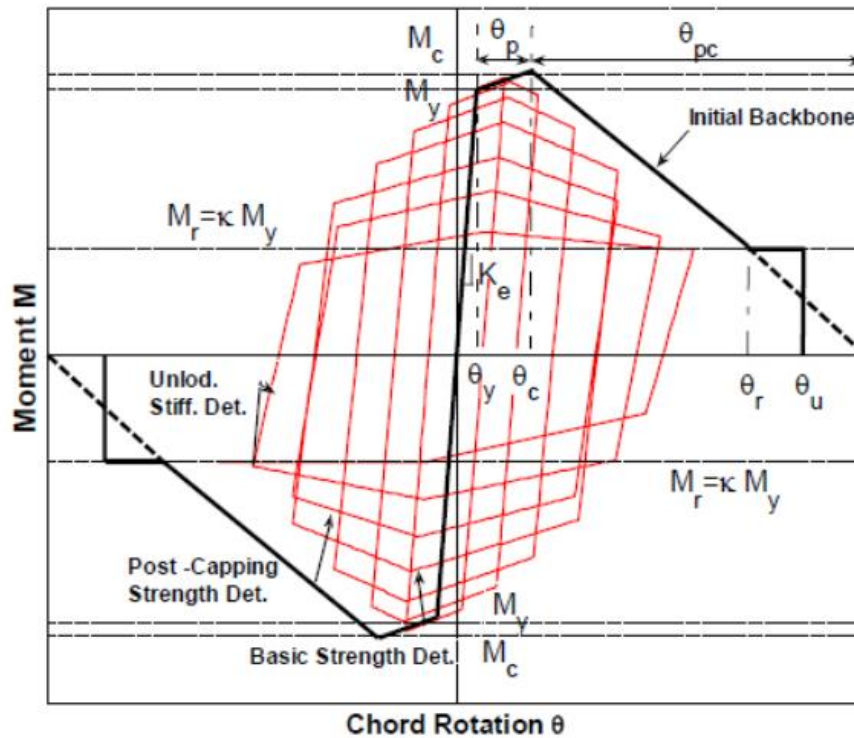


Figura 4-5: Modelo de deterioro IMK OpenSees [39,40].

Para modelo de modificado de Ibarra-Medina-Krawinkler (IMK) [42 , 43] se definen 4 zonas:

a) Tramo de Rigidez inicial

Corresponde al tramo elástico de la curva entre el punto $(0,0)$ y el punto de fluencia (θ_y, M_y) .

b) Tramo de Endurecimiento

Corresponde al tramo entre la fluencia (θ_y, M_y) y el punto de máximo esfuerzo de la curva (θ_c, M_c) y su rigidez se define a partir de los valores de esfuerzo y deformación designados para estos puntos:

$$K_s = \frac{M_c - M_y}{\theta_p} \quad (4-2)$$

$$\theta_p = \theta_c - \theta_y \quad (4-3)$$

c) Reducción de resistencia post máximo

Corresponde al tramo entre el punto de máximo esfuerzo (θ_y, M_y) y el de resistencia residual (θ_r, M_r) y su rigidez también queda definida por:

$$K_{pc} = \frac{-M_c}{\theta_{pc}} \quad (4-4)$$

d) Resistencia residual

Corresponde a la capacidad residual de sección, definida como una fracción de la capacidad inicial y es válida hasta que se alcanza la capacidad de rotación máxima θ_u de la rótula plástica:

$$M_r = \kappa M_y \quad (4-5)$$

Los parámetros necesarios para la relación constitutiva de los modelos se basan en las calibraciones realizadas por Broberg et al. [19] en base a modelos calibrados para representar el comportamiento experimental expuesto por Nie et al. [12]. La envolvente del comportamiento se muestra en la Figura 4-6, para la cual se fija una rotación plástica de un 2.5% y una rotación máxima para las vigas de acople de un 5%.

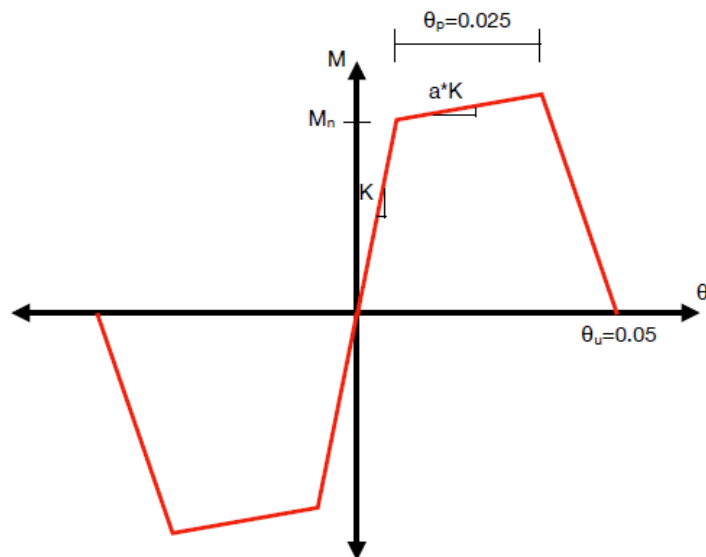


Figura 4-6: Modelo de deterioro propuesto por Broberg et al. [7]

Según lo expuesto en [7] y [19], el valor de M_n y k varían de acuerdo a las propiedades específicas de cada viga de acople, siendo los demás factores, expuestos en la Tabla 4-1 fijos.

Tabla 4-1: Parámetros IMK calibrados [19].

Parámetro	Valor	Parámetro	Valor	Parámetro	Valor
Rigidez K_0	Varía	λ_s	1	c_s	1
Coeficiente rigidez post fluencia, a_s	0.005	λ_c	1	c_c	1
Capacidad de momento, M_y	Varía	λ_A	0.5	c_A	0.5
θ_p	0.025	λ_K	0.5	c_K	0.5
θ_{pc}	0.04	Capacidad Residual	0.25	F_{pr}	1
θ_u	0.05	D	1	A_{pinch}	1

4.2 Modelo de Validación

A través de trabajos experimentales realizados por Shafaei et al. [41] se calibró el material utilizado en los modelos de análisis, debido a la similitud de las configuraciones de espesor muro, espesor de acero y espaciamiento de barras de amarre con los modelos de interés en estudio.

En la Tabla 4-2 se muestran las variables asociadas para el espécimen correspondiente a la altura (H), ancho (L), magnitud de la carga axial aplicada, la cual corresponde a un 10% de la resistencia del hormigón para el área comprendida de hormigón en la sección transversal, espesor del hormigón (t_{sc}), espaciamiento (s_{tie}) y diámetro de las barras de amarre (d_{tie}), razón de esbeltez y cuantía de refuerzo del alma. La relación de aspecto para los muros en estudio (H/L) corresponde a 3, con lo cual se busca un comportamiento de falla dominado por flexión.

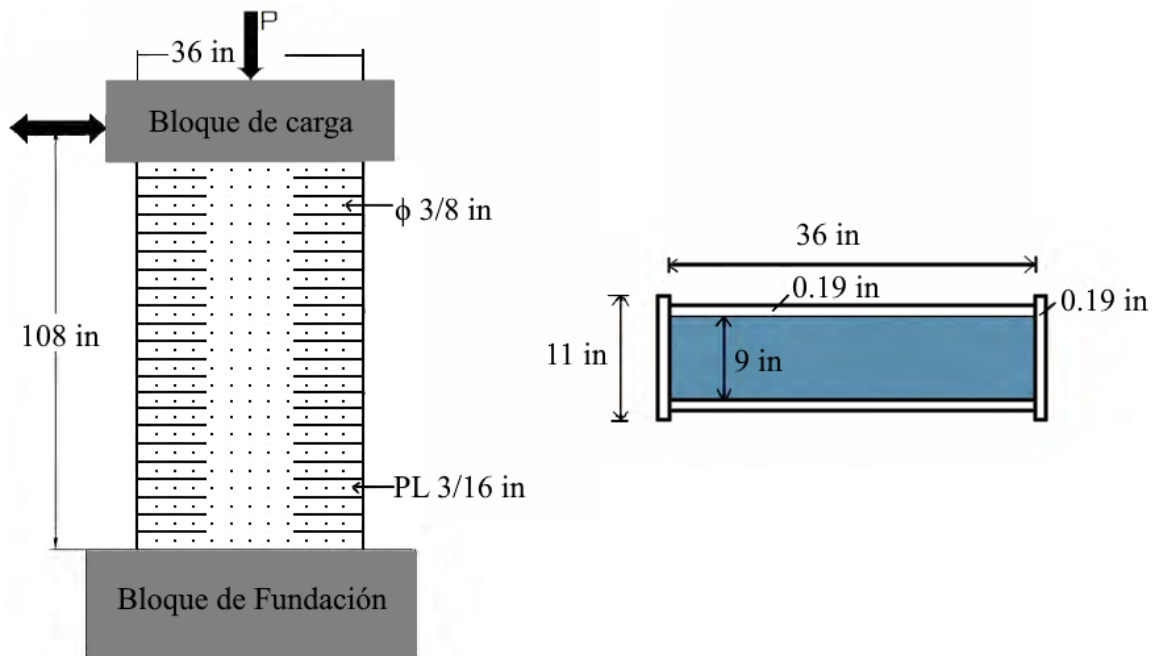


Figura 4-7: Detalles Ensayo [23].

4.2.1 Propiedades Experimentales

Se incluyen las propiedades geométricas y de los materiales utilizados el día del ensayo.

Tabla 4-2: Parámetros Experimentales modelo de validación.

Variable	Valor
Altura H (in)	108
Largo Muro L (in)	36
Espesor Muro t_{sc} (in)	9
Espaciamiento barras de amarre s_{tie} (in)	4.5
Diámetro barras de amarre d_{tie} (in)	0.375
Razón Espaciamiento espesor s_{tie}/t_p	24
Espesor placas en las alas del muro t_{pf} (in)	3/16
Dimensión alas Muro b_{flange} (in)	11

Las propiedades de los materiales el día del ensayo se muestran en la tabla 4-3:

Tabla 4-3: Materiales modelo de validación.

Resistencia cilíndrica de hormigón [MPa]	44.81
Tensión Fluencia del Acero [MPa]	421.88
Tensión de Rotura del Acero [MPa]	472.97

4.2.2 Protocolo de Carga

El protocolo de carga para el modelo corresponde a tres ciclos controlados por fuerza, hasta un 75 % de la carga correspondiente a la carga correspondiente al desplazamiento de fluencia Δ_y , para luego aplicar ciclos controlados por desplazamientos con amplitudes de Δ_y hasta $4\Delta_y$. En la Figura 4-8 se muestran los ciclos de carga considerados para el ensayo.

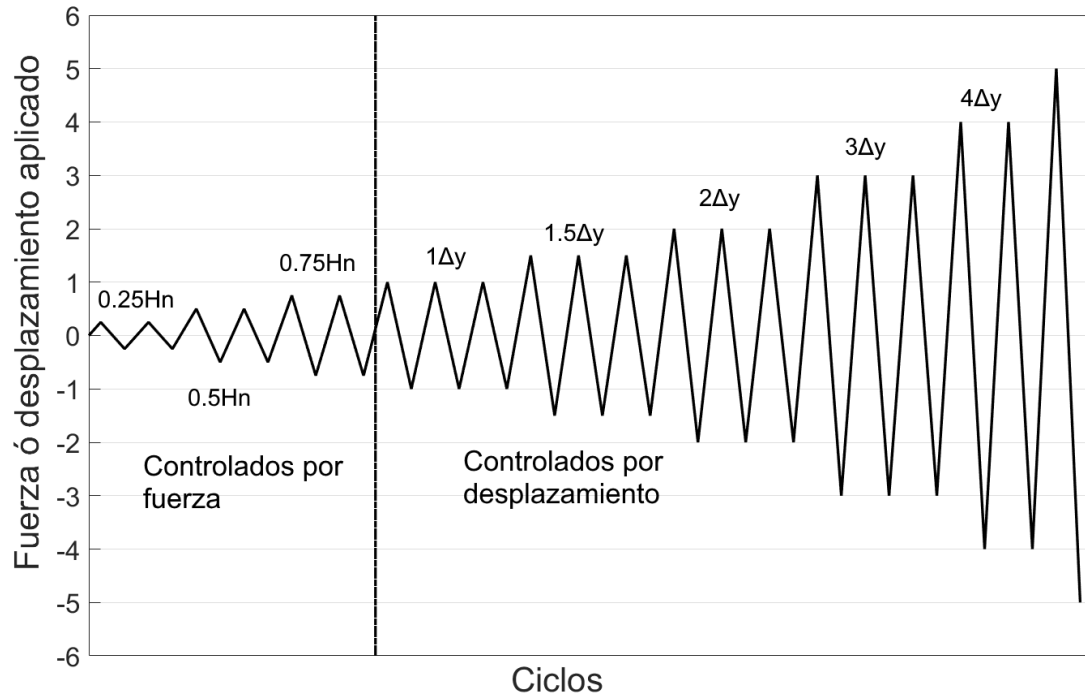


Figura 4-8: Ciclos de Carga [19]

4.2.3 Modelación y Parámetros

Se realizó una modelación a través de elementos no lineales del tipo *DispBeamColumn* con una sección transversal del tipo fibra, a las cuales se les asignaron las propiedades de los materiales obtenidas el día del ensayo informadas en Shafaei et al [23]. Los elementos no lineales fueron asignados solo en la ubicación donde se espera exista una incursión no lineal, correspondiente a la rótula plástica del sistema, mientras que se modeló solo con elementos elásticos aquellas zonas donde no se espera una incursión no lineal como se observa en la Figura 4-9. Se asignó a los elementos no lineales seis puntos de integración y el tamaño de las fibras para la sección transversal se fijó en 1 pulgada.

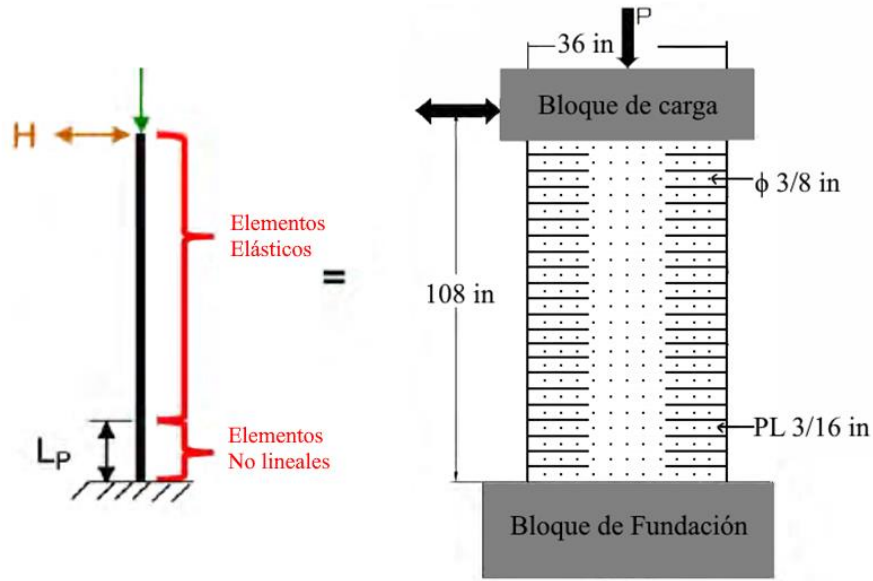


Figura 4-9: Tipos de elementos para modelación.

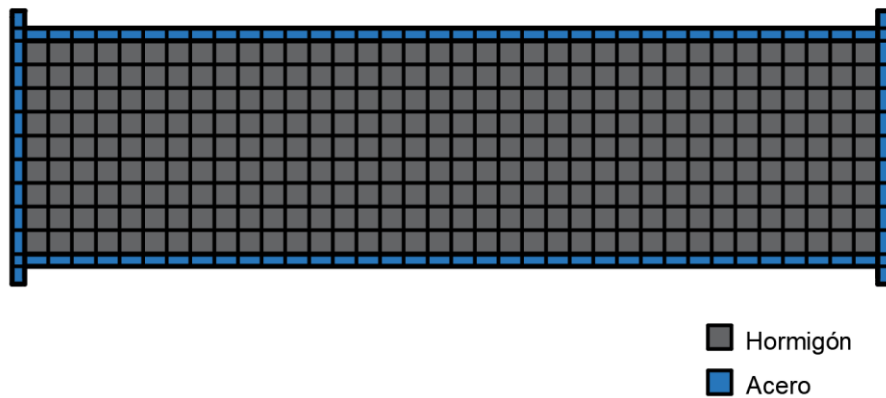


Figura 4-10: Sección tipo fibra utilizada.

Para verificar la creación de una sección transversal tipo fibra correcta en OpenSees, se analizó una sección tipo fibra perfectamente Elasto-Plástica con el fin de comparar los resultados del análisis plástico de la sección creada en OpenSees con resultados obtenidos luego de realizar un equilibrio plástico de la sección. Se fijó un tamaño aproximado de 1 [in] (2.54 [cm]) para cada fibra, contabilizando un total 96 fibras de acero y 324 fibras de Hormigón.

Para realizar la comparación se definió el acero como un material perfectamente Elasto-Plástico, con un esfuerzo de fluencia de 50 ksi (344.7 MPa). El hormigón se definió con una resistencia a la compresión de 6 ksi (41.3 MPa) para toda la sección sin resistencia a tracción.

Para el análisis realizado en OpenSees se aplicó una curvatura de 0.01 rad/in (4×10^{-3} rad/cm) en la base del muro, llevando la sección a una completa plastificación. Además de esto se midió la deformación en los extremos y a un $\frac{1}{4}$ del final de cada extremo de la sección, identificando la ubicación del centroide plástico como el cruce por cero de la gráfica de deformación. De acuerdo con los gráficos extraídos desde el análisis el momento plástico de la sección corresponde a $154.2 \text{ tonf} \cdot \text{m}$ ($13381 \text{ kip} \cdot \text{in}$), y la ubicación del centroide plástico se encuentra a 19.25 cm desde la fibra extrema en compresión.

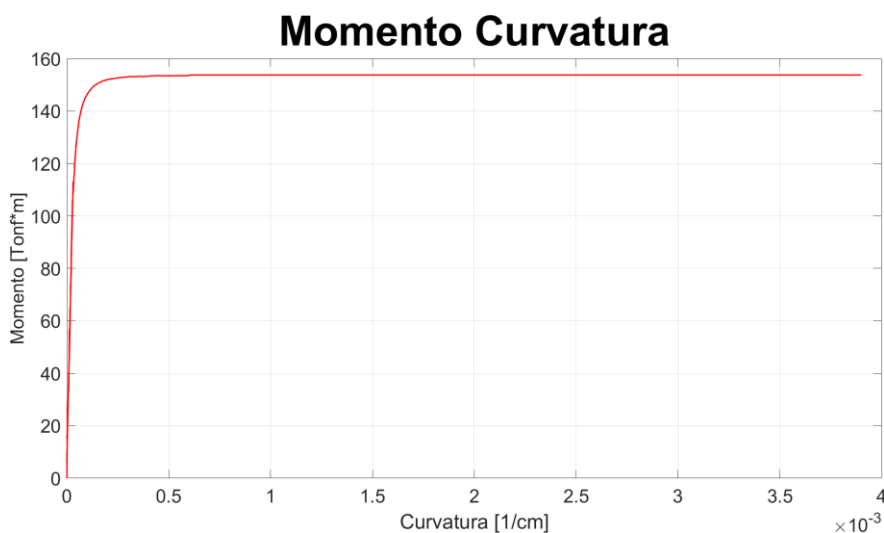


Figura 4-11 Momento curvatura sección Elasto-Plástica.

Se realiza una comparación de resultados a través de la solución de equilibrio de la distribución plástica de esfuerzos para la sección de la Figura 4-9. Se desprecia la reducción de esfuerzo del hormigón de 0.85 para fines comparativos con el modelo de OpenSees.

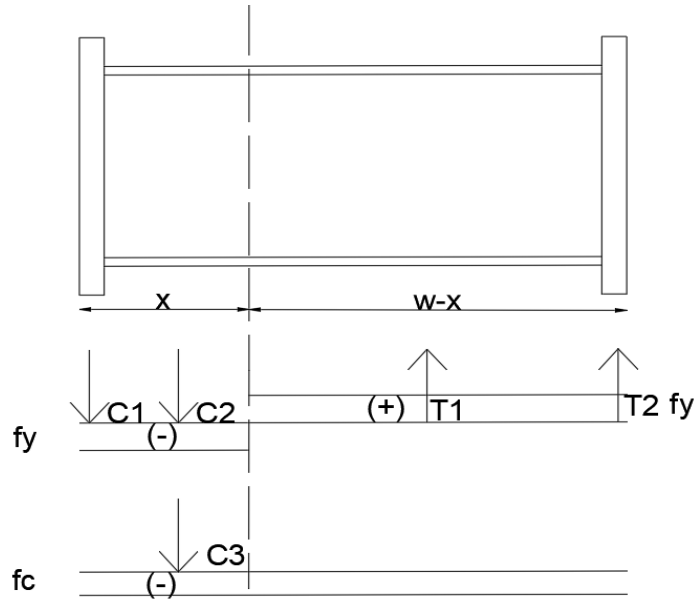


Figura 4-12: Equilibrio de fuerzas para la sección.

$$c_1 = b_1 t F_y \quad (3-6)$$

$$c_2 = 2t(x - t)F_y \quad (3-7)$$

$$c_3 = (b_2 - 2t)(x - t)f'_c \quad (3-8)$$

$$T_1 = 2t(w - t - x)F_y \quad (3-9)$$

$$T_2 = b_1 t F_y \quad (3-10)$$

Resolviendo la ecuación de equilibrio se obtiene la posición del centroide plástico mediante:

$$x = \frac{2t_w F_y + (-2t + b_2)t f'_c}{4t_s F_y + (b_2 - 2 * t)f'_c} \quad (3-11)$$

El momento plástico resultante se obtiene mediante:

$$M_p = c_1 \left(x - \frac{t}{2} \right) + (c_2 + c_3) \left(\frac{x - t}{2} \right) + T_1 \left(\frac{w - t - x}{2} \right) + T_2 \left(w - x - \frac{t}{2} \right) \quad (3-12)$$

El momento plástico calculado corresponde a $154 \text{ tonf} \cdot \text{m}$ y la ubicación del eje neutro se sitúa a 19.215 cm desde la cabeza en compresión del muro, lo que entrega errores del 0.09% y 0.1% respectivamente, lo que confirma la creación de una sección correcta para el análisis en OpenSees.

La altura en la que se encuentra la rótula plástica se estimó directamente como la distancia entre el momento plástico y el momento de fluencia para el muro, amplificado por 1.5 debido a la posibilidad de un desarrollo mayor de curvaturas en la sección.

Se utilizan los materiales descritos en la sección 4.1 de este trabajo con los valores adecuados a las propiedades de los materiales utilizados en el ensayo. Se trató de replicar el comportamiento histerético del ensayo experimental, variando los diferentes parámetros del modelo.

Como se mencionó en la sección 4.1, se asignaron propiedades de hormigón confinado a través las transformaciones de Susantha et al. [36] para el hormigón ubicado hasta una distancia correspondiente a la mitad del espesor del muro medida desde los extremos, como se muestra en la figura 4-13 (denominada sección 1). Se considera que el hormigón dentro de los muros compuestos se encuentra confinado hasta cierto punto por la acción de las placas sobre este, de forma similar al confinamiento proporcionado por las placas de acero para una columna HSS rellena de hormigón [7].

Para el hormigón ubicado entre ambos extremos considerados confinados del muro, se ha asignado el mismo comportamiento dúctil definido en el hormigón confinado, pero se han utilizado los valores de resistencia cilíndrica obtenidos en el día del ensayo para el hormigón no confinado, basado en los modelos de elementos finitos desarrollados por Shafaei et al. [41].

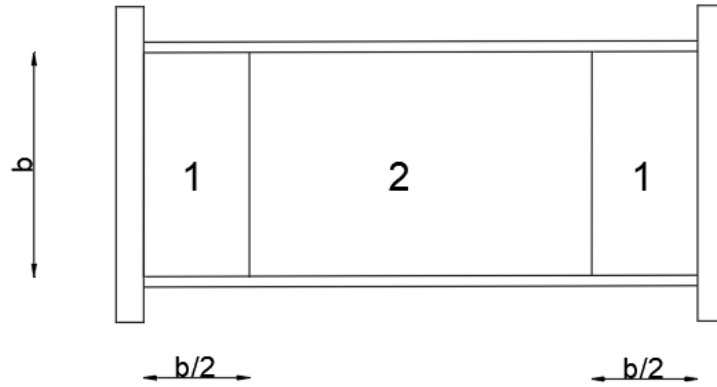


Figura 4-13: Región 1 hormigón confinado/Región 2 hormigón no confinado.

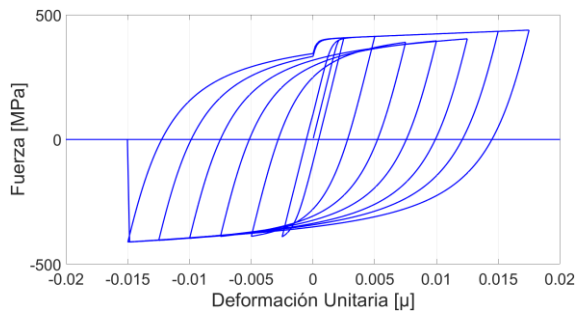
Los parámetros utilizados en la modelación se muestran en las Tablas 4-4 y 4-5 para los materiales Concrete02 y Steel02 respectivamente.

Tabla 4-4: Parámetros Hormigón Modelo Validación.

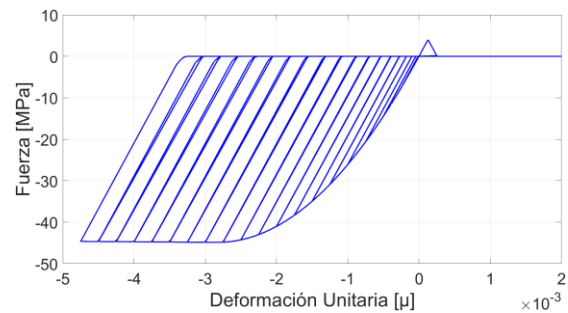
Variable	Valor
f_{pc} (Región 2/Región 1) MPa	-44.87 /-59.36
E_0 MPa	31702.09
f_{pcU} (Región 2/Región 1) MPa	-40.54/-53.71
ϵ_{psu}	0.04
λ	0.7
f_t	0.584
E_{ts} MPa	31702.09

Tabla 4-5: Parámetros Steel 02

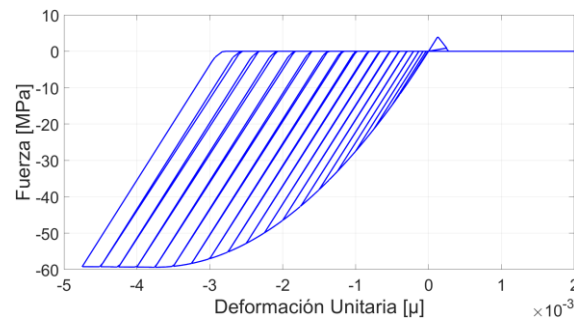
Variable	Valor	Variable	Valor
f_y (MPa)	407.48	a1	0
E_0 (MPa)	200000	a2	1
b	0.01	a3	0
R_0	18	a4	1
CR1	0.925	sigInit	0
CR2	0.15	Min/Max	-0.015/0.15



a) Steel 02



b) Hormigón No Confinado



c) Hormigón Confinado

Figura 4-14: Curvas esfuerzo-deformación Steel02 y Concrete02.

La Figura 4-14 muestran las curvas esfuerzo deformación para los materiales elegidos en el modelo de validación, en la Figura se puede apreciar la inclusión del material MinMAX en la curva del acero, limitando su máxima deformación a un 1.5 %. Además, se aprecia la diferencia entre los comportamientos para el hormigón confinado y no confinado.

Si bien las relaciones de aspecto de los muros utilizadas en este estudio corresponden a valores que logran asegurar un comportamiento y falla dominado por flexión, se modeló el comportamiento al corte elástico de los elementos a través del comando *Section Aggregator*, el cual a través de un material previamente creado introduce una respuesta de fuerza-deformación para un grado de libertad particular de las secciones fibras del modelo. Para esta relación esfuerzo deformación se consideró un valor de 1650 ksi, obtenido luego de utilizar la ecuación 2-18 para una sección compuesta con hormigón de relleno agrietado.

4.2.4 Resultados

En la Figura 4-15 se puede observar una comparativa del modelo OpenSees y el comportamiento experimental. De los resultados se puede apreciar una rigidez equivalente en los primeros ciclos de respuesta de hasta 2.5 cm para ambos modelos. Sin embargo, para los ciclos siguientes se puede observar en el modelo OpenSees una ausencia en la degradación de la respuesta, esto debido a la elección del Steel02 como el material destinado a las fibras del modelo. Sin embargo, se puede apreciar que la elección de una deformación máxima en compresión de 0.015 para las fibras de acero se correlaciona de forma correcta con los resultados experimentales, ya que, para deformaciones aproximadas de 5 cm, ambos modelos presentan una elevada degradación de la resistencia debido al pandeo de las placas, lo cual es el parámetro de mayor importancia a replicar en el comportamiento de los muros compuestos.

Para desplazamientos de techo superiores a 6 cm ambos modelos presentan una pronunciada caída en la resistencia a carga lateral, caracterizada en ambos casos por el pandeo de ambas placas sometidas a compresión.

En base a los resultados obtenidos, se aceptan los parámetros ingresados para el acero y hormigón como valores fijos para todos los modelos desarrollados para los edificios, ajustando solamente las resistencias de fluencia, módulos de elasticidad y resistencia cilíndrica del hormigón para los materiales planteados en el desarrollo de los arquetipos bajo estudio.

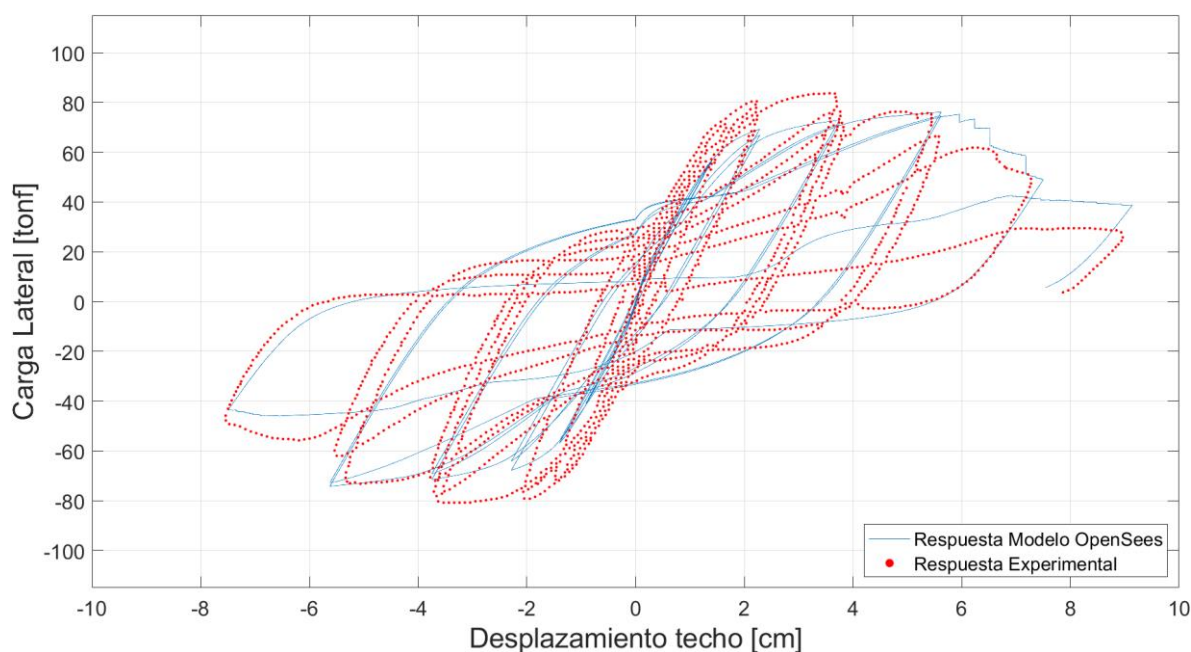


Figura 4-15: Comparación respuesta OpenSees Vs experimental.

4.3 Modelación de Arquetipos

4.3.1 Características Generales

Los modelos desarrollados corresponden a modelos no lineales en dos dimensiones para 8, 12 y 16 pisos. La elección de modelos en dos dimensiones se debe a la eficiencia computacional asociada a estos, disminuyendo considerablemente los tiempos de cálculo respecto de una modelación en tres dimensiones del mismo sistema estructural.

Los materiales y elementos utilizados para la modelación corresponden a los calibrados en la Sección 4.2, con las respectivas modificaciones y ajustes para la calidad de acero y grado de hormigón elegidos en el desarrollo de los arquetipos del Capítulo 3.

Debido a que los modelos son planteados en dos dimensiones solo se modeló la mitad del sistema resistente a cargas laterales acoplado, considerando la mitad del peso sísmico indicado para cada piso, según el diseño de los arquetipos del capítulo 3. Se consideró el efecto P-Delta a través de la utilización de una columna de carga unida al sistema. En la Figura 4-16 se presenta un esquema general de la modelación de los arquetipos.

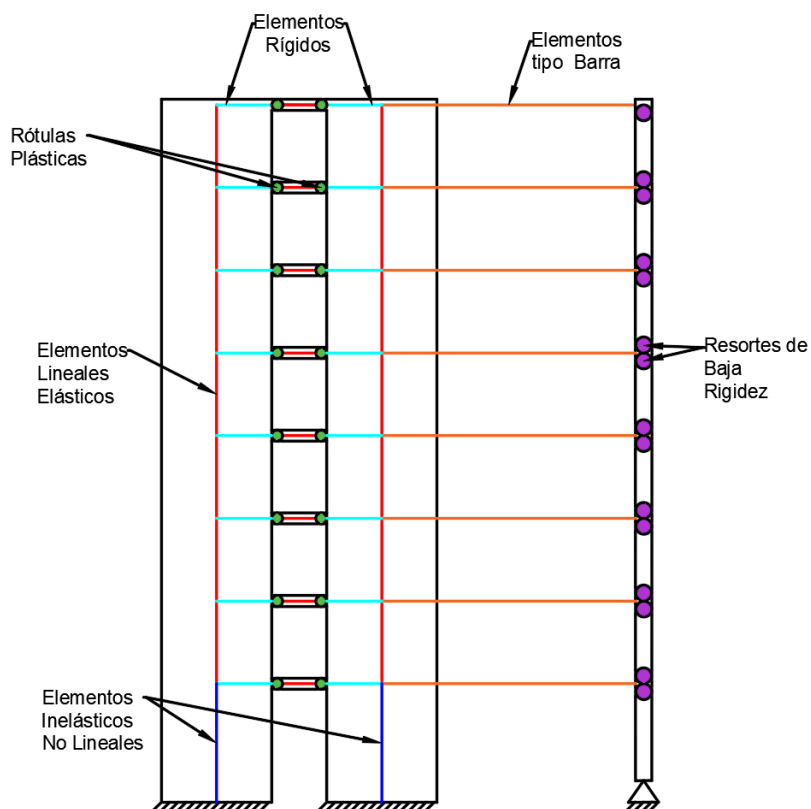


Figura 4-16: Esquema de modelación

Todos los modelos desarrollados siguen el mismo esquema. Los elementos no lineales solo fueron asignados en el primer piso del modelo, debido a que se espera que la rótula plástica desarrollada no supere la altura del primer piso. Los muros correspondientes a los pisos superiores al primer piso se modelaron a través de elementos lineal-elásticos con una rigidez efectiva correspondiente a la indicada para elementos compuestos en la Ecuación 2-12. Los muros se conectaron a las vigas de acople a través de elementos de alta rigidez, con el fin de compatibilizar las deformaciones entre estos y las vigas de acople. Para la modelación de rótulas plásticas en las vigas de acople, se utilizó un elemento ZeroLength entre el muro y el comienzo de las vigas con las propiedades del material IMK presentado la Sección 4.1.3, con la finalidad de capturar la degradación cíclica de las vigas. La masa asignada al sistema corresponde a la mitad de masa de cada piso distribuida en los nodos de cada muro. Se consideró además las descargas de las losas sobre los muros de forma tributaria, asignando este valor en cada uno de los pisos del modelo planteado.

La columna de carga situada a la derecha del modelo se conectó a los muros a través de un elemento tipo barra, con una rigidez efectiva correspondiente a 100 veces la rigidez de las vigas de acople. Además de esto a nivel de cada piso se introdujeron resortes rotacionales de baja rigidez, con la finalidad de evitar un aporte de rigidez de la columna de carga hacia el sistema de muros. Las columnas fueron modeladas a través de elementos elásticos con la rigidez equivalente de una columna HSS compuesta utilizada en los arquetipos desarrollados. Se le asignó a la columna de carga a nivel de cada piso una carga correspondiente a la mitad del peso de cada piso, además de esto no fue asignada masa a los nodos de la columna de carga.

Los materiales utilizados para las placas de los muros corresponden a acero A992Gr50, y el hormigón de relleno tanto de vigas de acople, como de muros corresponde a un hormigón G30, el cual, debido a las diferencias en los espesores de las placas y muros, cambia sus propiedades para la consideración de confinamiento en los extremos de los muros. La Figura 4-17 se muestra las curvas de esfuerzo deformación utilizadas para la modelación de los Arquetipos, considerando las características del hormigón y acero con el cual se realizó el análisis lineal elástico de los arquetipos.

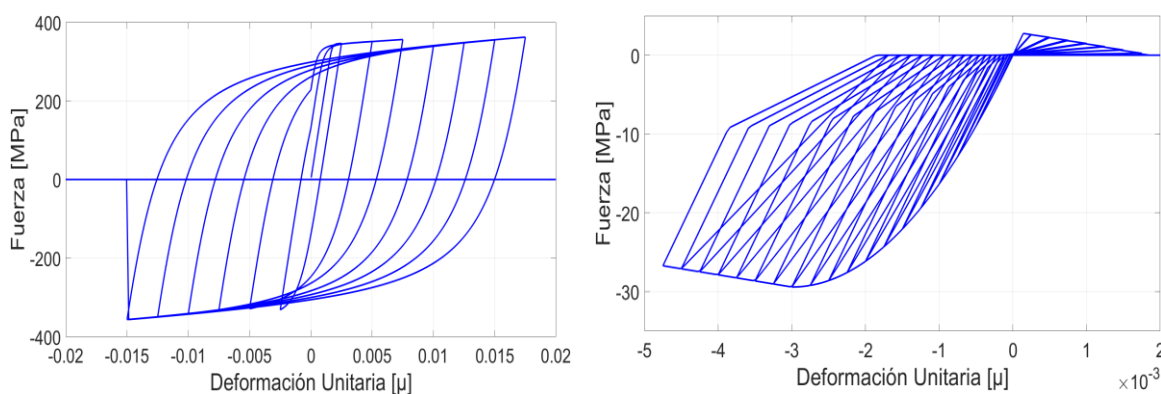


Figura 4-17: Curvas esfuerzo-deformación Steel02 y Concrete02 no confinado

En la Tabla 4-6 se presentan las propiedades correspondientes al hormigón confinado para cada uno de los modelos, además de la rigidez y capacidad a momento ingresadas en el modelo IMK para las diferentes vigas de acople.

Tabla 4-6: Parámetros específicos para cada modelo

Parámetro	8 pisos	12 pisos	16 pisos
Esfuerzo de compresión confinado f'_{cc} [Mpa]	37.232	41.189	45.712
Esfuerzo de compresión aplastamiento f_{pcU} [Mpa]	7.446	8.238	9.142
Deformación para máxima compresión ε_{psc0}	0.0069	0.0089	0.011
Deformación de aplastamiento ε_{psU} [Mpa]	0.018	0.018	0.018
Capacidad Viga de Acople M_n [tonf*m]	120.1	166.482	166.482
Rigidez inicial viga de acople k [Mpa]	3.5e7	4.9e7	4.9e7

4.3.1.1 Amortiguamiento

La disipación de energía no capturada por las curvas de histéresis debe ser incluida en los modelos no lineales. Para esto se utiliza un amortiguamiento del tipo Rayleigh, con un valor de 5% [19].

El amortiguamiento viscoso de tipo Rayleigh fórmula la matriz de rigidez como una combinación lineal de las matrices de masa y rigidez:

$$[C] = \alpha[M] + \beta[K] \quad (4-13)$$

Para valores de α y β definidos, el valor del amortiguamiento para el nodo i de la estructura puede ser obtenido mediante la Ecuación 3-14.

$$d = \frac{\alpha}{2\omega_i} + \frac{\beta\omega_i}{2} \quad (4-14)$$

Los coeficientes α y β se determinan especificando los valores de amortiguamiento en dos modos cualquiera de la estructura. Para los modos n y k se resuelve la Ecuación 4-14 Para ambos modos de forma simultánea obteniendo los siguientes resultados:

$$\alpha = 2d \left(\frac{\omega_n \omega_k}{\omega_n + \omega_k} \right) \quad (3-15)$$

$$\beta = \frac{2d}{\omega_n + \omega_k} \quad (3-16)$$

Donde ω_n y ω_k representan las frecuencias naturales de los modos de vibrar n y k .

Para la determinación de la matriz de amortiguamiento es posible utilizar, según se indique en el software de modelación, la matriz de rigidez inicial o la matriz de rigidez tangente de la estructura, lo cual implica construir la matriz de amortiguamiento en cada paso de integración. En este caso se utilizó la matriz de rigidez tangente para la determinación de los factores α y β . Los modos de vibración seleccionados corresponden al primer y tercer modo, basa en las recomendaciones de Charney et al. [42], el cual señala que los modos seleccionados deben ser el primer modo de vibración y aquel en el que se tenga acumulado más del 90% de participación de masa modal.

CAPÍTULO V

5 DETERMINACIÓN DE LA CAPACIDAD

Para la determinación de la capacidad de desplazamientos y resistencia ante carga lateral, se realizaron análisis no lineales incrementales estáticos (pushover) a través del software OpenSees [33].

El análisis incremental estático consiste en la aplicación de un patrón de cargas de forma monótonica, es decir, que aumenta su magnitud gradualmente en el tiempo. Para los modelos en estudio se realizó un análisis incremental con una distribución triangular invertida y una distribución uniforme. Ambos métodos son utilizados como parte de los procedimientos señalados según la metodología FEMA 440 para análisis estáticos incrementales [43].

Además de los tipos de carga utilizados en este estudio, la metodología FEMA compara los resultados al aplicar diferentes patrones de carga tales como SRSS, adaptativos, proporcional al primer modo y multimodal. Sin embargo, debido a la similitud de los resultados de los métodos mencionados solo se han seleccionado los patrones de carga triangular y uniforme.

5.1 Criterios de Falla

Para las estructuras en estudio, se define como criterio de falla el establecido en el documento FEMA-P695 [44], el cual considera un desplazamiento último δ_u correspondiente a una degradación de la resistencia de un 20% respecto al máximo corte basal obtenido desde el análisis.

$$\delta_u = \delta(0.8V_{max}) \quad (5-1)$$

5.2 Curva bilineal de Capacidad

Para un análisis estático incremental, la primera fluencia del sistema se reconoce como el inicio del comportamiento no lineal de la estructura. Sin embargo, este punto no marca una

gran diferencia en el comportamiento global de la estructura, sin un notable cambio en la rigidez lateral de ésta. Es por esto que para el análisis se hace necesario la inclusión de un punto de fluencia global a través de una simplificación bilineal que permita analizar de forma sencilla el comportamiento ante diferentes niveles de carga lateral. Existen en la literatura diversos criterios para la obtención de una curva bilineal de comportamiento, siendo seleccionado en este trabajo el criterio de las áreas iguales [45], para lo cual se han hecho las siguientes consideraciones:

- El área de la curva real y la simplificación deben ser iguales, lo que implica un mismo nivel de energía disipada.
- El desplazamiento último de la estructura debe ser igual para ambas curvas.
- La pendiente de la simplificación bilineal debe ser igual a la pendiente en el rango elástico de la respuesta real de la estructura.

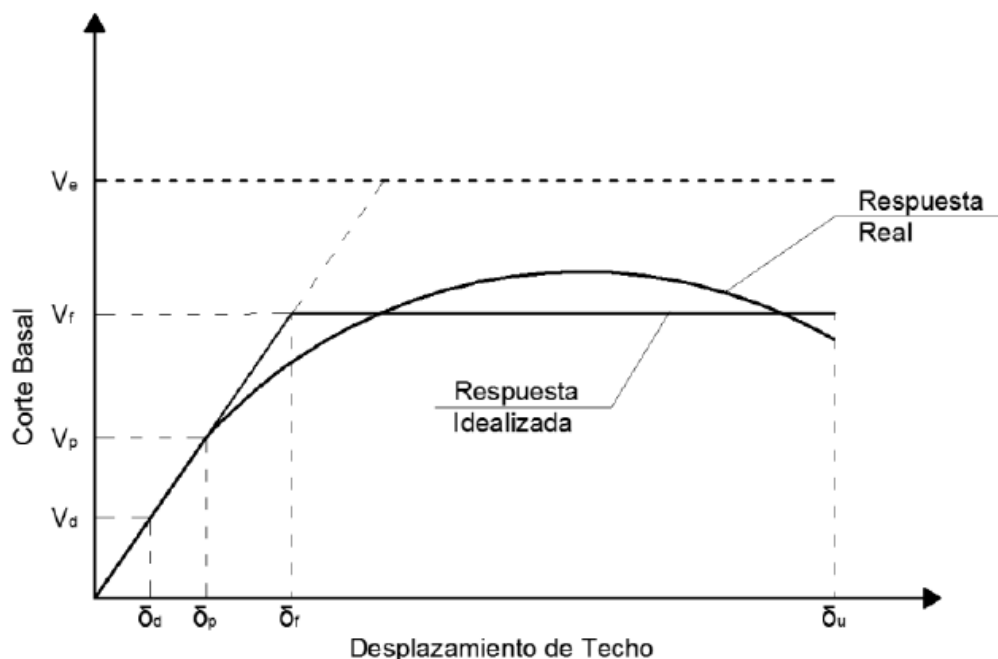


Figura 5-1: Representación Bilineal.

V_e = Máximo corte basal que desarrolla la estructura si el comportamiento fuese elástico, en este caso se considera como el corte elástico determinado mediante análisis modal espectral de la NCh.433.

V_r = Corte basal en el límite global de fluencia.

V_p = Corte basal en la primera fluencia de la estructura.

V_d = Corte basal de diseño de acuerdo a la NCh.433.

δ_u = Desplazamiento último de techo, de acuerdo a ecuación (5-1)

δ_f = Desplazamiento en el límite global de fluencia.

δ_p = Desplazamiento en la primera fluencia.

δ_d = Desplazamiento obtenido con las cargas de diseño

5.3 Capacidad Sísmica

Se presentan a continuación las curvas de capacidad obtenidas para los modelos desarrollados para las distribuciones uniforme y triangular.

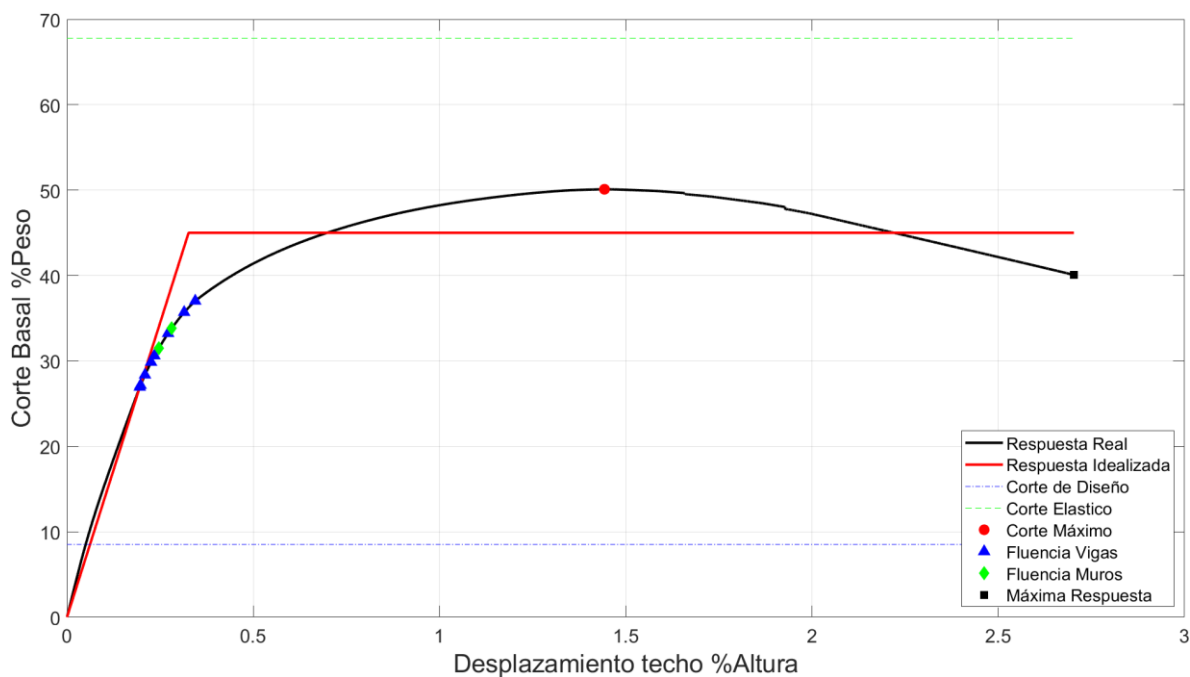


Figura 5-2: Curva de Capacidad Edificio 8 Pisos-Uniforme.

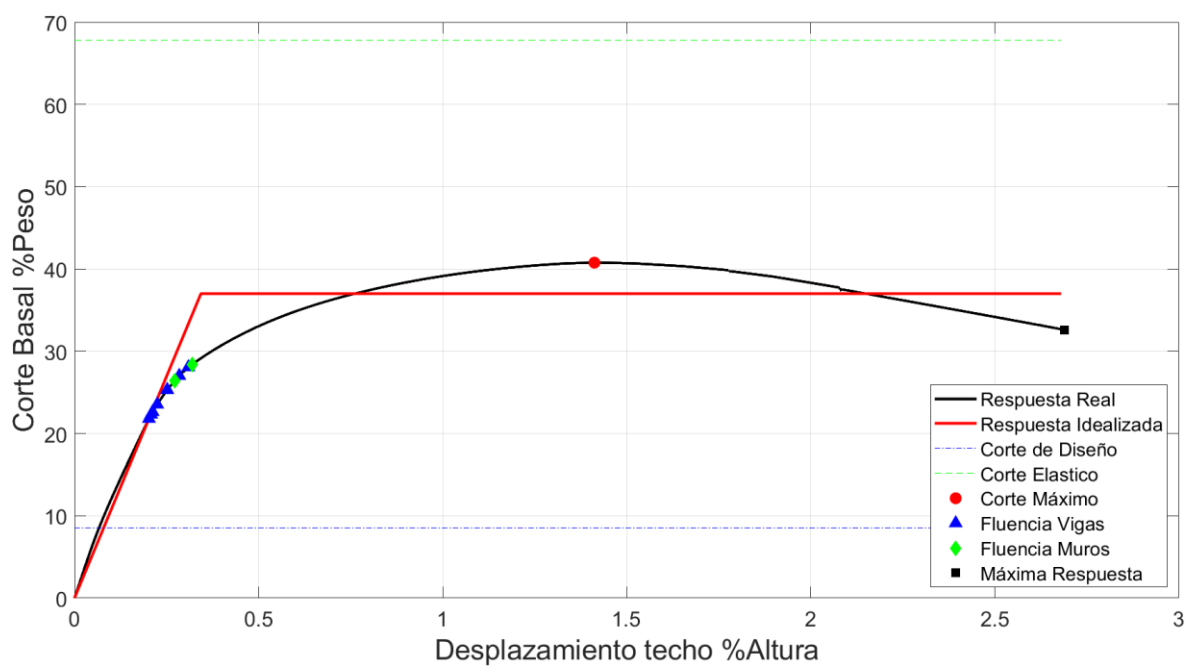


Figura 5-3: Curva de Capacidad Edificio 8 Pisos-Triangular.

Tabla 5-1: Resultados Carga Incremental Edificio 8 Pisos.

Tipo de Carga	V_{max}	V_f	V_p	V_d	δ_u	δ_f	δ_p	δ_d
	% Peso				% Altura			
Uniforme	50.1	45	26.95	8.53	2.7	0.33	0.18	0.053
Triangular	41	36	21.26	8.53	2.68	0.345	0.2	0.069

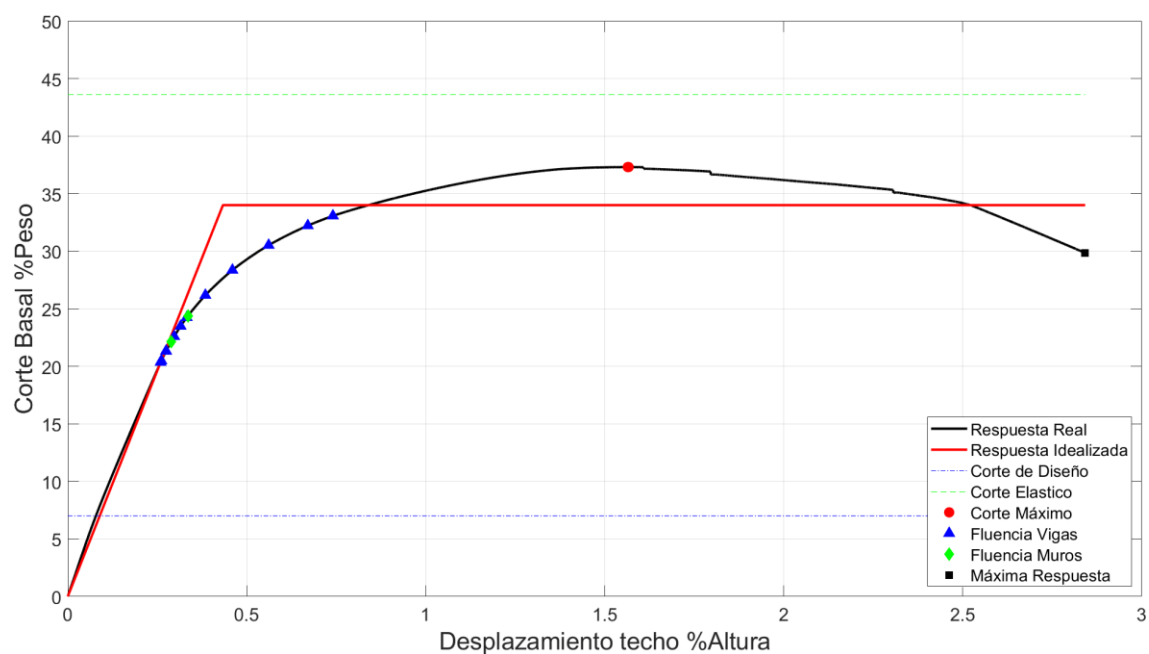


Figura 5-4: Curva de Capacidad Edificio 12 Pisos-Uniforme.

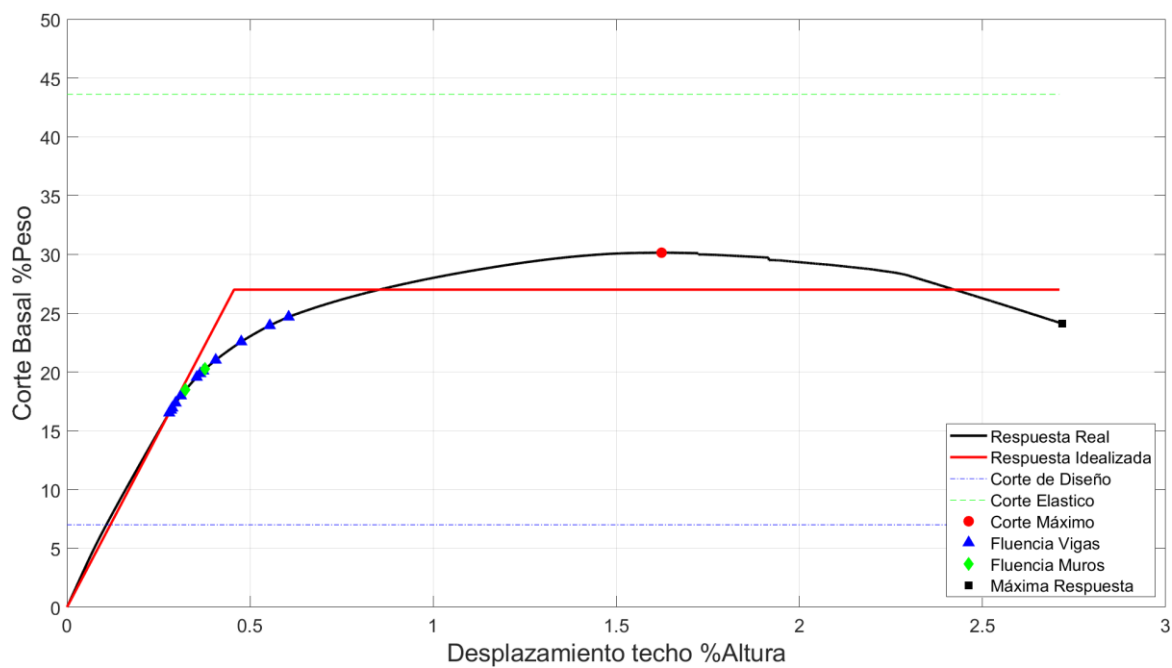


Figura 5-5: Curva de Capacidad Edificio 12 Pisos-Triangular.

Tabla 5-2: Resumen Capacidad Edificio 12 Pisos.

Tipo de Carga	V_{max}	V_f	V_p	V_d	δ_u	δ_f	δ_p	δ_d
	% Peso				% Altura			
Uniforme	37.31	34	20.35	7	2.85	0.43	0.25	0.08
Triangular	30.14	27	16.52	7	2.71	0.45	0.28	0.1

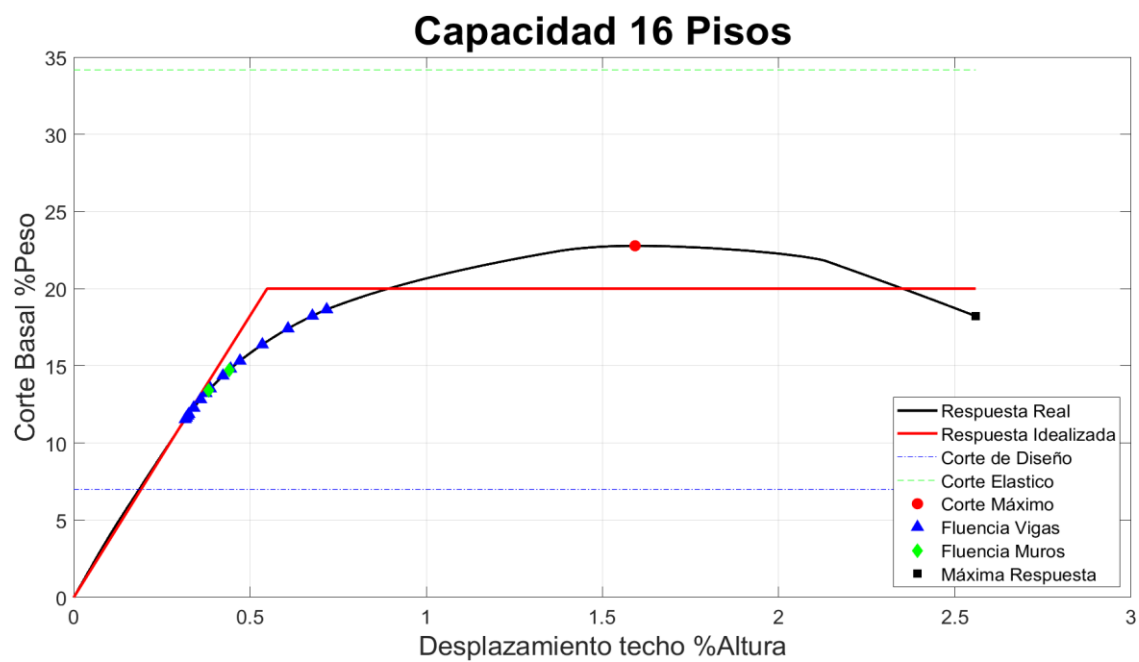
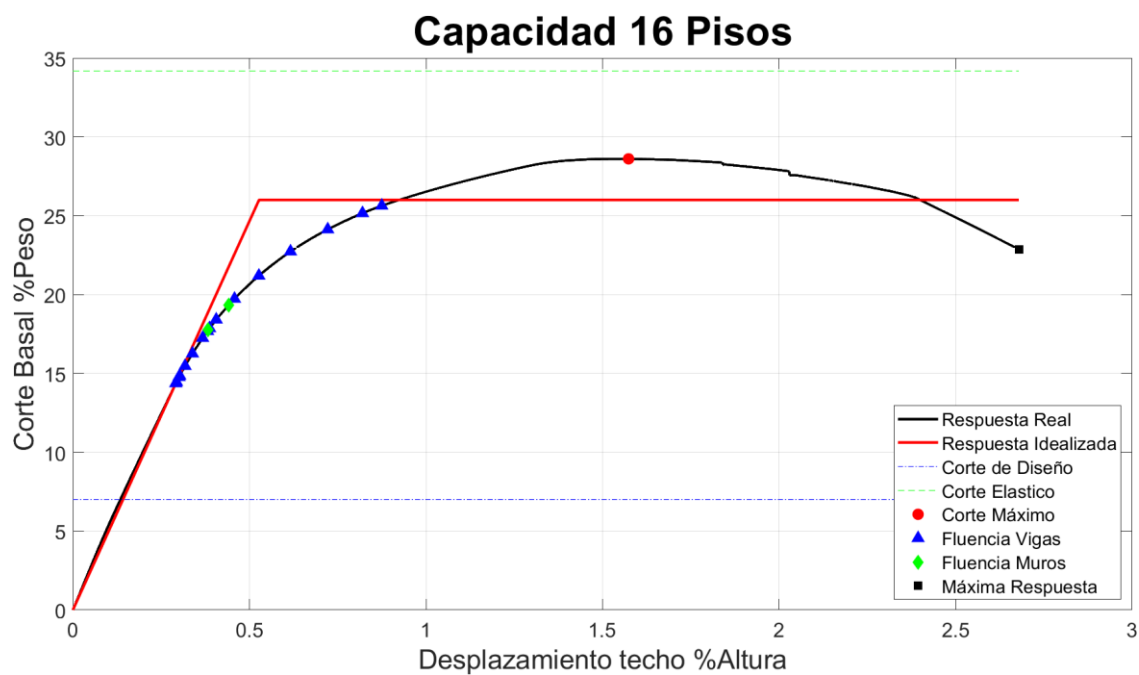


Tabla 5-3: Resumen Capacidad Edificio 16 Pisos.

Tipo de Carga	V_{max}	V_f	V_p	V_d	δ_u	δ_f	δ_p	δ_d
	% Peso				% Altura			
Uniforme	28.61	26	14.37	7	2.67	0.52	0.29	0.13
Triangular	22.78	20	11.53	7	2.55	0.54	0.31	0.18

De acuerdo a las curvas obtenidas, resumidas en la Figura 5-8 se puede observar como el tipo de patrón de carga utilizado sobre las estructuras afecta su respuesta ante cargas incrementales. La carga aplicada de manera uniforme siempre supera en corte basal a la realizada a través de una distribución triangular. Sin embargo, el desplazamiento de techo final es similar para ambas distribuciones. Se puede observar además que el hecho de aplicar una carga triangular invertida influye en la fluencia de las vigas, la cual se produce a niveles de deformación menores y a mayor rapidez ante el incremento de carga, en comparación a una carga del tipo uniforme, para la cual la plastificación de las vigas de acople termina a niveles de deformación mayores.

Se destaca desde las curvas que, para todos los edificios modelados e independiente del patrón de cargas utilizado se alcanza el criterio de falla establecido en la sección 5.1 para desplazamientos de techo comprendidos entre un 2.5% y 3% de la altura del edificio para todos los modelos.

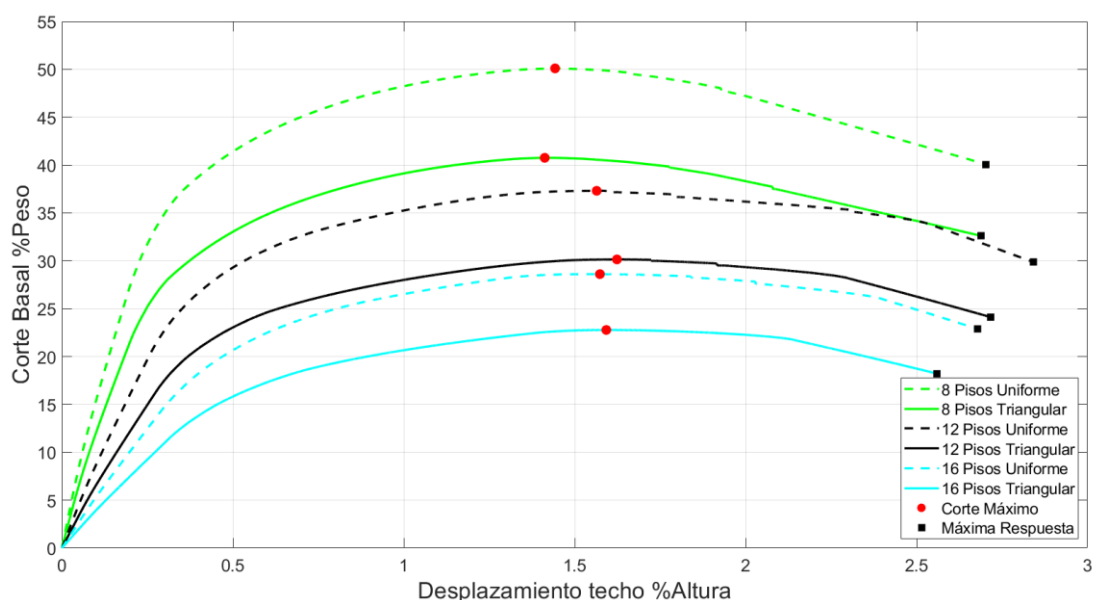


Figura 5-8: Resumen Push Over Arquetipos.

En la Figura 5-8 se observa que independiente al patrón de carga utilizado, el corte basal normalizado máximo disminuye a medida que se aumenta la altura de los modelos. También se observa que todos los edificios analizados presentan márgenes de ductilidad similares con valores entre 2 y 2.4% de la altura.

CAPITULO VI

6 DETERMINACIÓN DE LA DEMANDA SÍSMICA Y DESEMPEÑO

6.1 Demanda Sísmica y Desempeño

Para la evaluación del desempeño de la estructura en territorio nacional, se deben tomar en cuenta tres conceptos importantes para su determinación: niveles de desempeño, demanda sísmica y objetivos de desempeño.

6.1.1 Niveles de Desempeño

El comité Vision 2000 [46], propone cuatro niveles de desempeño, los cuales consideran aspectos tales como daños físicos de los elementos estructurales y no estructurales, riesgos a los que se encuentran expuestos los ocupantes de la estructura o edificio en evaluación, y funcionalidad, es decir, si los servicios básicos siguen o no operativos.

Tabla 6-1: Niveles de desempeño. [46]

Nivel de Desempeño	Descripción
Totalmente Operacional (CO)	Daño estructural y no estructural despreciable o nulo. Los sistemas de evacuación y todas las instalaciones continúan prestando servicio.
Operacional OP	Agrietamientos en elementos estructurales. Daño leve y moderado en elementos arquitectónicos. Los sistemas de evacuación y seguridad funcionan con normalidad.
Seguridad de Vida	Daños moderados en algunos elementos. Pérdida de resistencia y rigidez del sistema resistente de cargas laterales. El sistema permanece funcional. Algunos elementos no estructurales pueden dañarse.
Pre-Colapso PC	Daños severos en elementos estructurales. Puede llegar a ser necesario demoler el edificio.

6.1.2 Demanda Sísmica

Vision 2000 [46] , especifica cuatro niveles de demanda sísmica, definidos en base a la probabilidad de excedencia y período de retorno, los cuales se definen como: movimientos sísmicos de diseño Frecuente, Ocasional, Raro y Muy Raro. Para la aplicación de estas definiciones en territorio nacional se debe realizar una calibración de los límites adecuándose a la realidad sismo tectónica chilena debido a que en un principio estos límites se han impuesto para la realidad norte americana. Lagos et al. [47] define que cada nivel de demanda queda representado por espectros elásticos, los cuales se obtienen a través de parámetros definidos en la norma sísmica NCh433 [3] y el Decreto supremo N°61 [4].

Tabla 6-2: Nivel de Demanda Sísmica.

Movimiento sísmico de diseño	Periodo de retorno, años.	Probabilidad de excedencia, %	Nivel de demanda sísmica
Frecuente	43	50 en 30 años	Espectro elástico/R*
Ocasional	72	50 en 50 años	1.4 Espectro elástico/R*
Raro	475	10 en 50 años	Espectro elástico
Muy raro	970	10 en 100 años	1.2 Espectro elástico

En este trabajo se consideraron los cuatro niveles de demanda sísmicas propuestos, para los cuales se realizó un análisis del tipo tiempo historia a través del escalado de tres pares ortogonales de registros sísmicos de tres terremotos ocurridos en Chile.

6.1.2.1 Registros Sísmicos

Se seleccionaron tres registros ortogonales correspondientes a los terremotos de Valparaíso 1985, Maule 2010 e Illapel 2015, y se escalaron a cada uno de los niveles de demanda sísmica planteados.

En la Tabla 6-3 se presentan los registros sísmicos utilizados, componente y aceleración máxima, y en la Figura 6-1 se presenta una comparación entre los espectros de aceleración respecto al espectro elástico de respuesta.

Tabla 6-3: Resumen registros sísmicos utilizados.

Evento	Estación	Componente	PGA[g]
Valparaíso 1985	Llolleo	Norte-Sur	0.65
		Este-Oeste	0.4
Maule 2010	Constitución	Longitudinal	0.53
		Transversal	0.62
Illapel 2015	Tongoy	Norte-Sur	0.23
		Este-Oeste	0.36

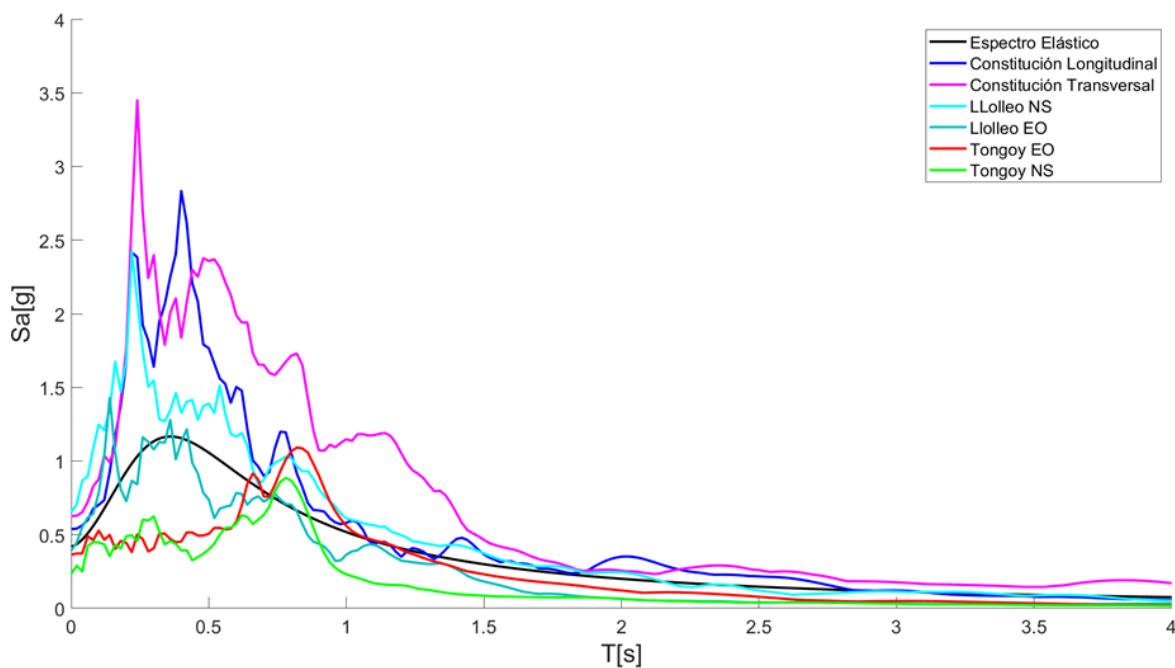


Figura 6-1: Comparación espectros de aceleraciones.

6.1.2.2 Metodología de Escalado para Registros

Los registros sísmicos seleccionados son escalados en base a la metodología propuesta por la ASCE7-16 [5], la cual presenta los procedimientos para escalar registros sísmicos a un espectro de aceleraciones objetivo. Para esto se deben seleccionar el rango de períodos en los cuales se escalarán los registros. Como límite máximo se define el doble del período fundamental del primer modo de la estructura o uno menor si se justifica con un análisis dinámico adecuado. El límite superior no podrá ser menor a 1.5 veces el período fundamental del primer modo de la estructura. Como límite inferior se define aquel que el rango obtenido

incluya los modos de vibrar elásticos necesarios para obtener el 90% de la masa en cada dirección horizontal. El límite inferior definido no podrá ser mayor al 20% del período fundamental del primer modo de la estructura. En la tabla 6-4 se presentan los períodos obtenidos para los arquetipos y sus respectivos períodos máximos y mínimos utilizados para el escalado.

Tabla 6-4: Períodos mínimos y máximos escalado para modelos

Arquetipo	Período [s]	Período mínimo[s]	Período máximo [s]
8 pisos	0.68	0.136	1.36
12 pisos	1.15	0.23	2.3
16 pisos	1.67	0.334	3.34

Como método de escalado se utilizó el denominado Spectral Matching [5]. Para este método se indica que cada par de registros sísmicos utilizados debe ser modificado de forma tal que el promedio del espectro de máxima dirección sea igual o mayor al 110% del espectro objetivo, sobre el rango de periodos ya definido. El escalado de los registros se realizó a través del software SeismoMatch versión 2019 [48], el cual permite realizar “Spectral Matching” de forma simultánea para diferentes registros a un determinado espectro objetivo. La tolerancia utilizada fue de un 30%.

6.1.3 Objetivos de Desempeño

Los objetivos de desempeño se definen como una expresión del grado deseado de daño (nivel de desempeño) ante una intensidad de sismo (nivel de demanda sísmica). Vision 2000 [46] propone objetivos múltiples de desempeño, los que es denominado matriz de desempeño, para diferentes tipos de estructuras según su importancia.

Tabla 6-5: Matriz de objetivo sísmico.

Nivel de demanda sísmica	Nivel de desempeño sísmico			
	Totalmente operacional	Operacional	Seguridad de vida	Pre-colapso
Frecuente	OB	x	x	x
Ocasional	OEP	OB	x	x
Raro	OSC	OEP	OB	x
Muy Raro	-	OSC	OEP	OB

Donde:

OB: Objetivo básico. edificio habitacional y de oficinas.

X: objetivo inaceptable.

OEP: Objetivo esencial y peligroso: Edificios esenciales e instalaciones peligrosas.

OSC: Objetivo de seguridad crítica: edificios con elementos tóxicos, explosivos, radiactivos, etc.

Además de esto, Vision 2000 [46] propone desplazamientos objetivos para cada uno de los niveles de desempeño propuestos, los cuales representan la relación D_t/H , en que D_t es el desplazamiento lateral máximo del nivel superior del edificio con respecto a la base (desplazamiento de techo) y H es la altura del edificio. Para cumplir con los objetivos de desempeño, los desplazamientos objetivos deben ser inferiores a los valores señalados en la Tabla 6-6.

Tabla 6-6: Desplazamientos objetivos máximos.

Nivel de desempeño	Desplazamiento objetivo D_t/H , %
Totalmente operacional	≤ 0.2
Operacional	≤ 0.5
Seguridad de Vida	≤ 1.5
Pre-Colapso	≤ 2.5
Colapso	> 2.5

6.2 Resultados

6.2.1 Demanda de Corte Basal

Se presentan a continuación gráficos de Corte Basal v/s Tiempo para dos de los registros seleccionados en este estudio para el modelo de 8 pisos escalados a las diferentes demandas sísmicas especificadas en la Sección 6.1.2. En el Anexo C se presentan los gráficos de Corte Basal v/s Tiempo para cada uno de los registros escalados a los diferentes niveles de demanda sísmica, para cada uno de los modelos desarrollados.

En las Figuras 6-10 a 6-12 se presentan de forma resumida los máximos cortes basales obtenidos para todos los registros seleccionados, escalados a los diferentes niveles de demanda sísmica para cada uno de los modelos desarrollados. El objetivo de esto es comparar las demandas de corte basal con la capacidad obtenida en los análisis incrementales para ambas distribuciones de cargas aplicadas al modelo.

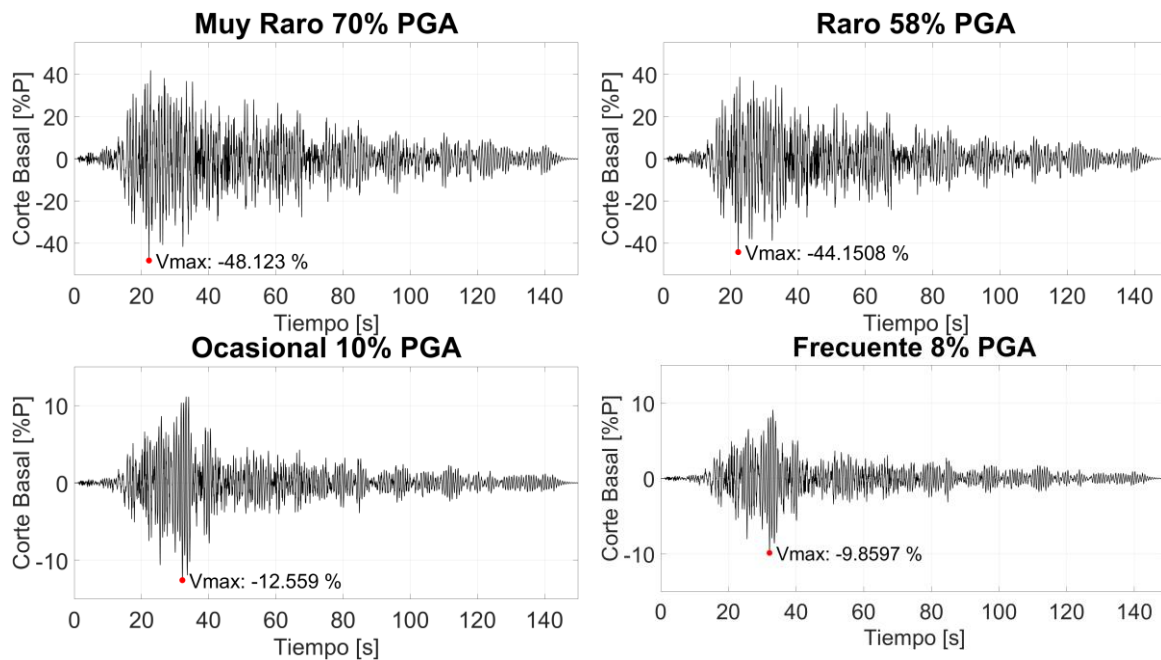


Figura 6-2: Constitución Transversal 8 Pisos

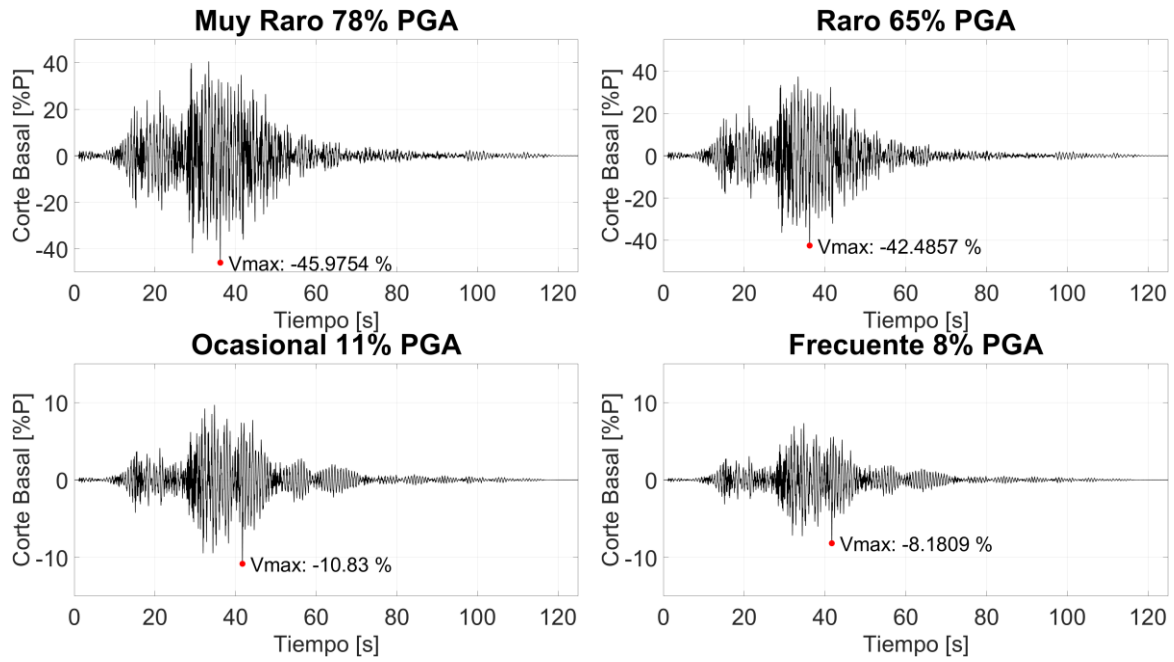


Figura 6-3: Llolleo NS 8 Pisos.

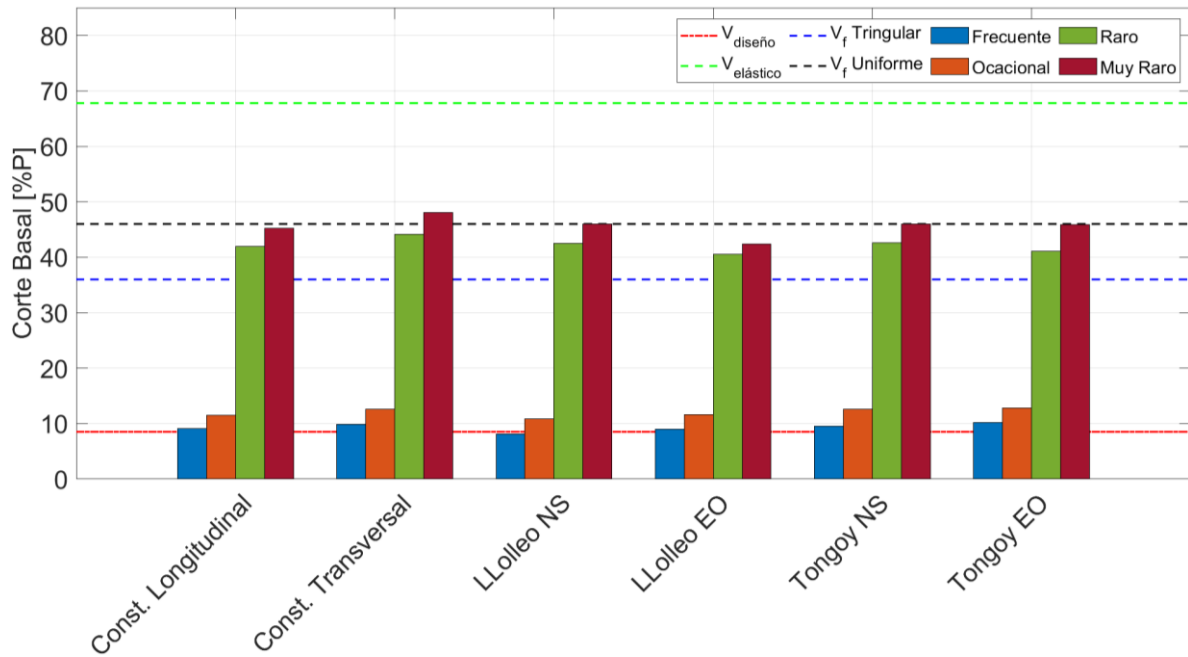


Figura 6-4: Cortes basales máximos modelos 8 pisos.

Tabla 6-7: Resumen Demanda de Corte Basal Edificio 8 Pisos.

Registro	Frecuente [%P]	Ocasional [%P]	Raro [%P]	Muy Raro [%P]
Constitución Longitudinal	8.9	11.4	41.9	45.2
Constitución Transversal	9.8	12.5	44.1	48.1
Llolleo Norte-Sur	8.1	10.5	39.8	45.2
Llolleo Este-Oeste	9	11.64	40.5	42.4
Tongoy Norte-Sur	9.5	12.5	39.8	40.5
Tongoy Este-Oeste	10.1	12.8	39.9	45.91

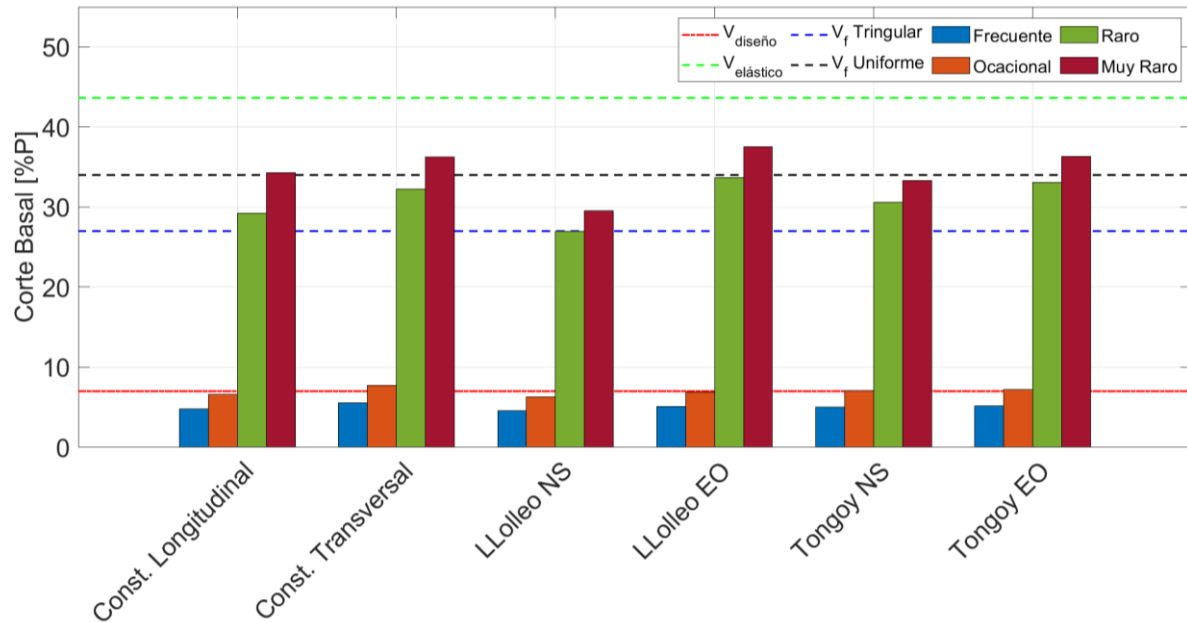


Figura 6-5: Cortes basales máximos modelos 12 pisos.

Tabla 6-8: Resumen Demanda de Corte Basal Edificio 12 Pisos.

Registro	Frecuente [%P]	Ocasional [%P]	Raro [%P]	Muy Raro [%P]
Constitución Longitudinal	4.82	6.6	29.2	34.3
Constitución Transversal	5.5	7.7	32.2	36.2
Llolleo Norte-Sur	4.5	6.2	26.9	29.5
Llolleo Este-Oeste	5	6.9	33.7	37.5
Tongoy Norte-Sur	5	7	30.6	33.3
Tongoy Este-Oeste	5.1	7.2	33.1	36.2

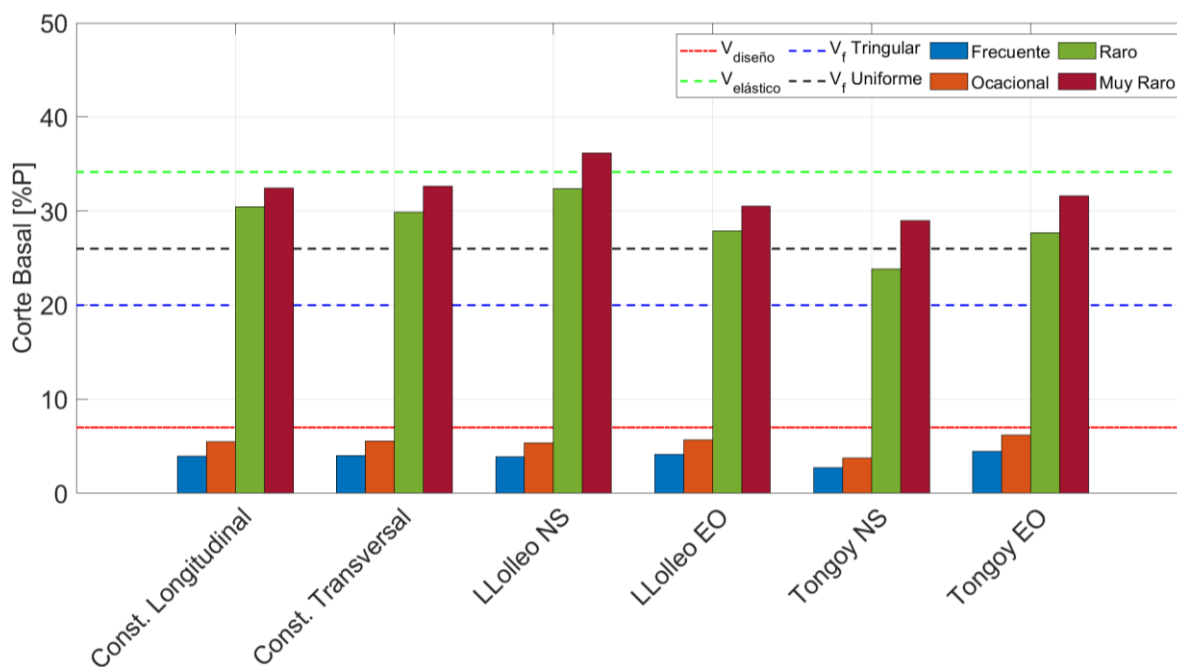


Figura 6-6: Cortes basales máximos modelos 16 pisos.

Tabla 6-9: Resumen Demanda de Corte Basal Edificio 16 Pisos.

Registro	Frecuente [%P]	Ocasional [%P]	Raro [%P]	Muy Raro [%P]
Constitución Longitudinal	3.9	5.4	30.4	32.4
Constitución Transversal	3.9	5.5	29.8	32.6
Llolleo Norte-Sur	3.8	5.3	32.3	36.1
Llolleo Este-Oeste	4.1	5.6	27.9	30.4
Tongoy Norte-Sur	2.7	3.7	23.8	28.9
Tongoy Este-Oeste	4.4	6.1	27.7	31.5

Para el edificio de 8 pisos se puede observar que la demanda de corte basal para todos los registros supera el corte basal de diseño de los arquetipos. Sin embargo, para los sismos frecuente y ocasionales la estructura permanece en el rango elástico al no ser superado límite global de fluencia determinado para la estructura.

Para los niveles de demanda Raro y Muy Raros, el corte basal supera el corte de fluencia global de la estructura. Se destaca que para los registros escalados a niveles de demanda Muy Raro, se supera ampliamente el corte basal máximo determinado a través de una distribución de carga triangular invertida, lo cual puede ser explicado por la dependencia de las curvas de capacidad incremental y el tipo de carga aplicado, ya que como se observó en la obtención de las curvas, los valores obtenidos a través de una distribución rectangular son superiores a los obtenidos con una carga triangular invertida, lo que da a entender que existen diferentes configuraciones de carga que puedan entregar un valor de corte basal aún mayor para las estructuras [43].

Para el edificio de 12 pisos se aprecia que para una demanda sísmica frecuente no se sobrepasa el corte de diseño de la estructura, el cual si es sobrepasado para demandas sísmicas ocasionales. Para las demandas sísmicas Raras y Muy Raras el límite global de fluencia es sobrepasado en todos los registros. El corte máximo obtenido para la demanda sísmica Muy Rara se encuentra en este caso entre los valores determinados de corte máximo para las cargas del tipo triangular invertida y rectangular de los análisis incrementales de carga.

Para el edificio de 16 pisos se aprecia que para una demanda sísmica frecuente y ocasional, el corte de diseño no es sobrepasado. En cuanto al límite global de fluencia se observa que este es sobrepasado para las demandas sísmicas Rara y Muy Raras. Se destaca que el valor del corte máximo obtenido para las demandas sísmicas Raras y Muy Raras sobrepasa el valor máximo de corte obtenido a través de las curvas de carga incremental, dejando en evidencia la dependencia de las curvas y el tipo de aplicación de carga.

6.2.2 Demanda de Desplazamiento

Se presentan a continuación gráficos de Desplazamiento de Techo [%H] v/s Tiempo para dos de los registros seleccionados en este estudio para el modelo de 8 pisos, escalados a las diferentes demandas sísmicas especificadas en la Sección 5.1.2. En el Anexo C se presentan los gráficos de Desplazamiento de Techo [H%] v/s Tiempo para cada uno de los registros, escalados a los diferentes niveles de demanda sísmica para cada uno de los modelos desarrollados.

Las figuras 6-21 a 6-23 presentan de forma resumida los máximos desplazamientos de techo (%H) obtenidos para los registros seleccionados, escalados a los diferentes niveles de demanda para cada uno de los modelos desarrollados, con la finalidad de determinar su nivel de desempeño en base al desplazamiento máximo de techo alcanzado según lo establecido en la sección 6.1.3. Además de esto se comparan los resultados obtenidos con las curvas de capacidad incremental obtenidas para cada modelo.

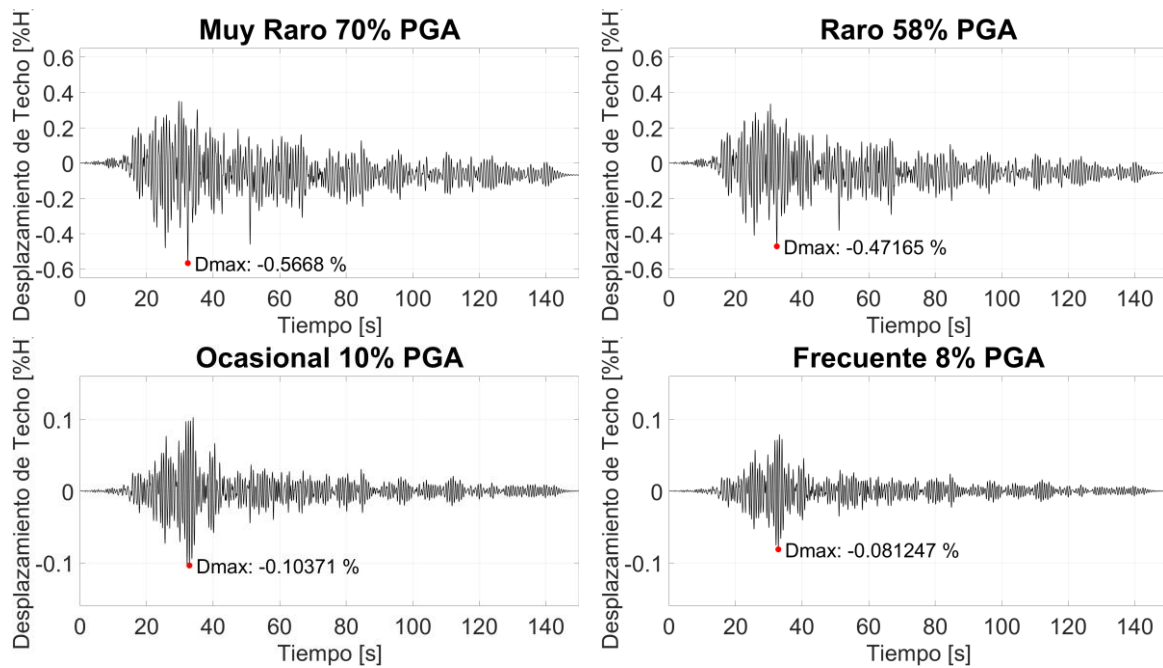


Figura 6-7: Constitución Transversal 8 Pisos.

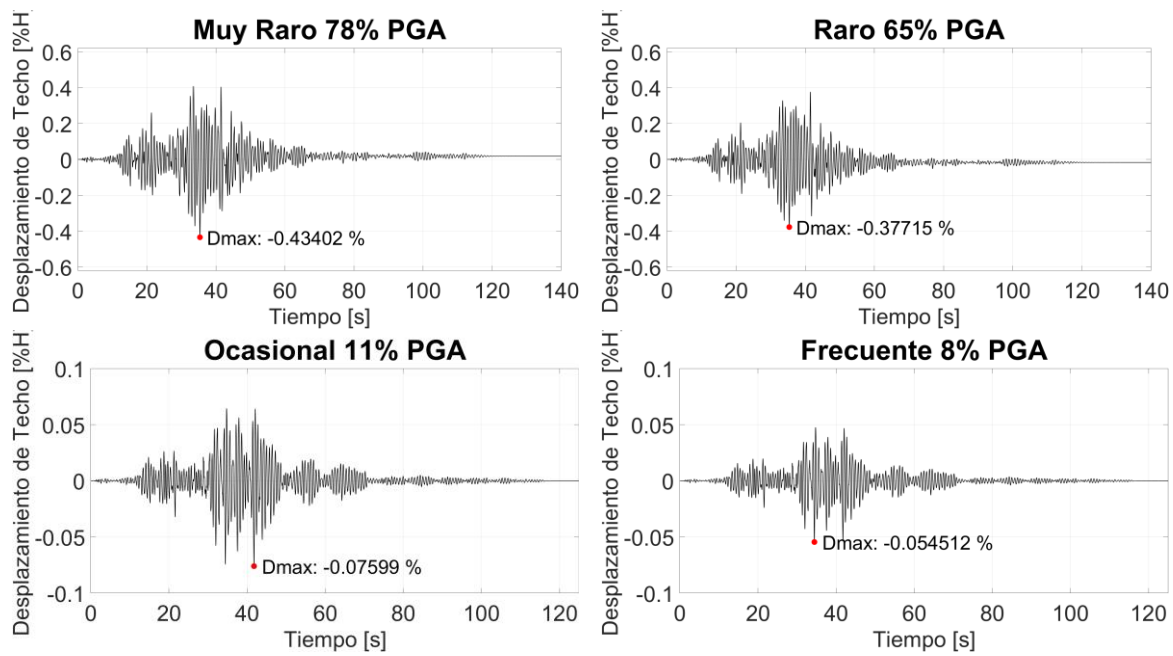


Figura 6-8: Llolleo NS 8 Pisos.

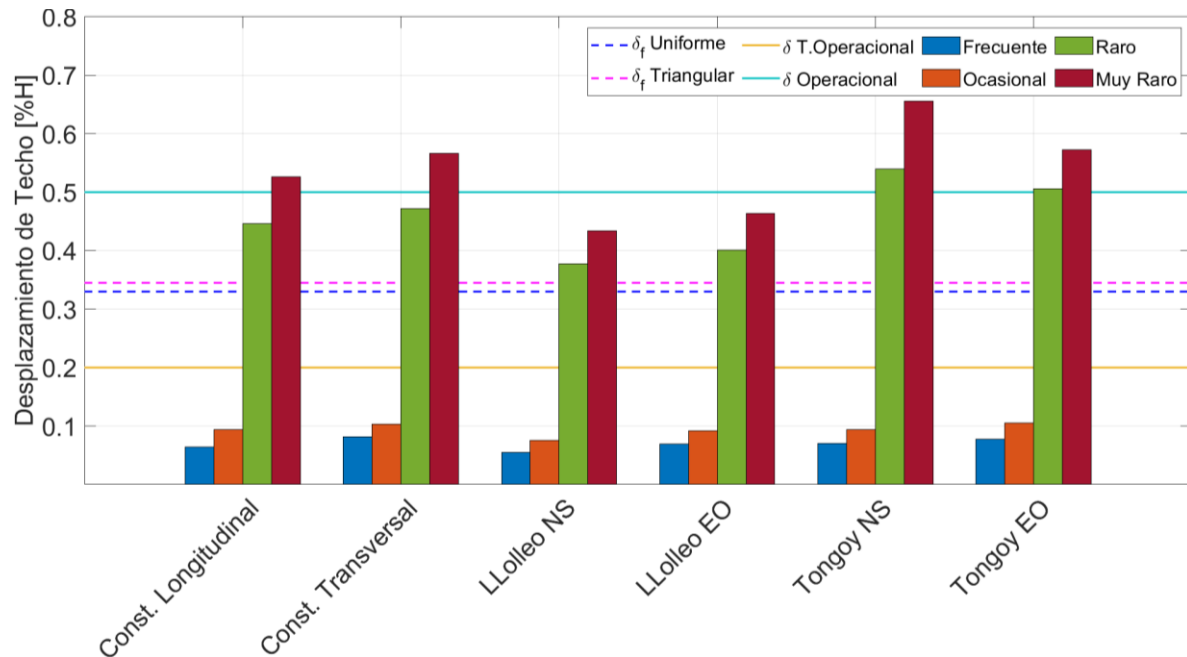


Figura 6-9: Desplazamientos de Techo [%H] máximos 8 Pisos.

Tabla 6-10: Resumen Desplazamiento de Techo Edificio 8 Pisos

Registro	Frecuente [%H]	Ocasional [%H]	Raro [%H]	Muy Raro [%H]
Constitución Longitudinal	0.064	0.09	0.44	0.52
Constitución Transversal	0.08	0.1	0.47	0.56
Llolleo Norte-Sur	0.05	0.07	0.37	0.43
Llolleo Este-Oeste	0.06	0.09	0.4	0.46
Tongoy Norte-Sur	0.07	0.09	0.53	0.65
Tongoy Este-Oeste	0.078	0.1	0.505	0.57

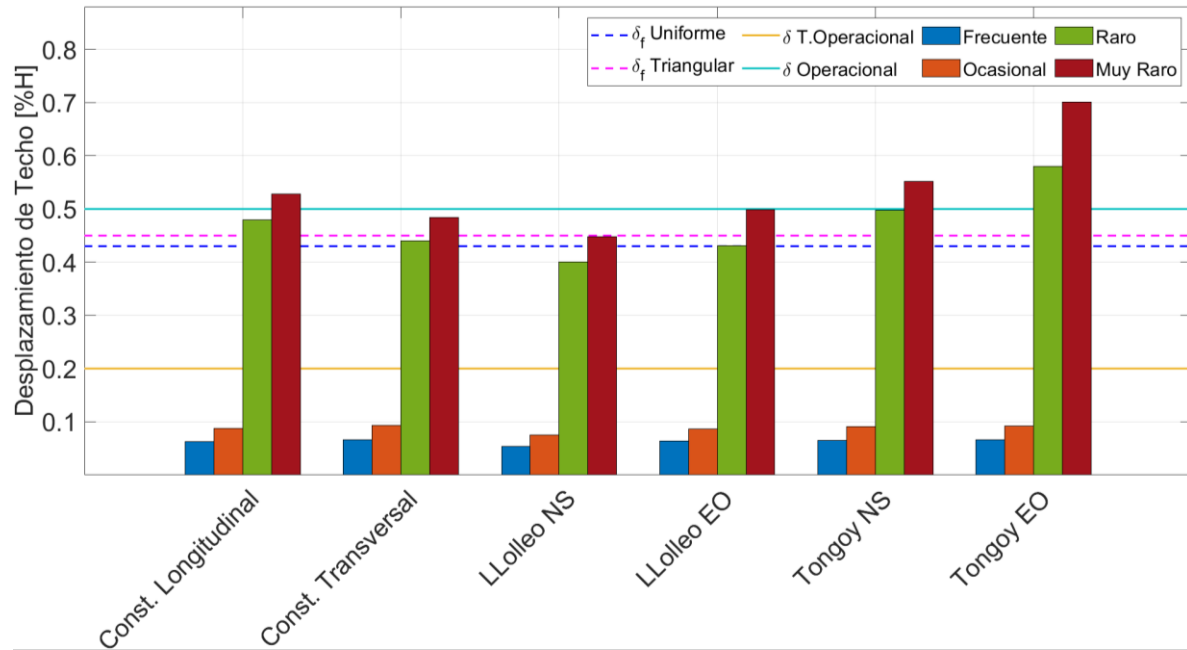


Figura 6-10: Desplazamientos de Techo [%H] máximos 12 Pisos.

Tabla 6-11: Resumen Desplazamiento de Techo Edificio 12 Pisos

Registro	Frecuente [%H]	Ocasional [%H]	Raro [%H]	Muy Raro [%H]
Constitución Longitudinal	0.06	0.08	0.47	0.52
Constitución Transversal	0.06	0.09	0.44	0.48
Llolleo Norte-Sur	0.05	0.07	0.4	0.44
Llolleo Este-Oeste	0.06	0.08	0.43	0.49
Tongoy Norte-Sur	0.06	0.09	0.49	0.55
Tongoy Este-Oeste	0.06	0.09	0.58	0.7

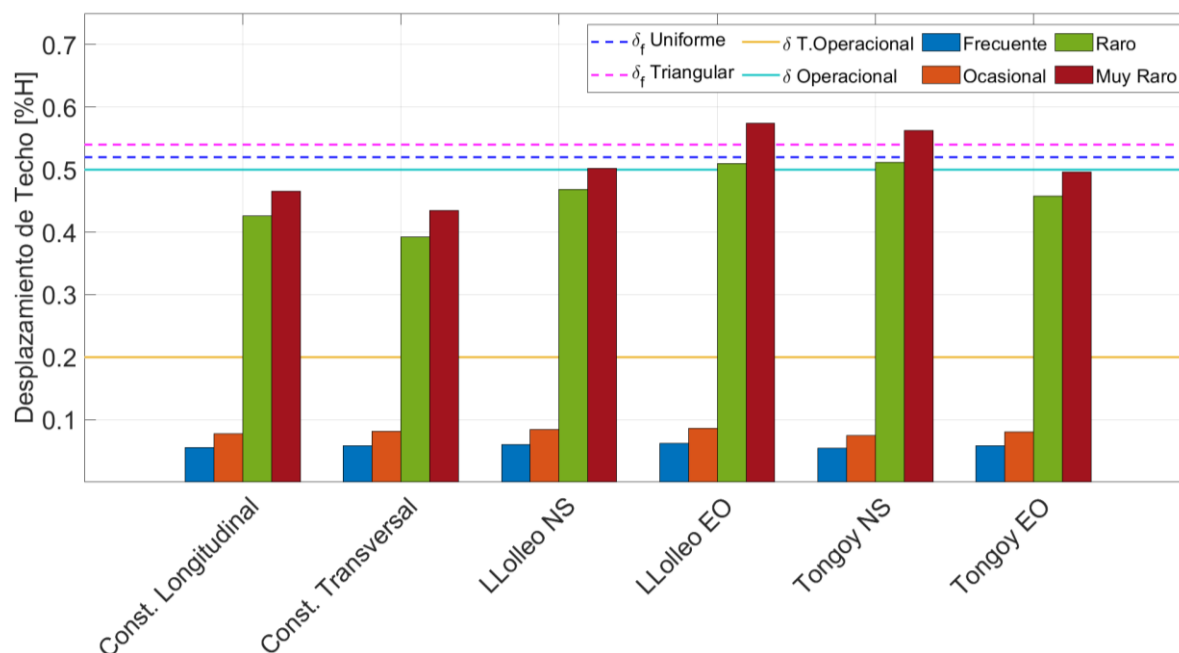


Figura 6-11: Desplazamientos de Techo [%H] máximos 16 Pisos.

Tabla 6-12: Resumen Desplazamiento de Techo Edificio 16 Pisos

Registro	Frecuente [%H]	Ocasional [%H]	Raro [%H]	Muy Raro [%H]
Constitución Longitudinal	0.05	0.07	0.42	0.46
Constitución Transversal	0.05	0.08	0.39	0.43
Llolleo Norte-Sur	0.06	0.08	0.46	0.50
Llolleo Este-Oeste	0.06	0.08	0.51	0.57
Tongoy Norte-Sur	0.05	0.07	0.51	0.56
Tongoy Este-Oeste	0.05	0.08	0.45	0.49

Se puede observar que, para todos los modelos comprendidos en este estudio y para todos los niveles de demanda sísmica, se cumplen los objetivos básicos de desempeño para edificios habitacionales y de oficinas establecidos por visión 2000.

Se destaca que, para niveles de demanda frecuentes y ocasionales, el límite totalmente operacional no es superado para ninguna de las estructuras, además de esto, se verificaron las deformaciones en los extremos de las vigas de acople, para las cuales no se determinaron

incursiones no lineales en toda la duración de los registros, confirmando un comportamiento lineal elástico.

Para los niveles de demanda Raro y Muy Raro, todas las estructuras tienen incursiones no lineales, superando las deformaciones establecidas para el punto de fluencia global de la estructura según lo determinado a través de las curvas de capacidad incremental. Se destaca el desplazamiento máximo obtenido para el edificio de 12 pisos para el registro de Tongoy Norte-Sur, con un valor de 0.7%, correspondiente a un 26% del desplazamiento último de la estructura, manteniendo una reserva adecuada de ductilidad.

Además de lo anterior, se identifican deformaciones remanentes para las estructuras al incursionar en el rango no lineal, para los demandas Rara y Muy Rara, las cuales se encuentran en el orden de 0.01% y 0.04% para todos los edificios. Estas deformaciones se deben principalmente a la deformación de fluencia alcanzada por el acero en tracción y compresión en los talones de los muros. Se destaca que para las deformaciones límites utilizadas en la definición de la curva esfuerzo deformación del acero, estas jamás se alcanzan, por lo que no se observó un pandeo de las placas de acero, evitando incursiones no lineales superiores o una pérdida total de la resistencia para las estructuras.

En la tabla 6-13 se presentan los máximos drift de entre piso para cada una de las demandas sísmicas para cada uno de los registros utilizados en este estudio. La normativa chilena considera un drift máximo relativo de 0.2%, el cual es consistente con el límite totalmente operacional deseable para demandas frecuentes en edificios habitacionales y de oficinas establecido por Vision 2000 [46].

Tabla 6-13: Máximos Drift Entrepisos.

Edificio	Demanda	Drift Máximo [%]					
		Constitución longitudinal	Constitución Transversal	Llolleo NS	Llolleo EO	Tongoy NS	Tongoy EO
8 Pisos	Frecuente	0.088	0.1	0.07	0.08	0.08	0.09
	Ocasional	0.11	0.12	0.09	0.011	0.11	0.12
	Raro	0.53	0.56	0.46	0.48	0.69	0.63
	Muy Raro	0.61	0.67	0.53	0.58	0.8	0.69
12 Pisos	Frecuente	0.07	0.08	0.06	0.07	0.08	0.08
	Ocasional	0.1	0.11	0.09	0.1	0.11	0.12
	Raro	0.6	0.53	0.5	0.56	0.6	0.8
	Muy Raro	0.7	0.58	0.55	0.63	0.67	0.87
16 Pisos	Frecuente	0.086	0.076	0.091	0.086	0.07	0.082
	Ocasional	0.118	0.111	0.125	0.121	0.1	0.11
	Raro	0.69	0.60	0.63	0.78	0.66	0.61
	Muy Raro	0.76	0.66	0.77	0.87	0.76	0.68

Se puede observar que el drift máximo para los edificios en los casos de demanda frecuente y ocasional, no supera el 0.2% de valor límite establecido por la normativa chilena.

Se destaca también que los valores obtenidos de derivas de entrepiso no sobrepasan los valores señalados en el “Manual de Diseño por Desempeño Sísmico” [49] para la ocupación inmediata después de un sismo, el cual establece los valores máximos de deriva de entrepiso de 0.5% y 0.7% para edificios con elementos estructurales no frágiles, y con elementos no estructurales no dúctiles respectivamente.

Para las demandas sísmicas Raro y muy Raro, el límite correspondiente a Operacional (0.5%) de Vision 2000 [46] y ocupación inmediata de la ACHISINA [49], es sobrepasado en la mayoría de los registros. Esto se debe a que en la evaluación y posterior diseño de los arquetipos se consideró una baja densidad de muros en la dirección de análisis, con valores de entre un 0.95 y un 1.4% los cual es bajo en consideración a la práctica de diseño de edificios de hormigón armado en Chile, con valores promedio de entre 2 y 4% [47]. Tomando en cuenta que la diferencia entre los valores obtenidos y el deseable no difieren más allá de

un 43% es posible controlar los desplazamientos de techo aumentando las densidades de muro o agregando arriostramientos que permitan rigidizar la estructura.

CAPÍTULO VII

7 CONCLUSIONES

Aspectos de Diseño

El diseño de los edificios evaluados en este trabajo se llevó a cabo a través de una recopilación de los métodos de diseños actuales propuestos por diferentes autores. Debido a los diferentes métodos utilizados por normas internacionales para la evaluación de los sistemas, determinación de las cargas sísmicas, y a las limitaciones impuestas por la NCh 433 Of96Mod.2009 [3], se optó realizar el procedimiento de diseño utilizando el análisis modal espectral según lo establecido en la normativa chilena disponible, considerando las rigideces para elementos compuestos establecidas por la Especificación para Construcciones de Acero AISC360-16 [17].

Se destaca que los parámetros sísmicos utilizados para el desarrollo de los espectros de respuesta de las estructuras corresponden a los utilizados para sistemas de muros de hormigón armado, debido a las limitaciones de las regulaciones chilenas en cuanto a sistemas estructurales considerados por la norma NCh433 [3]. Esta consideración se realizó basado en las conclusiones de estudios norteamericanos en los cuales se establece que, debido a la redundancia del sistema y comportamiento de sus elementos estructurales, factores de modificación de respuesta incluso superiores a $R=8$ pueden ser utilizados. Es por esto por lo que se plantea como trabajo futuro realizar una evaluación que comprenda un análisis dinámico incremental sobre los modelos, capaz de determinar el factor de reducción de respuesta adecuado para territorio nacional y con ello lograr un diseño óptimo del sistema resistente.

Se verificó que el uso de los parámetros sísmicos de la Nch.433 [3] para muros de hormigón armado, acompañado de un diseño por capacidad es adecuado para resistir las demandas sísmicas de los registros evaluados, escalados a diferentes niveles de demanda.

Evaluación del desempeño

El desempeño alcanzado por los edificios estudiados para demandas frecuentes (período de retorno 43 años) y ocasionales (período de retorno 72 años) no supera el límite totalmente operacional. Sin embargo, para demandas de gran intensidad tales como Raro (período de retorno 475 años) y Muy Raro (período de retorno 970 años), los edificios experimentan incursiones no lineales, lo que hace que superen de forma considerable el límite operacional impuesto para las estructuras. A pesar de haber superado estos límites, los edificios se encuentran alejados de los criterios sugeridos por Vision2000 [46] tales como seguridad de vida o colapso total. Los resultados de los análisis de demanda sísmica muestran un adecuado margen de ductilidad para los edificios en base a las curvas de capacidad incremental obtenidas para los modelos, lo que asegura un desempeño sísmico adecuado para sismos de gran intensidad en territorio nacional.

Se determinó que para demandas sísmicas frecuentes y ocasionales los edificios no llegan a formar rótulas plásticas en las vigas de acople, manteniendo un comportamiento totalmente operacional para estas demandas, lo que evitaría incurrir en reparaciones del sistema estructural para demandas sísmicas recurrentes. Además, en términos drift de entrepiso, no se superan los valores límites impuestos por la NCh433 [3], lo que confirma un adecuado comportamiento.

En relación a los cortes máximos obtenidos, para el modelo de 8 pisos el valor del corte basal asociado demandas frecuentes y ocasionales sobrepasa los valores de corte de diseño obtenidos a través del análisis modal espectral, situación que no ocurre al aumentar la altura de los modelos a 12 y 16 pisos.

En cuanto demandas del tipo Raro y Muy Raro, los cortes asociados a la fluencia global de la estructura no son sobrepasados en la mayoría de los registros para el modelo de 8 pisos, sin embargo, para los mismos registros en términos de desplazamiento, se superan los valores de fluencia global ampliamente. Para el modelo de 16 pisos los valores de corte basal superan ampliamente el valor de fluencia global de la estructura, mientras que el desplazamiento de techo no ve superado el valor límite de fluencia global para los desplazamientos en la mayoría de los registros, confirmando un comportamiento para el cual la no linealidad de la estructura

se hace evidente sin comprometer su estabilidad. Lo anterior da a entender que a medida que es aumentada la altura de los edificios mayores serán sus valores de corte máximo respecto al peso total de la estructura, con valores de desplazamientos de techo respecto a la altura total del edificio menores.

Para las demandas sísmicas Raro y Muy Raro, todos los modelos desarrollados tienen incursiones inelásticas en donde se supera el desplazamiento de techo considerado como fluencia global de la estructura, sin embargo, en el peor de los casos se obtuvo un desplazamiento máximo correspondiente a un 26% del desplazamiento último de la estructura, manteniendo una reserva adecuada de ductilidad. Independiente de la altura de los modelos, para este nivel de demanda, los edificios quedan con deformaciones permanentes de entre un 0.01% y 0.04%, esto debido en gran medida a las solicitaciones sobre las placas de acero en la base de los muros. A pesar de esto, las placas no alcanzan los límites impuestos como criterios de falla, tales como pandeo o fractura de los elementos, evitando una degradación de la resistencia y colapso del sistema.

Es importante destacar que este desempeño se logra pese a las bajas densidades de muro consideradas en los edificios diseñados, lo cuales no superan el 1%, en comparación a las densidades normales de entre 2 y 4% utilizadas en edificios chilenos de forma tradicional [47], permitiendo un aumento de metros cuadrados útiles por planta. Esto sumado a las propiedades de rápido montaje, que permitirían disminuir los tiempos de construcción en hasta un 40%, representan factores a tener en cuenta a la hora de elegir el sistema resistente a cargas laterales a utilizar en una construcción de gran envergadura.

Modelación

Se destaca que uno de los aspectos a considerar en el desarrollo de los modelos no lineales corresponde a la eficiencia computacional. Debido a esto se consideraron criterios de falla para el acero extraídos desde la literatura, lo cual permitió la utilización de materiales tales como el Steel02 (Elasto-Plástico), optimizando de forma notable los modelos en cuanto a su convergencia y tiempos de análisis. Pese a que el comportamiento obtenido utilizando este material se adecua a los resultados experimentales para un muro aislado, los resultados pueden ser mejorados a través del uso de materiales que consideren efectos tales como la

degradación de la resistencia, pandeo local de las placas de acero, y efectos de fatiga, lo que implicaría un mayor uso de recursos computacionales y mayores tiempos de cálculo.

También es importante destacar el hecho de que en este trabajo no se consideró la interacción entre la fundación y los muros acoplados, dejando de lado efectos tales como levantamiento de la fundación y comportamiento de las placas base.

Finalmente, los resultados expuestos en este trabajo permiten concluir que la aplicabilidad de este sistema se hace viable en territorio nacional.

Siguiendo con la misma línea de investigación, quedan pendientes nuevos temas que deben ser abordados tales como el diseño de fundaciones, conexión muros-fundación, resistencia al fuego, conexiones entre vigas y muros de acople y análisis dinámico incremental para determinar el factor R real del sistema considerando la realidad chilena.

En la actualidad, AISC se encuentra desarrollando la guía de diseño oficial que se espera sea publicada en 2021, que entregará una recopilación de toda la metodología y estado del arte desarrollado por las investigaciones hasta la fecha, lo que permitirá en el corto plazo realizar diseños con un proceso establecido oficialmente por el AISC [15]. Es por esto que la normativa chilena debe ser revisada continuamente e ir incorporando los nuevos sistemas estructurales que están surgiendo de la mano con los avances del área de la ingeniería estructural.

8 Referencias

- [1] AISC, SpeedCore [En línea], Chicago EEUU; 2018 [Citado Sept 2019], Available: <https://www.aisc.org/why-steel/innovative-systems/SpeedCore/>.
- [2] M. Bruneau, Y. Alzeni y P. Fouché, *Seismic Behavior of Concrete-Filled Steel Sandwich Walls and Concrete-Filled Tube Columns*, Christchurch, New Zealand: Steel Innovations Conference , 2013.
- [3] Instituto Nacional de Normalización (INN), Diseño sísmico de edificios NCh433.Of96Mod.2009, Santiago, Chile, 2009.
- [4] *DECRETO Supremo N°61: “Aprueba reglamento que fija el diseño sísmico de edificios y deroga D.S. N°117, de 2010”*, Santiago: Diario Oficial de la República de Chile, 13 de diciembre de 2011.
- [5] American Society of Civil Engineers ASCE, *Minimum design loads for buildings and other structures ASCE 7*, EEUU, 2016.
- [6] E. G. Kurt, A. H. Varma, A. S. Whittaker y P. Whittaker, «In-Plane Behavior and Design of Rectangular SC Wall Piers without Boundary Elements,» *Journal of Structural Engineering*,, vol. 142, n° 6, 2016.
- [7] M. R. Broberg, S. Shafaei, J. Seo, A. H. Varma y S. Agrawal, *Introduction to seismic analysis of coupled composite plate shear walls-concrete-filled*, St. Louis, Missouri: Proceedings of the Annual Stability Conference , 2019.
- [8] S. R. Bhardwaj y A. H. Varma, «Design of Modular Steel-Plate Composite Walls for Safety-Related Nuclear Facilities,» *Design Guide* , n° 32, 2017.

- [9] A. Siamak Epackachi, N. H. Nguyen, E. G. Kurt y Andrew S. Whittaker, «In-Plane Seismic Behavior of Rectangular Steel-Plate Composite Wall Piers,» *Journal of Structural Engineering*, vol. 141, n° 7, 2015.
- [10] ACI (American Concrete Institute), Building code requirements for structural concrete and commentary, Farmington Hills, 2014.
- [11] W.-Y. Lam, R. K.-L. Su y M. and Hoat-Joen Pam, «Experimental Study on Embedded Steel Plate Composite Coupling Beams,» *Journal of Structural Engineering*, vol. 131, n° 8, 2005.
- [12] J.-G. Nie, H.-S. Hu y M. R. Eatherton, «Concrete filled steel plate composite coupling beams: Experimental Study,» *Journal of Constructional Steel Research*, n° 94, pp. 49-63, 2013.
- [13] S. El-Tawil, K. A. Harries, P. J. Fortney, B. M. Shahrooz y Yahya Kurama, «Seismic Design of Hybrid Coupled Wall Systems: State of the Art,» *Journal of Structural Engineering*, vol. 136, n° 7, 2010.
- [14] B. Morgen, H. J. Yang, R. Klemencic y J. Hooper , «Rainer Square: Concrete Filled Composite Plate Shear Wall High-Rise Tower, Seattle, WA,» de *Proceedings of the Eighth International Conference on Composite Construction in Steel and Concrete*, 2019.
- [15] AISC, Speed Core: Rainer Square - A Project Case Study [En línea], Chicago EEUU; 2018 [Citado Sept 2019] Available: <https://www.aisc.org/education/continuingeducation/education-archives/SpeedCore-Rainier-Square-A-Project-Case-Study/>.
- [16] Pankow Foundation, Seismic and Wind Behavior and Design of Coupled CF-CPSW Core Walls for Steel Buildings [En línea], Indiana EEUU; 2016 [Citado Sept 2019], Available: <https://www.pankowfoundation.org/06-16-seismic-and-wind-behavior-and-design-of-coupled-cf-cpsw-core-walls-for-steel-buildings>.

- [17] American Institute of Steel Construction AISC, Specification for structural steel buildings AISC360, EEUU, 2016.
- [18] AISC, Speedcore And Composite Plate Shear Walls [En línea], Chicago EEUU; 2018 [Citado Sept 2019]. Available: https://lsc-pagepro.mydigitalpublication.com/publication/?i=562777&article_id=3288765&view=articleBrowser&ver=html5.
- [19] Charles Pankow Foundation & American Institute of Steel Construction, «R-Factors for Coupled Composite Plate Shear Walls / Concrete Filled (CC-PSW/CF),» Reporte Final, 2019.
- [20] American Institute of Steel Construction AISC, Seismic provisions for structural steel buildings, AISC341, EEUU, 2016.
- [21] S. R. Bhardwaj, W. April Y. y V. Amit H., «Slenderness requirements for CF-CPSW: The effects of concrete casting,» de *Eighth International Conference on thin-walled structures*, Lisbon, Portugal, 2018.
- [22] A. H. Varma, K. Zhang y S. R. Malushte, «Effect of shear connectors on local buckling and composite action in steel concrete composite walls,» *Nuclear Engineering and Design*, vol. 269, pp. 231-239, 2014.
- [23] S. Shafaei, A. Wang, A. H. Varma y B. Morgen, «Stability of Steel Modules During Construction,» de *Proceedings of the Annual Stability Conference Structural Stability Research Council*, Baltimore, Maryland, 2018.
- [24] Y. Alzeni y M. Bruneau, «In-Plane Cyclic Testing of Concrete-Filled Sandwich Steel Panel Walls with and without Boundary Elements,» *Journal of Structural Engineering*, vol. 143, n° 9, 2017.
- [25] A. H. Varma, Kai Zhang, Hoseok Chi, P. Booth y T. Baker, «In-Plane Shear Behavior of SC Composite Walls: Theory vs. Experiment,» *Transactions, SMiRT 21*, pp. 6-11, 2011.

- [26] M. Ozaki, S. Akita, H. Osuga, T. Nakayama y N. Adachi, «Study on steel plate reinforced concrete panels subjected to cyclic in-plane shear,» *Nuclear Engineering and Design*, vol. 228, pp. 225-244, 2004.
- [27] A. Varma y S. Malushte, «In Plane behavior, Analysis, and Design of Concrete Filled steel wall panels,» Bowen Laboratory Research Report , West Lafayette, 2009.
- [28] Jungil Seo, A. H. Varma, K. Sener y D. Ayhan, «Steel-plate composite (SC) walls: In-plane shear behavior, database, and design,» *Journal of Constructional Steel Research*, vol. 119, pp. 202-215, 2016.
- [29] H. Kenarangi y M. Bruneau, «Investigation of Cyclic-Shear Behavior of Circular-Reinforced Concrete-Filled Steel Tubes,» *Journal of Structural Engineering*, vol. 146, nº 5, 2020.
- [30] D. Lehman, C. Roeder, A. Heid, T. Maki y B. Khaleghi, «Shear Response of Concrete Filled Tubes part 1: Experiments,» *Journal of Constructional Steel Research*, vol. 150, pp. 528-540, 2018.
- [31] Instituto Nacional de Normalización (INN), Cargas permanentes y sobrecargas de uso, NCh.1537Of.2009, Santiago, Chile, 2009.
- [32] Instituto Nacional de Normalización (INN), Disposiciones generales y combinaciones de carga, NCh.3171Of.2010, Santiago, Chile, 2010.
- [33] F. McKenna, G. Fenves y M. Scott, *Open System for Earthquake Engineering Simulation*, California, EEUU: Department of Civil and Environmental Engineering University, of California, Berkeley, 2000.
- [34] M. Hisham y M. Yassin, *Nonlinear analysis of prestressed concrete structures under monotonic and cyclic loads*, Ph. D. University of California of Berkeley , 1994.

- [35] S. Ramesh, M. E. Kreger y M. D. Bowman, «Behavior and Design of Earthquake-Resistant Dual-Plate Composite Shear Wall Systems,» School of Civil Engineering Purdue University, 2013.
- [36] K. Susantha, H. Ge y T. Usami, «Uniaxial stress–strain relationship of concrete confined by various shaped steel tubes,» *Engineering Structures*, vol. 23, pp. 1331-1347, 2001.
- [37] M. Menegotto y P. Pinto, «Method of analysis for cyclically loaded R.C. plane frames including changes in geometry and non-elastic behavior of elements under combined normal force and bending,» de *Symposium on the Resistance and Ultimate Deformability of Structures Acted on by Well Defined Repeated Loads*, International Association for Bridge and Structural Engineering, Suiza, 1973.
- [38] S. Epackachi y A. S. Whittaker, «Experimental, Numerical and Analytical Studies on the Seismic Response of Steel-Plate Concrete (SC) Composite Shear Walls,» MCEER, 2016.
- [39] L. Ibarra y H. Krawinkler, «Global collapse of frame structures under seismic excitations,» *Rep. No. TB 152*, The John A. Blume Earthquake Engineering Center, Stanford University, Stanford, CA..
- [40] D. G. Lignos y H. Krawinkler, «Sidesway collapse of deteriorating structural systems under seismic excitations,» *Technical Report 172*, *The John A. Blume Earthquake Engineering Research Center, Department of Civil Engineering*, Stanford University, Stanford, California, EEUU, 2009.
- [41] S. Shafaei, A. H. Varma, M. R. Broberg y J. Seo, *An introduction to numerical modeling of composite plate shear walls/ concretefilled(C-PSW/CF)*, St. Louis, Missouri: Proceedings of the Annual Stability Conference Structural Stability Research Council, April 2-5, 2019.

- [42] F. Charney, «Unintended Consequences of Modeling damping in Structures,» *Journal of Structural Engineering*, vol. 134, n° 4, pp. 581-592, 2008.
- [43] ATC-55, Improvement of Nonlinear Static Seismic Analysis Procedures, FEMA 440, Washington, D.C: Department of Homeland Security Federal Emergency Management Agency, 2005.
- [44] ATC-63, «Quantification of Building Seismic Performance Factors, FEMA P695» Federal Emergency Management Agency, Washington, D.C., 2008.
- [45] R. Aguiar, «Sistema de Computación CEINCI3 para evaluar daño sísmico en países Bolivarianos», Centro de Investigación Científica Escuela Politécnica del Ejército, Ecuador, 2003.
- [46] SEAOC, Performance Based Seismic Engineering of Building, California, EEUU., 1995.
- [47] R. Lagos, M. Kupfer, J. Lindenberg, P. Bonelli, S. R., T. Gueldelman, L. Massone, R. Boroschek y F. Yañez, «Seismic performance of high-rise concrete buildings in Chile,» *International Journal of High-Rise Buildings*, pp. 181-194, 2012.
- [48] SeismoSoft, SeismoMatch 2020 a computer program for spectrum matching of earthquake records, 2020.
- [49] Subcomite N°7 de ACHISINA, Diseño Sísmico Basado en Desempeño, Asociación Chilena de Sismología e Ingeniería Antisísmica, Noviembre 2017.
- [50] S. Usami, H. Akiyama, M. Narikawa, K. Hara, M. Takeuchi y N. Sasaki, «Study on a Concrete Filled Steel Structure for Nuclear Plants (Part 2). Compressive Loading Tests on Wall Members,» *Transaction of 13th Structural Mechanics in Reactor Technology (SMiRT-13)*, p. 21–26, 1995.

9 Anexos

Anexo A: Hormigón Confinado

Las expresiones desarrolladas por Susantha et al. (2001) modifican el modelo para el hormigón desarrollado por Chang y Mander (1994), para con ello considerar el efecto de confinamiento obtenido en el interior de columnas rellenas de hormigón CFT.

El comportamiento general del hormigón confinado y no confinado asumido para este estudio se muestra en la figura 8-1, definiendo los puntos notables a través de las ecuaciones presentadas a continuación.

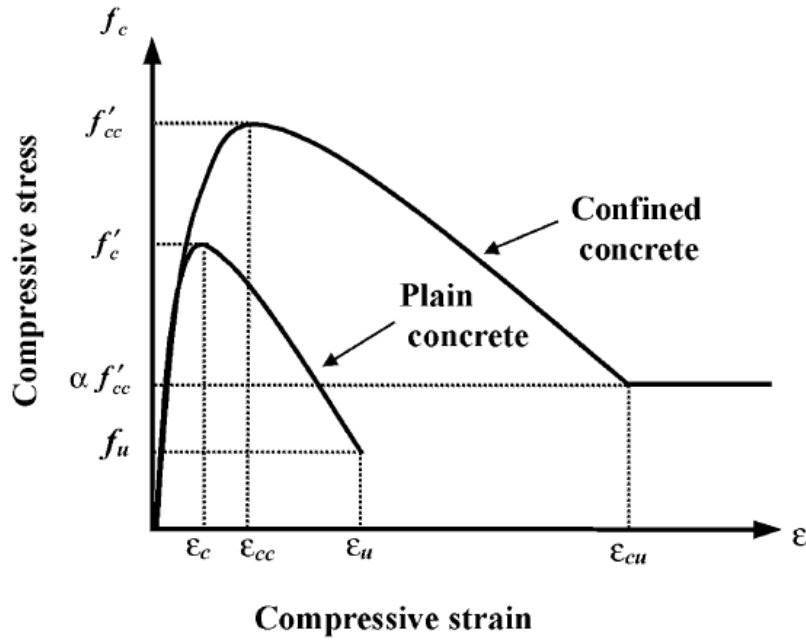


Figura 9-1: Modelo Hormigón Chang y Mander. [36]

$$f_c = f'_{cc} \frac{xr}{r - 1 + x^r} \quad (8-1)$$

$$x = \frac{\varepsilon}{\varepsilon_{cc}} \quad (8-2)$$

$$r = \frac{E_c}{(E_c - f'_{cc}/\varepsilon_{cc})} \quad (8-3)$$

$$\varepsilon_{cc} = \varepsilon_c \left(1 + 5 \left(\frac{f'_{cc}}{f'_c} - 1 \right) \right) \quad (8-4)$$

Donde:

f'_c : Esfuerzo de compresión de hormigón no confinado.

f'_{cc} : Esfuerzo de compresión de hormigón confinado.

ε_c : Deformación correspondiente al máximo esfuerzo de compresión para el hormigón no confinado.

ε_{cc} : Deformación correspondiente al máximo esfuerzo de compresión para el hormigón confinado.

ε_u : Deformación última del hormigón no confinado.

f_u : Esfuerzo de compresión ultimo de hormigón no confinado

ε_{cu} : Deformación para la cual se alcanza el esfuerzo de compresión último del hormigón confinado.

$\alpha f'_{cc}$: Esfuerzo de compresión ultimo de hormigón confinado

La determinación del nivel de confinamiento varía de acuerdo con la sección de columna elegida, la cual puede variar entre circular, rectangular y hexagonal como se aprecia en la figura 4-2.

Para un estado de esfuerzos triaxiales, el esfuerzo de impresión uniaxial sobre el hormigón puede ser determinado mediante la siguiente ecuación:

$$f'_{cc} = f'_c + m f_{rp} \quad (8-5)$$

Donde f_{rp} corresponde a la mayor presión radial en el concreto, y m corresponde a un coeficiente empírico, el cual varía entre 4 y 6. El valor propuesto por Susantha et al.

corresponde a 4, además de considerar una reducción de resistencia de compresión del hormigón no confinado f'_c de un 15%.

Para una sección circular el valor de la presión radial se obtiene mediante:

$$f_{rp} = \beta * \frac{2t}{D - 2t} * f_y \quad (8-6)$$

Donde:

β : Factor definido como la diferencia entre la razón de Poisson entre un tubo con y sin relleno de hormigón:

$$\beta = v_e - v_s \quad (8-7)$$

$$v_e = 0.2312 + 0.358v'_e - 0.1524 \left[\frac{f'_c}{f_y} \right] + 4.843v'_e \left[\frac{f'_c}{f_y} \right] - 9.169 \left[\frac{f'_c}{f_y} \right]^2 \quad (8-8)$$

$$v'_e = 0.881 * 10^{-6} \left(\frac{D}{t} \right)^3 - 2.58 * 10^{-4} \left(\frac{D}{t} \right)^2 + 1.953 * 10^{-2} \left(\frac{D}{t} \right) + 0.4011 \quad (8-9)$$

Donde

t : Espesor del tubo de acero.

D : Diámetro del tubo de acero.

En el caso de secciones de acero rectangulares, como las utilizadas en este trabajo, se puede adecuar la expresión antes presentada para la presión radial utilizando un diámetro equivalente definido como:

$$D_{eq} = \frac{2b}{\pi^{0.5}} \quad (8-10)$$

Donde

b : Ancho de la sección rectangular.

Luego de alcanzar el peak de resistencia a compresión, la reducción de la resistencia varía de acuerdo a lo presentado en la figura 9-2. Para el comportamiento se ha asumido una relación lineal con diferentes pendientes, obtenidas de forma paramétrica, las cuales determinan el factor α a través de la siguiente ecuación:

$$\alpha = 1 - \frac{Z}{f'_{cc}} (\varepsilon_{cu} - \varepsilon_{cc}) \quad (8-11)$$

Donde:

Z: Pendiente correspondiente al comportamiento lineal de reducción de resistencia.

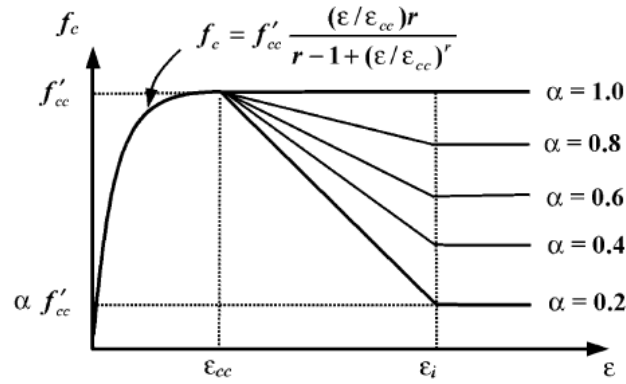


Figura 9-2: Modelo de hormigón Confinado. [36]

Susantha et al. propone las siguientes ecuaciones para la pendiente de tramo correspondiente de degradación de la resistencia, y el valor de ε_{cu} para secciones rectangulares.

$$Z = \begin{cases} 0, & R * \frac{f'_c}{f_y} \leq 0.0039 \\ 24.4 * \frac{R f'_c}{f_y} - 91.26, & R * \frac{f'_c}{f_y} > 0.0039 \end{cases} \quad (8-12)$$

$$\varepsilon_{cu} = \begin{cases} 0.04, & R * \frac{f'_c}{f_y} \leq 0.042 \\ 14.5 * \left[\frac{R f'_c}{f_y} \right]^2 - 2.4 R * \frac{f'_c}{f_y} + 0.116, & 0.042 < R * \frac{f'_c}{f_y} < 0.073 \\ 0.018, & R * \frac{f'_c}{f_y} \geq 0.073 \end{cases} \quad (8-13)$$

Donde:

R: Razón de ancho-espesor, calculado como:

$$R = \frac{b}{t} * \sqrt{\frac{12(1 - \nu^2)}{4\pi^2}} * \sqrt{\frac{f_y}{E_s}} \quad (8-14)$$

Donde:

ν : Razón de Poisson del acero.

Anexo B: Diseño Detallado de Arquetipo

A continuación, se presenta de forma detallada el diseño realizado según el procedimiento de diseño establecido en el capítulo 3.4.

Datos a Ingresar

$N_p := 8$ Número de Pisos

$h_1 := 4.5\text{m}$ Altura Primer Piso

$h_{\text{tipico}} := 3\text{m}$ Altura Típica de entrepiso

$OTM := \frac{6719.97855}{2} \text{tonnef} \cdot \text{m}$ Momento Volcante desde Etabs

$h_{CB} := 50\text{cm} = 500\text{-mm}$ Altura viga

$b_{CB} := 40\text{cm} = 400\text{-mm}$ Ancho Viga

$t_{pCBf} := \frac{3}{8} \text{in} = 9.525\text{-mm}$ Espesor ala

$t_{pCBw} := \frac{3}{8} \text{in} = 9.525\text{-mm}$ Espesor Alma

$L_{\text{wall}} := 4\text{m}$ Largo Muro

$L_{CB} := 2\text{m}$ Largo Viga

$CR := 0.6$ Factor de acoplamiento asumido para inciar análisis

$f_c := 300 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} = 300 \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$ Resistencia cilíndrica
hormigón

$$F_y := 50 \text{ ksi} = 3.515 \times 10^3 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

Esfuerzo de fluencia del acero

$$E_s := 29000 \text{ ksi} = 2.039 \times 10^6 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

Módulo de elasticidad del acero

$$E_c := 15100 \cdot \left(\frac{f_c}{\frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}} \right)^{0.5} \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} = 261539.672 \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

Módulo de elasticidad del Hormigón

$$n := N_p = 8$$

$$L_{\text{eff}} := L_{\text{CB}} + L_{\text{wall}} = 6 \text{ m}$$

Largo efectivo para acción de las vigas de acople
corresponde a la distancia entre los centros de
cada muro acoplado.

$$\text{Sum} V_{U_CB} := \frac{\text{CR} \cdot \text{OTM}}{L_{\text{eff}}} = 335.999 \text{ -tonnef}$$

suma de las fuerzas en las vigas de acople

$$V_{U_CB} := \frac{\text{Sum} V_{U_CB}}{2 \cdot n} = 21 \text{ -tonnef}$$

Fuerza de corte sobre una viga de acople
Para el CR asumido al iniciar proceso de
diseño

Verificación de ESBELTEZ Vigas de Acople

$$\text{ala} := \begin{cases} \text{"compacta"} & \text{if } \frac{b_{\text{CB}} - 2 \cdot t_{\text{pCBw}}}{t_{\text{pCBf}}} \leq 2.37 \cdot \sqrt{\frac{E_s}{F_y}} \\ \text{"No Compacta"} & \text{otherwise} \end{cases} = \text{"compacta"}$$

$$\text{alma} := \begin{cases} \text{"compacta"} & \text{if } \frac{h_{\text{CB}} - 2 \cdot t_{\text{pCBf}}}{t_{\text{pCBw}}} \leq 2.66 \cdot \sqrt{\frac{E_s}{F_y}} \\ \text{"No Compacta"} & \text{otherwise} \end{cases} = \text{"compacta"}$$

RESISTENCIA DE LAS VIGAS DE ACOUPLE

$$A_w := 2 \cdot (h_{CB} - 2 \cdot t_{pCBf}) \cdot t_{pCBw} = 14.201 \cdot \text{in}^2$$

$$A_c := (h_{CB} - 2 \cdot t_{pCBf}) \cdot (b_{CB} - 2 \cdot t_{pCBw}) = 283.988 \cdot \text{in}^2$$

$$\phi := 0.9$$

$$V_n := 0.6 \cdot A_w \cdot F_y + \frac{0.06 \cdot A_c \cdot \sqrt{\frac{f_c}{\text{ksi}}} \cdot \text{kip}}{\text{in}^2} = 209.213 \cdot \text{tonnef}$$

$$\phi \cdot V_n = 188.292 \cdot \text{tonnef} \quad \text{Resistencia a corte de vigas de acople}$$

OBTENCIÓN DE LA RESISTENCIA A MOMENTO

$$C_c(x) := 0.85 \cdot f_c \cdot 0.85 \cdot (x) \cdot (b_{CB} - 2 \cdot t_{pCBw}) \quad \text{Fuerza Hormigón}$$

$$\text{sum}_{\text{fuerzas_pos}}(x) := C_c(x) + F_y \cdot b_{CB} \cdot t_{pCBf} + F_y \cdot (x - t_{pCBf}) \cdot t_{pCBw} \cdot 2 - F_y \cdot (h_{CB} - t_{pCBf} - x) \cdot t_{pCBw} \cdot 2 - F_y \cdot t_{pCBf} \cdot b_{CB} \quad \text{Equilibrio de Fuerzas}$$

$$C_{\text{pos}} := \text{root}(\text{sum}_{\text{fuerzas_pos}}(x), x, 10^{-4} \text{ cm}, 10^4 \text{ cm})$$

$$C_{\text{pos}} = 15.466 \cdot \text{cm}$$

$$M_{\text{hormigón}} := C_c(C_{\text{pos}}) \cdot \left(C_{\text{pos}} - 0.85 \cdot \frac{C_{\text{pos}}}{2} \right) = 11.356 \cdot \text{tonnef} \cdot \text{m} \quad \text{Momento Hormigón}$$

$$M_{\text{alasup}} := F_y \cdot b_{CB} \cdot t_{pCBf} \cdot \left(C_{\text{pos}} - \frac{t_{pCBf}}{2} \right) = 20.076 \cdot \text{tonnef} \cdot \text{m} \quad \text{Momento Ala superior}$$

$$M_{\text{almasup}} := \left(\frac{C_{\text{pos}} - t_{pCBf}}{2} \right) \cdot [F_y \cdot (C_{\text{pos}} - t_{pCBf}) \cdot t_{pCBw} \cdot 2] = 7.053 \cdot \text{tonnef} \cdot \text{m} \quad \text{Momento Alma superior}$$

$$M_{\text{almainf}} := F_y \cdot (h_{CB} - t_{pCBf} - C_{\text{pos}}) \cdot t_{pCBw} \cdot \left(\frac{h_{CB} - t_{pCBf} - C_{\text{pos}}}{2} \right) \cdot 2 = 37.761 \cdot \text{tonnef} \cdot \text{m} \quad \text{Momento Alma inferior}$$

$$M_{\text{alainf}} := \left(h_{CB} - \frac{t_{pCBf}}{2} - C_{\text{pos}} \right) \cdot (F_y \cdot t_{pCBf} \cdot b_{CB}) = 45.616 \cdot \text{tonnef} \cdot \text{m} \quad \text{Momento ala inferior}$$

$$M_{pCB} = 121.861 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$$
 Resistencia a momento de las vigas de acople

$$V_v := \frac{2 \cdot M_{pCB}}{L_{CB}} = 121.861 \cdot \text{tonnef}$$

Fuerza de Corte de Las Vigas
Para el momento plástico
calculado, el valor debe ser menor
al corte resistente $\phi \cdot V_n$

$$V_{ucb} = 341.6 \text{ tonnef}$$

Sumatoria de corte resistido por vigas de acople desde análisis elástico en
Etabs

$$V_{v1.2} := \frac{2 \cdot M_{pCB} \cdot 1.2}{L_{CB}}$$
 Corte esperado vigas de Acople

$$\text{gamma} := \frac{n \cdot V_{v1.2}}{V_{ucb} \cdot 1} = 3.42468$$
 Determinación factor Gamma

$$\text{Sum}V_{v1.2} := V_{v1.2} \cdot n = 1.17 \times 10^3 \cdot \text{tonnef}$$

$$CR_s := \frac{\text{Sum}V_{v1.2} \cdot L_{eff}}{\text{OTM} \cdot \text{gamma}} \cdot 1 = 0.61$$

CR de 60 % para la geometría elegida

Datos Muro

$$t_{sc} := 40 \text{ cm}$$
 Espesor Muro

$$t_p := \frac{4}{16} \text{ in}$$
 Espesor placas de Muro

$$L_{wall} = 4 \text{ m}$$
 Largo Muro

$$d_{tie} := \frac{3}{4} \text{ in}$$
 Diametro de la barra
de amarre

VERIFICACIÓN DE ESBELTEZ

$$b := \min \left(t_p \cdot 1.05 \cdot \sqrt{\frac{E_s}{F_y}}, t_p \cdot 1.05 \cdot \sqrt{\frac{E_s}{F_y}} \right) = 16.057 \cdot \text{cm}$$

Largo máximo no soportado entre barras de amarre en zonas donde se espera fluencia

$$\alpha_{fa} := 1.7 \cdot \left(\frac{t_{sc}}{t_p} - 2 \right) \cdot \left(\frac{t_p}{d_{tie}} \right)^4 = 1.28$$

$$\alpha_{fw} := 1.7 \cdot \left(\frac{t_{sc}}{t_p} - 2 \right) \cdot \left(\frac{t_p}{d_{tie}} \right)^4$$

$$S_w := \min \left(t_p \cdot \sqrt{\frac{E_s}{\text{ksi}} \cdot \frac{1}{2 \cdot \alpha_{fa} + 1}}, t_p \cdot \sqrt{\frac{E_s}{\text{ksi}} \cdot \frac{1}{2 \cdot \alpha_{fw} + 1}} \right) = 57.311 \cdot \text{cm}$$

Máximo espaciamiento de barras de amarre.

RIGIDEZ A TRACCIÓN Y A COMPRESIÓN

$$I_{sv} := \left[\frac{(t_{sc} - 2 \cdot t_p) \cdot t_p^3}{12} + (t_{sc} - 2 \cdot t_p) \cdot t_p \cdot \left(\frac{L_{wall}}{2} - \frac{t_p}{2} \right)^2 \right] \cdot 2 = 0.02 \text{ m}^4$$

$$I_{sh} := \frac{2 \cdot t_p \cdot L_{wall}^3}{12} = 0.068 \text{ m}^4$$

$$I_s := I_{sv} + I_{sh} = 2.098 \times 10^5 \cdot \text{in}^4$$

$$K_s := I_s \cdot E_s = 6.086 \times 10^9 \cdot \text{kip} \cdot \text{in}^2$$

Rigidez a tracción

$$I_{\text{homigon}} := \frac{(t_{sc} - 2 \cdot t_p) \cdot (L_{wall} - 2 \cdot t_p)^3}{12} = 2.046 \text{ m}^4$$

$$A_s := (t_{sc} - 2 \cdot t_p) \cdot t_p \cdot 2 + L_{wall} \cdot t_p \cdot 2 = 0.056 \text{ m}^2$$

$$A_g := L_{wall} \cdot t_{sc} = 1.6 \text{ m}^2$$

$$C_3 := 0.45 + 3 \cdot \frac{A_s}{A_g} = 0.554$$

$$nn := \frac{E_s}{E_c} = 7.796$$

$$I_{\text{eff}} := nn \cdot I_s + C_3 \cdot I_{\text{homigon}} = 4.361 \times 10^6 \cdot \text{in}^4$$

$$E_c \cdot I_{\text{eff}} = 1.622 \times 10^{10} \cdot \text{kip} \cdot \text{in}^2$$

Rigidez efectiva muros a compresión

$$M_{UT} := \frac{K_s}{E_c \cdot I_{eff} + K_s} \cdot \text{gamma} \cdot \text{OTM} \cdot (1 - CR_s) = 1224.12 \cdot \text{tonnef} \cdot \text{m}$$

MOMENTO A RESISTIR
POR MURO EN
TRACCION

$$M_{UC} := \frac{E_c \cdot I_{eff}}{(E_c \cdot I_{eff} + K_s)} \cdot [\text{gamma} \cdot \text{OTM} \cdot (1 - CR_s)] = 3263.539 \cdot \text{tonnef} \cdot \text{m}$$

MOMENTO A RESISTIR
POR MURO EN
COMPRESION

MOMENTO RESISTENTE MURO TRACCIONADOS

grav := 346.7697tonnef Carga axial de compresion sobre los muros

p := grav - SumV_{v1,2} = -823.1·tonnef Carga de tracción final debido a la plastificación completa de las vigas de acople

$C_c(x) := 0.85 \cdot f_c \cdot 0.85 \cdot (x - t_p) \cdot (t_{sc} - 2t_p)$ Fuerza correspondiente al Hormigón

$\text{sum}_{fuerzas_pos}(x) := C_c(x) + F_y \cdot (t_{sc} - 2t_p) \cdot t_p + F_y \cdot (x) \cdot t_p \cdot 2 - F_y \cdot (L_{wall} - x) \cdot t_p \cdot 2 - F_y \cdot (t_{sc} - 2t_p) \cdot t_p - p$ Equilibrio de Fuerza

$$C_{pos} := \text{root}\left(\text{sum}_{fuerzas_pos}(x), x, 10^{-4} \text{ cm}, 10^{10} \text{ cm}\right)$$

$$C_{pos} = 0.559 \text{ m}$$

$$M_{acero\text{compresion}} := F_y \cdot (t_{sc} - 2t_p) \cdot t_p \cdot \left(C_{pos} - \frac{t_p}{2}\right) + F_y \cdot (C_{pos}) \cdot t_p \cdot 2 \cdot \frac{C_{pos}}{2} = 117.736 \cdot \text{tonnef} \cdot \text{m}$$

$$M_{acero\text{traccion}} := F_y \cdot (t_{sc} - 2t_p) \cdot t_p \cdot \left(L_{wall} - C_{pos} - \frac{t_p}{2}\right) + F_y \cdot (L_{wall} - C_{pos}) \cdot t_p \cdot 2 \cdot \frac{L_{wall} - C_{pos}}{2}$$

$$M_{hormi} := 0.85 \cdot f_c \cdot 0.85 \cdot (C_{pos} - t_p) \cdot (t_{sc} - 2t_p) \cdot \left[C_{pos} - 0.85 \cdot \frac{(C_{pos} - t_p)}{2}\right] = 150.258 \cdot \text{tonnef} \cdot \text{m}$$

$$M_{axialT} := p \cdot (x_p - C_{pos}) = -1.186 \times 10^3 \cdot \text{tonnef} \cdot \text{m}$$

$$\frac{M_{UT}}{M_{totalresistenteT}} \cdot 100 = 60.529$$

Muro traccionado se encuentra al 60.5% de su capacidad

De forma similar para el muro en compresión

$$\frac{M_{UC} \cdot 100}{M_{totalresistenteC}} = 80.973$$

Muro Comprimido se Encuentra al 81% de su capacidad

Anexo C: Gráficos Respuesta Corte Basal v/s Tiempo

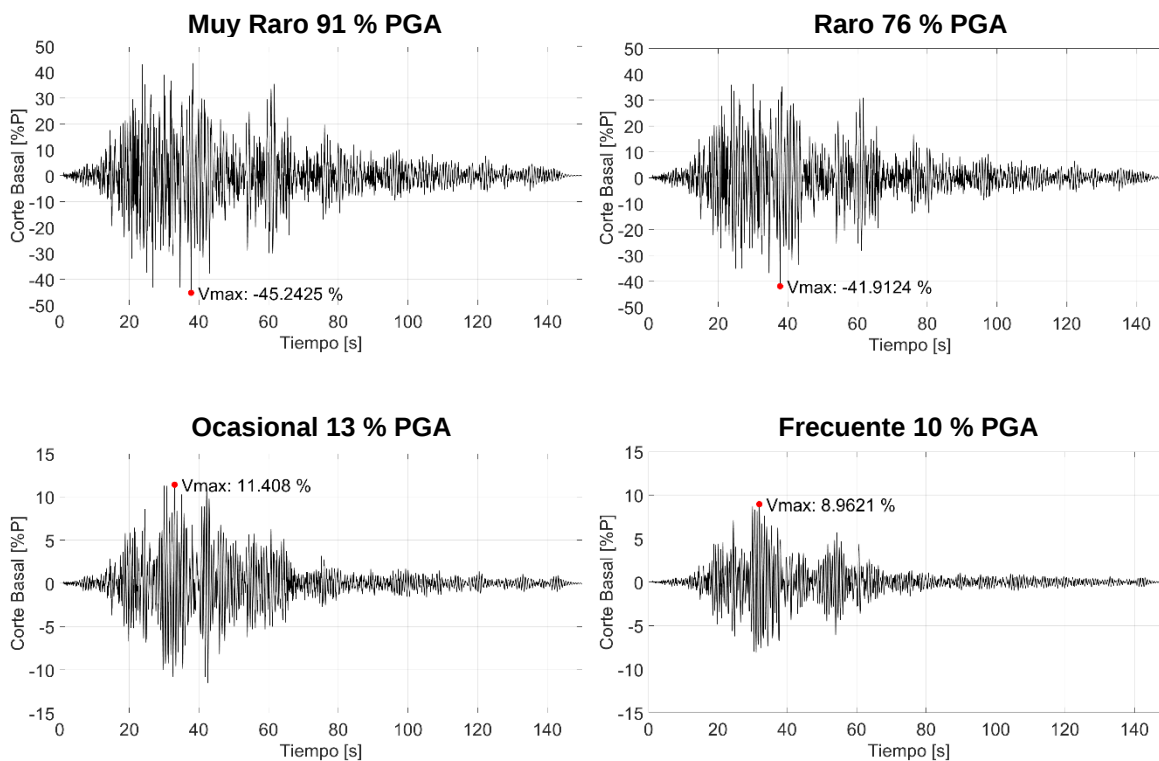


Figura 9-3: Constitución Longitudinal 8 Pisos

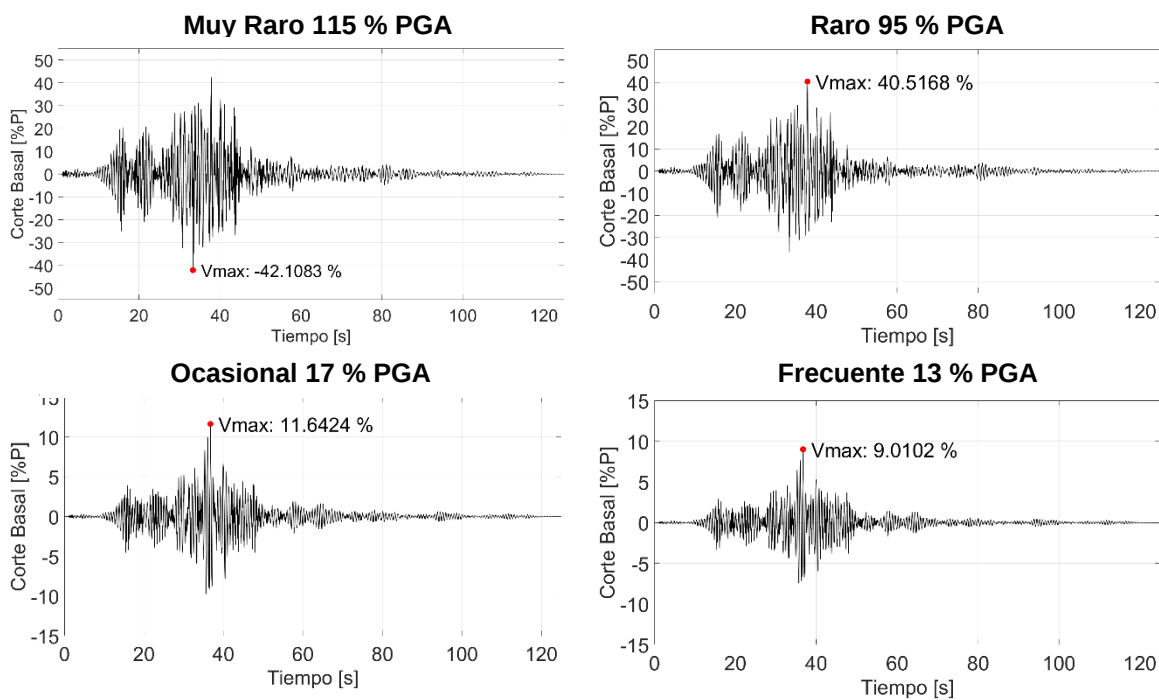


Figura 9-4: Llolleo EO 8 Piso

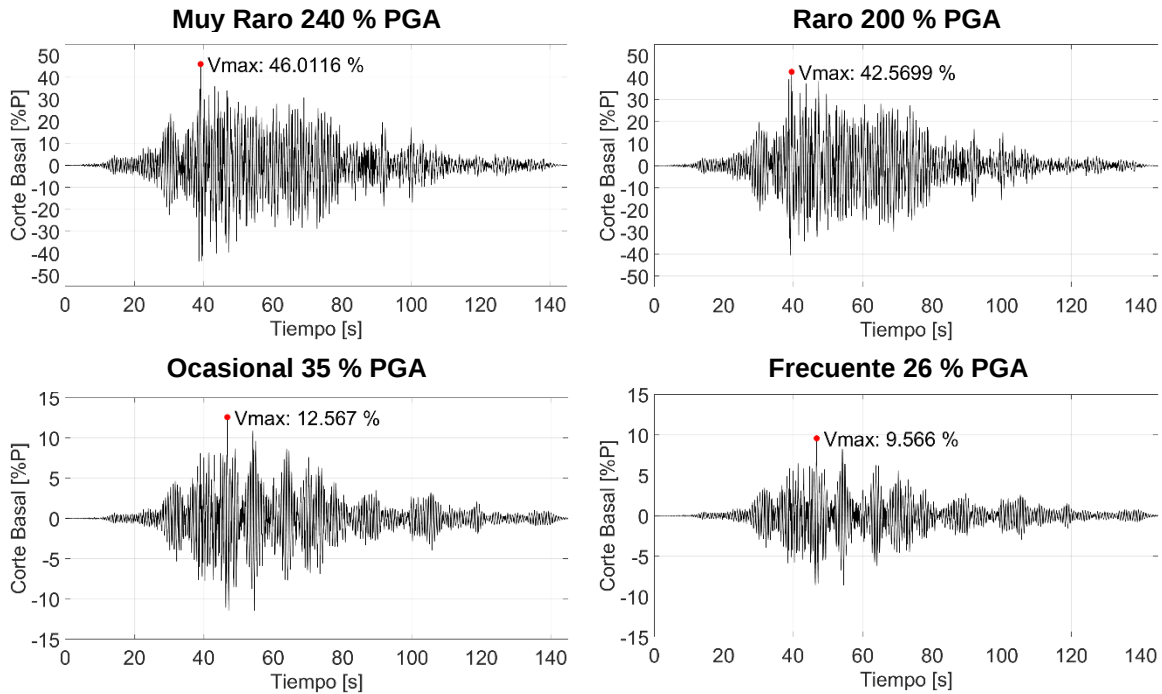


Figura 9-5: Tongoy NS 8 Pisos.

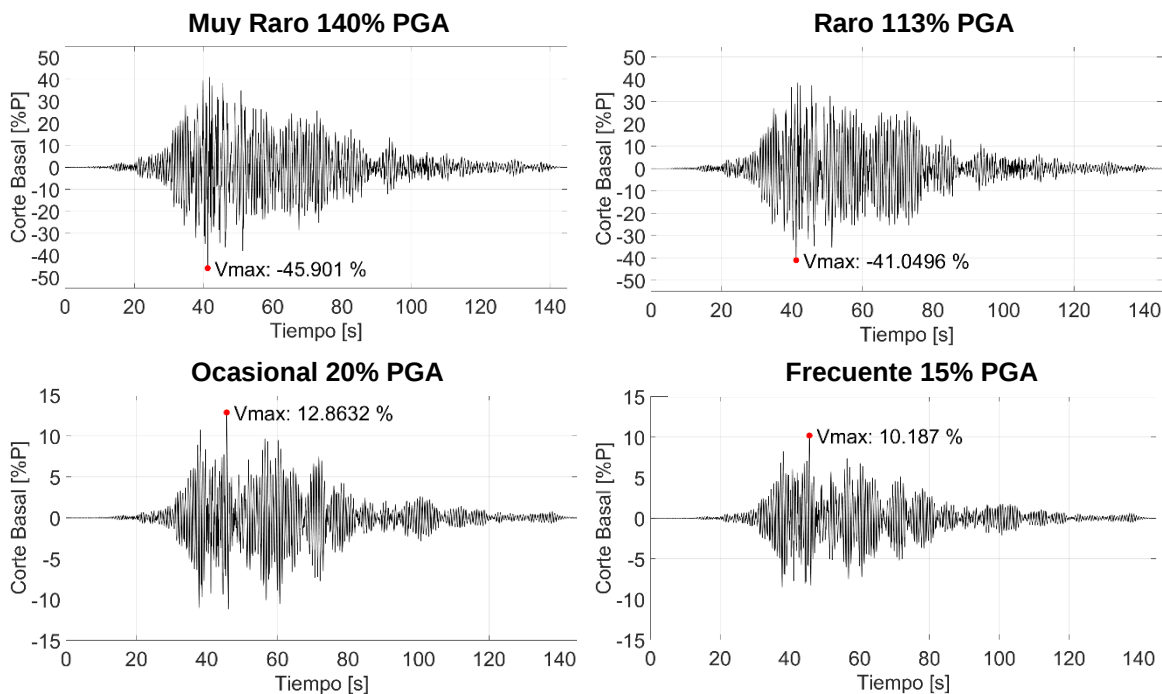


Figura 9-6: Tongoy EO 8 Pisos.

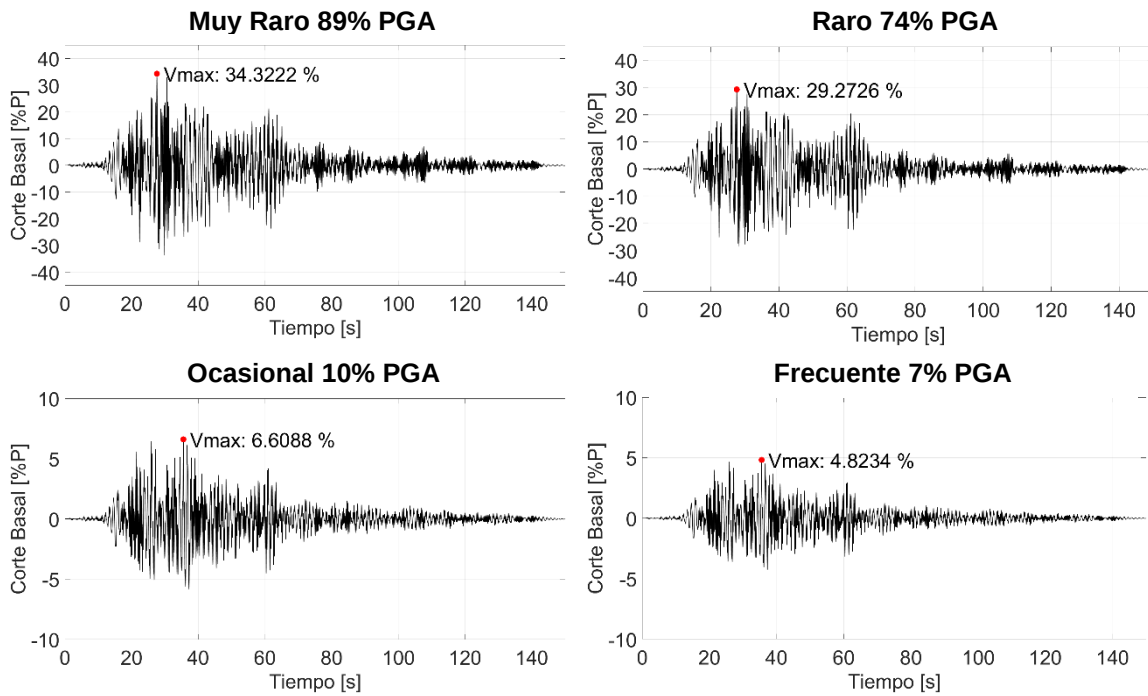


Figura 9-7: Constitución Longitudinal 12 Pisos.

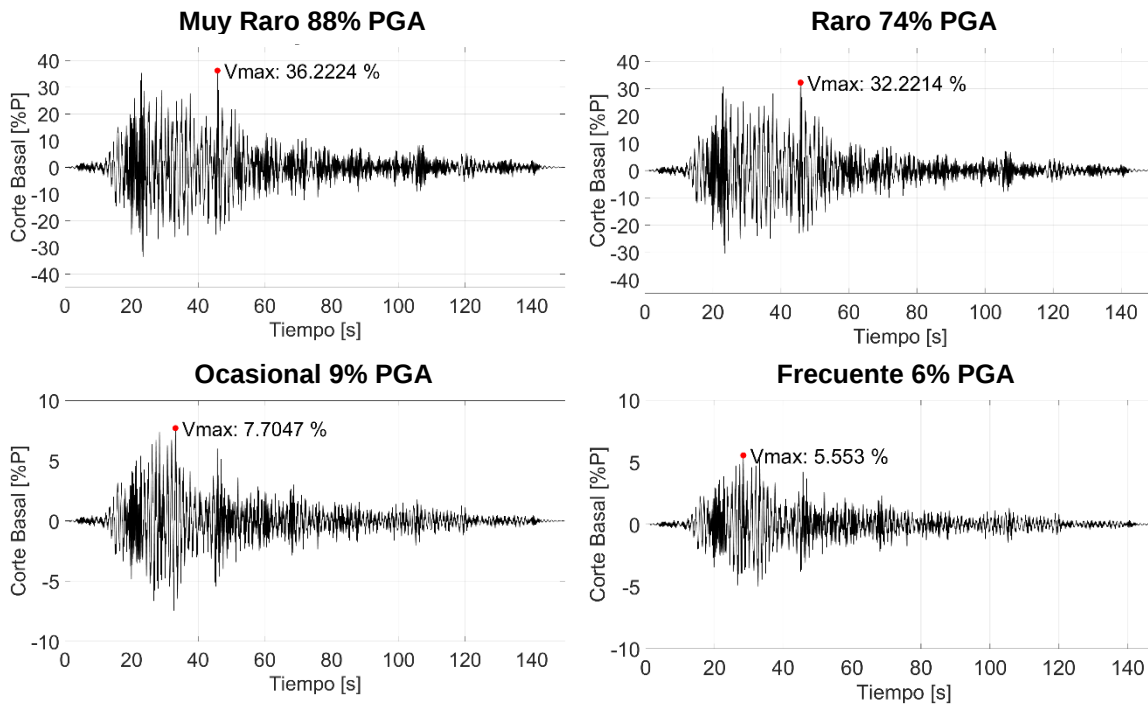


Figura 9-8: Constitución Transversal 12 Pisos.

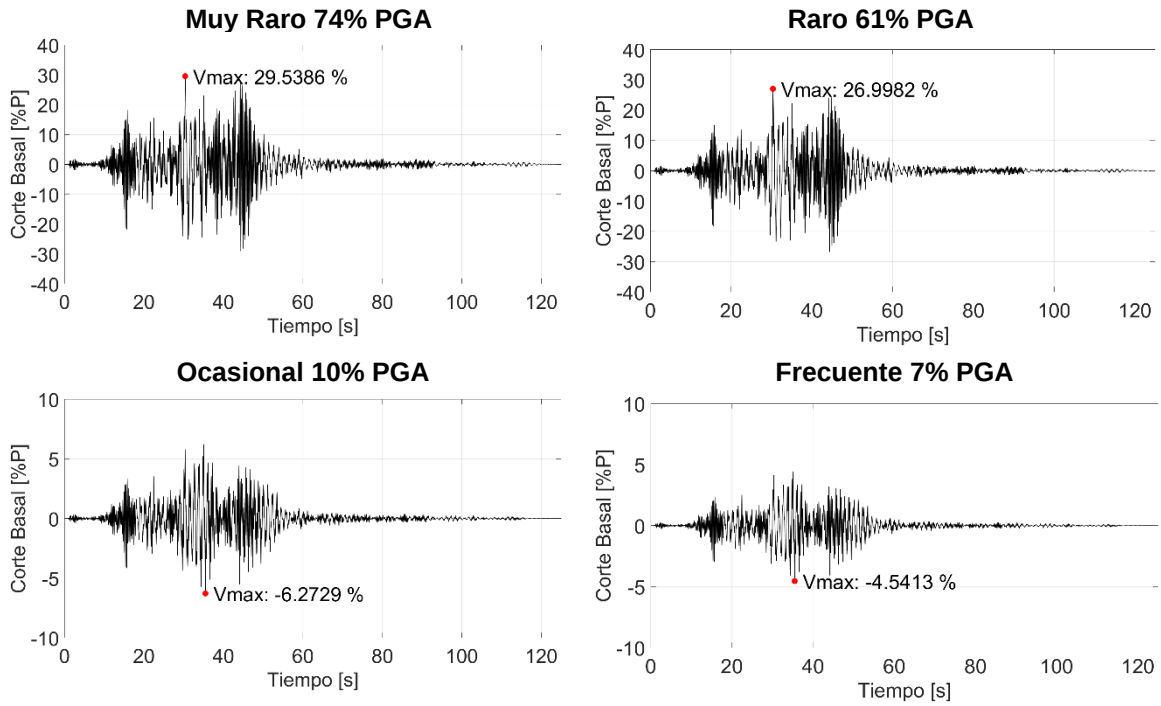


Figura 9-9: Llolleo NS 12 Pisos.

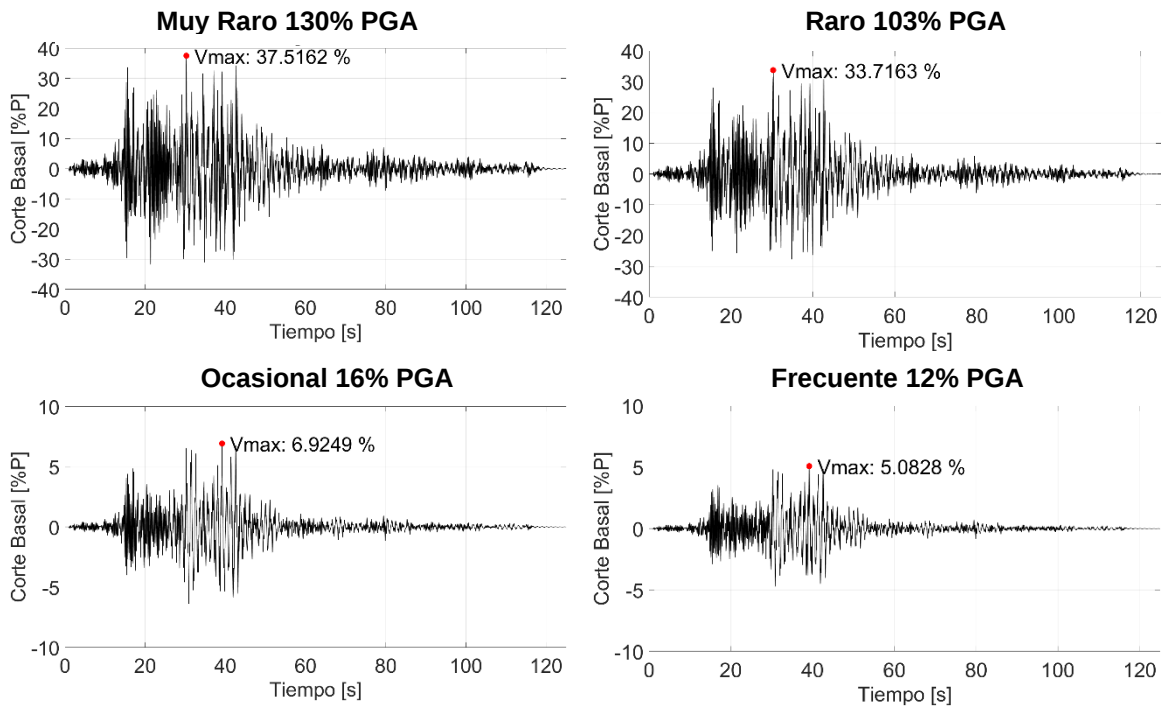


Figura 9-10: Llolleo EO 12 Pisos.

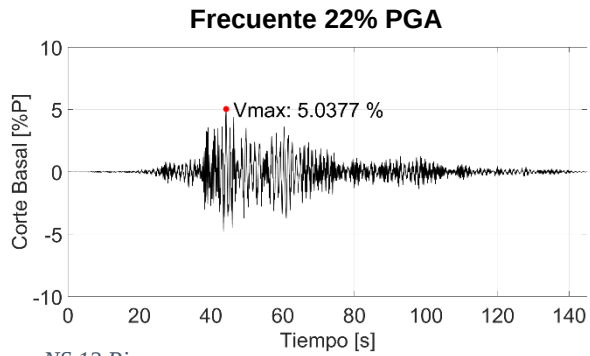
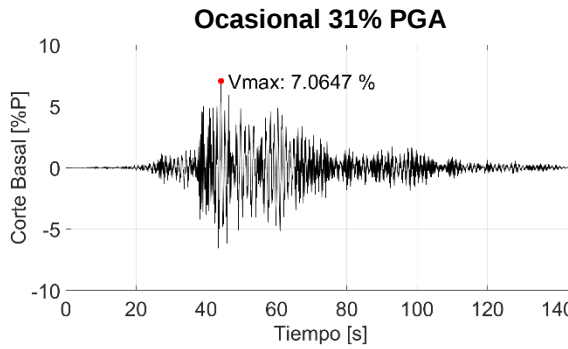
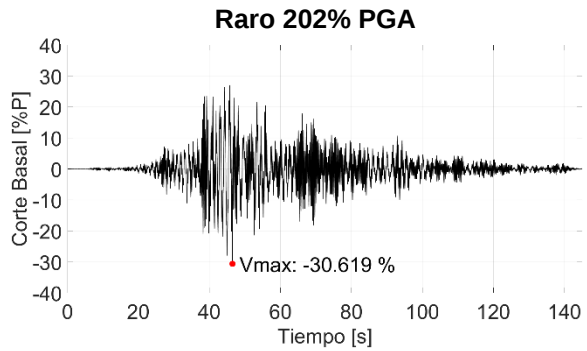
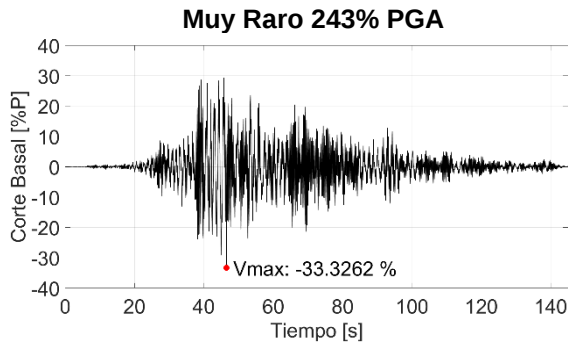


Figura 9-11: Tongoy NS 12 Pisos.

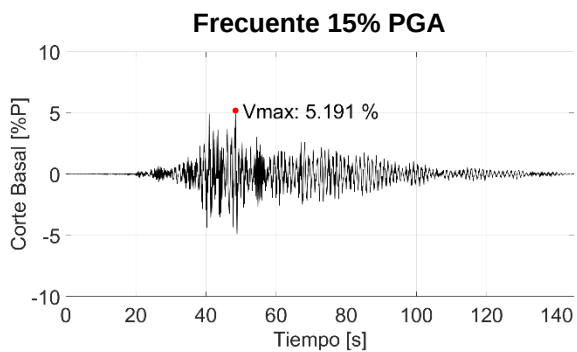
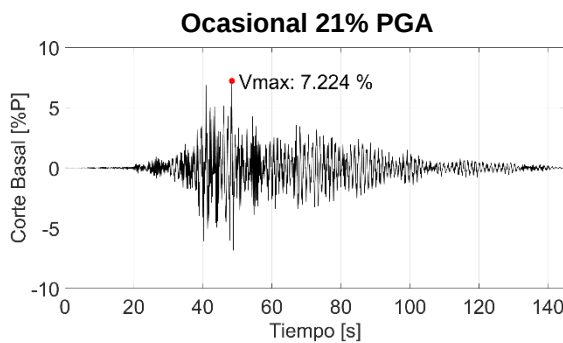
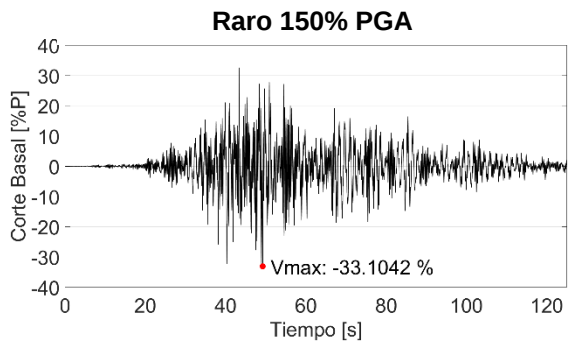
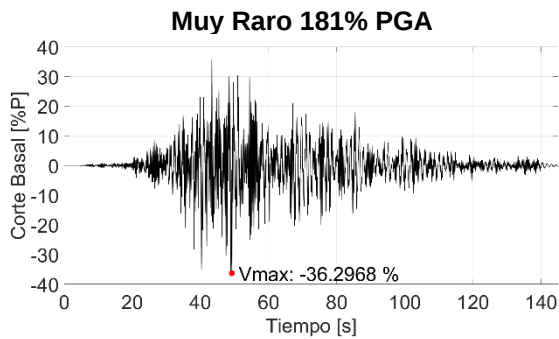


Figura 9-12: Tongoy EO 12 Pisos

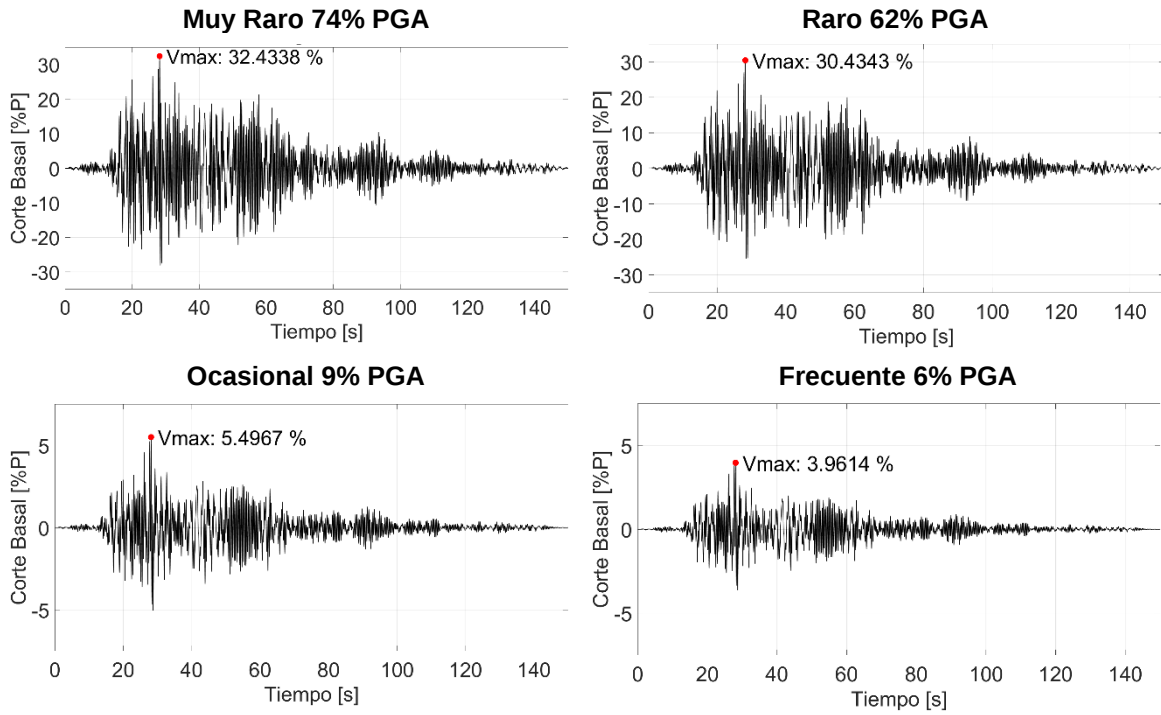


Figura 9-13: Constitución longitudinal 16 pisos.

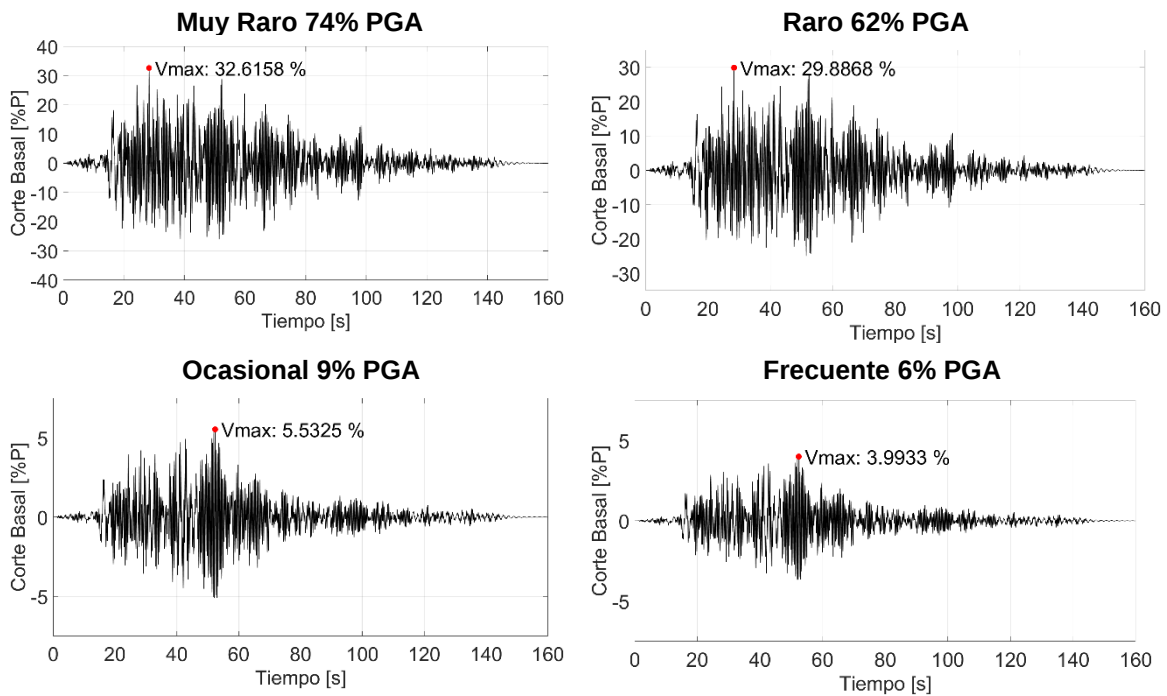


Figura 9-14: Constitución Transversal 16 pisos.

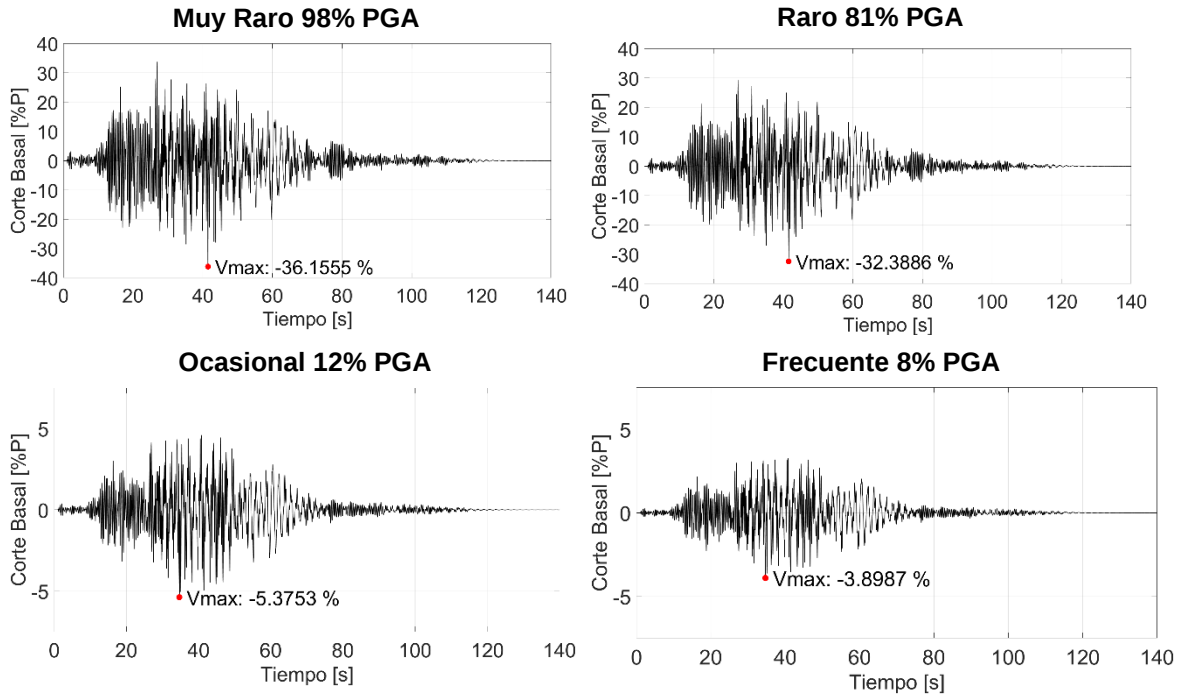


Figura 9-15: Llolleo NS 16 Pisos.

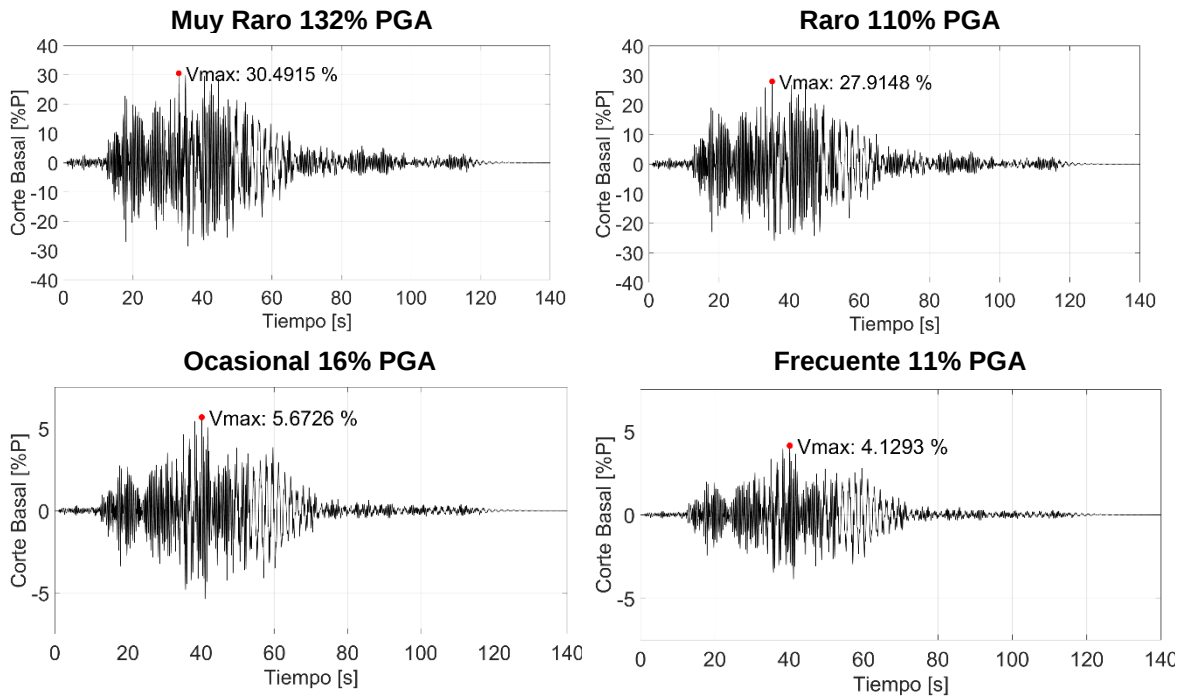


Figura 9-16: Llolleo EO 16 Pisos.

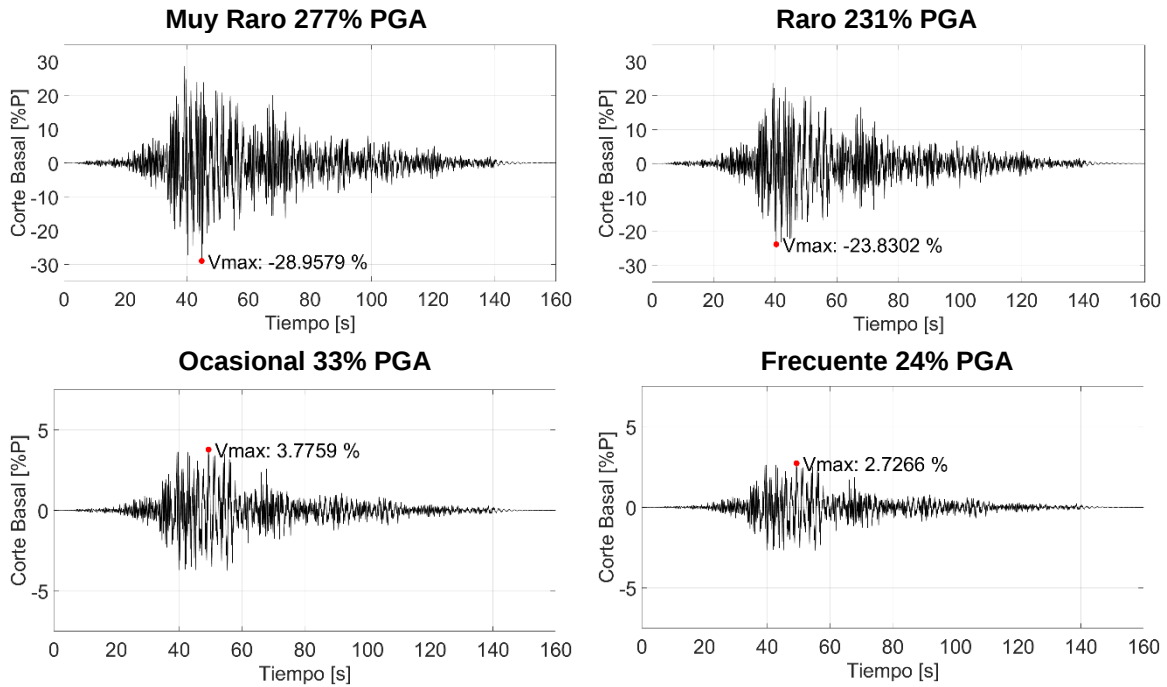


Figura 9-17: Tongoy NS 16 Pisos

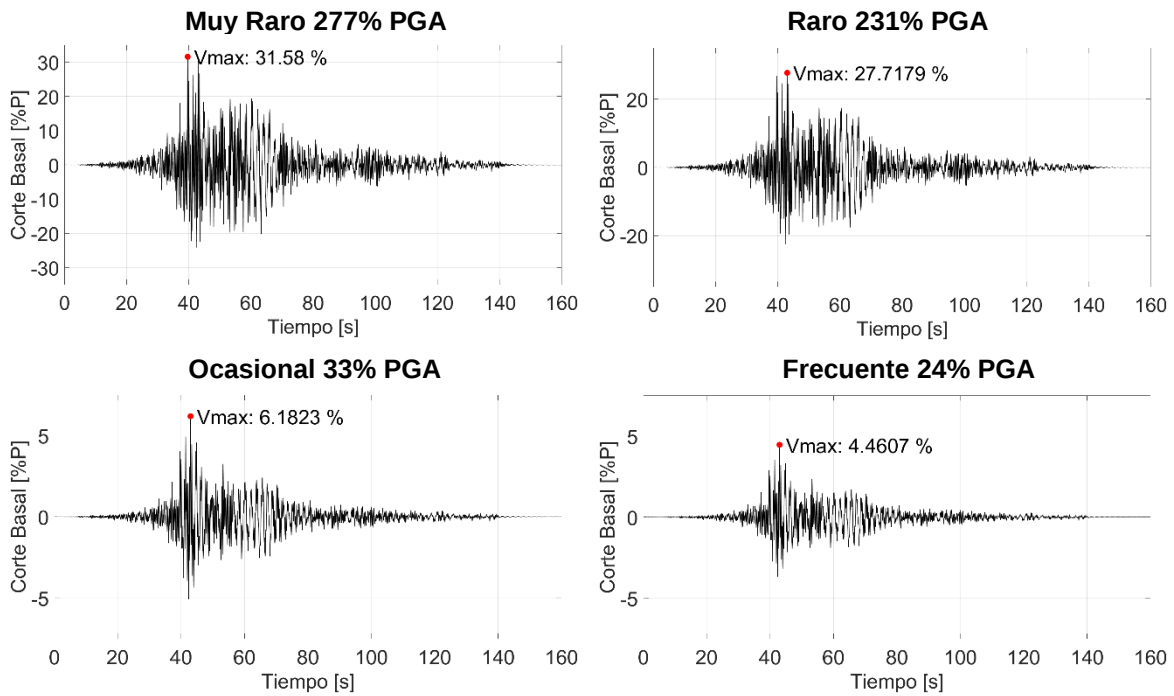


Figura 9-18: Tongoy EO 16 Pisos.

Anexo D: Gráficos Respuesta Desplazamiento de Techo v/s Tiempo

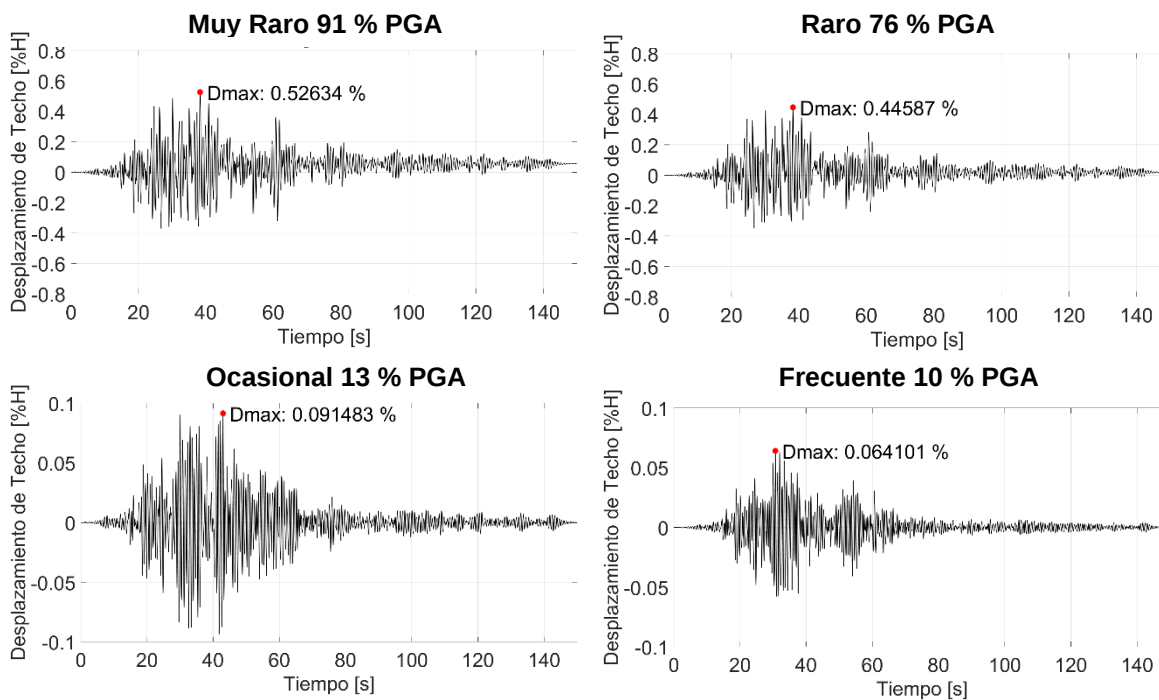


Figura 9-19: Constitución Longitudinal 8 Pisos.

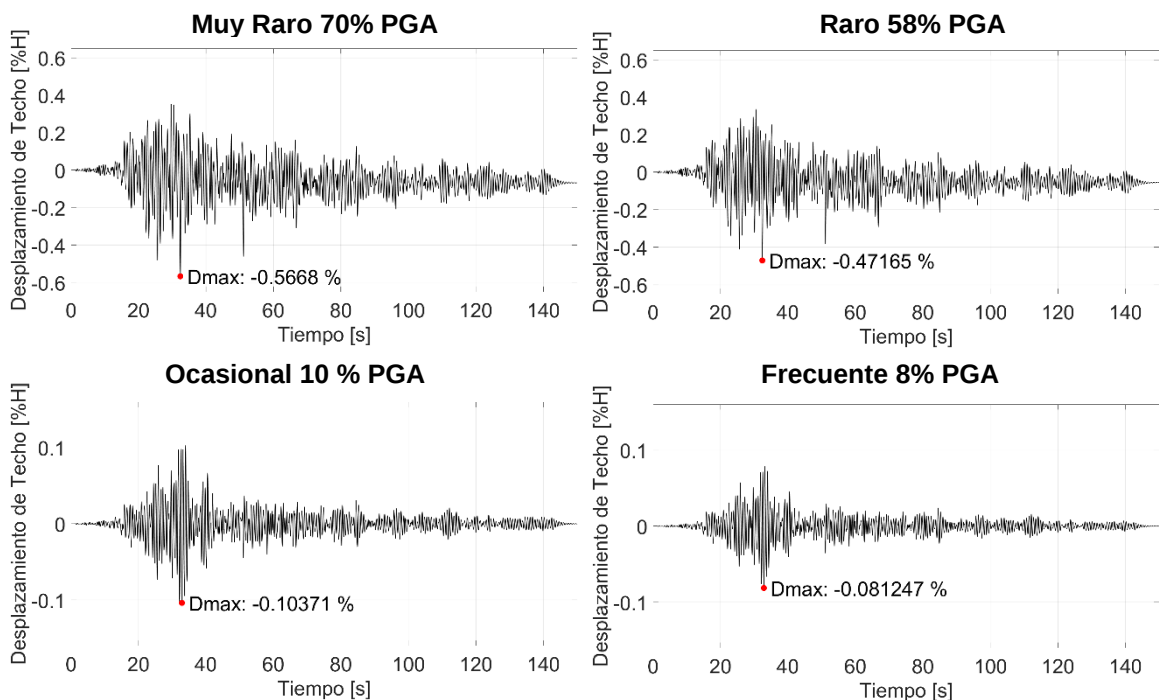


Figura 9-20: Constitución Transversal 8 Pisos.

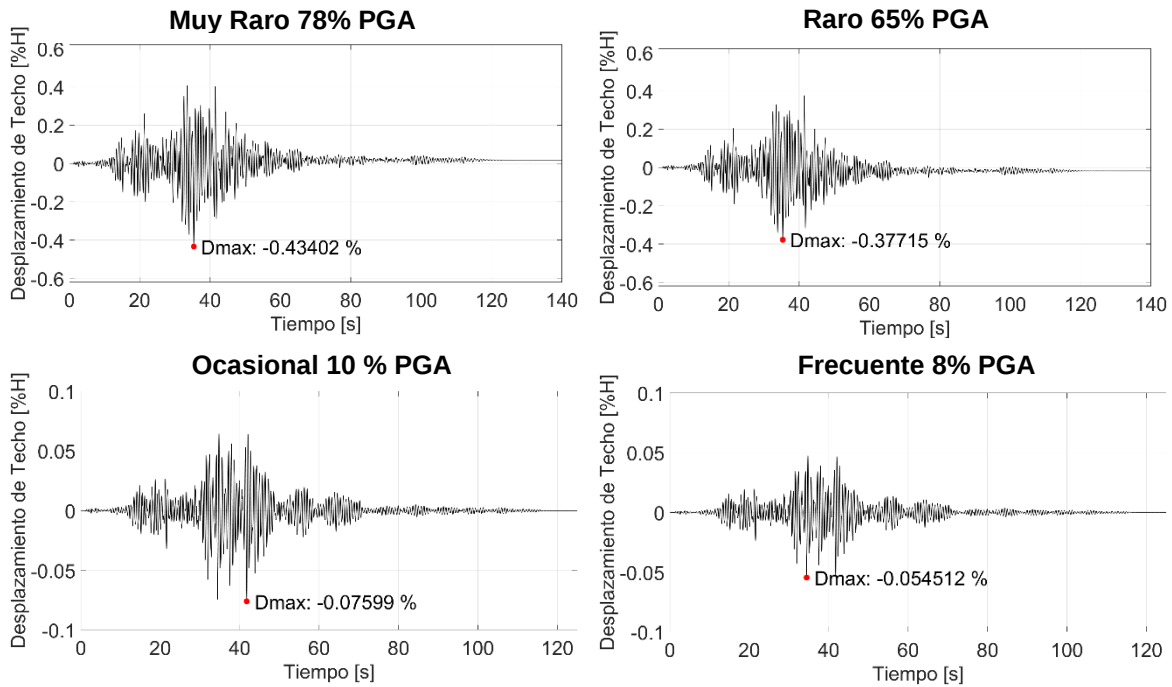


Figura 9-21: Llolleo NS 8 Pisos.

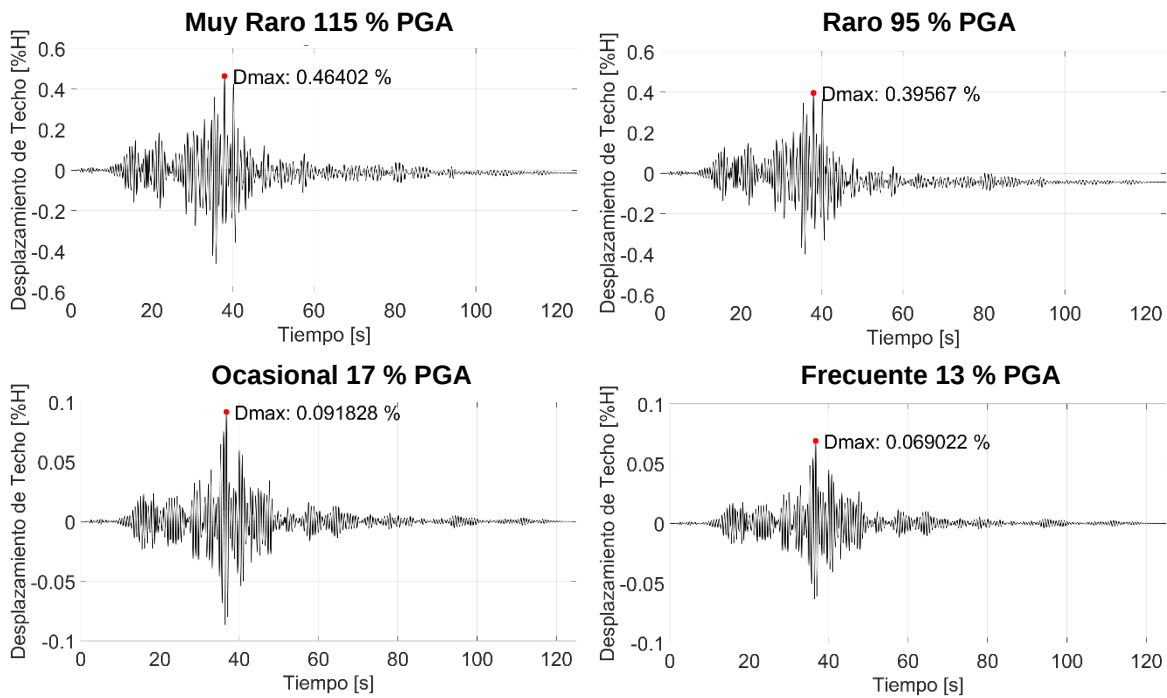


Figura 9-22: Llolleo EO 8 Pisos.

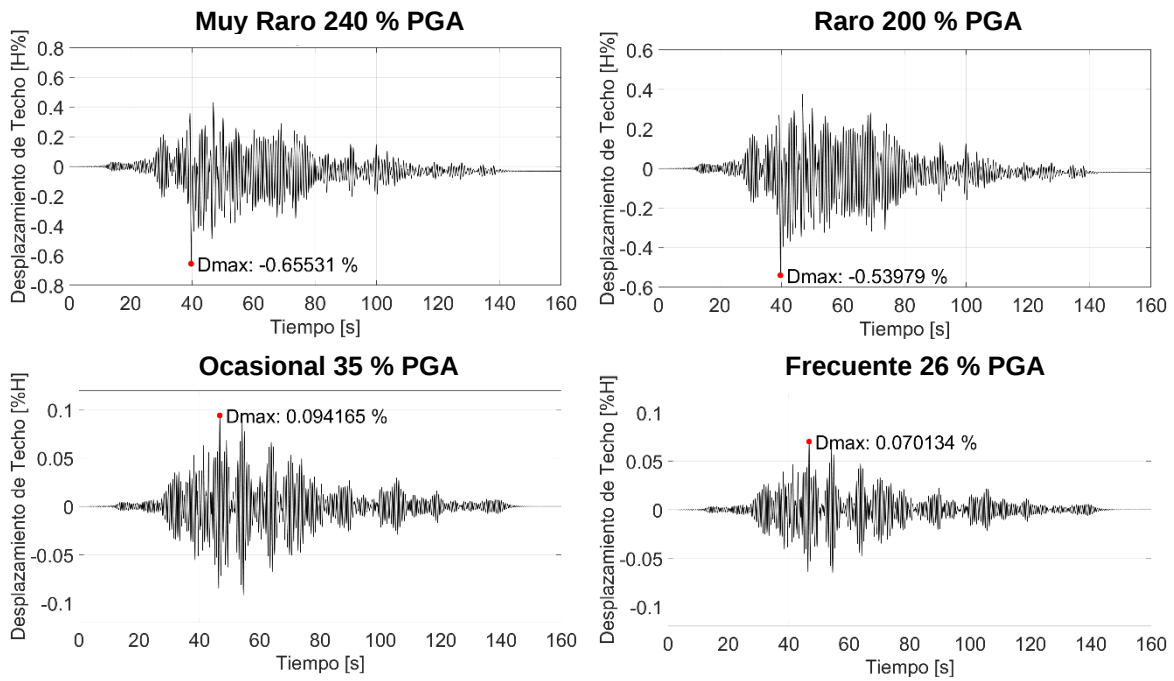


Figura 9-23: Tongoy NS 8 Pisos.

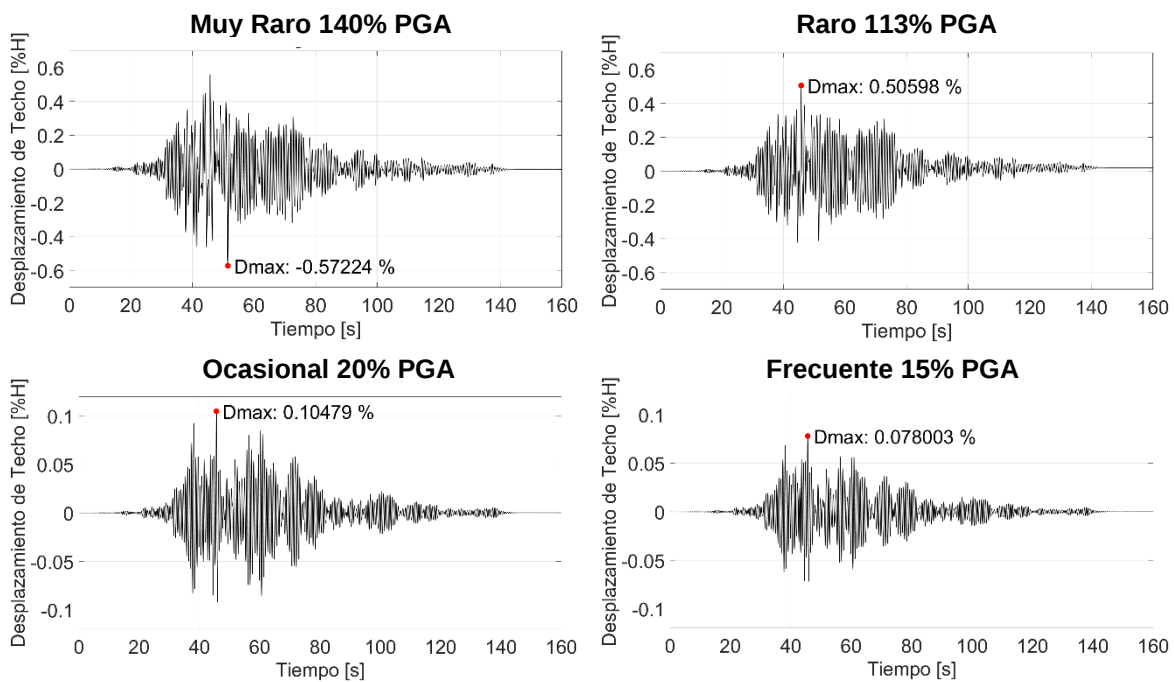


Figura 9-24: Tongoy EO 8 Pisos.

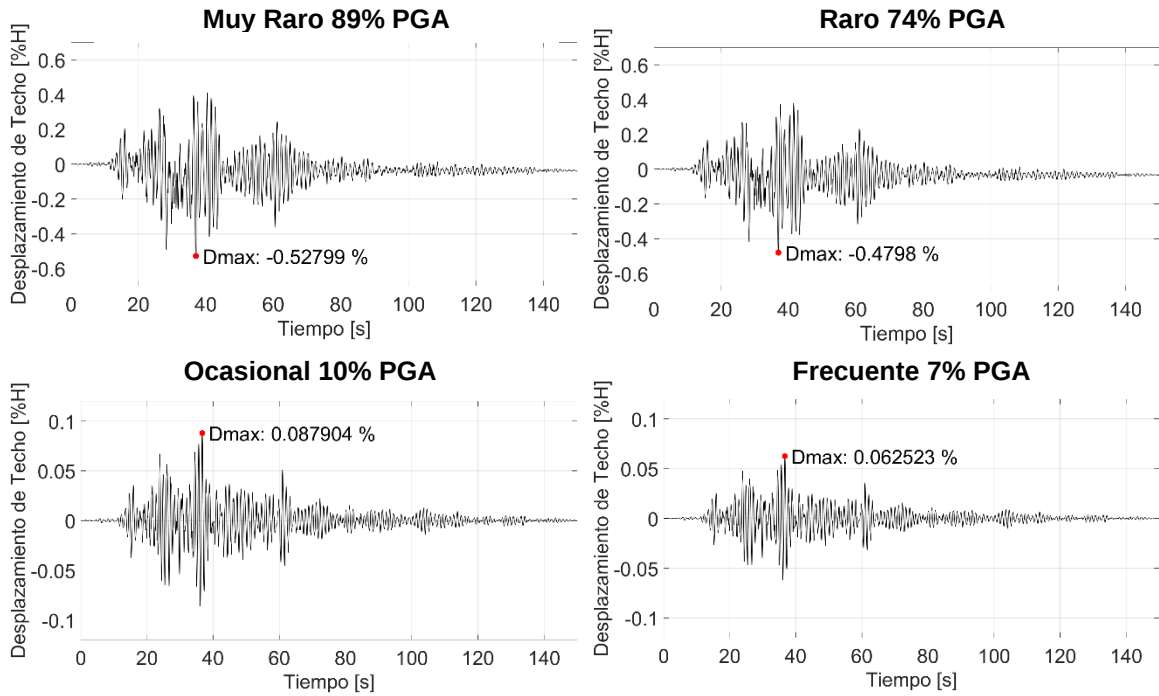


Figura 9-25: Constitución Longitudinal 12 Pisos.

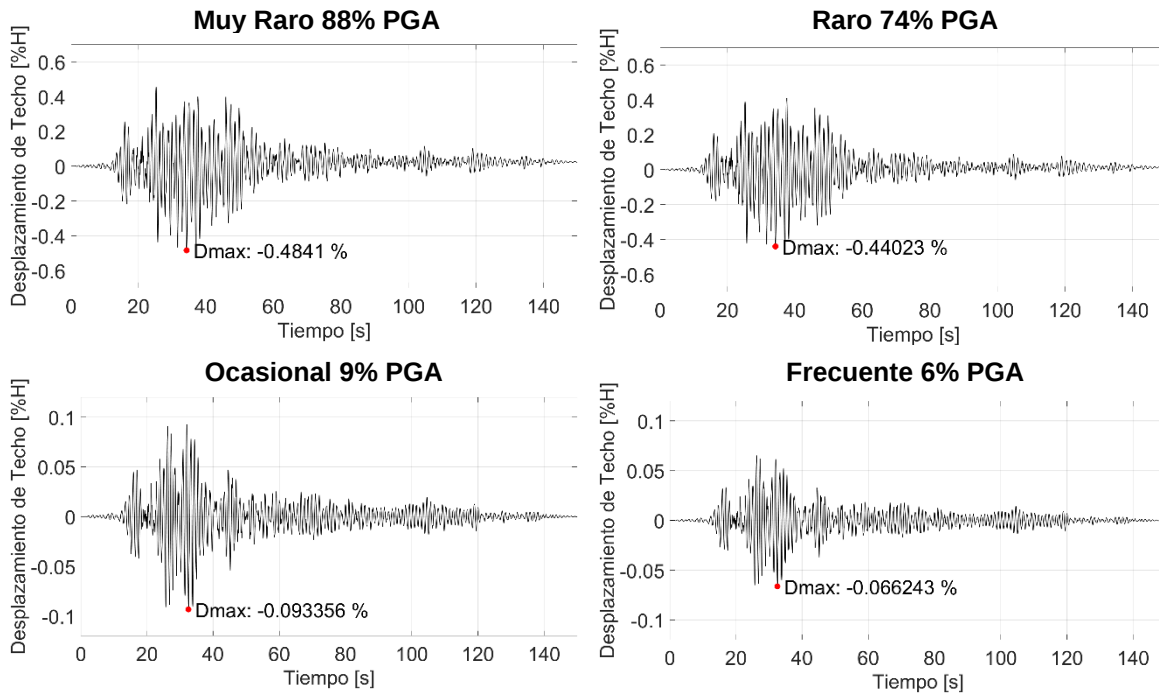


Figura 9-26: Constitución Transversal 12 Pisos.

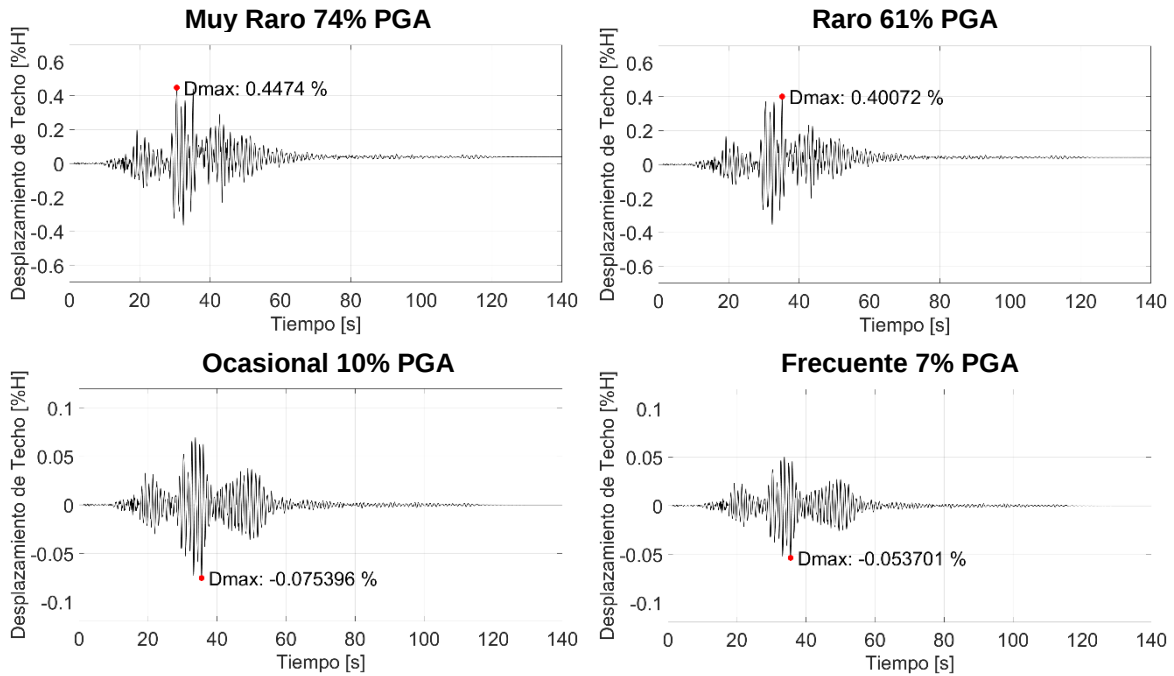


Figura 9-27: Llolleo NS 12 Pisos.

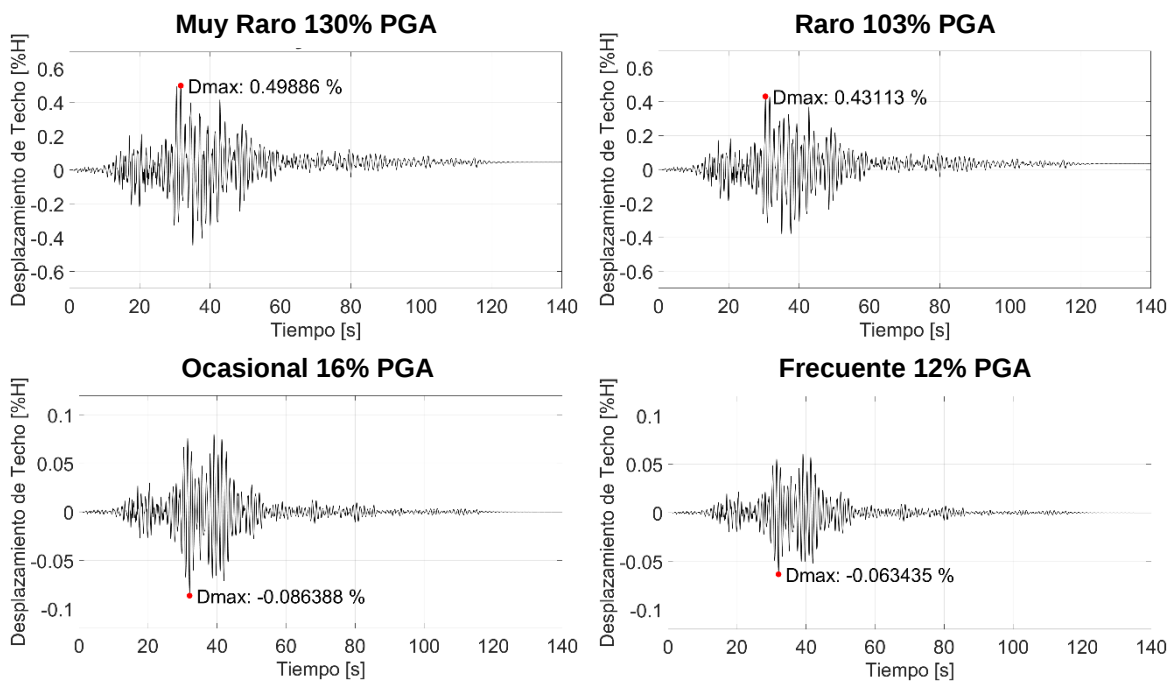


Figura 9-28: Llolleo EO 12 Pisos.

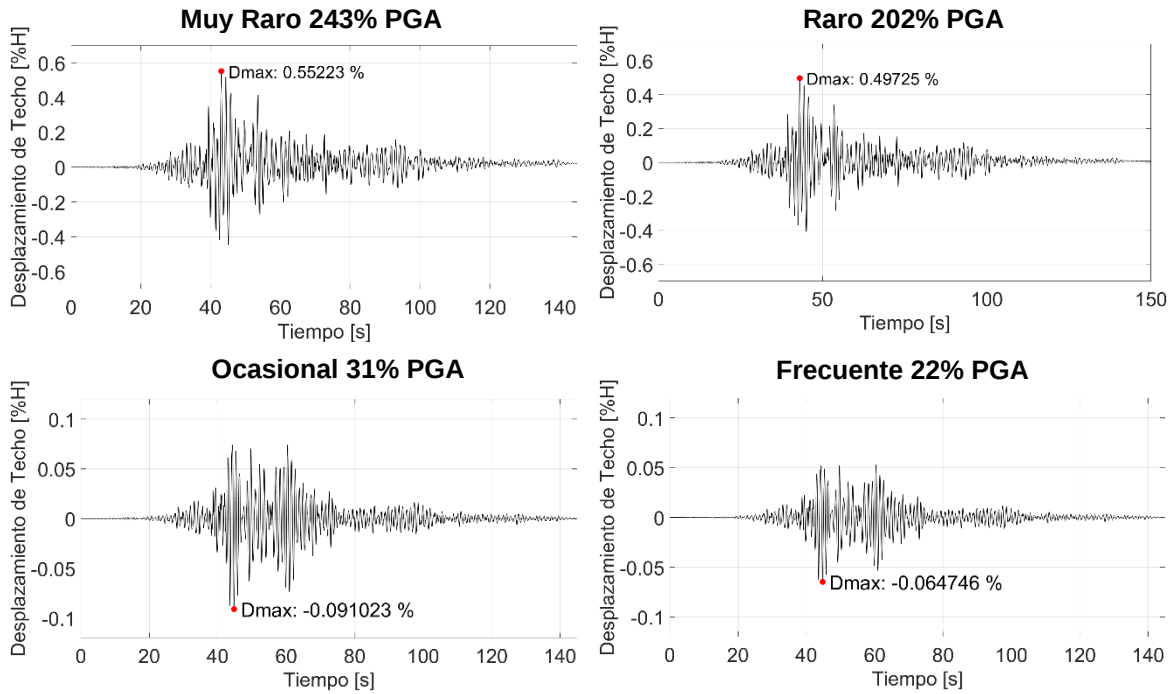


Figura 9-29: Tongoy NS 12 Pisos.

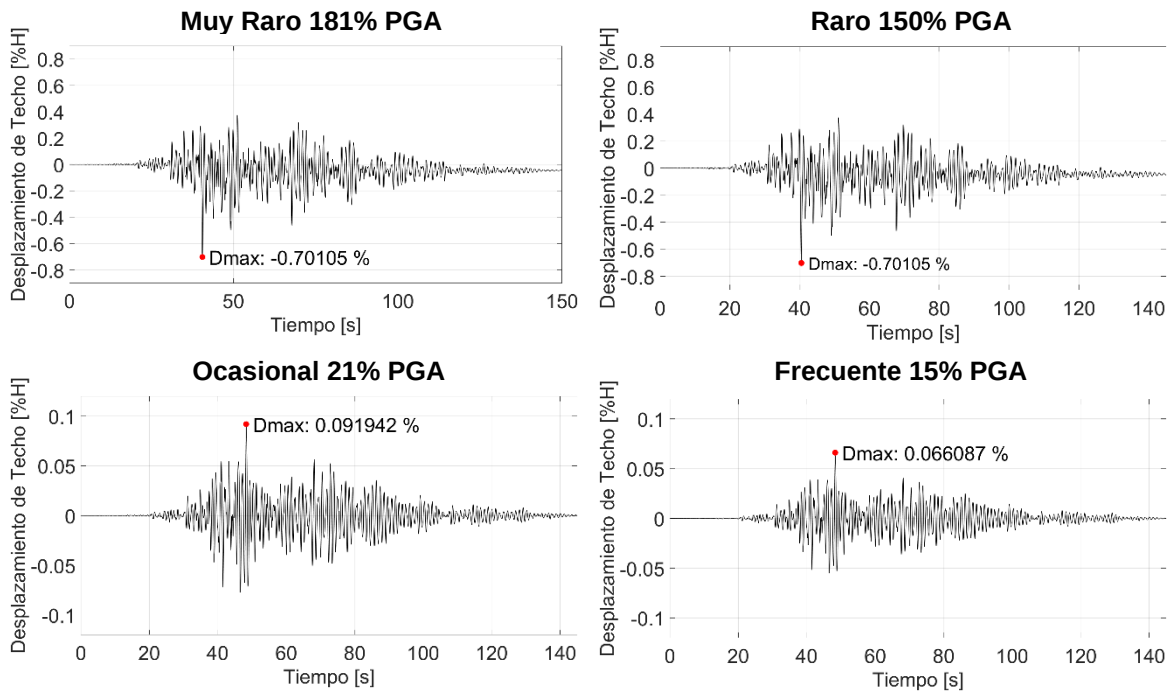


Figura 9-30: Tongoy EO 12 Pisos

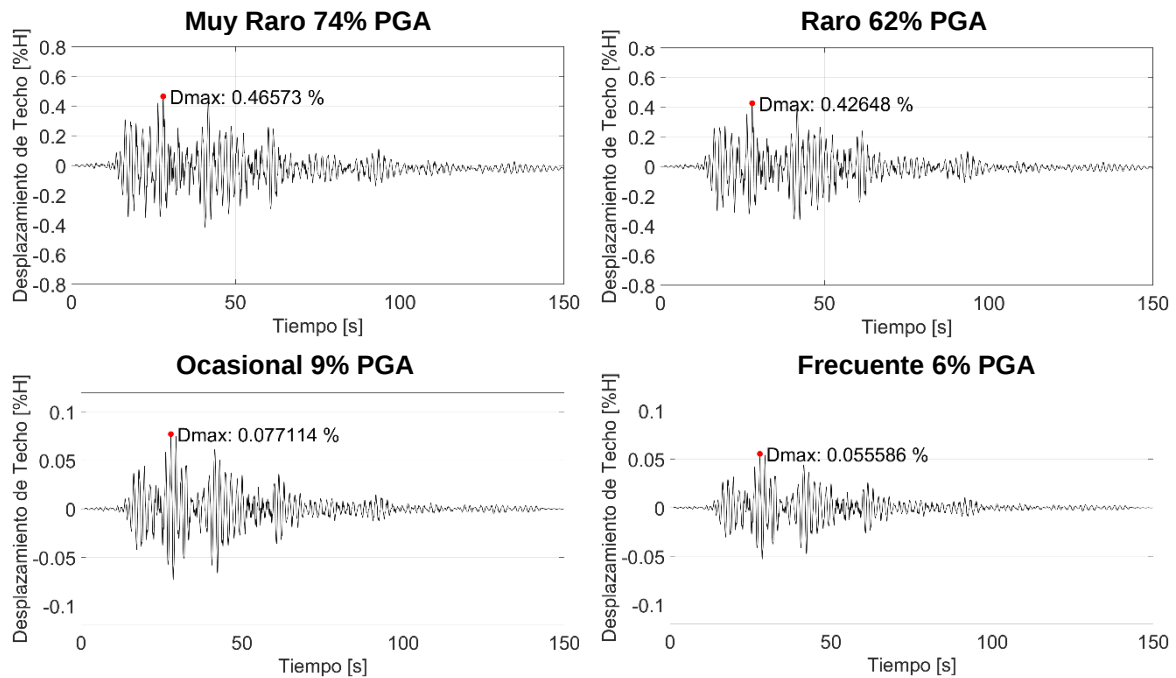


Figura 9-31: Constitución Longitudinal 16 Pisos.

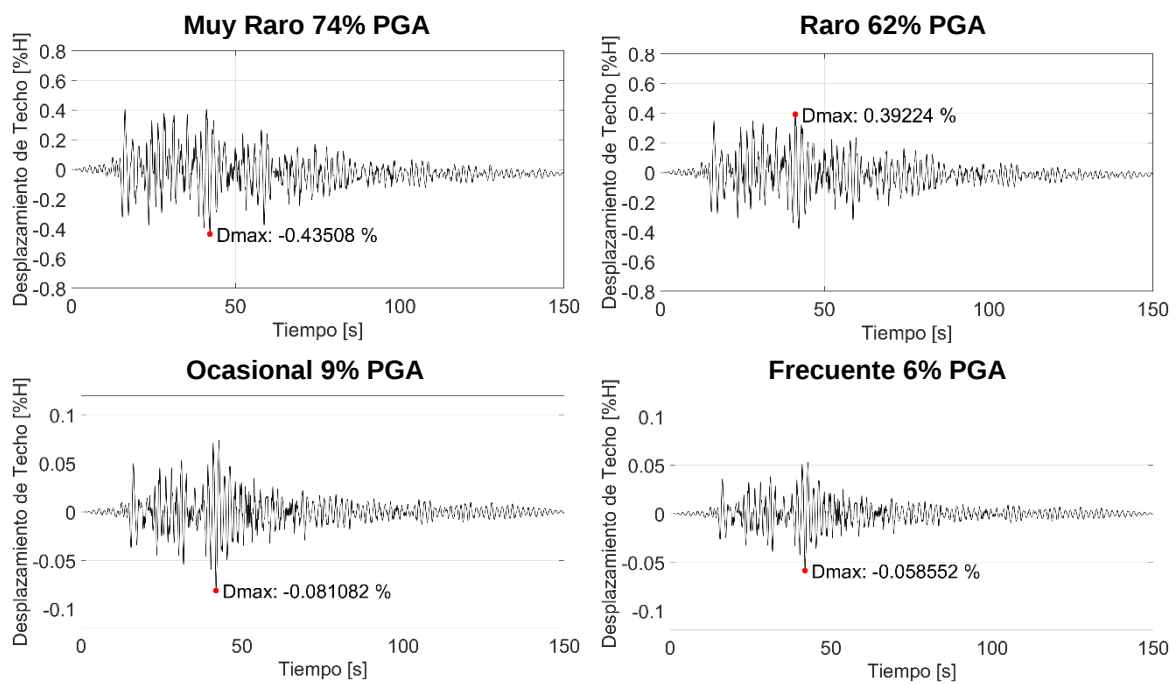


Figura 9-32: Constitución Transversal 16 Pisos.

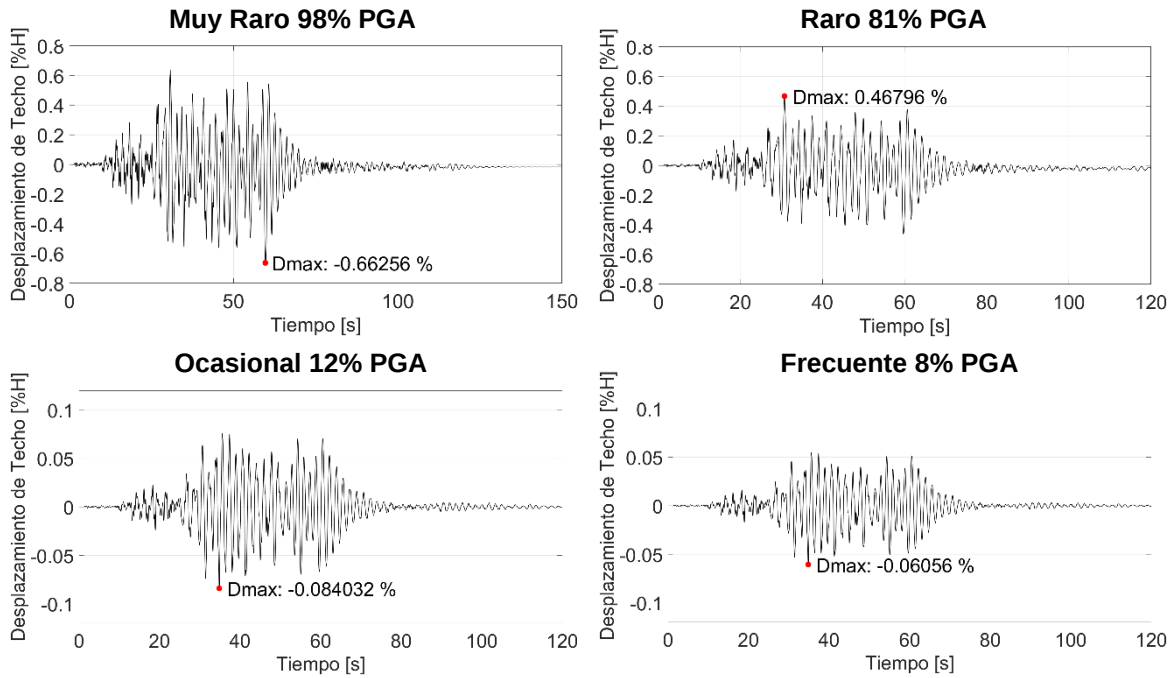


Figura 9-33: Llolleo NS 16 Pisos.

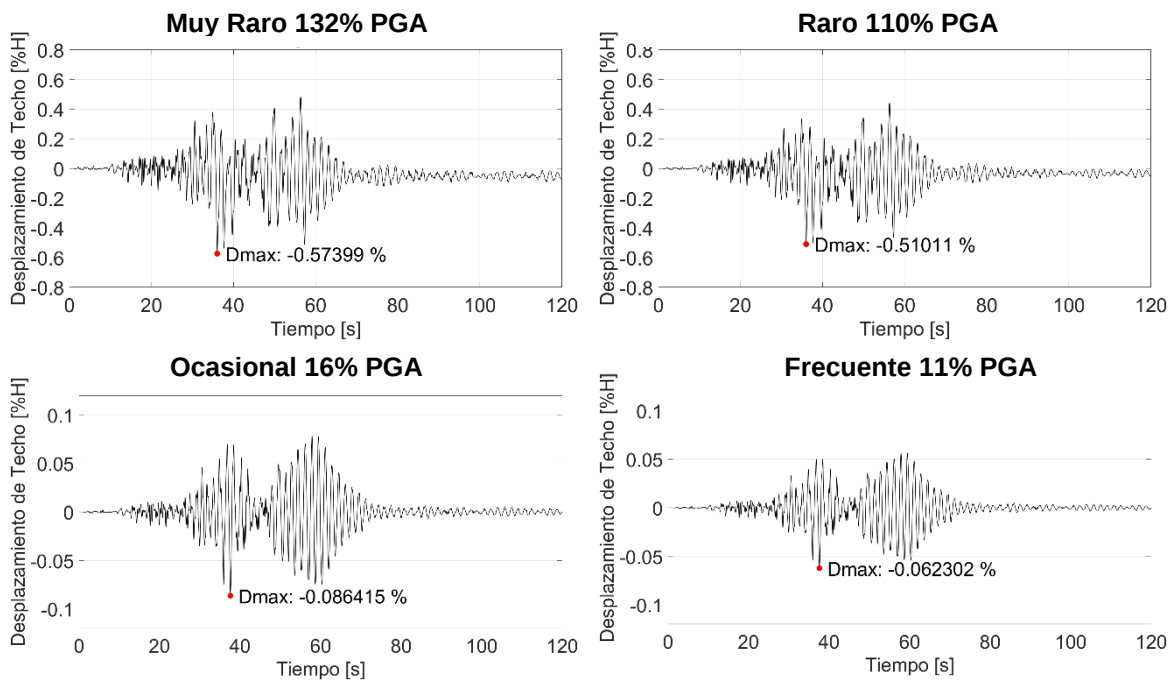


Figura 9-34: Llolleo EO 16 Pisos.

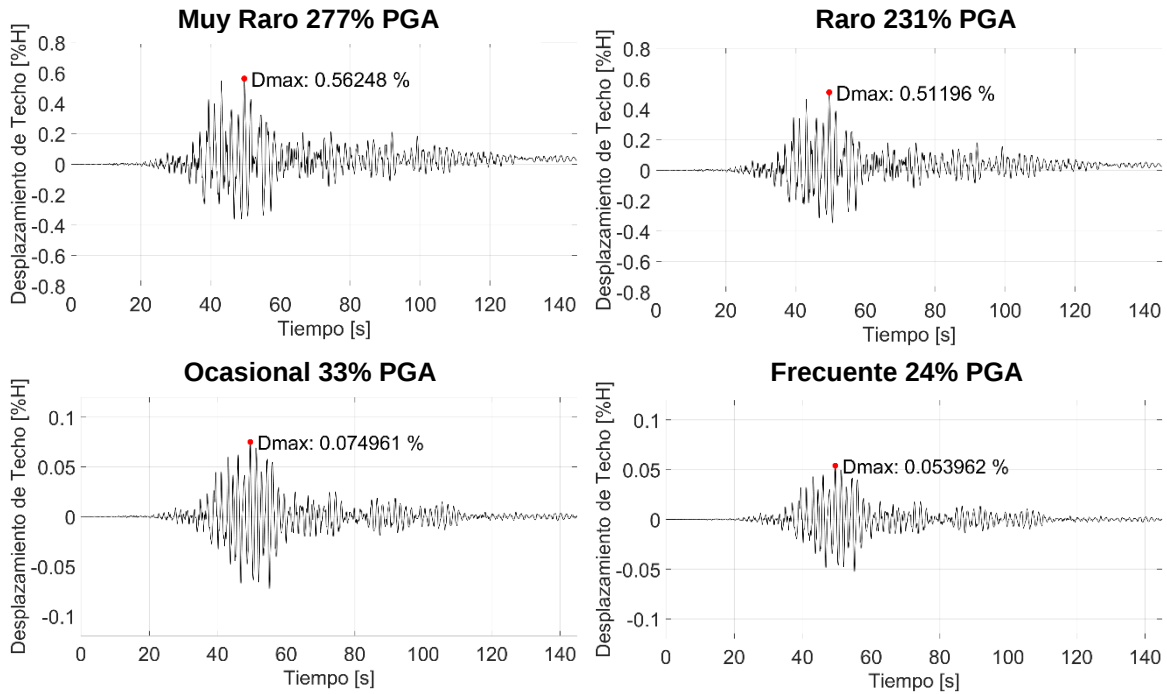


Figura 9-35: Tongoy NS 16 Pisos.

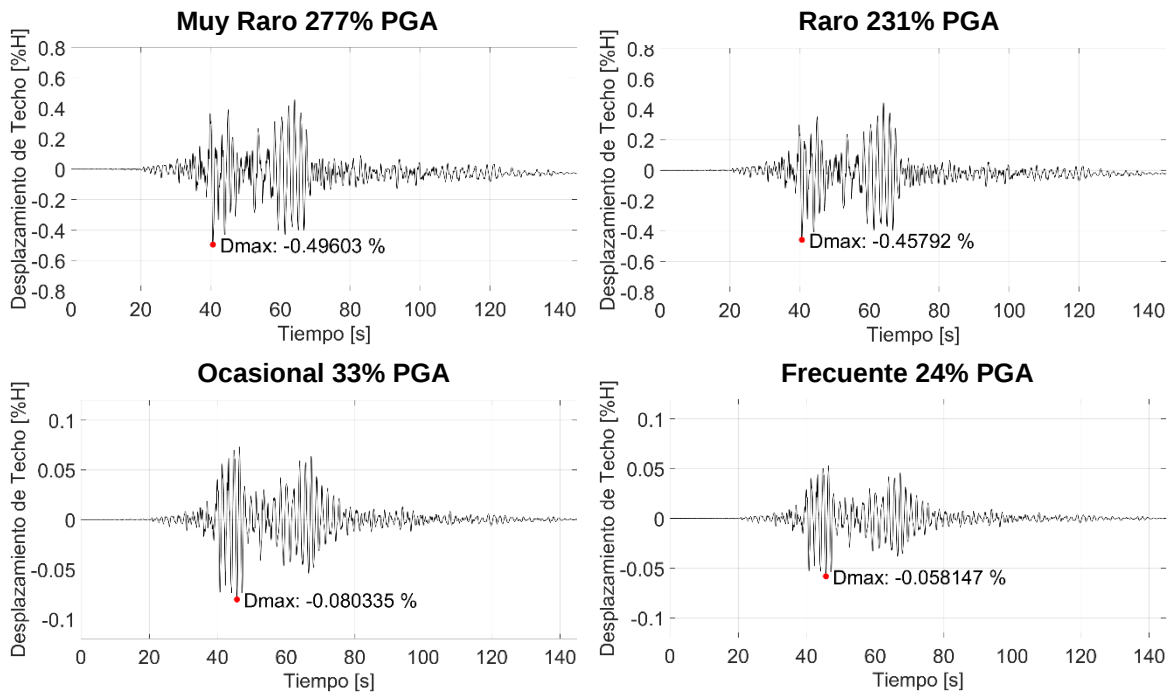


Figura 9-36: Tongoy EO 16 Pisos.