



PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DE CHILE
ESCUELA DE INGENIERÍA

**APLICACIÓN Y EVALUACIÓN GUÍA DE
ANÁLISIS BASADO EN DESEMPEÑO
LATBSDC 2020– EDIFICO ACERO SMF/
SCBF 13 NIVELES.**

VÍCTOR ANDRÉS PALOMINOS GUTIÉRREZ

Informe de Actividad de Graduación para optar al Grado de
Magíster en Ingeniería Estructural y Geotécnica

Profesor Supervisor:

MIGUEL MEDALLA RIQUELME

Santiago de Chile, Enero, 2024.

AGRADECIMIENTOS

Quiero expresar mi sincero agradecimiento a diversas personas que han desempeñado un papel fundamental en el desarrollo de esta tesis y de los cursos de Magíster. En primer lugar, agradezco profundamente a mi pareja, Pamela Fernández, por su apoyo inquebrantable, paciencia y comprensión a lo largo de este arduo proceso. A mi familia, un pilar fundamental en mi vida, les agradezco a mi padre, madre, suegros, hermana, cuñada y abuela por su constante respaldo y amor incondicional.

Mi reconocimiento especial al profesor Miguel Medalla Riquelme PhD(c), quien, con su tiempo, empatía y dedicación, ha sido una fuente invaluable de conocimiento y guía en esta travesía académica. Agradezco también a los profesores que tuve durante mi pregrado y en la formación del magíster, quienes siempre me motivaron a explorar la especialidad estructural y me brindaron su apoyo incondicional. Este logro no habría sido posible sin la influencia positiva de cada uno de ustedes. Gracias por ser parte esencial de mi camino académico y personal.

INDICE GENERAL

Pág.

RESUMEN.....	v
ABSTRACT.....	vi
I. INTRODUCCION.....	1
I.1 Motivación	3
I.2 Objetivos y alcance	3
I.2.1 Objetivo general.....	3
I.2.2 Objetivos secundarios	3
II. DISEÑO NORMATIVO DE ESTRUCTURA.....	4
II.1 Descripción Estructural	4
II.2 Descripciones estructurales	5
II.3 Normativas de diseño	6
II.4 Materiales	6
II.5 Estados de carga	6
II.5.1 Cargas Muertas (Dead - PPiso).....	6
II.5.2 Sobrecarga Uso (SC)	7
II.5.3 Cargas Sísmicas (EX, EY).....	7
II.6 Modelo Estructural.....	7
II.7 Análisis sísmico.....	11
II.8 Combinaciones de carga.....	13
II.9 Cálculos y Resultados	14
II.9.1 Desplazamientos	14
II.9.2 Diseño de elementos marcos SMF.....	15
II.9.3 Requerimientos sísmicos marcos SMF AISC 341-16.	16
II.9.4 Diseño de elementos en marcos SCBF.....	22
II.9.5 Requerimientos sísmicos para marcos SCBF AISC 341-16.....	23
II.9.6 Diseño de sistema gravitacional	31
III. ANALISIS NO LINEAL DE ESTRUCTURA	33
III.1 Modelación no lineal de rotulas plásticas en marcos SMF.....	33
III.2 Modelación no lineal de pandeo en riostras marcos SCBF.....	41

IV.	SELECCIÓN DE REGISTROS SÍSMICOS	49
IV.1	Metodología de Selección	50
IV.2	Evaluación de la Amenaza	50
IV.2.1	Ubicación y condición de Sitio	50
IV.2.2	Modelos de movimiento del suelo	51
IV.2.3	Leyes de Recurrencia y Modelación de Fuentes.....	52
IV.2.4	Espectros de Amenaza Uniforme.....	52
IV.2.5	Modelos de Desagregación	52
IV.2.6	Espectros medios Condicionados (CMS)	54
IV.2.7	Base de Datos.....	56
IV.2.8	Selección de Registros	56
IV.2.9	Requisitos de Selección	57
IV.2.10	Registros seleccionados	59
V.	ANÁLISIS DE RESPUESTA NO LINEAL	70
V.1	Clasificación de las acciones estructurales.....	70
V.2	Análisis con guía LATBSDC-2020.....	70
VI.	EVALUACIÓN-CRITERIOS DE ACEPTACIÓN.....	72
VI.1	Criterios de aceptación guía LATBSDC-2020.....	72
VI.2	Evaluación de servicio	73
VI.2.1	Criterios de aceptación globales	73
VI.2.2	Criterios de aceptación locales	73
VI.3	Evaluación para sismo máximo considerado (SMC)	74
VI.3.1	Criterios de aceptación globales	74
VI.3.2	Criterios de aceptación locales	74
VI.4	Resultados y revisión de aceptación en edificio estudio sismo (SMC)....	75
VI.4.1	Criterios globales	75
VI.4.2	Criterios de aceptación locales	76
VII.	Conclusiones generales.....	78
VI.5	Conclusiones generales	78
VI.6	Limitaciones, complicación y recomendaciones.....	79
VIII.	BIBLIOGRAFIA	80
IX.	A N E X O S	82

RESUMEN

Este documento aborda el diseño estructural de un edificio de trece niveles construido con acero, destinado a uso de oficinas. La planta de la estructura es simétrica y presenta dos sistemas estructurales sismorresistentes en direcciones ortogonales. El primer eje cuenta con marcos especiales arriostrados concéntricamente (SCFB), mientras que el otro incorpora marcos especiales resistentes a momento (SMF), siguiendo las normativas NCh433 [14].

Posteriormente, se lleva a cabo una modelación no lineal de los elementos susceptibles a comportamiento no lineal, siguiendo las directrices LATBSDC-2020[25] y ASCE 41-17 [5]. El objetivo principal es analizar el comportamiento esperado del edificio en base al guía LATBSDC-2020.

El análisis no lineal considera registros sísmicos generados a partir de un estudio de amenaza sísmica específico para la ubicación exacta del edificio en la ciudad de Concepción y un periodo de retorno determinado. Estos registros, obtenidos de bases de datos chilenas, son reales y comparten características similares al entorno del edificio. Se escalan conforme a las pautas de ASCE7-16 para cumplir con los requisitos del método de escalamiento espectral.

En conclusión, el análisis de desempeño revela que el edificio en estudio cumple con todos los criterios de aceptación tanto a nivel global como local. Se mantiene un criterio de aceptación de seguridad de vida para el marco arriostrado excéntricamente y de ocupación inmediata para los marcos resistentes a momentos. En el caso de los marcos especiales a momentos, se observa un margen considerable con respecto al criterio de prevención del colapso, lo que sugiere que la normativa Nch433, aplicada al edificio estudiado, se muestra como conservadora.

ABSTRACT

This paper addresses the structural design of a thirteen-story steel building for office use. The plan of the structure is symmetrical and presents two seismic-resistant structural systems in orthogonal directions. The first axis features special concentrically braced frames (SCFB), while the other includes special moment resisting frames (SMF), both of them according to NCh433 [14].)

Afterwards, a nonlinear modeling of the elements susceptible to nonlinear behavior is carried out, following the LATBSDC-2020[25] and ASCE 41-17 [5] guidelines. The main objective is to analyze the expected behavior of the building based on the LATBSDC-2020 guidelines.

The nonlinear analysis considers seismic records generated from a specific seismic hazard study for the exact location of the building in the city of Concepción and a given return period. These records, obtained from Chilean databases, are real and share similar characteristics to the building environment. They are scaled according to ASCE7-16 guidelines to meet the requirements of the spectral scaling method.

Conclusively, the performance analysis reveals that the building in study meets all the acceptance criteria both globally and locally. A life safety acceptance criterion is maintained for the eccentrically braced frame and immediate occupancy for the moment resisting frames. In the case of the special moment frames, a considerable margin is observed with respect to the collapse prevention criterion, suggesting that the Nch433 standard, as applied to the building under study, is shown to be conservative.

I. INTRODUCCION

A pesar de que la actividad sísmica en Chile ha demostrado un comportamiento satisfactorio en cuanto a los sistemas estructurales de acero después de mega terremotos de subducción, esta experiencia se ha observado principalmente en estructuras industriales. Sin embargo, la información disponible sobre edificaciones urbanas en Chile es limitada y se centra en gran medida en estructuras ligeras, que suelen estar controladas por factores diferentes a los generados por eventos sísmicos.

Con relación a la normativa chilena para el diseño sísmico de edificios, la NCh433 ha adoptado el código estadounidense AISC 341 como especificación de diseño para edificios de acero estructural. Este código, considerado uno de los más avanzados a nivel mundial, ha sido desarrollado en coordinación con otros códigos o estándares de diseño estadounidenses (por ejemplo, ASCE/SEI 7), los cuales en ocasiones difieren significativamente de los requisitos normativos chilenos.

En particular, y remitiéndose específicamente al diseño de marcos especiales de momento, es posible mencionar dos aspectos que presentan diferencias relevantes entre el código AISC341 y la normativa chilena: 1) Las derivas admisibles de entrepiso (más estrictas en normativa chilena) y 2) Las características sismogénicas de ambos países. (Medalla y Reyes, 2019).

La experiencia de sismos recientes ha puesto en evidencia una importante limitación del enfoque implícito en los códigos de diseño sísmico hasta ahora empleados; el desempeño de una edificación durante un sismo no está dado de manera explícita en estos códigos y los enfoques empleados no conducen a un eficiente control de los daños ni a una plena satisfacción de la filosofía de diseño sismorresistente (Bertero, 1992). por lo que se requiere definir múltiples niveles de desempeño como una estrategia para disponer de nuevas alternativas aceptables de evaluación.

En este contexto, se han propuesto diversas iniciativas para la evaluación del diseño en términos de desempeño sísmico. A nivel nacional, ACHISINA-2017 se ha presentado como una alternativa metodológica, mientras que a nivel internacional se destacan la guía de Los Ángeles LATBSDC-2020 y AISC 41-17, entre otros referentes.

Con el propósito de abordar las interrogantes planteadas previamente, el estudio se enfoca en llevar a cabo un análisis de desempeño a un edificio de 13 niveles, utilizando como referencia la guía LATBSDC-2020 y AISC 41-17. La elección de no utilizar ACHISINA-2017 se basa en la identificación de disparidades con respecto al diseño internacional. Específicamente, se observaron diferencias en los periodos de retorno de los registros sísmicos exigidos como máximos, discrepancias en la omisión de la definición de criterios de aceptación global en la distorsión del piso, la falta de establecimiento de deformaciones aceptables para las diagonales en marcos arriostrados, y de criterios de aceptación en rotaciones permitidas en vigas y columnas para marcos resistentes a momentos menores sin diferencias por carga axial para columnas.

I.1 Motivación

El resultado de una evaluación de comportamiento sísmico debe servir como base para la toma de decisiones frente a las limitaciones inherentes al enfoque tradicional implícito en los códigos sísmicos existentes. Esto, a su vez, impulsa la necesidad de fomentar mejoras y propiciar una nueva generación de códigos que permitan concebir, diseñar, construir y mantener edificaciones capaces de exhibir un desempeño predecible ante eventos sísmicos. Surge así la motivación de comparar el desempeño sísmico de un edificio habitacional de acero, diseñado conforme a las normativas nacionales, mediante la aplicación de la guía de desempeño de LATBSDC-2020, con el objetivo de avanzar en la comprensión y desarrollo de estructuras más seguras y resilientes.

I.2 Objetivos y alcance

I.2.1 Objetivo general

- Analizar el comportamiento esperado del edificio en base al guía LATBSDC de un edificio de marcos a momentos en una dirección y arriostrados de otra de 13 niveles.

I.2.2 Objetivos secundarios

- Diseñar un edificio SCBF y un SMF con los principios de diseño por capacidad utilizando además las normas NCh433 y la NCh427.
- Generación de una modelación no lineal de un SCBF y un SMF en software comercial.
- Verificar el nivel de desempeño de los componentes del edificio.

II. DISEÑO NORMATIVO DE ESTRUCTURA

En este capítulo se presenta la estructuración del edificio que se realiza el diseño bajo las normativas vigentes de diseño y cálculo estructural.

II.1 Descripción Estructural

La estructura consiste en un edificio de trece niveles con uso habitacional para oficinas, la planta de la estructura es simétrica y se divide por ejes según sentido transversal y longitudinal. Los ejes se encuentran espaciados a 6 metros entre ellos y la altura de pisos es constante en 3.5 metros.

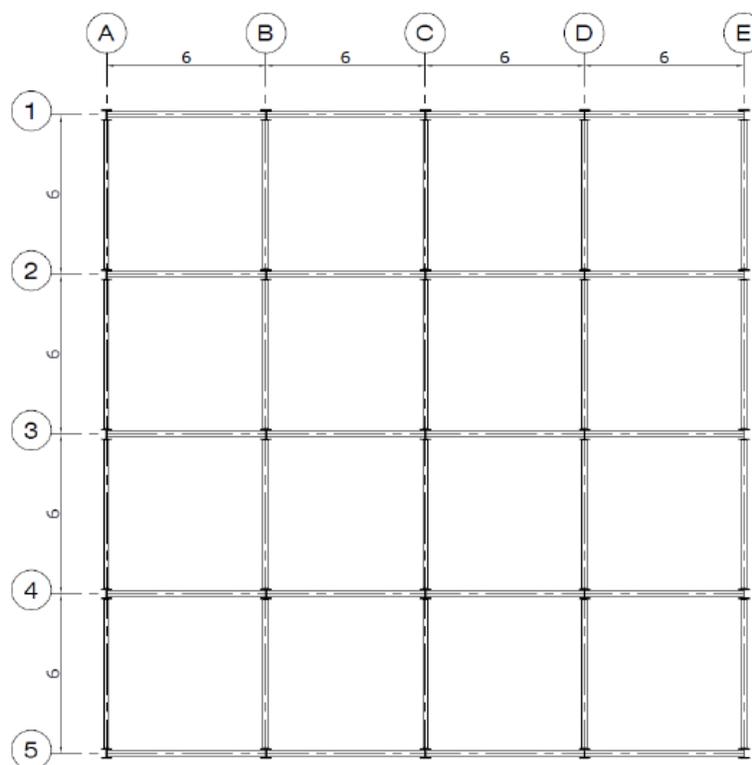


Figura II.1 Planta esquemática de edificio

II.2 Descripciones estructurales

La estructura cuenta con dos sistemas estructurales sismorresistente en las diferentes direcciones ortogonales.

El primer eje cuenta con marcos especiales arriostrados concéntricamente (SCFB) los cuales tiene sus elementos estructurales vigas y columnas conectadas a corte, se pueden apreciar en los ejes 1 y eje 5 de la Figura II.2 los cuales se consideran perfiles tipo IN para vigas y HN en columnas, para arriostramientos se consideran perfiles HSS.

Para la otra dirección del edificio se consideran marcos especiales resistente a momentos en todos sus ejes, para ellos se consideran perfiles tipo IN para vigas y HN en columnas. El sistema de piso se considera una losa de 15 cm de espesor compuesta por hormigón armado el cual trabaja como diafragma dirigido para transferir las fuerzas a los sistemas sismorresistente, la losa se descarga en una dirección hacia las vigas secundarias espaciadas a un tercio de luz y de las vigas en los marcos concéntricos.

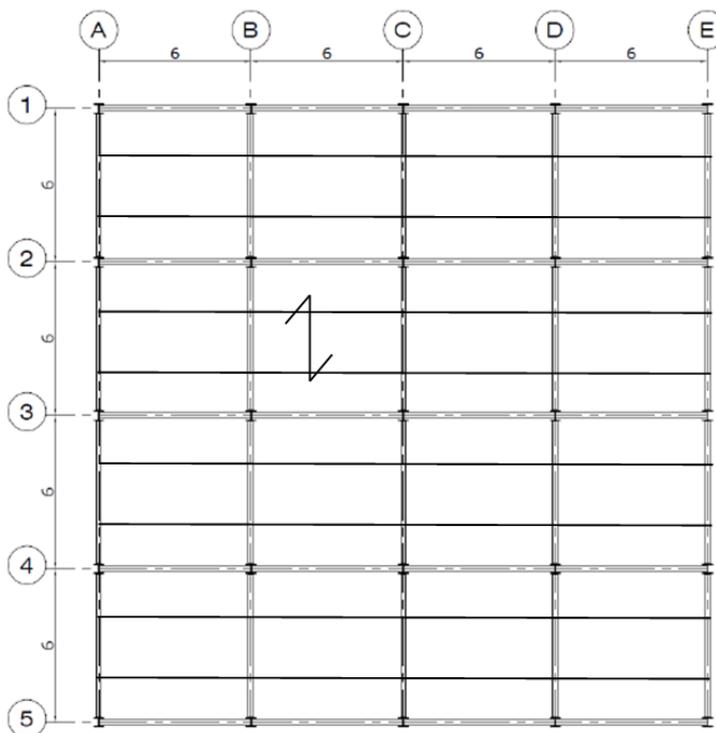


Figura II.2 Planta descarga de losa en edificio

II.3 Normativas de diseño

Para el diseño estructural se consideran las siguientes normativas;

- NCh433.of1996 modificada en 2009. Diseño sísmico de edificios.
- D.S.N° 61 (V.y U.),2001. Reglamento que fija el diseño sísmico de edificios.
- ANSI/AISC 360-16 Specification for Structural Steel Buildings.
- ANSI/AISC 341-16 Seismic Provisions for Structural Steel Buildings
- NCh3171.2010 Diseño Estructural – Disposiciones generales y combinaciones de cargas.
- NCh431.of2010 - Diseño estructural – Cargas de nieve.
- NCh1537.of2009 Diseño Estructural – Cargas permanentes y sobrecargas de uso.
- NCh427.of2016 Construcción - Estructuras de acero - Parte 1: Requisitos para el cálculo de estructuras de acero para edificios

II.4 Materiales

Acero columnas: A-572 Grado C

Acero vigas: ASTM A36

Acero en arriostramientos: A-500 Grado C

II.5 Estados de carga

II.5.1 Cargas Muertas (Dead - PPiso)

El peso propio de los perfiles de acero de la estructura lo aplica automáticamente el programa SAP2000. Para las cargas por piso se considera una distribución de Kg/m² los cuales se informan muestra la siguiente tabla:

Tabla II.1 Cargas muertas consideradas

Carga	Kgf/m ²
Losa	375
Tabiquería	100
Otros	25

Nota: En la carga otros, se considera un aproximado entre toda la terminación del piso.

II.5.2 Sobrecarga Uso (SC)

De acuerdo con los requerimientos se considera lo establecido por la normativa NCh 1537 “Cargas permanentes y cargas de uso” para las superficies se considera una carga de uso de 500 kgf/m² equivalente a oficina públicas o privadas con equipos. Para el techo se considera un acceso peatonal de uso público con 500 kgf/m².

II.5.3 Cargas Sísmicas (EX, EY)

El análisis sísmico realizado se enmarca en las consideraciones existentes en NCh433.of1996 modificada en 2009 “Diseño sísmico de edificios” donde se realiza un análisis Modal Espectral.

La sollicitación sísmica se aplica en las direcciones X e Y con un 5% de torsión accidental, además se verifica que los periodos de la estructura movilizan un porcentaje mayor del 90% de la masa. Los parámetros asociados a sus características se muestran en Tabla II.2 y los parámetros asociados al tipo del suelo se consideran de acuerdo al decreto D.S.N° 61.

Tabla II.2 Parámetros sísmicos asociado a estructura

	Características	Clasificación	Parámetro asociado
Ubicación	Concepción	Zona Sísmica N°3	Ao = 0,4g
Función de estructura	Oficinas	Edificación Categoría II	I = 1,0

Tabla II.3 Parámetros asociados al tipo de suelo

Tipo de suelo	S	T0	T'	n	P
C	1,05	0,4	0,2	1,00	2,0

II.6 Modelo Estructural

Para el análisis estructural del edificio se realizó un modelo 3D con el software SAP2000, en el que se incorporaron todos los perfiles estructurales y las respectivas sollicitaciones. Los perfiles fueron modelados con elementos uniaxiales del tipo “frame”.

La estructuración considera que en la dirección de los marcos arriostrados las vigas se unen por conexiones de corte a las columnas por lo que se utilizan realeseas en los elementos frame.

La descarga de losas se realizó de manera distribuida hacia las vigas gravitacionales resistentes según la dirección de descarga.

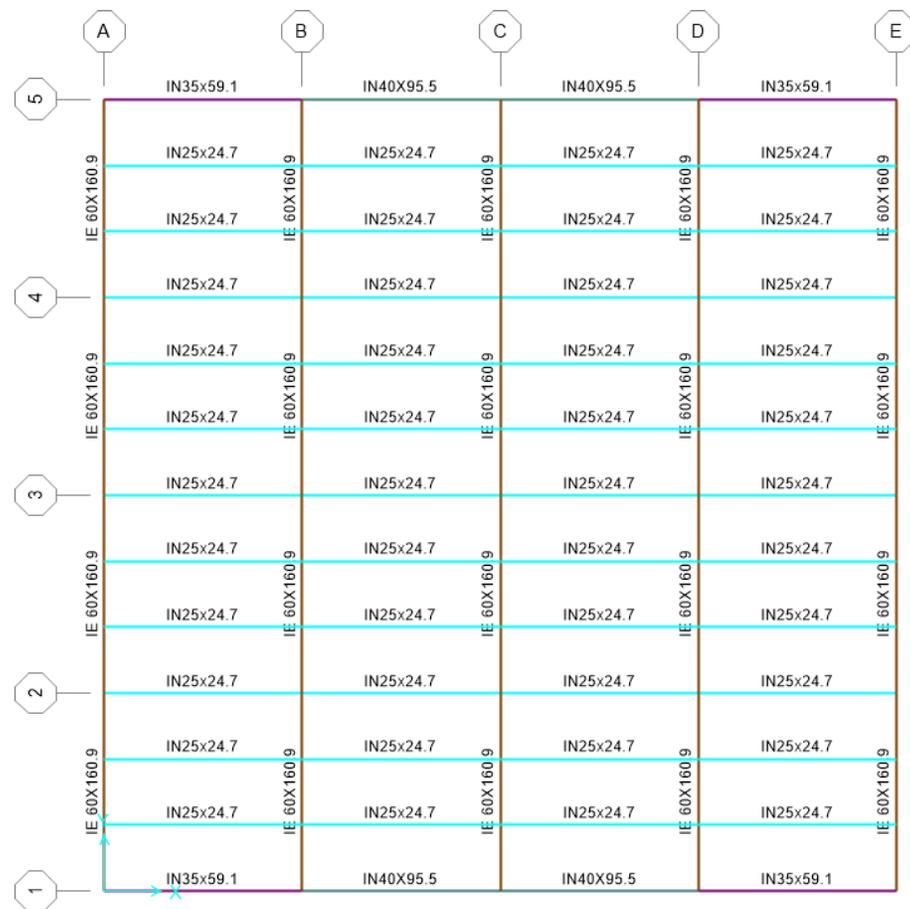


Figura II.3 Vigas Gravitacionales en planta

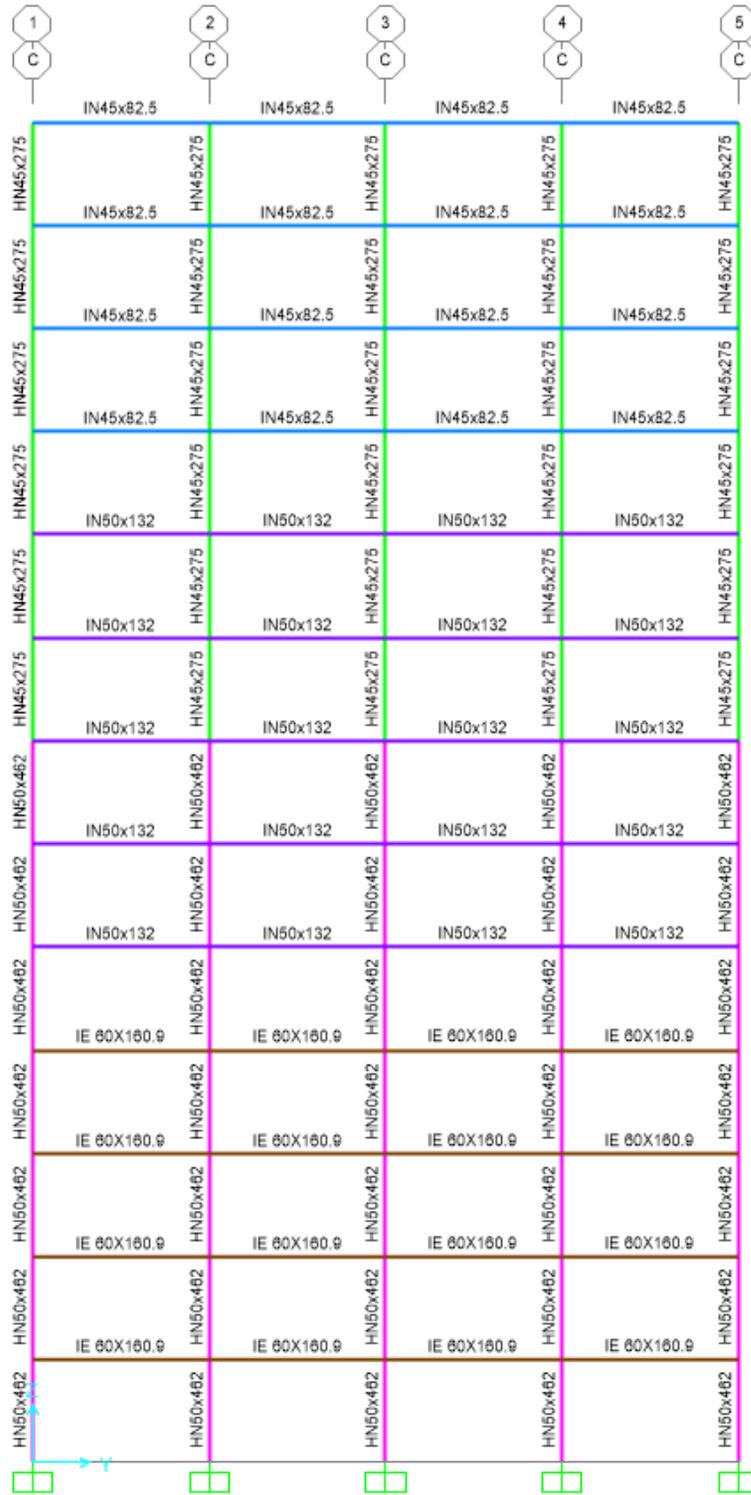


Figura II.4 Marco especial resistente a momento

II.7 Análisis sísmico

Para el análisis sísmico se considera como masa sísmica la totalidad de carga muerta más un 50% de la carga viva. Luego se obtienen los periodos de la estructura a través del software de diseño.

Tabla II.4 Periodos de estructura

	Periodo	UX	UY	SumUX	SumUY
	Sec	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless
Modo 1	1,75	0,00	0,73	0	0,73
Modo 2	1,50	0,74	0,00	0,74	0,73
Modo 3	1,08	0,00	0,00	0,74	0,73
Modo 4	0,66	0,00	0,13	0,74	0,86
Modo 5	0,51	0,16	0,00	0,9	0,86
Modo 6	0,38	0,00	0,00	0,9	0,86
Modo 7	0,37	0,00	0,05	0,9	0,92
Modo 8	0,32	0,02	0,00	0,92	0,92
Modo 9	0,29	0,00	0,00	0,93	0,92
Modo 10	0,29	0,00	0,00	0,93	0,92
Modo 11	0,28	0,00	0,00	0,93	0,92
Modo 12	0,28	0,00	0,00	0,93	0,92

Luego se utiliza una planilla de cálculo para generar el espectro de diseño, al tener dos sistemas sismorresistentes se utiliza el que cuenta con menor factor de reducción sísmico para generar el espectro.

Los parámetros utilizados se muestran a continuación:

Parametros Suelo		Factor modificación respuesta		Zona sísmica	
Tipo suelo =	C	Ro =	8	Z.S. =	3
S =	1,05	R =	5,5		
To =	0,4	Categoría de ocupación			
T' =	0,45	C.O. =	II		
n =	1,4				
p =	1,6				
		Coefficiente de importancia I =	1		
		Aceleración máx. efectiva Ao(1/g)=	0,4		
Análisis modal	T*x - vibración dirección X (Seg) =	1,5	R*x =	7,593	
	T*y - vibración dirección Y (Seg) =	1,75	R*y =	7,763	

Al tener dos sistemas estructurales sismorresistentes por normativa se obtienen dos factores de modificación de respuesta. Para el marco SMF se tiene un $R_o=11$ y para Marcos arriostrados un $R_o=8$, se considera el factor de modificación de respuesta menor ya que a modo de diseño se reduce en menor proporción el diseño espectro elástico por lo que se generaran mayores fuerzas de diseño al momento de dimensionar las piezas.

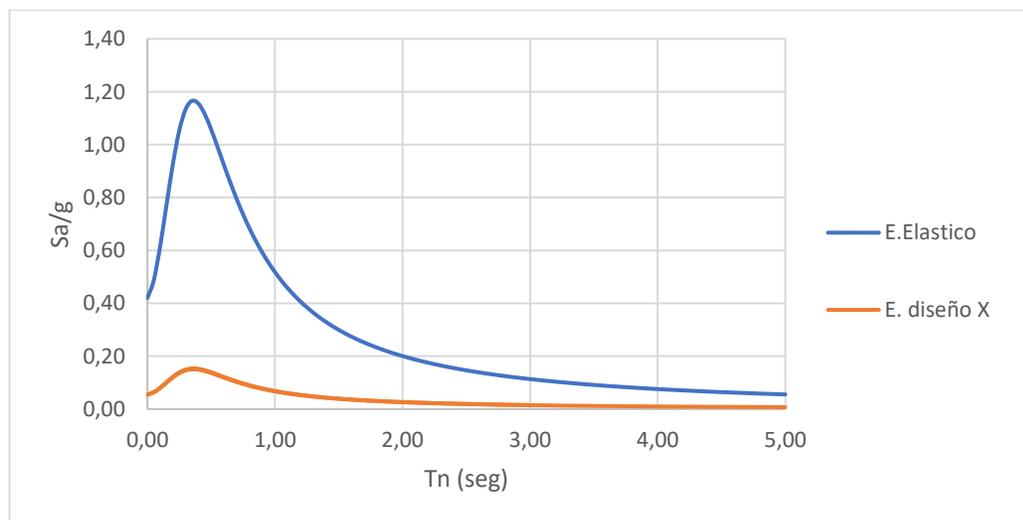


Figura N°II.6 Espectro de diseño

Luego se compara las cargas en el modelo y se ajusta las solicitaciones sísmicas dentro de los rangos máximos y mínimos normativos.

Tabla II.5 Corte basal estructura

OutputCase	GlobalFX	GlobalFY	GlobalFZ
Text	Tonf	Tonf	Tonf
Dead	0,0	0,0	796
PPiso	0,0	0,0	3744
SC	0,0	0,0	3744
Exx	255,2	0,0	0,0
Eyy	0,0	181	0,0
P sísmico = Dead + Ppiso + 0,5*SC=6412 tonf			

Se observa que los cortes sísmicos obtenidos a través del espectro no cumplen con el mínimo exigido por normativa (448,8 tonf). Para llegar al valor mínimo exigido los cortes obtenidos se amplifican por un factor de 1,756 en dirección X y en 2,48 en dirección Y logrando el cortante basal mínimo, se considera un 5% de torsión accidental de forma automática en el software. Los valores de modificación de respuesta efectivo son 4,3 para la dirección eje X y un valor de 3,12 dirección eje Y.

II.8 Combinaciones de carga.

Se utilizan las combinaciones de carga de acuerdo con la norma NCh 3171 of 2010 “Disposiciones generales y combinaciones de carga” para el diseño LRFD los cuales son los siguientes:

C1) 1,4 PP

C2) 1,2 PP + 1,6 SC

C3) 1,2 PP ± 1,4 Ex + 0,5SC

C4) 1,2 PP ± 1,4 Ey + 0,5SC

C5) 0,9 PP ± 1,4 Ex

C6) 0,9 PP ± 1,4 Ey

II.9 Cálculos y Resultados

II.9.1 Desplazamientos

Se debe cumplir que la deformación relativa entre dos pisos consecutivos medida en el centro de masas no exceda a altura de entrepiso multiplicada por 0.002 lo que se refleja en la siguiente expresión:

$$\frac{\Delta_{cmj} - \Delta_{cmi}}{h_f - h_i}$$

Donde:

Δ_{cmj} : Desplazamiento centro de masa del piso j

Δ_{cmi} : Desplazamiento centro de masa del piso

h_i : Altura de piso i, medida desde el suelo

h_j : Altura de piso j, medida desde el suelo

Tabla II.6 Desplazamiento de estructura por nivel.

Piso	Dirección eje X (mm)	Dirección eje Y (mm)	H piso (mm)	Distorsión eje X	Distorsión eje Y	Max	Estado
0	0,00	0,00	0	-	-	-	-
1	3,90	4,15	3500	0,00111	0,0012	0,002	Cumple
2	8,20	10,97	7000	0,00123	0,0020	0,002	Cumple
3	12,45	18,13	10500	0,00121	0,0020	0,002	Cumple
4	16,83	25,06	14000	0,00125	0,0020	0,002	Cumple
5	21,44	32,26	17500	0,00132	0,0021	0,002	Cumple
6	26,13	39,72	21000	0,00134	0,0021	0,002	Cumple
7	30,67	46,82	24500	0,00130	0,0020	0,002	Cumple
8	35,22	54,05	28000	0,00130	0,0021	0,002	Cumple
9	39,66	60,76	31500	0,00127	0,0019	0,002	Cumple
10	44,17	67,67	35000	0,00129	0,0020	0,002	Cumple
11	48,50	74,83	38500	0,00124	0,0020	0,002	Cumple
12	52,59	80,92	42000	0,00117	0,0017	0,002	Cumple
13	56,28	85,29	45500	0,00105	0,0012	0,002	Cumple

Nota: Se considera aceptable la distorsión de 0,0021

II.9.2 Diseño de elementos marcos SMF.

En las siguientes imágenes y tabla se indican los factores de utilización (FU) de los perfiles utilizando el módulo de diseño del software SAP2000, se realiza un análisis tipo “Effective Length” por el método LRDF de AISC-360-16 asociados a la combinación de carga más desfavorable. Luego se procede a verificar los cumplimientos sismorresistentes de AISC 341-16.

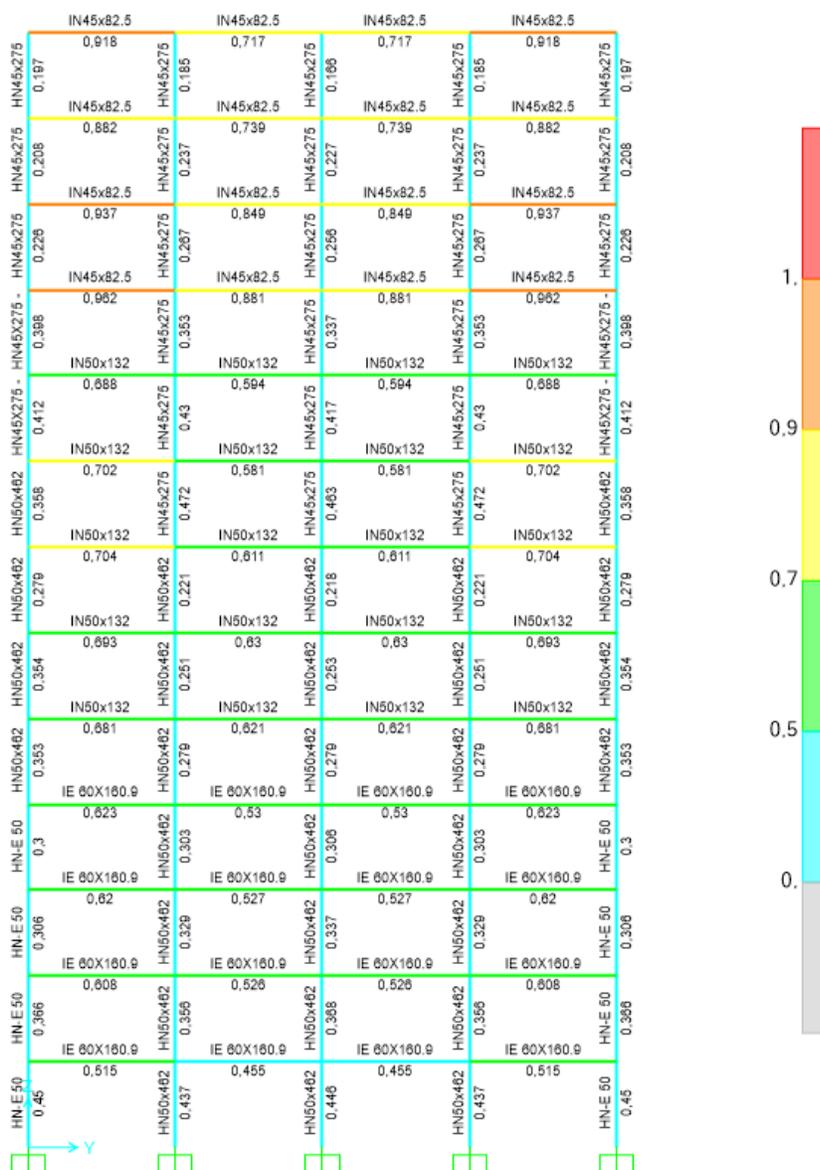


Figura II.7 Factor de utilización (FU) Marco especial resistente a momento

Tabla II.7 Factor máximos de utilización (FU) Marco especial a momento

Elemento	Combo	Pr	Mr Major	Vr Major	Total Ratio
HN50x462	1,2PP+1,4EX+0,5SC	-436	71,4	26	0,44
HN45x275	1,2PP+1,4EY+0,5SC	-189	37,28	17,02	0,47
IE 60X160.9	1,2PP+1,4EY+0,5SC	-2,14	-71,6	3,05	0,62
IN50x132	1,2PP+1,4EY+0,5SC	-1,82	-57	-1	0,70
IN45x82.5	1,2PP+1,4EY+0,5SC	-1,80	-41,43	-4,34	0,96

II.9.3 Requerimientos sísmicos marcos SMF AISC 341-16.

Por tratarse de un pórtico especial a momento, se debe verificar que las secciones cumplan con las relaciones ancho/espesor de la Tabla D1.1 para miembros con alta ductilidad

Tabla N°II.8 Relación ancho/espesor perfiles marco a momento.

Fluencia de acero	Fy	350	Mpa	A572Gr50
	Fy	250	Mpa	A36
Modulo elasticidad	E	200000	Mpa	
Factor de esfuerzo de Fluencia probable	Ry	1,3	A36	
	Ry	1,3	A572Gr50	

Acero	Perfil	h (mm)	b (mm)	t (mm)	tw (mm)	Ag (cm ²)	b/t	λ hd
A572Gr50	HN50X462	500	500	50	22	588	5,0	7,9
A572Gr50	HN45X275	450	450	32	16	350	7,0	7,9
A36	IN50X132	500	300	22	8	168	6,8	7,9
A36	IN45X82,5	450	200	18	8	105	5,6	7,9
A36	IN60X106	600	250	18	10	146	6,9	7,9
A36	IN35X85.4	350	250	18	6	109	6,9	7,9
A36	IN35X71.3	400	250	20	8	129	6,3	7,9

Perfil	Pu (tonf)	$0.9 \cdot A_g \cdot F_y \cdot r_y$	Ca	h/tw	λ_{hd}	Ala	Alma
HN50X462	436	2418	0,333	18,2	43,3	Cumple	Cumple
HN45X275	189	1438	0,235	24,1	53,4	Cumple	Cumple
IN50X132	1,9	502	0,004	57,0	63,5	Cumple	Cumple
IN45X82,5	1,8	313	0,006	51,8	63,4	Cumple	Cumple
IN60X106	2,1	436	0,005	56,4	63,4	Cumple	Cumple
IN35X85.4	1,0	324	0,003	52,3	63,5	Cumple	Cumple
IN35X71.3	0,0	384	0,000	45,0	63,8	Cumple	Cumple

Luego de verificar las relaciones ancho/espesor de las piezas estructurales se procede a realizar la verificación de columna fuerte-viga débil. En las columnas se determina el momento plástico encima y debajo del nudo considerando la reducción por efecto de la carga axial y en vigas se obtiene el momento adicional debido a la amplificación de corte desde la ubicación de la rótula plástica hasta el centro de la columna.

Se verifican tres uniones de acuerdo con el marco de momento mostrado en la Figura N°2.4

Para columnas HN50X462 - HN 45X275 viga IN50X132

$$Z_{c1} := 12100 \cdot \text{cm}^3$$

Módulo plástico de columna
HN50X462

$$Z_{c2} := 6620 \cdot \text{cm}^3$$

Módulo plástico de columna
HN45X275

$$F_{yc} := 2.531 \frac{\text{tonf}}{\text{cm}^2}$$

Fluencia de acero A36

$$F_{yc1} := 3.5 \frac{\text{tonf}}{\text{cm}^2}$$

Fluencia de acero A572gR50

$$A_{c1} := 588 \cdot \text{cm}^2$$

Sección de columna
HN50X462

$$A_{c2} := 350 \cdot \text{cm}^2$$

Sección de columna
HN45X275

$$P_{uc_superior} := 317 \cdot \text{tonf}$$

Carga Axial obtenida del
análisis
estructural encima del nudo

$$P_{uc_inferior} := 371 \cdot \text{tonf}$$

Carga Axial obtenida del análisis estructural de bajo del nudo

$$M_{pc_inferior} := Z_{c1} \cdot \left(F_{yc1} - \frac{P_{uc_inferior}}{A_{c1}} \right)$$

Momento plástico de columna sobre nivel inferior en nudo

$$M_{pc_inferior} = 347.155 \cdot \text{tonf} \cdot \text{m}$$

$$M_{pc_superior} := Z_{c2} \cdot \left(F_{yc} - \frac{P_{uc_superior}}{A_{c2}} \right)$$

Momento plástico de columna sobre nivel superior en nudo

$$M_{pc_superior} = 107.594 \cdot \text{tonf} \cdot \text{m}$$

Para vigas IN 50x132

$$V_{u_izquierda} := 25.8 \cdot \text{tonf}$$

Carga de corte máxima obtenida del análisis estructural lado izquierdo nudo

$$V_{u_derecha} := 25.8 \cdot \text{tonf}$$

Carga de corte máxima obtenida del análisis estructural lado derecho nudo

Se asume que las rotulas plásticas se encuentran en los extremos de las Vigas una distancia igual a la altura de esta

Datos iniciales:

$$L_p := 500 \text{mm}$$

Distancia rotula plástica desde borde de columna

$$d_c := \frac{L_p}{2}$$

Distancia desde borde columna hasta eje columna

$$M_{uv_derecha} := V_{u_derecha} \cdot \left(\frac{L_p}{2} + \frac{d_c}{2} \right)$$

Momento adicional debido a la amplificación de corte debido a rotula plástica

$$M_{uv_derecha} = 9.675 \cdot \text{tonf} \cdot \text{m}$$

$$M_{uv_izquierda} := V_{u_izquierda} \left(\frac{L_p}{2} + \frac{d_c}{2} \right)$$

$$M_{uv_izquierda} = 9.675 \cdot \text{tonf} \cdot \text{m}$$

$$Z_b := 3577 \cdot \text{cm}^3$$

Módulo plástico de viga

$$R_y := 1.3$$

Factor de fluencia probable

Momento plástico en viga $C_{pr} = 1.1$

$$M_{pb_izquierda} := 1.1 \cdot R_y \cdot F_{yc} \cdot Z_b + M_{uv_izquierda} = 139.138 \cdot \text{tonf} \cdot \text{m}$$

$$M_{pb_derecha} := 1.1 \cdot R_y \cdot F_{yc} \cdot Z_b + M_{uv_derecha} = 139.138 \cdot \text{tonf} \cdot \text{m}$$

$$\frac{M_{pc_inferior} + M_{pc_superior}}{M_{pb_derecha} + M_{pb_izquierda}} = 1.634$$

Mayor a 1 Según ANSI/AISC
341-16 Cumple columna
fuerte/viga débil

Para columnas HN50X462 viga IE 60X160.9

$$Z_c := 12100 \cdot \text{cm}^3$$

Módulo plástico de columna
HN50X462

$$F_{yc} := 2.531 \frac{\text{tonf}}{\text{cm}^2}$$

Fluencia de acero a36

$$F_{yc1} := 3.5 \frac{\text{tonf}}{\text{cm}^2}$$

Fluencia de acero a572Gr50

$$A_c := 588 \cdot \text{cm}^2$$

Sección de columna
HN50X462

$$P_{uc_superior} := 691 \cdot \text{tonf}$$

Carga Axial obtenida del análisis estructural encima del nudo

$$P_{uc_inferior} := 641 \cdot \text{tonf}$$

Carga Axial obtenida del análisis estructural de bajo del nudo

$$M_{pc_inferior} := Z_c \cdot \left(F_{yc1} - \frac{P_{uc_inferior}}{A_c} \right)$$

Momento plástico de columna sobre nivel inferior en nudo

$$M_{pc_inferior} = 291.594 \cdot \text{tonf} \cdot \text{m}$$

$$M_{pc_superior} := Z_c \cdot \left(F_{yc1} - \frac{P_{uc_superior}}{A_c} \right)$$

Momento plástico de columna sobre nivel superior en nudo

$$M_{pc_superior} = 281.304 \cdot \text{tonf} \cdot \text{m}$$

Para vigas IE 60X160.9

$$V_{u_izquierda} := 26.7 \cdot \text{tonf}$$

Carga de corte máxima obtenida del análisis estructural lado izquierdo nudo

$$V_{u_derecha} := 26.7 \cdot \text{tonf}$$

Carga de corte máxima obtenida del análisis estructural lado derecho nudo

Se asume que las rotulas plásticas se encuentran en los extremos de las vigas a una distancia igual a la altura de esta

Datos iniciales:

$$L_p := 600 \text{mm}$$

Distancia rotula plástica desde borde de columna

$$M_{uv_derecha} := V_{u_derecha} \left(\frac{L_p}{2} + \frac{d_c}{2} \right)$$

Momento adicional debido a la
amplificación de corte debido a
rotula plástica

$$M_{uv_derecha} = 12.015 \cdot \text{tonf} \cdot \text{m}$$

$$M_{uv_izquierda} := V_{u_izquierda} \left(\frac{L_p}{2} + \frac{d_c}{2} \right)$$

$$M_{uv_izquierda} = 12.015 \cdot \text{tonf} \cdot \text{m}$$

$$Z_b := 5068 \cdot \text{cm}^3$$

Módulo plástico de viga

$$R_y := 1.3$$

Factor de fluencia probable

Momento plástico en viga

$$M_{pb_izquierda} := 1.1 \cdot R_y \cdot F_{yc} \cdot Z_b + M_{uv_izquierda} = 195.443 \cdot \text{tonf} \cdot \text{m}$$

$$M_{pb_derecha} := 1.1 \cdot R_y \cdot F_{yc} \cdot Z_b + M_{uv_derecha} = 195.443 \cdot \text{tonf} \cdot \text{m}$$

$$\frac{M_{pc_inferior} + M_{pc_superior}}{M_{pb_derecha} + M_{pb_izquierda}} = 1.466$$

Mayor a 1 Según ANSI/AISC 341-16
Cumple columna fuerte/viga débil

II.9.4 Diseño de elementos en marcos SCBF

En las siguientes imágenes y tabla se indican los factores de utilización (FU) de los perfiles utilizando el módulo de diseño del software por un análisis “Effective Length”.

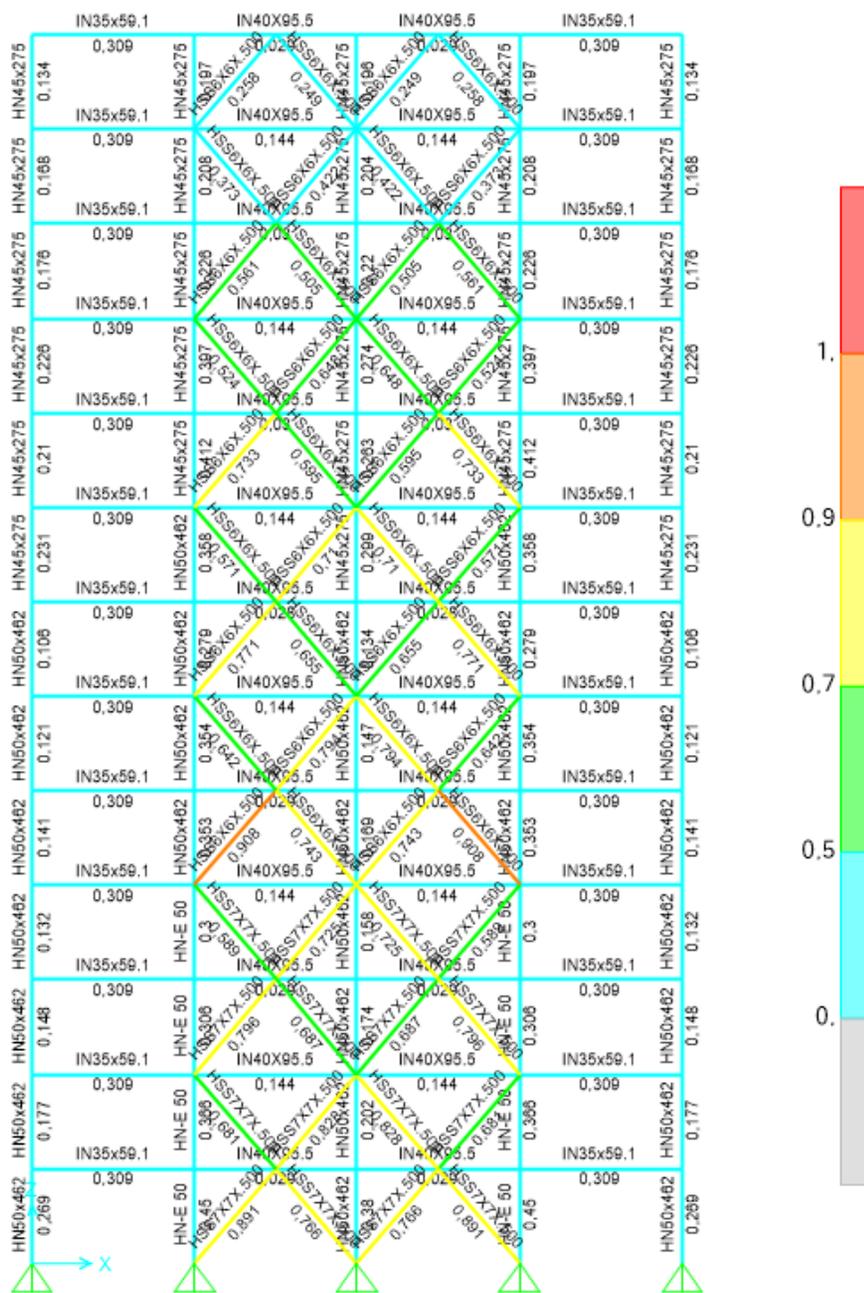


Figura II.8 Factor de utilización (FU) Marco especial arriostrado concéntricamente

Tabla II.9 Factor de utilización (FU) Marco especial arriostrado concéntricamente

Elemento	Combo	Pr	Mr Mayor	Vr Mayor	Total Ratio
Text	Tonf	Tonf- m	Tonf- m	Tonf	Unitless
IN35x59.1	1,2PP+1,6SC	0	6,62	2,7	0,31
IN40x95.5	1,2PP+1,6SC	0	6,8	2,7	0,14
HSS6X6X.500	1,2PP+1,4EX+SC	-111	0,10	0	0,9
HSS7X7X.500	1,2PP+1,4EX+SC	-167	0,12	0	1,01

II.9.5 Requerimientos sísmicos para marcos SCBF AISC 341-16

Por tratarse de marcos especiales arriostrados concéntricamente, se debe verificar que las secciones cumplan con las relaciones ancho/espesor de la Tabla D1.1 para miembros con alta ductilidad.

Para los marcos concéntricos se debe realizar un análisis en el que en todas las diagonales desarrollan sus resistencias esperadas en tracción o compresión y otro análisis en el que se supone que en todas las diagonales en tracción actúan fuerzas iguales a su resistencia esperada mientras que en las diagonales comprimidas actúan fuerzas iguales a la resistencia esperada post pandeo.

Se procede a la verificación ancho/espesor de los elementos:

Tabla II.10 Relación ancho/espesor perfiles marco especial arriostrado concéntricamente.

Acero	Perfil	h (mm)	b (mm)	t (mm)	tw (mm)	Ag (cm ²)
A36	IN35X59	350	200	14	6	75
A36	IN40x95.5	400	250	20	6	122
A500GrC	HSS6X6X.5	152,4	152,4	11,8	11,8	63
A500GrC	HSS7X7X.5	17,78	17,78	11,8	11,8	75

Acero	Perfil	b/t	λ_{hd}	h/t	λ_{hd}	Ala	Alma
A36	IN35X59	7,1	7,9	53,7	63,8	OK	OK
A36	IN40x95.5	6,3	7,9	60	63,8	OK	OK
A500GrC	HSS6X6X.5	10,9	13,6	-	-	OK	OK
A500GrC	HSS7X7X.5	13,1	13,6	-	-	OK	OK

Luego al verificar que los elementos cumplen con los requerimientos de alta ductilidad se procede a calcular las capacidades esperadas en las diagonales.

Por tracción:

$$F_y = 3.515 \cdot \frac{\text{tonf}}{\text{cm}^2}$$

Fluencia de acero

$$R_y := 1.3$$

Factor de fluencia probable

$$A_c = 62.83 \cdot \text{cm}^2$$

Sección de perfil
HSS6X6X.500

$$A_{c1} = 74.83 \cdot \text{cm}^2$$

Sección de perfil
HSS7X7X.500

$$T_{\text{esperada}} := A_c \cdot F_y \cdot R_y = 287.102 \cdot \text{tonf}$$

Perfil HSS6X6X.500

$$T_{\text{esperada.z}} := 0.76 \cdot T_{\text{esperada}} = 218.197 \cdot \text{tonf}$$

Fuerzas descompuestas en horizontal y vertical

$$T_{\text{esperada.x}} := 0.65 \cdot T_{\text{esperada}} = 186.616 \cdot \text{tonf}$$

$$T_{\text{esperada1}} := A_{c1} \cdot F_y \cdot R_y = 341.936 \cdot \text{tonf}$$

Perfil HSS7X7X.500

$$T_{\text{esperada1.z}} := 0.76 \cdot T_{\text{esperada1}} = 259.871 \cdot \text{tonf}$$

Fuerzas descompuestas en horizontal y vertical

$$T_{\text{esperada1.x}} := 0.65 \cdot T_{\text{esperada1}} = 222.258 \cdot \text{tonf}$$

Por compresión HSS6X6X.500:

$$\lambda_{\text{máx}} = 65.133 \quad F_e = 4.745 \cdot \frac{\text{tonf}}{\text{cm}^2}$$

$$F_{\text{cr}} := 0.658 \cdot \frac{F_y \cdot R_y}{F_e} \cdot F_y \cdot R_y = 3.054 \cdot \frac{\text{tonf}}{\text{cm}^2}$$

$$C_{\text{esperada}} := 1.14 \cdot F_{\text{cr}} \cdot A_c = 218.715 \cdot \text{tonf}$$

Resistencia esperada a compresión

$$C_{\text{esperada.z}} := 0.76 \cdot C_{\text{esperada}} = 166.224 \cdot \text{tonf}$$

Fuerzas descompuestas en horizontal y vertical

$$C_{\text{esperada.x}} := 0.65 \cdot C_{\text{esperada}} = 142.165 \cdot \text{tonf}$$

Por compresión HSS7X7X.500

$$\lambda_{\text{máx1}} = 55.007 \quad F_{e1} = 6.652 \cdot \frac{\text{tonf}}{\text{cm}^2}$$

$$F_{\text{cr1}} := 0.658 \cdot \frac{F_y \cdot R_y}{F_{e1}} \cdot F_y \cdot R_y = 3.428 \cdot \frac{\text{tonf}}{\text{cm}^2}$$

$$C_{\text{esperada1}} := 1.14 \cdot F_{\text{cr1}} \cdot A_{c1} = 292.406 \cdot \text{tonf}$$

Resistencia esperada a compresión

$$C_{\text{esperada.z1}} := 0.76 \cdot C_{\text{esperada1}} = 222.228 \cdot \text{tonf}$$

Fuerzas descompuestas en horizontal y vertical

$$C_{\text{esperada.x1}} := 0.65 \cdot C_{\text{esperada1}} = 190.064 \cdot \text{tonf}$$

Luego se asignan las fuerzas a un modelo del marco.

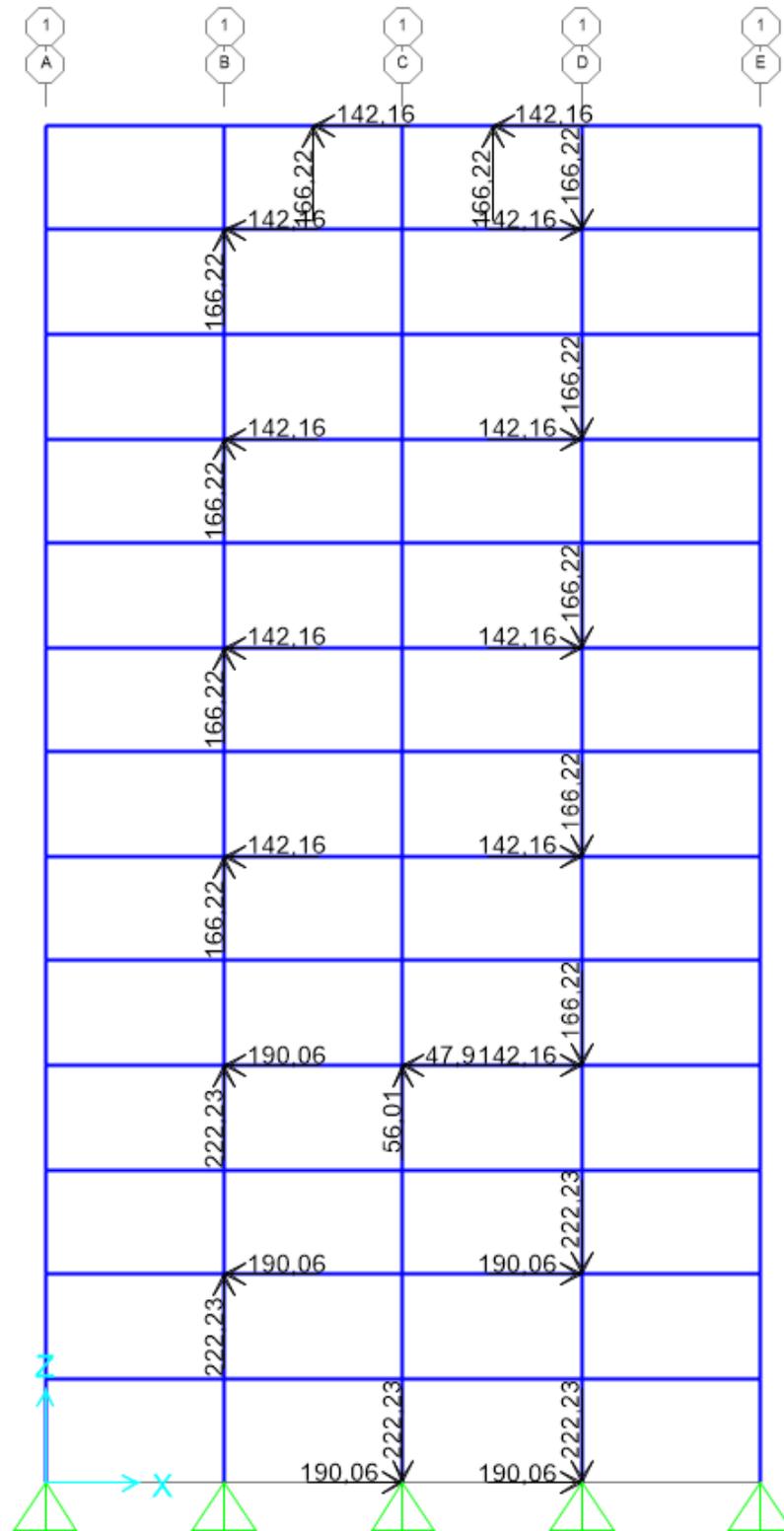


Figura II.9 Resistencias a compresión esperadas en diagonales

Luego se obtienen las máximas solicitaciones en columnas y vigas para las combinaciones por capacidad:

- C1) 1,2 PP + SC + C.a + T.a
- C2) 1,2 PP + SC + C.a + 0.3T.a
- C3) 0.9 PP + C.a + T.a
- C4) 0.9 PP + C.a + 0.3T.a

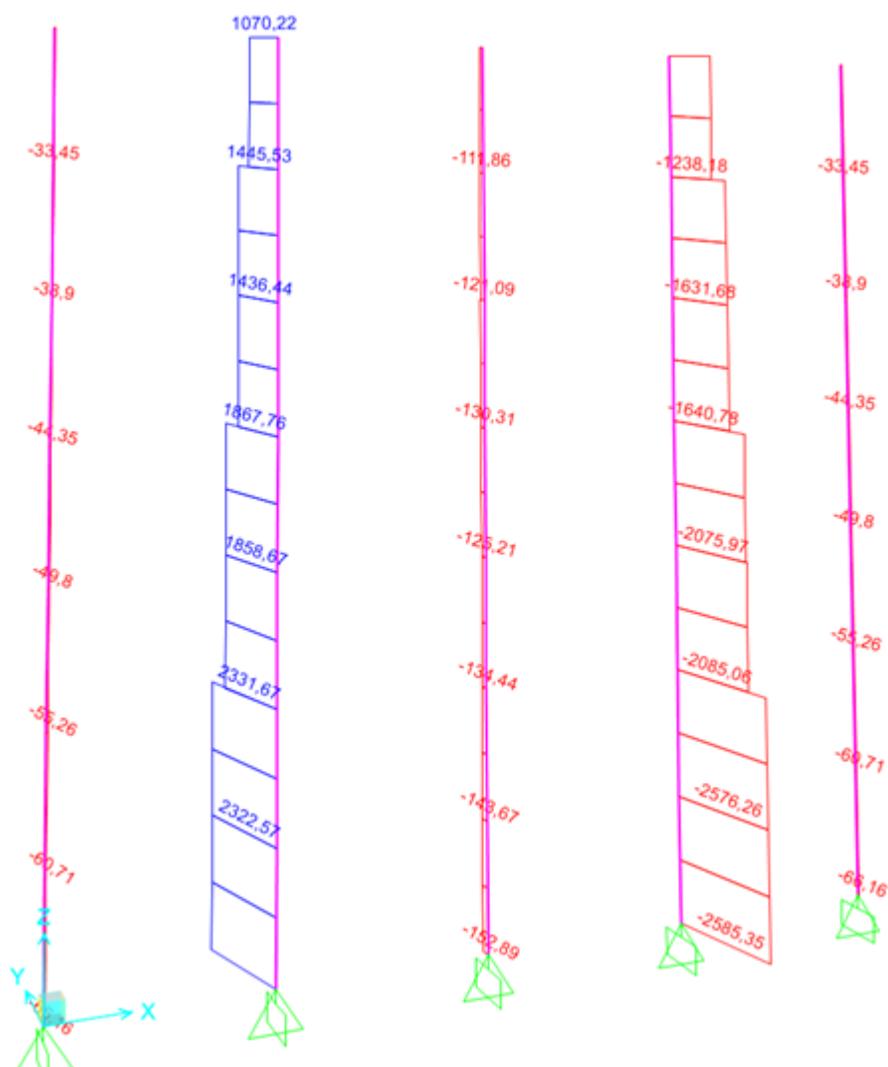


Figura II.11 Fuerzas axiales máximas en columnas HN50X462 y HNE50X678

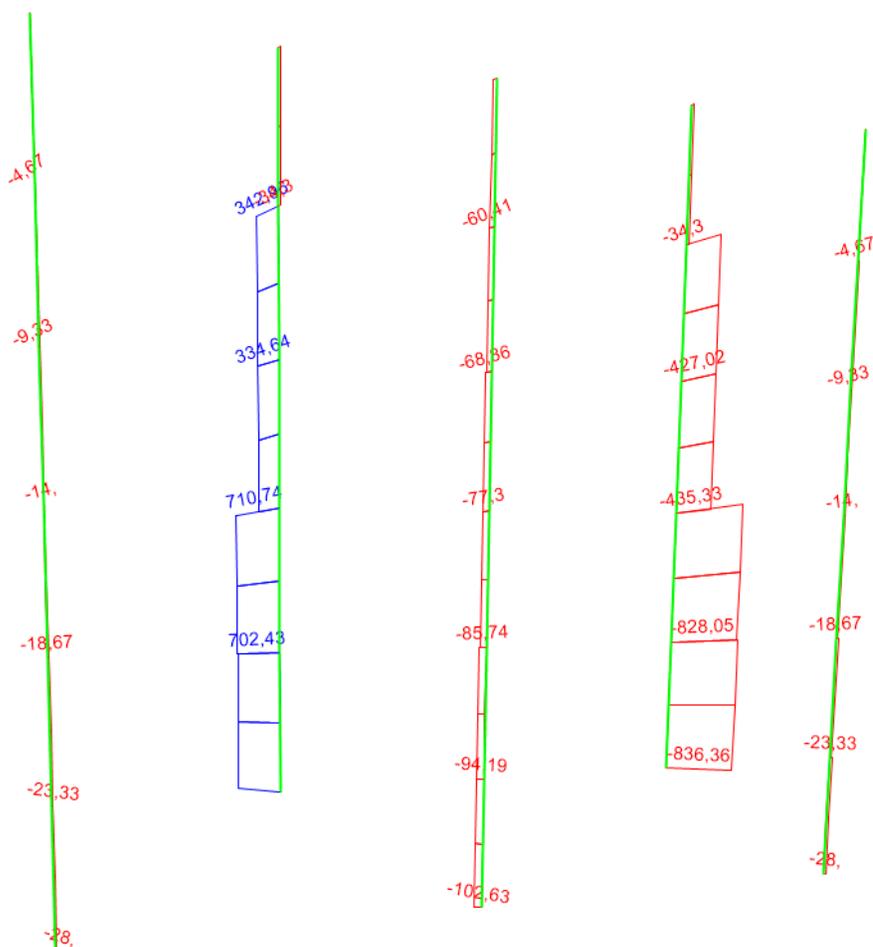


Figura II.12 Fuerzas axiales máximas en columnas HN45X275

La normativa permite obviar el momento generado en las columnas para la verificación estructural, en la siguiente tabla se exponen las resistencias de la columna.

Tabla II.11 Capacidad resistente a compresión en columnas

Columna	r_y (cm)	KL/r_y	F_e Kg/cm ²	ϕP_n [Tonf]	FU
HNE-50X462	15,9	13,52	30030	2604	0,99
HN50X462	13,29	26,34	29020	1768	0,7
HN45X275	9.6	15,9	22810	1038	0,81

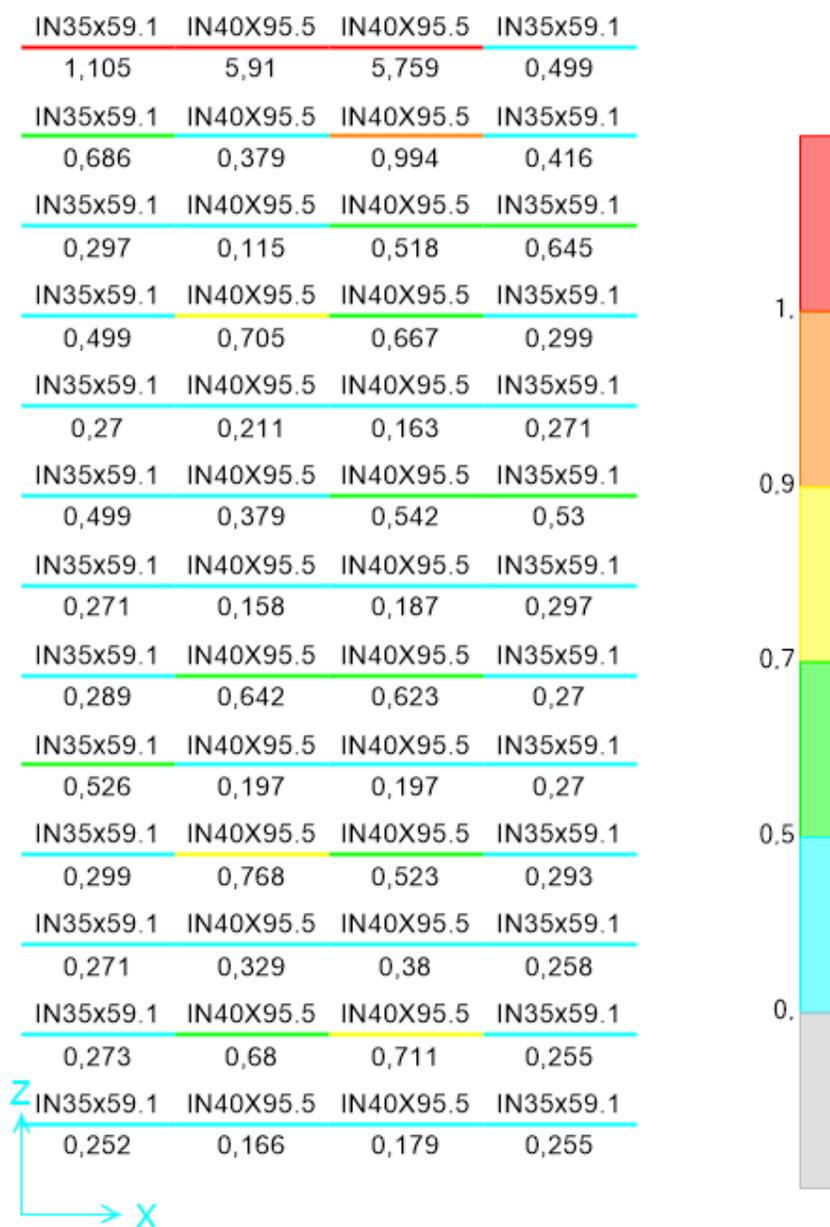
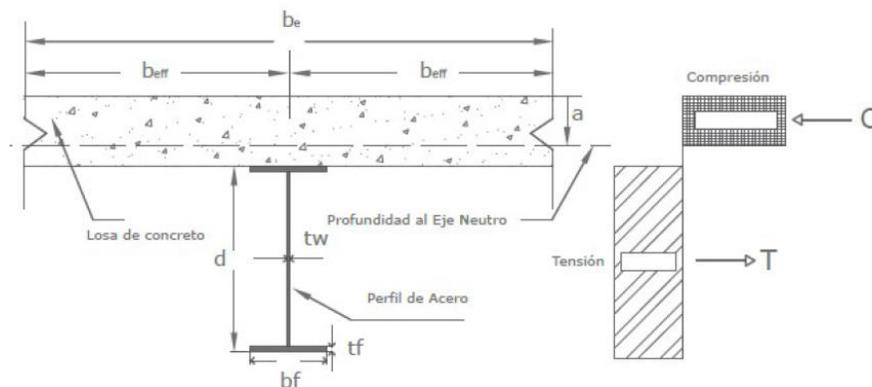


Figura II.13 Factor de utilización (FU) en vigas de marcos SCBF

Nota: se observa que las vigas del último nivel no cumplen las demandas de flexocompresión inducidas por las fuerzas plásticas, sin embargo, no se espera que para esa altura las diagonales entren en rango inelástico, por ello se opta por dejar la misma viga que para el resto de los niveles. Esto será verificado posteriormente con el análisis de respuesta no lineal en el tiempo.

II.9.6 Diseño de sistema gravitacional

Todas las vigas que no forman parte del sistema sismorresistente se diseñaron para trabajar en acción compuesta con la losa de concreto.



Cálculo de momento resistente con colaboración viga IN25X24.7

$$L_1 := 6 \cdot \pi \quad \text{Luz de viga}$$

$$F_y := 2500 \cdot \frac{\text{kgf}}{(\text{cm})^2} \quad \text{Fluencia de viga}$$

$$S_1 := 2 \cdot \pi \quad \text{Separación de vigas}$$

$$b_{ff2} := \frac{S_1}{2} \quad \text{losa en colaboración desde eje viga}$$

$$f_c := 200 \cdot \frac{\text{kgf}}{(\text{cm})^2} \quad \text{Resistencia a compresión de H.A}$$

viga compacta por lo que se utiliza distribución de tensiones

$$B_e := 2 \cdot b_{ff2} = 2 \text{ m} \quad \text{Ancho losa en colaboración}$$

$$A_{gv} := 31.5 \text{ cm}^2 \quad \text{área de viga}$$

$$d_1 := 25 \text{ cm} \quad \text{Altura de viga}$$

$$h_c := 15 \text{ cm} \quad \text{Espesor de losa}$$

Profundidad de eje neutro

$$a := \frac{F_y \cdot A_{gv}}{0.85 \cdot f_c \cdot B_e} = 2.316 \text{ cm}$$

Eje neutro plástico en losa

$$\phi M_n := 0.9 F_y \cdot A_{gv} \cdot \left(\frac{d_1}{2} + h_c - \frac{a}{2} \right) = 1.867 \times 10^4 \text{ kgf} \cdot \text{m}$$

Momento nominal

$$M_u := 12734 (\text{kgf} \cdot \text{m})$$

Momento de análisis

$$F_u := \frac{M_u}{\phi M_n} = 0.682$$

Factor de utilización a flexión

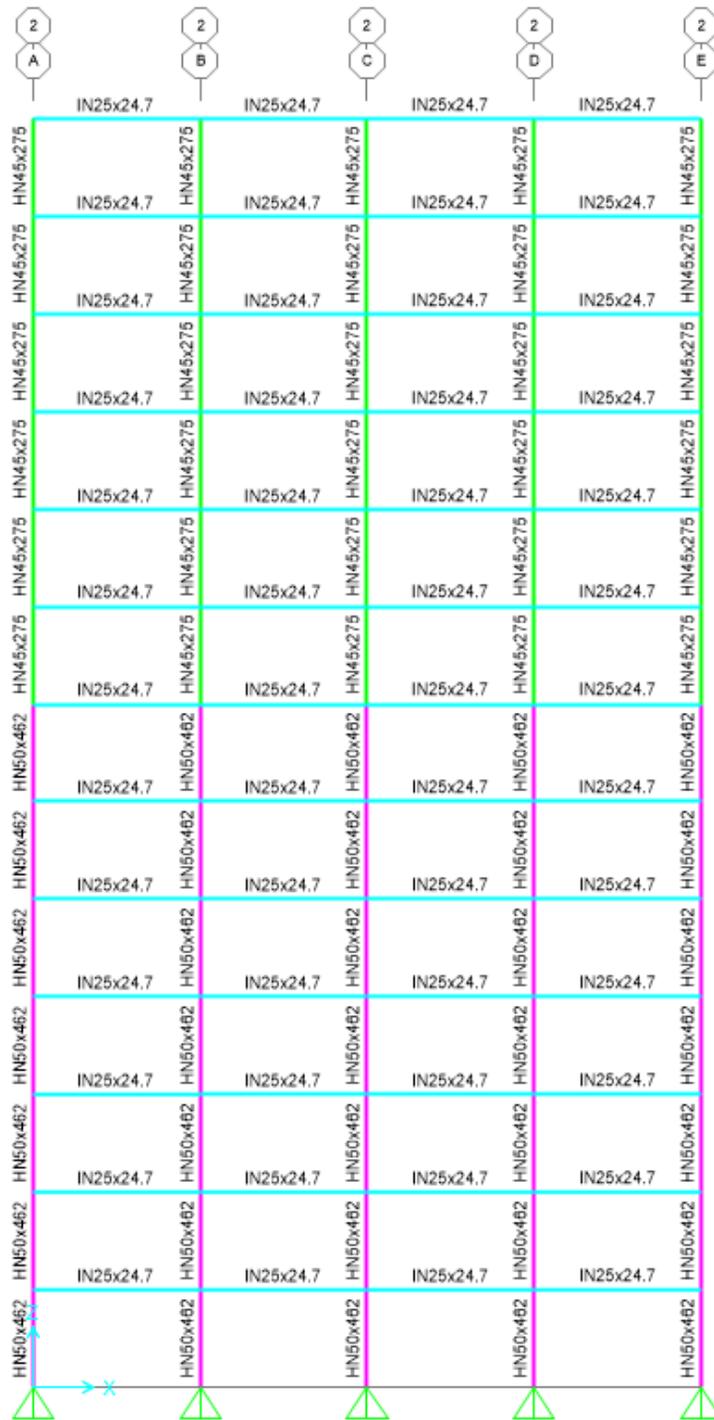


Figura II.15 Vigas en marcos gravitacionales

III. ANALISIS NO LINEAL DE ESTRUCTURA

La filosofía del diseño sísmico establece que los sistemas estructurales pueden experimentar un comportamiento no lineal durante eventos sísmicos, especialmente en aquellos de diseño y superiores. Por lo tanto, se debe llevar a cabo una modelación que pueda capturar este comportamiento esperado, tomando en cuenta principios racionales de la mecánica de materiales, como la fluencia de los materiales, la capacidad de deformación, la degradación de la resistencia y rigidez, y el estrechamiento de los ciclos de histéresis, según corresponda. Es importante modelar adecuadamente el comportamiento histórico de los elementos, y para ello se deben considerar diversos factores. En cuanto a la resistencia de los elementos, se utilizarán valores esperados que consideren la sobrerresistencia de los materiales y el efecto del endurecimiento en las deformaciones.

III.1 Modelación no lineal de rotulas plásticas en marcos SMF

Los pórticos de acero resistentes a momento son aquellos pórticos que desarrollan su resistencia a las cargas laterales mediante la flexión de vigas, columnas y conexiones viga-columna a momento. Las conexiones viga-columna a momento son aquellas que son capaces de resistir momento en el nudo entre las viga y columna, así como también de resistir el corte en la zona de panel de la columna.

La curva esqueleto se define en base a las recomendaciones de modelación del ASCE-41-17 donde se presenta unas tablas que tienen un respaldo teórico y experimental, por medio de las cuales se puede encontrar en forma sencilla las relaciones momento rotación y a partir de estas inferir las relaciones momento curvatura con las que se halla la rigidez de acuerdo con el estado de daño que tiene la misma.

En la Figura N°III.1 se presenta las relaciones momento curvatura, para un modelo que contempla tres zonas de trabajo del elemento.

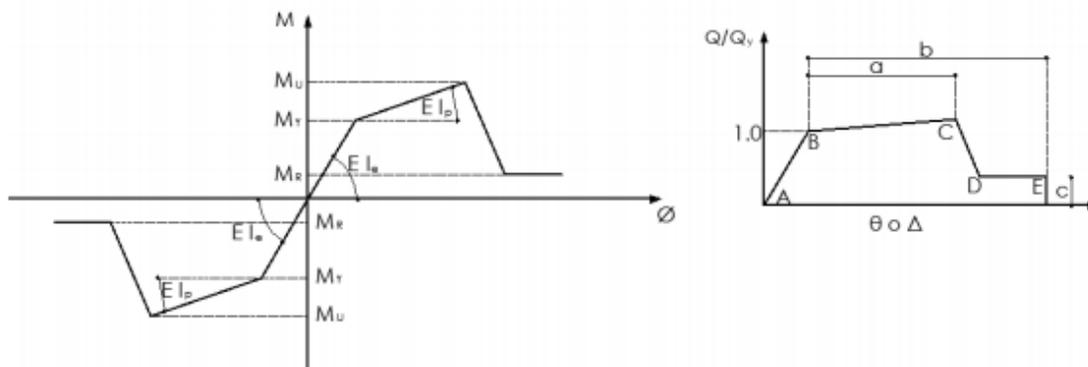


Figura III.1 Diagrama Momento curvatura y Momento Rotación.
 Fuente: Aguilar, Mora y Rodríguez. (2015). Diagrama Momento curvatura
 Momento Rotación para elementos de hormigón y acero.

Al observar la figura de la izquierda de la Ilustración Figura N°III.1, se muestra la primera zona en la cual se encuentra que el momento solicitante (M_u) es mayor que el momento de fluencia (M_y). En esta zona, la rigidez a flexión vale $E \cdot I$, donde E es el módulo de elasticidad del material e I es el momento de inercia. Sin embargo, el diagrama presentado a la izquierda es para el caso de secciones asimétricas que tienen un comportamiento diferente si la parte inferior está traccionada y la superior trabaja a compresión o al revés.

A la derecha de la Figura N°III.1 se muestra la nomenclatura ASCE 41 para hallar las relaciones momento rotación.

En el eje horizontal se indica θ (giro) o desplazamiento Δ ; y en el eje vertical, Q/Q_y . Para el caso de flexión, esta relación será M/M_y y lo interesante es que el valor para el punto B es el momento de fluencia M_y , que está asociado a una rotación θ_y . A partir del punto M_y/θ_y , se encuentra el punto U (gráfico de la izquierda) que corresponde al punto C (gráfico de la derecha) por medio de la variable "a" propuesta por ASCE 41. Se determina también el momento residual, M_r , con la variable "c"; y la rotación final en este segmento $D\bar{E}$ por medio de la variable "b"

Las rótulas plásticas pueden disipar energía que permite la rotación de la deformación plástica. SAP2000 calcula de forma automática las propiedades de estas rótulas respondiendo a las tablas expuestas por ASCE 41-17, explicadas en los párrafos anteriores. Se debe ingresar la ubicación de estas rótulas, las cuales se consideran en un 10% del extremo de cada viga y columna en la base. Para ello, se genera el ingreso de las rótulas (auto M3) para vigas y (auto P-M3) para columnas.

S Assign Frame Hinges

Frame Hinge Assignment Data

Hinge Property	Location Type	Relative Distance	Absolute Distance cm
Auto	Relative To Clear Length	0,1	
Auto P-M3	Relative To Clear Length	0,9	
Auto P-M3	Relative To Clear Length	0,1	

Add Hinge...

Modify Hinge...

Note: Hold the Ctrl key down when clicking the Modify button to Modify or Show the Auto hinge properties of the selected hinge

Delete Hinge

Current Hinge Information
 Type: From Tables In ASCE 41-17
 Table: Table 9-7.1 (Steel Columns - Flexure)
 DOF: P-M3

S Assign Frame Hinges

Frame Hinge Assignment Data

Hinge Property	Location Type	Relative Distance	Absolute Distance cm
Auto	Relative To Clear Length	0,9	
Auto M3	Relative To Clear Length	0,9	
Auto M3	Relative To Clear Length	0,1	

Add Hinge...

Modify Hinge...

Note: Hold the Ctrl key down when clicking the Modify button to Modify or Show the Auto hinge properties of the selected hinge

Delete Hinge

Current Hinge Information
 Type: From Tables In ASCE 41-17
 Table: Table 9-7.1 (Steel Beams - Flexure)
 DOF: M3

Figura III.2 Asignación automática rotulas plásticas marco a momento.

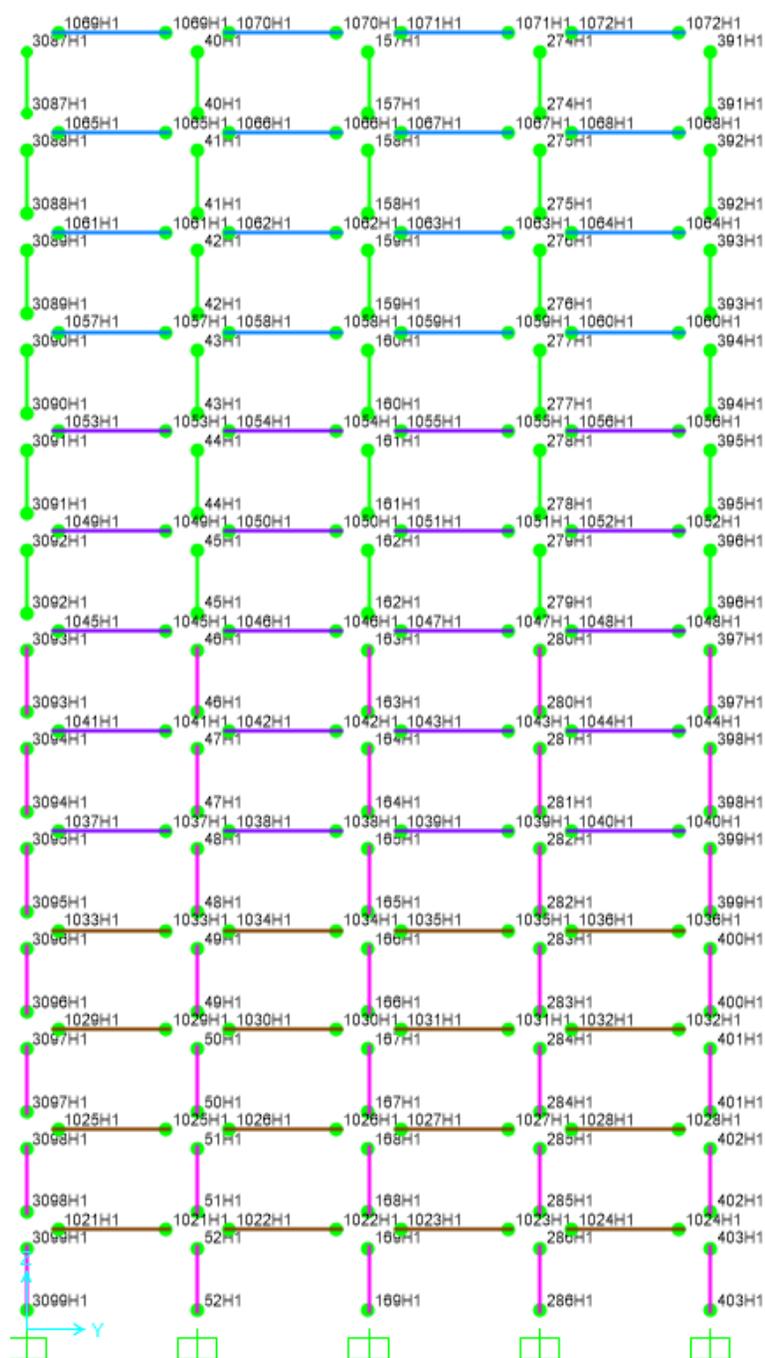


Figura III.3 Rotulas plásticas en marcos a momento.

Para verificar la precisión de los cálculos, se compararán los diagramas de momentos rotación obtenidos automáticamente por SAP2000 con los obtenidos manualmente mediante la metodología de ASCE 41-17. En particular, se examinará el perfil de viga IN45X82,5 (Rotula 1058H1).

El primer paso para aplicar la tabla 9.7.1 de ASCE 41-17 es verificar las propiedades geométricas del perfil. En esta etapa, no hay problemas de unidad que puedan afectar la precisión de los cálculos.

$$\frac{bf}{2tf} = \frac{20\text{cm}}{2 * 1,8 \text{ cm}} = 5,55 < 0,3 * \sqrt{\frac{E}{f_{ye}}} = 0,3 * \sqrt{\frac{2038901}{3796,5}} = 6,95$$

$$\frac{h}{t_w} = \frac{41,4}{0,8} = 51,75 < 2,45 * \sqrt{\frac{E}{f_{ye}}} = 2,45 * \sqrt{\frac{2038901}{3796,5}} = 56,7$$

Al cumplir estas condiciones las rotaciones que los distintos puntos a, b, c de la figura N°III.1 quedan definidos como:

a	b	c
9 θ_y	11 θ_y	0,6

La rotación θ_y se obtiene como:

$$\eta = \frac{12EI_b}{Lb^2GA_s} = \frac{12 * 2038901,9 * 38300}{540^2 * 784193 * 33,12} = 0,14$$

$$\theta_y = \frac{Zf_{ye}l_b*(1+\eta)}{6EI_b} = \frac{1900*3796,5*540*(1+0,14)}{6*2038901,9*38300} = 0,00934 \text{ rad}$$

Z = Modulo plástico (cm³)

E= Modulo de elasticidad (kg/cm²)

Lb= largo de viga (cm)

Ib = Inercia (cm⁴)

As=área efectiva de corte

G= Moludo de corte en acero (kg/cm²)

Luego se obtiene los momentos en los distintos puntos para el diagrama de momento rotación

$$M_y = Z_{f_{y_e}} = 7213350 \text{ kg} \cdot \text{cm}$$

$$\text{Momento/SF} = M_y / M_y = 1$$

$$M_u = M_y \cdot \left(1 + 0,03 \frac{a}{\theta_y}\right) = 9024710 \text{ kg} \cdot \text{cm}$$

$$\text{Momento/SF} = M_u / M_y = 1,27$$

$$M_r = 0,6 M_y = 4328010 \text{ kg} \cdot \text{cm}$$

$$\text{Momento/SF} = M_c / M_y = 0,6$$

a (rad)	b (rad)	c (rad)
0,0877	0,1072	0,6

Al graficar los momentos y rotaciones calculadas se puede apreciar la curva esquelto para una viga IN45X82,5

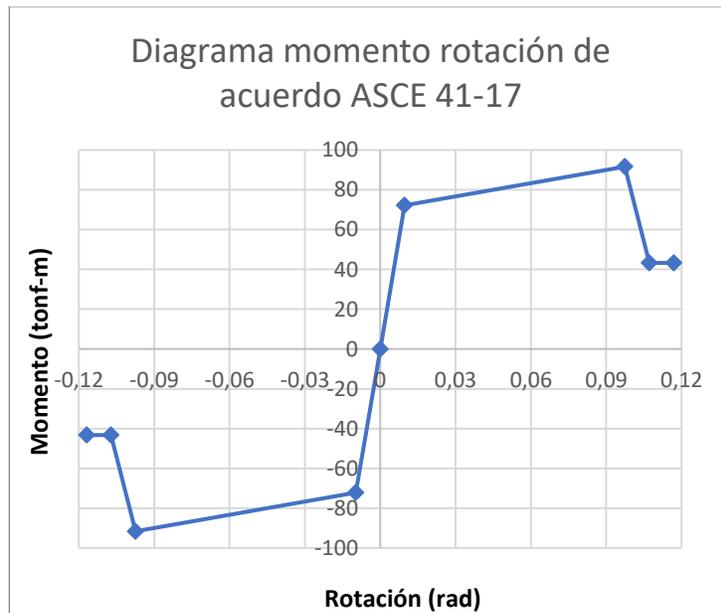


Figura III.4 Diagrama momento rotación según ASCE 41-17

Nota: No se ha considerado conectores de corte en las vigas de marcos resistentes.

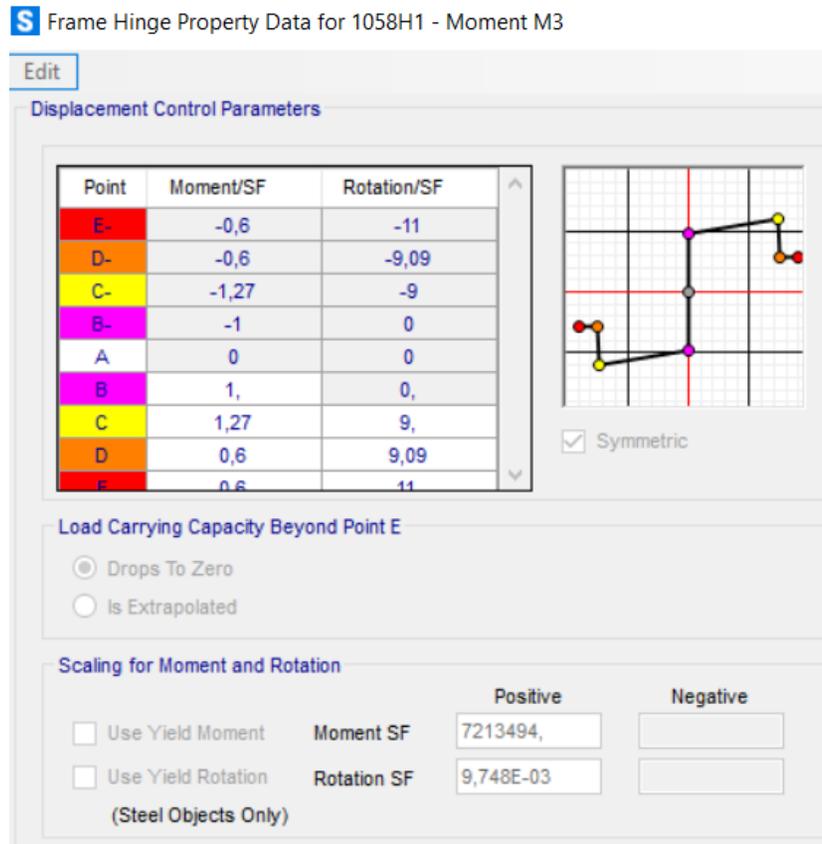


Figura III.5 Diagrama momento rotación según ASCE 41-1 SAP2000

Para comparar los resultados obtenidos en la Figura N°III.4 y la Figura N°III.5, se muestran los momentos M_y y la rotación θ_y obtenidos automáticamente por el programa. Al compararlos con los resultados obtenidos manualmente siguiendo las ecuaciones de ASCE 41-17, se demuestra que ambos son iguales. Cabe destacar que SAP 2000 ajusta las escalas a "SF", por lo que los gráficos son ajustados a cero en la rotación θ_y . En la siguiente figura se proporciona un breve ejemplo visual de lo que hace SAP2000.

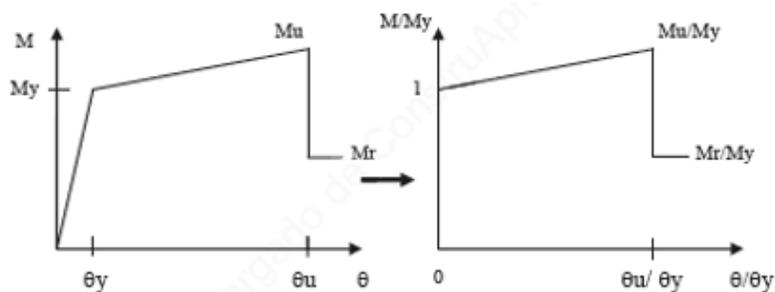


Figura III.6 Ejemplo ajuste escala SAP2000 de diagrama momento rotación según ASCE 41-17.

Para comparar estos resultados con los de SAP 2000 se ajustan las escalas del diagrama momento curvatura de la Figura N°3.4 dividiendo los valores por M_y y θ_y .

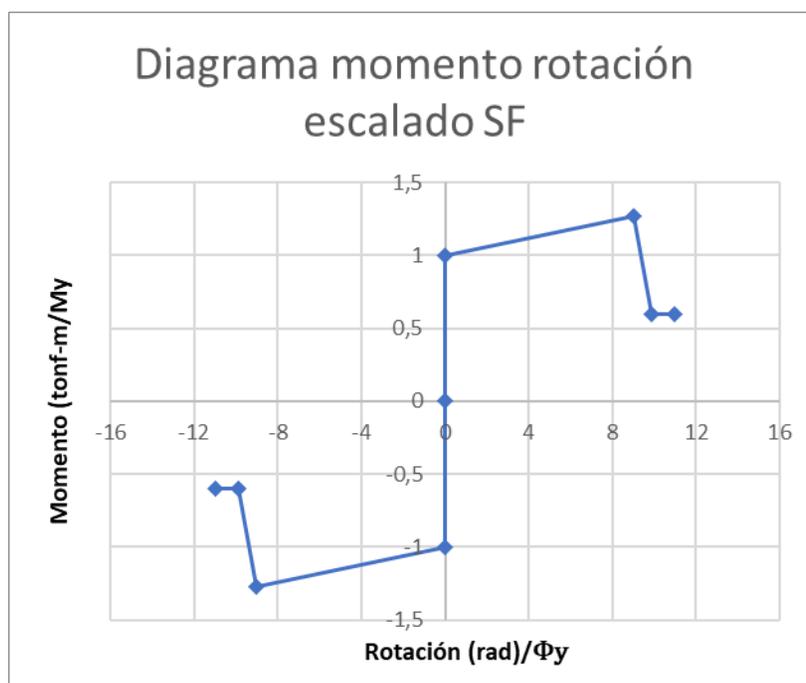


Figura III.7 Diagrama momento rotación según ASCE 41-17 Ajustado escala SF.

III.2 Modelación no lineal de pandeo en riostras marcos SCBF

Los arriostramientos concéntricos son componentes estructurales que se utilizan para disipar energía mediante el desarrollo de deformaciones inelásticas. Es esencial tener un conocimiento detallado del comportamiento de estos elementos ante la aplicación de cargas axiales cíclicas, a fin de verificar su respuesta en términos de carga axial P, desplazamiento axial y desplazamiento transversal en el centro del arriostramiento.

La rótula se asigna al elemento estructural a una distancia determinada. A partir de este punto, el elemento comienza a fluir en elementos sometidos a tensión y a pandearse en elementos sometidos a compresión del sistema de pórticos. Las resistencias a compresión y tracción esperadas se calculan utilizando las ecuaciones definidas en el ASIC-360-16, pero con propiedades esperadas de los materiales.

Para generar la curva esqueleto la rótula plástica se calcula en forma manual, se utiliza la curva de fuerza-deformación ubicada a la derecha de la Figura N°III.1. No obstante, se deben considerar los valores de los parámetros a, b y c, definidos por la Tabla 9-8 de ASCE 41-17, los cuales presentan diferentes valores para compresión y tracción. Estos parámetros son cruciales para la definición de la curva esqueleto de la rótula.

El primer paso para aplicar la tabla 9.8 de ASCE 41-17 es verificar la esbeltes del perfil. En esta etapa, no hay problemas de unidad que puedan afectar la precisión de los cálculos.

Para compresión

$$\frac{KL}{r} \geq 4,2 * \sqrt{\frac{E}{f_y}} = \frac{460 * 0,9}{6,69} \geq (4,2 * \sqrt{\frac{2038901}{3515}} = 101,5) = \text{no cumple}$$

$$\frac{KL}{r} = 62 < (2,1 * \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 50,5) = \text{no cumple}$$

Al no cumplir con ambas condiciones los valores se debe interpolar. La siguiente tabla se muestra los valores para cada rango

	a	B	c
$\frac{KL}{r} \geq 4,2 * \sqrt{\frac{E}{f_y}}$	$0,5\Delta_c$	$9\Delta_c$	0,3
$\frac{KL}{r} < 2,1 * \sqrt{\frac{E}{f_y}}$	$1\Delta_c$	$7\Delta_c$	0,5

Donde

Δ_c =Deformación axial compresión

Los parámetros de modelado y los criterios de aceptación se aplican a las secciones de arriostramiento que sean consideradas sísmicamente compactas (altamente dúctiles) según la Tabla D1.1 de AISC 341. En caso de que la sección de arriostramiento no cumpla con los requisitos establecidos en la Tabla B4.1 de AISC 360, los criterios de aceptación se reducirán a la mitad, multiplicándolos por 0.5. Para situaciones intermedias, los criterios de aceptación se determinarán mediante una interpolación lineal entre los casos altamente dúctiles y los casos no compactos.

Luego se realiza el cálculo de los parámetros de la curva de histéresis ASCE 41-17 para compresión.

$$a/\Delta_c = 0,5 + \frac{1-0,5}{50,5-101,5} * (55 - 101,5) = 0,95$$

$$b/\Delta_c = 9 + \frac{7-9}{50,5-101,5} * (55 - 101,5) = 7.17$$

$$c/\Delta_c = 0,3 + \frac{0,5-0,3}{50,5-101,5} * (55 - 101,5) = 0,48$$

Luego se calcula la deformación axial.

$$\Delta_c = \frac{0,877 * P_y * L}{AE} = \frac{0,877 * 292,4 * 0,8 * 460}{74,8 * 2038} = 0.62 \text{ cm}$$

Se aclara que la resistencia a compresión esperada en la modelación no lineal es distinta a la resistencia utilizada en el diseño, esto es debido a que la modelación no lineal considera las imperfecciones geométricas y excentricidades de la carga axial, esto se representa con el factor 0.877, equivalente a dividir entre 1.14 y P_y .

P_y = Capacidad esperada a compresión considerando el factor 0,877

Cálculos esfuerzos en distintos puntos de la curva de histéresis.

$$P_B = P_y = P_C$$

$$P_D = P_E = 0,48P_y = 122 \text{ tonf}$$

Deformaciones en los distintos puntos.

$$\Delta_B = \Delta_c = 0,62 \text{ cm}$$

$$\Delta_C = \Delta_c + 0,95 * \Delta_c = 1,2 \text{ cm}$$

$$\Delta_D = \Delta_c + (1 - c) * \Delta_c = 1,52 \text{ cm}$$

$$\Delta_E = \Delta_c + (b/\Delta_c) * \Delta_c = 5,06 \text{ cm}$$

Ahora se obtienen los parámetros a tracción.

a	B	c
$9\Delta_T$	$11\Delta_T$	0,6

Luego se obtiene los esfuerzos en tensión los distintos puntos para el diagrama de histéresis de ASCE 41-17.

Punto B

$$T_y = T_B = 342 \text{ tonf}$$

Punto C

$$T_C = 1.2 * F_{ue} * A_g = 1,2 * 4,359 * 74,8 = 391 \text{ tonf}$$

Punto D-E

$$0,6T_y = T_D = T_E = 205 \text{ tonf}$$

Se calculan las deformaciones axiales a tracción en los distintos puntos del diagrama.

$$\Delta_B = \Delta_T = \frac{T_y * L}{AE} = \frac{342 * 0,8 * 460}{74,8 * 2038} = 0,82 \text{ cm}$$

$$\Delta_C = \Delta_B + 9 * \Delta_T = 8,2 \text{ cm}$$

$$\Delta_D = \Delta_C + (1 - c) * \Delta_T = 8,69 \text{ cm}$$

$$\Delta_E = \Delta_B + 11 * \Delta_T = 9,83 \text{ cm}$$

Figura N°III.9 se muestra la curva de la riostra utilizando los parámetros de ASCE 41-17

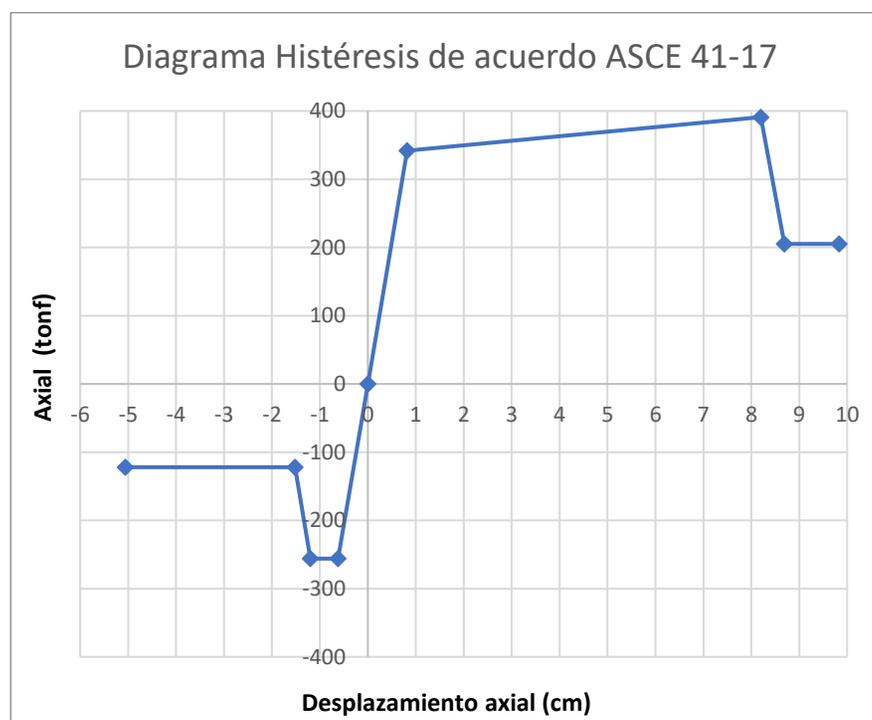


Figura III.8 Diagrama según ASCE 41-17 para diagonal HSS7X7X0,5

Luego se realiza el mismo calculo, pero para el perfil HSS6X6X1/2

$$a/\Delta_c = 0,5 + \frac{1-0,5}{50,5-101,5} * (65 - 101,5) = 0,86$$

$$b/\Delta_c = 9 + \frac{7-9}{50,5-101,5} * (65 - 101,5) = 7,56$$

$$c/\Delta_c = 0,3 + \frac{0,5-0,3}{50,5-101,5} * (65 - 101,5) = 0,44$$

Luego se calcula la deformación axial.

$$\Delta_c = \frac{0,877 * P_y * L}{AE} = \frac{192 * 0,8 * 460}{62,8 * 2038} = 0,55 \text{ cm}$$

Cálculos esfuerzos en distintos puntos de la curva de histéresis.

$$P_B = P_y = P_C$$

$$P_D = P_E = 0,44P_y = 84 \text{ tonf}$$

Deformaciones en los distintos puntos.

$$\Delta_B = \Delta_c = 0,55 \text{ cm}$$

$$\Delta_C = \Delta_c + 0,86 * \Delta_c = 1,02 \text{ cm}$$

$$\Delta_D = \Delta_c + (1 - c) * \Delta_c = 1,32 \text{ cm}$$

$$\Delta_E = \Delta_c + (b/\Delta_c) * \Delta_c = 4,7 \text{ cm}$$

Ahora se obtienen los parámetros a tracción.

a	B	c
$9\Delta_T$	$11\Delta_T$	0,6

Luego se obtiene los esfuerzos en tensión los distintos puntos para el diagrama de histéresis de ASCE 41-17.

Punto B

$$T_y = T_B = 287 \text{ tonf}$$

Punto C

$$T_C = 1.2 * F_{ue} * A_g = 1,2 * 4,359 * 62,8 = 328 \text{ tonf}$$

Punto D-E

$$0,6T_y = T_D = T_E = 172 \text{ tonf}$$

Se calculan las deformaciones axiales a tracción en los distintos puntos del diagrama.

$$\Delta_B = \Delta_T = \frac{T_y * L}{AE} = \frac{287 * 0,8 * 460}{62,8 * 2038} = 0,82 \text{ cm}$$

$$\Delta_C = \Delta_B + 9 * \Delta_T = 8,2 \text{ cm}$$

$$\Delta_D = \Delta_C + (1 - c) * \Delta_T = 8,69 \text{ cm}$$

$$\Delta_E = \Delta_B + 11 * \Delta_T = 9,83 \text{ cm}$$

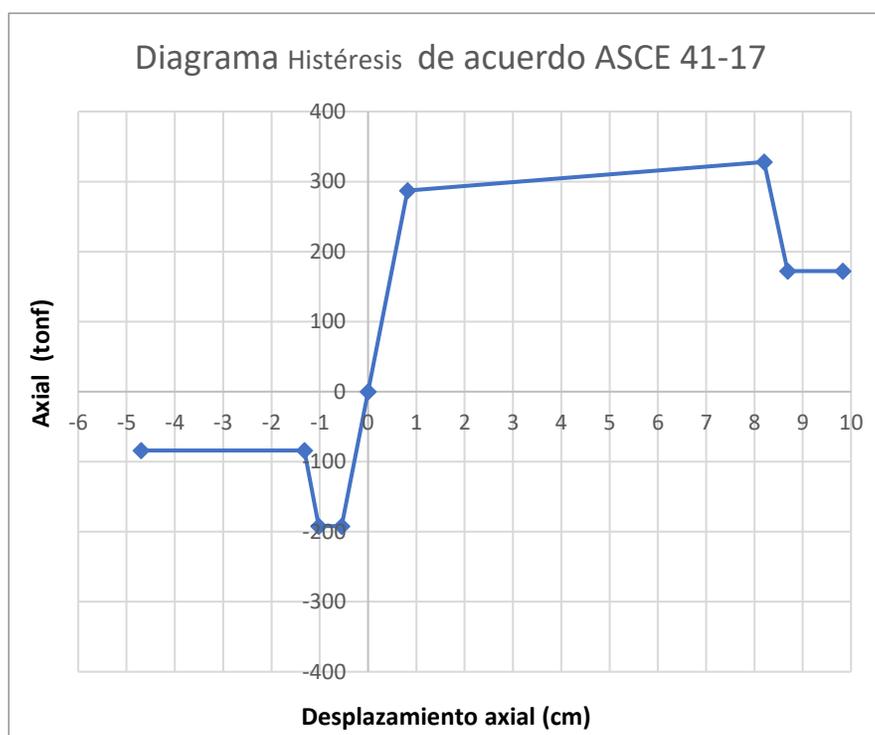


Figura III.9 Diagrama según ASCE 41-17 para diagonal HSS6X6X0,5

Para los ciclos de histéresis proporcionados por el software comercial SAP2000, el que más asemeja el comportamiento de una diagonal es el modelo de pivote [Dowell et al, 1998] Los parámetros que componen este modelo son mostrados en la siguiente figura:

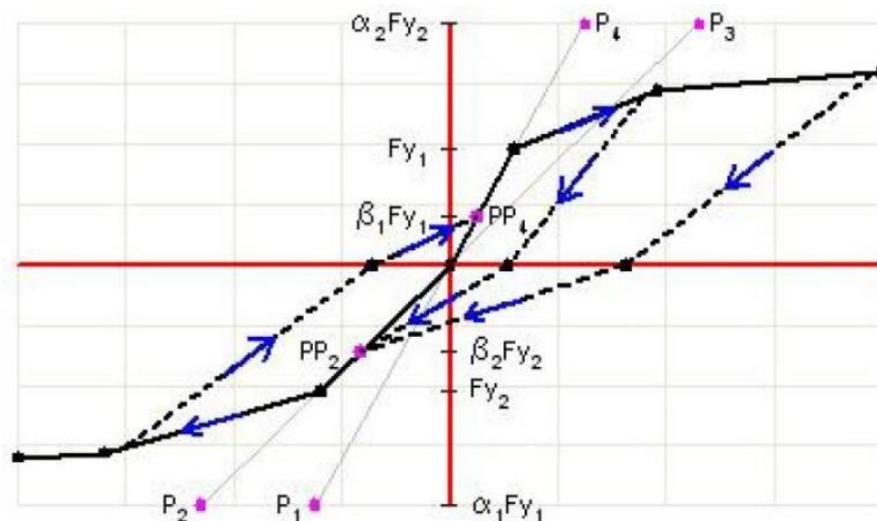


Figura III.10: Modelo de histéresis de Pivote.

Fuente: “CSI Analysys Reference Manual, SAP2000 V22”

De la figura anterior se tiene que:

α_1 Coeficiente que define el punto de pivote para descarga a cero desde el tramo positivo de la curva monotónica.

α_2 Coeficiente que define el punto de pivote para descarga a cero desde el tramo negativo de la curva monotónica.

β_1 Coeficiente que define el punto de pivote en un nuevo ciclo de carga desde cero a carga positiva. Más allá de ese punto, la carga ocurre a lo largo de una línea secante apuntando en dirección de la máxima deformación de los ciclos anteriores en la curva esqueleto.

β_2 Coeficiente que define el punto de pivote en un nuevo ciclo de carga desde cero a carga negativa. Más allá de ese punto, la carga ocurre a lo largo de una línea secante apuntando en dirección de la máxima deformación de los ciclos anteriores en la curva esqueleto.

Los parámetros definidos para el ciclo de histéresis de cada una de las diagonales se muestran en la siguiente Figura

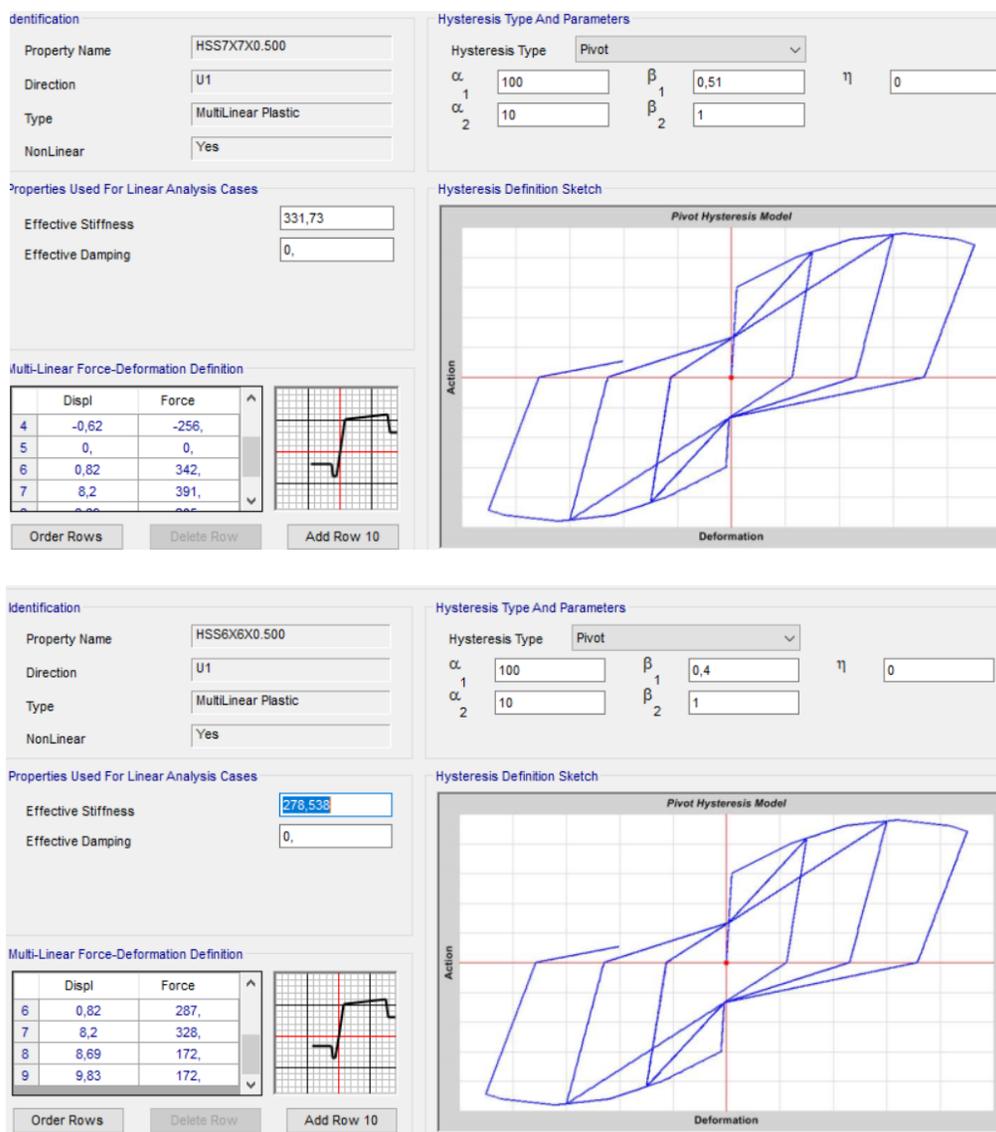


Figura III.11 parámetros utilizados en Histéresis para riostras.

IV. SELECCIÓN DE REGISTROS SÍSMICOS

La estructura en estudio corresponde a un edificio de acero de 13 niveles. El sistema sismorresistente considera marcos concéntricos perimetrales y marcos de momento en todos los ejes.

Se considera las direcciones principales (X e Y) del edificio para la selección de registros. Tras finalizar el diseño del edificio, se obtuvieron las siguientes propiedades dinámicas (traslacionales).

Tabla IV.1 Propiedades dinámicas Edificio en Estudio

Modo	Periodo	Masa X	Masa Y	Σ Masa X	Σ Masa Y
1	1,75	0%	73%	0%	73%
2	1,53	74%	0%	74%	73%
3	0,66	0%	13%	74%	86%
4	0,50	16%	0%	90%	86%

Se observa que para coleccionar más del 90% de la masa modal es necesario considerar dos formas modales, las que presentan 1,53 seg. (74% de masa modal) y 0,50 seg. (16% de masa modal) en dirección X. Para la dirección Y también se tienen dos formas modales que colecta el 86% de la masa con 1,75 seg. (73% de masa modal) y 0,66 sec (13% de la masa modal). Estas se denominarán como primera y segunda forma modal respectivamente. Si bien en la dirección Y no se colecta el 90% de la masa el valor obtenido es criteriosamente similar y por ende no se considerará una tercera forma modal. De acuerdo con lo anterior, se determinarán dos sets de registros sísmicos para cada dirección de análisis, cada uno de ellos ajustado a la demanda sísmica asociada a cada una de sus formas modales.

Se destaca que el edificio fue diseñado para una zona sísmica 3 y suelo tipo C de acuerdo con las definiciones de NCh433-DS61 (DS61 – Decreto Supremo 60 publicado el año 2011

IV.1 Metodología de Selección

Si bien el sistema estructural ha sido diseñado en base a las demandas espectrales indicadas en NCh433, es de amplio conocimiento que dichas demandas representan demandas de diseño que la práctica ha definido como adecuadas, pero que no representan niveles de intensidad definidos en base a análisis probabilísticos rigurosos, así como tampoco representan la demanda esperada de un sitio en particular.

En base a lo anterior, se estimará un nivel de demanda sísmica probabilística para la zona de emplazamiento del sistema estructural. De acuerdo con los zona sísmica y tipo de suelo considerado en el diseño se emplazará al edificio en la ciudad de Concepción, específicamente en el sector urbano de San Pedro de la Paz, el cual es conocido por presentar suelos que clasifican como C y D en la normativa nacional. El nivel de amenaza se ha definido como 2% de probabilidad de excedencia en 50 años para un nivel máximo considerado (MCE) y un nivel de servicio (SLE) definido como 50% de probabilidad de excedencia en 30 años), lo que establece eventos con periodos de retorno medio de 2475 y 43 años respectivamente.

La selección de registros considera la metodología de escalamiento espectral de la guía de edificios altos de los Ángeles LATBSDC 2020 (basada en ASCE7-16) considerando espectros objetivos condicionales.

IV.2 Evaluación de la Amenaza

La evaluación de la amenaza sísmica se ha realizado considerando la plataforma AMU Ingenieros considerando lo siguiente:

IV.2.1 Ubicación y condición de Sitio

Se ha considerado la ubicación de Andalué, sector cercano a San Pedro de la paz, con coordenadas Lat. $36^{\circ} 51' 7.200''$ S y Long. $73^{\circ} 5' 51.360''$ W, tal como se observa en la siguiente figura.

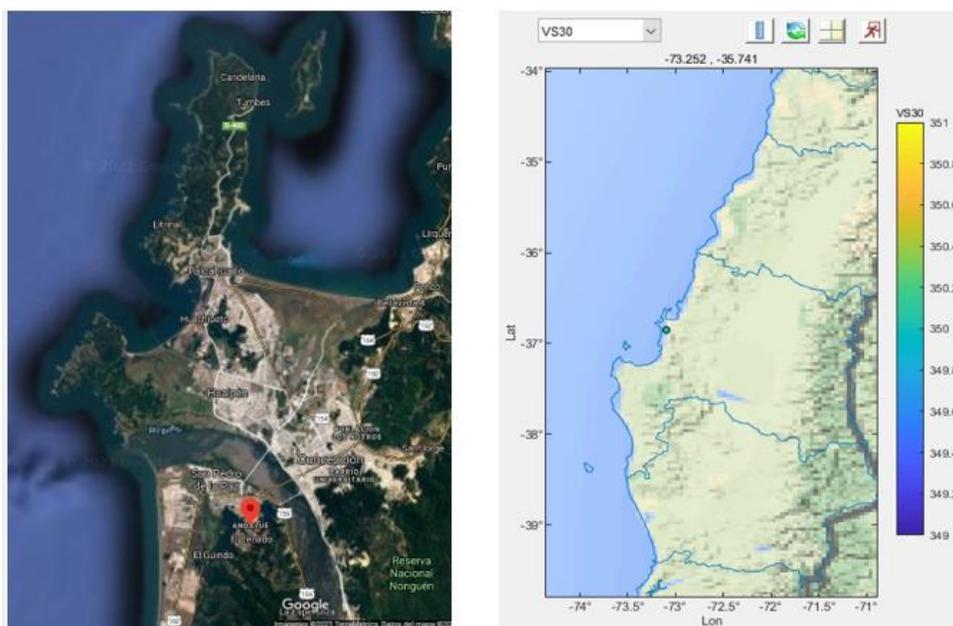


Figura IV.1 Ubicación de edificio en estudio (figura izquierda) y posicionamiento de sitio de interés en plataforma (figura derecha. Candia et al., 2018).

En consecuencia, con lo considerado en los diseños se ha considerado un suelo tipo C de acuerdo con NCh433-DS61. Para maximizar la demanda, se ha considerado el menor valor de velocidad de onda de corte en los primeros 30 metros de suelos que la normativa define para la clasificación de suelo tipo C, es decir, $V_{S30} = 350$ m/seg.

IV.2.2 Modelos de movimiento del suelo

Se ha considerado dos Modelos de movimiento del suelo, Montalva et al., 2017 y Idini et al., 2016, de aquí en más denominados Mon2017 e Idi2016 respectivamente. Estos modelos han sido considerados ya que: 1.- Han sido publicados y reconocidos como validos en publicaciones internacionales y 2.- Se basan en catálogos de datos que contemplan los grandes terremotos registrados a la fecha en Chile.

Para la evaluación se ha considerado un árbol lógico que asigna un 50% a cada una de estas leyes.

Para el caso de Mon2017 se han considerado los modelos de HQ (alta calidad) para sismicidad interplaca e intraplaca.

Para el caso de Idi2016 se ha considerado la forma espectral tipo sIII, en base el periodo predominante indicado en la propuesta de modificación de NCh433-DS61 para suelo tipo C,

y también se han considerados las formulaciones tanto para eventos interplaca como intraplaca.

IV.2.3 Leyes de Recurrencia y Modelación de Fuentes

Para la modelación de las fuentes y Leyes de Recurrencia (Leyes GR) se ha considerado lo definido por Poulos et al., 2018. Estas leyes de recurrencia han sido acotadas tanto inferior como superiormente de acuerdo con las magnitud mínimas y máximas que dicho autor propone para cada zona o fuente definida en su modelo.

IV.2.4 Espectros de Amenaza Uniforme

Se ha realizado el análisis de amenaza probabilística de acuerdo con las definiciones anteriormente indicadas. En base al estado del arte en estudios de amenaza sísmica se ha considerado un truncamiento de los modelos del movimiento del suelo igual a 3 desviaciones estándar.

Definidas las curvas de amenaza se obtuvo los siguientes espectros de amenaza uniforme para los distintos escenarios estudiados (SLE y MCE), los que establecen periodos de retorno medio de 43 y 2475 años respectivamente.

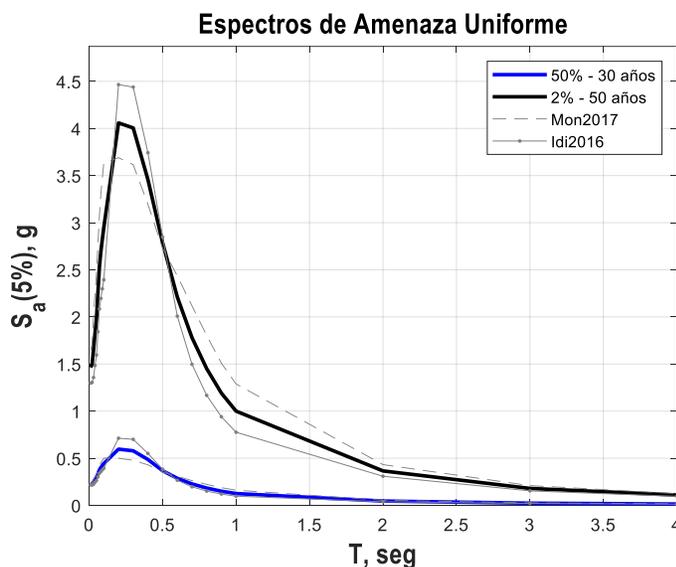


Figura IV.2 Espectros de Amenaza Uniforme

IV.2.5 Modelos de Desagregación

Los modelos de desagregación definen la probabilidad que tiene un par o escenario Magnitud-Distancia (M,R) de generar la demanda probabilística estimada. A continuación,

se muestra una figura representativa para un caso particular de los estudiados ($T_1=1,53$ seg., 2% probabilidad de excedencia en 50 años, Mon2017). Se hace notar que el escenario medio corresponde a un evento de Magnitud $M_w = 8,18$ y Distancia a la ruptura $R_{rup} = 37,8$ km. Los distintos pares (M,R) para los distintos casos de interés se muestran en la tabla siguiente. El parámetro ϵ corresponde a la diferencia, normalizada a la desviación estándar logarítmica, entre la pseudo-aceleración media estimada por los modelos del movimiento del suelo (dado los parámetros causales M,R) y el valor de pseudo-aceleración estimado de manera probabilística.

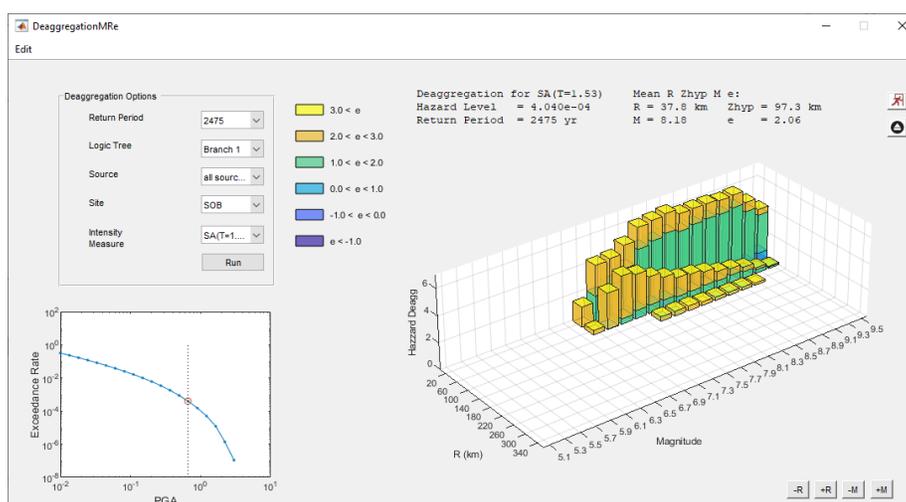


Figura IV.3 Desagregación Sísmica MCE, $T=1,53$ seg (basado en Mon2017)

Tabla IV.2 Parámetros causales medios - MCE

T seg	Montalva, 2017			Idini 2016		
	M_w	R_{rup}	E	M_w	R_{rup}	e
1,53	8,18	37,8	2,06	8,87	60,9	1,76
0,50	8,17	37,7	2,06	8,82	56,9	1,78
1,75	8,26	37,1	2,02	8,86	63,1	1,76
0,66	8,15	37,3	2,06	8,80	54,1	1,78

Tabla IV.3 Parámetros causales medios - SLE

T seg	Montalva, 2017			Idini 2016		
	M_w	R_{rup}	e	M_w	R_{rup}	e
1,53	7,55	98,8	~1,0	7,95	146	~1,0

0,50	7,45	87,5	~1,0	7,75	120	~1,0
1,75	7,81	65,5	~1,0	8,00	116	~1,0
0,66	7,75	62,6	~1,0	8,00	97	~1,0

IV.2.6 Espectros medios Condicionados (CMS)

Considerando los escenarios medios antes descritos (basados en los modelos de desagregación) se procedió a estimar espectros medios condicionados (Baker, 2011 ; Baker and Cornell, 2006).

Es importante entender que los espectros de amenaza uniforme por definición corresponden a espectros en donde todas sus coordenadas (i.e., para cada periodo u oscilador considerado) presentan una misma probabilidad de ocurrencia o de ser excedidas en una ventana temporal. Esto que puede ser adecuado desde el punto de vista de diseño (todas las estructuras diseñadas para demandas con misma probabilidad de ser excedidas) puede ser un escenario muy conservador en el contexto de la selección de registros sísmicos. Lo anterior dado que la probabilidad de que un mismo evento o mejor dicho un mismo registro establezca para dos coordenadas (periodos) distintas el mismo nivel de demanda probabilístico es altamente improbable. En este sentido el espectro de amenaza uniforme o UHS (Uniform Hazard Spectrum) puede ser entendido como “la envolvente” de los espectros de muchos registros que generarían para distintos periodos pseudo-aceleraciones con igual probabilidad de ocurrencia.

El espectro medio condicionado (conocido como Conditional Mean Spectrum) es por tanto un espectro que, para la coordenada en estudio (periodo de interés, normalmente T_1), establece un nivel de demanda asociado a la intensidad probabilística deseada (i.e., en dicho periodo coincide con el espectro UHS), pero que en el resto de las coordenadas establece los valores esperados condicionados a la ocurrencia del periodo de interés. En otras palabras, qué nivel de amenaza (e.g., $S_a(T_j)$) se espera tener en T_j dado que en T_i ha ocurrido una demanda objetivo (e.g., $S_a(T_i)$ con 2% de probabilidad de excedencia en 50 años).

Para la definición del espectro de media condicionado, entre otros, se requiere un escenario específico (M,R), el que normalmente corresponde a los valores medios provenientes de la desagregación (por ello la estimación antes indicada), un modelo del movimiento del suelo y una demanda objetivo para el periodo de interés.

En este caso hemos considerado la demanda definida para SLE y MCE en cada uno de los periodos de interés y una combinación de 50% el CMS obtenido del modelo Mon2017 y un 50% del modelo Idi2016. Si bien existen distintas metodologías para combinar las distintas fuentes o modelos de movimiento del suelo se ha optado por esta (muy usada) por su simplicidad. Modelos de combinación adicionales puede ser observados en Lin et al, 2013. Es importante establecer que los factores de correlación espectral (i.e., aquellos que relacionan las demandas de los periodos condicionados con el periodo condicionante) considerados se basan en Candia et al, 2019 quien definió estos valores con registros sísmicos obtenidos de la red nacional.

A modo de ejemplo, se presentan a continuación los distintos espectros medios condicionados computados, en conjunto con los espectros de amenaza uniforme para las propiedades modales en dirección X.

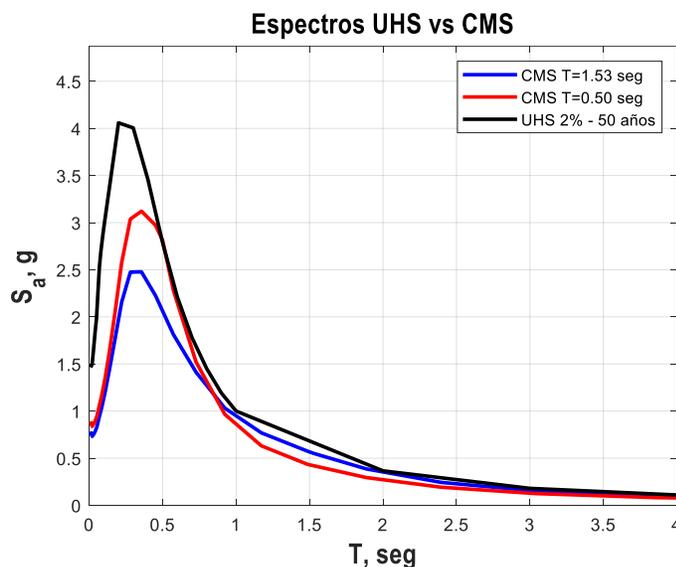


Figura IV.4 Espectro MCE medios condicionales y de amenaza uniforme.

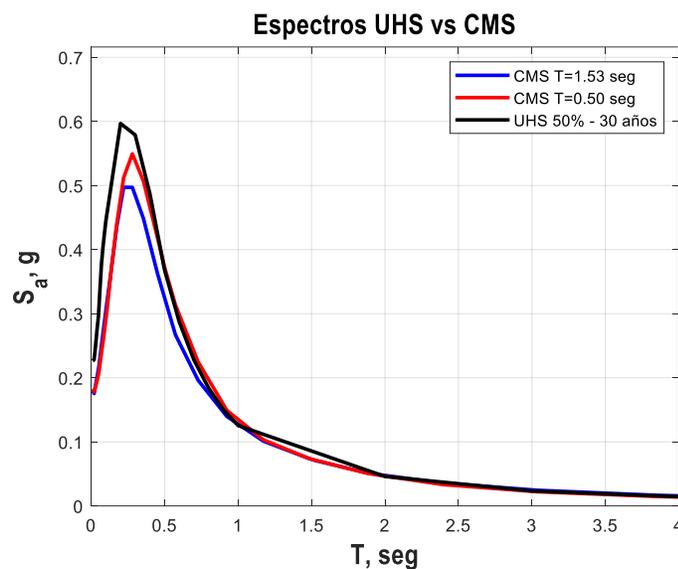


Figura IV.5 Espectro SLE medios condicionales y de amenaza uniforme.

Tal como se puede observar considerar al espectro envolvente como representativo de todas las estructuras para la selección de registros resulta en un análisis muy conservador (en mayor medida en el evento MCE) dado que los espectros “esperados” para los sets de registros de cada sistema o periodos son distintos.

IV.2.7 Base de Datos

Se ha considerado los registros publicados por Siber-Risk Strong Motion Database (Castro et al, 2020). Los registros sísmicos utilizados datan de marzo de 1985 hasta septiembre del año 2017 y consideran todos los grandes terremotos registrados a la fecha. Con un total de 4020 registros.

IV.2.8 Selección de Registros

De la base de datos antes citada se generó un filtro preliminar considerando suelos con valores de V_{S30} correspondientes a suelo tipo B y C según DS61-2011 (i.e., entre 350 y 900 m/seg) y con una media geométrica de los PGA ortogonales $PGA_{GEOMEAN}$ mayores a 0.1 g. En base a lo anterior la base de datos para selección directa quedó definida por 266 componentes (133 registros).

IV.2.9 Requisitos de Selección

Tal como se indicó previamente el criterio de selección corresponde al método de escalamiento espectral de ASCE7-16, para ello se ha considerado:

- Espectro Objetivo : CMS – 2475 años periodo retorno medio (MCE)
CMS – 43 años periodo retorno medio (SLE)
- Rango de Periodos : $0,2T_1 - 2,0T_1$, con T_1 periodo natural estructura.
- Numero de Registros : 11 y 7 registros con menor sumatoria de error cuadrático (SSE) de espectro objetivo respecto a espectro del registro en el rango de periodos para MCE y SLE respectivamente.

Es importante destacar que el límite inferior de $0,2T_1 = 0,31$ seg. y $0,35$ seg. son menores que los $0,5$ seg. y $0,66$ seg. de las segundas formas modales, en X e Y respectivamente, en donde ya se ha colectado los periodos que colectan el 90% de masa sísmica del sistema.

ASCE7-16 requiere que los pares de registros se ajusten en su formulación de máximo espectro direccional (i.e., RotD100), de acuerdo con ello el espectro objetivo debe ser formulado de manera consistente. Los espectros definidos en el estudio de amenaza, presentados anteriormente, se han sido construido con GMM formulados considerando la media geométrica de las dos componentes horizontales (i.e., Combinación Geomean) y no respecto del espectro máximo direccional, es por esto considerando lo indicado en NCh2369:2023 se considerará un factor de amplificación de 1,3 para los espectros CMS objetivos antes indicados. Este factor, prácticamente equivalente a lo indicado en ASCE7-16, ha sido evaluado con la base de datos de SiberRisk considerando sólo registros obtenidos en territorio nacional y se considera adecuado para periodos naturales mayores a $0,3-0,4$ seg. ASCE7 establece, además, que en ningún caso la envolvente de los escenarios considerados para la construcción de los CMS (en este caso para $1,53$ seg. y $0,5$ seg.) puede ser menor que el 75% en el rango de interés, a modo de ejemplo, las gráficas siguientes permiten observar la envolvente de los dos espectros CMS permiten cumplir con dicho requerimiento tanto a nivel MCE como SLE para la dirección X.

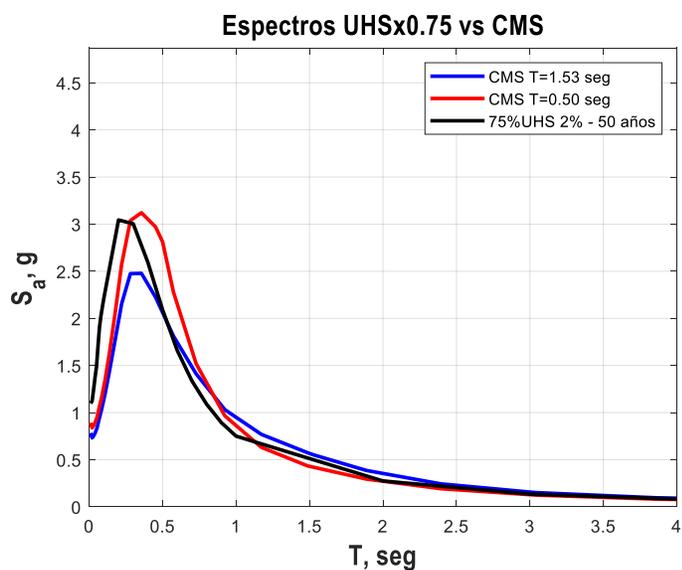


Figura IV.6 Espectro MCE medios condicionales y 75% de amenaza uniforme.

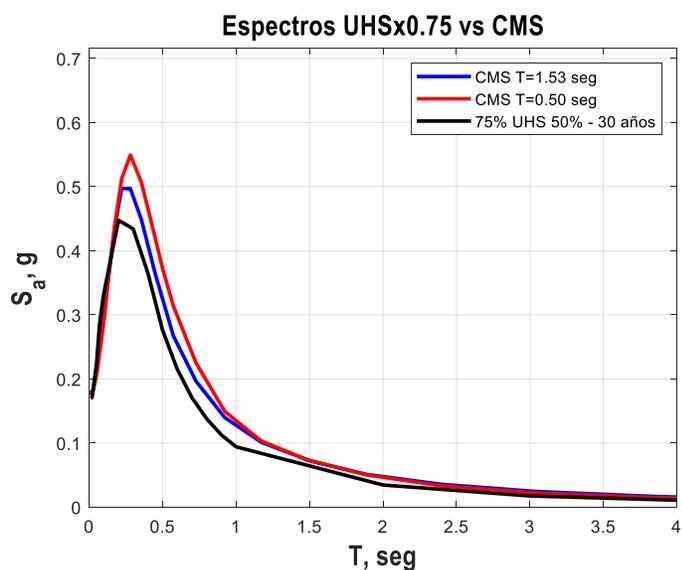


Figura IV.7 Espectro MCE medios condicionales y 75% de amenaza uniforme.

Por último, la guía LATBSDC 2020 establece que para los análisis SLE es necesario considerar espectros que representen el nivel de demanda para una razón de amortiguamiento crítico de acuerdo con la siguiente expresión:

$$\zeta_{critical} = 0.36/\sqrt{H}$$

Siendo H la altura del edificio en pies. Evaluando dicha expresión para el presente caso se tiene una razón de amortiguamiento crítico de 3%. Dado que los estudios de amenaza han sido formulados para razones de amortiguamiento crítico igual a 5% se procederá a corregir la amplitud del espectro objetivo SLE por la razón $(0.05/0.03)^{0.4} = 1,22$ esta expresión se considera adecuada para niveles de amortiguamiento menores a 0.05 y proviene de la norma NCh2369.Of2003.

IV.2.10 Registros seleccionados

Una vez definido los 11 y 7 registros de forma espectral más “cercana”, para MCE y SLE respectivamente, se procedió a evaluar los factores de escalamiento de acuerdo con dos pasos.

El primer paso fue que los registros seleccionados fueron amplificados por un factor único que corresponde a la razón entre la aceleración espectral promedio en el rango de periodos de interés y la aceleración promedio del espectro objetivo en el mismo rango (i.e., Factor de escalamiento 1).

En el rango de periodos de interés todas las coordenadas espectrales del promedio del set de registros seleccionados, ya escalados por el Factor de Escalamiento 1, deben ser al menos el 90% de las correspondientes al espectro objetivo. Este segundo factor de escalamiento (i.e., Factor de escalamiento 2), también único, corresponde al máximo factor estimado, entre todos los periodos, necesario para dar cumplimiento al requisito anterior.

El Factor de escalamiento queda definido por la multiplicación de ambos Factores (i.e., Factor de Escalamiento 1 x Factor de Escalamiento 2).

En las siguientes páginas, se presentan los resultados obtenidos para todos los escenarios y pasos del ajuste.

Máximo Sismo Considerado (MCE) – $T = 1,53$ seg.

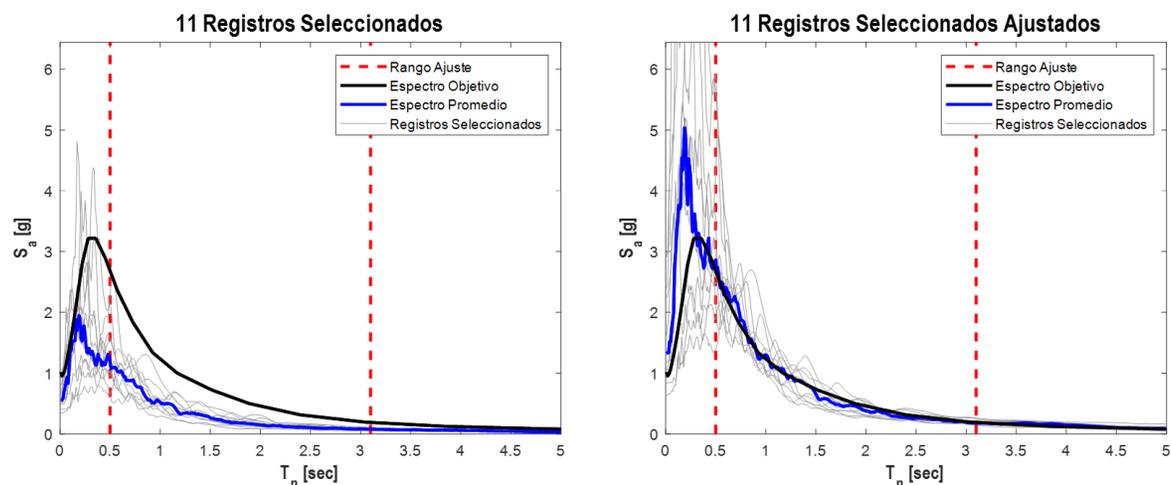


Figura IV.8 Registros con menor SSE (Figura izquierda) Y Registros amplificados por factor de escalamiento 1 (Figura Derecha).

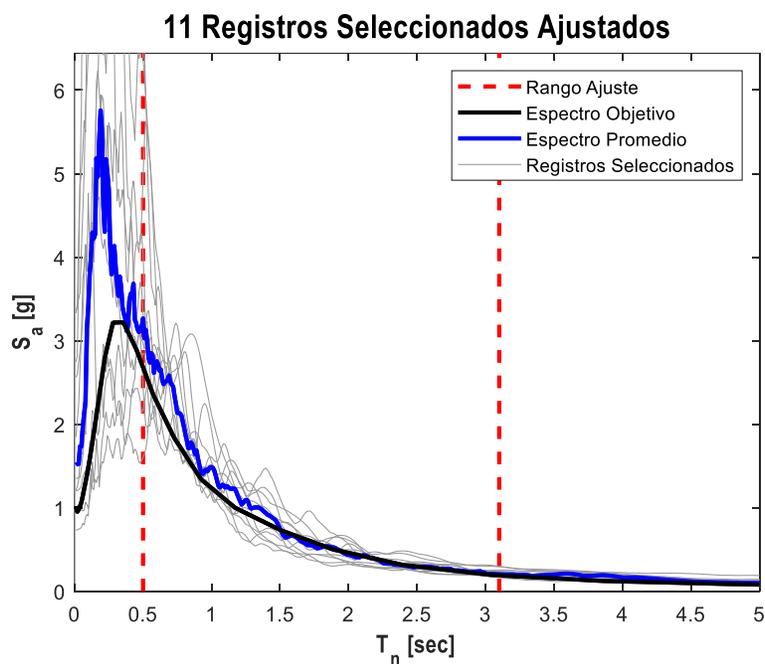


Figura IV.9 Espectro y ajuste final 11 registros, demanda MCE y $T = 1,53$ seg.

Para este sistema los Factores de escalamiento finales quedaron definidos por valores entre 2,11 y 4,06. Valores razonables y aceptados por el estado del arte.

Máximo Sismo Considerado (MCE) – $T = 0,50$ seg.

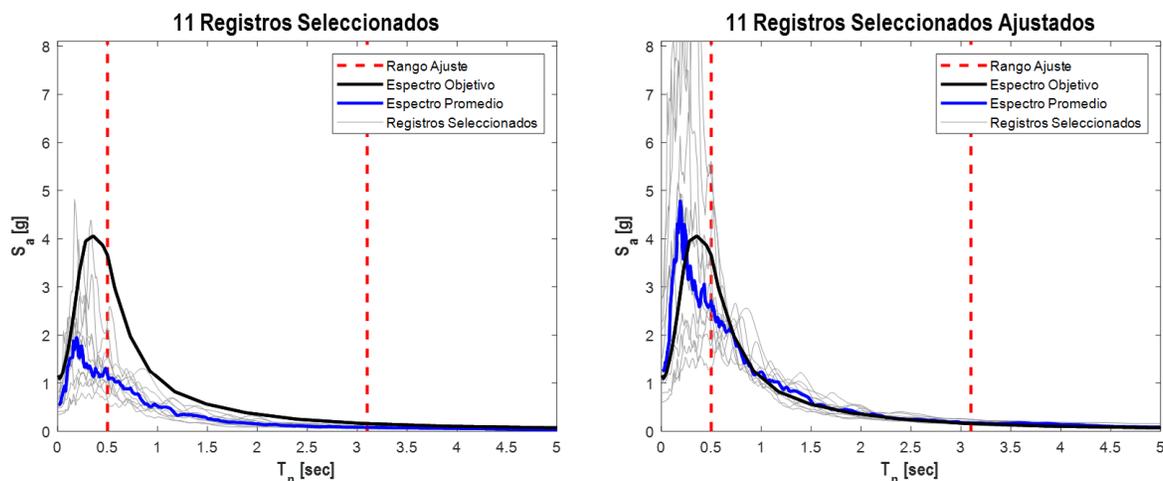


Figura IV.8 Registros con menor SSE (Figura izquierda) Y Registros amplificados por factor de escalamiento 1 (Figura Derecha).

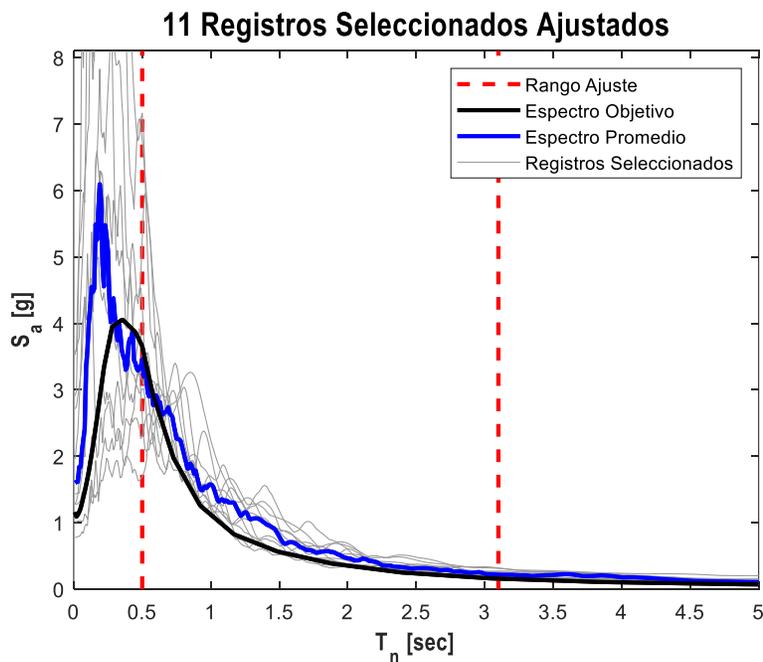


Figura IV.9 Espectro y ajuste final 11 registros, demanda MCE y $T = 0,50$ seg

Para este sistema los Factores de escalamiento finales quedaron definidos por valores entre 2,23 y 4,05. Valores razonables y aceptados por el estado del arte.

Sismo Frecuente o Servicio (SLE) – $T = 1,53$ seg.

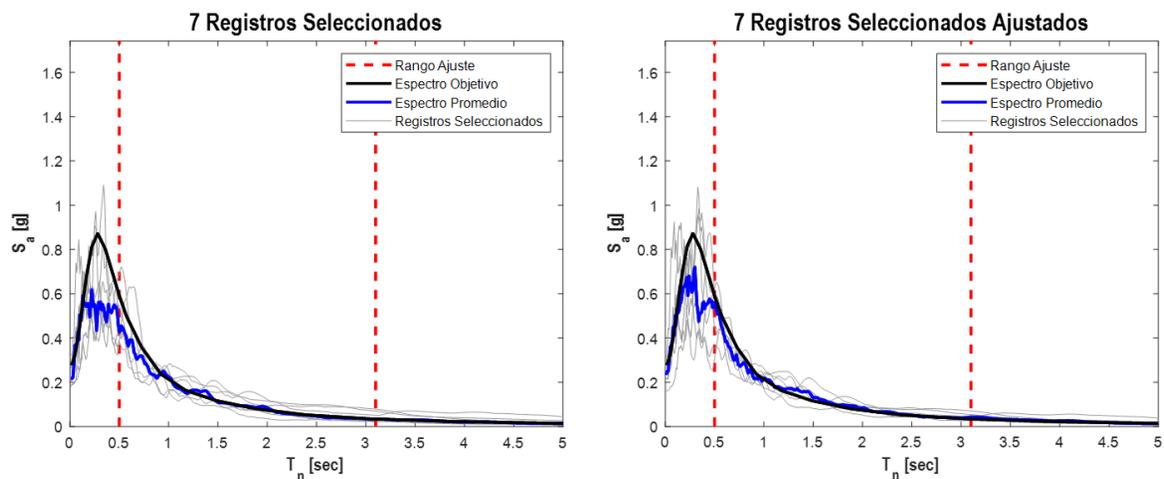


Figura IV.10 Registros con menor SSE (Figura izquierda) Y Registros amplificados por factor de escalamiento 1 (Figura Derecha).

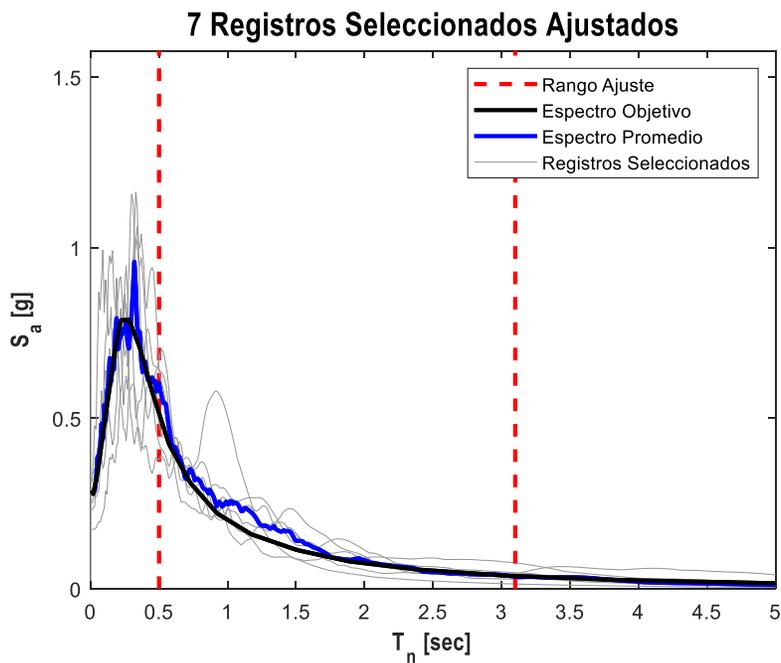


Figura IV.11 Espectro y ajuste final 7 registros, demanda MCE y $T = 0,50$ seg

Para este sistema los Factores de escalamiento finales quedaron definidos por valores entre 0,93 y 1,57.

Sismo Frecuente o Servicio (SLE) – $T = 0,50$ seg.

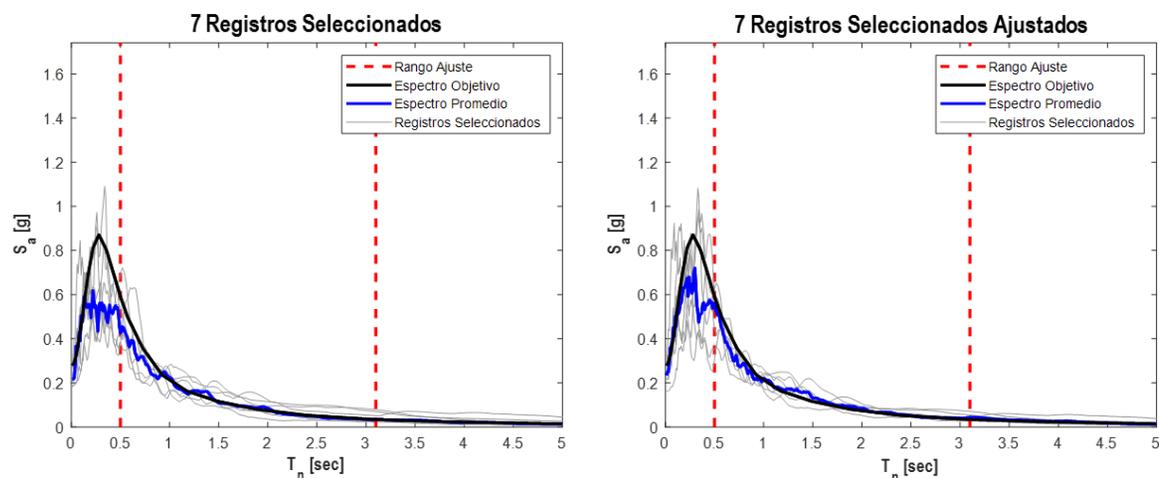


Figura IV.12 Registros con menor SSE (Figura izquierda) Y Registros amplificados por factor de escalamiento 1 (Figura Derecha).

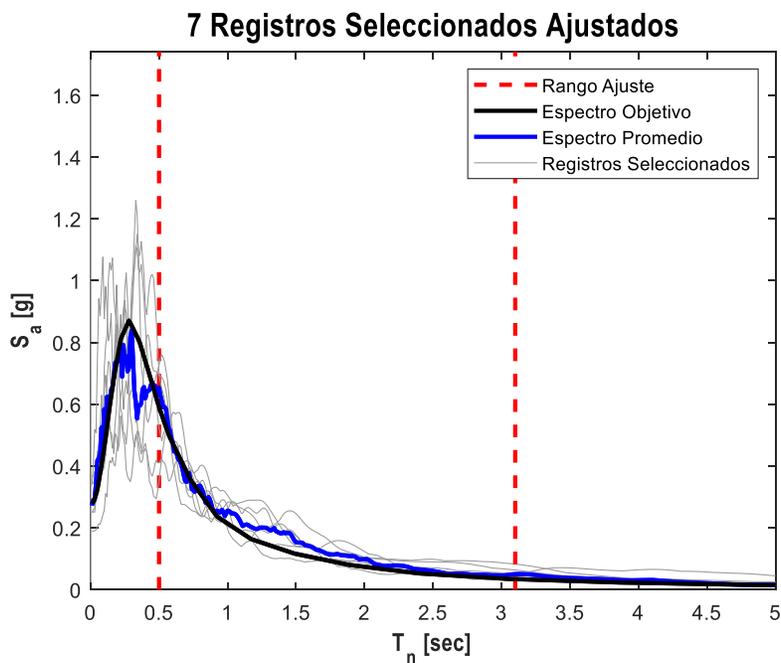


Figura IV.13 Espectro y ajuste final 11 registros, demanda MCE y $T = 0,50$ seg

Para este sistema los Factores de escalamiento finales quedaron definidos por valores entre 0,91 y 1,51.

Máximo Sismo Considerado (MCE) – $T = 1,75$ seg.

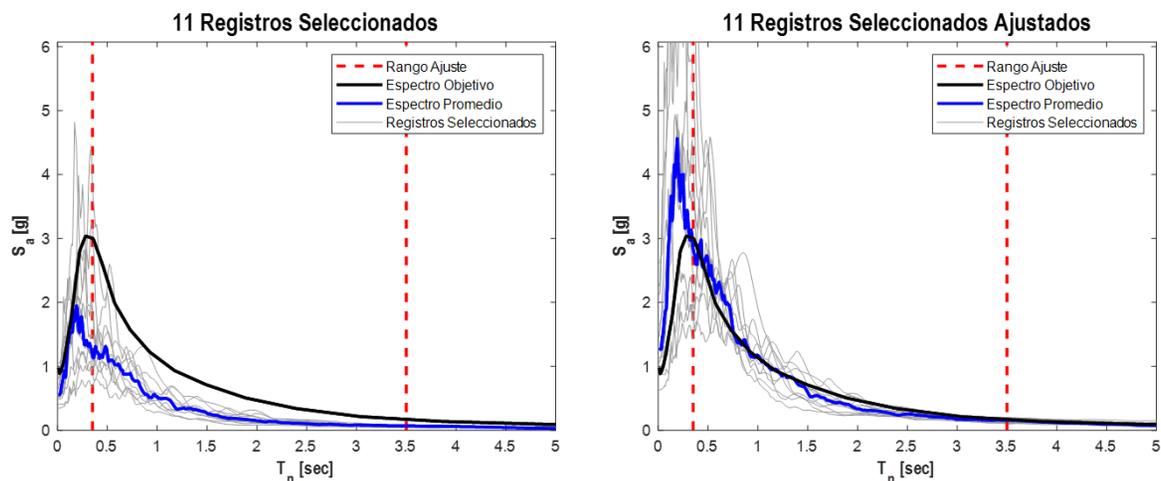


Figura IV.14 Registros con menor SSE (Figura izquierda) Y Registros amplificados por factor de escalamiento 1 (Figura Derecha).

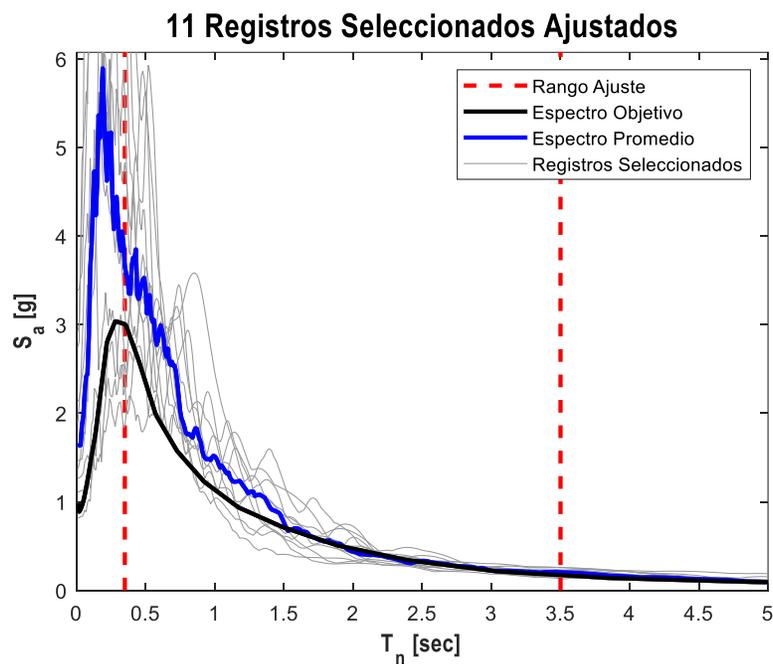


Figura IV.15 Espectro y ajuste final 11 registros, demanda MCE y $T = 1,75$ seg.

Para este sistema los Factores de escalamiento finales quedaron definidos por valores entre 2,35 y 3,82. Valores razonables y aceptados por el estado del arte.

Máximo Sismo Considerado (MCE) – $T = 0,66$ seg.

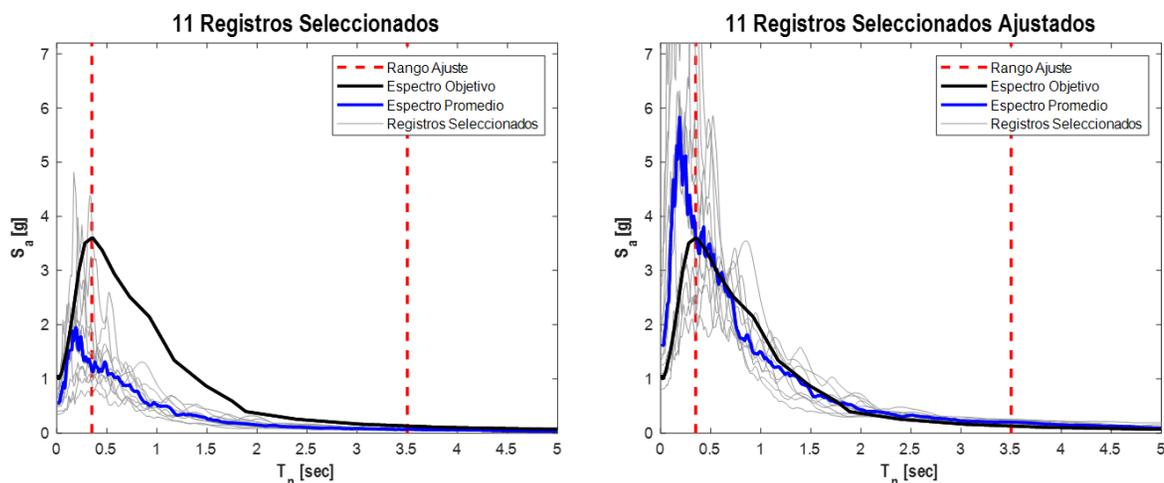


Figura IV.16 Registros con menor SSE (Figura izquierda) Y Registros amplificados por factor de escalamiento 1 (Figura Derecha).

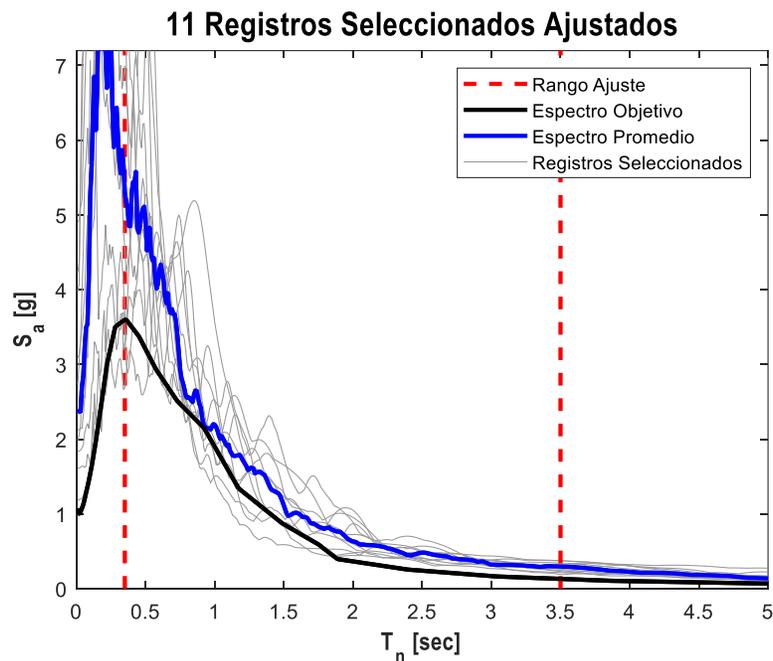


Figura IV.17 Espectro y ajuste final 11 registros, demanda MCE y $T = 0,66$ seg

Para este sistema los Factores de escalamiento finales quedaron definidos por valores entre 3,30 y 5,53. Valores levemente superiores a los comúnmente aceptados por el estado del

arte, sin embargo, dado que este sesgo se incrementa en zonas respuestas cercanas al colapso se acepta ya que se estima que el sistema estará lejos de dicho rango. De la misma forma se observa que desde 0,66 seg. en adelante el ajuste es razonable, para periodos menores, el espectro promedio de los registros seleccionados es bastante superiores al espectro objetivo, sin embargo, dichos modos excitan a masas modales menores al 15% y por ende se acepta.

Sismo Frecuente o Servicio (SLE) – $T = 1,75$ seg.

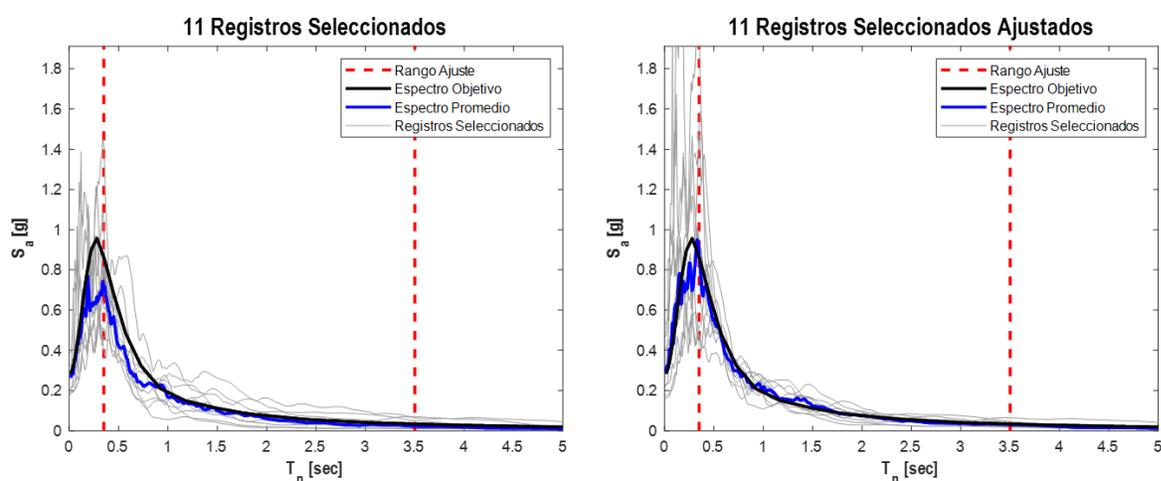


Figura IV.18 Registros con menor SSE (Figura izquierda) Y Registros amplificados por factor de escalamiento 1 (Figura Derecha).

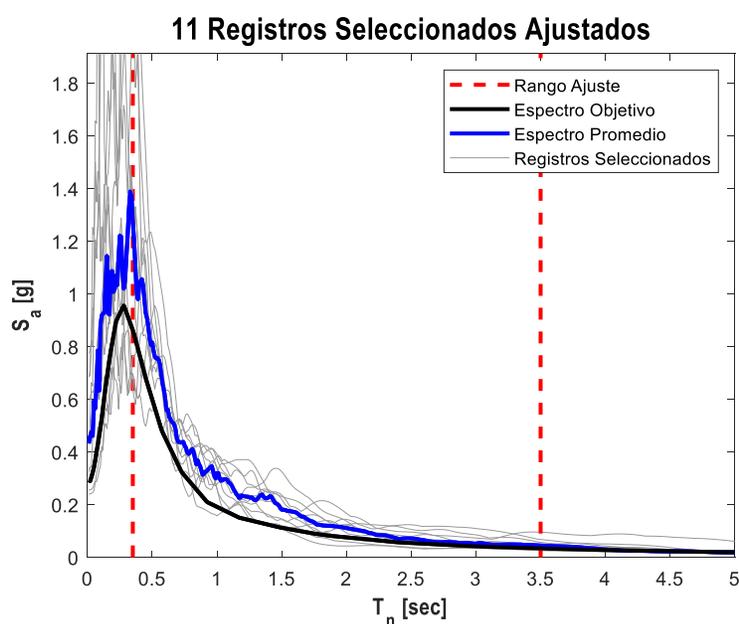


Figura IV.19 Espectro y ajuste final 11 registros, demanda SLE y $T = 1,75$ seg

Para este sistema los Factores de escalamiento finales quedaron definidos por valores entre 0,87 y 2,86.

Sismo Frecuente o Servicio (SLE) – $T = 0,66$ seg.

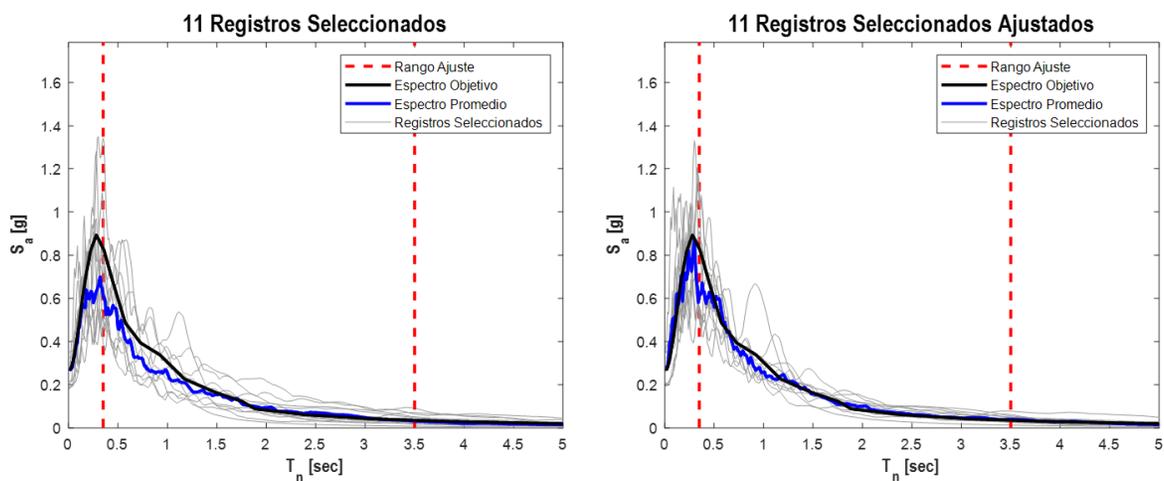


Figura IV.20 Registros con menor SSE (Figura izquierda) Y Registros amplificados por factor de escalamiento 1 (Figura Derecha).

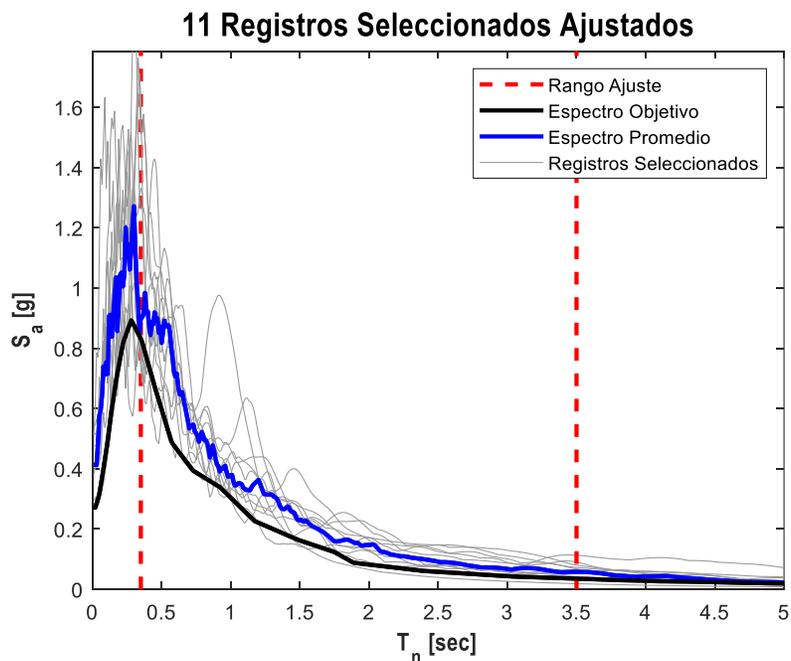


Fig. IV.1 Espectro y ajuste final 11 registros, demanda SLE y $T = 0,66$ seg

Para este sistema los Factores de escalamiento finales quedaron definidos por valores entre 0,99 y 2,51.

En las siguientes tablas se observan los registros seleccionados para la aplicación de la guía.

Tabla IV.5 Registros seleccionados aplicación guía LATBSDC-2020 T:1,75s - MCE

Registro	Registro	Fecha	Magnitud (Mw)	Velocidad corte (m/s)	F.E.
1	VALP11S	03-03-1985	7,9	382	2,62
2	STGO01S	03-03-1985	7,9	481	2,89
3	C11O	16-09-2015	8,4	626	3,56
4	STGOMAIPU	27-02-2010	8,8	386	2,28
5	ANGOL	27-02-2010	8,8	355	3,22
6	HUALANE	27-02-2010	8,8	547	2,58
7	TALCA	27-02-2010	8,8	537	3,15
8	MATANZAS	27-02-2010	8,8	394	2,35
9	PICA	13-06-2005	7,9	492	3,82
10	CURICO	27-02-2010	8,8	623	2,99
11	GO04	16-09-2015	8,4	405	2,74

Tabla IV.6 Registros seleccionados aplicación guía LATBSDC-2020 T:1,53s - MCE

Registro	Registro	Fecha	Magnitud (Mw)	Velocidad corte (m/s)	F.E.
1	VALP11S	03-03-1985	7,9	382	3,15
2	STGO01S	03-03-1985	7,9	481	2,82
3	C11O	16-09-2015	8,4	626	4,06
4	STGOMAIPU	27-02-2010	8,8	386	2,16
5	MATANZAS	27-02-2010	8,8	394	2,11
6	ANGOL	27-02-2010	8,8	355	3,21
7	HUALANE	27-02-2010	8,8	547	2,27
8	TALCA	27-02-2010	8,8	537	2,93
9	PICA	13-06-2005	7,9	492	3,82
10	CURICO	27-02-2010	8,8	623	2,75
11	GO04	16-09-2015	8,4	405	2,35

Tabla IV.7 Registros seleccionados aplicación guía LATBSDC-2020 T:0,66s - MCE

Registro	Registro	Fecha	Magnitud (Mw)	Velocidad corte (m/s)	F.E.
1	VALP11S	03-03-1985	7,9	382	3,79
2	STGOMAIPU	27-02-2010	8,8	386	3,30
3	STGO01S	03-03-1985	7,9	481	4,18
4	C11O	16-09-2015	8,4	626	5,16
5	MATANZAS	27-02-2010	8,8	394	3,41
6	HUALANE	27-02-2010	8,8	547	3,73
7	ANGOL	27-02-2010	8,8	355	4,66
8	TALCA	27-02-2010	8,8	537	4,57
9	PICA	13-06-2005	7,9	492	5,53
10	CURICO	27-02-2010	8,8	623	4,33
11	GO04	16-09-2015	8,4	405	3,97

Tabla IV.8 Registros seleccionados aplicación guía LATBSDC-2020 T:0,50s – MCE

Registro	Registro	Fecha	Magnitud (Mw)	Velocidad corte (m/s)	F.E.
1	VALP11S	03-03-1985	7,9	382	3,33
2	STGOMAIPU	16-09-2015	8,4	626	4,30
3	STGO01S	03-03-1985	7,9	481	2,98
4	C11O	27-02-2010	8,8	386	2,29
5	MATANZAS	27-02-2010	8,8	355	3,40
6	HUALANE	13-06-2005	7,9	492	4,05
7	ANGOL	27-02-2010	8,8	394	2,23
8	TALCA	27-02-2010	8,8	537	3,11
9	PICA	27-02-2010	8,8	547	2,40
10	CURICO	27-02-2010	8,8	623	2,92
11	GO04	16-09-2015	8,4	405	2,49

Donde F.E es el factor de escala por el cual se tuvo que amplificar el registro.

V. ANÁLISIS DE RESPUESTA NO LINEAL

V.1 Clasificación de las acciones estructurales

Las acciones estructurales como son las fuerzas, momentos, deformaciones unitarias o desplazamientos se clasifican dentro de dos grupos. El primero consiste en controladas por fuerza (FCA) y se espera tengan una pérdida repentina de resistencia después de la falla y no se permite que excedan la resistencia nominal del elemento que se está evaluando. Por otro lado, a las acciones controladas por deformación (DCA) se les permite deformarse más allá del límite elástico. Idealmente, el sistema estructural tiene un sistema resistente a fuerzas sísmicas identificable, que consta de sistemas horizontales y verticales.

Dentro de cada uno de estos, se espera que algunas acciones de los componentes sean capaces de funcionar después de la fluencia inicial (acciones controladas por deformación), mientras que se requiere que algunas acciones transmitan fuerzas elásticamente debido a su ductilidad limitada (acciones controladas por la fuerza).

Para el edificio en estudio se definen las diagonales del marco arriostrado y vigas junto con las columnas de los marcos a momento controlados por deformaciones dado que tienen gran capacidad de incursión en el rango inelástico, el resto de los elementos se definen como controlados por fuerzas.

V.2 Análisis con guía LATBSDC-2020

Para evaluar la estructura se permite utilizar un análisis dinámico no lineal utilizando registros sísmicos, estos clasificados como sismo de servicio SL considerando un periodo de retorno de 43 años y para un sismo máximo MCE asociado a un periodo de retorno de 2475 años.

Para el sismo de servicio SL se considera la siguiente combinación.

$$1.0D + L_{exp} + S_x + S_y + S_z$$

Donde D es la carga permanente y L_{exp} es el 50% d carga viva de servicio. S_x, S_y, S_z corresponden a las cargas sísmicas del registro de aceleraciones en los sentidos correspondientes.

Para el sismo máximo MCE se hace una diferencia dependiendo si el elemento estructural es controlado por deformaciones o por fuerzas. Para los elementos controlados por deformación se utiliza la misma combinación del sismo de servicio SL.

Cuando el elemento estructural es controlado por fuerza se divide en si son acciones críticas u ordinarias. La guía define y clasifica los elementos en la tabla número 4 del documento.

Tabla V.1 Acciones controladas por fuerza y sus categorías.

Componente	Acción	Categoría	
		crítica	ordinaria
Columnas de marcos arriostrados y a momento	Compresión	x	
	Tensión		x
	Corte	x	
	Flexo compresión		x
Vigas de marcos arriostrados	Axial		x
	Corte	x	
	Flexo compresión		x

Para acción crítica se obtiene la siguiente combinación.

$$1.0Q_{ns} + 1.5I_e(Q_T - Q_{ns})$$

Q_{ns} corresponde a la porción no sísmica de la sollicitación y Q_T es la media de los máximos valores de la acción calculada para cada uno de los movimientos del suelo.

I_e corresponde al factor de importancia y en este caso su valor es igual a 1.

Para la acción ordinaria se obtiene la siguiente combinación.

$$Q_{ns} + I_e(Q_T - Q_{ns})$$

VI. EVALUACIÓN-CRITERIOS DE ACEPTACIÓN

VI.1 Criterios de aceptación guía LATBSDC-2020

Para la guía de los Ángeles, el nivel de desempeño requerido está asociado al periodo de retorno del sismo y a la categoría de riesgo sísmico del edificio. El ASCE-41-17 resume el nivel de desempeño esperado los cuales están vinculados a los de la ASCE 7-16, los cuales se clasifican como:

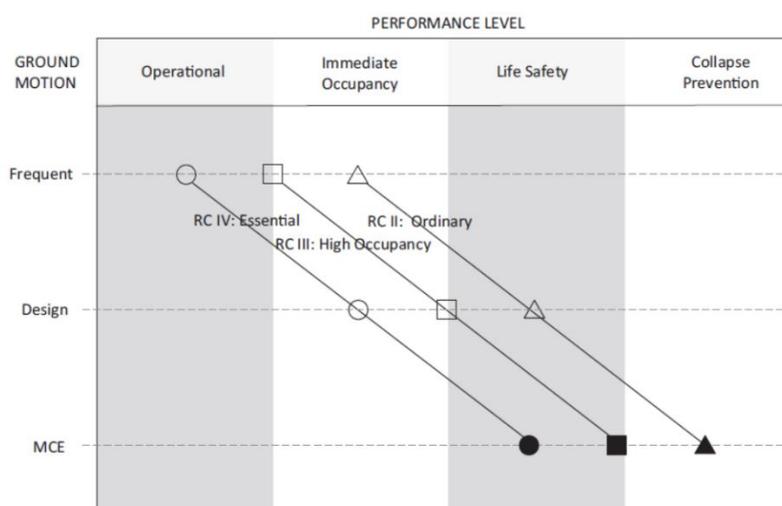


Figura VI.1. Nivel de desempeño esperado asociado a la demanda sísmica y la categoría de riesgo sísmico. (Fuente: ASCE 7)

En la fase de ocupación inmediata (IO) tras un evento sísmico, la estructura experimenta deformaciones más allá del estado elástico. Aunque persiste un riesgo mínimo de lesiones mortales, los elementos resistentes conservan fuerza y rigidez, permitiendo la ocupación inmediata con reparaciones mínimas.

En el nivel de seguridad de vida (LS), tras un evento sísmico, la estructura puede experimentar daños significativos, conservando un margen parcial al colapso. Aunque algunos elementos estructurales están severamente afectados, el riesgo de lesiones mortales es bajo. Aunque la reparación estructural es posible, factores económicos podrían impedirlo. A pesar de no representar un riesgo inmediato de colapso, se sugiere implementar medidas como reparaciones o refuerzos temporales antes de la reocupación.

En el nivel de prevención de colapso (CP) según ASCE 41-17, después de un sismo, la estructura sufre daños en elementos, aun soportando cargas, pero sin margen contra el colapso. Hay degradación en rigidez y resistencia, riesgo de lesiones por escombros, desaconsejando ocupación inmediata. La reparación es práctica, ya que una réplica sísmica podría provocar colapso.

VI.2 Evaluación de servicio

VI.2.1 Criterios de aceptación globales

La deriva máxima de entrepiso en cualquier dirección del piso a lo largo de dos ejes principales del edificio no debe exceder 0.005 La deriva límite se revisa contra cada uno de los registros aplicados

VI.2.2 Criterios de aceptación locales

Elementos controlados por deformaciones (diagonales y vigas /columnas a momento)

Las diagonales tienen los límites de aceptación descritos en la Tabla 9-8 y los elementos a flexión en 9.7.1 del ASCE 41-17.

Tabla VI.2 Límites de aceptación para diagonales. ASCE41-17

COMPONENTE/ACCIÓN IO LS CP	DEFORMACIÓN PLÁSTICA		
	IO	LS	CP
Diagonales HSS globalmente esbeltas en compresión	$0.5\Delta_c$	$7\Delta_c$	$9\Delta_c$
Diagonales HSS globalmente no esbeltas en compresión	$0.5\Delta_c$	$6\Delta_c$	$7\Delta_c$
Diagonales en tracción	$0.5\Delta_T$	$8\Delta_T$	$11\Delta_T$

Nota: Para el cálculo de diagonal se interpolan valores explicados en el capítulo III.2

Tabla VI.3 Límites de aceptación para Flexión. ASCE41-17

COMPONENTE/ACCIÓN IO LS CP	DEFORMACIÓN PLÁSTICA			
	IO	LS	CP	
Vigas	$\frac{bf}{2tf} < 0,3 * \sqrt{\frac{E}{F_{ye}}}$ y $\frac{h}{t_w} < 2,45 * \sqrt{\frac{E}{F_{ye}}}$	0.25 ^a	a	b
	$\frac{bf}{2tf} > 0,38 * \sqrt{\frac{E}{F_{ye}}}$ y $\frac{h}{t_w} > 3,76 * \sqrt{\frac{E}{F_{ye}}}$	0.25 ^a	0.75 ^a	a
Columnas	$\frac{bf}{2tf} < 0,3 * \sqrt{\frac{E}{F_{ye}}}$	0.5 ^a	0.75 ^a	b
	$\frac{bf}{2tf} > 0,38$	0.5 ^a	0.75 ^a	b

Nota: Para el cálculo de columnas las relaciones ancho/espesor incluyen un cálculo dependiendo de la carga axial con distintos valores para las variables a y b.

Para la evaluación de servicio es necesario que las diagonales cumplan con el requisito IO (Ocupación Inmediata).

Los elementos controlados por fuerza (vigas y columnas marco arriostrado) se deben revisar para obtener una relación demanda/capacidad menor a 0.7, utilizando un factor de reducción de resistencia $\phi=1.0$

VI.3 Evaluación para sismo máximo considerado (SMC)

VI.3.1 Criterios de aceptación globales

La distorsión máxima de entrepiso en cualquier dirección del piso a lo largo de dos ejes principales del edificio no debe exceder 0.030 en promedio para todos los registros y no debe exceder 0.045 para cada uno de los registros.

VI.3.2 Criterios de aceptación locales

Elementos controlados por deformaciones (diagonales, vigas y columnas marco a momentos) deben cumplir para la categoría de prevención de colapso (CP).

Elementos controlados por fuerza (vigas) se utilizan las ecuaciones del capítulo V.3. aplicando los siguientes factores de resistencia.

Tabla VI.4 Factores de reducción de resistencia

Tipo de acción	ϕ_s
Crítica	Acorde a las especificaciones (ACI 318, AISC 360, AISC 341, AISC 358)
Ordinaria	0.9

VI.4 Resultados y revisión de aceptación en edificio estudio sismo (SMC)

VI.4.1 Criterios globales

Para el edificio de estudio se filtraron las máximas distorsiones individuales y promedios.

Tabla VI.5 Máxima distorsión por piso en promedios

Promedio Registros				
Piso	Distorsión eje x	Distorsión eje y	Max	Estado
0	-	-	0,030	Cumple
1	0,015	0,013	0,030	Cumple
2	0,010	0,013	0,030	Cumple
3	0,006	0,012	0,030	Cumple
4	0,005	0,012	0,030	Cumple
5	0,005	0,012	0,030	Cumple
6	0,004	0,009	0,030	Cumple
7	0,004	0,009	0,030	Cumple
8	0,004	0,010	0,030	Cumple
9	0,003	0,012	0,030	Cumple
10	0,003	0,014	0,030	Cumple
11	0,004	0,014	0,030	Cumple
12	0,003	0,011	0,030	Cumple
13	0,020	0,008	0,030	Cumple

Tabla VI.6 Máxima distorsión por piso individual.

Máximo individual por Registros				
Piso	Distorsión eje x	Distorsión eje y	Max	Estado
0	-	-	0,045	Cumple
1	0,024	0,020	0,045	Cumple
2	0,018	0,022	0,045	Cumple
3	0,012	0,019	0,045	Cumple
4	0,009	0,018	0,045	Cumple
5	0,006	0,023	0,045	Cumple
6	0,008	0,022	0,045	Cumple
7	0,007	0,023	0,045	Cumple
8	0,006	0,024	0,045	Cumple
9	0,007	0,031	0,045	Cumple
10	0,007	0,034	0,045	Cumple
11	0,007	0,029	0,045	Cumple
12	0,006	0,019	0,045	Cumple
13	0,028	0,012	0,045	Cumple

Las tablas VI.5 y VI.6 muestran la distorsión de piso en comparación con los criterios de aceptación la guía LATBSDC-2020 y cumple con los requerimientos a encontrarse por debajo de 0,03 en promedio y 0,045 individual por lo que se considera **ACEPTABLE**.

VI.4.2 Criterios de aceptación locales

Se inicia con los elementos controlados por deformaciones en los marcos resistente a momentos.

Tabla VI.7 Máxima rotación en perfiles marco SMF.

	Max Rotación (Rad)
INE 60X160.9	0,013
IN 50X132	0,037
IN 45X82.5	0,0045
HN50X462	0,0099
HN45X275	0,0274
HNE50X678	0,0099

Para la LATBSDC-2020 los elementos deben cumplir para la categoría de prevención de colapso (CP).

Tabla VI.8 Rotaciones según categoría LATBSDC-2020.

	θ_y	IO [rad]	LS [rad]	CP [rad]
INE 60X160.9	0,00749	0,01685	0,0674	0,0823
IN 50X132	0,00856	0,0769	0,0943	0,0086
IN 45X82.5	0,00974	0,0219	0,0877	0,1071
HN50X462	0,0059	0,0224	0,08466	0,1128
HN45X275	0,0061	0,0169	0,0643	0,0857
HNE50X678	0,00605	0,0333	0,1234	0,1645

Se observa que las rotaciones en las rotulas de los elementos quedan bajo los rangos de la guía LATBSDC-2020 por lo que se considera **ACEPTABLE**

Luego se revisa los elementos controlados por deformaciones en los marcos arriostrados obteniéndose las siguientes deformaciones promediadas.

Tabla VI.9 Deformaciones promedios en diagonales.

DIAGONAL	IO [cm]
HSS6X6X1/2 (Tracción)	3,2
HSS6X6X1/2 (Compresión)	2,6
HSS7X7X1/2 (Tracción)	6,4
HSS7X7X1/2 (Compresión)	3,9

Los elementos deben cumplir para la categoría de prevención de colapso (CP).

Tabla VI.10 Deformaciones según categoría LATBSDC-2020 de riostras.

DIAGONAL	IO [cm]	LS [cm]	CP [cm]
HSS6X6X1/2 (Tracción)	1,24	7,42	9,9
HSS6X6X1/2 (Compresión)	0,83	4,12	4,93
HSS7X7X1/2 (Tracción)	1,24	7,42	9,9
HSS7X7X1/2 (Compresión)	0,93	4,48	5,24

Se observa que la diagonal HSS6X6X1/2 y HSS7X7X1/2 cumple con los límites de prevención de colapso para LATBSDC-2020 por lo que se considera aceptable.

VII. CONCLUSIONES GENERALES

VI.5 Conclusiones generales

Dado los resultados obtenidos, se puede concluir que:

1- La estructura diseñada bajo las normativas nacionales cumple con los criterios de aceptación global establecidos por LATBSDC-2020 para distorsiones en el piso, manteniéndose por debajo de los límites estipulados de 0,003 para promedios y 0,045 para registros individuales. Estos límites garantizan que las variaciones del terreno no generen resultados que puedan comprometer la integridad y capacidad de carga de la estructura

2- Las diagonales en los marcos SCBF cumplen con los criterios de aceptación locales establecidos por LATBSDC-2020. Ambos perfiles mantienen una categoría de desempeño de seguridad de vida con valores menores a lo establecido para llegar a prevención de colapso. Se observa que la diagonal que a compresión HSS7X7X1/2 es la que se encuentra con el rango de aceptación más alto numéricamente pero aun con un margen de 1 cm para llegar a prevención al colapso.

3- Las vigas y columnas dentro del marco SMF satisfacen los criterios locales de aceptación según LATBSDC-2020. Todos los perfiles cumplen con los requisitos de seguridad vital (IO) al exhibir valores de rotación bajos. Se destaca que aún existe un considerable margen de rotación antes de alcanzar la prevención del colapso.

4- Se observa que el edificio diseñado conforme a las normativas nacionales satisface todos los criterios locales y globales establecidos por LATBSDC-2020 para el edificio de estudio. En lo que respecta a la dirección de los marcos arriostrados excéntricamente, se mantiene un desempeño de seguridad de vida, y para los marcos resistentes a momentos, se obtiene un desempeño de ocupación inmediata, conservando un margen sustancial antes de alcanzar la prevención total del colapso.

Los resultados obtenidos del edificio indican que la normativa sísmica es conservadora para la estructura analizada. Uno de los principios establecidos por Nch433 busca asegurar que, aunque las estructuras puedan sufrir daños, se evite el colapso en situaciones de sismos excepcionalmente severos

Se postula que esta situación puede atribuirse al hecho de que los elementos de los marcos resistente a momentos fueron dimensionados para controlar la distorsión de piso, y no necesariamente por resistencia. En comparaciones realizadas entre Nch434/ASCE7 y ASCE341 para marcos especiales a momentos, se obtuvieron resultados satisfactorios al liberar el 25% de la distorsión de piso establecida por Nch433. Además, el margen de rotación que permanece con los elementos diseñados a flexión, en términos de criterios de aceptación para prevención al colapso, sugiere que este límite ($0,002H$) es conservador para el caso de marcos a momentos en acero.

VI.6 Limitaciones, complicación y recomendaciones

Se obtuvieron además las siguientes limitaciones:

- 1- Por tiempo de análisis y capacidad del sistema no se consideró la modelación y criterios de aceptación a la zona panel del marco a momento, como tampoco el sismo de servicio SLD y los apoyos se modelaron elásticos considerando un diseño por capacidad.

VIII. BIBLIOGRAFIA

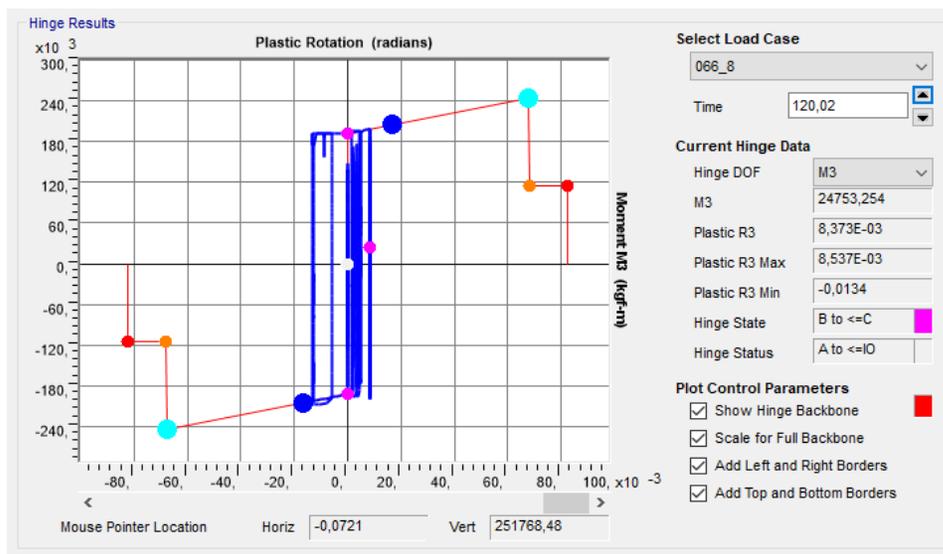
- [1] ACHISINA (2017). Diseño Sísmico Basado en Desempeño, Santiago de Chile, Cl.
- [2] AISC (2016). Seismic provisions for structural steel buildings (AISC 341-16) and commentary, American Institute of Steel Construction, Chicago, IL.
- [3] AISC (2016). Specification for structural steel buildings (AISC 360-16) and commentary, American Institute of Steel Construction, Chicago, IL.
- [4] AISC (2012). Seismic design manual, American Institute of Steel Construction, Chicago, IL.
- [5] ASCE (2017). Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings (ASCE 41-17), American Society of Civil Engineers, Chicago, IL.
- [6] ASCE (2016). Minimum Design Loads and Associated Criteria for Buildings and Other Structures (ASCE 7-16), American Society of Civil Engineers, Chicago, IL.
- [7] Bertero, R D y V V Bertero (1992), “Tall reinforced concrete buildings: conceptual earthquake-resistant design methodology”, Report No.UCB/EERC-92/16, University of California.
- [8] Black, G. R., Wenger, B. A., and Popov, E. P., 1980, “Inelastic Buckling of Steel Struts under Cyclic Load Reversals”, UCB/EERC-80/40, Earthquake Engineering Research Center, Berkeley, California.
- [9] Bruneau, M., Uang, C.M., and Sabelli, R. (2011). Ductile design of steel structures, McGraw-Hill.
- [10] Castro, S., Benavente, R., Crempien, J., Candia, G., de la Llera, J.C. (2020). A Consistently Processed Strong Motion Database for Chilean Earthquakes. Submitted. 131
- [11] Deierlein, R.S., Roeder, C.W., and Hajjar, J.F. (2013). “Seismic Design of Steel Special Concentrically Braced Frame Systems,” NEHRP Seismic Design Technical Brief No. 8, produced by the NEHRP Consultants Joint Venture, a partnership of the Applied Technology Council and the Consortium of Universities for Research in Earthquake Engineering, for the National Institute of Standards and Technology, Gaithersburg, MD, NIST GCR 13-917-24.
- [12] Dowell, R. K., Seible F. S., and Wilson E. L., 1980, “Pivot Hysteretic Model for Reinforced Concrete Members”, ACI Structural Journal, Vol. 95, pp. 607–617.

- [13] Idini B., Rojas F., Ruiz S., Pastén C., (2017), “Ground motion prediction equations for the Chilean subduction zone”, *Bulletin Earthquake Engineering*, 15, 1853-1880.
- [14] INN, 2010, “Diseño Estructural - Disposiciones Generales y Combinaciones de Carga”, NCh3171.Of2010, Instituto Nacional de Normalización, Santiago, Chile.
- [15] INN, 2009, “Diseño sísmico de edificios”, NCh433-2009, Instituto Nacional de Normalización, Santiago, Chile.
- [16] INN, 2003, “Diseño sísmico de estructuras e instalaciones industriales”, NCh2369-2003, Instituto Nacional de Normalización, Santiago, Chile.
- [17] INN, 1999, “Especificaciones para el cálculo de estructuras de acero para edificios”, NCh427-1999, Instituto Nacional de Normalización, Santiago, Chile.
- [18] INN, 2011, “Decreto Supremo N°61”, DS N°61, Instituto Nacional de Normalización, Santiago, Chile.
- [19] Medalla, M. Diaz, J. Evaluación Nuevo Límite de Deformación de Entrepiso para Edificios Urbanos de Acero en Chile / NCh433. Pontificia Universidad Católica de Chile.
- [20] Medalla, M. Reyes, N. Análisis Comparativo de la Respuesta Sísmica de Estructuras de Acero Urbanas Diseñadas con ASCE7-AISC341 y NCh433-AISC341 - Aplicación Marcos Especiales de Momento. Pontificia Universidad Católica de Chile.
- [21] Montalva G., Bastías N., Rodríguez-Marek A., (2017), “Ground-Motion prediction equation for the Chilean Subduction Zona”, *Bulletin of the Seismological Society of America*, 107 (2), 11 pp.
- [22] LATBSDC (2020). *An Alternative Procedure for Seismic Analysis and Design of Tall Buildings Located in the Los Angeles Region*. Los Angeles, California.

IX. ANEXOS

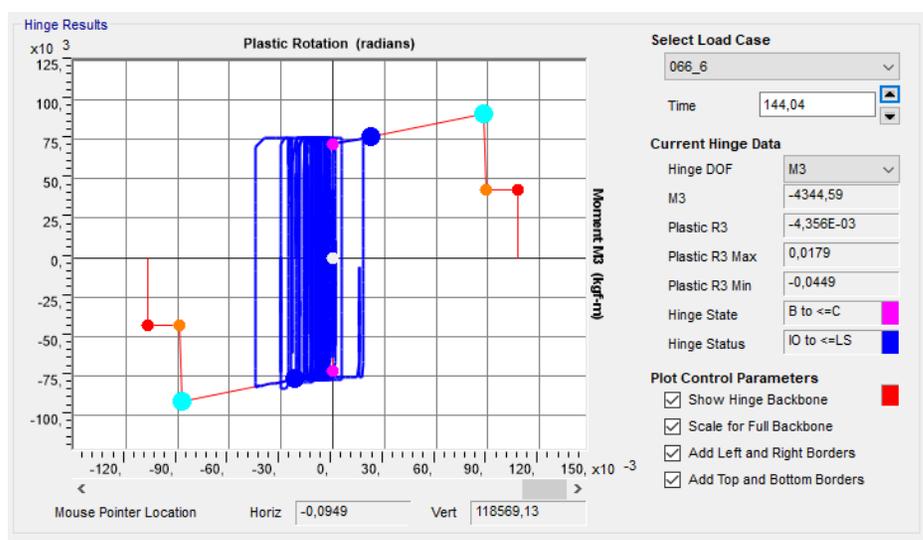
Se presentan las curvas de histéresis de los elementos donde se obtuvieron los valores máximos de rotación y deformación.

Figura IX.1 Curva histéresis INE60X160.9



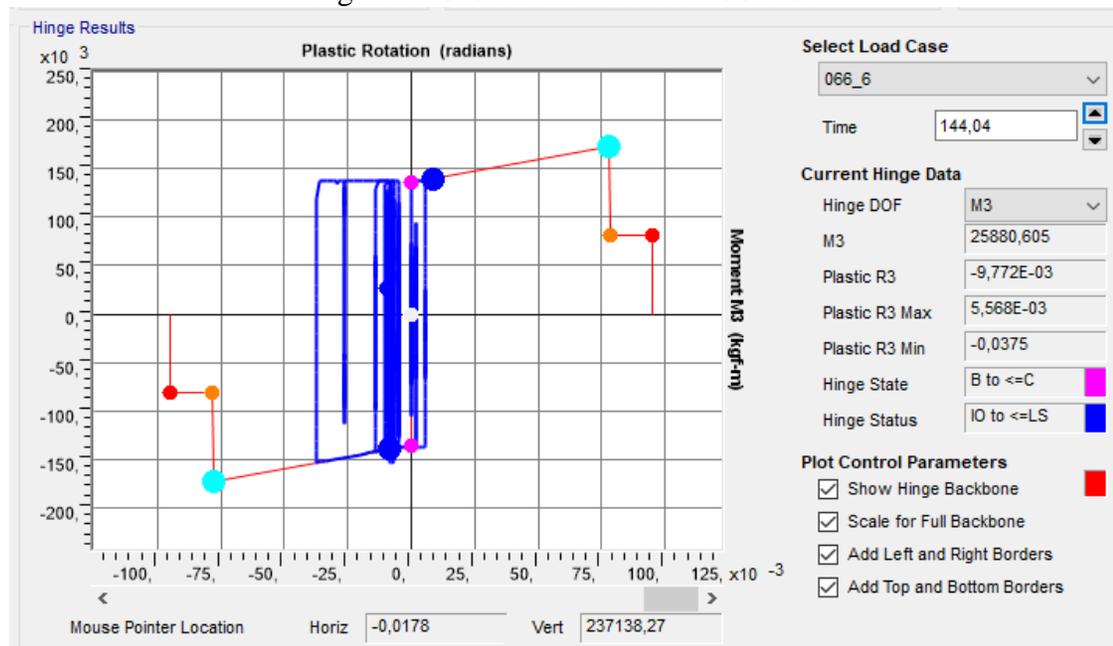
Nota: Curva histéresis para registro (TALCA) 8 Tabla IV.8

Figura IX.2 Curva histéresis IN45X82.5



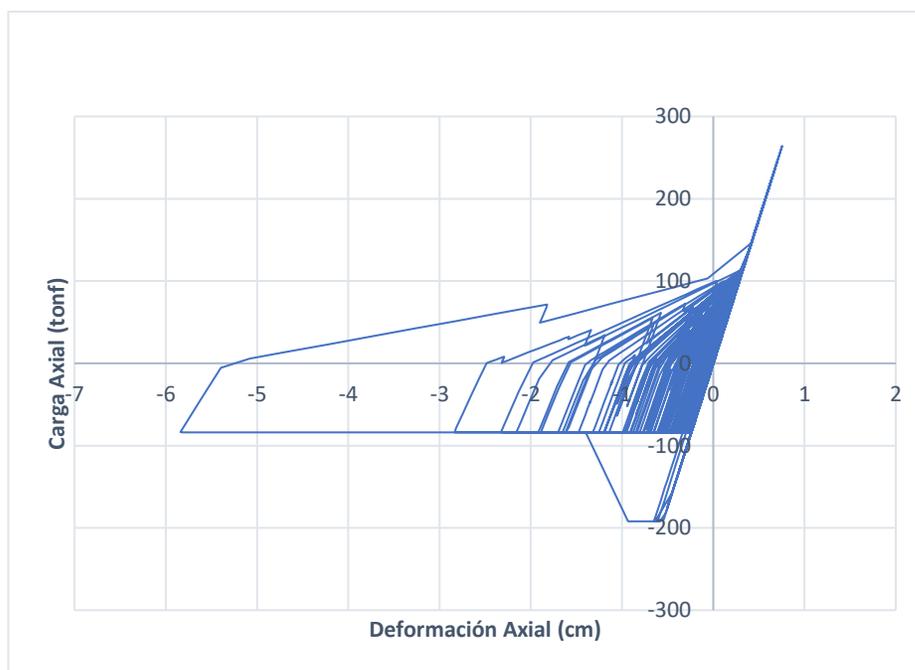
Nota: Curva histéresis para registro (HUALANE) 8 Tabla IV.8

Figura IX.3 Curva histéresis IN 50X132



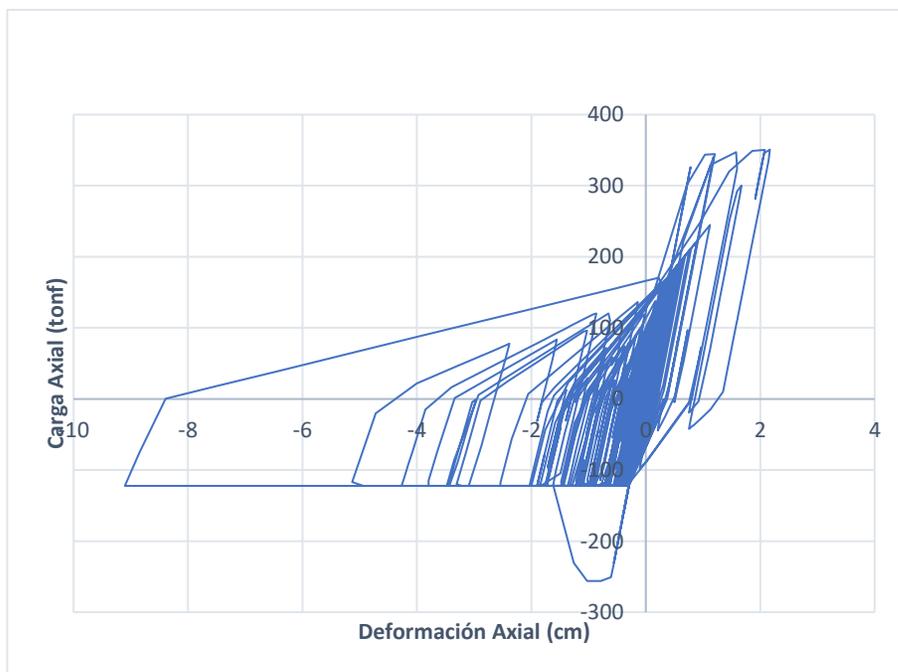
Nota: Curva histéresis para registro (HUALANE) 8 Tabla IV.8

Figura IX.4 Curva histéresis HSS6X6X1/2



Nota: Curva histéresis para registro (HUALANE) 8 Tabla IV.5

Figura IX.5 Curva histéresis HSS7X7X1/2



Nota: Curva histéresis para registro (C110) 8 Tabla IV.5