



PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DE CHILE
ESCUELA DE INGENIERÍA

EVALUACIÓN DE DESEMPEÑO SÍSMICO DE ESTRUCTURA DE MINERÍA NO METÁLICA CON NCH2369:2023

LORENZO ARTURO ESCOBAR HURTADO

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

Profesor Supervisor:

MIGUEL MEDALLA RIQUELME

Santiago de Chile, septiembre, 2023.

AGRADECIMIENTOS

A mi familia y a mi pareja.

INDICE GENERAL

Pág.

AGRADECIMIENTOS	ii
INDICE DE TABLAS	v
INDICE DE FIGURAS.....	xi
RESUMEN.....	xviii
ABSTRACT.....	xx
I. DESCRIPCIÓN, MODELACIÓN Y DISEÑO ESTRUCTURAL	1
I.1 Descripción estructural.....	1
I.2 Modelación estructural.....	7
I.2.1 Estados de carga.....	8
I.2.2 Combinaciones de carga	13
I.3 Diseño estructural.....	15
I.3.1 Marcos arriostrado concéntricamente	16
I.3.2 Marcos resistentes a momento	23
I.3.3 Sistema de arriostramiento horizontal	33
II. MODELACIÓN NO LINEAL DE ESTRUCTURA.....	34
II.1 Marcos resistentes a momento	34
II.1.1 Rótulas de vigas	34
II.1.2 Rótulas de columnas	42
II.2 Marcos arriostrados concéntricamente.....	46
II.2.1 Diagonales	46
II.3 Criterios de aceptación	49
III. ANÁLISIS NO LINEAL TIEMPO HISTORIA	50
III.1 Selección de registros sísmicos	50
III.2 Registros sísmicos objetivos	50
III.3 Registros sísmicos utilizados	51
III.4 Análisis no lineal en software	61

IV.	RESULTADOS	63
IV.1	Marcos resistentes a momento	64
IV.1.1	Columnas de marco resistente a momento tipo 1	66
IV.1.2	Columnas de marco resistente a momento tipo 2	83
IV.1.3	Rotaciones.....	100
IV.2	Marcos arriostrados concéntricamente.....	111
IV.2.1	Primer piso	112
IV.2.2	Segundo piso.....	115
IV.2.3	Respuesta global	118
IV.3	Deformaciones horizontales	119
V.	CONCLUSIONES	121
VI.	BIBLIOGRAFÍA	123

INDICE DE TABLAS

	Pág.
Tabla I-1: Propiedades de acero ASTM A36.	8
Tabla I-2: Peso de parrilla de piso y barandas.	8
Tabla I-3: Sobrecargas de uso por piso.	8
Tabla I-4: Parámetros del suelo.....	9
Tabla I-5: Parámetros de la estructura.....	10
Tabla I-6: Propiedades de estructura en estudio.....	12
Tabla I-7: Periodos naturales de vibración y masas modales.....	13
Tabla I-8: Combinaciones de carga de origen estáticas.	14
Tabla I-9: Combinaciones de carga de origen sísmicas.	14
Tabla I-10: Combinaciones de carga de origen sísmicas amplificadas.....	15
Tabla I-11: Perfiles propuestos marcos arriostrados.	17
Tabla I-12: Largos y constantes de pandeo de perfiles propuestos para marcos arriostrados.	17
Tabla I-13: Razones de uso para columnas IN80x250 de marco resistente a momento tipo 1.	18
Tabla I-14: Razones de uso para columna IN45x64.4 de marco resistente a momento tipo 2.	18
Tabla I-15: Razones de uso para viga IN30x83.1 de piso 1 de marcos arriostrados.	18
Tabla I-16: Razones de uso para viga IN30x62.9 de piso 2 de marcos.	18
Tabla I-17: Razones de uso para viga IN30x41.3 de piso 3 de marcos arriostrados.	19

Tabla I-18: Razones de uso para viga IN30x41.3 de piso 3 de marcos arriostrados, sin arriostramiento V invertido.	19
Tabla I-19: Razones de uso para viga IN25x43.4 de piso 4 de marcos arriostrados.	19
Tabla I-20: Razones de uso para viga IN30x41.3 de piso 5 de marcos arriostrados.	19
Tabla I-21: Razones de uso para viga IN30x41.3 de piso 5 de marcos arriostrados, sin arriostramiento V invertido.	20
Tabla I-22: Razones de uso para viga IN20x16.8 de piso 6 de marcos arriostrados.	20
Tabla I-23: Razones de uso para diagonal HE15x38.2 de marco arriostrado.	20
Tabla I-24: Razones ancho/espesor para diagonal HE15x38.2 de marco arriostrado.....	20
Tabla I-25: Esbeltez global para diagonal HE15x38.2 de marco arriostrado.	21
Tabla I-26: Deformaciones horizontales máximas en marcos arriostrados.	21
Tabla I-27: Deformaciones verticales máximas en marcos arriostrados.....	21
Tabla I-28: Perfiles propuestos para marco resistente a momento tipo 1.	23
Tabla I-29: Perfiles propuestos para marco resistente a momento tipo 2.	24
Tabla I-30: Largos y constantes de pandeo de perfiles propuestos para marco resistente a momento tipo 1.....	24
Tabla I-31: Largos y constantes de pandeo de perfiles propuestos para marco resistente a momento tipo 2.....	24
Tabla I-32: Razones de uso para viga IN60x152 de marco resistente a momento tipo 1..	25
Tabla I-33: Razones ancho/espesor de viga IN60x152 en piso 1 de marco resistente a momento tipo 1.....	25

Tabla I-34: Longitud no arriostrada de viga IN60x152 en piso 1 de marco resistente a momento tipo 1.....	25
Tabla I-35: Razones de uso para viga IN50x92.2 en piso 2 de marco resistente a momento tipo 1.....	25
Tabla I-36: Razones ancho/espesor de viga IN50x92.2 en piso 2 de marco resistente a momento tipo 1.....	25
Tabla I-37: Longitud no arriostrada de viga IN50x92.2 en piso 2 de marco resistente a momento tipo 1.....	25
Tabla I-38: Razones de uso para viga IN50x114 en piso 3 de marcos resistente a momento tipo 1.....	26
Tabla I-39: Razones ancho/espesor de viga IN50x114 en piso 3 de marco resistente a momento tipo 1.....	26
Tabla I-40: Longitud no arriostrada de viga IN50x114 en piso 3 de marco resistente a momento tipo 1.....	26
Tabla I-41: Razones de uso para viga IN45x96.6 en piso 4 de marcos resistente a momento tipo 1.....	26
Tabla I-42: Razones ancho/espesor de viga IN45x96.6 en piso 4 de marco resistente a momento tipo 1.....	26
Tabla I-43: Longitud no arriostrada de viga IN45x96.6 en piso 4 de marco resistente a momento tipo 1.....	27
Tabla I-44: Razones de uso para viga IN45x76.5 en piso 5 de marcos resistente a momento tipo 1.....	27

Tabla I-45: Razones ancho/espesor de viga IN45x76.5 en piso 5 de marco resistente a momento tipo 1.....	27
Tabla I-46: Longitud no arriostrada de viga IN45x76.5 en piso 5 de marco resistente a momento tipo 1.....	27
Tabla I-47: Razones de uso para viga IN45x89.1 en piso 6 de marco resistente a momento tipo 1.....	27
Tabla I-48: Razones ancho/espesor de viga IN45x89.1 en piso 6 de marco resistente a momento tipo 1.....	27
Tabla I-49: Longitud no arriostrada de viga IN45x89.1 en piso 6 de marco resistente a momento tipo 1.....	28
Tabla I-50: Razones de uso para viga IN40x61.5 en piso 1 de marco resistente a momento tipo 2.....	28
Tabla I-51: Razones ancho/espesor de viga IE50x55.90 en piso 1 de marco resistente a momento tipo 2.....	28
Tabla I-52: Longitud no arriostrada de viga IE50x55.90 en piso 1 de marco resistente a momento tipo 2.....	28
Tabla I-53: Razones de uso para viga IN30x50.7 en piso 2 y 3 de marco resistente a momento tipo 2.....	28
Tabla I-54: Razones ancho/espesor de viga IN30x50.7 en piso 2 y 3 de marco resistente a momento tipo 2.....	28
Tabla I-55: Longitud no arriostrada de viga IN30x50.7 en piso 2 y 3 de marco resistente a momento tipo 2.....	29

Tabla I-56: Razones de uso para viga IN30x56.8 en piso 4 de marco resistente a momento tipo 2.....	29
Tabla I-57: Razones ancho/espesor de viga IN30x56.8 en piso 4 de marco resistente a momento tipo 2.....	29
Tabla I-58: Longitud no arriostrada de viga IN30x56.8 en piso 4 de marco resistente a momento tipo 2.....	29
Tabla I-59: Deformaciones horizontales máximas en marco resistente a momento tipo 1.	30
Tabla I-60: Deformaciones horizontales máximas en marco resistente a momento tipo 2.	30
Tabla I-61: Deformaciones verticales máximas en marco resistente a momento tipo 1.....	30
Tabla I-62: Deformaciones verticales máximas en marco resistente a momento tipo 2.....	30
Tabla II-1: Parámetros característicos de rótulas de vigas de marco resistente a momento tipo 1.....	36
Tabla II-2: Parámetros característicos de rótulas de vigas de marco resistente a momento tipo 2.....	40
Tabla II-3: Parámetros característicos de rótulas de columnas IN80x250 de marco resistente a momento tipo 1.....	44
Tabla II-4: Parámetros característicos de rótulas de columnas IN45x64.4 de marco resistente a momento tipo 2.....	44
Tabla II-5: Parámetros característicos en tracción de diagonal HE15x38.2.	47
Tabla II-6: Parámetros característicos en compresión de diagonal HE15x38.2.	48
Tabla III-1: Propiedades de los registros para el nivel SDI para el periodo de 0.17 [s].	54
Tabla III-2: Propiedades de los registros para el nivel SDI para el periodo de 0.42 [s].	54

Tabla III-3: Propiedades de los registros para el nivel SDI para periodo de 0.33 [s].	56
Tabla III-4: Propiedades de los registros para el nivel SDI para periodo de 1.14 [s].	56
Tabla III-5: Propiedades de los registros para el nivel SMP para periodo de 0.17 [s].	58
Tabla III-6: Propiedades de los registros para el nivel SMP para periodo de 0.42 [s].	58
Tabla III-7: Propiedades de los registros para el nivel SMP para periodo de 0.33 [s].	60
Tabla III-8: Propiedades de los registros para el nivel SMP para periodo de 1.14 [s].	60
Tabla IV-1: Capacidad esperada de columnas.	65
Tabla IV-2: Rotaciones máximas para rótulas de vigas.	104
Tabla IV-3: Rotaciones máximas para rótulas de columnas.	108

INDICE DE FIGURAS

	Pág.
Figura I-1: Plantas de estructura en estudio (a) Piso 1 y (b) Piso 2.	2
Figura I-2: Plantas de estructura en estudio (a) Piso 3 y (b) Piso 4.	3
Figura I-3: Plantas de estructura en estudio (a) Piso 5 y (b) Piso 6.	4
Figura I-4: Elevaciones de estructura en estudio (a) Eje B=C (Marco resistente a momento tipo 1) y (b) Eje A=D (Marco resistente a momento tipo 2).	5
Figura I-5: Elevaciones de estructura en estudio, marcos arriostrados de Eje 1=2.	6
Figura I-6: Vista isométrica de estructura en estudio en software SAP2000.	7
Figura I-7: Espectro de diseño considerado.	11
Figura I-8: Espectro de referencia considerado.	11
Figura I-9: Marco arriostrado tipo.	22
Figura I-10: Marco resistente a momento tipo 1.	31
Figura I-11: Marco resistente a momento tipo 2.	32
Figura II-1: Curva esqueleto de rótulas en vigas de marcos resistentes a momento.	35
Figura II-2: Parámetros y criterios de aceptación de curva no lineal para vigas de marcos resistentes a momento.	35
Figura II-3: Curva esqueleto de rótulas de vigas IN60x152 de marcos resistentes a momento tipo 1.	37
Figura II-4: Curva esqueleto de rótulas de vigas IN50x92.2 de marcos resistentes a momento tipo 1.	37
Figura II-5: Curva esqueleto de rótulas de vigas IN50x114 de marcos resistentes a momento tipo 1.	38

Figura II-6: Curva esqueleto de rótulas de vigas IN45x96.6 de marcos resistentes a momento tipo 1.....	38
Figura II-7: Curva esqueleto de rótulas de vigas IN45x76.5 de marcos resistentes a momento tipo 1.....	39
Figura II-8: Curva esqueleto de rótulas de vigas IN45x89.1 de marcos resistentes a momento tipo 1.....	39
Figura II-9: Curva esqueleto de rótulas de vigas IN40x61.5 de marcos resistentes a momento tipo 2.....	40
Figura II-10: Curva esqueleto de rótulas de vigas IN30x50.7 de marcos resistentes a momento tipo 2.....	41
Figura II-11: Curva esqueleto de rótulas de vigas IN30x56.8 de marcos resistentes a momento tipo 2.....	41
Figura II-12: Parámetros y criterios de aceptación de curva no lineal para columnas de marcos resistentes a momento.....	43
Figura II-13: Curva de esqueleto de rótulas de columnas IN80x250 de marcos resistentes a momento tipo 1 en software SAP2000.....	45
Figura II-14: Curva de esqueleto de rótulas de columnas IN45x64.4 marcos resistentes a momento tipo 2 en software SAP2000.....	45
Figura II-15: Parámetros y criterios de aceptación de curva no lineal para diagonales de marcos arriostrados.	47
Figura II-16: Curva esqueleto diagonal HE15x38.2 para los pisos 1 y 2.....	48

Figura II-17: Curva esqueleto diagonal HE15x38.2 en software SAP2000 para los pisos 1 y 2 en kgf, cm.	49
Figura III-1: Espectros de los registros para el nivel SDI dirección X para periodo de 0.17 [s].	52
Figura III-2: Espectros para el nivel SDI dirección X para periodo de 0.42 [s].	53
Figura III-3: Espectros para el nivel SDI dirección Y para periodo de 0.33 [s].	55
Figura III-4: Espectros para el nivel SDI dirección Y para periodo de 1.14 [s].	55
Figura III-5: Espectros para el nivel SMP dirección X para periodo de 0.17 [s].	57
Figura III-6: Espectros para el nivel SMP dirección X para periodo de 0.42 [s].	57
Figura III-7: Espectros para el nivel SMP dirección Y para periodo de 0.33 [s].	59
Figura III-8: Espectros para el nivel SMP dirección Y para periodo de 1.14 [s].	59
Figura III-9: Load Case <i>Grav</i> en software SAP2000.	61
Figura III-10: Ejemplo de Load Case en software SAP2000 para registros para el nivel SMP.	62
Figura IV-1: Elevación eje 2 en software SAP2000 con columnas #1 y #2 para obtención de relación P-M.	65
Figura IV-2: Porcentaje de cumplimiento relación P-M para marco resistente a momento tipo 1.	66
Figura IV-3: Relación P-M de columna #1 de registros para el nivel SDI (a) #1; (b) #2; (c) #3; (d) #4; (e) #5; (f) #6; (g) #7; (h) #8; (i) #9; (j) #10 y (k) #11, con periodo de 0,17 [s].	68
Figura IV-4: Relación P-M de columna #1 de registros para el nivel SDI (a) #1; (b) #2; (c) #3; (d) #4; (e) #5; (f) #6; (g) #7; (h) #8; (i) #9; (j) #10 y (k) #11, con periodo de 0,33 [s].	70

Figura IV-5: Relación P-M de columna #1 de registros para el nivel SDI (a) #1; (b) #2; (c) #3; (d) #4; (e) #5; (f) #6; (g) #7; (h) #8; (i) #9; (j) #10 y (k) #11, con periodo de 0,42 [s].	72
Figura IV-6: Relación P-M de columna #1 de registros para el nivel SDI (a) #1; (b) #2; (c) #3; (d) #4; (e) #5; (f) #6; (g) #7; (h) #8; (i) #9; (j) #10 y (k) #11, con periodo de 1,14 [s].	74
Figura IV-7: Relación P-M de columna #1 de registros para el nivel SMP (a) #1; (b) #2; (c) #3; (d) #4; (e) #5; (f) #6; (g) #7; (h) #8; (i) #9; (j) #10 y (k) #11, con periodo de 0,17 [s].	76
Figura IV-8: Relación P-M de columna #1 de registros para el nivel SMP (a) #1; (b) #2; (c) #3; (d) #4; (e) #5; (f) #6; (g) #7; (h) #8; (i) #9; (j) #10 y (k) #11, con periodo de 0,33 [s].	78
Figura IV-9: Relación P-M de columna #1 de registros para el nivel SMP (a) #1; (b) #2; (c) #3; (d) #4; (e) #5; (f) #6; (g) #7; (h) #8; (i) #9; (j) #10 y (k) #11, con periodo de 0,42 [s].	80
Figura IV-10: Relación P-M de columna #1 de registros para el nivel SMP (a) #1; (b) #2; (c) #3; (d) #4; (e) #5; (f) #6; (g) #7; (h) #8; (i) #9; (j) #10 y (k) #11, con periodo de 1,14 [s].	82
Figura IV-11: Porcentaje de cumplimiento relación P-M para marco resistente a momento tipo 2.	83
Figura IV-12: Relación P-M de columna #2 de registros para el nivel SDI (a) #1; (b) #2; (c) #3; (d) #4; (e) #5; (f) #6; (g) #7; (h) #8; (i) #9; (j) #10 y (k) #11, con periodo de 0,17 [s].	85
Figura IV-13: Relación P-M de columna #2 de registros para el nivel SDI (a) #1; (b) #2; (c) #3; (d) #4; (e) #5; (f) #6; (g) #7; (h) #8; (i) #9; (j) #10 y (k) #11, con periodo de 0,33 [s].	87

Figura IV-14: Relación P-M de columna #2 de registros para el nivel SDI (a) #1; (b) #2; (c) #3; (d) #4; (e) #5; (f) #6; (g) #7; (h) #8; (i) #9; (j) #10 y (k) #11, con periodo de 0,42 [s].	89
Figura IV-15: Relación P-M de columna #2 de registros para el nivel SDI (a) #1; (b) #2; (c) #3; (d) #4; (e) #5; (f) #6; (g) #7; (h) #8; (i) #9; (j) #10 y (k) #11, con periodo de 1,14 [s].	91
Figura IV-16: Relación P-M de columna #2 de registros para el nivel SMP (a) #1; (b) #2; (c) #3; (d) #4; (e) #5; (f) #6; (g) #7; (h) #8; (i) #9; (j) #10 y (k) #11, con periodo de 0,17 [s].	93
Figura IV-17: Relación P-M de columna #2 de registros para el nivel SMP (a) #1; (b) #2; (c) #3; (d) #4; (e) #5; (f) #6; (g) #7; (h) #8; (i) #9; (j) #10 y (k) #11, con periodo de 0,33 [s].	95
Figura IV-18: Relación P-M de columna #2 de registros para el nivel SMP (a) #1; (b) #2; (c) #3; (d) #4; (e) #5; (f) #6; (g) #7; (h) #8; (i) #9; (j) #10 y (k) #11, con periodo de 0,42 [s].	97
Figura IV-19: Relación P-M de columna #2 de registros para el nivel SMP (a) #1; (b) #2; (c) #3; (d) #4; (e) #5; (f) #6; (g) #7; (h) #8; (i) #9; (j) #10 y (k) #11, con periodo de 1,14 [s].	99
Figura IV-20: Deformada con las rótulas generadas para vigas para el nivel SMP, en el periodo (a) 1.14 [s], para registro #9; (b) 0.42 [s], para registro #7; (c) 0.33 [s] para registro #8; y (d) 0.17 [s], para registro #9.....	101

Figura IV-21: Deformada con las rótulas generadas para vigas para el nivel SDI, en el periodo (a) 1.14 [s], para registro #8; (b) 0.42 [s], para registro #4; (c) 0.33 [s] para registro #4; y d) 0.17 [s], para registro #6.	102
Figura IV-22: Relaciones rotación – momento en software SAP2000 para vigas, para el nivel SMP en el periodo (a) 1,14 [s], para registro #9; (b) 0,42 [s], para registro #7; (c) 0,33 [s] para registro #8; y (d) 0.17 [s], para registro #9.....	103
Figura IV-23: Relaciones rotación – momento en software SAP2000 para vigas, para el nivel SDI en el periodo (a) 1,14 [s], para registro #8; (b) 0,42 [s], para registro #4; (c) 0,33 [s] para registro #4; y (d) 0.17 [s], para registro #6.....	104
Figura IV-24: Deformada con las rótulas generadas para vigas, para el nivel SDI en el periodo 0.17 [s], para registro #6.	105
Figura IV-25: Deformada con las rótulas generadas para columnas, para el nivel SMP en el periodo (a) 0.42 [s], para registro #3; (b) 0.33 [s], para registro #8; y (c) 0.17 [s], para registro #9.....	106
Figura IV-26: Relaciones rotación – momento en software SAP2000 para columnas, para el nivel SDI en el periodo 0.17 [s], para registro #6.	107
Figura IV-27: Relaciones rotación – momento en software SAP2000 para columnas, para el nivel SMP en el periodo (a) 0,42 [s], para registro #3; (b) 0,33 [s] para registro #8; y (d) 0.17 [s], para registro #9.....	108
Figura IV-28: Rotaciones máximas normalizadas de las vigas.....	109
Figura IV-29: Rotaciones máximas normalizadas de las columnas.....	110
Figura IV-30: Elevación eje 2 en software SAP2000 con link #1 y #3.	111

Figura IV-31: Deformaciones axiales máximas normalizadas (Δ_a/Δ_y) para el nivel SDI del link #1, en el periodo (a) 1,14 [s]; (b) 0,42 [s]; (c) 0,33 [s] y (d) 0.17 [s].	112
Figura IV-32: Deformaciones axiales máximas normalizadas (Δ_a/Δ_y) para el nivel SMP del link #1, en el periodo (a) 1,14 [s]; (b) 0,42 [s]; (c) 0,33 [s] y (d) 0.17 [s].	113
Figura IV-33: Deformaciones axiales máximas normalizadas para el primer piso.	114
Figura IV-34: Deformaciones axiales máximas normalizadas (Δ_a/Δ_y) para el nivel SDI del link #3, en el periodo (a) 1,14 [s]; (b) 0,42 [s]; (c) 0,33 [s] y (d) 0.17 [s].	115
Figura IV-35: Deformaciones axiales máximas normalizadas (Δ_a/Δ_y) para el nivel SMP del link #3, en el periodo (a) 1,14 [s]; (b) 0,42 [s]; (c) 0,33 [s] y (d) 0.17 [s].	116
Figura IV-36: Deformaciones axiales máximas normalizadas para el segundo piso.....	117
Figura IV-37: Deformaciones axiales máximas normalizadas.	118
Figura IV-38: Porcentaje de altura para la dirección longitudinal.	119
Figura IV-39: Porcentaje de altura para la dirección transversal.	120

RESUMEN

La industria minera metálica y no metálica en Chile es un actor importante en la economía nacional, y entrega un gran porcentaje de la materia prima mundial, por lo que asegurar su operatividad durante un evento sísmico resulta esencial. Por lo mismo, y considerando los daños observados durante el terremoto del Maule del 2010, un grupo de ingenieros comenzó el proceso de actualización de la norma chilena “NCh2369: Diseño Sísmico de Estructuras de Instalaciones Industriales”, la cual fue publicada por el Instituto de Normalización (NCh2369:2023).

La nueva normativa trae consigo nuevas disposiciones, dentro de las cuales se define una metodología alternativa a los procedimientos clásicos para el diseño y verificación de cualquier estructura, detallada en la sección 5.10 “Análisis especiales” de la normativa, metodología que entrega, entre otras herramientas, la forma para dar solución al diseño y/o verificación de estructuras emplazadas en singularidades topográficas, o suelos no clasificados por la normativa, a través de la generación de espectros.

En este estudio, y con el objetivo de exponer los resultados de la implementación de un análisis tiempo historia a partir de espectros generados de acuerdo a las indicaciones de la sección 5.10 de la NCh2369:2023, se utiliza una estructura de la industria minera no metálica, compuesta por perfiles de acero y estructurados a través de marcos arriostrados concéntricamente y resistentes a momento, configuración habitualmente utilizada en el sector.

Tras los análisis, se genera un set de espectros con 10% y 5% de probabilidad de excedencia en 50 años, y se determina cómo la estructura analizada, la que fue diseñada con las

disposiciones de la NCh2369:2023, exhibe deformaciones en los fusibles compatibles con los objetivos de continuidad de operación y protección de viga, respectivamente.

ABSTRACT

The metallic and non-metallic mining industry in Chile is a fundamental player in the national economy, and delivers a significant percentage of the world's raw materials, so ensuring its operability during a seismic event is essential. For this reason, and in consideration of the damage observed during the Maule earthquake of 2010, a group of engineers began the process of updating the Chilean standard “NCh2369: Diseño Sísmico de Estructuras de Instalaciones Industriales”, which was published by the Instituto de Normalización (NCh2369:2023).

The new regulations have new provisions, within which an alternative methodology to the classic procedures for the design and verification of any structural is defined, detailed in section 5.10 “Análisis Especiales” of the document, a methodology that provides, among other tools, the form to provide a solution to the design and/or verification of structures located in topographic singularities, or soils not classified by regulations, through the generation of spectra.

In this study, and with the objective of exposing the results of the implementation of an analysis time-history from spectra generated according to the indications of section 5.10 of NCh2369:2023, a structure from the non-metallic mining industry is used, composed of steel profiles and structured through concentrically braced and moment-resistant frames, a configuration commonly used in this sector.

After the analysis, a set of spectra is generated with a 10 and 5% probability of exceedance in 50 years, and it is determined how the analyzed structure, which was designed with the

provisions of NCh2369:2023, exhibits deformations in the compatible fuses with the objectives of continuity of operation and beam protection, respectively.

I. DESCRIPCIÓN, MODELACIÓN Y DISEÑO ESTRUCTURAL

En esta sección se describe brevemente la configuración del proyecto en estudio, tanto en planta como en elevación, junto con su modelación en el software de elementos finitos SAP2000, en su versión 20.2.0.

Luego, se detallan los diferentes estados de cargas de acuerdo con lo exigido por NCh2369:2023 (INN, 2023), con lo que se procede a realizar el diseño y validación de los perfiles en estudio, determinando las solicitaciones máximas y sus respectivas razones de uso, a través de las combinaciones de carga, según los códigos de diseño.

I.1 Descripción estructural

La estructura posee una altura total de 25.70 [m] y seis pisos de plataformas, donde se instalarán diferentes equipos, descritos a continuación, los que poseen la configuración descrita en las plantas detallada en la Figura I-1 a Figura I-3:

- Plataforma EL. 107.800 : Plataforma de Soporte Molino de Jaula (Piso 1)
- Plataforma EL. 113.300 : Plataforma de Soporte Chute de Gruesos y Canaleta de finos (Piso 2)
- Plataforma EL. 117.300 : Plataforma de Soporte Harneros Vibratorios (Piso 3)
- Plataforma EL. 119.272 : Plataforma de Soporte Cajones distribuidores de 4 vías (Piso 4)
- Plataforma EL. 122.300 : Plataforma de Soporte Cajón distribuidor de 2 vías (Piso 5)
- Plataforma EL. 125.050 : Plataforma de Soporte Cajón distribuidor de 2 vías (Piso 6)

La resistencia lateral se brinda a través de dos sistemas estructurales independientes en cada dirección de análisis: en el sentido transversal se disponen cuatro marcos resistentes a momento de 11 [m] de ancho, mientras que en el longitudinal se presentan dos marcos arriostrados de 14.50 [m] de largo, marcos detallados en la Figura I-4 y Figura I-5.

Además, la estructura no cuenta con estructura de techo ni paneles de revestimiento, mientras que las columnas están vinculadas a piso a través de apoyos idealizados, donde en la dirección transversal se restringió el giro, y se liberó en la longitudinal.

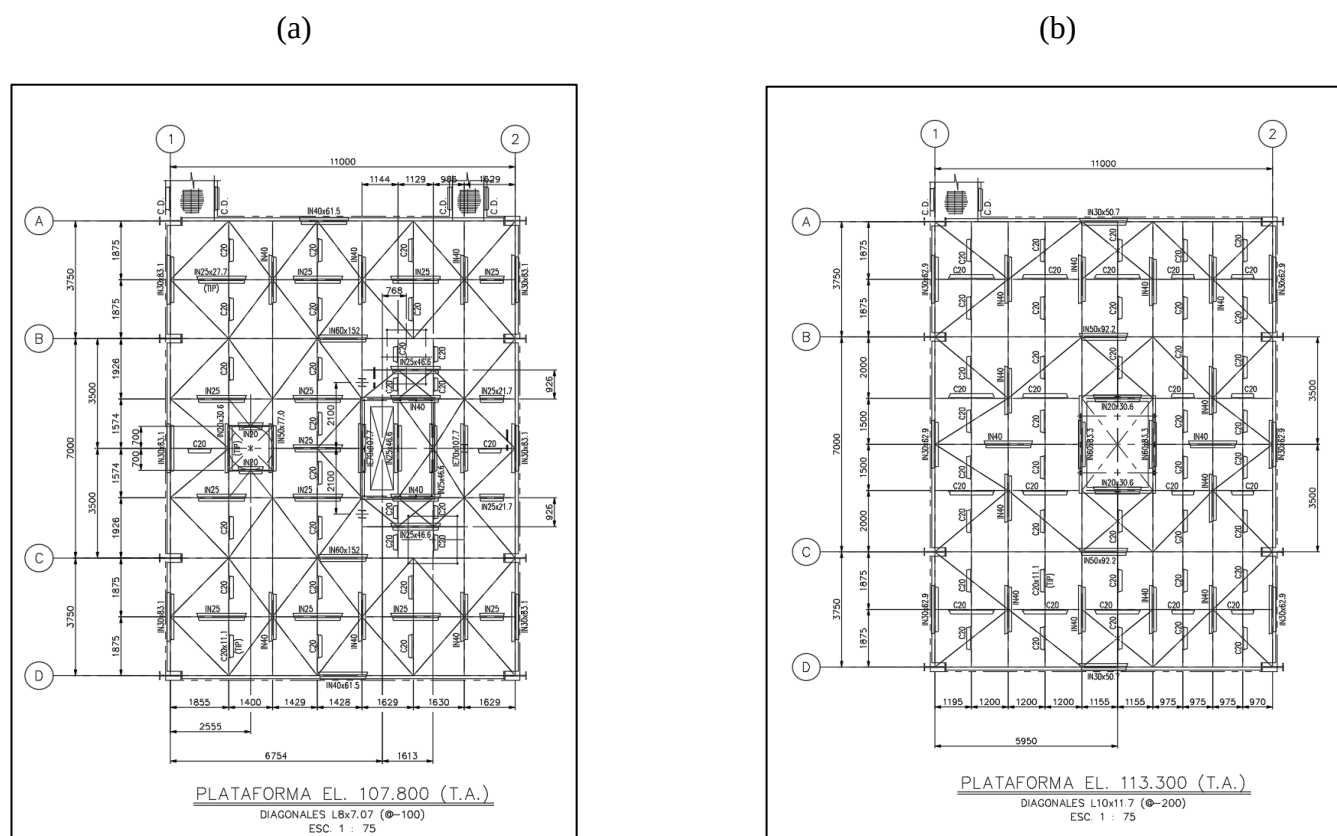
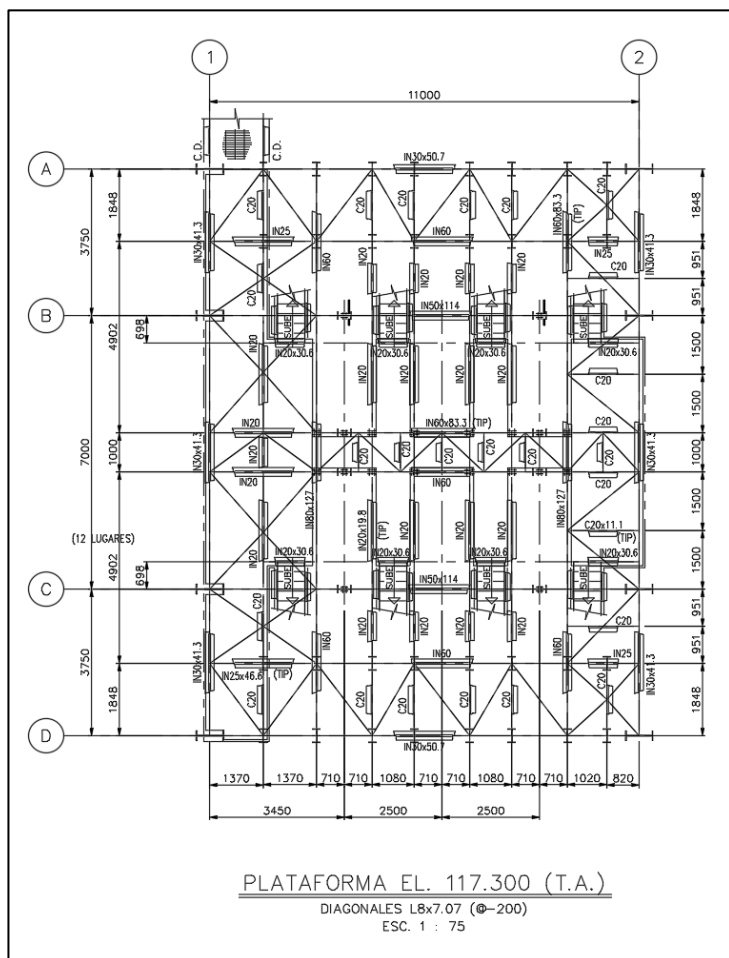


Figura I-1: Plantas de estructura en estudio (a) Piso 1 y (b) Piso 2.
Fuente: Elaboración propia.

(a)



(b)

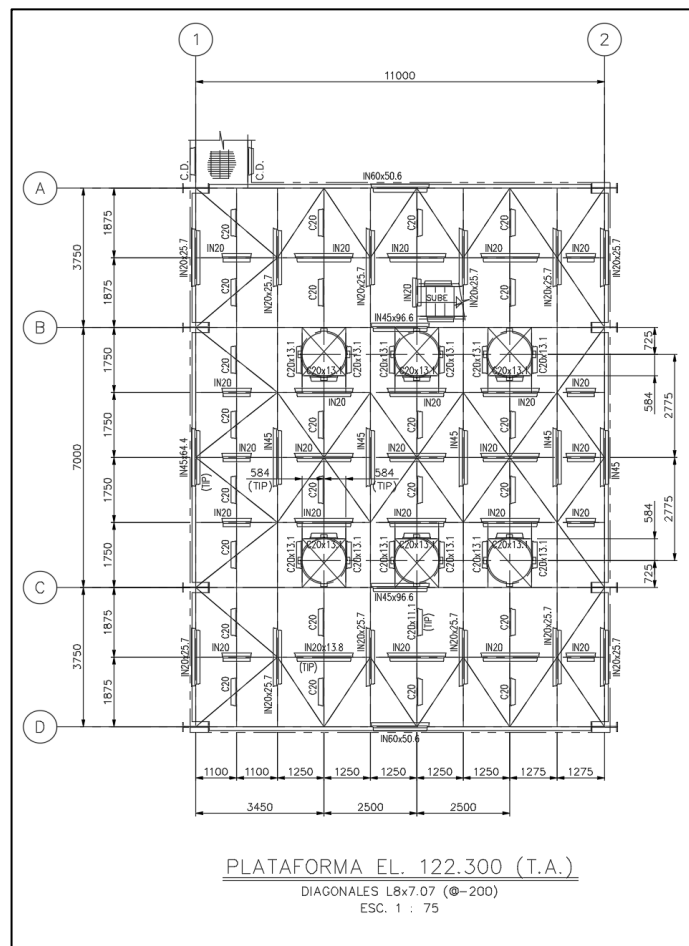


Figura I-2: Plantas de estructura en estudio (a) Piso 3 y (b) Piso 4.
Fuente: Elaboración propia.

Figura I-3: Plantas de estructura en estudio (a) Piso 5 y (b) Piso 6.
Fuente: Elaboración propia.



Figura I-4: Elevaciones de estructura en estudio (a) Eje B=C (Marco resistente a momento tipo 1) y (b) Eje A=D (Marco resistente a momento tipo 2).
Fuente: Elaboración propia.

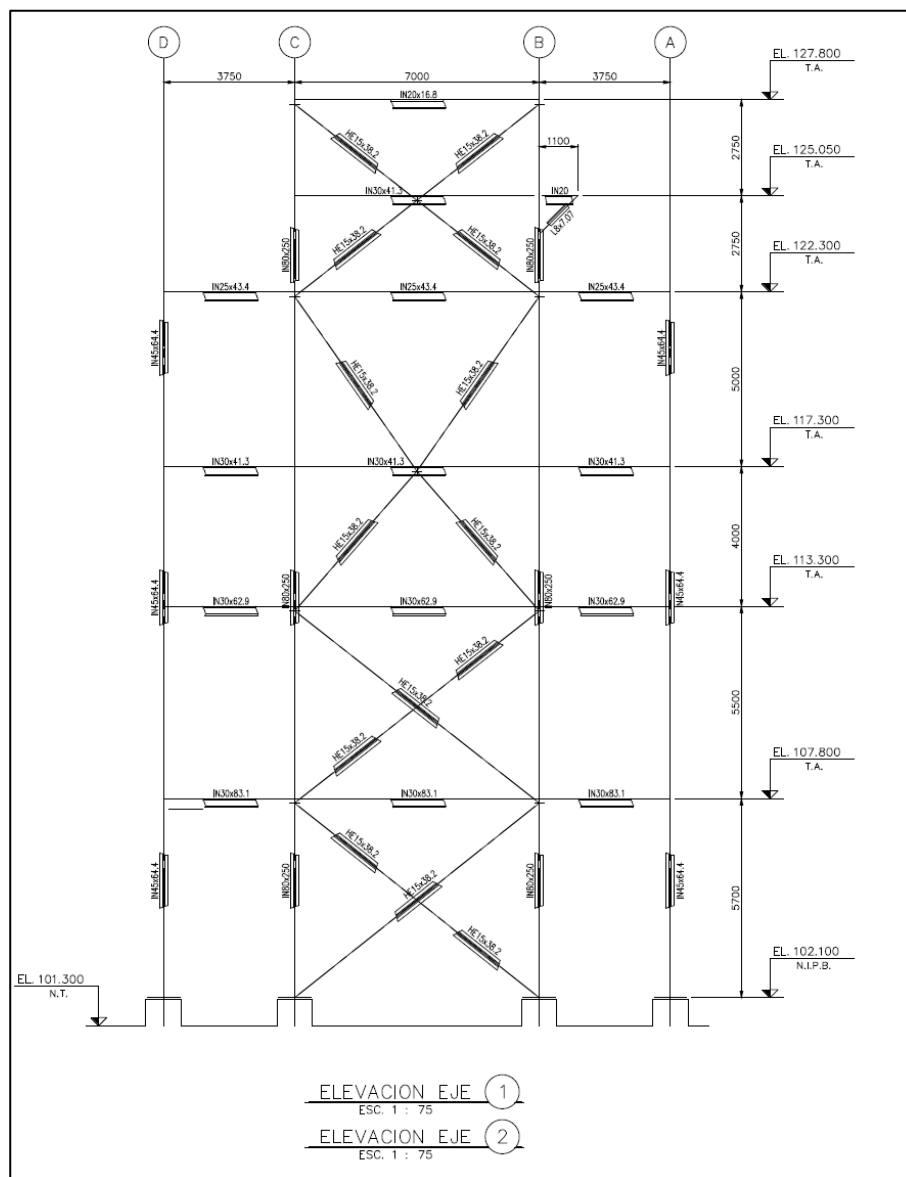


Figura I-5: Elevaciones de estructura en estudio, marcos arriostrados de Eje 1=2.
Fuente: Elaboración propia.

I.2 Modelación estructural

Para la modelación de la estructura a estudiar, se utiliza el software SAP2000, representando los perfiles que la componen a través de elementos tipo *frame*, lo que resulta en un modelo computacional con la vista isométrica detallada en la Figura I-6, al cual se le asignaron estados de carga y combinaciones, descritas a continuación.

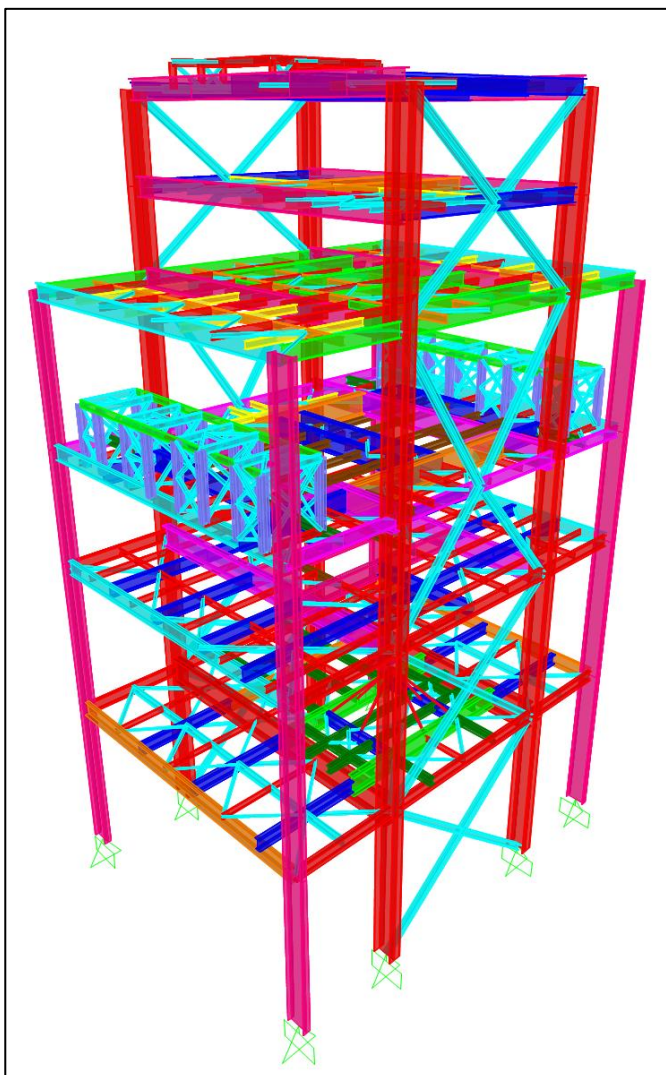


Figura I-6: Vista isométrica de estructura en estudio en software SAP2000.
Fuente: Elaboración propia.

I.2.1 Estados de carga

Se procede a detallar los diferentes estados de cargas presentes en el proyecto de estudio.

a) Cargas permanentes (D)

Se considera el peso propio de los elementos que componen la estructura, a partir de las propiedades físicas del acero ASTM A36 descritas en la Tabla I-1.

Tabla I-1: Propiedades de acero ASTM A36.

Propiedades	Valor
Módulo elástico E	2,040,000 [kgf/cm ²]
Módulo de Poisson μ	0.30
Densidad	7,850 [kg/m ³]

Adicionalmente, se consideran las cargas provenientes de las parrillas de piso y de barandas, con las magnitudes detalladas en la Tabla I-2.

Tabla I-2: Peso de parrilla de piso y barandas.

Comentario	Valor
Peso grating	49 [kg/m ²]
Peso barandas	27 [kg/m]

Con lo anterior, se obtiene a nivel basal una carga total de 275.67 [ton], la que además considera los diferentes equipos que se apoyarán en la estructura durante su operación.

b) Sobrecargas de uso (SC)

Se detalla en la Tabla I-3 las sobrecargas de uso presentes en los diferentes pisos de la estructura, lo que resulta a nivel basal en una carga total de 386.72 [ton].

Tabla I-3: Sobrecargas de uso por piso.

Piso	Carga distribuida SC
1 y 3	800 [kg/m ²]
2, 4, 5 y 6	400 [kg/m ²]

De acuerdo con la normativa vigente, se debe verificar que las deformaciones verticales producidas por la acción simultánea del estado de carga de peso propio y de sobrecarga, sean menores a la luz de los elementos L entre 300.

c) Cargas sísmicas horizontales (E_x/E_y)

Las cargas sísmicas se determinan de acuerdo a NCh2369:2023, para lo cual se requiere conocer las características del suelo donde se emplaza el proyecto, que para el caso en estudio es un Suelo tipo B en zona sísmica 2, lo que resulta en las propiedades descritas en la Tabla I-4. La estructura corresponde a un marco de acero apernado, según la clasificación de la normativa, y posee las propiedades detalladas en la Tabla I-5, donde se ha considerado como constante de reducción R igual a 3, dada la poca redundancia del sistema de arriostramiento.

Tabla I-4: Parámetros del suelo.

Parámetro	Valor
S	1.0
T_o	0.30 [s]
T'	0.35 [s]
n	1.33
p	1.5
A_o	0.30 [g]

Tabla I-5: Parámetros de la estructura.

Parámetro	Valor	Comentario
ξ	0.03	Constante de amortiguación
R	3	Constante de reducción
I	1.0	Factor de importancia para estructura categoría II (Según tabla 1 de NCh2369:2023)

Se realizó el análisis sísmico a través de un análisis modal espectral, considerando el espectro de diseño $S_{a(T_H)}$, detallado en la ecuación (1.1), con lo que se obtiene el espectro descrito en la Figura I-7. A su vez para la obtención de las deformaciones laterales, se utiliza el espectro de referencia $S_{aH(T_H)}$ de la ecuación (1.2), tal como se indica en sección 6.1 de la NCh2369:2023, con lo que se obtiene el espectro descrito en la Figura I-8.

$$S_{a(T_H)} = 0.7 \frac{IS_{aH}}{R} \left(\frac{0.05}{\xi} \right)^{0.4} \quad (1.1)$$

$$S_{aH(T_H)} = 1.4SA_0 \left(\frac{1 + 4.5 \left(\frac{T_H}{T_0} \right)^p}{1 + \left(\frac{T_H}{T_0} \right)^3} \right) \quad (1.2)$$

Los desplazamientos horizontales máximos entre pisos, determinados como la diferencia entre los desplazamientos entre los pisos a través del método CQC en ambas direcciones ortogonales, deben ser menor a 1.5% de la altura entre pisos, tal como se indica en sección 6.3 de la NCh2369:2023.

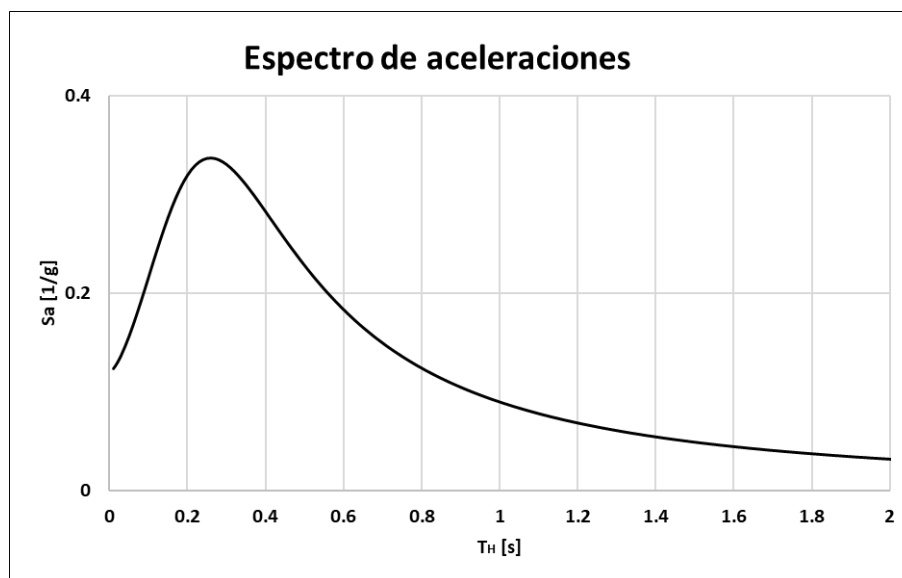


Figura I-7: Espectro de diseño considerado.
Fuente: Elaboración propia.

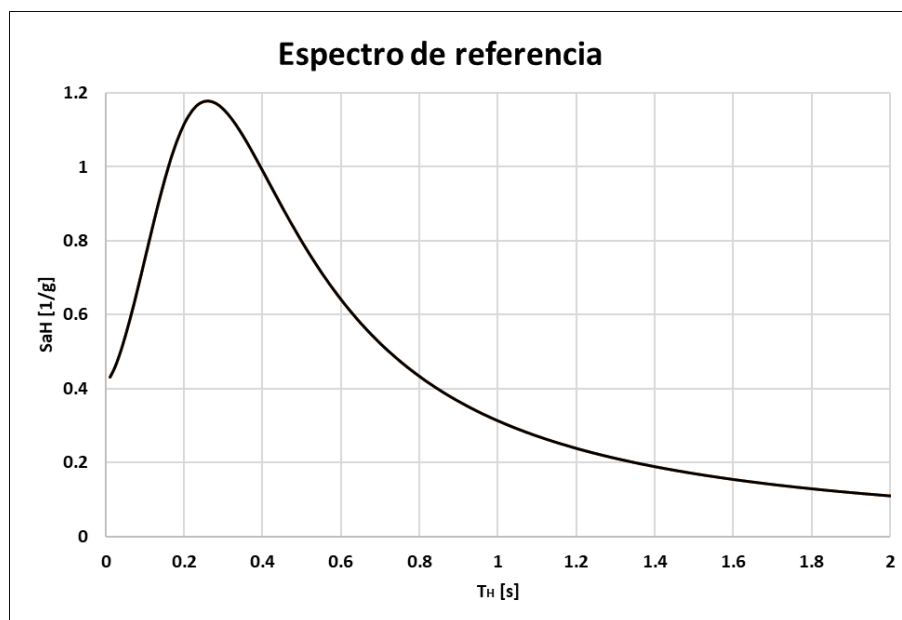


Figura I-8: Espectro de referencia considerado.
Fuente: Elaboración propia.

El corte basal que resulta en la estructura producto de la aplicación del espectro de diseño horizontal, debe ser limitado a un valor mínimo Q_{min} , detallado en la ecuación (1.3) y (1.4), tal como se indica en sección 5.12 de la NCh2369:2023. En estas ecuaciones, el parámetro P corresponde a la masa sísmica de la estructura, la que se define como las cargas permanentes más un 25% de las sobrecargas de uso considerando lo exigido en la sección 5.1.2 de la normativa (sobrecarga para zona de uso normal), y T^* corresponde al periodo fundamental de vibración en la dirección de análisis sísmico.

$$Q_{min} = C_{min} \cdot P \quad (1.3)$$

$$C_{min} = \begin{cases} \frac{2.75 ISA_o}{g(R+1)} \left(\frac{0.05}{\xi} \right)^{0.4} & 0.06 [s] < T^* < 0.25 [s] \\ 0.25 \frac{ISA_o}{g} & T^* \geq 0.25 [s] \end{cases} \quad (1.4)$$

Una vez modelada la estructura e ingresados los diferentes estados de carga al software estructural, se obtiene como resultado del análisis elástico con fuerzas reducidas, que la estructura posee una masa sísmica de 372.15 [ton] y periodos dominantes en la dirección transversal y longitudinal, de 1.14 [s] y 0.42 [s], respectivamente, como se resume en la Tabla I-6.

Tabla I-6: Propiedades de estructura en estudio.

Parámetro	Valor	Comentario
P	372.15 [ton]	Masa sísmica
T_y	1.14 [s]	Periodo dirección transversal
T_x	0.42 [s]	Periodo dirección longitudinal
Q_{min}	27.91 [tonf]	Corte sísmico mínimo ambas direcciones
Q_y	27.92 [tonf]	Corte sísmico transversal
Q_x	78.11 [tonf]	Corte sísmico longitudinal

Además del análisis se obtienen los factores de participación modal detallados en la Tabla I-7, donde se aprecia cómo, en el modo número 4, se logra una participación total en ambas direcciones superior al 90%, tal como se indica en la sección 5.6.2 de la NCh2369:2023.

Tabla I-7: Periodos naturales de vibración y masas modales.

Número de modo	Periodo [s]	Porcentaje de Masa modal dirección X	Porcentaje de Masa modal dirección Y
1	1.14	0	78%
2	0.42	78%	0
3	0.33	0	19%
4	0.17	18%	0%

d) Carga sísmica vertical (E_z)

La acción sísmica vertical se determinó según la ecuación (1.5), tal como se indica en la sección 5.7.1 de la NCh2369:2023, donde C_v corresponde al coeficiente vertical, equivalente a igual a $1.18S_{A0}/g$, lo que resulta en una reacción basal total de 131.72 [tonf].

$$Q_{EZ} = IC_v P \quad (1.5)$$

I.2.2 Combinaciones de carga

Para el diseño de los elementos de acero que componen la estructura, el cual se realizó considerando un diseño por resistencia (LRFD por sus siglas en inglés), procedimiento que tiene asociadas combinaciones de carga de origen estáticas, de acuerdo a NCh3171:2010 (INN, 2010), y sísmicas, según la sección 4.5 de la NCh2369:2023, descritas en la Tabla I-8 y Tabla I-9, respectivamente, en las cuales D corresponde a las cargas permanentes; SC las sobrecargas de uso; Ex y Ey las cargas sísmicas horizontales y Ez carga sísmica vertical. En

particular, se consideró un factor de sobrecarga a de 0.25 para las cargas sísmicas, dado el carácter operacional del proyecto, tal como se indica en comentario C.4.5.1 de la normativa.

Tabla I-8: Combinaciones de carga de origen estáticas.

LRFD1	1.4D
LRFD2	1.2D+1.6SC

Tabla I-9: Combinaciones de carga de origen sísmicas.

LRFD3	$1.2D+0.25SC+1.4(\pm 1.0E_x \pm 0.3E_y + 0.6E_z)$
LRFD4	$1.2D+0.25SC+1.4(\pm 1.0E_x \pm 0.3E_y - 0.6E_z)$
LRFD5	$1.2D+0.25SC+1.4(\pm 0.3E_x \pm 1.0E_y + 0.6E_z)$
LRFD6	$1.2D+0.25SC+1.4(\pm 0.3E_x \pm 1.0E_y - 0.6E_z)$
LRFD7	$1.2D+0.25SC+1.4(\pm 0.6E_x \pm 0.2E_y + 1.0E_z)$
LRFD8	$1.2D+0.25SC+1.4(\pm 0.6E_x \pm 0.2E_y - 1.0E_z)$
LRFD9	$1.2D+0.25SC+1.4(\pm 0.2E_x \pm 0.6E_y + 1.0E_z)$
LRFD10	$1.2D+0.25SC+1.4(\pm 0.2E_x \pm 0.6E_y - 1.0E_z)$
LRFD11	$0.9D+1.4(\pm 1.0E_x \pm 0.3E_y + 0.6E_z)$
LRFD12	$0.9D+1.4(\pm 1.0E_x \pm 0.3E_y - 0.6E_z)$
LRFD13	$0.9D+1.4(\pm 0.3E_x \pm 1.0E_y + 0.6E_z)$
LRFD14	$0.9D+1.4(\pm 0.3E_x \pm 1.0E_y - 0.6E_z)$
LRFD15	$0.9D+1.4(\pm 0.6E_x \pm 0.2E_y + 1.0E_z)$
LRFD16	$0.9D+1.4(\pm 0.6E_x \pm 0.2E_y - 1.0E_z)$
LRFD17	$0.9D+1.4(\pm 0.2E_x \pm 0.6E_y + 1.0E_z)$
LRFD18	$0.9D+1.4(\pm 0.2E_x \pm 0.6E_y - 1.0E_z)$

Considerando que la NCh2369:2023 permite el diseño de los fusibles con combinaciones de carga de origen sísmicas con sus componentes sísmicas horizontales amplificados por 0.7 veces R_1 , que en el caso de estudio corresponde a 2.1, se generan las combinaciones de carga detalladas en la Tabla I-10.

Tabla I-10: Combinaciones de carga de origen sísmicas amplificadas.

LRFD30	$1.2D+0.25SC+1.4(\pm 2.1E_x \pm 0.63E_y + 0.6E_z)$
LRFD40	$1.2D+0.25SC+1.4(\pm 2.1E_x \pm 0.63E_y - 0.6E_z)$
LRFD50	$1.2D+0.25SC+1.4(\pm 0.63E_x \pm 2.1E_y + 0.6E_z)$
LRFD60	$1.2D+0.25SC+1.4(\pm 0.63E_x \pm 2.1E_y - 0.6E_z)$
LRFD70	$1.2D+0.25SC+1.4(\pm 1.26E_x \pm 0.42E_y + 1.0E_z)$
LRFD80	$1.2D+0.25SC+1.4(\pm 1.26E_x \pm 0.42E_y - 1.0E_z)$
LRFD90	$1.2D+0.25SC+1.4(\pm 0.42E_x \pm 1.26E_y + 1.0E_z)$
LRFD100	$1.2D+0.25SC+1.4(\pm 0.42E_x \pm 1.26E_y - 1.0E_z)$
LRFD110	$0.9D+1.4(\pm 2.1E_x \pm 0.63E_y + 0.6E_z)$
LRFD120	$0.9D+1.4(\pm 2.1E_x \pm 0.63E_y - 0.6E_z)$
LRFD130	$0.9D+1.4(\pm 0.63E_x \pm 2.1E_y + 0.6E_z)$
LRFD140	$0.9D+1.4(\pm 0.63E_x \pm 2.1E_y - 0.6E_z)$
LRFD150	$0.9D+1.4(\pm 1.26E_x \pm 0.42E_y + 1.0E_z)$
LRFD160	$0.9D+1.4(\pm 1.26E_x \pm 0.42E_y - 1.0E_z)$
LRFD170	$0.9D+1.4(\pm 0.42E_x \pm 1.26E_y + 1.0E_z)$
LRFD180	$0.9D+1.4(\pm 0.42E_x \pm 1.26E_y - 1.0E_z)$

I.3 Diseño estructural

Se detalla brevemente el diseño de los elementos principales que componen el proyecto en estudio, según el tipo de sistema resistente que generan.

Como condicional general, y de acuerdo a sección 8.3.4 de la NCh2369:2023, la resistencia de las columnas de las estructuras debe ser determinada a través de combinaciones de carga en las cuales el estado de carga sísmico horizontal ha sido amplificado por 0.7 veces R_1 , valor que debe ser mayor o igual a 1.

I.3.1 Marcos arriostrado concéntricamente

Los marcos arriostrados concéntricamente (MAC por sus siglas) son sistemas que poseen arriostramientos en su configuración (tipos X, V o V invertida), elementos encargados de disipar la energía generada durante un evento sísmico. Los elementos que los componen deben ser diseñados tal como se indica en la sección 8.6 de la NCh2369:2023.

A su vez, y de acuerdo a la sección 8.6.3 de NCh2369:2023, los elementos sismorresistentes que trabajen en compresión deben tener razones ancho/espesor, menores a la esbeltez de ductilidad intermedia λ_{md} establecidas en la Tabla n°8 de la normativa, además, la esbeltez global debe ser menor que $1.5\pi\sqrt{E/F_y}$. Sin embargo, dispensa de esta exigencia aquellos elementos cuya resistencia requerida es determinada a través de combinaciones de carga en las cuales el estado de carga sísmico horizontal ha sido amplificado por 0.7 veces R1, valor que debe ser mayor o igual a 1.

Junto con lo anterior, en la sección 8.6.6 de la normativa, se exige que el efecto sísmico en las vigas debe ser determinado por equilibrio, considerando que la diagonal comprimida presente su capacidad residual y la diagonal traccionada su capacidad esperada, valor que no necesita ser mayor a aquella determinada utilizando las combinaciones de carga en las cuales el estado de carga sísmico horizontal ha sido amplificado por 0.7 veces R1, valor que debe ser mayor o igual a 1.

Los elementos de los marcos arriostrados son detallados en la Tabla I-11, donde se describen sus dimensiones.

Tabla I-11: Perfiles propuestos marcos arriostrados.

Tipo de elemento	Perfil	Altura [cm]	Ancho ala [cm]	Espesor alma [cm]	Espesor ala [cm]
Columna 1	IN45x64.4	45	20	0.8	1.2
Columna 2	IN80x250	80	35	1.0	3.5
Viga – Piso 1	IN30x83.1	30	25	0.6	1.8
Viga – Piso 2	IN30x62.9	30	20	0.6	1.8
Viga – Piso 3	IN30x41.3	30	15	0.6	1.2
Viga – Piso 4	IN25x43.4	25	15	0.6	1.4
Viga – Piso 5	IN30x41.3	30	15	0.6	1.2
Viga – Piso 6	IN20x16.8	20	10	0.5	0.8
Diagonales	HE15x38.2	15	15	1.0	1.2

Para la verificación de los perfiles de acuerdo a NCh2369:2023, se detallan los largos en las direcciones x e y (L_x y L_y , respectivamente) y las constantes de pandeo, en ambas direcciones, (k_x y k_y , respectivamente), dada las configuraciones del proyecto, en la Tabla I-12.

Tabla I-12: Largos y constantes de pandeo de perfiles propuestos para marcos arriostrados.

Perfil	L_x [cm]	L_y [cm]	k_x	k_y
IN45x64.4	570	570	2	1
IN80x250	570	570	2	1
IN30x83.1	700	200	1	1
IN30x62.9	700	200	1	1
IN30x41.3	700	300	1	1
IN25x43.4	700	200	1	1
IN30x41.3	700	200	1	1
IN20x16.8	700	200	1	1

Considerando las solicitaciones máximas producto de las combinaciones detalladas, se obtienen razones de uso, tanto para la interacción carga axial-momento ($R(P,M)$) como la de corte ($R(V)$) menores a 1, como se detalla en la Tabla I-13 a Tabla I-22, donde: P corresponde a la carga axial; M_{xx} el momento en torno a la dirección horizontal; M_{yy}

momento en torno a la dirección vertical; V_{xx} el corte en torno a la dirección horizontal y

V_{yy} el corte en torno a la horizontal.

Tabla I-13: Razones de uso para columnas IN80x250 de marco resistente a momento tipo 1.

	P [tonf]	M_{xx} [tonf-m]	M_{yy} [tonf-m]	V_x [tonf]	V_y [tonf]	R (P,M)	R (V)
Resistencia Nominal LRFD	534.29	222.64	32.55	109.30	278.93	0.92	0.12
Solicitud máxima LRFD50	400.76	42.60	0	12.53	4.76		

Tabla I-14: Razones de uso para columna IN45x64.4 de marco resistente a momento tipo 2.

	P [tonf]	M_{xx} [tonf-m]	M_{yy} [tonf-m]	V_x [tonf]	V_y [tonf]	R (P,M)	R (V)
Resistencia Nominal LRFD	78.86	28.52	3.65	49.18	54.65	0.96	0.06
Solicitud máxima LRFD2	49.04	10.63	0	2.69	0		

Tabla I-15: Razones de uso para viga IN30x83.1 de piso 1 de marcos arriostrados.

	P [tonf]	M_{xx} [tonf-m]	M_{yy} [tonf-m]	V_x [tonf]	V_y [tonf]	R (P,M)	R (V)
Resistencia Nominal LRFD	170.50	31.28	1.29	24.59	122.96	0.71	0.01
Solicitud máxima LRFD90 (Carga axial con desbalance)	74.68	7.21	0.10	0.15	0.32		

Tabla I-16: Razones de uso para viga IN30x62.9 de piso 2 de marcos.

	P [tonf]	M_{xx} [tonf-m]	M_{yy} [tonf-m]	V_x [tonf]	V_y [tonf]	R (P,M)	R (V)
Resistencia Nominal LRFD	143.43	23.15	0.73	24.59	87.44	0.46	0
Solicitud máxima LRFD90 (Carga axial con desbalance)	22.62	8.54	0.01	0.02	1.64		

Tabla I-17: Razones de uso para viga IN30x41.3 de piso 3 de marcos arriostrados.

	P [tonf]	M_{xx} [tonf-m]	M_{yy} [tonf-m]	V_x [tonf]	V_y [tonf]	R (P,M)	R (V)
Resistencia Nominal LRFD	93.25	12.93	2.05	24.59	40.99	0.28	0.05
Solicitud máxima LRFD90	18.32	0.70	0.03	0.07	1.20		

Tabla I-18: Razones de uso para viga IN30x41.3 de piso 3 de marcos arriostrados, sin arriostramiento V invertido.

	P [tonf]	M_{xx} [tonf-m]	M_{yy} [tonf-m]	V_x [tonf]	V_y [tonf]	R (P,M)	R (V)
Resistencia Nominal LRFD	93.25	12.93	2.05	24.59	40.99	0.92	0
Solicitud máxima LRFD2	0.29	11.85	0	0	0		

Tabla I-19: Razones de uso para viga IN25x43.4 de piso 4 de marcos arriostrados.

	P [tonf]	M_{xx} [tonf-m]	M_{yy} [tonf-m]	V_x [tonf]	V_y [tonf]	R (P,M)	R (V)
Resistencia Nominal LRFD	100.82	11.66	2.39	20.49	47.82	0.64	0.01
Solicitud máxima LRFD90 (Carga axial con desbalance)	28.61	4.77	0	0.02	0.10		

Tabla I-20: Razones de uso para viga IN30x41.3 de piso 5 de marcos arriostrados.

	P [tonf]	M_{xx} [tonf-m]	M_{yy} [tonf-m]	V_x [tonf]	V_y [tonf]	R (P,M)	R (V)
Resistencia Nominal LRFD	102.05	12.93	2.05	24.59	40.99	0.07	0
Solicitud máxima LRFD90 (Carga axial con desbalance)	1.34	0.3	0.08	0.06	0.50		

Tabla I-21: Razones de uso para viga IN30x41.3 de piso 5 de marcos arriostrados, sin arriostramiento V invertido.

	P [tonf]	M_{xx} [tonf-m]	M_{yy} [tonf-m]	V_x [tonf]	V_y [tonf]	R (P,M)	R (V)
Resistencia Nominal LRFD	102.05	12.93	2.05	24.59	40.99	0.91	0.10
Solicitud máxima LRFD30	0.10	11.69	0.01	0	2.43		

Tabla I-22: Razones de uso para viga IN20x16.8 de piso 6 de marcos arriostrados.

	P [tonf]	M_{xx} [tonf-m]	M_{yy} [tonf-m]	V_x [tonf]	V_y [tonf]	R (P,M)	R (V)
Resistencia Nominal LRFD	38.58	3.92	0.09	13.66	21.86	0.95	0
Solicitud máxima LRFD90 (Carga axial con desbalance)	12.19	0.56	0	0.01	0.02		

Las diagonales son diseñadas tal como se indica en NCh2369:2023 sección 8.6.3, y el detalle del cumplimiento de las razones de uso y razones menores a las de ductilidad intermedia y esbeltez global se describe en la Tabla I-23 a Tabla I-25.

Tabla I-23: Razones de uso para diagonal HE15x38.2 de marco arriostrado.

	P [tonf]	M_{xx} [tonf-m]	M_{yy} [tonf-m]	V_x [tonf]	V_y [tonf]	R (P,M)	R (V)
Resistencia Nominal LRFD	90.30	10.37	4.55	16.39	65.58	0.60	0.01
Solicitud máxima LRFD3	50.61	0.22	0.10	0.02	0.18		

Tabla I-24: Razones ancho/espesor para diagonal HE15x38.2 de marco arriostrado.

Parámetro/Valor	Ala	Alma
λ_{md}	9.96	39.10
λ	8.33	29.33

Tabla I-25: Esbeltez global para diagonal HE15x38.2 de marco arriostrado.

Parámetro	Valor
$1.5\pi \sqrt{E/F_y}$	133.81
kL/r	86.08

Se detalla en la Tabla I-26 la verificación de las deformaciones horizontales máximas en los marcos arriostrados, la cual cumple con las exigencias de NCh2369:2023, considerando que las razones de uso (R) son menores a 1. Mientras que en la Tabla I-27, se describen las deformaciones verticales máximas, a nivel de servicio, que para el caso en estudio se considera el largo de las vigas L sobre 300.

Tabla I-26: Deformaciones horizontales máximas en marcos arriostrados.

Piso	Δ_x [cm]	h [cm]	Δ_{max} [cm] [0.015h]	R
1	1.98	570	8.55	0.23
2	3.15	550	8.25	0.38
3	2.49	400	6.00	0.41
4	3.01	500	7.50	0.40
5	1.50	275	4.13	0.36
6	1.34	275	4.13	0.33

Tabla I-27: Deformaciones verticales máximas en marcos arriostrados.

Piso	Elemento	Δ [cm]	L [cm]	Δ_{max} [cm] [L/300]	R
1	IN30x83.1	1.59	700	2.33	0.19
2	IN30x62.9	1.77	700	2.33	0.21
3	IN30x41.3	1.49	350	1.17	0.17
4	IN25x43.3	1.65	700	2.33	0.36
5	IN30x41.3	0.69	350	1.17	0.17
6	IN20x16.8	0.61	700	2.33	0.15

Finalmente, se modelan los perfiles en el software SAP2000 como se detalla en la Figura I-9.

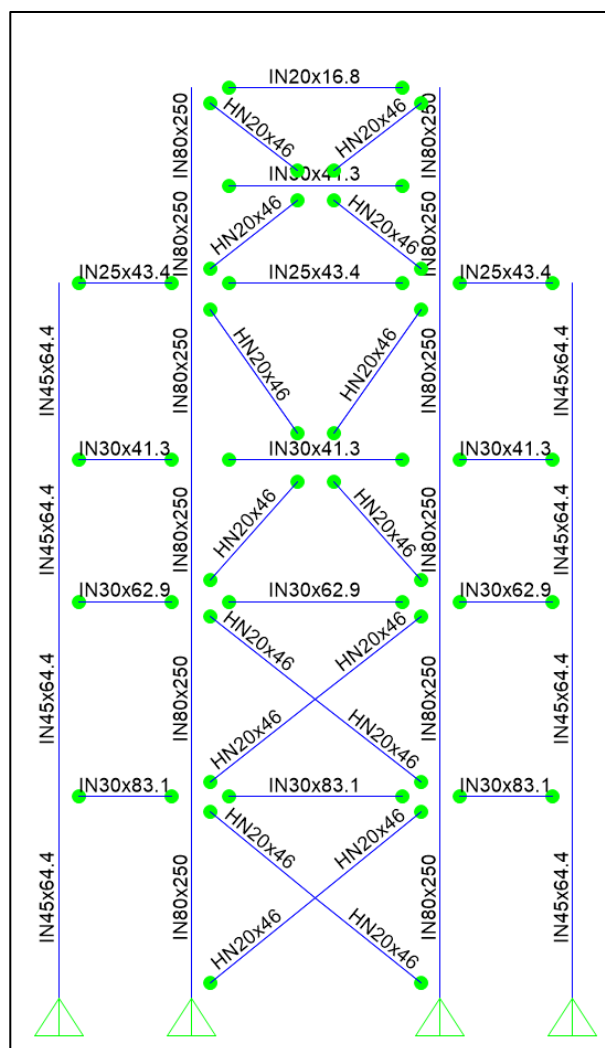


Figura I-9: Marco arriostrado tipo.
Fuente: Elaboración propia.

I.3.2 Marcos resistentes a momento

Los marcos resistentes a momento (MRM por sus siglas) son sistemas que no poseen arriostramientos en su configuración, ya que las conexiones basales y extremos de sus vigas son las encargadas de disipar la energía generada durante un evento sísmico, y deben ser diseñados cumpliendo la sección 8.7 de la NCh2369:2023.

De acuerdo a la sección 8.7.3 de la NCh2369:2023, las secciones transversales de vigas que componen estos tipos de marcos deben tener razones ancho/espesor, menores a la ductilidad intermedia λ_{md} establecidas en la Tabla 8 de la normativa. Sin embargo, dispensa de esta exigencia aquellos elementos en que la resistencia requerida es determinada, utilizando las combinaciones de carga en las cuales el estado de carga sísmico horizontal ha sido amplificado por 0.7 veces R_1 , valor que debe ser mayor o igual a 1, condición que no fue utilizada para el diseño de las vigas.

Además, en cuanto a las vigas, se debe verificar que la longitud no arriostrada (L) sea mayor a longitud b (L_b), equivalente a $0.19r_yE/(R_yF_y)$, tal como se indica en la sección 8.7.7 de la NCh2369:2023.

Los elementos de los dos tipos de marcos resistentes a momento son detallados en la Tabla I-28 y Tabla I-29, donde se describen sus dimensiones.

Tabla I-28: Perfiles propuestos para marco resistente a momento tipo 1.

Tipo de elemento	Perfil	Altura [cm]	Ancho ala [cm]	Espesor alma [cm]	Espesor ala [cm]
Columna	IN80x250	80	35	1.0	3.5
Viga – Piso 1	IN60x152	60	30	0.8	2.5
Viga – Piso 2	IN50x92.2	50	25	0.8	1.6
Viga – Piso 3	IN50x114	50	30	0.8	1.8
Viga – Piso 4	IN45x96.6	45	25	0.8	1.8
Viga – Piso 5	IN45x76.5	45	20	0.8	1.6
Viga – Piso 6	IN45x89.1	45	25	0.8	1.6

Tabla I-29: Perfiles propuestos para marco resistente a momento tipo 2.

Tipo de elemento	Perfil	Altura [cm]	Ancho ala [cm]	Espesor alma [cm]	Espesor ala [cm]
Columna	IN45x64.4	45	20	0.8	1.2
Viga – Piso 1	IN40x61.5	40	20	0.6	1.4
Viga – Piso 2 y 3	IN30x50.7	30	20	0.6	1.2
Viga – Piso 4	IN30x56.8	30	20	0.6	1.4

Para la verificación de los perfiles de acuerdo a NCh2369:2023, se detallan los largos L y constante de pandeo k , dada la configuración del proyecto, en la Tabla I-30 y Tabla I-31.

Tabla I-30: Largos y constantes de pandeo de perfiles propuestos para marco resistente a momento tipo 1.

Perfil	L_x [cm]	L_y [cm]	k_x	k_y
IN80x250	570	570	2	1
IN60x152	1,100	150	1	1
IN50x92.2	1,100	150	1	1
IN50x114	1,100	150	1	1
IN45x96.6	1,100	250	1	1
IN45x76.5	1,100	250	1	1
IN45x89.1	1,100	250	1	1

Tabla I-31: Largos y constantes de pandeo de perfiles propuestos para marco resistente a momento tipo 2.

Perfil	L_x [cm]	L_y [cm]	k_x	k_y
IN45x64.4	570	570	2	1
IN40x61.5	1,100	240	1	1
IN30x50.7	1,100	240	1	1
IN30x56.8	1,100	240	1	1

Considerando las solicitaciones máximas producto de las combinaciones detalladas, se obtienen razones de uso menores a 1, como se detalla en la Tabla I-32 a Tabla I-58, con lo que se verifica el cumplimiento de la normativa.

Tabla I-32: Razones de uso para viga IN60x152 de marco resistente a momento tipo 1.

	P [tonf]	M_{xx} [tonf-m]	M_{yy} [tonf-m]	V_x [tonf]	V_y [tonf]	R (P,M)	R (V)
Resistencia Nominal LRFD	403.17	111.97	2.58	65.58	204.93	0.88	0.11
Solicitud máxima LRFD5	2.034	97.901	0.003	0.079	23.14		

Tabla I-33: Razones ancho/espesor de viga IN60x152 en piso 1 de marco resistente a momento tipo 1.

Parámetro/Valor	Ala	Alma
λ_{md}	9.96	97.37
λ	6	68.75

Tabla I-34: Longitud no arriostrada de viga IN60x152 en piso 1 de marco resistente a momento tipo 1.

Parámetro	Valor
L	170 [cm]
L _b	528 [cm]

Tabla I-35: Razones de uso para viga IN50x92.2 en piso 2 de marco resistente a momento tipo 1.

	P [tonf]	M_{xx} [tonf-m]	M_{yy} [tonf-m]	V_x [tonf]	V_y [tonf]	R (P,M)	R (V)
Resistencia Nominal LRFD	232.67	54.06	1.15	54.65	109.30	0.97	0.13
Solicitud máxima LRFD5	1.99	52.34	0	0.20	14		

Tabla I-36: Razones ancho/espesor de viga IN50x92.2 en piso 2 de marco resistente a momento tipo 1.

Parámetro/Valor	Ala	Alma
λ_{md}	9.96	98.01
λ	7.81	58.50

Tabla I-37: Longitud no arriostrada de viga IN50x92.2 en piso 2 de marco resistente a momento tipo 1.

Parámetro	Valor
L	170 [cm]
L _b	413 [cm]

Tabla I-38: Razones de uso para viga IN50x114 en piso 3 de marcos resistente a momento tipo 1.

	P [tonf]	M_{xx} [tonf-m]	M_{yy} [tonf-m]	V_x [tonf]	V_y [tonf]	R (P,M)	R (V)
Resistencia Nominal LRFD	276.88	69.07	1.86	54.65	147.55	0.88	0.09
Solicitud máxima LRFD2	0.70	60.50	0.01	0.20	31.81		

Tabla I-39: Razones ancho/espesor de viga IN50x114 en piso 3 de marco resistente a momento tipo 1.

Parámetro/Valor	Ala	Alma
λ_{md}	9.96	97.38
λ	8.33	58

Tabla I-40: Longitud no arriostrada de viga IN50x114 en piso 3 de marco resistente a momento tipo 1.

Parámetro	Valor
L	150 [cm]
L _b	518 [cm]

Tabla I-41: Razones de uso para viga IN45x96.6 en piso 4 de marcos resistente a momento tipo 1.

	P [tonf]	M_{xx} [tonf-m]	M_{yy} [tonf-m]	V_x [tonf]	V_y [tonf]	R (P,M)	R (V)
Resistencia Nominal LRFD	233.67	52.07	1.29	49.18	122.96	0.88	0.16
Solicitud máxima LRFD2	3.67	42.78	0.01	0.05	20.04		

Tabla I-42: Razones ancho/espesor de viga IN45x96.6 en piso 4 de marco resistente a momento tipo 1.

Parámetro/Valor	Ala	Alma
λ_{md}	9.96	97.38
λ	6.94	51.75

Tabla I-43: Longitud no arriostrada de viga IN45x96.6 en piso 4 de marco resistente a momento tipo 1.

Parámetro	Valor
L	150 [cm]
L _b	518 [cm]

Tabla I-44: Razones de uso para viga IN45x76.5 en piso 5 de marcos resistente a momento tipo 1.

	P [tonf]	M _{xx} [tonf-m]	M _{yy} [tonf-m]	V _x [tonf]	V _y [tonf]	R (P,M)	R (V)
Resistencia Nominal LRFD	185.87	39.09	0.74	49.18	87.44	0.86	0.17
Solicitud máxima LRFD2	3.10	33.02	0	0.01	14.79		

Tabla I-45: Razones ancho/espesor de viga IN45x76.5 en piso 5 de marco resistente a momento tipo 1.

Parámetro/Valor	Ala	Alma
λ_{md}	9.96	97.38
λ	6.25	52.25

Tabla I-46: Longitud no arriostrada de viga IN45x76.5 en piso 5 de marco resistente a momento tipo 1.

Parámetro	Valor
L	150 [cm]
L _b	325 [cm]

Tabla I-47: Razones de uso para viga IN45x89.1 en piso 6 de marco resistente a momento tipo 1.

	P [tonf]	M _{xx} [tonf-m]	M _{yy} [tonf-m]	V _x [tonf]	V _y [tonf]	R (P,M)	R (V)
Resistencia Nominal LRFD	215.70	47.49	1.15	49.18	109.30	0.91	0.18
Solicitud máxima LRFD50	3.65	42.67	0.01	0.05	19.95		

Tabla I-48: Razones ancho/espesor de viga IN45x89.1 en piso 6 de marco resistente a momento tipo 1.

Parámetro/Valor	Ala	Alma
λ_{md}	9.96	97.38
λ	7.81	52.25

Tabla I-49: Longitud no arriostrada de viga IN45x89.1 en piso 6 de marco resistente a momento tipo 1.

Parámetro	Valor
L	150 [cm]
L _b	420 [cm]

Tabla I-50: Razones de uso para viga IN40x61.5 en piso 1 de marco resistente a momento tipo 2.

	P [tonf]	M _{xx} [tonf-m]	M _{yy} [tonf-m]	V _x [tonf]	V _y [tonf]	R (P,M)	R (V)
Resistencia Nominal LRFD	144.62	26.69	4.25	32.79	63.76	0.88	0.35
Solicitud máxima LRFD2	1.09	23.47	0	11.46	0		

Tabla I-51: Razones ancho/espesor de viga IE50x55.90 en piso 1 de marco resistente a momento tipo 2.

Parámetro/Valor	Ala	Alma
λ_{md}	9.96	97.90
λ	7.14	62

Tabla I-52: Longitud no arriostrada de viga IE50x55.90 en piso 1 de marco resistente a momento tipo 2.

Parámetro	Valor
L	190 [cm]
L _b	339 [cm]

Tabla I-53: Razones de uso para viga IN30x50.7 en piso 2 y 3 de marco resistente a momento tipo 2.

	P [tonf]	M _{xx} [tonf-m]	M _{yy} [tonf-m]	V _x [tonf]	V _y [tonf]	R (P,M)	R (V)
Resistencia Nominal LRFD	101.77	16.71	3.64	24.59	54.65	0.96	0.34
Solicitud máxima LRFD5	1.87	15.89	0	8.43	0		

Tabla I-54: Razones ancho/espesor de viga IN30x50.7 en piso 2 y 3 de marco resistente a momento tipo 2.

Parámetro/Valor	Ala	Alma
λ_{md}	9.96	98.01
λ	8.33	46

Tabla I-55: Longitud no arriostrada de viga IN30x50.7 en piso 2 y 3 de marco resistente a momento tipo 2.

Parámetro	Valor
L	190 [cm]
L_b	345 [cm]

Tabla I-56: Razones de uso para viga IN30x56.8 en piso 4 de marco resistente a momento tipo 2.

	P [tonf]	M_{xx} [tonf-m]	M_{yy} [tonf-m]	V_x [tonf]	V_y [tonf]	R (P,M)	R (V)
Resistencia Nominal LRFD	114.45	18.93	4.25	24.59	63.76	0.71	0.28
Solicitud máxima LRFD5	4.17	13.06	0	6.87	0.04		

Tabla I-57: Razones ancho/espesor de viga IN30x56.8 en piso 4 de marco resistente a momento tipo 2.

Parámetro/Valor	Ala	Alma
λ_{md}	9.96	98.01
λ	7.14	45.33

Tabla I-58: Longitud no arriostrada de viga IN30x56.8 en piso 4 de marco resistente a momento tipo 2.

Parámetro	Valor
L	190 [cm]
L_b	352 [cm]

Se detalla en la Tabla I-59 y Tabla I-60 las deformaciones laterales máximas (Δ_h), las que se comparan con las máximas (Δ_{max-x}) exigidas por la NCh2369:2023. Mientras que en la Tabla I-61 y Tabla I-62, se describen las deformaciones verticales (Δ_v) y se comparan con las máximas permitidas (Δ_{max-v}), a nivel de servicio, que para el caso en estudio se considera el largo de las vigas L sobre 300.

Tabla I-59: Deformaciones horizontales máximas en marco resistente a momento tipo 1.

Piso	Δ_h [cm]	$\Delta_{\max-h}$ [cm] [0.015h]	Estado
1	1.98	8.55	Cumple
2	3.15	8.25	Cumple
3	2.49	6.00	Cumple
4	3.01	7.50	Cumple
5	1.50	4.13	Cumple
6	1.34	4.13	Cumple

Tabla I-60: Deformaciones horizontales máximas en marco resistente a momento tipo 2.

Piso	Δ_h [cm]	$\Delta_{\max-h}$ [cm] [0.015h]	Estado
1	2.00	8.55	Cumple
2	3.17	8.25	Cumple
3	2.49	6.00	Cumple
4	2.93	7.50	Cumple

Tabla I-61: Deformaciones verticales máximas en marco resistente a momento tipo 1.

Piso	Elemento	Δ_v [cm]	L [cm]	$\Delta_{\max-v}$ [cm] [L/300]	Estado
1	IN60x152	1.49	1,100	3.67	Cumple
2	IN50x92.2	1.17	1,100	3.67	Cumple
3	IN50x114	1.27	1,100	3.67	Cumple
4	IN45x96.6	1.43	1,100	3.67	Cumple
5	IN45x76.5	1.63	1,100	3.67	Cumple
6	IN45x89.1	1.73	1,100	3.67	Cumple

Tabla I-62: Deformaciones verticales máximas en marco resistente a momento tipo 2.

Piso	Elemento	Δ_v [cm]	$\Delta_{\max-v}$ [cm] [L/300]	Estado
1	IN40x61.5	1.98	3.67	Cumple
2	IN30x50.7	2.03	3.67	Cumple
3	IN30x50.7	0.67	3.67	Cumple
4	IN30x56.8	2.03	3.67	Cumple

Finalmente, se modelan los perfiles en el software SAP2000, como se detalla en la Figura I-10 y Figura I-11.

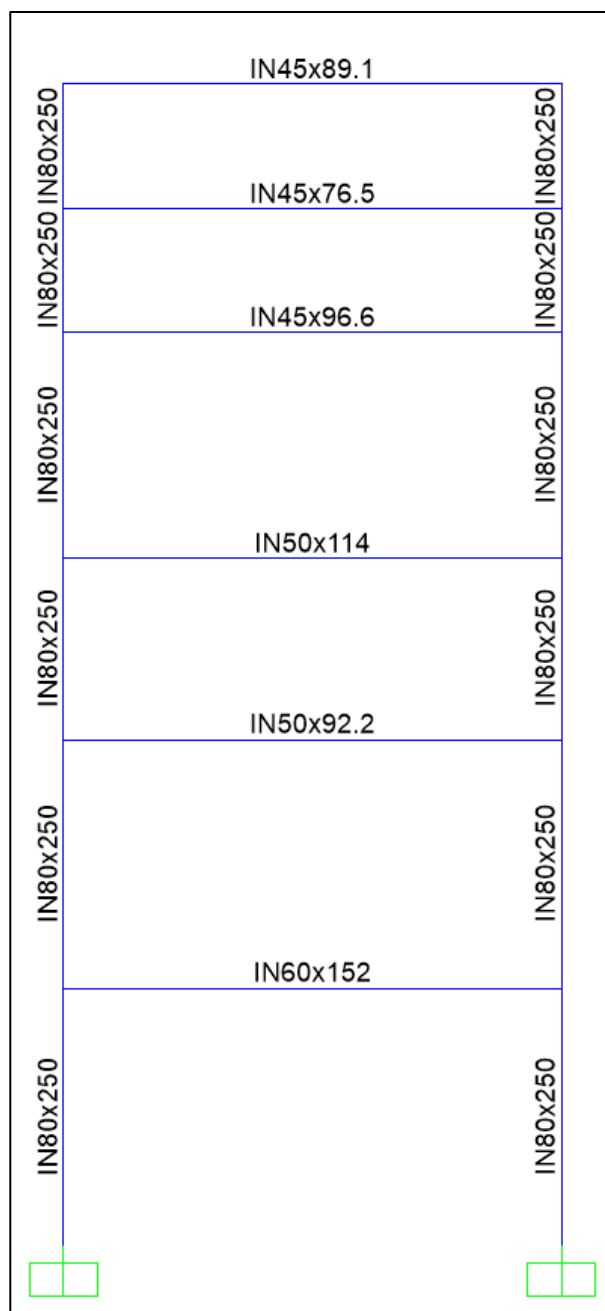


Figura I-10: Marco resistente a momento tipo 1.
Fuente: Elaboración propia.

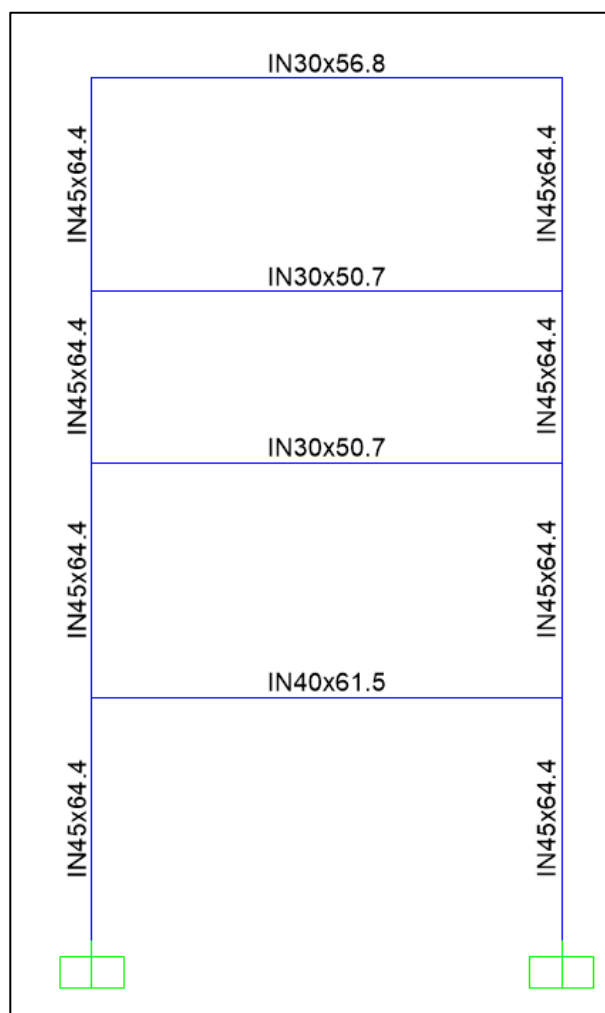


Figura I-11: Marco resistente a momento tipo 2.
Fuente: Elaboración propia.

I.3.3 Sistema de arriostramiento horizontal

Los perfiles que componen el sistema de arriostramiento horizontal son los encargados de transmitir las cargas laterales a las columnas y vigas principales, y estas las descargan al nivel de fundaciones, por lo que su respuesta durante un evento sísmico es fundamental, y deben ser diseñados, tal como se indica en la sección 8.8 de la NCh2369:2023.

De acuerdo a la sección 8.8.4 de la NCh2369:2023, las diagonales y puntales del sistema deben tener razones ancho/espesor, menores a la ductilidad intermedia λ_r establecidas en la Tabla 8 de la normativa, además, la esbeltez global debe ser menor que $1.5\pi\sqrt{E/F_y}$, donde E es el módulo elástico del acero ASTM A36 de 2,040,000 [kgf/cm²] y F_y la tensión de fluencia especificada del acero de 2,530 [kgf/cm²].

Sin embargo, dispensa de esta exigencia aquellos elementos cuya resistencia requerida es determinada, utilizando las combinaciones de carga en las cuales el estado de carga sísmico horizontal ha sido amplificado por 0.7 veces R1, valor que debe ser mayor o igual a 1, o con la máxima capacidad en compresión esperada del elemento.

II. MODELACIÓN NO LINEAL DE ESTRUCTURA

En esta sección se presenta la modelación de los fusibles estructurales del proyecto en estudio, a modo de representar el comportamiento de la estructura frente a deformación que generan la incursión en el rango no lineal de estos elementos.

II.1 Marcos resistentes a momento

En las vigas del modelo se incorporan rótulas en sus extremos, mientras que, en las columnas en su extremo inferior, a través de la metodología planteado por ASCE41-17 (ASCE, 2017).

II.1.1 Rótulas de vigas

Se define la curva esqueleto de las rótulas dispuestas en los extremos de las vigas, a través de la metodología planteada en el capítulo 9.4.2.2 de ASCE41-17 (ASCE, 2017), la que sigue la curva indicada en la Figura II-1. Los parámetros característicos se determinan a partir de la ecuación (2.1) a (2.3), de acuerdo a la clasificación descrita en la Figura II-2, donde θ_y es la rotación de fluencia de la sección; M_{pe} la capacidad flexural esperada de la sección determinada de acuerdo a capítulo F2.1 de AISC360-16 (AISC, 2016), sustituyendo la tensión especificada F_y por la esperada F_{ye} , equivalente a 1.3 (R_y) veces la tensión de fluencia especificada F_y ; Z_x el módulo de sección plástico en torno al eje x de la sección; L el largo del elemento, I la inercia en torno al eje x de la sección; A_s el área de corte efectiva y G es el módulo de corte del acero ASTM A36, igual a 787,000 [kg/cm²].

$$\theta_y = \frac{M_{pe}L(1 + \eta)}{6EI} \quad (2.1)$$

$$M_{pe} = F_{ye}Z_x \rightarrow M_{pe} = R_yF_yZ_x \quad (2.2)$$

$$\eta = \frac{12EI}{L^2 GA_s} \quad (2.3)$$

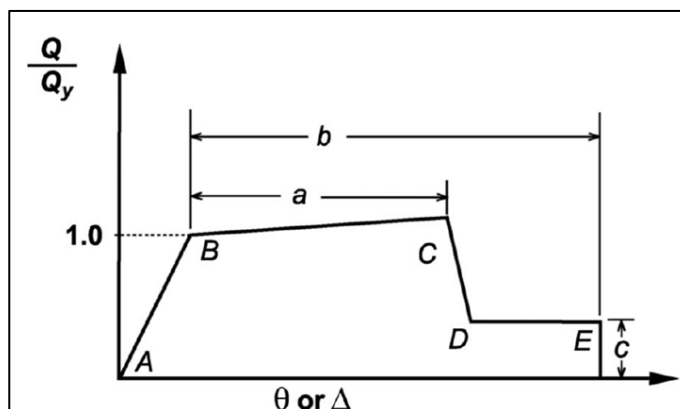


Figura II-1: Curva esqueleto de rótulas en vigas de marcos resistentes a momento.
Fuente: Figura 9-2 de ASCE41-17 (ASCE, 2017).

Modeling Parameters		Acceptance Criteria		
		Plastic rotation angle (radians) Performance Level		
Plastic rotation angle a and b (radians)	Residual strength ratio c	IO	LS	CP
Beams				
1. Where: $\frac{b_f}{2t_f} \leq 0.30\sqrt{\frac{E}{F_{ye}}}$ and $\frac{h}{t_w} \leq 2.45\sqrt{\frac{E}{F_{ye}}}$	$a = 9\theta_y$ $b = 11\theta_y$ $c = 0.6$	0.25 ^a	^a	^b
2. Where: $\frac{b_f}{2t_f} \geq 0.38\sqrt{\frac{E}{F_{ye}}}$ or $\frac{h}{t_w} \geq 3.76\sqrt{\frac{E}{F_{ye}}}$	$a = 4\theta_y$ $b = 6\theta_y$ $c = 0.2$	0.25 ^a	0.75 ^a	^a
3. Other: Linear interpolation between the values on lines 1 and 2 for both flange slenderness (first term) and web slenderness (second term) shall be performed, and the lower resulting value shall be used.				

Figura II-2: Parámetros y criterios de aceptación de curva no lineal para vigas de marcos resistentes a momento.

Fuente: Extracto de Tabla 9-7.1 de ASCE41-17 (ASCE, 2017).

Considerando las vigas de los marcos resistentes a momento, es posible definir las rótulas detallada en la Figura II-3 a Figura II-11, a partir de los parámetros resumidos en la Tabla II-1 y Tabla II-2. Las relaciones de las rótulas descritas corresponden a momentos positivos y negativos, pues la relación es simétrica.

Tabla II-1: Parámetros característicos de rótulas de vigas de marco resistente a momento tipo 1.

Elemento	Parámetro	Valor
IN60x152	η	0.079
	M_{pe}	161.74 [tonf-m]
	θ_y	0.012 [rad]
	a	7.81
	b	9.81
	c	0.51
IN50x92.2	η	0.037
	M_{pe}	78.08 [tonf-m]
	θ_y	0.014 [rad]
	a	8.14
	b	10.14
	c	0.53
IN50x114	η	0.048
	M_{pe}	99.77 [tonf-m]
	θ_y	0.014 [rad]
	a	6.84
	b	8.84
	c	0.43
IN45x96.6	η	0.036
	M_{pe}	75.21 [tonf-m]
	θ_y	0.015 [rad]
	a	9
	b	11
	c	0.60
IN45x76.5	η	0.027
	M_{pe}	57.17 [tonf-m]
	θ_y	0.015 [rad]
	a	9
	b	11
	c	0.60
IN45x89.1	η	0.033
	M_{pe}	68.59 [tonf-m]
	θ_y	0.015 [rad]
	a	8.14
	b	10.14
	c	0.53

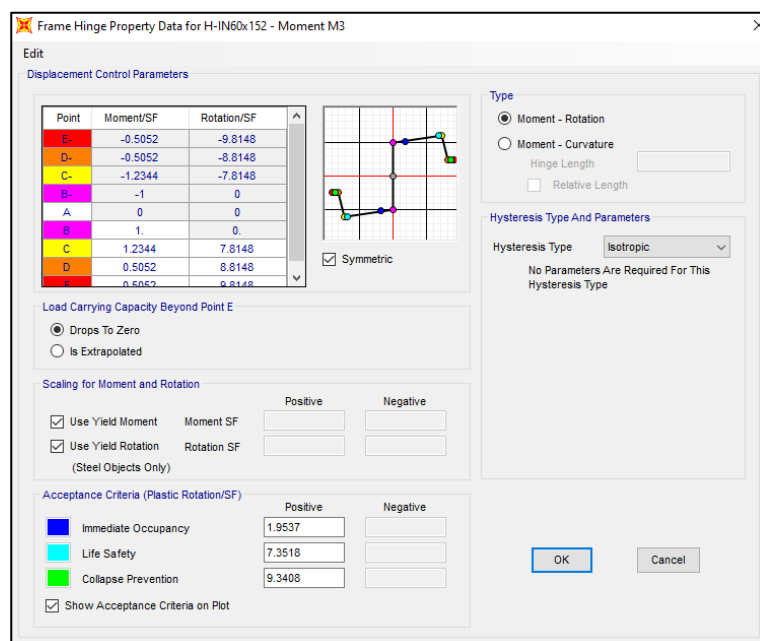


Figura II-3: Curva esqueleto de rótulas de vigas IN60x152 de marcos resistentes a momento tipo 1.
Fuente: Elaboración propia.

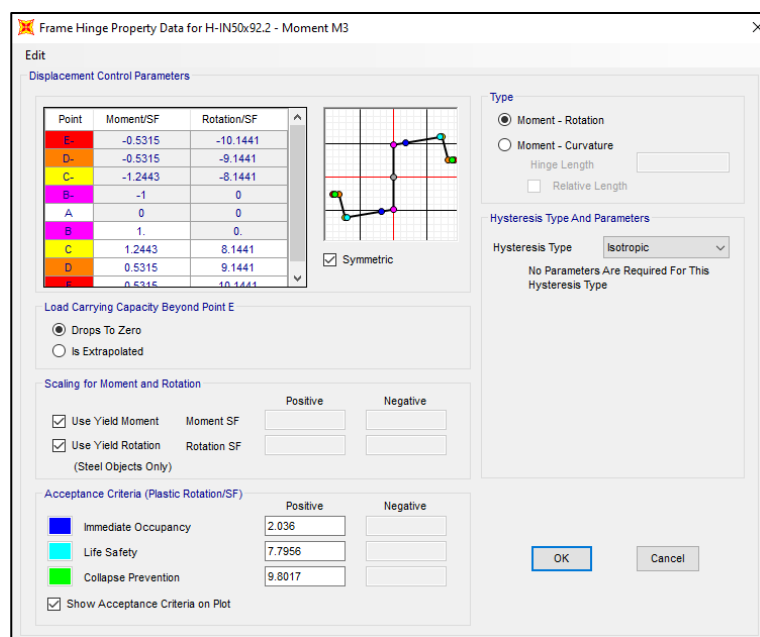


Figura II-4: Curva esqueleto de rótulas de vigas IN50x92.2 de marcos resistentes a momento tipo 1.
Fuente: Elaboración propia.

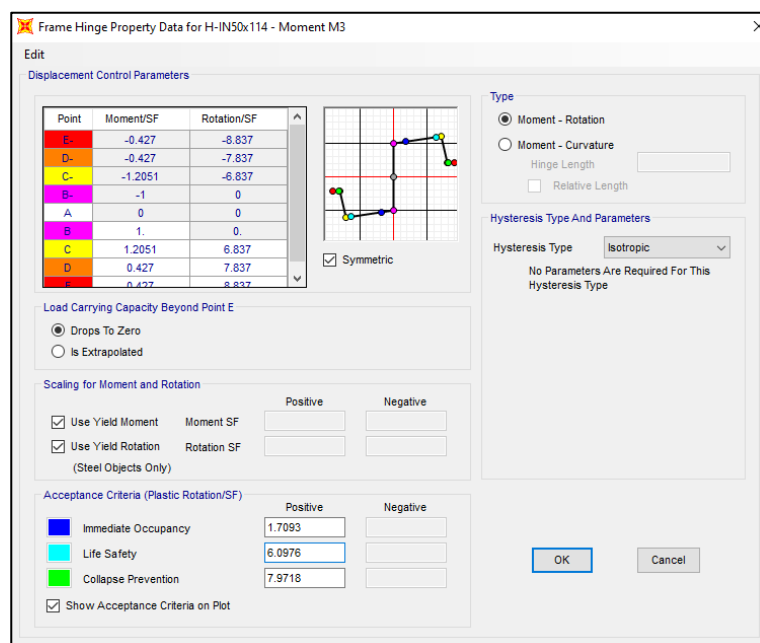


Figura II-5: Curva esqueleto de rótulas de vigas IN50x114 de marcos resistentes a momento tipo 1.
Fuente: Elaboración propia.

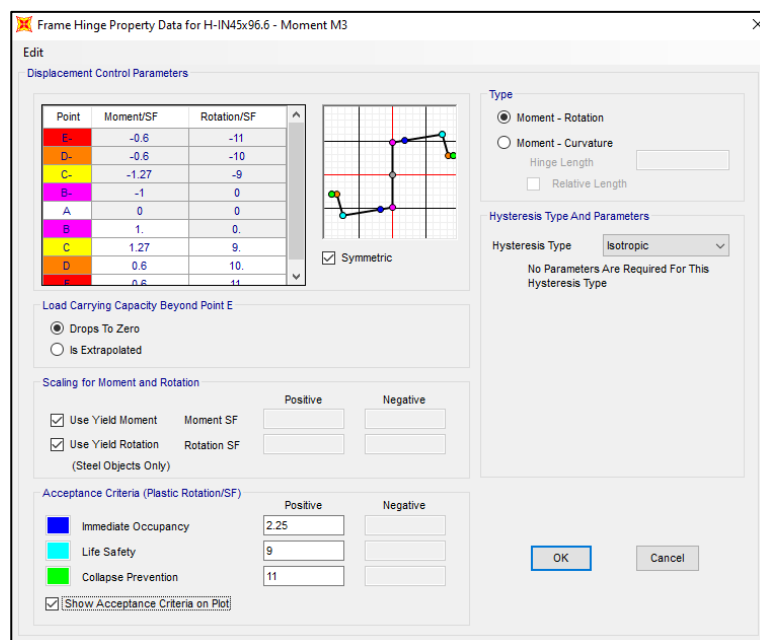


Figura II-6: Curva esqueleto de rótulas de vigas IN45x96.6 de marcos resistentes a momento tipo 1.
Fuente: Elaboración propia.

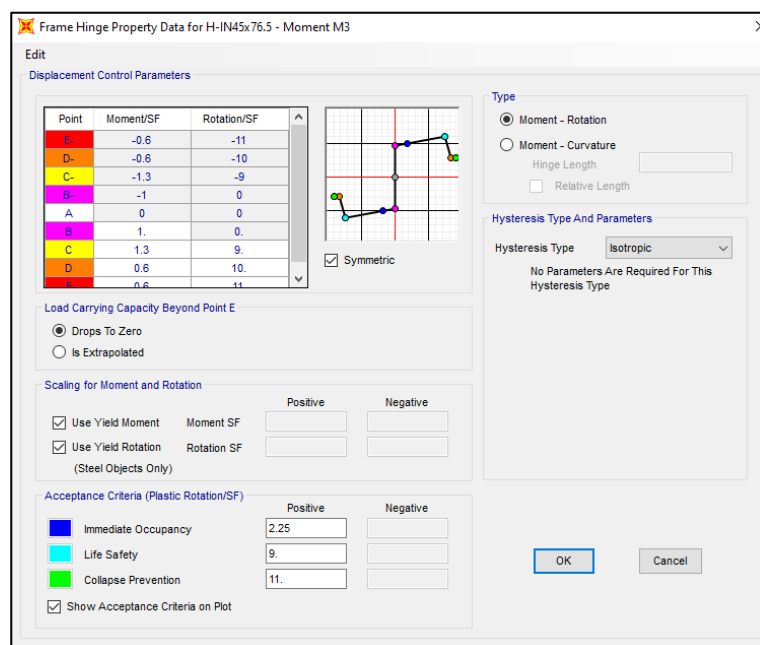


Figura II-7: Curva esqueleto de rótulas de vigas IN45x76.5 de marcos resistentes a momento tipo 1.
Fuente: Elaboración propia.

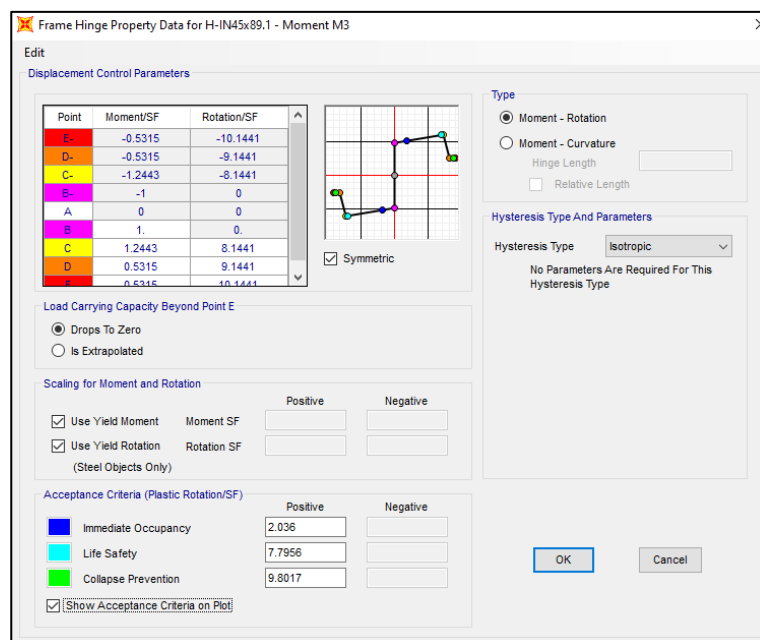


Figura II-8: Curva esqueleto de rótulas de vigas IN45x89.1 de marcos resistentes a momento tipo 1.
Fuente: Elaboración propia.

Tabla II-2: Parámetros característicos de rótulas de vigas de marco resistente a momento tipo 2.

Elemento	Parámetro	Valor
IN40x61.5	η	0.027
	M_{pe}	42.37 [tonf-m]
	θ_y	0.017
	a	8.85
	b	10.85
	c	0.59
IN30x50.7	η	0.017
	M_{pe}	26.49 [tonf-m]
	θ_y	0.022
	a	6.84
	b	8.84
	c	0.43
IN30x56.8	η	0.020
	M_{pe}	29.99 [tonf-m]
	θ_y	0.022
	a	9
	b	11
	c	0.60

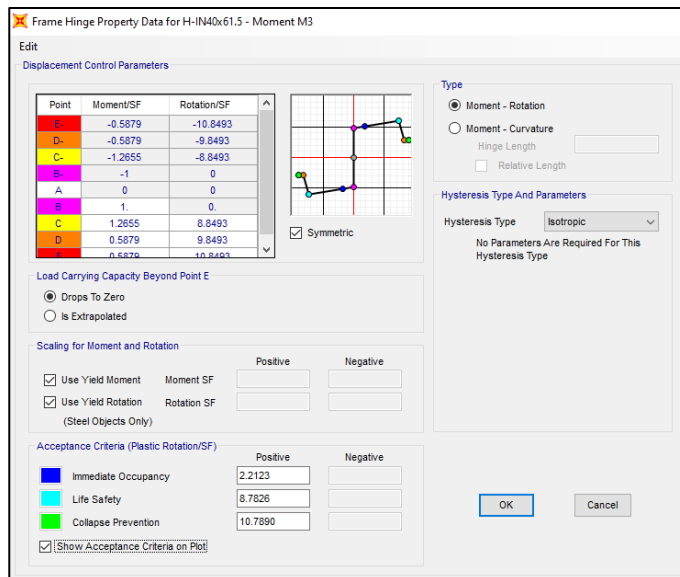


Figura II-9: Curva esqueleto de rótulas de vigas IN40x61.5 de marcos resistentes a momento tipo 2.

Fuente: Elaboración propia.

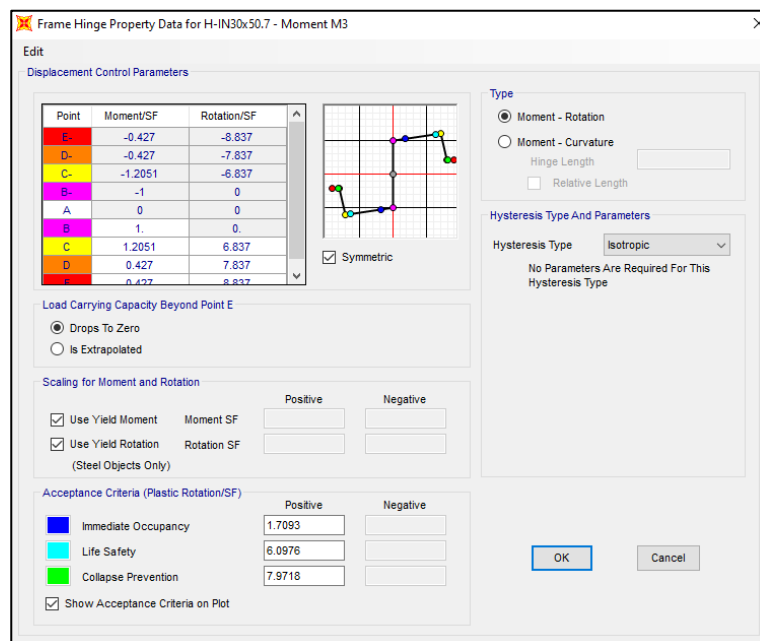


Figura II-10: Curva esqueleto de rótulas de vigas IN30x50.7 de marcos resistentes a momento tipo 2.
Fuente: Elaboración propia.

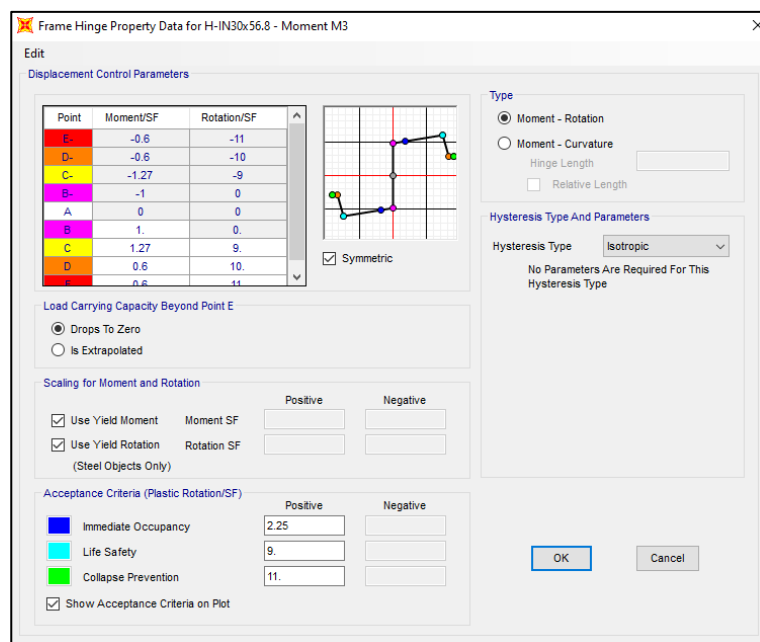


Figura II-11: Curva esqueleto de rótulas de vigas IN30x56.8 de marcos resistentes a momento tipo 2.
Fuente: Elaboración propia.

II.1.2 Rótulas de columnas

Se define la curva esqueleto de las rótulas dispuestas en los extremos de las columnas, a través de la metodología planteada por ASCE41-17 (ASCE, 2017), la que sigue la curva indicada en la Figura II-1. Los parámetros característicos se determinan a partir de la ecuación (2.4) a (2.7), de acuerdo a la clasificación descrita en la Figura II-12, donde M_{pce} es la capacidad flexural reducida por el efecto de la carga axial; P_{ye} la capacidad en tracción esperada y P_g la resultante de considerar el 100% de las cargas permanentes (D) más un 25% de las sobrecargas de uso (SC).

$$\theta_y = \frac{M_{pce}L(1 + \eta)}{6\tau_p EI} \quad (2.4)$$

$$M_{pce} = \begin{cases} M_{pe} \left(1 - \frac{|P_g|}{2P_{ye}} \right) & \frac{|P_g|}{P_{ye}} < 0.2 \\ M_{pe} \frac{9}{8} \left(1 - \frac{|P_g|}{P_{ye}} \right) & \frac{|P_g|}{P_{ye}} \geq 0.2 \end{cases} \quad (2.5)$$

$$\tau_p = \begin{cases} 1 & \frac{|P_g|}{P_{ye}} \leq 0.5 \\ 4 \frac{|P_g|}{P_{ye}} \left(1 - \frac{|P_g|}{P_{ye}} \right) & \frac{|P_g|}{P_{ye}} > 0.5 \end{cases} \quad (2.6)$$

$$P_{ye} = F_{ye} A_g \quad (2.7)$$

Se detallan los valores de las variables a, b y c de las columnas de los marcos resistentes a momento en la Tabla II-3 y Tabla II-4. Con los valores descritos, se modelan en el software SAP2000 las rótulas indicadas en la Figura II-13 y Figura II-14.

Modeling Parameters	Acceptance Criteria		
Plastic rotation angle a and b (radians) Residual strength ratio c	Plastic rotation angle (radians) Performance Level		
	IO	LS	CP
Columns in Compression ^{a,b}			
1. Where: $\frac{b_f}{2t_f} \leq 0.30 \sqrt{\frac{E}{F_{ye}}}$ and For $\frac{P_G}{P_{ye}} < 0.2$ $\frac{h}{t_w} \leq 2.45 \sqrt{\frac{E}{F_{ye}}} \left(1 - 0.71 \frac{P_G}{P_{ye}}\right)$ For $\frac{P_G}{P_{ye}} \geq 0.2$ $\frac{h}{t_w} \leq 0.77 \sqrt{\frac{E}{F_{ye}}} \left(2.93 - \frac{P_G}{P_{ye}}\right) \leq 1.49 \sqrt{\frac{E}{F_{ye}}}$ $a = 0.8 \left(1 - \frac{P_G}{P_{ye}}\right)^{2.2} \left(0.1 \frac{L}{r_y} + 0.8 \frac{h}{t_w}\right)^{-1} - 0.0035 \geq 0$ $b = 7.4 \left(1 - \frac{P_G}{P_{ye}}\right)^{2.3} \left(0.5 \frac{L}{r_y} + 2.9 \frac{h}{t_w}\right)^{-1} - 0.006 \geq 0$ $c = 0.9 - 0.9 \frac{P_G}{P_{ye}}$	0.5 ^a	0.75 ^b	^b
2. Where $\frac{b_f}{2t_f} \geq 0.38 \sqrt{\frac{E}{F_{ye}}}$ or For $\frac{P_G}{P_{ye}} < 0.2$ $\frac{h}{t_w} \geq 3.76 \sqrt{\frac{E}{F_{ye}}} \left(1 - 1.83 \frac{P_G}{P_{ye}}\right)$ For $\frac{P_G}{P_{ye}} \geq 0.2$ $\frac{h}{t_w} \geq 1.12 \sqrt{\frac{E}{F_{ye}}} \left(2.33 - \frac{P_G}{P_{ye}}\right) \geq 1.49 \sqrt{\frac{E}{F_{ye}}}$ $a = 1.2 \left(1 - \frac{P_G}{P_{ye}}\right)^{1.2} \left(1.4 \frac{L}{r_y} + 0.1 \frac{h}{t_w} + 0.9 \frac{b}{2t_f}\right)^{-1} - 0.0023 \geq 0$ $b = 2.5 \left(1 - \frac{P_G}{P_{ye}}\right)^{1.8} \left(0.1 \frac{L}{r_y} + 0.2 \frac{h}{t_w} + 2.7 \frac{b}{2t_f}\right)^{-1} - 0.0097 \geq 0$ $c = 0.5 - 0.5 \frac{P_G}{P_{ye}}$	0.5 ^a	0.75 ^b	^b
3. Other: Linear interpolation between the values on lines 1 and 2 for both flange slenderness (first term) and web slenderness (second term) shall be performed, and the lower resulting value shall be used.			
Columns in Tension ^{a,b}			
1. For $IP_G/P_{ye} < 0.2$ $a = 9\theta_y$ $b = 11\theta_y$ $c = 0.6$	0.25 ^a	^a	^b
2. For $IP_G/P_{ye} \geq 0.2$ $a = 13.5 (1 - 5/3 IP_G/P_{ye})\theta_y \geq 0$ $b = 16.5 (1 - 5/3 IP_G/P_{ye})\theta_y \geq 0$ $c = 0.6 (1 - 5/3 IP_G/P_{ye}) + 0.2 \geq 0.2$	0.25 ^a	^a	^b
3. Other: Linear interpolation between the values on lines 1 and 2 shall be used			
^a P_G is the axial force component of the gravity load as determined by Eq. (7-3). For rectangular or square sections used as columns, replace $b_f/2t_f$ with b/t , replace 0.30 with 0.55, and replace 0.38 with 1.12. ^b Where the modeling parameter a is equal to zero or where $P_G/P_{ye} > 0.6$, the column shall remain elastic for flexure. θ_y for the purpose of computing a plastic rotation angle is computed using Eq. (9-2) using $P = P_G$.			

Figura II-12: Parámetros y criterios de aceptación de curva no lineal para columnas de marcos resistentes a momento.

Fuente: Extracto de Tabla 9-7.1 de ASCE41-17 (ASCE, 2017).

Tabla II-3: Parámetros característicos de rótulas de columnas IN80x250 de marco resistente a momento tipo 1.

Parámetro	Valor
P_g	65.40 [tonf]
P_{ye}	1,045.90 [tonf]
M_{pe}	352.03 [tonf-m]
M_{pce}	334.03 [tonf-m]
η	0.51
τ_p	1
θ_y	0.0061 [rad]
Compresión	
a	0.007
b	0.020
c	0.620
Tracción	
a	9
b	11
c	0.60

Tabla II-4: Parámetros característicos de rótulas de columnas IN45x64.4 de marco resistente a momento tipo 2.

Parámetro	Valor
P_g	17.38 [tonf]
P_{ye}	269.96 [tonf]
M_{pe}	46.51 [tonf-m]
M_{pce}	45.01 [tonf-m]
η	0.079
τ_p	1
θ_y	0.008 [rad]
Compresión	
a	0.007
b	0.023
c	0.680
Tracción	
a	9
b	11
c	0.6

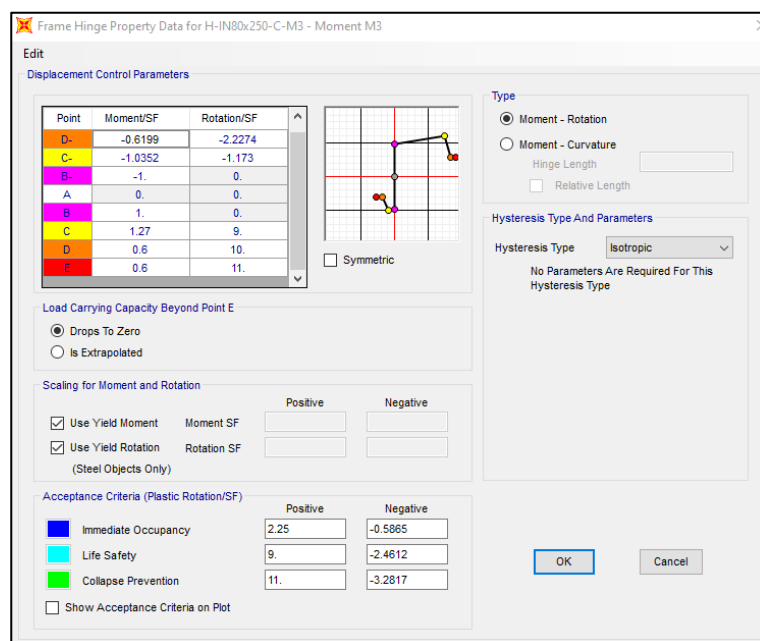


Figura II-13: Curva de esqueleto de rótulas de columnas IN80x250 de marcos resistentes a momento tipo 1 en software SAP2000.
Fuente: Elaboración propia.

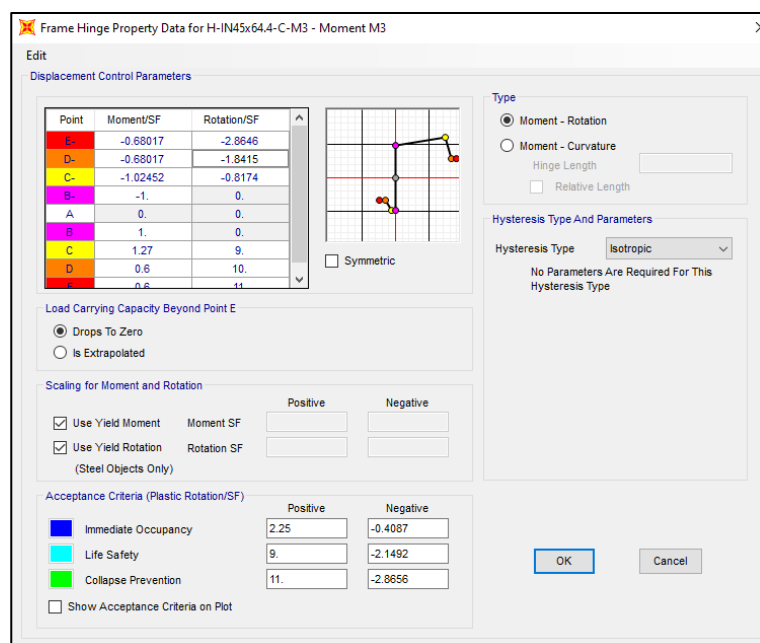


Figura II-14: Curva de esqueleto de rótulas de columnas IN45x64.4 marcos resistentes a momento tipo 2 en software SAP2000.
Fuente: Elaboración propia.

II.2 Marcos arriostrados concéntricamente

Se incorporan al modelo computacional las diagonales de marcos arriostrados, a modo de representar su incursión en deformaciones que superan el umbral elástico.

II.2.1 Diagonales

Se modelan las diagonales a través de la metodología planteada por ASCE41-17 (ASCE, 2017) para perfiles tipo W, la que define la curva esqueleto detallada en la Figura II-15, a partir de las deformaciones a compresión y tensión esperadas, definidas según la ecuación (2.8) a (2.11), donde P_{ne} es la capacidad en compresión esperada del perfil, obtenida de acuerdo a capítulo E de AISC360-16 (AISC, 2016) sustituyendo la tensión de fluencia especificada F_y por la esperada F_{ye} , amplificado por 1.14, considerando lo detallado en capítulo 8.3.1 de la NCh2369:2023 y K_a , la rigidez axial del perfil, considerando su largo efectivo kL_e .

$$\Delta_c = \frac{P_{ne}}{K_a} \quad (2.8)$$

$$P_{ne} = 1.14 F_{cre}(F_{ye}) A_g \quad (2.9)$$

$$\Delta_T = \frac{P_{ye}}{K_a} \quad (2.10)$$

$$K_a = \frac{E A_g}{kL_e} \quad (2.11)$$

Component/Action	Modeling Parameters			Acceptance Criteria		
	Plastic Deformation		Residual Strength Ratio	Plastic Deformation		
	<i>a</i>	<i>B</i>	<i>c</i>	IO	LS	CP
Braces in Compression (except EBF braces) ^{a,b}						
a. Slender $\frac{KL}{r} \geq 4.2 \sqrt{E/F_y}$						
1. <i>W</i> , <i>I</i> , 2 <i>L</i> in-plane ^c , 2 <i>C</i> in-plane ^c	0.5Δ _c	10Δ _c	0.3	0.5Δ _c	8Δ _c	10Δ _c
2. 2 <i>L</i> out-of-plane ^c , 2 <i>C</i> out-of-plane ^c	0.5Δ _c	9Δ _c	0.3	0.5Δ _c	7Δ _c	9Δ _c
3. HSS, pipes, tubes	0.5Δ _c	9Δ _c	0.3	0.5Δ _c	7Δ _c	9Δ _c
4. Single angle	0.5Δ _c	12Δ _c	0.3	0.5Δ _c	9Δ _c	12Δ _c
b. Stocky ^d $\frac{KL}{r} \leq 2.1 \sqrt{E/F_y}$						
1. <i>W</i> , <i>I</i> , 2 <i>L</i> in-plane ^c , 2 <i>C</i> in-plane ^c	1Δ _c	8Δ _c	0.5	0.5Δ _c	7Δ _c	8Δ _c
2. 2 <i>L</i> out-of-plane ^c , 2 <i>C</i> out-of-plane ^c	1Δ _c	7Δ _c	0.5	0.5Δ _c	6Δ _c	7Δ _c
3. HSS, pipes, tubes	1Δ _c	7Δ _c	0.5	0.5Δ _c	6Δ _c	7Δ _c
c. Intermediate Linear interpolation between the values for slender and stocky braces (after application of all applicable modifiers) shall be used.						
Braces in Tension (except EBF braces) ^{e-g}						
1. <i>W</i>	10Δ _T	13Δ _T	0.6	0.5Δ _T	10Δ _T	13Δ _T
2. 2 <i>L</i>	9Δ _T	12Δ _T	0.6	0.5Δ _T	9Δ _T	12Δ _T
3. HSS	9Δ _T	11Δ _T	0.6	0.5Δ _T	8Δ _T	11Δ _T
4. Pipe	8Δ _T	9Δ _T	0.6	0.5Δ _T	7Δ _T	9Δ _T
5. Single angle	10Δ _T	11Δ _T	0.6	0.5Δ _T	8Δ _T	10Δ _T
Columns in tension (except EBF Columns) ^h	5Δ _T	7Δ _T	1.0	0.5Δ _T	6Δ _T	7Δ _T
Buckling-Restrained Braces ^{h-j}	13.3Δ _y	13.3Δ _y	1.0	3.0Δ _y	10Δ _y	13.3Δ _y

Figura II-15: Parámetros y criterios de aceptación de curva no lineal para diagonales de marcos arriostrados.

Fuente: Extracto de Tabla 9.8 de ASCE41-17 (ASCE, 2017).

Considerando las dimensiones de la diagonal HE15x38.2, se determinan los parámetros detallados en la Tabla II-5 y Tabla II-6, para los diferentes pisos, considerando que el largo efectivo L_e del elemento cambia entre pisos.

Tabla II-5: Parámetros característicos en tracción de diagonal HE15x38.2.

Parámetro/Valor	Pisos 1 y 2	Piso 3	Piso 4	Pisos 5 y 6
P_{ye}	159.85 [tonf]	159.85 [tonf]	159.85 [tonf]	159.85 [tonf]
<i>a</i>	10	10	10	10
<i>b</i>	13	13	13	13
<i>c</i>	0.60	0.60	0.60	0.60
K_a	265.09 [tonf/cm]	291.57 [tonf/cm]	249.70 [tonf/cm]	355.63 [kgf/cm]
Δ_T	0.60 [cm]	0.55 [cm]	0.64 [cm]	0.45 [cm]

Tabla II-6: Parámetros característicos en compresión de diagonal HE15x38.2.

Parámetro/Valor	Pisos 1 y 2	Piso 3	Piso 4	Pisos 5 y 6
$\frac{kL}{r}$	60.05	54.60	63.76	44.76
a	1	1	0.97	1
b	8.01	8	8.14	8
c	0.50	0.50	0.49	0.50
P_{ne}	91.63 [tonf]	103.23 [tonf]	83.96 [tonf]	124.37 [tonf]
Δ_c	0.35 [cm]	0.35 [cm]	0.34 [cm]	0.35 [cm]

Las diagonales HE15x38.2 se modelan en el software SAP2000 a través de elementos *link* tipo *pivot*, con degradación histerética de la resistencia y rigidez, considerando la metodología definida por (Urzúa, 2015). Como ejemplo, se detalla en la Figura II-16 la curva esqueleto para las diagonales HE15x38.2 para los pisos 1 y 2, con lo que se define el *link* “D-HE15x38.2-1/2”, detallado en la Figura II-17.

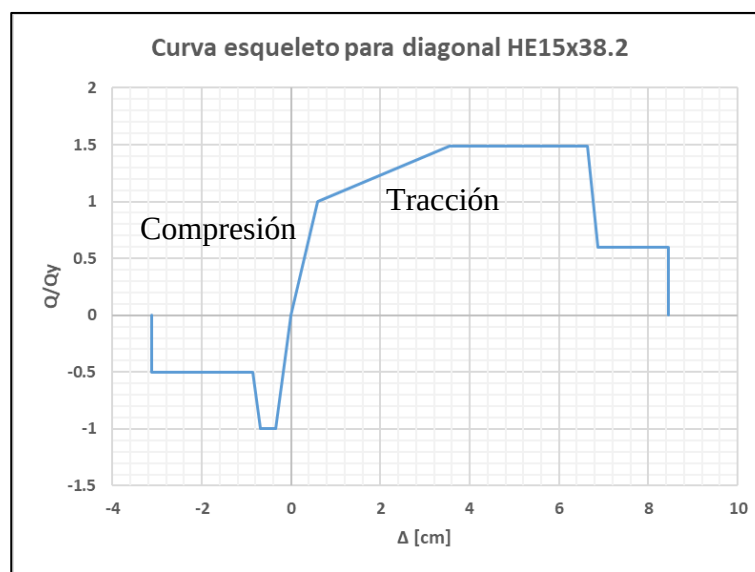


Figura II-16: Curva esqueleto diagonal HE15x38.2 para los pisos 1 y 2.
Fuente: Elaboración propia.

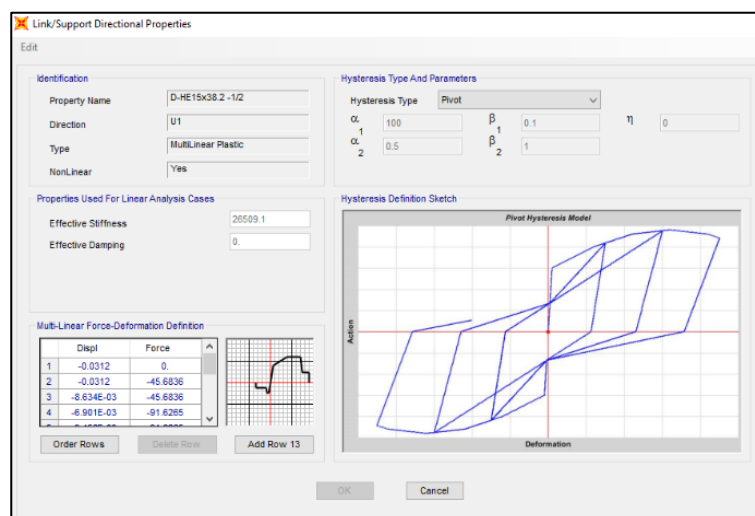


Figura II-17: Curva esqueleto diagonal HE15x38.2 en software SAP2000 para los pisos 1 y 2 en kgf, cm.
Fuente: Elaboración propia.

II.3 Criterios de aceptación

Es importante mencionar que las curvas esqueleto definidas de acuerdo a ASCE41-17 (ASCE, 2017), consideran los siguientes criterios de aceptación:

- IO : Corresponde al estado en el que se asegura la ocupación inmediata luego del evento sísmico.
- LS : Corresponde al estado en el que se puede asegurar la seguridad de las vidas de los usuarios de la estructura luego del evento sísmico.
- CP : Corresponde al estado en el que se asegura la prevención del colapso de la estructura luego del evento sísmico.

Los criterios detallados resultan fundamentales al momento de medir o establecer algún nivel de daño luego del evento sísmico, considerando las exigencias de la sección 5.10.4.4 de la NCh2369:2023.

III. ANÁLISIS NO LINEAL TIEMPO HISTORIA

En esta sección se describen las características de los análisis no lineales, tipo tiempo historia, utilizados en el proyecto en estudio en el software SAP2000, a modo de determinar las incursiones no lineales de los ciertos elementos.

III.1 Selección de registros sísmicos

Los registros sísmicos, publicados por Siber-Risk Strong Motion Database (Castro, et al., 2020), fueron capturados entre marzo de 1985 a septiembre del 2017, con suelos con las siguientes características:

- Velocidades de onda de corte en los primeros 30 [m] (V_{s30}) entre 500 y 900 [m/s], lo que equivale a un suelo tipo B y C de acuerdo a Tabla 5.3 de la NCh2369:2023, considerando la poca cantidad de registros sísmicos captados en suelo tipo B.
- Media geométrica de los PGA, *peak ground acceleration* por sus siglas en inglés, mayor a 0.1 [g].

Finalmente, se obtuvieron 133 registros que cumplen con estos criterios.

III.2 Registros sísmicos objetivos

Los registros objetivos son espectros de amenaza uniforme (UHS) que representan niveles de amenaza que fueron definidos con un 10% y 5% de probabilidad de excedencia en 50 años. Lo anterior estableció set de registros que representan dos distintos niveles de intensidad, los que se definen como set de nivel de intensidad de diseño (SDI) y set de sismo máximo (SMP).

III.3 Registros sísmicos utilizados

Para la obtención del set de registros sísmicos, se utilizó el método de escalamiento espectral del capítulo 16 de ASCE7-16 (ASCE, 2016), método que consiste en amplificar registros de referencia por un factor de escalamiento, factor que resulta del producto de los siguientes factores:

- Factor de Escalamiento 1 (FE1): Razón entre la aceleración espectral promedio en un rango de periodos de interés y la aceleración promedio del espectro objetivo en el mismo rango.
- Factor de Escalamiento 2: Razón entre las coordenadas espectrales ya escaladas por FE1 y 1.17 veces el espectro objetivo, que resulta de considerar el 90% de 1.3 veces las coordenadas espectrales.

Con los registros sísmicos obtenidos, se determinó el error cuadrático con respecto a los registros objetivo, en el rango de ajuste, que comprende la banda de periodos entre el 20% y 150% del periodo de la estructura en estudio. Con este procedimiento, se seleccionan 11 registros con los menores errores cuadráticos, para cada uno de los cuatro periodos fundamentales del proyecto en estudio detallados en la Tabla I-7.

Los registros obtenidos, para el nivel SDI fueron verificados de acuerdo a lo exigido por la sección 5.11.1.5 de la NCh2369:2023, donde se indica que al menos el 80% de los espectros deben ser mayores al espectro de referencia utilizado, mientras que para el nivel SMP, al menos el 80% de los espectros deben ser mayores al espectro de referencia utilizado, amplificado por 1.40.

Finalmente, se proceden a detallar a continuación los registros seleccionados para los niveles SDI y SMP, para los cuatro periodos de interés.

a) Registros sísmicos para el nivel SDI

Se detallan los espectros de los registros del nivel SDI en la dirección X en la Figura III-1 y Figura III-2, para los periodos de 0.17 [s] y 0.42 [s], respectivamente.

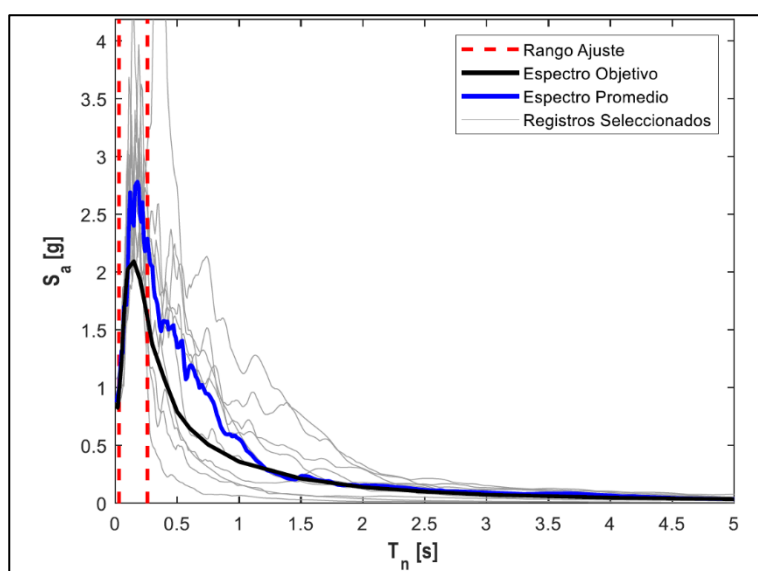


Figura III-1: Espectros de los registros para el nivel SDI dirección X para periodo de 0.17 [s].

Fuente: Elaboración propia.

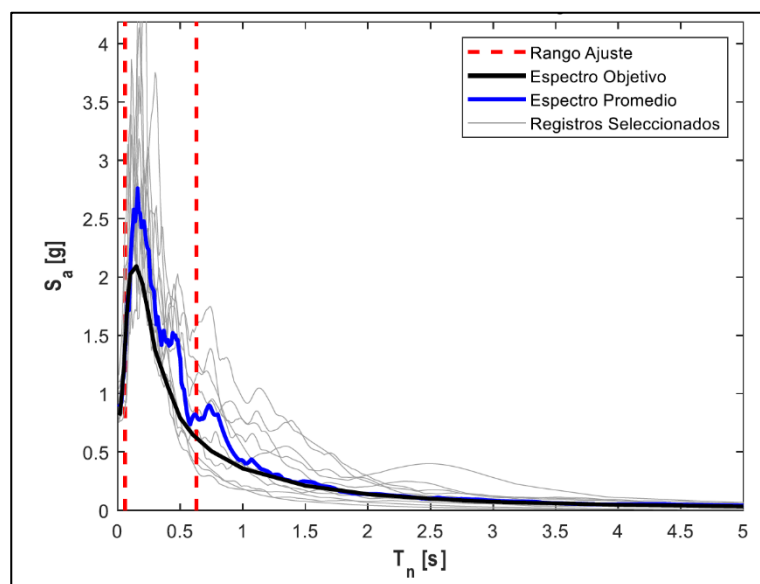


Figura III-2: Espectros para el nivel SDI dirección X para periodo de 0.42 [s].
Fuente: Elaboración propia.

Las propiedades de los registros, con los espectros detallados anteriormente, se describe en la Tabla III-1 y Tabla III-2, para los periodos de 0.17 [s] y 0.42 [s], respectivamente, donde la duración significativa corresponde al tramo de tiempo en el que se detecta la primera y última aceleración mayor a 0.05 [g].

Tabla III-1: Propiedades de los registros para el nivel SDI para el periodo de 0.17 [s].

Registro	Nombre estación	Fecha evento	Duración	Duración significativa	Factor de escalamiento
1	C18O	26/09/2015	191.995	20.675	1.1971
2	CURICO	27/02/2010	199.940	111.300	1.3897
3	STGO01S	03/03/1985	79.320	62.860	1.0502
4	C18O	16/09/2015	302.995	126.905	1.2545
5	TALCA	27/02/2010	148.020	119.400	1.3666
6	HUALANE	27/02/2010	144.045	107.025	1.6041
7	VALP11S	03/03/1985	99.995	93.180	1.0735
8	VALP10S	03/03/1985	64.445	50.655	1.7100
9	POCONCHILEETNA	13/06/2005	195.970	50.655	1.6235
10	T13A'	03/04/2010	234.995	48.400	1.7825
11	VA01	03/04/2010	300.000	13.490	1.3176

Tabla III-2: Propiedades de los registros para el nivel SDI para el periodo de 0.42 [s].

Registro	Nombre estación	Fecha evento	Duración	Duración significativa	Factor de escalamiento
1	C18O	26/09/2015	191.995	20.675	1.3435
2	CURICO	27/02/2010	199.940	111.300	1.2298
3	TALCA	27/02/2010	148.020	119.400	1.2479
4	HUALANE	27/02/2010	144.045	107.025	1.3130
5	VALP10S	03/03/1985	64.445	58.800	1.7923
6	C18O	16/09/2015	302.995	126.905	1.7062
7	T13A	03/04/2014	234.995	48.400	1.6081
8	MEJILLONESPUERTO	16/12/2007	158.970	17.425	1.8062
9	T03A	01/04/2014	320.995	150.630	1.2710
10	RANC02S	03/03/1985	81.230	36.410	1.7318
11	V18A	23/08/2014	194.995	12.445	1.6876

Mientras que los espectros de los registros del nivel SDI en la dirección Y, son detallados en la Figura III-3 y Figura III-4, para los periodos de 0.33 [s] y 1.14 [s] , respectivamente. A su vez, las propiedades de los registros se describen en la Tabla III-3 y Tabla III-4.

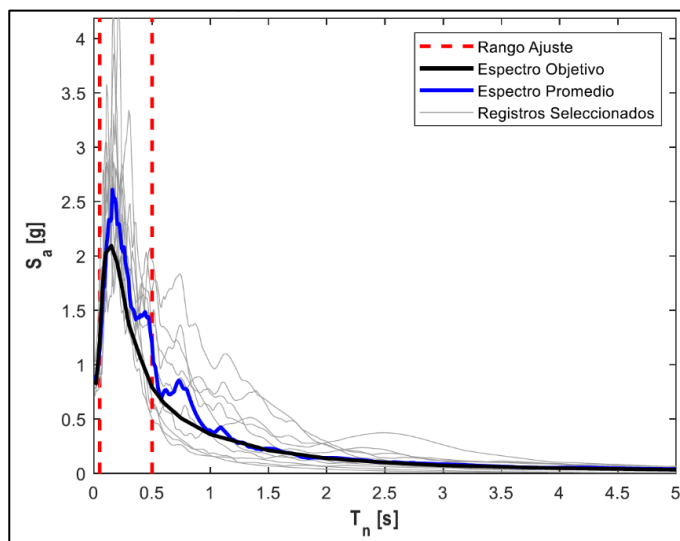


Figura III-3: Espectros para el nivel SDI dirección Y para periodo de 0.33 [s].
Fuente: Elaboración propia.

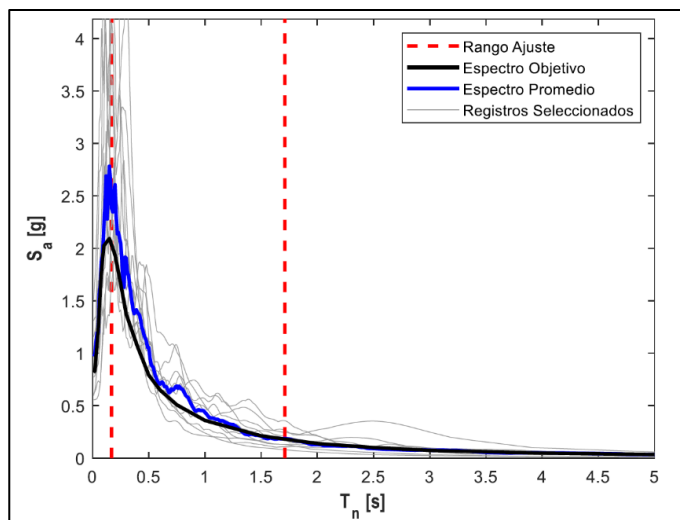


Figura III-4: Espectros para el nivel SDI dirección Y para periodo de 1.14 [s].
Fuente: Elaboración propia.

Tabla III-3: Propiedades de los registros para el nivel SDI para periodo de 0.33 [s].

Registro	Nombre estación	Fecha evento	Duración	Duración significativa	Factor de escalamiento
1	C18O	26/09/2015	191.995	20.675	1.2069
2	CURICO	27/02/2010	199.94	111.300	1.2154
3	TALCA	27/02/2010	148.02	119.400	1.2284
4	HUALANE	27/02/2010	144.045	107.025	1.3778
5	C18O	16/09/2015	302.995	126.905	1.5168
6	VALP10S	03/03/1985	64.445	58.800	1.6584
7	T13A	03/04/2014	234.995	48.400	1.6471
8	MEJILLONES PUERTO	16/12/2007	158.97	17.425	1.6847
9	T03A	01/04/2014	320.995	150.630	1.1623
10	V18A	23/08/2014	194.995	12.445	1.5023
11	RANC02S	03/03/1985	81.23	36.410	1.6446

Tabla III-4: Propiedades de los registros para el nivel SDI para periodo de 1.14 [s].

Registro	Nombre Estación	Fecha Evento	Duración	Duración Significativa	Factor de escalamiento
1	C18O	26/09/2015	191.995	20.675	1.7500
2	VALP10S	03/05/1985	64.445	58.800	1.8862
3	TALCA	27/02/2010	148.02	119.400	0.9742
4	T13A	03/04/2014	234.995	48.400	1.4647
5	CURICO	27/02/2010	199.94	111.300	0.8959
6	MEJILLONES PUERTO	16/12/2007	158.97	17.425	1.5899
7	T03A	01/04/2014	320.995	150.630	1.4122
8	RANC02S	03/03/1985	81.23	36.410	1.3745
9	C18O	16/09/2015	302.995	126.905	2.2271
10	MNMCX	01/04/2014	300	65.750	2.0457
11	V18A	23/08/2014	194.995	12.445	2.0106

b) Demandas sísmicas para el nivel SMP

Se detallan los espectros del nivel SMP en la dirección X en la Figura III-5 y Figura III-6, para los periodos de 0.17 [s] y 0.42 [s], respectivamente. A su vez, las propiedades de los registros se describen en la Tabla III-5 y Tabla III-6.

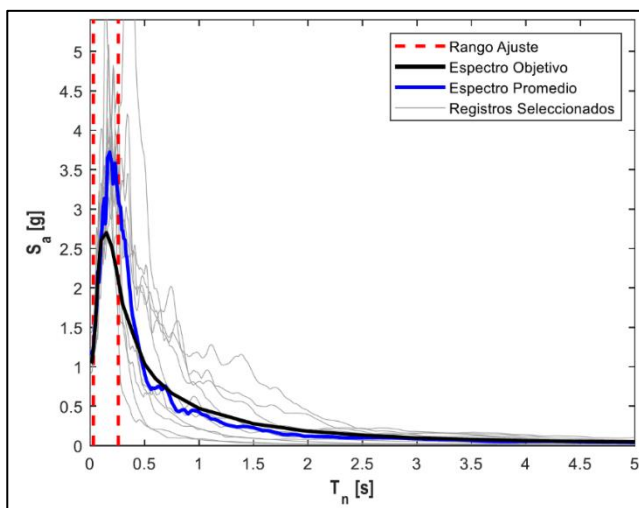


Figura III-5: Espectros para el nivel SMP dirección X para periodo de 0.17 [s].
Fuente: Elaboración propia.

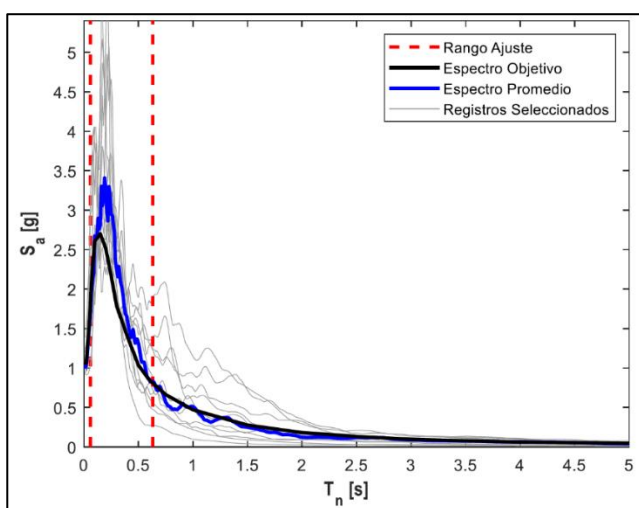


Figura III-6: Espectros para el nivel SMP dirección X para periodo de 0.42 [s].
Fuente: Elaboración propia.

Tabla III-5: Propiedades de los registros para el nivel SMP para periodo de 0.17 [s].

Registro	Nombre estación	Fecha Evento	Duración	Duración significativa	Factor de escalamiento
1	C11O	16/09/2015	470.995	130.830	1.1463
2	STGO01S	03/03/1985	79.32	62.860	1.3979
3	C18O	26/09/2015	191.995	20.675	1.5934
4	PICA	10/09/2008	149.97	25.695	1.1097
5	VALP11S	03/03/1985	99.995	93.180	1.4288
6	T03A	01/04/2014	320.995	150.630	1.3761
7	C18O	16/09/2015	302.995	126.905	1.6698
8	VA01	23/08/2014	300	13.490	1.7537
9	CURICO	27/02/2010	199.94	113.300	1.8497
10	TALCA	27/02/2010	148.02	119.400	1.8190
11	PICA	13/06/2005	251.97	68.140	1.0266

Tabla III-6: Propiedades de los registros para el nivel SMP para periodo de 0.42 [s].

Registro	Nombre Estación	Fecha Evento	Duración	Duración Significativa	Factor de escalamiento
1	STGO01S	03/03/1985	79.32	62.860	1.1102
2	C18O	26/09/2015	191.995	20.675	1.6079
3	CURICO	27/02/2010	199.94	111.300	1.4718
4	T03A	01/04/2014	320.995	150.630	1.5211
5	TALCA	27/02/2010	148.02	119.400	1.4934
6	PICA	10/09/2008	149.97	25.695	1.4631
7	HUALANE	27/02/2010	144.045	107.025	1.5713
8	ANGOL	27/02/2010	199.94	104.150	1.0085
9	C18O	16/09/2015	302.995	126.905	2.0419
10	C11O	16/09/2015	470.995	130.830	0.9213
11	PICA	13/06/2005	251.97	68.140	1.0649

Mientras que los espectros para los registros del nivel SMP en la dirección Y, son detallados en la Figura III-7 y Figura III-8, para los periodos de 0.33 [s] y 1.14 [s], respectivamente. A su vez, las propiedades de los registros se describen en la Tabla III-7 y Tabla III-8.

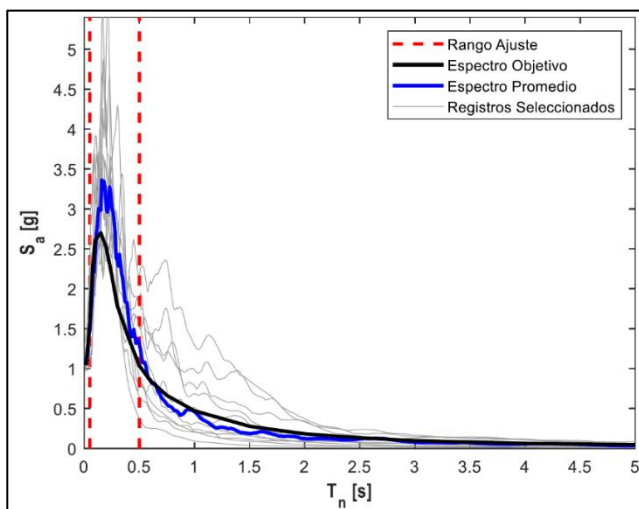


Figura III-7: Espectros para el nivel SMP dirección Y para periodo de 0.33 [s].
Fuente: Elaboración propia.

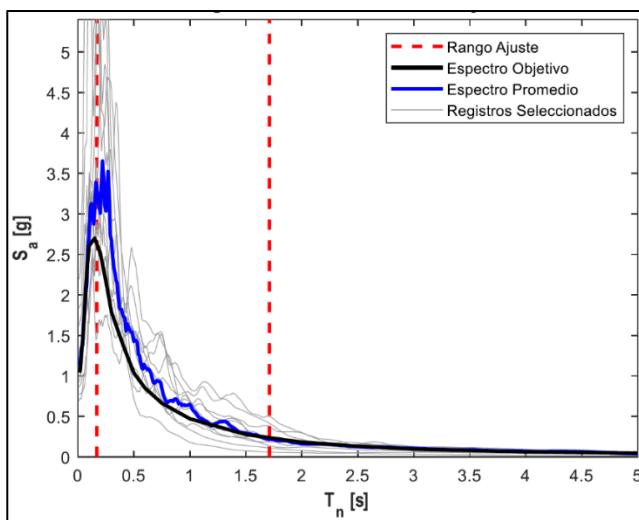


Figura III-8: Espectros para el nivel SMP dirección Y para periodo de 1.14 [s].
Fuente: Elaboración propia.

Tabla III-7: Propiedades de los registros para el nivel SMP para periodo de 0.33 [s].

Registro	Nombre estación	Fecha Evento	Duración	Duración significativa	Factor de escalamiento
1	STGO01S	03/03/1985	79.320	62.860	1.1742
2	C18O	26/09/2015	191.995	20.675	1.5539
3	T03A	01/04/2014	320.995	150.630	1.4966
4	CURICO	27/02/2010	199.94	150.630	1.5649
5	PICA	10/09/2008	149.970	111.300	1.3489
6	TALCA	27/02/2010	148.020	26.695	1.5816
7	C18O	16/09/2015	302.995	119.400	1.9530
8	HUALANE	27/02/2010	144.045	129.095	1.7740
9	ANGOL	27/02/2010	199.940	107.025	1.0088
10	C11O	16/09/2015	470.995	130.800	0.9368
11	V18A	23/08/2014	194.995	12.445	1.9344

Tabla III-8: Propiedades de los registros para el nivel SMP para periodo de 1.14 [s].

Registro	Nombre estación	Fecha Evento	Duración	Duración significativa	Factor de escalamiento
1	STGO01S	03/03/1985	79.32	62.860	1.1115
2	TALCA	27/02/2010	148.02	119.400	1.3647
3	CURICO	27/02/2010	199.94	111.300	1.2551
4	T03A	01/04/2014	320.995	150.630	1.9783
5	C18O	26/09/2015	191.995	20.675	2.4515
6	ANGOL	27/02/2010	199.94	104.150	1.1716
7	C11O	16/09/2015	470.995	130.830	1.1918
8	PICA	13/06/2005	251.97	68.140	1.2510
9	HUALANE	27/02/2010	144.045	107.025	1.1629
10	PICA	10/09/2008	149.97	25.695	2.6521
11	T13A	03/04/2014	234.995	48.400	2.0518

III.4 Análisis no lineal en software

Se procedieron a generar casos de carga, *load case* en software SAP2000, para los 44 registros obtenidos en capítulo III.3, para lo cual se consideró un análisis no lineal, tipo tiempo-historia, con las siguientes propiedades, detalladas en la Figura III-10:

- Condición inicial: El análisis consideró como condición inicial el estado de carga *Grav*, detallado en la Figura III-10, es tipo no lineal – estático, donde se consideraron el 100% de las cargas permanentes más el 25% de las sobrecargas, detalladas en capítulo I.2.1.

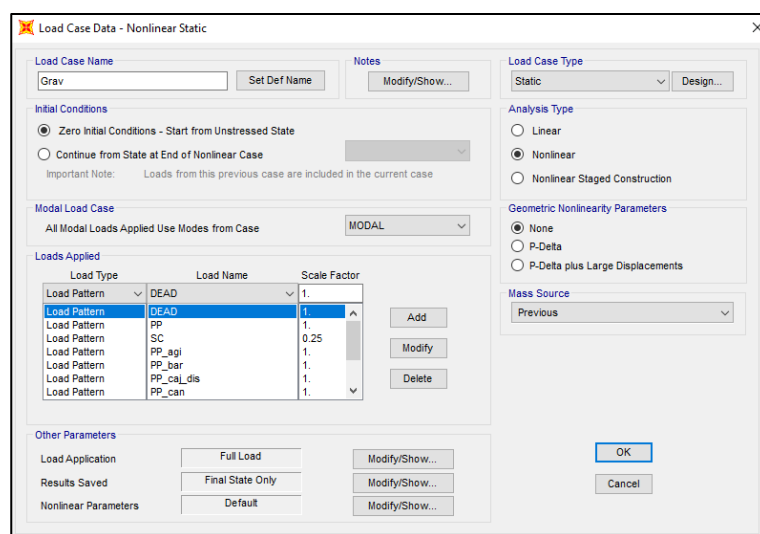


Figura III-9: Load Case *Grav* en software SAP2000.
Fuente: Elaboración propia.

- Cargas aplicadas: El análisis consideró aceleraciones en las tres direcciones, dos horizontales (U1 y U2) y una vertical (U3), equivalentes a los registros, amplificados por el producto entre el factor de escalamiento definido y la constante de aceleración g .

- Datos de paso de tiempo: El análisis consideró un número de pasos de tiempo equivalente al periodo significativo del registro sísmico, dividido por el salto de tiempo del espectro en particular. A su vez, se considera el paso de tiempo en el software igual al utilizado en el espectro.
- Propiedades geométricas no lineales: Se consideraron efectos P-Delta para grandes desplazamientos.
- Otros parámetros: Se consideró una razón de amortiguamiento (inherente) de la estructura de 0.02, tal como se indica en la sección 5.10.4.3 de la NCh2369:2023.

Load Case Data - Nonlinear Direct Integration History

Load Case Name: 1-0.17-SMP [Set Def Name] [Modify/Show...]

Initial Conditions:
☐ Zero Initial Conditions - Start from Unstressed State
☒ Continue from State at End of Nonlinear Case [Grav] [v]
 Important Note: Loads from this previous case are included in the current case

Modal Load Case:
 Use Modes from Case [MODAL] [v]

Loads Applied:

Load Type	Load Name	Function	Scale Factor
Accel	U1	1-X	11.2452
Accel	U2	1-Y	11.2452
Accel	U3	1-Z	11.2452

[Add] [Modify] [Delete]

☐ Show Advanced Load Parameters

Time Step Data:
 Number of Output Time Steps: 26166
 Output Time Step Size: 5.000E-03

Other Parameters:
 Damping: [Proportional] [Modify/Show...]
 Time Integration: [Hilber-Hughes-Taylor] [Modify/Show...]
 Nonlinear Parameters: [User Defined] [Modify/Show...]

Load Case Type: [Time History] [Design...]
Analysis Type: ☐ Linear ☒ Nonlinear
Solution Type: ☐ Modal ☒ Direct Integration
Geometric Nonlinearity Parameters: ☐ None ☐ P-Delta ☒ P-Delta plus Large Displacements
History Type: ☒ Transient ☐ Consider Collapse
☐ Periodic
Mass Source: [Previous] [v]

[OK] [Cancel]

Figura III-10: Ejemplo de Load Case en software SAP2000 para registros para el nivel SMP.

Fuente: Elaboración propia.

IV. RESULTADOS

En esta sección se detallan los resultados obtenidos de los análisis no lineales ya descritos, realizados al proyecto en estudio en el software SAP2000. Para lo anterior, se muestran las solicitaciones máximas presentes en las columnas y diagonales de los dos primeros pisos del proyecto, junto con las rotaciones máximas de las rótulas de las vigas y columnas.

Además, se verifican las exigencias de la NCh2369:2023, considerando lo detallado en la sección 5.10.2.2 de la normativa, que permite considerar el promedio de la respuesta del parámetro de interés cuando se realizan más de siete análisis de respuesta en el tiempo.

Junto con lo anterior, y de acuerdo a la sección 5.10.4.4 de la NCh2369:2023, las respuestas registradas en los elementos controlados por deformación, fusibles comúnmente (en el caso de estudio, corresponde a deformaciones axiales en diagonales y rotaciones en vigas y columnas), deben considerar como mínimo los siguientes límites.

- En análisis con registros para el nivel SDI, se deben generar deformaciones en los fusibles compatibles con objetivos de continuidad de operación, según sección 4.1.1(b) de la normativa. Además, de acuerdo al comentario C5.10.4.4 de la normativa, este criterio es asimilable a utilizar aproximadamente el 50% del límite de seguridad de vida (LS) establecidos por ASCE41-17 (ASCE, 2017).
- En análisis con registros para el nivel SMP, se deben generar deformaciones en los fusibles compatibles con objetivos de protecciones de vida, según sección 4.1.1(a) de la normativa. Además, de acuerdo al comentario C5.10.4.4 de la normativa, este criterio es asimilable a utilizar directamente los límites establecidos por ASCE41-17 (ASCE, 2017) para seguridad de vida.

IV.1 Marcos resistentes a momento

Se determina la relación P-M de las columnas de los MRM, a través del capítulo 9.4.2.4.3 de ASCE41-17 (ASCE, 2017), donde se indican las consideraciones para análisis estáticos no lineales en columnas clasificadas como elementos controlados por fuerza, que corresponde al caso de estudio.

A partir de lo anterior, se definen las ecuaciones (4.1) y (4.2), donde: P_{UF} es la carga axial solicitante, M_{UDx} y M_{UDy} es el momento solicitante en torno al eje x e y respectivamente; m_x , m_y , κ parámetros que toman el valor de 1; P_{ye} la capacidad axial esperada de la sección (asume el valor de compresión y tracción esperada, de acuerdo a la carga P_{UF}) y los valores M_{pey} y M_{pex} corresponden a la capacidad en flexión en torno al eje x e y de la sección, respectivamente, los que se determinan de acuerdo a capítulo F de AISC360-16 (AISC, 2016), sustituyendo la tensión de fluencia especificada F_y por la esperada F_{ye} .

$$Si \frac{|P_{UF}|}{P_{ye}} < 0.20\kappa \rightarrow \frac{P_{UF}}{2P_{ye}} + \left[\frac{M_{UDx}}{m_x M_{pex}} + \frac{M_{UDy}}{m_y M_{pey}} \right] \leq \kappa \quad (4.1)$$

$$Si \frac{|P_{UF}|}{P_{ye}} \geq 0.20\kappa \rightarrow \frac{P_{UF}}{P_{ye}} + \frac{8}{9} \left[\frac{M_{UDx}}{m_x M_{pex}} + \frac{M_{UDy}}{m_y M_{pey}} \right] \leq \kappa \quad (4.2)$$

De la representación de la estructura realizada en el software SAP2000, se seleccionan las solicitaciones de las columnas representativas del proyecto, detalladas en la Figura IV-1, con las propiedades indicadas en la Tabla IV-1, donde la columna 1 corresponde a la columna del marco resistente a momento tipo 1, y la columna #2 a la del marco tipo 2.

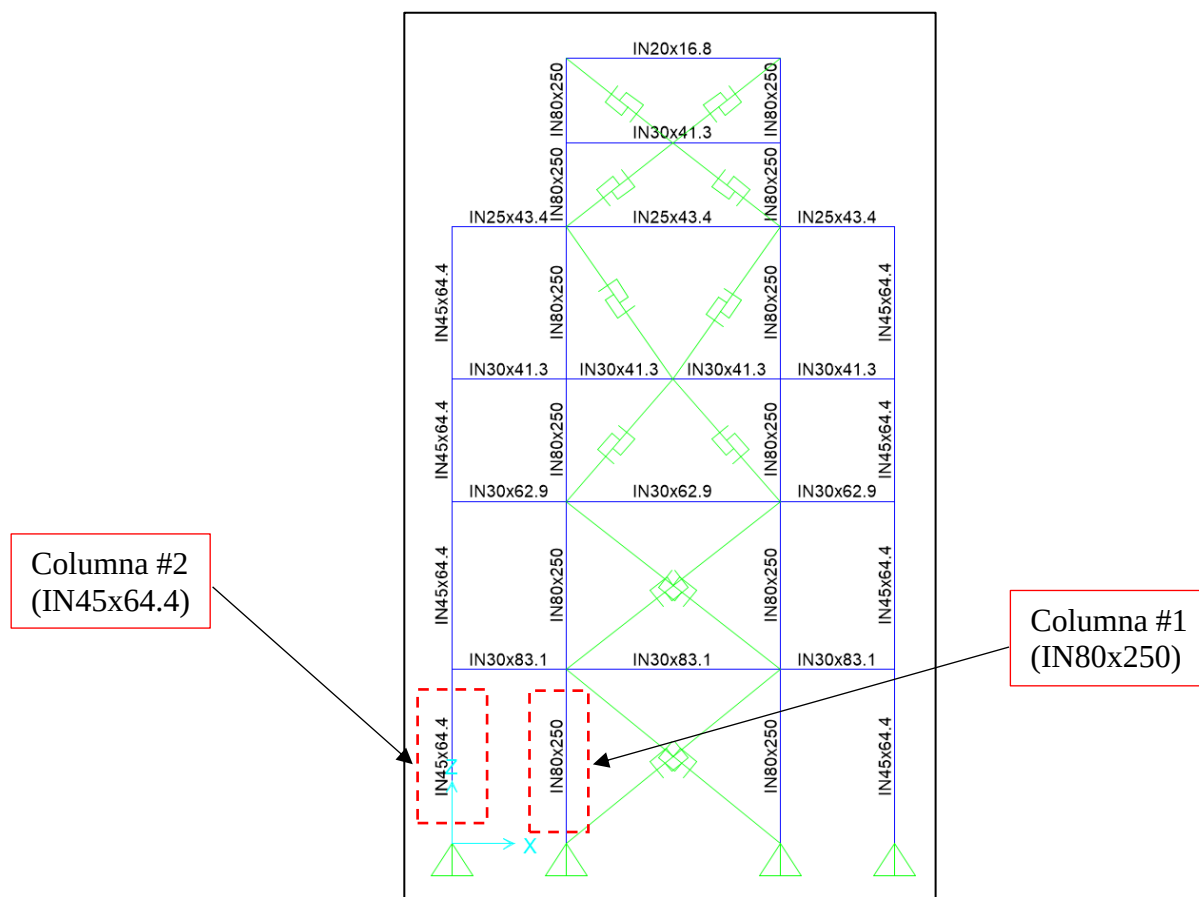


Figura IV-1: Elevación eje 2 en software SAP2000 con columnas #1 y #2 para obtención de relación P-M.
Fuente: Elaboración propia.

Tabla IV-1: Capacidad esperada de columnas.

Columna	Parámetros	Valor
Columna #1 (IN80x250)	P_{ne}	788.60 [tonf]
	T_{ye}	1,045.90 [tonf]
	M_{pex}	335.65 [tonf-m]
	M_{pey}	71.05 [tonf-m]
Columna #2 (IN45x64.4)	P_{ne}	86.49 [tonf]
	T_{ye}	269.96 [tonf]
	M_{pex}	31.79 [tonf-m]
	M_{pey}	8.11 [tonf-m]

IV.1.1 Columnas de marco resistente a momento tipo 1

Con lo anterior, se procede a verificar el cumplimiento de las ecuaciones (4.1) y (4.2) para los diferentes periodos y registros sísmicos, como se detalla en la Figura IV-3 a Figura IV-10 para la columna #1.

Se detalla en la Figura IV-2 el porcentaje de cumplimiento de la relación P-M, donde se determina cómo el 68,18% de los casos analizados cumple, tanto para la condición SDI como la SMP.

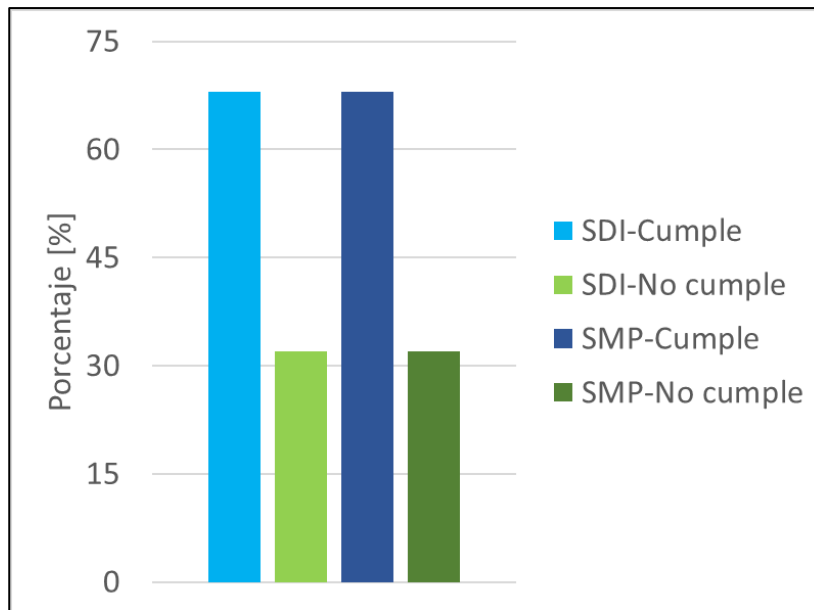
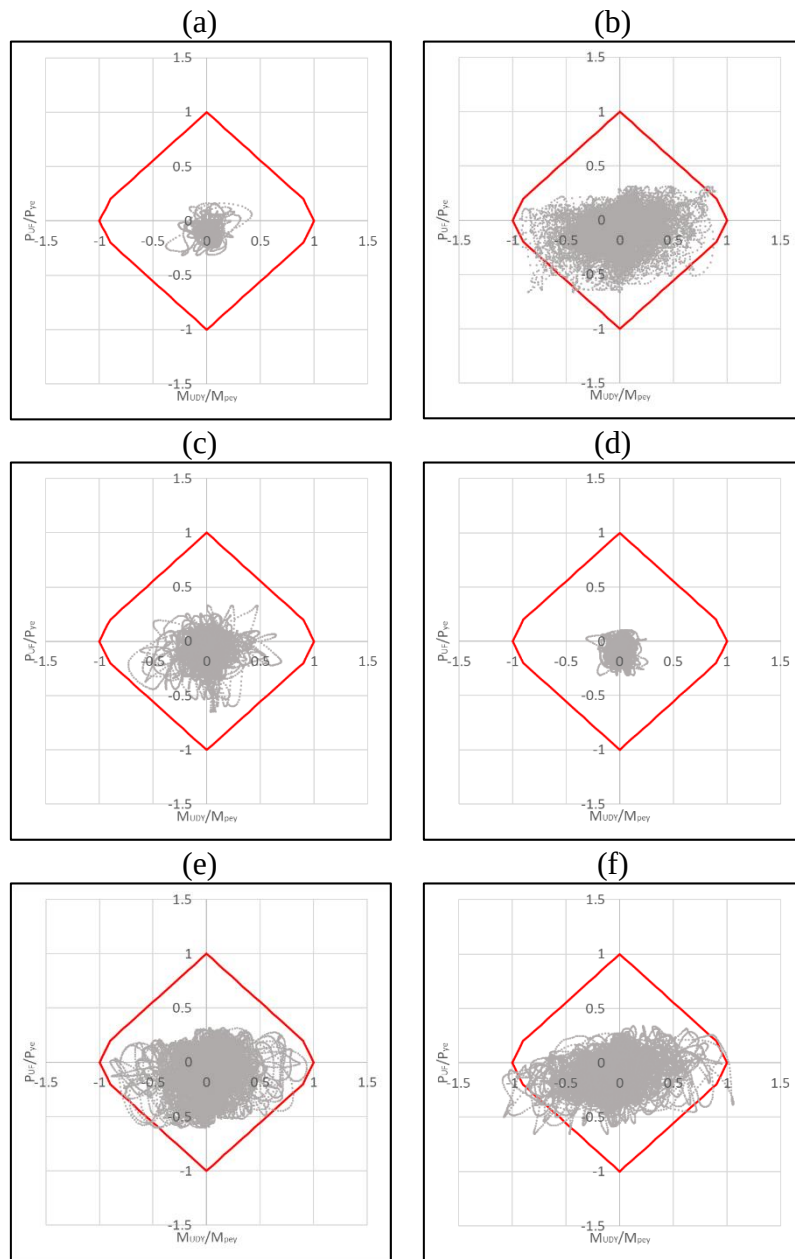


Figura IV-2: Porcentaje de cumplimiento relación P-M para marco resistente a momento tipo 1.

Fuente: Elaboración propia.



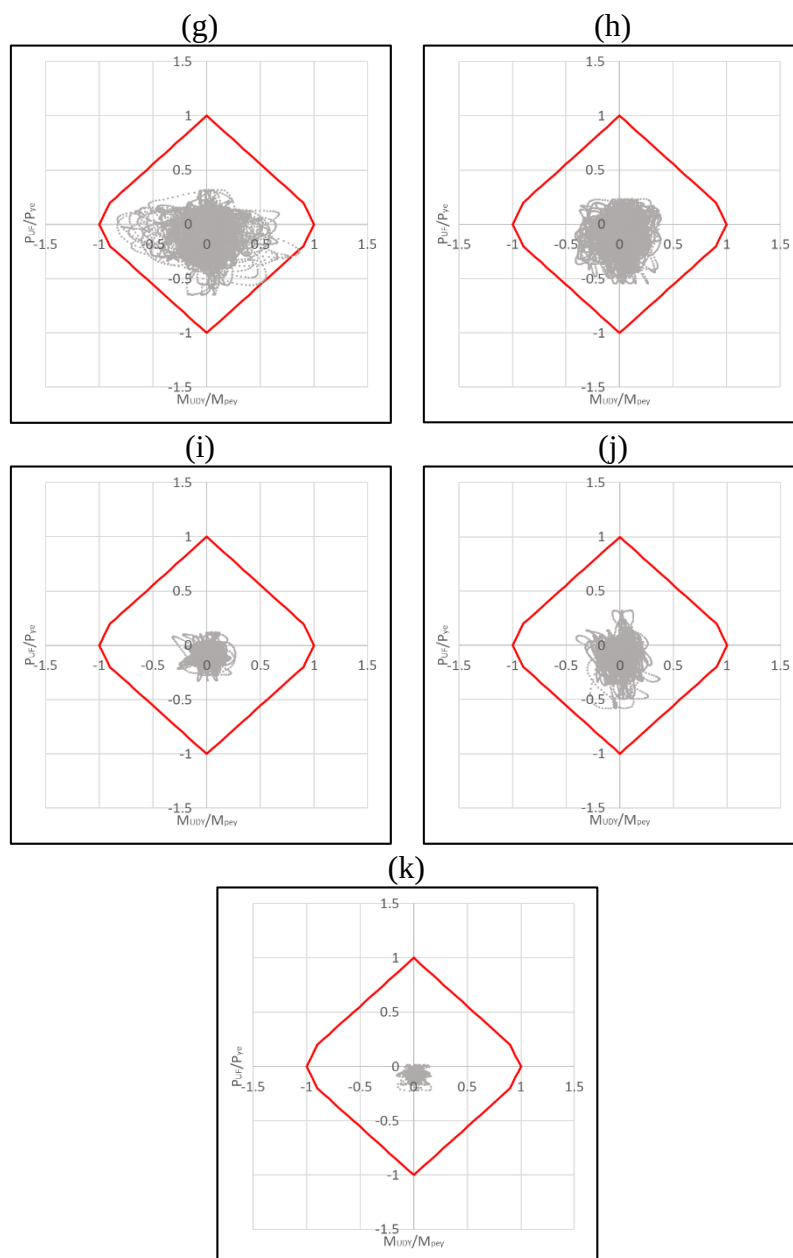
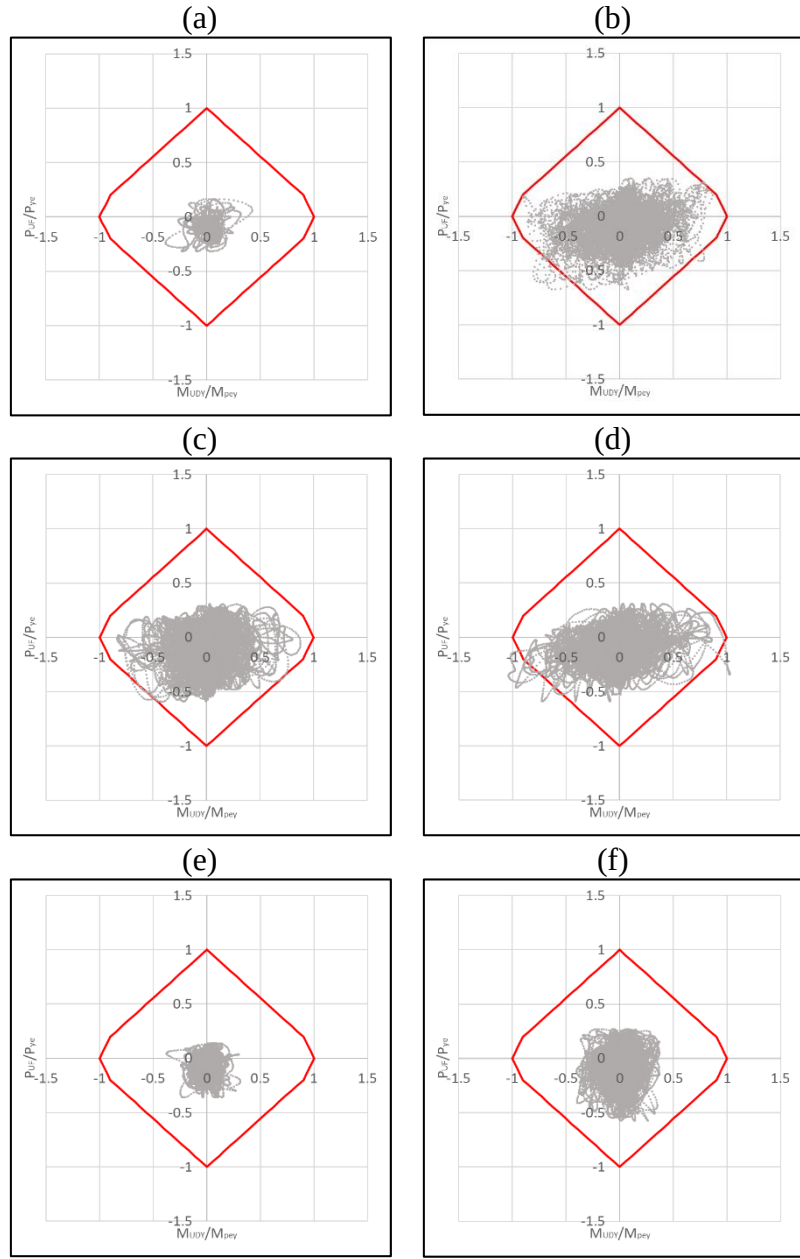


Figura IV-3: Relación P-M de columna #1 de registros para el nivel SDI (a) #1; (b) #2; (c) #3; (d) #4; (e) #5; (f) #6; (g) #7; (h) #8; (i) #9; (j) #10 y (k) #11, con periodo de 0,17 [s].
Fuente: Elaboración propia.



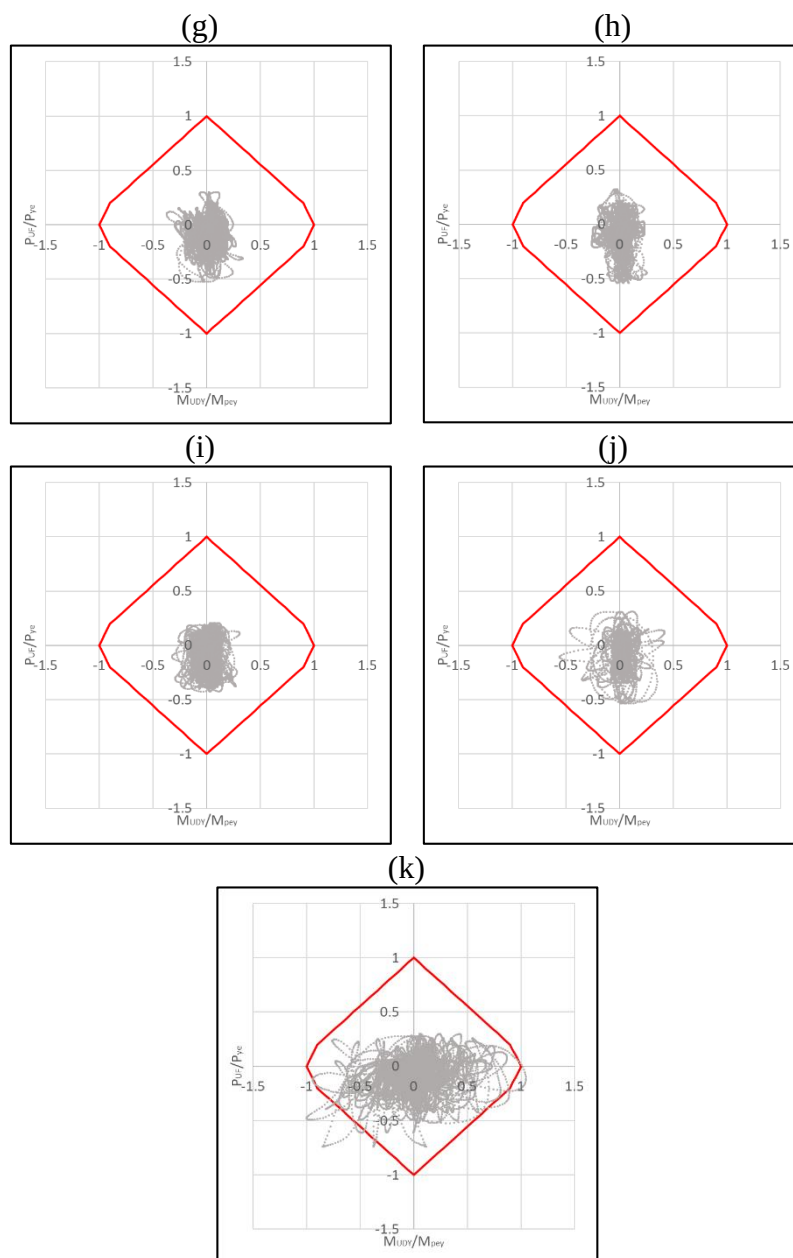
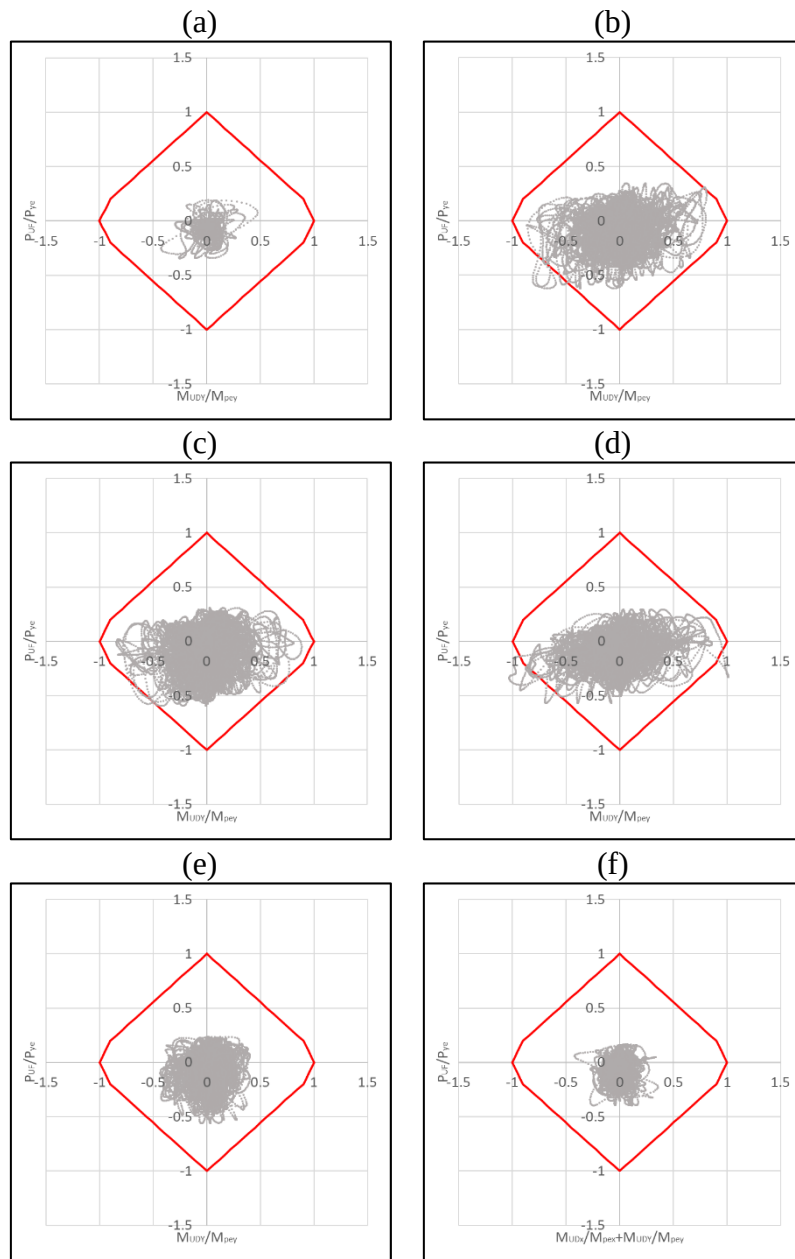


Figura IV-4: Relación P-M de columna #1 de registros para el nivel SDI (a) #1; (b) #2; (c) #3; (d) #4; (e) #5; (f) #6; (g) #7; (h) #8; (i) #9; (j) #10 y (k) #11, con periodo de 0,33 [s].
Fuente: Elaboración propia.



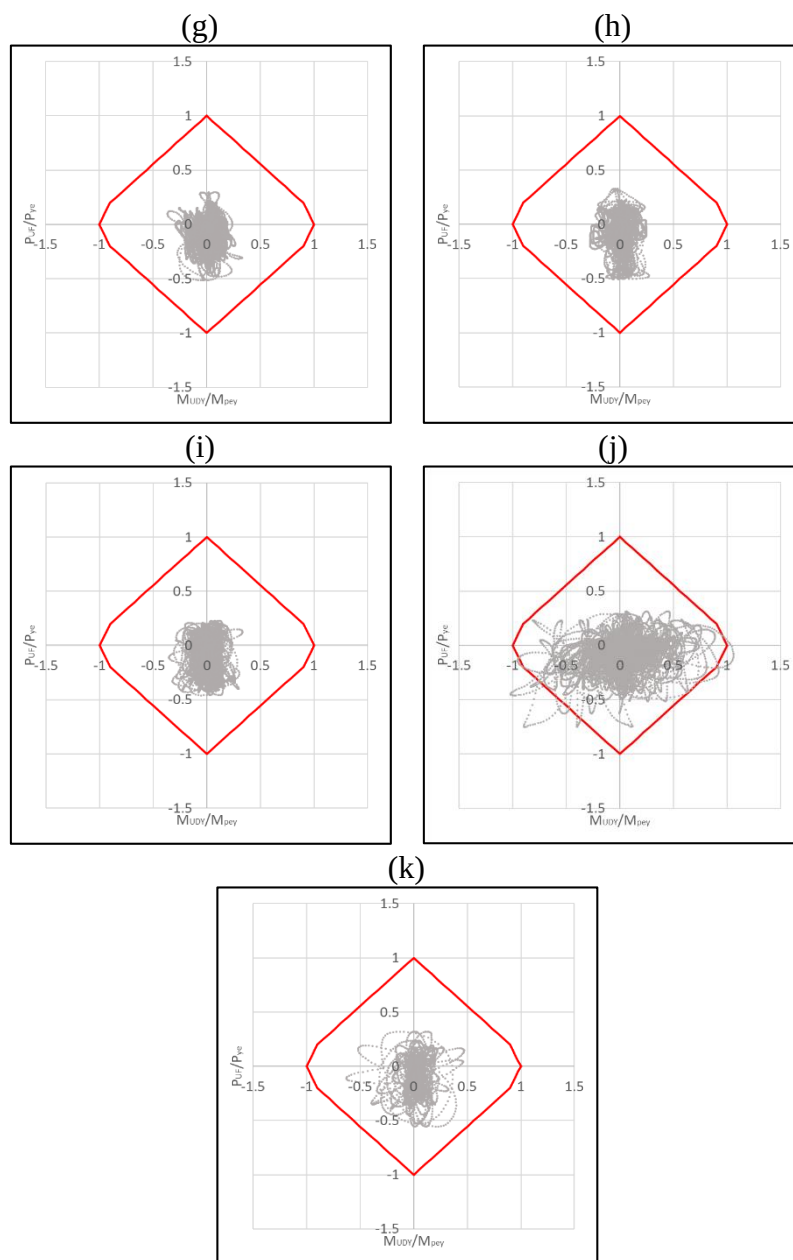
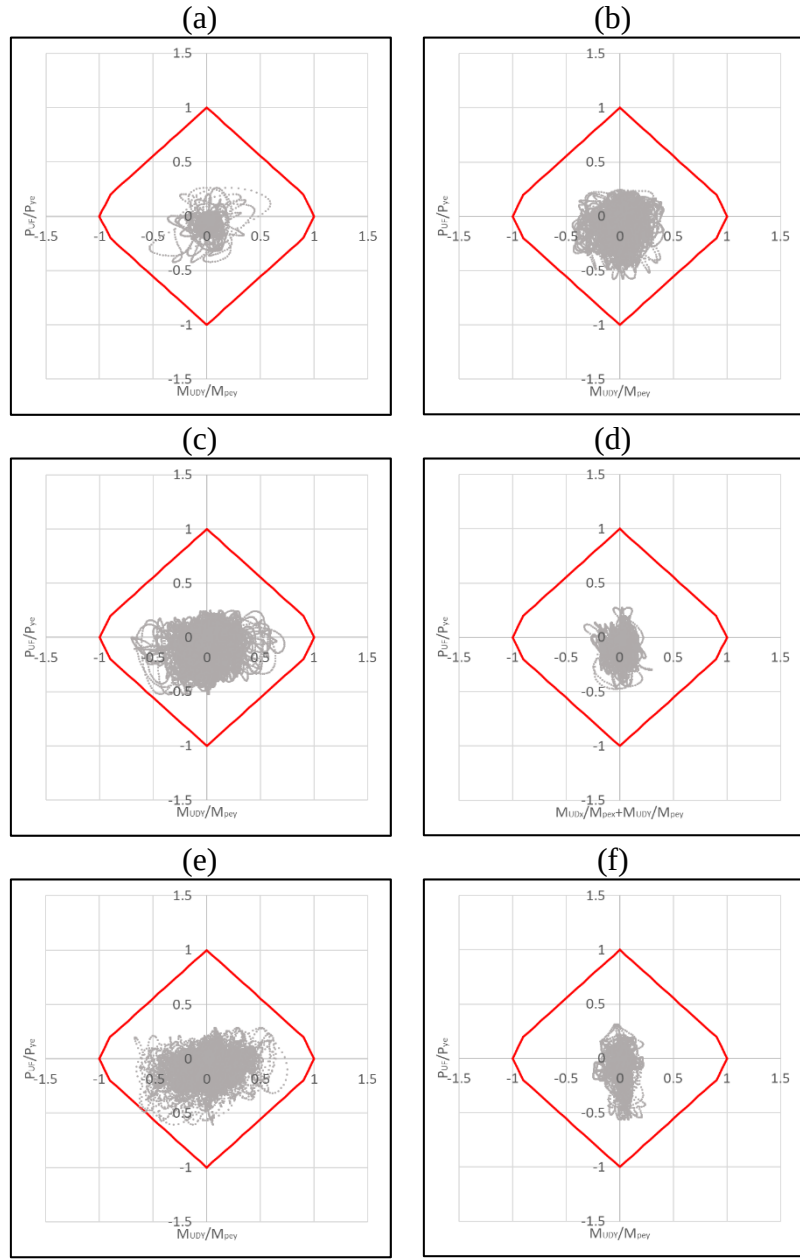


Figura IV-5: Relación P-M de columna #1 de registros para el nivel SDI (a) #1; (b) #2; (c) #3; (d) #4; (e) #5; (f) #6; (g) #7; (h) #8; (i) #9; (j) #10 y (k) #11, con periodo de 0,42 [s].

Fuente: Elaboración propia.



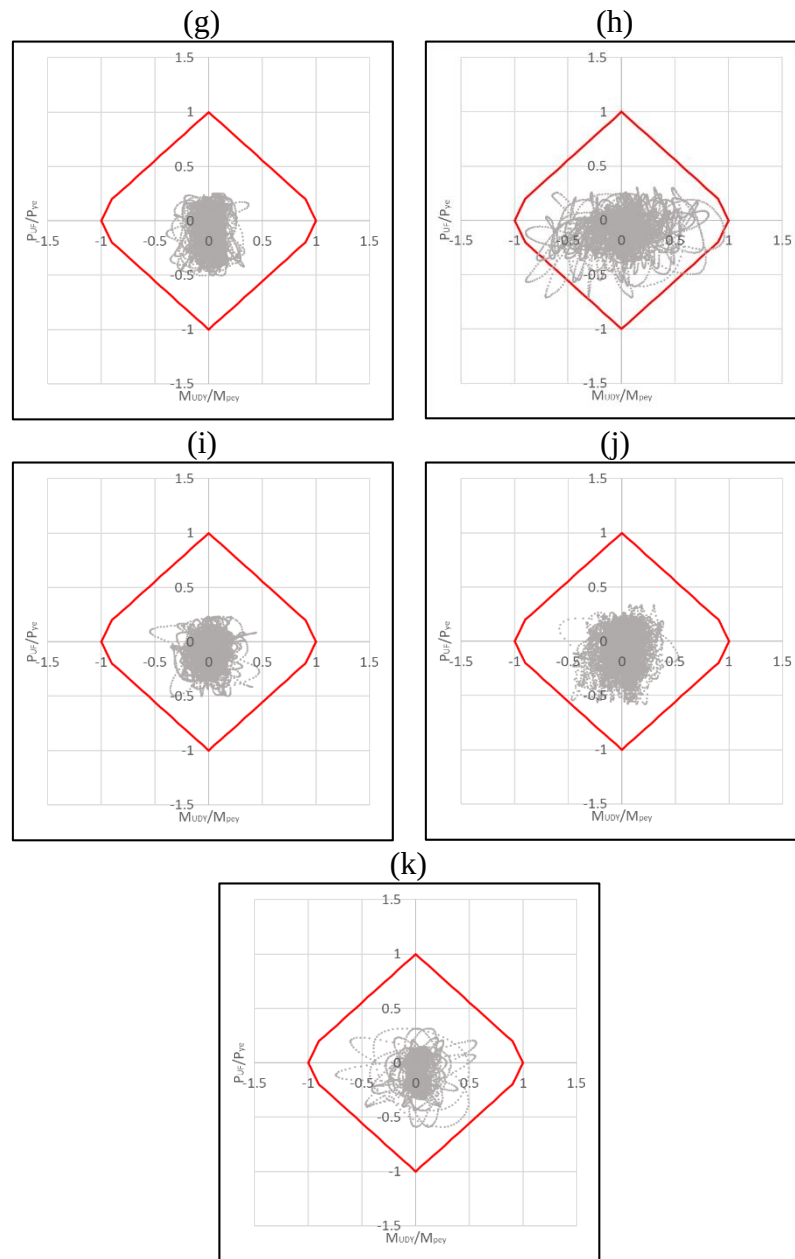
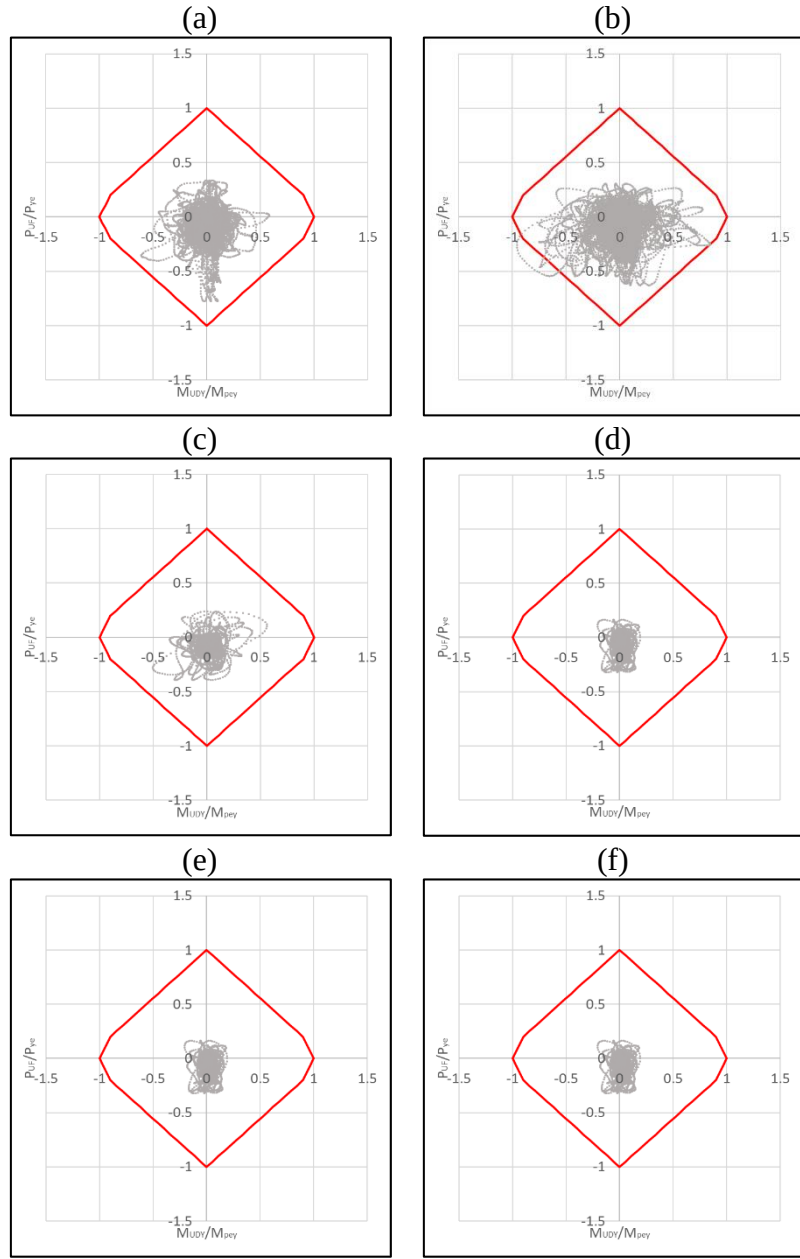


Figura IV-6: Relación P-M de columna #1 de registros para el nivel SDI (a) #1; (b) #2; (c) #3; (d) #4; (e) #5; (f) #6; (g) #7; (h) #8; (i) #9; (j) #10 y (k) #11, con periodo de 1,14 [s].
Fuente: Elaboración propia.



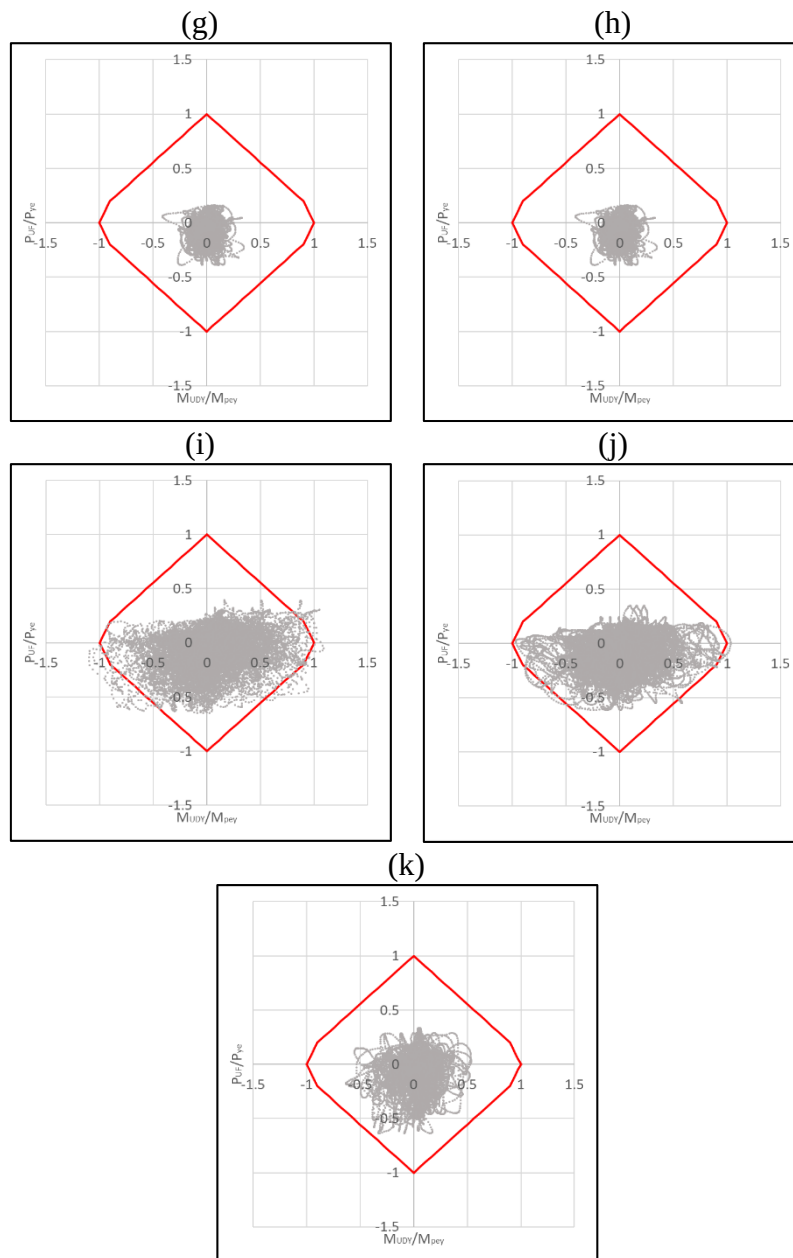
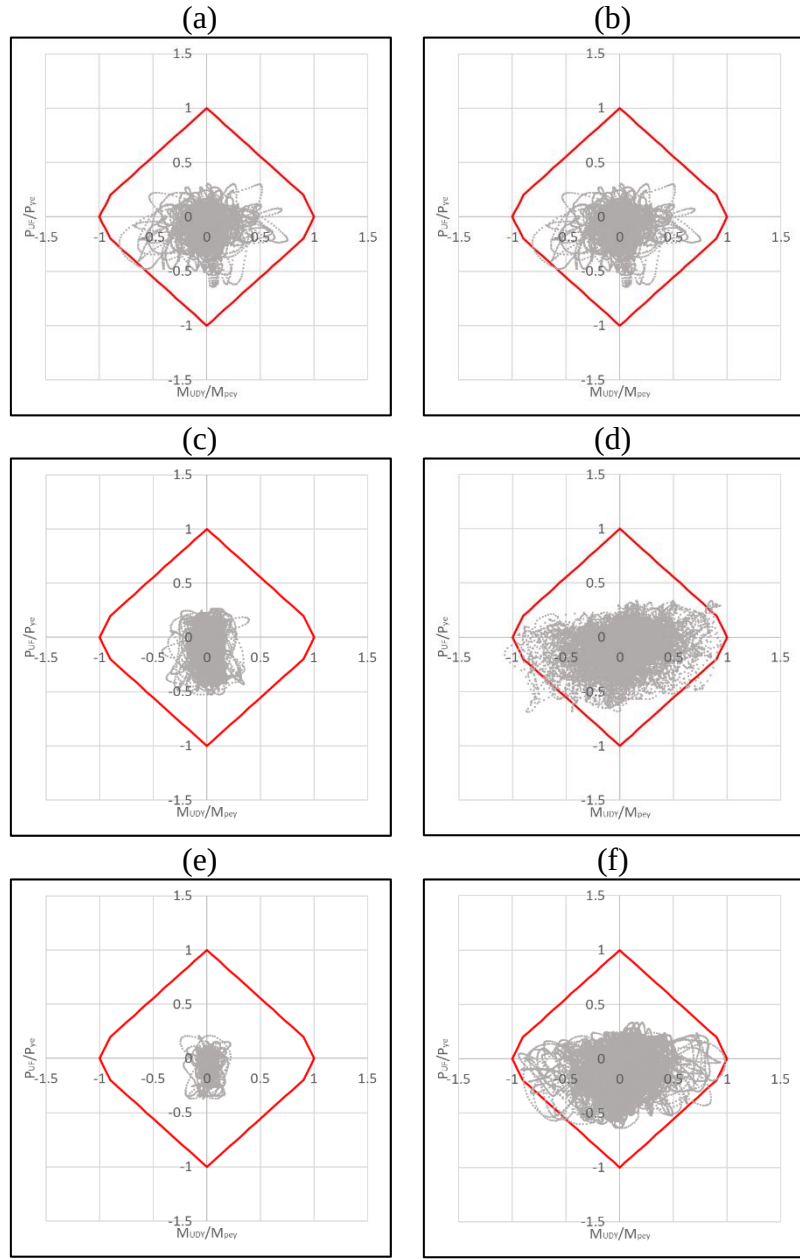


Figura IV-7: Relación P-M de columna #1 de registros para el nivel SMP (a) #1; (b) #2; (c) #3; (d) #4; (e) #5; (f) #6; (g) #7; (h) #8; (i) #9; (j) #10 y (k) #11, con periodo de 0,17 [s].
Fuente: Elaboración propia.



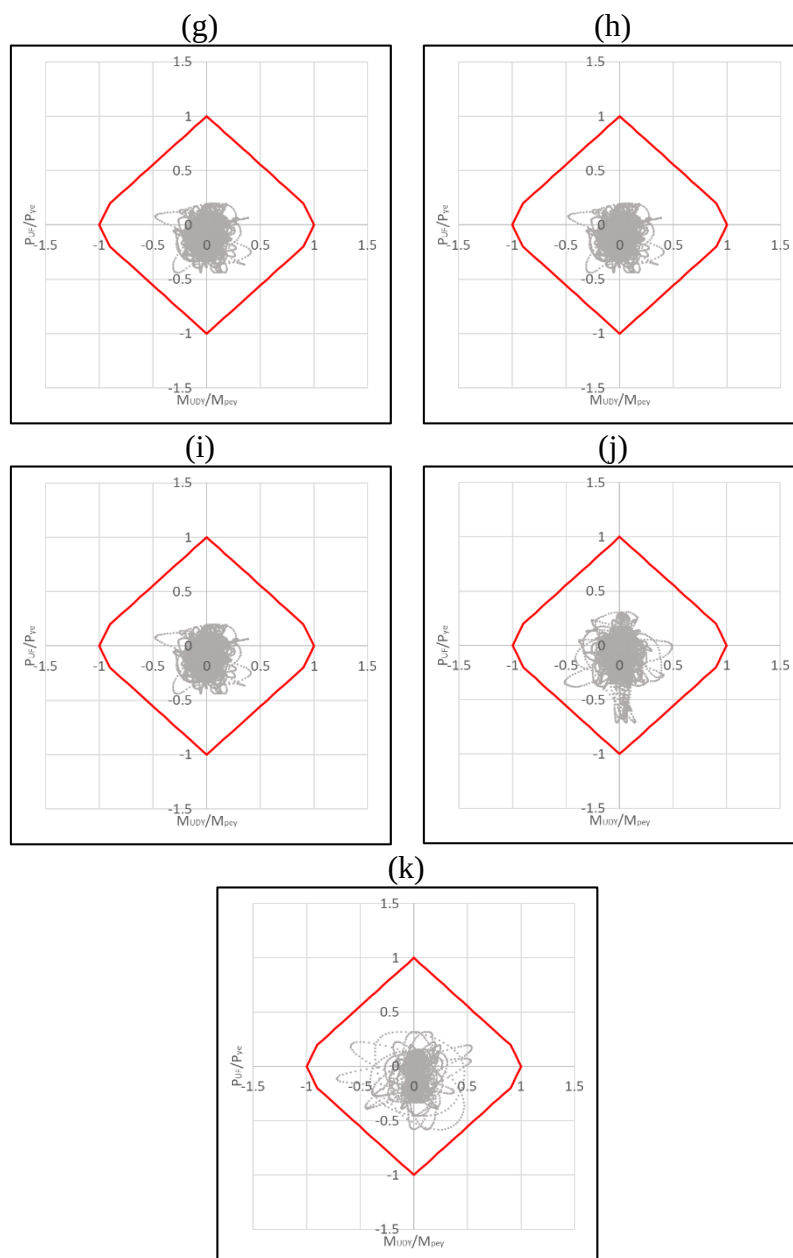
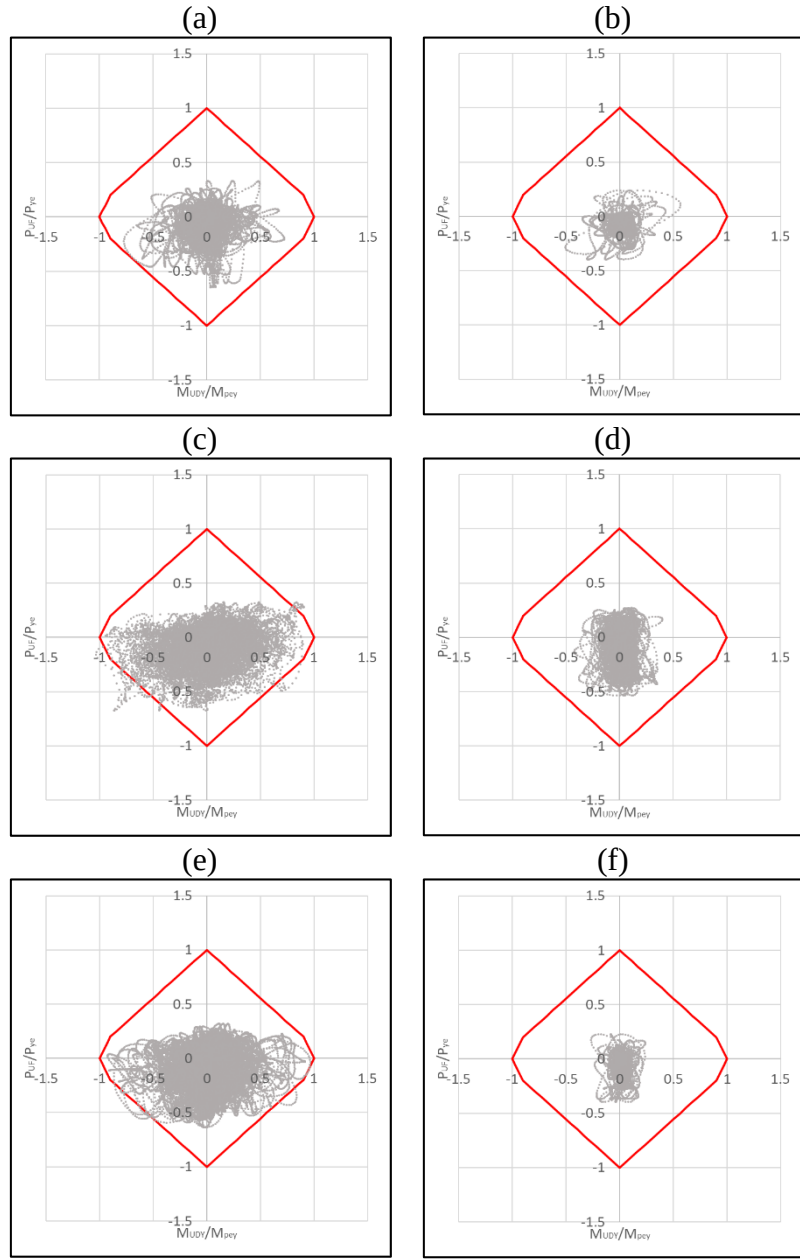


Figura IV-8: Relación P-M de columna #1 de registros para el nivel SMP (a) #1; (b) #2; (c) #3; (d) #4; (e) #5; (f) #6; (g) #7; (h) #8; (i) #9; (j) #10 y (k) #11, con periodo de 0,33 [s].
Fuente: Elaboración propia.



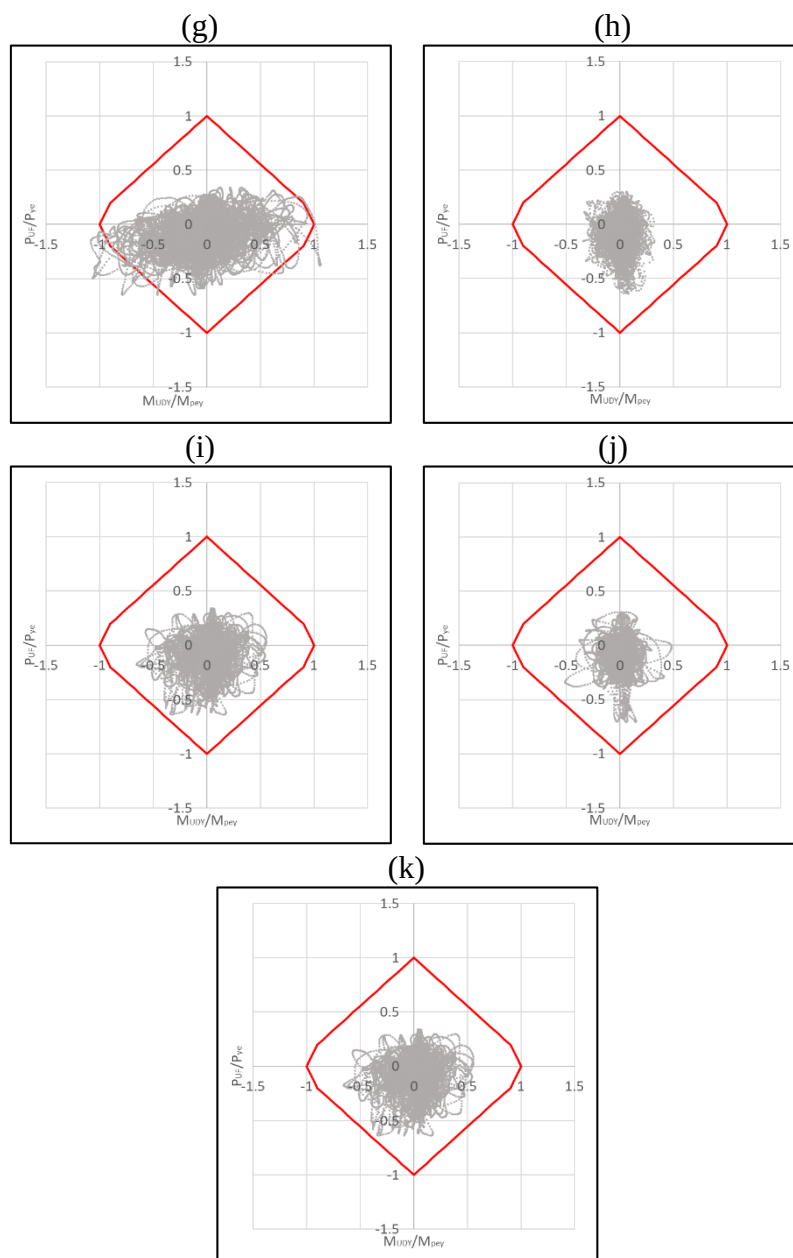
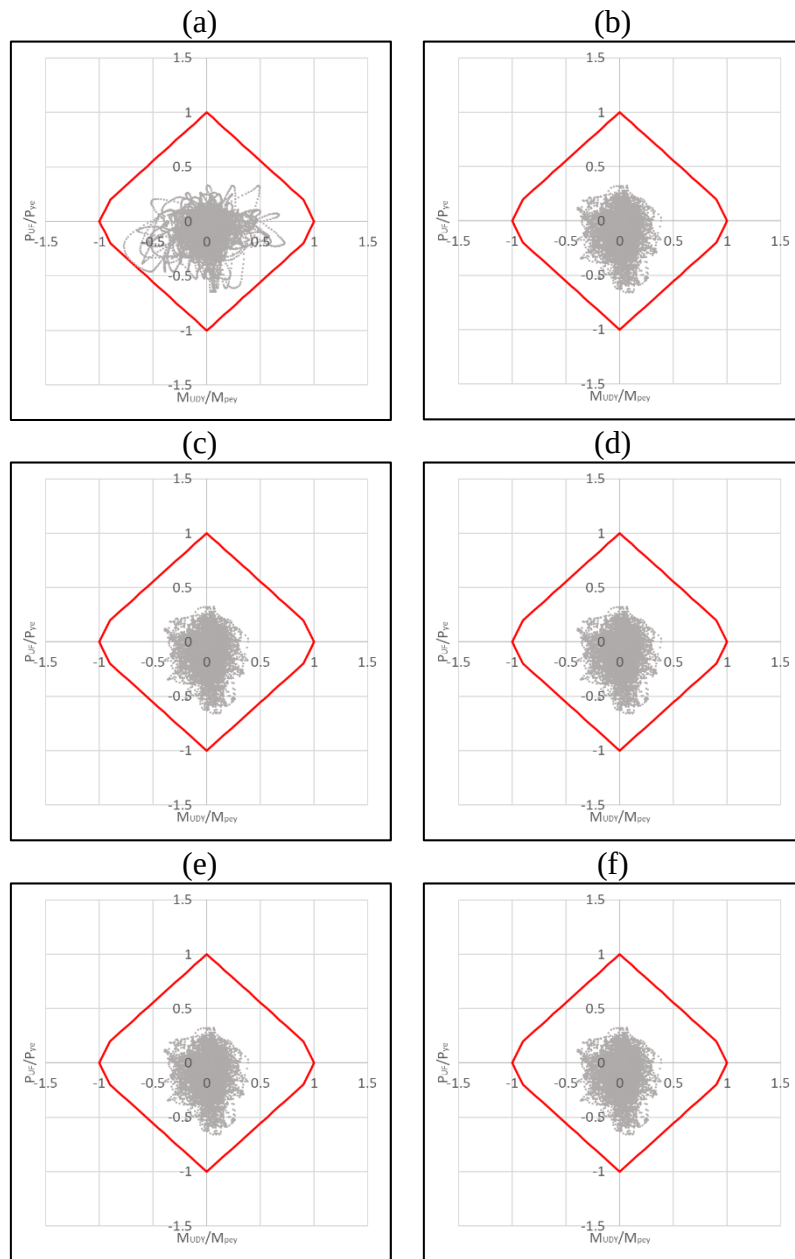


Figura IV-9: Relación P-M de columna #1 de registros para el nivel SMP (a) #1; (b) #2; (c) #3; (d) #4; (e) #5; (f) #6; (g) #7; (h) #8; (i) #9; (j) #10 y (k) #11, con periodo de 0,42 [s].
Fuente: Elaboración propia.



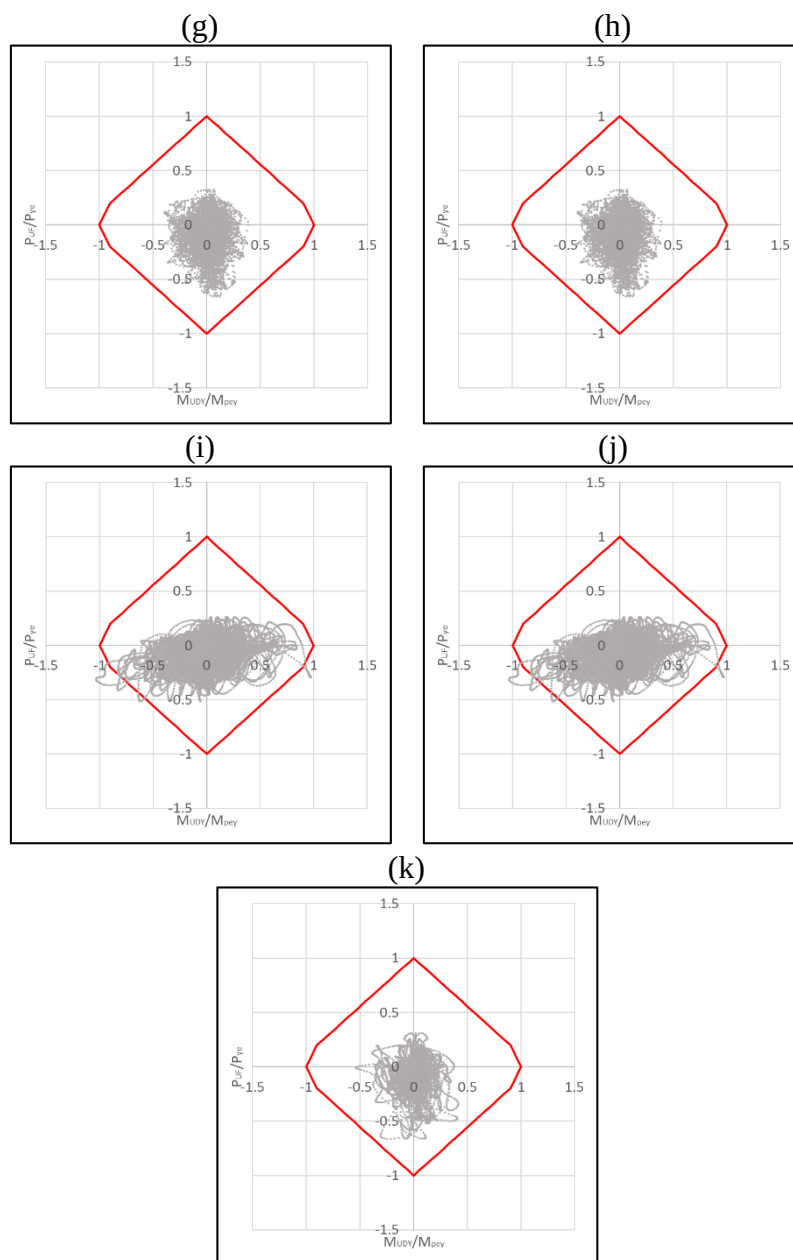


Figura IV-10: Relación P-M de columna #1 de registros para el nivel SMP (a) #1; (b) #2; (c) #3; (d) #4; (e) #5; (f) #6; (g) #7; (h) #8; (i) #9; (j) #10 y (k) #11, con periodo de 1,14 [s].

Fuente: Elaboración propia.

IV.1.2 Columnas de marco resistente a momento tipo 2

Con lo anterior, se procede a verificar el cumplimiento de las ecuaciones (4.1) y (4.2) para los diferentes periodos y registros sísmicos, como se detalla en la Figura IV-12 a Figura IV-19 para la columna #2.

Se detalla en la Figura IV-11 el porcentaje de cumplimiento de la relación P-M, donde se determina cómo el 70,45% de los casos analizados cumple para el nivel SDI y 63,64% para el SMP.

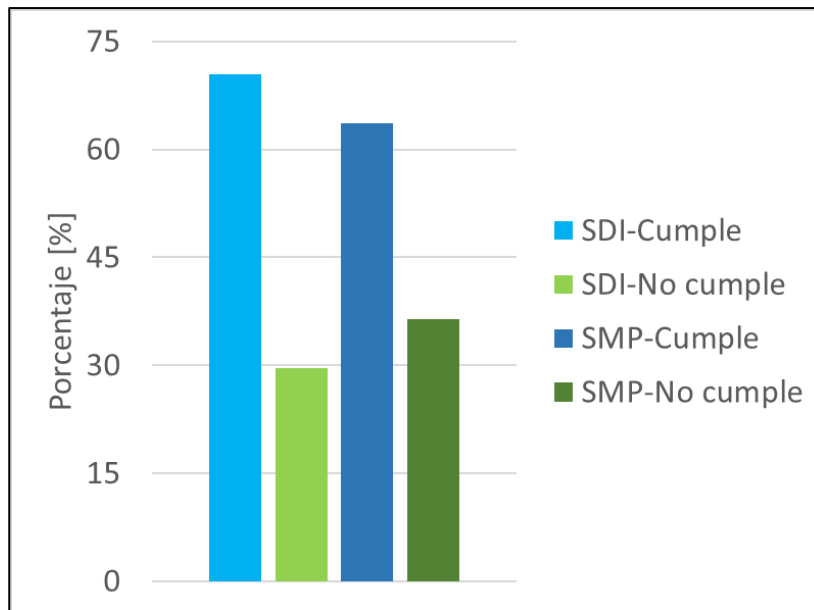
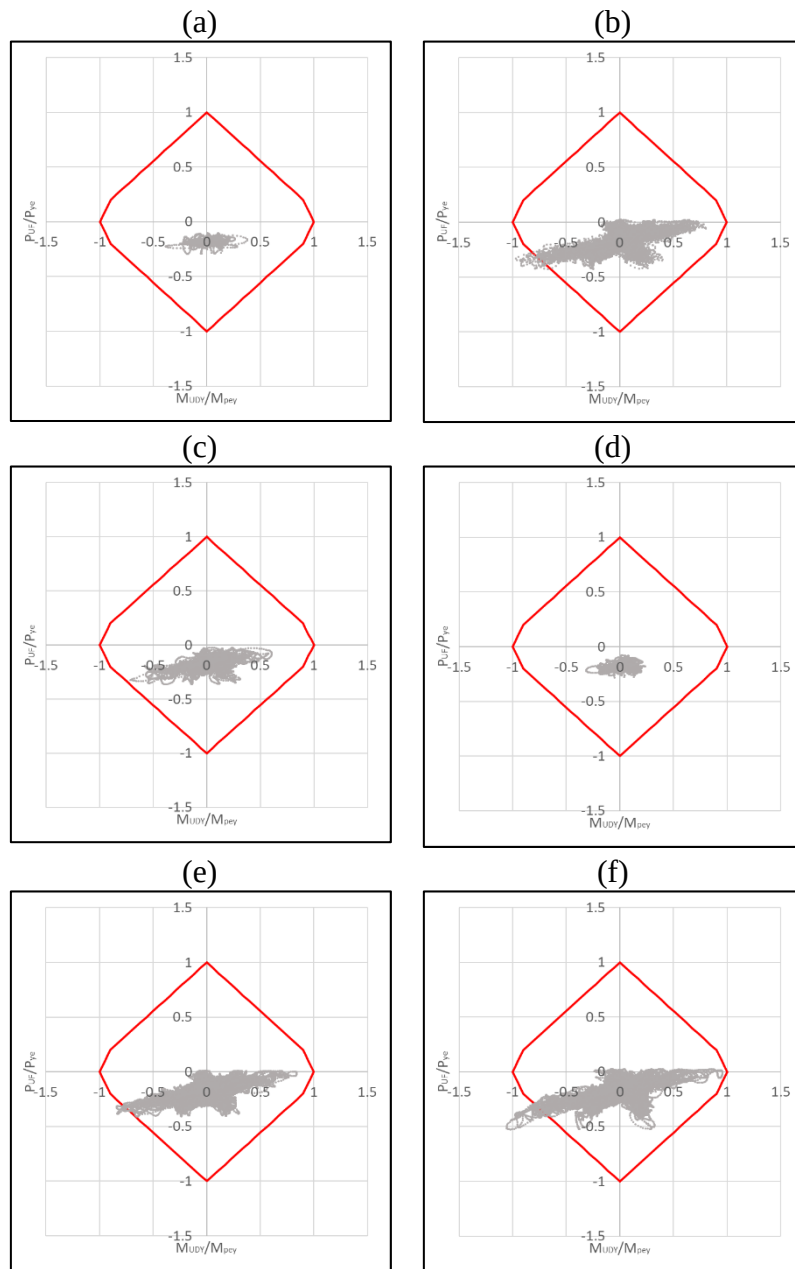


Figura IV-11: Porcentaje de cumplimiento relación P-M para marco resistente a momento tipo 2.

Fuente: Elaboración propia.



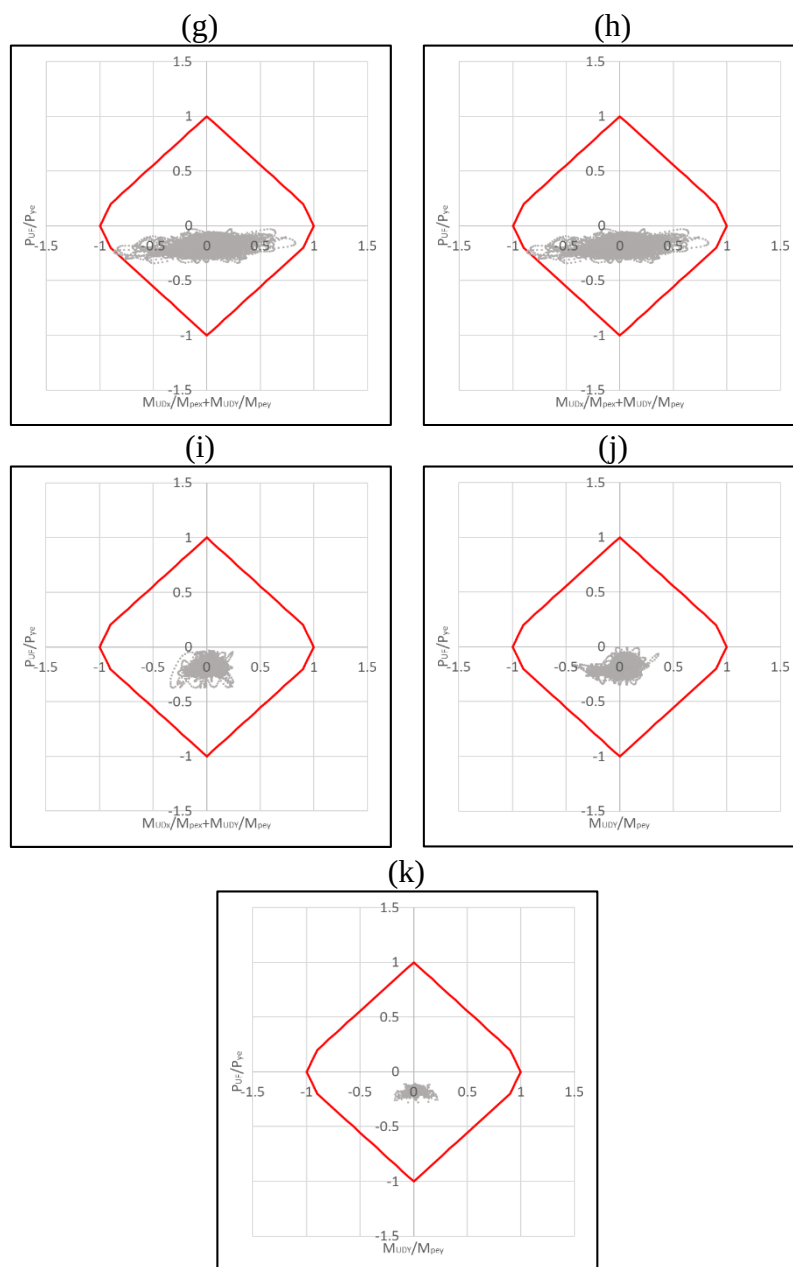
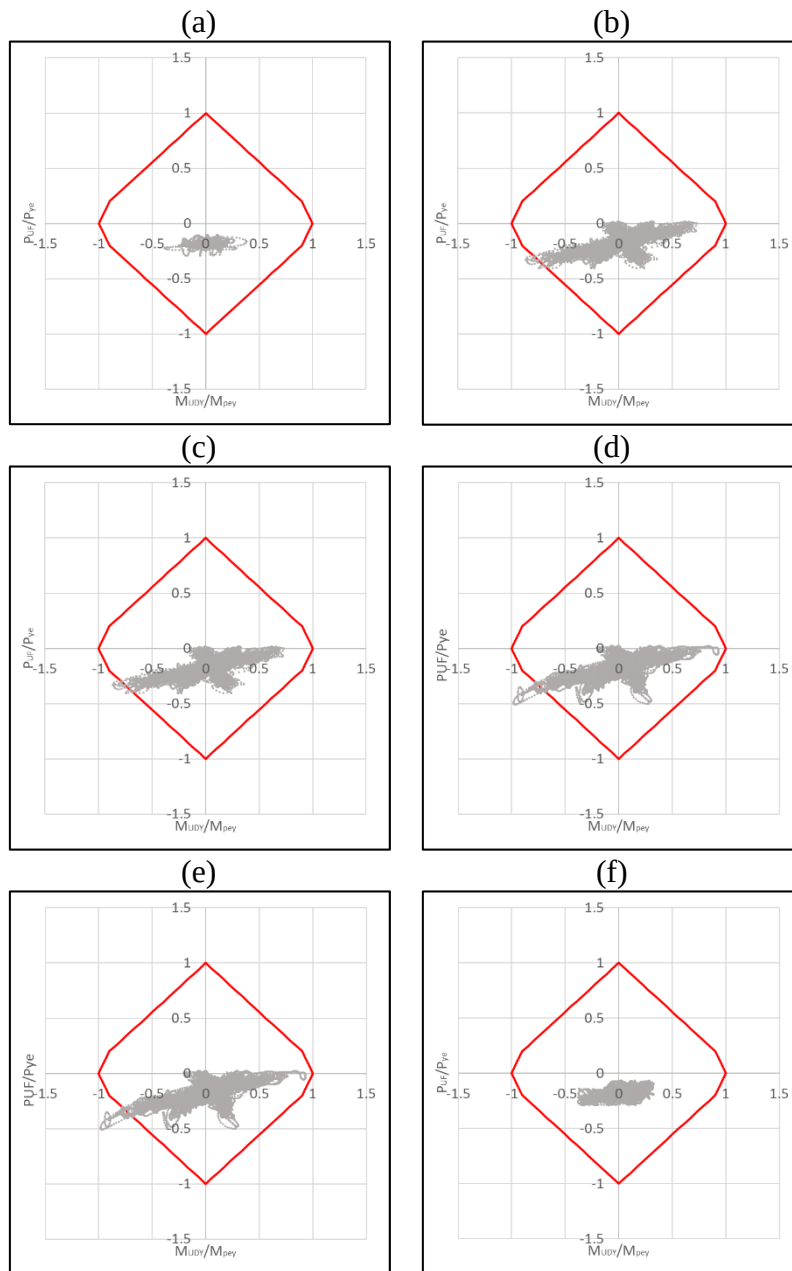


Figura IV-12: Relación P-M de columna #2 de registros para el nivel SDI (a) #1; (b) #2; (c) #3; (d) #4; (e) #5; (f) #6; (g) #7; (h) #8; (i) #9; (j) #10 y (k) #11, con periodo de 0,17 [s].

Fuente: Elaboración propia.



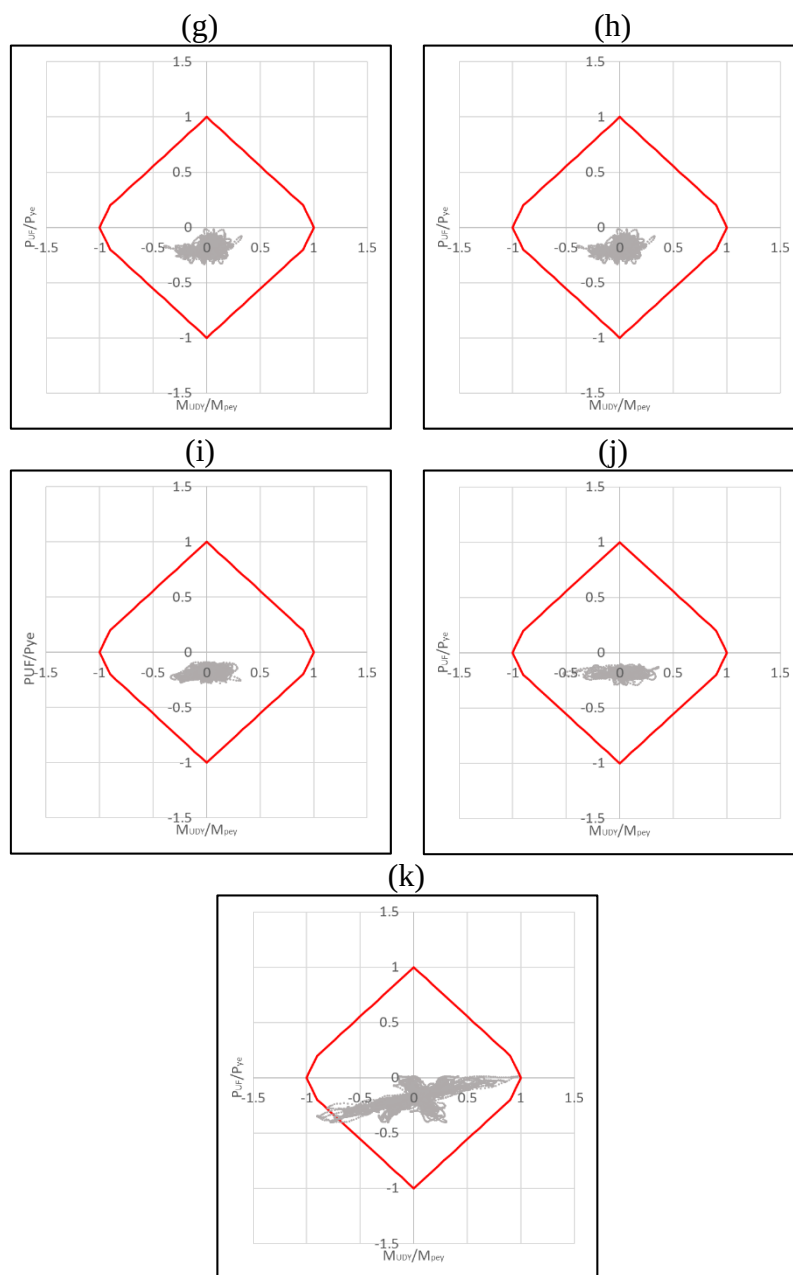
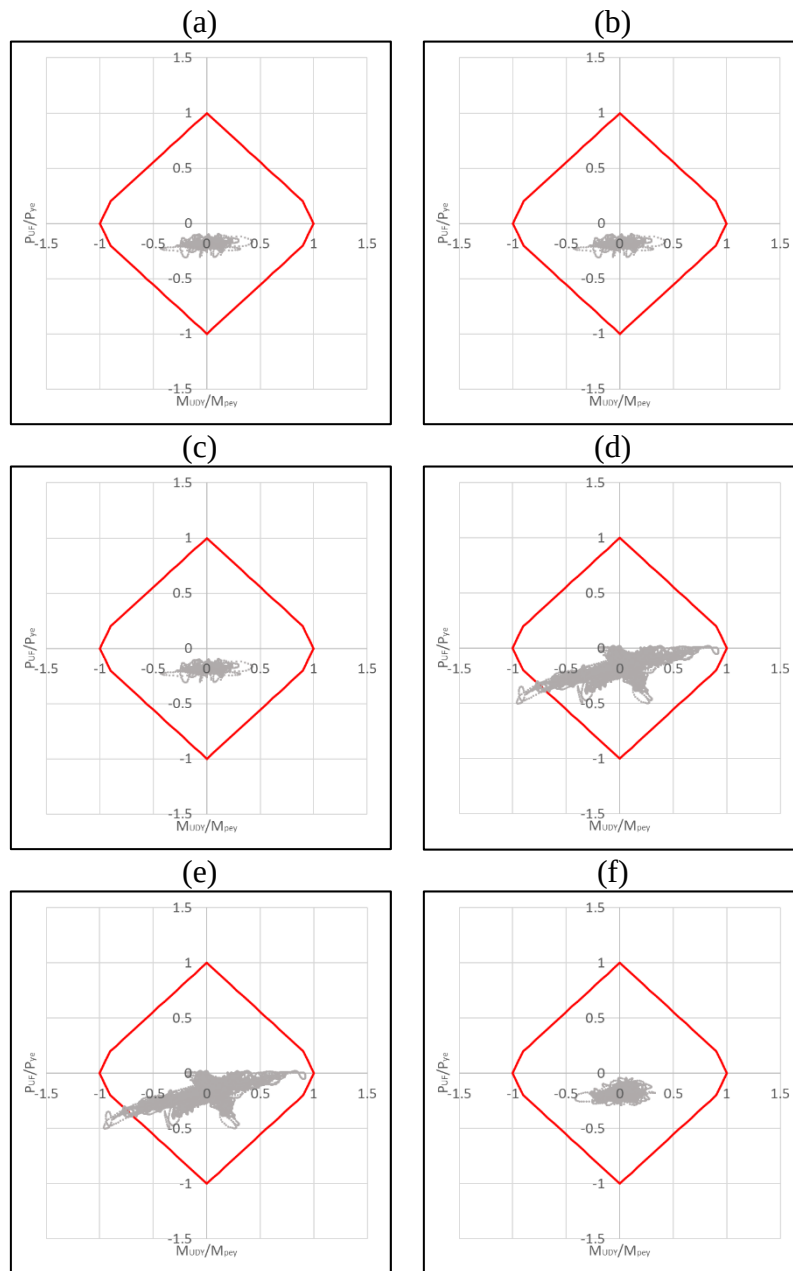


Figura IV-13: Relación P-M de columna #2 de registros para el nivel SDI (a) #1; (b) #2; (c) #3; (d) #4; (e) #5; (f) #6; (g) #7; (h) #8; (i) #9; (j) #10 y (k) #11, con periodo de 0,33 [s].

Fuente: Elaboración propia.



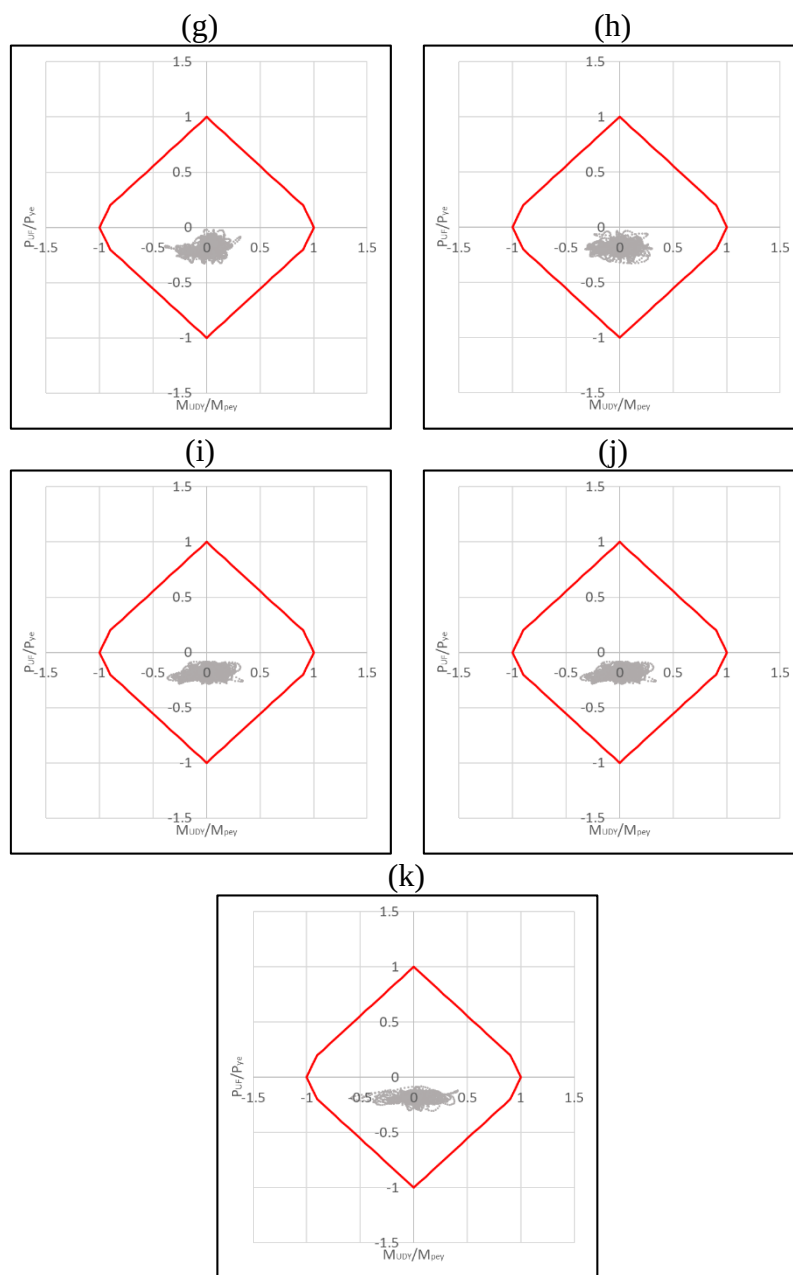
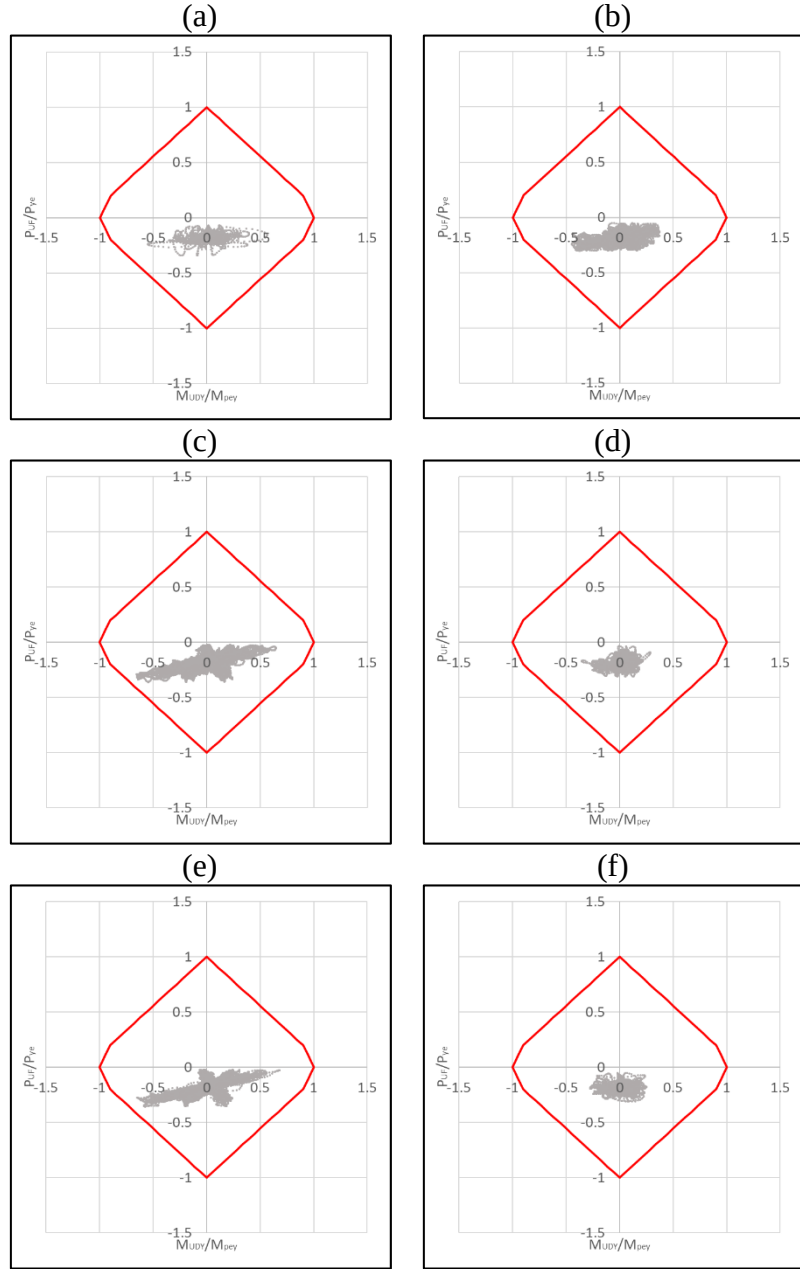


Figura IV-14: Relación P-M de columna #2 de registros para el nivel SDI (a) #1; (b) #2; (c) #3; (d) #4; (e) #5; (f) #6; (g) #7; (h) #8; (i) #9; (j) #10 y (k) #11, con periodo de 0,42 [s].

Fuente: Elaboración propia.



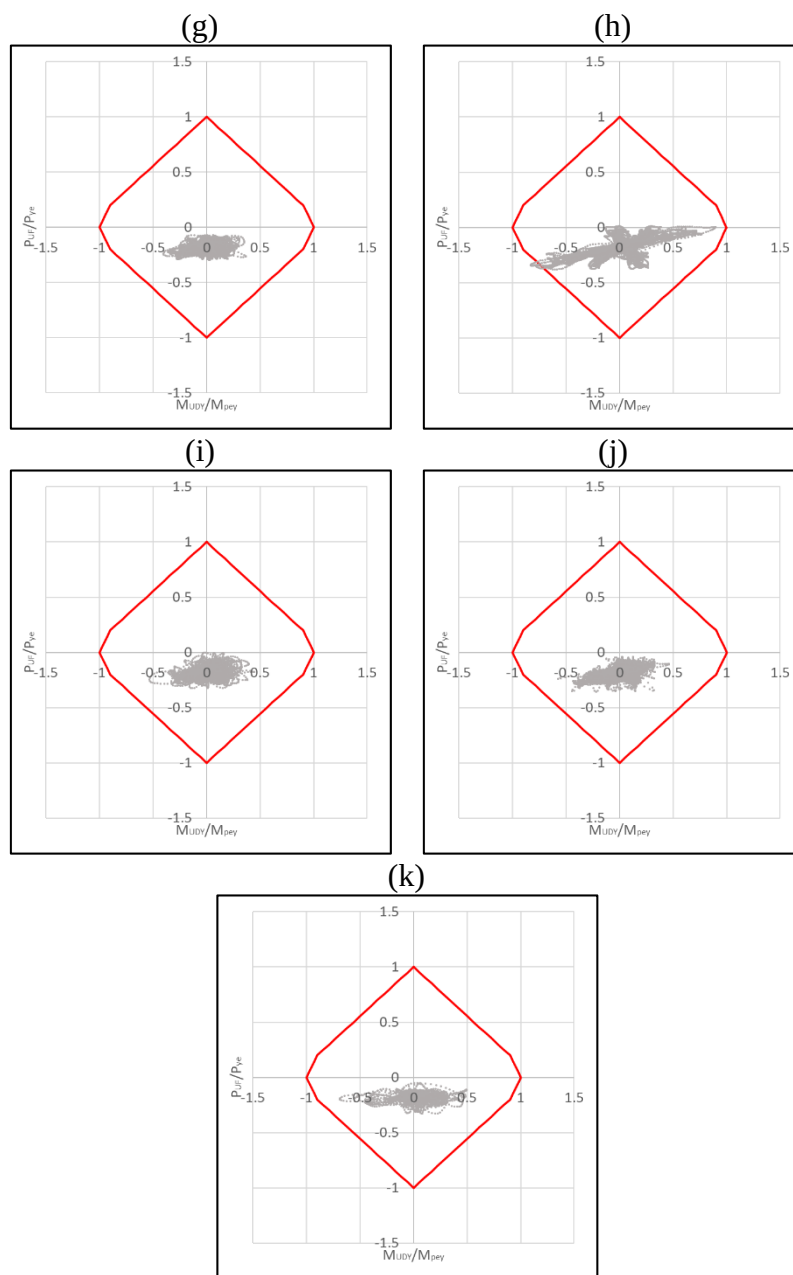
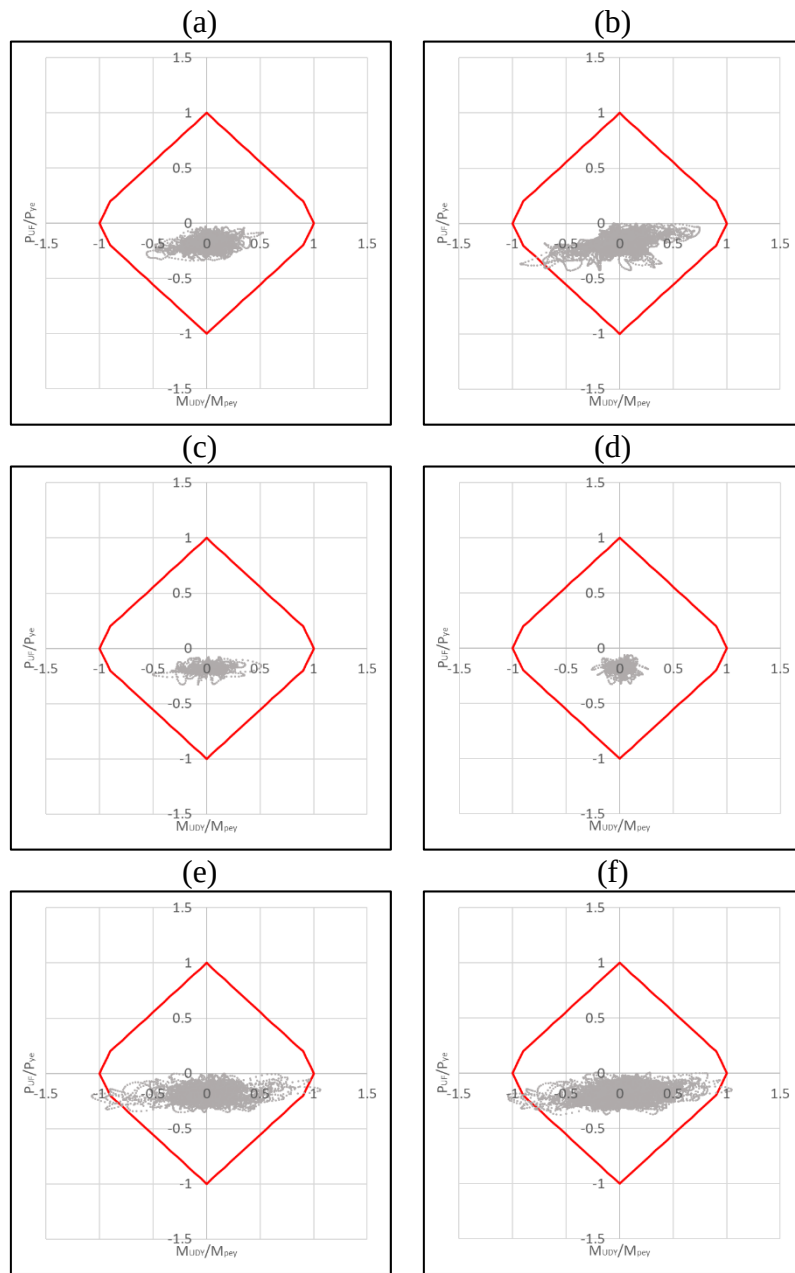


Figura IV-15: Relación P-M de columna #2 de registros para el nivel SDI (a) #1; (b) #2; (c) #3; (d) #4; (e) #5; (f) #6; (g) #7; (h) #8; (i) #9; (j) #10 y (k) #11, con periodo de 1,14 [s].

Fuente: Elaboración propia.



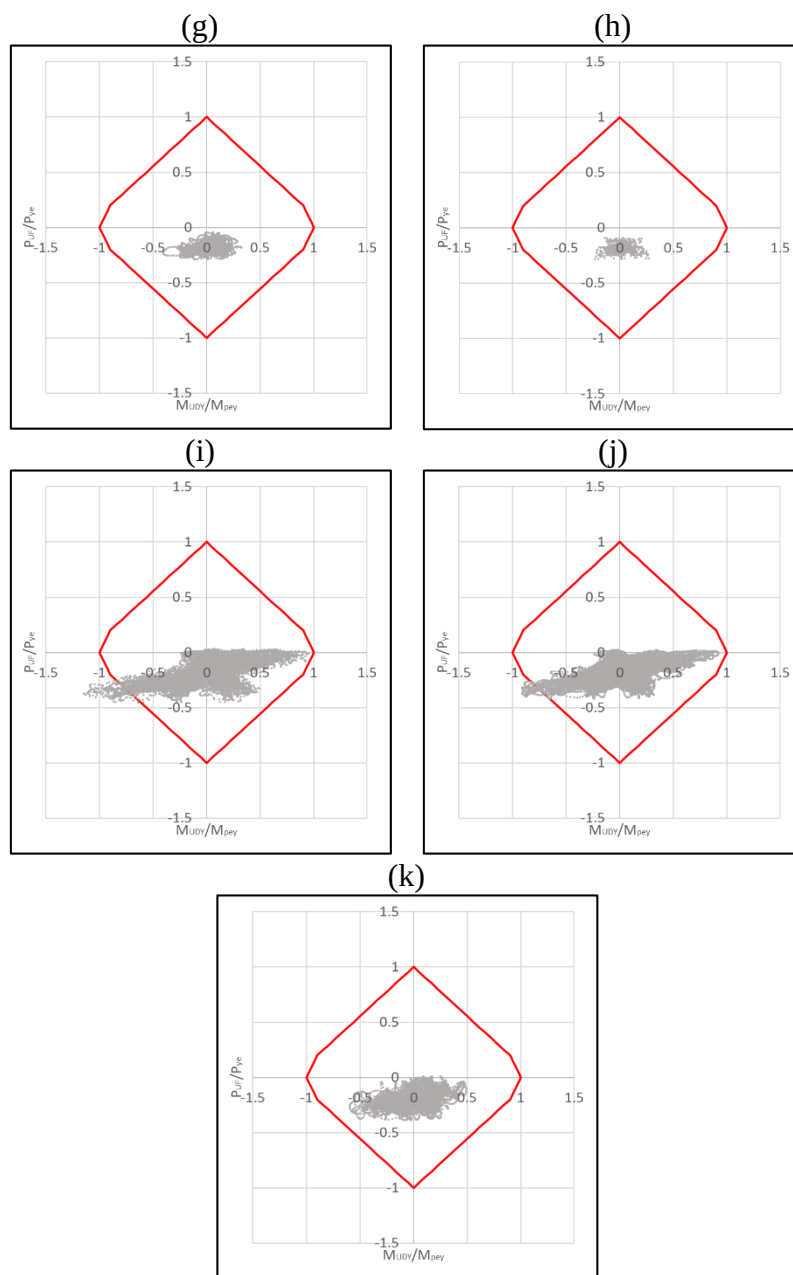
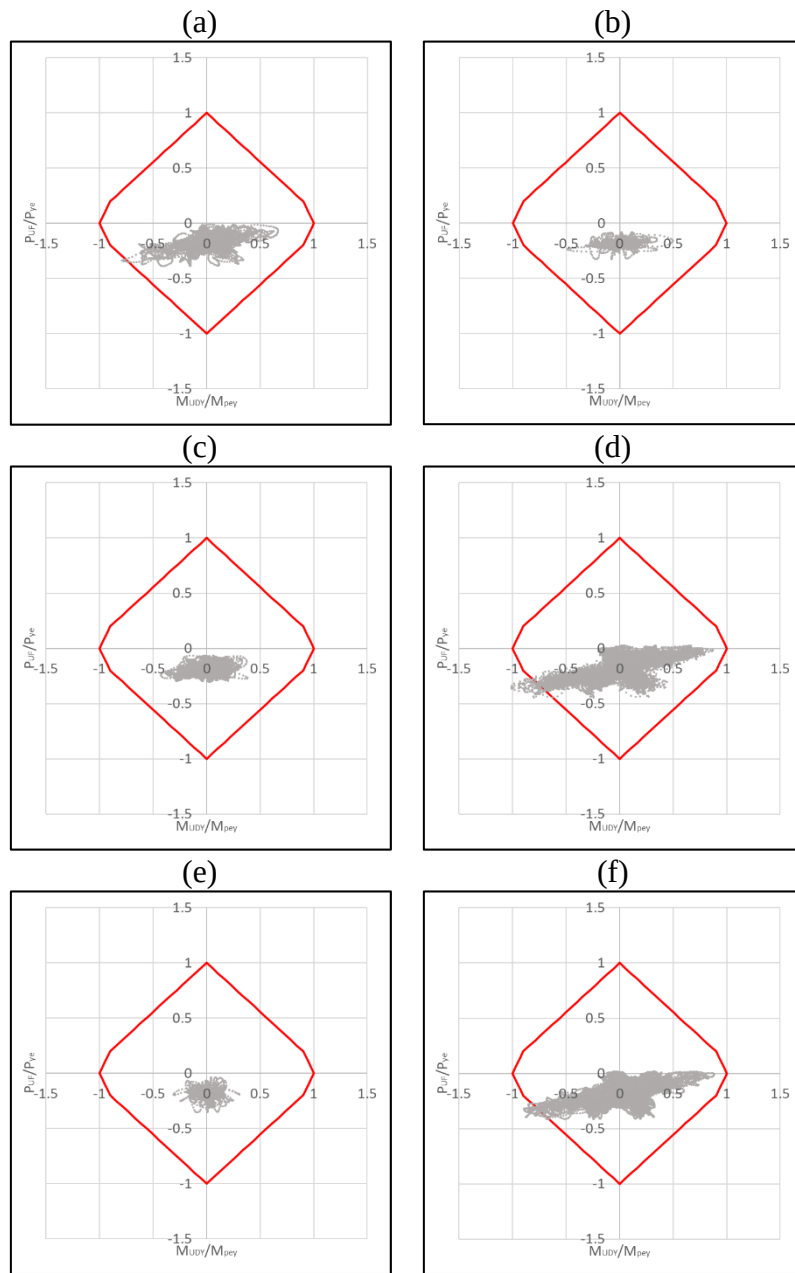


Figura IV-16: Relación P-M de columna #2 de registros para el nivel SMP (a) #1; (b) #2; (c) #3; (d) #4; (e) #5; (f) #6; (g) #7; (h) #8; (i) #9; (j) #10 y (k) #11, con periodo de 0,17 [s].

Fuente: Elaboración propia.



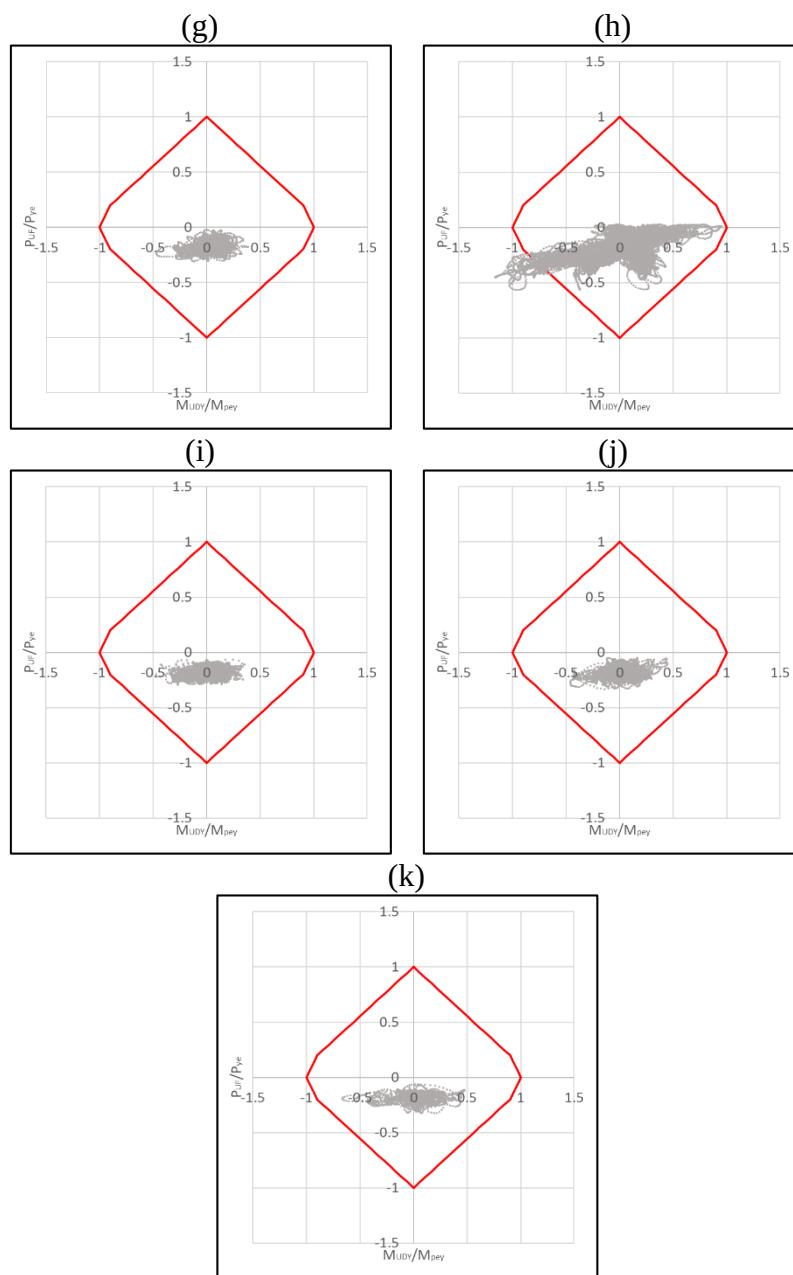
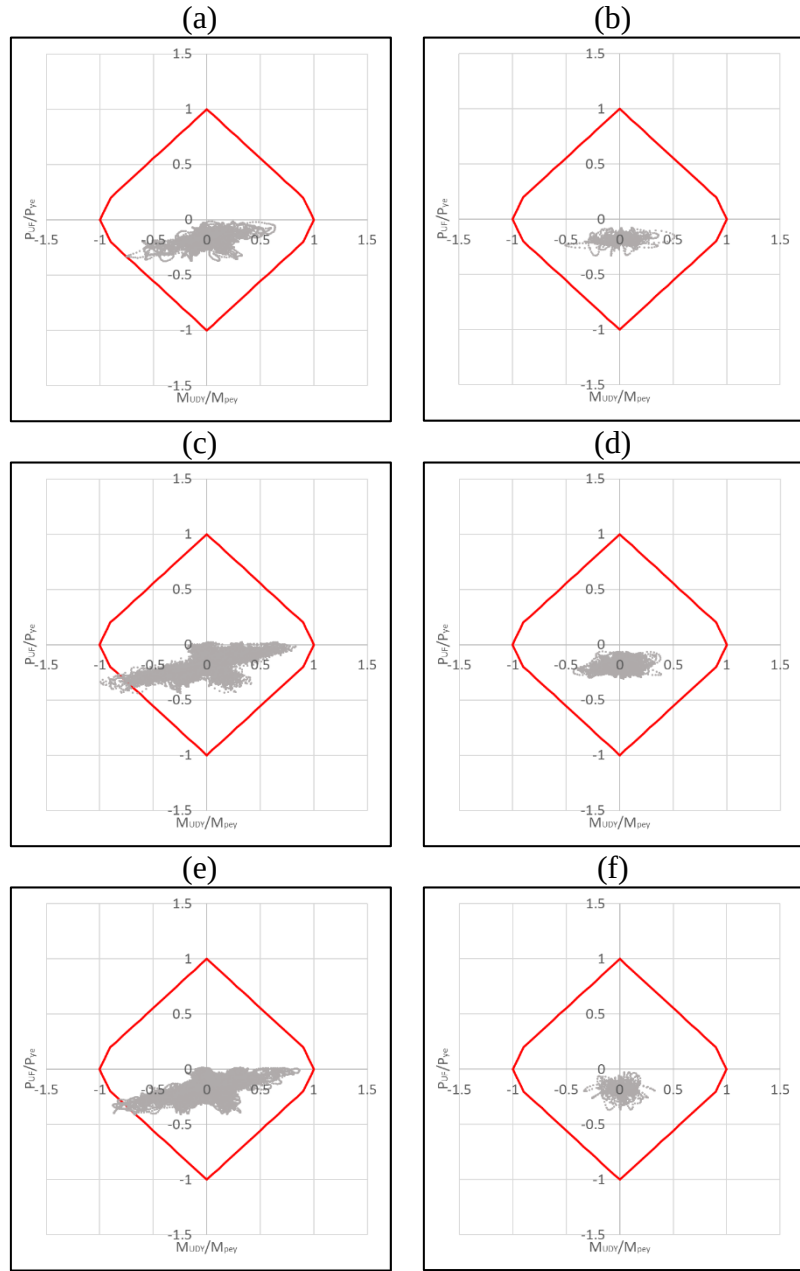


Figura IV-17: Relación P-M de columna #2 de registros para el nivel SMP (a) #1; (b) #2; (c) #3; (d) #4; (e) #5; (f) #6; (g) #7; (h) #8; (i) #9; (j) #10 y (k) #11, con periodo de 0,33 [s].

Fuente: Elaboración propia.



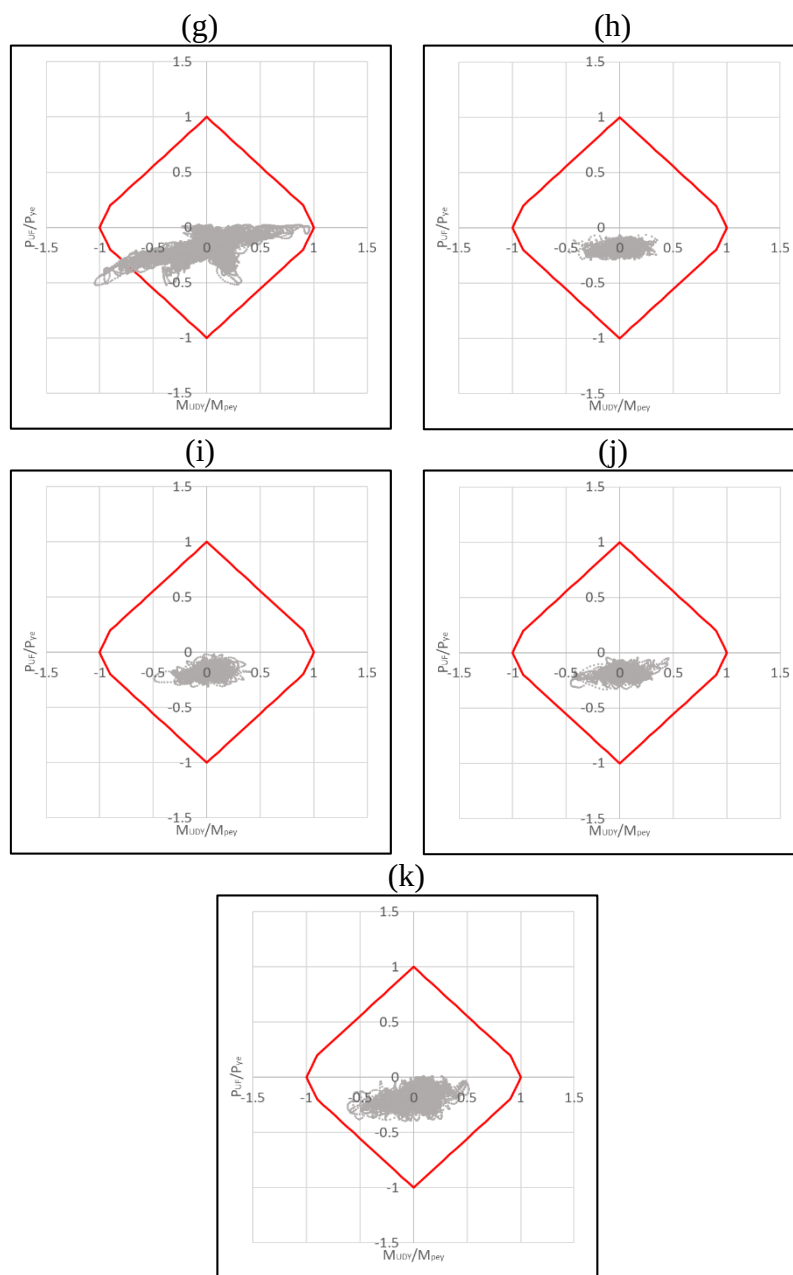
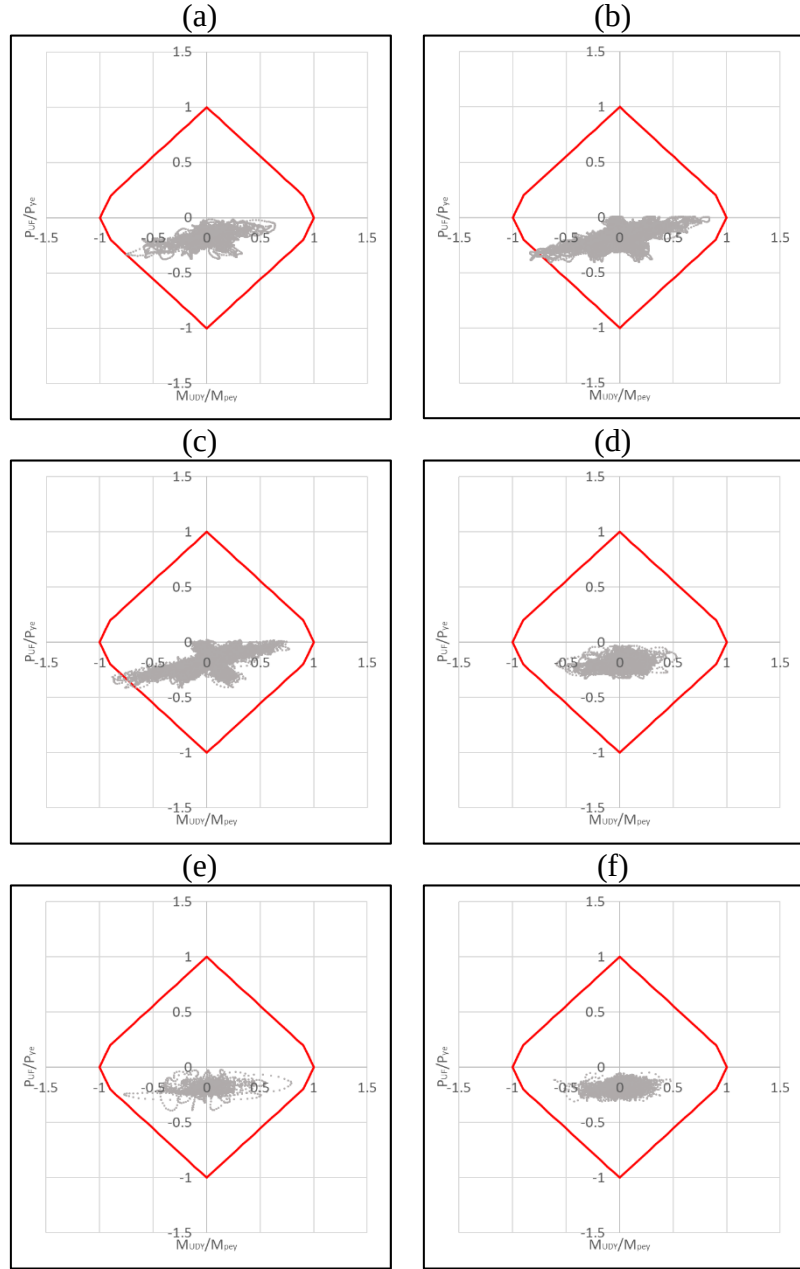


Figura IV-18: Relación P-M de columna #2 de registros para el nivel SMP (a) #1; (b) #2; (c) #3; (d) #4; (e) #5; (f) #6; (g) #7; (h) #8; (i) #9; (j) #10 y (k) #11, con periodo de 0,42 [s].

Fuente: Elaboración propia.



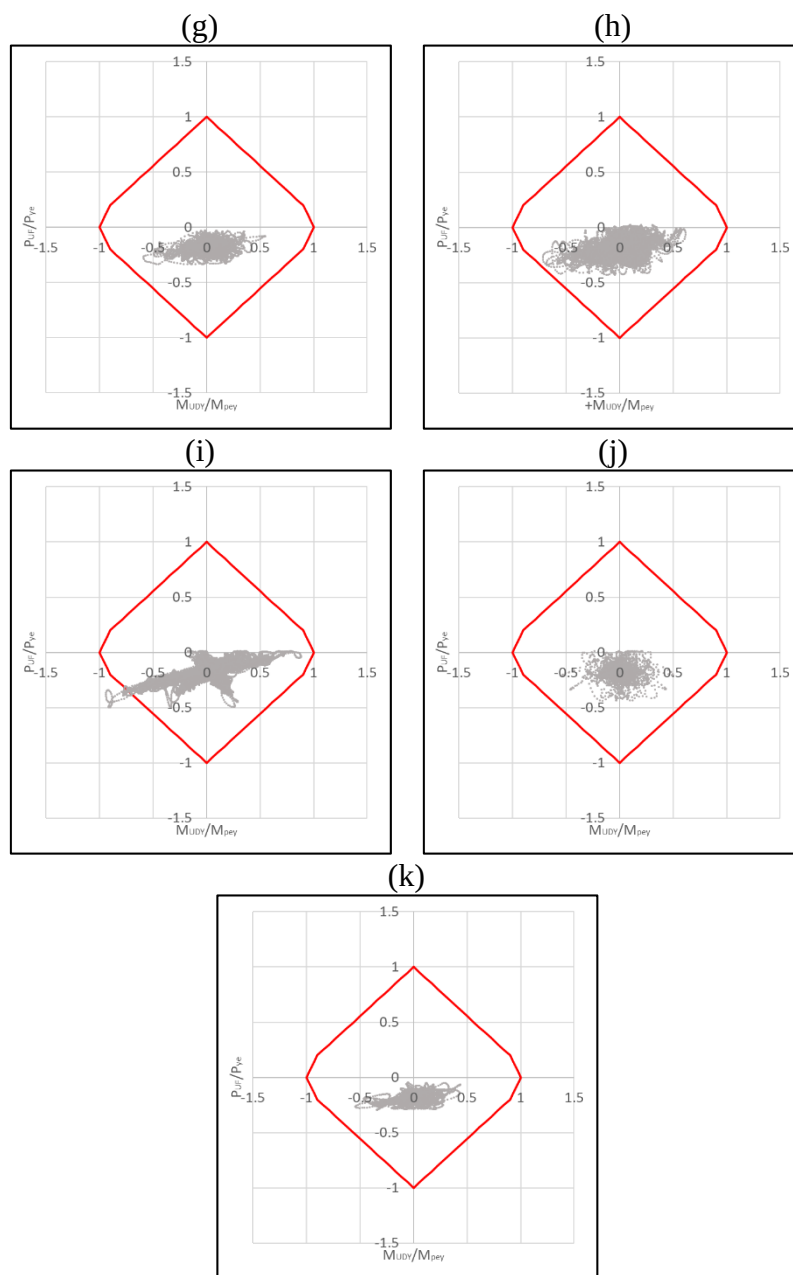


Figura IV-19: Relación P-M de columna #2 de registros para el nivel SMP (a) #1; (b) #2; (c) #3; (d) #4; (e) #5; (f) #6; (g) #7; (h) #8; (i) #9; (j) #10 y (k) #11, con periodo de 1,14 [s].

Fuente: Elaboración propia.

IV.1.3 Rotaciones

Se determinan las rotaciones presentes en los extremos de las vigas y columnas de los MRM, a través de las rótulas generadas en el modelo en el software SAP2000, a modo de capturar el nivel de incursión no lineal que experimentan estos elementos, bajo los análisis realizados al proyecto en estudio. A modo de capturar los valores representativos para cada periodo y condición de análisis, se seleccionan aquellas rótulas que exhiben la máxima incursión.

a) Vigas

Se detalla en la Figura IV-20 y Figura IV-21 las rótulas no lineales detectadas en las vigas, y se han marcado aquellas con rotación máxima, indicando además el registro donde se presenta, para los diferentes periodos y niveles de análisis.

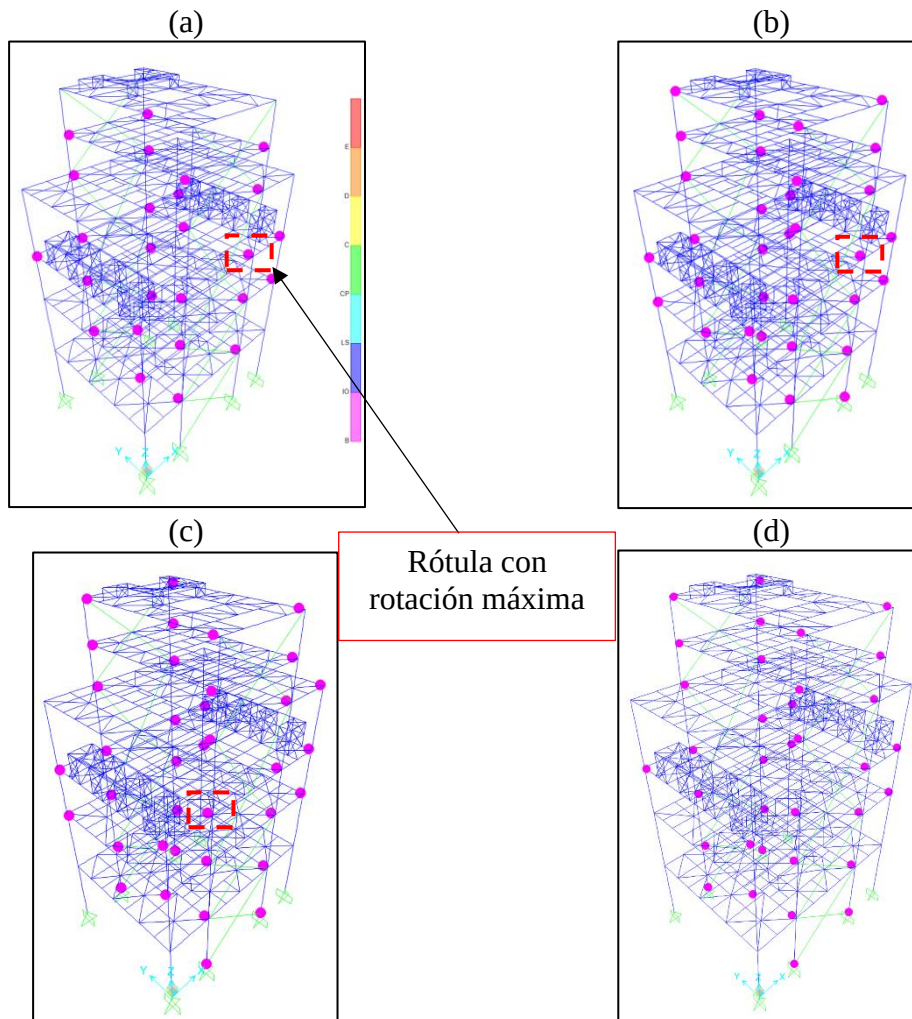


Figura IV-20: Deformada con las rótulas generadas para vigas para el nivel SMP, en el periodo (a) 1.14 [s], para registro #9; (b) 0.42 [s], para registro #7; (c) 0.33 [s] para registro #8; y (d) 0.17 [s], para registro #9.

Fuente: Elaboración propia.

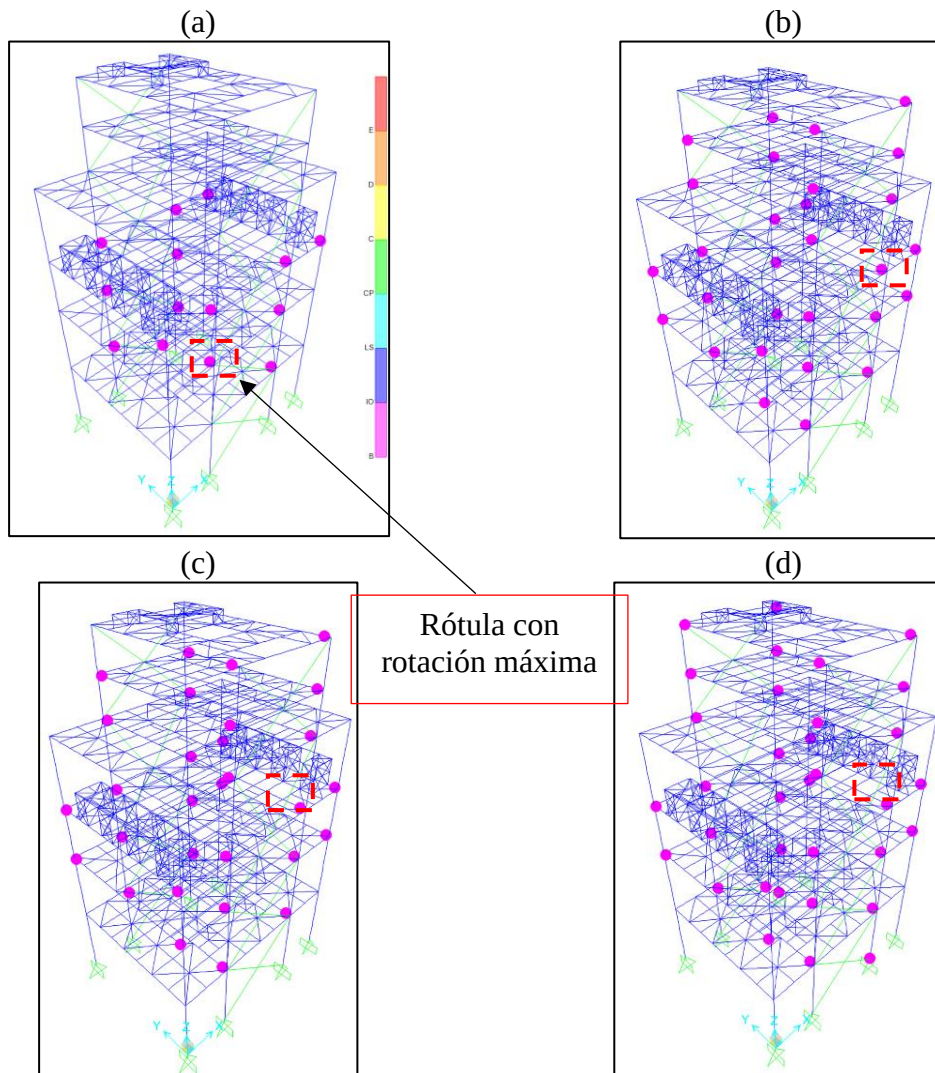


Figura IV-21: Deformada con las rótulas generadas para vigas para el nivel SDI, en el periodo (a) 1.14 [s], para registro #8; (b) 0.42 [s], para registro #4; (c) 0.33 [s] para registro #4; y d) 0.17 [s], para registro #6.

Fuente: Elaboración propia.

Con lo expuesto, se aprecia cómo las rotaciones máximas detectadas cumplen con el criterio de aceptación entre IO y LS, lo que queda en evidencia en la Figura IV-22 y Figura IV-23, donde se detallan las relaciones rotación-momento para las rótulas seleccionadas, obtenidas a través del software SAP2000.

Finalmente, en la Tabla IV-2, se detalla la rotación máxima (θ) normalizada por la rotación de fluencia (θ_y), junto con el registro, el elemento y el piso donde se ubica.

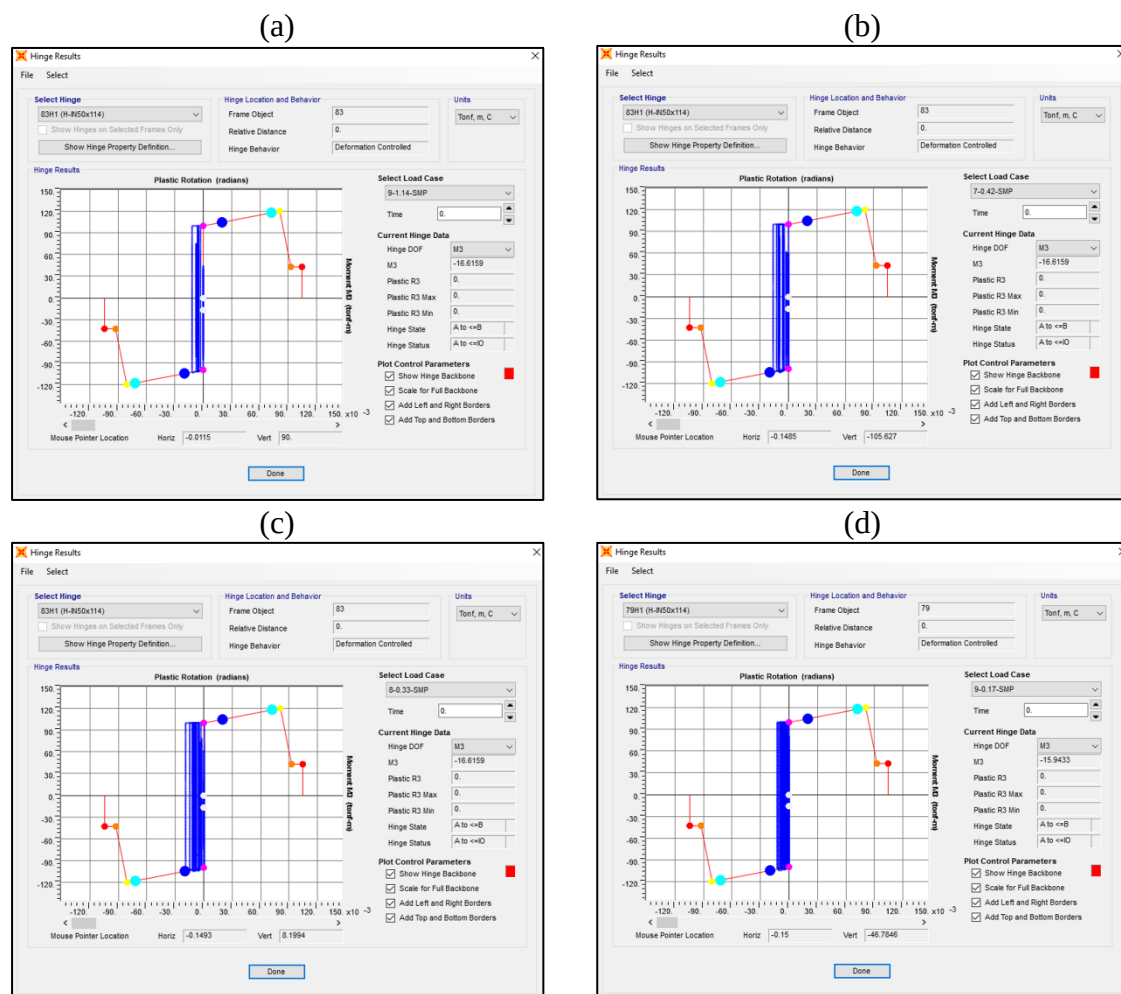


Figura IV-22: Relaciones rotación – momento en software SAP2000 para vigas, para el nivel SMP en el periodo (a) 1,14 [s], para registro #9; (b) 0,42 [s], para registro #7; (c) 0,33 [s] para registro #8; y (d) 0.17 [s], para registro #9.

Fuente: Elaboración propia.

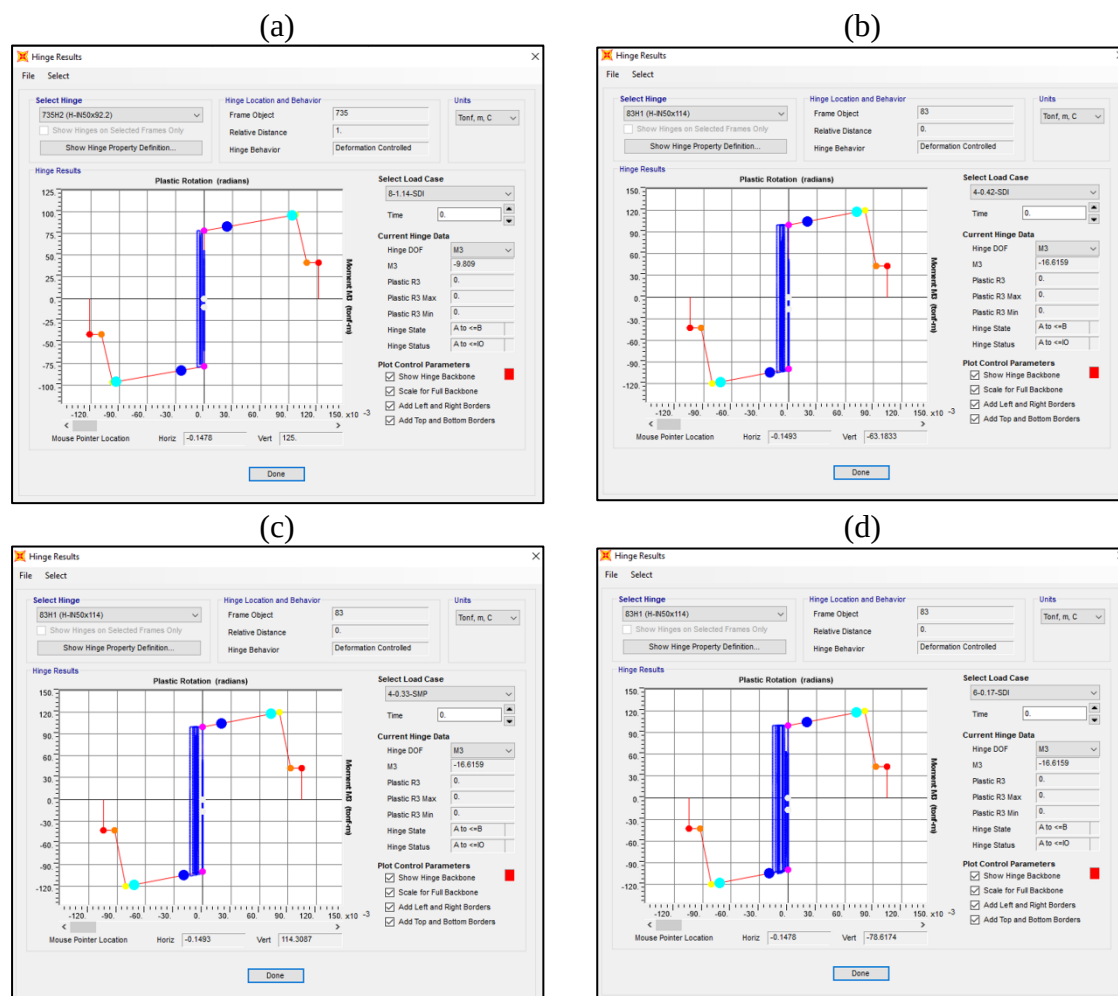


Figura IV-23: Relaciones rotación – momento en software SAP2000 para vigas, para el nivel SDI en el periodo (a) 1,14 [s], para registro #8; (b) 0,42 [s], para registro #4; (c) 0,33 [s] para registro #4; y (d) 0.17 [s], para registro #6.

Fuente: Elaboración propia.

Tabla IV-2: Rotaciones máximas para rótulas de vigas.

Nivel	Periodo [s]	θ/θ_y	Registro	Elemento	Piso
SDI	1.14	1.54	8	IN50x92.2	2
	0.42	1.94	4	IN50x114	3
	0.33	1.97	4	IN50x114	3
	0.17	2.21	6	IN50x114	3
SMP	1.14	1.85	9	IN50x114	3
	0.42	2.18	7	IN50x114	3
	0.33	2.39	8	IN50x114	3
	0.17	1.94	9	IN50x114	3

b) Columnas

Se detalla en la Figura IV-24 y Figura IV-25 las rótulas detectadas en las columnas que incursionaron en el rango no lineal, y se han marcado aquellas con rotación máxima, indicando además el registro donde se presenta, para los diferentes periodos y niveles de análisis.

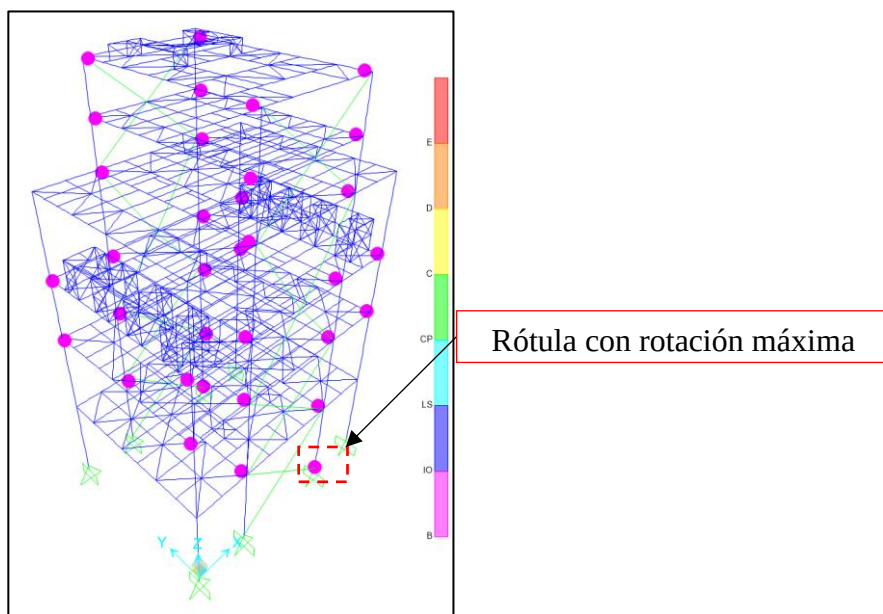


Figura IV-24: Deformada con las rótulas generadas para vigas, para el nivel SDI en el periodo 0.17 [s], para registro #6.

Fuente: Elaboración propia.

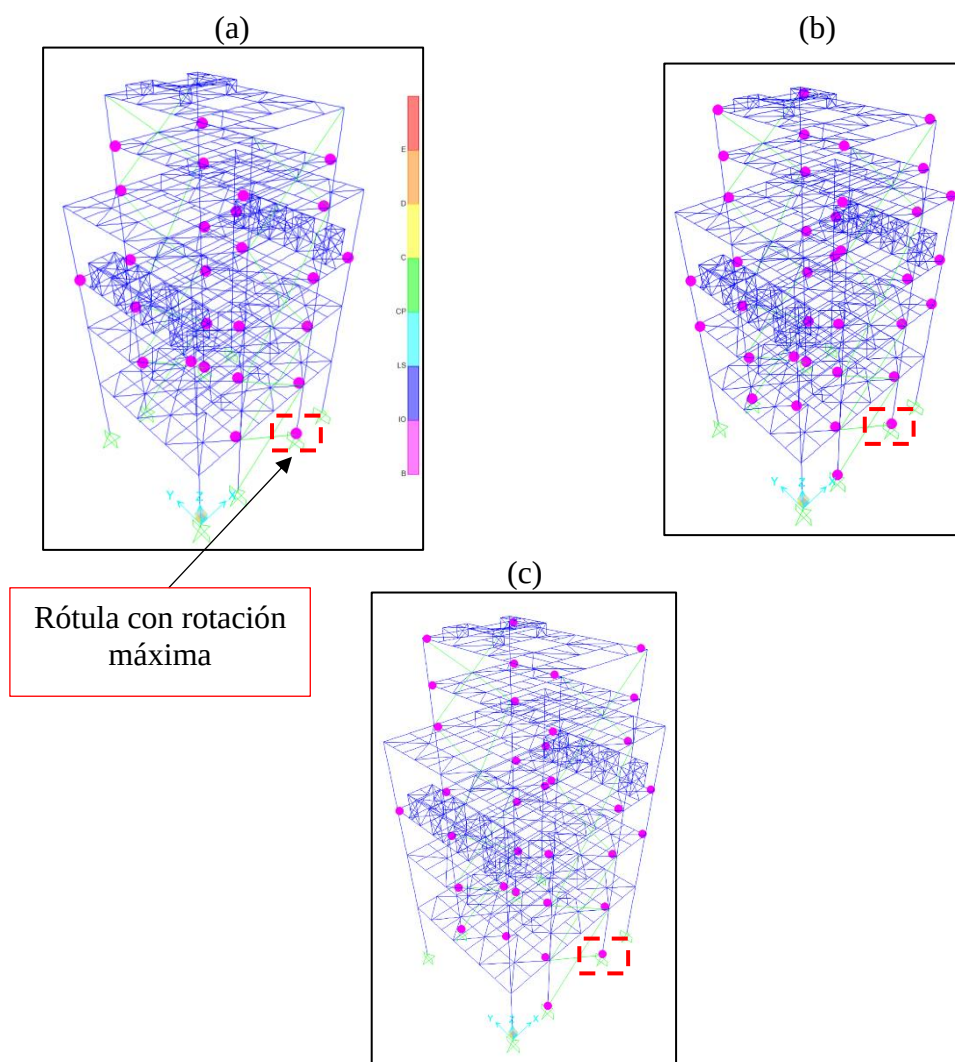


Figura IV-25: Deformada con las rótulas generadas para columnas, para el nivel SMP en el periodo (a) 0.42 [s], para registro #3; (b) 0.33 [s], para registro #8; y (c) 0.17 [s], para registro #9.
Fuente: Elaboración propia.

Con lo expuesto, se aprecia cómo las rotaciones máximas detectadas cumplen con el criterio de aceptación entre IO y LS, lo que queda en evidencia en la Figura IV-26 y Figura IV-27, donde se detallan las relaciones rotación-momento para las rótulas seleccionadas, obtenidas a través del software SAP2000.

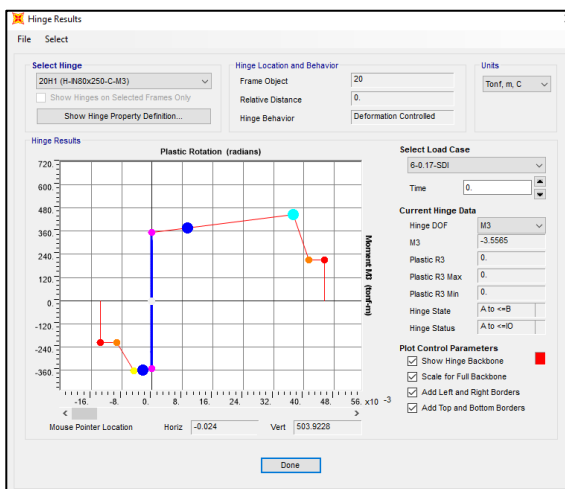


Figura IV-26: Relaciones rotación – momento en software SAP2000 para columnas, para el nivel SDI en el periodo 0.17 [s], para registro #6.

Fuente: Elaboración propia.

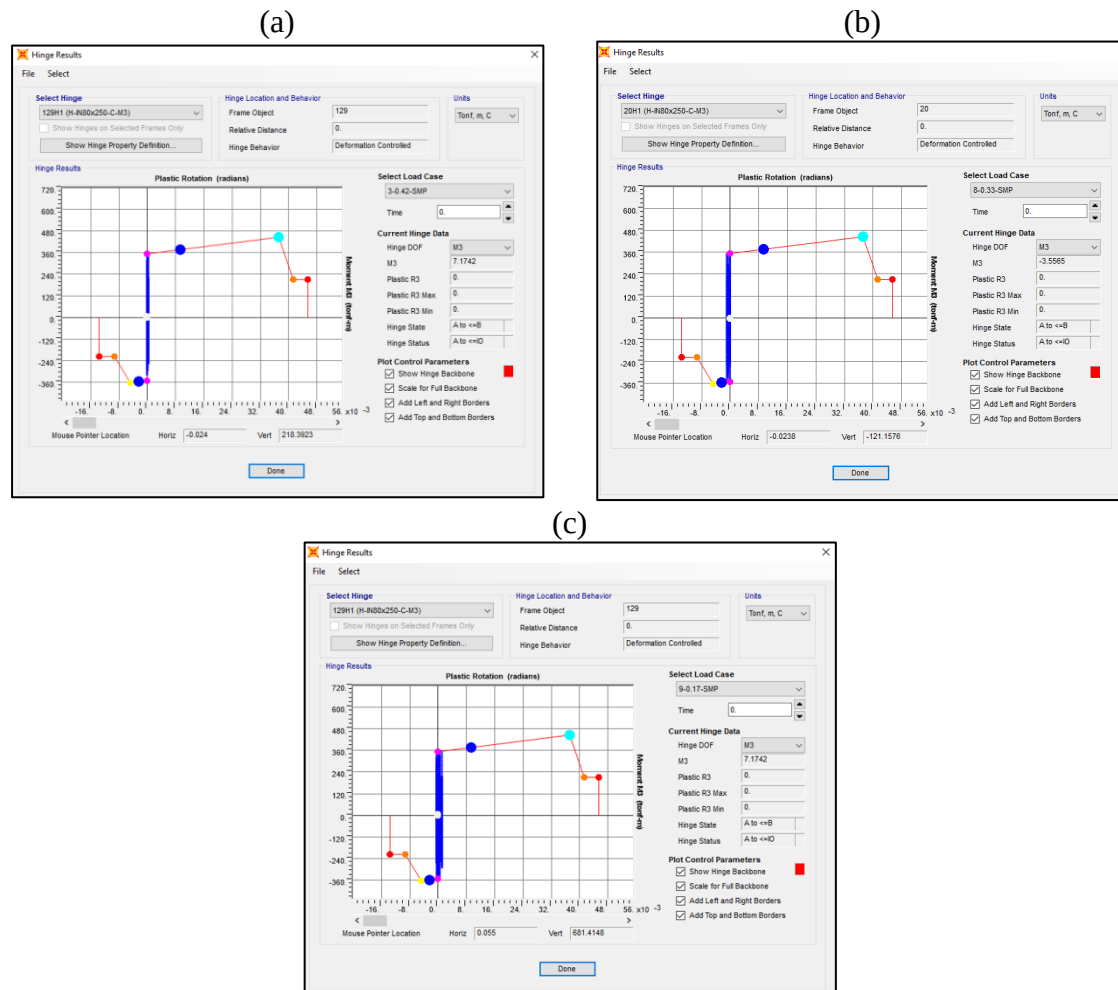


Figura IV-27: Relaciones rotación – momento en software SAP2000 para columnas, para el nivel SMP en el periodo (a) 0,42 [s], para registro #3; (b) 0,33 [s] para registro #8; y (d) 0.17 [s], para registro #9.

Fuente: Elaboración propia.

Finalmente, en la Tabla IV-3, se detalla la rotación máxima normalizada por la rotación de fluencia, junto con el registro, el elemento y el piso donde se ubica.

Tabla IV-3: Rotaciones máximas para rótulas de columnas.

Nivel	Periodo [s]	θ/θ_y	Registro	Elemento	Piso
SDI	0.17	1.04	6	IN80x250	1
SMP	0.42	1.04	3	IN80x250	1
	0.33	1.17	8	IN80x250	1
	0.17	1.17	9	IN80x250	1

c) Respuesta global

Se procede a verificar las exigencias de la NCh2369:2023 a nivel global.

i) Vigas

Se detallan en la Figura IV-28 las rotaciones máximas normalizadas en los extremos de las vigas, donde se verifica que el promedio de 1.07 para el nivel SDI, es inferior al límite superior de 3.40 establecido por la normativa, mientras que el promedio de 1.10 para el nivel SMP, es inferior al límite superior de 6.80.

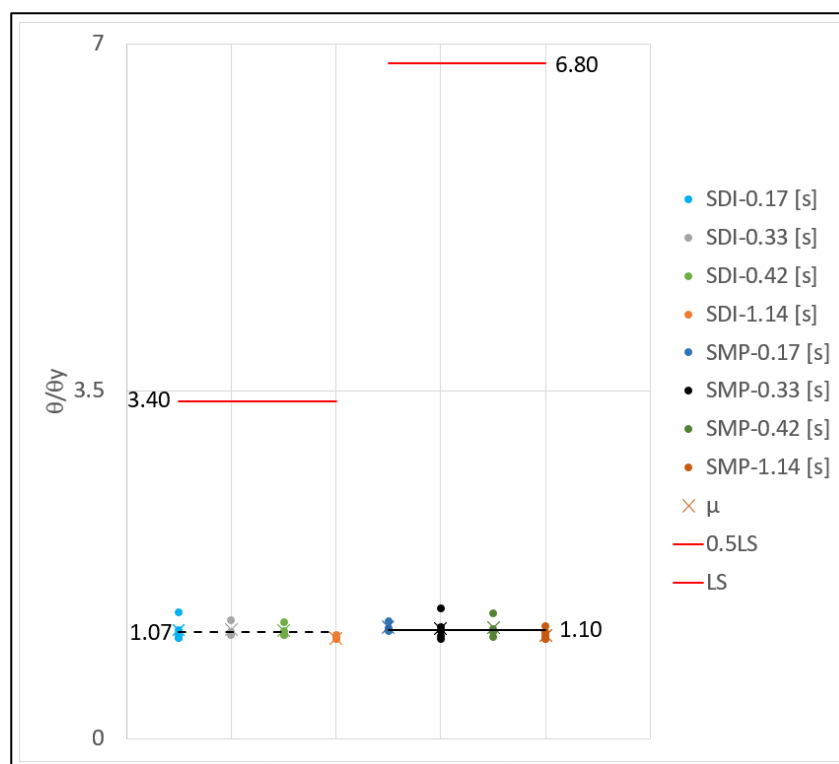


Figura IV-28: Rotaciones máximas normalizadas de las vigas.
Fuente: Elaboración propia.

ii) Columnas

Se detallan en la Figura IV-31 las rotaciones máximas normalizadas en los extremos de las columnas, donde se verifica que el promedio de 1.02 para el nivel SDI, es inferior al límite superior de 1.15 establecido por la normativa, mientras que el promedio de 1.04 para el nivel SMP, es inferior al límite superior de 2.31.

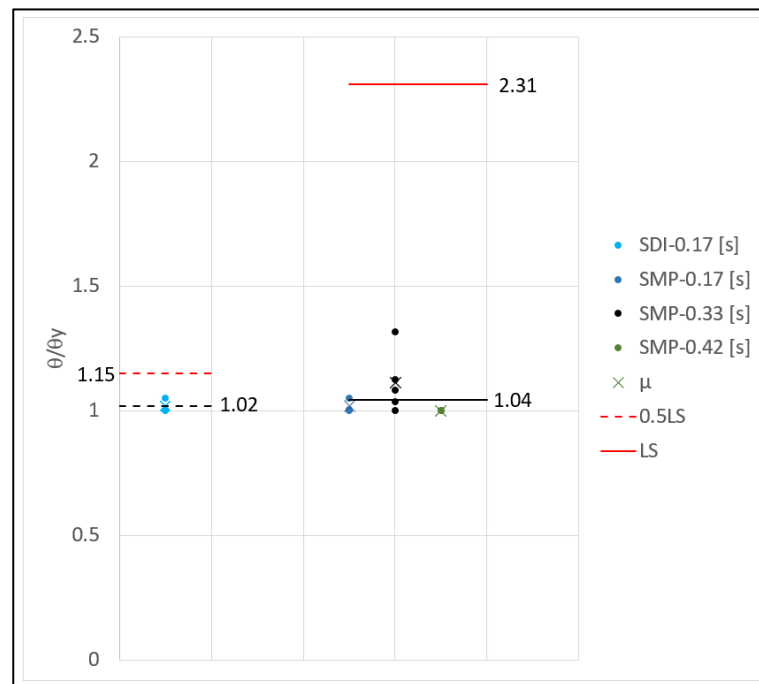


Figura IV-29: Rotaciones máximas normalizadas de las columnas.
Fuente: Elaboración propia.

Se destaca que las rotaciones en los extremos de las columnas en general fueron detectadas solo en el periodo 0.17 [s] para el nivel SDI, mientras que para el periodo 0.17 [s], 0.33 [s] y 0.42 [s] para el SMP.

IV.2 Marcos arriostrados concéntricamente

Se determinan las deformaciones axiales (Δ_a) máximas presentes en diagonales representativas de la estructura, para los diferentes registros en ambos niveles.

Se detallan en la Figura IV-30 los elementos tipo link que se utilizaron para capturar las fuerzas y deformaciones máximas de las diagonales en los marcos arriostrados. En particular, se seleccionan las diagonales del primero y segundo piso, considerando la simetría de la estructura, y que en estos pisos se concentran las mayores solicitaciones.

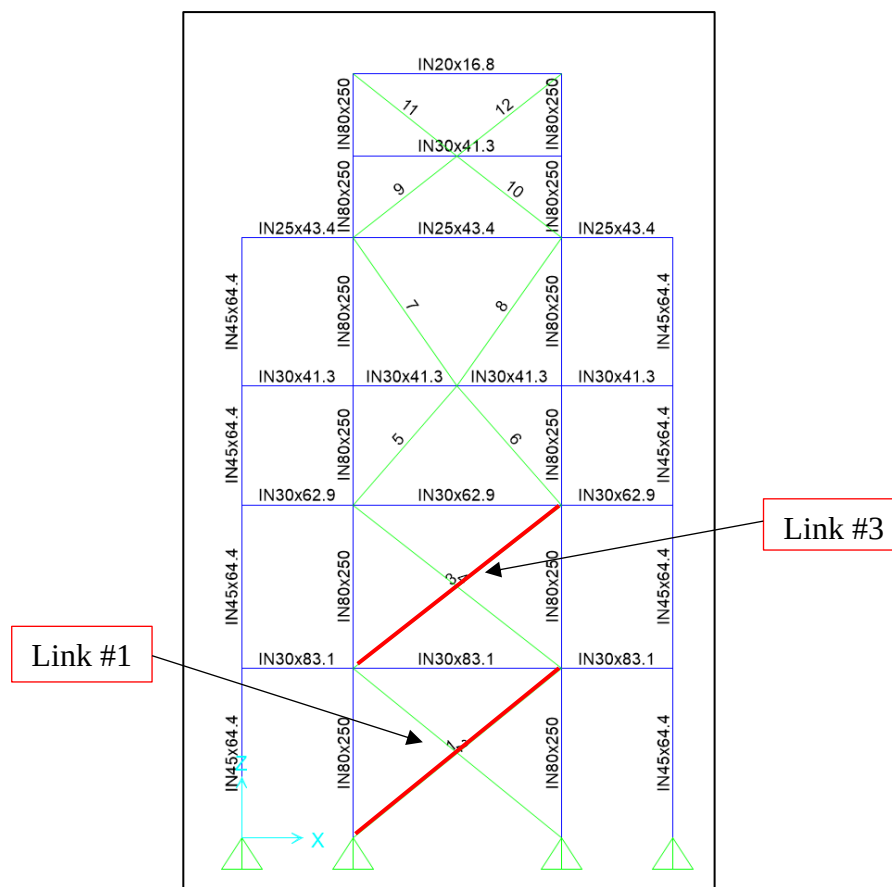


Figura IV-30: Elevación eje 2 en software SAP2000 con link #1 y #3.
Fuente: Elaboración propia.

IV.2.1 Primer piso

Se detalla en la Figura IV-31 y Figura IV-32 las deformaciones máximas (Δ) obtenidas para el link #1, normalizadas con respecto a la deformación de fluencia (Δ_y) de la diagonal, para los diferentes periodos, registros sísmicos y niveles de análisis, junto con detallar el promedio (μ).

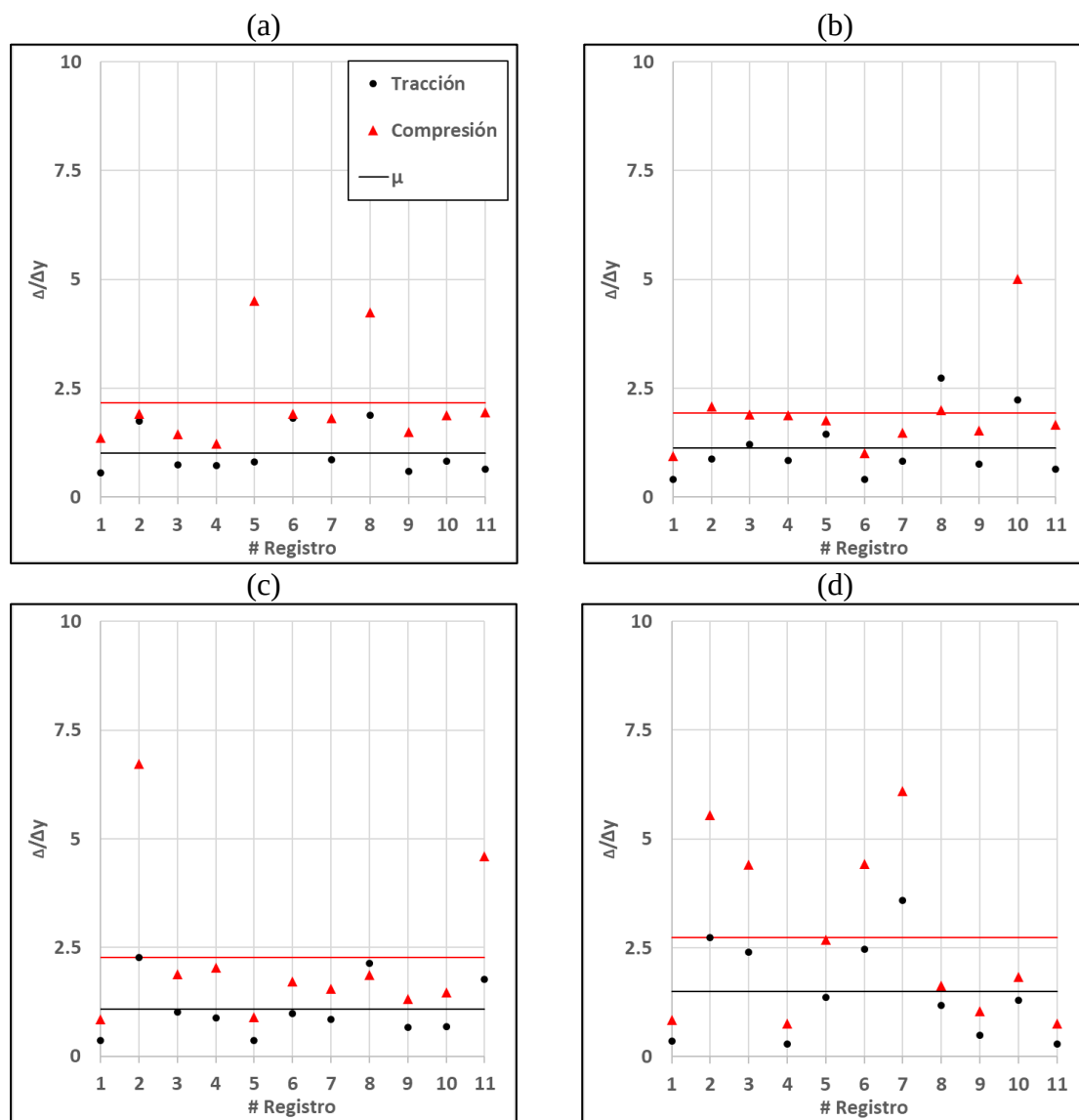


Figura IV-31: Deformaciones axiales máximas normalizadas (Δ_a/Δ_y) para el nivel SDI del link #1, en el periodo (a) 1,14 [s]; (b) 0,42 [s]; (c) 0,33 [s] y (d) 0,17 [s].

Fuente: Elaboración propia.

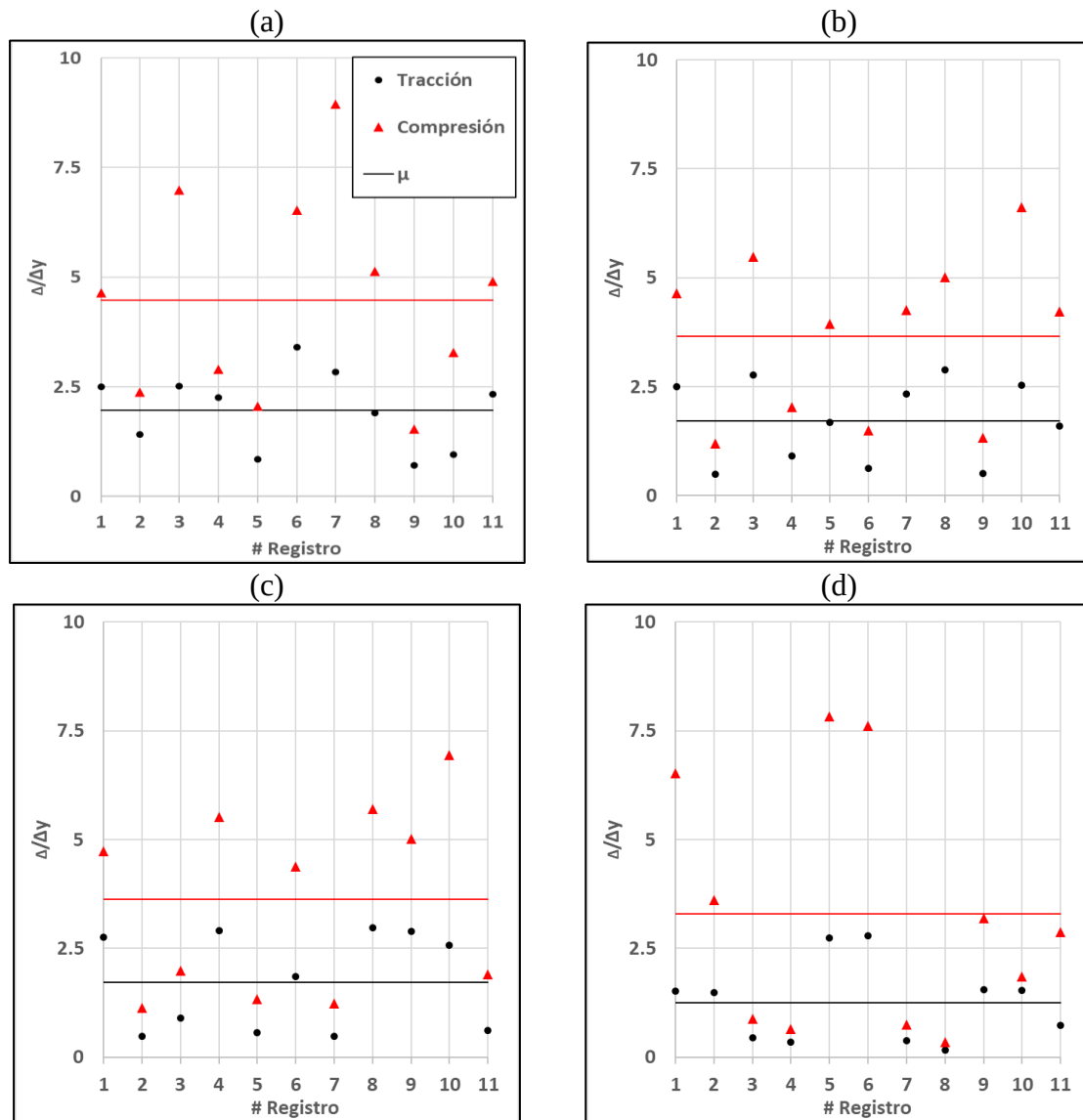


Figura IV-32: Deformaciones axiales máximas normalizadas (Δ_a/Δ_y) para el nivel SMP del link #1, en el periodo (a) 1,14 [s]; (b) 0,42 [s]; (c) 0,33 [s] y (d) 0,17 [s].

Fuente: Elaboración propia.

De lo anterior es posible determinar como la condición que exhibe las mayores deformaciones corresponde a la compresión, por lo que en la Figura IV-33 las deformaciones axiales máximas normalizadas para el primer piso en esta condición, donde se verifica que el promedio de 2.28 para el nivel SDI, es inferior al límite superior de 3.50 establecido por la normativa, mientras que el promedio de 4.22 para el nivel SMP, es inferior al límite superior de 7.

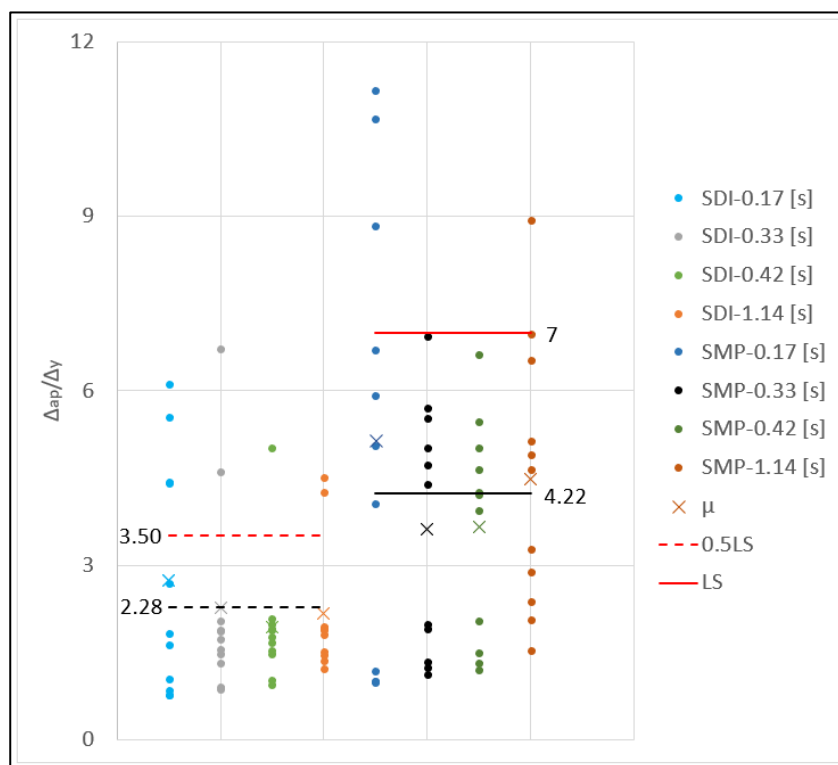


Figura IV-33: Deformaciones axiales máximas normalizadas para el primer piso.
Fuente: Elaboración propia.

IV.2.2 Segundo piso

Se detalla en la Figura IV-34 y Figura IV-35 las deformaciones máximas obtenidas para el link #3, normalizadas con respecto a la deformación de fluencia de la diagonal, para los diferentes periodos, registros sísmicos y niveles de análisis.

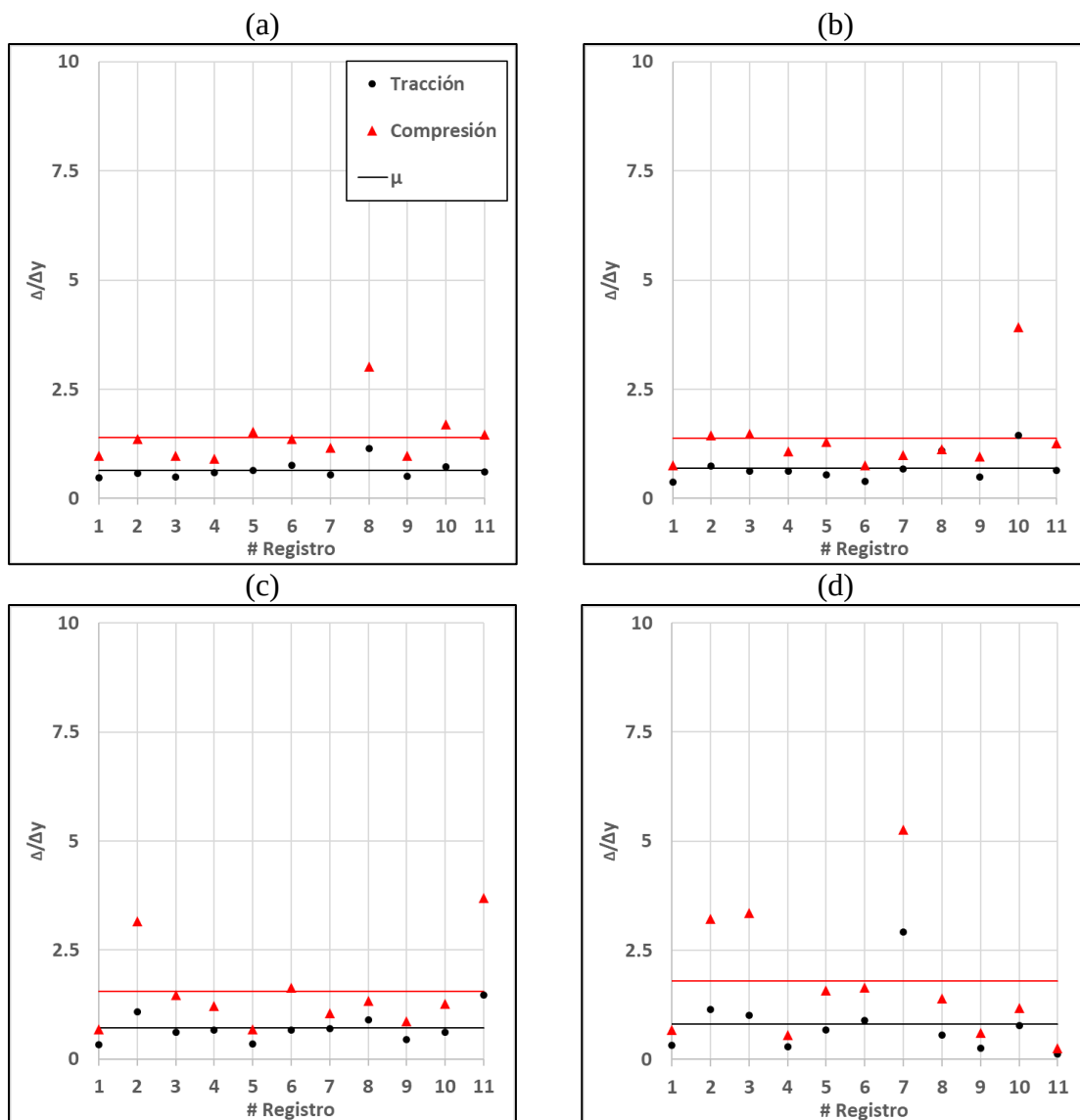


Figura IV-34: Deformaciones axiales máximas normalizadas (Δ_a/Δ_y) para el nivel SDI del link #3, en el periodo (a) 1,14 [s]; (b) 0,42 [s]; (c) 0,33 [s] y (d) 0,17 [s].

Fuente: Elaboración propia.

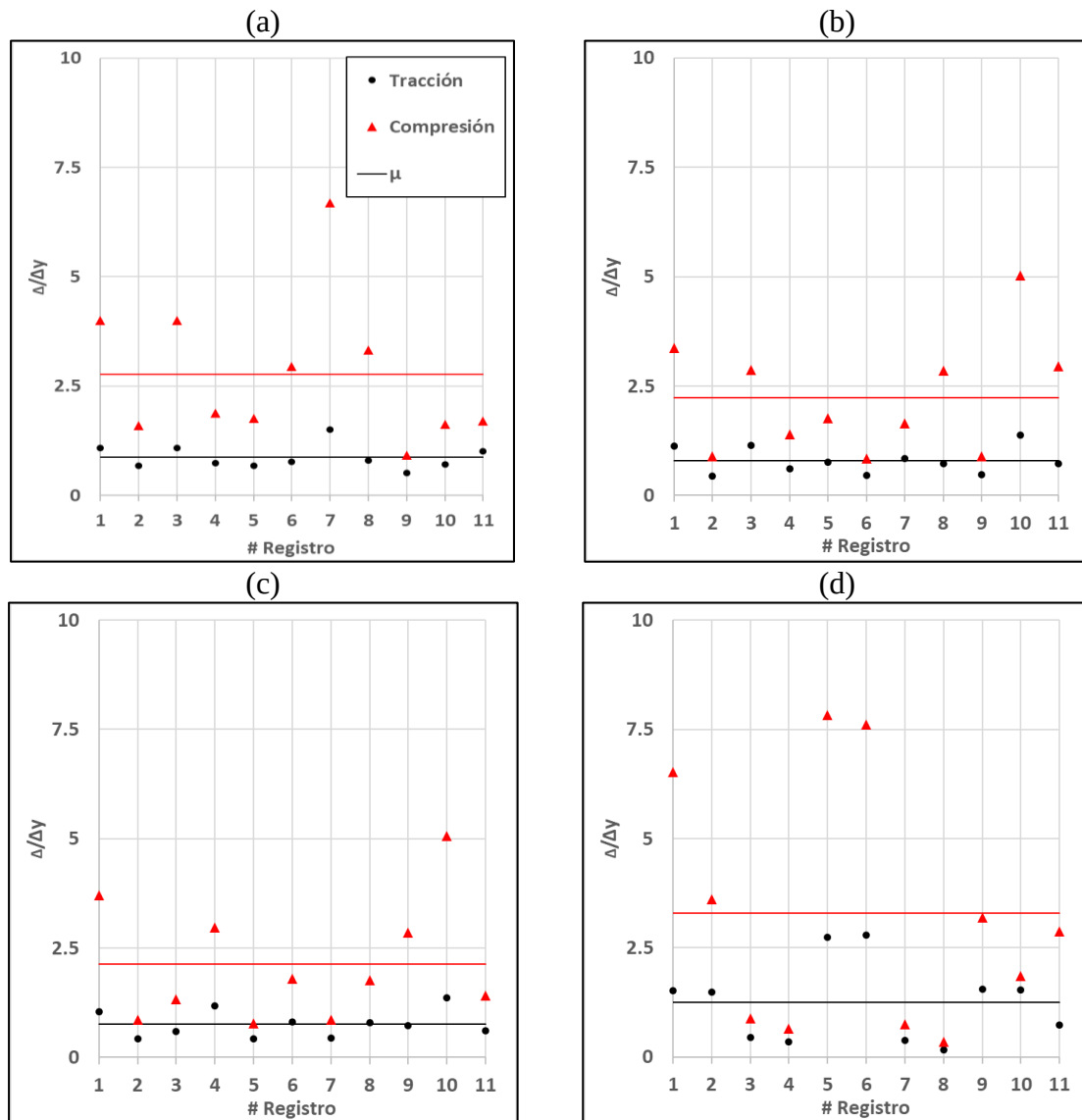


Figura IV-35: Deformaciones axiales máximas normalizadas (Δ_a/Δ_y) para el nivel SMP del link #3, en el periodo (a) 1,14 [s]; (b) 0,42 [s]; (c) 0,33 [s] y (d) 0,17 [s].

Fuente: Elaboración propia.

De lo anterior es posible determinar como la condición que exhibe las mayores deformaciones corresponde a la compresión, por lo que en la Figura IV-36 las deformaciones axiales máximas normalizadas para el segundo piso en esta compresión, donde se verifica que el promedio de 1.53 para el nivel SDI, es inferior al límite superior de 3.50 establecido por la normativa. Mientras que el promedio de 2.60 para el nivel SMP, es inferior al límite superior de 7.00.

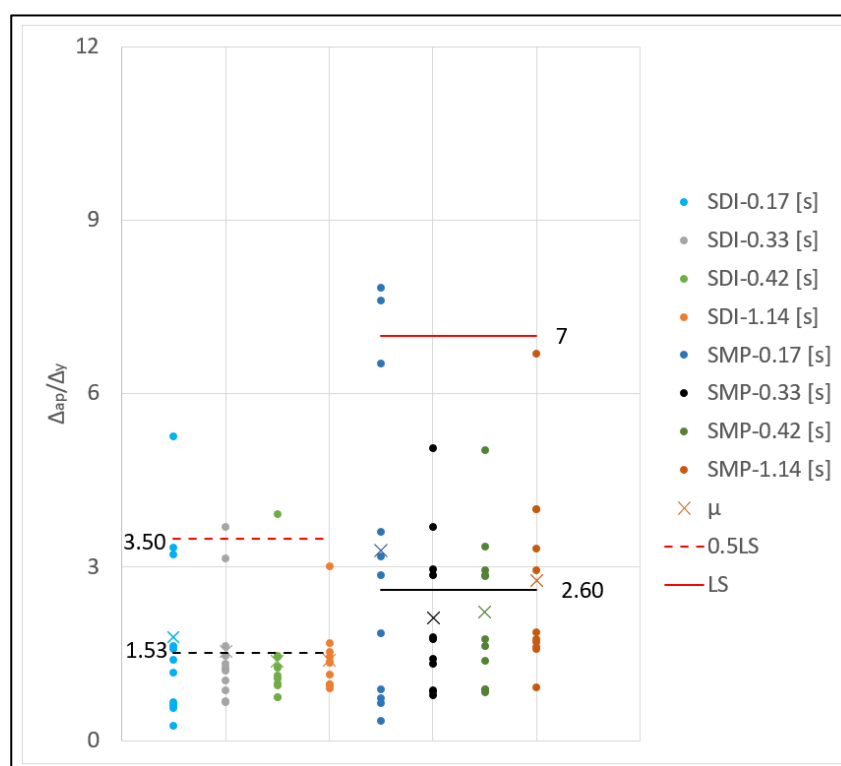


Figura IV-36: Deformaciones axiales máximas normalizadas para el segundo piso.
Fuente: Elaboración propia.

IV.2.3 Respuesta global

Se procede a verificar las exigencias de la NCh2369:2023 a nivel global.

Se detallan en la Figura IV-37 las deformaciones axiales máximas normalizadas en la condición en compresión, donde se verifica que el promedio de 0.39 para el nivel SDI, es inferior al límite superior de 3.50 establecido por la normativa, mientras que el promedio de 0.60 para el nivel SMP, es inferior al límite superior de 7.

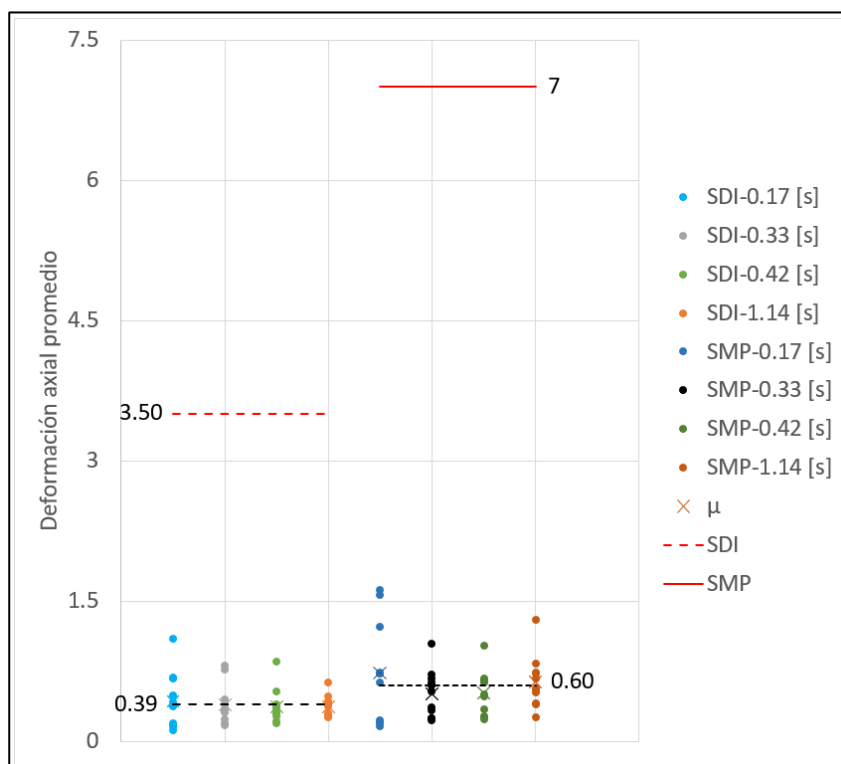


Figura IV-37: Deformaciones axiales máximas normalizadas.
Fuente: Elaboración propia.

IV.3 Deformaciones horizontales

Se detallan en la Figura IV-38 y Figura IV-39 los porcentajes de altura de piso promedios alcanzados en la dirección longitudinal y transversal, respectivamente, valores que se comparan con el límite máximo establecido por NCh2369:2023, 1.50%. Se aprecia como la dirección trasversal exhibe los mayores porcentaje, dirección que considera los MRM, donde para el nivel SDI se alcanza en promedio una deformación lateral como 0.79% de la altura entre piso, mientras que para el SMP, un 0.93%, ambos inferiores al límite máximo de la normativa.

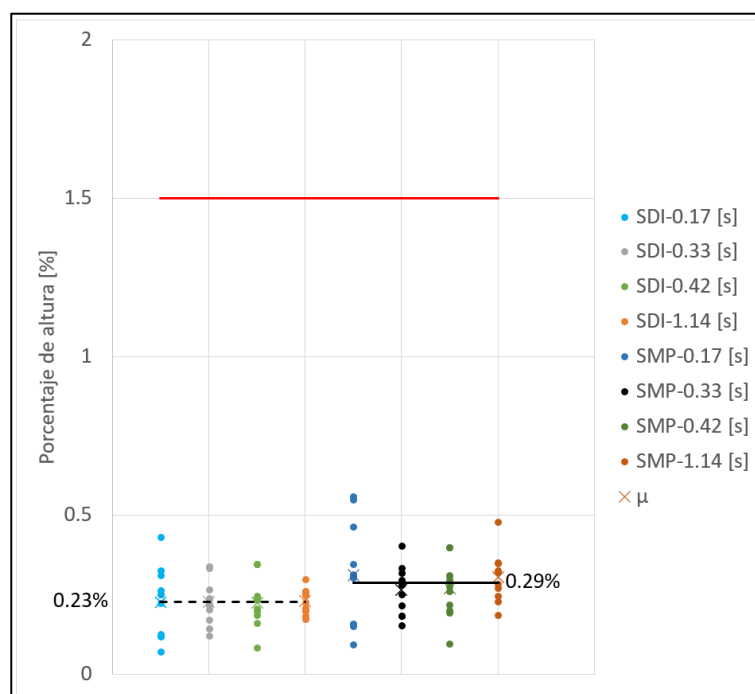


Figura IV-38: Porcentaje de altura para la dirección longitudinal.
Fuente: Elaboración propia.

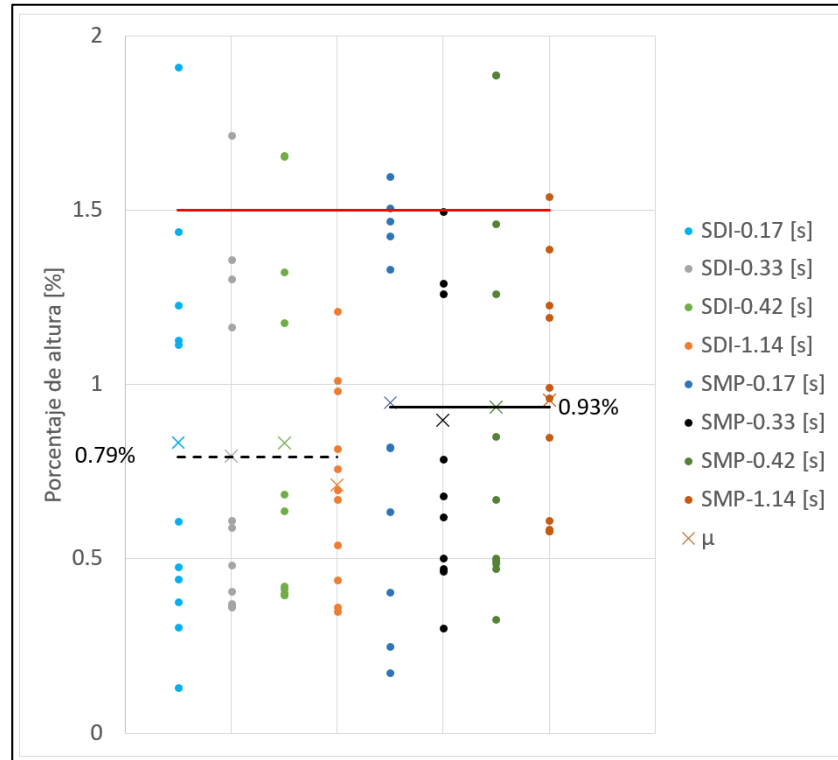


Figura IV-39: Porcentaje de altura para la dirección transversal.
Fuente: Elaboración propia.

V. CONCLUSIONES

Se detallan las conclusiones obtenidas con el presente estudio, donde se considera una estructura de minería no metálica en el norte de Chile, la que exhibe una estructuración de marcos arriostrados concéntricamente y resistentes a momento.

Se determinó en promedio que se cumplieron con las relaciones P-M de las columnas de los marcos resistentes a momento, tanto para el nivel SDI como el SMP. En cuanto a las rotaciones promedio de las rótulas de las vigas y columnas de los marcos resistentes a momento, las rotaciones cumplen los objetivos de continuidad de operación y protección de vida. Sin embargo, se registraron rotaciones superiores a las de fluencia en las columnas, lo que deja en evidencia que para el caso en estudio, y con el objeto de que los ciclos de pandeo no generen fatiga de bajo ciclaje, se deberían cumplir las razones ancho/espesor de la Tabla N°8 de la NCh2369:2023, lo que no obliga la normativa en caso de que estos elementos fuesen diseñados a través de combinaciones de carga en las cuales el estado de carga sísmico horizontal ha sido amplificado por 0.7 veces R1, valor que debe ser mayor o igual a 1.

En relación a las deformaciones promedio de las diagonales HE15x38.2 de los marcos arriostrados concéntricamente, fusibles en estas estructuras, las rotaciones cumplen los objetivos de continuidad de operación y protección de vida, nivel SDI y SMP respectivamente.

Se determinó en promedio como los desplazamientos sísmicos horizontales cumplen con las exigencias de la NCh2369:2023, tanto para el nivel SDI como el SMP.

Finalmente, la estructura analizada exhibe un buen desempeño sísmico, y cumple con lo exigido por NCh2369:2023.

Es importante destacar que los anclajes fueron representados en el software a través de condiciones idealizadas (apoyos libres a momento para la dirección de los MAC y restringidos al giro para los MRM), considerando que los anclajes en la dirección de los marcos a momento se han diseñado por capacidad. Sin embargo, existen antecedentes de análisis realizados en modelos 2D donde los anclajes han sido representados como elementos con propiedades que consideren un comportamiento en el rango no lineal, lo que ha reducido las solicitaciones en pisos superiores, por lo que si se considerarán de esta forma en estudios futuros, es posible que se vean reducidos esfuerzos en las columnas, y con ellos se vean reducidas las rotaciones superiores a las de fluencia detectadas.

VI. BIBLIOGRAFÍA

AISC, 2016. *"Specification for Structural Steel Buildings"*, AISC/ANSI 360-16. Chicago, Illinois: American Institute of Steel Construction.

ASCE, 2016. *"Minimum design loads for buildings and other structures"*, ASCE/SEI 7-16. Reston, Virginia: American Society of Civil Engineers.

ASCE, 2017. *"Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings"*, ASCE Standard ASCE/SEI 41-17. Reston, Virginia: American Society of Civil Engineers.

Castro, S. y otros, 2020. *A Consistently Processed Strong-Motion Database for Chilean Earthquakes*, Santiago, Chile: Universidad de Chile.

INN, 2010. *"Diseño estructural - Disposiciones generales y combinaciones de cargas"*, NCh3171:2010. Santiago, Chile: Instituto Nacional de Normalización.

INN, 2023. *"Diseño Sísmico de Estructuras e Instalaciones Industriales"*, NCh2369:2023. Santiago, Chile: Instituto Nacional de Normalización.

Urzúa, C. A., 2015. *Comparación del desempeño de dos estructuras industriales de acero diseñadas según la práctica nacional y disposiciones AISC*. Santiago, Chile: Universidad de Chile.