



**UNIVERSIDAD DE CONCEPCIÓN
FACULTAD DE INGENIERÍA
DEPARTAMENTO DE INGENIERÍA CIVIL**



**DESEMPEÑO SÍSMICO DE MARCOS DE ACERO SEMIFLEXIBLES ARRIOSTRADOS
EN X EMPLAZADOS EN ZONA MINERA DISEÑADOS SEGÚN LA NORMA NCh2369
ACTUALIZADA EN 2023**

POR

Alberto Fernando Maass Vera

Memoria de Título presentada a la Facultad de Ingeniería de la Universidad de Concepción para
optar al título de Ingeniero Civil

Profesor Guía
Rodrigo Silva

Profesional Supervisor
Cristian Urzúa
Miguel Medalla

Marzo 2023
Concepción (Chile)

© 2023 Alberto Fernando Maass Vera

© 2023 Alberto Fernando Maass Vera

Se autoriza la reproducción total o parcial, con fines académicos, por cualquier medio o procedimiento, incluyendo la cita bibliográfica del documento

DEDICATORIA

Este trabajo se lo dedico a mi familia, en especial a mi padre y madre, quienes han dado la vida para que pueda estudiar. A mis sobrinos, que me han dado todo su cariño y fuerzas para seguir este camino, y a mis hermanos y hermanas que me ayudaron en todo lo que pudieron. También se la dedico a mi polola quien, en los momentos más difíciles, cuando sentía que no podía más, me dio fuerza, cariño y su apoyo incondicional.

AGRADECIMIENTOS

Agradecer a *SIBER-RISK project: Simulation Based Earthquake Risk and Resilience of Interdependent Systems and Networks ANID/FONDECYT/1170836* por la base de datos entregada respecto a los sismos ocurridos en el territorio nacional.

También agradecer a excompañeros que nos antecedieron en este estudio, Carlos Bahamonde, Ricardo Navarro, Franco Venegas, entre otros, quienes nos pudieron entregar conocimientos que ellos adquirieron al realizar este trabajo.

Agradecer a los profesores, Cristian Urzúa y Miguel Medalla, por sus conocimientos y asesoramientos que fueron entregados para poder llevar a cabo esta memoria.

Finalmente, agradecer al Profesor Rodrigo Silva por su constante guía en la preparación de esta memoria de título, y también al profesor de comisión, Peter Dechent por su labor como docente en estos 6 años de formación.

RESUMEN

Durante su historia, Chile ha experimentado una frecuencia significativa de eventos sísmicos, lo que ha llevado a la necesidad de realizar evaluaciones y actualizaciones constantes de las normativas de diseño sísmico. Esto es especialmente crucial en el diseño de estructuras destinadas a instalaciones industriales, que deben cumplir con la norma NCh2369. La filosofía detrás de esta norma no se limita a garantizar la resistencia sísmica de las estructuras y proteger la vida, sino también a asegurar la continuidad de la operación y minimizar el tiempo de paralización. Esto es importante debido a las grandes pérdidas económicas que se pueden producir en caso de interrupción prolongada de las operaciones.

La norma NCh2369 se estableció en el año 2003, utilizando la experiencia y las prácticas de importantes empresas de ingeniería en Chile para generar diseños estructurales redundantes con alta resistencia lateral, con el objetivo de evitar la incursión inelástica en los elementos estructurales. Sin embargo, el terremoto que tuvo lugar en la región del Maule en 2010 reveló problemas en la puesta en marcha de equipos, así como deficiencias en el mecanismo de colapso, lo que llevó a la necesidad de actualizar la normativa.

El objetivo de la presente memoria es evaluar el desempeño sísmico de marcos planos arriostrados de acero en X emplazados en zona minera. Se considera un espacio arquetipo de estructuras con periodos que varían entre 0.10 y 0.95 segundos, diseñadas en base a las disposiciones de la norma NCh2369 actualizada en 2023. Se incluye en la modelación la incursión no lineal de los pernos de anclaje y arriostramientos, para dos niveles de amenaza sísmica (nivel de diseño y para un nivel de máximo sismo posible), definidos en base a un espectro objetivo de media condicionada. Se estudian en detalle y con un enfoque estadístico los mecanismos de disipación de energía y los indicadores de daño más relevantes: elongación de los pernos de anclaje, deformaciones normalizadas de tensión y compresión de los arriostramientos, factores de utilización de las columnas, y *drifts* de piso. Estos estudios permitirán validar las modificaciones establecidas a la norma NCh2369 (INN, 2023).

Los resultados obtenidos son coherentes con las disposiciones de la actual norma. En ambos niveles de amenaza sísmica, tanto para el diseño como para máximo sismo posible, se ha demostrado que los pernos de anclaje actúan eficazmente como fusibles sísmicos, y los arriostramientos, en conjunto,

complementan su trabajo, con una igual o mayor participación en esta. Ya que con las nuevas disposiciones se privilegia el uso de perfiles HSS por sobre XL en arriostramientos, es posible obtener factores de utilización en el diseño en general más cercanos a uno, los que, en la mayoría de los casos, provocan una mayor incursión en el rango no lineal de estos miembros. Por otro lado, gracias a las disposiciones establecidas de sobrerresistencia, las columnas sísmicas han demostrado mantener su comportamiento lineal y estar protegidas contra la acción sísmica. Finalmente, a partir de los resultados de factor de reducción de la respuesta y la sobrerresistencia, se comprueba la capacidad de que las estructuras para disipar la energía sísmica sin entrar notoriamente en rango no lineal.

ABSTRACT

Throughout its history, Chile has experienced a significant frequency of seismic events, which has led to the need for constant evaluations and updates of seismic design regulations. This is especially crucial in the design of structures intended for industrial facilities, which must comply with the NCh2369 standard. The philosophy behind this standard is not only to ensure the seismic resistance of structures and protect life, but also to ensure the continuity of operation and minimize downtime. This is important due to the large economic losses that can occur in case of prolonged operation interruption.

The NCh2369 standard was established in 2003, using the experience and practices of important engineering companies in Chile to generate redundant structural designs with high lateral strength, with the aim of avoiding inelastic incursion in structural elements. However, the earthquake that occurred in the Maule region in 2010 revealed problems in the start-up of equipment, as well as deficiencies in the collapse mechanism, leading to the need to update the regulations.

The objective of this report is to evaluate the seismic performance of X-braced steel flat frames located in a mining zone. An archetypal space of structures with periods ranging from 0.10 to 0.95 seconds, designed based on the provisions of the updated NCh2369 standard in 2023, is considered. The nonlinear behavior of anchor bolts and bracings is included in the modeling, for two levels of seismic hazard (design level and for a possible maximum earthquake level), defined based on a target conditional mean spectrum. The energy dissipation mechanisms and the most relevant damage indicators are studied in detail and with a statistical approach: elongation of anchor bolts, normalized tension and compression deformations of bracings, utilization factors of columns, and floor drifts. These studies will validate the modifications established in the NCh2369 standard (INN, 2023).

The results obtained are consistent with the provisions of the current standard. At both levels of seismic hazard, for both design and possible maximum earthquake, it has been demonstrated that anchor bolts effectively act as seismic fuses, and bracings complement their work, with an equal or greater participation in this regard. Since the use of HSS profiles over XL in bracings is favored with the new provisions, it is possible to obtain utilization factors in the design generally closer to one, which, in most cases, result in a greater incursion into the nonlinear range of these members. On the

other hand, thanks to the established overstrength provisions, seismic columns have been shown to maintain their linear behavior and be protected against seismic action. Finally, based on the results of response reduction factor and overstrength, the ability of structures to dissipate seismic energy without entering noticeably into the nonlinear range is confirmed.

ÍNDICE

CAPÍTULO 1: INTRODUCCIÓN	1
1.1. Motivación.....	1
1.2. Objetivos.....	2
1.2.1 Objetivo general	2
1.2.2 Objetivos específicos.....	2
1.3. Plan de trabajo	3
1.4. Principales resultados	3
1.5. Organización de la memoria.....	4
CAPÍTULO 2: DISPOSICIONES PARA DISEÑO Y MODELACIÓN NO LINEAL	6
2.1. Introducción.....	6
2.2. Reseña del diseño sísmico industrial en Chile.....	6
2.3. Norma NCh2369 Of.2003	7
2.4. Norma NCh2369 Of.2023	9
2.5. Marcos arriostrados	12
2.6. Espacio arquetipo	14
2.7. No linealidad en anclajes	15
2.8. No linealidad en arriostramientos.....	18
2.9. Amenaza sísmica para análisis de respuesta no lineal.....	20
2.10. Análisis no lineal dinámico (Tiempo-Historia).....	29
2.11. Conclusiones.....	33
CAPÍTULO 3: DESCRIPCIÓN Y DISEÑO DEL ESPACIO ARQUETIPO	34
3.1. Introducción.....	34
3.2. Descripción de espacio arquetipo	34
3.3. Cargas	36

3.3.1	Carga muerta (D).....	36
3.3.2	Carga viva (L)	38
3.3.3	Carga sísmica (E)	38
3.4.	Combinaciones de diseño	40
3.5.	Diseño de espacio arquetipo	41
3.6.	Conclusiones.....	44
CAPÍTULO 4: ANÁLISIS NO LINEAL DEL ESPACIO ARQUETIPO		45
4.1.	Introducción.....	45
4.2.	Modelación no lineal de anclaje y arriostramiento en SAP2000.....	45
4.3.	Resultados para anclaje y arriostramiento no lineales.....	48
4.4.	Discusión de resultados	56
4.5.	Conclusiones.....	60
CAPÍTULO 5: CONCLUSIONES Y COMENTARIOS.....		61
REFERENCIAS		63
ANEXO 2.1 HISTÉRESIS EN ARRIOSTRAMIENTOS		66
ANEXO 2.2 AMENAZA SÍSMICA.....		67
ANEXO 3.1 DISEÑO DE ARQUETIPOS		74
ANEXO 3.2 DISEÑO VIGA PUNTAL		90
ANEXO 3.4 RESISTENCIA PERNOS DE ANCLAJE.....		92
ANEXO 4.1 RESULTADOS <i>DRIFT</i> DE ENTRE PISOS		93
ANEXO 4.2 RESULTADOS DEFORMACIÓN DE ARRIOSTRAMIENTOS.....		111
ANEXO 4.3 FACTORES DE SOBRERRESISTENCIA.....		114

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 2.1 Capacidades esperadas según aplicación.	30
Tabla 3.1 Parámetros sísmicos de diseño.....	39
Tabla 3.2 Propiedades dinámicas de los arquetipos.....	43
Tabla 3.3 Diseño de pernos de anclaje para cada arquetipo.....	44
Tabla 4.1 Resultados del análisis con anclaje y arriostramiento no lineal, nivel DLE.....	48
Tabla 4.2 Resultados del análisis con anclaje y arriostramiento no lineal, nivel SMP.....	49
Tabla A.2.1 Eventos medios para periodos entre 0.10 y 0.95 s.....	73
Tabla A.4.1 Límites de deformación de arriostramientos.....	113

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 2.1	<i>End Length Offsets</i> aplicado a diagonales	14
Figura 2.2	Vista en planta del marco sísmico de interés.....	15
Figura 2.3	(a) Esquema de anclaje estructura-fundación. (b) Modelo no lineal en SAP2000...	16
Figura 2.4	Curva envolvente para pernos de anclaje	17
Figura 2.5	Curva monotónica paramétrica fuerza – deformación para arriostramientos verticales.....	19
Figura 2.6	(a) Ubicación del sitio de estudio. (b) Posicionamiento en plataforma de amenaza	21
Figura 2.7	Media anual de excedencia para periodos entre 0.70 y 0.95 s.....	23
Figura 2.8	Espectros de amenaza uniforme	23
Figura 2.9	Razón entre la amenaza uniforme definida de 975 y 475 años de periodo de retorno medio.....	24
Figura 2.10	Modelo de desagregación para $T=0.15$ s, 5 % de probabilidad de excedencia en 50 años, Idi2016.....	24
Figura 2.11	(a) CMS y UHS calculado para caso de $T = 0.70$ s. (b) CMS calculado en conjunto a UHS.....	26
Figura 2.12	30 registros seleccionados ajustados para caso $T = 0.70$ s	28
Figura 2.13	Relación amenaza vs demanda de diseño para nivel DLE (rojo) y SMP (negro)	28
Figura 2.14	Combinación para registro 1 (a) Lineal. (b) No lineal	31
Figura 3.1	Vista en planta (a) Nivel típico. (b) Último nivel.....	34
Figura 3.2	Modelo estructura tipo para arquetipo 10, $T=0.55$ s.....	35
Figura 3.3	Carga de equipo aplicado a arquetipo 14 (kN/m).....	36
Figura 3.4	Carga de plataforma aplicada a arquetipo 14 (kN/m y kN).....	37
Figura 3.5	Carga de grating aplicada al arquetipo 14 (kN/m y kN).....	37
Figura 3.6	Carga viva aplicada al arquetipo 14 (kN/m y kN).....	38
Figura 3.7	Espectros de aceleraciones horizontales.....	40

Figura 3.8	Diseño con combinaciones LRFD para marco con periodo de 0.55 s.....	42
Figura 3.9	Diseño con sismo amplificado para marco con periodo de 0.55 s	43
Figura 4.1	Curva monotónica fuerza-desplazamiento para modelo con periodo de 0.55 s (kN y m).....	46
Figura 4.2	Parámetros de elemento <i>Link</i> para pernos de anclaje en software (kN y m).....	46
Figura 4.3	Parámetros tipo <i>Link</i> en software para arriostramientos (kN y m).....	47
Figura 4.4	Asignación de elementos tipo <i>Link</i> para arriostramientos y pernos de anclaje en base de columnas sísmicas	47
Figura 4.5	Deformación de arriostramientos en compresión para máximo sismo posible (SMP) (a) Modelos del 1 al 12 (b) Modelos del 13 al 18.	50
Figura 4.6	Deformación de arriostramientos en tracción para máximo sismo posible (SMP) (a) Modelos del 1 al 12 (b) Modelos del 13 al 18.....	52
Figura 4.7	<i>Drift</i> de techo (a) Sismo de diseño (b) Máximo sismo posible.	53
Figura 4.8	Factor de reducción por ductilidad R_{μ} (a) Sismo de diseño (b) Máximo sismo posible.....	55
Figura 4.9	Deformaciones medias normalizadas del primer nivel (a) Pandeo (b) Fluencia.	56
Figura 4.10	<i>Drift</i> de techo con límite de diseño.....	57
Figura 4.11	<i>Drift</i> de entepiso promedio con límite de diseño (a) Nivel sismo de diseño (b) Nivel máximo sismo.	59
Figura 4.12	Factor de reducción de la ductilidad media para DLE y SMP.	59
Figura A.2.1	Curva histerética para el modelo de pivote	66
Figura A.2.2	Espectro UHS vs CMS para arquetipos con (a) T=0.10 s. (b) T=0.15 s. (c) T=0.20 s. (d) T=0.25 s. (e) T=0.30 s. (f) T=0.35 s.	67
Figura A.2.3	Espectro UHS vs CMS para arquetipos con (a) T=0.40 s. (b) T=0.45 s. (c) T=0.50 s. (d) T=0.55 s. (e) T=0.60 s. (f) T=0.65 s.	68
Figura A.2.4	Espectro UHS vs CMS para arquetipos con (a) T=0.70 s. (b) T=0.75 s. (c) T=0.80 s. (d) T=0.85 s. (e) T=0.90 s. (f) T=0.95 s.	69

Figura A.2.5 Registros seleccionados para (a) $T=0.10$ s. (b) $T=0.15$ s. (c) $T=0.20$ s. (d) $T=0.25$ s. (e) $T=0.30$ s. (f) $T=0.35$ s.....	70
Figura A.2.6 Registros seleccionados para (a) $T=0.40$ s. (b) $T=0.45$ s. (c) $T=0.50$ s. (d) $T=0.55$ s. (e) $T=0.60$ s. (f) $T=0.65$ s.....	71
Figura A.2.7 Registros seleccionados para (a) $T=0.70$ s. (b) $T=0.75$ s. (c) $T=0.80$ s. (d) $T=0.85$ s. (e) $T=0.90$ s. (f) $T=0.95$ s.....	72
Figura A.3.1 Modelo estructural para arquetipo 11, $T=0.60$ s.....	74
Figura A.3.2 Diseño con combinaciones LRFD, arquetipo 11, $T=0.60$ s.....	75
Figura A.3.3 Diseño sismo horizontal amplificado, arquetipo 11, $T=0.60$ s.....	75
Figura A.3.4 Modelo estructural para arquetipo 12, $T=0.65$ s.....	76
Figura A.3.5 Diseño con combinaciones LRFD, arquetipo 12, $T=0.65$ s.....	77
Figura A.3.6 Diseño sismo horizontal amplificado, arquetipo 12, $T=0.65$ s.....	77
Figura A.3.7 Modelo estructural para arquetipo 13, $T=0.70$ s.....	78
Figura A.3.8 Diseño con combinaciones LRFD, arquetipo 13, $T=0.70$ s.....	79
Figura A.3.9 Diseño sismo horizontal amplificado, arquetipo 13, $T=0.70$ s.....	79
Figura A.3.10 Modelo estructural para arquetipo 14, $T=0.75$ s.....	80
Figura A.3.11 Diseño con combinaciones LRFD, arquetipo 14, $T=0.75$ s.....	81
Figura A.3.12 Diseño sismo horizontal amplificado, arquetipo 14, $T=0.75$ s.....	81
Figura A.3.13 Modelo estructural para arquetipo 15, $T=0.80$ s.....	82
Figura A.3.14 Diseño con combinaciones LRFD, arquetipo 15, $T=0.80$ s.....	83
Figura A.3.15 Diseño sismo horizontal amplificado, arquetipo 15, $T=0.80$ s.....	83
Figura A.3.16 Modelo estructural para arquetipo 16, $T=0.85$ s.....	84
Figura A.3.17 Diseño con combinaciones LRFD, arquetipo 16, $T=0.85$ s.....	85
Figura A.3.18 Diseño sismo horizontal amplificado, arquetipo 16, $T=0.85$ s.....	85
Figura A.3.19 Modelo estructural para arquetipo 17, $T=0.90$ s.....	86
Figura A.3.20 Diseño con combinaciones LRFD, arquetipo 17, $T=0.90$ s.....	87

Figura A.3.21	Diseño sismo horizontal amplificado, arquetipo 17, $T=0.90$ s.....	87
Figura A.3.22	Modelo estructural para arquetipo 18, $T=0.95$ s	88
Figura A.3.23	Diseño con combinaciones LRFD, arquetipo 18, $T=0.95$ s	89
Figura A.3.24	Diseño sismo horizontal amplificado, arquetipo 18, $T=0.95$ s.....	89
Figura A.3.25	Diagrama de cuerpo libre en viga puntal de marco arriostrado	90
Figura A.3.26	Factor de utilización de viga puntal para sismo reducido y desbalance plástico..	91
Figura A.4.1	<i>Drift</i> de entre piso para estructura con periodo 0.10 segundos, nivel DLE.....	93
Figura A.4.2	<i>Drift de entre piso para estructura con periodo 0.15 segundos, nivel DLE</i>	93
Figura A.4.3	<i>Drift</i> de entre piso para estructura con periodo 0.20 segundos, nivel DLE.....	94
Figura A.4.4	<i>Drift</i> de entre piso para estructura con periodo 0.25 segundos, nivel DLE.....	94
Figura A.4.5	<i>Drift</i> de entre piso para estructura con periodo 0.30 segundos, nivel DLE.....	94
Figura A.4.6	<i>Drift</i> de entre piso para estructura con periodo 0.35 segundos, nivel DLE.....	95
Figura A.4.7	<i>Drift</i> de entre piso para estructura con periodo 0.40 segundos, nivel DLE.....	95
Figura A.4.8	<i>Drift</i> de entre piso para estructura con periodo 0.45 segundos, nivel DLE.....	96
Figura A.4.9	<i>Drift</i> de entre piso para estructura con periodo 0.50 segundos, nivel DLE.....	96
Figura A.4.10	<i>Drift</i> de entre piso para estructura con periodo 0.55 segundos, nivel DLE.....	97
Figura A.4.11	<i>Drift</i> de entre piso para estructura con periodo 0.60 segundos, nivel DLE.....	97
Figura A.4.12	<i>Drift</i> de entre piso para estructura con periodo 0.65 segundos, nivel DLE.....	98
Figura A.4.13	<i>Drift</i> de entre piso para estructura con periodo 0.70 segundos, nivel DLE.....	98
Figura A.4.14	<i>Drift</i> de entre piso para estructura con periodo 0.75 segundos, nivel DLE.....	99
Figura A.4.15	<i>Drift</i> de entre piso para estructura con periodo 0.80 segundos, nivel DLE.....	99
Figura A.4.16	<i>Drift</i> de entre piso para estructura con periodo 0.85 segundos, nivel DLE.....	100
Figura A.4.17	<i>Drift</i> de entre piso para estructura con periodo 0.90 segundos, nivel DLE.....	100
Figura A.4.18	<i>Drift</i> de entre piso para estructura con periodo 0.95 segundos, nivel DLE.....	101
Figura A.4.19	<i>Drift</i> de entre piso para estructura con periodo 0.10 segundos, nivel SMP	101
Figura A.4.20	<i>Drift</i> de entre piso para estructura con periodo 0.15 segundos, nivel SMP	102

Figura A.4.21	<i>Drift</i> de entre piso para estructura con periodo 0.20 segundos, nivel SMP	102
Figura A.4.22	<i>Drift</i> de entre piso para estructura con periodo 0.25 segundos, nivel SMP	103
Figura A.4.23	<i>Drift</i> de entre piso para estructura con periodo 0.30 segundos, nivel SMP	103
Figura A.4.24	<i>Drift</i> de entre piso para estructura con periodo 0.35 segundos, nivel SMP	104
Figura A.4.25	<i>Drift</i> de entre piso para estructura con periodo 0.40 segundos, nivel SMP	104
Figura A.4.26	<i>Drift</i> de entre piso para estructura con periodo 0.45 segundos, nivel SMP	105
Figura A.4.27	<i>Drift</i> de entre piso para estructura con periodo 0.50 segundos, nivel SMP	105
Figura A.4.28	<i>Drift</i> de entre piso para estructura con periodo 0.55 segundos, nivel SMP	106
Figura A.4.29	<i>Drift</i> de entre piso para estructura con periodo 0.60 segundos, nivel SMP	106
Figura A.4.30	<i>Drift</i> de entre piso para estructura con periodo 0.65 segundos, nivel SMP	107
Figura A.4.31	<i>Drift</i> de entre piso para estructura con periodo 0.70 segundos, nivel SMP	107
Figura A.4.32	<i>Drift</i> de entre piso para estructura con periodo 0.75 segundos, nivel SMP	108
Figura A.4.33	<i>Drift</i> de entre piso para estructura con periodo 0.80 segundos, nivel SMP	108
Figura A.4.34	<i>Drift</i> de entre piso para estructura con periodo 0.85 segundos, nivel SMP	109
Figura A.4.35	<i>Drift</i> de entre piso para estructura con periodo 0.90 segundos, nivel SMP	109
Figura A.4.36	<i>Drift</i> de entre piso para estructura con periodo 0.95 segundos, nivel SMP	110
Figura A.4.37	Deformación arriostramiento normalizada por fluencia caso DLE (a) Periodo 0.10 a 0.65 segundos (b) Periodo 0.70 a 0.95 segundos	111
Figura A.4.38	Deformación arriostramiento normalizada por pandeo caso DLE (a) Periodo 0.10 a 0.65 segundos (b) Periodo 0.70 a 0.95 segundos	112
Figura A.4.39	Factor de sobrerresistencia (Ω) con anclaje y arriostramiento no lineal (a) Sismo de diseño. (b) Máximo sismo posible	114

CAPÍTULO 1: INTRODUCCIÓN

1.1. Motivación

A lo largo de la historia de Chile, se han presentado importantes eventos sísmicos, entre ellos los terremotos de Valdivia en el año 1960 y Cobquecura año 2010, de magnitud 9.5 Mw y 8.8 MW, respectivamente, ubicándose dentro de los países más sísmicos del mundo. Considerando la alta sismicidad de Chile, sumado a que a nivel nacional en el último tiempo se han desarrollado grandes obras industriales, que incorporan en sus diseños la instalación de equipos y estructuras de gran envergadura y costo, se hace fundamental mantener una constante revisión y actualización de las normas de diseños.

La norma chilena NCh2369 Of.2003 (Instituto Nacional de Normalización [INN], 2003), regula el diseño sísmico de estructuras e instalaciones industriales, basado en una filosofía de diseño orientada en proveer a las estructuras de alta sobrerresistencia y moderada ductilidad, esperando una baja incursión inelástica y asegurando que la disipación del sismo ocurrirá principalmente en el anclaje de la estructura a las fundaciones. A pesar del desempeño satisfactorio presentado por las estructuras frente a eventos sísmicos de gran magnitud, la norma NCh2369 se encuentra en proceso de actualización, con el fin de integrar las experiencias en el comportamiento de las estructuras obtenidas desde el año 2003, permitiendo la posible incursión no lineal de los arriostramientos y una mayor ductilidad, no modificando la filosofía de diseño de la norma antigua, sino buscando garantizar que la continuidad operacional efectivamente se produzca, reduciendo a un mínimo la paralización de la industria producto de inspecciones y reparaciones post sismo.

En la presente memoria de título se estudia el comportamiento de estructuras de acero de marcos arriostrados en X situadas en zona sísmica 2, considerando incursión no lineal en arriostramientos y pernos de anclaje, con el fin de verificar los nuevos criterios de diseños de la actual NCh2369 Of.2023.

1.2. Objetivos

1.2.1 Objetivo general

El objetivo de la presente memoria es evaluar el desempeño sísmico de marcos planos arriostrados de acero en X emplazados en zona minera. Se considera un espacio arquetipo de estructuras planas con periodos que varían entre 0.10 y 0.95 segundos, diseñadas en base a las disposiciones de la norma NCh2369 actualizada en 2023. Se incluye en la modelación la incursión no lineal de los pernos de anclaje y arriostramientos, para dos niveles de amenaza sísmica (nivel de diseño y para un nivel de máximo sismo posible), definidos en base a un espectro objetivo de media condicionada.

1.2.2 Objetivos específicos

- Diseñar espacio arquetipo constituido por nueve modelos de marcos planos arriostrados en X emplazadas en zona sísmica 2 y suelo tipo B, según los requerimientos de la norma NCh2369 (INN, 2023), para estructuras semiflexibles ubicadas en el rango de periodos comprendido entre 0.55 y 0.95 segundos.
- Modelar no linealmente las estructuras y realizar análisis no lineales dinámicos tipo tiempo-historia, para dos sets de registros sísmicos, correspondientes a niveles de amenaza de sismo de diseño y sismo máximo posible
- Evaluar los factores de desempeño sísmico, los cuales son: factor de reducción de la ductilidad (R_{μ}), sobrerresistencia (Ω) y factor de reducción de la respuesta (R), junto con los mecanismos de disipación de energía.
- Evaluar el comportamiento de los elementos principales del sistema sismorresistente, estableciendo los factores de utilización de columnas y puntales, la elongación de los pernos de anclaje, y la deformación de arriostramientos en tracción y compresión, verificando para estos últimos elementos el cumplimiento de los límites de aceptación establecidos por la norma.

- Calcular los valores de *drift* tanto de techo como de entre piso y comparar con los límites establecidos en la norma.

1.3. Plan de trabajo

Se planifica el trabajo en base a cuatro etapas: Primeramente, se enfoca en el contexto histórico y el estudio de la normativa de diseño sísmico para estructuras e instalaciones industriales, tanto en su versión pasada como vigente, junto a comprender diversos artículos y documentos de interés para el diseño sísmico chileno.

La segunda parte consiste en la modelación y diseño lineal del espacio arquetipo bidimensional para estructuras comprendidas en el rango de periodo de 0.55 y 0.95 segundos, mediante el método LRFD y análisis modal espectral. Esto se realiza por medio del software SAP2000 y cumpliendo con las disposiciones de la NCh2369 (INN, 2023).

La tercera parte abarca los análisis no lineales de las estructuras diseñadas en la etapa previa, anclaje más arriostramientos no lineales, considerando dos escenarios de demanda: un sismo a nivel de diseño (DLE) y un máximo sismo posible (SMP)

La cuarta parte analiza la validación de las disposiciones de la actual NCh2369 (INN, 2023), mediante los factores de desempeño sísmico e indicadores de daño indicados previamente.

1.4. Principales resultados

En base a los análisis realizados para el nivel de diseño (DLE) y el nivel de máximo sismo posible (SMP), se concluye que los pernos de anclaje funcionan como el primer fusible sísmico, disipando energía en todos los casos. Luego, los arriostramientos siguen en orden de importancia, aunque su comportamiento es más irregular. En general, la mayor parte de la disipación de energía entrante durante un evento sísmico proviene del amortiguamiento viscoso, seguida del trabajo constante de los pernos de anclaje, y una variable disipación de energía de los arriostramientos.

De acuerdo con el análisis, se tiene que para todo el espacio arquetipo, en ambos niveles de amenaza sísmica, la elongación presentada por los pernos de anclaje se encuentra por debajo del límite de recomendado del 20%, con una tendencia decreciente a medida que las estructuras son más flexibles. En relación con los factores de utilización en columnas sísmicas, se exhibieron resultados adecuados, donde éstas no ingresan a la no linealidad, a excepción del modelo con 0.20 segundos que para el nivel de máximo sismo posible presentó un factor levemente superior a la unidad, por tanto, se considera que el nuevo valor impuesto de $0.7R \geq 1$ y permitir que los arriostramientos incurran en la no linealidad, cumple con sobreproteger a las columnas sísmicas.

Así, en base a los análisis tiempo-historia realizados, se validan las disposiciones de la norma NCh2369 (INN, 2023), cumpliendo con el comportamiento esperado para ambos niveles de amenaza sísmica, en todo el espacio arquetipo diseñado en un suelo tipo B.

1.5. Organización de la memoria

A continuación, se presentan los cinco capítulos que componen este trabajo con una breve descripción de cada uno:

En el capítulo 2 se presenta la referencia histórica del diseño sísmico industrial en Chile, se describe la antigua norma NCh2369 (INN, 2003) junto a su respectiva actualización haciendo mayor énfasis a los cambios del capítulo 8 y se expone el marco teórico utilizado en los sistemas sismorresistentes, tanto para el diseño como para los análisis no lineales de anclaje y arriostramientos.

En el capítulo 3 se describe el espacio arquetipo a estudiar, se define las cargas aplicadas y se muestra el diseño basado en las disposiciones de la actual norma NCh2369 (INN, 2023).

En el capítulo 4 se presenta el análisis no lineal del espacio arquetipo considerando no linealidad en pernos de anclajes y en arriostramientos. Además, se discuten los resultados obtenidos para los dos niveles de amenaza.

En el capítulo 5 se abarca las conclusiones y comentarios en base a los análisis lineales y no lineales realizados para el espacio arquetipo con periodos entre 0.10 y 0.95 segundos. Además, se sugieren próximos estudios a realizar para seguir con la misma línea de investigación.

CAPÍTULO 2: DISPOSICIONES PARA DISEÑO Y MODELACIÓN NO LINEAL

2.1. Introducción

En este capítulo se presenta una revisión histórica del diseño sísmico industrial en Chile, seguida de una discusión sobre la normativa chilena NCh2369 (INN, 2003) y la actual NCh2369 (INN, 2023). Se hace hincapié en el estudio sísmico y el diseño de marcos arriostrados en X de acero, comparando disposiciones, límites y cambios conceptuales de la norma. Además, se proporciona una definición teórica del sistema resistente, el espacio arquetipo y los elementos no lineales, junto con su aplicación correspondiente, la amenaza sísmica y el análisis no lineal dinámico.

2.2. Reseña del diseño sísmico industrial en Chile

El origen de las estructuras industriales en Chile se remonta a los principios de la década de los 40 con el proyecto de industrialización, hoy comúnmente relacionadas con las industrias de la minería y la celulosa. Desde sus inicios, el diseño fue basado en el buen juicio, la simplicidad estructural y el razonamiento, debido a la carencia de herramientas de cálculo y normativa específica. A partir de aquello, surgen los cimientos del diseño sísmico industrial, los cuales han sido sometidos a numerosos terremotos ocurridos en el país.

Los eventos sísmicos ocurridos en la zona sur en mayo de 1960 y en la zona central en marzo de 1985 junto a los nuevos descubrimientos logrados en los países sísmicos más desarrollados, especialmente Estados Unidos, han originado numerosas observaciones que llevan a revisión de algunos de los criterios utilizados hasta ese entonces. Así, la experiencia del comportamiento de las estructuras industriales construidas en Chile tras los terremotos históricos sumado a normas como SE dan origen a la norma NCh2369 (INN, 2003) “Diseño Sísmico de Estructuras e Instalaciones Industriales”.

2.3. Norma NCh2369 Of.2003

Desde su oficialización por el Instituto Nacional de Normalización (INN) en 2003, la norma NCh2369 ha sido la piedra angular del diseño sismorresistente de estructuras e instalaciones industriales en Chile. Su principal objetivo es garantizar la protección de la vida humana en la industria y minimizar los tiempos de inactividad durante y después de eventos sísmicos severos, logrando una sobrerresistencia lateral y rigidez estructural adecuada. La experiencia chilena ha optado por proporcionar una alta resistencia y moderada ductilidad, lo que ha demostrado ser efectivo en la práctica. Esta norma, que consta de 11 capítulos, establece las bases del diseño sismorresistente y el análisis estructural sísmico para estructuras comunes en la industria.

En los siguientes párrafos, se profundiza en el capítulo 8 de la norma NCh2369 (INN, 2003): “Disposiciones especiales para estructuras de acero” debido al interés que concierne al presente estudio, en especial con relación a marcos arriostrados en X, el cual es el sistema estructural más utilizado en la práctica nacional.

La sección 8.1 de la norma precisa que, para el dimensionamiento y construcción de estructuras de acero, se deben usar las disposiciones especificadas en la norma NCh2369 (INN, 2003) complementándola con las siguientes normas:

- *Load and Resistance Factor Design Specifications for Structural Steel Buildings* o alternativamente, *Specifications for Structural Steel Buildings*, ambos documentos del AISC (American Institute of Steel Construction [AISC], 2010b).
- *Specifications for the Design of Cold Formed Steel Structural Members* de AISI.
- Disposiciones complementarias de *Seismic Provisions for Structural Steel Buildings, Part 1: Structural Steel Buildings* (AISC, 2010a), siendo la norma aceptada en la práctica vigente por ser la más actualizada y abarcar asuntos no encontrados en la normativa chilena.

La sección 8.2 alude a los requisitos que debe cumplir el acero estructural tales como límite de fluencia menor a 450 MPa, soldabilidad garantizada según normas AWS, tenacidad mínima en el ensayo Charpy según ASTM A36, y valor límite de fluencia inferior a 0.85 de la resistencia de rotura.

La sección 8.3 menciona restricciones para marcos arriostrados, por lo que este subcapítulo es de gran importancia para este estudio. Dentro de estas restricciones se destacan las siguientes:

- No se permite diagonales trabajando sólo a tracción (excepto en naves de acero liviana, detallado en la sección 11.2 de la NCh2369).
- La resistencia proporcionada por las diagonales en tracción debe ser como mínimo un 30 % del esfuerzo cortante de la línea resistente.
- Los elementos sismorresistentes deben ser compactos, limitando la esbeltez a $1.5\pi\sqrt{E/F_y}$.
- Las diagonales en X (como el caso en estudio) se deben conectar en un punto de cruce
- El esfuerzo sísmico en diagonales comprimidas debe ser menor o igual al 80 % de la capacidad resistente.

La sección 8.5 define a las conexiones, que para el caso de diagonales sísmicas deben diseñarse para resistir el 100 % de la capacidad en tracción de la sección bruta de estas. También estipula requerimientos respecto a los pernos, a uniones y a empalmes.

La sección 8.6 hace referencia a los anclajes, donde se define que los apoyos de estructuras y equipos que transmiten esfuerzos sísmicos a las fundaciones se deben anclar por medio de pernos de anclaje, placas de corte, barras de refuerzo u otros medios apropiados. Los pernos de anclaje sujetos a tracción deben tener silla y vástago visible para su inspección y reparación, hilo con longitud suficiente para reapretar las tuercas y longitud expuesta de los pernos superior a 250 mm u 8 veces su diámetro. Aquellos pernos que posean la capacidad suficiente de resistir combinaciones de cargas sísmicas amplificadas por $0.5R \geq 1.5$ pueden exceptuarse de esta exigencia. Las placas base o topes sísmicos de columnas deben diseñarse para transmitir el 100 % del esfuerzo de corte basal. Además, se indican requerimientos para el diseño de la placa de corte y para el hormigón de las fundaciones.

La sección 8.7 aplica a los sistemas arriostrados horizontales (diafragmas) cuya función es transferir cargas sísmicas de diseño y/o proveer redundancia estructural. La norma dicta que no se permiten configuraciones que trabajen sólo en tracción (igual a lo descrito en la sección 8.3 de la misma norma). Se definen límites de compacidad local y esbeltez global para diagonales y puntales en compresión, los cuales pueden obviarse cuando los esfuerzos provenientes de las combinaciones que incluyen cargas sísmicas sean inferiores a un tercio de los esfuerzos de la combinación que controla el dimensionamiento o cuando la capacidad del elemento resista las combinaciones con cargas sísmicas

amplificadas por 0.7R. Asimismo, se debe aplicar disposiciones de conexiones, considerar que las cargas sísmicas no sean inferiores a la tributación sísmica de un marco intermedio, y asegurar que la altura de los elementos diagonales y puntales sea mayor o igual a 1/90 de la proyección horizontal de la longitud del elemento.

Si bien el desempeño actual de las estructuras industriales de acero en Chile ha sido satisfactorio cuando se utiliza la normativa vigente, tras el terremoto del 27-F se presentaron algunos casos que no cumplían con la continuidad operacional, lo que, sumado a los nuevos estudios, evidencia la necesidad de realizar algunos ajustes buscando aumentar el campo de aplicación a temas no cubierto en la versión 2003, pero sin modificar la filosofía del diseño.

2.4. Norma NCh2369 Of.2023

La nueva norma modifica la normativa oficializada en el año 2003 con la filosofía de mantener lo que funcionó bien en los terremotos de 1985 y 2010. Esta fue desarrollada por un comité de expertos que fue convocado por el Instituto de la Construcción que comenzó a sesionar en noviembre del año 2014. El documento que contiene las modificaciones del Capítulo 8 relacionado a estructuras de acero, ya se encuentra aprobada por el comité técnico INN.

La nueva normativa del diseño de estructuras que hoy se presenta surge de (Montecinos, 2017):

- 1.- Más de diez años de uso intensivo en proyectos donde las instalaciones y los equipos industriales han crecido de manera importante viéndose en la obligación de extrapolar los requerimientos de diseño a dimensiones muy por encima de las de los modelos calibrados, mostrando las limitaciones de la norma.
- 2.- La experiencia de la globalización creciente del diseño que ha tensionado el diseño y ha requerido aclaraciones y mejoras de redacción que parecían innecesarias para el ingeniero chileno.
- 3.- La experiencia de un gran sismo el 27 de febrero del 2010, donde se ha concluido que los diseños bien realizados con la norma NCh2369 (INN, 2003) cumplen con los objetivos de seguridad, buen desempeño y continuidad operacional, pero se evidenció que este último punto requiere de complementos y ajustes.

Cabe señalar que la revisión de la norma se ve limitada por la poca disposición de las industrias a transparentar sus daños e informes del 27-F.

Algunos aspectos que requieren revisión son (Montecinos, 2017):

- a.- Relación ambigua entre Capítulo 8 de la norma y las AISC 341-10 (AISC, 2010a).
- b.- Diseño de conexiones que han ocasionado diseños más pesados que los históricos y desmedidos en estructuras irrelevantes y complejas de construir.
- c.- Diseño demasiado preocupado de la sobrerresistencia, privilegiando soluciones fuertes que pueden resultar cuasi frágiles para sismos mayores que el de diseño: la relación entre sobrerresistencia y ductilidad no estaba bien resuelta.
- d.- Necesidad de objetivar “criterios de salida” que permite aplicar la norma a estructuras e instalaciones de naturaleza muy diversa.
- e.- Necesidad de crear un conjunto de disposiciones “objetivas”, menos sujetas a interpretación y magisterio.

En base a los aspectos mencionados, se presentan los principales cambios del nuevo capítulo 8 “Disposiciones para estructuras de acero” surgidos del comité de norma.

En la sección 8.1 se aclara la relación entre el capítulo 8 y la AISC 341-16, quedando el diseño de sistemas de marcos arriostrados y marcos rígidos regulado por la aplicación de la norma NCh427/1 y NCh427/2, según corresponda, complementada con las disposiciones del capítulo 8, mientras que, para los sistemas restantes establece que el diseño se debe basar el documento AISC 341-16 Seismic Provisions for Structural, estando limitado el factor de modificación respuesta “R” a valores menores o iguales a 5 y el amortiguamiento relativo menor o igual a 5 %.

En la sección 8.2 se incorporan materiales, especialmente del listado ASTM, se eliminan los requerimientos generales de tenacidad y fluencia del acero, estableciendo requisitos dependiendo del uso de este, quedando regulado el acero para elementos sismorresistentes por la norma NCh203, también, se establece la calidad del acero para pernos a utilizar en conexiones sismorresistentes, con especial detalle en pernos de anclaje donde se mantiene el requisito de ductilidad, sin embargo, reconoce la necesidad práctica de contar con pernos de anclaje de ductilidad limitada. En cuanto a los

electrodos de soldadura se mantiene la restricción de tenacidad mínima y detallan especificaciones AWS a cumplir.

En la sección 8.3 se agrega la definición de capacidad esperada. Además, se incorpora una disposición que exige que la resistencia axial requerida de las columnas (tracción y compresión) se determine amplificando el estado de carga sísmico de las combinaciones de carga por $0.7R_1 \geq 1.0$, esto con el fin de proteger a todas las columnas. Por último, se explicita el factor R_y , diferenciando la fluencia mínima del acero (F_y) de la fluencia esperada ($R_y F_y$).

En la sección 8.4 se define la resistencia mínima de las conexiones donde la resistencia requerida se tiene que determinar utilizando las combinaciones de cargas sísmicas amplificadas por $0.7R_1 \geq 1.0$, capacidad esperada del elemento y la carga máxima que el sistema le puede transferir. Además, se incorpora la exigencia que toda conexión debe resistir no menos que la mitad de la capacidad esperada del elemento.

En la sección 8.5 correspondiente a los anclajes, no se presenta grandes cambios en comparación a la norma antigua, pero se incorporan salidas para algunas de las exigencias por medio de la sobrerresistencia.

En la sección 8.6 se elimina el requisito de sobrerresistencia de diagonales comprimidas que indicaba que el factor de utilización debía ser menor o igual al 80 % de la capacidad resistente, lo que permite disminuir el tamaño relativo de las diagonales y se induce un diseño en que la falla de las diagonales debe preceder a la de las columnas. También los elementos que trabajan en el plano vertical y se diseñan con cargas sísmica amplificada por $0.7R_1 \geq 1.0$ no necesitan cumplir con los criterios de esbeltez global ni con los límites de la razón ancho espesor de la tabla 8.1. Esta sección también entrega requisitos para el diseño de puntales.

En la sección 8.7 se elimina el Anexo B de la norma antigua, se reescriben las cláusulas para evitar configuraciones columna débil – viga fuerte, se incorporan requisitos para el diseño de los nudos y vigas de los marcos.

En la sección 8.8 respecto a sistemas arriostrados horizontales se presentan mejoras en la redacción y normalizaciones de criterios de salida. Se aplican criterios similares a los establecidos en la sección 8.6 para los límites de esbeltes global y razones ancho/espesor.

En la tabla 8.1 los límites de las relaciones ancho/espesor se hicieron más restrictivas para los diversos elementos, no teniendo que diferenciar entre perfiles a compresión o flexión, ahora se especifican si son perfiles que se utilizan para columnas, arriostramientos, etc.

Los cambios enumerados anteriormente de la normativa de diseño sísmico estructural de acero son los de mayor relevancia para el presente documento, a pesar de que no cubren la totalidad de los ajustes realizados.

2.5. Marcos arriostrados

Los marcos arriostrados se caracterizan por ser un sistema estructural compuesto por columnas conectadas por vigas a nivel de piso, y arriostramientos (o riostras) verticalmente en forma de diagonal. Dentro de los tipos de arriostramiento vertical se distinguen principalmente los marcos arriostrados concéntricamente (MAC) y los marcos arriostrados excéntricamente (MAE). Los primeros se distinguen porque los arriostramientos se cortan en un punto, formando una estructura reticulada, mientras que en los segundos las riostras se disponen de forma tal que se genera una excentricidad en la viga donde se inducen esfuerzos de corte y momentos flectores elevados. Estas zonas son llamadas enlaces, y deben diseñarse especialmente para disipar energía en forma estable. El presente estudio se centra en los MAC.

Los marcos arriostrados concéntricamente (MAC) son una solución estructural conveniente y económica para brindar resistencia y rigidez lateral en edificios de baja y mediana altura. En este tipo de marcos, las riostras están dispuestas de manera que las acciones laterales de viento y sismo inducen principalmente esfuerzos axiales (tracción y compresión) en los miembros de la estructura. La elevada rigidez lateral de este sistema permite controlar adecuadamente los desplazamientos laterales y cumplir con los requisitos de diseño.

Las especificaciones de diseño modernas consideran que las diagonales pueden desarrollar deformaciones inelásticas durante la ocurrencia de un terremoto severo. De esta forma, la estructura dispone de capacidad para disipar energía bajo la acción del sismo mediante sucesivos ciclos de fluencia por tracción y pandeo global por compresión formando rotulas plásticas en la zona central y en los extremos de las riostras. La estrategia de diseño asegura que el resto de la estructura (columnas, vigas y conexiones) posea la capacidad suficiente para resistir las cargas gravitatorias, aun cuando las riostras hayan sufrido daños.

Existen diferentes formas de posicionar los arriostramientos dentro de los MAC. Las configuraciones más comunes consisten en arriostramientos en cruz o X, en V invertida o Chevron, en V, entre otras. Su elección se debe principalmente al uso que tenga el marco según características y ocupación de la estructura. Por mencionar algunos ejemplos, los MAC en X son utilizados en paneles cerrados, mientras que en V invertida en estructuras que requieran el paso de personas o acceso de equipos. El diseño de las estructuras de este documento será en base a arriostramientos tipo X, utilizando perfiles L y Cajón.

Para la modelación de las riostras en el programa SAP2000, se incluyó en ambos extremos del elemento una distancia conocida en la práctica como “cachos rígidos”, los cuales otorgan rigidez a la diagonal y representan la conexión gusset, lo que se materializa por medio de la herramienta “*End Length Offsets*”. La distancia de las riostras que no incluye la zona rígida mencionada anteriormente se conoce como largo efectivo y corresponde a la longitud del elemento que se puede deformar y, por tanto, pandear. La zona rígida se define de forma que no exista interferencia entre los perfiles de la diagonal y la viga, la cual se visibiliza por medio de la herramienta “*Extrude*” en el software. En la *End Length Offsets* aplicado a diagonales se presenta la asignación de los “*End Length Offsets*” a las diagonales.

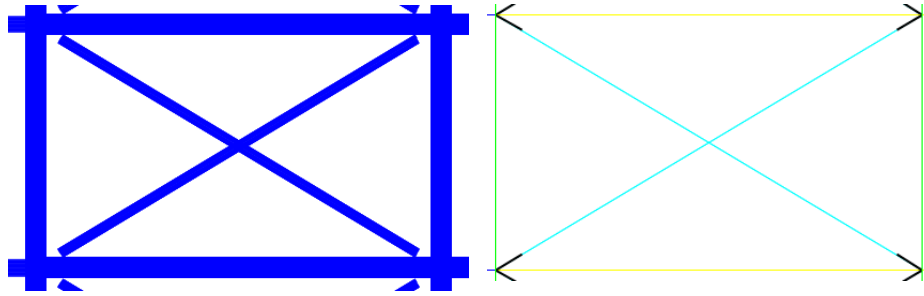


Figura 2.1 *End Length Offsets* aplicado a diagonales

2.6. Espacio arquetipo

Para el estudio del comportamiento de sistemas estructurales, se utilizan espacios arquetipo, los cuales son conjuntos representativos de estructuras que permiten realizar análisis comparativos. En este caso, se consideran arquetipos de estructuras de cuatro vanos con rigidez uniforme en altura y distancia entre piso regular. Estas estructuras se configuran en base a marcos arriostrados concéntricos con dos vanos dispuestos en forma de X. Los arquetipos se someten a diferentes tipos de cargas que representan las exigencias típicas de las estructuras industriales pesadas, tal como se detalla en el Capítulo 3 de este documento.

Para simplificación del estudio se utilizan estructuras de dos dimensiones, la cual es posible realizarla gracias a la simetría biaxial de la estructuración, por lo que se tributa un tercio de la superficie total por planta a cada marco sísmico y, por ende, un tercio del peso sísmico total. En ambos extremos de la estructura se incorporan columnas gravitacionales (*Leaning Columns*) que permiten transferir las masas sísmicas de marcos gravitacionales que tributen al marco sísmico de interés mostrado en la Figura 2.2.

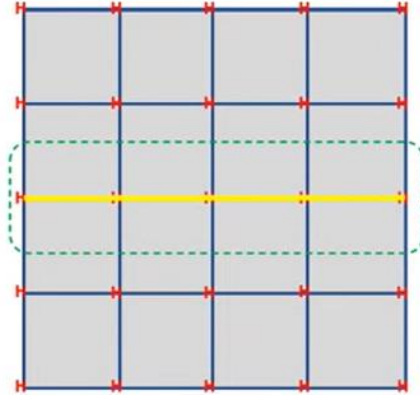


Figura 2.2 Vista en planta del marco sísmico de interés

2.7. No linealidad en anclajes

La configuración típica de una conexión entre una columna y su fundación consiste en una placa base de acero soportada por un mortero de nivelación (conocido como grout), y anclada a un pedestal mediante pernos de anclaje, como se muestra en la Figura 2.3 (a). En la base de los marcos arriostrados, se pueden producir mayores esfuerzos de corte, los cuales se deberán transmitir a la fundación mediante llaves de corte según estipula la norma NCh2369 Of.2023 (INN, 2023) en su comentario C8.5.1.

Las llaves de corte han presentado un exitoso comportamiento en terremotos, por lo que se considera que el corte es transmitido en forma lineal y elástica. Por otro lado, los pernos de anclaje han mostrado plastificación ante eventos severos, por lo que son considerado fusibles sísmicos (NCh2369 Of.2023, C8.5.1), ya que disipan una gran cantidad de energía durante el proceso de plastificación. Por lo tanto, es necesario modelar el comportamiento no lineal de estos elementos.

En el presente estudio, existen tres tipos de columnas: sísmicas, estáticas y gravitacionales. Para el primer caso, se considera las columnas de los vanos arriostrados, donde el anclaje se modela mediante elementos fenomenológicos tipo *Link*. Para las columnas estáticas y gravitacionales, los apoyos son modelados de manera convencional como infinitamente rígidos.

Como la normativa chilena exige que los pernos de anclaje queden visibles por medio de las sillas, estos pernos quedan adosados a la columna sólo por medio de placas golillas que no permiten que la columna les induzca esfuerzos de compresión. Esto en la práctica conlleva a que la falla se produzca en los pernos y no en el hormigón, fenómeno que se verifica al observar plastificación en los pernos durante sismos intensos, actuando como fusibles sísmicos y por tanto disipando energía. La modelación del anclaje estructura – fundación se basa en el uso en paralelo de dos elementos no lineales, como se muestra en la Figura 2.3 (b). El primero representa los pernos de anclaje, que trabajan sólo a tracción, y se modela como un elemento tipo *Link Multilinear Plastic*. El segundo representa el pedestal de hormigón, que trabaja sólo en compresión, y se modela como un elemento tipo *Gap*.

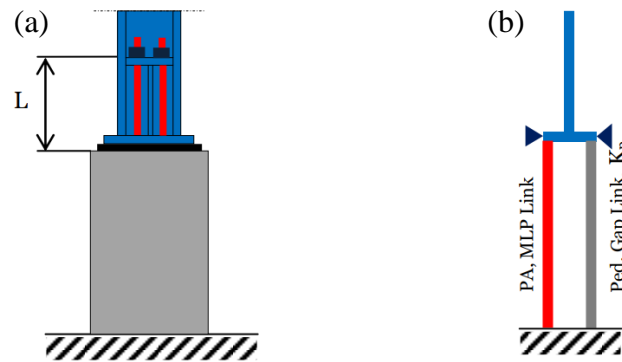


Figura 2.3 (a) Esquema de anclaje estructura-fundación. (b) Modelo no lineal en SAP2000
Fuente: Urzúa (2015)

Para la modelación de los pernos de anclaje se recurrió a la propuesta de modelo no lineal desarrollado en la tesis de magister de Urzúa (2015), la cual se basa en el comportamiento mecánico esperado en la conexión. La curva envolvente asociada a los pernos de anclaje se obtiene a partir de la fluencia y la rotura, cuyos valores son especificados por la norma ASTM para el material considerado (acero A36), lo que se traduce en una deformación de rotura igual al 20 % de la distancia entre tope de pedestal y tope de silla, más ocho veces su diámetro embebido en el hormigón. En la memoria de título realizada por Chávez (2011) se presentan los resultados de una serie de ensayos realizados a barras lisas de acero de la misma calidad, indicando sus valores de fluencia y rotura. Se concluye que tienen una alta similitud a los especificados en la tabla A3.1 de la AISC 341-10 (AISC, 2010a), por tanto, se utilizan estos valores para el desarrollo del modelo no lineal de los pernos de anclaje. Considerando calidad ASTM A36, se tiene $F_{ye} = R_y F_y = 372 \text{ MPa}$, con la variación en los diámetros comprendido entre 1/2" y 1 1/8" según requiera la estructura analizada.

La degradación de rigidez y resistencia de los pernos de anclaje a medida que incursionan en ciclos de carga y descarga, se incorporan gracias a una curva fuerza-deformación envolvente y una ley de degradación histerética. Esta curva envolvente se modela con una rigidez muy baja en compresión, de manera que los pernos transmitan la carga al pedestal rápidamente. El pedestal se modela con un comportamiento lineal y elástico, considerando una rigidez superior a la de las columnas de la estructura cuyo valor corresponde a 9810000 kN/m (10000 tonf/cm), como un valor máximo permisible en el software con el fin de evitar inestabilidades numéricas.

En la Figura 2.4 se observa la curva monotónica paramétrica utilizada en los modelos, la cual describe el comportamiento de los pernos de anclaje en función de la fuerza axial – deformación axial, considerando lo antes mencionado en cuanto a deformación de rotura y capacidad esperada.

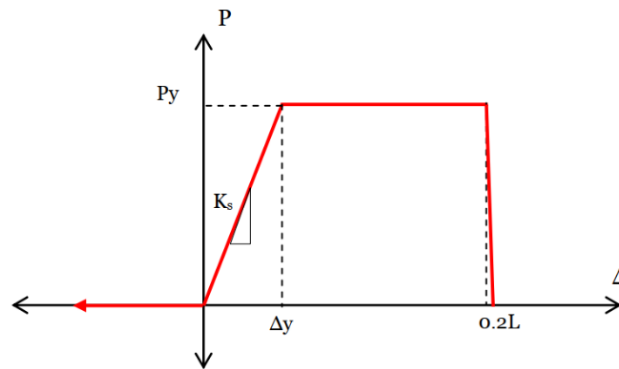


Figura 2.4 Curva envolvente para pernos de anclaje
Fuente: Urzúa (2015)

Donde los parámetros a identificar son:

P_y = Fuerza esperada de fluencia para pernos de anclaje, $P_y = F_{ye} A_s$

F_{ye} = Tensión de fluencia esperada para el acero, $F_{ye} = F_y R_y$

F_y = Tensión de fluencia especificada para el acero, $F_y = 248$ MPa para acero calidad ASTM A36.

R_y = Razón entre fluencia esperada y fluencia especificada, $R_y = 1.5$ para barras de acero calidad ASTM A36 según tabla A3.1 AISC 341-10.

A_s = Área bruta de la sección total de pernos de anclaje.

E_s = Módulo de elasticidad del acero, $E_s = 200000$ MPa según AISC 360-10.

K_{se} = Rigidez axial de los pernos, $K_{se} = E_s A_s / L$

L = Largo libre de pernos de anclaje entre tope del pedestal y tope de placa de apoyo de la silla, más ocho veces su diámetro, considerando la distancia embebida en el pedestal.

Δ_y = Deformación de fluencia, $\Delta_y = P_y / K_{se}$

2.8. No linealidad en arriostramientos

Para evaluar si existe una eventual incursión inelástica en los arriostramientos verticales, se desarrollan modelos no lineales en el programa SAP2000, donde los arriostramientos verticales se representan por medio de elementos tipo *Link Multilinear Plastic*, el que permite definir una respuesta del elemento a través de una curva envolvente fuerza-deformación visualizado en la Figura 2.5, y un ciclo de histéresis representado en la Figura A.2.1, la que permite incorporar la degradación de resistencia y rigidez a medida que el elemento incursiona en ciclos de carga y descarga.

El tramo en tracción de la envolvente, luego de la plastificación, presenta degradación de la resistencia y posteriormente, fractura. En el tramo en compresión, se considera que la rigidez de la envolvente es lineal y elástica hasta alcanzar la carga crítica de pandeo, definida según lo especificado en el Capítulo E del AISC 360-10 (AISC, 2010b), mientras que la transición desde la carga de pandeo hasta la carga residual se modela como un decaimiento exponencial, cuyo orden se calibra a partir de los ensayos realizados por Black, Wenger y Popov (Black *et al*, 1980) a un conjunto de arriostramientos de distintas esbelteces, compacidades y secciones. Por otra parte, Urzúa (2015) realizó esta calibración para perfiles H, TL, XL y cajón, obteniendo los exponentes que rigen el decaimiento exponencial de la resistencia a compresión a medida que el elemento se pandea.

La longitud efectiva recomendada en la tesis de magíster de Urzúa (2015) es igual a 0.5 veces la distancia entre líneas de giro de gusset para el caso de arriostramientos que se cruzan y se unen en el punto medio. Considerando esto, en el presente estudio se utiliza un factor de longitud efectiva igual a 0.5 debido a que la configuración utilizada corresponde a diagonales en X en todas las estructuras diseñadas.

La Figura 2.5 esquematiza la curva monotónica paramétrica fuerza-deformación utilizada en este trabajo para los arriostramientos verticales.

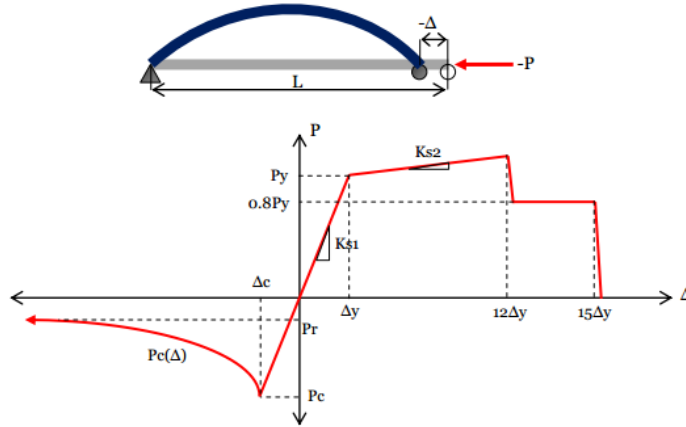


Figura 2.5 Curva monotónica paramétrica fuerza – deformación para arriostramientos verticales
Fuente: Urzúa (2015)

Donde los parámetros de la curva fuerza – deformación son:

$P_c(\Delta)$ = Fuerza post pandeo, donde n se obtiene de la calibración de los modelos no lineales, $n = 1.4, 1.1$ y 0.75 para secciones H, TL o XL o L y cajón, respectivamente.

$$P_c(\Delta) = \min\left(P_r, P_c \left[\frac{\Delta_c}{\Delta}\right]^n\right)$$

P_r = Fuerza residual, $P_r = 0.2 P_c$

P_c = Fuerza de pandeo inelástico, $P_c = F_{cr} A_g$

F_{cr} = Tensión de pandeo flexural para secciones compactas según ecuaciones E3-2 y E3-3 AISC 360-10.

$$F_{cr} = [0.658^{F_{ye}/F_e}] F_{ye} \quad \text{si} \quad KL_e/r \leq 4.71\sqrt{E_s/F_{ye}}$$

$$F_{cr} = 0.877 F_{ye} \quad \text{si} \quad KL_e/r > 4.71\sqrt{E_s/F_{ye}}$$

F_e = Tensión crítica de pandeo elástico según ecuación E3-4 AISC 360-10.

$$F_e = (\pi^2 E_s) / (KL_e/r)^2$$

F_{ye} = Tensión de fluencia esperada para el acero, $F_{ye} = F_y R_y = 322$ y 372 MPa para planchas de acero y perfiles laminados calidad ASTM A36, respectivamente.

F_y = Tensión de fluencia especificada para el acero, $F_y = 248$ MPa para acero calidad ASTM A36.

R_y = Razón entre fluencia esperada y fluencia especificada F_y , $R_y = 1.3$ y 1.5 para planchas de acero y perfiles laminados de calidad ASTM A36, respectivamente, según Tabla I-6-1 AISC 341-10.

A_g = Área bruta de la sección transversal del arriostramiento.

E_s = Módulo de elasticidad del acero, $E_s = 200000$ MPa según AISC 360-10.

L_e = Largo efectivo del arriostramiento, definido como el largo total menos la distancia de la conexión (*End Length Offsets*).

Δ_c = Deformación de pandeo, $\Delta_c = P_c / K_{s1}$

Δ_y = Deformación de fluencia, $\Delta_y = P_y / K_{s1}$

F_u = Tensión de rotura especificada para el acero, $F_u = 400$ MPa para acero calidad ASTM A36.

F_{ue} = Tensión de rotura esperada para el acero, $F_{ue} = F_u R_t$, $F_{ue} = 480$ MPa para acero calidad ASTM A36.

R_t = Razón entre la rotura esperada y la rotura especificada, $R_t = 1.2$ para planchas de acero y perfiles laminados calidad ASTM A36 según tablas I-6-1 AISC 341-10.

K = Factor de longitud efectiva, $K = 0.5$ para arriostramientos que se cruzan y unen en su punto medio.

K_{s1} = Rigidez axial elástica del arriostramiento, $K_{s1} = E_s A_g / L_e$

K_{s2} = Rigidez axial post fluencia del arriostramiento, $K_{s2} = (P_u - P_y) / (\Delta_u - \Delta_y)$

P_y = Fuerza esperada de fluencia, $P_y = F_{ye} A_g$

P_u = Fuerza esperada de rotura, $P_u = F_{ue} A_g$

Debido a que las diagonales sólo trabajan axialmente, la degradación histerética de la resistencia y rigidez del elemento tipo *Link* que representa a los arriostramientos verticales se incorpora por medio de un modelo de pivote, el cual viene incorporado como opción de histéresis en el programa SAP2000. La elección de este modelo se debe a la amplia gama de parámetros de control de la curva histerética que presenta. La gráfica para definir el elemento tipo pivote y sus valores se encuentra en Anexo 2.1.

2.9. Amenaza sísmica para análisis de respuesta no lineal

Si bien los sistemas estructurales han sido diseñados en base a las demandas espectrales indicadas en NCh2369 Of.2023 (INN, 2023) es de amplio conocimiento que dichas solicitaciones representan demandas de diseño que la práctica ha definido como “adecuadas”, pero que no representan niveles de intensidad definidos en base a análisis probabilísticos rigurosos, así como tampoco representan la demanda esperada para un lugar en particular.

En base a lo anterior, se estima un nivel de demanda sísmica probabilística para la zona de emplazamiento de los sistemas estructurales, el cual se ha definido como la ubicación de la Planta

Minera Gabriela Mistral, Región de Antofagasta, Chile. El nivel de amenaza sísmica definido como 10 % y 5 % de probabilidad de excedencia en 50 años, el cual se establece como nivel de diseño (DLE) en la normativa industrial y máximo sismo posible (SMP) en el estado del arte, respectivamente.

La selección de registros se realiza bajo la metodología de escalamiento espectral de ASCE 7-16 (American Society of Civil Engineers [ASCE], 2017) considerando un espectro objetivo de tipo media condicionada para una intensidad de 5 % de probabilidad de excedencia en 50 años. Utilizando la base de datos de Siber-Risk (Castro *et al.*, 2021) se seleccionan los registros de mejor ajuste espectral luego de una selección previa en base a parámetros causales y de intensidad definidos.

La evaluación de la amenaza sísmica se ha realizado mediante la plataforma *Seismic Hazard* (Candia *et al.*, 2019) tomando en cuenta lo siguiente:

Se ha utilizado como referencia la ubicación de la Planta Minera Gabriela Mistral en Región de Antofagasta, Lat. 23.42"S, Lon. 68.81"W, tal como se observa en la Figura 2.6.

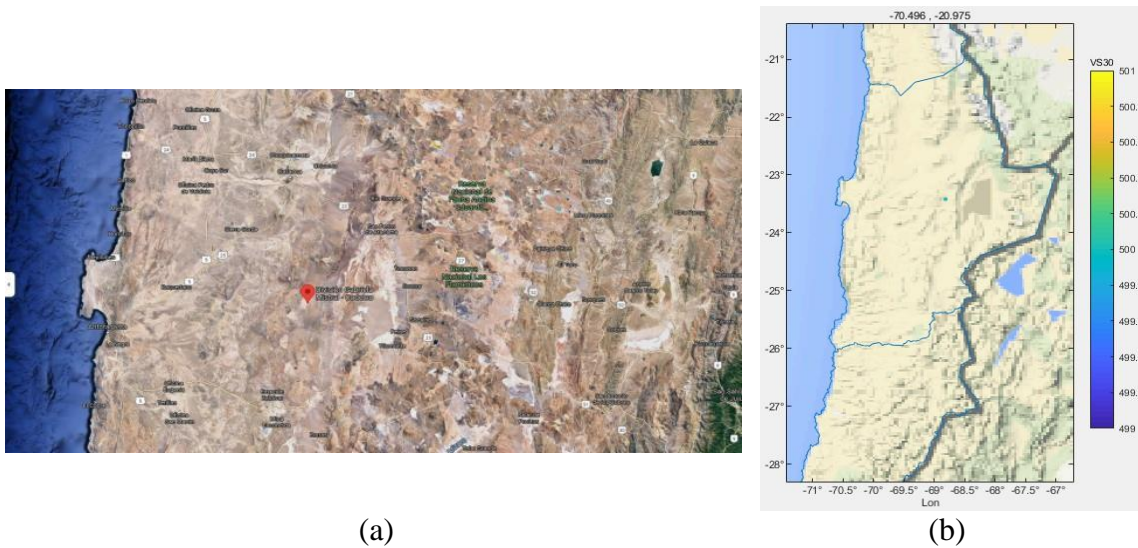


Figura 2.6 (a) Ubicación del sitio de estudio. (b) Posicionamiento en plataforma de amenaza

En consecuencia, concordante con los diseños se define un suelo tipo B (equivalente al antiguo suelo II de NCh2369). Para maximizar la demanda, y de acuerdo con lo definido en el DS61-2011, se ha considerado el menor valor de velocidad de onda de corte en los primeros 30 metros de suelos que dicha clasificación permite, $V_{S30} = 500 \text{ m/s}$

Se emplean dos modelos de movimiento del suelo, Idini *et al.* (2016) y Montalva *et al.* (2017), de aquí en más denominados Idi2016 y Mon2017, respectivamente. Estos modelos son utilizados ya que han sido publicados y reconocidos como válidos en publicaciones internacionales, y además se basan en catálogos de datos que contemplan los grandes terremotos registrados a la fecha en Chile. Para la evaluación se ha considerado un árbol lógico que asigna 50 % a cada una de estas leyes.

Para el caso de Idi2016, se aplica la forma espectral tipo S_{II} , en base al periodo predominante indicado en la propuesta de modificaciones de NCh433 para suelo tipo B, y se utilizan formulaciones tanto para eventos interplaca como intraplaca. Para el caso de Mon2017, se aplica los modelos HQ (alta calidad), y también se emplean modelos para sismicidad interplaca e intraplaca, de acuerdo con la definición de las distintas fuentes consideradas.

Para la modelación de las fuentes y leyes de recurrencia (Leyes GR) se aplica lo definido por Poulos *et al.* (2018). De igual manera, las leyes han sido acotada tanto inferior como superiormente de acuerdo con las magnitudes mínimas y máximas que dicho autor propone para cada zona o fuente definida en su modelo.

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

Los diseños desarrollados en el presente estudio establecen un rango de periodos de vibración, en su primera forma modal, de 0.10 a 0.95 segundos, concentrándose en este documento en la modelación del intervalo de periodos entre 0.70 y 0.95 segundos. La Figura 2.7 muestra las curvas de amenaza sísmica, en su formato de media anual de excedencia, para cada uno de los periodos naturales de vibración considerados en el presente estudio.

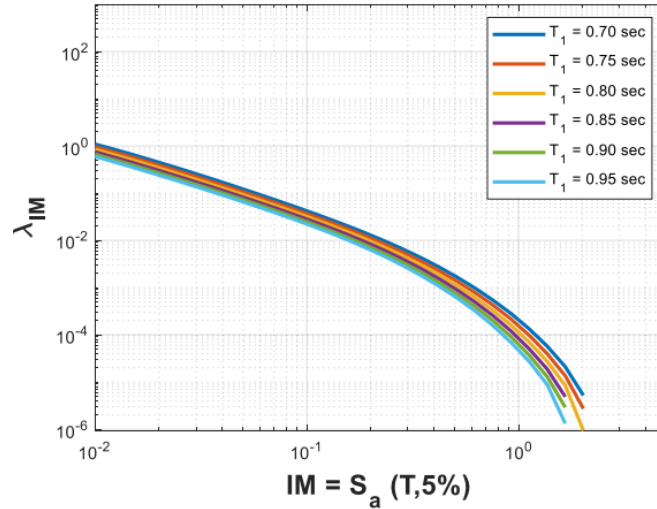


Figura 2.7 Media anual de excedencia para periodos entre 0.70 y 0.95 s

Definidas las curvas de amenaza sísmica se obtienen los espectros de amenaza uniforme visualizados en la Figura 2.8 para probabilidades de excedencia de 10 % y 5 % en 50 años, los que establecen periodos de retorno medio de 475 y 975 años, respectivamente. El primer caso se define como el nivel de demanda para efectos de diseño, y el segundo se define, en el contexto nacional, como el espectro máximo posible, el cual es el nivel de amenaza considerado para efectos de análisis basados en desempeño en el contexto de sismos severos.

Para fines de comparación, la Figura 2.9 presenta la razón entre la amenaza uniforme definida de 975 y 475 años de periodo de retorno medio.

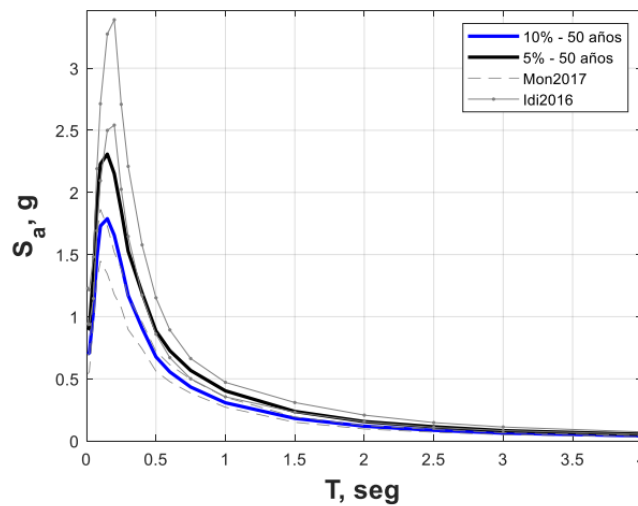


Figura 2.8 Espectros de amenaza uniforme

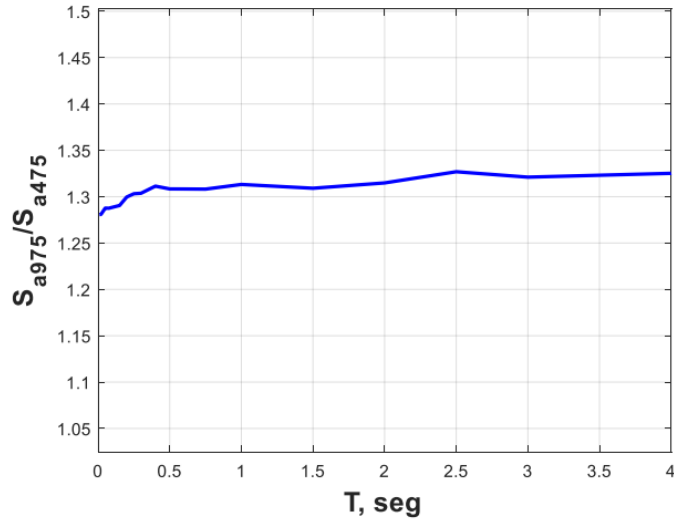


Figura 2.9 Razón entre la amenaza uniforme definida de 975 y 475 años de periodo de retorno medio.

Los modelos de desagregación definen la probabilidad de excedencia que tiene un par o escenario Magnitud-Distancia (M, R) de generar la demanda probabilística estimada. A continuación, en la Figura 2.10 se expone una representación para un caso particular de los estudiados ($T_1 = 0.15$ s., 5 % probabilidad de excedencia en 50 años, Idi2016).

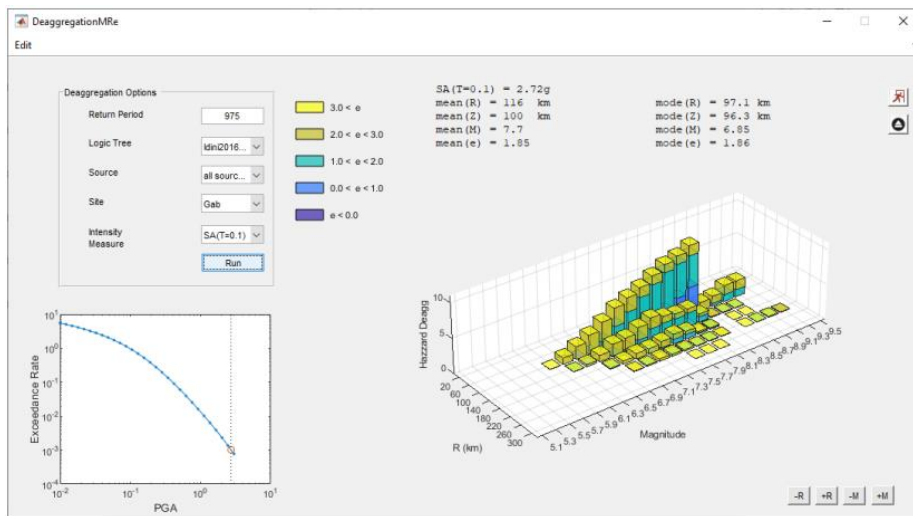


Figura 2.10 Modelo de desagregación para $T=0.15$ s, 5 % de probabilidad de excedencia en 50 años, Idi2016

Notar además que el escenario medio corresponde a un evento de Magnitud $M_w = 7.7$ y distancia a la ruptura $R_{rup} = 116$ km. Para los periodos comprendidos entre 0.10 y 0.95 segundos se tienen los eventos medios indicados en la Tabla A.2.1 en la sección de Anexo 2.2.

Considerando los escenarios medios antes descritos (basados en los modelos de desagregación), se procede a estimar espectros medios condicionados (Baker, 2011).

Es importante entender que los espectros de amenaza uniforme, por definición, corresponden a espectros donde todas sus coordenadas, es decir, para cada periodo u oscilador considerado, presentan una misma probabilidad de ocurrencia o de ser excedidas. Esto que puede ser adecuado desde el punto de vista de diseño (todas las estructuras diseñadas para demandas con misma probabilidad de ser excedidas), puede ser un escenario muy conservador en el contexto de la selección de registros sísmicos, esto debido a que la probabilidad de que un mismo evento (dado por un registro) establezca para dos coordenadas (periodos) distintas el mismo nivel de demanda probabilística es altamente improbable. En este sentido, el espectro de amenaza uniforme o UHS (*Uniform Hazard Spectrum*), puede ser comprendido como “la envolvente” de los espectros de muchos registros.

El espectro medio condicionado o CMS (*Conditional Mean Spectrum*) es por tanto un espectro que, para la coordenada en estudio (periodo de interés, normalmente T_1), establece un nivel de demanda asociado a la intensidad probabilística deseada, en otras palabras, en dicho periodo coincide con el espectro UHS, y para el resto de las coordenadas establece los valores esperados condicionados a la ocurrencia del periodo de interés. En definitiva, qué nivel de amenaza se espera tener en T_j dado que T_i ha ocurrido a una demanda objetivo.

Para la definición del CMS se requiere un escenario específico (M, R), el cual normalmente corresponde a los valores medios provenientes de la desagregación, un modelo del movimiento del suelo y una demanda objetivo para el periodo de interés.

En este caso, se ha considerado la demanda definitiva para 5 % de probabilidad de excedencia en 50 años en cada uno de los periodos de interés y una combinación de 50 % del CMS obtenido del modelo Idi2016 y un 50 % del modelo Mon2017. Si bien existen distintas metodologías para combinar las distintas fuentes o modelos del movimiento del suelo se ha optado por esta por simplicidad. Es importante establecer que los factores de correlación espectral utilizados se basan en Candia *et al.* (2019).

El CMS acompañados al UHS calculado se presenta en la parte izquierda de la Figura 2.11 para el caso de $T = 0.70$ segundos. Se observa que considerar el UHS como representativo de todas las estructuras para la selección de registros resulta muy conservador, dado que los espectros esperados para los registros de cada sistema son muy diversos. Los casos entre 0.10 y 0.95 segundos se muestran en el Anexo 2.2. Finalmente, se presenta en la parte derecha de la Figura 2.11 todos los CMS calculados en conjunto con el UHS de 975 años de periodo de retorno.

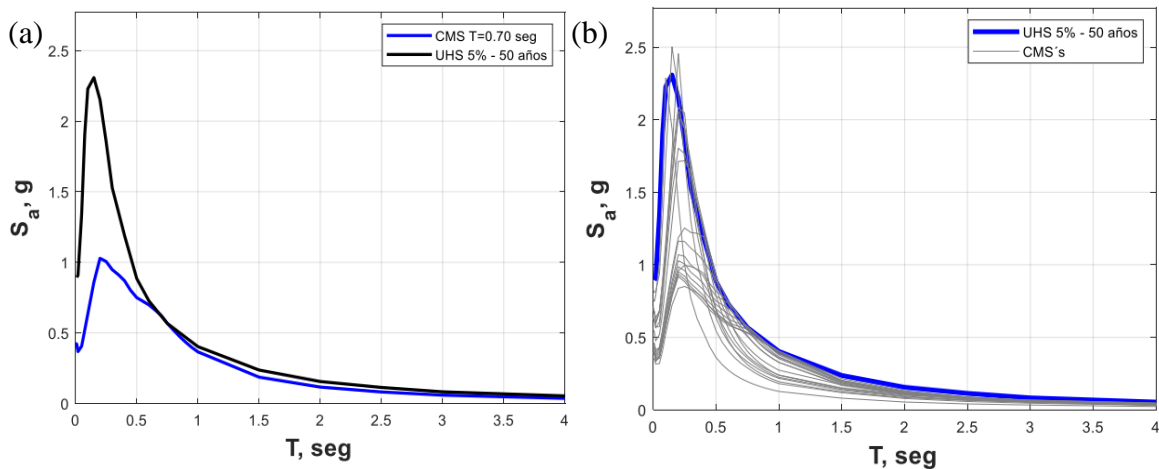


Figura 2.11 (a) CMS y UHS calculado para caso de $T = 0.70$ s. (b) CMS calculado en conjunto a UHS

Una vez definidos los distintos CMS objetivos, se seleccionan los registros sísmicos mediante el método de escalamiento espectral (*Amplitude Scaling*). Esto se realiza con la metodología presentada en el documento ASCE 7-16 Capítulo 16 (ASCE, 2017).

Se emplean los registros publicados por *Siber-Risk Strong Motion Database*, los cuales datan de marzo de 1985 hasta septiembre de 2017, e incluyen todos los grandes terremotos registrados a la fecha, con un total de 4020 registros.

Desde la base de datos se genera un filtro preliminar considerando suelos con valores de V_{S30} correspondientes a suelos tipo B y C según DS61-2011, es decir, entre 350 y 900 m/s , y con una media geométrica de los PGA ortogonales ($PGA_{\text{geoméan}}$) mayores a 0.1g. A partir de esto la base de datos para la selección directa quedó definida por 266 componentes (133 registros).

Como se menciona previamente, el criterio de selección corresponde al método de escalamiento espectral ASCE 7-16, para ~~ello~~ lo que se utilizó los siguientes datos:

- Espectro objetivo : CMS – 975 años de periodo de retorno medio (SMP).
- Rango de periodos : $0.2T_1 - 1.5T_1$, con T_1 periodo natural estructura.
- Número de registros : 30 con menor sumatoria de error cuadrático (SSE) de espectro objetivo respecto a espectro del registro.

Una vez definido los 30 registros de forma espectral más “cercana” se procede a evaluar los factores de escalamiento de acuerdo con dos pasos:

- 1.- Los registros seleccionados fueron amplificados por un factor único que corresponde a la razón entre la aceleración espectral promedio en rango de periodos del espectro objetivo y el mismo valor del registro a ajustar (Factor de escalamiento 1)
- 2.- En el rango de periodos de interés todas las coordenadas espectrales deben ser al menos el 90 % de las correspondientes al espectro objetivo. Este segundo factor de escalamiento (Factor de escalamiento 2), también único, corresponde al máximo factor estimado, entre todos los periodos, necesarios para cumplimiento al requisito anterior.

El factor de escalamiento resultante queda definido por la multiplicación de ambos factores. Como ejemplo en la Figura 2.12 se presentan los espectros de los 30 registros seleccionados ajustados para el caso particular de $T = 0.70$ segundos. Los casos comprendidos entre 0.10 y 0.95 segundos se presentan en el Anexo 2.2.

Es importante mencionar que, siendo coherente en términos de simultaneidad, contenidos de frecuencia y con el evento, para cada registro horizontal seleccionado, se utiliza el registro vertical correspondiente.

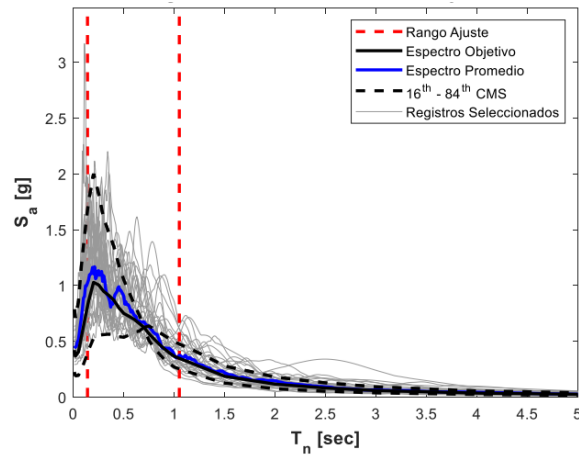


Figura 2.12 30 registros seleccionados ajustados para caso $T = 0.70$ s

A continuación, se presenta en la Figura 2.13 la relación entre amenaza sísmica y demanda de diseño para ambos niveles: DLE y SMP.

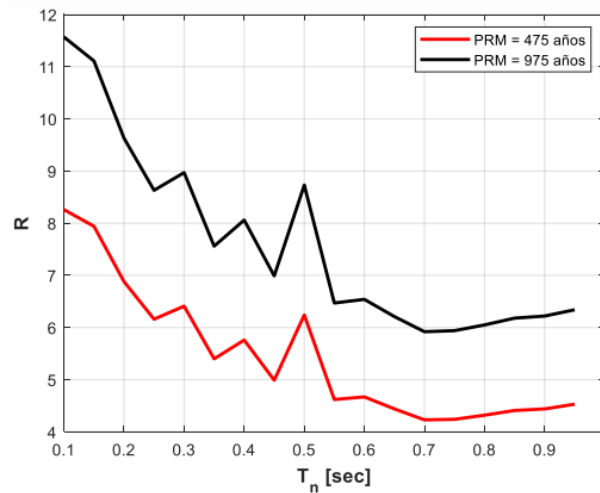


Figura 2.13 Relación amenaza vs demanda de diseño para nivel DLE (rojo) y SMP (negro)

El factor de reducción de respuesta (R) se define como la razón entre la amenaza sísmica y la demanda de diseño, donde para el caso del nivel de diseño (DLE) varía entre 4.5 y 8, como se muestra en la Figura 2.13. Además, es posible observar que a nivel SMP se espera que todos los sistemas incurrieren altamente en rango no lineal. Por otro lado, en términos de diseño (DLE) se estima que los modelos de periodos menores a 0.5 segundos presentan una alta probabilidad de incursionar en el rango no lineal, mientras que los sistemas más flexibles que dicho valor deberían presentar una incursión menor, en donde el nivel de sobrerresistencia tendría un rol relevante, pudiendo incluso

establecer demandas de ductilidad moderadas. Este gráfico presenta las diferencias entre las demandas estimadas probabilísticamente y las demandas de diseño que la normativa establece, sirviendo como información preliminar de resultados futuros.

Los factores de reducción por ductilidad (R_{μ}) se obtienen de la razón entre los cortes basales lineales y no lineales desde la demanda sísmica, y el factor de sobrerresistencia (Ω) a partir de la razón entre cortes basales no lineales y corte basal de diseño. El producto de ambos entrega el factor de reducción de respuesta (R), tal como se presenta en la Ecuación 2.1.

$$R = \Omega * R_{\mu} \quad (2.1)$$

2.10. Análisis no lineal dinámico (Tiempo-Historia)

Mediante un análisis no lineal Tiempo-Historia (TH) para cada uno de los registros seleccionados desde la sección de amenaza sísmica, se procede a evaluar el comportamiento de las estructuras mediante la incorporación de elementos no lineales en la modelación, tanto para pernos de anclaje como arriostramientos.

Los métodos de integración permitidos en el software SAP2000 corresponden a *Fast Non-Linear Analysis* (FNA) y *Direct Integration* (DI). Para la elección del método se recurrió a las memorias de título realizadas por Álvarez (2021), Cáceres (2021) y Venegas (2021), donde mediante un análisis de sensibilidad entre los métodos se obtuvo que el óptimo es el FNA con $dt=0.001$ s, sin substep, dado que la convergencia numérica es más rápida que el DI, y por tanto el tiempo computacional es considerablemente menor. Cabe destacar que el mayor error se presentó en la fuerza del sismo vertical, el cual no superó el $\pm 10\%$. A continuación, se presenta una breve descripción del procedimiento realizado para el análisis no lineal dinámico:

Para el caso no lineal los componentes estructurales actúan con capacidad esperada y factor de minoración de la capacidad nominal de $\phi=1$. En cuanto a las capacidades esperadas, se emplean los factores señalados en AISC 341-10 (AISC, 2010a), definidas en la sección 2.7 y 2.8 del presente documento y resumidas en la Tabla 2.1.

Tabla 2.1 Capacidades esperadas según aplicación.

Aplicación	R_y	R_t	F_y [MPa]	F_u [MPa]	$F_{ye} = R_y F_y$ [MPa]	$F_{ue} = R_t F_u$ [MPa]
Planchas de acero (HN e IN)	1.3	1.2	248	400	322.4	480
Perfiles laminados (L)	1.5	1.2	248	400	372	480
Perfiles HSS (Cajón)	1.3	1.2	248	400	332.4	480

Para la modelación no lineal se utiliza un análisis modal Ritz, el que permite separar la energía disipada por la estructura (amortiguamiento viscoso) de los elementos modelados con comportamiento no lineal (anclaje y arriostamiento). Además, se emplea una función tipo rampa para la aplicación de forma gradual del peso sísmico (W_s) en la estructura antes de la aplicación de la demanda sísmica, donde W_s corresponde a un 100 % de la carga muerta y un 25 % de la carga viva. Posteriormente, se ingresan los 30 registros sísmicos seleccionados en la dirección de estudio (horizontal y vertical) amplificados por el factor de escalamiento. En base a los registros se originan los casos lineales y no lineales para cada uno de ellos, donde estos últimos inician una vez aplicado completamente el peso sísmico mediante la función rampa. Respecto al factor de escalamiento final, la amplificación representa una demanda sísmica a nivel de máximo sismo posibles (SMP), mientras que para el caso de sismo de diseño (DLE) se fija como $SMP/1.3$, según se muestra en la Figura 2.9.

Finalmente, se crean las combinaciones lineales y no lineales para cada registro. A modo de ejemplo, en la Figura 2.14, se observan las combinaciones para el registro 1, las lineales incluyen el peso muerto, el 25 % de la sobrecarga y los casos de carga lineales como se muestra en (a) y las no lineales incluyen únicamente los casos de carga no lineales como se muestra en (b). Para sintetizar, en total se realizan 120 análisis para cada periodo, considerando que tanto para caso de máximo sismo posible (SMP) como sismo de diseño (DLE) se presentan 60 casos lineales y 60 no lineales.

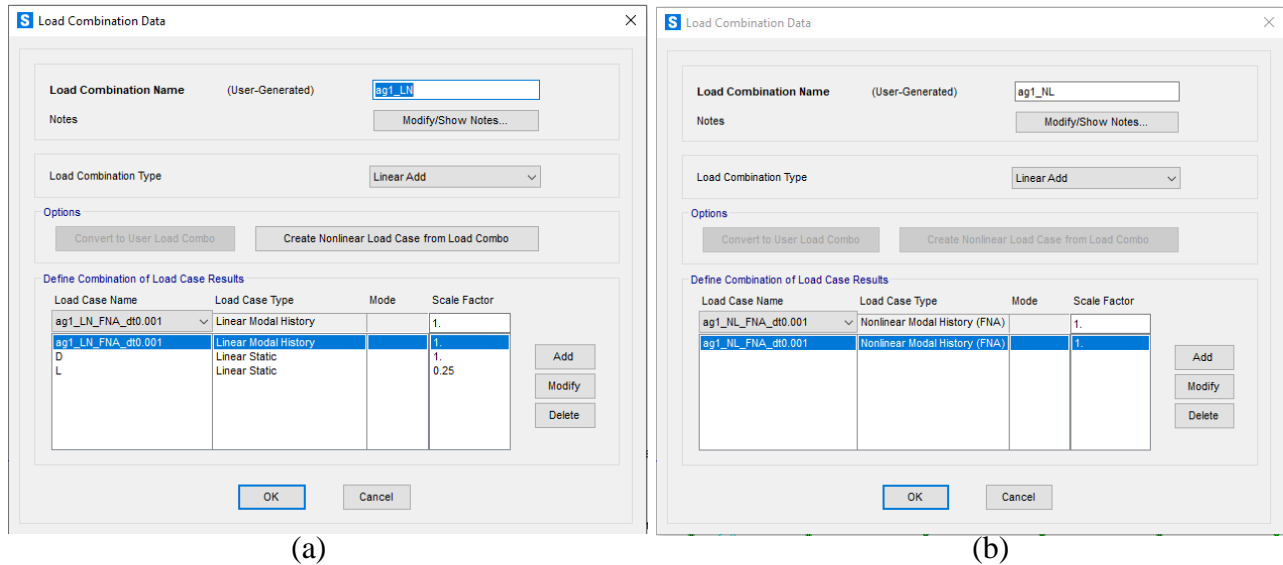


Figura 2.14 Combinación para registro 1 (a) Lineal. (b) No lineal

Los análisis son realizados tanto para anclaje no lineal como para arriostramientos no lineales, donde los resultados a discutir del análisis no lineal dinámico corresponden a:

- Factor de reducción por ductilidad.
- Factor de sobrerresistencia.
- Elongación de pernos.
- Energía disipada por amortiguamiento viscoso e histerético, comprendida por la energía disipada por pernos de anclaje y arriostramientos.
- Deformación normalizada por fluencia y pandeo en arriostramiento.
- Factores de utilización de columnas y vigas puntales.
- *Drift* de techo y entre piso.

El factor de reducción por ductilidad (R_{μ}) se define como la razón entre el corte basal (E_x) lineal y no lineal obtenido desde la amenaza sísmica, entregando así información respecto a la disipación de energía debido a fusibles sísmico. Se relaciona con el factor de reducción de diseño R mediante la Ecuación 2.1.

La elongación de pernos (ϵ_{pa}) entrega indicios de la disipación del sistema de anclaje, la cual reduce en gran proporción la demanda sísmica impuesta por lo que se considera un importante fusible sísmico

según la actual norma. Junto con esto se chequea que los pernos no se corten debido al sismo ingresado.

La energía disipada por grupo entrega información respecto a la cantidad de energía ingresada al sistema en comparación con el amortiguamiento viscoso ($E^{\circ}.\text{damp}/E^{\circ}.\text{input}$) y los fusibles sísmicos definidos como pernos y arriostramientos ($E^{\circ}.\text{hist}/E^{\circ}.\text{input}$), donde se espera principalmente disipación del anclaje por sobre las diagonales.

La deformación en arriostramientos, normalizada por fluencia para tracción y por pandeo para compresión, permite verificar que las estructuras cumplan ciertos niveles de operación definidos en el capítulo 5.10 de análisis especiales de la actual norma NCh2369 Of.2023 (INN, 2023). Estos valores se obtienen mediante la norma ASCE 41-17, donde se definen tres niveles: Operación Inmediata (IO), Seguridad de la Vida (LS) y Prevención del Colapso (CP). Para el caso de la norma actual se definen dos niveles, donde para SMP se acepta llegar hasta límite (LS) y para del se acepta hasta un 50% del nivel (LS).

Los factores de utilización de columnas y diagonales indican la demanda del elemento respecto a su capacidad, donde si el valor de ambos es menor a 1 se confirma que la estructura se mantiene estable en el rango lineal frente a movimientos sísmicos, en cambio, si el valor es superior a 1 se presenta incursión no lineal.

Finalmente, para el análisis de la estructura como un conjunto se obtienen los *drift* sísmicos, los cuales permiten validar que el comportamiento de los modelos frente a sismos no supere los límites establecidos por la normativa. El *drift* de techo se obtuvo a partir de la razón entre la deformación del último nivel (δh) y la altura total del edificio (H_{max}). Además, se calcularon los *drift* de entre piso en base a la relación entre deformaciones relativas (δh) y la altura entre dos niveles (H).

En este documento se lleva a cabo una comparación de los resultados obtenidos para los factores de reducción por ductilidad (R_{μ}), la sobrerresistencia (Ω), los *drift* sísmicos y las deformaciones de arriostramientos en todo el espacio arquetipo, abarcando un rango de tiempo desde los 0.10 hasta los 0.95 segundos. Es importante señalar que los resultados relacionados con la elongación de los pernos de anclaje (ε_{pa}), los factores de utilización de las columnas sísmicas, FU de vigas puntales y el análisis

en cuanto a la energía disipada se estudian en la memoria de título de Espinoza (2023). Por otro lado, el diseño correspondiente al espacio arquetipo que se ubica en un rango de tiempo entre 0.10 y 0.50 segundos se presenta en la misma memoria de título de Espinoza (2023).

2.11. Conclusiones

En este capítulo se habló del diseño sísmico industrial en Chile, para posteriormente enfocarse en la normativa chilena de diseño sísmico de estructuras industriales, tanto en su versión antigua como en la versión actual, haciendo hincapié a las disposiciones con relación al análisis sísmico y a marcos arriostrados en X, donde se presentaron principales cambios realizados a la normativa y de importancia para el presente estudio.

Después se llevó a cabo la definición conceptual del sistema sismorresistente de marcos arriostrados en X, considerando aspectos de modelación no lineal, evaluando la amenaza sísmica y finalizando con el análisis no lineal dinámico Tiempo-Historia. En este análisis se explican los resultados obtenidos, incluyendo parámetros de desempeño sísmico e indicadores de daño.

CAPÍTULO 3: DESCRIPCIÓN Y DISEÑO DEL ESPACIO ARQUETIPO

3.1. Introducción

En este capítulo se describe y presenta el diseño desarrollado en el programa SAP2000 del espacio arquetipo correspondientes a los periodos 0.55, 0.60, 0.65, 0.70, 0.75, 0.80, 0.85, 0.90 y 0.95 segundos, según las disposiciones de la NCh2369 Of.2023(INN, 2023). Además, se indican las cargas y combinaciones usadas en el análisis estructural, para finalmente presentar el diseño de los pernos de anclaje de las columnas sísmicas.

3.2. Descripción de espacio arquetipo

El espacio arquetipo estudiado en el presente trabajo corresponde a estructuras bidimensionales que representan a un edificio simétrico arriostrado en ambos ejes característico de la industria minera. En la Figura 3.1 (a) se observa una vista en planta de la estructura representada para todos sus niveles, exceptuando el nivel superior. En el último nivel se considera un equipo en los vanos centrales de la estructura, como se muestra en la Figura 3.1 (b).

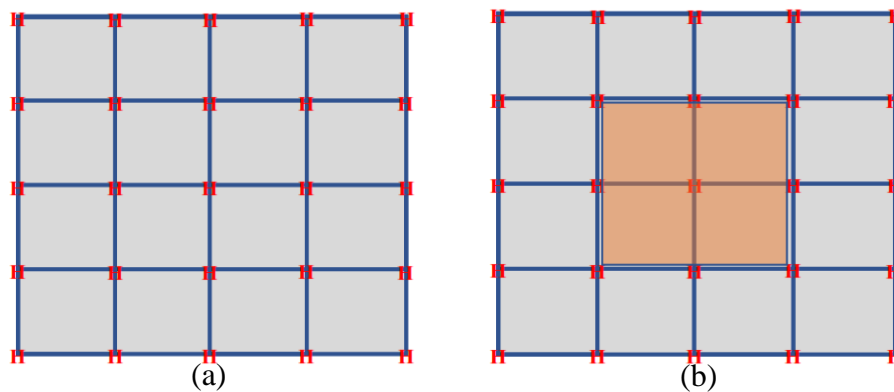


Figura 3.1 Vista en planta (a) Nivel típico. (b) Último nivel

Las estructuras poseen cuatro vanos equiespaciados a 5 metros cada uno, con una altura entre piso regular para todo el sistema de 3 metros y diseñadas en base a marcos con dos vanos arriostrados concéntricamente. La cantidad de pisos es variable según el periodo buscado.

Con respecto al diseño y modelación, los perfiles utilizados fueron IN y HN para vigas y columnas, respectivamente, mientras que para las riostras se ocupó perfiles Cajón. La calidad del acero para todos los perfiles es ASTM A36 ($F_y = 248 \text{ MPa}$, $F_u = 400 \text{ MPa}$). Las columnas se modelaron con apoyo fijo en su base debido a la configuración de la estructura (MAC). Las vigas y arriostramientos se encuentran rotuladas en sus extremos. Estos últimos además presentan una zona rígida en su punto inicial y final. Para simular la estructura tridimensional como bidimensional, en ambos lados del marco sísmico de interés se incorporan marcos gravitacionales representados mediante “*Leaning Columns*”, cuya finalidad es transferir las cargas de dichos marcos hacia el marco sísmico en estudio. En la modelación de los marcos gravitacionales mediante SAP2000 se considera un material rígido sin peso asignado y módulo de elasticidad mil veces mayor al del acero. Por último, para evitar el traspaso de cargas no representativas de la tributación de vigas y columnas se rotula en el punto superior de dicho marco. En la Figura 3.2 se ejemplifica el uso de arriostramientos tipo X, apoyos fijos, rotulas en los extremos, la incorporación de marcos gravitacionales (“*Rigid*”) y los perfiles utilizados para el arquetipo 10 de periodo 0.55 segundos. Los otros diseños de las estructuras semiflexibles se presentan en el Anexo 3.1.

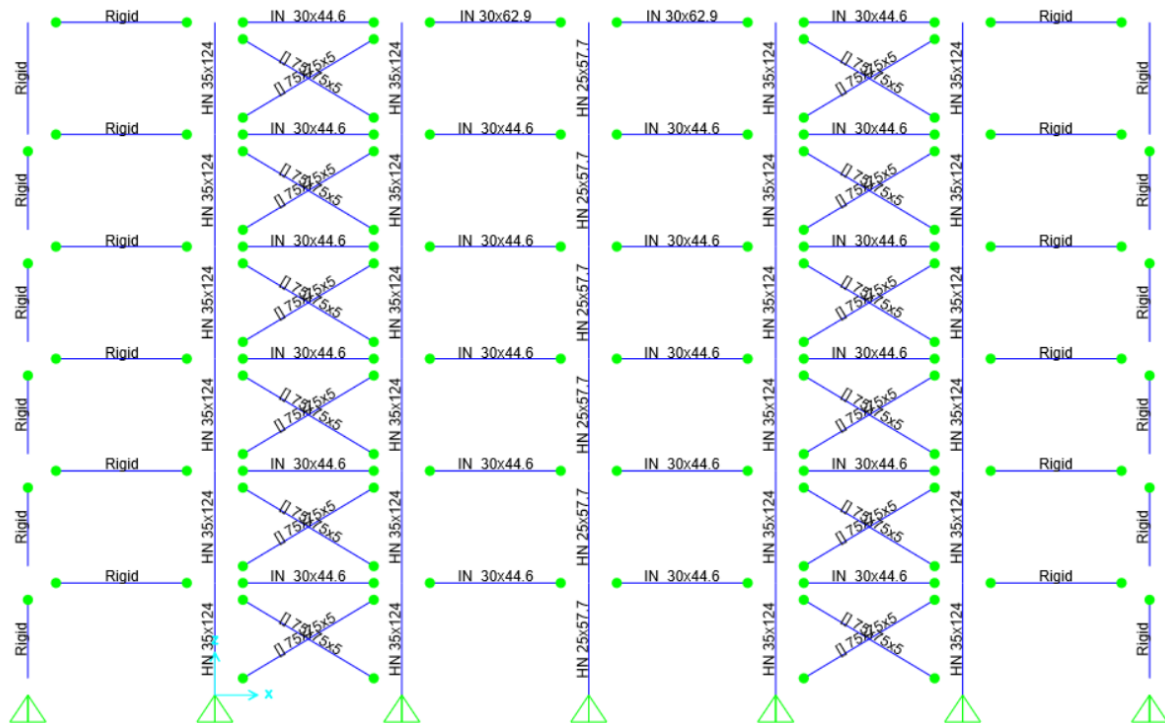


Figura 3.2 Modelo estructura tipo para arquetipo 10, T=0.55 s

3.3. Cargas

3.3.1 Carga muerta (D)

Estas cargas corresponden al peso propio de la estructura y de cualquier otro elemento que esté permanentemente en ella, donde se incluye la carga de equipo (D_{eq}), carga de plataforma (D_{pl}) y carga de grating (D_{grt}). El peso propio de los perfiles más las conexiones (20 % del peso total de los perfiles) se define como D_{sw} y es calculado por el software SAP2000.

La carga de equipo (D_{eq}) considera valores que corresponden a 4.91 kN/m^2 (500 kgf/m^2), 7.36 kN/m^2 (750 kgf/m^2) y 9.81 kN/m^2 (1000 kgf/m^2). La carga de plataforma (D_{pl}) se considera en todos los niveles con valores que corresponden a 0.98 kN/m^2 (100 kgf/m^2) y 1.47 kN/m^2 (150 kgf/m^2). Finalmente, la carga de grating (D_{grt}) se aplica en toda la estructura excepto en los vanos centrales de último piso debido al equipo considerado y el valor corresponde a 0.49 kN/m^2 (50 kgf/m^2).

A modo de ejemplo, se presenta en la Figura 3.3, Figura 3.4 y Figura 3.5 , las cargas de equipo, plataforma y grating, respectivamente para el arquetipo 14.

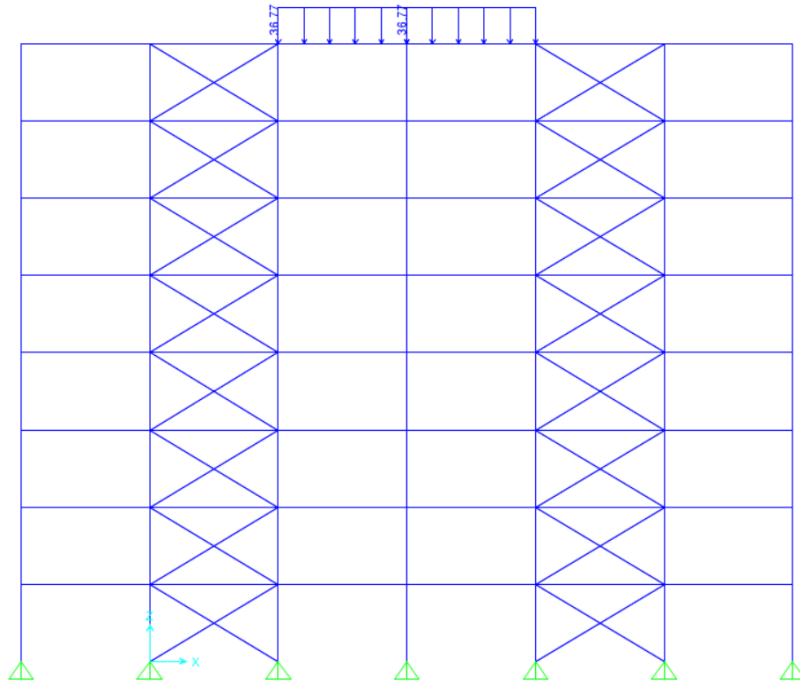


Figura 3.3 Carga de equipo aplicado a arquetipo 14 (kN/m)

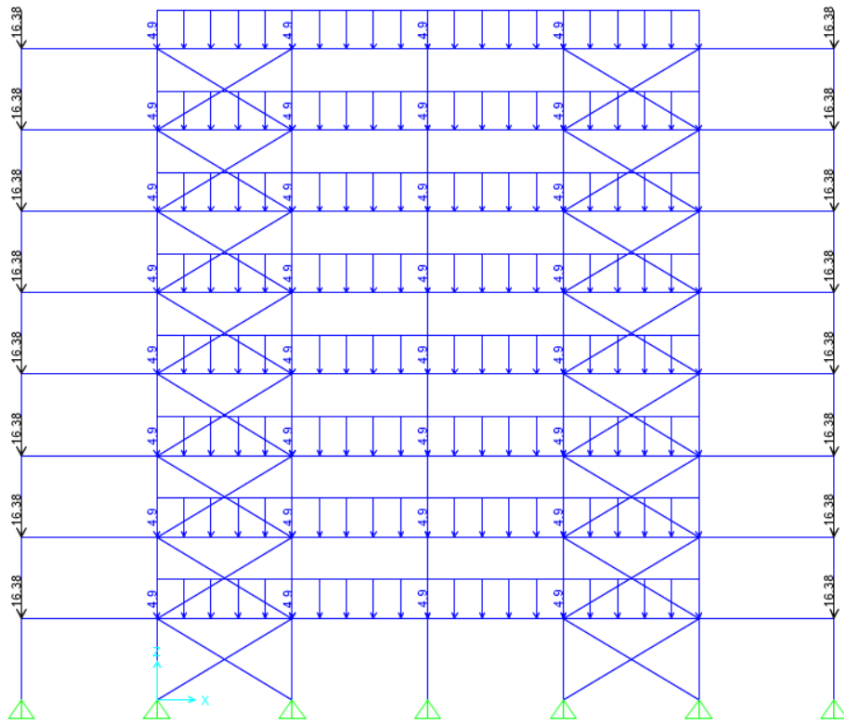


Figura 3.4 Carga de plataforma aplicada a arquetipo 14 (kN/m y kN)

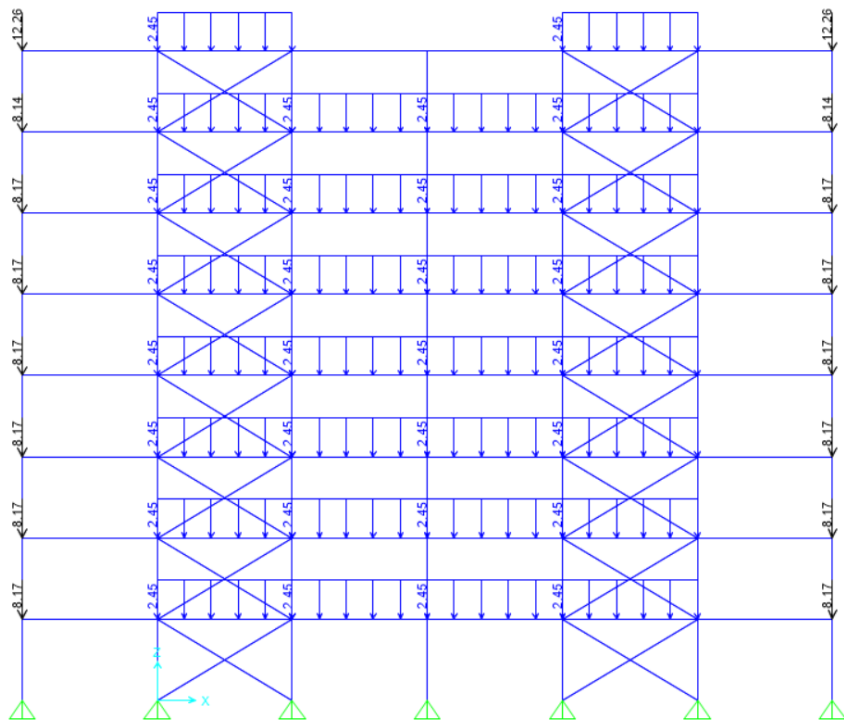


Figura 3.5 Carga de grating aplicada al arquetipo 14 (kN/m y kN)

3.3.2 Carga viva (L)

Para la carga viva, los valores utilizados corresponden a 3.92 kN/m^2 (400 kgf/m^2), 4.91 kN/m^2 (500 kgf/m^2) y 5.88 kN/m^2 (600 kgf/m^2), y ésta se aplica en toda la estructura excepto en los vanos centrales del último nivel donde se encuentra la carga de equipo. La Figura 3.6 presenta la carga viva dispuesta para el arquetipo 14 ($T = 0.75$ segundos).

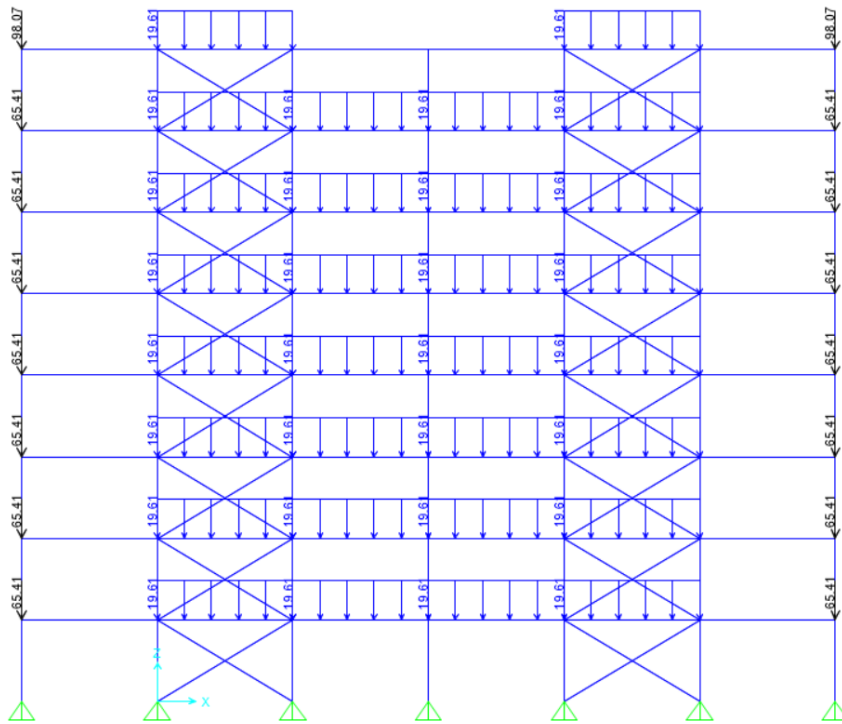


Figura 3.6 Carga viva aplicada al arquetipo 14 (kN/m y kN)

3.3.3 Carga sísmica (E)

El sismo vertical (E_z) se representa mediante fuerzas estáticas equivalentes, considerando un coeficiente estático vertical (C_v) especificado en la norma NCh2369 (INN, 2023), el cual es señalado en la Ecuación 3.1. Cabe mencionar que los pesos que efectivamente generan fuerzas inerciales verticales son las cargas muertas y vivas. El sismo horizontal (E_x) se representa por medio de un análisis modal espectral, donde se utilizan parámetros sísmicos indicados en la Tabla 3.1 Parámetros sísmicos de diseño para generar un espectro de referencia ($S_{aH(T_H)}$) y uno de diseño ($S_{a(T_H)}$), mediante

la Ecuación 3.2 y 3.3, respectivamente. La masa sísmica corresponde al 100 % de las cargas de plataforma y de grating, 25 % de la carga viva, 66.7 % de la carga de equipo y 120 % de la carga de peso propio de la estructura.

Tabla 3.1 Parámetros sísmicos de diseño

Parámetro sísmico	Valor
Zona sísmica	2
Tipo de suelo	B
I	1
A ₀	0.3g
R	5
ξ	0.03
S	1
T ₀	0.30
p	1.6
C _v	0.354

$$C_v = 1.18 * S * A_0 * I \tag{3.1}$$

$$S_{aH(T_H)} = 1.4 * S * A_0 * \left(\frac{1 + 4.5 \left(\frac{T_H}{T_0} \right)^p}{1 + \left(\frac{T_H}{T_0} \right)^3} \right) \tag{3.2}$$

$$S_{a(T_H)} = 0.7 * \frac{I * S_{aH(T_H)}}{R} * \left(\frac{0.05}{\xi} \right)^{0.4} \tag{3.3}$$

Donde:

T_H = Periodo fundamental de vibración horizontal de la estructura.

A₀ = Aceleración efectiva máxima según la zonificación sísmica.

R = Factor de modificación de la respuesta.

ξ = Razón de amortiguamiento.

S, T₀, p = Parámetros relativos al tipo de suelo de fundación.

I = Factor de importancia de la estructura.

En la Figura 3.7 se presenta el espectro de diseño y de referencia que luego deben ser ingresados a SAP2000.

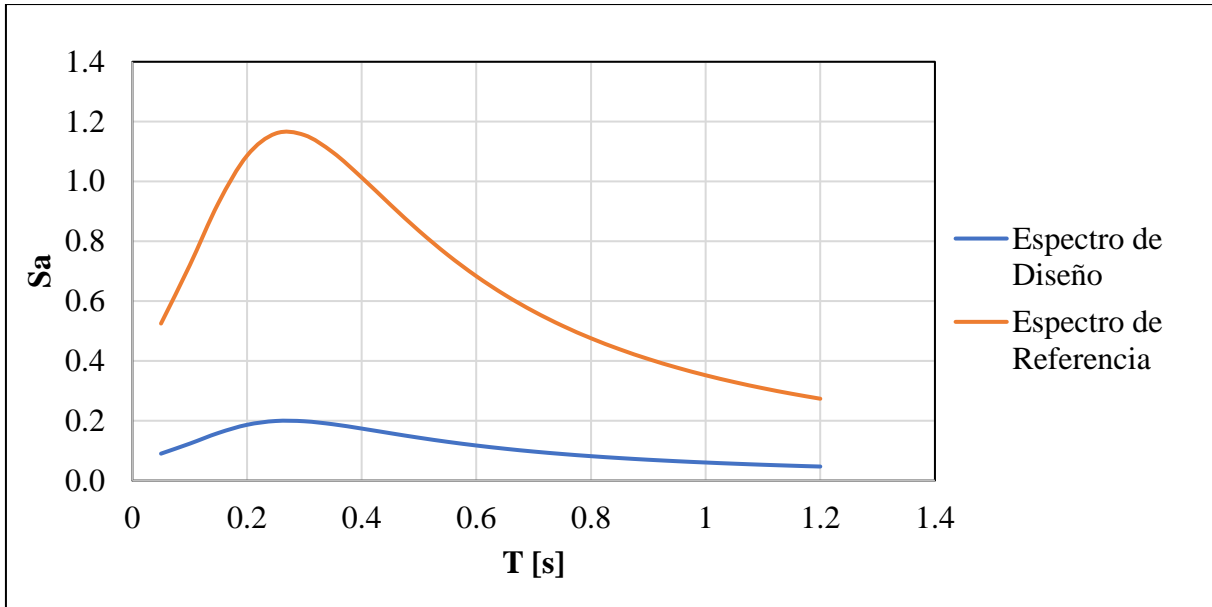


Figura 3.7 Espectros de aceleraciones horizontales.

3.4. Combinaciones de diseño

Para verificar el diseño de los elementos estructurales se emplea el método de factores de carga y resistencia (LRFD), mientras que, para el chequeo de drift, se utiliza $1.4 \cdot R \cdot E_x$.

- Combinaciones de carga reducida LRFD:

- 1) $1.2D + 1.6L$
- 2) $1.2D + 0.5L + 1.4E$
- 3) $0.9D + 1.4E$

Para las verificaciones de algunos elementos se añadieron nuevas combinaciones según lo estipulado en la nueva norma NCh2369 Of.2023 (INN, 2023), donde se indica que el coeficiente para el estado de carga sísmica de las combinaciones LRFD se debe amplificar por $0.7R \geq 1.0$.

- Combinaciones de carga amplificada LRFD:

- 1) $1.2D + 0.5L + 0.7R (1.4E)$
- 2) $0.9D + 0.7R (1.4E)$

Donde:

D = Carga muerta ($D_{eq} + D_{pl} + D_{grt} + 1.2D_{sw}$).

L = Carga viva.

E = Carga sísmica.

Por principio de simultaneidad se tiene que:

$$E = \pm 1.0E_x \pm 0.6E_z$$

$$E = \pm 0.3E_x \pm 0.6E_z$$

$$E = \pm 0.6E_x \pm 1.0E_z$$

$$E = \pm 0.2E_x \pm 1.0E_z$$

3.5. Diseño de espacio arquetipo

El diseño de los elementos (columnas, vigas y diagonales) del espacio arquetipo comprendido entre los periodos 0.55 y 0.95 segundos cumplen con lo establecido en la NCh2369 Of.2023 (INN, 2023), verificando condiciones de esbeltez global, razones ancho/espesor, capacidad del elemento (combinaciones de diseño para sismo reducido y amplificado) y deformaciones admisibles.

La sección 8.6.3 de la actual norma fija esbelteces para elementos sismorresistentes de MAC. La esbeltez global queda limitada por $1.5\pi\sqrt{(E/F_y)}$, mientras que las razones ancho/espesor para elementos que trabajen en compresión se limita por λ_{md} establecida en la tabla 8.1 de la norma NCh2369 Of.2023 (INN, 2023). Se pueden exceptuar de estas exigencias aquellos elementos que hayan sido diseños con carga sísmica amplificada por $0.7R \geq 1.0$.

Las columnas entre arriostramientos se verifican para las cargas sísmicas amplificadas por $0.7R \geq 1.0$ según la sección 8.3.4 de la actual norma, con el fin de otorgar la sobrerresistencia a la estructura. Además, siempre que alguna de las respectivas diagonales para el sismo amplificado supere su capacidad ($F_U > 1$), se debe considerar el desbalance plástico entre diagonal traccionada y comprimida, tomando en cuenta capacidades esperadas (Peña y Urzúa, 2019) para el diseño de la viga puntal, lo cual será detallado en el Anexo 3.2.

Respecto a las deformaciones laterales se limita la desviación de entre piso a $0.015h$, con h altura de entre piso, según la sección 6.3 para estructuras en general. También se corrobora la serviciabilidad en vigas limitando la deformación vertical a valores usuales de la práctica. Para el caso de cargas muertas es de $L_a/360$, y para cargas muertas sumadas a las vivas de $L_a/240$, donde L_a corresponde a la longitud de la viga.

El corte basal (Q_0) de la estructura debe cumplir con los límites establecidos en la norma NCh2369 Of.2023 (INN, 2023). En caso de que el esfuerzo resulte menor que el mínimo (Q_{min}) estipulado en la ecuación 5.6.4-8 de la norma, todas las fuerzas internas derivadas de Q_0 se deben multiplicar por el cociente Q_0/Q_{min} para los efectos de diseño.

Para ejemplificar lo anterior, la Figura 3.8 y Figura 3.9 presentan los resultados del diseño mostrando los factores de utilización para el arquetipo 10 con periodo de 0.55 segundos para las combinaciones de diseño y para las combinaciones de diseño con sismo horizontal amplificado, respectivamente. Los otros modelos del espacio arquetipo pueden ser vistos en Anexo 3.1.

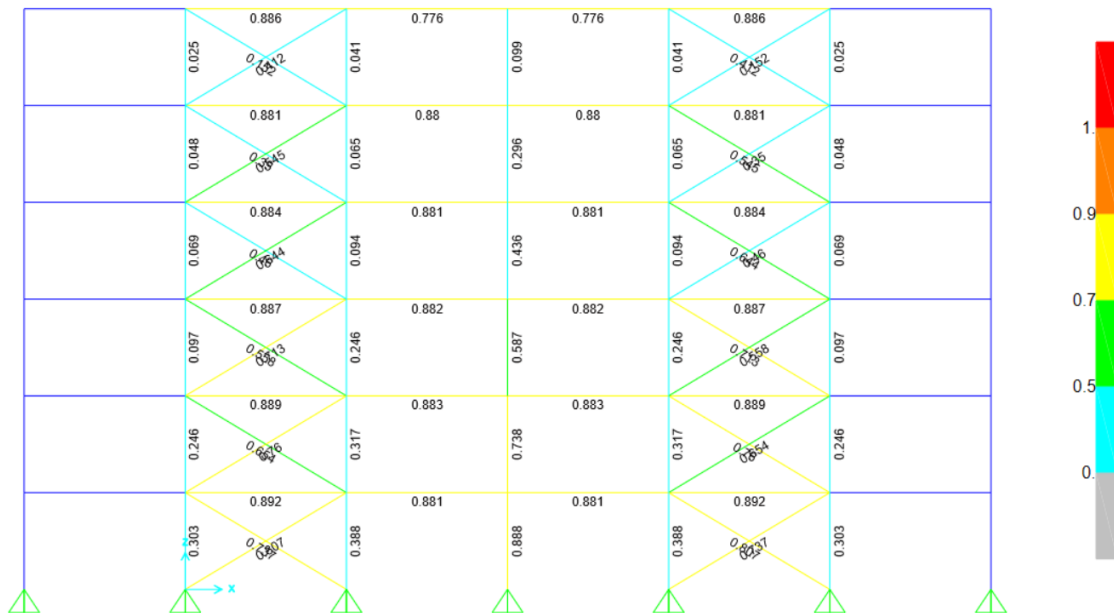


Figura 3.8 Diseño con combinaciones LRFD para marco con periodo de 0.55 s

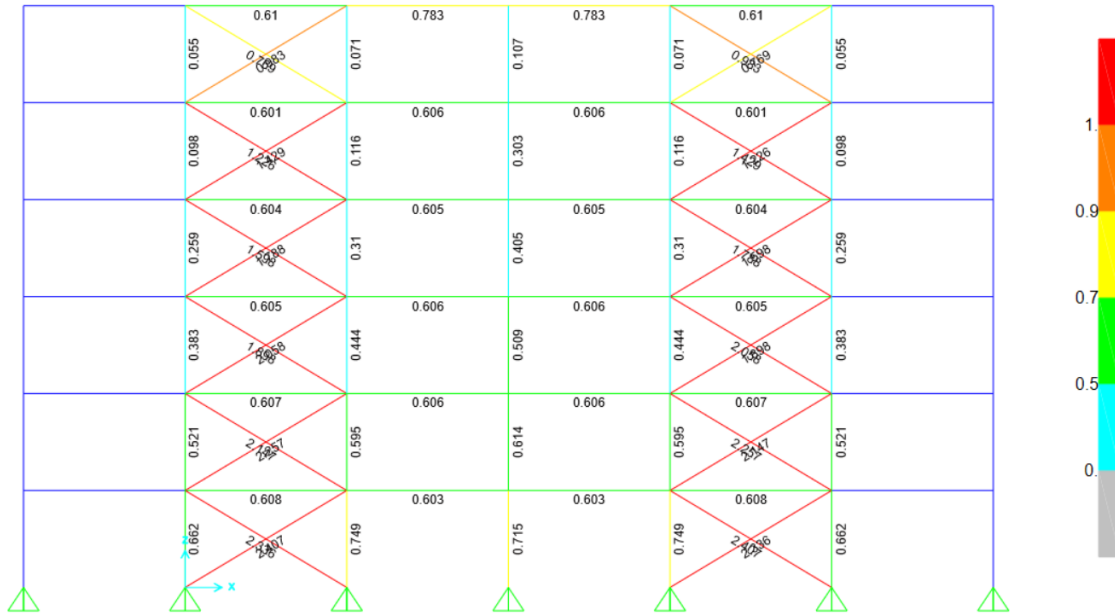


Figura 3.9 Diseño con sismo amplificado para marco con periodo de 0.55 s

Finalmente, en la Tabla 3.2 se muestran algunas propiedades dinámicas de los arquetipos.

Tabla 3.2 Propiedades dinámicas de los arquetipos

Arquetipo	Periodo [s]	Peso Sísmico [kN]	Participación Modal [%]
10	0.55	2657.8	81.3
11	0.60	2842.9	79.4
12	0.75	3317.9	79.4
13	0.70	3243.4	78.9
14	0.76	3081.8	77.5
15	0.80	3816.3	77.9
16	0.85	3849.5	76.0
17	0.90	4486.2	77.2
18	0.96	4652.1	74.9

El diseño de los pernos de anclaje dispuestos en las columnas sísmicas se hizo a partir de la condición más crítica, la cual corresponde a la tracción máxima obtenida de las combinaciones de carga LRFD. El procedimiento de cálculo de la capacidad de los pernos de anclaje se encuentra en Anexo 3.3, donde además se aprecian las variables involucradas. Para realizar un diseño ajustado a la norma NCh2369 Of.2023 (INN, 2023), se intentó que los pernos de anclaje posean un factor de utilización (FU) cercano a la unidad, siempre considerando el uso de diámetros comerciales y procurando factibilidad constructiva. El diseño resultante para cada arquetipo se indica en la Tabla 3.3.

Tabla 3.3 Diseño de pernos de anclaje para cada arquetipo

Arquetipo	Diámetro [in]	Cantidad	FU [%]
10	1"	4	88
11	1"	4	85
12	1"	4	85
13	1"	4	87
14	1"	4	87
15	1 1/8"	4	82
16	1 1/8"	4	80
17	1 1/8"	4	91
18	1 1/8"	4	96

3.6. Conclusiones

Los diseños de los modelos cumplen con lo solicitado en la norma actual, esto en cuanto a límites de esbeltez global, límites de razón ancho/espesor, capacidad resistente de sus elementos según combinaciones de cargas y límites de *drift* y deformaciones verticales.

Los factores de utilización (FU) en columnas sísmicas para el diseño con combinaciones LRFD son menores a 55%, por lo tanto, son bajos. Sin embargo, para el sismo amplificado presentan valores cercanos a 1, ya que se buscó obtener diseños ajustados a la normativa. Además, se procuró que las vigas quedaran diseñadas al límite, cumpliendo con no sobredimensionar los perfiles, mientras que el caso de los arriostramientos quedó restringido por esbeltez, ya que se buscaron los perfiles que cumplieran con esbeltez y que sus FU fueran cercanos a 1 con combinaciones de diseño.

De igual manera debido a que el estudio se centra en la verificación del comportamiento de fusibles sísmicos, los pernos de anclaje no fueron sobreestimados, resultando diseños con factor de utilización lo más cercanos a 1.

CAPÍTULO 4: ANÁLISIS NO LINEAL DEL ESPACIO ARQUETIPO

4.1. Introducción

En este capítulo se describe en detalle el análisis no lineal que se llevó a cabo para estudiar el comportamiento de la estructura utilizando fusibles sísmicos. Se elaboraron modelos que incluyeron tanto pernos de anclaje como arriostramientos con comportamiento no lineal, para ambos niveles de amenaza sísmica: el nivel de sismo de diseño (DLE) y el nivel de máximo sismo posible (SMP). Por último, se discuten los resultados obtenidos mediante gráficos que muestran la dispersión, desviación estándar y media en el espacio arquetipo.

4.2. Modelación no lineal de anclaje y arriostramiento en SAP2000

Es importante mencionar que un elemento es el principal fusible sísmico cuando su histéresis es la mayor fuente de disipación de energía, siendo la fluencia de los pernos de anclaje y arriostramientos lo que protegería a la superestructura de entrar en el rango no lineal, evitando que vigas y columnas presenten daños importantes tras eventos sísmicos severos.

En base al diseño de los pernos de anclaje de la sección 3.5 del presente estudio, se define la ley constitutiva monotónica como se muestra en la Figura 4.1 que, para este caso, corresponde a cuatro pernos de diámetro 1" para la estructura de periodo 0.55 segundos. Luego, se ingresan estos parámetros mediante el elemento tipo *Link Multilinear Plastic* en el programa SAP2000 para crear la curva fuerza-deformación y además se selecciona una histéresis tipo cinemática, como se presenta en la Figura 4.2. Por otra parte, se define el elemento *Link* tipo *Gap*, para representar al pedestal, donde se considera rigidez sólo en el análisis no lineal. Para la asignación de ambos elementos tipo *Link* se eliminan los apoyos de las columnas sísmicas, como se visualiza en la Figura 4.4.

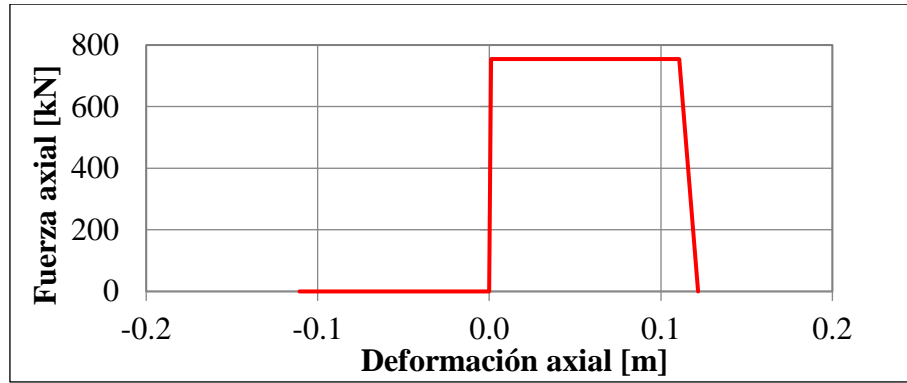


Figura 4.1 Curva monotónica fuerza-desplazamiento para modelo con periodo de 0.55 s (kN y m)

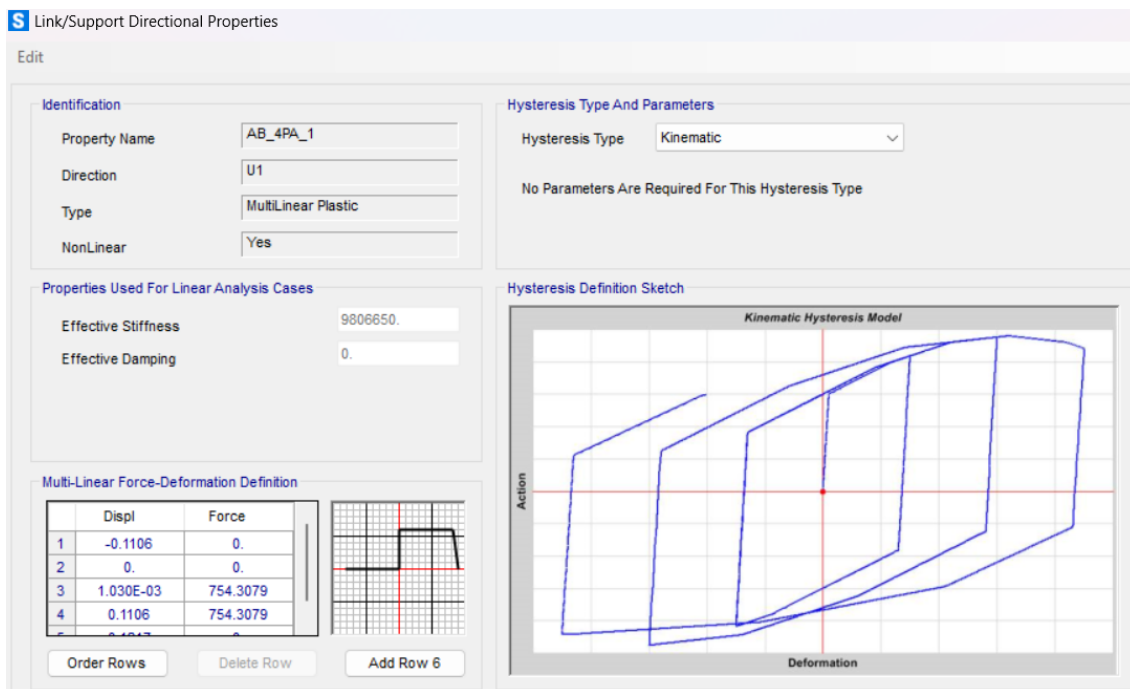


Figura 4.2 Parámetros de elemento *Link* para pernos de anclaje en software (kN y m)

Para agregar el comportamiento no lineal de los arriostramientos utilizó el procedimiento detallado en la sección 2.8 del presente documento. Se define el elemento tipo *Link Multilinear Plastic* con un ciclo de histéresis tipo pivote y una curva fuerza-desplazamiento en base a los arriostramientos diseñados, para este caso se utiliza el arquetipo 10 de periodo 0.55 segundo con un perfil Cajón, como se muestra en la Figura 4.3. Cabe destacar que se ingresa el peso y masa del arriostramiento para evitar incongruencias en el análisis de la estructura y, además se agrega la rigidez efectiva de estos elementos. Luego, se eliminan los arriostramientos y se asigna el *Link* definido anteriormente en todos los niveles de la estructura, como se observa en la Figura 4.4.

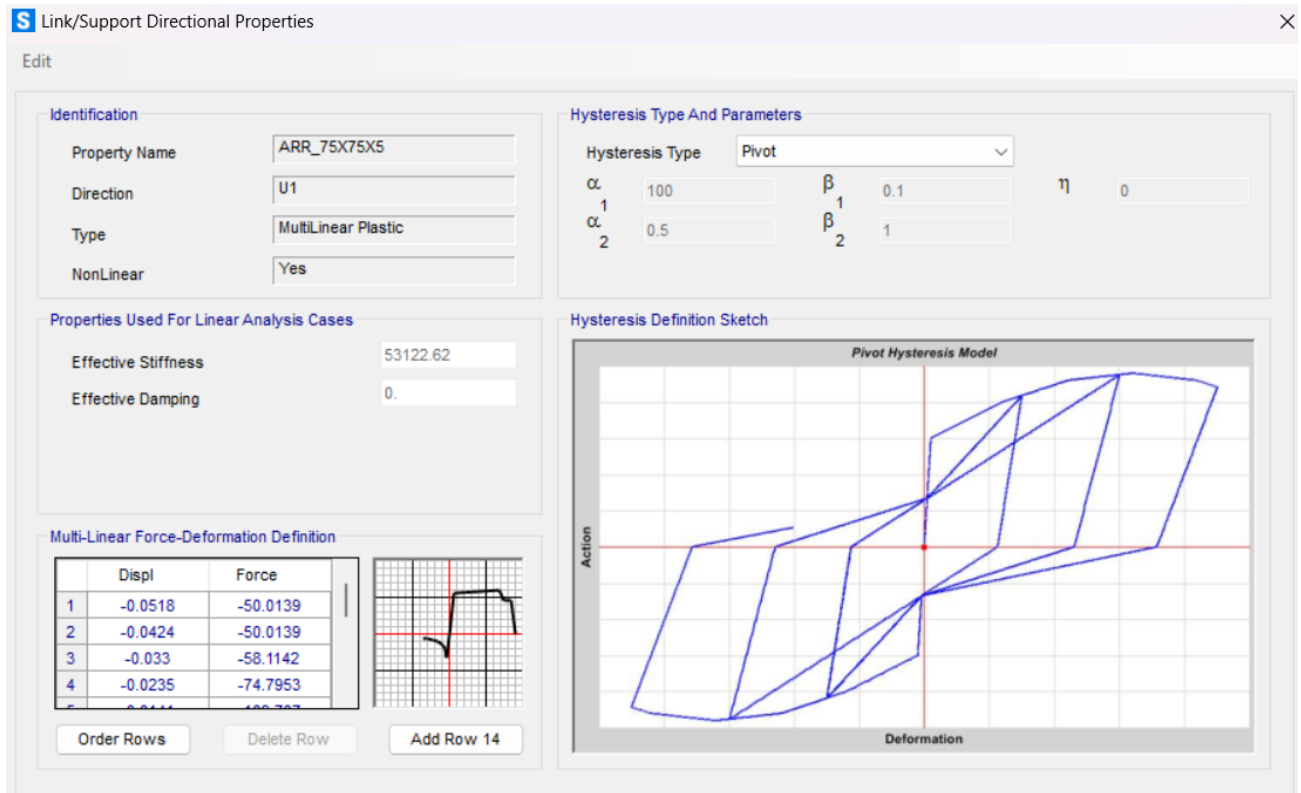


Figura 4.3 Parámetros tipo *Link* en software para arriostramientos (kN y m)

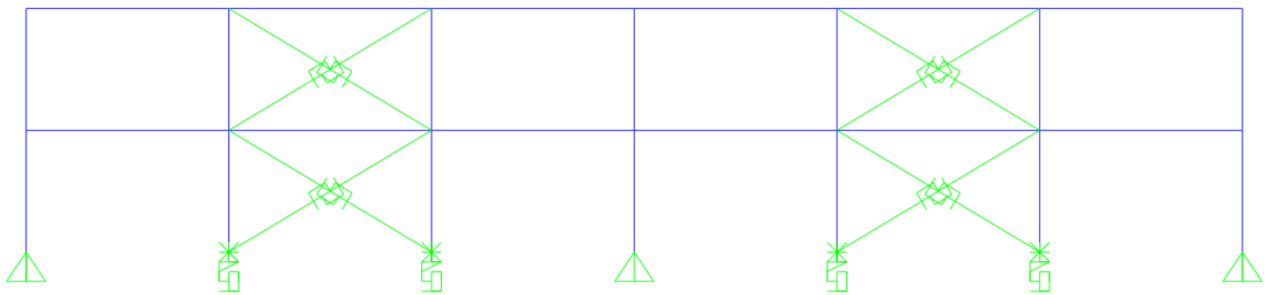


Figura 4.4 Asignación de elementos tipo *Link* para arriostramientos y pernos de anclaje en base de columnas sísmicas

Finalmente, para realizar el análisis en el software se utilizan los casos lineales y no lineales definidos en la sección 2.10 de este documento.

4.3. Resultados para anclaje y arriostramiento no lineales

Tanto arriostramientos y pernos de anclaje incursionan en el rango no lineal, por lo tanto, ambas participan en la disipación de energía histerética.

Los resultados que se mostraran en esta sección corresponden a 3 de los mencionados en el subcapítulo 2.10, deformación normalizada por fluencia y pandeo en arriostramiento, factor de reducción por ductilidad (R_{μ}) y *drift* de techo y entre piso, la sobrerresistencia se presenta en el Anexo 4.3. Los demás resultados se encuentran en la memoria de Espinoza (2023). Además, se presentan los resultados generales para los modelos 10 al 18, donde, la Tabla 4.1 contiene la información obtenida para el nivel de sismo de diseño (DLE) y la Tabla 4.2 la de máximo sismo posible (SMP).

Tabla 4.1 Resultados del análisis con anclaje y arriostramiento no lineal, nivel DLE

Mod	Ts [s]	Análisis	Ex [kN]	Ez [kN]	R_{μ}	ϵ_{pa}	$\delta h/H_{max}$	$E^{\circ}.hist/E^{\circ}.Input$	$E^{\circ}.damp/E^{\circ}.Input$
10	0.55	Lin	2052	3828	2.09	0.04%	0.005	-	-
		NL	977	4296		2.43%	0.005	21%	77%
11	0.60	Lin	2142	4122	2.16	0.05%	0.006	-	-
		NL	989	4561		2.36%	0.005	26%	72%
12	0.65	Lin	2121	4832	2.13	0.05%	0.006	-	-
		NL	997	5182		1.99%	0.005	34%	64%
13	0.70	Lin	1968	4787	2.07	0.05%	0.005	-	-
		NL	951	5005		2.58%	0.005	20%	79%
14	0.75	Lin	1876	4594	2.09	0.06%	0.005	-	-
		NL	902	4697		2.35%	0.005	16%	82%
15	0.80	Lin	2054	5561	2.08	0.05%	0.006	-	-
		NL	988	5851		1.76%	0.005	27%	72%
16	0.85	Lin	1945	5597	1.98	0.05%	0.006	-	-
		NL	979	5896		1.68%	0.005	25%	73%
17	0.90	Lin	2282	6621	2.28	0.06%	0.006	-	-
		NL	1000	6784		1.54%	0.005	33%	65%
18	0.95	Lin	1401	6127	1.43	0.03%	0.004	-	-
		NL	978	6277		1.13%	0.004	8%	90%

Tabla 4.2 Resultados del análisis con anclaje y arriostramiento no lineal, nivel SMP

Mod	Ts [s]	Análisis	Ex [kN]	Ez [kN]	R μ	ϵ .pa	δ h/H.max	E°.hist/E°.Input	E°.damp/E°.Input
10	0.55	Lin	2668	4151	2.67	0.06%	0.006	-	-
		NL	999	4748		3.96%	0.006	28%	71%
11	0.60	Lin	2784	4479	2.77	0.07%	0.007	-	-
		NL	1009	5004		3.71%	0.007	36%	64%
12	0.65	Lin	2757	5248	2.76	0.07%	0.007	-	-
		NL	1003	5704		3.14%	0.006	43%	56%
13	0.70	Lin	2559	5120	2.6	0.07%	0.007	-	-
		NL	977	5409		3.54%	0.006	23%	75%
14	0.75	Lin	2439	5001	2.6	0.07%	0.007	-	-
		NL	958	5145		3.52%	0.006	20%	79%
15	0.80	Lin	2670	6058	2.63	0.07%	0.007	-	-
		NL	1017	6398		2.48%	0.006	37%	62%
16	0.85	Lin	2529	6082	2.53	0.07%	0.008	-	-
		NL	999	6288		2.31%	0.006	37%	62%
17	0.90	Lin	2966	7209	2.92	0.08%	0.008	-	-
		NL	1015	7202		2.28%	0.006	40%	58%
18	0.95	Lin	1821	6530	1.7	0.05%	0.005	-	-
		NL	1069	6813		2.04%	0.005	12%	87%

En la Figura 4.5 se presentan los resultados de la deformación de arriostramientos en compresión normalizada por la de pandeo para el nivel de demanda de máximo sismo posible (SMP). En los gráficos están presentes los 18 modelos estudiados, donde se consideran las deformaciones más desfavorables por nivel para los 30 registros, estas se representan por un punto y además se presenta la media como una línea roja y la desviación estándar como una barra. Los valores de demanda sísmica DLE se presenta en Anexo 4.2.

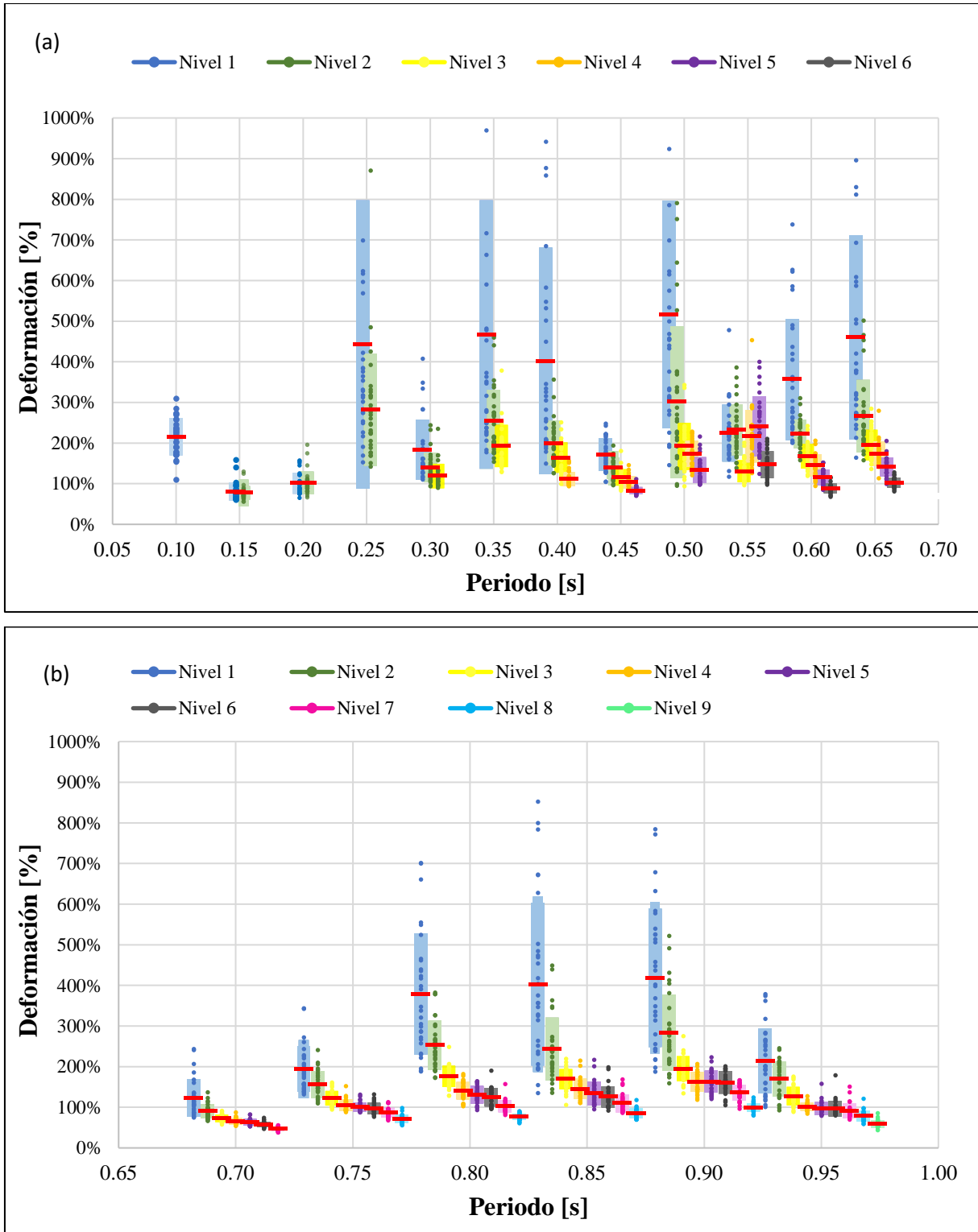


Figura 4.5 Deformación de arriostramientos en compresión para máximo sismo posible (SMP) (a) Modelos del 1 al 12 (b) Modelos del 13 al 18.

De los resultados previamente mostrados de la Figura 4.5, se observa que la media de la deformación normalizada por pandeo en el primer nivel, en casi todos los casos sobrepasa el 100%, siendo solo algunos casos que se mantienen bajo este valor, como los modelos de periodo 0.15 s y 0.20 s. También, en todo el espacio arquetipo se observa que, al aumentar el nivel, los valores de deformación van disminuyendo tanto así la media y la dispersión. Este análisis visual no es aplicable al modelo de periodo 0.55 s, ya que la media para los niveles 1, 2 y 3, son similares a los de los niveles 4, 5 y 6, con valores de 224.5%, 232.4%, 130.8%, 216.7%, 240.5% y 147.1%, respectivamente. Para este caso se aprecia una disminución desde el nivel 1 al 3, para luego volver a aumentar y disminuir.

A continuación, en la Figura 4.6 se muestra la deformación de tracción de los arriostramientos normalizada por la fluencia, los valores mostrados son los más desfavorables para cada nivel de piso por registro, esto para la demanda sísmica SMP. Los valores de demanda sísmica DLE se presentan en Anexos 4.2.

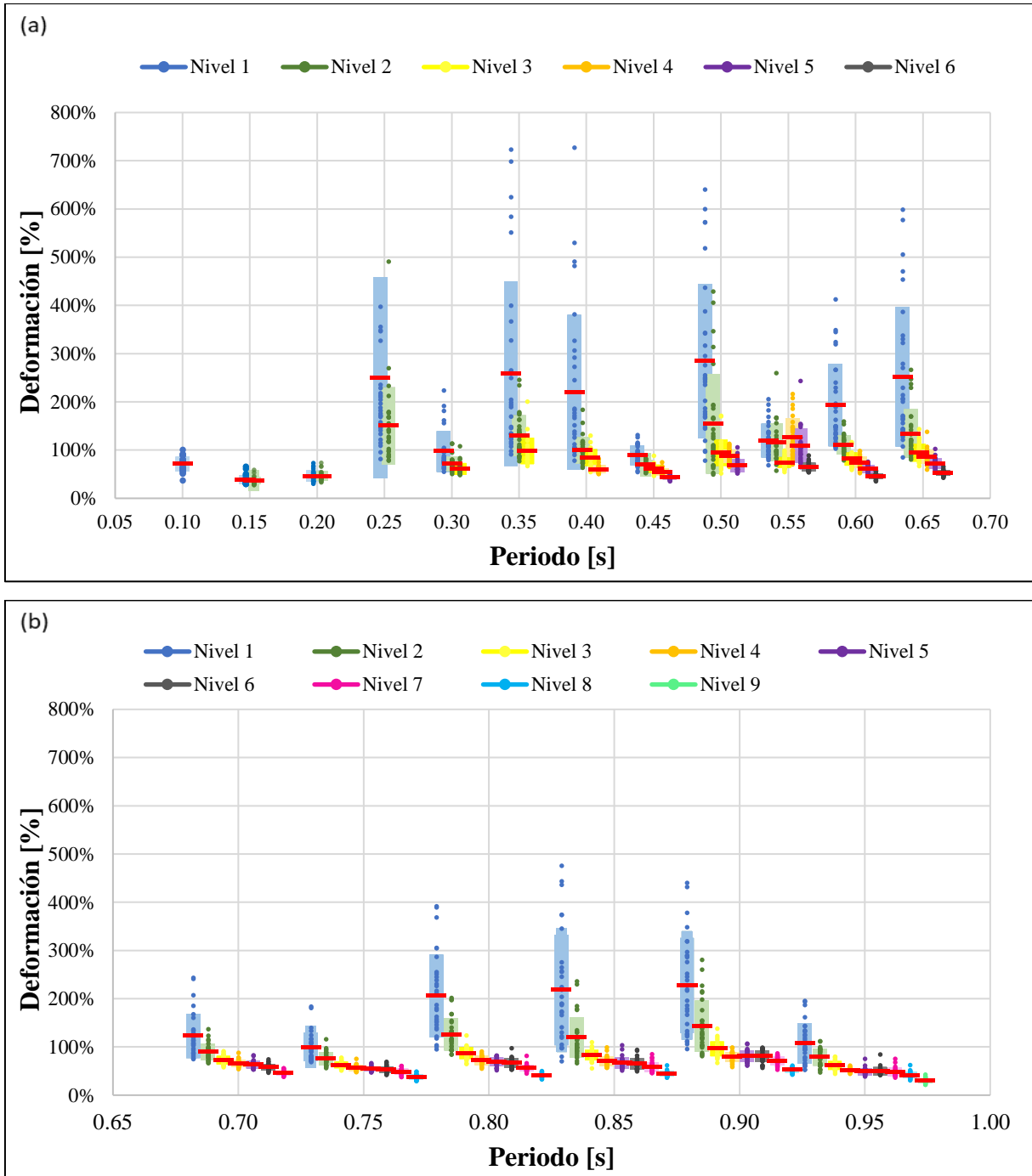


Figura 4.6 Deformación de arriostramientos en tracción para máximo sismo posible (SMP) (a) Modelos del 1 al 12 (b) Modelos del 13 al 18.

De la Figura 4.6 se observa el mismo comportamiento de los arriostramientos en compresión, donde a medida que aumenta el nivel la deformación disminuye, sin embargo, en este caso las medias son menores, con una máxima de 284.9% y una desviación estándar de $\pm 165.3\%$ para el modelo de periodo 0.50 s en el primer nivel. El comportamiento para el modelo de periodo 0.55 s se mantiene lo expuesto

en el caso de compresión, este comportamiento puede estar ocurriendo por el cambio de sección de las columnas, ya que poseen valores de inercia muy distintos y por lo tanto rigidez.

Ahora bien, en la Figura 4.7 se analizó el *drift* de techo ($\delta h/H.máx$) para las demandas sísmicas de diseño (DLE) y la máxima posible (SMP). En estos gráficos se presentan los valores máximos de *drift* de techo de cada registro para todos los periodos del espacio arquetipo, además de los promedios representados en la línea azul y naranja, y la desviación estándar en un rectángulo azul y naranja, para DLE y SMP, respectivamente.

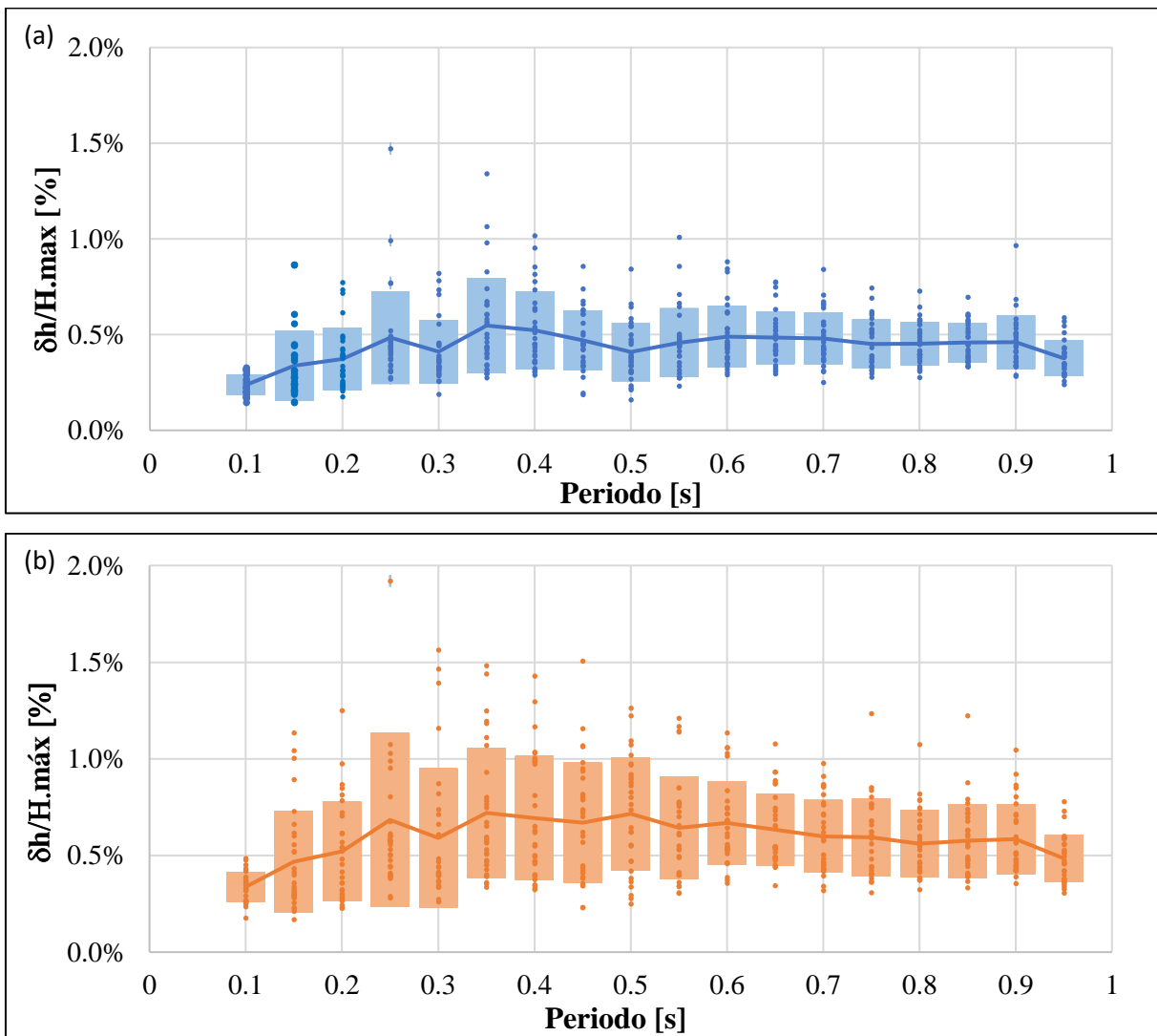


Figura 4.7 *Drift* de techo (a) Sismo de diseño (b) Máximo sismo posible.

De la Figura 4.7 se observa un comportamiento similar para (a) y (b) donde no hay grandes saltos. Se aprecia que el *drift* de techo promedio aumenta desde los periodos 0.1 s a 0.35 s. Sin embargo, para SMP, luego muestra una constancia hasta el periodo 0.50 s donde comienza a descender; no así para DLE donde en el periodo 0.50 s hay un mínimo local para luego aumentar hasta el periodo 0.60 s y se mantiene prácticamente constante. La mayor dispersión de datos se observa en el arquetipo de periodo 0.25 s tanto para SMP y DLE, este posee una media de 0.68% con una desviación estándar de $\pm 0.45\%$ y una media de 0.48% con $\pm 0.24\%$ de desviación estándar, respectivamente.

Los *drift* de entre piso se presentan en el Anexo 4.1, entre las Figura A.4.1 y Figura A.4.18 se muestran los resultados para DLE, el mayor *drift* promedio obtenido es del arquetipo de periodo 0.40 s con un valor 0.75% y con una desviación de $\pm 0.49\%$. Para el caso de SMP, se encuentran entre las Figura A.4.19 y Figura A.4.36, aquí el mayor *drift* promedio se da en el arquetipo de periodo 0.50 s en el primer nivel con un valor de 1.04% y presenta una desviación de $\pm 0.58\%$.

Finalmente, en la Figura 4.8 se muestran los resultados del factor de reducción por ductilidad (R_{μ}) para cada uno de los periodos del espacio arquetipo, tanto para DLE como para SMP. Estos gráficos tienen el mismo formato que los de *drift* de techo.

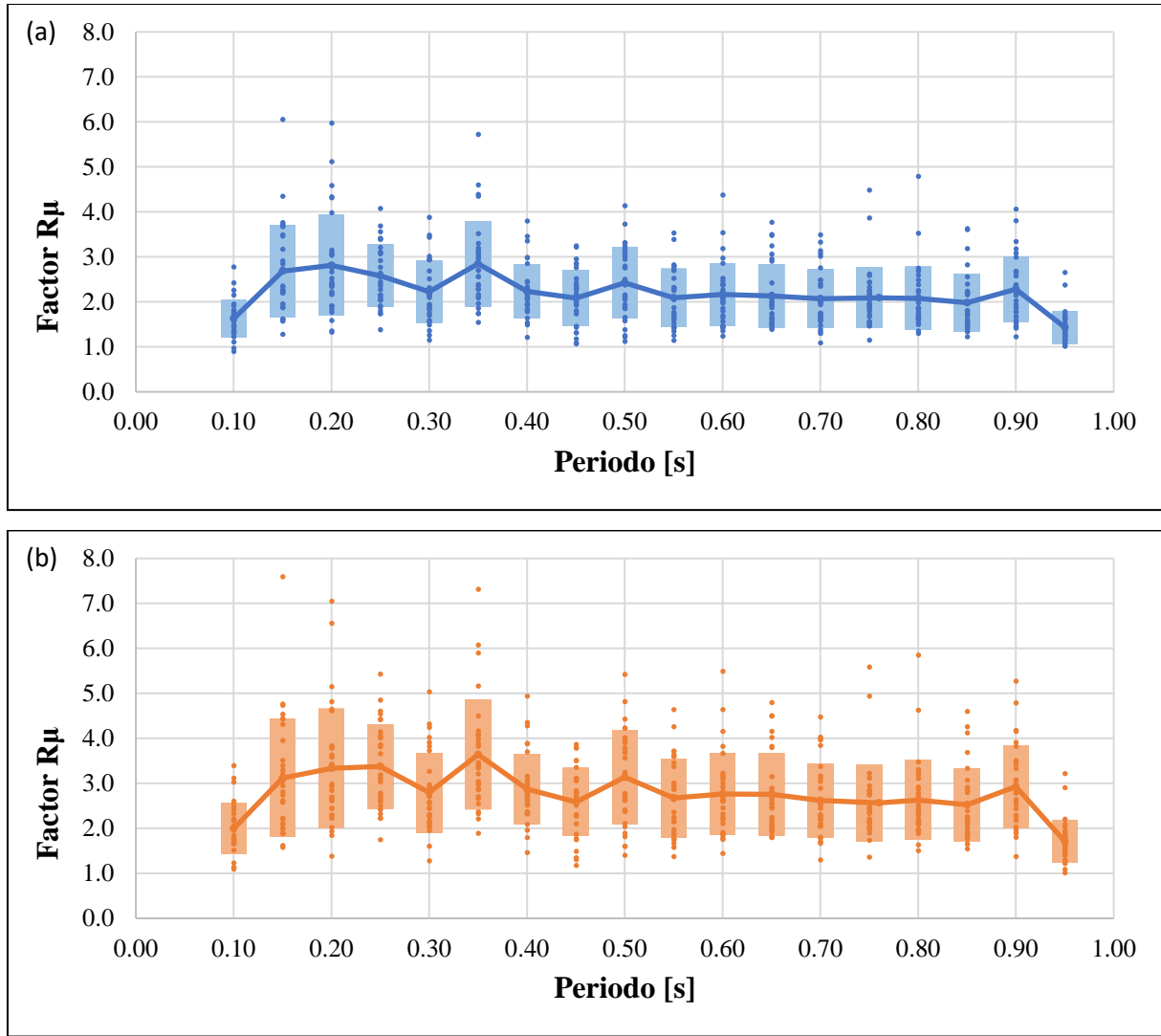


Figura 4.8 Factor de reducción por ductilidad R_μ (a) Sismo de diseño (b) Máximo sismo posible.

De la Figura 4.8(a) se observa que el máximo R_μ promedio se produce en el arquetipo de periodo 0.35 s, este tiene un valor de 2.85 con una desviación de ± 0.94 . El menor R_μ promedio se presenta en el modelo más flexible de periodo 0.95 s, su valor es de 1.43 y tiene una desviación de ± 0.36 .

Para la Figura 4.8 (b) el máximo y mínimo R_μ promedio se encuentran en los modelos con los mismos periodos de la Figura 4.8(a), donde los valores son 3.64 de promedio con una desviación de ± 1.22 y un promedio de 1.71 y una desviación de 0.47, respectivamente. En ambos gráficos se puede ver que R_μ sigue una tendencia casi constante de aproximadamente 2 para DLE y 3 para SMP.

4.4. Discusión de resultados

En esta sección se analizan cada uno de los gráficos de la sección 4.3, tomando los límites que da la actual norma y correlacionando resultados obtenidos, esto a través de las medias de los resultados.

En la Figura 4.9 (a) y (b) se presentan los valores promedios de las deformaciones de arriostramientos normalizadas por la deformación de pandeo y la de fluencia para el primer nivel, respectivamente. Además, se muestran los límites para seguridad de la vida, estos se obtienen del comentario C5.10.4.4 de la norma actual, donde para estructuras de acero tradicionales, es aceptable utilizar el 50% de los límites establecidos en la tabla 9.8 del manual ASCE41-17 para seguridad de la vida (LS) y en el caso de un sismo de nivel máximo, como el caso de SMP, es razonable utilizar el 100% de LS.

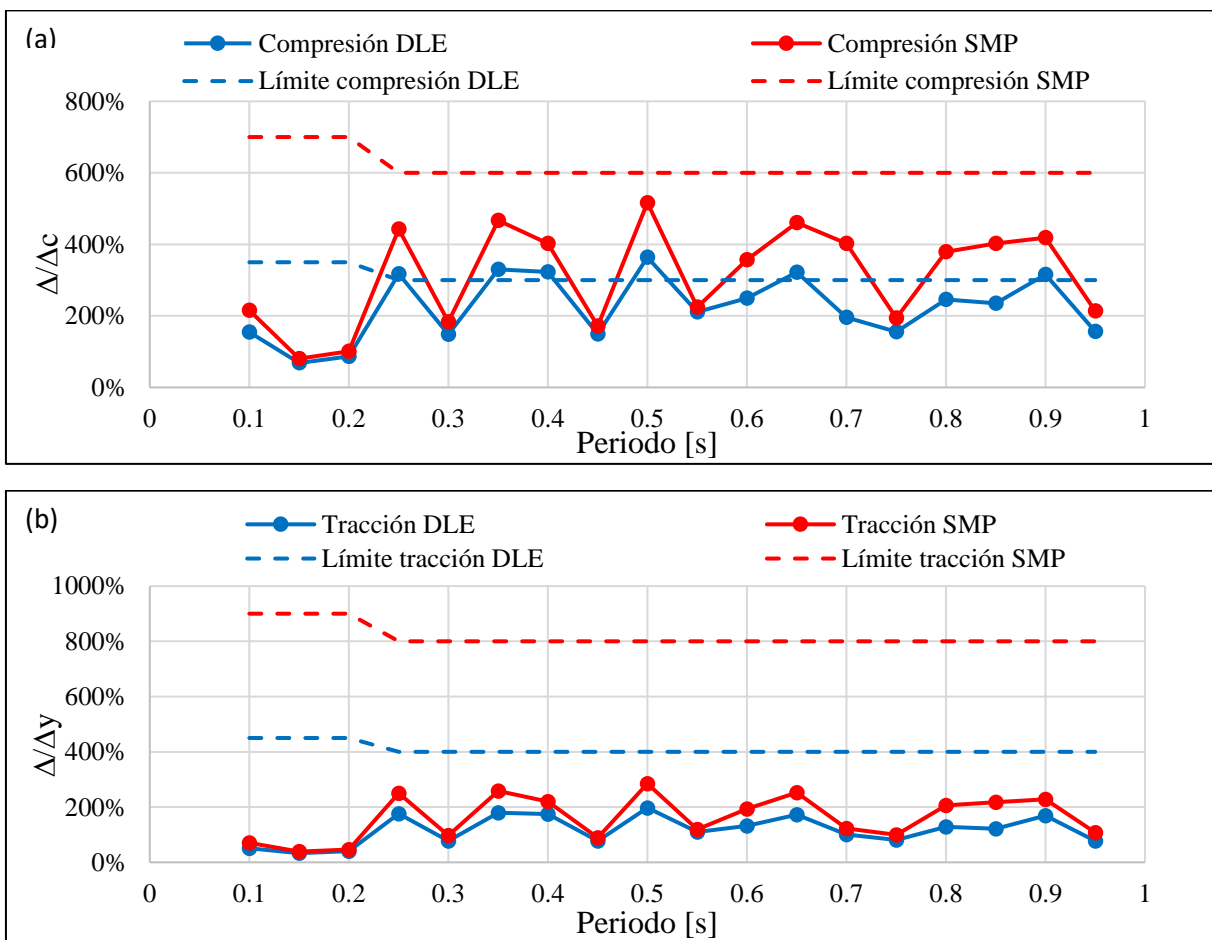


Figura 4.9 Deformaciones medias normalizadas del primer nivel (a) Pandeo (b) Fluencia.

De lo que se observa de la Figura 4.9 (a) para la deformación por compresión, los modelos de periodo 0.25, 0.35, 0.40, 0.50, 0.65 y 0.90 segundos, no cumplen los límites de seguridad de la vida para el nivel de demanda sísmica DLE. Ahora bien, si se hace una comparativa con los FU de los arriostramientos para la etapa de diseño (Anexo 3.1), se observa que estos modelos poseen FU sobre el 80%, teniendo una gran participación, siendo un indicador de por qué podría estar dando sobre el límite indicado. Ahora para el caso de nivel de demanda SMP, todo el espacio arquetipo cumple con el límite LS, lo que indica que para un caso de máximo sismo los arriostramientos se están comportando de manera correcta.

De la Figura 4.9 (b) se observa que todo el espacio arquetipo cumple con ambos límites, siendo así que para el nivel de demanda SMP cumple con el límite para DLE.

En la Figura 4.10 se presentan los *drift* de techo medios para el nivel de demanda sísmica DLE y SMP, también se muestra el límite de *drift* para el diseño con un máximo de 1.5%.

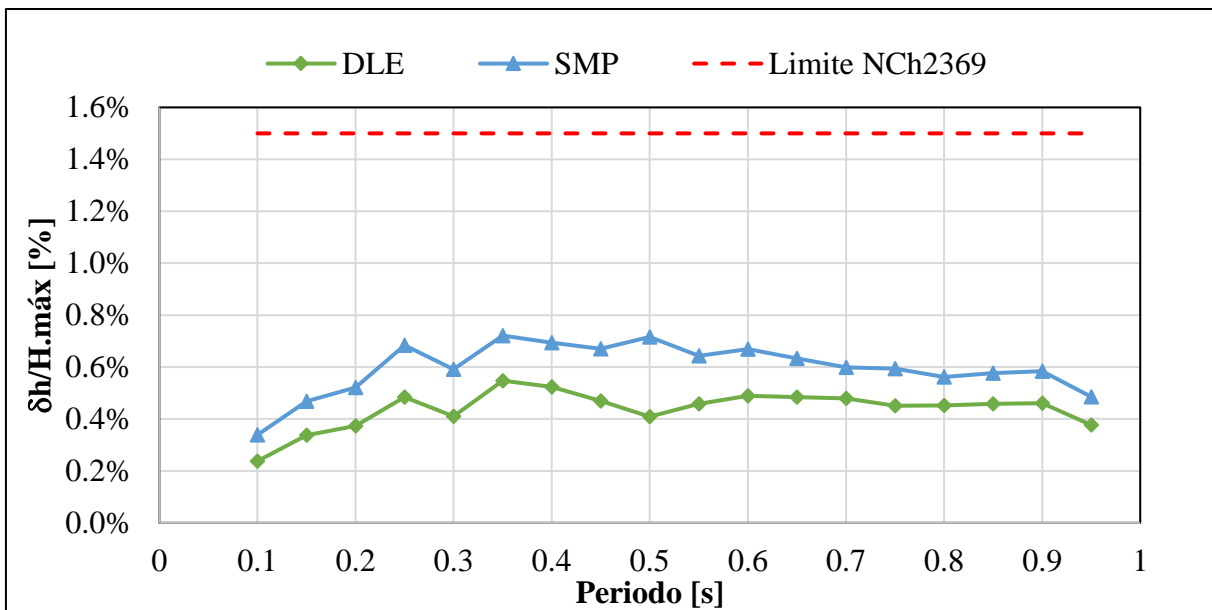


Figura 4.10 *Drift* de techo con límite de diseño.

De lo observado en la Figura 4.10, los *drift* de techo promedio para ambos niveles de demanda sísmica cumplen con el límite de 1.5%, manteniendo valores relativamente estables.

En la Figura 4.11 se presentan los *drift* de entrepiso promedios de cada espacio arquetipo, para DLE y SMP, además, se muestra el límite de diseño de 1.5%.

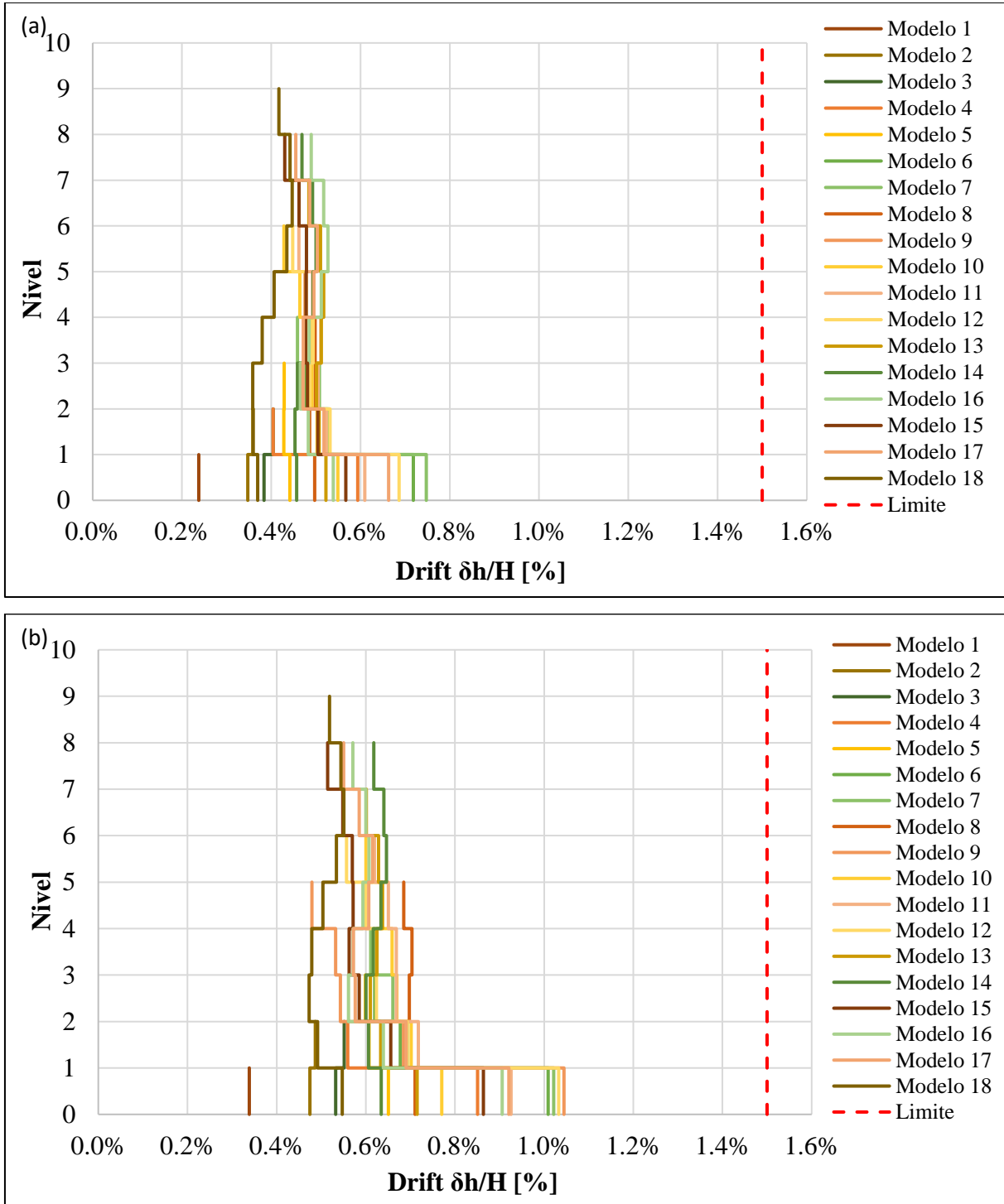


Figura 4.11 *Drift* de entrespiso promedio con límite de diseño (a) Nivel sismo de diseño (b) Nivel máximo sismo.

De los resultados promedios de *drift* entre piso para ambos casos, se observa que hay una tendencia a haber *drift* mayores en el primer nivel en comparación a los niveles superiores. Si se contrasta con los resultados obtenidos de las deformaciones de arriostramientos y de las elongaciones de pernos presentados en la memoria de Espinoza (2023), los valores mayores en el primer nivel pueden deberse al levantamiento de las columnas producto de la elongación de los pernos de anclaje y de la incursión no lineal de los arriostramientos que provocan grandes deformaciones, ya que siguen la misma tendencia, es decir, donde hay mayor elongación de pernos y de arriostramientos, el *drift* del primer nivel es mayor que de los niveles superiores. También se observa que hay una tendencia de similar en los niveles superiores, con valores que van entre los 0.4% y 0.6% y 0.5% y 0.7%, para DLE y SMP, respectivamente.

A partir de lo expuesto en la sección 4.3, se muestra en la Figura 4.12 la media de los dos casos estudiados del factor de reducción por ductilidad R_{μ} .

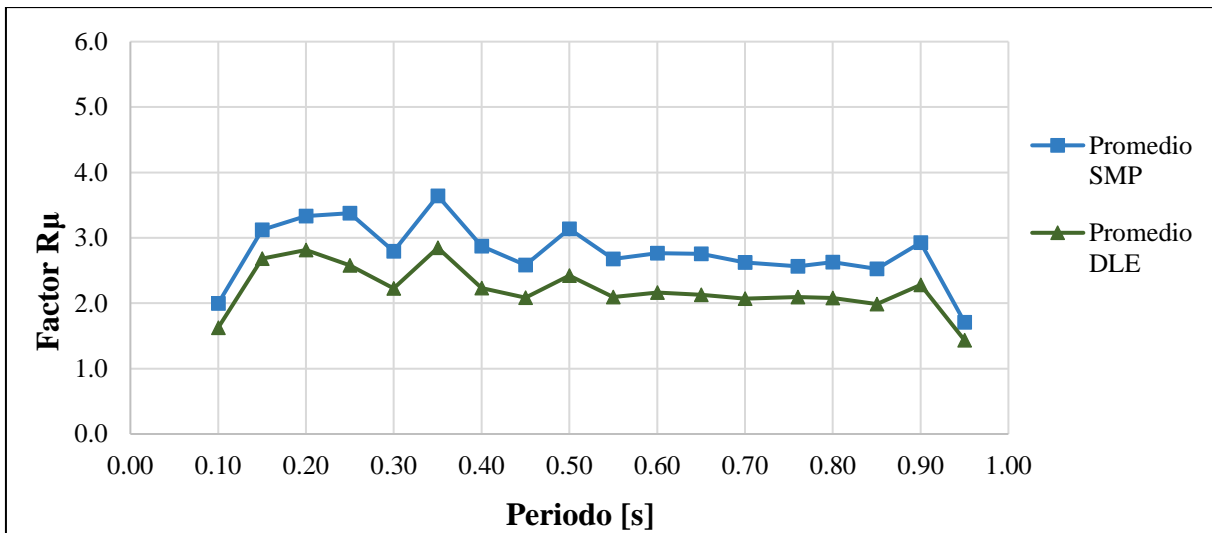


Figura 4.12 Factor de reducción de la ductilidad media para DLE y SMP.

De lo expuesto en la Figura 4.12, se observa que los valores se mantienen casi constantes en todo el espacio arquetipo, con 2 para DLE y 3 aproximadamente para SMP, al no ser tan altos estos valores

obtenidos, se logra inferir que la estructura es capaz de disipar la mayor parte de la energía sin entrar notoriamente en un rango no lineal.

4.5. Conclusiones

En este capítulo se presentó la modelación no lineal de los fusibles sísmicos en las estructuras, considerando la no linealidad de los pernos de anclaje y de los arriostramientos.

De los resultados obtenidos, primero se tiene que los arriostramientos tienen un buen comportamiento a pesar de que en algunos casos no cumplen con los límites del 50% de seguridad de la vida (LS) del ASCE41-17, a nivel de sismo de diseño para pandeo, pero si cumple para SMP y para fluencia en tensión.

También se concluye que en todas las estructuras del espacio arquetipo no se supera el límite de drift de 1.5% de la NCh2369.

Finalmente, del factor de reducción por ductilidad R_{μ} se puede decir que las estructuras del espacio arquetipo no tienen una alta incursión en el rango no lineal, esto ya que los valores que se obtuvieron no son altos, lo que se refiere a que la diferencia entre el corte lineal y no lineal sísmico es más bien menor.

CAPÍTULO 5: CONCLUSIONES Y COMENTARIOS

El diseño de estructuras bidimensionales en zona sísmica 2 y suelo tipo B con periodos entre 0.10 y 0.95 segundos, realizado en el presente trabajo, permitió evaluar el impacto de las modificaciones introducidas en la norma NCh2369 (INN, 2023), especialmente en el capítulo 8, orientado al diseño de estructuras de acero. A continuación, se plantean las principales conclusiones obtenidas.

Una de las alteraciones en el diseño de elementos estructurales, consistió en eliminar el requisito de sobrerresistencia en las diagonales. No obstante, su tamaño relativo apenas se vio afectado debido a que la sección quedó controlada por los límites de razón ancho/espesor y no por requerimientos de resistencia.

Debido a la propuesta de diseñar las columnas considerando el sismo horizontal amplificado ($0.7R \geq 1.0$), sumado al cambio del espectro de diseño, se obtuvo una mayor demanda de diseño sobre las columnas, lo que se traduce en un aumento en la sección de estas, proporcionando un aumento en la resistencia axial y rigidez del sistema.

El diseño de las vigas puntales se realizó considerando desbalance plástico en base al comportamiento de las diagonales frente a las combinaciones con sismo amplificado. Sin embargo, las vigas puntales resultaron más solicitadas por su diseño inicial, es decir, cuando quedan controladas por cargas gravitacionales, por lo tanto, el tamaño de las vigas puntales no se vio afectado debido al diseño considerando desbalance plástico.

En lo que respecta al cambio en los límites de razón ancho/espesor, pese a que estos son más restrictivos, las secciones de columnas y vigas no se vieron afectadas, pues la norma NCh2369 (INN, 2023) permite el no cumplimiento de este límite cuando los elementos sean diseñados considerando combinaciones con sismo amplificado ($0.7R \geq 1.0$), sin embargo, el tamaño de los arriostramientos si se ve controlado por esta modificación.

Por otra parte, el amortiguamiento viscoso es un factor preponderante en la disipación de energía sísmica, puesto que para todos los casos superó el 50 % del total de energía de entrada.

La norma NCh2369 actualizada en 2023 permite que, al aumentar las dimensiones de las columnas sísmicas, se obtenga un incremento considerable en la resistencia, lo que a su vez permite que otros elementos estructurales operen dentro del rango inelástico. Este enfoque asegura un comportamiento deseable con factores de utilización moderados, lo que significa que, en caso de que la estructura falle, seguirá un orden predefinido: primero el arriostramiento, luego la viga y la columna, evitando así el colapso prematuro y el mecanismo de piso blando. En consecuencia, se produce una mejora en el desempeño sísmico, lo que garantiza la continuidad de operación en la industria y protege la vida, cumpliendo con la filosofía de diseño de la normativa chilena.

Finalmente, se concluye que las disposiciones de la norma NCh2369 (INN, 2023) son válidas para zona 2 suelo B considerando los resultados obtenidos, los que son consistentes con la experiencia de diseño en distintas estructuras e instalaciones mineras. Cabe mencionar que los modelos estudiados se encuentran optimizados en términos de diseño estructural y anclaje, sin embargo, en la práctica nacional del diseño de estructuras industriales se suele trabajar con márgenes de seguridad más amplios, lo que se traduce en un rendimiento sísmico superior al expuesto en este estudio.

Como línea futura de investigación se puede proponer utilizar secciones de los arriostramientos que su distribución en altura permita controlar mejor los *drift* y evitar que el primer nivel tenga un comportamiento de piso blando y, también, se puede estudiar el efecto de usar otras calidades de acero en los perfiles HSS en los arriostramientos.

REFERENCIAS

- Álvarez, J. (2021). *Análisis de los mecanismos de Disipación de Energía Sísmica en Estructuras Industriales de Acero de Marcos Arriostrados diseñadas mediante el Anteproyecto de Norma NCh2369 para Estructuras Rígidas* (Memoria para optar al Título de Ingeniero Civil). Departamento de Ingeniería Civil, Universidad de Concepción, Chile.
- American Institute of Steel Construction. (2010a). *Seismic Provisions for Structural Steel Buildings*. (AISC 341-10). Chicago, Illinois, EE.UU: Autor.
- American Institute of Steel Construction. (2010b). *Specification for Structural Steel Buildings*. (AISC 360-10). Chicago, Illinois, EE.UU: Autor.
- American Society of Civil Engineers. (2017). *Minimum Design Loads and Associated Criteria for Buildings and Other Structures*. (ASCE 7-16). Reston, Virginia, EE.UU: Autor.
- Bahamonde, C. (2022). *Evaluación del Desempeño Sísmico de Estructuras Industriales Semirrígidas de Acero con Marcos Arriostrados en X emplazadas en Zona Minera diseñadas mediante el Anteproyecto de Norma NCh2369* (Memoria para optar al Título de Ingeniero Civil) Departamento de Ingeniería Civil, Universidad de Concepción, Chile.
- Baker, J. W. (2011). *Conditional Mean Spectrum: Tool for ground motion selection*. Journal of Structural Engineering.
- Black, R. G., Wenger, W. A. B. y Popov, E. P. (1980). *Inelastic Buckling of Steel Struts under Cyclic Loads Reversals*. Earthquake Engineering Research Center. Berkeley, California, EE.UU.
- Cáceres, P. (2021). *Análisis de los mecanismos de Disipación de Energía Sísmica en Estructuras Industriales de Acero de Marcos Arriostrados diseñadas mediante el Anteproyecto de Norma NCh2369 para Estructuras Semirrígidas* (Memoria para optar al Título de Ingeniero Civil). Departamento de Ingeniería Civil, Universidad de Concepción, Chile.

- Candia, G., Macedo, J., Jaimes, M. A. y Magna-Verdugo, C. (2019) *A New State-of-the-Art Platform for Probabilistic and Deterministic Seismic Hazard Assessment*. Santiago, Chile.
- Castro, S., Benavente, R., Crempien, J., Candia, G. y de la Llera, J. C. (2020). *A Consistently Processed Strong Motion Database for Chilean Earthquakes*. Submitted.
- Chávez, N. (2011). *Revisión de los Criterios de Diseño de Pernos de Anclaje* (Memoria para optar al Título de Ingeniero Civil). Departamento de Ingeniería Civil, Universidad de Chile, Santiago.
- Cruz, C. y Miranda, E. (2020). Insights into damping ratios in building. *Earthquake Engng Struct Dyn*.
- Espinoza, M. (2023) *Desempeño Sísmico de Marcos de Acero Rígidos Arriostrados en X emplazados en Zona Minera Diseñados según la Norma NCh2369 actualizada en 2023*. [Memoria para optar al Título de Ingeniero Civil no publicada]. Departamento de Ingeniería Civil, Universidad de Concepción, Chile.
- Idini, B., Rojas, F., Ruiz, S. y Pastén, C. (2016). *Ground Motion Prediction Equations for the Chilean subduction Zone*. *Bull Earthquake Eng*.
- Instituto Nacional de Normalización. (2003). *Diseño Sísmico de Estructuras e Instalaciones Industriales*. (NCh 2369.Of2003). Santiago, Chile: Autor.
- Instituto Nacional de Normalización. (2018). *Diseño Sísmico de Estructuras e Instalaciones Industriales. Anteproyecto de norma* (NCh 2369). Santiago, Chile: Autor.
- Méndez, T. (2022). *Evaluación del Desempeño Sísmico de Estructuras Industriales Rígidas de Acero con Marcos Arriostrados en X emplazadas en Zona Minera diseñadas mediante el Anteproyecto de Norma NCh2369* (Memoria para optar al Título de Ingeniero Civil). Departamento de Ingeniería Civil, Universidad de Concepción, Chile.
- Montalva, G., Bastías, N. y Rodriguez-Marek, A. (2017). *Ground-Motion Prediction Equation for the Chilean Subduction Zone*. *Bulletin of Seismological Society of America*.

- Montecinos, R. (2017). *Seminario de Actualización Norma NCh 2369. Capítulo 8: Disposiciones para estructuras de acero. Alcance y significado de las modificaciones*. Santiago, Chile.
- Navarro, R. (2022). *Análisis Estadístico de Factores de Desempeño Sísmico en Estructuras Industriales de Acero de Marcos Arriostrados diseñadas mediante el Anteproyecto de Norma NCh2369* [Memoria para optar al Título de Ingeniero Civil]. Departamento de Ingeniería Civil, Universidad de Concepción, Chile.
- Núñez, K. (2022). *Evaluación del Desempeño Sísmico de Estructuras Industriales Semirrígidas de Acero con Marcos Arriostrados en X emplazadas en Zona Minera diseñadas mediante el Anteproyecto de Norma NCh2369* (Memoria para optar al Título de Ingeniero Civil). Departamento de Ingeniería Civil, Universidad de Concepción, Chile.
- Peña, C. y Urzúa, C. (2019). *Nuevas disposiciones de diseño en actualización de NCh2369, Capítulo 8 “Disposiciones para estructuras de acero”. Origen e implementación*. XII Congreso Chileno de Sismología e Ingeniería Sísmica ACHISINA 2019. Valdivia, Chile.
- Poulos, A., Monsalve, M., Zamora, N. y De la Llera, J.C. (2018). *An Updated Recurrence Model for Chilean Subduction Seismicity and Statistical Validation of its Poisson Nature*. Bulletin of Seismological Society of America.
- Urzúa, C. (2015). *Comparación del Desempeño de Dos Estructuras Industriales de Acero Diseñadas Según la Práctica Nacional y Disposiciones AISC* (Tesis para optar al Grado de Magister en Ciencias de la Ingeniería, Mención Ingeniería Sísmica). Departamento de Ingeniería Civil, Universidad de Chile, Santiago, Chile.
- Venegas, F. (2021). *Análisis de los mecanismos de Disipación de Energía Sísmica en Estructuras Industriales de Acero de Marcos Arriostrados diseñadas mediante el Anteproyecto de Norma NCh2369 para Estructuras Flexibles* (Memoria para optar al Título de Ingeniero Civil). Departamento de Ingeniería Civil, Universidad de Concepción, Chile.

ANEXO 2.1 HISTÉRESIS EN ARRIOSTRAMIENTOS

A continuación, se presenta en la Figura A.2.1 el modelo de pivote incorporado en el software SAP2000:

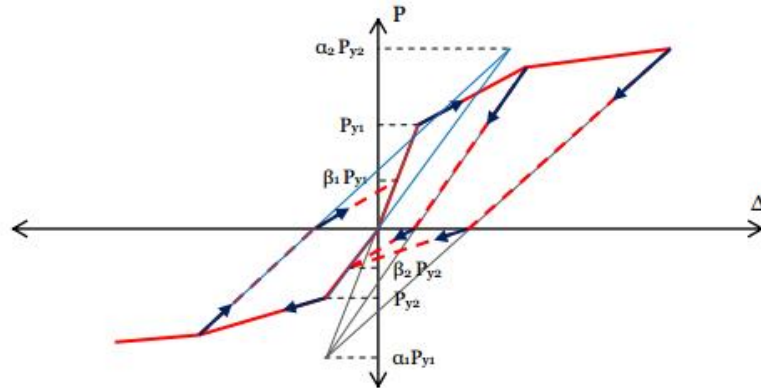


Figura A.2.1 Curva histerética para el modelo de pivote

Fuente: Urzúa (2015)

Los parámetros de control de la curva histerética para el modelo de pivote son (Urzúa, 2015):

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

β_1 = Coeficiente que define el punto de pivote para la descarga a cero desde el tramo negativo de la curva monotónica.

α_2 = Coeficiente que define el punto de pivote en un nuevo ciclo de carga desde cero a carga positiva.

β_2 = Coeficiente que define el punto de pivote en un nuevo ciclo de carga desde cero a carga negativa.

Los parámetros que se utilizan para definir la ley de histéresis se establecen con el fin de producir un comportamiento análogo al característico de arriostramientos bajo cargas cíclicas. Así, los valores utilizados son:

$$\alpha_1 = 100 \quad \alpha_2 = 0.5 \quad \beta_1 = 0.1 \quad \beta_2 = 1$$

ANEXO 2.2 AMENAZA SÍSMICA

Se observan las gráficas del CMS junto con el UHS de periodos comprendidos entre 0.10 y 0.35 segundos de periodo en la Figura A.2.2, para luego presentar las estructuras entre 0.40 y 0.65 segundos en la Figura A.2.3 y finalmente los modelos entre 0.70 y 0.95 segundos en la Figura A.2.4

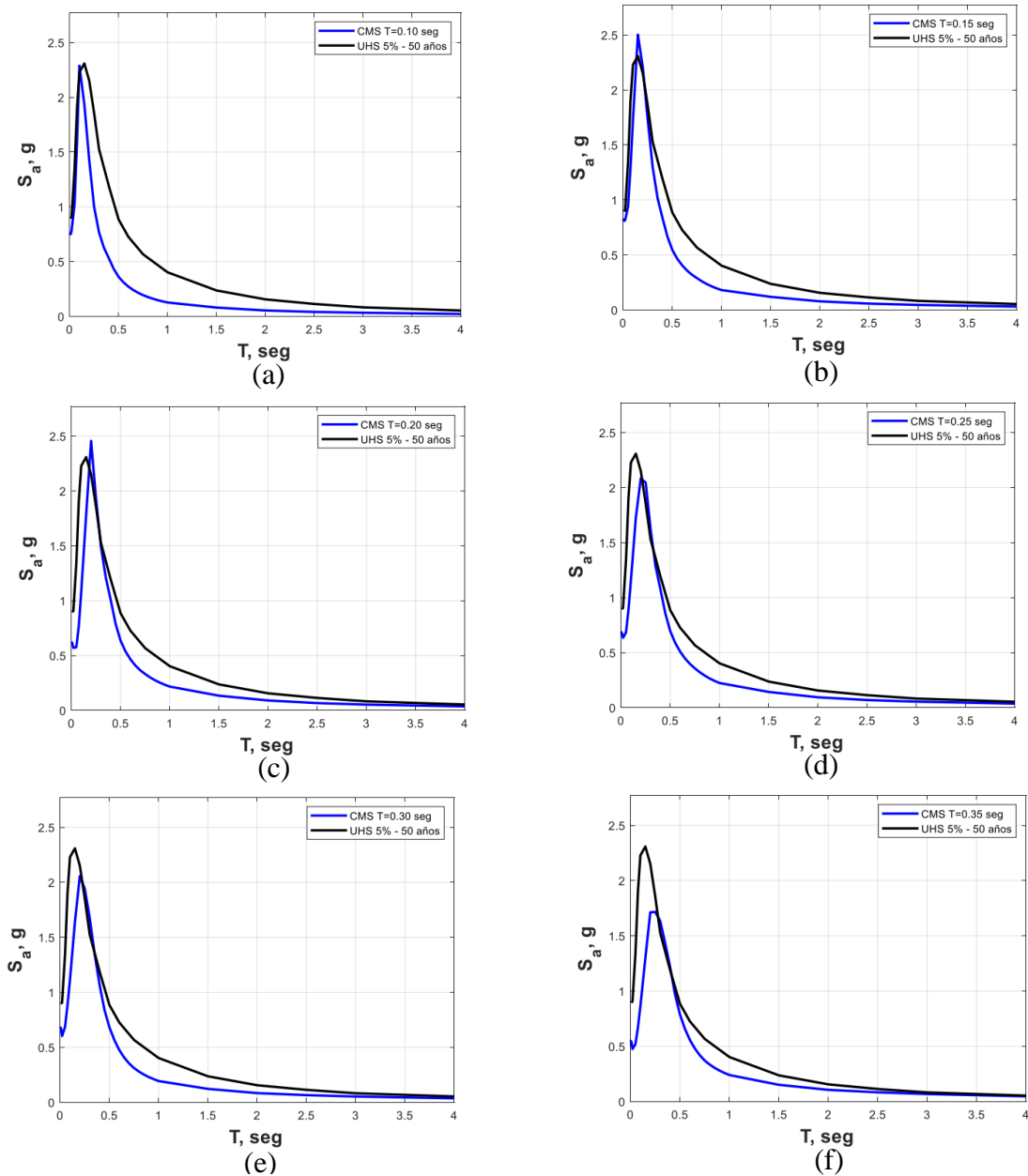


Figura A.2.2 Espectro UHS vs CMS para arquetipos con (a) $T=0.10$ s. (b) $T=0.15$ s. (c) $T=0.20$ s. (d) $T=0.25$ s. (e) $T=0.30$ s. (f) $T=0.35$ s.

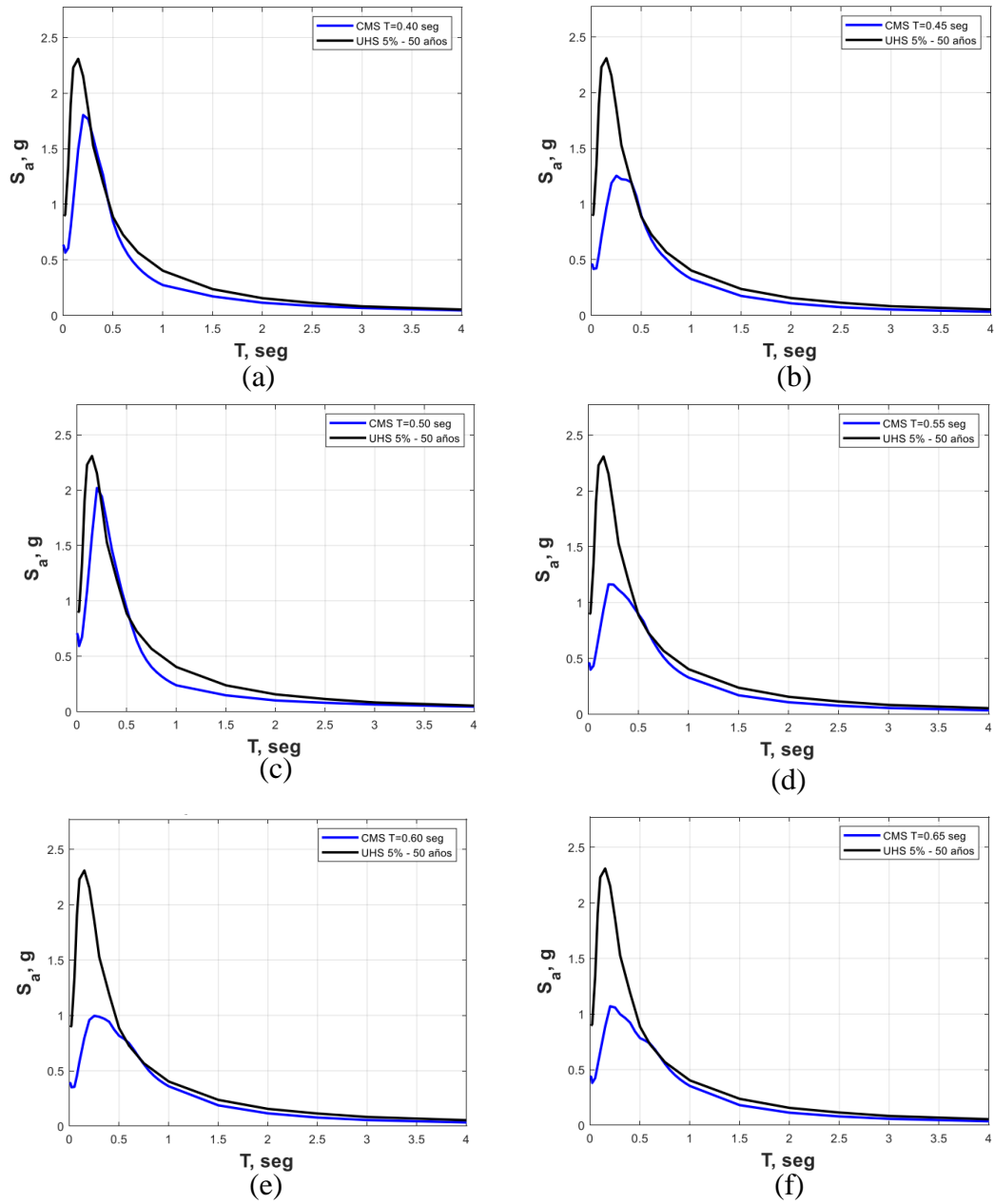


Figura A.2.3 Espectro UHS vs CMS para arquetipos con (a) $T=0.40$ s. (b) $T=0.45$ s. (c) $T=0.50$ s. (d) $T=0.55$ s. (e) $T=0.60$ s. (f) $T=0.65$ s.

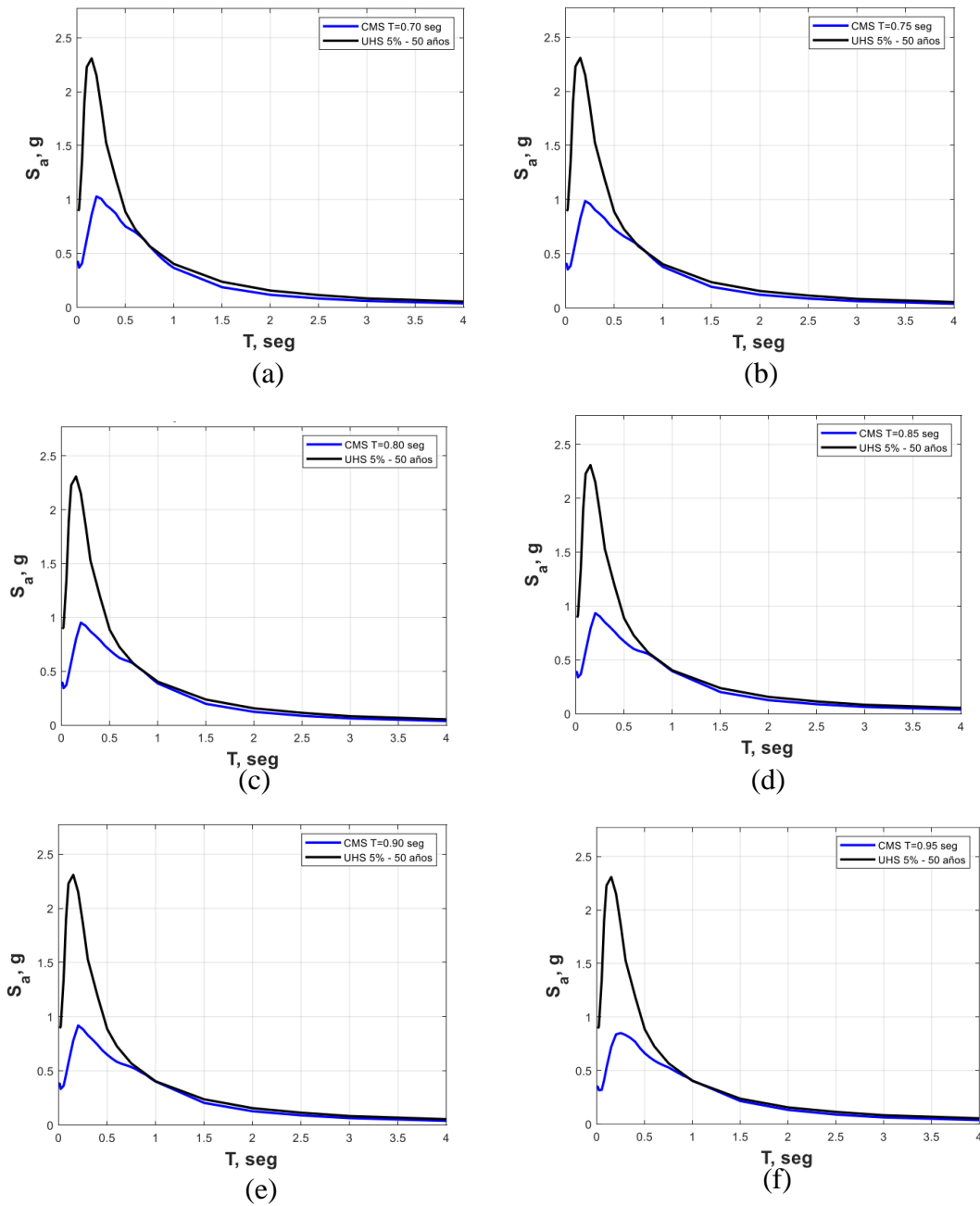


Figura A.2.4 Espectro UHS vs CMS para arquetipos con (a) $T=0.70$ s. (b) $T=0.75$ s. (c) $T=0.80$ s. (d) $T=0.85$ s. (e) $T=0.90$ s. (f) $T=0.95$ s.

En la Figura A.2.5 se presentan los 30 registros seleccionados ajustados para los arquetipos desde 0.10 a 0.35 segundos, luego se observan para los periodos de 0.40 a 0.65 en Figura A.2.6, y finalmente para los modelos de 0.70 a 0.95 segundos en la Figura A.2.7.

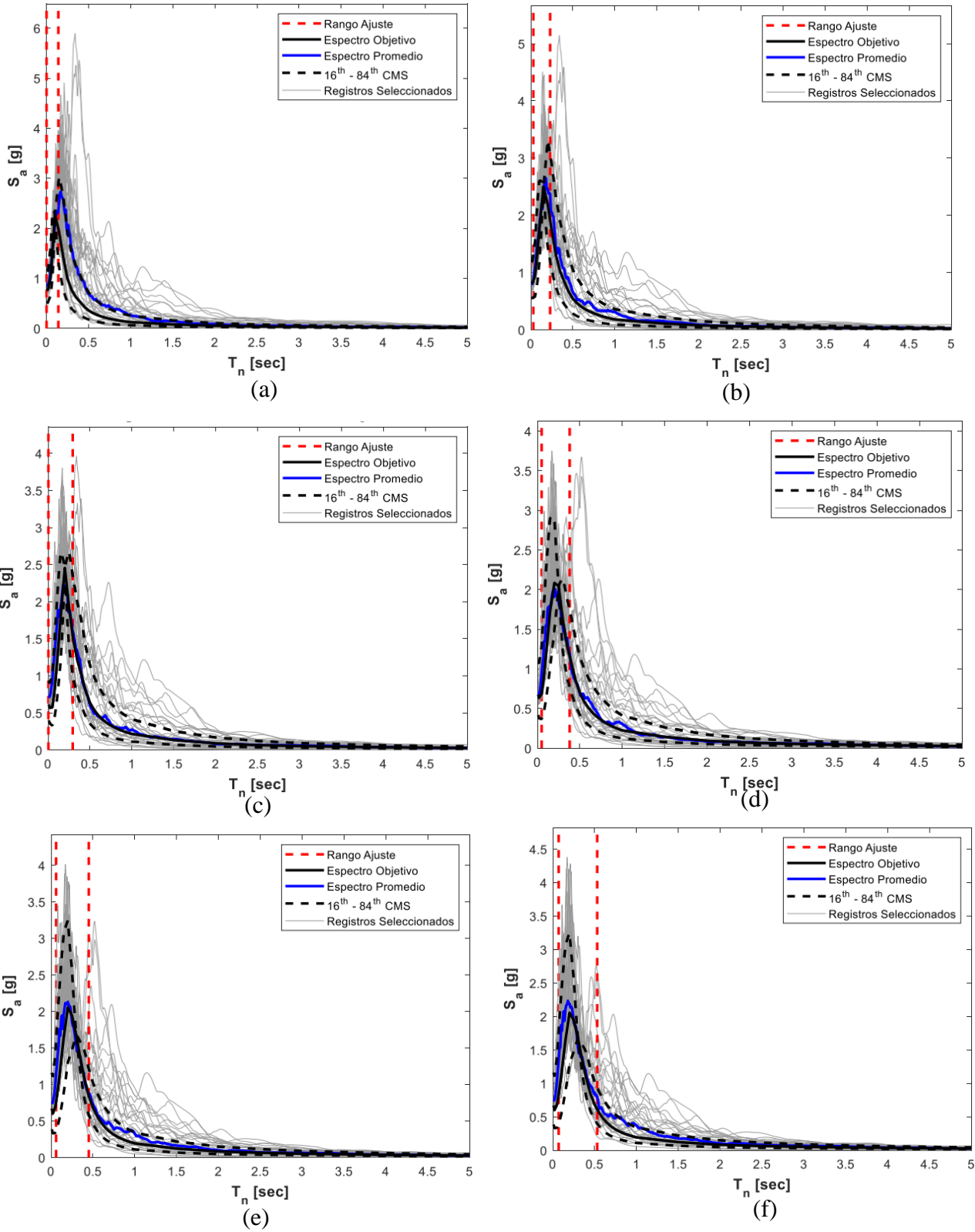


Figura A.2.5 Registros seleccionados para (a) $T=0.10$ s. (b) $T=0.15$ s. (c) $T=0.20$ s. (d) $T=0.25$ s. (e) $T=0.30$ s. (f) $T=0.35$ s.

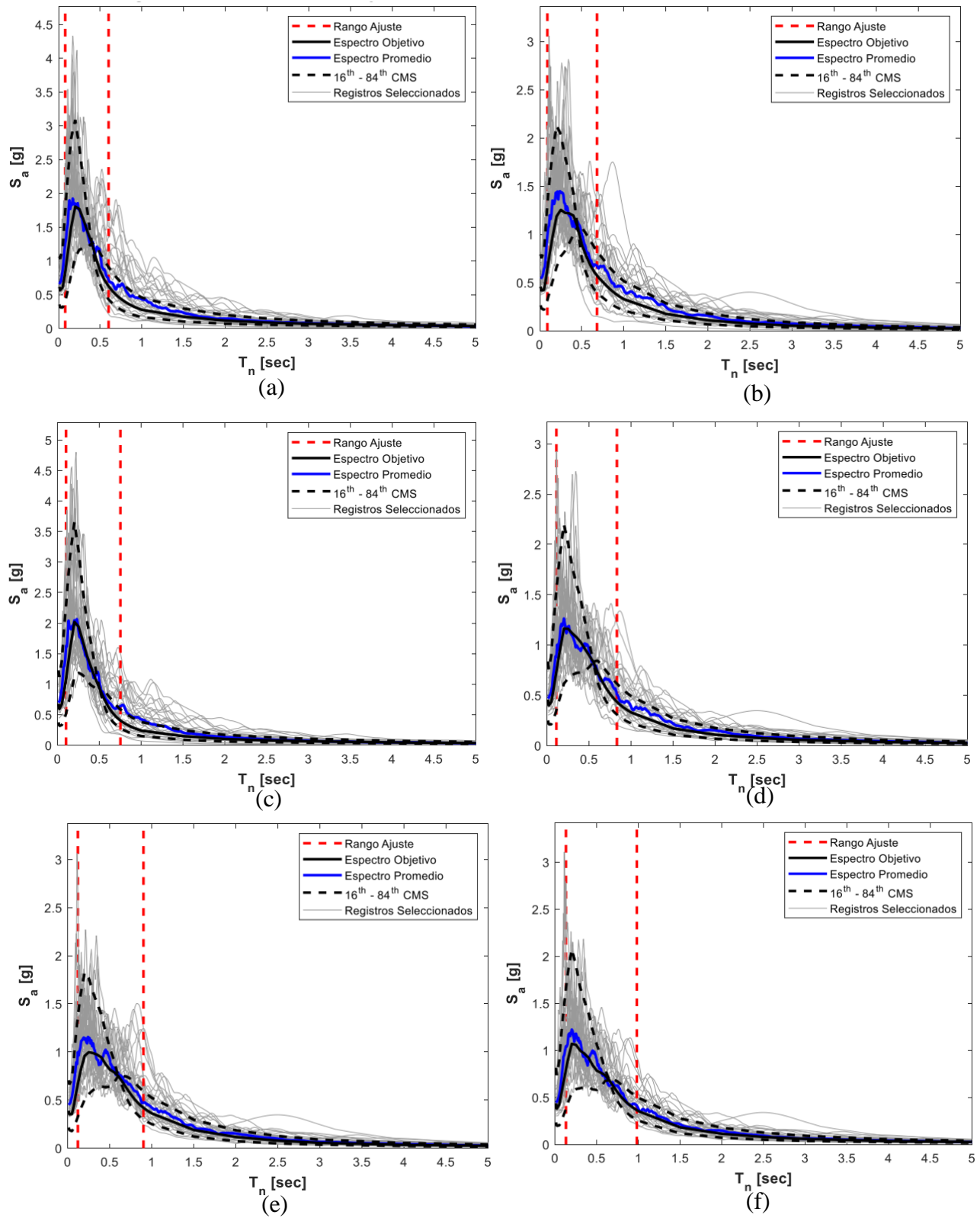


Figura A.2.6 Registros seleccionados para (a) $T=0.40$ s. (b) $T=0.45$ s. (c) $T=0.50$ s. (d) $T=0.55$ s. (e) $T=0.60$ s. (f) $T=0.65$ s.

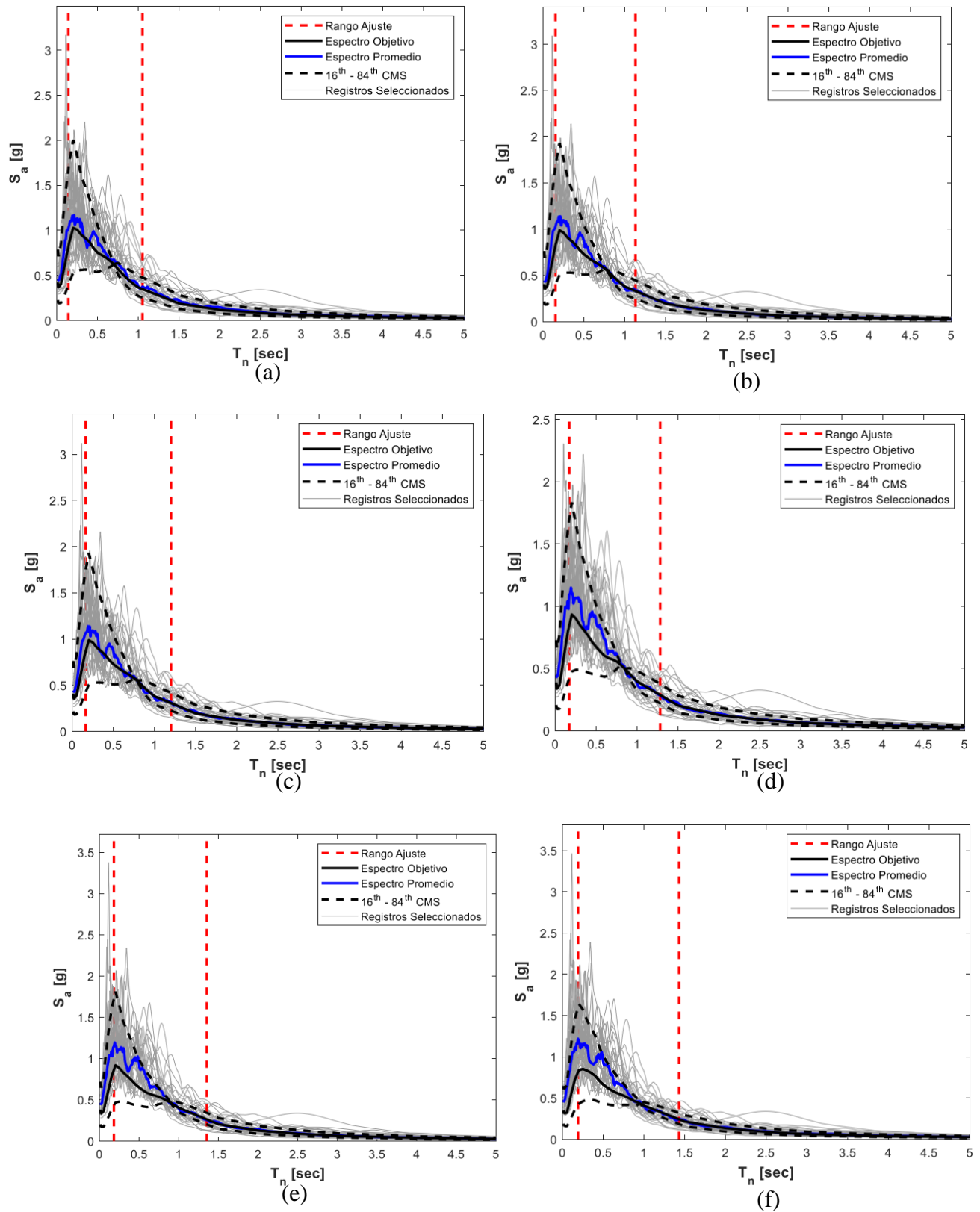


Figura A.2.7 Registros seleccionados para (a) $T=0.70$ s. (b) $T=0.75$ s. (c) $T=0.80$ s. (d) $T=0.85$ s (e) $T=0.90$ s. (f) $T=0.95$ s.

A continuación, en la Tabla A.2.1 se presentan los escenarios medios que corresponden a evento de cierta Magnitud (M_w) y Distancia a la ruptura (R_{rup}) para los periodos comprendidos entre 0.10 y 0.95 segundos.

Tabla A.2.1 Eventos medios para periodos entre 0.10 y 0.95 s

T ₁	Montalva, 2017		Idini, 2016	
	M _w	R _{rup}	M _w	R _{rup}
0.10	7.0	109	7.7	116
0.15	7.2	111	7.8	100
0.20	7.4	112	7.9	116
0.25	7.6	113	7.9	116
0.30	7.7	116	8.0	116
0.35	7.9	119	8.0	116
0.40	7.9	121	8.1	118
0.45	7.9	123	8.2	120
0.50	8.0	124	8.3	122
0.55	8.0	125	8.3	123
0.60	8.0	126	8.3	124
0.65	8.0	128	8.4	125
0.70	8.0	129	8.4	126
0.75	8.0	130	8.4	127
0.80	8.0	130	8.5	128
0.85	8.1	132	8.5	129
0.90	8.1	132	8.5	129
0.95	8.1	133	8.5	130

ANEXO 3.1 DISEÑO DE ARQUETIPOS

A continuación, se presentan en la Figura A.3.1, Figura A.3.2 y Figura A.3.3 el modelo estructural, y los diseños con sismo reducido y sismo amplificado, respectivamente para el arquetipo 11 (T=0.60 s).

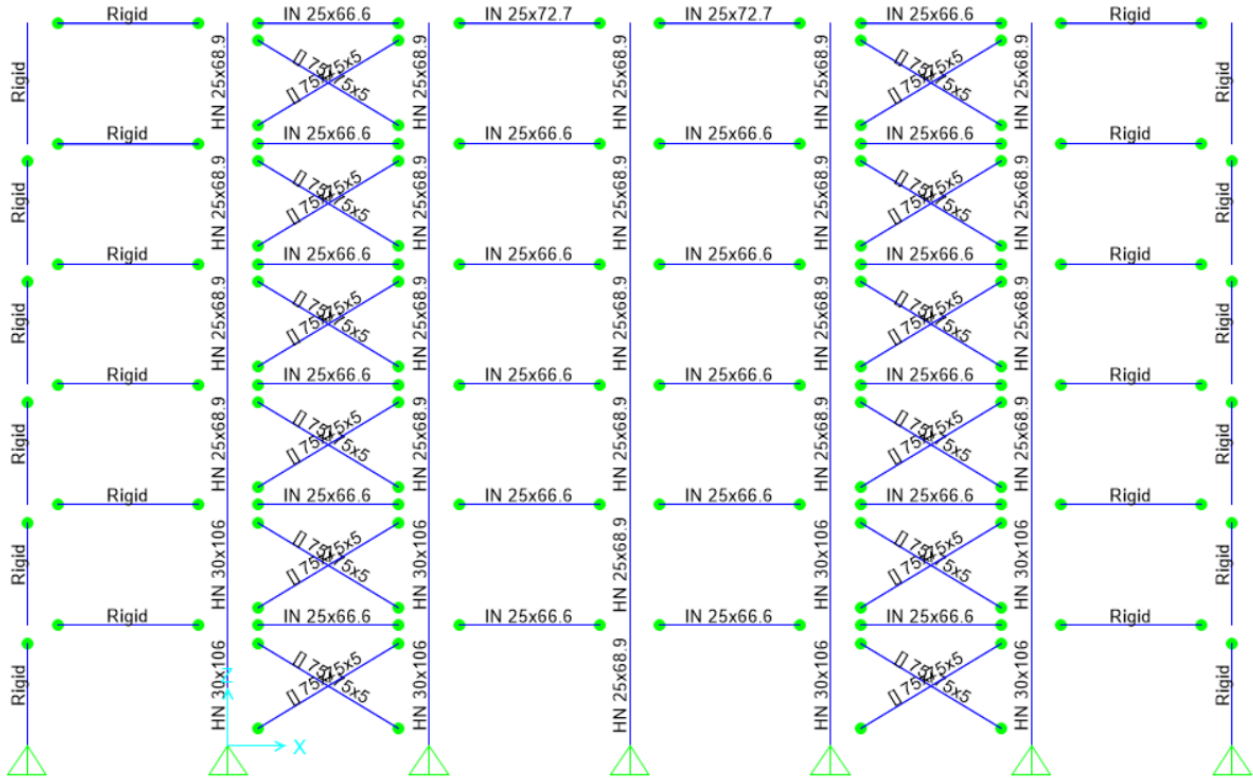


Figura A.3.1 Modelo estructural para arquetipo 11, T=0.60 s

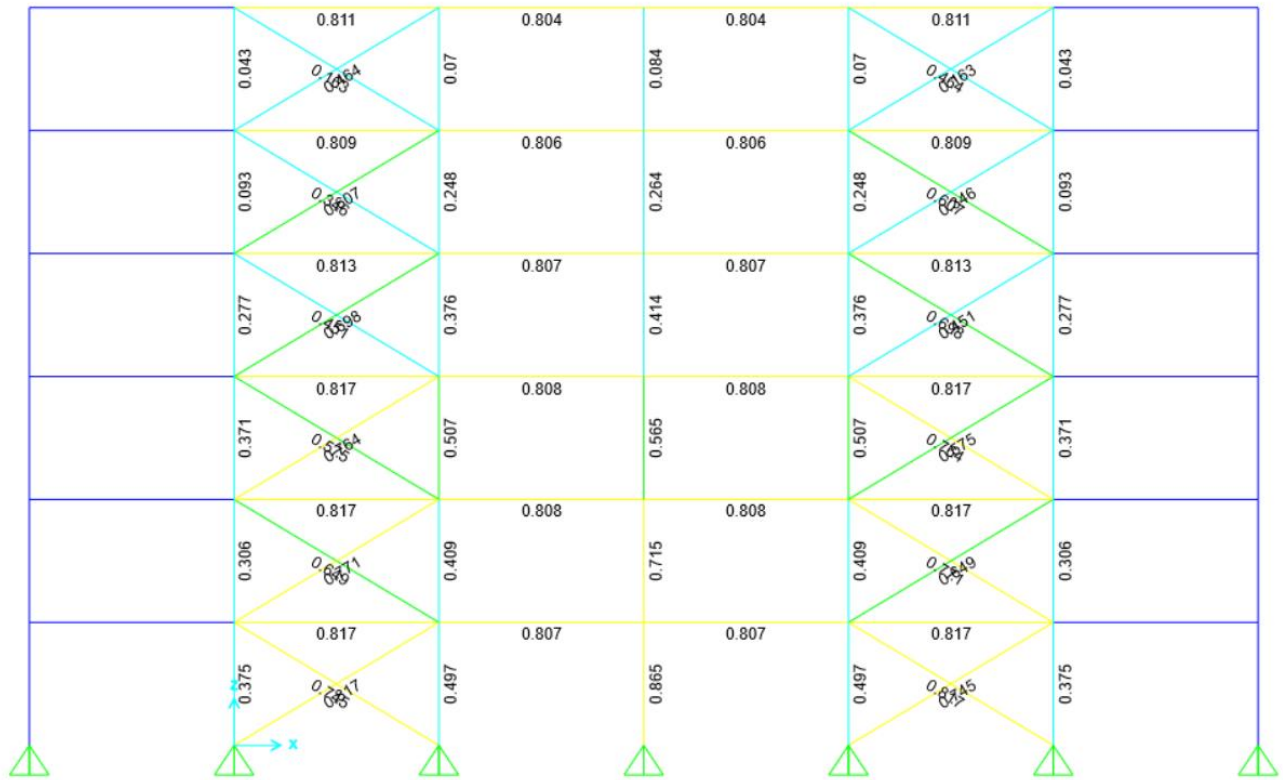


Figura A.3.2 Diseño con combinaciones LRFD, arquetipo 11, T=0.60 s

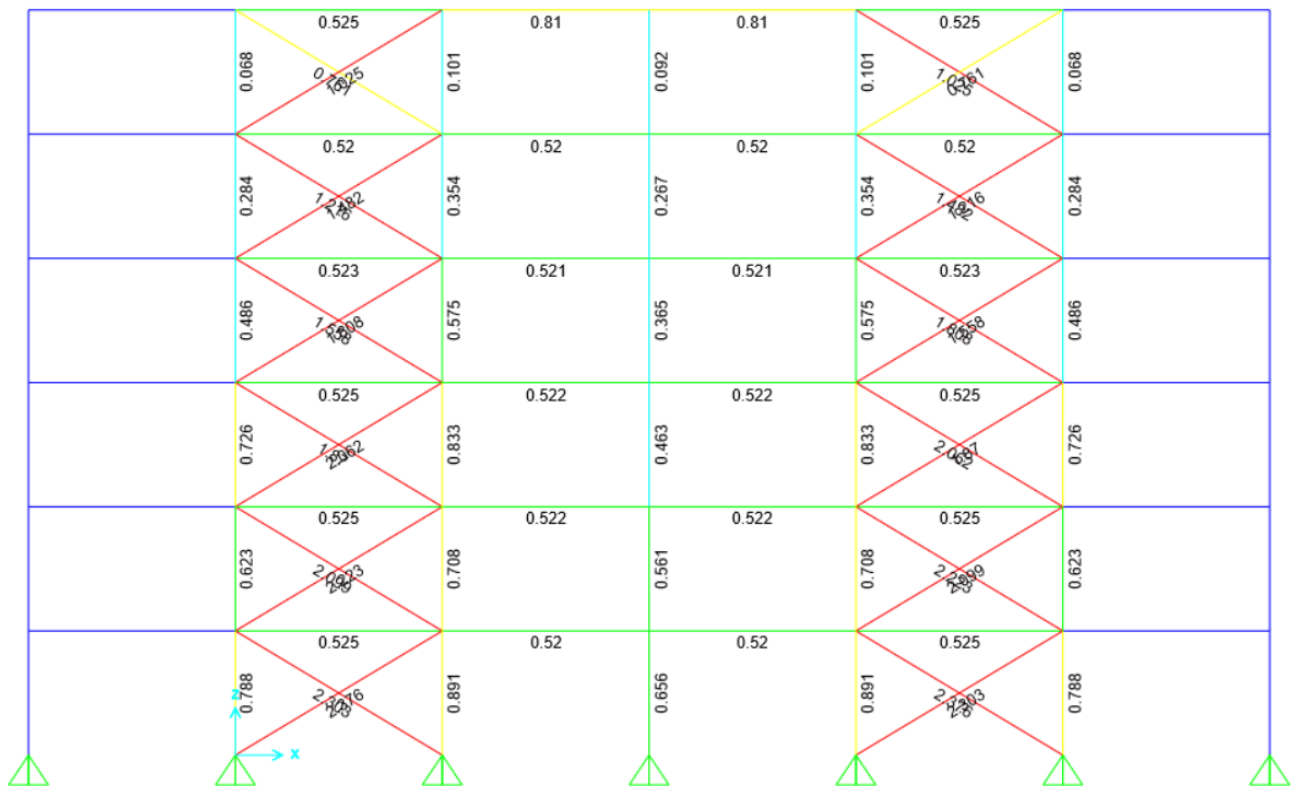


Figura A.3.3 Diseño sismo horizontal amplificado, arquetipo 11, T=0.60 s

En la Figura A.3.4, Figura A.3.5 y Figura A.3.6 se muestra el modelo estructural junto al diseño con sismo reducido y amplificado, respectivamente, para el arquetipo 12 ($T=0.65$ s).

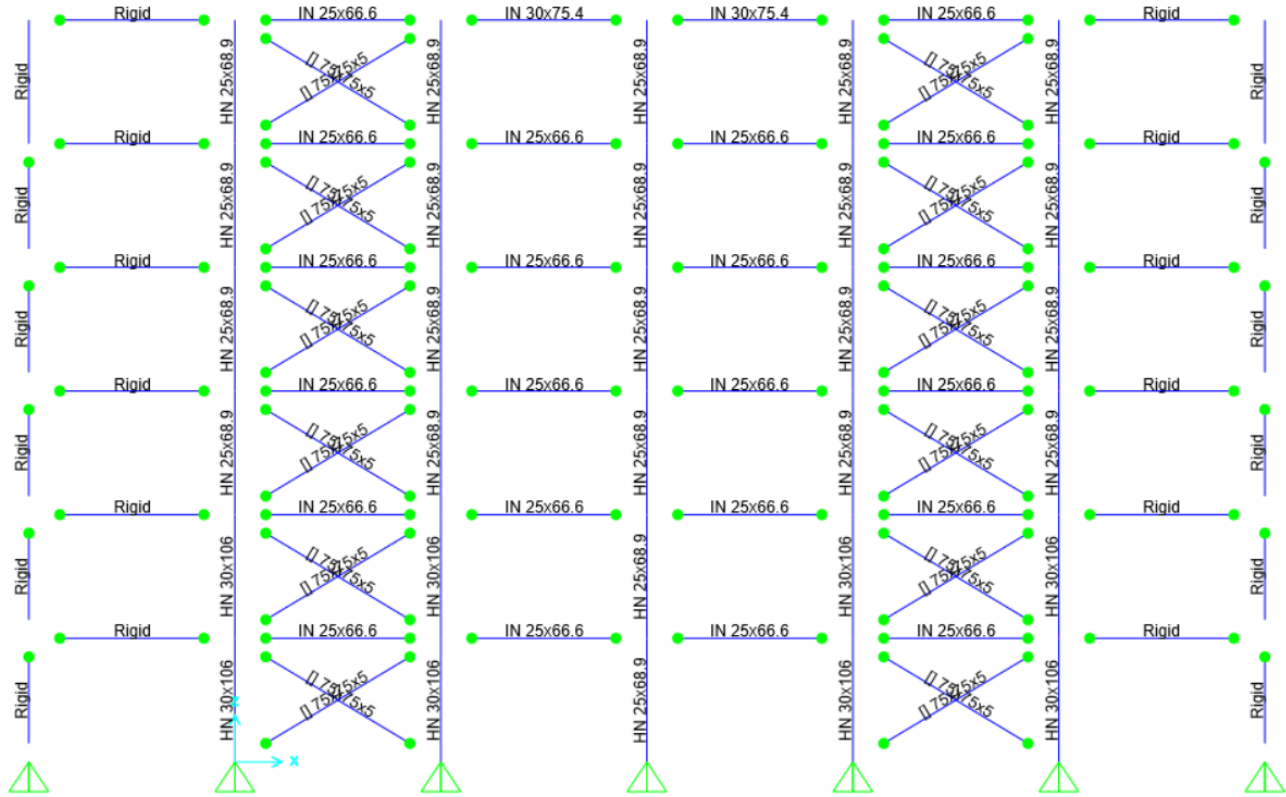


Figura A.3.4 Modelo estructural para arquetipo 12, $T=0.65$ s

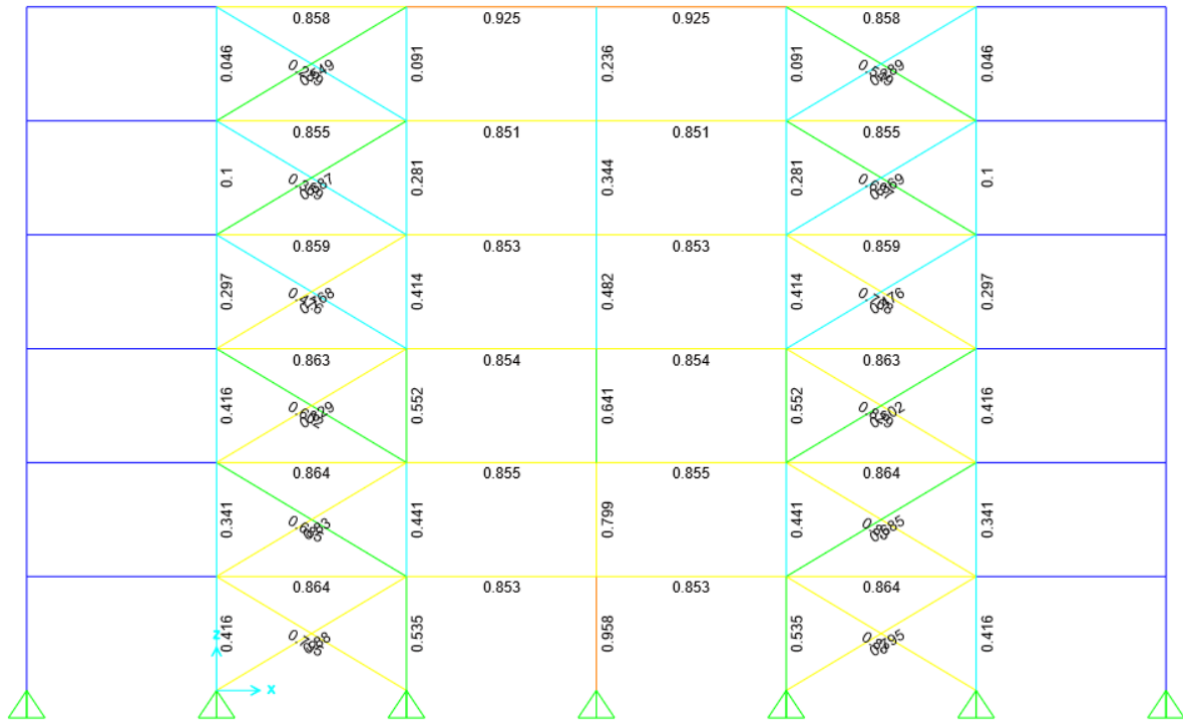


Figura A.3.5 Diseño con combinaciones LRFD, arquetipo 12, T=0.65 s

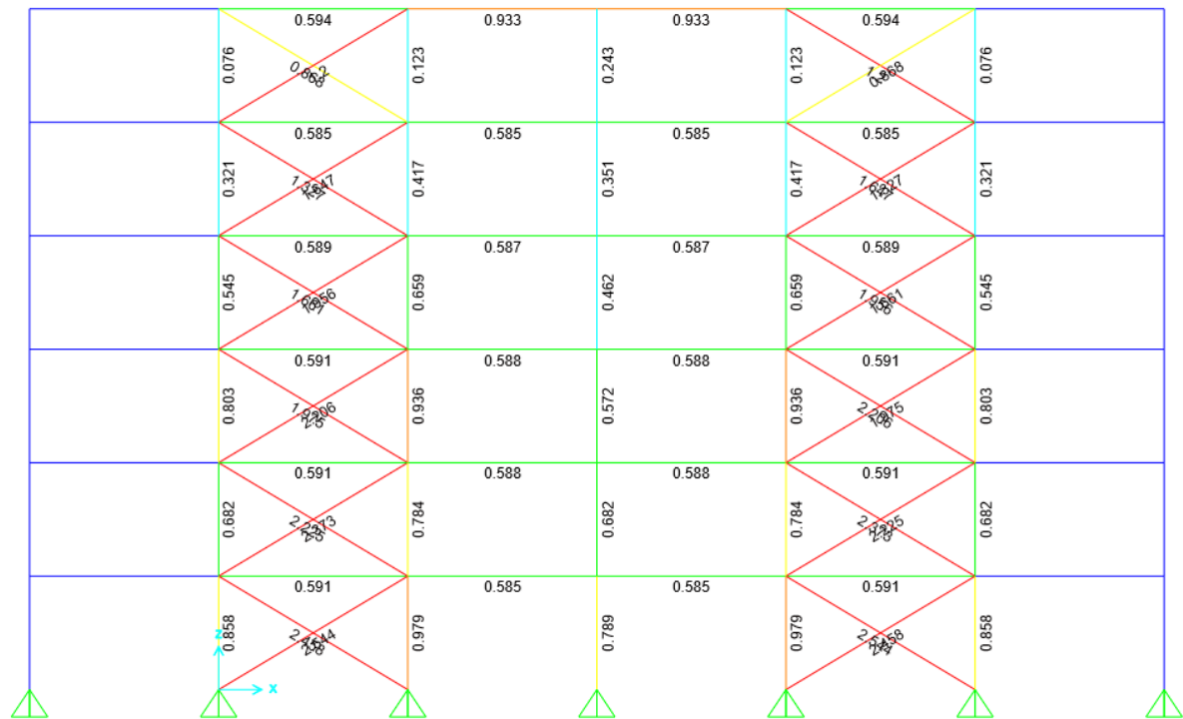


Figura A.3.6 Diseño sismo horizontal amplificado, arquetipo 12, T=0.65 s

En la Figura A.3.7, Figura A.3.8 y Figura A.3.9 se muestra el modelo estructural junto al diseño con sismo reducido y amplificado, respectivamente, para el arquetipo 13 (T=0.70 s).

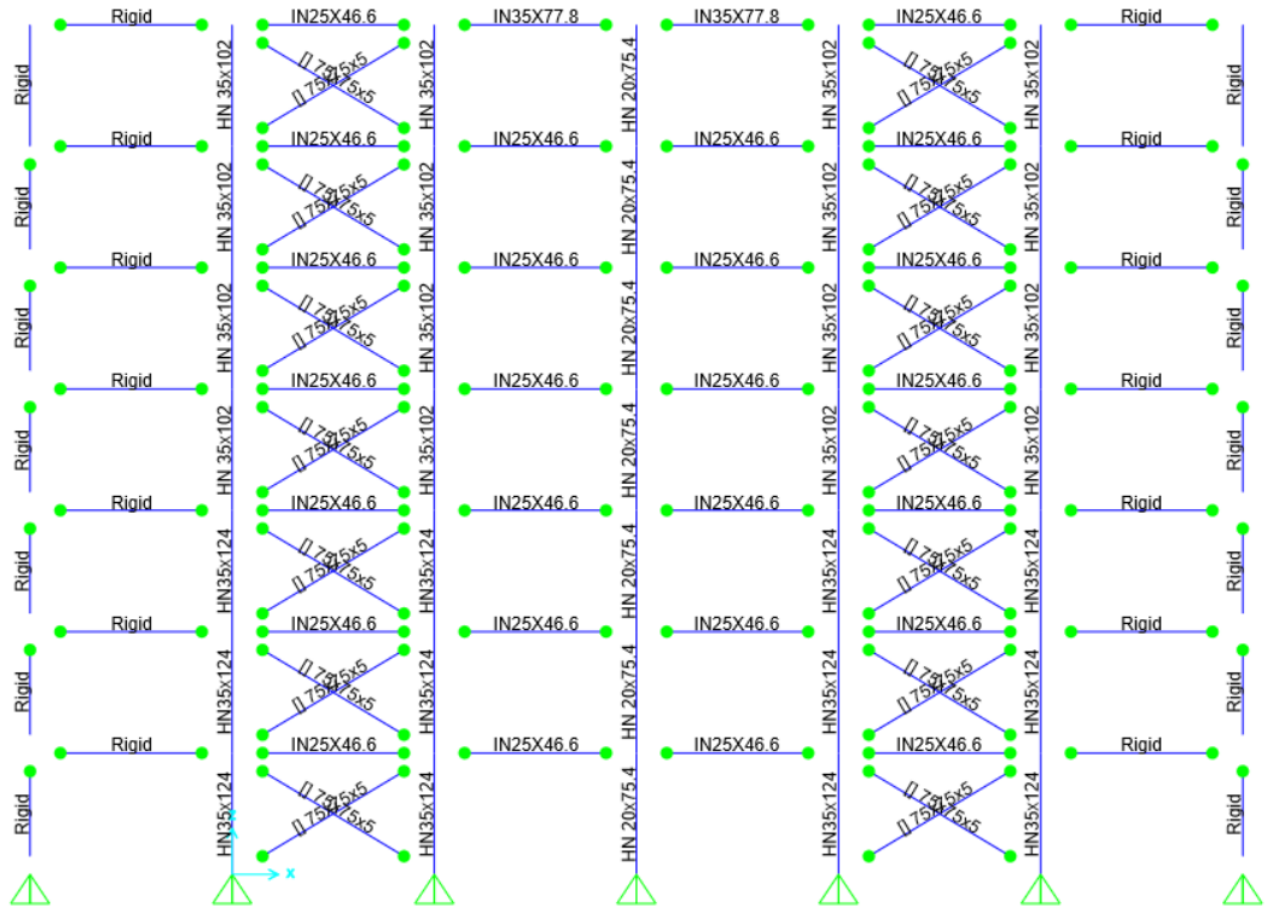


Figura A.3.7 Modelo estructural para arquetipo 13, T=0.70 s

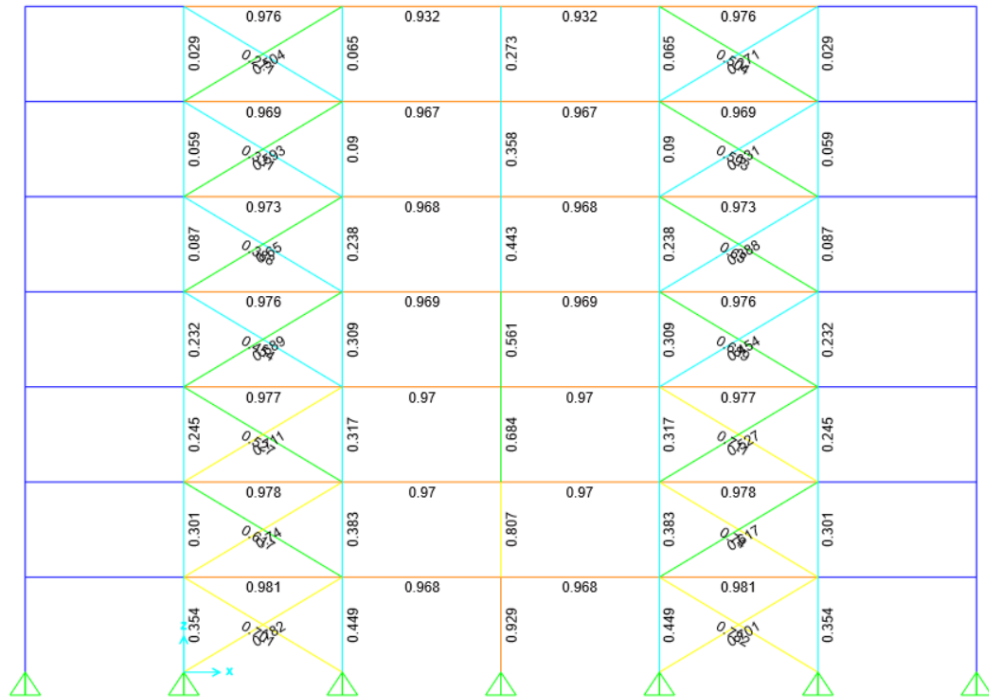


Figura A.3.8 Diseño con combinaciones LRFD, arquetipo 13, T=0.70 s

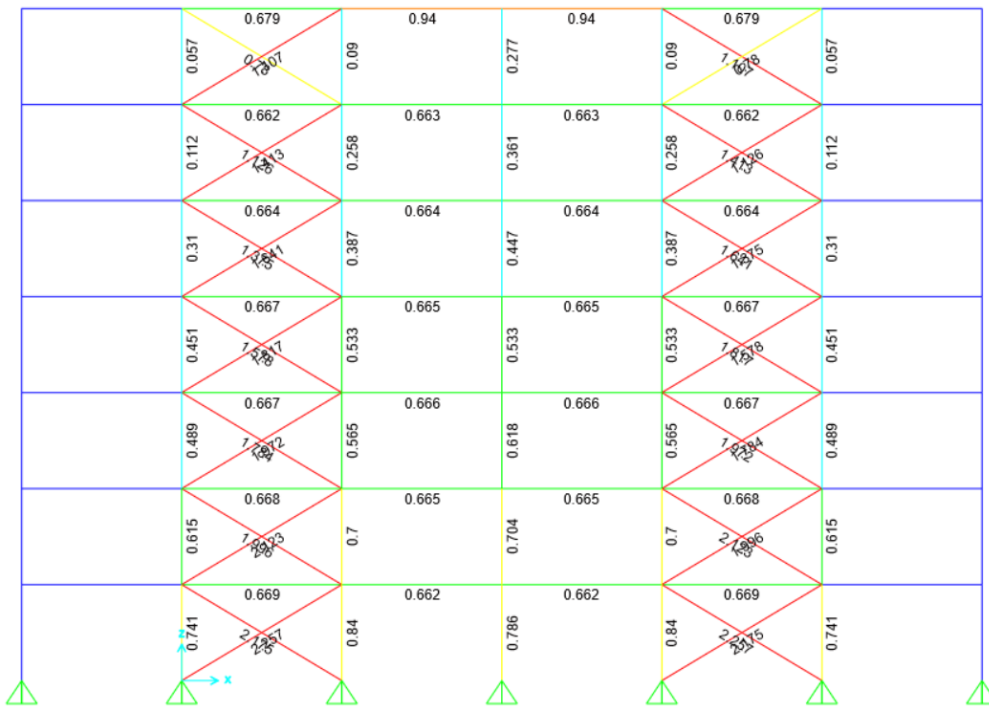


Figura A.3.9 Diseño sismo horizontal amplificado, arquetipo 13, T=0.70 s

En la Figura A.3.10, Figura A.3.11 y Figura A.3.12 se muestra el modelo estructural junto al diseño con sismo reducido y amplificado, respectivamente, para el arquetipo 14 (T=0.75 s).

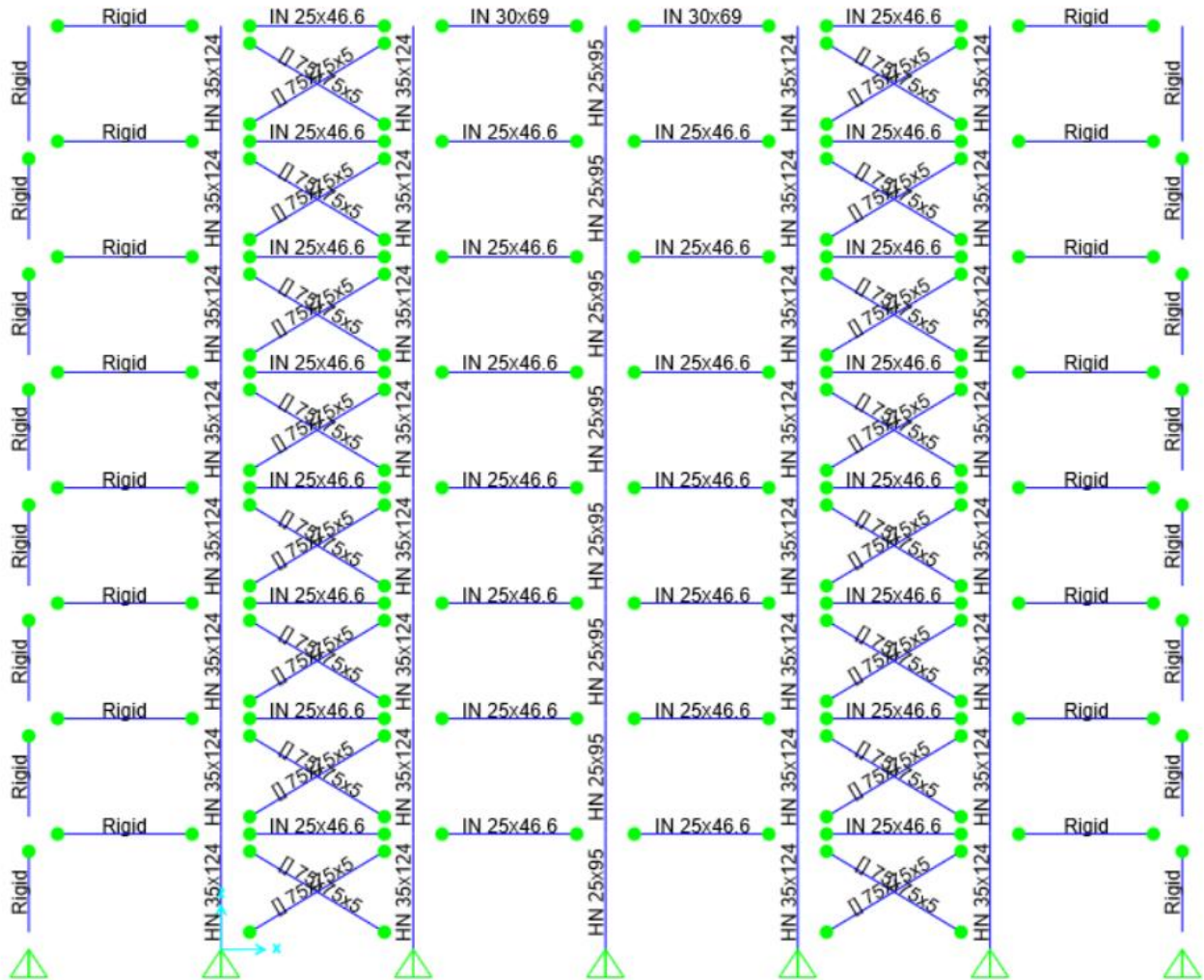


Figura A.3.10 Modelo estructural para arquetipo 14, T=0.75 s

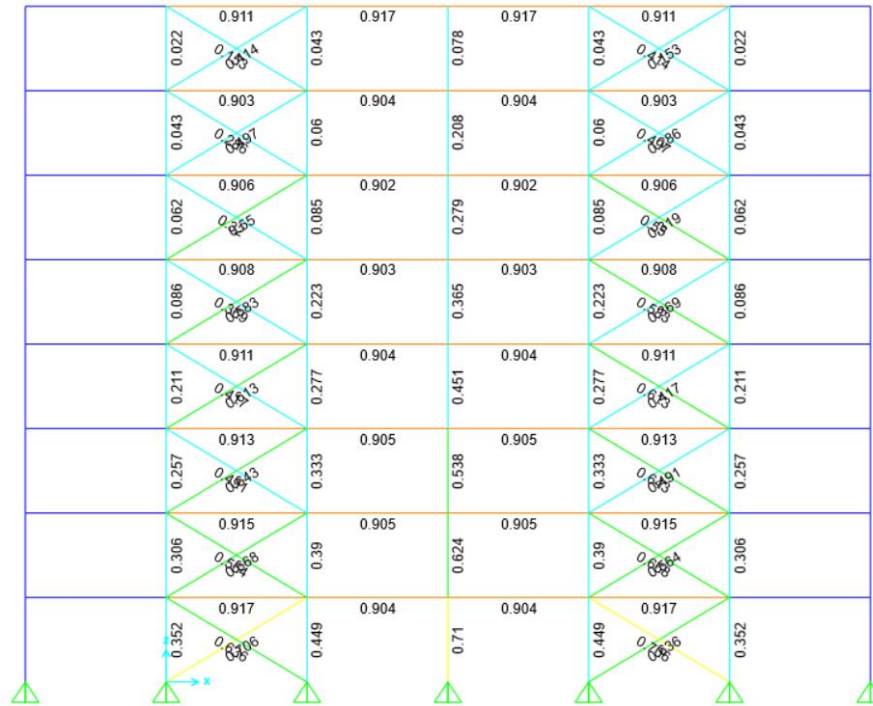


Figura A.3.11 Diseño con combinaciones LRFD, arquetipo 14, T=0.75 s

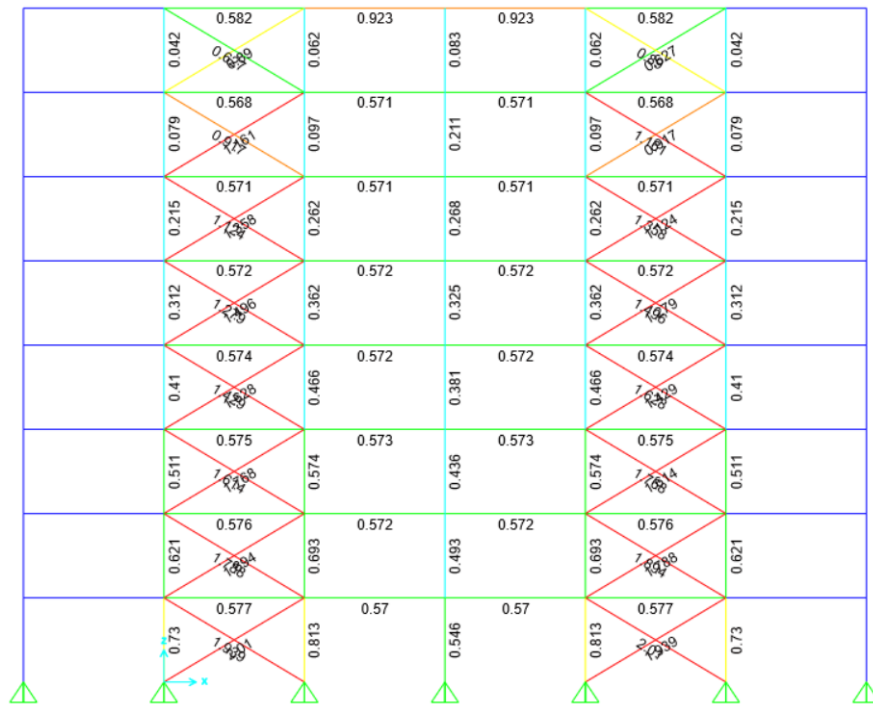


Figura A.3.12 Diseño sismo horizontal amplificado, arquetipo 14, T=0.75 s

En la Figura A.3.13, Figura A.3.14 y Figura A.3.15 se muestra el modelo estructural junto al diseño con sismo reducido y amplificado, respectivamente, para el arquetipo 15 (T=0.80 s).

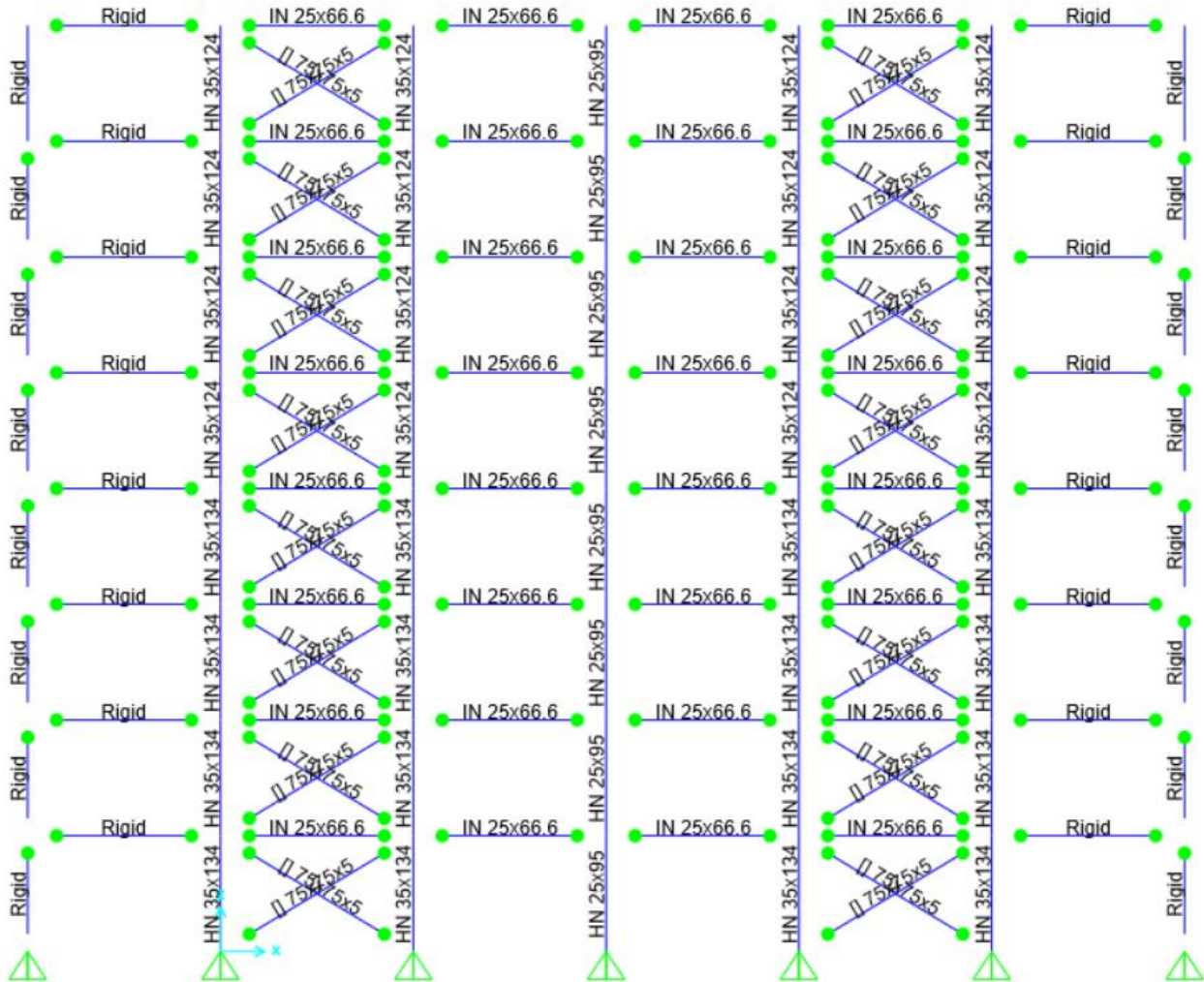


Figura A.3.13 Modelo estructural para arquetipo 15, T=0.80 s

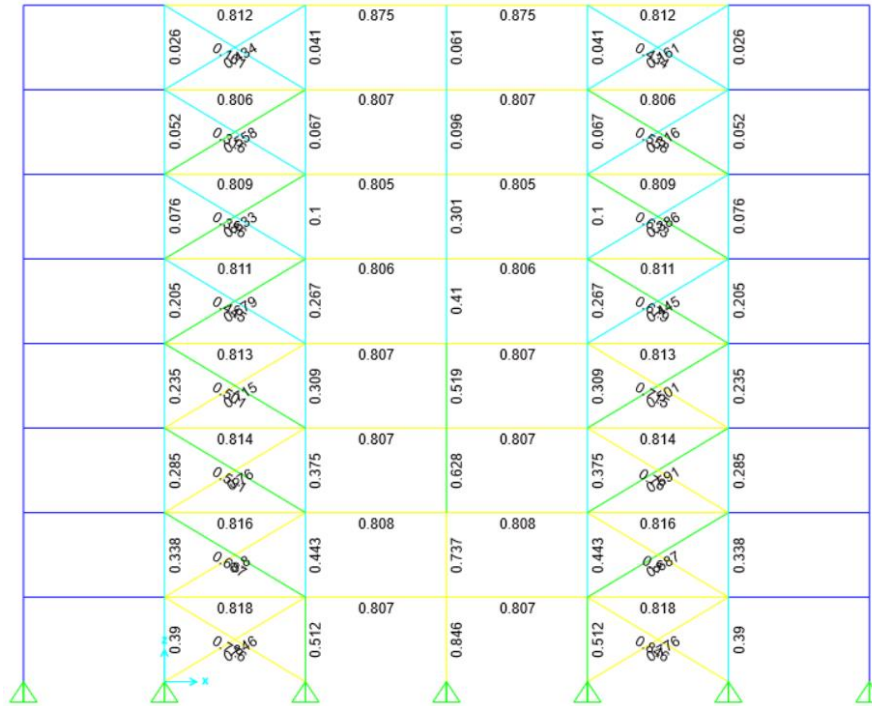


Figura A.3.14 Diseño con combinaciones LRFD, arquetipo 15, T=0.80 s

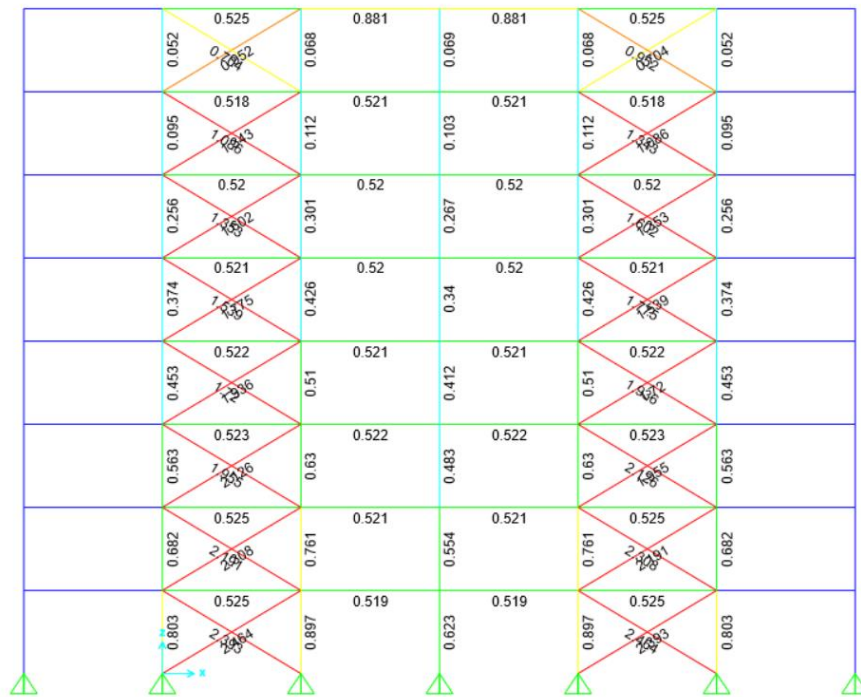


Figura A.3.15 Diseño sísmo horizontal amplificado, arquetipo 15, T=0.80 s

En la Figura A.3.16, Figura A.3.17 y Figura A.3.18 se muestra el modelo estructural junto al diseño con sismo reducido y amplificado, respectivamente, para el arquetipo 16 ($T=0.85$ s).

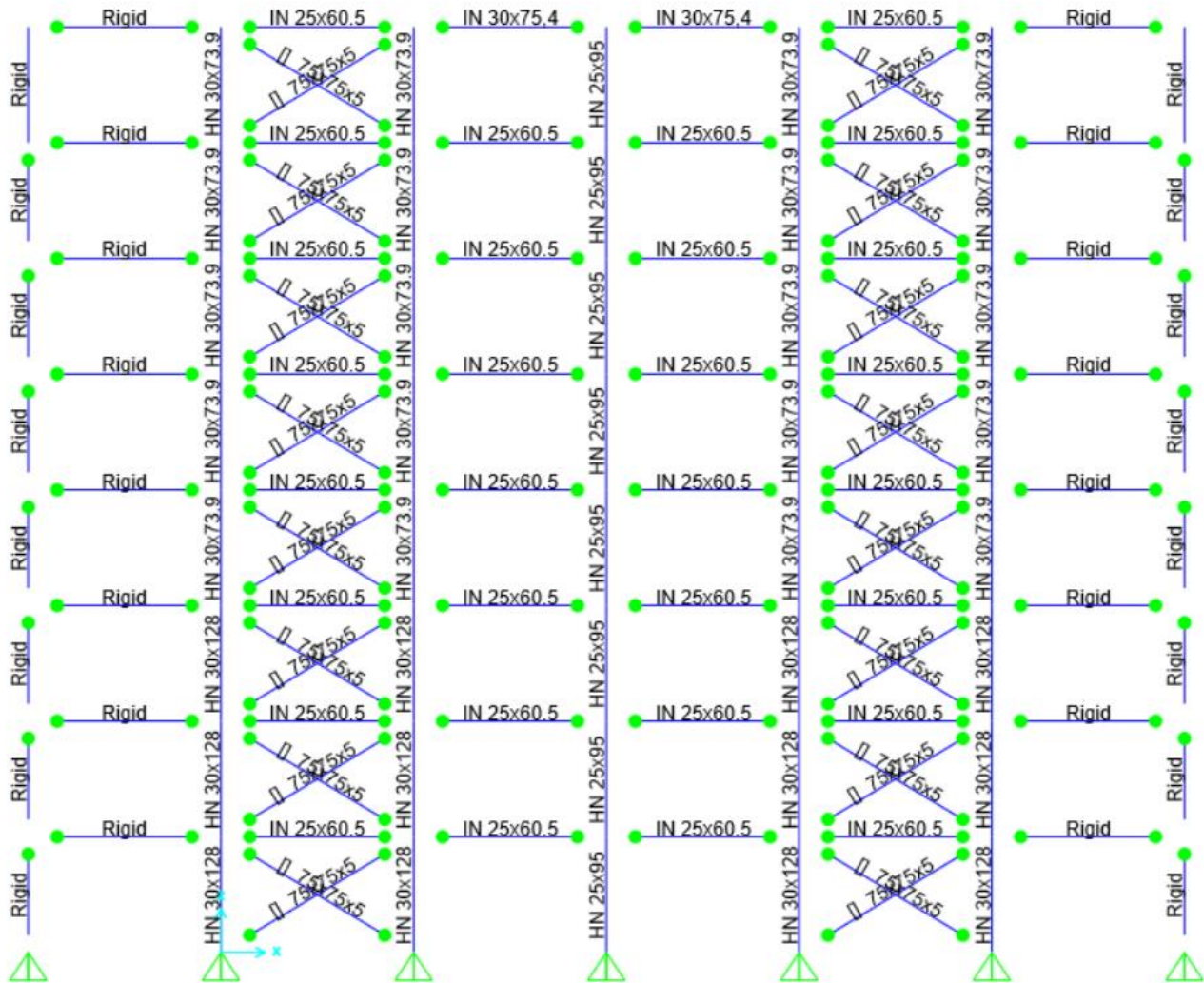


Figura A.3.16 Modelo estructural para arquetipo 16, $T=0.85$ s

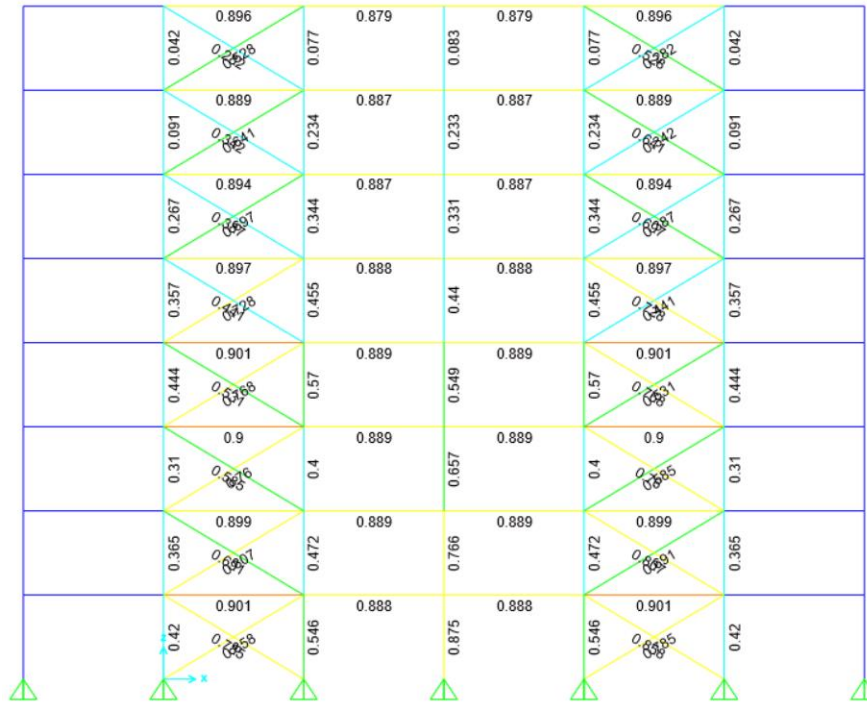


Figura A.3.17 Diseño con combinaciones LRFD, arquetipo 16, T=0.85 s

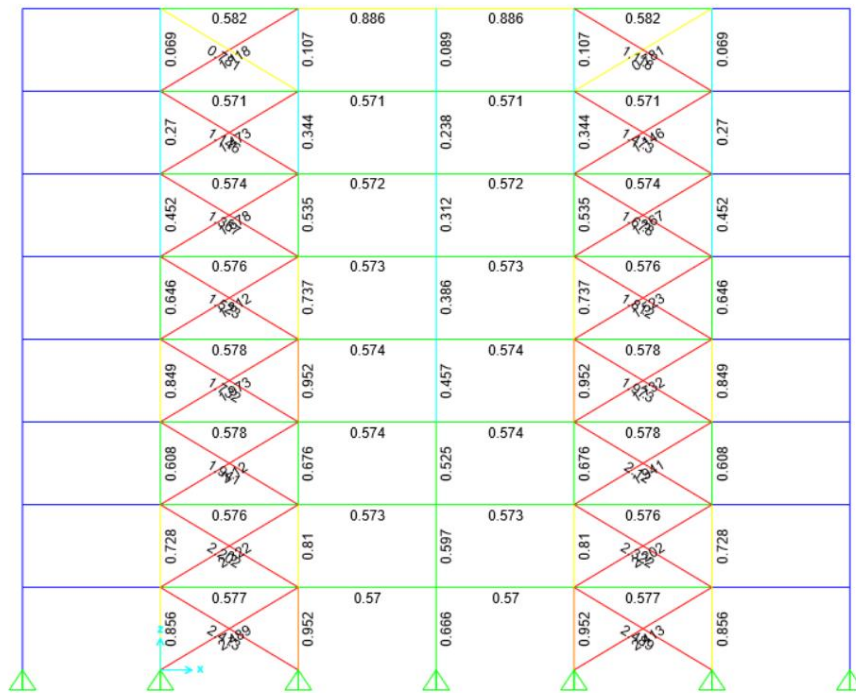


Figura A.3.18 Diseño sismo horizontal amplificado, arquetipo 16, T=0.85 s

En la Figura A.3.19, Figura A.3.20 y Figura A.3.21 se muestra el modelo estructural junto al diseño con sismo reducido y amplificado, respectivamente, para el arquetipo 17 (T=0.90 s).

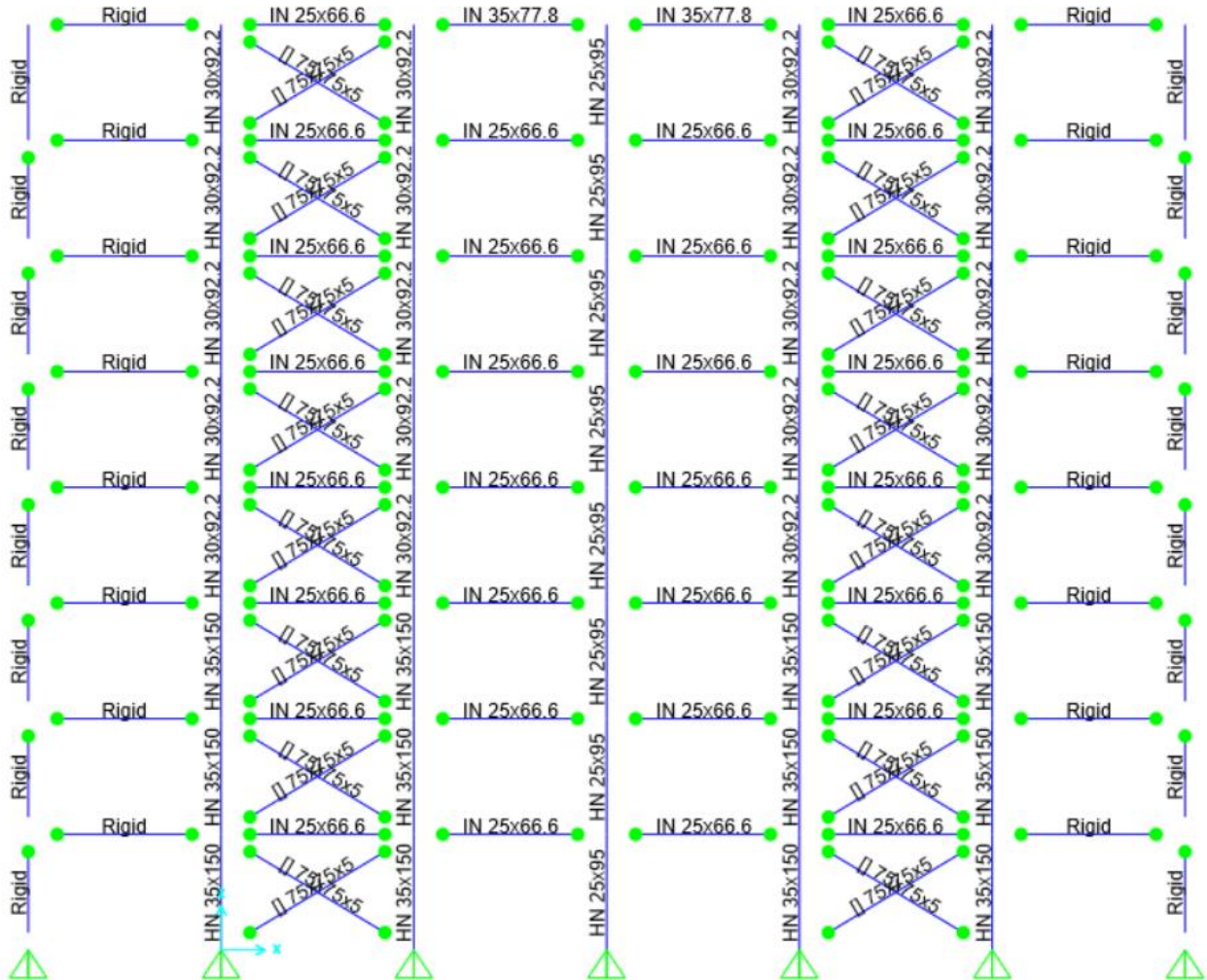


Figura A.3.19 Modelo estructural para arquetipo 17, T=0.90 s

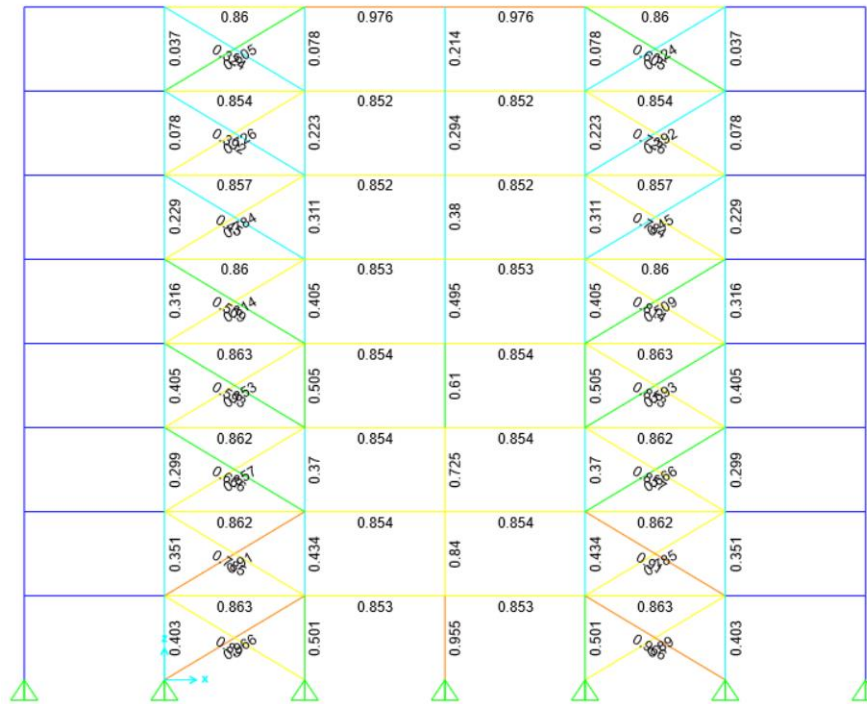


Figura A.3.20 Diseño con combinaciones LRFD, arquetipo 17, T=0.90 s



Figura A.3.21 Diseño sismo horizontal amplificado, arquetipo 17, T=0.90 s

ANEXO 3.2 DISEÑO VIGA PUNTAL

A continuación, se explica el diseño de la viga puntal horizontal que unen los extremos de las diagonales según disposiciones de la actual norma NCh2369 Of.2023 (INN, 2023).

Considerando las combinaciones de carga sísmica amplificadas, sólo en caso de que los factores de utilización para el diseño lineal de los arriostramientos sean mayores o igual a 1.0, la viga puntal se debe diseñar para desbalance plástico, donde las diagonales comprimidas presentan su capacidad residual, mientras que las traccionadas su capacidad esperada. Este requerimiento busca garantizar que la viga permanezca elástica en todo evento sísmico, esperando que la plastificación del marco se manifieste mediante el pandeo de la diagonal comprimida y la fluencia de la diagonal traccionada.

En la Figura A.3.25 se presenta un diagrama de cuerpo libre del puntal bajo equilibrio plástico, indicando las fuerzas que se deben considerar en el diseño de dicho elemento. En caso de aplicar se deben agregar los esfuerzos producidos por cargas gravitacionales a las fuerzas que actúan sobre la viga.

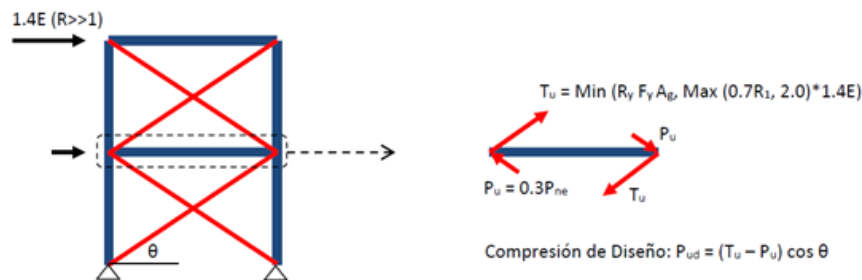


Figura A.3.25 Diagrama de cuerpo libre en viga puntal de marco arriostrado

Luego, del análisis estructural, se estiman los esfuerzos de compresión horizontal sobre la viga y se obtienen los valores de momento y corte estático asociado a la combinación $1.2D + 0.5L$. A partir de lo anterior, se diseña el perfil en base a las disposiciones del AISC 360-10 (AISC, 2010b), obteniendo el factor de utilización en base al desbalance plástico que presentan las diagonales, que se muestra en la Figura A.3.26 para el caso más desfavorable de cada modelo estructural.

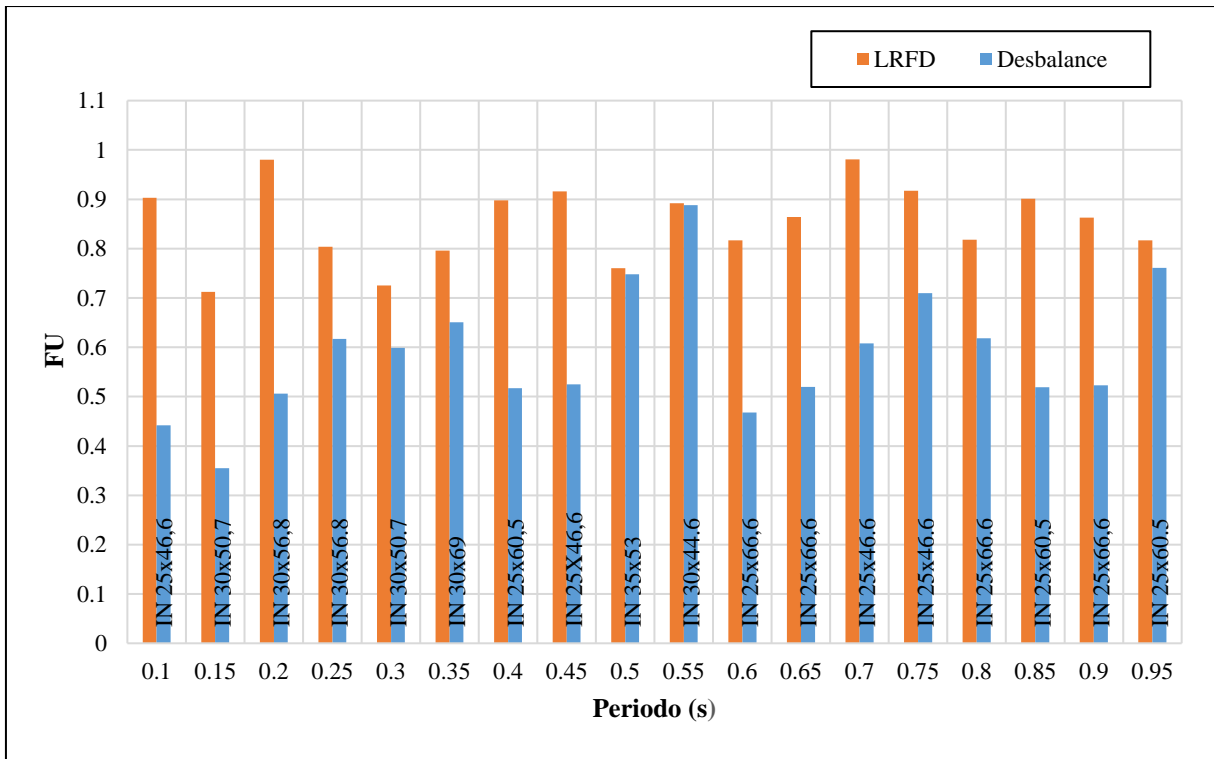


Figura A.3.26 Factor de utilización de viga puntal para sismo reducido y desbalance plástico

ANEXO 3.4 RESISTENCIA PERNOS DE ANCLAJE

Según la norma NCh2369 (INN, 2003) los anclajes son considerados un fusible sísmico debido a que son los primeros elementos de la estructura en disipar energía y en forma localizada. Sin embargo, las disposiciones de la actual NCh2369 (INN, 2023) postulan una mejora en términos de disipación de energía sísmica, así como también en el desempeño de las estructuras diseñadas bajo esta nueva norma.

Los pernos de anclaje son el mecanismo que moviliza, de forma temprana, un mayor grado de no linealidad en la estructura, por lo que resulta muy importante su correcto dimensionamiento. La capacidad de los pernos de anclaje se calcula según el estándar AISC 360-10 (AISC, 2010b) en su sección J3.6, utilizando la Ecuación A.3.1 mientras que la demanda a tensión se obtiene directamente del análisis estructural.

$$\phi R_{nt} = \phi F_{nt} A_b = \phi 0.75 F_u A_b \quad (\text{A.3.1})$$

Donde:

R_{nt} = Resistencia de diseño del perno [N]

F_{nt} = Resistencia nominal de perno [MPa]

A_b = Área bruta del perno sin hilo [mm²]

F_u = Tracción última del perno [MPa]

ϕ = Factor de resistencia

La calidad del acero para los pernos de anclaje es ASTM A36, con tensión de rotura $F_u = 400$ MPa.

La resistencia nominal en tensión F_{nt} del elemento se considera un 75 % de F_u .

Cabe mencionar que el diseño de pernos de anclaje muy pequeños conlleva a que la fractura se produzca a pequeñas deformaciones, mientras que en caso de estar sobredimensionados se mantienen en el rango lineal elástico, por lo que la no linealidad se moviliza hacia la estructura.

ANEXO 4.1 RESULTADOS *DRIFT* DE ENTRE PISOS

Se presenta el *drift* de entre piso de cada estructura para nivel de sismo de diseño (DLE) entre la Figura A.4.1 a la Figura A.4.18 y para nivel de máximo sismo posible (SMP) entre la Figura A.4.19 a la Figura A.4.36. Las líneas de color plomo indican los resultados de cada registro, la de color rojo el valor medio de ellos y las de color verde la desviación estándar.

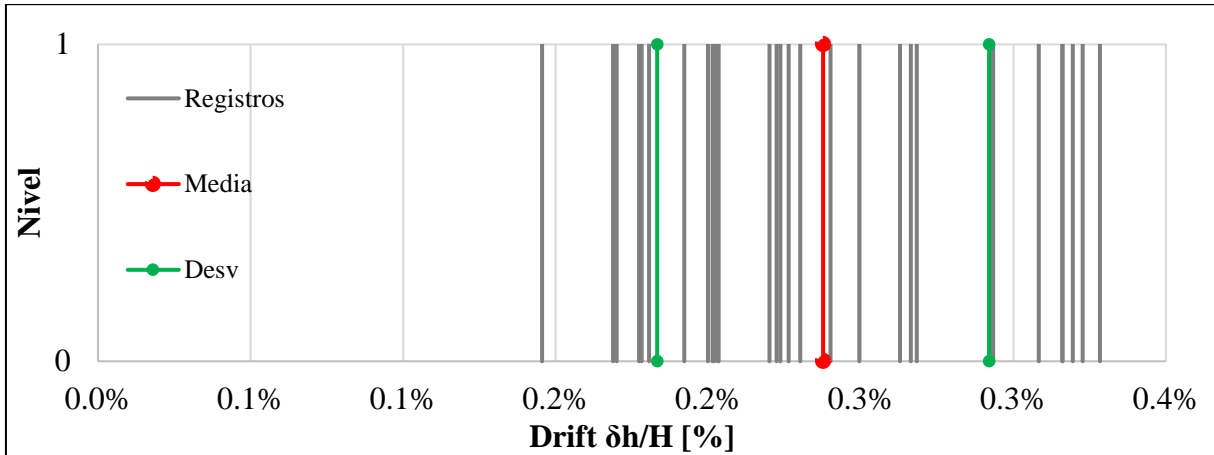


Figura A.4.1 *Drift* de entre piso para estructura con periodo 0.10 segundos, nivel DLE

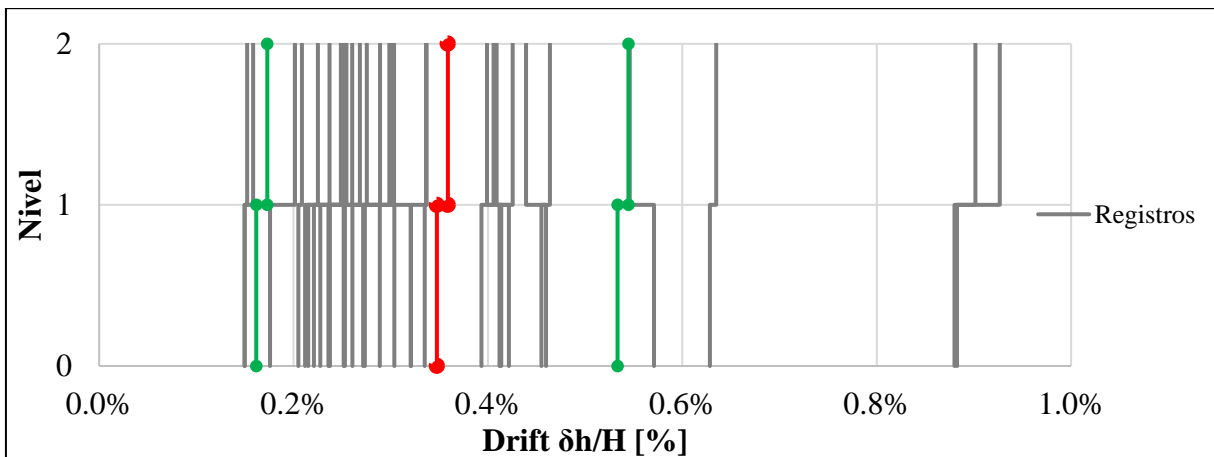


Figura A.4.2 *Drift* de entre piso para estructura con periodo 0.15 segundos, nivel DLE

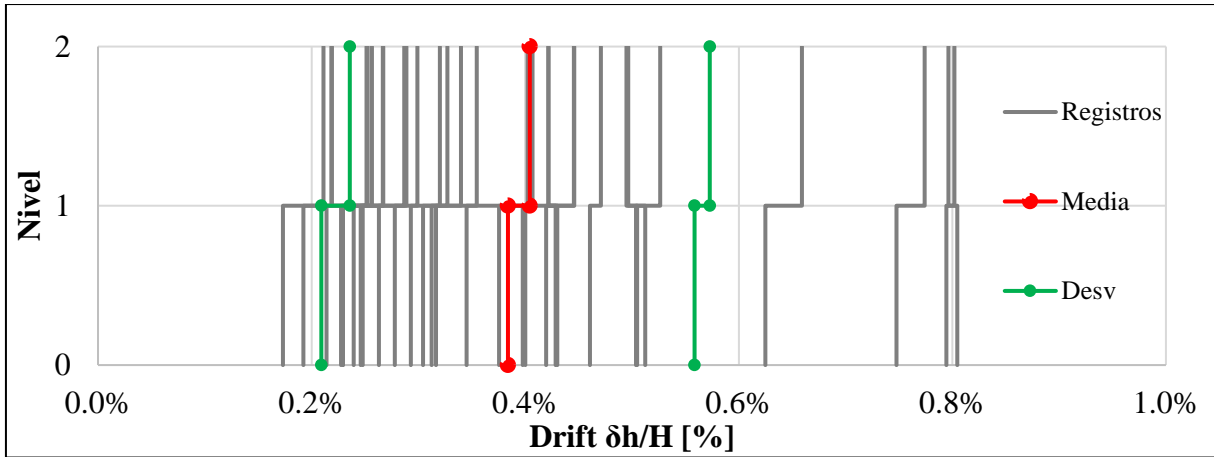


Figura A.4.3 *Drift de entre piso para estructura con periodo 0.20 segundos, nivel DLE*

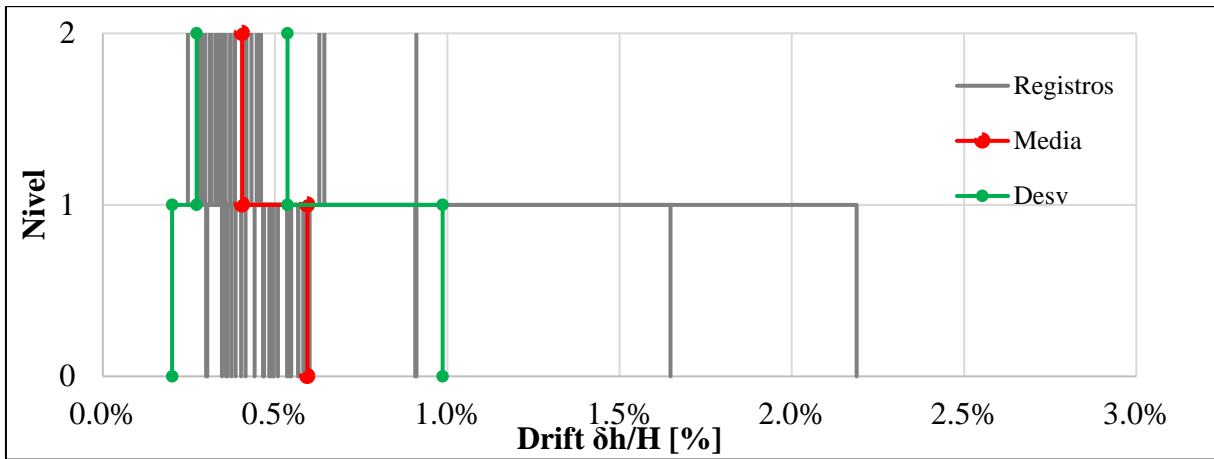


Figura A.4.4 *Drift de entre piso para estructura con periodo 0.25 segundos, nivel DLE*

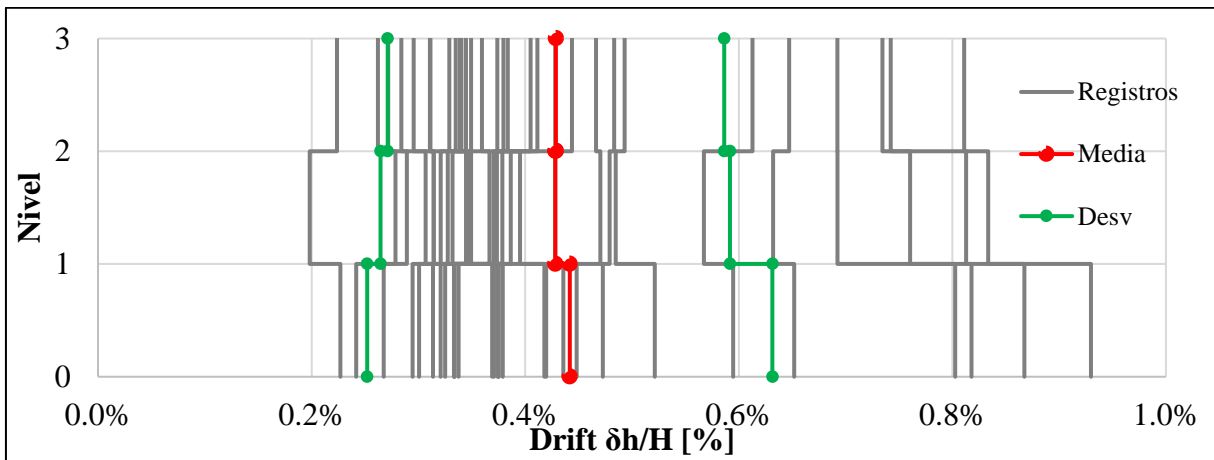


Figura A.4.5 *Drift de entre piso para estructura con periodo 0.30 segundos, nivel DLE*

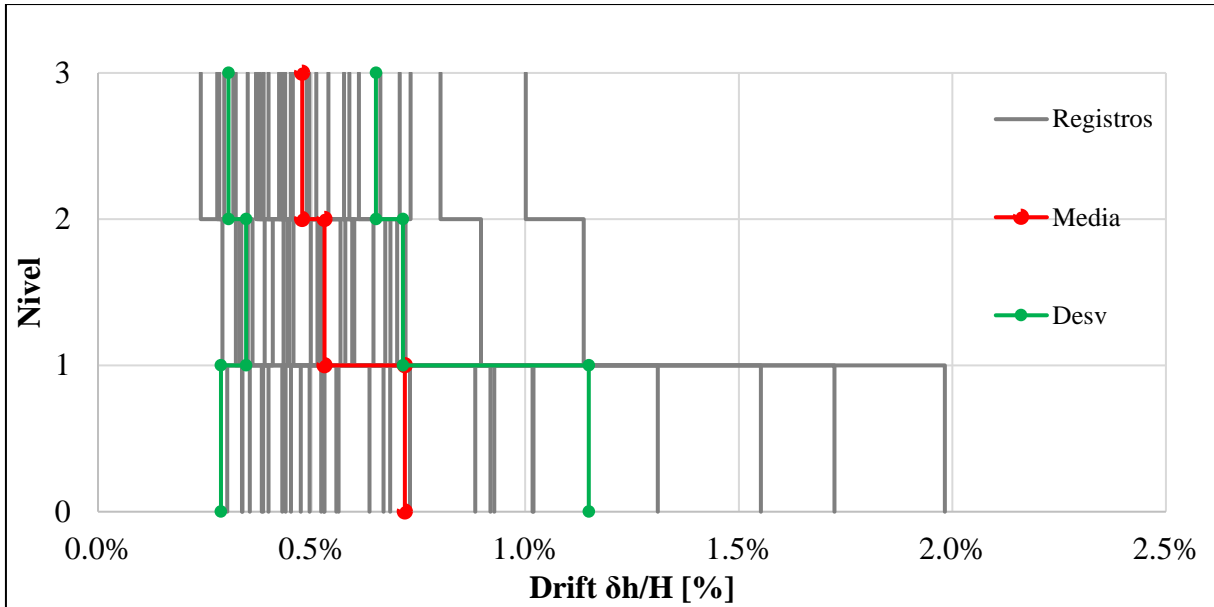


Figura A.4.6 *Drift* de entre piso para estructura con periodo 0.35 segundos, nivel DLE

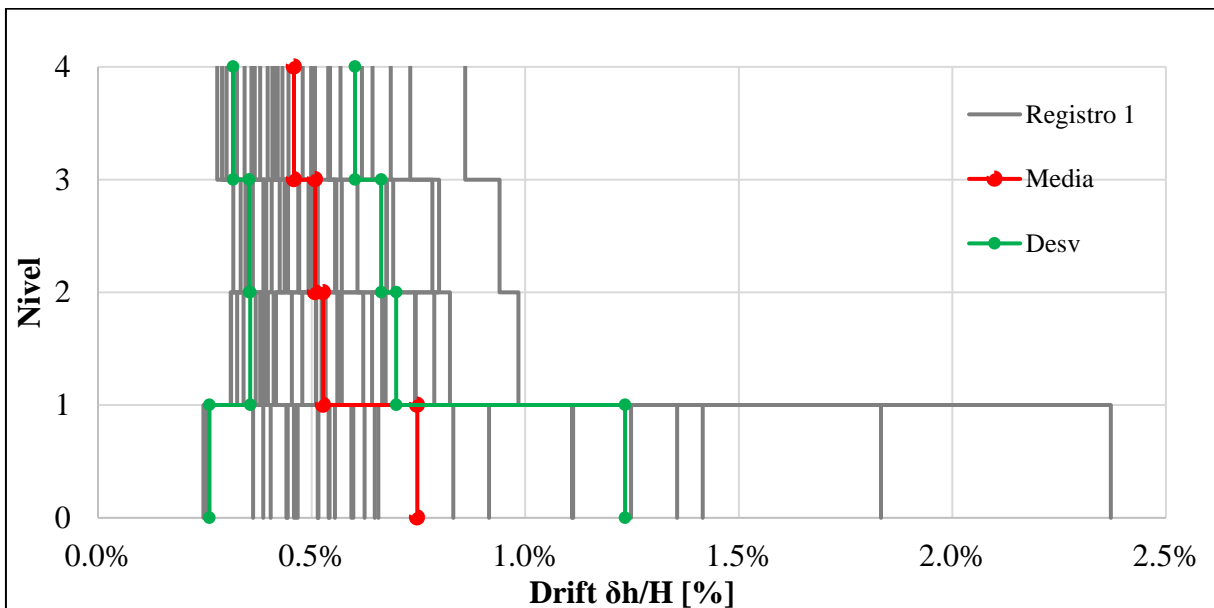


Figura A.4.7 *Drift* de entre piso para estructura con periodo 0.40 segundos, nivel DLE

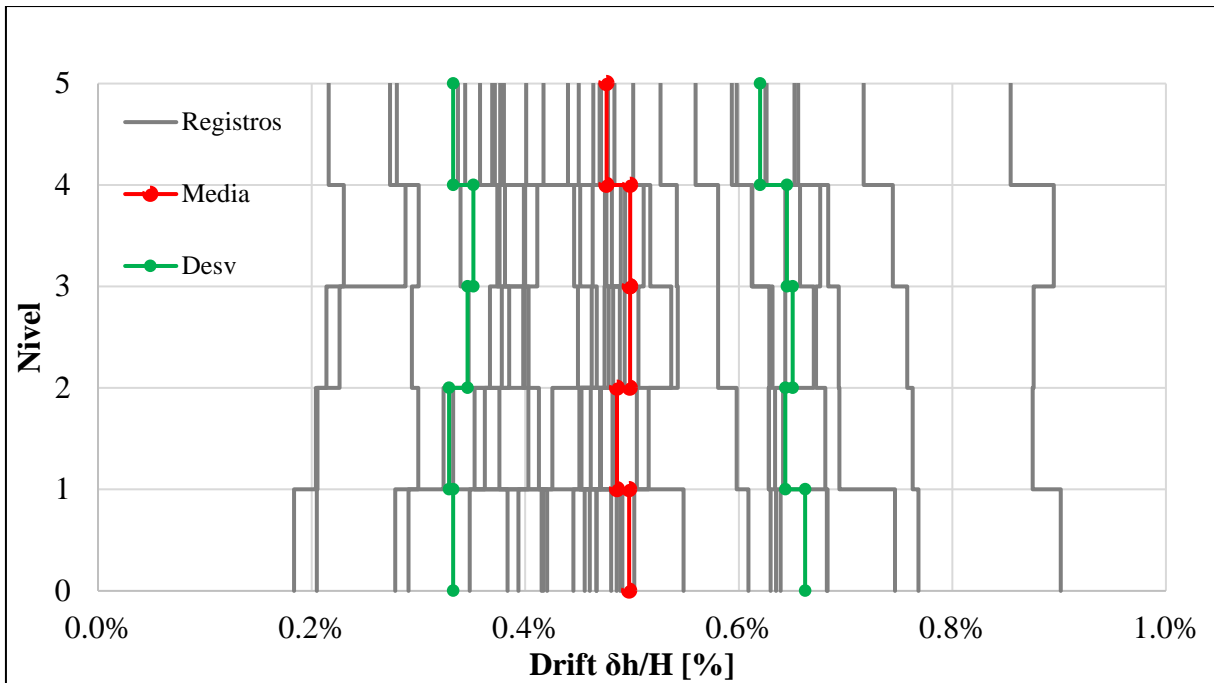


Figura A.4.8 *Drift de entre piso para estructura con periodo 0.45 segundos, nivel DLE*

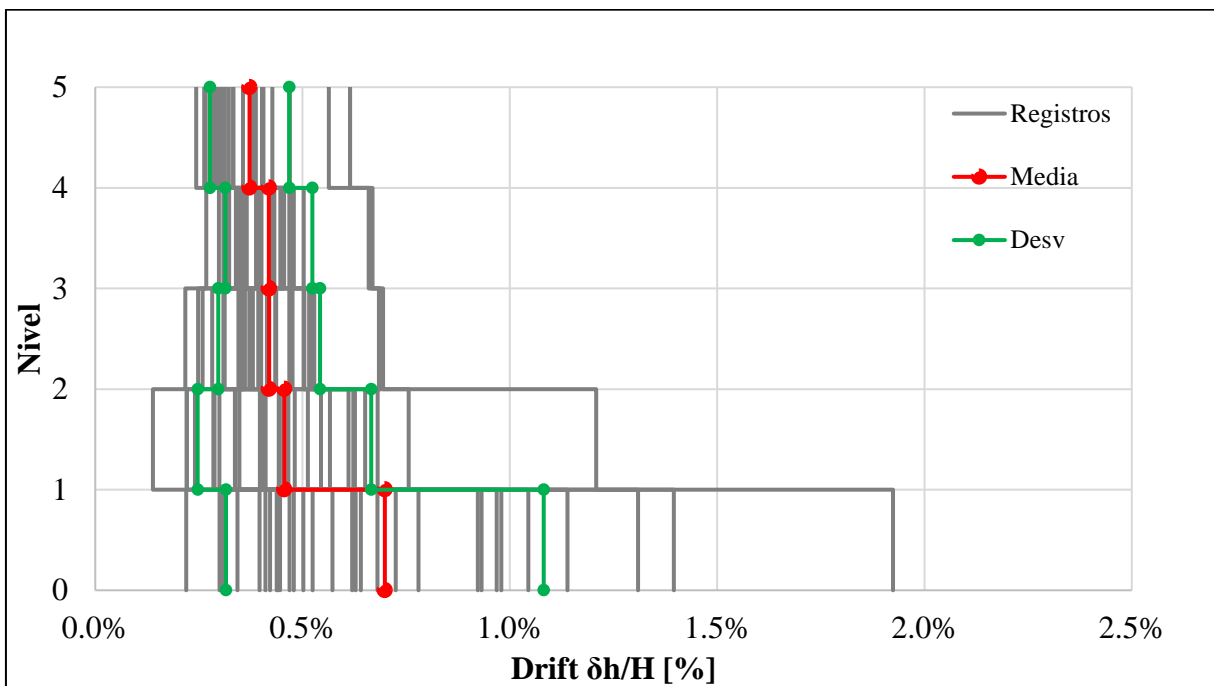


Figura A.4.9 *Drift de entre piso para estructura con periodo 0.50 segundos, nivel DLE*

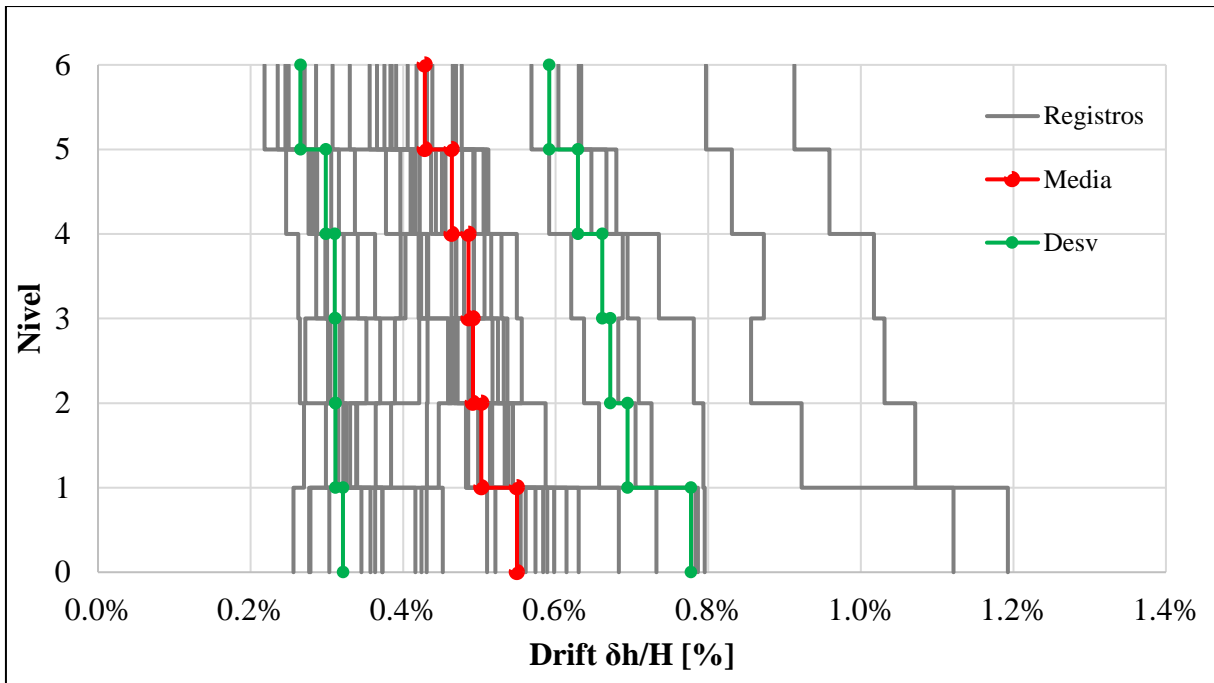


Figura A.4.10 *Drift de entre piso para estructura con periodo 0.55 segundos, nivel DLE*

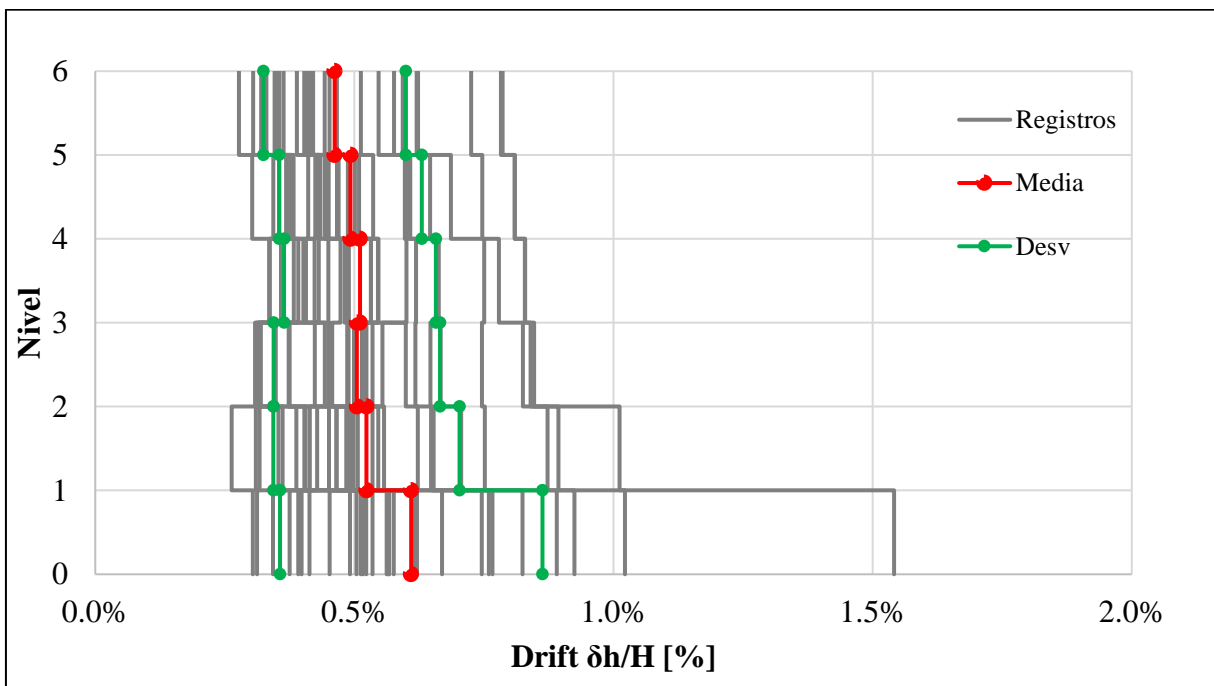


Figura A.4.11 *Drift de entre piso para estructura con periodo 0.60 segundos, nivel DLE*

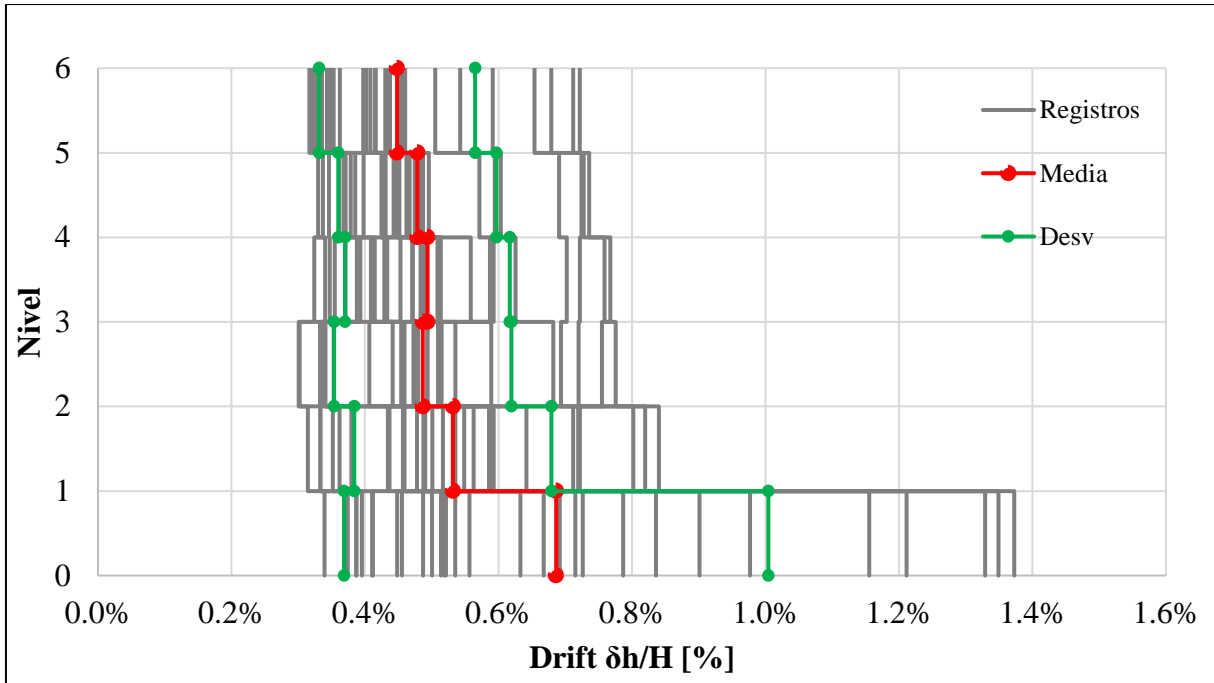


Figura A.4.12 *Drift de entre piso para estructura con periodo 0.65 segundos, nivel DLE*

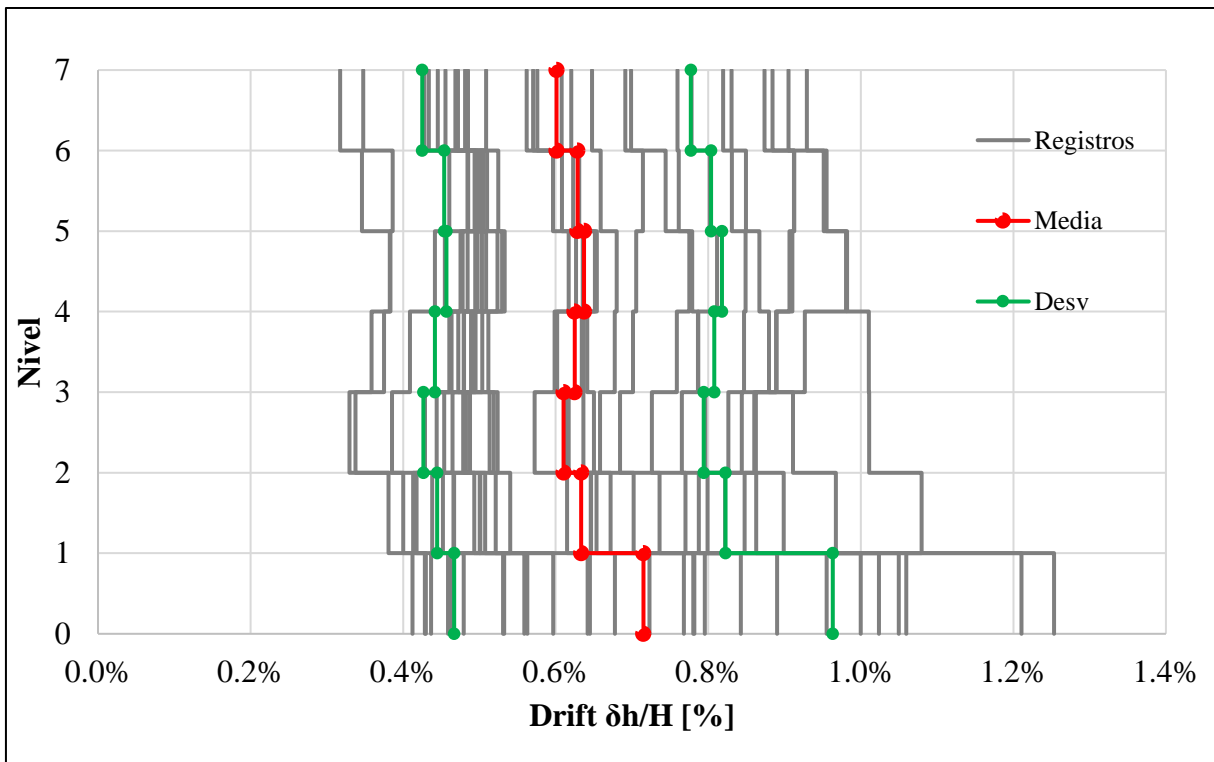


Figura A.4.13 *Drift de entre piso para estructura con periodo 0.70 segundos, nivel DLE*

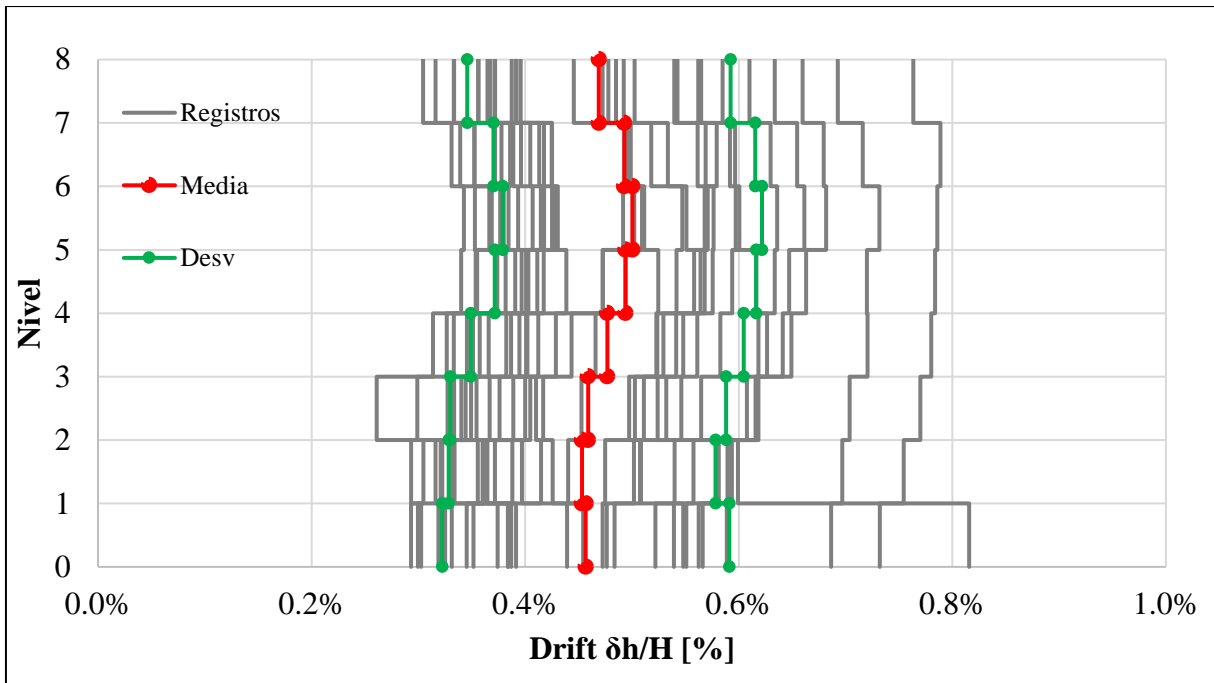


Figura A.4.14 *Drift de entre piso para estructura con periodo 0.75 segundos, nivel DLE*

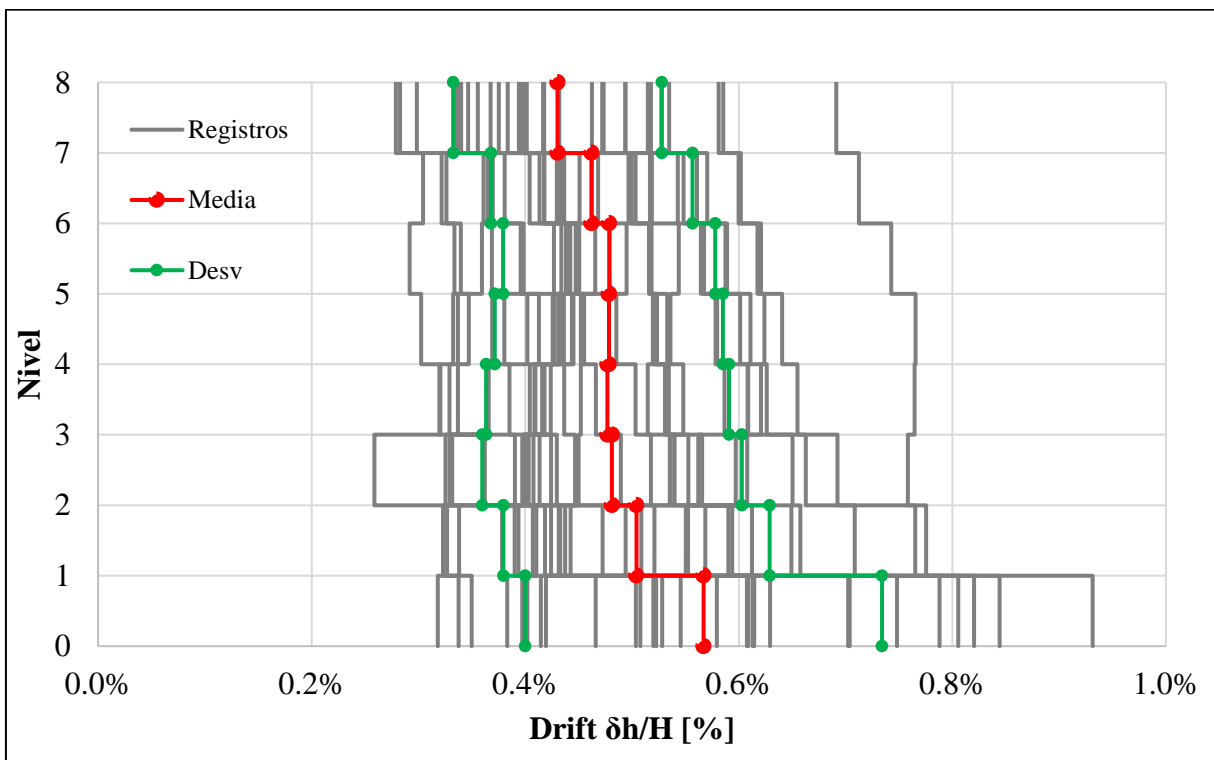


Figura A.4.15 *Drift de entre piso para estructura con periodo 0.80 segundos, nivel DLE*

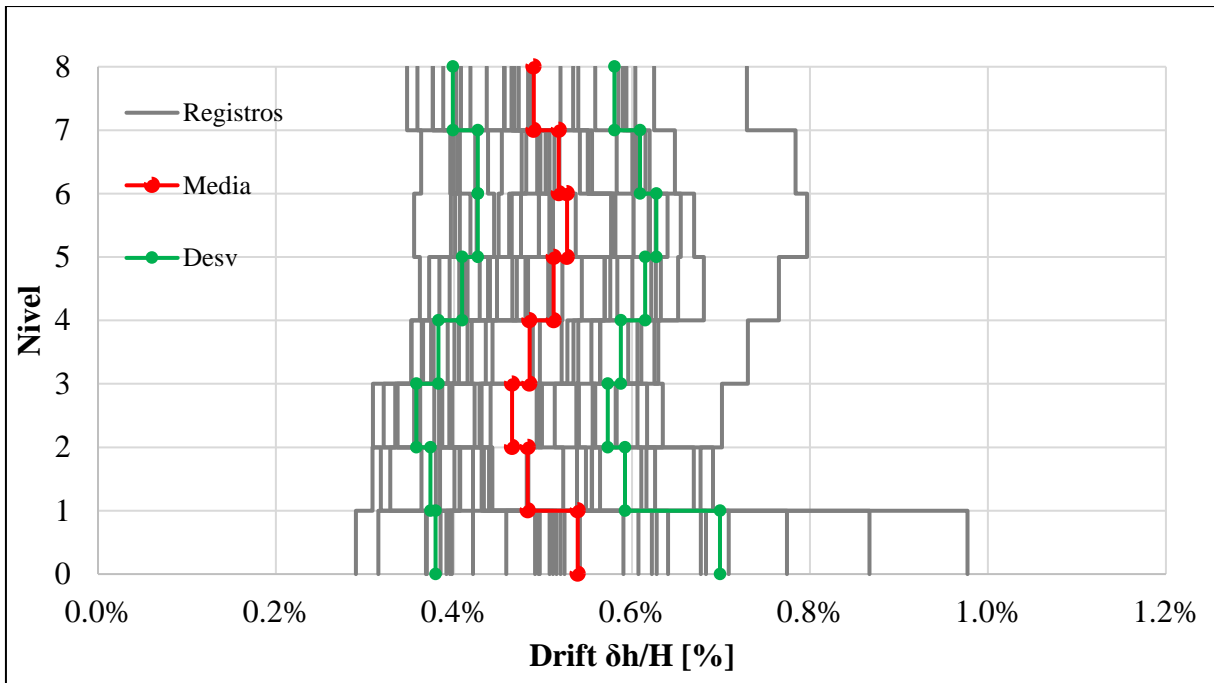


Figura A.4.16 *Drift* de entre piso para estructura con periodo 0.85 segundos, nivel DLE

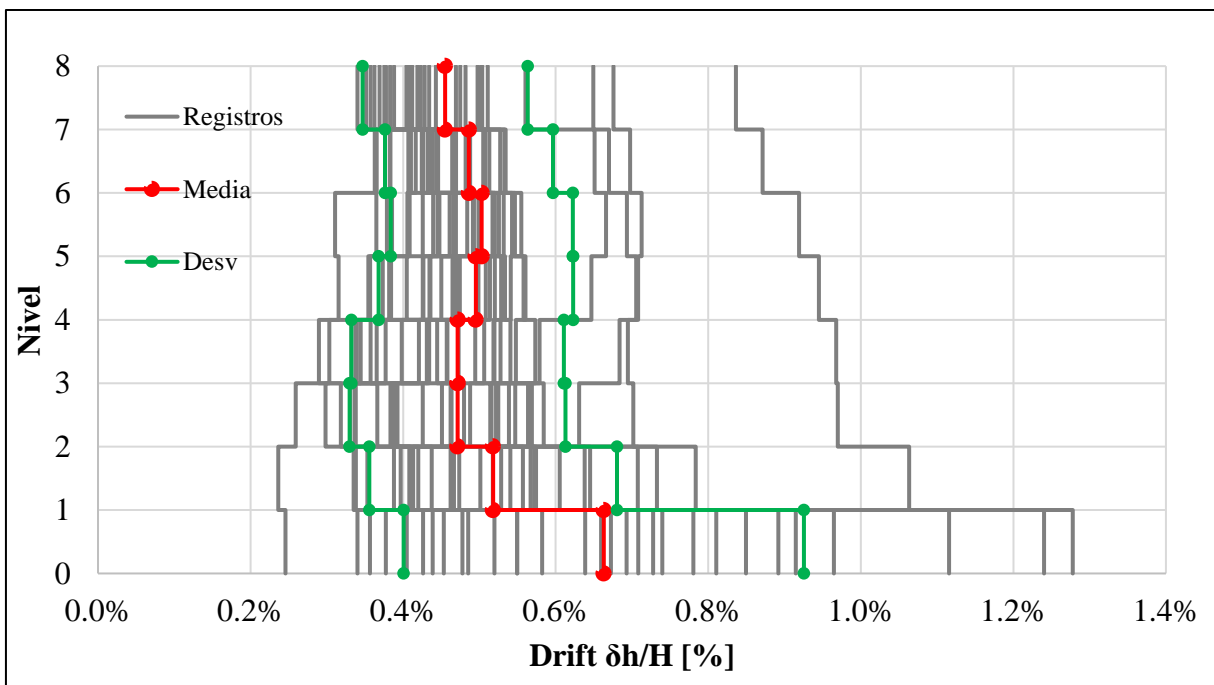


Figura A.4.17 *Drift* de entre piso para estructura con periodo 0.90 segundos, nivel DLE

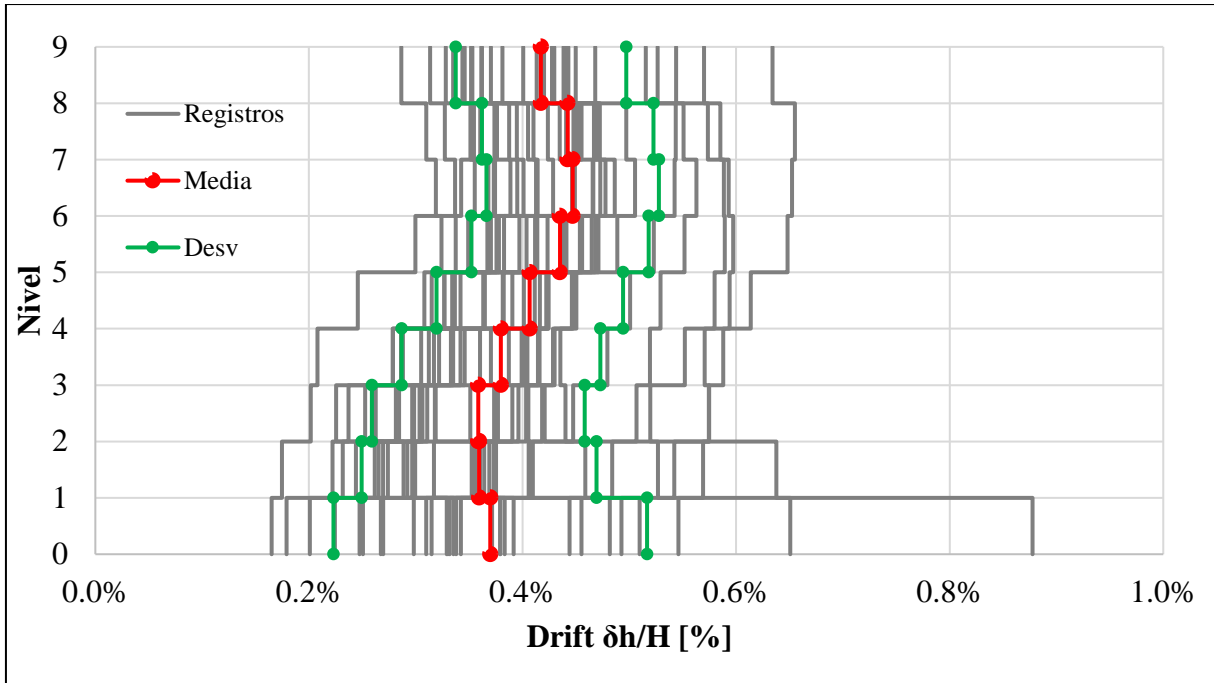


Figura A.4.18 *Drift* de entre piso para estructura con periodo 0.95 segundos, nivel DLE

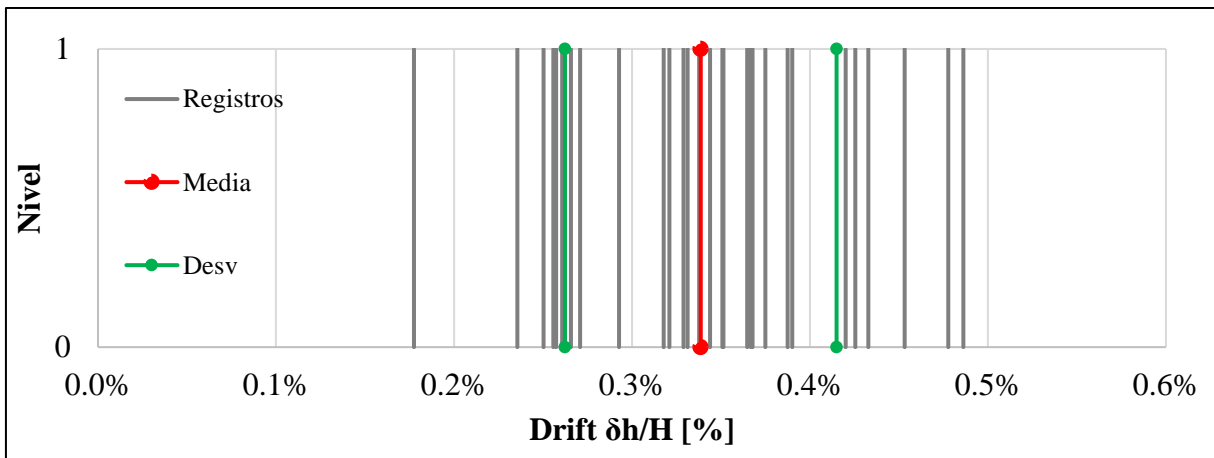


Figura A.4.19 *Drift* de entre piso para estructura con periodo 0.10 segundos, nivel SMP

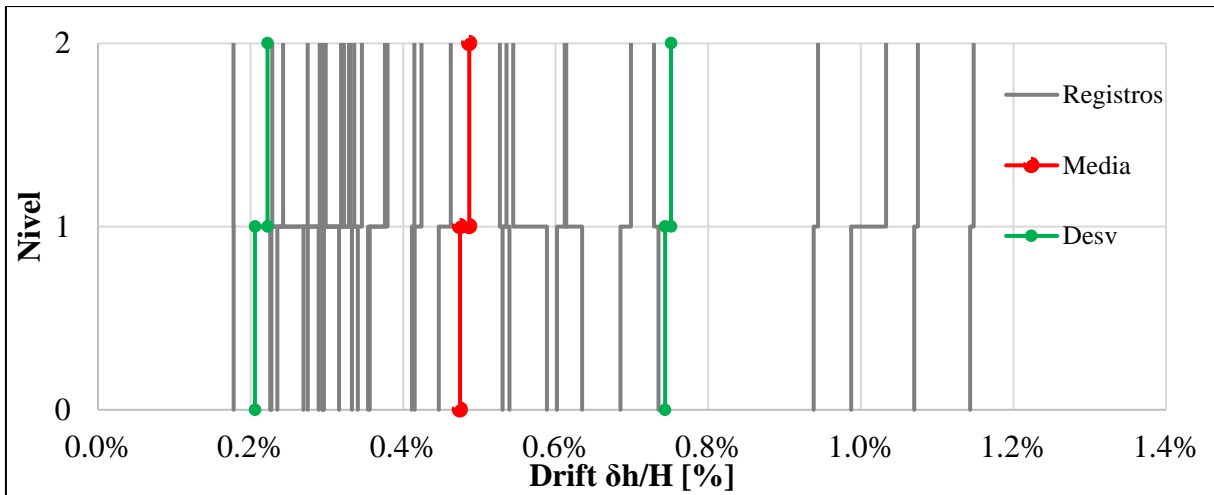


Figura A.4.20 *Drift de entre piso para estructura con periodo 0.15 segundos, nivel SMP*

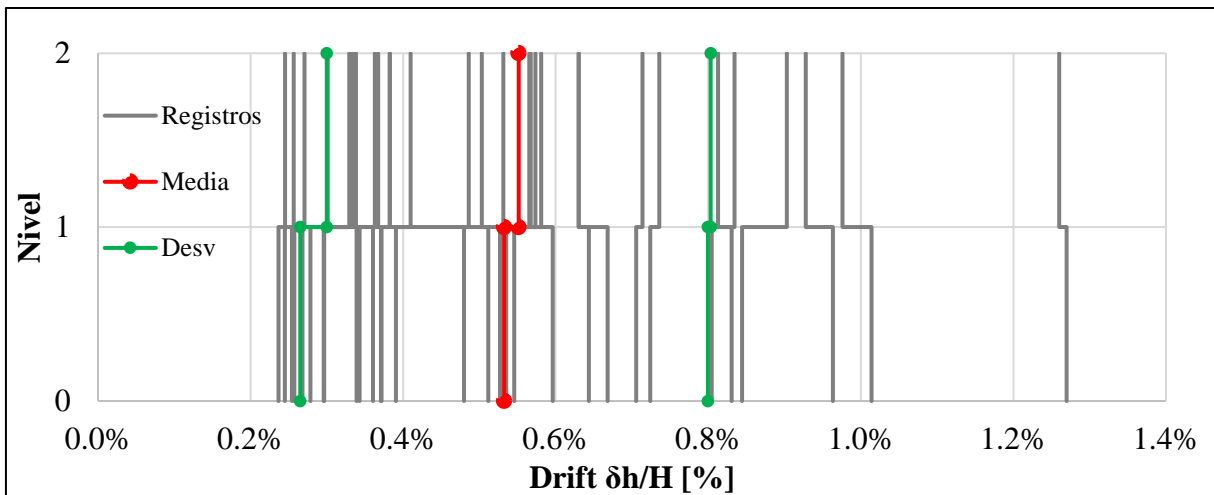


Figura A.4.21 *Drift de entre piso para estructura con periodo 0.20 segundos, nivel SMP*

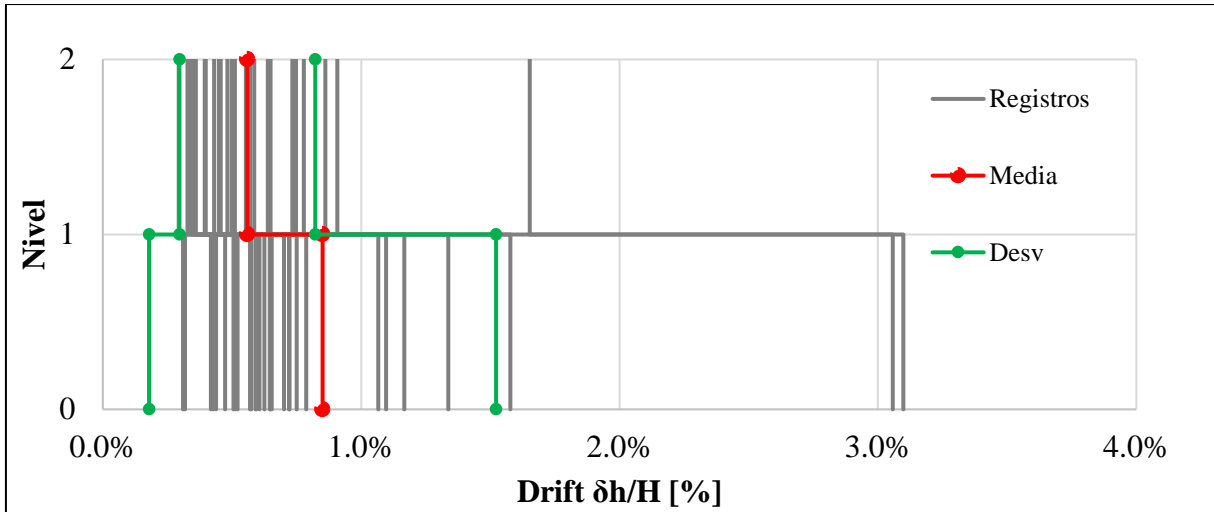


Figura A.4.22 *Drift* de entre piso para estructura con periodo 0.25 segundos, nivel SMP

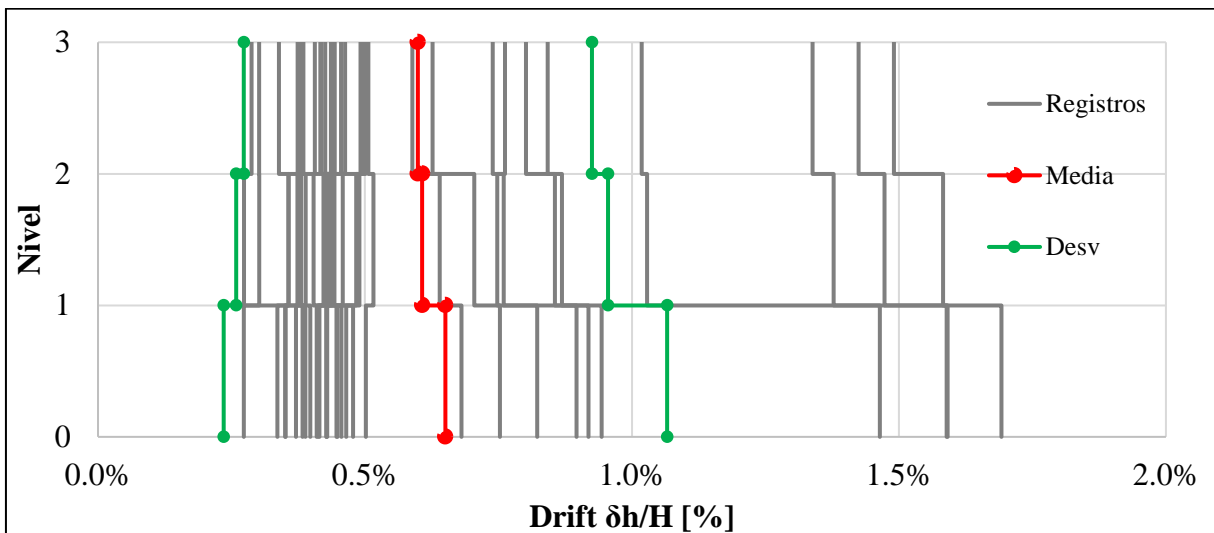


Figura A.4.23 *Drift* de entre piso para estructura con periodo 0.30 segundos, nivel SMP

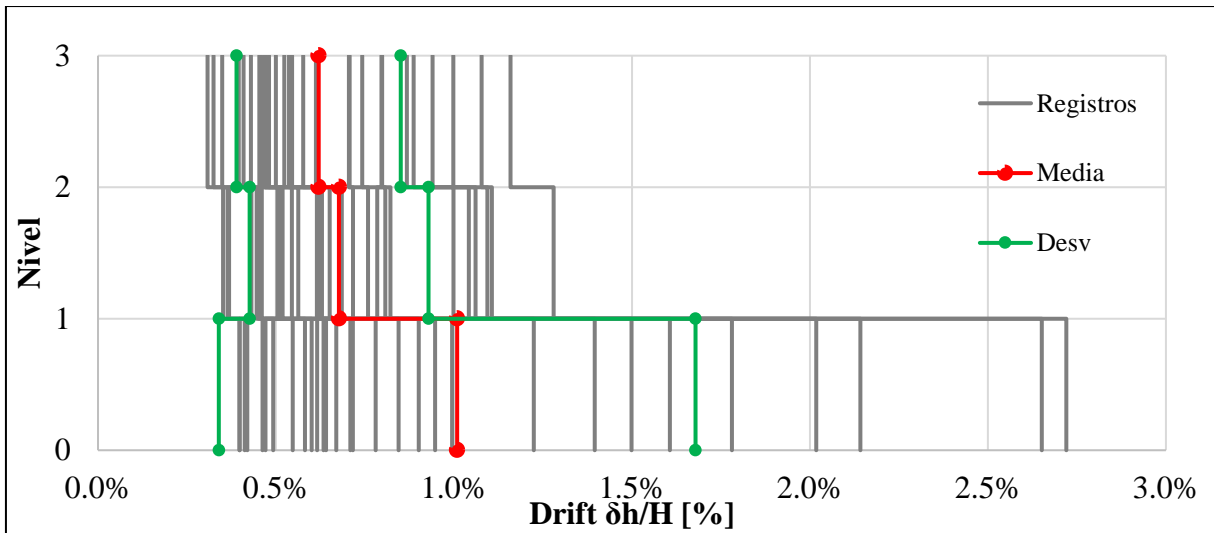


Figura A.4.24 *Drift de entre piso para estructura con periodo 0.35 segundos, nivel SMP*

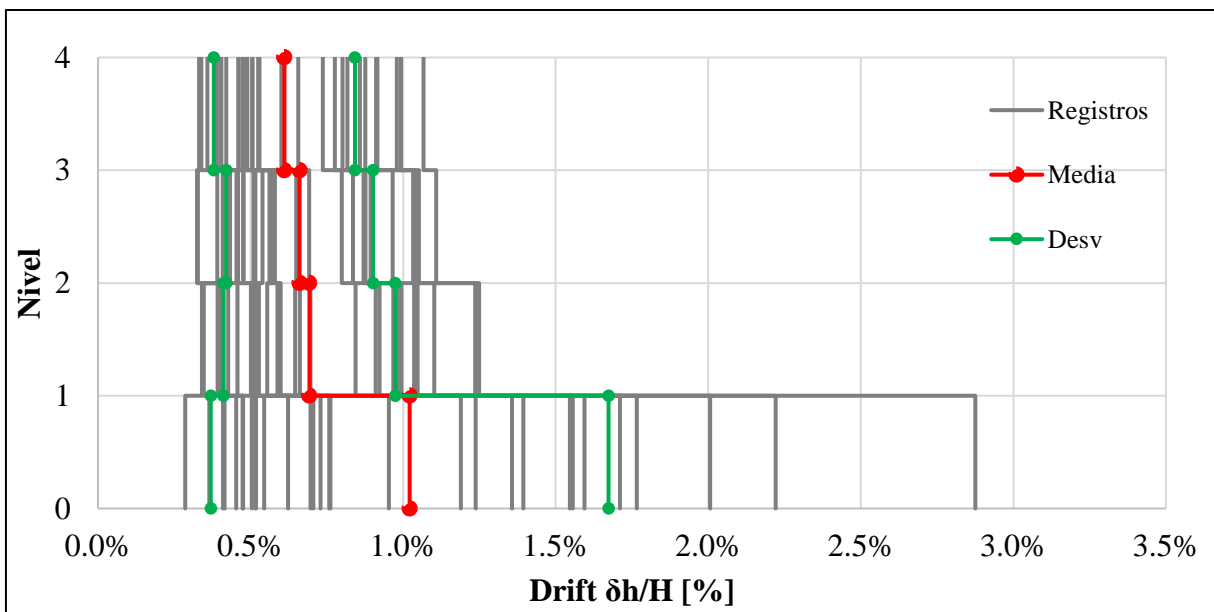


Figura A.4.25 *Drift de entre piso para estructura con periodo 0.40 segundos, nivel SMP*

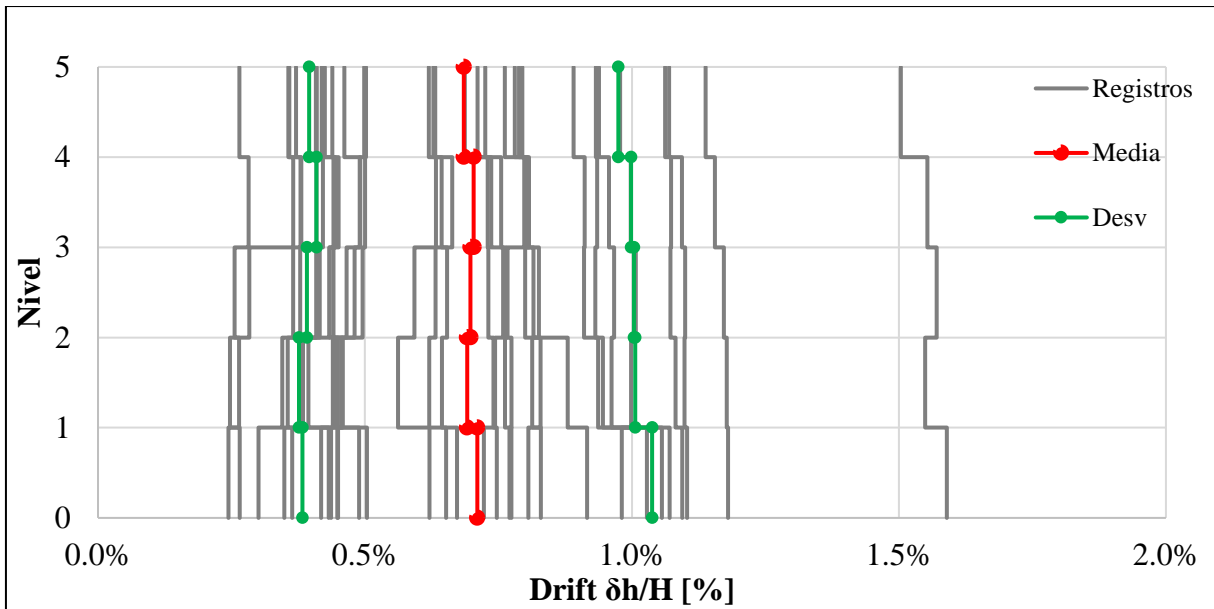


Figura A.4.26 *Drift* de entre piso para estructura con periodo 0.45 segundos, nivel SMP

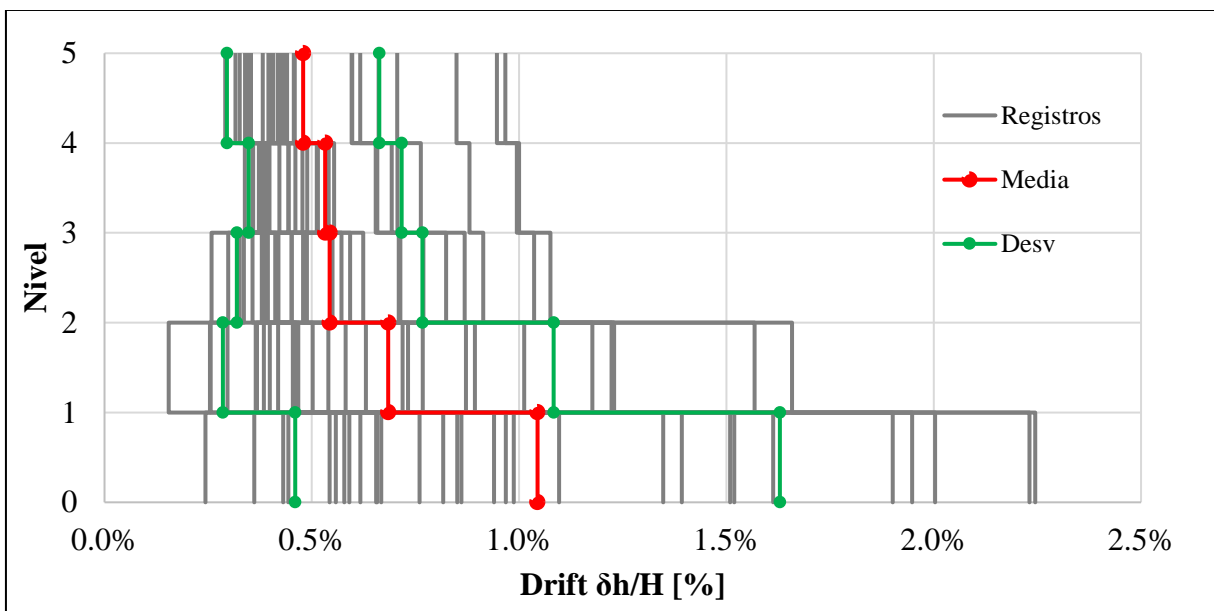


Figura A.4.27 *Drift* de entre piso para estructura con periodo 0.50 segundos, nivel SMP

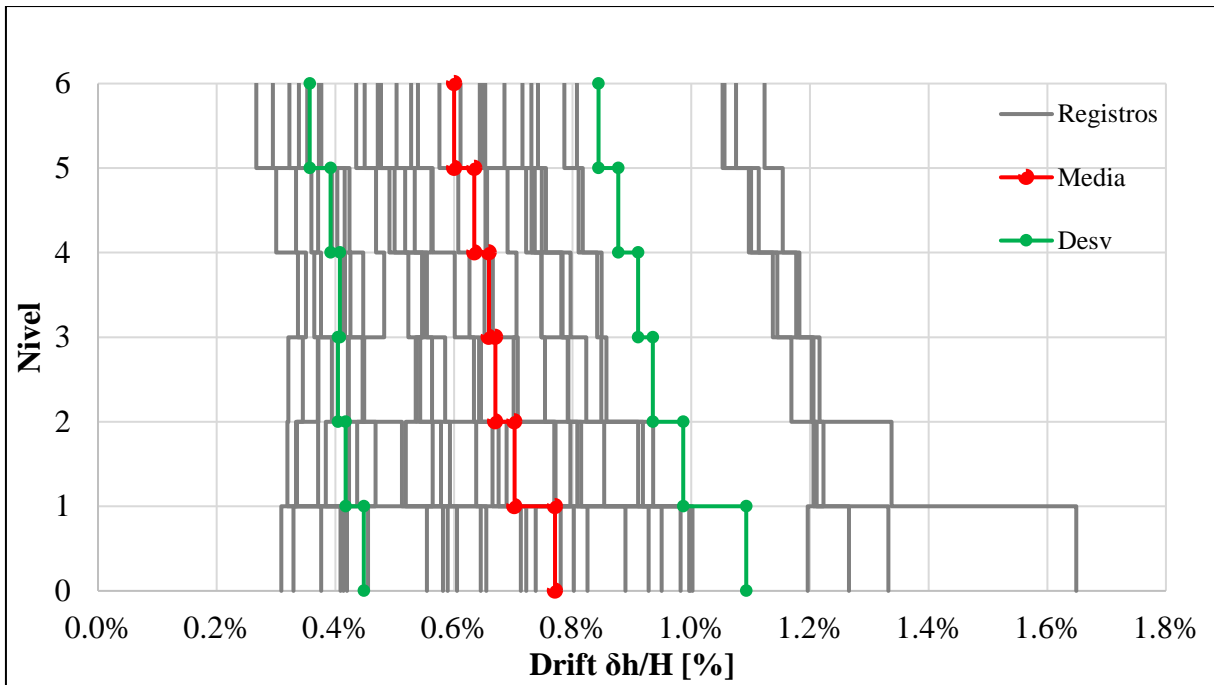


Figura A.4.28 *Drift de entre piso para estructura con periodo 0.55 segundos, nivel SMP*

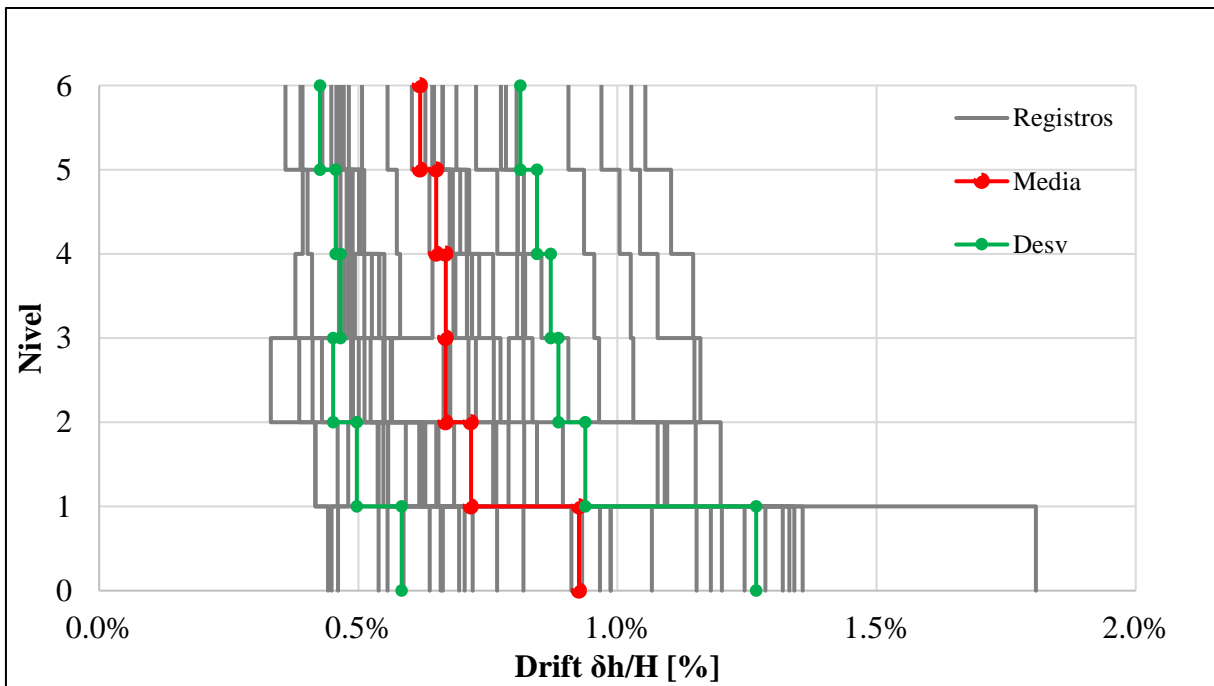


Figura A.4.29 *Drift de entre piso para estructura con periodo 0.60 segundos, nivel SMP*

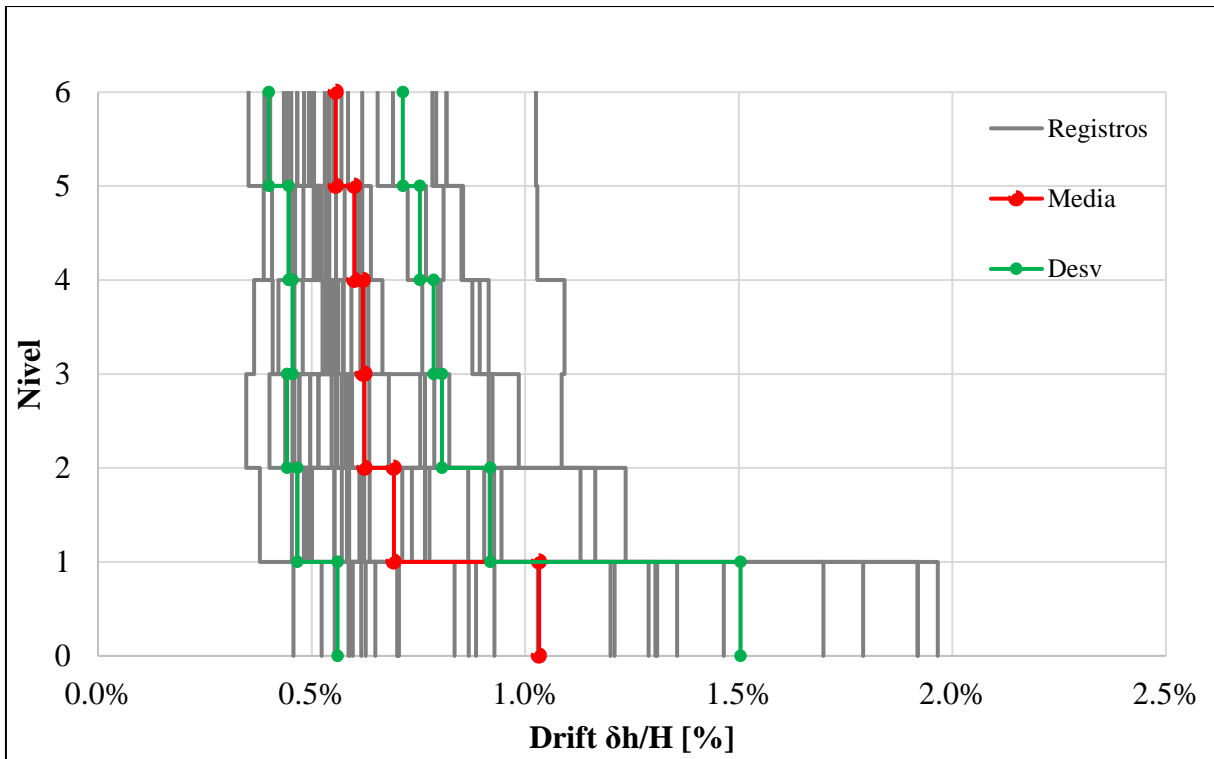


Figura A.4.30 *Drift de entre piso para estructura con periodo 0.65 segundos, nivel SMP*

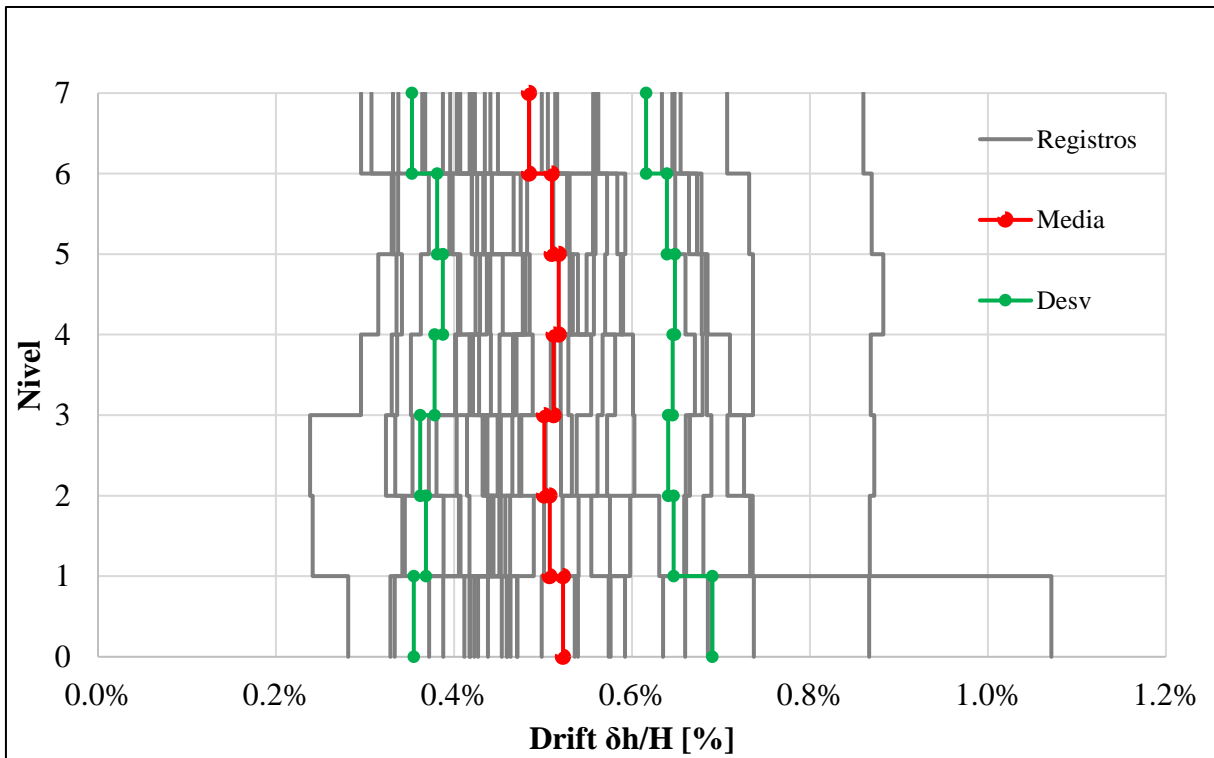


Figura A.4.31 *Drift de entre piso para estructura con periodo 0.70 segundos, nivel SMP*

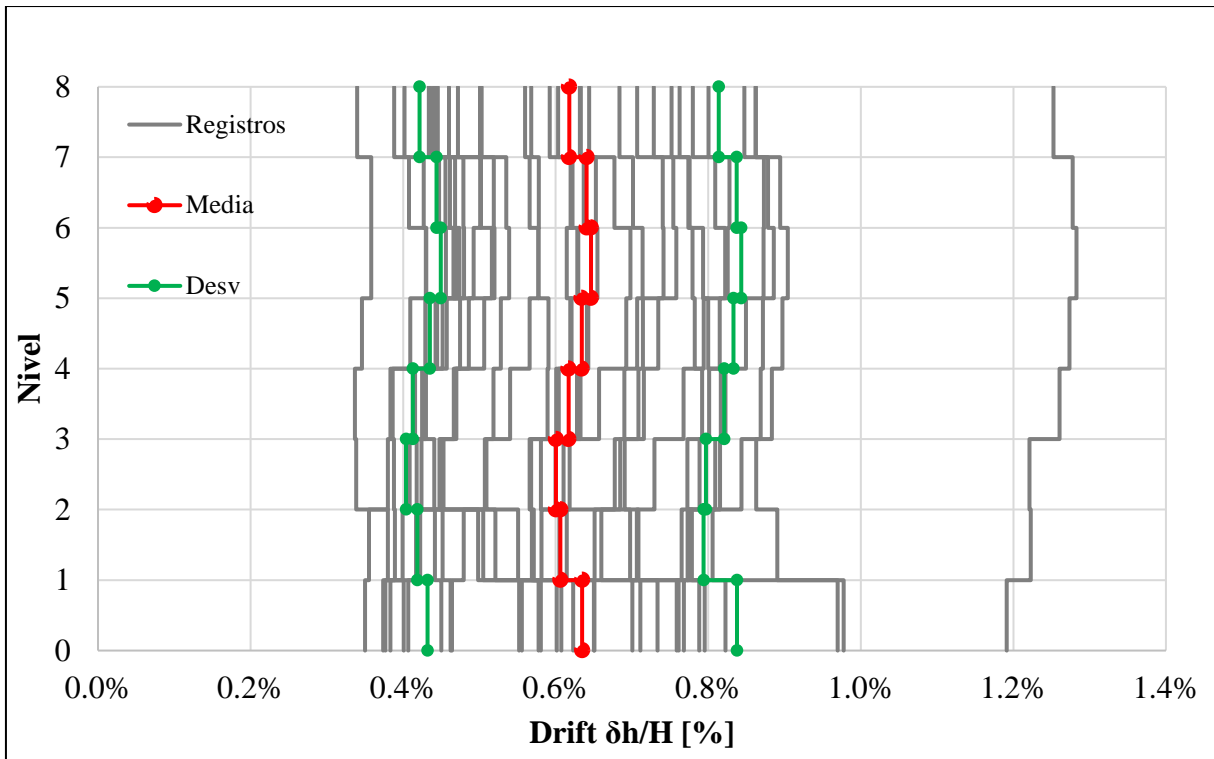


Figura A.4.32 *Drift de entre piso para estructura con periodo 0.75 segundos, nivel SMP*

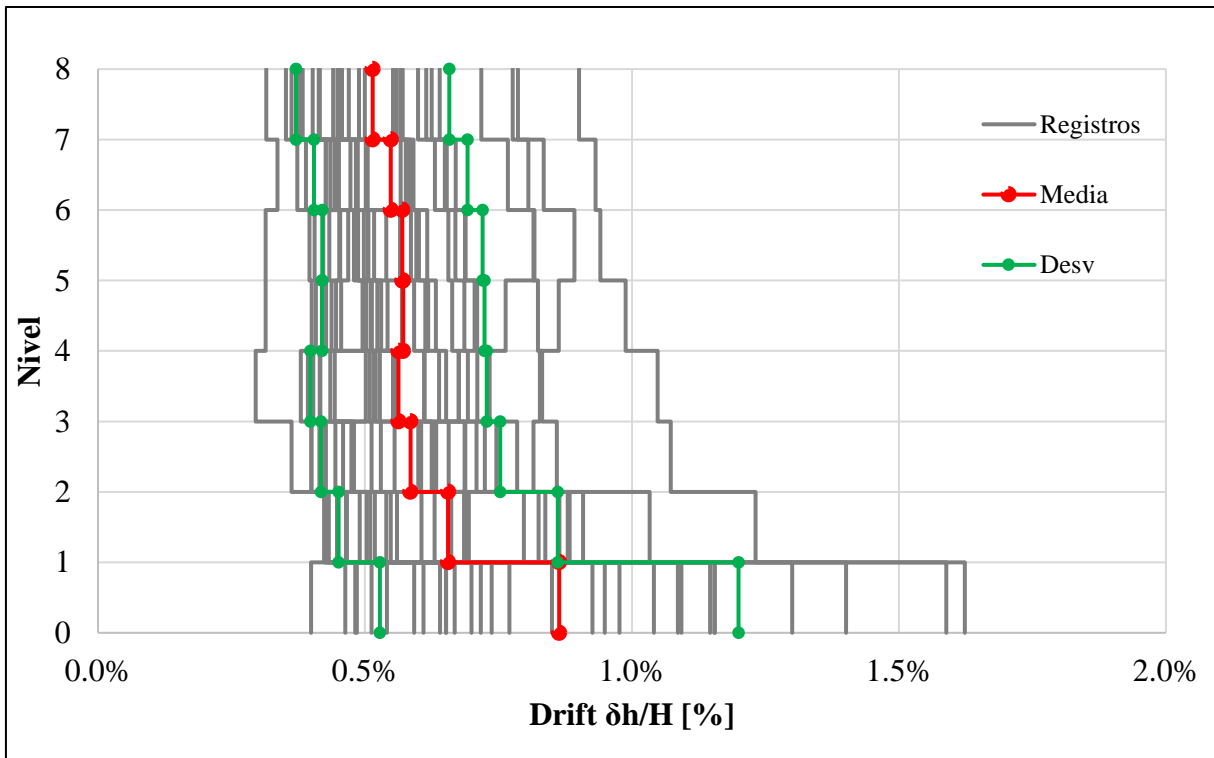


Figura A.4.33 *Drift de entre piso para estructura con periodo 0.80 segundos, nivel SMP*

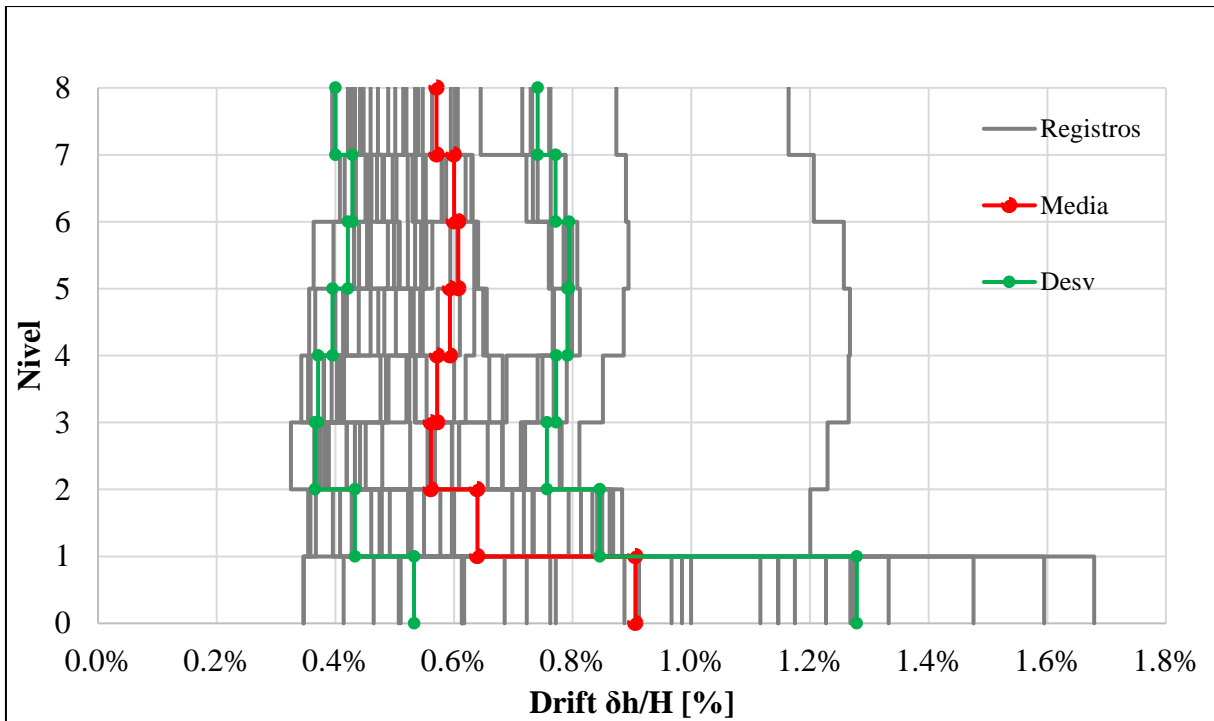


Figura A.4.34 *Drift de entre piso para estructura con periodo 0.85 segundos, nivel SMP*

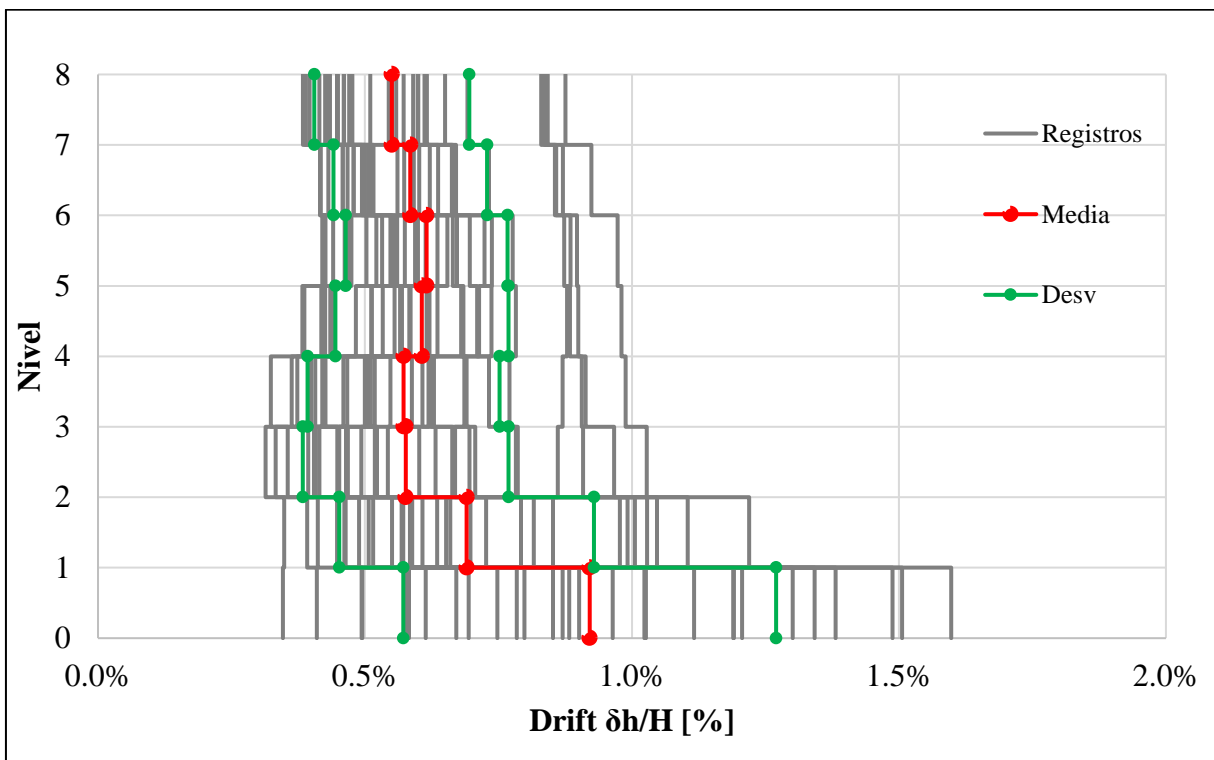


Figura A.4.35 *Drift de entre piso para estructura con periodo 0.90 segundos, nivel SMP*

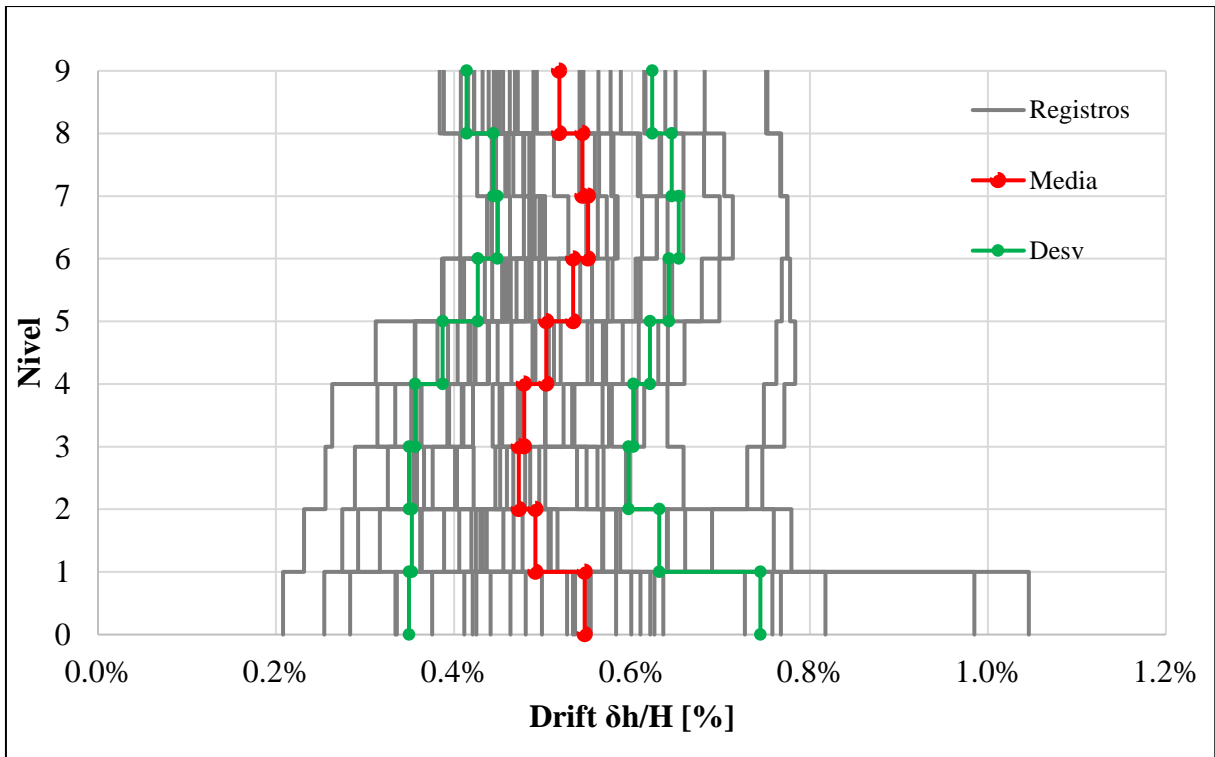


Figura A.4.36 *Drift de entre piso para estructura con periodo 0.95 segundos, nivel SMP*

ANEXO 4.2 RESULTADOS DEFORMACIÓN DE ARRIOSTRAMIENTOS

A continuación, se presentan los resultados de deformación normalizada de los arriostramientos para cada modelo por nivel. En la Figura A.4.37 y Figura A.4.38 se presentan la deformación normalizada por fluencia y pandeo para el caso DLE, respectivamente. En cada modelo se observa una fila de puntos los cuales representan los 30 registros utilizados, una barra que calcula la desviación estándar y una línea horizontal que indica el promedio de los datos.

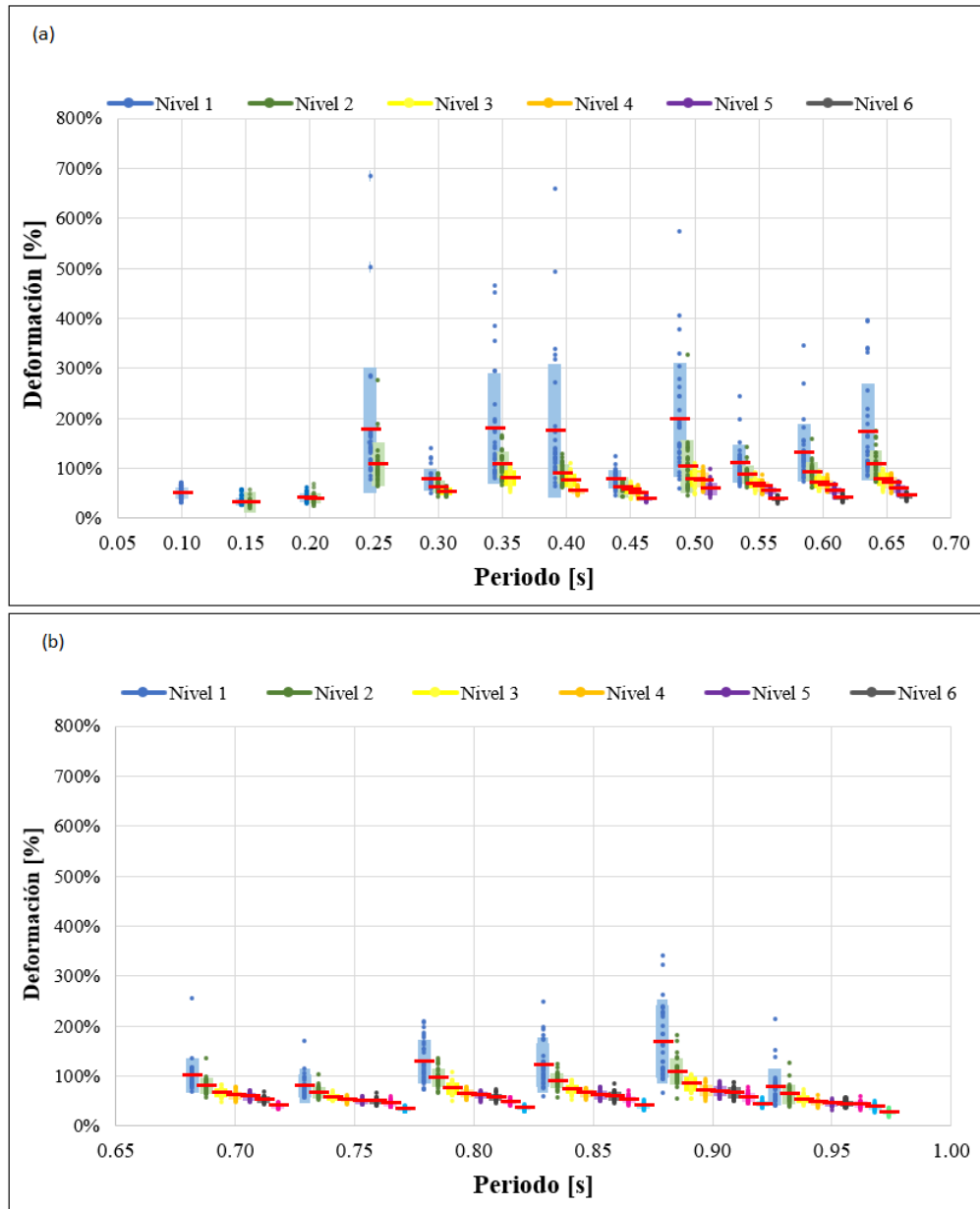


Figura A.4.37 Deformación arriostramiento normalizada por fluencia caso DLE (a) Periodo 0.10 a 0.65 segundos (b) Periodo 0.70 a 0.95 segundos

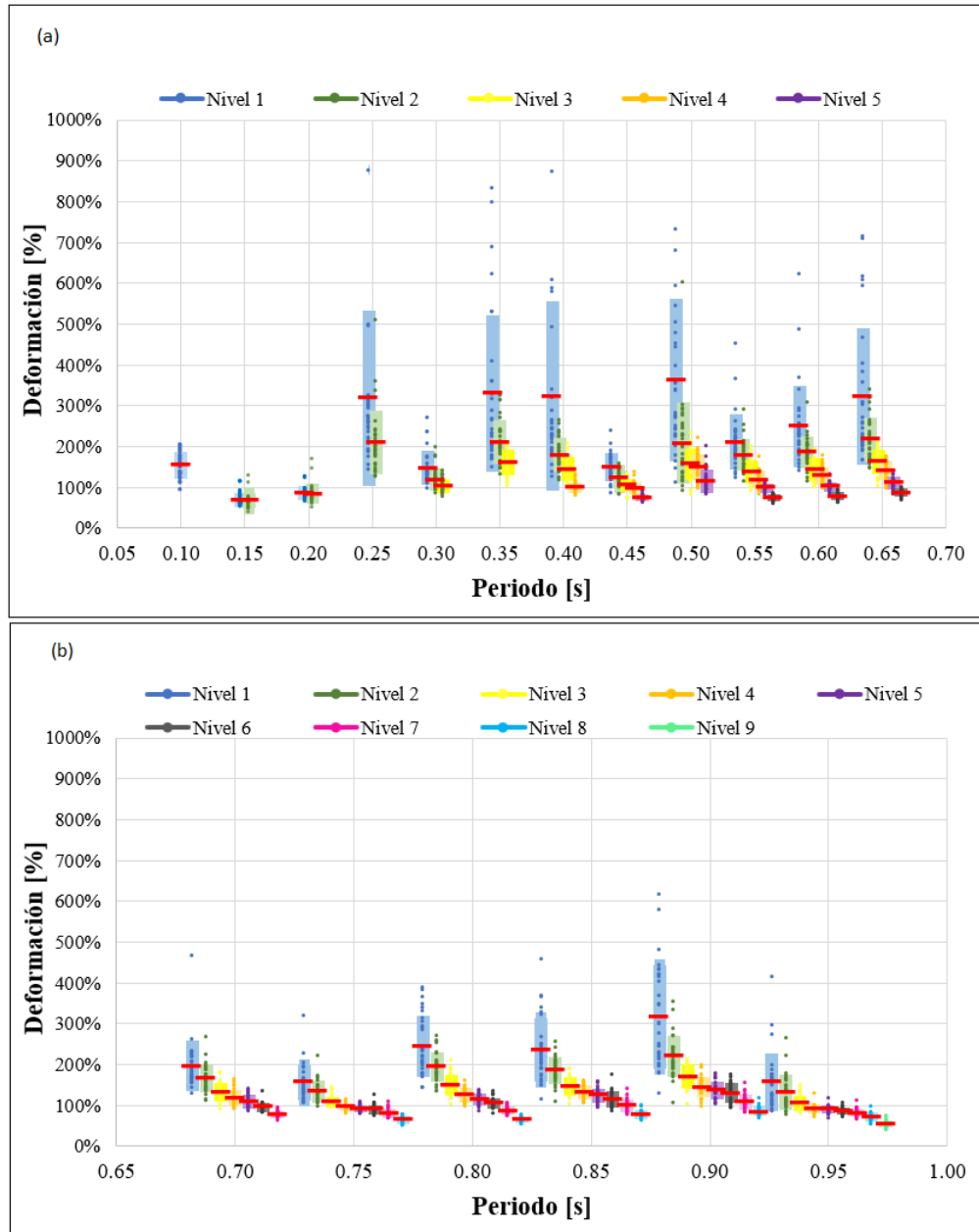


Figura A.4.38 Deformación arriostramiento normalizada por pandeo caso DLE (a) Periodo 0.10 a 0.65 segundos (b) Periodo 0.70 a 0.95 segundos

Como el daño en los arriostramientos puede provocar alteraciones en la continuidad de operación, la norma establece límites los cuales se basan en la tabla 9-8 “Parámetros de modelación y criterios de aceptación para los procedimientos no lineales de elementos estructurales de acero cargados axialmente” del ASCE 41-17. Estos límites se presentan en la tabla A.4.1.

Tabla A.4.1 Límites de deformación de arriostramientos.

Perfil	Modelo	Periodo [s]	Deformación de pandeo		Deformación de fluencia	
			DLE	SMP	DLE	SMP
L 8X11.9	1	0.10	$3.5\Delta_c$	$7\Delta_c$	$4.5\Delta_y$	$9\Delta_y$
L 10X17.8	2 y 3	0.15-0.20	$3.5\Delta_c$	$7\Delta_c$	$4.5\Delta_y$	$9\Delta_y$
[]75X4	4	0.20	$3\Delta_c$	$6\Delta_c$	$4\Delta_y$	$8\Delta_y$
[]75X5	5 al 17	0.30-0.90	$3\Delta_c$	$6\Delta_c$	$4\Delta_y$	$8\Delta_y$
[]75X6	18	0.95	$3\Delta_c$	$6\Delta_c$	$4\Delta_y$	$8\Delta_y$

ANEXO 4.3 FACTORES DE SOBRESRESISTENCIA

En la Figura A.4.38, se presentan los resultados para cada periodo del espacio arquetipo del factor de sobrerresistencia (Ω), para ambos niveles de demanda: nivel DLE y nivel SMP, considerando tanto anclaje como arriostramiento no lineal. Se observa en cada modelo una fila de puntos que representan los 30 registros sísmicos, una barra que indica la desviación estándar y una línea continua la que conecta cada uno de los promedios de los factores Ω .

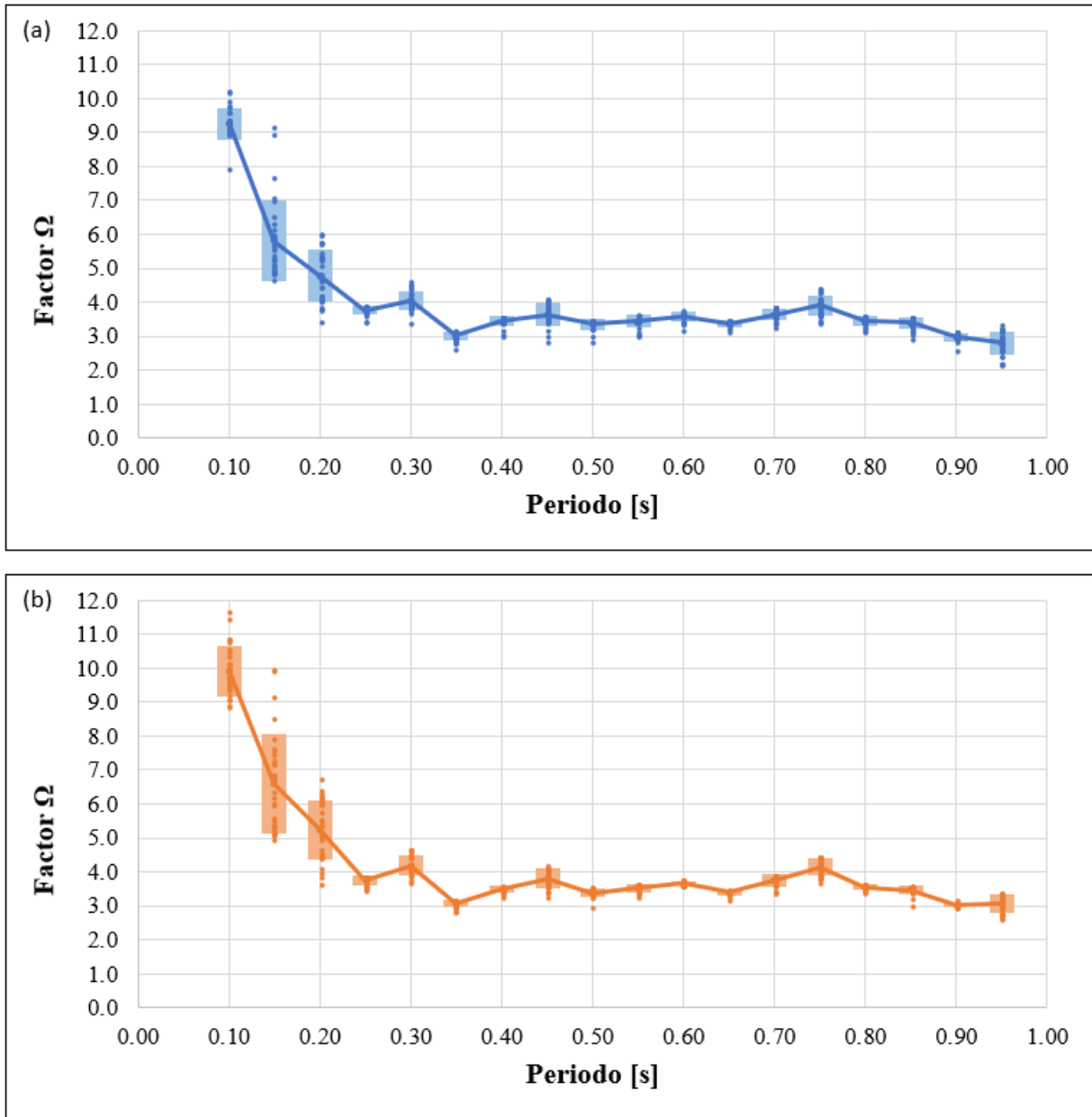


Figura A.4.39 Factor de sobrerresistencia (Ω) con anclaje y arriostramiento no lineal (a) Sismo de diseño. (b) Máximo sismo posible.

UNIVERSIDAD DE CONCEPCIÓN – FACULTAD DE INGENIERÍA
RESUMEN DE MEMORIA DE TÍTULO

Departamento	: Departamento de Ingeniería Civil
Carrera	: Ingeniería Civil
Nombre del memorista	: Alberto Fernando Maass Vera
Título de la memoria	: Desempeño sísmico de marcos de acero semiflexibles arriostrados en x emplazados en zona minera diseñados según la norma NCh2369 Of.2023
Fecha de la presentación oral	: 30 de marzo de 2023
Profesor(es) Guía	: Rodrigo Silva
Profesor(es) Revisor(es)	: Peter Dechent
Profesor(es) Externo(s)	: Miguel Medalla y Cristian Urzúa
Concepto	:
Calificación	:

Resumen

Chile se ha caracterizado por ser un país sísmico, siendo fundamental realizar evaluaciones de normativas de diseño. Un caso particular, son las estructuras industriales, cuyo diseño sísmico, basado en la norma NCh2369, vela por la continuidad operativa y minimización de la paralización.

La norma NCh2369 del año 2003, basada en la experiencia y prácticas nacionales, genera diseños con sobrerresistencia lateral no esperando incursión inelástica en los elementos estructurales. El terremoto del 27F evidenció problemáticas en marcha de equipos y en el mecanismo de colapso, originando la actualización de la norma.

El objetivo es analizar los mecanismos de disipación sísmica mediante el comportamiento de los fusibles sísmicos, diseñando un espacio arquetipo de estructuras de marcos arriostrados en X emplazadas en zona minera en base al anteproyecto. El análisis se efectúa con la no lineal en anclajes y arriostramientos para una amenaza sísmica DLE y SMP.

Los resultados son consistentes con la norma actual, donde en ambos niveles de amenaza, los pernos trabajan como principal fusible sísmico, seguido de los arriostramientos con una alta incursión inelástica.