



UNIVERSIDAD DE CONCEPCIÓN
FACULTAD DE INGENIERÍA
DEPARTAMENTO DE INGENIERÍA CIVIL



**DISEÑO DE PERNOS DE ANCLAJE BASADO EN DESEMPEÑO SISMICO APLICADO A
MARCOS DE ACERO SEMIFLEXIBLES ARRIOSTRADOS EN X EMPLAZADOS EN
ZONA SÍSMICA III SUELO TIPO C DISEÑADOS SEGÚN LA NORMA NCh2369
ACTUALIZADA EN 2023**

POR

**Benjamín Alejandro Ruz Núñez
Claudio José Sánchez Bozic**

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 2024
Concepción (Chile)

© 2024 Benjamín Alejandro Ruz Núñez, Claudio José Sánchez Bozic

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

DEDICATORIA

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, Gabriel Araya y Rubén Varela, 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 a nuestro profesor guía, Profesor Rodrigo Silva por el conocimiento entregado a lo largo de estos 6 años de formación académica como futuros ingenieros, asesoramiento en esta etapa final para optar al título, además de su paciencia y constancia para culminar esta gran etapa de formación.

RESUMEN

Chile, es uno de los países con mayor actividad sísmica a lo largo de su geografía, donde durante el transcurso de los últimos años ha experimentado una frecuencia de eventos sísmicos no menor, dentro de los cuales se destaca el de Valdivia en 1960. Lo anterior conlleva a la necesidad de estar en completa evaluación y actualización de las normativas de diseño sísmico, siendo crucial en esto la actual normativa vigente NCh2369. Esta norma contiene disposiciones para el diseño de estructuras de acero basadas en marcos arriostrados concéntricamente y placas base de columnas con pernos de anclaje dúctiles (MAC), requerimientos que se deben cumplir a la hora de realizar el diseño de estructuras destinadas a instalaciones industriales. 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 normativa NCh2369 nace durante el año 2003, siendo clave y guía, 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, debido a el evento sísmico ocurrido en la región del Maule en 2010, se evidenció problemas en la puesta en marcha de equipos, como también deficiencias en el mecanismo de colapso, siendo esto indicio de una clara necesidad de actualizar dicha normativa, dando paso a la actual edición vigente, la normativa NCh2369 actualizada en el presente año (INN, 2023). La norma requiere que el diseño de elementos donde se acepta plastificación (arriostramientos y pernos de anclaje) se base en fuerzas sísmicas reducidas por un factor de modificación de la respuesta R . Si bien esta metodología resulta ser razonable para el diseño de los arriostramientos verticales, el uso de fuerzas sísmicas reducidas para el diseño de pernos de anclaje no es capaz de garantizar que la plastificación del anclaje preceda al pandeo de arriostramientos, perdiéndose el efecto beneficioso del anclaje dúctil.

Dado lo anterior, el objetivo es comparar los resultados de metodología tradicional con los obtenidos mediante la implementación de una nueva metodología para el diseño de pernos de anclaje de tipologías MAC que se basa en la capacidad resistente lateral del sistema para el dimensionamiento de los pernos, considerando un espacio arquetipo de estructuras con periodos que varían entre 0.15 y

0.90 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, factores de sobrerresistencia, disipación de energía, factor R_{μ} , deformación de arriostramientos, drift de entrepiso, factor de utilización de columnas. Estos estudios permitirán validar las modificaciones establecidas a la norma NCh2369 (INN, 2023) y contrastar con la efectividad de la nueva metodología propuesta.

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 la unidad, 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.

Por otra parte, si bien los resultados obtenidos mediante la normativa tradicional son los esperados y están dentro de los rangos estandarizados y permitidos, la aplicación de la metodología resulta en una mejora en la mayoría de los casos del desempeño estructural respecto al método tradicional (Norma NCh2369), observando que la energía disipada por los arriostramientos es menor lo que alivia el pandeo, y la deformación en dicho elemento también disminuye, considerando estos como los resultados más relevantes.

ABSTRACT

Chile is one of the countries with the highest seismic activity throughout its geography, where during the last years it has experienced a significant frequency of seismic events, among which the Valdivia earthquake in 1960 stands out. This leads to the need to be complete evaluation and updating of seismic design regulations, being crucial in this regard the current NCh2369 standard in force. This standard contains provisions for the design of steel structures based on concentrically braced frames and column base plates with ductile anchor bolts (MAC), requirements that must be met when designing structures for industrial facilities. The philosophy behind this standard is not limited to guaranteeing the seismic resistance of structures and protecting life, but also to ensure continuity of operation and minimize downtime. This is important because of the large economic losses that can occur in the event of prolonged interruption of operations.

The NCh2369 standard was born during 2003, being key and guide, the experience and practices of important engineering companies in Chile to generate redundant structural designs with high lateral resistance, with the objective of avoiding inelastic incursion in the structural elements. However, due to the seismic event that occurred in the Maule region in 2010, problems were evidenced in the commissioning of equipment, as well as deficiencies in the collapse mechanism, indicating a clear need to update this standard, giving way to the current edition in force, the NCh2369 standard updated this year (INN, 2023). NCh2369 requires that the design of elements where plastification is accepted (bracings and anchor bolts) be based on seismic forces reduced by a response modification factor R . Although this methodology is reasonable for the design of vertical bracings, the use of reduced seismic forces for the design of anchor bolts is not able to guarantee that anchorage plastification precedes buckling of bracings, losing the beneficial effect of ductile anchorage.

Given the above, the objective is to compare the results of traditional methodology with those obtained by implementing a new methodology for the design of anchor bolts of MAC typologies that is based on the lateral resistance capacity of the system for the sizing of the bolts, considering an archetypal space of structures with periods varying between 0,15 and 0,90 seconds, designed based on the provisions of the NCh2369 standard updated in 2023. The nonlinear incursion of anchor bolts and bracings is included in the modeling, for two levels of seismic hazard (design level and for a maximum

possible earthquake level), defined based on a conditioned mean objective spectrum. The energy dissipation mechanisms and the most relevant damage indicators are studied in detail and with a statistical approach: anchor bolt elongation, over-resistance factors, energy dissipation and R_{μ} factor, bracing deformation, inter-story drift and column utilization factor. These studies will allow validating the modifications established to the NCh2369 standard (INN, 2023) and contrast with the effectiveness of the new proposed methodology.

The results obtained are consistent with the provisions of the current standard. At both seismic hazard levels, both for the design and for the maximum possible earthquake, it has been shown that anchor bolts act effectively as seismic fuses, and bracing complements their work, with an equal or greater participation in this. Since the new provisions favor the use of HSS sections over XL in bracing, it is possible to obtain design utilization factors generally closer to one, which, in most cases, results in a greater incursion into the nonlinear range of these members. On the other hand, thanks to the established provisions for over-resistance, seismic columns have been shown to maintain their linear behavior and to be protected against seismic action. Finally, from the results of the response reduction factor and the over-resistance, the capacity of the structures to dissipate the seismic energy without entering notoriously in the nonlinear range is verified.

On the other hand, although the results obtained by means of traditional standards are as expected and within the standardized and permitted ranges, the application of the methodology results in most cases, improvement of the structural performance with respect to the traditional method (NCh2369), observing that the energy dissipated by the bracings is lower, which alleviates buckling, and the deformation in said element also decreases, considering these as the most relevant results.

ÍNDICE

CAPÍTULO 1: INTRODUCCIÓN	1
1.1. Motivación.....	1
1.2. Objetivos.....	2
1.2.1 Objetivo general	2
1.2.2 Objetivos específicos.....	3
1.3. Plan de trabajo	3
1.4. Principales resultados	4
1.5. Organización de la memoria.....	5
CAPÍTULO 2: DISPOSICIONES PARA DISEÑO Y MODELACIÓN NO LINEAL	7
2.1. Introducción.....	7
2.2. Revisión histórica del diseño sísmico industrial en Chile y su implicancia en la actualización de la Normativa Chilena Nch2369 (INN, 2003- INN,2023).....	7
2.3. Espacio arquetipo	12
Figura 2.1 Marco sísmico de interés visto en planta.....	12
2.4. Análisis no lineal	12
Figura 2.2 Curva envolvente típica para arriostramientos y Curva histerética para arriostramientos, respectivamente.....	13
Figura 2.3 (a) Modelo para bases de columna. (b) Curva envolvente para pernos de anclaje. Fuente: Urzúa (2015)	14
Figura 2.4 (Izq) Ubicación lugar de estudio (Der) Posicionamiento plataforma de amenaza. ..	14
Figura 2.5 Espectro de amenaza UHS a nivel SDI (10% en 50 años) y SMP (5% en 50 años)	15
Figura 2.6 (Izq) Espectros UHS y CMS para T=0.15s a nivel SMP. (Der.) Espectros UHS y CMS a nivel SMP	16
CAPÍTULO 3: DESCRIPCIÓN Y DISEÑO DEL ESPACIO ARQUETIPO	18
3.1. Introducción.....	18

3.2.	Descripción de espacio arquetipo	18
Figura 3.1	(Izq.) Planta típica y sobrecargas estáticas. (Der.) Elevación típica.....	19
Figura 3.2	Modelo estructura tipo para arquetipo 7, T=0.40 s.....	19
3.3.	Cargas	19
3.4.	Combinaciones de diseño	19
3.5.	Diseño de espacio arquetipo	21
Figura 3.3	Diseño con combinaciones LRFD para marco con periodo de 0.40 s.....	22
Figura 3.4	Diseño con sismo amplificado para marco con periodo de 0.40 s	22
3.6.	Método de diseño para pernos de anclaje de tipologías MAC	23
3.7.	Conclusiones.....	25
CAPÍTULO 4: ANÁLISIS NO LINEAL DEL ESPACIO ARQUETIPO		27
4.1.	Introducción.....	27
4.2.	Modelación no lineal de anclaje y arriostramiento en SAP2000.....	27
Figura 4.1	Curva monotónica fuerza-desplazamiento para modelo con periodo de 0.40 s	28
Figura 4.2	Parámetros de elemento <i>Link</i> para pernos de anclaje en software (kN y m).....	28
Figura 4.3	Parámetros tipo <i>Link</i> en software para arriostramientos (kN y m).....	28
Figura 4.4	Asignación de elementos tipo <i>Link</i> para arriostramientos y anclaje de las columnas sísmicas	29
4.3.	Resultados del análisis con pernos de anclaje y arriostramiento no lineales.....	29
Figura 4.5	Energía disipada con anclaje y arriostramiento no lineal en modelos con sismo de diseño (SDI) (a) Diseño original. (b) Diseño aplicando metodología propuesta.	32
Figura 4.6	Energía disipada con anclaje y arriostramiento no lineal en modelos con sismo máximo posible (SMP) (a) Diseño original. (b) Diseño aplicando metodología propuesta.	33
Figura 4.7	Elongación de pernos en modelos con sismo de diseño (SDI)(a) Diseño original. (b) Diseño aplicando metodología propuesta.	35
Figura 4.8	Elongación de pernos en modelos con sismo máximo posible (SMP) (a) Diseño original. (b) Diseño aplicando metodología propuesta.	36

Figura 4.9	Factor de reducción por ductilidad R_{μ} Sismo de diseño (SDI) (a) Espacio Arquetipo original (b)Espacio arquetipo modificado por la metodología propuesta.	37
Figura 4.10	Factor de reducción por ductilidad R_{μ} Sismo máximo posible (SMP) (a) Espacio Arquetipo original (b)Espacio arquetipo modificado por la metodología propuesta.	38
Figura 4.11	Sobrerresistencia espacio arquetipo original (a) Nivel SDI (b) Nivel SMP.	39
Figura 4.12	Sobrerresistencia espacio arquetipo modificado para Metodología propuesta (a) Nivel SDI (b) Nivel SMP.	40
4.4.	Discusión de resultados	55
Figura 4.13	Elongación de pernos promedio en modelos SDI y SMP	56
	(a) Diseño original. (b) Diseño aplicando metodología propuesta.	56
Figura 4.14	Factor R_{μ} promedio (DLE-SMP) (a) Espacio Arquetipo original (b)Espacio arquetipo modificado por la metodología propuesta.	57
Figura 4.15	Sobrerresistencia promedio en espacio arquetipo modificado para metodología propuesta	58
4.5.	Conclusiones.	62
CAPÍTULO 5: CONCLUSIONES Y COMENTARIOS.		64
REFERENCIAS		67
ANEXOS		70
ANEXO 2.1 HISTÉRESIS EN ARRIOSTRAMIENTOS		70
	Figura A.2.1 Curva histerética para el modelo de pivote	70
ANEXO 2.2 AMENAZA SÍSMICA.		71
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.	¡Error! Marcador no definido.
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.	¡Error! Marcador no definido.
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.	¡Error! Marcador no definido.

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.....	¡Error! Marcador no definido.
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.....	¡Error! Marcador no definido.
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.....	¡Error! Marcador no definido.
ANEXO 3.1 DISEÑO DE ARQUETIPOS	84
Figura A.3.1 Modelo estructural para arquetipo 11, $T=0.60$ s.....	¡Error! Marcador no definido.
Figura A.3.2 Diseño con combinaciones LRFD, arquetipo 11, $T=0.60$ s	¡Error! Marcador no definido.
Figura A.3.3 Diseño sismo horizontal amplificado, arquetipo 11, $T=0.60$ s	¡Error! Marcador no definido.
Figura A.3.4 Modelo estructural para arquetipo 12, $T=0.65$ s.....	¡Error! Marcador no definido.
Figura A.3.5 Diseño con combinaciones LRFD, arquetipo 12, $T=0.65$ s	¡Error! Marcador no definido.
Figura A.3.6 Diseño sismo horizontal amplificado, arquetipo 12, $T=0.65$ s	¡Error! Marcador no definido.
Figura A.3.7 Modelo estructural para arquetipo 13, $T=0.70$ s.....	¡Error! Marcador no definido.
Figura A.3.8 Diseño con combinaciones LRFD, arquetipo 13, $T=0.70$ s	¡Error! Marcador no definido.
Figura A.3.9 Diseño sismo horizontal amplificado, arquetipo 13, $T=0.70$ s	¡Error! Marcador no definido.
Figura A.3.10 Modelo estructural para arquetipo 14, $T=0.75$ s..	¡Error! Marcador no definido.
Figura A.3.11 Diseño con combinaciones LRFD, arquetipo 14, $T=0.75$ s	¡Error! Marcador no definido.
Figura A.3.12 Diseño sismo horizontal amplificado, arquetipo 14, $T=0.75$ s	¡Error! Marcador no definido.
Figura A.3.13 Modelo estructural para arquetipo 15, $T=0.80$ s..	¡Error! Marcador no definido.

Figura A.3.14	Diseño con combinaciones LRFD, arquetipo 15, $T=0.80$ s;	Error! Marcador no definido.
Figura A.3.15	Diseño sismo horizontal amplificado, arquetipo 15, $T=0.80$ s;	Error! Marcador no definido.
Figura A.3.16	Modelo estructural para arquetipo 16, $T=0.85$ s..	Error! Marcador no definido.
Figura A.3.17	Diseño con combinaciones LRFD, arquetipo 16, $T=0.85$ s;	Error! Marcador no definido.
Figura A.3.18	Diseño sismo horizontal amplificado, arquetipo 16, $T=0.85$ s;	Error! Marcador no definido.
Figura A.3.19	Modelo estructural para arquetipo 17, $T=0.90$ s..	Error! Marcador no definido.
Figura A.3.20	Diseño con combinaciones LRFD, arquetipo 17, $T=0.90$ s;	Error! Marcador no definido.
Figura A.3.21	Diseño sismo horizontal amplificado, arquetipo 17, $T=0.90$ s;	Error! Marcador no definido.
Figura A.3.22	Modelo estructural para arquetipo 18, $T=0.95$ s..	Error! Marcador no definido.
Figura A.3.23	Diseño con combinaciones LRFD, arquetipo 18, $T=0.95$ s;	Error! Marcador no definido.
Figura A.3.24	Diseño sismo horizontal amplificado, arquetipo 18, $T=0.95$ s;	Error! Marcador no definido.
ANEXO 3.2 DISEÑO VIGA PUNTAL		85
Figura A.3.25	Diagrama de cuerpo libre en viga puntal de marco arriostrado	86
Figura A.3.26	Factor de utilización de viga puntal para sismo reducido y desbalance plástico	Error! Marcador no definido.
ANEXO 3.4 RESISTENCIA PERNOS DE ANCLAJE		87
ANEXO 4.4 FACTORES DE SOBRRRESISTENCIA		88
Figura A.4.4.1	Factor de sobrrresistencia (Ω) con anclaje y arriostramiento no lineal (a) Sismo de diseño. (b) Máximo sismo posible.	Error! Marcador no definido.
ANEXO 5.3 RESULTADOS DRIFT DE ENTREPISOS		89

Figura A.5.1 *Drift* de entre piso para estructura con periodo 0.10 segundos, nivel DLE..... ¡Error!
Marcador no definido.

Figura A.5.2 *Drift* de entre piso para estructura con periodo 0.15 segundos, nivel DLE..... ¡Error!
Marcador no definido.

Figura A.5.3 *Drift* de entre piso para estructura con periodo 0.20 segundos, nivel DLE..... ¡Error!
Marcador no definido.

Figura A.5.4 *Drift* de entre piso para estructura con periodo 0.25 segundos, nivel DLE..... ¡Error!
Marcador no definido.

Figura A.5.5 *Drift* de entre piso para estructura con periodo 0.30 segundos, nivel DLE..... ¡Error!
Marcador no definido.

Figura A.5.6 *Drift* de entre piso para estructura con periodo 0.35 segundos, nivel DLE..... ¡Error!
Marcador no definido.

Figura A.5.7 *Drift* de entre piso para estructura con periodo 0.40 segundos, nivel DLE..... ¡Error!
Marcador no definido.

Figura A.5.8 *Drift* de entre piso para estructura con periodo 0.45 segundos, nivel DLE..... ¡Error!
Marcador no definido.

Figura A.5.9 *Drift* de entre piso para estructura con periodo 0.50 segundos, nivel DLE..... ¡Error!
Marcador no definido.

Figura A.5.10 *Drift* de entre piso para estructura con periodo 0.55 segundos, nivel DLE . ¡Error!
Marcador no definido.

Figura A.5.11 *Drift* de entre piso para estructura con periodo 0.60 segundos, nivel DLE . ¡Error!
Marcador no definido.

Figura A.5.12 *Drift* de entre piso para estructura con periodo 0.65 segundos, nivel DLE . ¡Error!
Marcador no definido.

Figura A.5.13 *Drift* de entre piso para estructura con periodo 0.70 segundos, nivel DLE . ¡Error!
Marcador no definido.

Figura A.5.14 *Drift* de entre piso para estructura con periodo 0.75 segundos, nivel DLE . ¡Error!
Marcador no definido.

Figura A.5.15 *Drift* de entre piso para estructura con periodo 0.80 segundos, nivel DLE . ¡Error!
Marcador no definido.

Figura A.5.16 *Drift* de entre piso para estructura con periodo 0.85 segundos, nivel DLE . ¡Error!
Marcador no definido.

Figura A.5.17 *Drift* de entre piso para estructura con periodo 0.90 segundos, nivel DLE . ¡Error!
Marcador no definido.

Figura A.5.18 *Drift* de entre piso para estructura con periodo 0.95 segundos, nivel DLE . ¡Error!
Marcador no definido.

Figura A.5.19 *Drift* de entre piso para estructura con periodo 0.10 segundos, nivel SMP . ¡Error!
Marcador no definido.

Figura A.5.20 *Drift* de entre piso para estructura con periodo 0.15 segundos, nivel SMP . ¡Error!
Marcador no definido.

Figura A.5.21 *Drift* de entre piso para estructura con periodo 0.20 segundos, nivel SMP . ¡Error!
Marcador no definido.

Figura A.5.22 *Drift* de entre piso para estructura con periodo 0.25 segundos, nivel SMP . ¡Error!
Marcador no definido.

Figura A.5.23 *Drift* de entre piso para estructura con periodo 0.30 segundos, nivel SMP . ¡Error!
Marcador no definido.

Figura A.5.24 *Drift* de entre piso para estructura con periodo 0.35 segundos, nivel SMP . ¡Error!
Marcador no definido.

Figura A.5.25 *Drift* de entre piso para estructura con periodo 0.40 segundos, nivel SMP . ¡Error!
Marcador no definido.

Figura A.5.26 *Drift* de entre piso para estructura con periodo 0.45 segundos, nivel SMP . ¡Error!
Marcador no definido.

Figura A.5.27 *Drift* de entre piso para estructura con periodo 0.50 segundos, nivel SMP . ¡Error!
Marcador no definido.

Figura A.5.28 *Drift* de entre piso para estructura con periodo 0.55 segundos, nivel SMP . ¡Error!
Marcador no definido.

Figura A.5.29 *Drift* de entre piso para estructura con periodo 0.60 segundos, nivel SMP. **¡Error! Marcador no definido.**

Figura A.5.30 *Drift* de entre piso para estructura con periodo 0.65 segundos, nivel SMP. **¡Error! Marcador no definido.**

Figura A.5.31 *Drift* de entre piso para estructura con periodo 0.70 segundos, nivel SMP. **¡Error! Marcador no definido.**

Figura A.5.32 *Drift* de entre piso para estructura con periodo 0.75 segundos, nivel SMP. **¡Error! Marcador no definido.**

Figura A.5.33 *Drift* de entre piso para estructura con periodo 0.80 segundos, nivel SMP. **¡Error! Marcador no definido.**

Figura A.5.34 *Drift* de entre piso para estructura con periodo 0.85 segundos, nivel SMP. **¡Error! Marcador no definido.**

Figura A.5.35 *Drift* de entre piso para estructura con periodo 0.90 segundos, nivel SMP. **¡Error! Marcador no definido.**

Figura A.5.36 *Drift* de entre piso para estructura con periodo 0.95 segundos, nivel SMP. **¡Error! Marcador no definido.**

DEFORMACIÓN DE ARRIOSTRAMIENTOS¡ERROR! MARCADOR NO DEFINIDO.

Figura A.5.37 Deformación arriostramiento normalizada por fluencia caso DLE (a) Periodo 0.10 a 0.65 segundos (b) Periodo 0.70 a 0.95 segundos **¡Error! Marcador no definido.**

Figura A.5.38 Deformación arriostramiento normalizada por pandeo caso DLE (a) Periodo 0.10 a 0.65 segundos (b) Periodo 0.70 a 0.95 segundos **¡Error! Marcador no definido.**

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 3.1 Propiedades dinámicas de los arquetipos	¡Error! Marcador no definido.
Tabla 3.2 Diseño de pernos de anclaje para cada arquetipo.....	22
Tabla 4.1 Resultados del análisis con anclaje y arriostramiento no lineal, nivel DLE	¡Error! Marcador no definido.3
Tabla 4.2 Resultados del análisis con anclaje y arriostramiento no lineal, nivel SMP	¡Error! Marcador no definido.4

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 2.1	Marco sísmico de interés visto en planta.....	12
Figura 2.2	Curva envolvente típica para arriostramientos y Curva histerética para arriostramientos, respectivamente	13
Figura 2.3	(a) Modelo para bases de columna. (b) Curva envolvente para pernos de anclaje. Fuente: Urzúa (2015)	14
Figura 2.4	(Izq) Ubicación lugar de estudio (Der) Posicionamiento plataforma de amenaza. ..	14
Figura 2.5	Espectro de amenaza UHS a nivel SDI (10% en 50 años) y SMP (5% en 50 años)	15
Figura 2.6	(Izq) Espectros UHS y CMS para $T=0.15s$ a nivel SMP. (Der.) Espectros UHS y CMS a nivel SMP	16
Figura 3.1	(Izq.) Planta típica y sobrecargas estáticas. (Der.) Elevación típica.....	19
Figura 3.2	Modelo estructura tipo para arquetipo 7, $T=0.40 s$	19
Figura 3.3	Diseño con combinaciones LRFD para marco con periodo de $0.40 s$	22
Figura 3.4	Diseño con sismo amplificado para marco con periodo de $0.40 s$	22
Figura 4.1	Curva monotónica fuerza-desplazamiento para modelo con periodo de $0.40 s$	28
Figura 4.2	Parámetros de elemento <i>Link</i> para pernos de anclaje en software (kN y m).....	28
Figura 4.3	Parámetros tipo <i>Link</i> en software para arriostramientos (kN y m).....	28
Figura 4.4	Asignación de elementos tipo <i>Link</i> para arriostramientos y anclaje de las columnas sísmicas	29
Figura 4.5	Energía disipada con anclaje y arriostramiento no lineal en modelos con sismo de diseño (SDI) (a) Diseño original. (b) Diseño aplicando MetPA.	32
Figura 4.6	Energía disipada con anclaje y arriostramiento no lineal en modelos con sismo máximo posible (SMP) (a) Diseño original. (b) Diseño aplicando MetPA.	33
Figura 4.7	Elongación de pernos en modelos con sismo de diseño (SDI)(a) Diseño original. (b) Diseño aplicando MetPA	35
Figura 4.8	Elongación de pernos en modelos con sismo máximo posible (SMP) (a) Diseño original. (b) Diseño aplicando MetPA	36

Figura 4.9	Factor de reducción por ductilidad R_{μ} Sismo de diseño (SDI) (a) Espacio Arquetipo original (b)Espacio arquetipo modificado por la metodología propuesta.	37
Figura 4.10	Factor de reducción por ductilidad R_{μ} Sismo máximo posible (SMP) (a) Espacio Arquetipo original (b)Espacio arquetipo modificado por la metodología propuesta.	38
Figura 4.11	Sobrerresistencia espacio arquetipo original (a) Nivel SDI (b) Nivel SMP.	39
Figura 4.12	Sobrerresistencia espacio arquetipo modificado para Metodología propuesta (a) Nivel SDI (b) Nivel SMP.	40
Figura 4.13	Elongación de pernos promedio en modelos SDI y SMP (a) Diseño original. (b) Diseño aplicando MetPA.	56 56
Figura 4.14	Factor R_{μ} promedio (DLE-SMP) (a) Espacio Arquetipo original (b)Espacio arquetipo modificado por la metodología propuesta.	57
Figura 4.15	Sobrerresistencia Promedio espacio arquetipo Modificado para Metodología propuesta (a) Nivel SDI (b) Nivel SMP.	58
Figura A.2.1	Curva histerética para el modelo de pivote	70
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.	¡Error! Marcador no definido.
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.	¡Error! Marcador no definido.
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.	¡Error! Marcador no definido.
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.	¡Error! Marcador no definido.
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.	¡Error! Marcador no definido.
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.	¡Error! Marcador no definido.
Figura A.3.1	Modelo estructural para arquetipo 11, T=0.60 s.	¡Error! Marcador no definido.

Figura A.3.2 Diseño con combinaciones LRFD, arquetipo 11, $T=0.60$ s; **Error! Marcador no definido.**

Figura A.3.3 Diseño sismo horizontal amplificado, arquetipo 11, $T=0.60$ s; **Error! Marcador no definido.**

Figura A.3.4 Modelo estructural para arquetipo 12, $T=0.65$ s.....; **Error! Marcador no definido.**

Figura A.3.5 Diseño con combinaciones LRFD, arquetipo 12, $T=0.65$ s; **Error! Marcador no definido.**

Figura A.3.6 Diseño sismo horizontal amplificado, arquetipo 12, $T=0.65$ s; **Error! Marcador no definido.**

Figura A.3.7 Modelo estructural para arquetipo 13, $T=0.70$ s.....; **Error! Marcador no definido.**

Figura A.3.8 Diseño con combinaciones LRFD, arquetipo 13, $T=0.70$ s; **Error! Marcador no definido.**

Figura A.3.9 Diseño sismo horizontal amplificado, arquetipo 13, $T=0.70$ s; **Error! Marcador no definido.**

Figura A.3.10 Modelo estructural para arquetipo 14, $T=0.75$ s; **Error! Marcador no definido.**

Figura A.3.11 Diseño con combinaciones LRFD, arquetipo 14, $T=0.75$ s; **Error! Marcador no definido.**

Figura A.3.12 Diseño sismo horizontal amplificado, arquetipo 14, $T=0.75$ s; **Error! Marcador no definido.**

Figura A.3.13 Modelo estructural para arquetipo 15, $T=0.80$ s; **Error! Marcador no definido.**

Figura A.3.14 Diseño con combinaciones LRFD, arquetipo 15, $T=0.80$ s; **Error! Marcador no definido.**

Figura A.3.15 Diseño sismo horizontal amplificado, arquetipo 15, $T=0.80$ s; **Error! Marcador no definido.**

Figura A.3.16 Modelo estructural para arquetipo 16, $T=0.85$ s; **Error! Marcador no definido.**

Figura A.3.17Diseño con combinaciones LRFD, arquetipo 16, T=0.85 s
¡Error! Marcador no definido.

Figura A.3.18Diseño sismo horizontal amplificado, arquetipo 16, T=0.85 s
¡Error! Marcador no definido.

Figura A.3.19Modelo estructural para arquetipo 17, T=0.90 s
¡Error! Marcador no definido.

Figura A.3.20Diseño con combinaciones LRFD, arquetipo 17, T=0.90 s
¡Error! Marcador no definido.

Figura A.3.21Diseño sismo horizontal amplificado, arquetipo 17, T=0.90 s
¡Error! Marcador no definido.

Figura A.3.22Modelo estructural para arquetipo 18, T=0.95 s
¡Error! Marcador no definido.

Figura A.3.23Diseño con combinaciones LRFD, arquetipo 18, T=0.95 s
¡Error! Marcador no definido.

Figura A.3.24Diseño sismo horizontal amplificado, arquetipo 18, T=0.95 s
¡Error! Marcador no definido.

Figura A.3.25Diagrama de cuerpo libre en viga puntal de marco arriostrado
86

Figura A.3.26Factor de utilización de viga puntal para sismo reducido y desbalance plástico
¡Error! Marcador no definido.

Figura A.5.1 *Drift* de entre piso para estructura con periodo 0.10 segundos, nivel DLE.....**¡Error! Marcador no definido.**

Figura A.5.2 *Drift* de entre piso para estructura con periodo 0.15 segundos, nivel DLE.....**¡Error! Marcador no definido.**

Figura A.5.3 *Drift* de entre piso para estructura con periodo 0.20 segundos, nivel DLE.....**¡Error! Marcador no definido.**

Figura A.5.4 *Drift* de entre piso para estructura con periodo 0.25 segundos, nivel DLE.....**¡Error! Marcador no definido.**

Figura A.5.5 *Drift* de entre piso para estructura con periodo 0.30 segundos, nivel DLE.....**¡Error! Marcador no definido.**

Figura A.5.6 *Drift* de entre piso para estructura con periodo 0.35 segundos, nivel DLE.....**¡Error! Marcador no definido.**

Figura A.5.7 *Drift* de entre piso para estructura con periodo 0.40 segundos, nivel DLE.....**¡Error! Marcador no definido.**

Figura A.5.8 *Drift* de entre piso para estructura con periodo 0.45 segundos, nivel DLE.....**¡Error! Marcador no definido.**

Figura A.5.9 *Drift* de entre piso para estructura con periodo 0.50 segundos, nivel DLE.....**¡Error! Marcador no definido.**

Figura A.5.10 *Drift* de entre piso para estructura con periodo 0.55 segundos, nivel DLE
¡Error! Marcador no definido.

Figura A.5.11 *Drift* de entre piso para estructura con periodo 0.60 segundos, nivel DLE
¡Error! Marcador no definido.

Figura A.5.12 *Drift* de entre piso para estructura con periodo 0.65 segundos, nivel DLE
¡Error! Marcador no definido.

Figura A.5.13 *Drift* de entre piso para estructura con periodo 0.70 segundos, nivel DLE
¡Error! Marcador no definido.

Figura A.5.14 *Drift* de entre piso para estructura con periodo 0.75 segundos, nivel DLE
¡Error! Marcador no definido.

Figura A.5.15 *Drift* de entre piso para estructura con periodo 0.80 segundos, nivel DLE
¡Error! Marcador no definido.

Figura A.5.16 *Drift* de entre piso para estructura con periodo 0.85 segundos, nivel DLE
¡Error! Marcador no definido.

Figura A.5.17 *Drift* de entre piso para estructura con periodo 0.90 segundos, nivel DLE
¡Error! Marcador no definido.

Figura A.5.18 *Drift* de entre piso para estructura con periodo 0.95 segundos, nivel DLE
¡Error! Marcador no definido.

Figura A.5.19 *Drift* de entre piso para estructura con periodo 0.10 segundos, nivel SMP
¡Error! Marcador no definido.

Figura A.5.20 *Drift* de entre piso para estructura con periodo 0.15 segundos, nivel SMP
¡Error! Marcador no definido.

Figura A.5.21 *Drift* de entre piso para estructura con periodo 0.20 segundos, nivel SMP
¡Error! Marcador no definido.

Figura A.5.22 *Drift* de entre piso para estructura con periodo 0.25 segundos, nivel SMP
¡Error! Marcador no definido.

Figura A.5.23 *Drift* de entre piso para estructura con periodo 0.30 segundos, nivel SMP
¡Error! Marcador no definido.

Figura A.5.24 *Drift* de entre piso para estructura con periodo 0.35 segundos, nivel SMP
¡Error! Marcador no definido.

Figura A.5.25 *Drift* de entre piso para estructura con periodo 0.40 segundos, nivel SMP
¡Error! Marcador no definido.

Figura A.5.26 *Drift* de entre piso para estructura con periodo 0.45 segundos, nivel SMP
¡Error! Marcador no definido.

Figura A.5.27 *Drift* de entre piso para estructura con periodo 0.50 segundos, nivel SMP
¡Error! Marcador no definido.

Figura A.5.28 *Drift* de entre piso para estructura con periodo 0.55 segundos, nivel SMP
¡Error! Marcador no definido.

Figura A.5.29 *Drift* de entre piso para estructura con periodo 0.60 segundos, nivel SMP
¡Error! Marcador no definido.

Figura A.5.30 *Drift* de entre piso para estructura con periodo 0.65 segundos, nivel SMP
¡Error! Marcador no definido.

Figura A.5.31 *Drift* de entre piso para estructura con periodo 0.70 segundos, nivel SMP
¡Error! Marcador no definido.

Figura A.5.32 *Drift* de entre piso para estructura con periodo 0.75 segundos, nivel SMP
¡Error! Marcador no definido.

Figura A.5.33 *Drift* de entre piso para estructura con periodo 0.80 segundos, nivel SMP
¡Error! Marcador no definido.

Figura A.5.34 *Drift* de entre piso para estructura con periodo 0.85 segundos, nivel SMP
¡Error! Marcador no definido.

Figura A.5.35 *Drift* de entre piso para estructura con periodo 0.90 segundos, nivel SMP
¡Error! Marcador no definido.

Figura A.5.36 *Drift* de entre piso para estructura con periodo 0.95 segundos, nivel SMP
¡Error! Marcador no definido.

Figura A.5.37 Deformación arriostamiento normalizada por fluencia caso DLE (a) Periodo 0.10 a 0.65 segundos (b) Periodo 0.70 a 0.95 segundos **¡Error! Marcador no definido.**

Figura A.5.38 Deformación arriostamiento normalizada por pandeo caso DLE (a) Periodo 0.10 a 0.65 segundos (b) Periodo 0.70 a 0.95 segundos **¡Error! Marcador no definido.**

CAPÍTULO 1: INTRODUCCIÓN

1.1. Motivación

En los últimos años Chile ha crecido considerablemente en cuanto a desarrollo de grandes obras industriales, con gran relevancia de costos debido a la incorporación de equipos y estructuras de grandes magnitudes en los diseños de estas obras. Teniendo en cuenta la alta sismicidad en Chile y considerando además que en los últimos años a nivel país sigue creciendo el desarrollo de obras industriales de gran envergadura es necesario hacer una constante revisión de las normas de diseño con el objetivo de evaluar el desempeño que tienen las estructuras en base al diseño que rige el marco normativo, esto ayuda a la actualización de las normas para poder resolver de mejor manera situaciones que en otro contexto o tiempo no reflejarían el mismo desempeño, es así como se mantiene una adecuada conformidad con el estado presente del desarrollo de nuevas tecnologías.

En la actualidad la norma que rige el diseño sísmico en Chile en estructuras de acero es la NCh 2369. Of 2003, la cual durante los últimos años, desde el año de la norma oficial, ha sido puesta a prueba con los diversos eventos sísmicos, obteniendo en general resultados aceptables, pero por la globalización y aumento del tamaño de las estructuras, sumado al colapso de algunas estructuras para el terremoto del 27F, se hace necesario actualizar la norma, revisando algunas disposiciones claves que puedan seguir manteniendo la filosofía en la que se basa la norma, que es la seguridad de vida de los ocupantes y la continuidad de operación.

La norma NCh2369 Of. 2003, regula el diseño sísmico de estructuras industriales, basado en una filosofía de diseño orientada en otorgar a las estructuras de alta sobrerresistencia y moderada ductilidad, con el fin de obtener una baja incursión inelástica y asegurando que la disipación del sismo ocurrirá principalmente en el anclaje de la estructura de fundaciones. A pesar del desempeño satisfactorio presentado por las estructuras frente a los diversos eventos sísmicos, con mayor relevancia los de mayor magnitud, la norma chilena anteriormente mencionada se actualiza en su versión 2023, con el objetivo de integrar las experiencias en el comportamiento de las estructuras obtenidas desde el año 2003, permitiendo ahora 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 lo más posible la

paralización de la industria debido a inspecciones y reparación posterior a un evento sísmico que reporte daños.

En el presente trabajo de memoria de título se estudia y analiza el comportamiento de estructuras de acero de marcos arriostrados en X (MAC) situados en zona sísmica 3, considerando incursión no lineal en arriostramientos y pernos de anclaje, con el fin de verificar los nuevos criterios de diseño en la actual norma NCh2369:2023. En estudios anteriores, se establece que las deformaciones de compresión en los arriostramientos de varias estructuras de distintos periodos excedían los límites establecidos por la norma NCh2369:2023, lo que se debe a que la disipación de energía se comparte y distribuye entre los pernos de anclaje y arriostramientos, observando que los pernos de anclaje no resultan ser el principal mecanismo de disipación de energía.

En base a lo anterior se incurre en la motivación de proponer un método alternativo de diseño que promueva la plastificación temprana de los pernos de anclaje para proteger la super estructura, es por esto que en la presente memoria de manera adicional a lo del párrafo anterior, se propone una metodología para el diseño de pernos de anclaje de tipologías MAC, que se basa en la capacidad resistente lateral del sistema para el dimensionamiento de los pernos y que puede ser aplicada en el contexto de análisis lineales normativos tradicionales.

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, considerando un espacio arquetipo de estructuras planas con periodos que varían entre 0,15 y 0,90 segundos, diseñadas en base a las disposiciones de la norma NCh2369 actualizada en 2023, incluyendo en la modelación la incursión no lineal de los pernos de anclaje y arriostramientos, para dos niveles de amenaza sísmica (nivel de diseño y nivel de sismo máximo probable), definidos en base a un espectro objetivo de media condicionada. Principalmente se busca comparar los resultados obtenidos de la metodología tradicional de diseño para pernos de anclaje con los obtenidos después de aplicar una metodología de diseño para pernos de anclaje de tipologías MAC con la cual mejorar el desempeño sísmico de las estructuras iniciales.

1.2.2 Objetivos específicos

- Definir la propuesta de metodología de diseño de pernos de anclaje, para estructuras diseñadas según los requerimientos de la norma NCh2369 del año 2023, considerando diseño lineal.
- Realizar análisis no lineales dinámicos tipo tiempo-historia de los modelos, para dos sets de registros sísmicos, correspondientes a niveles de amenaza de sismo de diseño y sismo máximo posible, con el nuevo diseño de pernos de anclaje.
- 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, la elongación de los pernos de anclaje, drift de entrepiso, factor de utilización de columnas y deformación de arriostramientos en tracción y compresión, verificando para estos últimos elementos el cumplimiento de los límites de aceptación establecidos por la norma.
- Comparar los resultados obtenidos mediante desempeño de la metodología tradicional (NCh2369, 2023) con los obtenidos mediante metodología para pernos de anclaje para tipologías MAC, con el fin de validar el método de diseño propuesto.

1.3. Plan de trabajo

El trabajo se organiza en base a seis etapas:

- En primera instancia se realiza una revisión del marco normativo que regula el diseño sísmico de estructuras industriales. En esta etapa se busca analizar los principales puntos que se incorporan a la norma NCh2369:2023 en relación con la norma NCh 2369. Of 2003, junto también con otras modificaciones que sufre la norma anterior con respecto a la vigente.

- En la segunda etapa se revisan y verifican tanto la modelación como el diseño lineal del espacio arquetipo bidimensional para estructuras con periodo fundamental en el rango de 0,15 a 0,90 segundos, mediante el método LRFD y análisis modal espectral. Lo anterior es replicado y analizado mediante el uso del software SAP2000, en donde se verifica el diseño en base a las disposiciones de la NCh2369. Of 2023.
- En la tercera etapa se realizan los análisis no lineales de las estructuras verificadas en la segunda etapa, en donde los modelos incorporan la incursión en el comportamiento no lineal del acero en arriostramientos y anclajes, contemplando dos casos de demanda de sismo: sismo a nivel de diseño (SDI) y sismo máximo posible (SMP).
- En la cuarta etapa se analiza la validación de las disposiciones de la NCh2369 actual (INN,2023), a través de los factores de desempeño sísmica e indicadores de daño mencionados previamente.
- La quinta etapa consiste en realizar los análisis no lineales de las estructuras ratificadas en la etapa previa, incorporando el comportamiento no lineal de anclaje y arriostramientos, considerando dos escenarios de demanda: un sismo a nivel de diseño (SDI) y un sismo máximo probable (SMP), en donde los anclajes y arriostramientos son modelados como elementos tipo *link*, y los primeros elementos mencionados son rediseñados de acuerdo a la metodología para pernos de anclaje (método propuesto).
- La sexta parte analiza la validación de resultados obtenidos mediante comparación con metodología tradicional, esto es, según 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, siendo los segundos elementos que disipan energía. 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 por último una pequeña disipación de energía por parte de los arriostramientos.

De acuerdo con el análisis se tiene que para todos los modelos en ambos niveles de amenaza sísmica, la elongación media presentada por los pernos de anclaje se encuentra por debajo del límite recomendado del 20%, decreciendo este parámetro para estructuras de periodo más altos.

Para los drifts de entrepiso se observa un comportamiento distinto al esperado para modelos de periodos entre 0,2 a 0,75 segundos, en donde se observa una mayor deformación que llega a sobrepasar el límite normativo para el caso SMP. Sin embargo, para modelos de periodo mayor, los resultados logran homogeneizarse y disminuir en comparación con el caso de estudio original.

En relación con los factores de utilización en columnas sísmicas, se exhiben resultados adecuados, en donde para todos los modelos se observa una disminución considerable de dicho factor, junto con una menor dispersión de resultados.

En cuanto a la deformación de arriostramientos, al comparar los resultados una vez aplicada la metodología, se observa cómo los valores para los arquetipos modificados se reducen y alejan de los límites de continuidad de operación y seguridad de vida.

En base a lo anterior, la metodología de diseño de pernos de anclaje para tipologías MAC resulta en una mejora del desempeño estructural respecto al método tradicional. En el diseño utilizado por estas industrias se espera liberar de daño a la estructura y dirigirlo a los anclajes, abalando de esta manera los resultados obtenidos y una posible implementación de esta nueva metodología en la industria pesada.

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). Se introduce

metodología para pernos de anclaje para tipologías tipo MAC y disposiciones que considera en su aplicación.

En el capítulo 4 se presenta el análisis no lineal del espacio arquetipo para nueva metodología propuesta, considerando no linealidad en pernos de anclajes y en arriostramientos. Además, se discuten los resultados obtenidos para los dos niveles de amenaza y se compara con los obtenidos mediante las disposiciones de la actual norma NCh2369 (INN, 2023).

En el capítulo 5 se abarca las conclusiones y comentarios en base a los análisis lineales y no lineales realizados para espacios arquetipos de cada metodología ensayada, con periodos entre 0.15 y 0.90 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 aborda una revisión histórica del diseño sísmico industrial en Chile. Posteriormente se establece una discusión sobre la evolución de la normativa chilena NCh2369 (INN, 2003) y la actual NCh2369 (INN, 2023), indicando principalmente los cambios realizados en la última actualización de esta. 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. Cabe mencionar que, para lograr un entendimiento más profundo sobre los estudios realizados, se puede complementar con la sección de Anexos 2, donde se detalla con mayor profundidad los estudios y datos considerados para continuar con la aplicación de este nuevo estudio.

2.2. Revisión histórica del diseño sísmico industrial en Chile y su implicancia en la actualización de la Normativa Chilena Nch2369 (INN, 2003- INN,2023)

El origen de las estructuras industriales en Chile comienza aproximadamente durante la década de los 40 con el proyecto de industrialización, diseño que hoy en día es principalmente relacionado y utilizado por las industrias de la minería y celulosas. Cabe destacar que en un principio el diseño industrial fue pensado y creado con razonamientos de juicio y simplicidad, debido a la carencia de herramientas computacionales de cálculo y ambigüedad en normativas específicas. A medida que han transcurrido los años, con ello también crecen los registros de eventos sísmicos ocurridos en el país, de los cuales uno de los más significativos fue el ocurrido en la zona Sur en el año 1960 y zona central en el año 1985.

Lo anterior, en conjunto con la evolución de los diseños industriales y su normativa en países subdesarrollados, sumado al comportamiento de las estructuras industriales construidas en Chile tras los terremotos históricos nombrados, dan origen a la norma NCh2369 (INN, 2003) “Diseño Sísmico de Estructuras e Instalaciones Industriales”, normativa a la cual se suman nuevas experiencias como el terremoto ocurrido recientemente en el año 2010 en la zona Centro-Sur del país, Cobquecura, entregando indicadores de posibles falencias o actualizaciones que debe sufrir el diseño Industrial en Chile, dando paso hoy en día a la reciente actualización y vigente normativa NCh2369 (INN, 2023).

La norma NCh2369 fue oficializada por el Instituto de Normalización (INN) en 2003, con el principal objetivo de minimizar los plazos de inactividad después de la ocurrencia de eventos sísmicos de gran magnitud, otorgando con anterioridad una adecuada rigidez estructural y sobrerresistencia lateral, y junto con ello garantizar la protección de la vida humana. Esta norma, consta de 11 capítulos, en donde se establece las bases del diseño sismorresistente y el análisis estructural sísmico para estructuras en la industria, los capítulos de interés y consultados en el desarrollo de este estudio son:

Capítulo 8 de la norma NCh2369 (INN, 2003): “Disposiciones especiales para estructuras de acero” con relación a marcos arriostrados en X.

La sección 8.1 indica que, para realizar la construcción y dimensionamiento de estructuras de acero, se necesita emplear las disposiciones especificadas en la norma NCh2369 (INN, 2003) en conjunto y complemento de las siguientes normativas:

- *Load and Resistance Factor Design Specifications for Structural Steel Buildings* o, *Specifications for Structural Steel Buildings*, documentos pertenecientes a 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), norma empleada por práctica vigente dado que resulta ser la más actualizada y abarca segmentos no presentes en la normativa chilena.

La sección 8.2 aborda principales requerimientos que debe cumplir el acero estructural tales como límite de fluencia menor a 450 MPa, soldabilidad según normas AWS, tenacidad mínima en el ensayo Charpy por ASTM A36, y límite de fluencia menor a 0.85 de la resistencia de rotura.

La sección 8.3 menciona que para marcos arriostrados se deben tener presente restricciones como, por ejemplo:

- No debe existir diagonales trabajando sólo a tracción (con excepción de naves de acero liviana, según la sección 11.2 de la NCh2369).
- La resistencia que proporciona las diagonales en tracción está limitada por un valor mínimo de un 30 % del esfuerzo cortante de la línea resistente.
- Los elementos sismorresistentes deben ser compactos, esbeltez límite de $1.5\pi\sqrt{(E/F_y)}$.

- Diagonales comprimidas deben tener un esfuerzo mínimo menor o igual que el 80 % de la capacidad resistente.

La sección 8.5 define, que las conexiones para el caso de diagonales sísmicas deben ser diseñadas para resistir el 100 % de la capacidad en tracción de su sección bruta.

La sección 8.6 hace referencia a los anclajes, y la sección 8.7 aplica a los sistemas arriostrados horizontales (diafragmas) cuya función es transferir cargas sísmicas de diseño y/o proveer redundancia estructural.

Resulta clave esclarecer las principales secciones anteriores, dado que como se introdujo inicialmente, tras el terremoto del 27-F se evidencian algunas estructuras que no cumplían con la continuidad operacional, siendo esto en conjuntos con nuevos avances en estudio, un detonante que evidencia la necesidad de realizar modificaciones y actualizaciones en la normativa vigente, buscando aumentar el campo de aplicación a temas no cubierto en la versión 2003, pero sin modificar la filosofía del diseño, dando origen a su versión más reciente, norma NCh2369 (INN, 2023).

La actualización más reciente (NCh2369 versión 2023) fue desarrollada por un comité de expertos que fue convocado por el Instituto de la Construcción que partió sesionando en noviembre del año 2014.

La nueva normativa del diseño de estructuras que hoy se presenta surge debido a (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.

Segmentos que aun 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.

Los principales cambios del nuevo capítulo 8 “Disposiciones para estructuras de acero” surgidos del comité de norma se presentan a continuación.

La sección 8.1 aclara la relación entre el capítulo 8 y la AISC 341-16, donde se indica que el diseño de sistemas de marcos arriostrados y marcos rígidos queda regulado por la norma NCh427/1 y NCh427/2, según corresponda, en complemento de las disposiciones del capítulo 8, por otro lado, para los demás sistemas se establece que su diseño se debe indicar según el documento AISC 341-16 Seismic Provisions for Structural, donde se limita el factor de modificación respuesta “R” a valores menores o iguales a 5 y el amortiguamiento relativo menor o igual a 5 %.

La sección 8.2 incorpora nuevos materiales, requerimientos generales como tenacidad y fluencia del acero se sustraen, indicando solo requisitos por uso, donde ahora la norma NCh203 regula el acero para elementos sismorresistentes, entre otros.

La sección 8.3 añade la definición de capacidad esperada, se adiciona una nueva disposición en la cual se exige que se determine la resistencia axial necesaria de las columnas amplificando por $0.7R_1 \geq 1.0$ el estado de carga sísmico de las combinaciones de carga.

La sección 8.4 define la resistencia mínima de las conexiones, capacidad esperada del elemento y la carga máxima que el sistema le puede transferir. Se establece de manera adicional una nueva exigencia

la cual indica que toda conexión debe tener una resistencia mayor o igual que la mitad de la capacidad esperada del elemento.

La sección 8.5 incorpora salidas por medio de la sobrerresistencia para algunas de las exigencias establecidas en dicho punto, no presenta grandes variaciones en general.

La sección 8.6 elimina el requerimiento de sobrerresistencia de diagonales comprimidas, permitiendo disminuir el tamaño relativo de las diagonales y se introduce a un diseño en el que la falla de las diagonales debe preceder a la de las columnas. De manera adicional, dichos elementos se diseñan con cargas sísmica amplificada por $0.7R_1 \geq 1.0$ y trabajen en plano vertical, no requieran el cumplimiento de criterios de esbeltez global y límites de razón ancho espesor de la tabla 8.1.

La sección 8.7 incorpora requisitos para el diseño de los nudos y vigas de los marcos. También elimina el Anexo B establecido en la versión 2003 y las cláusulas que evitaban configuraciones columna débil – viga fuerte son reescritas.

La sección 8.8 mejora puntos como la redacción y normalización en criterios de salida para sistemas arriostrados horizontales, donde límites de esbeltez global y razones ancho/espesor se aplican criterios de manera similar a la sección 8.6.

En la tabla 8.1 los límites de las relaciones ancho/espesor son más restrictivos para los distintos elementos, debiendo ahora especificar si son perfiles que se utilizan para columnas, arriostramientos, otros.

Cabe destacar que los cambios que se mencionan y establecen anteriormente son solo algunos de los que incluye la nueva actualización de la norma NCh2369 (INN, 2023) y que radican principalmente en la relevancia del desarrollo de este estudio, sin embargo, de manera general se concluye que los principales cambios radican en modificaciones de espectros, combinaciones de carga, ocurrencia de simultaneidad de sismos y relaciones ancho/espesor.

2.3. Espacio arquetipo

Los espacios arquetipo corresponden a conjuntos representativos de estructuras que permiten realizar análisis comparativos, los cuales resultan claves para el estudio del comportamiento de sistemas estructurales en el desarrollo de esta investigación. En el presente estudio, se utilizan arquetipos de estructuras de cuatro vanos con rigidez uniforme en altura y distancia regular entre piso, las cuales se establecen basadas en 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.

Debido a la simetría biaxial de la estructuración es posible simplificar el estudio utilizando estructuras bidimensionales, tributando un tercio de la superficie total por planta y un tercio del peso sísmico total para cada marco sísmico. Por otra parte, se añaden columnas gravitacionales (*Leaning Columns*) en los dos extremos de la estructura, las que permiten transferir las masas sísmicas de marcos gravitacionales que tributen al marco sísmico de interés mostrado en la **¡Error! No se encuentra el origen de la referencia..**

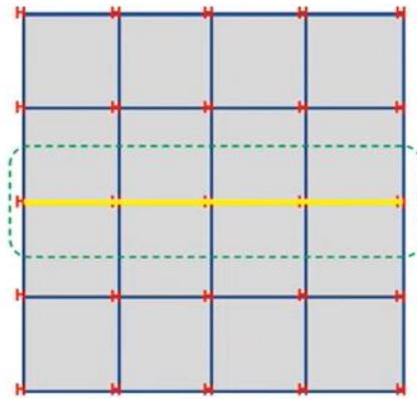


Figura 2.1 Marco sísmico de interés visto en planta

2.4. Análisis no lineal

No linealidad en Arriostramientos y Anclajes.

Los modelos que componen el espacio arquetipo corresponden a modelos planos del marco arriostrado central. El peso sísmico tributario al eje central que no forma parte de las cargas gravitacionales que descargan directamente sobre este marco se incorporan por medio de cargas aplicadas en cada nivel sobre columnas “colgadas” del marco central, las cuales no aportan rigidez lateral adicional.

Los modelos consideran explícitamente el comportamiento histerético de arriostramientos y bases de columna por medio de modelos fenomenológicos. En el caso de los arriostramientos, los modelos se calibran por medio de los ensayos realizados por (Black, Wenger y Popov, 1980) a una serie de arriostramientos de distintas esbelteces, compacidades y secciones transversales. En la Figura 2.2 se muestra un esquema del modelo inelástico para arriostramientos. En ANEXO 2.1 HISTÉRESIS EN ARRIOSTRAMIENTOS se puede revisar en mayor profundidad la curva histerética utilizada.

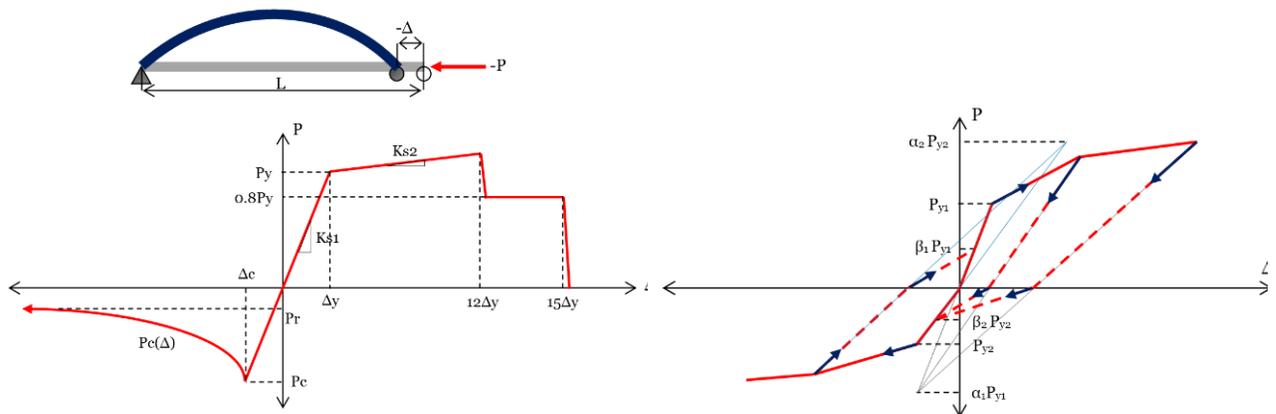


Figura 2.2 Curva envolvente típica para arriostramientos y Curva histerética para arriostramientos, respectivamente

Fuente: Urzúa (2015)

En el caso de las bases de columna, el modelo consiste en dos elementos no-lineales en paralelo. El primero, representa al pedestal y sólo trabaja en compresión de manera elástica. El segundo, representa a los pernos de anclaje que sólo actúan en tracción. El modelo de los pernos de anclaje tiene la capacidad de capturar el comportamiento histerético por plastificación y de reproducir las deformaciones remanentes que se producen en los pernos en cada ciclo de carga. La transmisión de corte se considera elástica por medio de la llave de corte, dado que este elemento no ha mostrado incursiones inelásticas durante sismos severos. En la Figura 2.3 se muestra un esquema del modelo inelástico para las bases de columna. Considerando que el amortiguamiento histerético es

explícitamente incorporado por los modelos, la razón de amortiguamiento viscoso utilizada para los análisis es de un 3%.

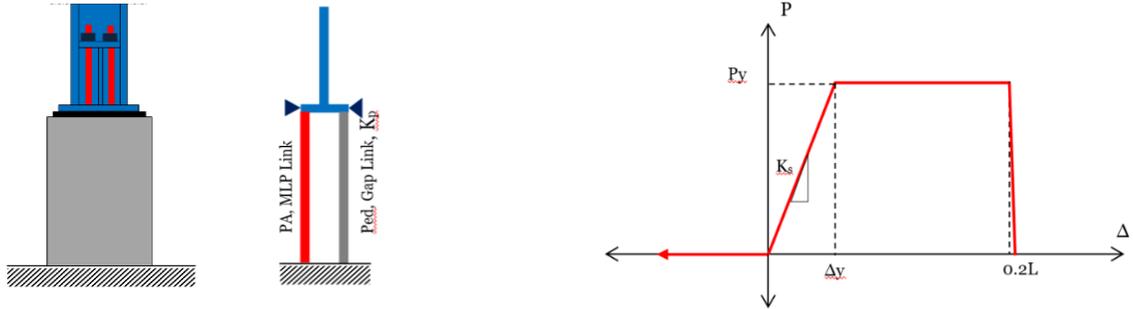


Figura 2.3 (a) Modelo para bases de columna. (b) Curva envolvente para pernos de anclaje.
Fuente: Urzúa (2015)

Amenaza sísmica.

Para efectos de la evaluación del desempeño sísmico del espacio arquetipo, los sistemas estructurales han sido localizados en la Siderúrgica de Huachipato, Región del Biobío, Lat. $36^{\circ}45'06.66''S$, Lon. $73^{\circ}07'30.48'' W$, Chile (ver Figura 2.4)

La evaluación de la amenaza sísmica se ha realizado mediante la plataforma *Seismic Hazard* (Candia *et al.*, 2019) considerando la ubicación anterior descrita.

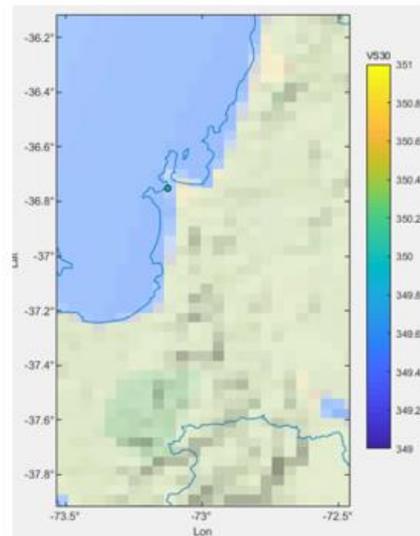


Figura 2.4 (Izq) Ubicación lugar de estudio (Der) Posicionamiento plataforma de amenaza.

Se consideraron dos niveles de amenaza sísmica, una asociada al Sismo de Diseño (SDI) (10% de probabilidad de excedencia en 50 años) y otra asociada al Sismo Máximo Probable (SMP) (5% de probabilidad de excedencia en 50 años). El suelo del sitio se define como Tipo C, según la caracterización de NCh2369 (INN, 2023). Con el objetivo de realizar una evaluación del desempeño estadísticamente rigurosa, se realizó una selección de 30 registros sísmicos para cada nivel de intensidad y para cada arquetipo 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.*, 2020) se seleccionaron los registros de mejor ajuste espectral, los cuales permiten definir registros consistentes con las formas espectrales más probables asociadas a los niveles de amenaza definidos anteriormente. La Figura 2.5 muestra los espectros de amenaza uniforme estimados para los dos escenarios en estudio, y adicionalmente, en la Figura 2.6 se muestran los espectros de media condicionada para las diferentes estructuras del espacio arquetipo; en conjunto con el espectro SMP.

Para revisar en mayor profundidad los espectros utilizados en cada estructura original según espacio arquetipo realizado por estudios de Araya y Varela en inicios de 2023, revisar ANEXO 2.2 AMENAZA SÍSMICA.

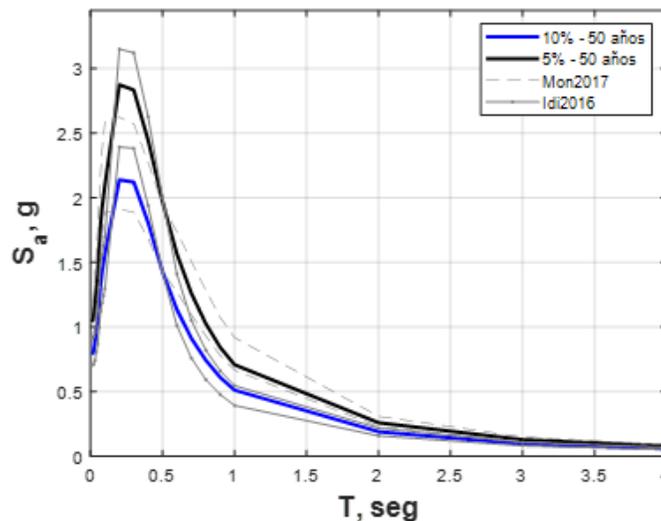


Figura 2.5 Espectro de amenaza UHS a nivel SDI (10% en 50 años) y SMP (5% en 50 años)

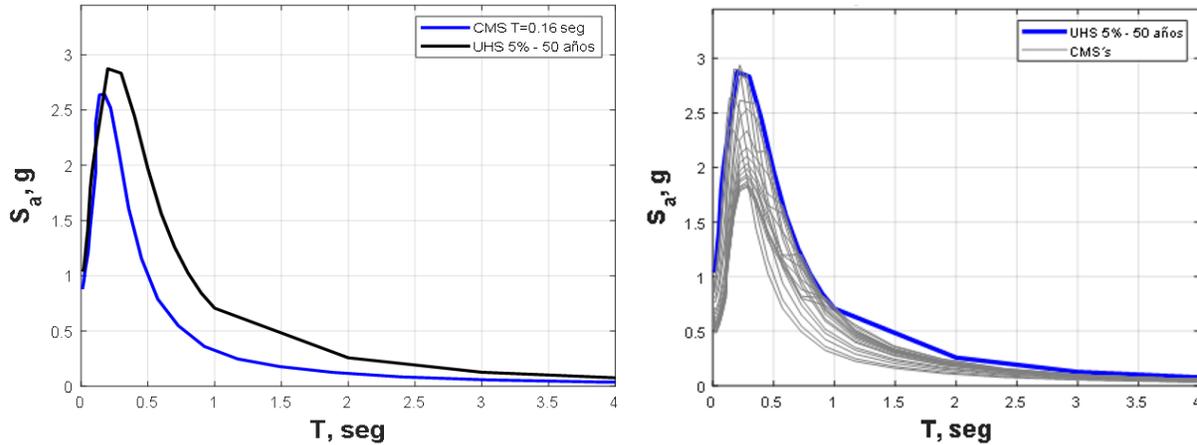


Figura 2.6 (Izq) Espectros UHS y CMS para $T=0.15s$ a nivel SMP. (Der.) Espectros UHS y CMS a nivel SMP

Análisis no lineal dinámico (Tiempo-Historia).

Para la evaluación explícita del desempeño se utilizan análisis tiempo-historia no-lineales, los métodos de integración permitidos del tipo Fast Non-linear Analysis (FNA) en el software SAP2000. Para la elección del método se recurrió a las memorias de título realizadas por Álvarez (2021), Cáceres (2021) y Venegas (2021), con esto, la no linealidad de la estructura se concentra en elementos tipo Link, según se detalla anteriormente, permitiendo la resolución modal de la parte elástica por medio de vectores Ritz, para resolver luego la parte no-lineal iterativamente. El paso de tiempo utilizado se obtiene mediante un análisis de sensibilidad entre los métodos, resultando que el óptimo es el FNA con $dt=0.001$ s, sin substep, dado que la convergencia numérica es más rápida que el DI. Previo al análisis sísmico, el peso sísmico (W_s) se aplica a la estructura de manera gradual (función rampa) y con una alta razón de amortiguamiento crítico (0.999), de modo de evitar la aparición de impactos. El valor de W_s corresponde al 100 % de la carga muerta y al 25 % de la carga viva.

Para establecer y realizar el estudio de la metodología que se propone en el transcurso de esta investigación, se recurre a los primeros resultados obtenidos en las memorias de título de Araya (2023) y Varela (2023). Por otro lado, el diseño correspondiente al espacio arquetipo que se ubica en un rango de tiempo entre 0,10 a 0,50 y entre 0,55 y 0,95 segundos se presentan en la memoria de título de Araya (2023) y Varela (2023), respectivamente, resultando clave los resultados obtenidos para los resultados obtenidos en este estudio.

CAPÍTULO 3: DESCRIPCIÓN Y DISEÑO DEL ESPACIO ARQUETIPO

3.1. Introducción

En este capítulo se describe de manera breve el diseño desarrollado en el programa SAP2000 del espacio arquetipo para los periodos analizados (0,15 a 0,90 segundos), según las disposiciones de la NCh2369 Of.2023 (INN, 2023). Además, se entregan las cargas y combinaciones usadas en el análisis estructural, además del diseño de los pernos de anclaje de las columnas sísmicas.

3.2. Descripción de espacio arquetipo

Para estudiar el comportamiento estructural se define un espacio arquetipo, correspondiente a un grupo de 16 estructuras, configuradas en base a marcos arriostrados concéntricamente (MAC) con arriostramientos en X por nivel.

En términos de diseño, el espacio arquetipo se dimensiona de acuerdo con las disposiciones de NCh2369:2023 [1]. Primero, los pernos de anclaje se diseñan en base a la tracción obtenida de combinaciones de carga sísmica reducida por el mismo factor R que la estructura ($R=5$) (Espacio arquetipo original). Posteriormente, los anclajes se modifican de acuerdo con lo obtenido por la aplicación de la metodología propuesta (espacio arquetipo modificado).

Las estructuras del espacio arquetipo presentan una planta y altura de entrepiso típicas (cuatro vanos de 5 m en cada dirección y altura de 3 m). Se consideran uno o dos vanos arriostrados por eje y tres ejes sísmicos por dirección horizontal (ejes extremos y central). Las cargas gravitacionales (peso equipos, plataformas y sobrecarga operacional) se ajustan dentro de un rango de valores usuales para el diseño industrial, de modo de obtener una distribución de periodos aproximadamente uniforme en un rango de rigidez representativo del rubro industrial (0,15s a 0,90s, en intervalos aproximados de 0,05s).

El diseño considera una demanda sísmica obtenida de un análisis modal espectral basada en un factor de importancia $I=1,0$ y un factor de reducción de la respuesta $R=5$, de acuerdo con las disposiciones de NCh2369:2023 [1]. Los análisis consideran un Suelo Tipo C, en base a la clasificación de suelos de la misma norma.

El espacio arquetipo busca ser una aproximación generalista y representativa de los sistemas estructurales industriales obtenidos de la aplicación ajustada de NCh2369:2023 [1]. De este modo, la caracterización del desempeño sísmico estructural se entiende válida para un rango amplio de configuraciones estructurales. En la Figura 3.1 se muestra un modelo genérico del Espacio Arquetipo (Planta y Elevación).

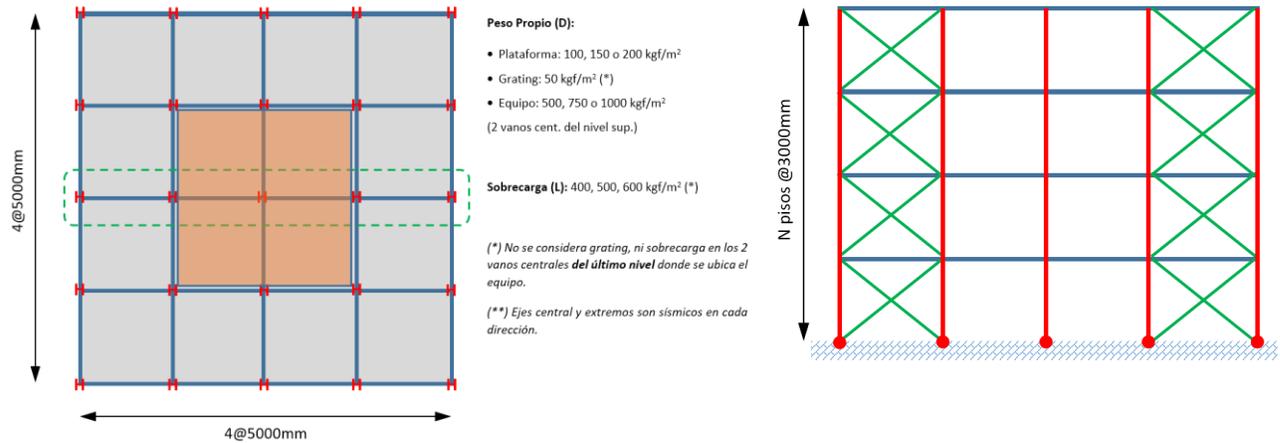


Figura 3.1 (Izq.) Planta típica y sobrecargas estáticas. (Der.) Elevación típica.

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 7 de periodo 0.40 segundos. Los otros diseños de las estructuras semiflexibles se presentan en el ANEXO 3.1 DISEÑO DE ARQUETIPOS

Figura 3.2 Modelo estructura tipo para arquetipo 7, T=0.40 s

3.3. Cargas

Las cargas, así como el espectro de diseño y espectro de referencia, se definen en las memorias de Araya (2023) y Varela (2023). Cabe mencionar que para el presente trabajo no se modificaron cargas de ningún tipo para no afectar al periodo fundamental de cada modelo estructural.

3.4. Combinaciones de diseño

Con el fin de verificar el diseño de los elementos estructurales se utiliza el método de factores de carga y resistencia (LRFD), y para las deformaciones sísmicas laterales la norma NCh2369 (INN, 2023)

establece que estas deben ser estimadas considerando el espectro elástico de referencia, corregido según la razón de amortiguamiento y ponderado por el factor de importancia I. Considerando que el espectro de diseño proviene del espectro de referencia, las estimaciones de desplazamiento pueden ser directamente obtenidas, considerando una amplificación del espectro de diseño igual a 1,4 veces R. Por último, las deformaciones verticales de las vigas son evaluadas considerando condiciones de serviciabilidad. Las combinaciones de carga utilizadas son:

- Combinaciones de carga reducida LRFD:

- 1) $1,2D + 1,6L$
- 2) $1,2D + 0,5L + 1,4E$
- 3) $0,9D + 1,4E$

- Combinación deformaciones laterales:

- 1) $1,4R * E$

- Combinación deformaciones verticales:

- 1) D
- 2) D+L

Para las verificaciones de algunos elementos se añadieron nuevas combinaciones según lo estipulado en la norma NCh2369 (INN, 2023), donde se indica que el coeficiente para el estado de carga sísmica de las combinaciones LRFD se debe amplificar por $0,7R \geq 1$.

- 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 por sismo (E_{xz} y E_{zx}).

$E_{xz} = \pm 1,0E_x \pm 0,3E_y \pm 0,6E_z$ (Análisis plano, $E_y = 0$), según la sección 4.5.2 NCh2369 (INN, 2023).

$E_{zx} = \pm 0,6E_x \pm 0,2E_y \pm 1,0E_z$ (Análisis plano, $E_y = 0$), según la sección 4.5.2 NCh2369 (INN, 2023).

3.5. Diseño de espacio arquetipo

Para el diseño de las columnas, vigas y diagonales se verifican condiciones de esbeltez global, razones ancho/espesor, capacidad del elemento (combinaciones de diseño para sismo reducido y amplificado) y deformaciones admisibles, de modo que cumplen con lo establecido en la NCh2369 Of.2023 (INN, 2023).

La sección 8.6.3 de la actual norma exige que la esbeltez global queda limitada por $1,5\pi\sqrt{(E/Fy)}$, mientras que las razones ancho/espesor para elementos que trabajen en compresión se limita por λ_{md} establecida en la tabla 8.1. Las columnas entre arriostramientos se verifican para las cargas sísmicas amplificadas por $0,7R \geq 1.0$ según la sección 8.3.4, con el fin de otorgar la sobrerresistencia a la estructura. Además, cuando alguna diagonal para el sismo amplificado supere su capacidad ($FU > 1$), 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.

Respecto a las deformaciones laterales, se limita la desviación de entre piso a $0,015h$, siendo h altura de entre piso, según la sección 6.3 para estructuras en general. También se revisa la serviciabilidad en vigas limitando la deformación vertical a $L_a/360$ para cargas muertas, y de $L_a/240$ para cargas muertas más vivas, donde L_a es 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 **¡Error! No se encuentra el origen de la referencia.** y **¡Error! No se encuentra el origen de la referencia.** presentan los resultados del diseño mostrando los factores de utilización para el arquetipo 7 con periodo de 0,40 segundos para las combinaciones de diseño y con sismo horizontal amplificado, respectivamente.

Figura 3.3 Diseño con combinaciones LRFD para marco con periodo de 0.40 s**Figura 3.4** Diseño con sismo amplificado para marco con periodo de 0.40 s

Finalmente, en la Tabla 3.1 se resumen las propiedades dinámicas de los modelos.

Tabla 3.1 Propiedades dinámicas de los arquetipos

Arquetipo	Periodo [s]	Peso Sísmico [kN]	Participación Modal [%]
2	0,15	697,8	99,4%
3	0,20	543,2	99,2%
4	0,25	1207,7	92,8%
5	0,30	1738,5	88,4%
6	0,35	1254,4	88,7%
7	0,40	1662,7	89,1%
8	0,45	1615,5	85,9%
9	0,50	1893,0	85,7%
10	0,55	2122,2	84,0%
11	0,60	2456,7	84,6%
12	0,65	3486,5	80,5%
13	0,70	4100,3	78,0%
14	0,75	4910,9	79,0%
15	0,80	4410,5	77,0%
16	0,85	5705,1	77,7%
17	0,90	5339,1	77,3%

Para el diseño de los pernos de anclaje para las columnas sísmicas se considera la condición más crítica que 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 incentiva el diseño tal que los pernos de anclaje posean un factor de utilización (FU) cercano a 1, siempre considerando el uso de diámetros comerciales y procurando factibilidad constructiva. El diseño resultante para cada arquetipo se indica en la Tabla 3.2.

Tabla 3.2 Diseño de pernos de anclaje para cada arquetipo

Arquetipo	Diámetro original [in]	Diámetro método [in]	Cantidad	FU original [%]	FU método [%]
2	3/8	3/8	4	89,7%	89,7%
3	5/8	1/2	4	80,0%	125,0%
4	3/4	5/8	4	76,1%	109,6%
5	1	7/8	4	91,5%	119,5%
6	7/8	5/8	8	89,7%	175,9%
7	1	3/4	8	93,1%	165,6%
8	1 1/8	7/8	8	82,7%	136,6%
9	1 1/8	7/8	8	97,5%	161,1%
10	1 1/4	1	8	92,3%	144,2%
11	1 3/8	1	8	88,6%	167,5%
12	1 1/4	7/8	8	82,7%	168,7%
13	1 1/4	1 1/8	8	93,3%	115,2%
14	1 3/8	1 1/8	8	85,0%	127,0%
15	1 3/8	1 1/8	8	77,1%	115,1%
16	1 1/2	1 1/8	8	75,1%	133,6%
17	1 1/2	1 1/8	8	73,4%	130,4%

3.6. Método de diseño para pernos de anclaje de tipologías MAC

El uso de fuerzas sísmicas reducidas para el diseño de pernos de anclaje no es capaz de garantizar que la plastificación del anclaje preceda al pandeo de arriostramientos, perdiéndose el efecto beneficioso del anclaje dúctil. El presente trabajo propone una metodología para el diseño de pernos de anclaje de tipologías MAC que se basa en la capacidad resistente lateral del sistema para el dimensionamiento de los pernos y que puede ser aplicada en el contexto de análisis lineales normativos tradicionales.

Se omitió realizar el desarrollo de la metodología en los modelos correspondientes a los periodos 0,15 y 0,90 segundos, porque son de bajo interés debido a su baja probabilidad de ocurrencia.

Se considera que la compresión máxima en arriostramientos verticales está inducida principalmente por la carga sísmica lateral en el sistema (se desprecian cargas gravitacionales). Para esto se utilizan combinaciones de carga donde la carga sísmica reducida se amplifica por 0,7R porque la compresión sobre arriostramientos tiene una relación componente gravitacional/sísmica menor que en el caso de las combinaciones con carga sísmica reducida. Su uso no implica esfuerzo adicional para ingresar nuevas combinaciones de carga al modelo. Con este contexto, dada una estructura MAC:

Se define FU como la relación demanda/capacidad para el arriostamiento más solicitado para las combinaciones LRFD de NCh2369:2023 donde la carga sísmica ha sido amplificada por 0,7R (se recomienda análisis sísmico modal-espectral).

Se define como α el coeficiente que aplicado a la carga sísmica amplificada horizontal genera una compresión igual a la compresión esperada en el arriostamiento más solicitado.

Sea Ω_b la relación entre la compresión esperada y la compresión disponible en el arriostamiento más solicitado. Así se tiene:

$$\text{Si } \frac{L_c}{r} \leq 4.71 \sqrt{\frac{E}{F_{ye}}} \rightarrow \Omega_b = P_{ne}/(\phi P_n) = A_g F_{cre}/(\phi A_g F_{cr}) = (R_y/\phi) 0.658^{(F_{ye}-F_y)/F_e} \quad (1)$$

$$\text{Si } 4.71 \sqrt{\frac{E}{F_{ye}}} < \frac{L_c}{r} \rightarrow \Omega_b = P_{ne}/(\phi P_n) = A_g F_{cr}/(\phi A_g F_{cr}) = (1/\phi) \quad (2)$$

$$\text{Luego,} \quad \alpha = \Omega_b/FU \quad (3)$$

Donde,

- L_c = Longitud efectiva en compresión
- r = radio menor de giro
- E = Módulo de elasticidad del acero
- F_{ye} = Tensión de fluencia esperada, $F_{ye} = R_y F_y$
- R_y = Relación entre fluencia esperada y nominal
- F_y = Tensión de fluencia mínima especificada
- F_{cr} = Tensión crítica de pandeo
- F_e = Tensión elástica de pandeo
- P_{ne} = Capacidad esperada en compresión del arriostamiento
- P_n = Capacidad nominal en compresión del arriostamiento
- ϕ = Factor de reducción de la resistencia
- A_g = Área bruta del arriostamiento

Se obtiene del análisis estructural la menor tracción Tu entre las bases de columna asociadas al panel arriostado, obtenida de combinaciones de carga LRFD donde la carga sísmica reducida es amplificada por 0,7 α R. Se utiliza la menor tracción para fomentar que la plastificación de los pernos preceda al pandeo a capacidad esperada del panel arriostado.

Sea $\beta = 1,7$ un coeficiente de ajuste que corrige la carga gravitacional considerada en la combinación de carga de diseño LRFD respecto a la registrada al momento de producirse el pandeo de arriostramientos a capacidad esperada, obtenido de los análisis tiempo-historia no-lineales.

Se tiene que para asegurar que la plastificación a capacidad esperada del perno de anclaje preceda al pandeo a capacidad esperada del arriostramiento más solicitado, debe cumplirse la siguiente relación:

$$T_u/\beta > R_{y,ab}F_{y,ab}A_{ab} \quad (4)$$

Donde, $R_{y,ab}$ = Relación entre fluencia esperada y nominal para el perno de anclaje

$F_{y,ab}$ = Tensión de fluencia mínima especificada para el perno de anclaje

A_{ab} = Área bruta total de pernos de anclaje en la base de columna

Luego, el área total de acero de pernos de anclaje en la base de columna debe cumplir:

$$A_{ab} < A_{ab,max} = \frac{T_u}{\beta R_{y,ab}F_{y,ab}} \quad (5)$$

Si la estructura MAC esta dimensionada de manera ajustada a las fuerzas mínimas de diseño normativas (I=1,0, R=5), es posible que la aplicación de la metodología propuesta resulte en una sección de pernos de anclaje menor a la que se obtendría al aplicar el método tradicional de diseño en base a cargas sísmicas reducidas. En este caso, si se desea establecer criterios mínimos para el diseño de pernos de anclaje, por ejemplo: diámetro mínimo de pernos, número mínimo de pernos, fuerzas mínimas de diseño, etc., será necesario aumentar la resistencia de los arriostramientos verticales, de modo de reducir su FU y consecuentemente aumentar el coeficiente α y $A_{ab,max}$.

3.7. Conclusiones

Se busca que los diseños de los modelos cumplan 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.

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.

El método de diseño para pernos de anclaje indaga en la incursión elástica de los anclajes que preceda a la plastificación de los arriostramientos basándose en la capacidad resistente lateral del sistema para el dimensionamiento de los pernos y que puede ser aplicada en el contexto de análisis lineales normativos tradicionales.

CAPÍTULO 4: ANÁLISIS NO LINEAL DEL ESPACIO ARQUETIPO

4.1. Introducción

En el presente capítulo se detalla el análisis no lineal para estudiar el comportamiento de la estructura considerando la incursión no lineal de los pernos de anclaje y arriostramientos, según metodología propuesta, modificando elementos *Link* para pernos de anclaje con que se diseñaron las estructuras de referencia obtenidas de Araya (2023) y Varela (2023), actualizando diámetros a calculados siguiendo nueva metodología de diseño, para dos niveles de amenaza sísmica: nivel de sismo de diseño (SDI) y máximo sismo posible (SMP). Finalmente, se discuten los resultados obtenidos mediante gráficos de Energía, Elongación de pernos de anclaje, R_u , Ω , factor de utilización de columnas, drift de entrepiso y deformación de arriostramientos que muestran la dispersión, desviación estándar y media para el espacio arquetipo.

4.2. Modelación no lineal de anclaje y arriostramiento en SAP2000

A partir del diseño de los pernos de anclaje de la sección 3.5 del presente estudio, se define la ley constitutiva monótonica como se muestra en la **¡Error! No se encuentra el origen de la referencia.** que, para este caso, corresponde a cuatro pernos de diámetro 3/4" para la estructura de periodo 0,40 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 **¡Error! No se encuentra el origen de la referencia..** 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 **¡Error! No se encuentra el origen de la referencia..**

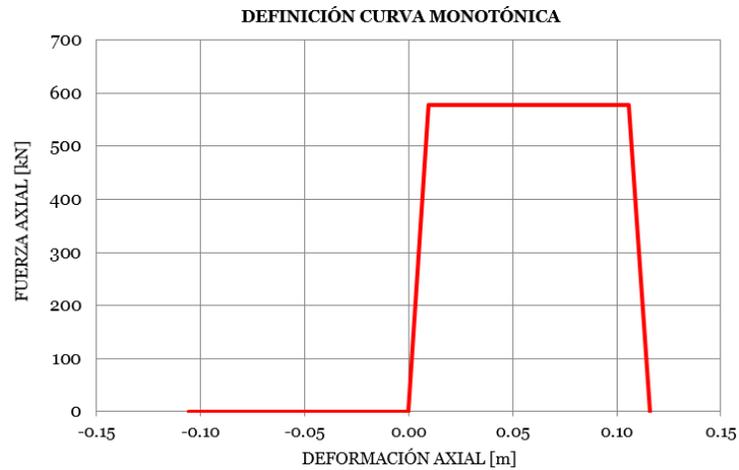
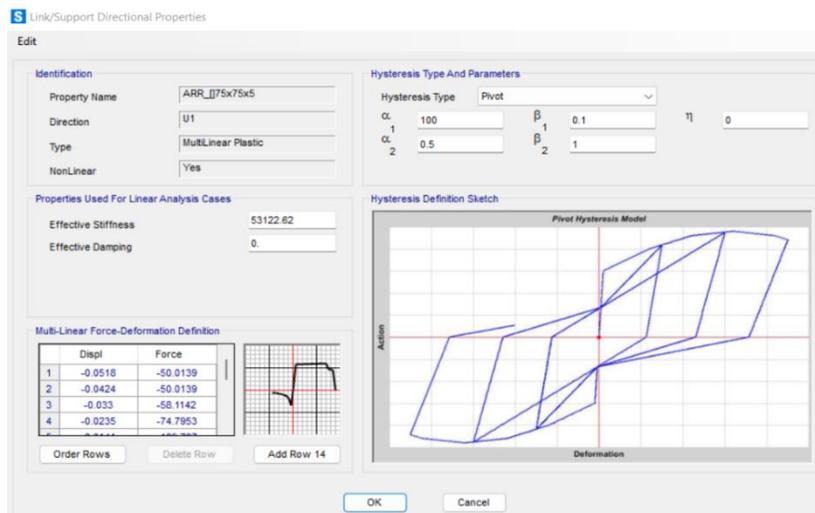


Figura 4.1 Curva monotónica fuerza-desplazamiento para modelo con periodo de 0.40 s

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

Para los arriostramientos previamente diseñados se definen elementos tipo *Link Multilinear Plastic* con un ciclo de histéresis tipo pivote y una curva fuerza-desplazamiento, e ingresa su peso y masa para evitar incongruencias en el análisis de la estructura, además se agrega la rigidez efectiva de los arriostramientos, como se muestra en la **¡Error! No se encuentra el origen de la referencia..** Luego, se eliminan los arriostramientos y se asigna el *Link* definido anteriormente en todos los niveles de la estructura, como se observa en la **¡Error! No se encuentra el origen de la referencia..** Finalmente, para realizar el análisis en el software se utilizan los casos lineales y no lineales definidos en el



subcapítulo 2.10 de este documento.

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

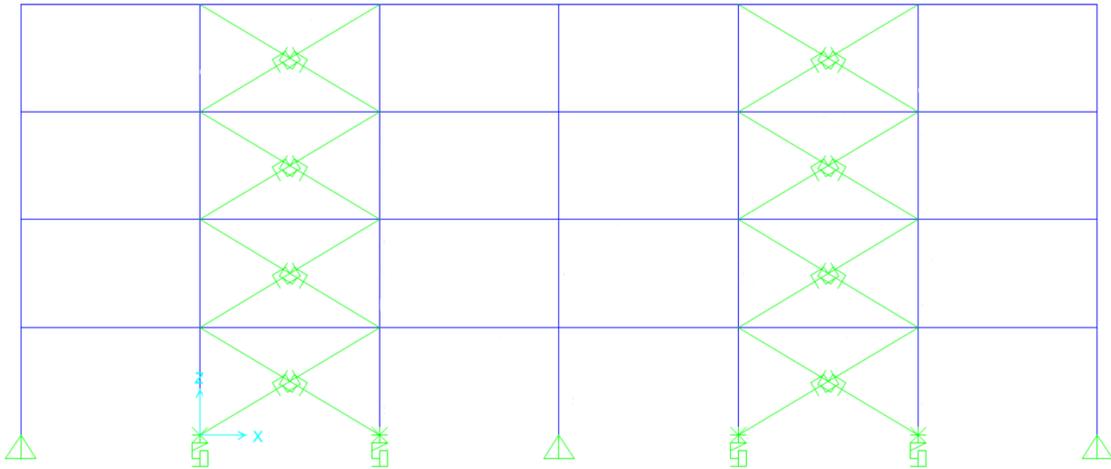


Figura 4.4 Asignación de elementos tipo *Link* para arriostramientos y anclaje de las columnas símicas

4.3. Resultados del análisis con pernos de anclaje y arriostramiento no lineales

Los resultados obtenidos del análisis no lineal para sismo a nivel de diseño (DLE) y sismo máximo posible (SMP) para los modelos con periodos entre 0,15 y 0,90 segundos, se presentan en la **¡Error!** **No se encuentra el origen de la referencia.** y

Tabla 0.1, respectivamente.

Tabla 0.1.- Resultados del análisis con anclaje y arriostramiento no lineal, nivel SDI

Mod	PA	Ts [s]	Análisis	Ru	Ex (kN)	ε.pa (%)	δh/H.max	E°.hist/E°.Input	E°.damp/E°.Input
2	4-PA-3/8"	0.15	Lin	1.54	1138	-	-	-	-
			NL		748	2.94	0.002	0.04	0.96
3	4-PA-1/2"	0.2	Lin	3.05	1402	-	-	-	-
			NL		470	7.59	0.011	0.07	0.93
4	4-PA-5/8"	0.25	Lin	2.46	2526	-	-	-	-
			NL		1042	4.04	0.006	0.1	0.9
5	4-PA-7/8"	0.3	Lin	2.58	3646	-	-	-	-
			NL		1420	4.29	0.006	0.33	0.67
6	8-PA-5/8"	0.35	Lin	3.85	2591	-	-	-	-
			NL		679	11.17	0.013	0.11	0.89
7		0.4	Lin	3.13	2991	-	-	-	-

	8-PA-3/4"		NL		955	9.62	0.014	0.12	0.88
8	8-PA-7/8"	0.45	Lin	3.3	3215	-	-	-	-
			NL		962	9.11	0.015	0.15	0.85
9	8-PA-7/8"	0.5	Lin	2.82	2780	-	-	-	-
			NL		984	7.26	0.012	0.15	0.85
10	8-PA-1"	0.55	Lin	4.1	4309	-	-	-	-
			NL		1065	10.48	0.015	0.21	0.79
11	8-PA-1"	0.6	Lin	2.96	3163	-	-	-	-
			NL		1089	6.02	0.011	0.17	0.83
12	8-PA-7/8"	0.65	Lin	3.42	5026		-	-	-
			NL		1512	3.8	0.007	0.18	0.82
13	8-PA-1 1/8"	0.7	Lin	2.07	4073		-	-	-
			NL		1966	3.17	0.007	0.17	0.83
14	8-PA-1 1/8"	0.75	Lin	2	4160	-	-	-	-
			NL		2075	3.07	0.006	0.19	0.81
15	8-PA-1 1/8"	0.8	Lin	1.73	3440	-	-	-	-
			NL		1991	2.76	0.006	0.18	0.82
16	8-PA-1 1/8"	0.85	Lin	2.03	4259	-	-	-	-
			NL		2111	2.94	0.006	0.19	0.81
17	8-PA-1 1/8"	0.9	Lin	1.9	3732	-	-	-	-
			NL		2014	2.63	0.006	0.16	0.84

Tabla 0.1.- Resultados del análisis con anclaje y arriostamiento no lineal, nivel SMP

	PA	Ts [s]	Análisis	Ru	Ex (kN)	ϵ_{pa} (%)	$\delta h/H_{max}$	E°.hist/E°.Input	E°.damp/E°.Input
2	4-PA-3/8"	0.15	Lin	1.7	1593	-	-	-	-
			NL		966	4.85	0.004	0.05	0.95
3	4-PA-1/2"	0.2	Lin	4.34	1963	-	-	-	-
			NL		480	14.83	0.019	0.05	0.95
4	4-PA-5/8"	0.25	Lin	3.38	3807	-	-	-	-
			NL		1151	7.94	0.009	0.13	0.87
5	4-PA-7/8"	0.3	Lin	3.27	5105		-	-	-
			NL		1569	6.75	0.009	0.4	0.6
6	8-PA-5/8"	0.35	Lin	4.99	3627		-	-	-
			NL		740	17.46	0.019	0.11	0.89
7	8-PA-3/4"	0.4	Lin	4.22	4188	-	-	-	-
			NL		997	15.62	0.022	0.1	0.9
8	8-PA-7/8"	0.45	Lin	4.37	4501	-	-	-	-
			NL		1020	14.06	0.021	0.15	0.85
9		0.5	Lin	3.8	3892	-	-	-	-

	8-PA-7/8"		NL		1028	12	0.018	0.16	0.84
10	8-PA-1"	0.55	Lin	5.65	6032	-	-	-	-
			NL		1078	16.47	0.022	0.24	0.76
11	8-PA-1"	0.6	Lin	3.85	4414	-	-	-	-
			NL		1160	8.71	0.015	0.19	0.81
12	8-PA-7/8"	0.65	Lin	4.23	7180		-	-	-
			NL		1715	5.06	0.009	0.26	0.74
13	8-PA-1 1/8"	0.7	Lin	2.74	5702		-	-	-
			NL		2096	5.08	0.009	0.22	0.78
14	8-PA-1 1/8"	0.75	Lin	2.72	5825	-	-	-	-
			NL		2154	4.76	0.008	0.25	0.75
15	8-PA-1 1/8"	0.8	Lin	2.31	4817	-	-	-	-
			NL		2100	4.19	0.008	0.22	0.78
16	8-PA-1 1/8"	0.85	Lin	2.62	5599	-	-	-	-
			NL		2157	4.13	0.008	0.25	0.75
17	8-PA-1 1/8"	0.9	Lin	2.51	5281	-	-	-	-
			NL		2122	3.85	0.008	0.22	0.78

Se presenta la energía disipada para cada periodo del espacio arquetipo a nivel de sismo de diseño (SDI) en la Figura 4.5 y sismo de máximo posible (SMP) en la Figura 4.6, comparando los resultados del análisis original y los resultados obtenidos después de aplicar el método de diseño para pernos de anclaje estudiado en el presente trabajo. Las barras de color azul representan el porcentaje de energía de amortiguamiento viscoso, las barras de color naranja la energía disipada por los pernos de anclaje y en gris el porcentaje de energía disipada por los arriostramientos, donde la suma de los tres grupos representa la energía total ingresada al sistema.

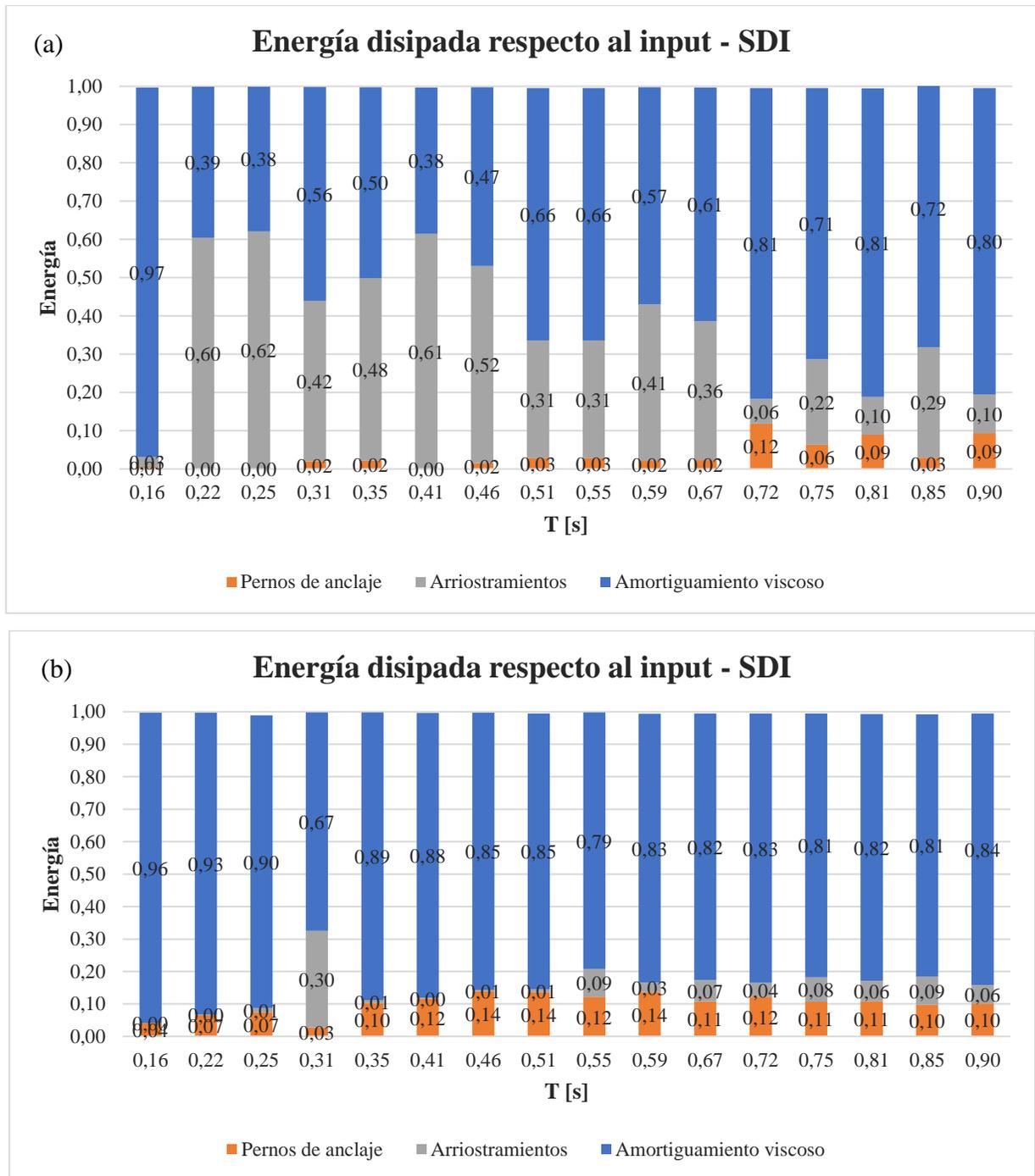


Figura 4.5 Energía disipada con anclaje y arriostramiento no lineal en modelos con sismo de diseño (SDI)
 (a) Diseño original. (b) Diseño aplicando metodología propuesta.

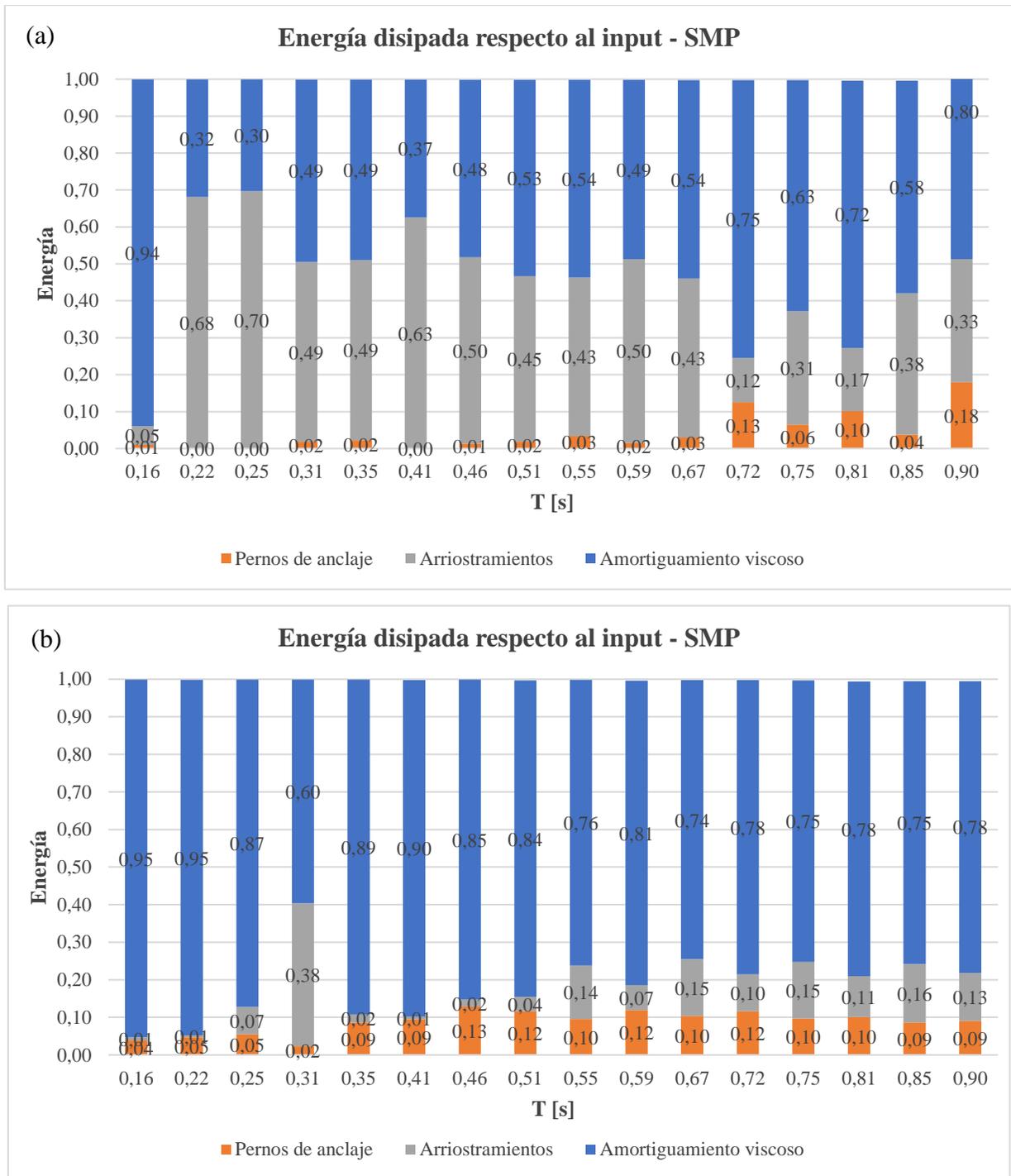


Figura 4.6 Energía disipada con anclaje y arriostramiento no lineal en modelos con sismo máximo posible (SMP) (a) Diseño original. (b) Diseño aplicando metodología propuesta.

En los gráficos presentados se observa un aumento en la energía disipada por los pernos de anclaje, y una disminución significativa en la energía disipada por los arriostramientos. Esto demuestra que el método cumple la función de alivianar la plastificación sufrida por las diagonales y asignarles mayor implicancia a los anclajes, de manera que puedan actuar como fusibles y recurrir a un mantenimiento enfocado en dichos elementos.

A continuación, en la Figura 4.7 y Figura 4.8 se presentan los gráficos que indican la elongación de los pernos en las columnas sísmicas para los modelos con sismo de diseño (SDI) y sismo máximo posible (SMP) respectivamente, comparando el análisis original con el caso después de aplicado el método de diseño para pernos de anclaje en cada uno. En cada modelo se observa una fila de puntos los cuales representan los 30 registros utilizados, una barra que corresponde a la desviación estándar, una línea continua la cual une los promedios de la elongación.

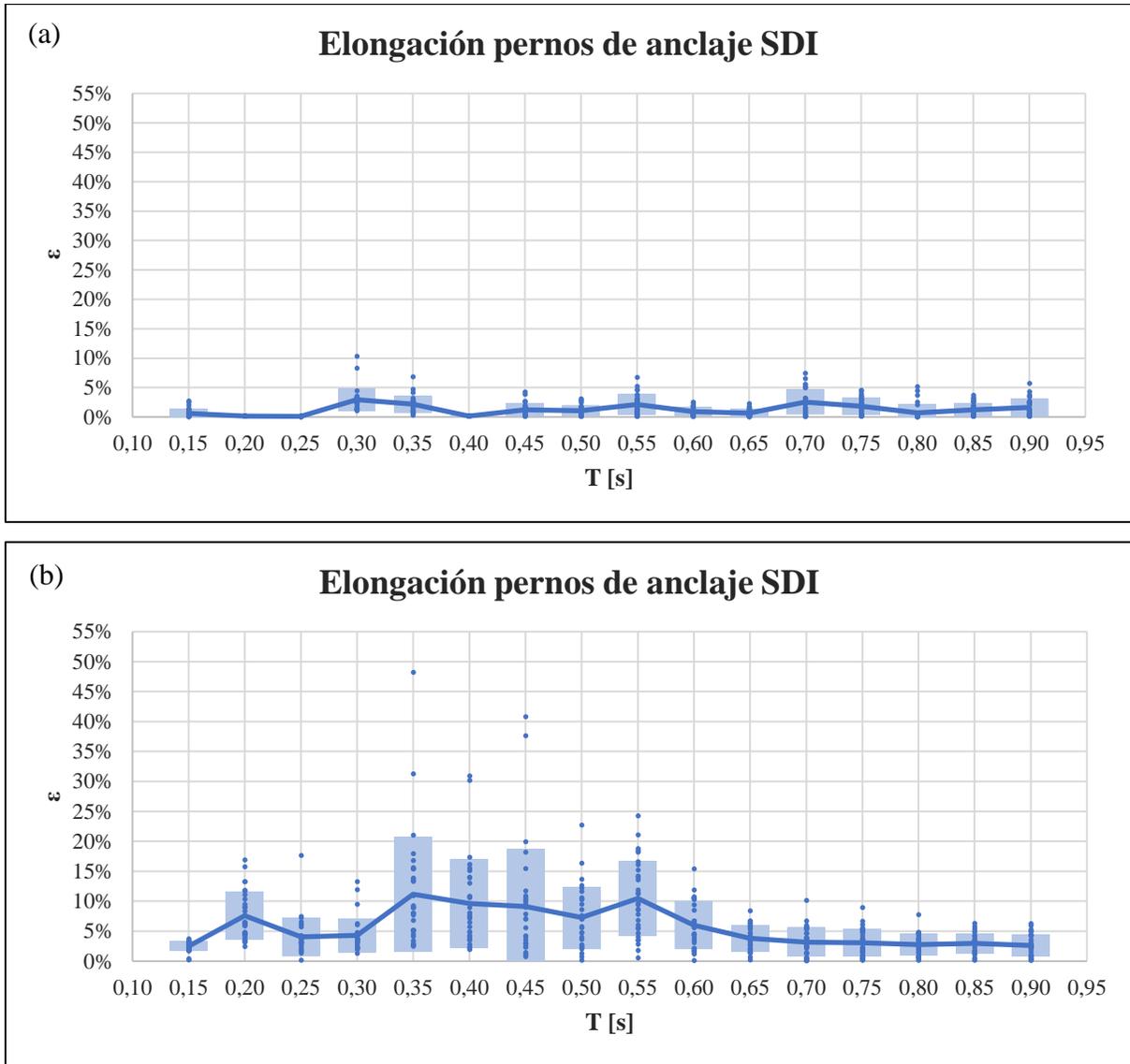


Figura 4.7 Elongación de pernos en modelos con sismo de diseño (SDI)(a) Diseño original. (b) Diseño aplicando metodología propuesta.

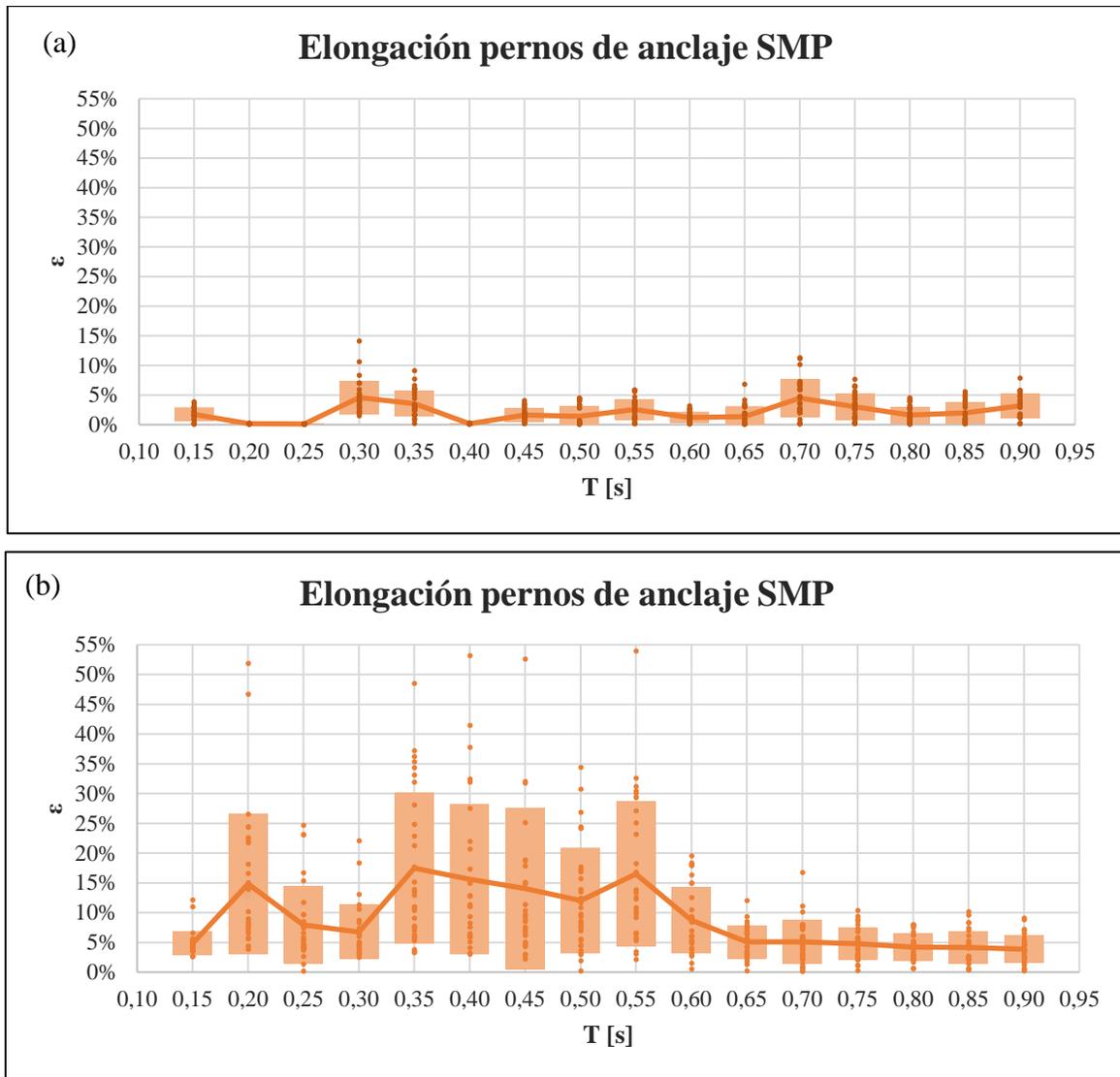


Figura 4.8 Elongación de pernos en modelos con sismo máximo posible (SMP) (a) Diseño original. (b) Diseño aplicando metodología propuesta.

En ambas figuras se observa que para los modelos donde fue aplicado el método de diseño para pernos de anclaje se obtuvo una elongación mayor a la obtenida con el diseño original, con una media en promedio de 5,65% comparada con 1,86% en los modelos originales SDI y un aumento de 1,90% a 9,11% en los modelos SMP. Si bien se obtienen elongaciones mayores en comparación al caso original, estas siguen siendo menor a un 20% recomendado.

Se define R_{μ} como la razón entre el corte basal máximo considerando un comportamiento lineal y el corte basal máximo considerando un comportamiento no-lineal. R_{μ} representa la reducción del corte

basal que el modelo analizado experimenta por comportamiento inelástico. En la **¡Error! No se encuentra el origen de la referencia.9** y Figura 4.1010 se muestran los resultados del factor de reducción por ductilidad (R_{μ}) para cada uno de los periodos del espacio arquetipo para SDI y SMP, respectivamente. Estas figuras incluyen gráficos de espacio arquetipo original y espacio arquetipo de metodología propuesta.

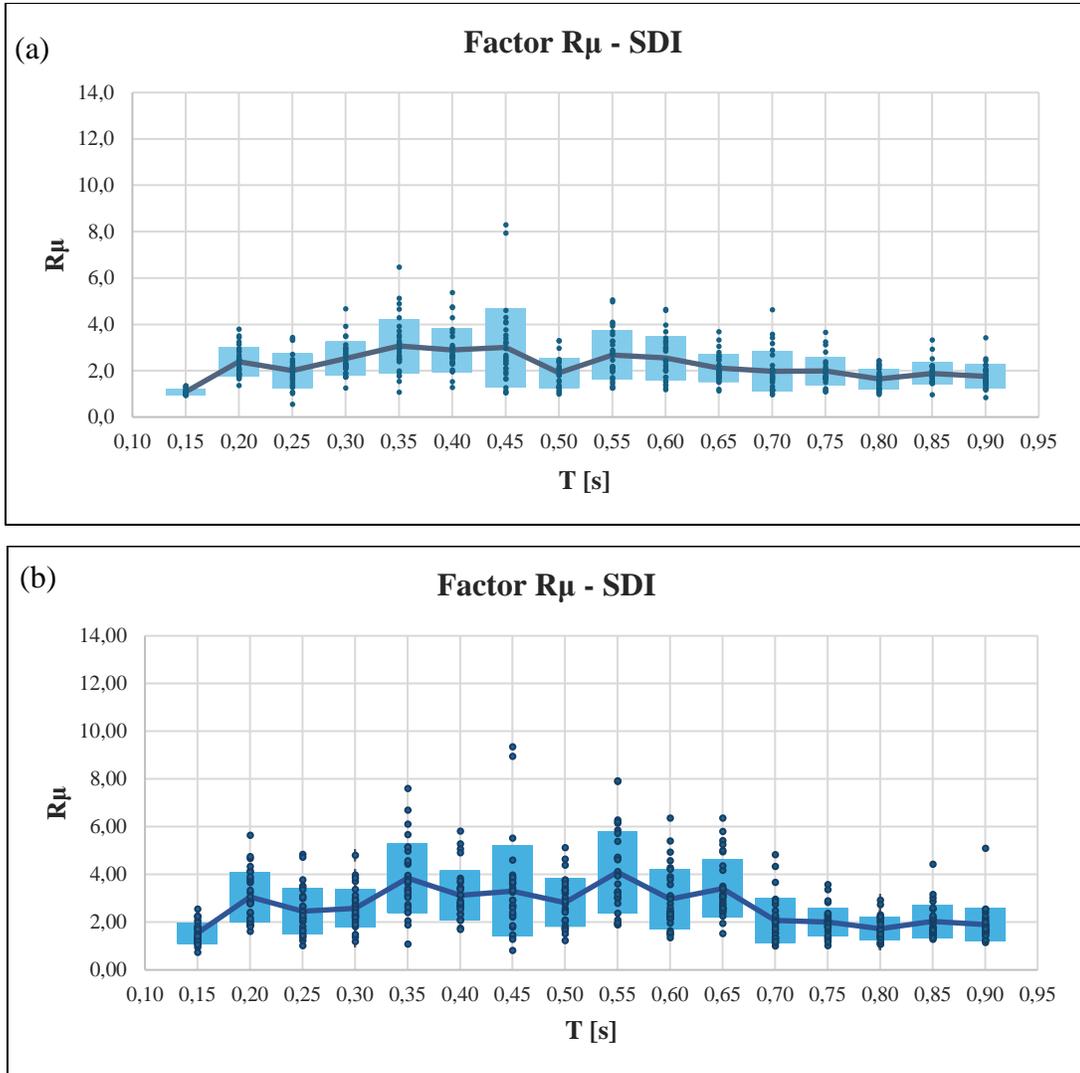


Figura 4.9 Factor de reducción por ductilidad R_{μ} Sismo de diseño (SDI) (a) Espacio Arquetipo original (b)Espacio arquetipo modificado por la metodología propuesta.

De la **¡Error! No se encuentra el origen de la referencia.9(a)** se observa que el máximo R_{μ} promedio se produce en el modelo de periodo s, el cual tiene un valor de con una desviación. El menor R_{μ} promedio se presenta en el modelo más flexible de periodo s, su valor es y tiene una desviación de.

Por otra parte, de la Figura 4.99(b) correspondiente al espacio arquetipo modificado, se observa que el máximo y mínimo R_{μ} promedio se encuentran en los modelos con periodo, respectivamente, donde los valores son de promedio con una desviación de y un promedio de y una desviación de, respectivamente. En ambos gráficos se puede ver que R_{μ} sigue una tendencia casi constante de aproximadamente para SDI.

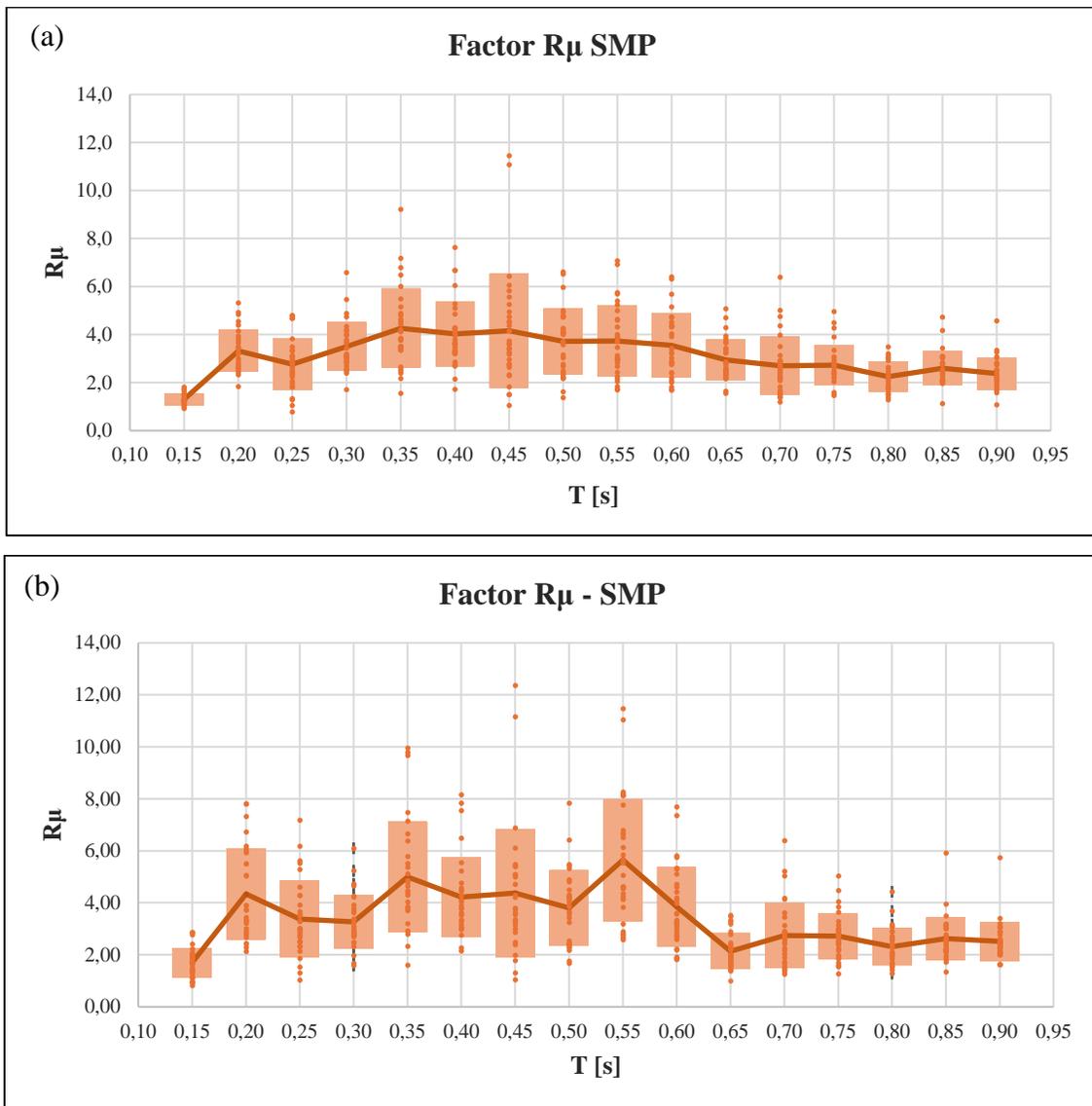


Figura 4.10 Factor de reducción por ductilidad R_{μ} Sismo máximo posible (SMP) (a) Espacio Arquetipo original (b)Espacio arquetipo modificado por la metodología propuesta.

De la Figura 4.10(a) se observa que el máximo R_{μ} promedio se produce en el arquetipo de periodo s, este tiene un valor de con una desviación de \pm . El menor R_{μ} promedio se presenta en el modelo más flexible de periodo s, su valor es de y tiene una desviación de \pm . Por otra parte, de la Figura 4.10(b)

correspondiente al espacio arquetipo modificado, se observa que el máximo y mínimo R_{μ} promedio se encuentran en los modelos con periodo s , respectivamente, donde los valores son de promedio con una desviación de \pm y un promedio de y y una desviación de \pm , respectivamente. De los gráficos se observa que para el arquetipo original se tiene un valor promedio cercano a y , mientras que para el arquetipo modificado, los valores tienden a un promedio de y , reduciéndose a n en los modelos de periodos superior.

A continuación, se presenta los resultados obtenidos para los factores de sobrerresistencia de cada modelo. En los gráficos se puede apreciar una dispersión de puntos sobre cada periodo que corresponde a los factores obtenidos para cada uno de los 30 registros, también una línea continua que uno puntos que representan el factor promedio para cada estructura, esto para nivel SDI y SMP.

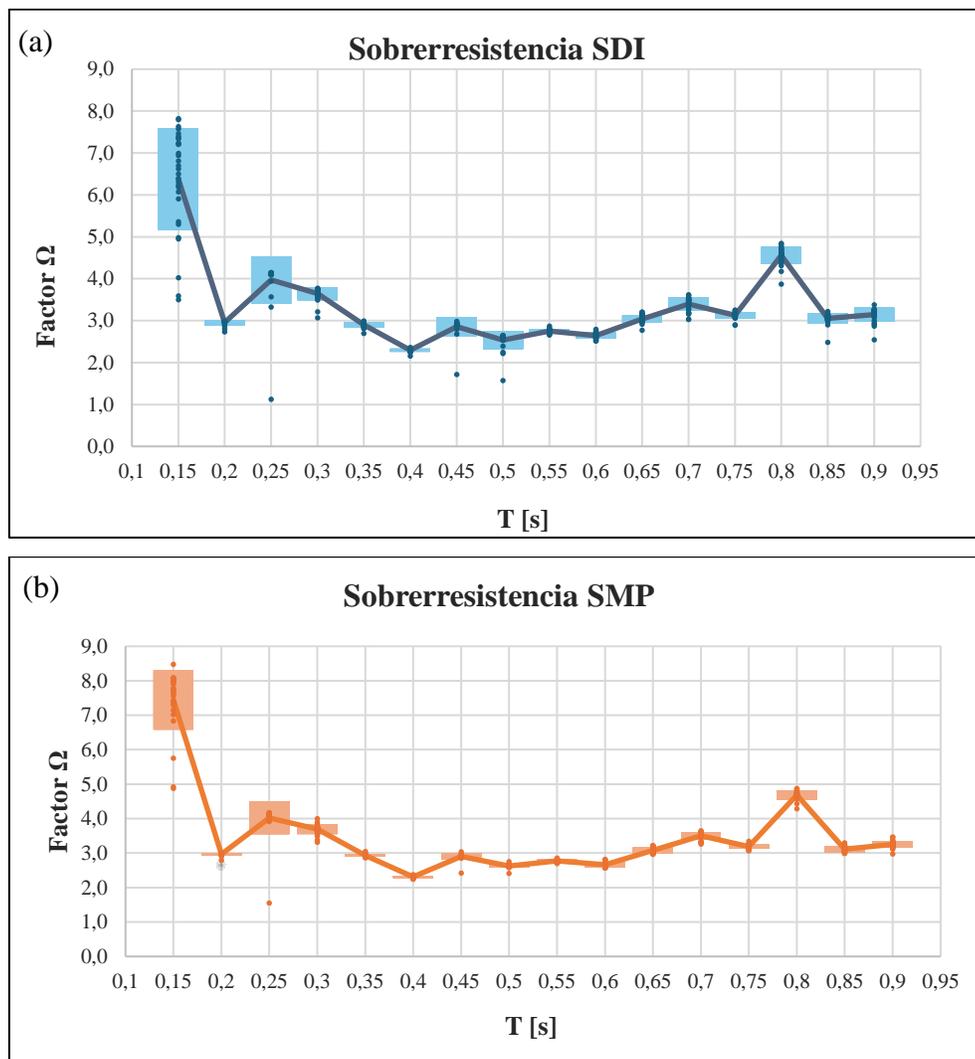


Figura 4.11 Sobrerresistencia espacio arquetipo original (a) Nivel SDI (b) Nivel SMP.

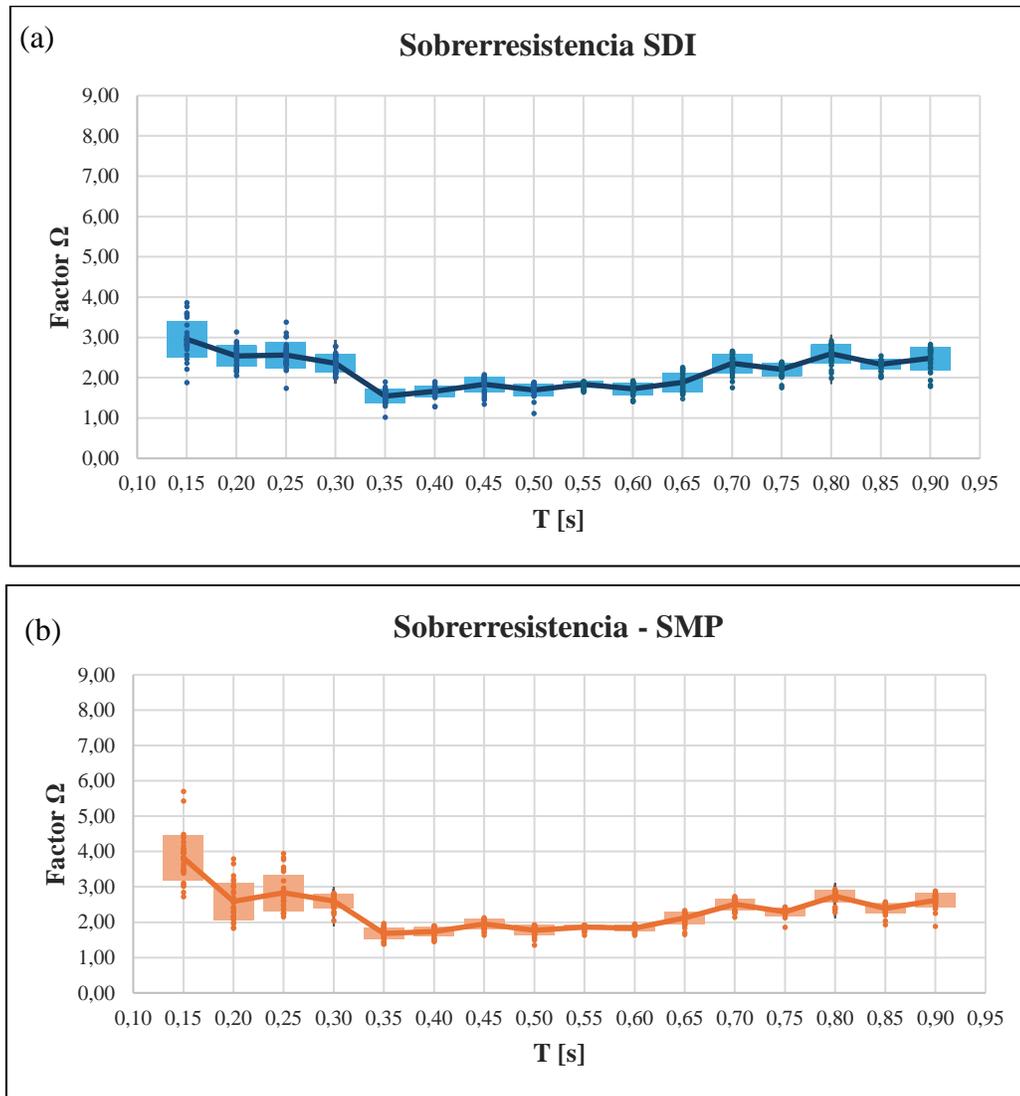
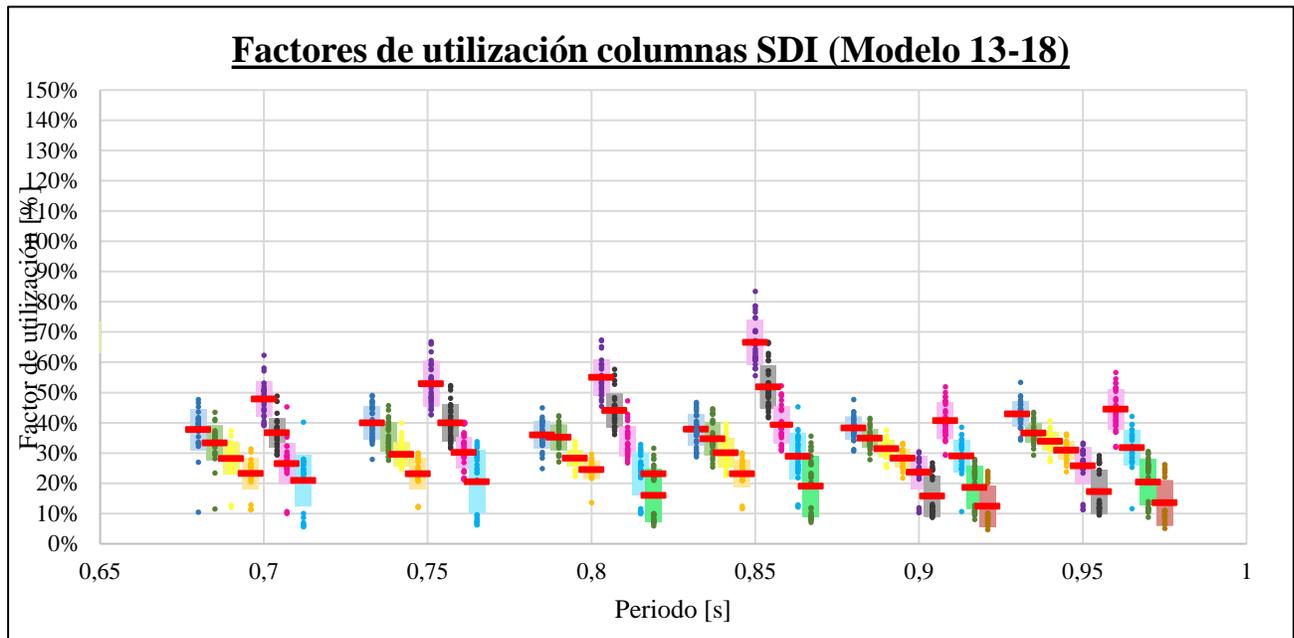
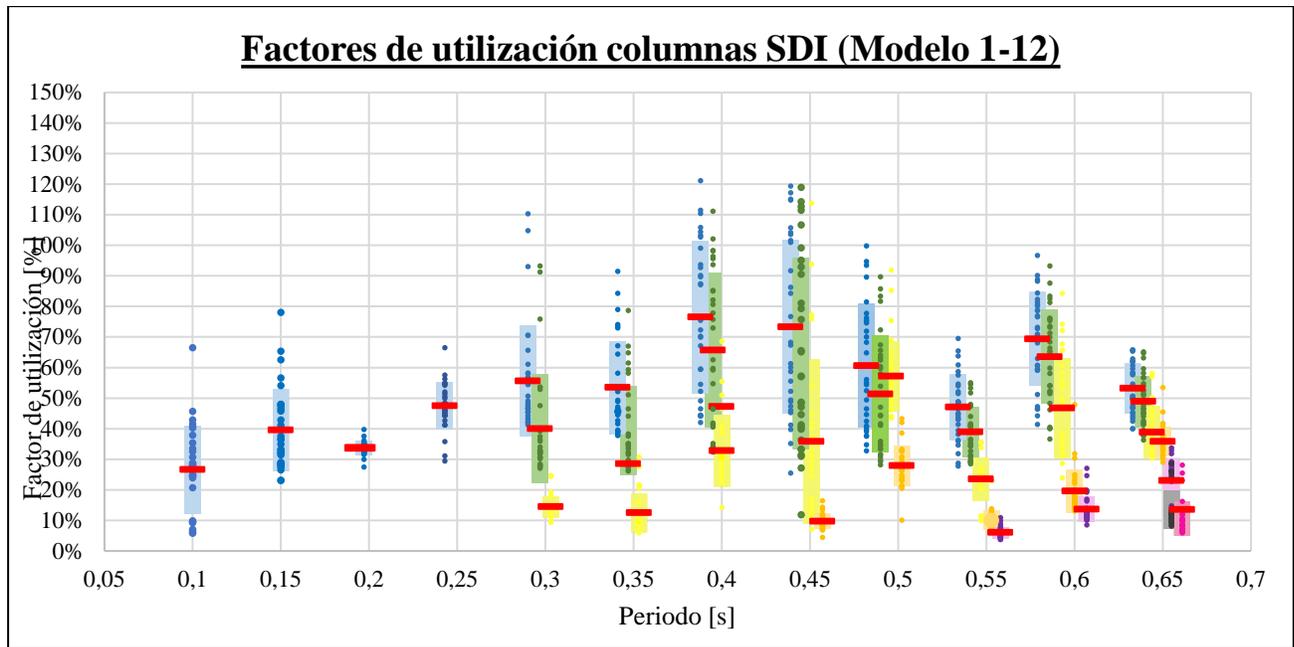


Figura 4.12 Sobrerresistencia espacio arquetipo modificado para Metodología propuesta (a) Nivel SDI (b) Nivel SMP.

Se puede observar de la Figura 4.11 y Figura 4.12 que los valores para los factores de resistencia presentan una disminución en los factores obtenidos para el nuevo espacio arquetipo, siguiendo la tendencia para todos los modelos. Esto se debe a la metodología propuesta, dado que aplica la reducción en cantidad y diámetro de pernos, lo cual puede ser un indicador de estar presente ante una estructura que se encuentre más propensa a plastificar, dado que la estructura puede considerar menor corte basal. Con esto se está presente ante estructuras más flexibles, con menor resistencia, pero más dúctiles.

El factor de utilización (FU) de elementos estructurales, se define como la razón entre la demanda del elemento y su capacidad. Este valor da una idea de cuan exigido está el elemento respecto a su resistencia de diseño, donde valores mayores a uno, significan que elemento esta más exigido que su capacidad de diseño.

En la Figura 4.13 se muestran los valores numéricos de factores de utilización de columnas sísmicas más exigidas (demanda/capacidad método LRFD) a nivel SDI, donde es posible observar el aumento de la utilización en los modelos de periodos 0,15 y 0,20 segundos, además, para los modelos de 0,4 y 0,5 segundos, se observa una mayor utilización en las columnas del tercer piso. A pesar de esto, se observa una disminución general de la utilización de las columnas en los modelos en general, junto con un mejor comportamiento en los modelos de periodos sobre los 0,7 segundos.



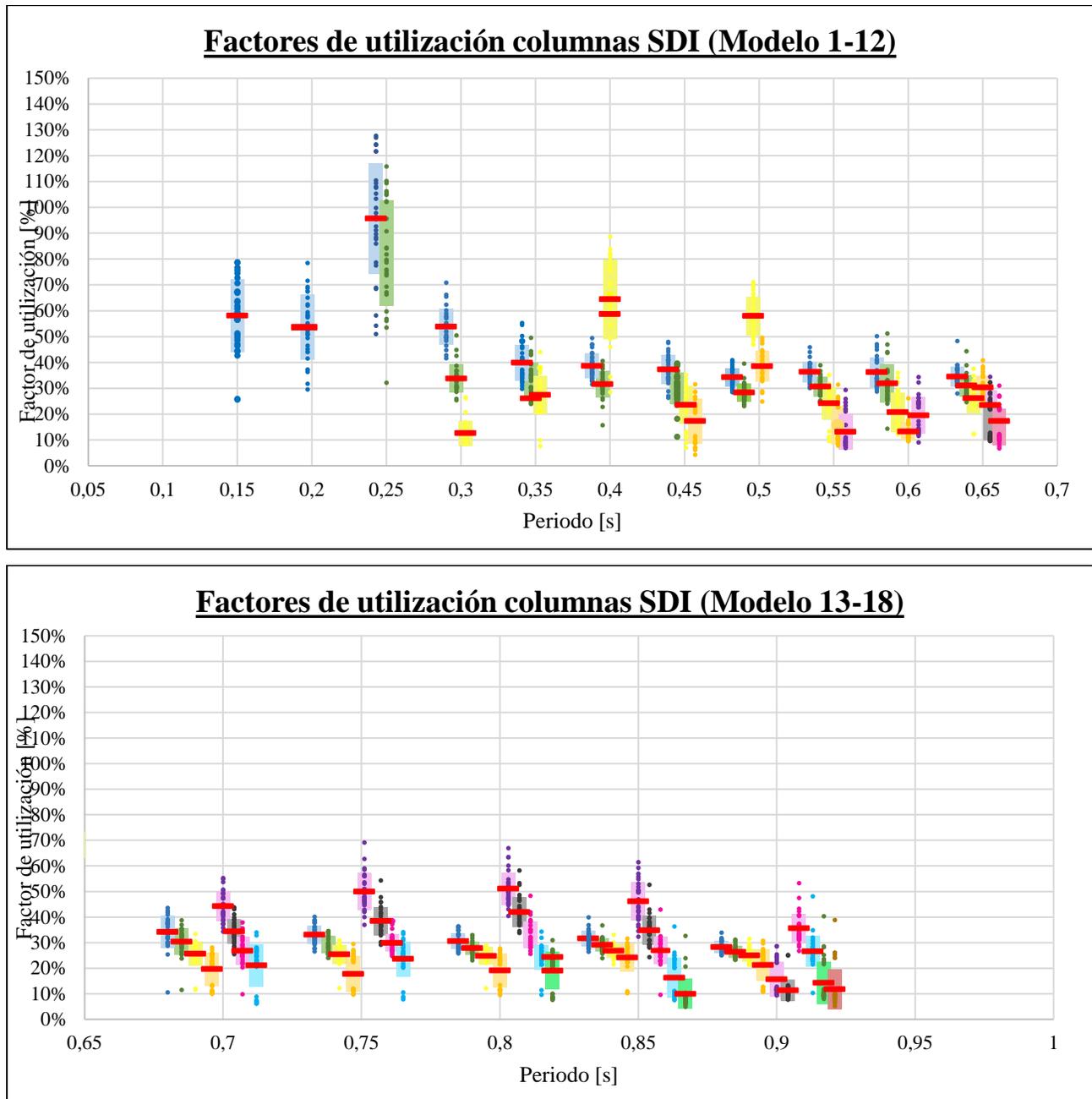
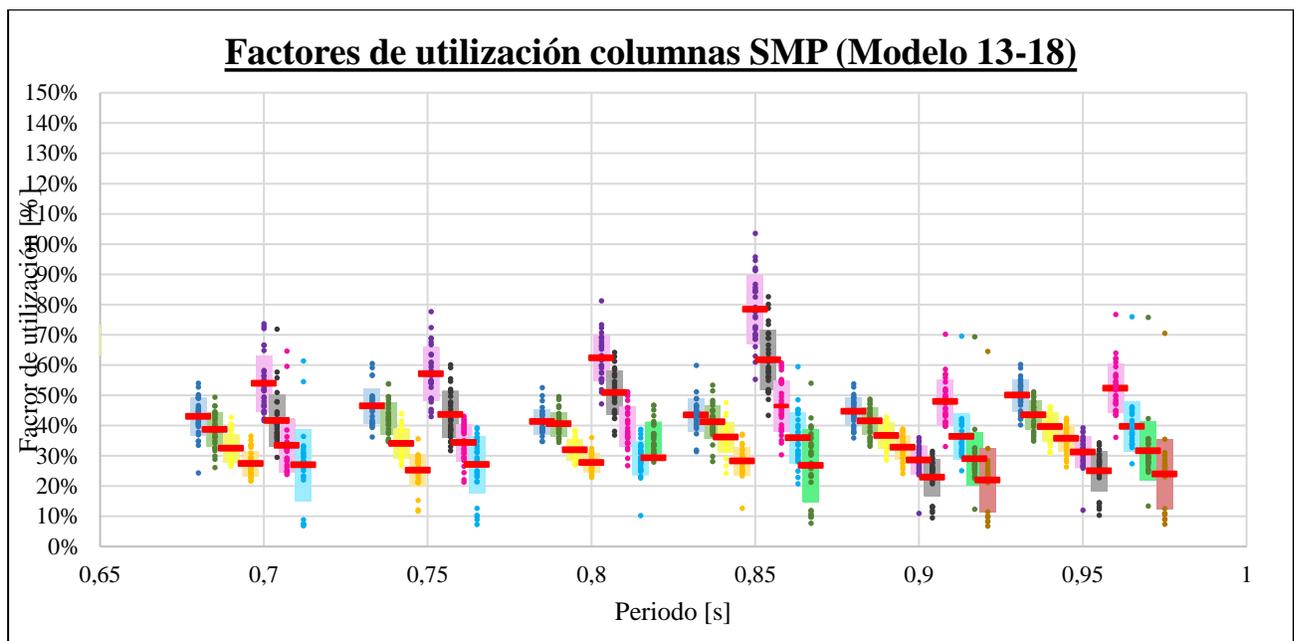
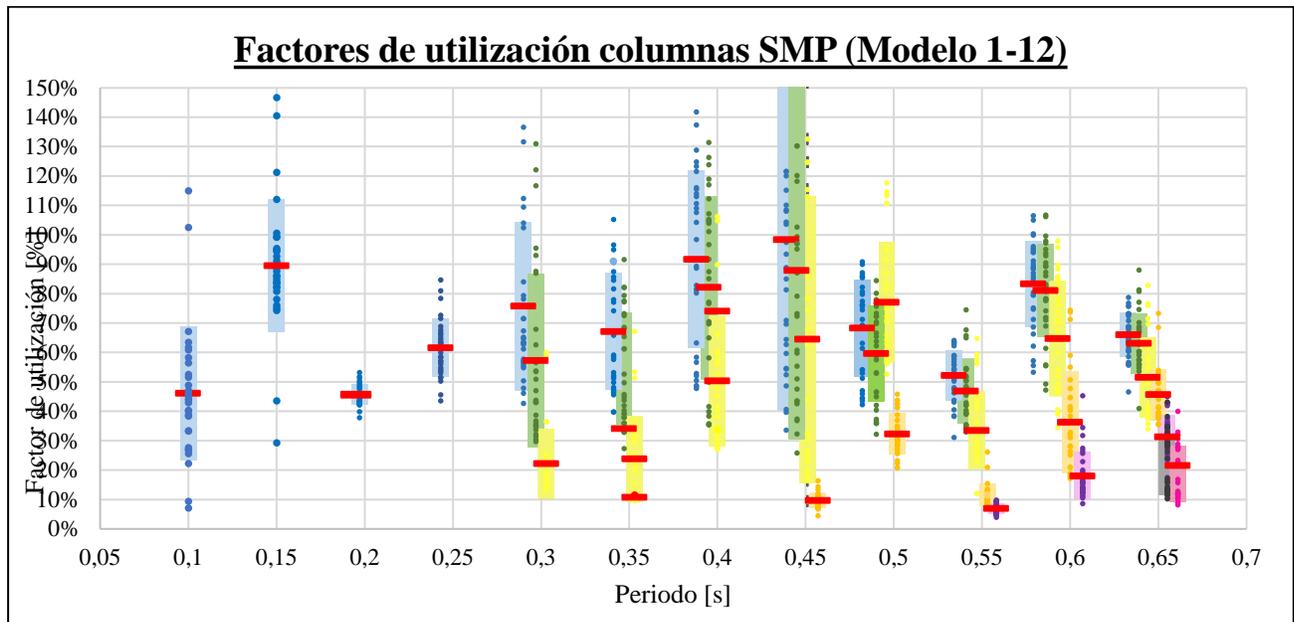


Figura 4.13 Factor de utilización columnas sísmicas a nivel SDI. Espacio arquetipo original (arriba). Espacio arquetipo modificado por la metodología propuesta (abajo).

En la Figura 4.14 se muestran los valores numéricos de factores de utilización de columnas sísmicas más exigidas (demanda/capacidad método LRFD) a nivel SMP, ya que se considera como el caso más desfavorable. De los gráficos se observa que, al aplicar la metodología, ocurre el mismo fenómeno en los modelos mencionados anteriormente, en donde la utilización de las columnas aumenta. A pesar de esto, es posible observar que, para modelos de periodo superior a 0,7 segundos, la utilización disminuye bajo el 50%.



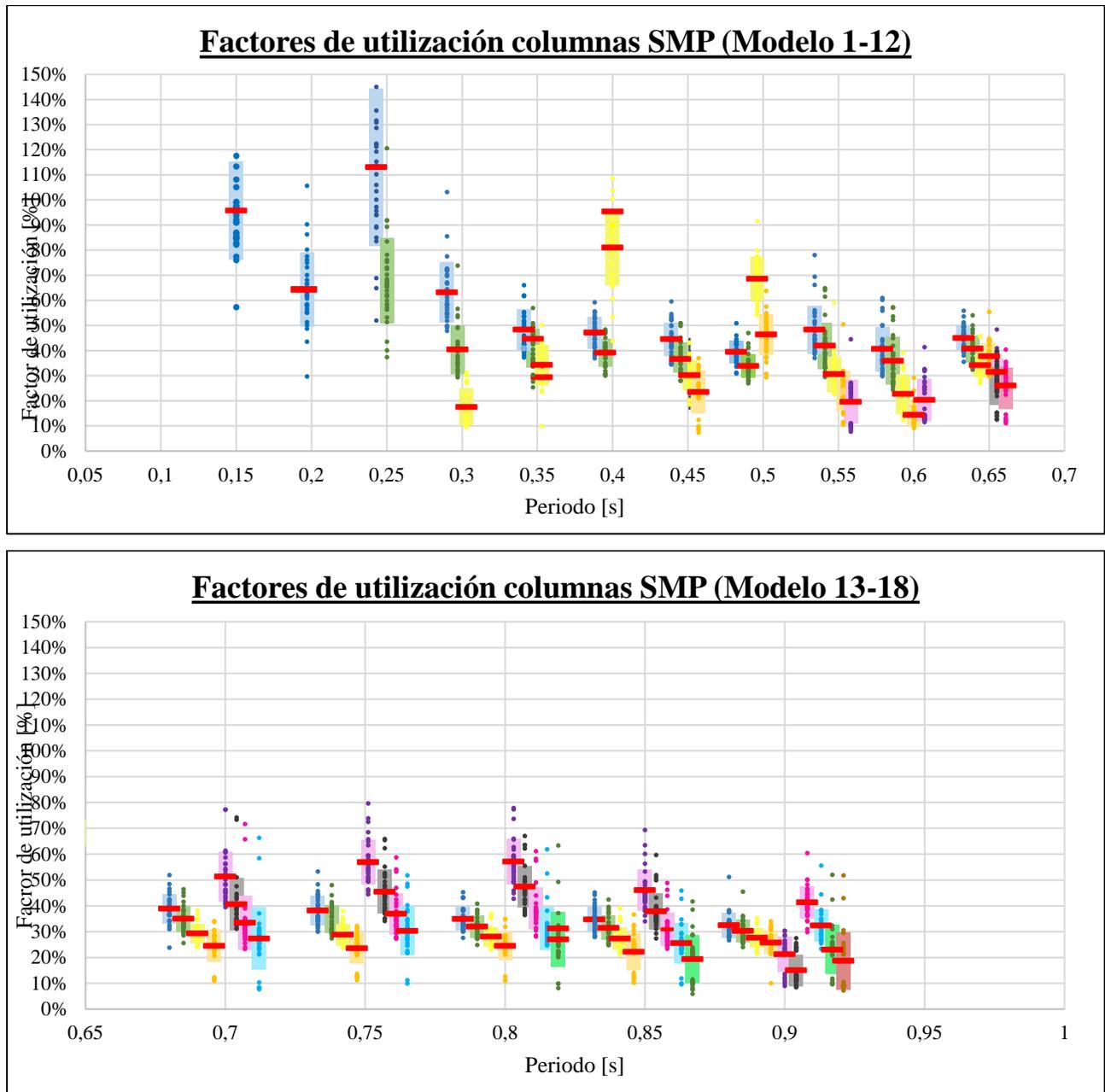


Figura 4.14 Factor de utilización columnas sísmicas a nivel SMP. Espacio arquetipo original (arriba). Espacio arquetipo modificado por la metodología propuesta (abajo).

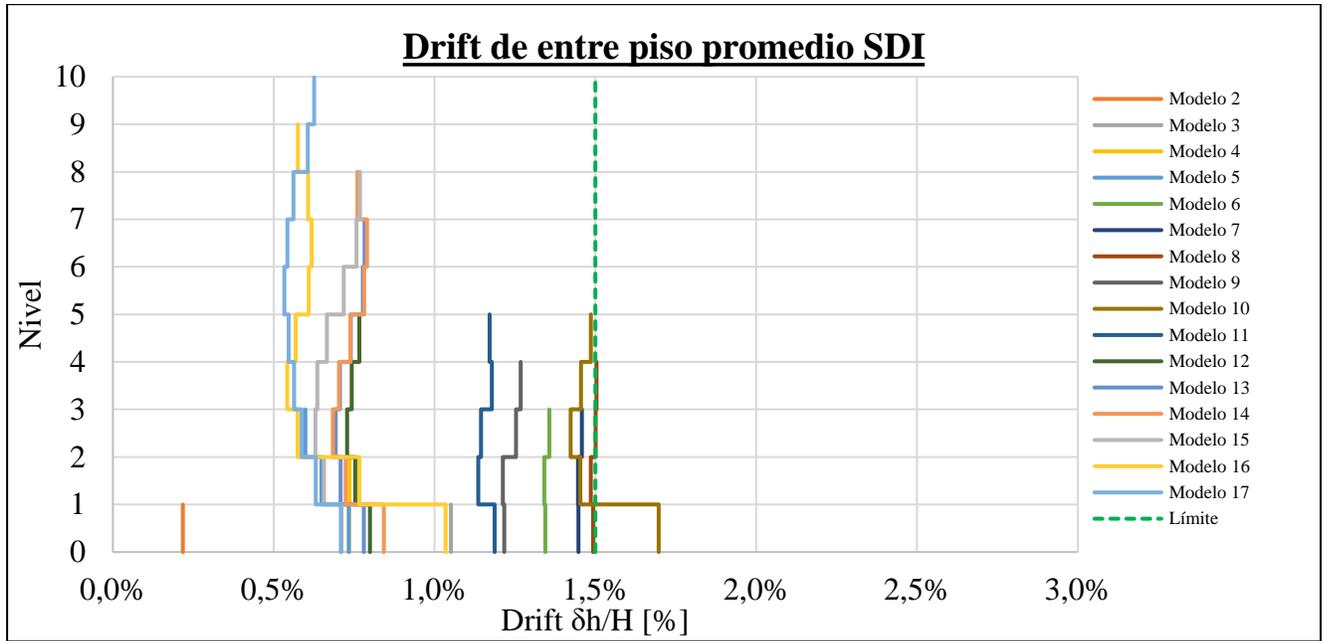
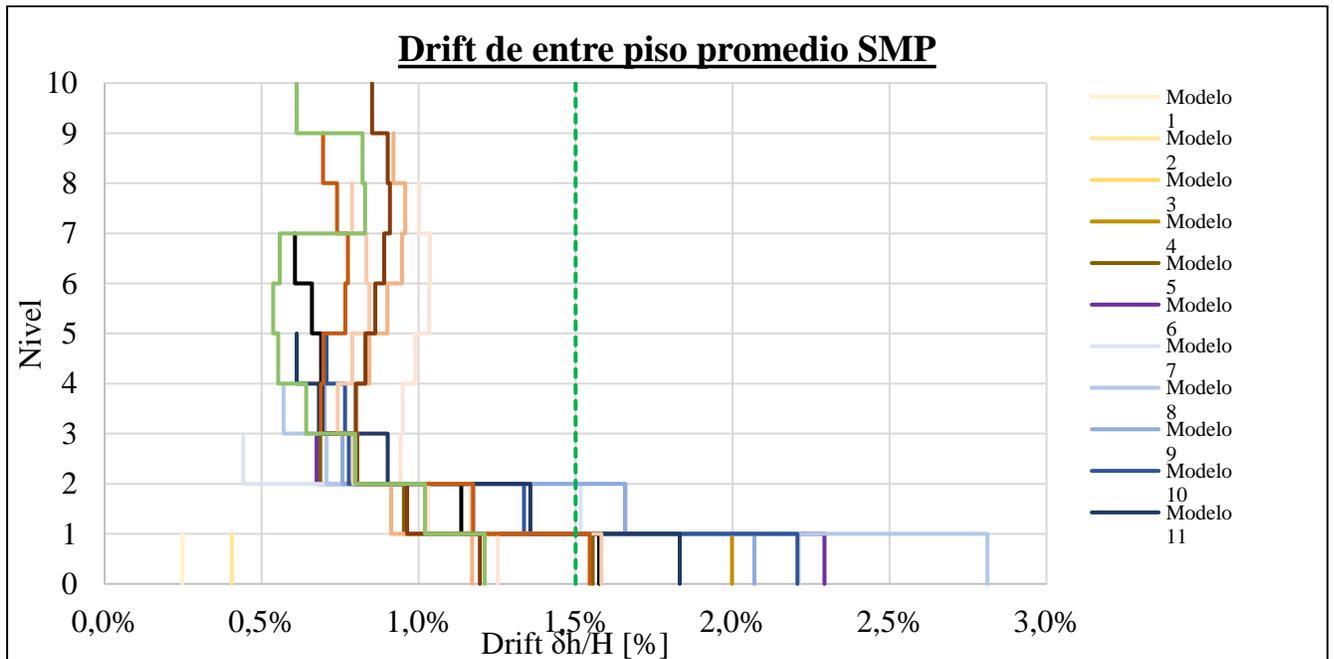


Figura 4.15 Drift de entre piso promedio para registros SDI. Espacio arquetipo original (arriba). Espacio arquetipo modificado por la metodología propuesta (abajo).



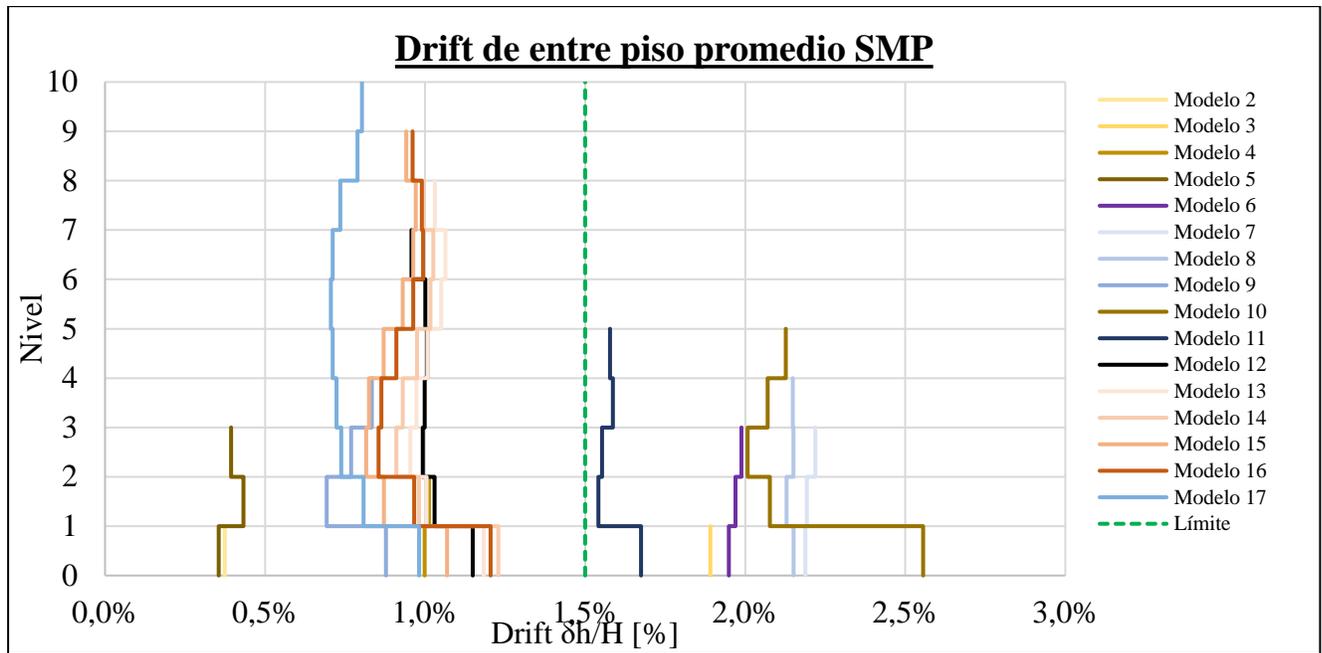
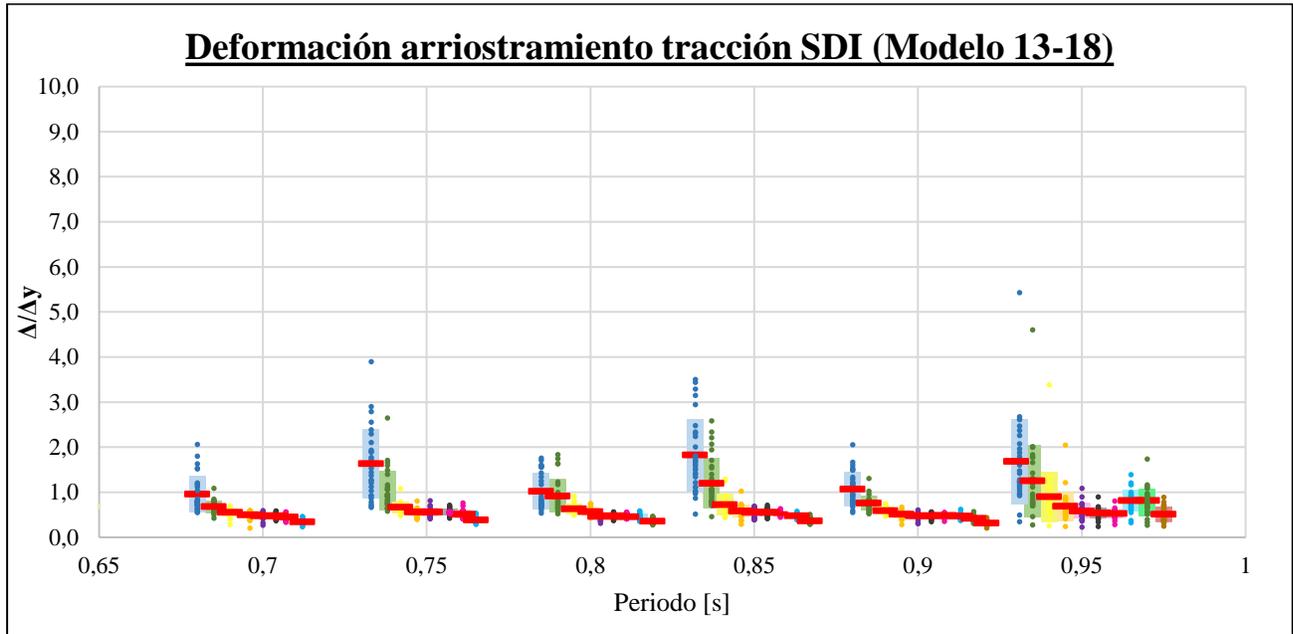
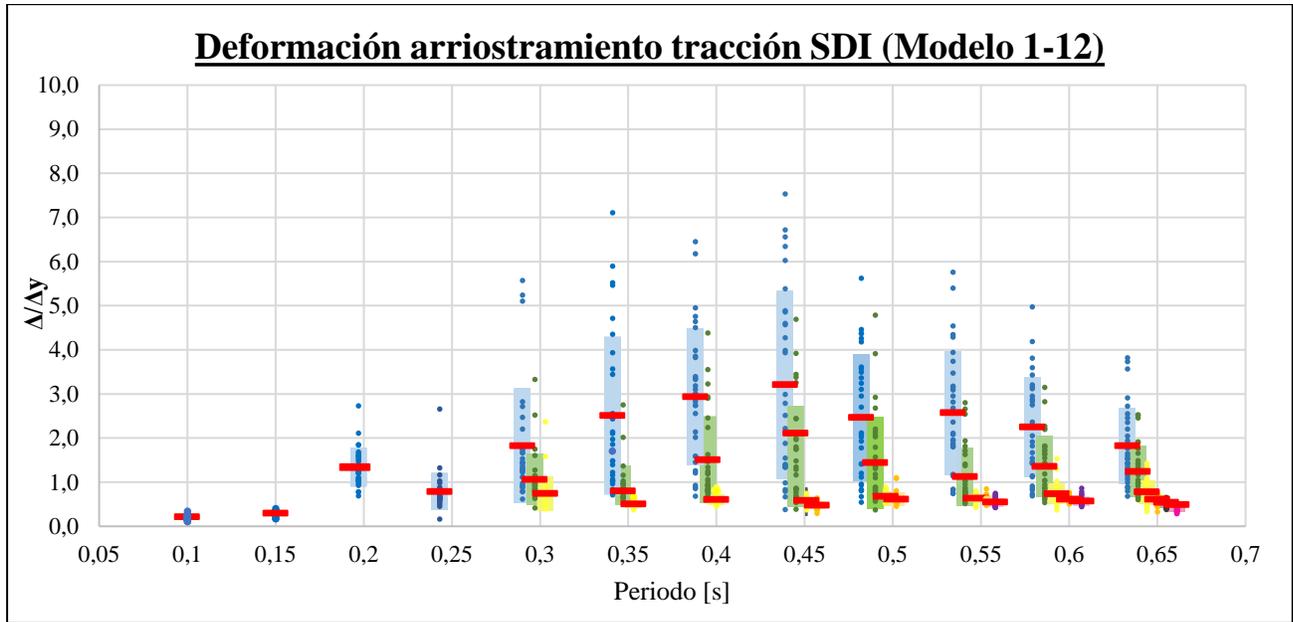


Figura 4.16 Drift de entre piso promedio para registros SMP. Espacio arquetipo original (arriba). Espacio arquetipo modificado por la metodología propuesta (abajo).

El estudio de deformación normalizada de diagonales tanto en tracción como en compresión se realiza con el objetivo de estudiar el desempeño de este fusible sísmico al utilizar la metodología propuesta. Además, los valores obtenidos se comparan con los límites establecidos en el manual ASCE41-17, el cual presenta límites de deformaciones como parte de un criterio de desempeño para distintas condiciones de uso y operatividad.

En la Figura 4.17 se presentan las deformaciones normalizadas por deformación de fluencia de arriostramientos en tracción para nivel SDI. Se observa que la aplicación de la metodología en todos los modelos logra una disminución en la concentración de deformaciones de arriostramientos del primer nivel, además de presentar una menor dispersión de resultados.



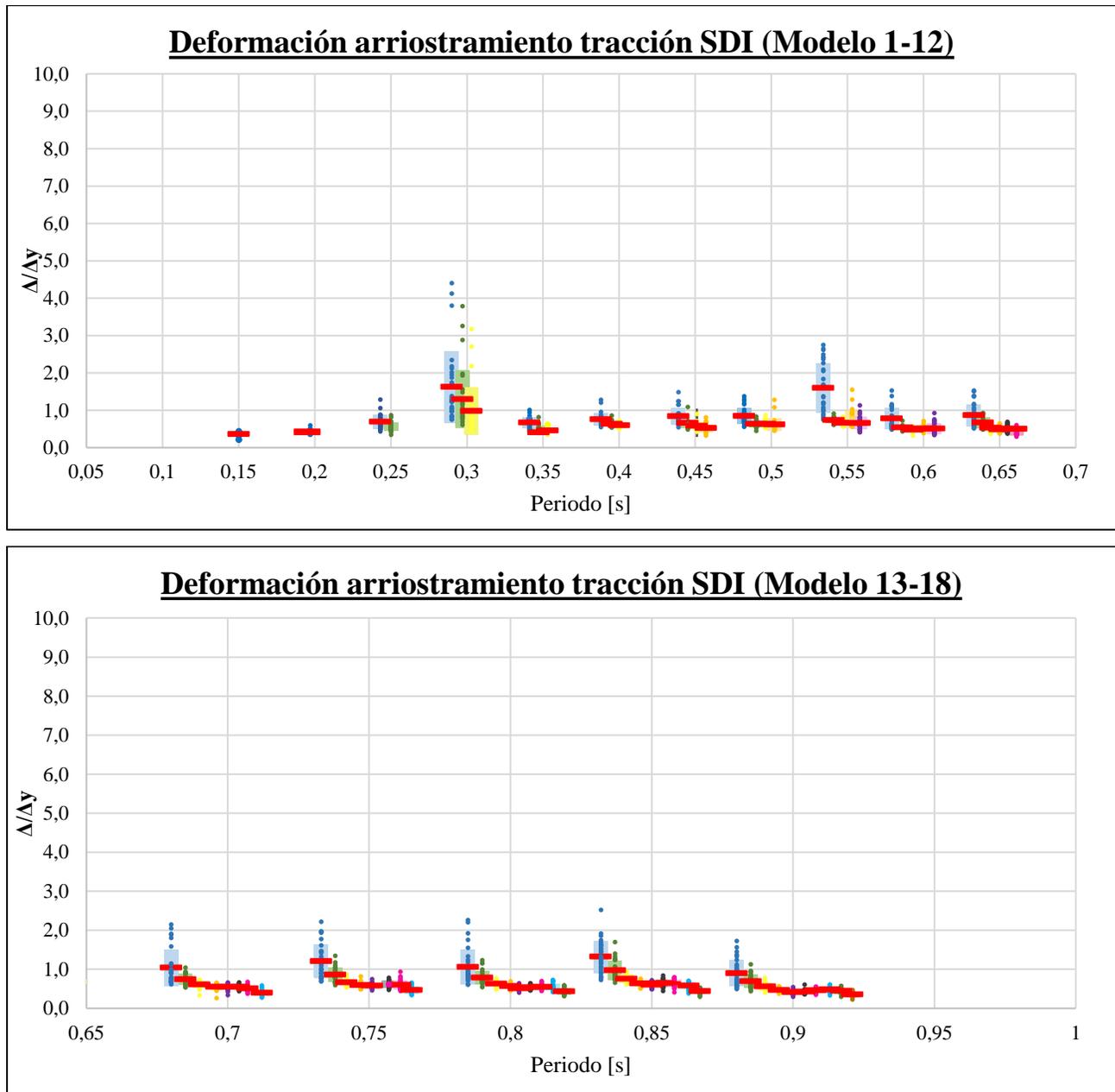
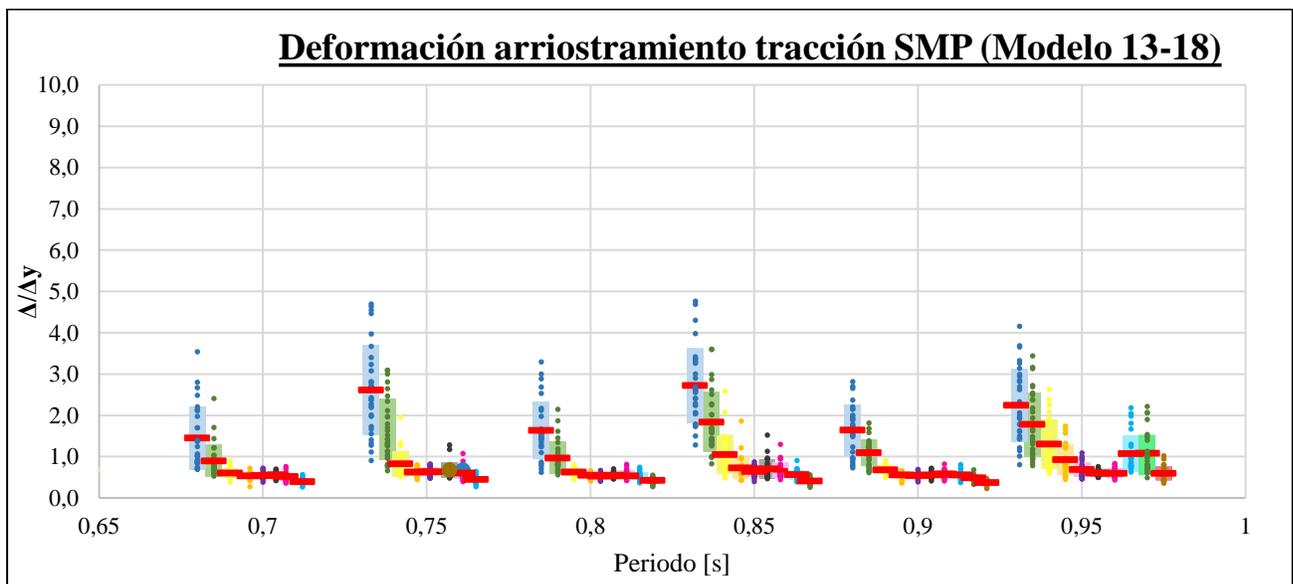
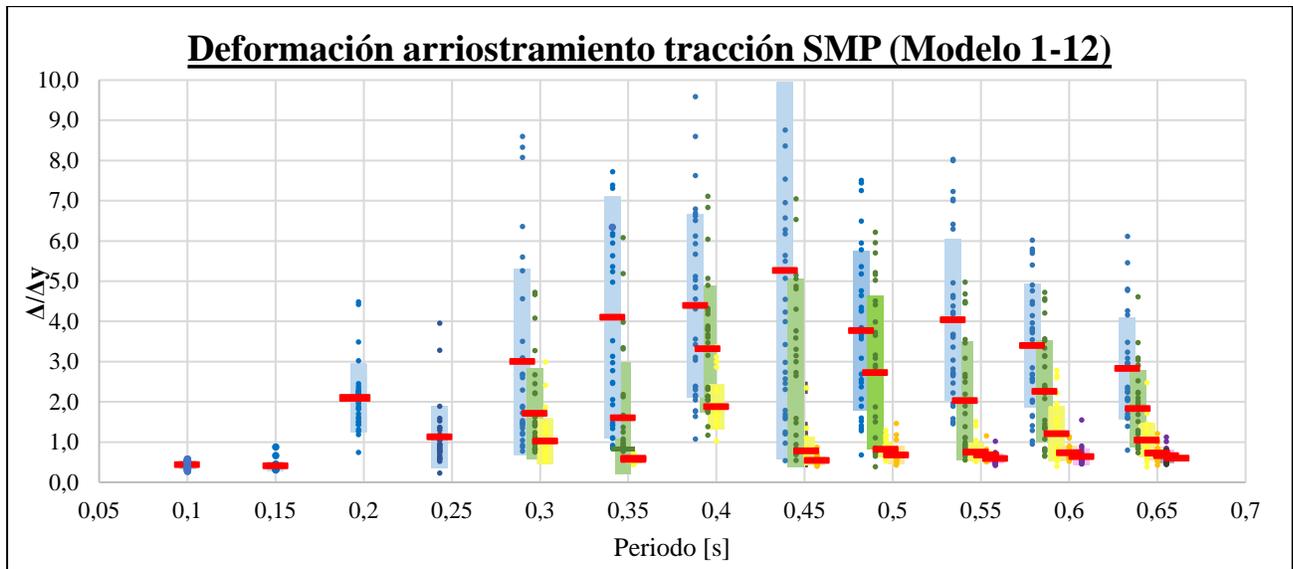


Figura 4.17 Deformación diagonales en tracción a nivel SDI. Espacio arquetipo original (arriba). Espacio arquetipo modificado por la metodología propuesta (abajo).

De la misma forma, en la Figura 4.18 se presentan las deformaciones normalizadas por deformación de fluencia de arriostramientos en tracción para el nivel SMP. Se observa que la aplicación de la metodología también logra disminuir las concentraciones de deformaciones en arriostramientos del primer nivel (color azul), presentando una tendencia constante con menor dispersión que la metodología tradicional.



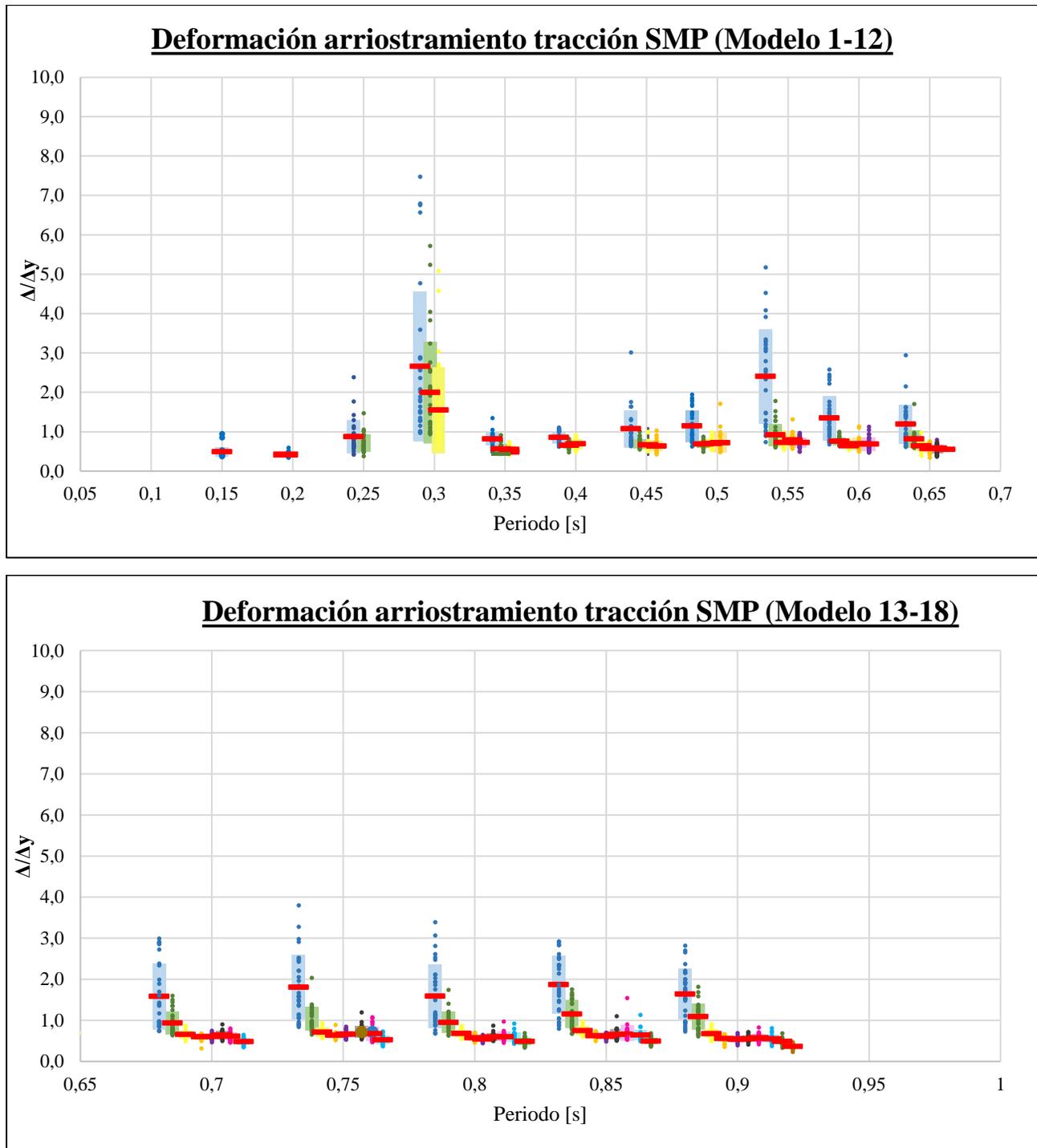
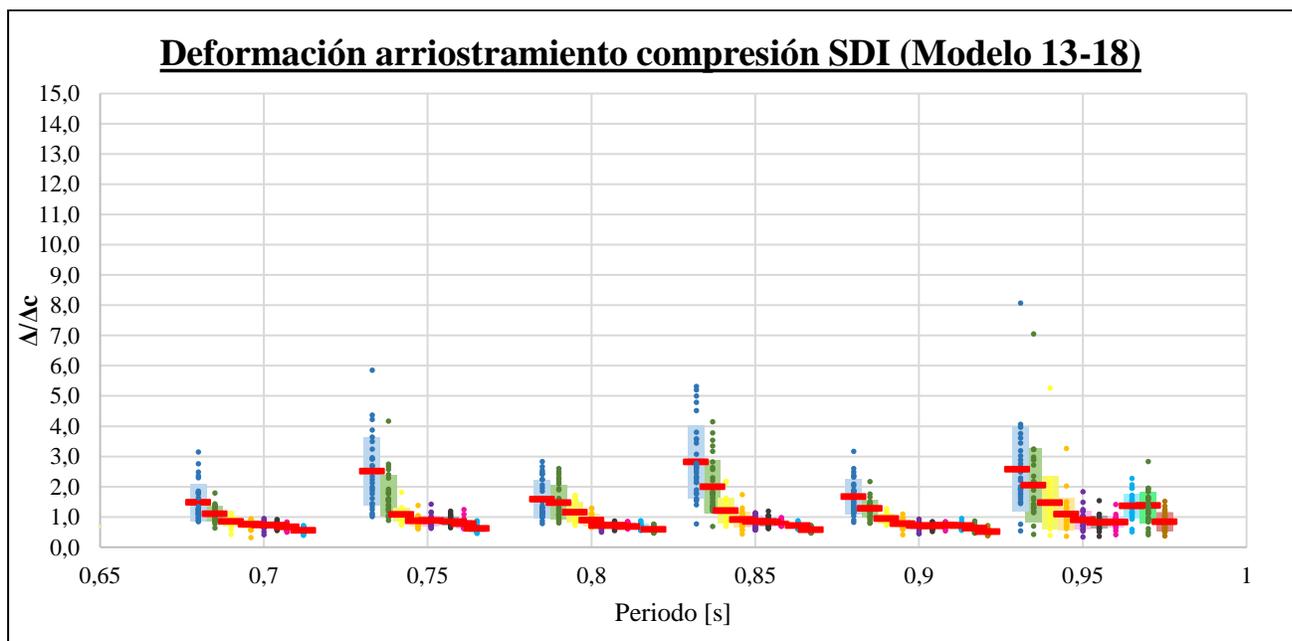
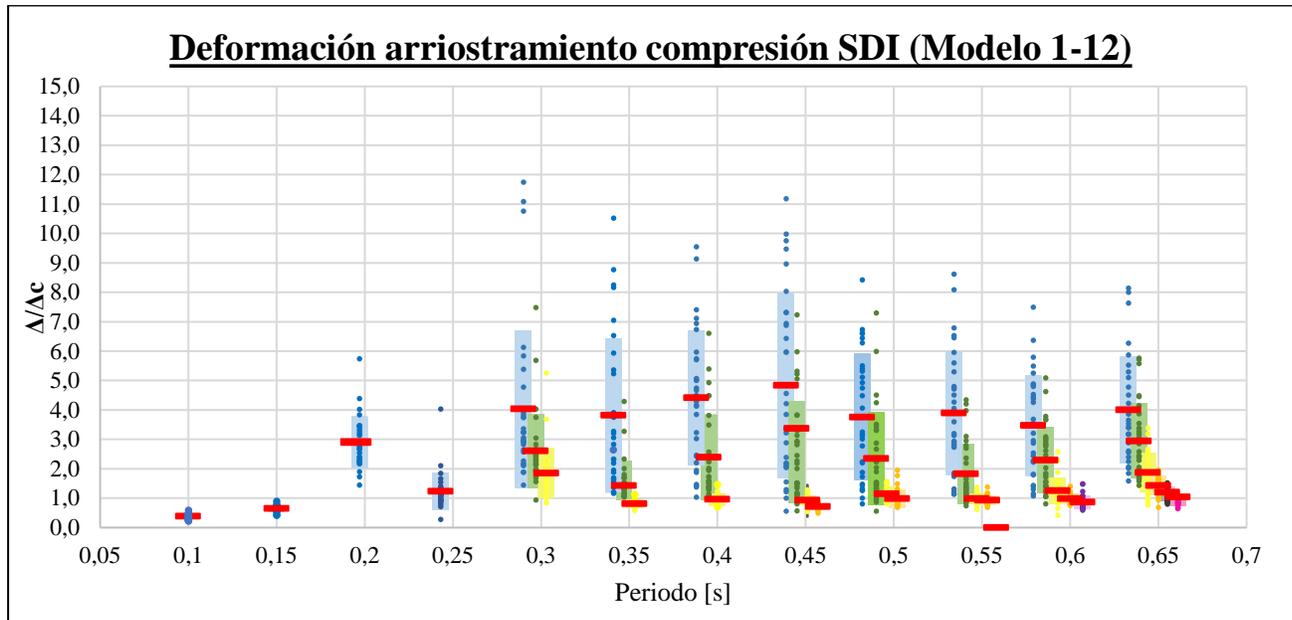
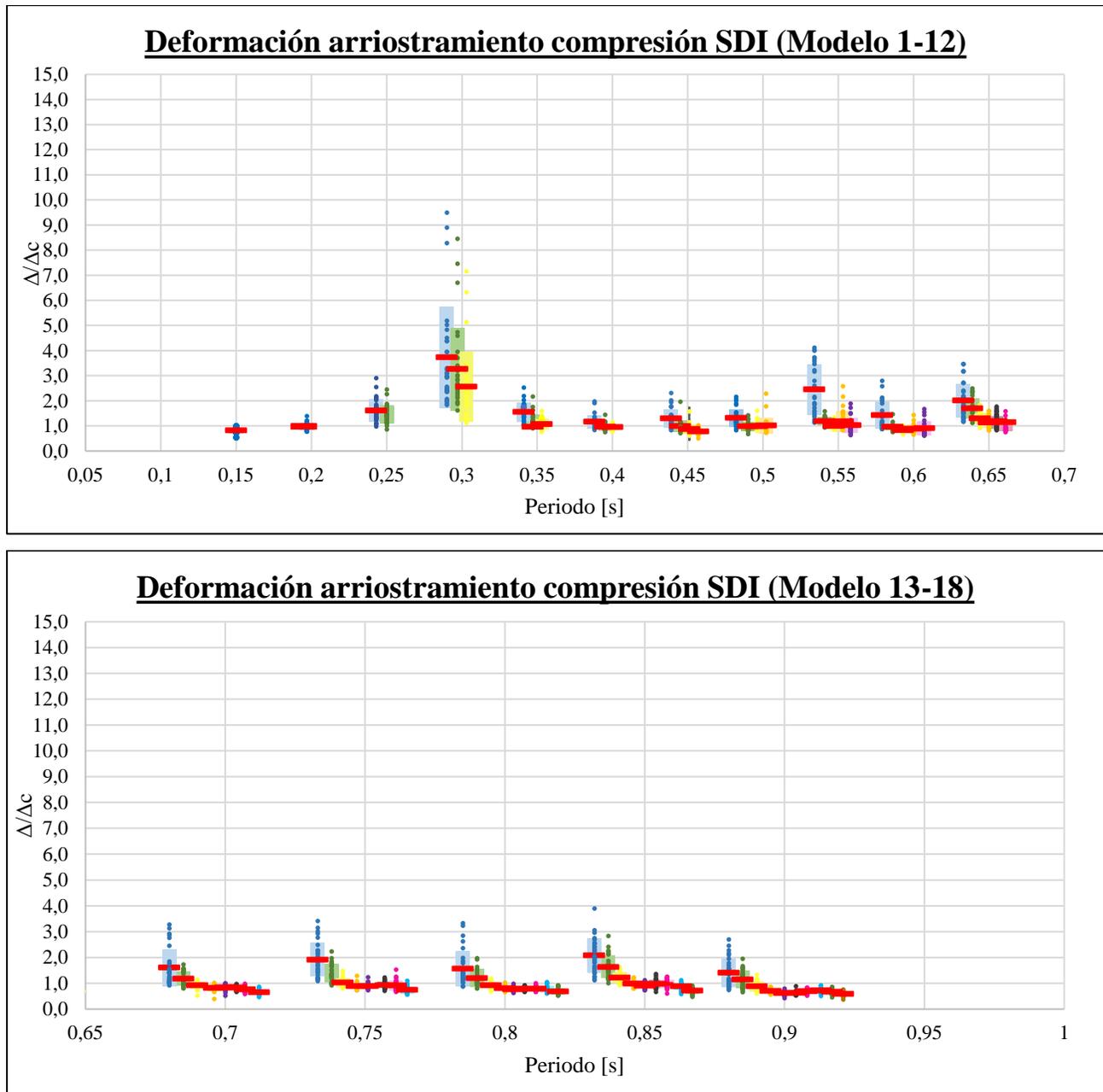


Figura 4.18 Deformación diagonales en tracción a nivel SMP. Espacio arquetipo original (arriba). Espacio arquetipo modificado por la metodología propuesta (abajo).

En ambos casos observados (SDI y SMP), se tiene un nivel de deformación en tracción para la metodología propuesta, menor a lo requerido por la norma NCh2369 del año 2023.

En la Figura 4.19 se presentan las deformaciones normalizadas por la deformación de pandeo de arriostramientos en compresión para el nivel SDI. Se observa que la aplicación de la metodología propuesta logra reducir la concentración de deformaciones de arriostramientos del primer nivel (color azul) como la dispersión de resultados. Se observa que prácticamente todos arquetipos registran una deformación normalizada media menor al valor de 3.0, lo cual es consistente con un 50% del límite de seguridad de vida (0.5LS) que plantea el manual ASCE41-17.

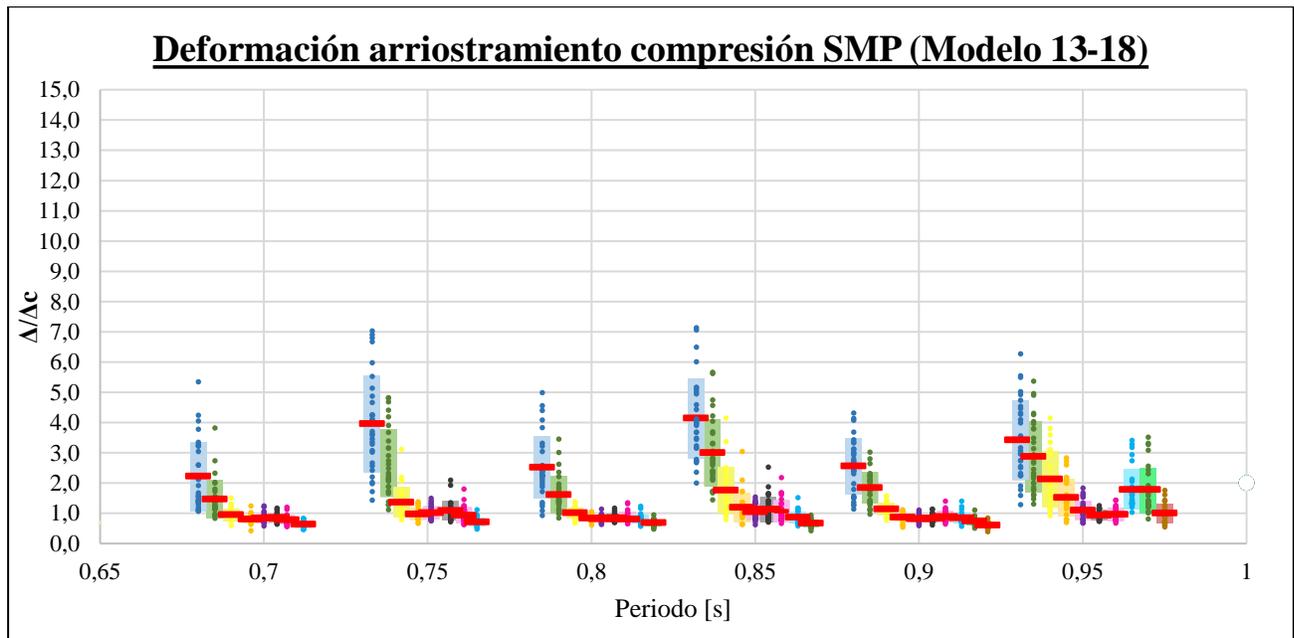
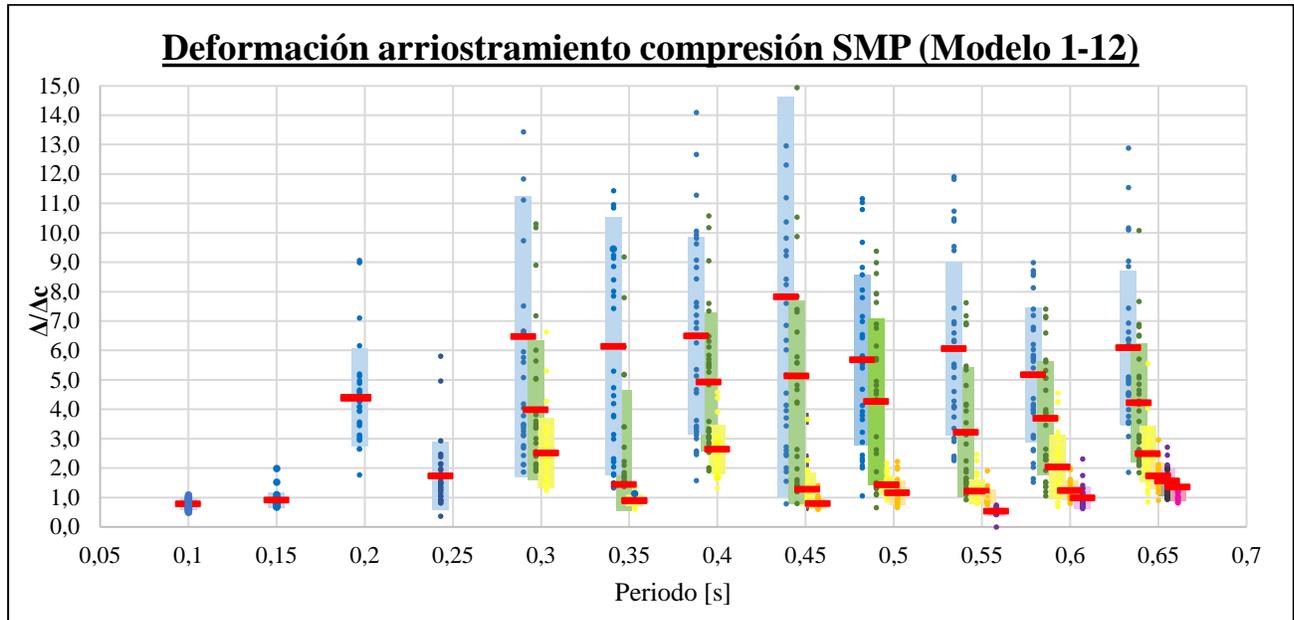




**Figura 4.19 Deformación diagonales en compresión para registros SDI. Espacio arquetipo original (arriba).
Espacio arquetipo modificado por la metodología propuesta (abajo).**

De la misma forma, en la Figura 4.20 se presentan las deformaciones normalizadas por deformación de pandeo de arriostramientos en compresión para el nivel SMP. Se observa que la aplicación de la metodología logra una disminución considerable de las deformaciones de arriostramientos en el primer nivel (color azul) al igual que la dispersión de resultados se ve disminuida. Además, prácticamente todos los modelos registran una deformación normalizada media más una desviación estándar menor al valor de 5,0, lo cual es consistente con el objetivo de seguridad de vida (LS) según

el ASCE41-17. En ambos casos observados (SDI y SMP), se tiene un nivel de deformación en compresión para la metodología propuesta, es menor a lo requerido por la norma NCh2369 del año 2023.



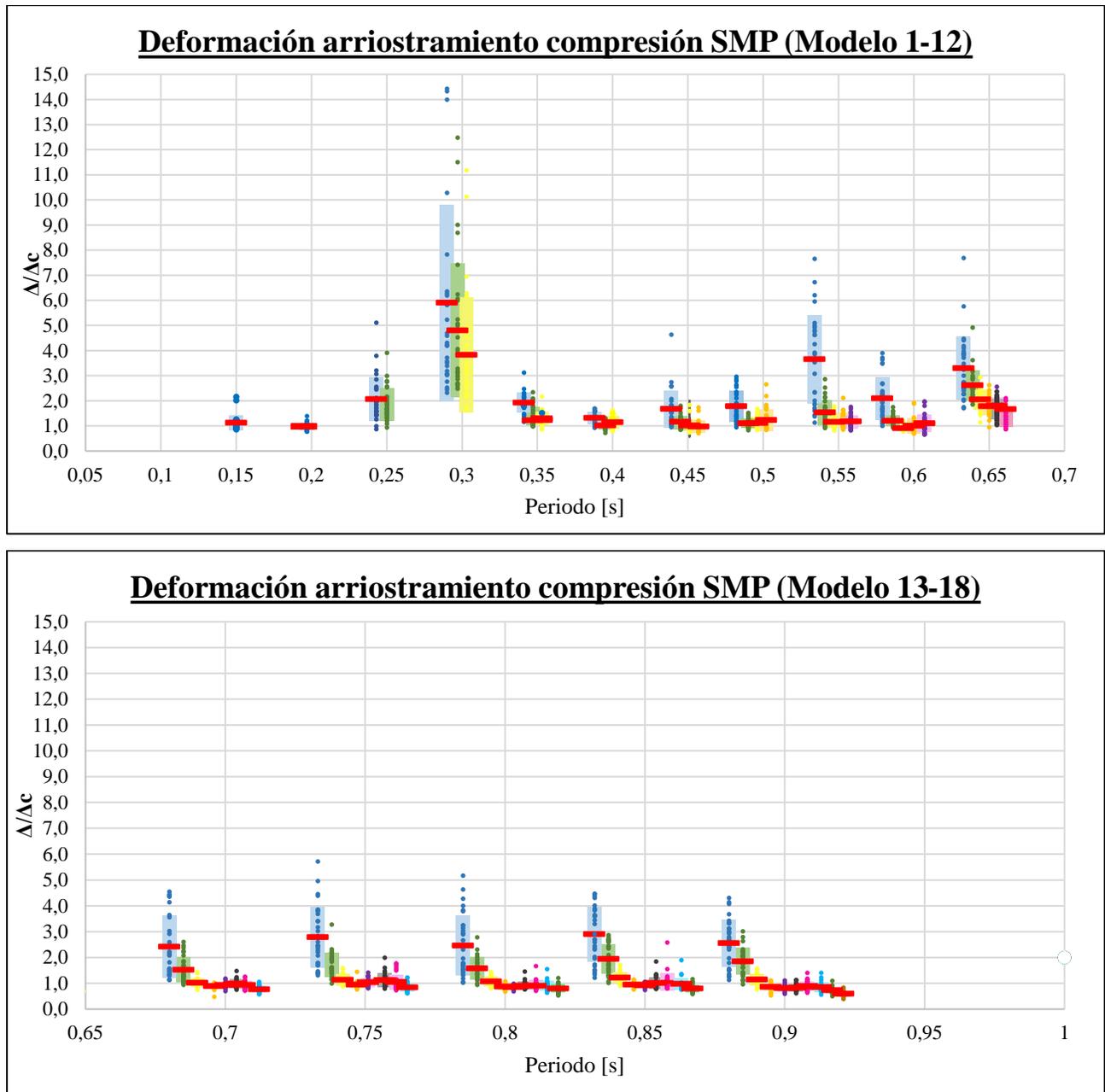


Figura 4.20 Deformación diagonales en compresión para registros SMP. Espacio arquetipo original (arriba).
 Espacio arquetipo modificado por la metodología propuesta (abajo).

4.4. Discusión de resultados

En esta sección se procede a analizar los resultados obtenidos del análisis no lineal, presentados en la sección anterior.

En cuanto a la elongación experimentada por los pernos de anclaje se procede a analizar los valores medios obtenidos a partir de los resultados para 30 registros a nivel sismo de diseño (DLE) y máximo sismo posible (SMP) en la Figura 4.21, comparando los resultados originales y luego de aplicado el método de diseño de pernos de anclaje.

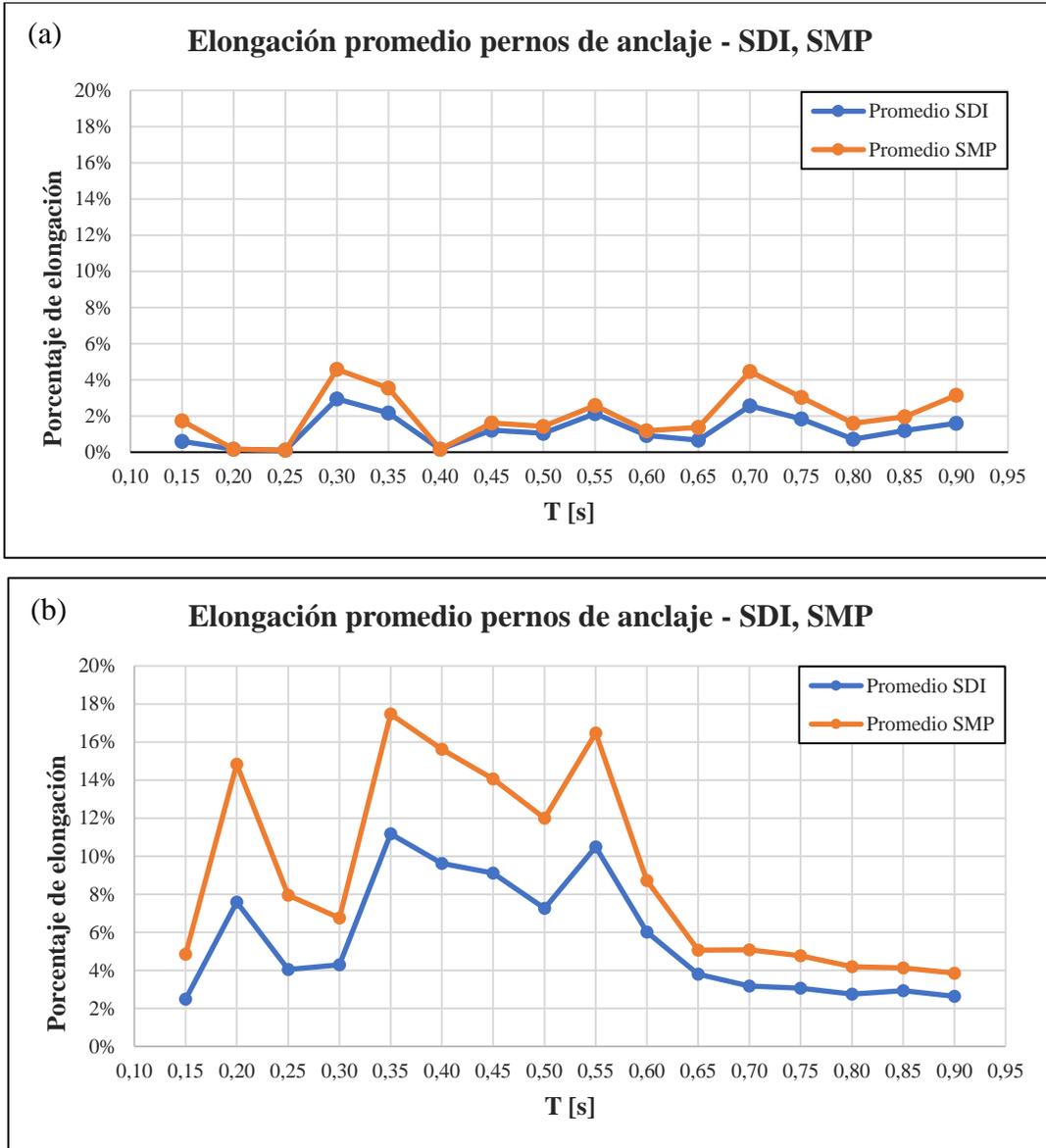


Figura4.21 Elongación de pernos promedio en modelos SDI y SMP

(a) Diseño original. (b) Diseño aplicando metodología propuesta.

En cuanto a elongación de pernos, se observa un aumento en todos los modelos una vez aplicada la metodología, en donde la elongación promedio más alta para caso SDI y SMP aumenta de 2,95% a 11,17% y de 4,58% a 17,46%, respectivamente. Si bien se alcanzaron elongaciones mayores, estas siguen estando debajo del límite recomendado de rotura de los pernos correspondiente a un 20%.

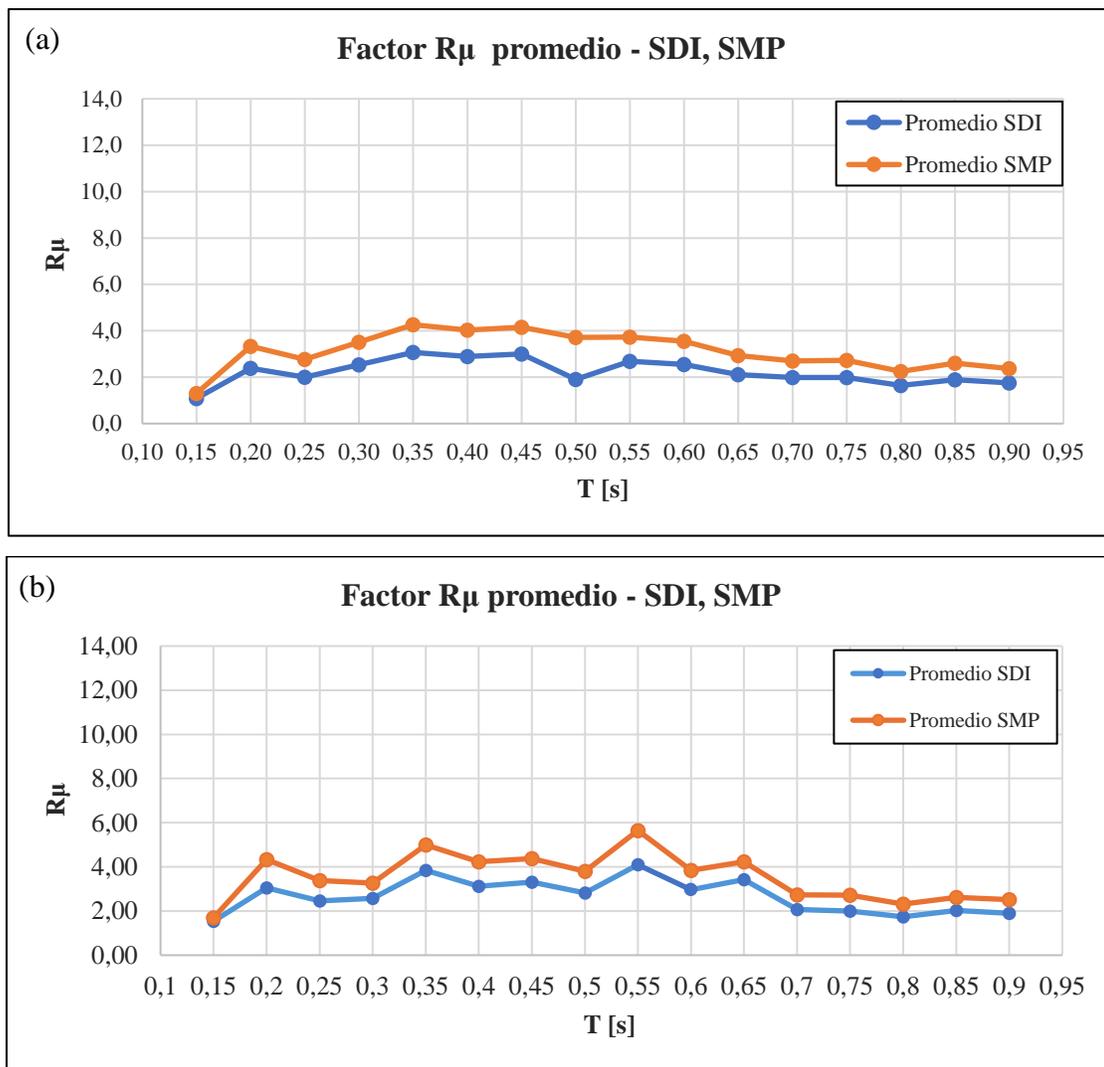


Figura 4.22 Factor R_{μ} promedio (DLE-SMP) (a) Espacio Arquetipo original (b)Espacio arquetipo modificado por la metodología propuesta.

En la Figura 4.23(a) se presenta el factor R_{μ} promedio para espacio arquetipo original y en la Figura 4.23(b) se presenta factor R_{μ} promedio para espacio arquetipo modificado, ambas a nivel SDI y SMP. Se observa de ambas figuras que, a pesar de generar un incremento para todos los modelos en ambos

espacios arquetipos y en ambos niveles de diseño, la curva refleja que el incremento sigue una tendencia similar.

En resumen, se observa que el nivel de disipación global no experimenta grandes cambios, tanto para nivel SDI y SMP, debido a la mayor participación de pernos de anclaje y menor participación de arriostramientos. Se observa además que el nivel de disipación general se encuentra saturado, dado que la razón entre R_{μ} a nivel SMP y SDI es equivalente al incremento de corte basal elástico. Esto es sinónimo de que la estructura está cercana a agotar su capacidad de disipación global.

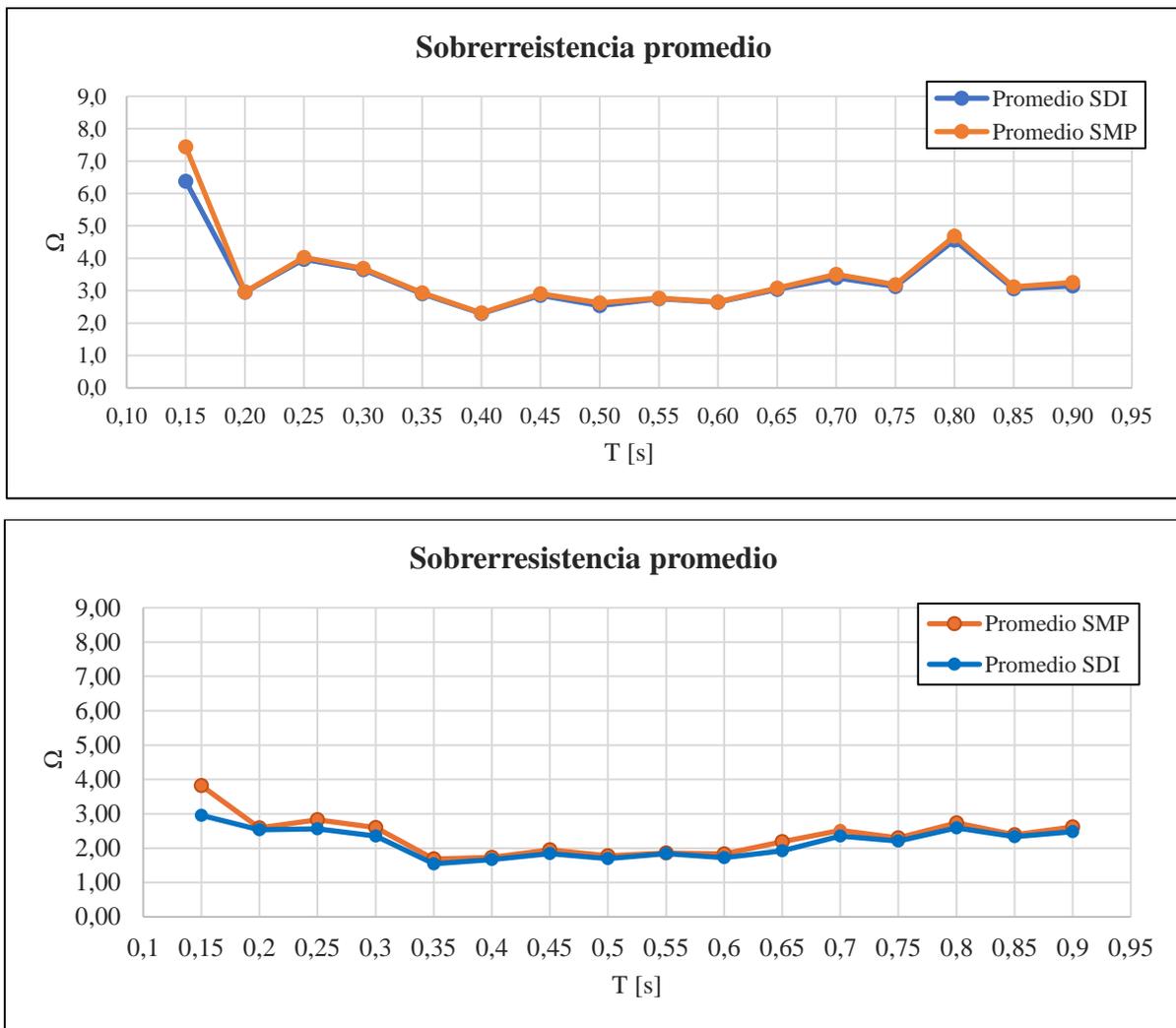
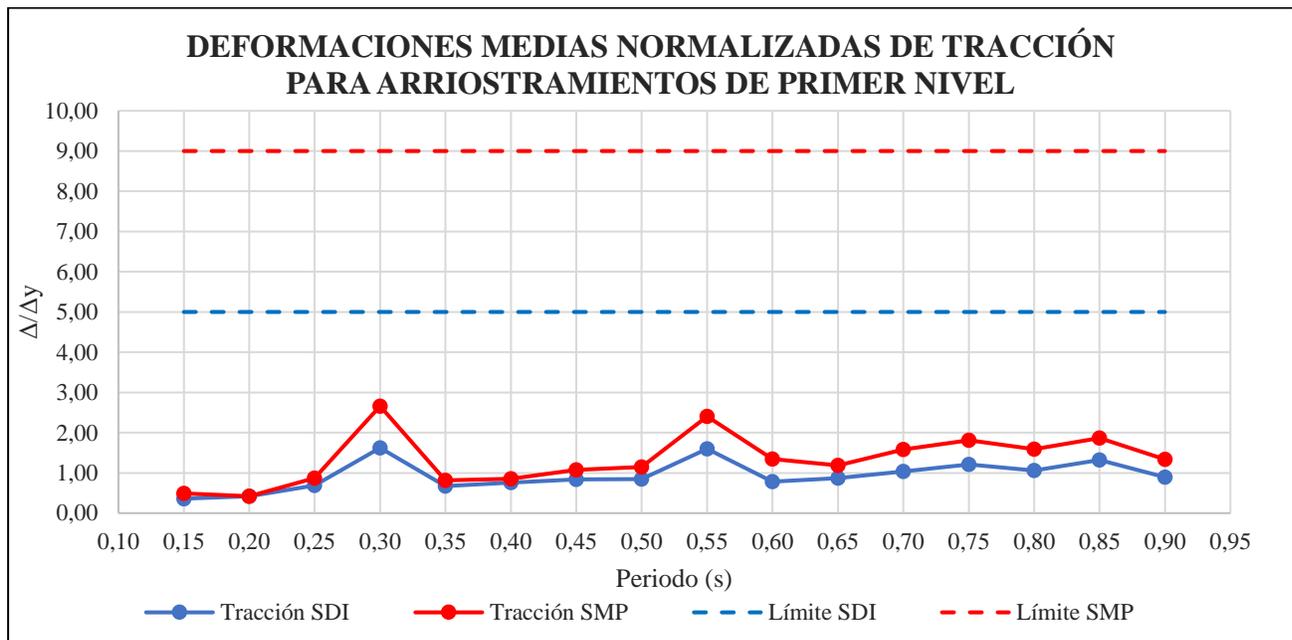


Figura 4.23 Sobrerresistencia promedio en espacio arquetipo modificado para metodología propuesta

De la **¡Error! No se encuentra el origen de la referencia.24** se puede observar que los factores de sobrerresistencia promedio para cada estructura, son menores para el caso de diseño nivel SDI en los modelos de menor periodo (estructuras más rígidas), además, la media del espacio arquetipo es más homogénea y sigue una tendencia más estable para el caso del espacio arquetipo modificado por la

metodología en comparación a la media del espacio arquetipo original. Revisar Anexo X Factores de Sobrerresistencia de espacio original.

En la Figura 4.25 (a) y (b), se presentan los valores medios de deformaciones de arriostramientos normalizadas por la deformación de pandeo y la de fluencia para el primer nivel. Estos valores se comparan con los límites de seguridad de vida obtenidos del comentario C5.10.4.4 de la norma actual, el cual establece como aceptable utilizar el 50% de los límites establecidos en la tabla 9.8 del manual ASCE41-17 para seguridad de vida (LS), mientras que, para el caso de sismos de nivel máximo, como el caso de SMP, se puede utilizar el 100% de LS.



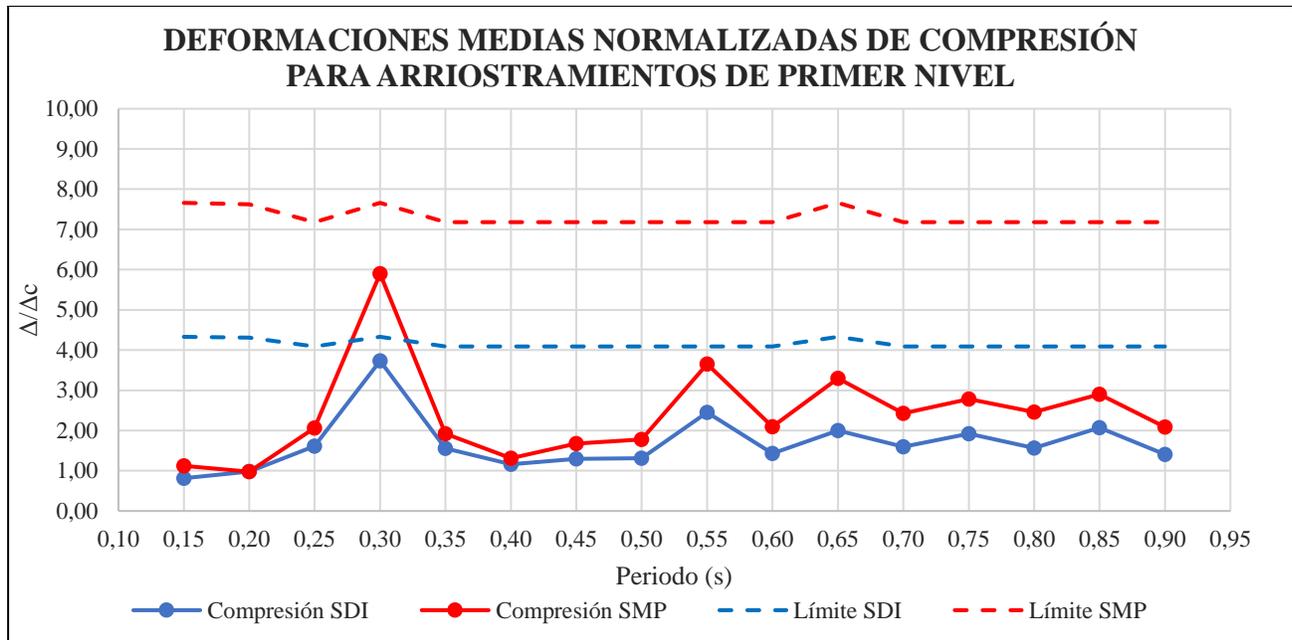


Figura 4.25 Deformaciones medias normalizadas del primer nivel por pandeo (arriba) y fluencia (abajo) para el espacio arquetipo modificado.

Se observa de los gráficos obtenidos un buen comportamiento con respecto a los límites normativos, en donde el único modelo que presenta mayores deformaciones es el modelo 5, que a su vez, presenta menor energía disipada por pernos de anclaje y una mayor participación de arriostramientos en comparación a los demás modelos.

Al comparar los resultados obtenidos de la metodología con los resultados para el arquetipo original presentado en la Figura 4.26 (a) y (b), se puede notar una disminución de los resultados en cuanto a los límites de la norma, teniendo en cuenta que existen modelos en donde no se cumplen los límites normativos para nivel SMP.

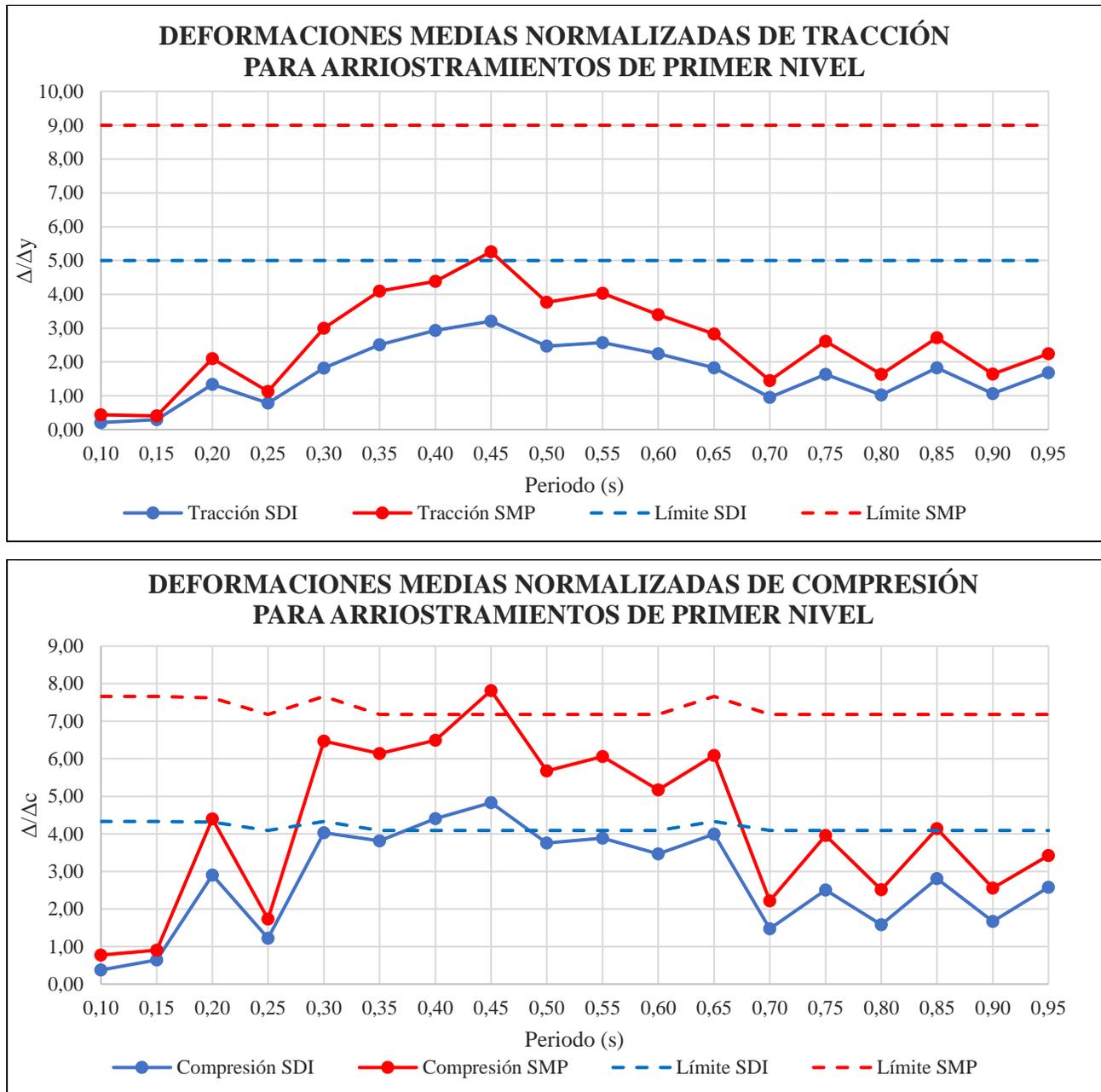


Figura 4.26 Deformaciones medias normalizadas del primer nivel por pandeo (arriba) y fluencia (abajo) para el espacio arquetipo original.

4.5. Conclusiones

En este capítulo se presentó el análisis no lineal de los fusibles sísmicos en las estructuras, considerando la no linealidad de los pernos de anclaje obtenidos por la metodología propuesta y los arriostramientos ya implementados en el espacio arquetipo original.

De los resultados obtenidos, primero se tiene que los arriostramientos mejoran su comportamiento a nivel de sismo de diseño para pandeo y a nivel de sismo máximo posible, concentrando una mayor disipación de energía en los pernos de anclaje, concentrando el daño en estos últimos y liberando de daño al resto de la estructura, es decir, protegiendo a los arriostramientos de fractura por fatiga de bajo ciclaje, a columnas y conexiones de arriostramientos.

En cuanto al factor de reducción por ductilidad R_{μ} aumenta para cada una de las estructuras del espacio arquetipo, lo que implica que tienen una mayor incursión en el rango no lineal que la metodología tradicional, esto ya que los valores que se obtuvieron son mayores, lo que se refiere a que la diferencia entre el corte lineal y no lineal sísmico es aún menor.

Para el factor de utilización de columnas sísmicas se observa una disminución considerable para los periodos bajo 0,7 segundos y una disminución menor para los modelos sobre dicho periodo. Se puede notar que después de la aplicación del método se protegen de mejor manera las columnas sísmicas al reducir su factor de utilización.

Para los drifts de entrepiso se observa un buen comportamiento para modelos de periodo superior, en donde se logra reducir su valor para el primer piso, homogeneizando los drifts en altura. Sin embargo, para modelos de periodo bajo los 0,65 segundos, se observa que las estructuras presentan mayores drift en todos los pisos que se acercan al límite normativo tanto en SDI como en SMP. Cabe destacar que son dichos modelos los que presentan una mayor elongación de pernos, por lo que se tiene una mayor ductilidad de la estructura.

En cuanto a deformación normalizada de arriostramientos en tracción y compresión, se observa un mejor comportamiento en relación con el arquetipo original, tanto en SDI como en SMP. Los resultados son consistentes con la energía disipada por los elementos y elongación de pernos de anclaje, en donde el modelo que presenta una menor elongación de pernos (Modelo 5, periodo 0,30

segundos) presenta mayores deformaciones de arriostramientos. Este buen comportamiento se ve reflejado en los gráficos comparativos de deformaciones medias normalizadas en compresión para arriostramientos de primer nivel, en donde los resultados se logran alejar de los límites normativos.

CAPÍTULO 5: CONCLUSIONES Y COMENTARIOS

El rediseño de los modelos precedidos por Araya y Varela (2023), los cuales fueron realizados para evaluar el impacto de las modificaciones introducidas en la norma NCh2369 (INN, 2023), permitió analizar el efecto de aplicar un nuevo método de diseño en base al desempeño sísmico y enfocado en dirigir el daño a los anclajes para proteger los demás elementos estructurales. En este capítulo se presentan las conclusiones obtenidas.

En términos de la filosofía de diseño para MAC, NCh2369 requiere que el diseño de elementos donde se acepta plastificación (arriostramientos y pernos de anclaje) se base en fuerzas sísmicas reducidas por un factor de modificación de la respuesta R , que da cuenta tanto de la sobrerresistencia como de la ductilidad del sistema. Si bien esta metodología resulta ser razonable para el diseño de los arriostramientos verticales, el uso de fuerzas sísmicas reducidas para el diseño de pernos de anclaje no es capaz de garantizar que la plastificación del anclaje preceda al pandeo de arriostramientos, perdiéndose el efecto beneficioso del anclaje dúctil en tipologías MAC. Mediante el diseño propuesto se obtiene que los pernos de anclaje pueden actuar como fusibles para proteger a los arriostramientos del pandeo.

Fue necesario analizar la estabilidad de la estructura para las combinaciones de carga de diseño y amplificadas para calcular como α el coeficiente que, aplicado a la carga sísmica amplificada horizontal, genera una compresión igual a la compresión esperada en el arriostramiento más solicitado, y obtener un factor de utilización cercano a 1 luego de aplicado el método. Se observa que para la mayoría de los modelos se logra dicho objetivo con un margen de error menor a 5% por lo que se verifica que el método propuesto funciona y es confiable.

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, teniendo un notorio aumento de este factor en relación al arquetipo original. Además, se observó un aumento en la energía disipada por los pernos de anclaje y una disminución de la energía disipada por los arriostramientos, siendo indicio de cómo la metodología alivia la incursión inelástica de dicho elemento.

De los resultados de elongaciones de pernos, se observa un aumento de este factor en todos los modelos tanto en nivel SDI como SMP, en donde la mayor elongación de pernos se presentó en el modelo de periodo 0,35 segundos. Además, se observan menores elongaciones en modelos de periodos superiores a 0,65 segundos.

Por otro lado, respecto a la deformación de arriostramientos normalizada por su deformación de fluencia, se observa que para prácticamente todos los arquetipos se registra una deformación en tracción normalizada a nivel medio más una desviación estándar menor a 3.0 en tracción y menor a 5.0 en compresión, lo que es consistente como un objetivo de seguridad de vida (LS), según ASCE41-17. El nivel de deformación observado en tracción y compresión para la metodología propuesta, tanto a nivel SDI como SMP, es menor al requerido por NCh2369:2023 [1].

En cuanto a los drifts de la estructura, no se observa una tendencia clara a la disminución de este factor en los modelos que presentan mayores elongaciones de pernos, sin embargo, en los modelos de periodo superior a 0,7, se observa un menor drift en el primer piso de las estructuras, en comparación a los arquetipos originales, además de una homogenización

La metodología propuesta ofrece un procedimiento de simple implementación en un entorno de oficina que fomenta una incursión inelástica de los anclajes anterior a la plastificación de arriostramientos. Lo anterior permite una mejora notoria en el desempeño estructural, reduciendo la concentración de deformación en los primeros niveles, protegiendo a los arriostramientos de fractura por fatiga de bajo ciclaje y protegiendo a columnas y conexiones de arriostramientos. La metodología propuesta puede ser utilizada para generar estructuras donde todo el daño se concentre en anclajes reemplazables, permitiendo un estándar superior de continuidad operacional al actual.

Es importante tener en cuenta que, en el contexto del trabajo actual el área de pernos que se obtiene a partir de la aplicación de la metodología propuesta de diseño de pernos resulta menor al área mínima por diseño tradicional lo que induce a tener mayores elongaciones, esto podría mejorarse si se tiene mayor precaución en el diseño inicial de arriostramientos teniendo el cuidado de no ajustarlos a utilidades muy altas, esto permitiría obtener cargas sísmicas mas grandes y por consiguiente un área de pernos requerida por la metodología más grande que el área de pernos por diseño tradicional.

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.

Para la continuidad de la investigación se sugiere estudiar la sensibilidad del factor de calibración β relacionado con el método propuesto de diseño de pernos de anclaje, con la finalidad de observar la variación del área de pernos que se puede obtener con la aplicación de la metodología de diseño propuesta.

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*.
- 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 Rodríguez-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.

Anexos

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:

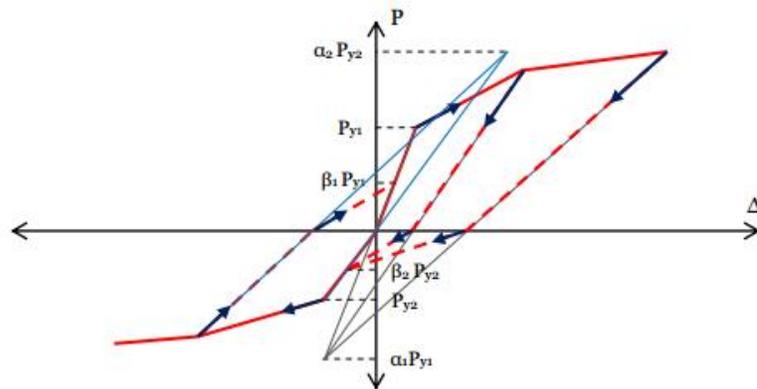


Figura A.2.1 Curva histerética para el modelo de pivote
Fuente: Urzúa (2015)

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

Si bien los sistemas estructurales han sido diseñados en base a las demandas espectrales indicadas en la normativa actual NCh 2369, es de amplio conocimiento que dichas demandas representan demandas de diseño que han sido definidas como “adecuadas” por la práctica, pero no representan niveles de intensidad definidos en base a análisis probabilísticos rigurosos, así como tampoco representan la demanda esperada en 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 Siderúrgica de Huachipato, VIII Región de Chile. El nivel de amenaza se ha definido como 10 % y 5 % de probabilidad de excedencia en 50 años, los cuales se establecen como nivel de diseño en la normativa industrial (DLE) y máximo considerado en el estado del arte (SMP), respectivamente. Este último ha sido uno de los principales cambios con respecto a las memorias de Álvarez (2021), Cáceres (2021) y Venegas (2021) donde se estableció para el nivel de diseño de máximo sismo considerado un 2 % de probabilidad de excedencia, el cambio se debe principalmente a que el espectro de diseño al considerar este último resultaba desmedido, casi perdiendo el sentido físico. En cambio, al usar un 5 % de probabilidad de excedencia se obtiene un periodo de retorno de 975 años lo que para la industria es más que suficiente. Recordando también que el significado de SMP no está bien definido, es más bien un concepto interpretable.

La selección de registros considera la metodología de escalamiento espectral de ASCE7-16 (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. Considerando la base de datos de Siber-Risk (Castro *et al.*, 2020), se seleccionan los 30 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 considerando la plataforma *Seismic Hazard* (Candia *et al.*, 2019) considerando lo siguiente:

- Ubicación y condición de sitio

Se ha considerado la ubicación de la Planta Siderúrgica de Huachipato Lat. 36°45'06.66”S, Lon. 73°07'30.48” W, tal como se observa en la Figura A.2.2 y Figura A.2.3.

Consistente con lo utilizado en los diseños, se considera un suelo tipo C, equivalente a tipo III de NCh 2369. 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 suelo que dicha clasificación permite, es decir, $V_{s30} = 350$ m/s.



Figura A.2.2- Ubicación de sitio de estudio

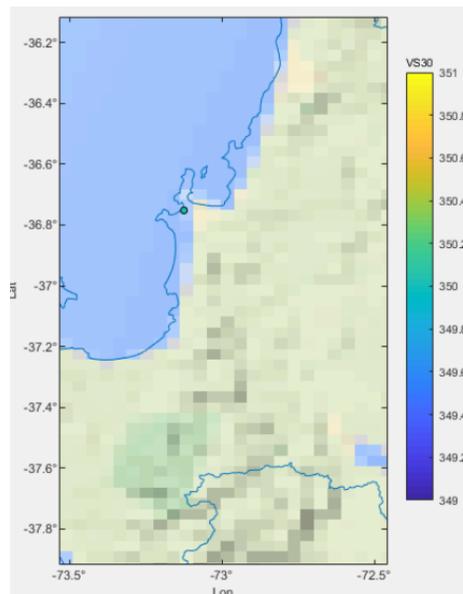


Figura A.2.3- Posicionamiento en plataforma de amenaza

- Modelos de movimiento del suelo

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

Para el caso de Idi2016, se utiliza la forma espectral tipo S_{III} , en base al periodo predominante indicado en la propuesta de modificación de NCh 433 para suelo tipo C, y se utilizan formulaciones tanto para

eventos interplaca como intraplaca. Para el caso de Mon2017, se utilizan los modelos de HQ (Alta calidad) y los modelos para sismicidad interplaca en intraplaca, de acuerdo con la definición de las distintas fuentes mencionadas.

- Leyes de recurrencia y modelación de fuentes

Para la modelación de las fuentes y leyes de recurrencia (Leyes GR), se considera lo definido por Poulos *et al.* (2018). De igual manera, las leyes han sido acotadas 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.

- Evaluación de la amenaza probabilística

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 3 desviaciones estándar. Los diseños desarrollados comprenden un rango de periodos de vibración, en su primera forma modal, de 0.10 segundos a 0.95 segundos, el estudio de amenaza se ha concentrado en dichos valores. La Figura A.2.4, Figura A.2.5 y Figura A.2.6 muestran la curva de amenaza sísmica, en su formato de media anual de excedencia, para cada uno de los periodos naturales de vibración considerados en el presente documento. Esta gráfica representa la tasa anual de eventos (λ_{IM}) que superan una determinada pseudoaceleración (S_a) en un año, de acuerdo con el periodo de la estructura.

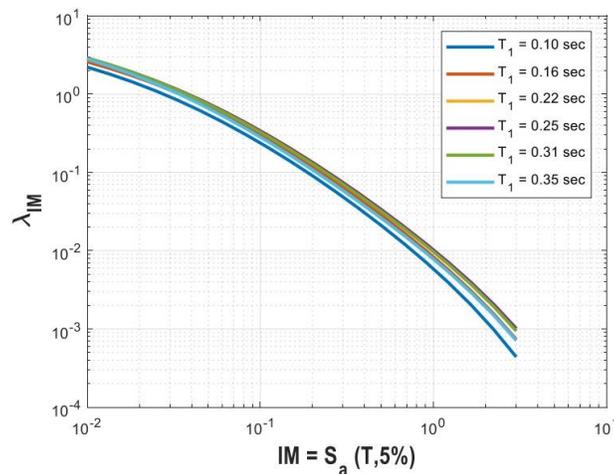


Figura A.2.4- Media anual de excedencia para periodos entre 0.10 y 0.35 segundos

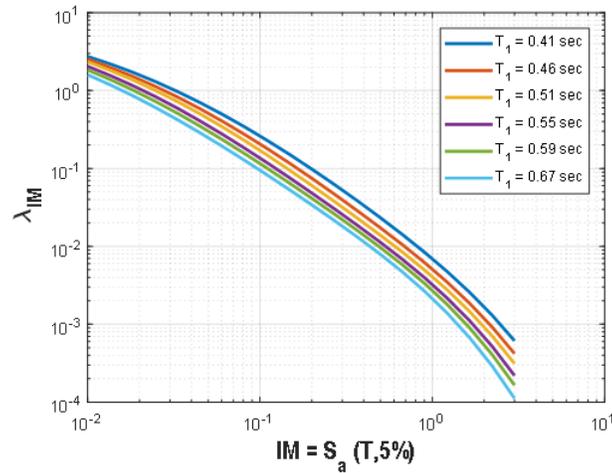


Figura A.2.5- Media anual de excedencia para periodos entre 0.41 y 0.67 segundos

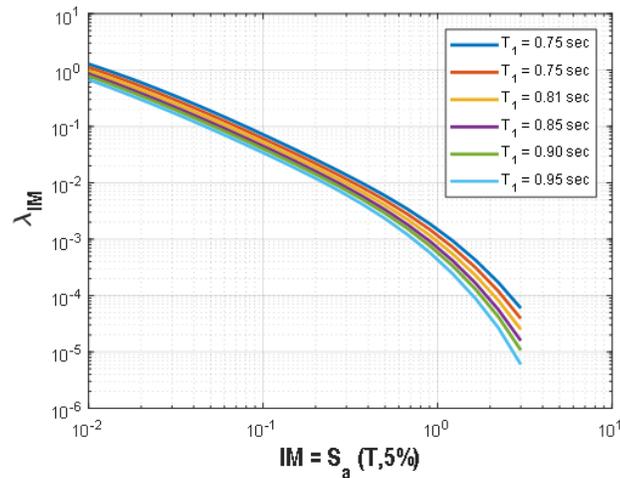


Figura A.2.6- Media anual de excedencia para periodos entre 0.75 y 0.95 segundos

- Espectros de amenaza uniforme

Definidas las curvas de amenaza sísmica, se obtienen los espectros de amenaza uniforme mostrados en la Figura A.2.7 para probabilidades de excedencia de 10 % y 5 % en 50 años, los que establecen periodos de retorno medio de 475 y 975 años, respectivamente. Mientras que el primero se define como el nivel de demanda para efectos de diseño, el segundo se define, transversalmente, como el espectro máximo considerado, el cual es el nivel de amenaza considerado para efectos de análisis basados en desempeño. Para fines de comparación, la Figura A.2.8 muestra la razón entre la amenaza uniforme definida de 975 y 475 años de periodo de retorno medio cuyo valor es aproximadamente 1.4.

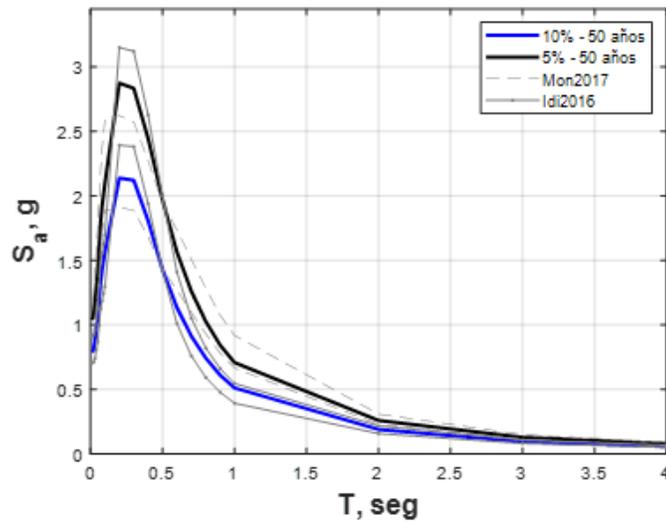


Figura A.2.7- Espectros de amenaza uniforme

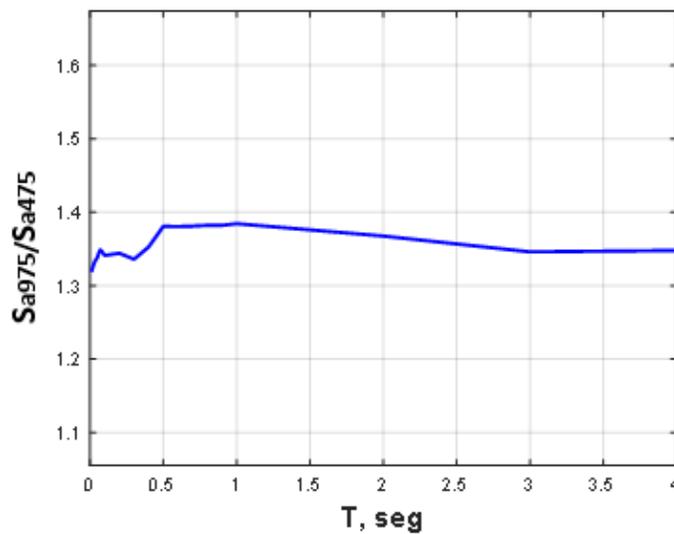


Figura A.2.8- Razón entre amenaza uniforme de 975 y 475 años de periodo de retorno

- Modelos de desagregación

Los modelos de desagregación se definen como la probabilidad que tiene un par o escenario Magnitud-Distancia (M,R) de generar la demanda probabilística estimada. Lo que se obtuvo para cada uno de los modelos se muestra en la Tabla A.2.1.

Tabla A.2.0.1- Eventos medios para casos en estudio

T ₁	Montalva <i>et al.</i> (2017)		Idini <i>et al.</i> (2016)	
	M _w	R _{rup}	M _w	R _{rup}
seg				

0.10	7.9	37.4	8.4	41.1
0.16	8.0	39.2	8.5	43.5
0.22	8.2	40.1	8.5	48.2
0.25	8.2	40.2	8.5	52.0
0.31	8.1	39.8	8.1	39.8
0.35	8.1	40.1	8.6	56.0
0.41	8.1	40.3	8.7	56.9
0.46	8.2	38.2	8.8	56.2
0.51	8.2	37.2	8.8	56.1
0.55	8.2	37.1	8.8	55.1
0.59	8.1	37.0	8.8	53.7
0.67	8.2	37.0	8.8	52.6
0.72	8.2	37.0	8.8	52.8
0.75	8.2	37.1	8.9	53.1
0.81	8.2	37.2	8.9	53.4
0.85	8.2	37.4	8.9	53.8
0.90	8.2	37.3	8.9	53.5
0.95	8.2	37.4	8.9	53.8

- Espectros medios condicionados (CMS)

Considerando los escenarios medios antes descritos, se procede a estimar los 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, presentan una misma probabilidad de ocurrencia o de ser excedidas. Esto, que puede ser adecuado desde el punto de vista del diseño, puede ser un escenario muy conservador en el contexto de la selección de registros sísmicos, dado que la probabilidad de que un mismo evento establezca para dos coordenadas (periodos) distintas el mismo nivel de demanda probabilístico es altamente improbable. En este sentido, el espectro de amenaza uniforme, o UHS (*Uniform Hazard Spectrum*), puede ser entendido como “la envolvente” de los espectros de muchos registros.

El espectro medio condicionado, o CMS (*Conditional Mean Spectrum*), es por tanto un espectro que, para la coordenada en estudio, establece un nivel de demanda asociado a la intensidad probabilística deseada, mientras que para el resto establece valores esperados condicionados a la ocurrencia del periodo de interés. En otras palabras, que nivel de amenaza se espera tener en T_2 dado que T_1 ha ocurrido a una demanda objetivo con 10 % de probabilidad de excedencia en 50 años.

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 el presente documento, se considera la demanda definida para el 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 Mon2017 y un 50 % del CMS obtenido del modelo Idi2016. Es importante destacar que los factores de correlación espectral considerados se basan en Candia *et al.* (2019). En la Figura A.2.9 se presenta el CMS junto con el UHS, computado para cada periodo. Por otro lado, en la Figura A.2.10 se presentan todos los CMS computados en conjunto con el espectro de amenaza uniforme de 975 años de periodo de retorno.

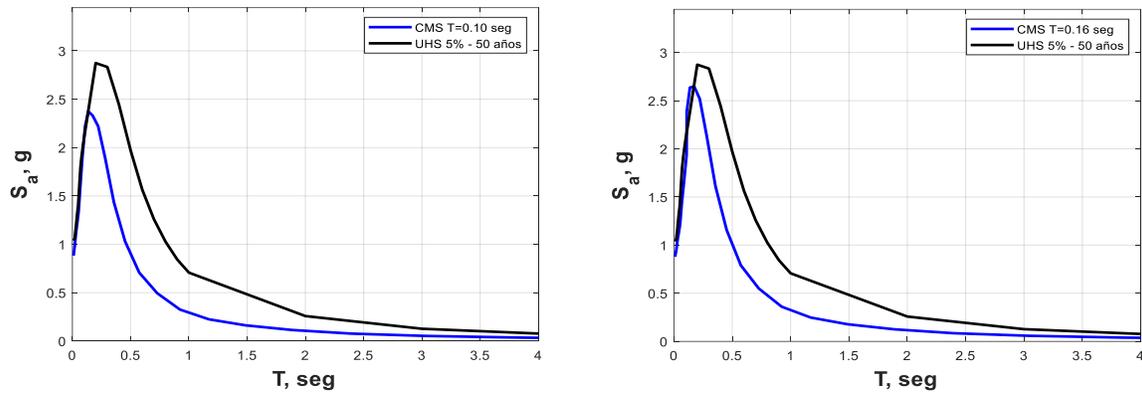
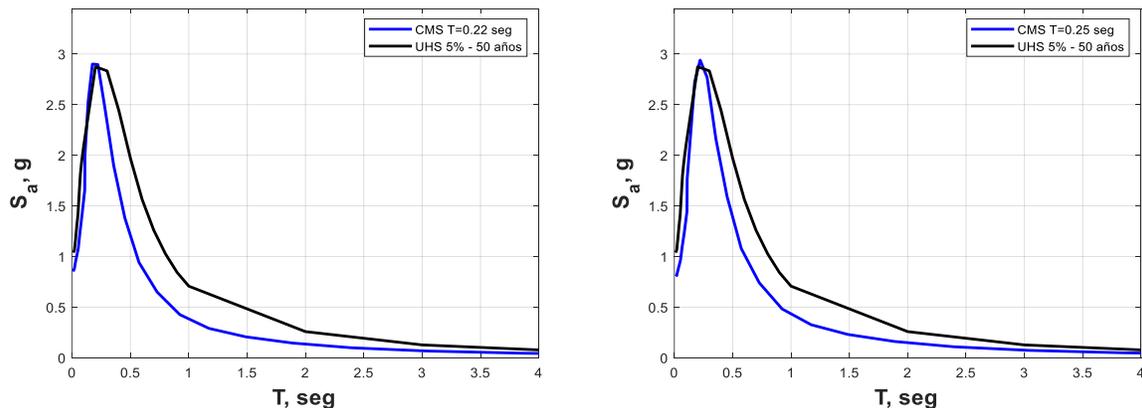


Figura A.2.9- Espectros UHS vs CMS para los 18 periodos del espacio arquetipo



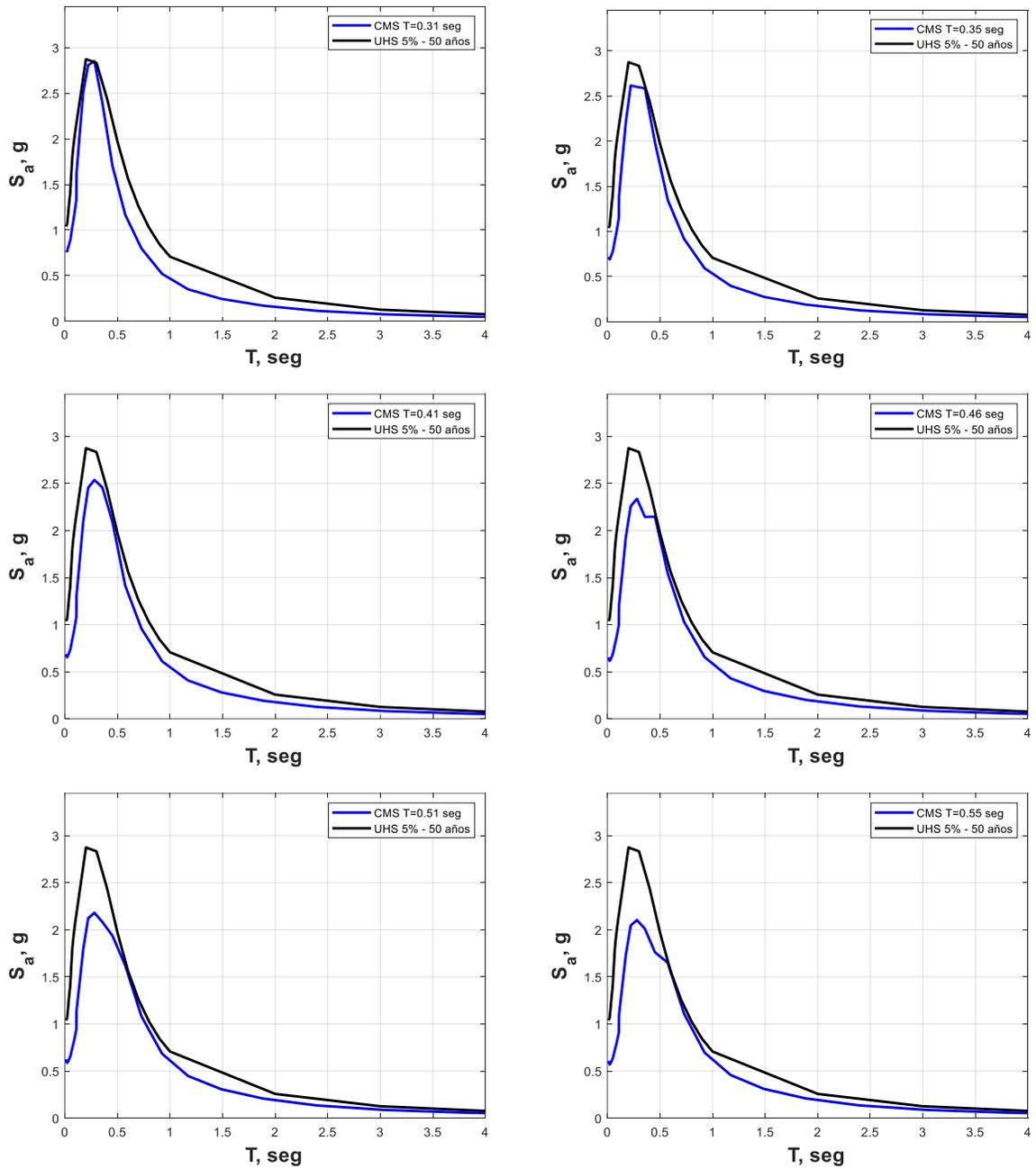


Figura A.2.10- Espectros UHS vs CMS para los 18 periodos del espacio arquetipo (continuación)

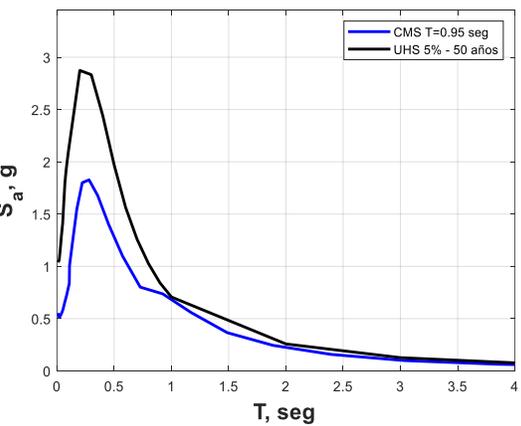
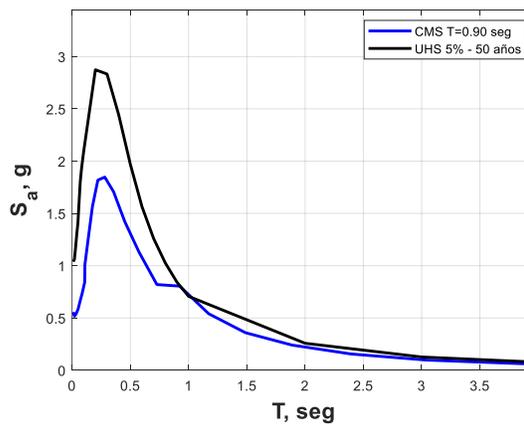
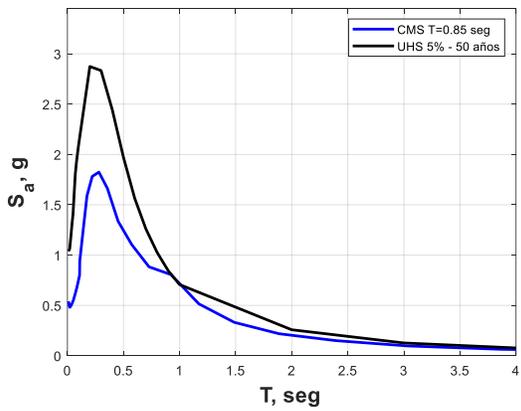
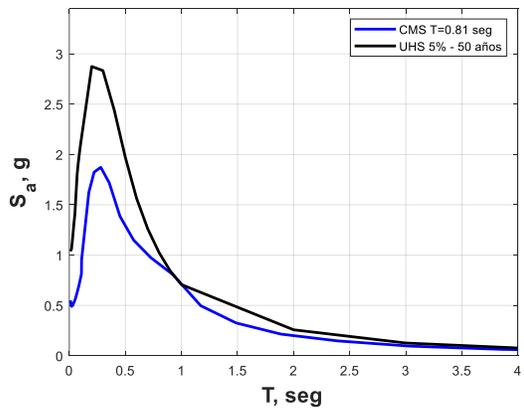
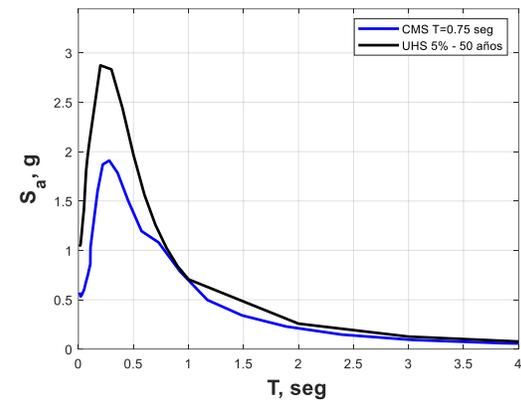
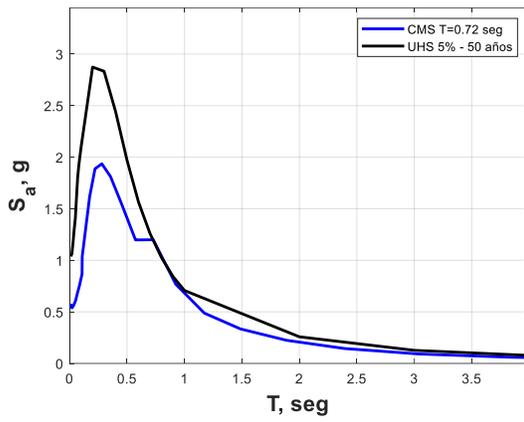
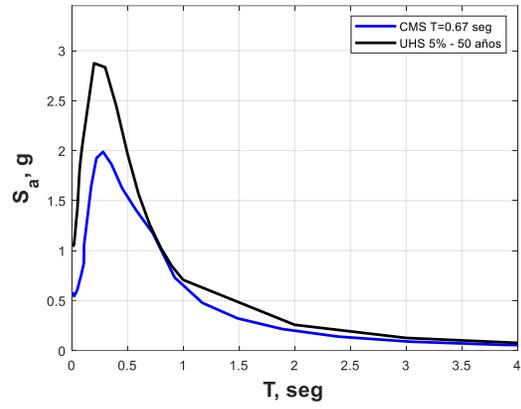
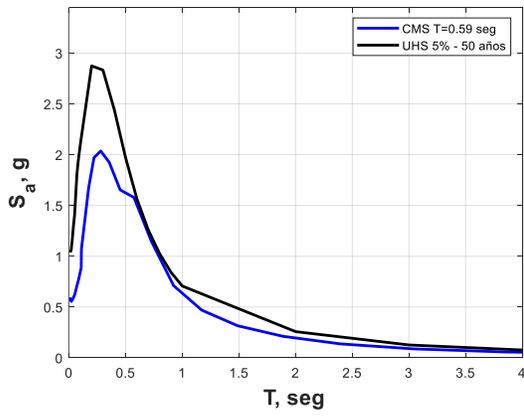


Figura A.2.10- Espectros UHS vs CMS para los 18 periodos del espacio arquetipo (continuación)

Se puede observar que considerar el espectro envolvente (UHS) como representativo resulta muy conservador, dado que los espectros esperados para los registros de cada sistema son muy diversos.

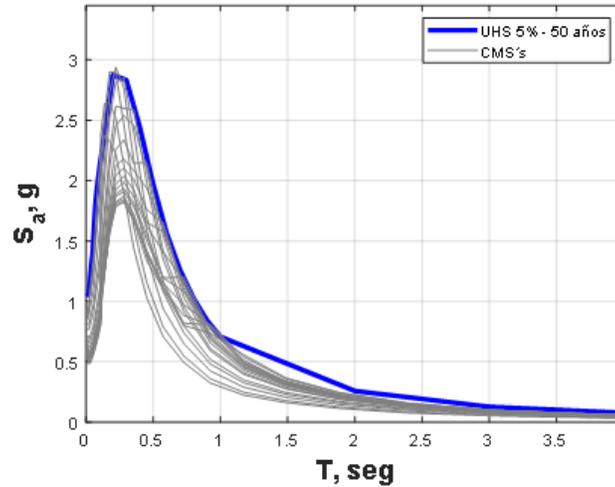


Figura A.2.9- Comparación de todos los CMS en conjunto con UHS

- Relación espectros de amenaza con espectro de diseño

A modo de comparación, en la Figura A.2.11 se presenta la demanda de diseño elástica y reducida por el factor de modificación de respuesta considerado en el diseño, además de la amenaza probabilística. Luego de definir los distintos CMS objetivos, se seleccionan registros sísmicos mediante el método de escalamiento espectral (*amplitud scaling*), para lo cual se considera la metodología presentada en el documento ASCE7-16 Capítulo 16 (ASCE, 2017).

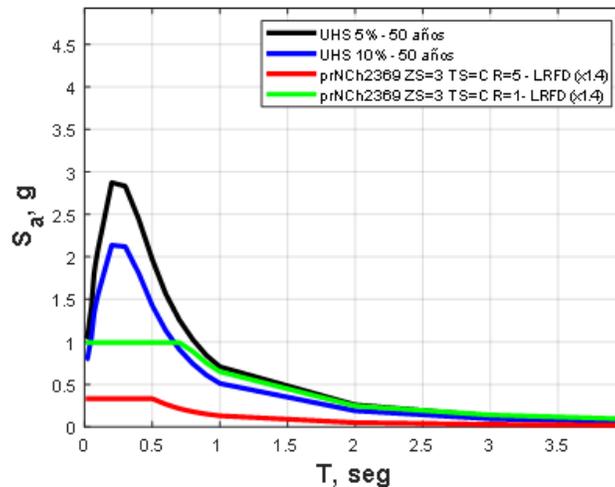


Figura A.2.11- Comparación espectro de diseño, reducido y amenaza probabilística**- Base de datos**

Se utilizan los registros publicados por *Siber-Risk Strong Motion Database*, los cuales datan de marzo de 1985 hasta septiembre del año 2017, y consideran todos los grandes terremotos registrados hasta la fecha (2020), con un total de 4020 registros.

- Criterio de selección

De la base de datos se genera un filtro preliminar considerando suelos con valores de V_{s30} correspondientes a suelo B y C según DS61-2011, es decir, entre 350 y 900 m/s, además de una media geométrica de los PGA ortogonales (PGA_{geomean}) mayores a 0.1g. En base a lo anterior, la base de datos para la selección queda definida por 266 componentes (133 registros). Tal como se menciona anteriormente, el criterio de selección corresponde al método de escalamiento espectral de ASCE7-16, para lo que se considera:

- 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 de la estructura.
- Número de registros : 30 con menor sumatoria de error cuadrático (SSE) de espectro objetivo respecto a espectro de registro.

Una vez definidos los 30 registros de forma espectral más “cercana”, se procede a evaluar los factores de escalamiento de acuerdo con 2 pasos:

1.- Los registros seleccionados son amplificados por un factor único que corresponde a la razón entre la aceleración espectral promedio en el rango de periodos del espectro objetivo y el mismo valor del registro a ajustar (Factor de escalamiento #1).

2.- En el rango de periodo 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 dar cumplimiento al requisito anterior. El factor de escalamiento final queda definido por la multiplicación de ambos factores #1 y #2.

A modo de ejemplo se presentan los espectros de los 30 registros seleccionados ajustados para el caso particular de $T=0.16s$ en la Figura A.2.12. Cabe destacar que, para cada registro horizontal seleccionado, se utiliza el registro vertical correspondiente, siendo consistente en términos de simultaneidad, contenidos de frecuencias y con el evento.

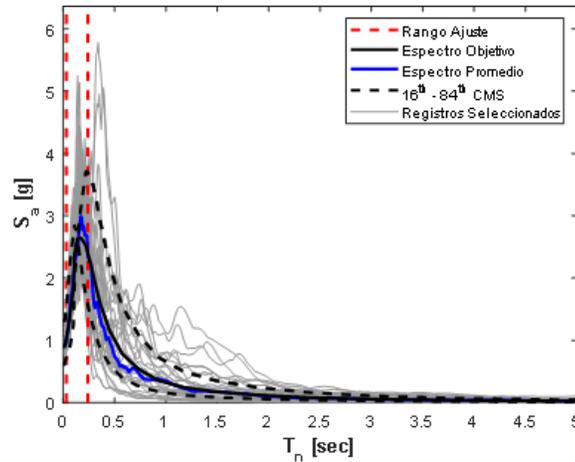


Figura A.2.12- 30 registros ajustados para caso $T=0.16s$

En resumen, la razón entre el valor medio de los registros seleccionados y las demandas de diseño, tanto para el nivel de amenaza de 10 % en 50 años (DLE) y 5 % en 50 años (SMP), es decir 475 y 975 años de periodo de retorno medio respectivamente, se presenta en la Figura A.2.13 y la Tabla A.2.2.

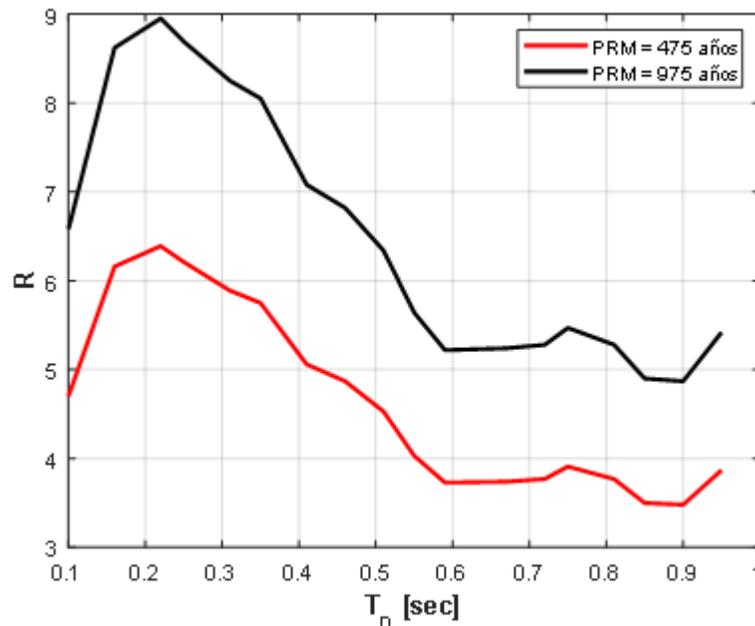


Figura A.2.12- Relación Amenaza vs Demanda de diseño

Tabla A.2.2- Valor medio para registros seleccionados

T_n (seg)	DLE	SMP
0.10	4.70	6.58
0.16	6.16	8.62
0.22	6.39	8.95
0.25	6.21	8.69
0.31	5.89	8.25
0.35	5.75	8.05
0.41	5.06	7.08
0.46	4.87	6.82
0.51	4.53	6.34
0.55	4.03	5.64
0.59	3.73	5.22
0.67	3.74	5.24
0.72	3.77	5.28
0.75	3.91	5.47
0.81	3.77	5.28
0.85	3.50	4.90
0.90	3.48	4.87
0.95	3.87	5.42

Es posible observar que a nivel SMP se espera que todos los sistemas incurrieren altamente en el rango no lineal, por otro lado, en términos de diseño se estima que los sistemas en periodos de vibración menores a 0.5 segundos presentan una alta probabilidad de incursionar en el rango no lineal mientras que los sistemas más flexibles debieran presentar una incursión bastante más moderada en donde el rol de la sobrerresistencia jugará un rol relevante.

ANEXO 3.1 DISEÑO DE ARQUETIPOS

A continuación, se presentan en la **¡Error! No se encuentra el origen de la referencia.**, **¡Error! No se encuentra el origen de la referencia.** y **¡Error! No se encuentra el origen de la referencia.** el modelo estructural, y los diseños con sismo reducido y sismo amplificado, respectivamente para el arquetipo 11 ($T=0.60$ s).

En la **¡Error! No se encuentra el origen de la referencia.**, **¡Error! No se encuentra el origen de la referencia.** y **¡Error! No se encuentra el origen de la referencia.** se muestra el modelo estructural junto al diseño con sismo reducido y amplificado, respectivamente, para el arquetipo 12 ($T=0.65$ s).

En la **¡Error! No se encuentra el origen de la referencia.**, **¡Error! No se encuentra el origen de la referencia.** y **¡Error! No se encuentra el origen de la referencia.** se muestra el modelo estructural junto al diseño con sismo reducido y amplificado, respectivamente, para el arquetipo 13 ($T=0.70$ s).

En la **¡Error! No se encuentra el origen de la referencia.**, **¡Error! No se encuentra el origen de la referencia.** y **¡Error! No se encuentra el origen de la referencia.** se muestra el modelo estructural junto al diseño con sismo reducido y amplificado, respectivamente, para el arquetipo 14 ($T=0.75$ s).

En la **¡Error! No se encuentra el origen de la referencia.**, **¡Error! No se encuentra el origen de la referencia.** y **¡Error! No se encuentra el origen de la referencia.** se muestra el modelo estructural junto al diseño con sismo reducido y amplificado, respectivamente, para el 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).

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).

En la Figura A.3.22, Figura A.3.23 y Figura A.3.24 se muestra el modelo estructural junto al diseño con sismo reducido y amplificado, respectivamente, para el arquetipo 18 ($T=0.95$ 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.3.1 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.

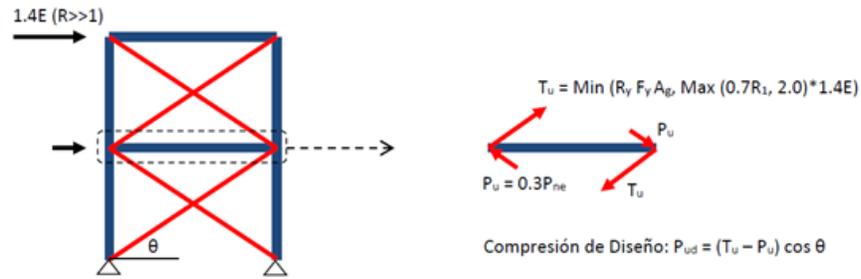


Figura A.3.1 Diagrama de cuerpo libre en viga puntal de marco arriostrado

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 **¡Error! No se encuentra el origen de la referencia.** para el caso más desfavorable de cada modelo estructural.

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 4.4 Factores de sobrerresistencia

En la Figura A.4.4, 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 .

ANEXO 5.3 RESULTADOS *Drift* de entrepisos

Se presenta el *drift* de entre piso de cada estructura para nivel de sismo de diseño (DLE) entre la Figura A.5.1 a la Figura A.5.18 y para nivel de máximo sismo posible (SMP) entre la Figura A.5.19 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.

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

Departamento	: Departamento de Ingeniería Civil
Carrera	: Ingeniería Civil
Nombre del memorista	: Benjamín Alejandro Ruz Núñez Claudio José Sánchez Bozic
Título de la memoria	: Diseño de pernos de anclaje basado en Desempeño sísmico aplicado a marcos de acero semiflexibles arriostrados en X emplazados en zona sísmica III suelo tipo C diseñados según la norma NCh2369 Of.2023
Fecha de la presentación oral	: 25 de marzo de 2024
Profesor(es) Guía	: Rodrigo Silva
Profesor(es) Revisor(es)	:
Profesor(es) Externo(s)	: Miguel Medalla y Cristian Urzúa
Concepto	:
Calificación	:

Resumen

El diseño sísmico de las estructuras industriales basado en la norma NCh2369, vela por la continuidad operativa y minimización de la paralización, siendo la actualización del año 2023 analizada y verificada recientemente con las memorias previa a esta. Luego se indaga en el mejoramiento del diseño para obtener comportamientos favorables de la estructura.

La metodología de diseño de pernos de anclaje para tipologías MAC propone una forma de asegurar que la plastificación del anclaje preceda al pandeo de arriostramientos, con el propósito de proteger a la estructura y enfocar el mantenimiento en la zona de los pernos, que es más barato y fácil de realizar.

El objetivo es analizar los mecanismos de disipación sísmica mediante el comportamiento de los fusibles sísmicos, aplicando el método de diseño propuesto en un espacio arquetipo de estructuras de marcos arriostrados en X emplazadas en zona sísmica III suelo tipo C en base a la norma NCh2369 actualizada en 2023. El análisis se efectúa con la no linealidad en anclajes y arriostramientos para una amenaza sísmica DLE y SMP.

Los resultados indican un mejor comportamiento de las estructuras una vez aplicada la metodología, reduciendo utilidades y deformaciones de elementos y aumentando la energía disipada por los pernos.