



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



**DISEÑO DE PERNOS DE ANCLAJE BASADO EN DESEMPEÑO SISMICO APLICADO A
MARCOS DE ACERO FLEXIBLES ARRIOSTRADOS EN X EMPLAZADOS EN ZONA
MINERA DISEÑADOS SEGÚN LA NORMA NCh2369 ACTUALIZADA EN 2023**

POR

**Marcos Alexis Cárcamo Martínez
Cristian Alejandro Gutiérrez Mansilla**

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

Octubre 2023
Concepción (Chile)

© 2023 Marcos Alexis Cárcamo Martínez, Cristian Alejandro Gutiérrez Mansilla

© 2023 Marcos Alexis Cárcamo Martínez, Cristian Alejandro Gutiérrez Mansilla

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

DEDICATORIA

Este trabajo se lo dedico a Isidora Trinidad, el regalo más importante que me ha dado la vida y mi mayor fuente de inspiración. Quien ilumina mi vida con su alegría y su amor, quien me recargó de energías cuando el cansancio ganaba. Este camino lo recorrimos juntos y logré culminarlo gracias a ti, te amo infinitamente, hoy y siempre.

También le dedico este trabajo a mis padres, por toda su ayuda a lo largo de este camino académico, sin su granito de arena estos años hubiesen costado muchísimo más.

(Cristian Gutiérrez)

Este trabajo se lo dedico a mi familia, en especial a mi padre y madre, por la confianza que han tenido en mí y su apoyo inquebrantable a lo largo de estos años. A mi hermana y hermano, por todo el cariño que me han brindado en la vida. Me siento tremendamente agradecido de que ustedes sean mi familia. A mis amigos, por estar a mi lado en este camino y los recuerdos que hemos creado juntos.

Sin ustedes, esto no habría sido posible.

(Marcos Carcamo)

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 al registro sísmico más relevante ocurrido en el territorio nacional, siendo fundamental para el desarrollo de este estudio.

Agradecer a nuestros excompañeros que nos han precedido en el estudio de esta línea investigativa, Alberto Mass y Magdalena Espinoza. También a quienes antecedieron a ellos, pues es gracias a sus resultados de trabajo que este estudio pudo prosperar y esta memoria de título fuese posible.

Agradecer a los profesores, Cristian Urzúa y Miguel Medalla, por su disposición, conocimientos y asesoramientos que fueron esenciales para poder culminar de forma satisfactoria esta memoria de título.

Finalmente, agradecer al Profesor Rodrigo Silva por su disposición y constante guía en la preparación de esta memoria de título, además de su labor como docente, aportando a lo largo de estos años de formación.

RESUMEN

En Chile, la norma NCh2369 regula el diseño sísmico de estructuras e instalaciones industriales. La versión más reciente de esta norma fue oficializada en 2023, en la cual se busca garantizar la continuidad operacional de la industria. Esta norma contiene las disposiciones para el diseño de estructuras de acero basadas en marcos arriostrados concéntricamente (MAC) y también regula las placas base de columnas con pernos de anclaje dúctiles.

Para elementos que admiten la plastificación, como pernos de anclaje y arriostramientos, la norma exige que el diseño se base en fuerzas sísmicas reducidas mediante un factor de modificación de la respuesta R . A pesar de que se acepte la plastificación en ciertos elementos, no siempre se logra aprovechar lo beneficioso de los anclajes dúctiles para la disipación de energía proveniente de sismos.

El objetivo principal de este estudio es evaluar una propuesta de metodología de diseño de pernos de anclaje basada en la capacidad resistente lateral del sistema basado en un análisis por desempeño para estructuras en base a marcos arriostrados concéntricamente (MAC), emplazadas en zona minera diseñadas según lo estipulado en la norma NCh2369 y con periodos entre 0.55s y 0.90s. Dicha metodología, se basa en asegurar que la plastificación de pernos de anclajes preceda al pandeo de arriostramientos, asegurando que los anclajes funcionen como fusibles sísmicos. La evaluación de esta metodología se realiza con análisis no lineales dinámicos del tipo tiempo historia, donde se incluye la modelación no lineal de pernos de anclajes y arriostramientos, considerando dos niveles de amenaza sísmica (nivel de sismo diseño y sismo máximo probable).

Se estudian en detalle los indicadores de daño correspondientes a drift de entrepiso y de techo, deformaciones normalizadas de tensión y compresión de arriostramientos, factores de utilización de las columnas, así como una mención a los mecanismos de disipación de energía. Los resultados obtenidos reflejan una mejora significativa en el desempeño estructural en comparación con el método tradicional, homogeneizando los drifts en altura, aumentando la disipación en anclajes y reduciendo la concentración de deformación en el primer nivel. De esta forma se protege a los arriostramientos de fractura por fatiga de bajo ciclaje, generando estructuras donde el daño se concentre en anclajes reemplazable, y consiguiendo un mejor estándar de continuidad operacional

ABSTRACT

In Chile, the NCh2369 standard regulates the seismic design of industrial structures and facilities. The most recent version of this standard was made official in 2023, which seeks to guarantee the operational continuity of the industry. This standard contains provisions for the design of steel structures based on concentrically braced (MAC) frames and also regulates column base plates with ductile anchor bolts.

For elements that allow plasticization, such as anchor bolts and bracing, the standard requires that the design be based on reduced seismic forces through a response modification factor R . Although plasticization is accepted in certain elements, it is not always possible to take advantage of the benefits of ductile anchors for the dissipation of energy from earthquakes.

The main objective of this study is to evaluate a proposed anchor bolt design methodology based on the lateral resistant capacity of the system based on a performance analysis for structures based on concentrically braced frames (MAC), located in a mining area designed according to as stipulated in the NCh2369 standard and with periods between 0.55s and 0.90s. This methodology is based on ensuring that the plasticization of anchor bolts precedes the buckling of bracing, ensuring that the anchors function as seismic fuses. The evaluation of this methodology is carried out with dynamic nonlinear analyzes of the time history type, which includes nonlinear modeling of anchor bolts and bracing, considering two levels of seismic threat (design earthquake level and maximum probable earthquake).

The damage indicators corresponding to mezzanine and roof drift, normalized tension and compression deformations of bracing, column utilization factors, as well as a mention of energy dissipation mechanisms are studied in detail. Where the results obtained reflect a significant improvement in structural performance compared to the traditional method, homogenizing the drifts in height, increasing the dissipation in anchors, and reducing the concentration of deformation in the first level, protecting the bracing from fracture due to fatigue. low cycling, generating structures where the damage is concentrated in replaceable anchors, achieving a better standard of operational continuity.

ÍNDICE

CAPÍTULO 1: INTRODUCCIÓN	1
1.1. Motivación.....	1
1.2. Objetivos.....	2
1.2.1 Objetivo general	2
1.2.2 Objetivos específicos.....	2
1.3. Plan de trabajo	3
1.4. Principales resultados	3
1.5. Organización de la memoria.....	4
CAPÍTULO 2: DISPOSICIONES DE DISEÑO Y MODELACION	5
2.1. Introducción.....	5
2.2. Historia y modificaciones de Norma NCh 2369	5
2.3. Espacio arquetipo (MAC).....	7
2.4. Análisis no lineal	9
2.4.1 Tipo de análisis.....	9
2.4.2 No linealidad de anclajes.....	9
2.4.3 No linealidad de arriostramientos	12
2.4.4 Amenaza sísmica para respuesta no lineal	13
2.4.5 Análisis no lineal dinámico (Tiempo-Historia).....	15
2.5. Conclusiones.....	16
CAPÍTULO 3: DESCRIPCION Y DISEÑO DEL ESPACIO ARQUETIPO	18
3.1. Introducción.....	18
3.2. Descripción del espacio arquetipo	18
3.3. Diseño de pernos de anclaje según metodología tradicional	20
3.4. Diseño de pernos de anclaje según metodología propuesta	21
3.5. Conclusiones.....	25
CAPÍTULO 4: ANALISIS NO LINEAL DEL ESPACIO ARQUETIPO	26
4.1. Introducción.....	26
4.2. Modelación no lineal de anclajes y arriostramientos en SAP2000	26
4.3. Análisis no lineal y comparación de resultados con método tradicional.....	28

4.4.	Acción exclusiva de pernos de anclajes	44
4.5.	Discusión de resultados	45
4.6.	Conclusiones.....	49
CAPÍTULO 5: CONCLUSIONES Y COMENTARIOS.....		51
REFERENCIAS		53
ANEXO 4.1 RESULTADOS DRIFT DE ENTRE PISOS.....		57
ANEXO 4.2 PROCEDIMIENTO ALTERNATIVO.....		74

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 3.1 Resumen de diseño lineal del espacio arquetipo de modelos flexibles.....	19
Tabla 3.2 Diseño de pernos de anclaje según el periodo del modelo.....	21
Tabla 3.3 Pernos de anclaje de metodología propuesta según el periodo del arquetipo	24
Tabla 3.4 Comparativa del diseño de pernos de anclaje	24

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 2.1 Planta típica y sobrecargas estáticas (Arriba). Elevación típica (Abajo).....	9
Figura 2.2 Esquema de anclaje estructura-fundación (a). Modelo no lineal en SAP2000 (b)	10
Figura 2.3 Curva envolvente para pernos de anclaje	11
Figura 2.4 Curva monotónica paramétrica fuerza – deformación para arriostramientos verticales ..	13
Figura 2.5 Espectros de amenaza uniforme para nivel SDI y SMP.	14
Figura 2.6 Razón entre amenaza uniforme definida de 975 y 475 años de periodo de retorno.	14
Figura 4.1 definición del elemento <i>link</i> para pernos de anclaje en <i>software</i>	27
Figura 4.2 parámetros de elemento <i>link</i> para pernos de anclajes en <i>software</i> (Tonf y m).....	27
Figura 4.3 Definición de elemento <i>link</i> para arriostramiento en <i>software</i> (acción exclusiva de pernos de anclajes) 28	
Figura 4.4 Energía disipada por componentes a nivel SDI. Espacio arquetipo original (arriba). Espacio arquetipo modificado por la metodología propuesta (abajo).	30
Figura 4.5 Energía disipada por componente a nivel SMP. Espacio arquetipo original (arriba). Espacio arquetipo modificado por la metodología propuesta (abajo).	31
Figura 4.6 Factor de utilización columnas sísmicas a nivel SMP. Espacio arquetipo original (arriba). Espacio arquetipo modificado por la metodología propuesta (abajo).....	33
Figura 4.7 Drift de entre piso promedio para registros SDI. Espacio arquetipo original (arriba). Espacio arquetipo modificado por la metodología propuesta (abajo).	35
Figura 4.8 Drift de entre piso promedio para registros SMP. Espacio arquetipo original (arriba). Espacio arquetipo modificado por la metodología propuesta (abajo).....	36
Figura 4.9 Drift de techo para espacio arquetipo original. Sismo de diseño (arriba) y sismo máximo probable (abajo).....	37
Figura 4.10 Drift de techo para espacio arquetipo modificado por la metodología propuesta.	38
Sismo de diseño (arriba) y máximo probable (abajo)	38
Figura 4.11 Deformación diagonales en tracción a nivel SDI. Espacio arquetipo original (arriba). Espacio arquetipo modificado por la metodología propuesta (abajo).....	40
Figura 4.12 Deformación diagonales en tracción a nivel SMP. Espacio arquetipo original (arriba). Espacio arquetipo modificado por la metodología propuesta (abajo).....	41
Figura 4.13 Deformación diagonales en compresión para registros SDI. Espacio arquetipo original (arriba). Espacio arquetipo modificado por la metodología propuesta (abajo).....	42

Figura 4.14 Deformación diagonales en compresión para registros SMP. Espacio arquetipo original (arriba). Espacio arquetipo modificado por la metodología propuesta (abajo).....	43
Figura 4.15 Factor R_{μ} a nivel SDI considerando anclajes como único disipador.	44
Figura 4.16: Elongación (ϵ) de pernos a nivel SDI, anclajes como disipador único (abajo). Anclajes y arriostramientos como disipadores (arriba).....	45
Figura 4.17 Deformaciones medias normalizadas del primer nivel por pandeo (arriba) y fluencia (abajo) para el espacio arquetipo modificado.	46
Figura 4.18 Deformaciones medias normalizadas del primer nivel por pandeo (arriba) y fluencia (abajo) para el espacio arquetipo original.	47
Figura 4.19: Drift de techo con límite de diseño. Espacio arquetipo original (arriba). Espacio arquetipo modificado (abajo)	48
Figura A4.1.1 <i>Drift</i> de entrepiso estructura con periodo $T=0.15s$ nivel SDI.....	57
Figura A4.1.2 <i>Drift</i> de entrepiso estructura con periodo $T=0.20s$ nivel SDI.....	58
Figura A4.1.3 <i>Drift</i> de entrepiso estructura con periodo $T=0.25s$ nivel SDI.....	58
Figura A4.1.4 <i>Drift</i> de entrepiso estructura con periodo $T=0.30s$ nivel SDI.....	59
Figura A4.1.5 <i>Drift</i> de entrepiso estructura con periodo $T=0.35s$ nivel SDI.....	59
Figura A4.1.6 <i>Drift</i> de entrepiso estructura con periodo $T=0.40s$ nivel SDI.....	60
Figura A4.1.7 <i>Drift</i> de entrepiso estructura con periodo $T=0.45s$ nivel SDI.....	60
Figura A4.1.8 <i>Drift</i> de entrepiso estructura con periodo $T=0.50s$ nivel SDI.....	61
Figura A4.1.9 <i>Drift</i> de entrepiso estructura con periodo $T=0.55s$ nivel SDI.....	61
Figura A4.1.10 <i>Drift</i> de entrepiso estructura con periodo $T=0.60s$ nivel SDI.....	62
Figura A4.1.11 <i>Drift</i> de entrepiso estructura con periodo $T=0.65s$ nivel SDI.....	62
Figura A4.1.12 <i>Drift</i> de entrepiso estructura con periodo $T=0.70s$ nivel SDI.....	63
Figura A4.1.13 <i>Drift</i> de entrepiso estructura con periodo $T=0.75s$ nivel SDI.....	63
Figura A4.1.14 <i>Drift</i> de entrepiso estructura con periodo $T=0.80s$ nivel SDI.....	64
Figura A4.1.15 <i>Drift</i> de entrepiso estructura con periodo $T=0.85s$ nivel SDI.....	64
Figura A4.1.16 <i>Drift</i> de entrepiso estructura con periodo $T=0.90s$ nivel SDI.....	65
Figura A4.1.17 <i>Drift</i> de entrepiso estructura con periodo $T=0.15s$ nivel SMP	65
Figura A4.1.18 <i>Drift</i> de entrepiso estructura con periodo $T=0.20s$ nivel SMP	66
Figura A4.1.19 <i>Drift</i> de entrepiso estructura con periodo $T=0.25s$ nivel SMP	66
Figura A4.1.20 <i>Drift</i> de entrepiso estructura con periodo $T=0.30s$ nivel SMP	67
Figura A4.1.21 <i>Drift</i> de entrepiso estructura con periodo $T=0.35s$ nivel SMP	67

Figura A4.1.22 <i>Drift</i> de entrepiso estructura con periodo $T=0.40s$ nivel SMP	68
Figura A4.1.23 <i>Drift</i> de entrepiso estructura con periodo $T=0.45s$ nivel SMP	68
Figura A4.1.24 <i>Drift</i> de entrepiso estructura con periodo $T=0.50s$ nivel SMP	69
Figura A4.1.25 <i>Drift</i> de entrepiso estructura con periodo $T=0.55s$ nivel SMP	69
Figura A4.1.26 <i>Drift</i> de entrepiso estructura con periodo $T=0.60s$ nivel SMP	70
Figura A4.1.27 <i>Drift</i> de entrepiso estructura con periodo $T=0.65s$ nivel SMP	70
Figura A4.1.28 <i>Drift</i> de entrepiso estructura con periodo $T=0.70s$ nivel SMP	71
Figura A4.1.29 <i>Drift</i> de entrepiso estructura con periodo $T=0.75s$ nivel SMP	71
Figura A4.1.30 <i>Drift</i> de entrepiso estructura con periodo $T=0.80s$ nivel SMP	72
Figura A4.1.31 <i>Drift</i> de entrepiso estructura con periodo $T=0.85s$ nivel SMP	72
Figura A4.1.32 <i>Drift</i> de entrepiso estructura con periodo $T=0.90s$ nivel SMP	73
Figura A4.1.1 Energía disipada por componente a nivel SDI. Espacio arquetipo original (arriba). Espacio arquetipo con procedimiento alternativo (abajo).	75
Figura A4.1.2 Energía disipada por componente a nivel SMP. Espacio arquetipo original (arriba). Espacio arquetipo con procedimiento alternativo (abajo).	76
Figura A4.1.3 Factor R_{μ} a nivel SDI. Espacio arquetipo original (arriba). Espacio arquetipo con procedimiento alternativo (abajo).	77
Figura A4.1.4 Factor R_{μ} a nivel SMP. Espacio arquetipo original (arriba). Espacio arquetipo con procedimiento alternativo (abajo).	78
Figura A4.1.5 Elongación de pernos de anclaje a nivel SDI. Espacio arquetipo original (arriba). Espacio arquetipo con procedimiento alternativo (abajo).	79
Figura A4.1.6 Elongación de pernos de anclaje a nivel SMP. Espacio arquetipo original (arriba). Espacio arquetipo con procedimiento alternativo (abajo).	80
Figura A4.1.7 Elongación promedio de pernos de anclaje a nivel SDI y SMP. Espacio arquetipo original (arriba). Espacio arquetipo con procedimiento alternativo (abajo).	81
Figura A4.1.8 <i>Drift</i> de entrepiso medio para nivel SDI modelos 2-9. Espacio arquetipo original (arriba). Espacio arquetipo modificado por la metodología propuesta (centro). Espacio arquetipo con procedimiento alternativo (abajo).	83
Figura A4.1.9 <i>Drift</i> de entrepiso promedio para registros SMP Modelos 2-9. Espacio arquetipo original (arriba). Espacio arquetipo modificado por la metodología propuesta (centro). Espacio arquetipo con procedimiento alternativo (abajo).	84

Figura A4.1.10 Deformación diagonales en tracción a nivel SDI. Espacio arquetipo original (arriba). Espacio arquetipo con procedimiento alternativo (abajo).	86
Figura A4.1.11 Deformación diagonales en tracción a nivel SMP. Espacio arquetipo original (arriba). Espacio arquetipo con procedimiento alternativo (abajo).	86
Figura A4.1.14 Factor de utilización columnas sísmicas a nivel SDI. Espacio arquetipo original (arriba). Espacio arquetipo modificado por la metodología propuesta alternativa (abajo).	89
Figura A4.1.15 Factor de utilización columnas sísmicas a nivel SMP. Espacio arquetipo original (arriba). Espacio arquetipo modificado por la metodología propuesta alternativa (abajo).	90

CAPÍTULO 1: INTRODUCCIÓN

1.1. Motivación

Desde que se tiene registro, Chile ha presentado importantes eventos sísmicos, siendo considerado uno de los países con más actividad sísmica a nivel mundial. Entre los sismos más relevantes están los terremotos de Valdivia en el año 1960 y el de Cobquecura en el año 2010, con magnitudes 9,5 Mw y 8.8 Mw respectivamente.

Es en este contexto que el 2003 se oficializa la NCh 2369, la cual regula el diseño sísmico de estructuras e instalaciones industriales, basándose desde sus inicios en una filosofía de proveer alta resistencia y moderada ductilidad a las estructuras, aunque esperando una baja incursión no lineal. A pesar de haber presentado un buen desempeño frente sismos de gran magnitud, la continuidad operacional de la industria se vio alterada en algunos casos.

Es por esto que, tras el terremoto de 2010 se decide realizar una actualización a la norma, concretándose el 2023, la cual buscaba incorporar los aprendizajes obtenidos desde la oficialización de 2003, y centrándose en corregir los problemas que se presentaron, como asegurar la continuidad operacional. Para ello, la nueva norma permite la posible incursión no lineal de arriostramientos y un diseño que busque mayor ductilidad. Sin embargo, la aprobación de una nueva norma no implica el cese del desarrollo científico y tecnológico en el área, más aún cuando muchas de las consecuencias de la aplicación de la norma siguen siendo inciertas.

En investigaciones anteriores, como el trabajo realizado en las memorias de título de Espinoza (2023) y Maass (2023, se estudió el desempeño sísmico de MAC, donde se observó que la aplicación de las normas en el diseño de pernos de anclaje no aseguraba un óptimo nivel de disipación de energía por parte de pernos, desaprovechando lo positivo del anclaje dúctil.

En este sentido, el presente trabajo propone una metodología de diseño de pernos de anclaje para estructuración de tipo MAC, buscando que la plastificación de pernos preceda al pandeo de arriostramiento y que los anclajes efectivamente funcionen como fusible sísmico ante sismos severos.

Si bien se desea que dicha metodología sea aplicable en todo caso, el presente trabajo se limita a estudiar su uso en zona sísmica 2 y suelo tipo B.

1.2. Objetivos

1.2.1 Objetivo general

Evaluar una propuesta de metodología de diseño de pernos de anclaje basada en un análisis por desempeño, para estructuras con tipología de marcos arriostrados concéntricamente en forma de X emplazadas en zona sísmica 2 y suelo tipo B, diseñadas según los requerimientos de norma NCh 2369 (INN, 2023) y con periodos entre 0.55 y 0.90 segundos, considerando la incursión no lineal de pernos de anclaje y arriostramientos para dos niveles de amenaza sísmica (Sismo diseño y máximo probable).

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.
- Diseñar pernos de anclaje para el espacio arquetipo según la metodología propuesta
- Modelar no linealmente el espacio arquetipo con la metodología aplicada, considerando la incursión no lineal de pernos de anclaje y arriostramientos.
- Realizar análisis no lineales dinámicos del tipo tiempo-historia, a estructuras modeladas de forma no lineal para los niveles de amenaza de sismo de diseño y máximo probable.
- Realizar un análisis comparativo entre los resultados de análisis no lineales del espacio arquetipo original y el modificado mediante la evaluación de factores de desempeño sísmico y comportamiento de elementos del sistema sismorresistente.
- Analizar los resultados de utilizar los pernos de anclaje obtenidos por la metodología como único disipador histerético de energía sísmica disponible.

-

1.3. Plan de trabajo

Se realiza un plan de trabajo resumido en cuatro etapas:

Primeramente, el trabajo se enfoca en el estudio de la normativa de diseño sísmico para estructuras e instalaciones industriales, así como comprender artículos y otros documentos de interés para el diseño sísmico chileno. A su vez, se analizan memorias de título que precedieron a este estudio.

La segunda parte consiste en la formulación de la metodología de diseño de pernos de anclaje a través de relaciones físicas y la modelación por medio del software SAP2000, considerando los resultados de desempeño sísmico de estructuras diseñadas de forma ajustada a la norma NCh2369(INN, 2023).

La tercera parte se refiere a los análisis no lineales tipo tiempo historia de los arquetipos en que la metodología indique una sección de pernos de anclaje distinta al método tradicional. Esto considerando dos escenarios de demanda: sismo a nivel de diseño (SDI) y sismo máximo probable (SMP).

La cuarta parte analiza y compara mediante factores de desempeño sísmico e indicadores de daño, los resultados obtenidos de la aplicación de la metodología propuesta con los resultados en los que se usó el método tradicional de diseño de pernos.

1.4. Principales resultados

En base a los análisis realizados para el nivel de diseño (SDI) y el nivel de sismo máximo probable (SMP), se concluye que la metodología propuesta mejora notoriamente el desempeño sísmico de las estructuras. Disminuye la concentración de deformaciones en el primer nivel de las estructuras manteniéndose alejadas de los límites normativos, y concordando con esto, las deformaciones normalizadas por tracción y por compresión, experimentaron un comportamiento similar. Respecto a la disipación energética no hay grandes cambios a nivel global, pero cambia su distribución disminuyendo notoriamente la proporcionada por arriostramiento, aumentando en los pernos de

anclaje y manteniendo la mayor parte el amortiguamiento viscoso. No hubo un cambio significativo en el factor de utilización de columnas, donde prácticamente todas presentan una utilización media más una desviación estándar inferior a 1.0 a nivel SMP.

De esta forma, en base los análisis tiempo-historia realizados, se valida la metodología propuesta de pernos de anclaje para ambos niveles de amenaza sísmica, en zona sísmica 2, suelo tipo B y en el rango de periodo estudiado.

1.5. Organización de la memoria

A continuación, se presentan los cinco capítulos que organizan el presente trabajo, acompañado de una breve descripción de cada uno:

En el capítulo 2 se presentan las principales modificaciones hechas en la norma NCh2369 (INN, 2023) con respecto a la anterior, con énfasis en el capítulo 8, para proseguir con la exposición del marco teórico necesario para la realización del presente trabajo, referente principalmente al espacio arquetipo y los distintos elementos que conforman los análisis no lineales de anclaje y arriostramientos.

El capítulo 3 describe brevemente los espacios arquetipo para luego dar lugar a la exposición de ambas metodologías de diseño de pernos, tanto en su aspecto teórico como en los resultados obtenidos de su aplicación en el espacio arquetipo.

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

Finalmente, el capítulo 5 abarca las conclusiones y comentarios en base a los resultados obtenidos de los análisis lineales y no lineales realizados para el espacio arquetipo con periodos entre 0.10 y 0.95 segundos.

Además, se presentan sugerencias de posibles estudios para continuar con la línea de investigación.

CAPÍTULO 2: DISPOSICIONES DE DISEÑO Y MODELACION

2.1. Introducción

En el presente capítulo se presentan los principales cambios en la norma de diseño sísmico de estructuras industriales NCh2369 (INN, 2023) enfatizando los aspectos de diseño para marcos de acero arriostrados en X. Posteriormente se expone los elementos metodológicos necesarios para la realización del presente trabajo como el espacio arquetipo, la modelación de los elementos contemplados como no lineales, la amenaza sísmica y otros elementos a considerar acerca del análisis no lineal

2.2. Historia y modificaciones de Norma NCh 2369

Alrededor de los años 40 se inicia un proyecto de industrialización para Chile, y con él inicia el uso de las estructuras industriales en el país. En aquellos años el diseño se basaba en la simplicidad estructural, el buen juicio y el razonamiento, esto debido a la carencia de herramientas de cálculo y de normativas específicas que regulen el diseño.

Tras los eventos sísmicos que han afectado recurrentemente al país, especialmente los ocurridos en la zona sur en 1960 y en la zona central en 1985, sumado a los nuevos descubrimientos logrados en países más desarrollados como Estados Unidos, se puso de manifiesto la necesidad de revisar las prácticas y criterios utilizados hasta aquel momento en el diseño sísmico. Con esto, surge la norma NCh2369 (INN, 2003), titulada "Diseño Sísmico de Estructuras e Instalaciones Industriales", la cual estipulaba los criterios técnicos mínimos para el diseño y construcción de estas estructuras.

La norma NCh2369, oficializada por el Instituto Nacional de Normalización (INN) en el año 2003, ha sido la base del diseño sismorresistente de estructuras e instalaciones industriales en Chile. Los principales objetivos dispuestos en ella es garantizar la protección de la vida humana en la industria, así como minimizar los tiempos de inactividad tras eventos sísmicos severos, para ello busca proporcionar una adecuada sobrerresistencia lateral y rigidez estructural adecuada. En la versión oficializada en 2003 queda plasmada la filosofía de diseño consistente en proporcionar una alta resistencia y una ductilidad moderada, lo que ha demostrado ser efectivo en la práctica. Esta norma

se mantuvo vigente hasta su reemplazo por la norma NCh 2369 (INN, 2023), la cual busca mejorar las carencias encontradas en la primera versión.

La nueva norma oficializada el 2023 busca mantener lo que ha funcionado bien en los últimos terremotos de 1985 y 2010, haciendo hincapié en la necesidad de solucionar algunas limitaciones de la norma anterior, como que esta no fue pensada para instalaciones y equipos industriales de dimensiones usadas actualmente, las cuales son muy superiores a las de los modelos calibrados, así como incorporar las conclusiones de la revisión de las estructuras tras el sismo del 27 de febrero de 2010, donde si bien con la norma del 2003 se cumplen con objetivos de seguridad y desempeño, fueron necesarios ajustes para cumplir con una continuidad operacional deseable. Cabe señalar que la revisión de las estructuras construidas con la antigua norma se vio limitada por la poca disposición de las industrias a transparentar sus daños e informes. Además, debido a la globalización fue necesario realizar aclaraciones para que la norma sea entendida por profesionales de distintos países.

Los principales cambios de la norma, que fueron utilizados a lo largo de este estudio fueron, la definición de cortes basales mínimos para distintos periodos de estructuras, la nueva forma de definir los espectros, compacidades locales más restrictivas y también las combinaciones de carga que consideran sismo con sus distintas simultaneidades.

Otros cambios importantes de mencionar son los relativos al capítulo 8 de la norma. Como, en la sección 8.1, cambios en los documentos con los que se complementa la norma, la limitación del factor de modificación “R” a un valor máximo de 5 y amortiguamiento relativo menores o iguales a 5%. En la sección 8.3 se incorpora la definición de capacidad esperada de un elemento, aunque también se refiere al diseño de columnas, de las cuales su resistencia axial debe ser determinada por las combinaciones de cargas en donde el estado de carga sísmico horizontal ha sido amplificado por $0.7R_1 \geq 1.0$. Además, por las mismas cargas se deben diseñar las conexiones. En la 8.6, referida a marcos arriostrados concéntricamente, se elimina el requisito de sobrerresistencia de diagonales comprimidas (antiguamente se requería un factor de utilización menor o igual 80% de la capacidad resistente). En la misma sección se menciona que elementos que trabajen en vertical diseñados por cargas sísmica amplificada por $0.7R_1 \geq 1.0$, no necesitan cumplir con criterios de esbeltez global o límites de razón ancho espesor, y también se definen requisitos de diseño de puntales para considerar pandeo. Finalmente, hay cambios respecto al límite de relación ancho espesor, volviéndose más

restrictivos para los elementos. Los cambios mencionados anteriormente son los considerados de mayor relevancia para el presente trabajo y por tanto no cubren la totalidad de los cambios realizados con la nueva versión de la norma.

2.3. Espacio arquetipo (MAC)

El espacio arquetipo es un conjunto representativo de estructuras que se utiliza para realizar análisis comparativos del comportamiento de sistemas estructurales. Para este estudio específico, el espacio corresponde a un grupo de 16 estructuras, diferenciadas según periodo en un rango entre 0.55s y 0.90s en un escale de 0.5s, con una configuración basada en marcos arriostrados concéntricamente (MAC) con arriostramiento en X por cada nivel.

Por simplicidad del estudio se utilizan estructuras bidimensionales debido a la simetría biaxial de las estructuras. Para ello se tributa un tercio de la superficie total por planta a cada marco sísmico y, de esta manera, un tercio del peso sísmico total. Además, se incorporan columnas gravitacionales a ambos extremos de las estructuras, las cuales permiten transferir las masas sísmicas de marcos gravitatorios que tributen al marco sísmico de interés.

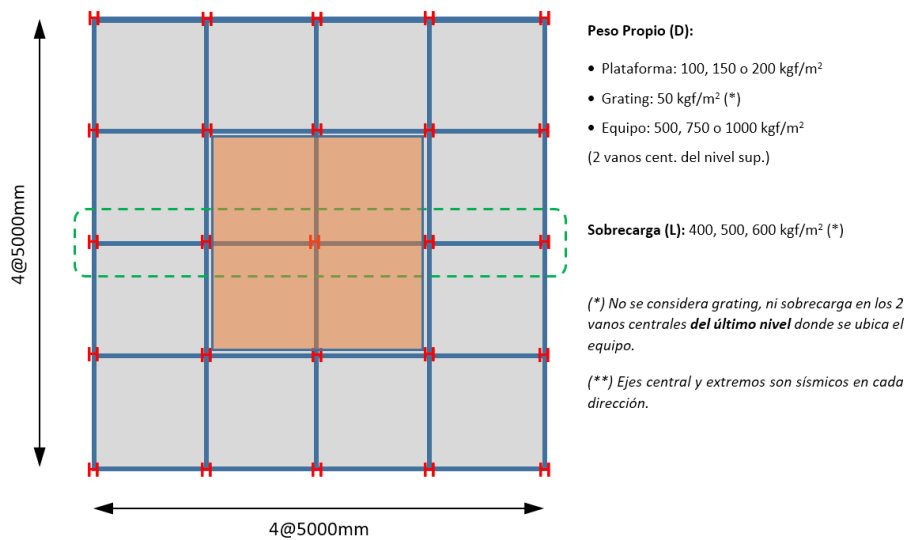
Las estructuras del espacio arquetipo presentan una planta y altura de entrepiso de típica, consta específicamente de cuatro vanos de 5 m de largo cada uno y en cada dirección, altura regular de entrepiso de 3 m. Se consideran dos vanos arriostrados por cada eje y tres ejes sísmicos con dirección horizontal (ejes extremos y central). Las cargas gravitacionales como el peso de equipos, plataforma y sobrecarga operacional, se ajustaron dentro de un intervalo de valores típicos para diseño industrial, de manera que se obtengan los periodos deseados para cada estructura. La masa sísmica corresponde al 100% de las cargas de plataforma y de *grating*, 25 % de la carga viva, 66.7 % de la carga de equipo y 120 % de la carga de peso propio de la estructura.

En cuanto al diseño, el espacio arquetipo se dimensiona en base a las restricciones de la norma NCh2369 del año 2023. El diseño considera una amenaza sísmica obtenida de un análisis modal espectral, con coeficiente de importancia $I=1.0$ y factor de reducción de la respuesta $R=5$ y se considera Suelo Tipo B, según la clasificación de suelos de la misma norma.

Las actuales disposiciones consideran la posibilidad de que las diagonales sufran deformaciones incurriendo en rango no elástico durante sismos severos, con el fin de que actúen como disipadores de energía debido a ciclos repetidos de fluencia por tracción y pandeo global por compresión. Debido a esto, las estructuras del espacio arquetipo se diseñan de modo que el factor de utilización para las combinaciones LRFD presente un valor cercano a uno. Para su modelación en el software SAP2000 se considera una longitud efectiva “corregida” de modo que, además de considerar un factor K para arriostramiento de MAC en X, tenga en cuenta la representación de la existencia de los "cachos rígidos" (que representan la conexión *gusset*).

En el espacio arquetipo original se diseñaron los pernos de anclaje en base a la tracción obtenida de combinaciones de carga sísmica reducida por el mismo factor R que la estructura (R=5). Posteriormente, en el espacio arquetipo modificado, los anclajes se cambiaron de acuerdo con lo obtenido por la aplicación de la metodología de diseño propuesta.

Con el espacio arquetipo se busca una aproximación generalista y representativo de sistemas estructurales industriales obtenidos con la aplicación ajustada de la norma NCh2369 del año 2023. De esta forma, la caracterización del desempeño sísmico se entiende como válido para determinado rango de configuraciones estructurales.



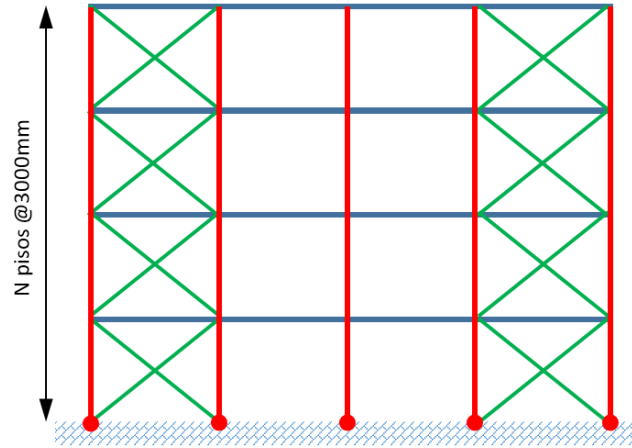


Figura 2.1 Planta típica y sobrecargas estáticas (Arriba). Elevación típica (Abajo).

2.4. Análisis no lineal

2.4.1 Tipo de análisis

Para realizar la evaluación explícita del desempeño se utiliza el *software* estructural SAP2000, específicamente se realizan análisis tiempo-historia no-lineales del tipo *Fast Non-linear Analysis* (FNA). La no linealidad de la estructura se concentra en elementos tipo Link, que están detallados en la sección 2.4.2 y 2.4.3. Estos permiten la resolución modal de la parte elástica por medio de vectores Ritz y luego, la parte no lineal de manera iterativa. Se usa un paso de tiempo correspondiente 0.001 segundos. Para evitar la aparición de impactos se optó por aplicar el peso sísmico (W_s) a la estructura de manera gradual usando una función rampa, previo al análisis sísmico y con una alta razón de amortiguamiento crítico (0.999). El valor de W_s corresponde al 100% de carga muerta y al 25% de carga viva, de modo que el presente trabajo de evaluación de metodología de pernos de anclaje es consistente con el realizado en las memorias de título de Espinoza (2023) y Maass (2023)

2.4.2 No linealidad de anclajes

La configuración típica de una conexión entre columna y su fundación corresponde a una placa base de acero soportada por mortero de nivelación (*Grout*), la cual va anclada a un pedestal de hormigón mediante pernos de anclaje como se muestra en la Figura 2.2 (a).

Dado que durante sismos severos los pernos de anclaje han presentado plastificación se les considera como fusibles sísmicos, tal cual se ha dejado plasmado en los comentarios de la norma NCh2369

Of.2023, específicamente el comentario C8.5.1. Debido a ello, se vuelve necesario modelar el comportamiento no lineal de estos elementos. Por otra parte, los esfuerzos de corte son transmitidos por una llave de corte según estipula la norma NCh2369 Of.2023 (INN, 2023), las cuales ante sismos severos no han mostrado incursiones inelásticas, por lo que se consideran de comportamiento elástico lineal.

La normativa chilena exige que los pernos de anclajes queden visibles por medios de sillas de anclaje, con la finalidad de realizar inspección visual cuando se requiera. La modelación del anclaje estructura-fundación se basa en el uso simultaneo de dos elementos no lineales como se muestra en la Figura 2.2 (b). El primero representa a los pernos de anclaje que trabajan solo en tracción y se modela como elemento tipo “*Link Multilinear Plastic*”. El segundo corresponde al pedestal de hormigón, que solo trabaja en compresión de manera elástica y se modela como un elemento “*Gap*”.

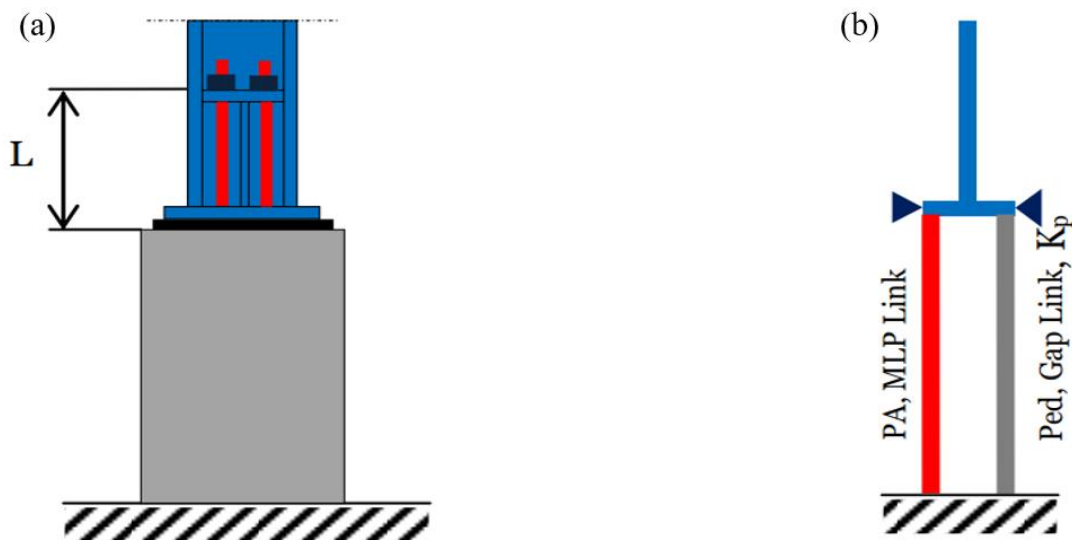


Figura 2.2 Esquema de anclaje estructura-fundación (a). Modelo no lineal en SAP2000 (b)

Fuente: Urzúa (2015)

Para la modelación de los pernos de anclaje se recurrió a la propuesta de Urzúa (2015), la cual se basa en el comportamiento mecánico esperado en la conexión. La curva envolvente asociada a los pernos de anclaje se obtiene a partir de los valores de fluencia y rotura, especificados por la norma ASTM para el material considerado (acero A36), lo que se traduce en una deformación de rotura igual al 20 %

de la distancia entre tope de pedestal y tope de silla, más ocho veces su diámetro embebido en el hormigón. Considerando calidad ASTM A36, se tiene $F_{ye} = R_y * F_y = 372 \text{ MPa}$.

La degradación de rigidez y resistencia de los pernos de anclaje a medida que incursionan en ciclos de carga y descarga, se incorporan gracias a una curva fuerza-deformación envolvente y una ley de degradación histórica. Esta curva envolvente se modela con una rigidez muy baja en compresión, de manera que los pernos transmitan la carga al pedestal rápidamente. El pedestal se modela con un comportamiento lineal y elástico, considerando una rigidez superior a la de las columnas.

En la Figura 2.3 se observa la curva monótonica paramétrica utilizada en los modelos, la cual describe el comportamiento de los pernos de anclaje según el gráfico de fuerza axial - deformación axial, considerando lo antes mencionado en cuanto a deformación de rotura y capacidad esperada.

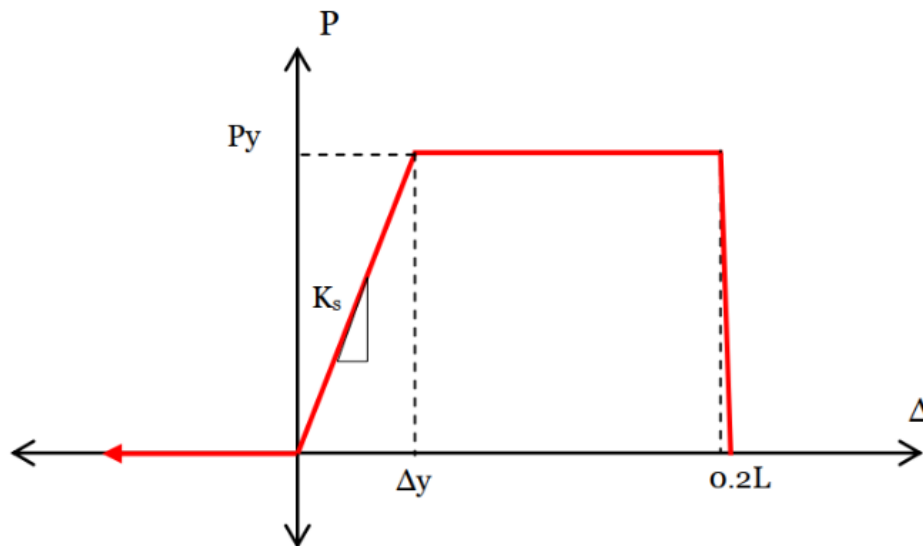


Figura 2.3 Curva envolvente para pernos de anclaje

Fuente: Urzúa (2015)

P_y es la fuerza esperada de fluencia para pernos de anclaje, K_{se} es la rigidez axial de los pernos, L es el largo libre de pernos de anclaje entre el tope del pedestal y tope de placa de apoyo de la silla más ocho veces el diámetro del perno, considerando la distancia embebida en el pedestal y Δ_y es la deformación de fluencia.

2.4.3 No linealidad de arriostramientos

Para la modelación no lineal de arriostramientos, se emplean elementos tipo *Link Multilinear Plastic*, en el software estructural, lo cual permite definir su respuesta a través de una curva envolvente fuerza-deformación, como se muestra en la 4.

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

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

Dado que las diagonales trabajan principalmente de forma axial, a medida que incursionan en ciclos de carga y descarga se produce degradación de la resistencia y rigidez en arriostramientos, la que se incorpora al modelo SAP2000 mediante una curva histerética del tipo pivote.

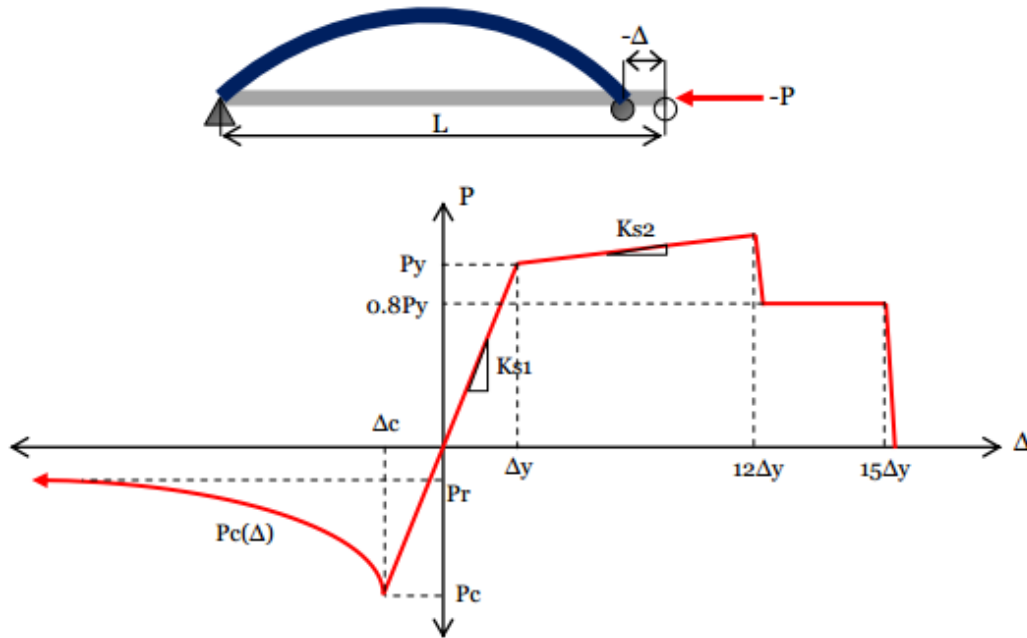


Figura 2.4 Curva monotónica paramétrica fuerza – deformación para arriostramientos verticales
 Fuente: Urzúa (2015)

P_y es fuerza esperada de fluencia, $P_c(\Delta)$ es fuerza post pandeo, P_r es fuerza residual, P_c es fuerza de pandeo inelástico, K_{s1} es rigidez axial elástica del arriostramiento, K_{s2} es rigidez axial post fluencia del arriostramiento, Δ_c es deformación de pandeo y Δ_y es deformación de fluencia.

2.4.4 Amenaza sísmica para respuesta no lineal

Si bien los sistemas estructurales fueron diseñados considerando las demandas del espectro presente en la NCh2369 Of.2023 (INN, 2023), este solo representa las demandas que la practica definió como adecuadas, este no corresponde exactamente a los niveles de intensidad definidos por análisis probabilísticos rigurosos para un lugar en específico.

Para efectos de la evaluación del desempeño sísmico de los elementos del espacio arquetipo, los sistemas estructurales se conciben como localizados en la Planta Minera Gabriela Mistral, CODELCO, Región de Antofagasta, Chile, así como se consideran dos niveles de amenaza sísmica: una asociada al Sismo de Diseño (SDI) presentando el sismo de 10% de probabilidad de excedencia en 50 años y otra Sismo Máximo Probable (SMP), correspondiente al 5% de probabilidad de

excedencia en 50 años, de los cuales se pueden ver sus espectros de amenaza uniformes en la Figura 2.5.

Para fines de comparación, la Figura 2.6 presenta la razón entre la amenaza uniforme definida de 975 y 475 años de periodo de retorno medio.

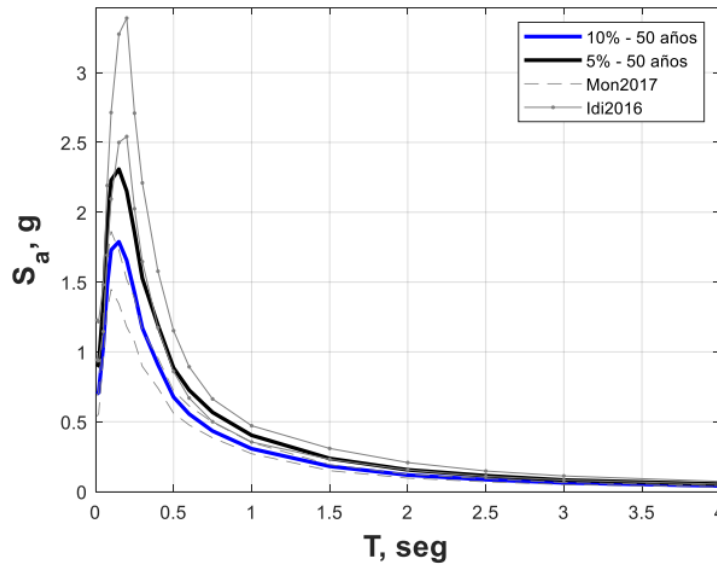


Figura 2.5 Espectros de amenaza uniforme para nivel SDI y SMP.

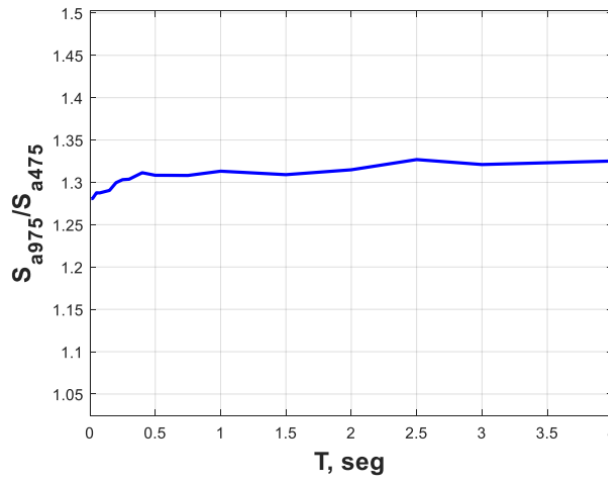


Figura 2.6 Razón entre amenaza uniforme definida de 975 y 475 años de periodo de retorno.

De acuerdo con la caracterización de NCh2369 del 2023, el suelo del sitio corresponde a uno Tipo B. Para la realización de una evaluación de desempeño estadísticamente rigurosa se seleccionan 30 registros sísmicos para cada nivel de intensidad y para cada arquetipo, los cuales fueron escalados para ajustarse con espectros de media condicionada, de modo que los sismos definidos son

consistentes con las formas espectrales más probables asociadas a los niveles de amenazas anteriormente nombrados.

El detalle respecto la amenaza sísmica del espacio arquetipo, esta descrito en el trabajo desarrollado en las memorias de título de Espinoza (2023) y Maass (2023)

2.4.5 Análisis no lineal dinámico (Tiempo-Historia)

El procedimiento no lineal dinámico se realiza mediante análisis no lineales tiempo-historia (TH) para la totalidad de registros seleccionados desde la amenaza sísmica, donde se evalúa el comportamiento de las estructuras del espacio arquetipo a través de la incorporación de elementos no lineales en la modelación: pernos y anclajes. Dichos análisis se realizan en el software estructural SAP2000, en el cual se pueden realizar los métodos de integración *Fast Non-Linear Analysis* (FNA) y *Direct Integration* (DI). La elección del método se basó en las memorias de título realizadas por Álvarez (2021), Cáceres (2021) y Venegas (2021), en las que se concluyó que el óptimo es el FNA con delta de tiempo $dt=0.001s$, sin *substep*.

Con respecto a los modelos no lineales, se usó un análisis modal *Ritz* para separar la energía disipada por amortiguamiento viscoso de la disipada por elementos modelados con comportamiento no lineal. Se usó una función rampa para incorporar el peso sísmico (W_s) gradualmente antes de la aplicación de la demanda sísmica. Se ingresaron los 30 registros sísmicos seleccionados para cada dirección de estudio, y posteriormente se generan los casos lineales y no lineales para los registros. El factor de escalamiento final representa la demanda sísmica a nivel de sismo máximo probable (SMP), mientras que el sismo de diseño se fija como $SMP/1.3$.

Existen combinaciones lineales y no lineales para cada registro, donde las no lineales son solo los casos no lineales, mientras que las lineales incorporan al caso lineal correspondiente, el peso propio y un 25% de sobrecarga. Para el caso no lineales se usa la capacidad esperada de los materiales de los componentes estructurales, así como un factor de minoración de la capacidad nominal de $\phi=1$. Para las capacidades esperadas de fluencia y rotura se usan los factores señalados en AISC 341-10 (AISC, 2010a).

Los resultados a discutir del análisis no lineal dinámico corresponden al factor de reducción por ductilidad, factor de sobrerresistencia, elongación de pernos, energía disipada por amortiguamiento viscoso e histerético, la deformación normalizada por fluencia y pandeo en arriostramiento, factores de utilización de columnas y *drifts* de techo y entrepiso.

En este documento se lleva a cabo una comparación de los resultados obtenidos para los factores de utilización de columnas, *drifts* sísmicos y deformaciones de arriostramientos en todo el espacio arquetipo. Mientras que los resultados relacionados con la elongación de los pernos de anclaje (ϵ_{pa}), factor de reducción por ductilidad, sobrerresistencia y análisis en cuanto a la energía disipada se estudian en profundidad, en la memoria de título de Ibarra y Carrasco (2023).

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

Los factores de utilización de columnas indican la relación demanda sobre su capacidad de diseño (LRFD en este caso), donde si el valor es mayor a 1 el elemento está más exigido que su capacidad de diseño.

Finalmente, se tienen los valores de *drifts* sísmicos, de los cuales se quiere validar que el comportamiento de los modelos frente a sismos no supere los límites establecidos por la normativa. En esta investigación, se considera tanto el *drift* de techo como el de entrepiso.

2.5. Conclusiones

En el presente capítulo, se mencionó la historia de la norma NCh 2369, el origen y su actualización respecto a la primera versión, luego se expone la información necesaria para la comprensión del trabajo realizado durante esta investigación, considerando la teoría detrás de esto y a la forma que se utilizó, como son los conceptos de espacio arquetipo y aquellos relacionados con la modelación no lineal,

entre ellos el tipo de análisis, aspectos de modelación del comportamiento no lineal de ciertos elementos estructurales, amenaza sísmica y el análisis no lineal dinámico Tiempo-Historia

CAPÍTULO 3: DESCRIPCIÓN Y DISEÑO DEL ESPACIO ARQUETIPO

3.1. Introducción

En el presente capítulo se describe brevemente las características del espacio arquetipo para luego dar la explicación y resultados de ambas metodologías de diseño de pernos: la primera denominada método tradicional respaldado por el manual AISC 360-10 (AISC, 2010b), mientras que la otra metodología corresponde a una propuesta planteada por el Ingeniero Cristian Urzua, de la cual la presente memoria formó parte de los estudios de validación.

3.2. Descripción del espacio arquetipo

El espacio arquetipo usado corresponde a estructuras bidimensionales que representan a una estructura simétrica arriostrada en ambos ejes. Las estructuras poseen cuatro vanos equiespaciados de cinco metros cada uno, donde dos son arriostrados concéntricamente en X y hay una altura de entrepiso regular para todo el sistema de tres metros. La cantidad de piso y las cargas son variables entre los arquetipos del espacio.

Las cargas aplicadas corresponden a carga muerta (D), carga viva (L) y carga sísmica (E). Los valores de carga se eligieron dentro de cierto rango para conseguir los periodos requeridos. La carga sísmica corresponde al sismo horizontal (E_x) representado por medio de un análisis modal espectral para suelo tipo B, zona sísmica 2, considerando coeficiente de importancia 1. El sismo vertical se incorpora mediante fuerzas estáticas equivalente usando un coeficiente estático vertical (C_v).

Respecto a las combinaciones de carga utilizadas se tiene que, para verificar el diseño de los elementos estructurales se usa el método de factores de carga y resistencia (LRFD)

- Combinaciones de carga reducida LRFD:

1) $1.2D + 1.6L$

2) $1.2D + 0.5L + 1.4E$

3) $0.9D + 1.4E$

Adicionalmente, la norma NCh2369 Of.2023 (INN, 2023), indica nuevas combinaciones para verificar algunos elementos, donde indica un coeficiente por el que se debe amplificar el estado de carga sísmica igual a $0.7R \geq 1.0$

- Combinaciones de carga amplificada LRFD:

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

El principio de simultaneidad normativo se presenta de la siguiente manera:

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

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

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

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

El diseño verifica el cumplimiento de condiciones de esbeltez global, compacidad local (razón ancho/espesor), factor de utilización, deformaciones admisibles y corte basal mínimo (Q_0) de modo de cumplir con todas las exigencias normativas. A continuación, se presenta la tabla 3.1 con el resumen de resultados obtenidos para el diseño lineal.

Tabla 3.1 Resumen de diseño lineal del espacio arquetipo de modelos flexibles

RESUMEN ANÁLISIS SÍSMICO NORMATIVO								
Estructura	10	11	12	13	14	15	16	17
Nº de pisos	6	6	6	7	8	8	8	8
Ws [kN] Marco Plano	2658	2843	3317	3243	3082	3816	3850	4486
Ws [kN] Total	7973	8529	9952	9730	9245	11449	11549	13459
T [s]	0,56	0,60	0,66	0,72	0,76	0,82	0,86	0,90
Factor Partic. Modal	81%	79%	79%	79%	78%	78%	76%	77%
Corte Basal SAP2000 (kN)	283	276	295	261	230	267	256	285
Corte Basal mínimo (kN)	199	213	249	243	231	286	289	336
Coef. sísmico	0,13	0,12	0,11	0,10	0,09	0,08	0,08	0,08
COL SÍS 1	HN 35x124	HN 30x106	HN 30x106	HN 35x124	HN 35x124	HN 35x134	HN 30x128	HN 35x150
Verif. LRFD	0,39	0,50	0,54	0,45	0,45	0,51	0,55	0,50
Verif. 0.7R	0,75	0,89	0,98	0,84	0,81	0,90	0,95	0,94
COL SÍS 2	-	HN 25x68.9	HN 25x68.9	HN 35x102	-	HN 35x124	HN 30x73.9	HN 30x92.2
Verif. LRFD	-	0,51	0,55	0,31	-	0,27	0,57	0,51
Verif. 0.7R	-	0,83	0,94	0,53	-	0,43	0,95	0,90
COL EST	HN 25x57.7	HN 25x68.9	HN 25x68.9	HN 25x95	HN 25x95	HN 25x95	HN 25x95	HN 25x95
Verif. LRFD	0,89	0,87	0,96	0,93	0,71	0,85	0,88	0,96
VIG1	IN 30x44.6	IN 25x66.6	IN 25x66.6	IN 25x46.6	IN 25x46.6	IN 25x66.6	IN 25x60.5	IN 25x66.6
Verif. LRFD	0,89	0,82	0,86	0,98	0,92	0,82	0,90	0,86
Verif Desbalance	0,89	0,47	0,52	0,83	0,71	0,62	0,52	0,52
VIG2 eq	IN 25x66.6	IN 25x72.7	IN 30x75.4	IN 35x77.8	IN 30x69	IN 25x66.6	IN 30x75.4	IN 35x77.8
Verif. LRFD	0,78	0,80	0,82	0,93	0,92	0,88	0,78	0,87
DIAG 1	[]75X75X5	[]75X75X5	[]75X75X5	[]75X75X5	[]75X75X5	[]75X75X5	[]75X75X5	[]75X75X5
Verif. LRFD	0,71	0,72	0,77	0,69	0,62	0,74	0,76	0,85
Verif. 0.7R	2,10	2,08	2,22	1,97	1,76	2,15	2,17	2,50

El detalle de modelación de diseño del espacio arquetipo fue realizado en las memorias de título de Espinoza (2023) y Maass (2023), donde se explica cada detalle en las memorias de título correspondiente.

3.3. Diseño de pernos de anclaje según metodología tradicional

El diseño de los pernos de anclaje dispuestos en las columnas sísmica se realizó de modo que soporten la condición más crítica, correspondiente a la tracción máxima obtenida de las combinaciones LRFD y siempre buscando que el factor de utilización (FU) sea cercano a la unidad para seguir realizando un diseño ajustado a la norma NCh2369 Of.2023 (INN, 2023). Todo esto considerando limitaciones como usar solo diámetros comerciales.

La capacidad de los pernos de anclaje debe ser mayor a su demanda de tracción y se calcula usando la norma AISC 360-10 (AISC, 2010b), específicamente en la sección J3.6 usando la Ecuación 3.1. La demanda de tracción se obtiene del análisis estructural realizado en SAP2000

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

Donde R_{nt} es resistencia de diseño del perno, F_{nt} es resistencia nominal de perno, A_b es área bruta del perno sin hilo, F_u es tracción última del perno, y ϕ corresponde al factor de resistencia.

En el presente trabajo se utiliza una calidad de acero ASTM A36 para anclajes, con tensión de rotura $F_u = 400$ MPa. También se considera que la resistencia nominal en tensión F_{nt} del elemento es 75 % de F_u .

Cabe mencionar que el diseño de pernos usando esta metodología puede resultar en que estos sean sobredimensionados, por lo que no incursionarían en el rango no lineal y no cumplirían su función como disipadores o fusibles sísmicos. El diseño resultante para cada arquetipo se indica en la 3.2

Tabla 3.2 Diseño de pernos de anclaje según el periodo del modelo

Periodo	Diámetro [in]	Cantidad	FU [%]
0.55	1	4	88%
0.60	1	4	85%
0.65	1	4	85%
0.70	1	4	87%
0.75	1	4	87%
0.80	1 1/8	4	82%
0.85	1 1/8	4	80%
0.90	1 1/8	4	91%

3.4. Diseño de pernos de anclaje según metodología propuesta

El objetivo de la propuesta de metodología es diseñar los pernos de anclaje en base al desempeño, de modo que se cumpla la condición de que estos entren en el rango no lineal y por tanto funcionen como fusibles sísmicos, previo a la plastificación de los arriostramientos, condición que en el método tradicional no siempre asegura o puede ocurrir deficientemente.

Se considera que la compresión máxima en arriostramientos verticales esta fundamentalmente inducida por la carga sísmica lateral, y que la contribución de las cargas gravitacionales es despreciable. Para ello se utilizan las combinaciones de carga en donde la carga sísmica reducida se amplifica por 0.7R, debido a que la relación entre la componente gravitacional y sísmica es menor que en las combinaciones donde no se amplifica. Además, la NCh2369 Of.2023 (INN, 2023) presenta una serie de verificaciones en base a estas combinaciones amplificadas, por lo que no es necesario ingresar nuevas combinaciones para utilizar la metodología propuesta, no implicando un trabajo extra al diseñar.

En los siguientes párrafos se presentarán una serie de definiciones y relaciones necesarias para la implementación de la metodología propuesta.

Dada una estructura MAC, se define FU como la relación demanda/capacidad para el arriostramiento más solicitado para las combinaciones LRFD con carga sísmica amplificada por 0.7R de la NCh2369:2023. Se recomienda un análisis sísmico modal-espectral.

De este modo, se define un coeficiente α que aplicado a la carga sísmica amplificada horizontal, provoca que la compresión en el arriostramiento más solicitado sea igual a la compresión esperada.

También se define Ω_b como la relación entre la compresión esperada y la compresión disponible en el arriostramiento más solicitado, según las siguientes ecuaciones:

$$\text{Si } \frac{L_c}{r} \leq 4.71 \sqrt{\frac{E}{F_{ye}}} \rightarrow \Omega_b = P_{ne}/(\phi P_n) = A_g F_{cre}/(\phi A_g F_{cr}) = (R_y/\phi) 0.658^{(F_{ye}-F_y)/F_e} \quad (3.2)$$

$$\text{Si } 4.71 \sqrt{\frac{E}{F_{ye}}} < \frac{L_c}{r} \rightarrow \Omega_b = P_{ne}/(\phi P_n) = A_g F_{cr}/(\phi A_g F_{cr}) = (1/\phi) \quad (3.3)$$

Donde L_c es longitud efectiva en compresión, r es radio menor de giro, E es módulo de elasticidad del acero, F_{ye} es tensión de fluencia esperada, R_y es relación entre fluencia esperada y nominal, F_y es tensión de fluencia mínima, F_{cr} es tensión crítica de pandeo, F_e es tensión elástica de pandeo, P_{ne} es capacidad esperada en compresión del arriostramiento, P_n es capacidad nominal en compresión del arriostramiento, ϕ es factor de reducción de la resistencia, y A_g es área gruesa del arriostramiento.

El uso de α y Ω_b permite llevar a cabo un análisis usando la tracción de pernos cuando los arriostramientos pandean, utilizando las capacidades esperadas, permitiendo realizar un diseño por desempeño. De forma práctica, la aplicación de un factor α en un modelo que considere su capacidad específica tiene por objetivo que, si se toman las capacidades esperadas y un $\phi = 1$, convierta el FU del arriostramiento más solicitado en la unidad. De este modo, se tiene:

$$\alpha = \Omega_b/FU \quad (3.4)$$

Para proseguir con la metodología, se obtiene del análisis estructural la menor tracción T_u entre las bases de columnas asociadas a un mismo panel arriostrado usando las combinaciones de carga LRFD con carga sísmica amplificada por $0.7\alpha R$. El uso de la menor tracción tiene por objetivo fomentar la plastificación de los pernos de anclaje antes que ocurra el pandeo a capacidad esperada del arriostramiento.

Dado que la carga gravitacional de la combinación de carga de diseño LRFD es diferente a la registrada en los análisis tiempo-historia no-lineales surge un factor $\beta = 1.7$ a modo de corregir esta

relación. Este valor se obtuvo de sacar una relación entre las tracciones de las combinaciones $W_s+1.4(\alpha 0.7RE_x \pm 0.6E_z)$ y $W_s+1.4(\alpha 0.7RE_x)$ con respecto a $0.9D+1.4(\alpha 0.7RE_x-0.6E_z)$ y promediar dichos resultados para cada uno de los modelos, posteriormente se define el β para la metodología como el promedio de todos los modelos. Este valor es importante puesto que su inclusión en la metodología permite no tener que añadir nuevas combinaciones durante el diseño.

Luego, se debe cumplir el objetivo de que la plastificación a capacidad esperada del perno de anclaje preceda al pandeo a capacidad esperada del arriostramiento más solicitado, para lo cual debe cumplirse la siguiente relación:

$$T_u/\beta > R_{y,ab}F_{y,ab}A_{ab} \quad (3.5)$$

Donde $R_{y,ab}$, es la relación entre fluencia esperada y nominal para el perno de anclaje, $F_{y,ab}$, es la tensión de fluencia mínima especificada para el perno de anclaje y, A_{ab} , es el área gruesa total de pernos de anclaje en la base de columna.

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

$$A_{ab} < A_{ab,max} = \frac{T_u}{\beta R_{y,ab}F_{y,ab}} \quad (3.6)$$

Es importante notar que, si la estructura MAC está dimensionada de manera ajustada a las fuerzas mínimas de diseño normativa ($I=1.0$, $R=5$) puede que los pernos de anclaje diseñados según la metodología propuesta resulten con una sección menor a la que se obtiene de aplicar la metodología tradicional en base a carga sísmica reducida. De este modo, en caso de que se deseen establecer criterios mínimos para el diseño de pernos de anclaje como, por ejemplo: diámetro mínimo de pernos, número mínimo de pernos, fuerzas mínimas de diseño, etc., se plantea aumentar la resistencia de los arriostramientos, pues con esto se reduce el FU y, por tanto, aumenta el valor de α y $A_{ab,max}$.

En la aplicación de metodología del presente trabajo se optó por usar el área de pernos inmediatamente superior a la propuesta por esta, a pesar de que con esto no se cumpliría estrictamente la ecuación 3.5, puesto que con aplicar un área inferior se corre el riesgo que los pernos sufran una elongación excesiva

que pudiera llevarlos a la fractura. En este sentido, la metodología propuesta puede entenderse como una metodología con la finalidad de buscar la sección de pernos de anclaje que más se acerque a un valor teórico en el que entraría en el rango no lineal y por tanto, los pernos de anclaje diseñados por la metodología verían mejorado su funcionamiento como fusible sísmico en comparación con el método tradicional en caso de que existan diferencias.

En la Tabla 3.3 se indica el diseño resultante según la metodología propuesta, el área de pernos resultante, y los límites superior e inferior para esta misma. El área máxima corresponde a la ecuación 3.5 mientras que el área mínima se calcula mediante el método tradicional.

Tabla 3.3 Pernos de anclaje de metodología propuesta según el periodo del arquetipo

Periodo	Diámetro [in]	Cantidad	Aab max [mm ²]	Aab.min [mm ²]	Ab método [mm ²]
0.55	7/8	4	1552	1786	1552
0.60	7/8	4	1580	1724	1552
0.65	7/8	4	1472	1725	1552
0.70	1	4	1736	1766	2027
0.75	1	4	1994	1771	2027
0.80	1	4	1855	2095	2027
0.85	1	4	1810	2054	2027
0.90	1	4	1706	2323	2027

En la Tabla 3.4 se comparan los resultados de diseño de pernos entre los métodos tradicional y la metodología propuesta. En ambos casos se usan cuatro pernos, por lo que se omite de la comparación.

Tabla 3.4 Comparativa del diseño de pernos de anclaje

Periodo	Diámetro Método tradicional [in]	Diámetro metodología propuesta [in]
0.55	1	7/8
0.60	1	7/8
0.65	1	7/8
0.70	1	1
0.75	1	1
0.80	1 1/8	1
0.85	1 1/8	1
0.90	1 1/8	1

3.5. Conclusiones

La metodología propuesta de diseño de pernos de anclaje mostró resultados distintos a aquellos obtenidos mediante el método tradicional para algunos modelos. En las estructuras donde ocurre este tipo de casos, la metodología propuesta requirió una sección de pernos de anclaje menor.

Dado que la metodología propuesta realiza un diseño por desempeño, si se desea establecer alguna clase de criterio mínimo como lo puede ser un área de pernos mínima o fuerzas de diseño mínimas, será necesario aumentar la resistencia de los arriostramientos, de modo que se reduzca FU de este y por consecuencia aumente el área máxima permitida.

En la siguiente sección se revisa el efecto de aplicar la metodología propuesta sobre un espacio arquetipo diseñado en base a las disposiciones de la norma NCh2369 del año 2023. Se comparan los anclajes del espacio arquetipo considerando el método tradicional de fuerzas sísmicas reducidas; con los diseñados considerando la metodología propuesta. En ambos casos, se caracteriza el desempeño sísmico mediante un análisis de tipo tiempo-historia no-lineales, incorporando un set de registros sísmicos seleccionados en base espectros objetivos representativos de la amenaza sísmica de la zona.

CAPÍTULO 4: ANALISIS NO LINEAL DEL ESPACIO ARQUETIPO

4.1. Introducción

En el presente capítulo se describe la modelación efectuada en el análisis no lineal de las estructuras arquetipo sometidas a la metodología de diseño de pernos de anclaje, donde se considera la incursión no lineal de pernos de anclaje y arriostramientos para ambos niveles de amenaza sísmica (SDI y SMP). Se comienza con la elección de los modelos a los cuales se aplica la metodología, fundamentado en las diferencias entre los resultados de diseño de esta con los del método tradicional. Luego se presenta la metodología de diseño propuesta aplicada en la modelación no lineal de los arquetipos, específicamente en los links definidos para pernos de anclaje. Finalmente, se presentan y discuten los resultados obtenidos de la aplicación del método en el análisis no lineal, comparando con el diseño tradicional.

La modelación no lineal de pernos de anclajes y arriostramientos es fundamental para la validación de la metodología propuesta en el capítulo 3, puesto que permite analizar y comparar los resultados de la aplicación de esta mediante factores de desempeño sísmico e indicadores de daño.

4.2. Modelación no lineal de anclajes y arriostramientos en SAP2000

Un elemento es el principal fusible sísmico cuando su histéresis es la mayor fuente de disipación de energía. En el espacio arquetipo ese rol lo cumplen los pernos de anclaje y los arriostramientos, pues mediante su fluencia evitan que la superestructura entre en el rango no lineal, protegiendo a las vigas y columnas de presentar daños importantes tras eventos sísmicos severos.

El diseño de pernos de anclaje se realiza en base a los resultados del método tradicional y de la metodología propuesta, presentes en las secciones 3.3 y 3.4 respectivamente. Posteriormente se define la ley constitutiva monotónica para cada modelo, para ello primero se crea un elemento tipo *Link Multilinear Plastic*, seleccionando una histéresis tipo cinemática y marcando las casillas mostradas en la Figura 4.1, luego se incorpora la ley constitutiva como se muestra en la Figura 4.2 (El caso específico corresponde a pernos de diámetro 7/8" para la estructura de periodo 0.50 segundos).

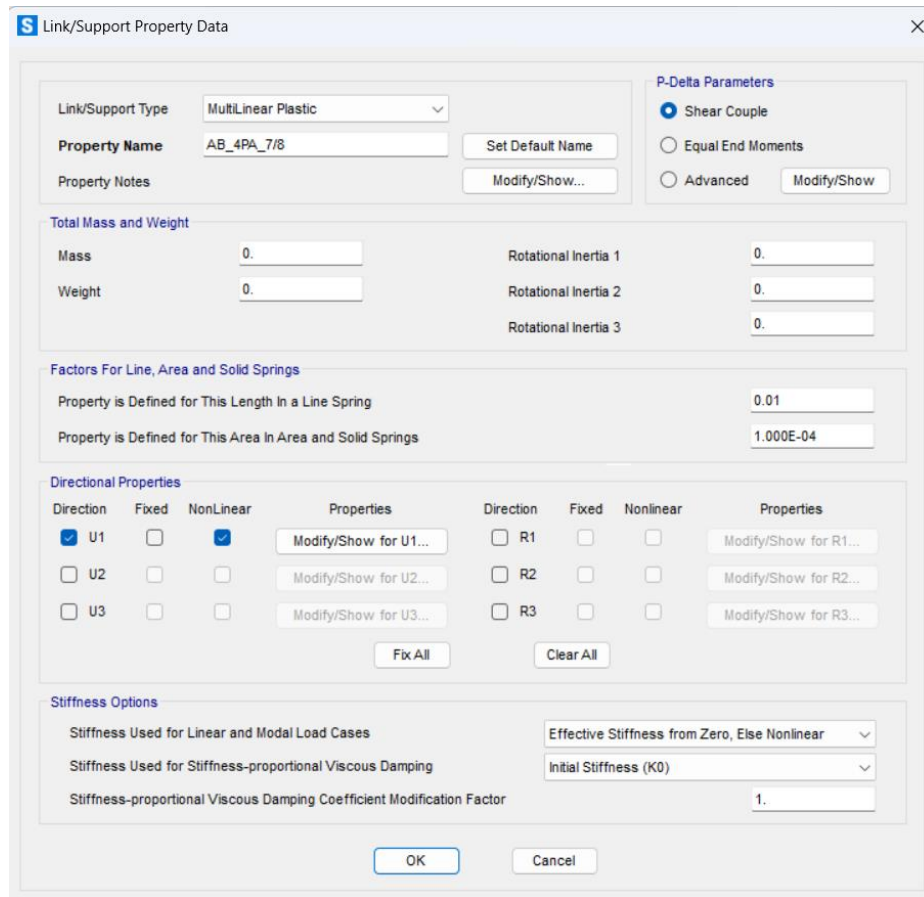


Figura 4.1 definición del elemento *link* para pernos de anclaje en *software*

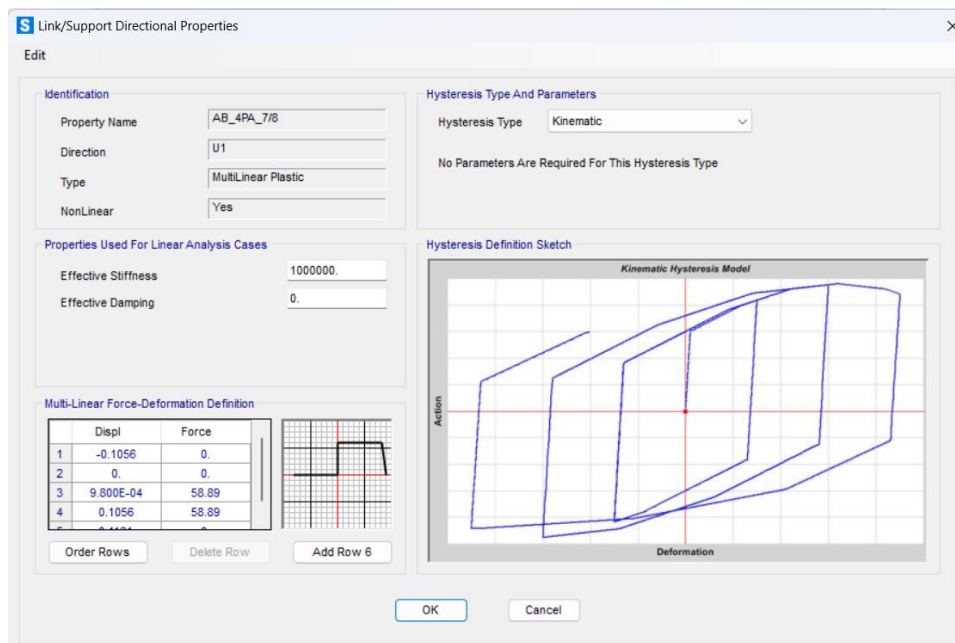


Figura 4.2 parámetros de elemento *link* para pernos de anclajes en *software* (Tonf y m)

Para el comportamiento no lineal de los arriostramientos (Figura 4.3) se utilizó el procedimiento detallado en la sección 2.4.3 del presente documento. Se definieron como elementos tipo *Link Multilinear Plastic* con un ciclo de histéresis tipo pivote.

Cabe mencionar que, en el presente trabajo, también se estudia la acción exclusiva de pernos de anclaje, para ello se desactiva la casilla *NonLinear* en *Directional Properties*, solo en esa fase del trabajo, como se ve a continuación

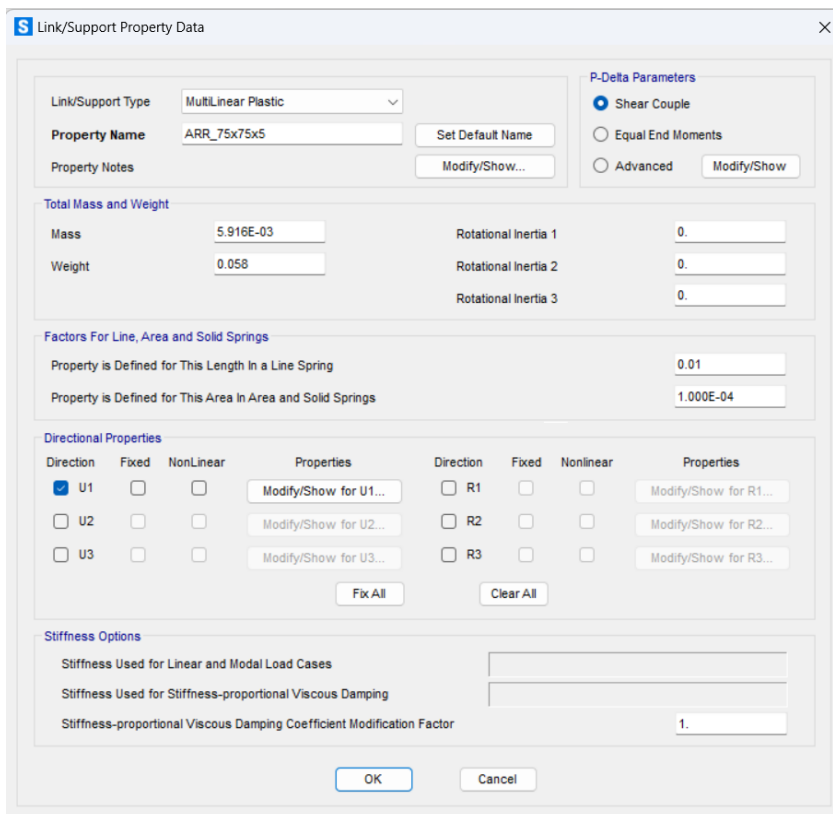


Figura 4.3 Definición de elemento *link* para arriostramiento en *software* (acción exclusiva de pernos de anclajes)

4.3. Análisis no lineal y comparación de resultados con método tradicional

Del espacio arquetipo original realizado en las memorias de título de Espinoza (2023) y Maass (2023) se tiene que, en los modelos no lineales, los pernos de anclaje actúan como elementos activos de disipación de la energía que ingresa al sistema tanto a nivel SDI y SMP, trabajando en todos los modelos. En la mayoría de los modelos el amortiguamiento viscoso fue el protagonista de la disipación energético principalmente a nivel SDI, mientras que existen modelos en el nivel SMP en que la principal fuente de disipación fueron los arriostramientos.

A pesar de que los pernos de anclajes son fusibles sísmicos, existen modelos en los cuales la disipación de energía del perno es poco significativa con respecto a la disipación que ofrecen los arriostramientos, por lo que se desaprovecha el beneficio que producto de un anclaje dúctil. Este resultado es una de las razones por las que surge la presente propuesta de metodología de pernos de anclaje. También se puede apreciar que los modelos que presentan poca disipación energética por parte de los pernos coinciden con aquellos modelos que la metodología propuesta indica que deben cambiarse los pernos, en específico, son los modelos con periodo: 0.25, 0.35, 0.40, 0.50, 0.55, 0.60, 0.65, 0.80, 0.85 y 0.90 segundos.

A continuación, se presenta la comparación del espacio arquetipo modificado por la metodología de diseño propuesta con respecto a los resultados de desempeño del espacio arquetipo original. En específico, se presentan los resultados de factor de utilización de columnas, *drifts* de entrepiso y techo, además de las deformaciones normalizadas por fluencia y pandeo en arriostramiento, con una mención a los resultados de energía necesarios para comprender la metodología, donde la profundización respecto a energía, así como factor de reducción por ductilidad, factor de sobrerresistencia y elongación de pernos se tratan en la memoria de título de Carrasco e Ibarra (2023).

Como se ha mencionado, la metodología propuesta reduce la sección de pernos en algunos de los modelos, los cuales se destacan con un recuadro de color rojo. En las figuras siguientes, se muestran las respuestas obtenidas para cada periodo del arquetipo con un total de 30 registros obtenidos de la amenaza sísmica. Los valores medios (media aritmética) de la respuesta sísmica, se muestran con una línea continua, limitada superior e inferiormente por una barra que indica los valores de desviación estándar del grupo.

En la Figura 4.4 y Figura 4.5 se muestran los valores medios de energía sísmica disipada por histéresis en pernos de anclaje y arriostramientos, así como el amortiguamiento viscoso tanto para nivel de sismo de diseño (SDI) como el de nivel sismo máximo probable (SMP). Se observa que, del espacio arquetipo modificado la energía disipada por los pernos de anclaje es mayor con respecto al arquetipo original, en todos los casos en que se aplicó la metodología. Además, puede apreciar cómo, la energía disipada por los arriostramientos disminuye, dando indicios de que la metodología logra aliviar o disminuir la incursión no lineal de arriostramientos lo que se ve reflejado en los resultados de deformación de arriostramiento y *drifts*. Otra consecuencia relevante de mencionar es que, al aplicar

la metodología, la energía liberada a través de amortiguamiento viscoso se ve aumentada, dado que la velocidad de respuesta aumenta al tener anclajes más flexibles.

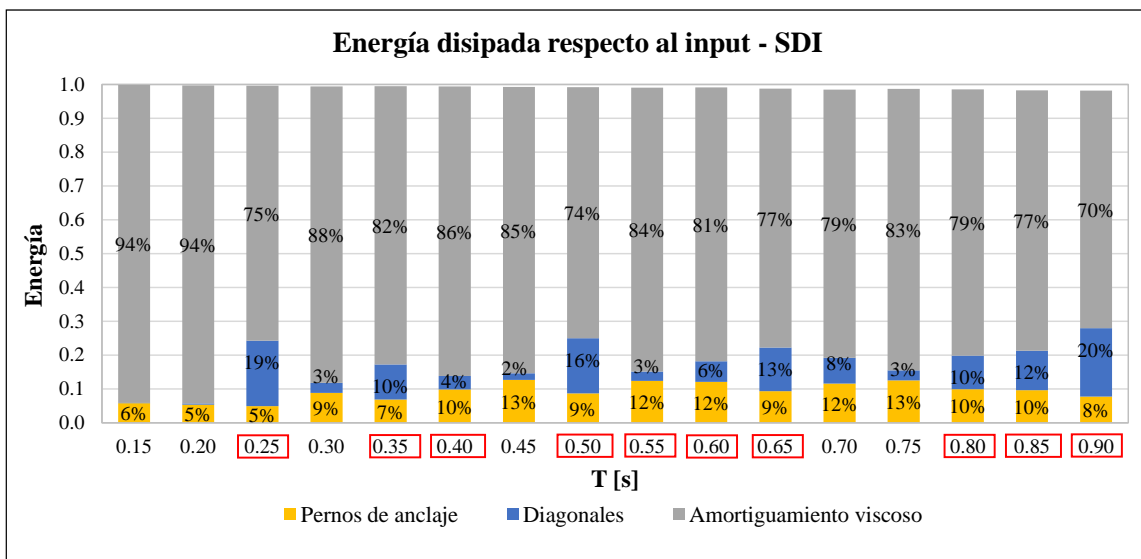
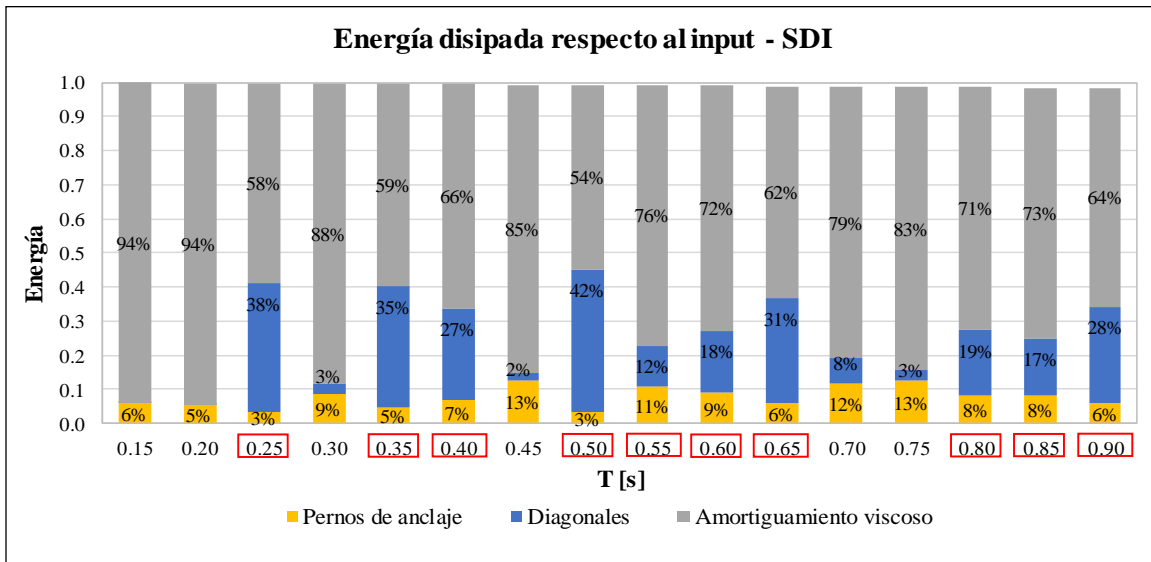


Figura 4.4 Energía disipada por componentes a nivel SDI. Espacio arquetipo original (arriba). Espacio arquetipo modificado por la metodología propuesta (abajo).

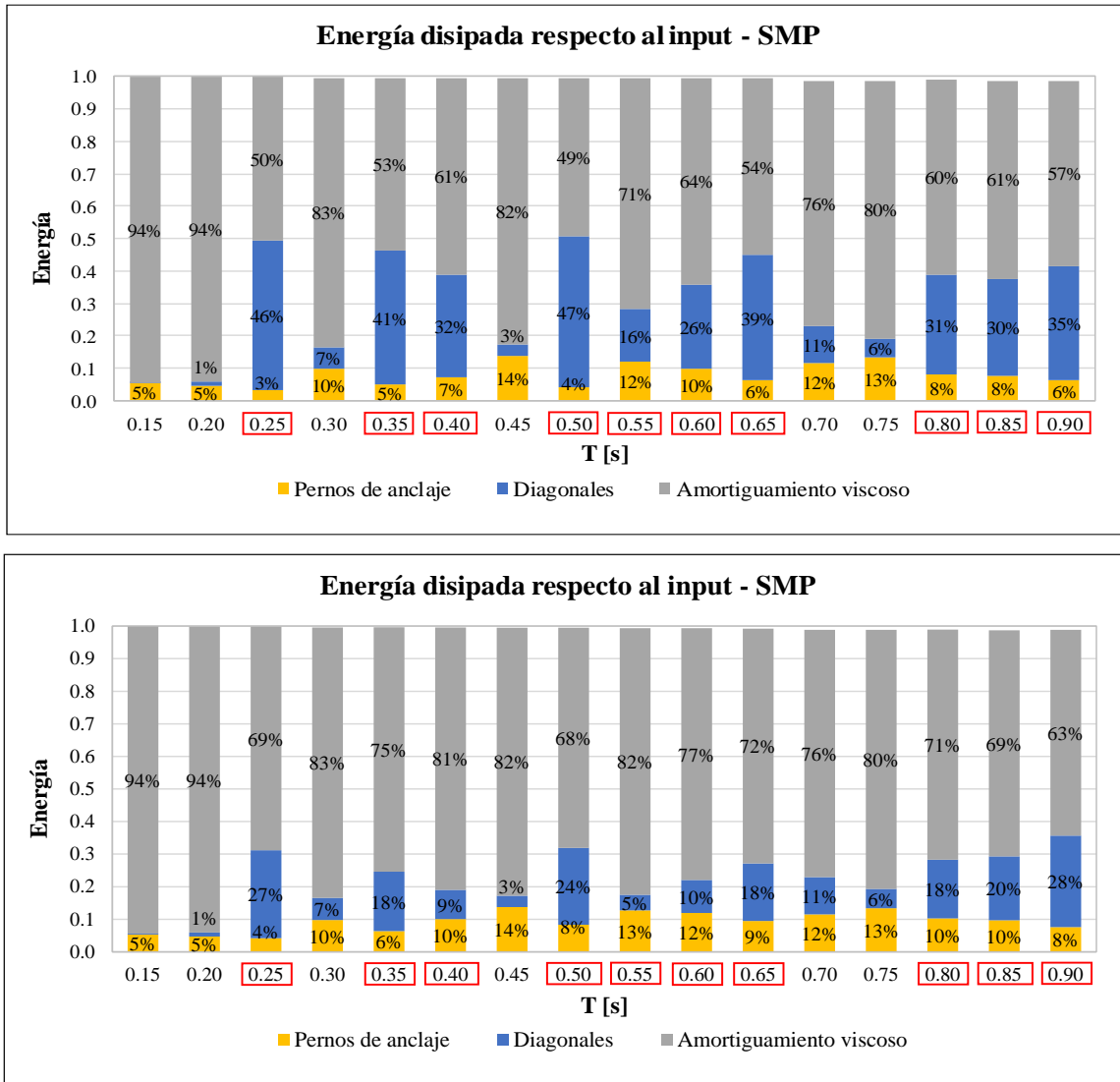


Figura 4.5 Energía disipada por componente a nivel SMP. Espacio arquetipo original (arriba). Espacio arquetipo modificado por la metodología propuesta (abajo).

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 4.6 se muestran los valores numéricos de factores de utilización de columnas sísmicas más exigidas (demanda/capacidad método LRFD) a nivel SMP, donde no se aprecia un cambio significativo al aplicar la metodología, y solo en uno modelo se mantiene que la desviación logra sobrepasar el valor 1.

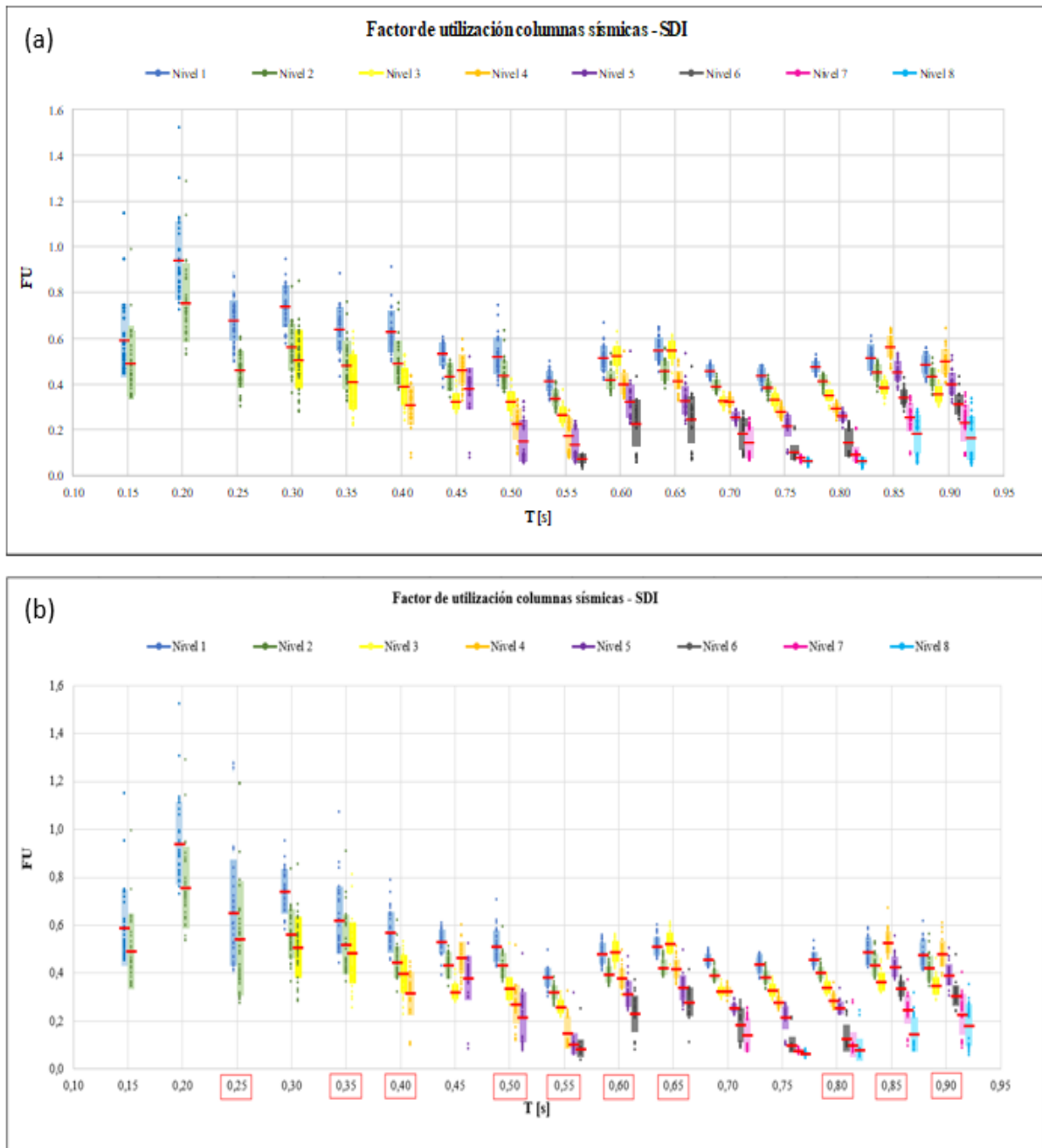


Figura 4.6 Factor de utilización columnas sísmicas a nivel SMP. Espacio arquetipo original (arriba). Espacio arquetipo modificado por la metodología propuesta (abajo).

En la Figura 4.7 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 no existe un cambio significativo respecto a los factores de utilización de columnas sísmicas, ni tampoco se ve una

tendencia en el cambio. Esta poca variación se debe a que la componente axial de la demanda que tienen las columnas es siempre prevalente con respecto a la flexural inducida principalmente por la deformación del primer nivel. Se puede notar que gran parte de las columnas presentan un factor de utilización medio más desviación estándar inferior a 1.0 en el nivel de amenaza SMP.

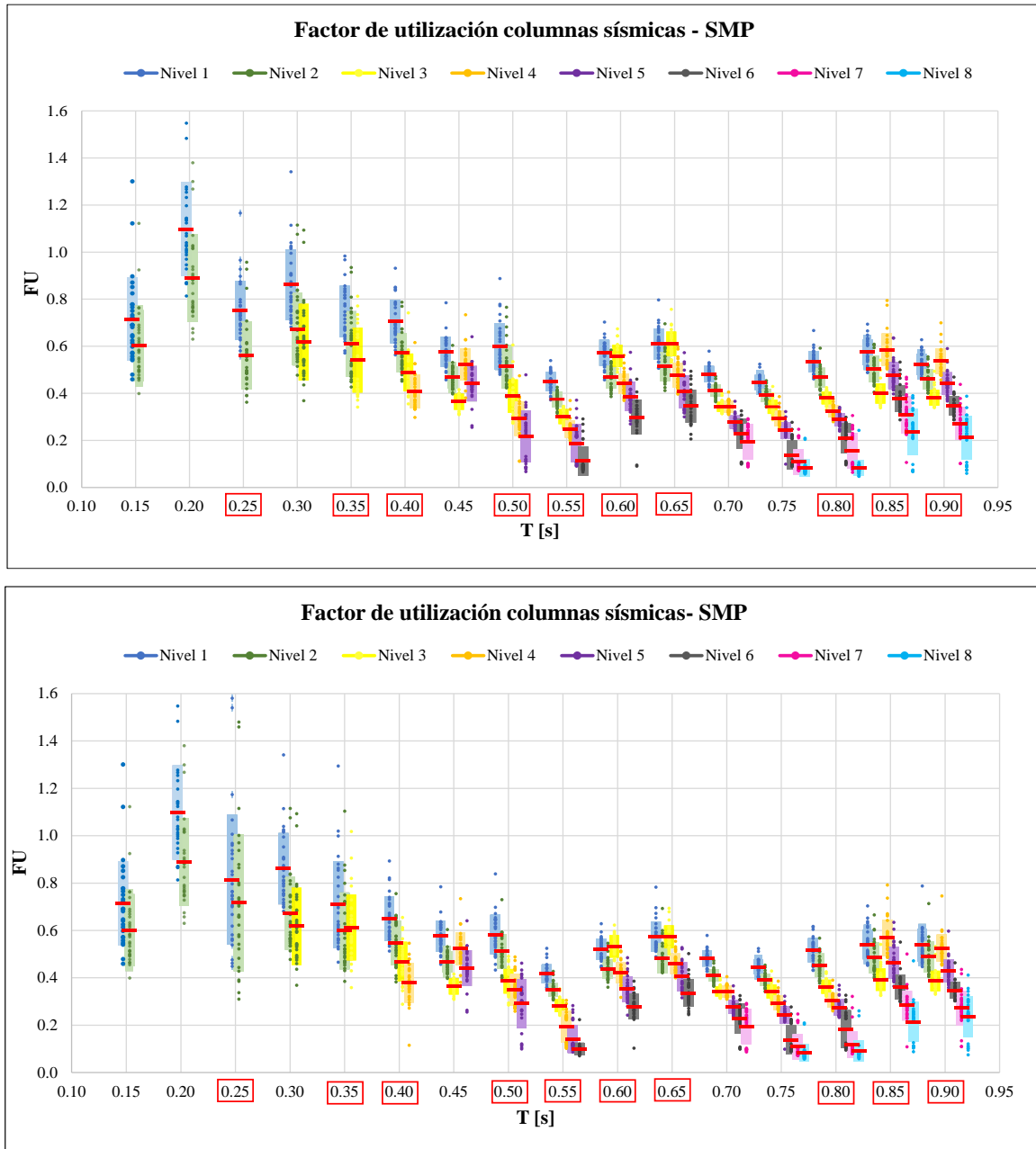


Figura 4.7 Factor de utilización columnas sísmicas a nivel SMP. Espacio arquetipo original (arriba). Espacio arquetipo modificado por la metodología propuesta (abajo).

El drift de entrepiso se define como el desplazamiento lateral relativo entre dos niveles consecutivos, dividido por la altura de entrepiso. Su limitación busca evitar deformaciones excesivas que pueden llegar a ser riesgosas en ámbito estructural, asegurando un buen desempeño.

En la Figura 4.8 se muestran los resultados de drift medio de entrepiso a nivel SDI y en la Figura 4.9 para nivel SMP. Se evidencia que, al aplicar la metodología propuesta se logra reducir la concentración de deformaciones en el primer nivel, alejando aún más el drift medio con respecto al límite máximo establecido por la norma. Además, se logra homogeneizar las deformaciones en altura, no concentrándose las deformaciones en niveles específicos, evitando inducir a pisos blandos. Esta homogeneidad en altura se debe a que el panel arriostrado tiene a deformarse como un cuerpo rígido debido a la flexibilidad de los anclajes dúctiles propuestos. Estos niveles menores de deformación logran proteger a elementos estructurales como columnas sísmicas u otros elementos secundarios. Simultáneamente a esto, el drift medio de entrepiso muestra un mínimo aumento en altura en pisos superiores.

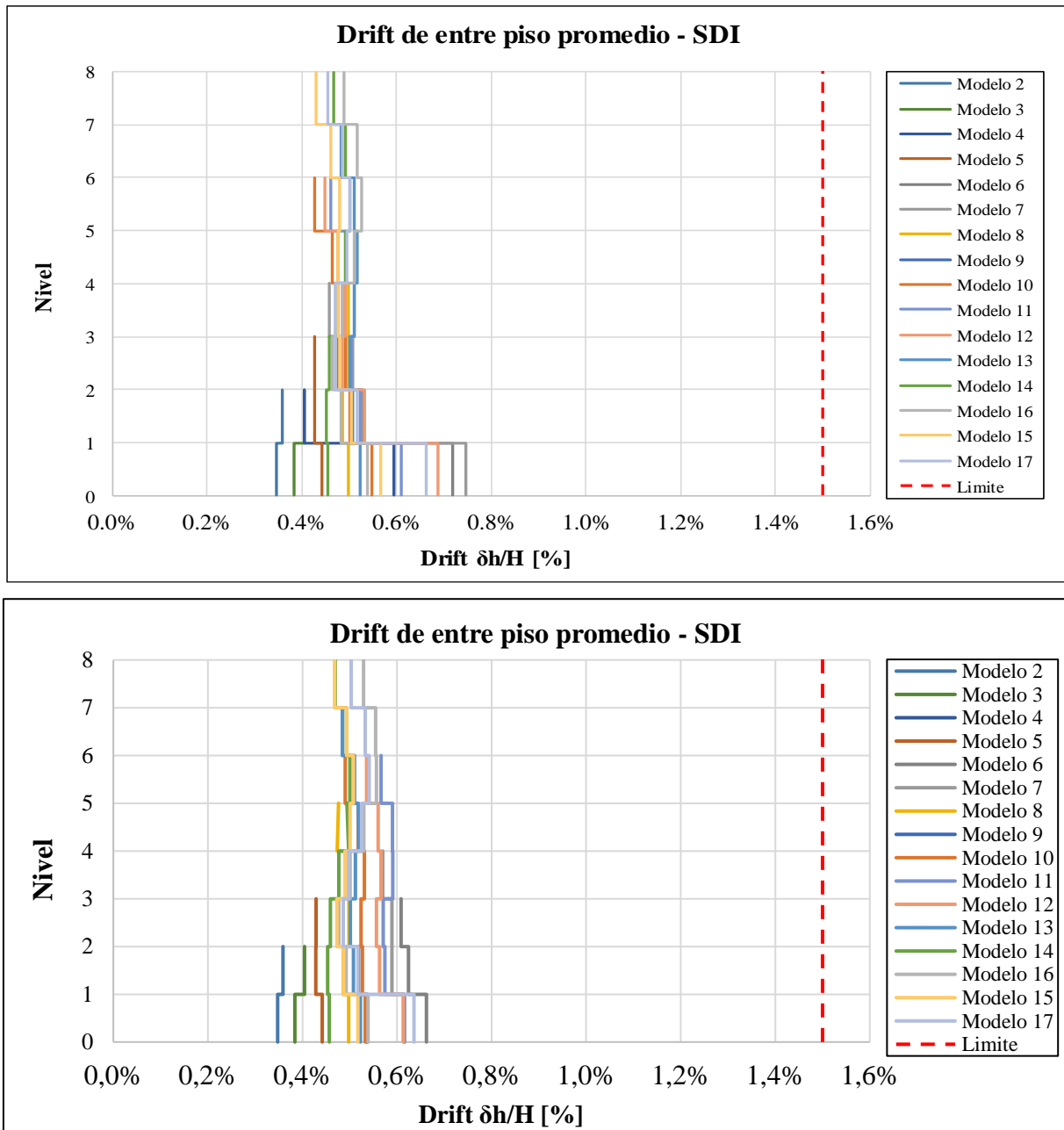


Figura 4.8 Drift de entre piso promedio para registros SDI. Espacio arquetipo original (arriba). Espacio arquetipo modificado por la metodología propuesta (abajo).

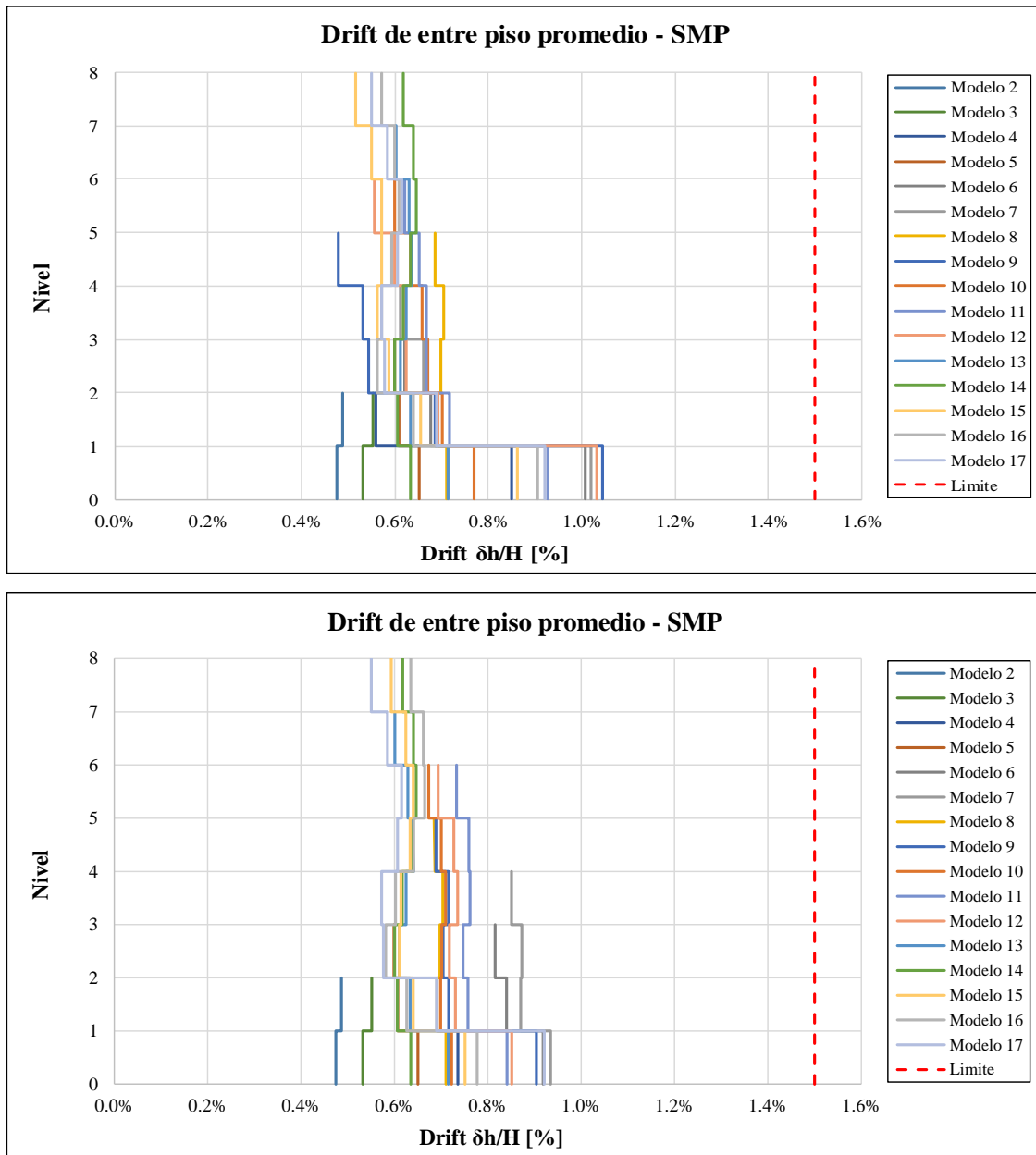


Figura 4.9 Drift de entre piso promedio para registros SMP. Espacio arquetipo original (arriba). Espacio arquetipo modificado por la metodología propuesta (abajo).

En la Figura 4.10 se observa el drift de techo ($\delta_h/H_{m\acute{a}x}$) para las demandas sismicas de dise\~{n}o (SDI) y la m\acute{a}xima probable (SMP) para el espacio arquetipo original, mientras que en la Figura 4.11 se muestra el mismo par\ame{t}ro para el espacio arquetipo modificado por la metodolog\u00eda propuesta. En estos gr\aficos, cada punto corresponde a los valores m\acute{a}ximos de drift de techo para cada registro, los promedios se representan por la l\u00ednea azul y naranja, y el rango entre el promedio m\acute{a}s una desviaci\u00f3n

estándar y el promedio menos una desviación estándar queda representada por los rectángulos azul y naranjos, para los niveles de SDI y SMP respectivamente.

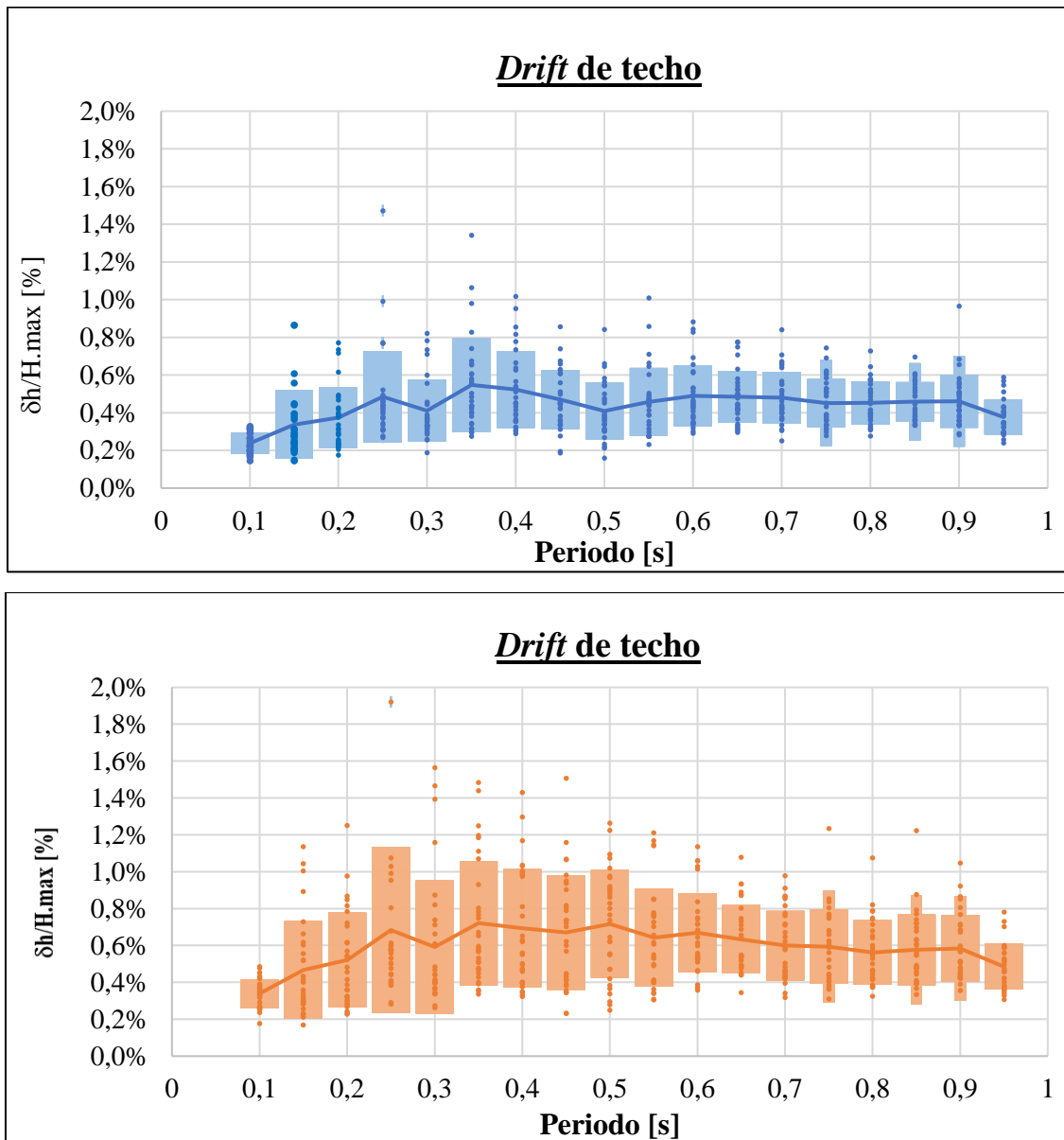


Figura 4.10 Drift de techo para espacio arquetipo original. Sismo de diseño (arriba) y sismo máximo probable (abajo)

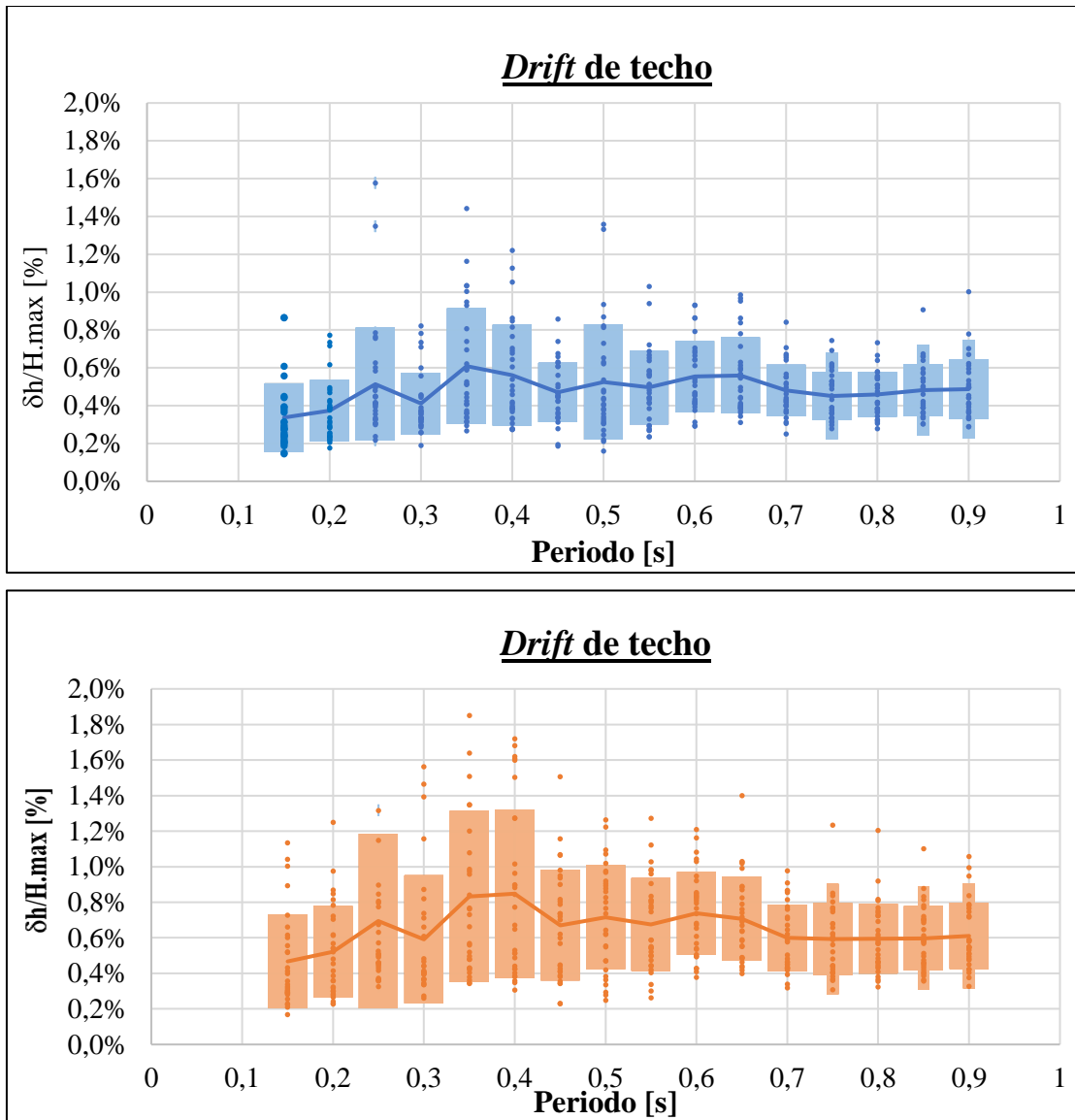


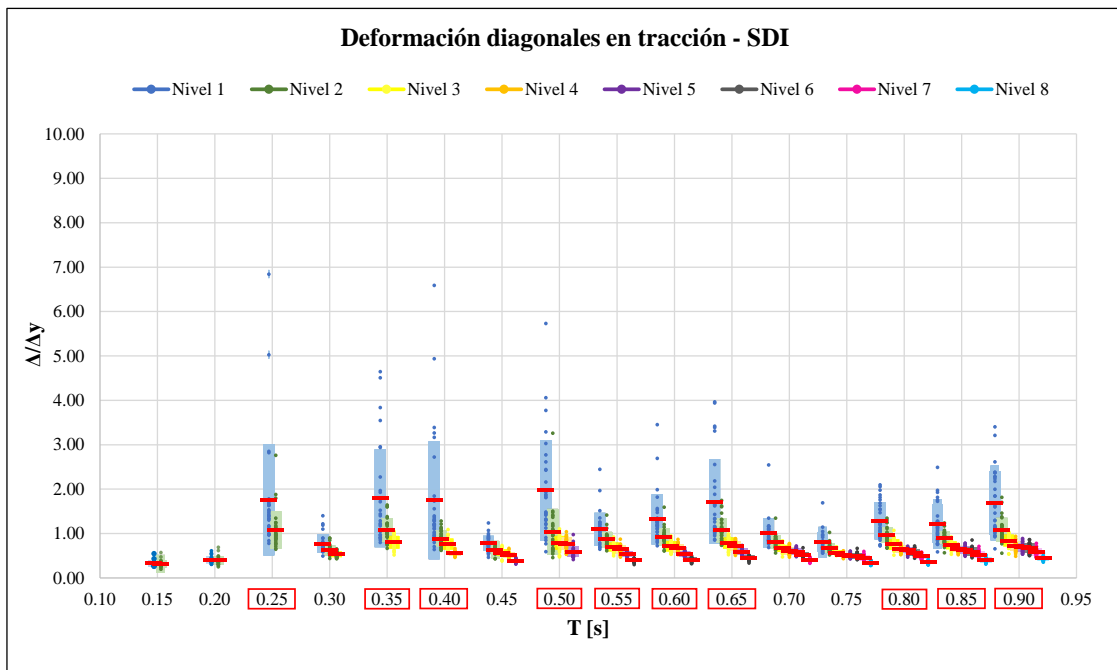
Figura 4.11 Drift de techo para espacio arquetipo modificado por la metodología propuesta.
Sismo de diseño (arriba) y máximo probable (abajo)

Se observa como en el espacio arquetipo en el que se aplicó la metodología se obtiene una mayor dispersión de datos, a pesar de que los promedios suelen ser similares. Esto es especialmente destacable para los modelos de 0.35s y 0.40s puesto que, además de aumentar el promedio, aumenta la dispersión, llevando a que empeoren los resultados de *drifts* para algunos registros.

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 4.12 se presentan las deformaciones normalizadas por deformación de fluencia de arriostramientos en tracción para el nivel SDI. Se observa que la aplicación de la metodología en los modelos seleccionados logra una disminución en la concentración de deformaciones de arriostramientos del primer nivel (color azul) y también se aprecia una menor dispersión de los resultados, concordando con los resultados obtenidos para drifts medios. Se aprecia una tendencia “constante” en las deformaciones normalizadas, donde la gran mayoría del espacio arquetipo registra una deformación normalizada media más desviación estándar menor al valor de 1,5, lo cual es consistente con el objetivo de operación inmediata que plantea el manual ASCE41-17.



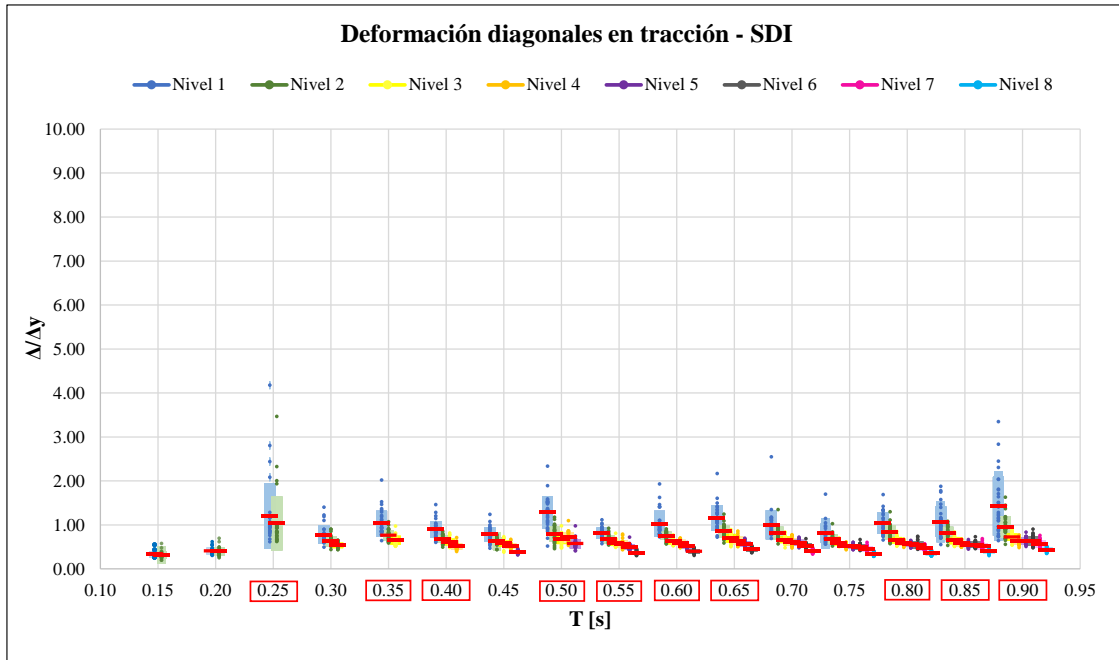


Figura 4.12 Deformación diagonales en tracción a nivel SDI. Espacio arquetipo original (arriba). Espacio arquetipo modificado por la metodología propuesta (abajo).

De la misma forma, en la Figura 4.13 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, en concordancia con los resultados de drifts obtenidos. Además, la totalidad de los resultados medios más desviación estándar tiene un valor menor a 3.0 lo cual es consistente con el objetivo de seguridad de vida que plantea el manual ASCE41-17.

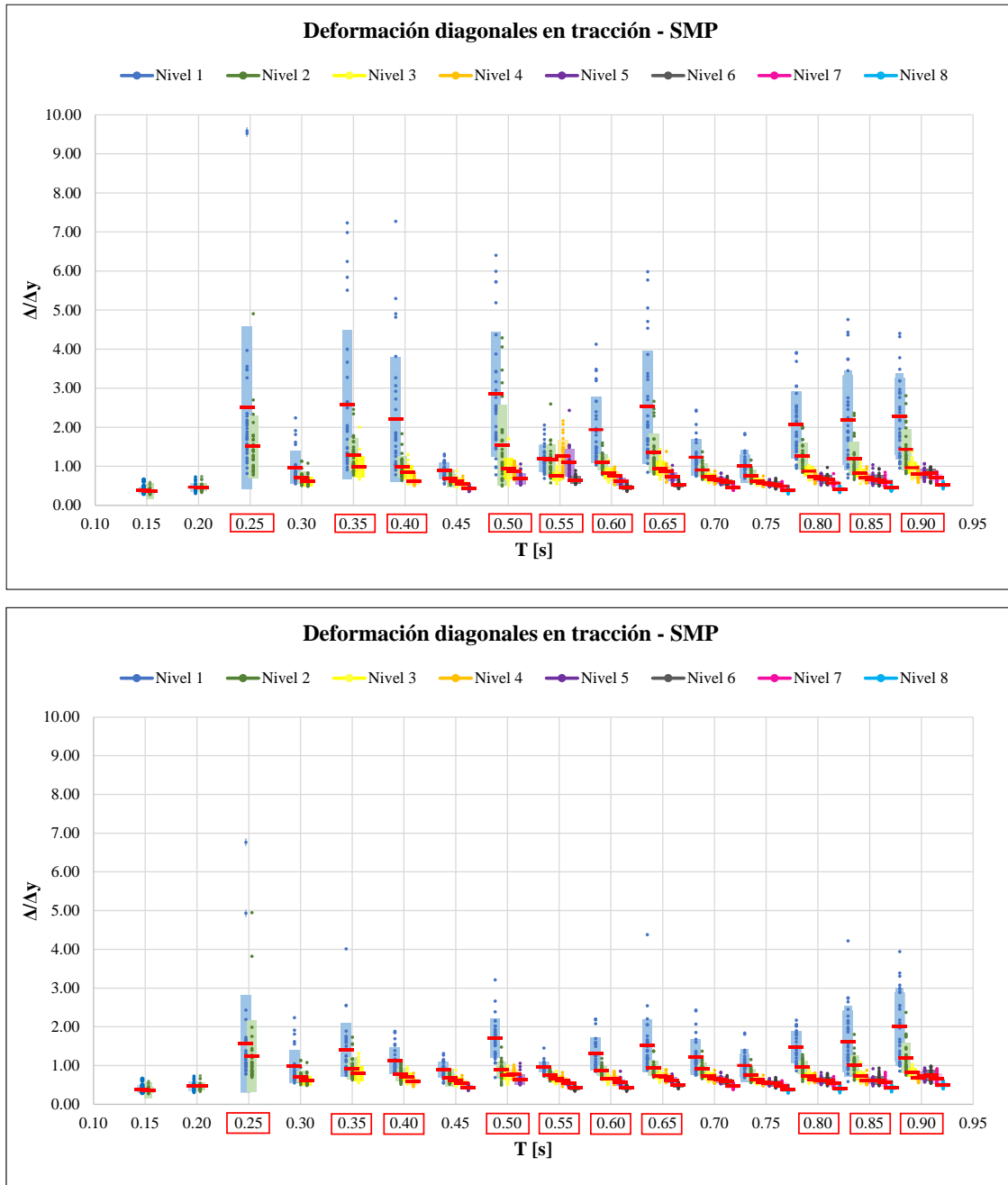


Figura 4.13 Deformación diagonales en tracción a nivel SMP. Espacio arquetipo original (arriba). Espacio arquetipo modificado por la metodología propuesta (abajo).

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 4.14 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) al igual que la dispersión, concordando con los resultados obtenidos para drifts medios de entrepiso. Se observa que prácticamente todos arquetipos registran una deformación normalizada media más una desviación estándar 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.

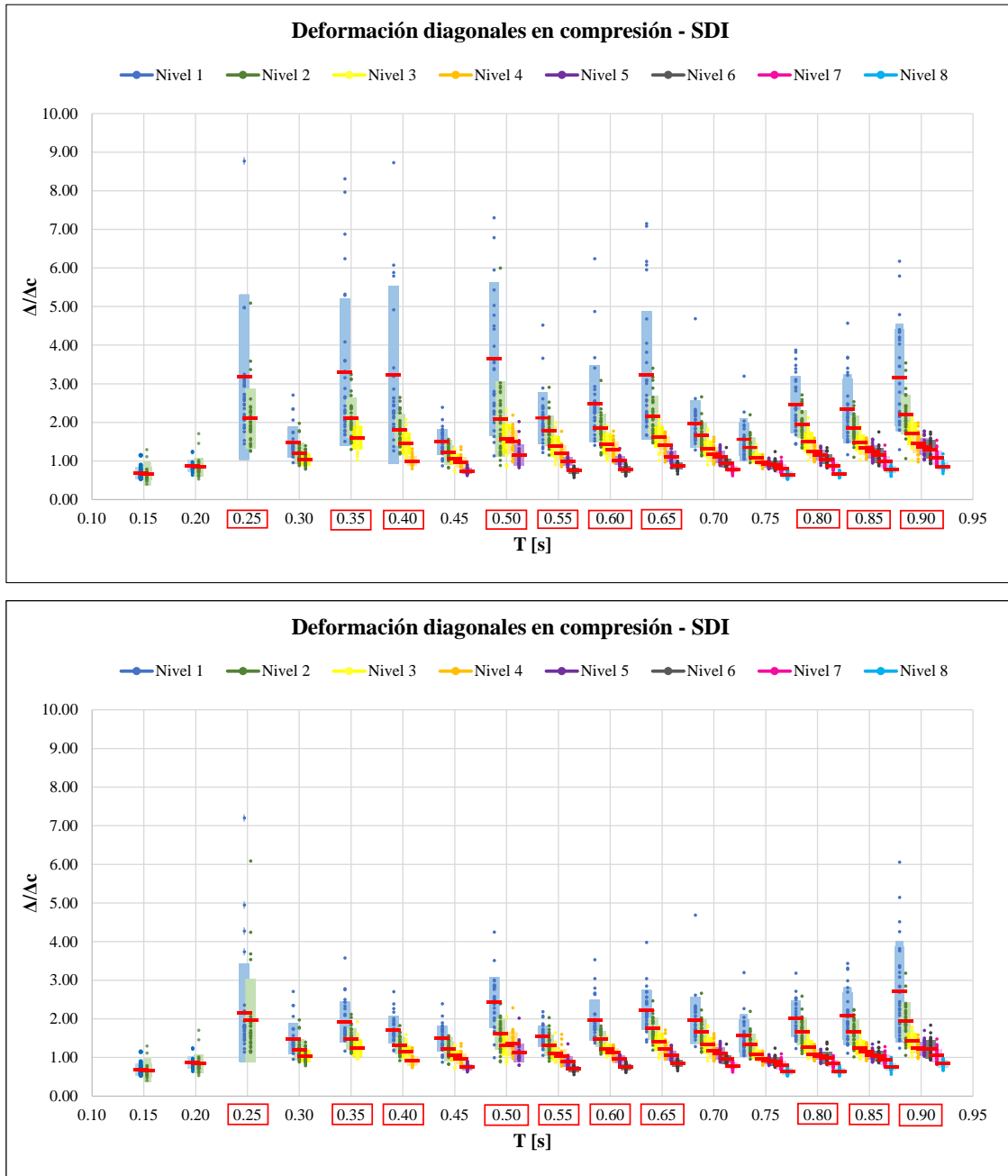


Figura 4.14 Deformación diagonales en compresión para registros SDI. Espacio arquetipo original (arriba).
Espacio arquetipo modificado por la metodología propuesta (abajo).

De la misma forma, en la Figura 4.15 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.

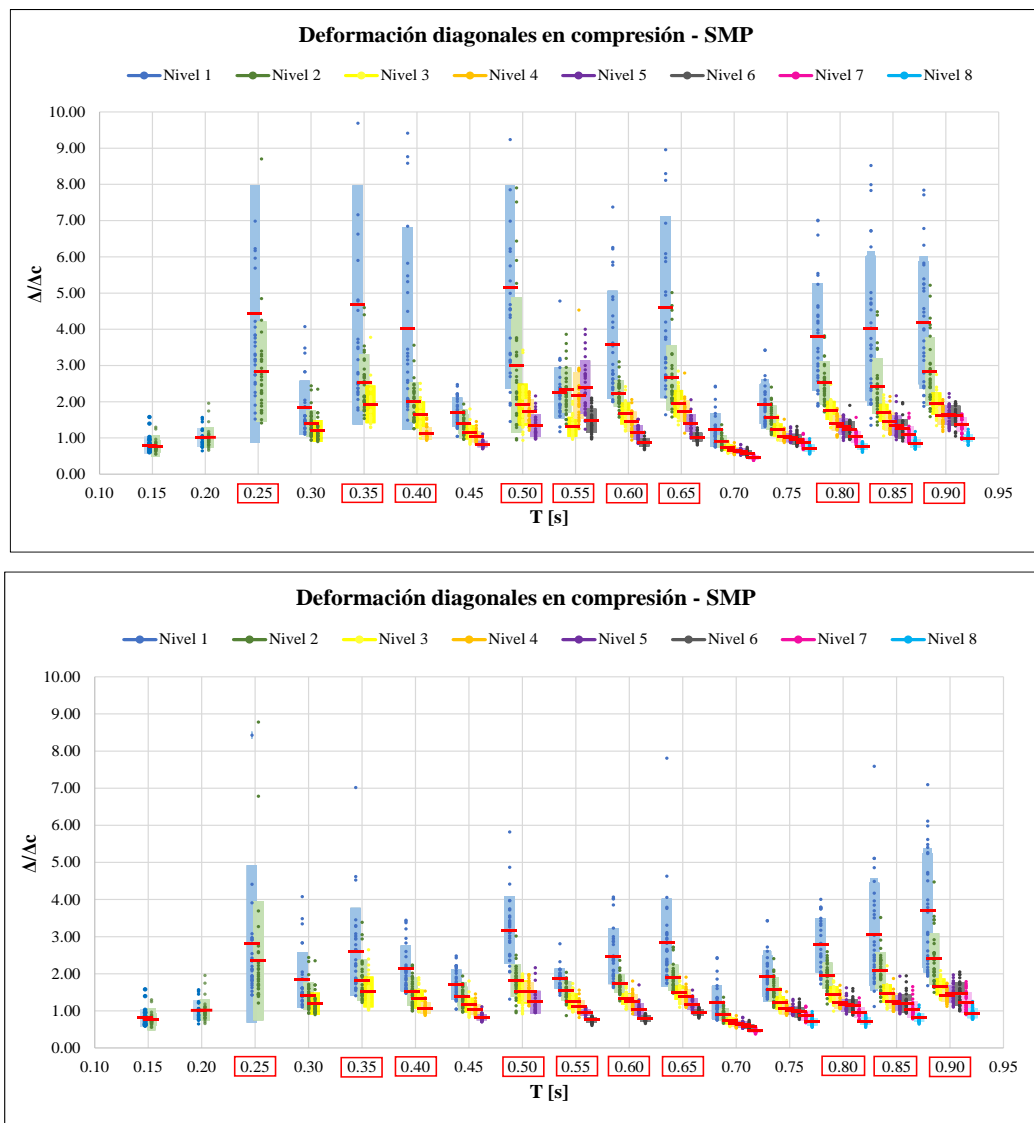


Figura 4.15 Deformación diagonales en compresión para registros SMP. Espacio arquetipo original (arriba). Espacio arquetipo modificado por la metodología propuesta (abajo).

4.4. Acción exclusiva de pernos de anclajes

En la Figura 4.16 se muestran los resultados de imponer un comportamiento elástico en los arriostramientos del espacio arquetipo, considerando solo los anclajes obtenidos por la metodología como disipadores histeréticos de energía sísmica disponible. Se observa que se puede asumir de forma conservadora que la disipación aportada por anclajes a nivel SDI es aproximadamente 2.0, lo que ponderado por una sobrerresistencia mínima del material de 1.5, permite un factor de reducción de respuesta igual a 3.0. Esto es destacable ya que el valor de R obtenido es similar al utilizado en la industria pesada actualmente, resultando atractivo el diseño de estructuras donde se espera que el daño se produzca en anclajes, ya que estos se pueden dejar explícitos como reemplazables y de esta forma se libera de daño a la estructura.

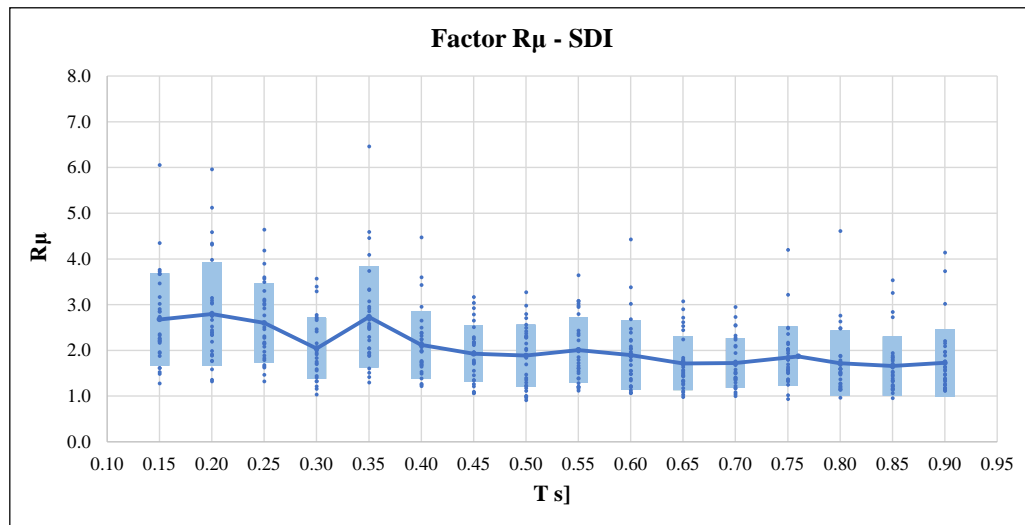


Figura 4.16 Factor R_{μ} a nivel SDI considerando anclajes como único disipador.

En la Figura 4.17 se observa la elongación de pernos de anclajes a nivel SDI considerando el caso de pernos como únicos disipadores comparado al caso de pernos y arriostramiento como disipadores. Se puede observar que la elongación no incrementa notoriamente, ayudando la idea de concentrar daños en los anclajes

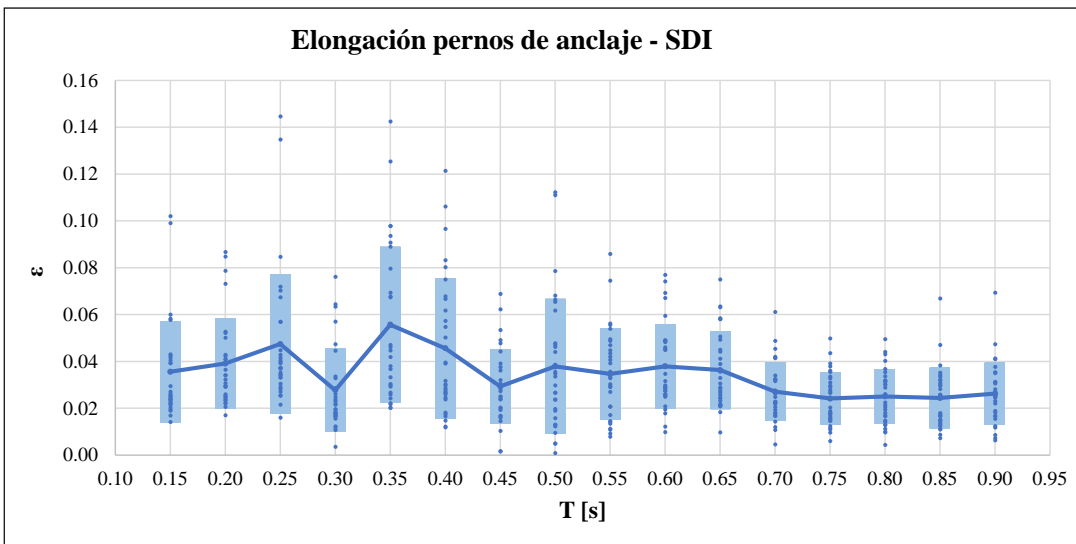
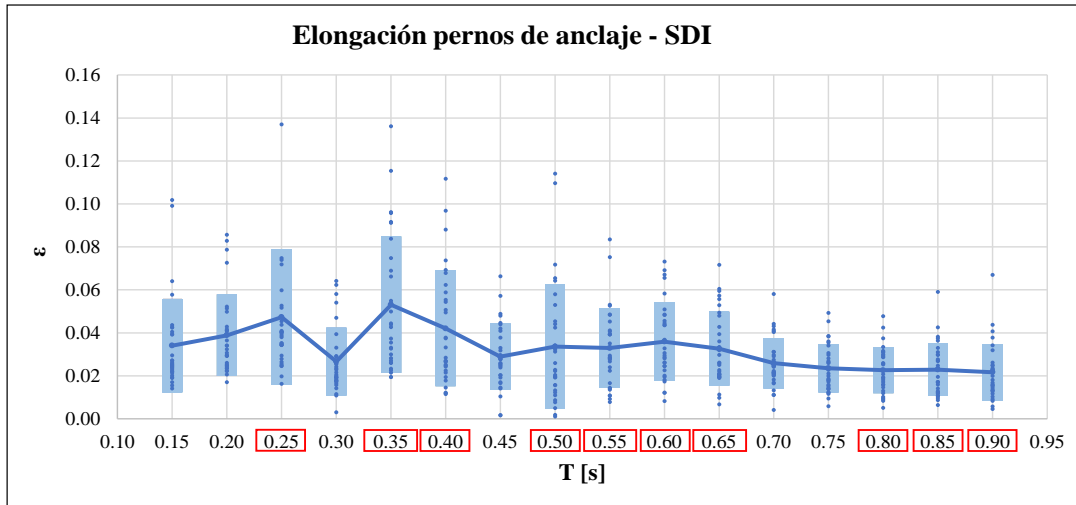


Figura 4.17: Elongación (ϵ) de pernos a nivel SDI, anclajes como disipador único (abajo). Anclajes y arriostramientos como disipadores (arriba)

4.5. Discusión de resultados

En esta sección se analizan los gráficos de la sección 4.3, considerando los límites de la actual norma y/o correlaciones entre resultados obtenidos.

En la Figura 4.18 (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.

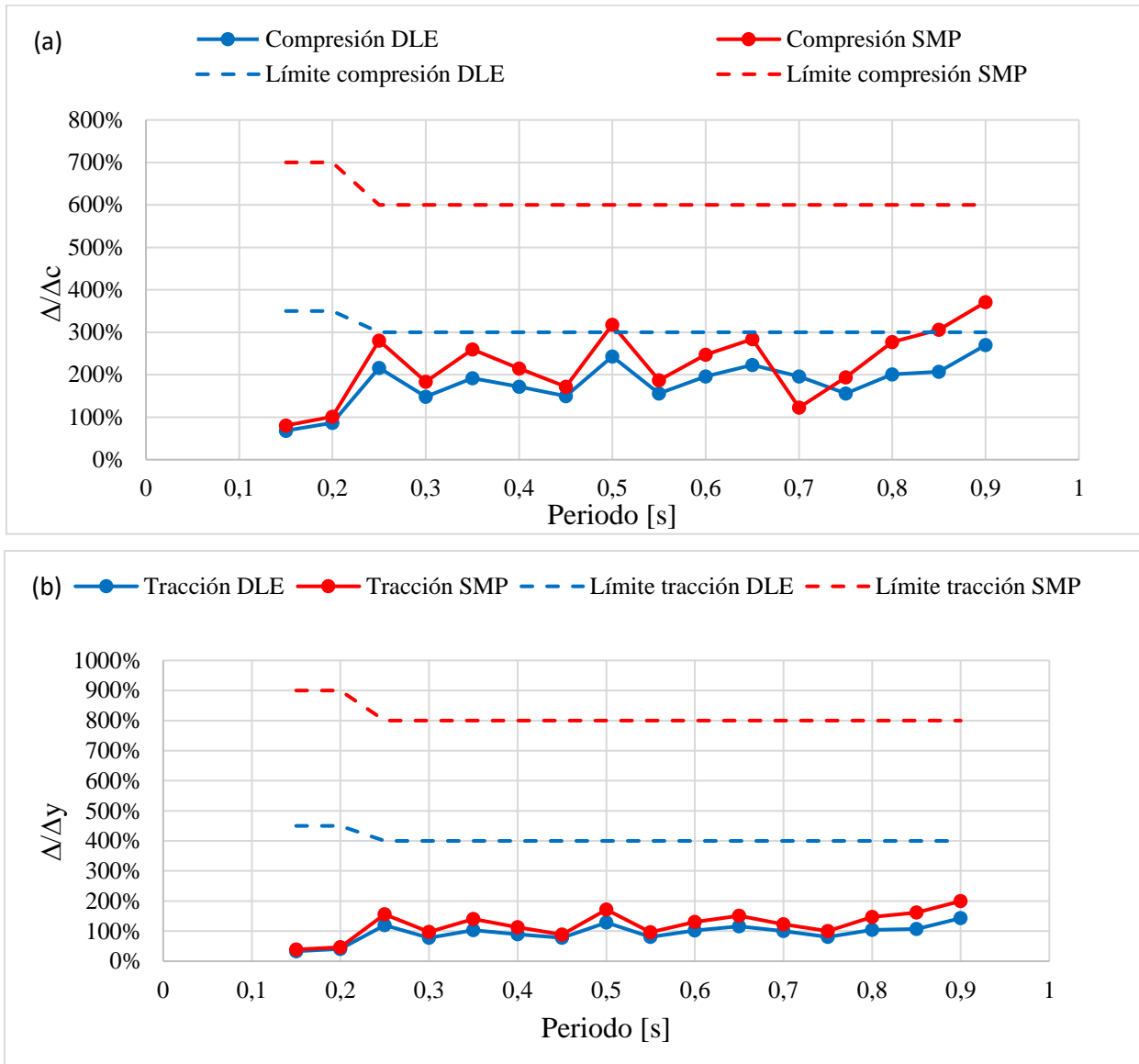


Figura 4.18 Deformaciones medias normalizadas del primer nivel por pandeo (arriba) y fluencia (abajo) para el espacio arquetipo modificado.

De estos gráficos se observa, que tanto para compresión como para tracción se cumple con los límites de seguridad de la vida, estipulados por la norma. Solo el caso de deformación por pandeo cumple de forma ajustada, los otros casos lo hacen con amplia holgura.

Es interesante comparar estos resultados con los obtenidos para del espacio arquetipo original en el que se usó la metodología tradicional de diseño de pernos, los cuales se pueden ver en la Figura 4.19 (a) y (b).

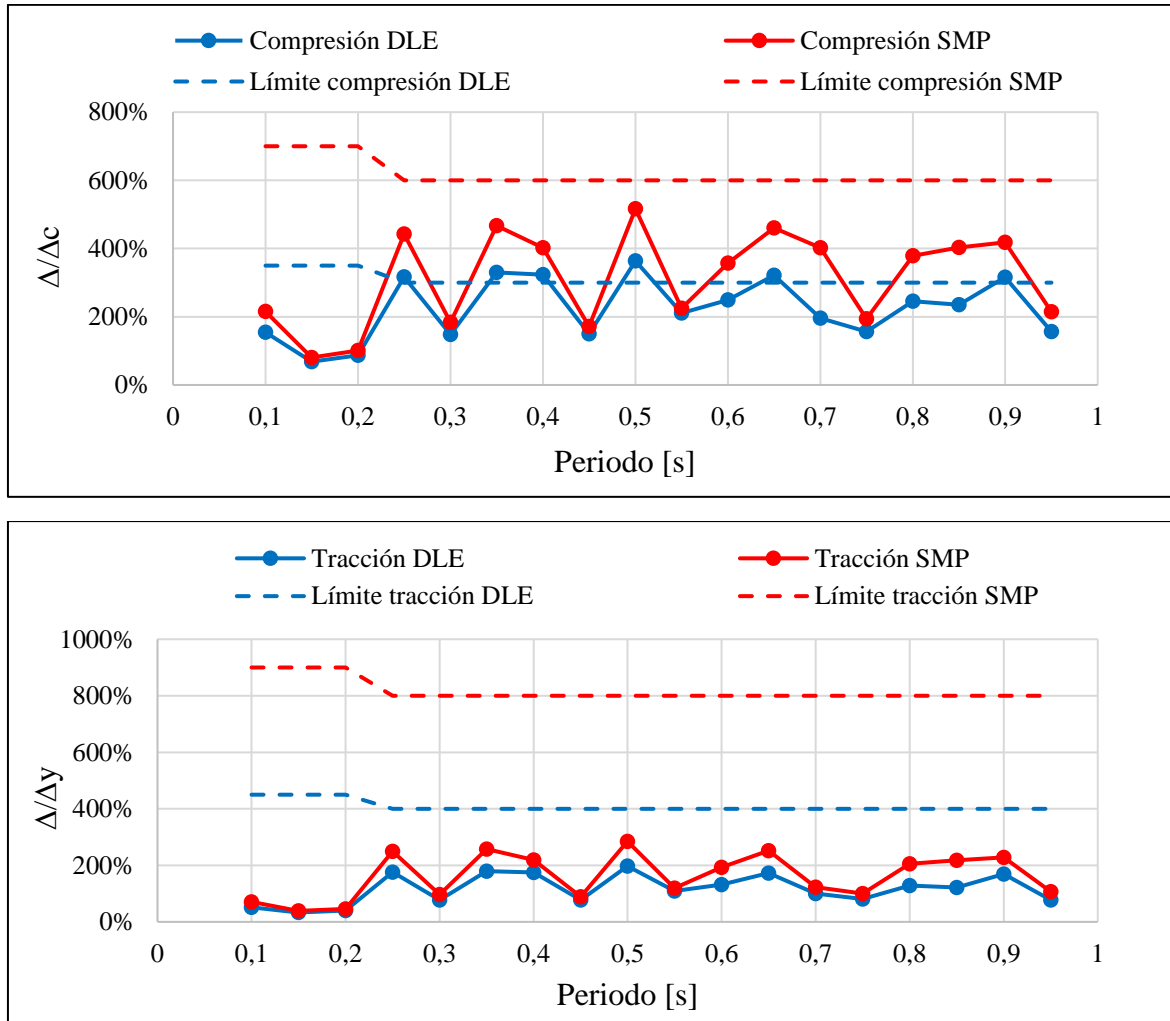


Figura 4.19 Deformaciones medias normalizadas del primer nivel por pandeo (arriba) y fluencia (abajo) para el espacio arquetipo original.

Se puede observar que para deformación por compresión existen varios modelos que no cumplen con los límites de seguridad de la vida para el nivel de demanda sísmica SDI (DLE). En el trabajo realizado por Maass (2023) se plantea que la razón de que esto no cumpla se puede deber a un factor de utilización mayor a 80% y aunque esto no se puede descartar, los resultados presentados en el ítem 4.3 demuestran que existen otras formas de mejorar dicho inconveniente.

En la Figura 4.20 se presentan los *drifts* de techo medio para el nivel de demanda sísmica SDI y SMP, así como el límite de diseño correspondiente al máximo de 1.5%, para ambos espacios arquetipos, el modificado por la aplicación de la metodología y el original

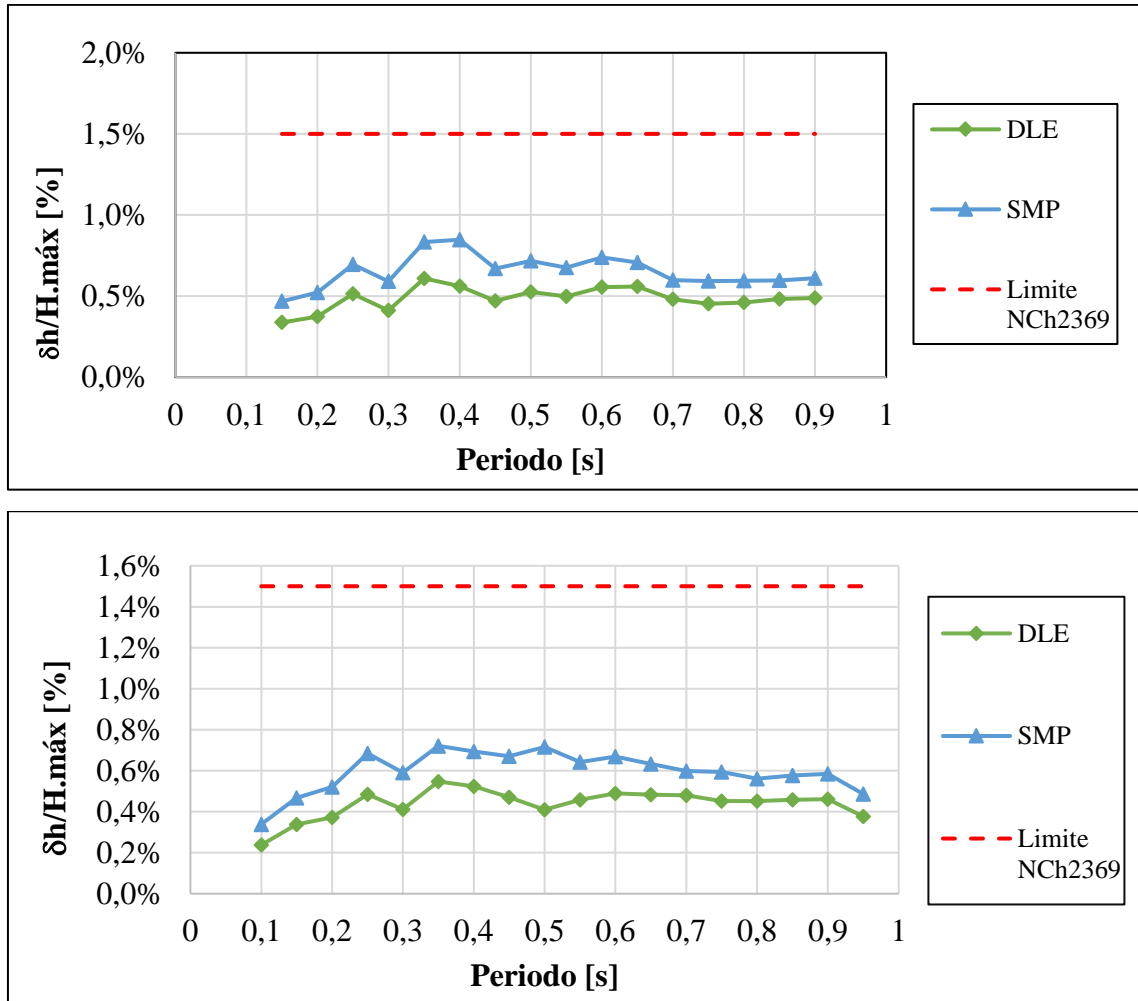


Figura 4.20: Drift de techo con límite de diseño. Espacio arquetipo original (arriba). Espacio arquetipo modificado (abajo)

De los gráficos se observa que, para ambos espacios arquetipo en cada nivel de demanda sísmica se cumple con el límite de 1.5%. Los *drift* de techo entre los arquetipos no cambian considerablemente en los dos niveles de amenaza considerados, siendo lo más destacable las diferencias en el modelo de 0.30 s para el caso SDI (DLE) y las existentes en los modelos 0.25s, 0.35s y 0.4s para el caso SMP, esto considerando que los cambios mencionados son muy pequeños y no afectan al cumplimiento de límites definidos por la NCh2369. En general se obtiene que los resultados tienen, para ambos niveles

de amenaza, un buen coeficiente de correlación, siendo de 0.87 y 0.92, para DLE y SMP, respectivamente.

De las Figuras 4.4 y 4.5, que se refieren a la disipación de energía del sistema, y los gráficos de las Figuras 4.8 y 4.9, que corresponden a los drift de entre pisos, se puede inferir la existencia de una relación entre estas dos variables. Parece que a mayor drift, se disipa más energía a través de los arriostramientos. Dado que el espacio arquetipo original, que es el que tiene la mayor disipación por este medio, exhibe valores más altos de *drift* en su primer nivel, esto sugiere que la disipación de energía en esos modelos se debe principalmente a aquellos desplazamientos y, por tanto, puede inducir un mecanismo de "piso blando". Esto implicaría que el uso de la metodología propuesta no solo reduce los tiempos de inactividad después de un terremoto debido a las inspecciones y reparaciones necesarias, sino que también contribuye a prevenir daños potencialmente mortales causados por "piso blando".

4.6. Conclusiones

En este capítulo se presentó lo respectivo a modelación no lineal del espacio arquetipo con la metodología aplicada, considerando anclajes y arriostramientos con incursión no lineal.

Los resultados concuerdan con lo esperado por el método propuesto, pues esta plantea que la plastificación del perno preceda al pandeo de arriostramientos, aprovechando la capacidad de disipación de energía del anclaje dúctil.

Se observa que no existe un cambio significativo respecto a los factores de utilización de columnas sísmicas.

Respecto al *drift* de entrepiso, se observa una disminución considerable en la concentración de deformaciones del primer nivel, se visualiza una distribución de drift levemente mayor y más homogénea en altura, alejando la formación de pisos blandos. Además, en ningún caso el *drift* medio logra sobrepasar el límite de 1.5% estipulado por la norma NCh2369 de 2023.

Se observa una mejora considerable respecto a la deformación de diagonales, ya sea para tracción como compresión y en ambos niveles de amenaza. Donde la gran mayoría de casos cumple con las recomendaciones estipuladas por el ASCE41-17.

En general, no se observan consecuencias negativas relevantes al utilizar la metodología propuesta para diseño de pernos de anclajes. Su uso mejora el comportamiento de las estructuras realizados con ella, tanto para resistir un sismo severo pues ayuda a evitar piso blando, como a reducir los tiempos de reparación tras un sismo al usar los pernos de anclaje como fusible sísmico.

CAPÍTULO 5: CONCLUSIONES Y COMENTARIOS

La aplicación de las modificaciones obtenidas por la metodología de diseños de pernos de anclaje propuesta en el presente trabajo a estructuras del espacio arquetipo emplazadas en zona sísmica 2 y suelo tipo B para periodos entre 0.55 y 0.90 segundos, permitió evaluar el impacto de dichos cambios en el desempeño de las estructuras estudiadas. A continuación, se plantean las principales conclusiones obtenidas.

La propuesta de metodología no requiere la incorporación de nuevos elementos o combinaciones a los modelos estructurales en los que se desee utilizar, facilitando su implementación en un entorno de oficina de ingeniería.

Al utilizar la metodología propuesta, el diseño de los pernos de anclaje para las estructuras del espacio arquetipo mostró resultados distintos a los entregados por el método tradicional para algunos modelos. En estos casos mencionados, se requirió una sección de pernos menor, la cual, muchas veces no cumple con el criterio normativo de área mínima.

La implementación de los cambios sugeridos por la metodología promueve que la incursión inelástica de los pernos de anclaje se presente antes que el pandeo de los arriostramientos, lo que ha mejorado notablemente el desempeño estructural, en específico se tiene:

- Se presenta una reducción de concentraciones de deformaciones en el primer nivel, obteniendo una reducción en los niveles del *drift* medio de entre piso en el primer nivel, homogeneizando las deformaciones en altura y evitando inducir a pisos blandos. Esto protege tanto a los arriostramientos de fracturas por fatiga de bajo ciclaje como a las columnas y conexiones de los arriostramientos.
- La reducción de concentración de deformaciones en los primeros niveles se explica por una disminución en el porcentaje de energía disipada por los arriostramientos. A su vez, los pernos de anclaje son más flexibles, por lo que el panel arriostrado tiende a deformarse como un cuerpo rígido.
- Las deformaciones normalizadas de arriostramientos, tanto de fluencia en tracción como de pandeo en compresión, para ambos niveles SDI y SMP, disminuyen la concentración de deformaciones del

primer nivel, concordando con los resultados de drift. Además, cumplen con los límites establecidos por el manual ASCE41-17 y por la norma NCh2369 del año 2023

- Los factores utilización de columnas sísmicas no experimentan un cambio significativo, pero sí presenta un aumento en la dispersión.

Considerando estos aspectos, se concluye que la metodología propuesta puede ser utilizada para el diseño de estructuras donde el daño se concentrado en anclajes fácilmente reemplazables, lo que permitiría un estándar superior de continuidad operacional en comparación con el actual. A su vez, también ayuda a evitar daños letales producto de pisos blandos, debido a la disminución que ofrece en la concentración de esfuerzos del primer nivel.

Otro resultado relevante es que, al considerar como únicos disipadores de energía sísmica a los anclajes obtenidos por la metodología, imponiendo un comportamiento elástico en los arriostramientos, se puede asumir que la disipación energética por anclajes es aproximadamente 2.0 a nivel SDI. Este valor multiplicado por una sobrerresistencia mínima del material de 1.5, permite un factor reducción de respuesta igual a 3.0, similar al utilizado actualmente en la industria pesada

Como futuras líneas de investigación se sugieren las siguientes:

- Comparar resultados con los de un espacio arquetipo con pernos diseñado con R igual a 3.0 y con otro en el que toda la estructura sea diseñada con este valor.

- Comparar resultados con los de obtenidos de aplicar una metodología alternativa en la que, en vez de cambiar los pernos de anclaje, se cambie el perfil de arriostramiento de ser necesario, ya que con la nueva normativa se restringió la cantidad de perfiles disponibles para arriostramientos, estos podrían ser diseñados para cumplir con la norma y sean una opción útil para utilizar la metodología antes mencionada

- También está la opción de repetir este estudio, de desempeño sísmico usando la NCh 2369 y los anteriormente nombrados para otras zonas sísmicas y tipos de suelo en el que este emplazado el espacio arquetipo, así como probar usando otras calidades de acero en la estructura

REFERENCIAS

- Álvarez, J. (2021). *Análisis de los mecanismos de Disipación de Energía Sísmica en Estructuras Industriales de Acero de Marcos Arriostrados diseñadas mediante el Anteproyecto de Norma NCh2369 para Estructuras Rígidas* (Memoria para optar al Título de Ingeniero Civil). Departamento de Ingeniería Civil, Universidad de Concepción, Chile.
- American Institute of Steel Construction. (2010a). *Seismic Provisions for Structural Steel Buildings*. (AISC 341-10). Chicago, Illinois, EE.UU: Autor.
- American Institute of Steel Construction. (2010b). *Specification for Structural Steel Buildings*. (AISC 360-10). Chicago, Illinois, EE.UU: Autor.
- American Society of Civil Engineers. (2017). *Minimum Design Loads and Associated Criteria for Buildings and Other Structures*. (ASCE 7-16). Reston, Virginia, EE.UU: Autor.
- Bahamonde, C. (2022). *Evaluación del Desempeño Sísmico de Estructuras Industriales Semirrígidas de Acero con Marcos Arriostrados en X emplazadas en Zona Minera diseñadas mediante el Anteproyecto de Norma NCh2369* (Memoria para optar al Título de Ingeniero Civil) Departamento de Ingeniería Civil, Universidad de Concepción, Chile.
- Baker, J. W. (2011). *Conditional Mean Spectrum: Tool for ground motion selection*. Journal of Structural Engineering.
- Black, R. G., Wenger, W. A. B. y Popov, E. P. (1980). *Inelastic Buckling of Steel Struts under Cyclic Loads Reversals*. Earthquake Engineering Research Center. Berkeley, California, EE.UU.
- Cáceres, P. (2021). *Análisis de los mecanismos de Disipación de Energía Sísmica en Estructuras Industriales de Acero de Marcos Arriostrados diseñadas mediante el Anteproyecto de Norma NCh2369 para Estructuras Semirrígidas* (Memoria para optar al Título de Ingeniero Civil). Departamento de Ingeniería Civil, Universidad de Concepción, Chile.
- Candia, G., Macedo, J., Jaimes, M. A. y Magna-Verdugo, C. (2019) *A New State-of-the-Art Platform for Probabilistic and Deterministic Seismic Hazard Assessment*. Santiago, Chile.

- Castro, S., Benavente, R., Crempien, J., Candia, G. y de la Llera, J. C. (2020). *A Consistently Processed Strong Motion Database for Chilean Earthquakes*. Submitted.
- Chávez, N. (2011). *Revisión de los Criterios de Diseño de Pernos de Anclaje* (Memoria para optar al Título de Ingeniero Civil). Departamento de Ingeniería Civil, Universidad de Chile, Santiago.
- Cruz, C. y Miranda, E. (2020). Insights into damping ratios in building. *Earthquake Engng Struct Dyn*.
- Espinoza, M. (2023) *Desempeño Sísmico de Marcos de Acero Rígidos Arriostrados en X emplazados en Zona Minera Diseñados según la Norma Nch2369 actualizada en 2023*. [Memoria para optar al Título de Ingeniero Civil no publicada]. Departamento de Ingeniería Civil, Universidad de Concepción, Chile.
- Maass, A. (2023) *Desempeño Sísmico de Marcos de Acero semiflexibles Arriostrados en X emplazados en Zona Minera Diseñados según la Norma Nch2369 actualizada en 2023*. [Memoria para optar al Título de Ingeniero Civil]. Departamento de Ingeniería Civil, Universidad de Concepción, Chile.
- Carrasco, N. y Ibarra, P. (2023) *Desempeño sísmico de Marcos de Acero semiflexibles arriostrados en x emplazados en zona minera diseñados según la norma nch2369 actualizada en 2023*. [Memoria para optar al Título de Ingeniero Civil]. Departamento de Ingeniería Civil, Universidad de Concepción, Chile.
- Idini, B., Rojas, F., Ruiz, S. y Pastén, C. (2016). *Ground Motion Prediction Equations for the Chilean subduction Zone*. *Bull Earthquake Eng*.
- Instituto Nacional de Normalización. (2003). *Diseño Sísmico de Estructuras e Instalaciones Industriales*. (NCh 2369.Of2003). Santiago, Chile: Autor.
- Instituto Nacional de Normalización. (2018). *Diseño Sísmico de Estructuras e Instalaciones Industriales. Anteproyecto de norma* (NCh 2369). Santiago, Chile: Autor.

- Méndez, T. (2022). *Evaluación del Desempeño Sísmico de Estructuras Industriales Rígidas de Acero con Marcos Arriostrados en X emplazadas en Zona Minera diseñadas mediante el Anteproyecto de Norma NCh2369* (Memoria para optar al Título de Ingeniero Civil). Departamento de Ingeniería Civil, Universidad de Concepción, Chile.
- Montalva, G., Bastías, N. y 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.

Urzúa, C., Medalla, M., & Silva, R. (2023). *Marcos Arriostrados Concéntricos prNCh2369 – Método de Diseño para Pernos de Anclaje Dúctiles*. XIII Congreso Chileno de Sismología e Ingeniería Sísmica ACHISINA 2019. Viña del Mar, Chile.

ANEXO 4.1 RESULTADOS DRIFT DE ENTRE PISOS

A continuación, se presenta el *drift* de entre piso de cada estructura del espacio arquetipo modificado según la metodología propuesta, para nivel de sismo de diseño (SDI) entre la Figura A4.1.1 a la Figura A4.1.18 y para nivel de máximo sismo probable (SMP) entre la Figura A4.1.19 a la Figura A4.1.36. Las líneas de color gris indican los resultados de cada registro, la de color rojo el valor medio de ellos y las de color verde la desviación estándar.

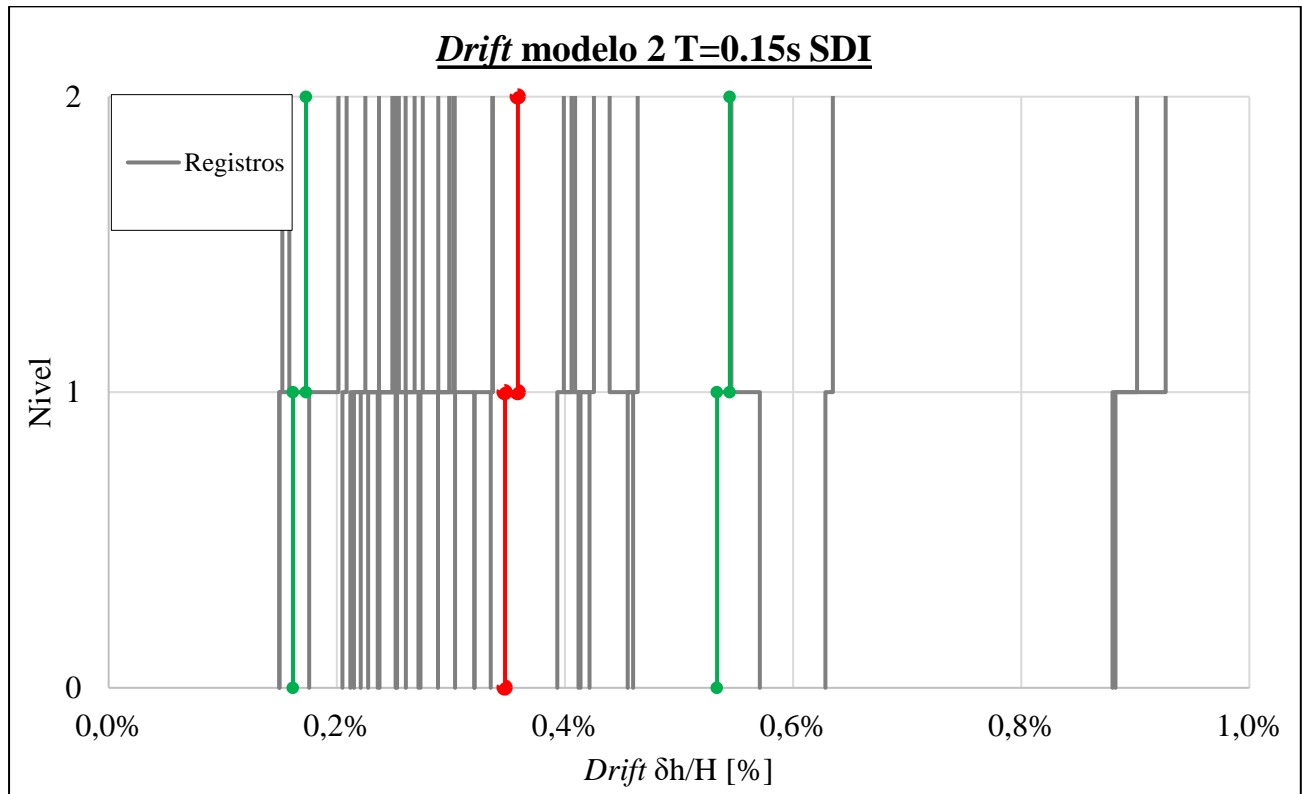


Figura A4.1.1 *Drift* de entrepiso estructura con periodo $T=0.15s$ nivel SDI

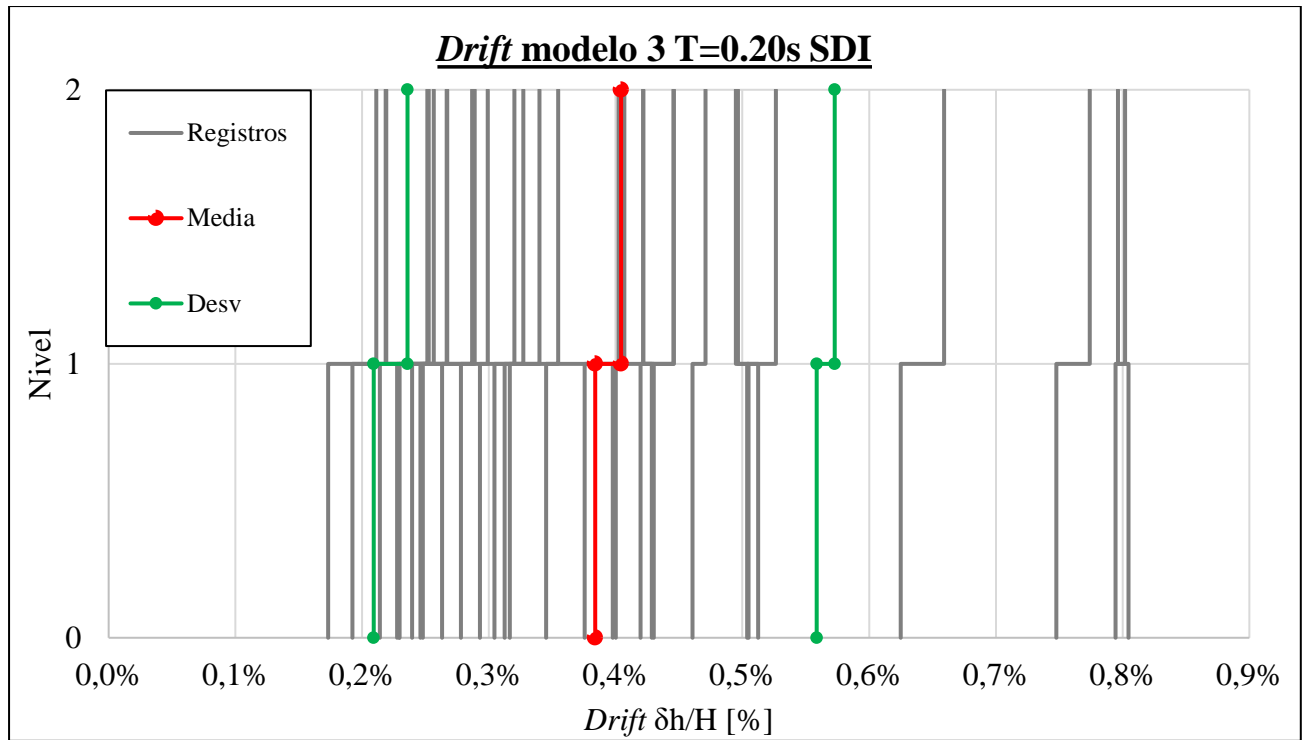


Figura A4.1.2 Drift de entrepiso estructura con periodo T=0.20s nivel SDI

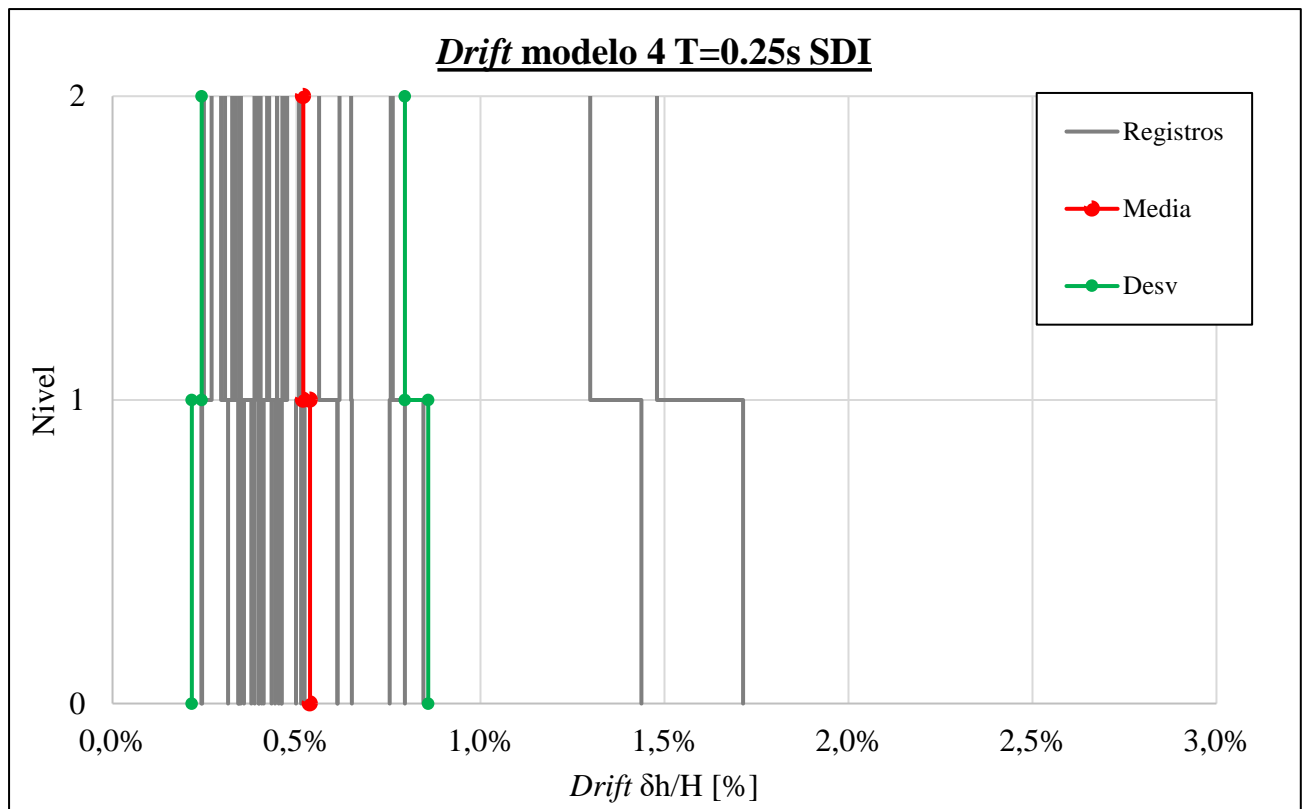


Figura A4.1.3 Drift de entrepiso estructura con periodo T=0.25s nivel SDI

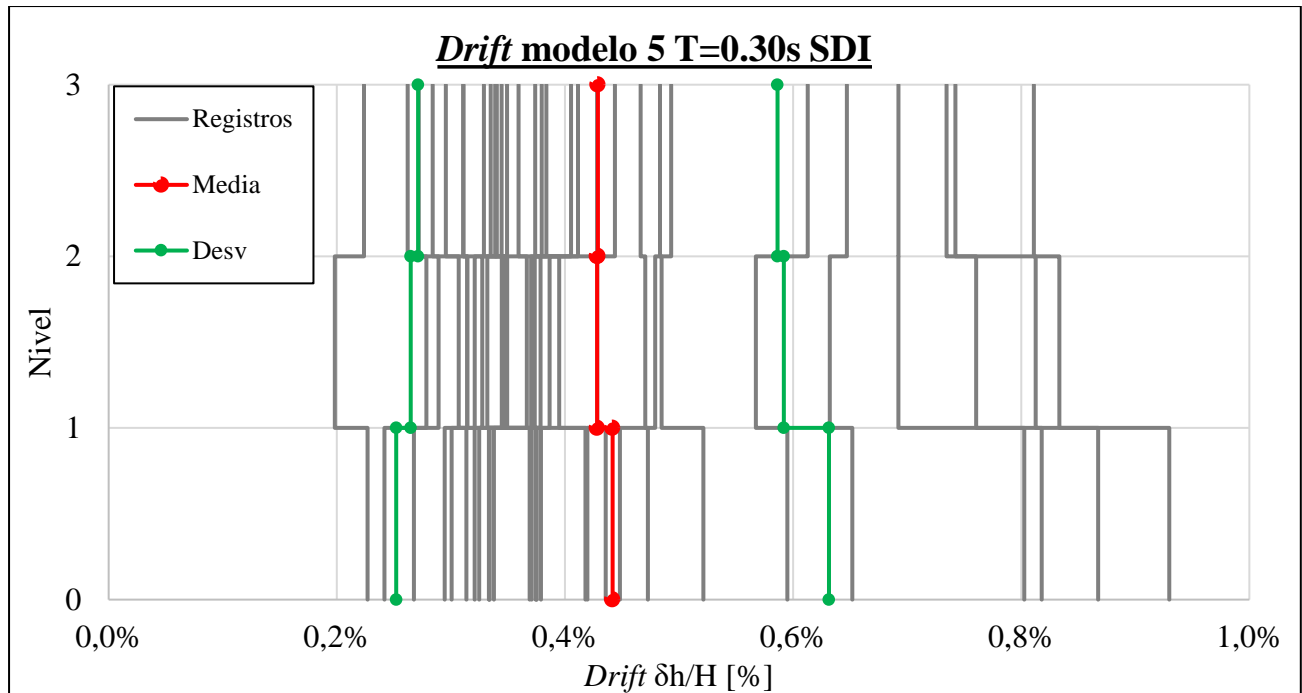


Figura A4.1.4 Drift de entrepiso estructura con periodo T=0.30s nivel SDI

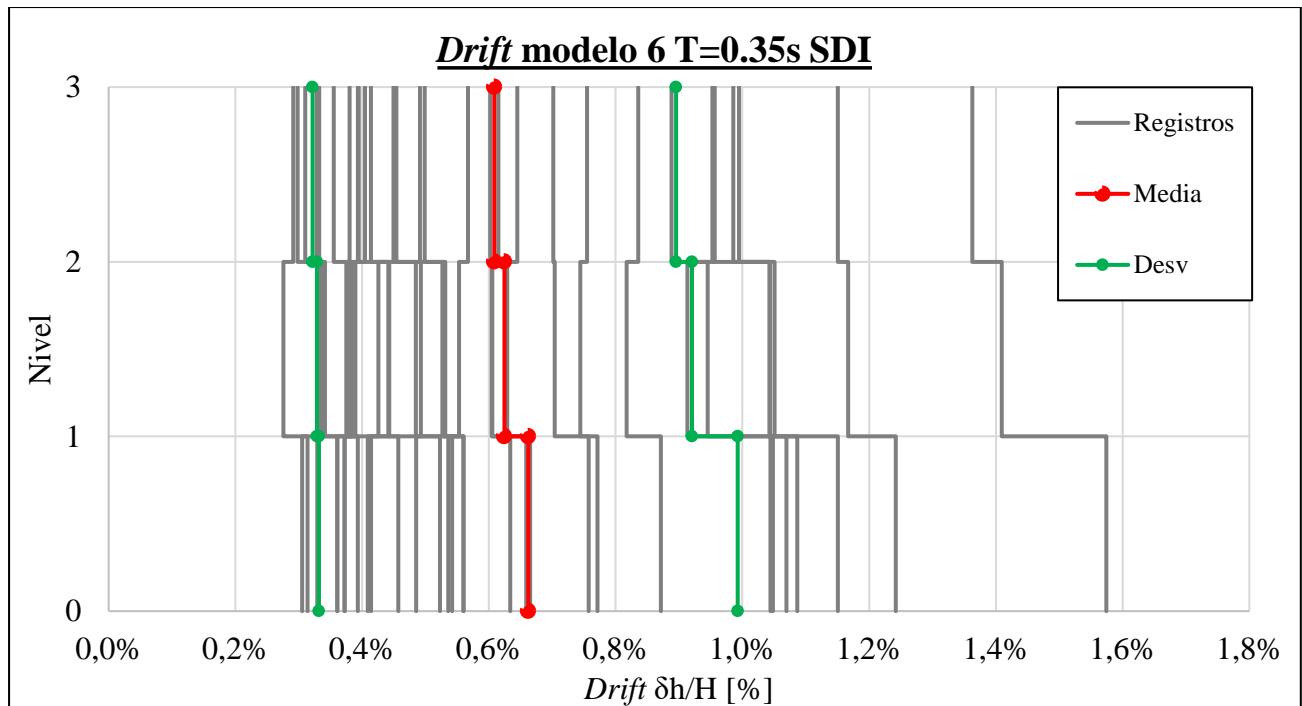


Figura A4.1.5 Drift de entrepiso estructura con periodo T=0.35s nivel SDI

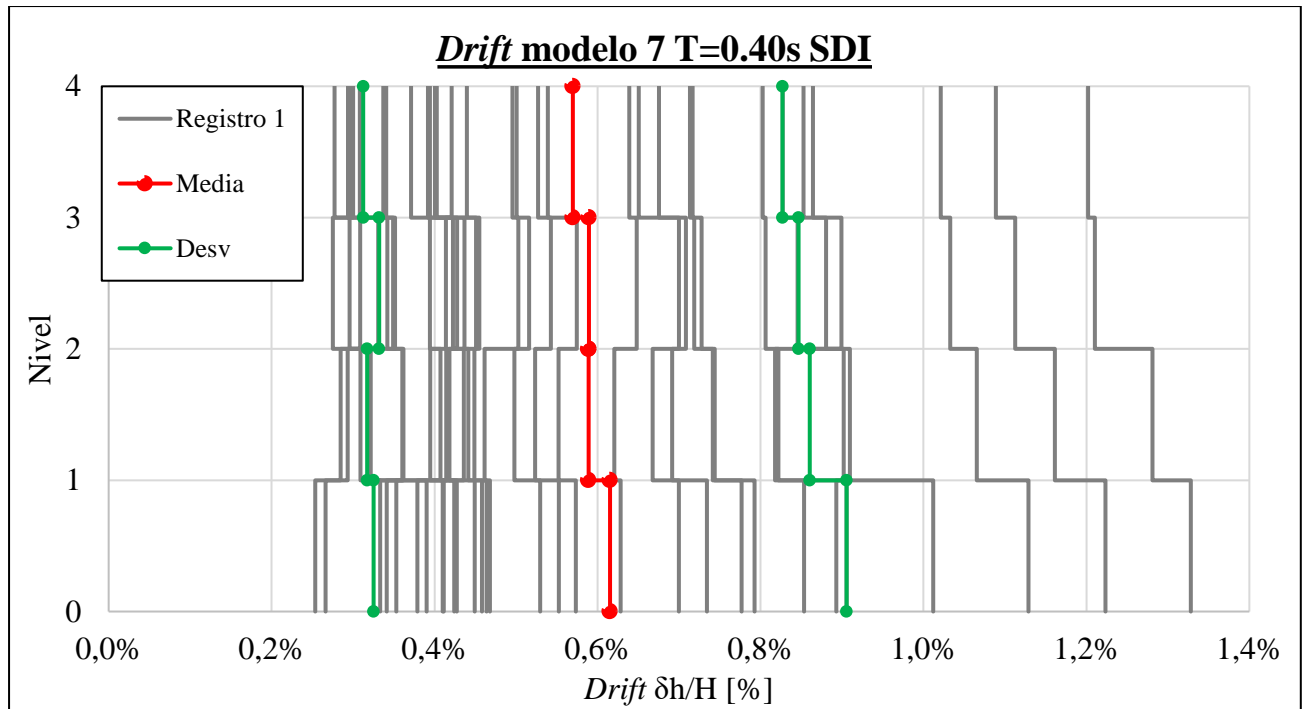


Figura A4.1.6 Drift de entrepiso estructura con periodo T=0.40s nivel SDI

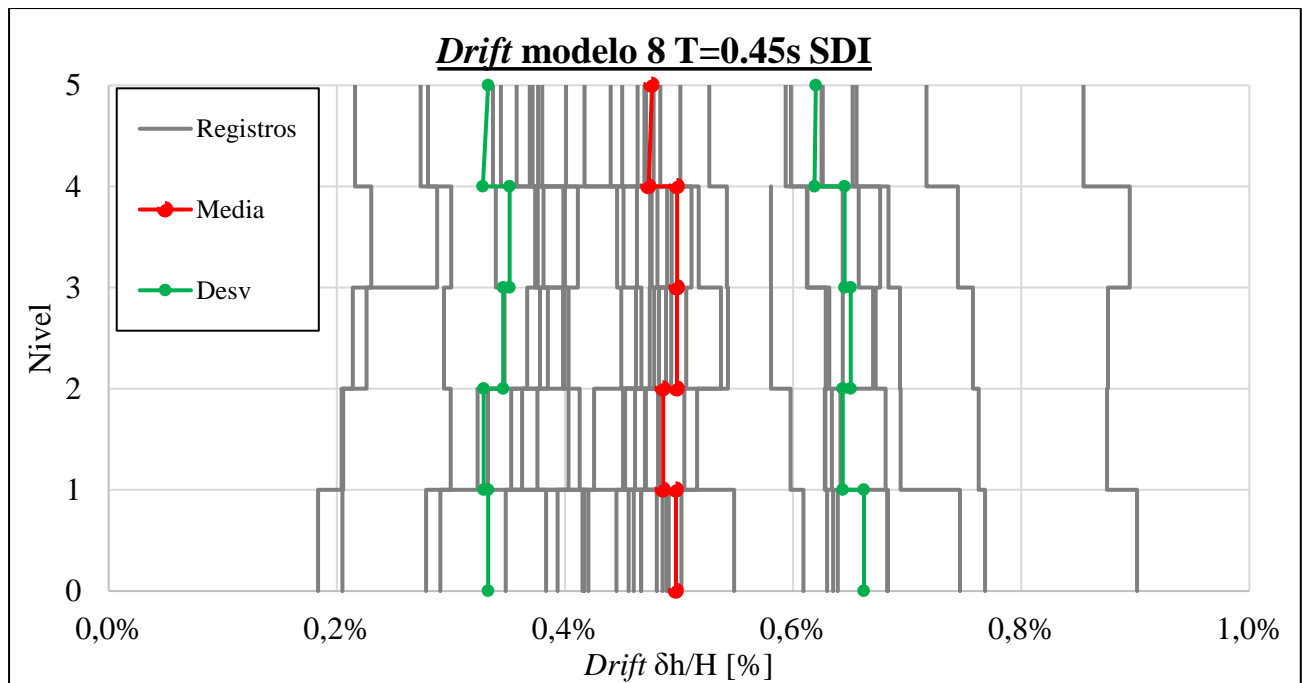


Figura A4.1.7 Drift de entrepiso estructura con periodo T=0.45s nivel SDI

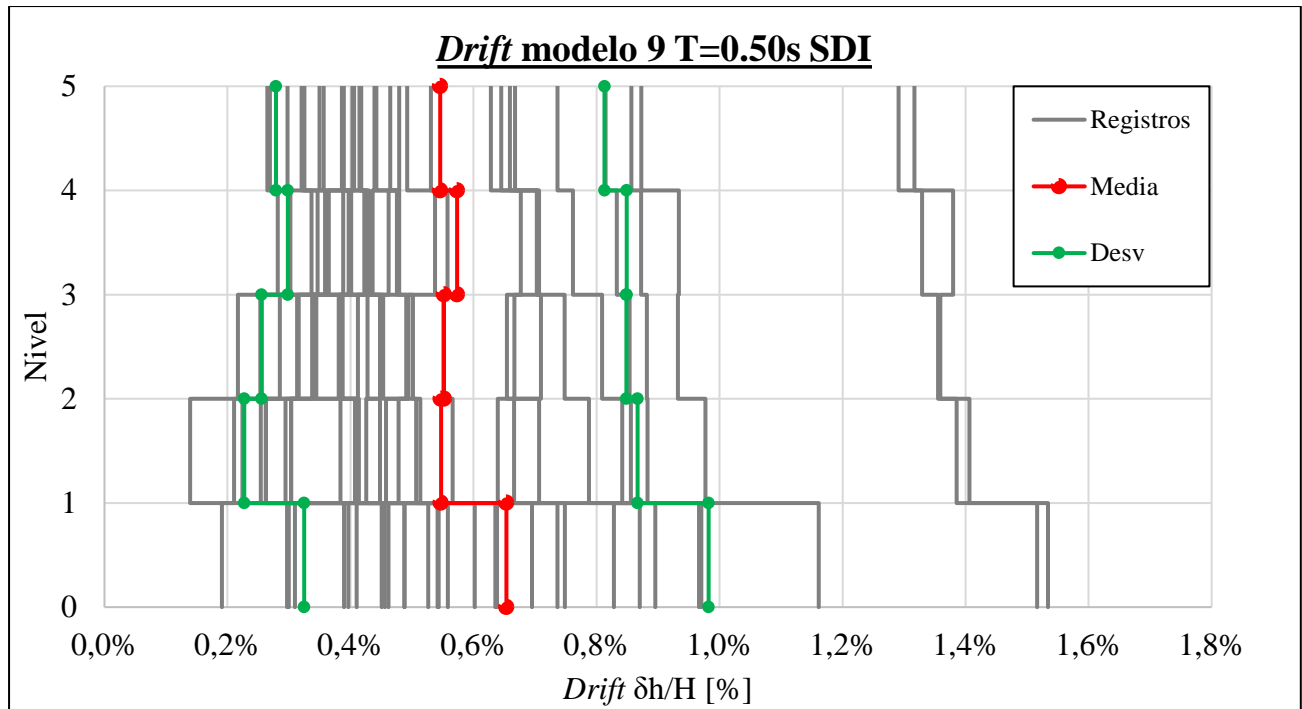


Figura A4.1.8 Drift de entrepiso estructura con periodo T=0.50s nivel SDI

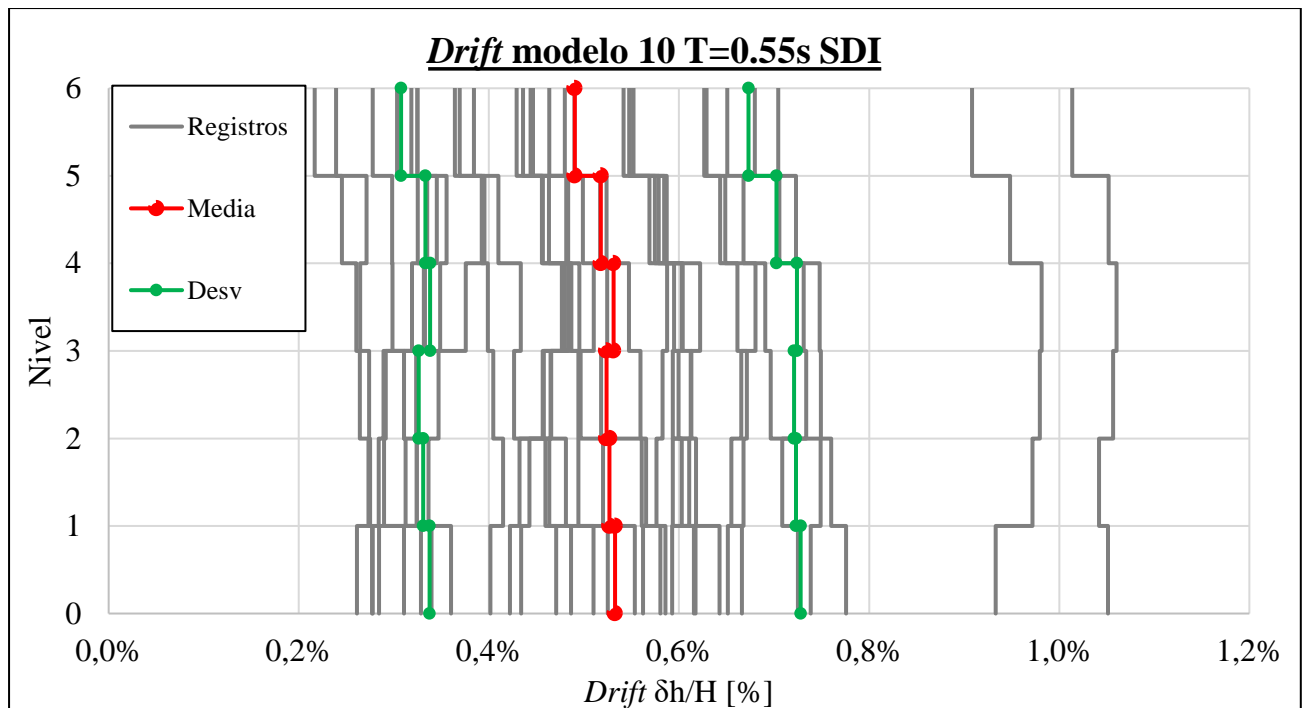


Figura A4.1.9 Drift de entrepiso estructura con periodo T=0.55s nivel SDI

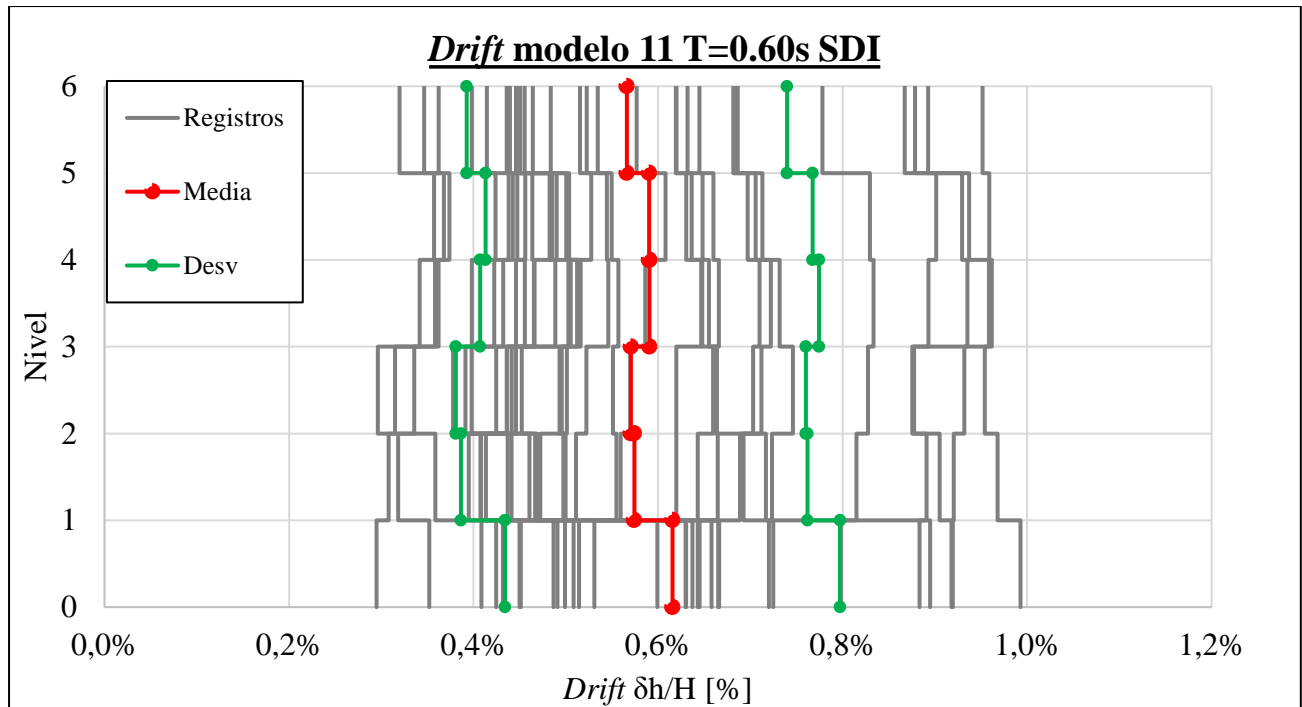


Figura A4.1.10 Drift de entrepiso estructura con periodo T=0.60s nivel SDI

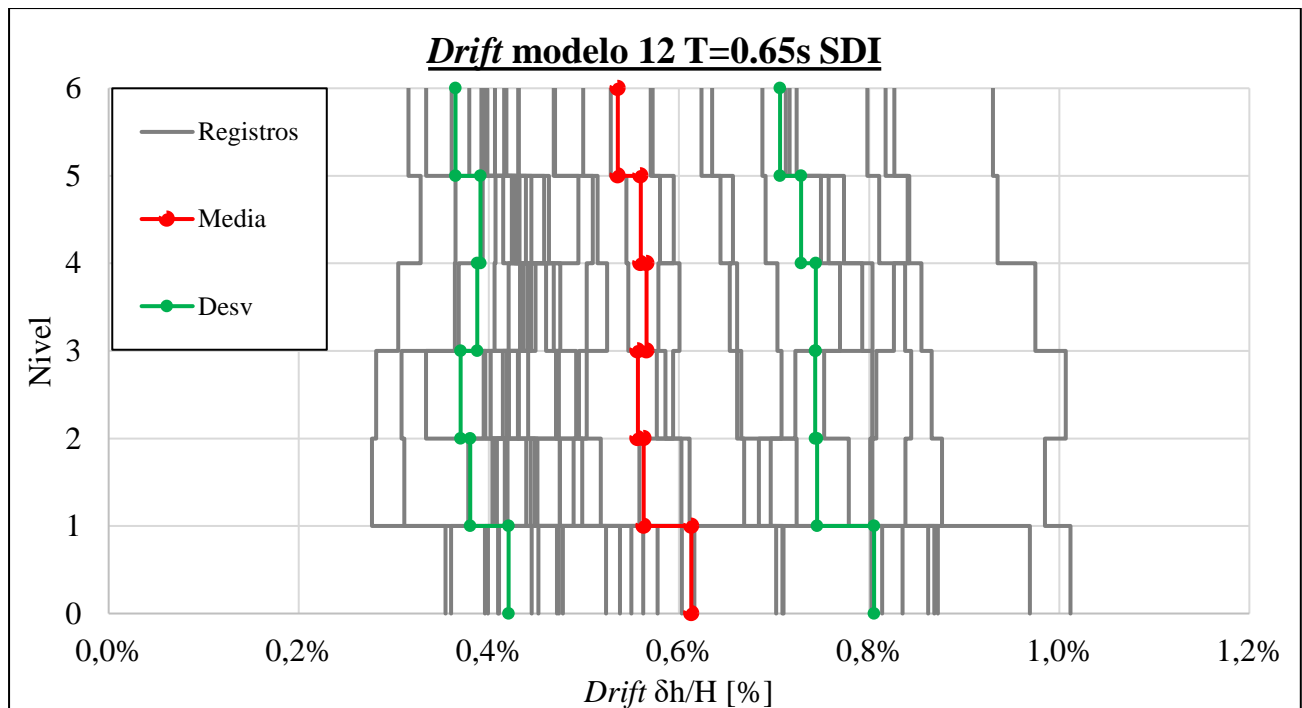


Figura A4.1.11 Drift de entrepiso estructura con periodo T=0.65s nivel SDI

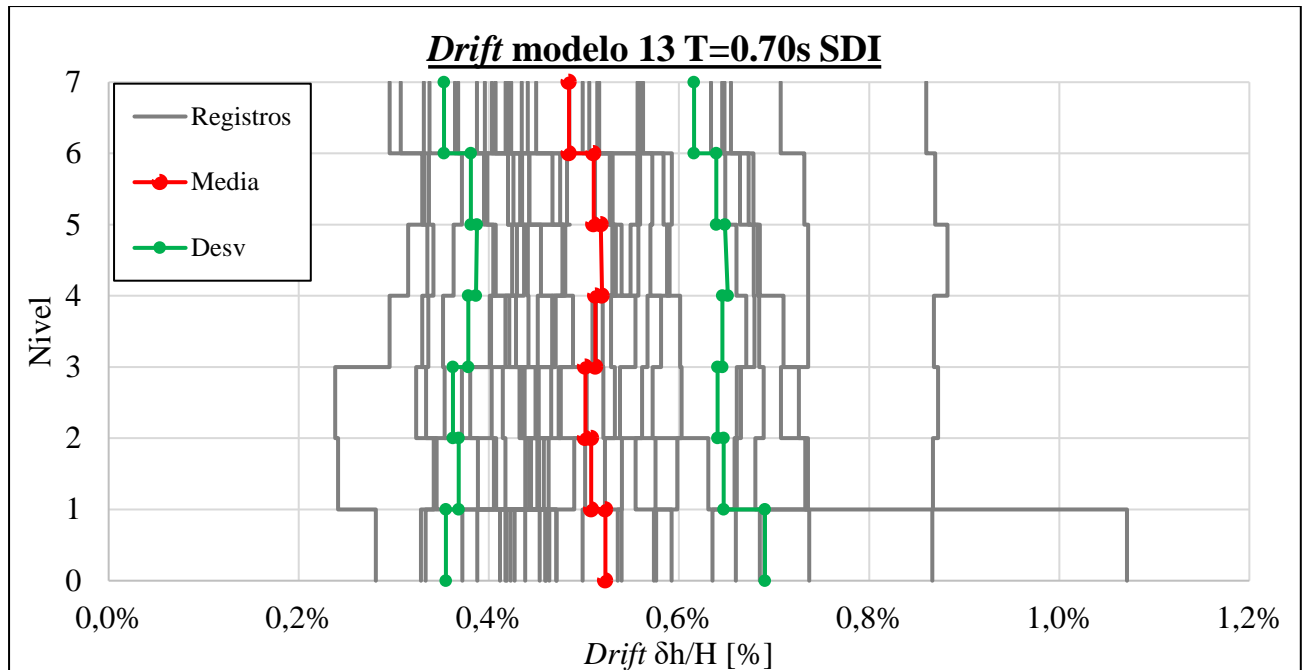


Figura A4.1.12 Drift de entrepiso estructura con periodo T=0.70s nivel SDI

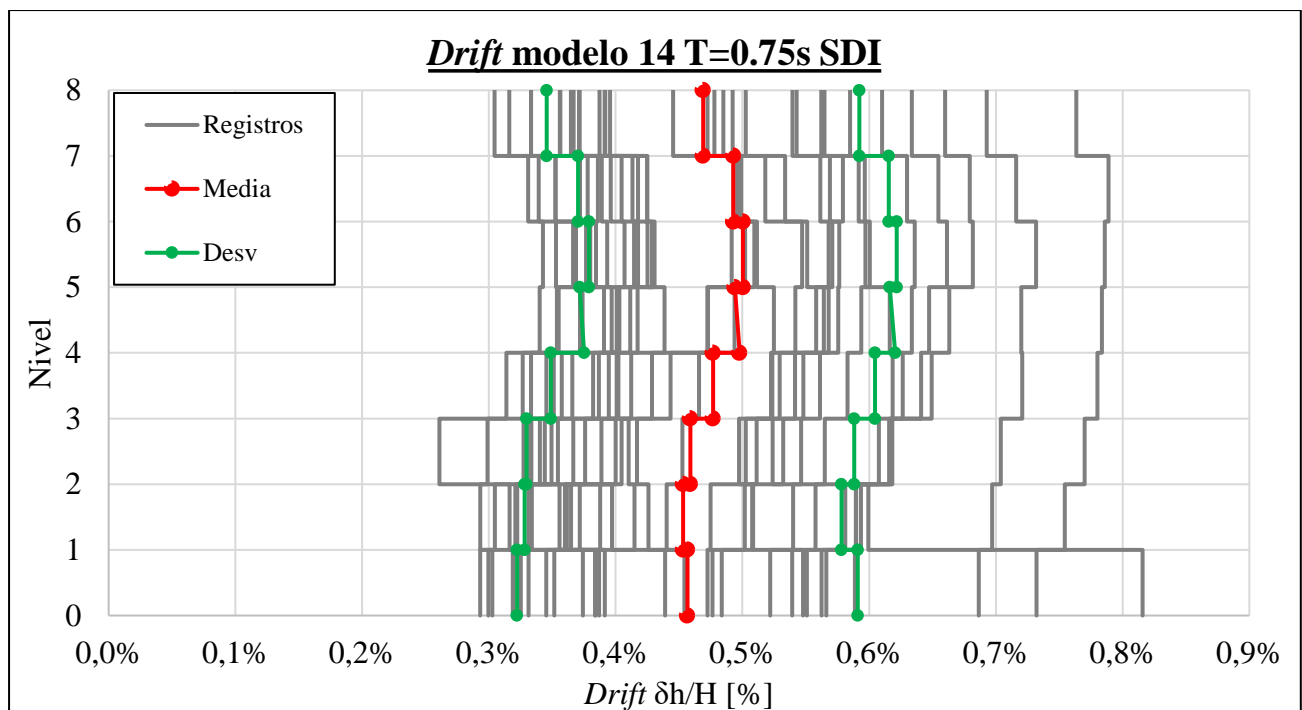


Figura A4.1.13 Drift de entrepiso estructura con periodo T=0.75s nivel SDI

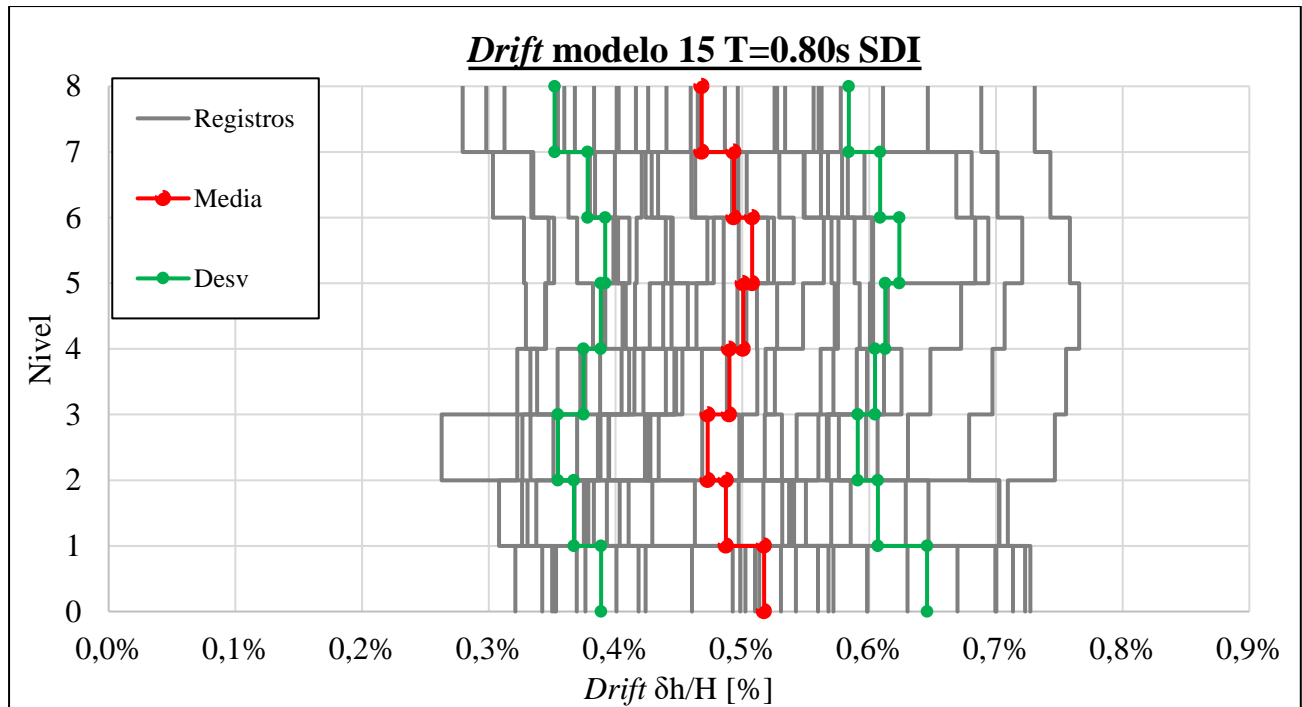


Figura A4.1.14 Drift de entrepiso estructura con periodo T=0.80s nivel SDI

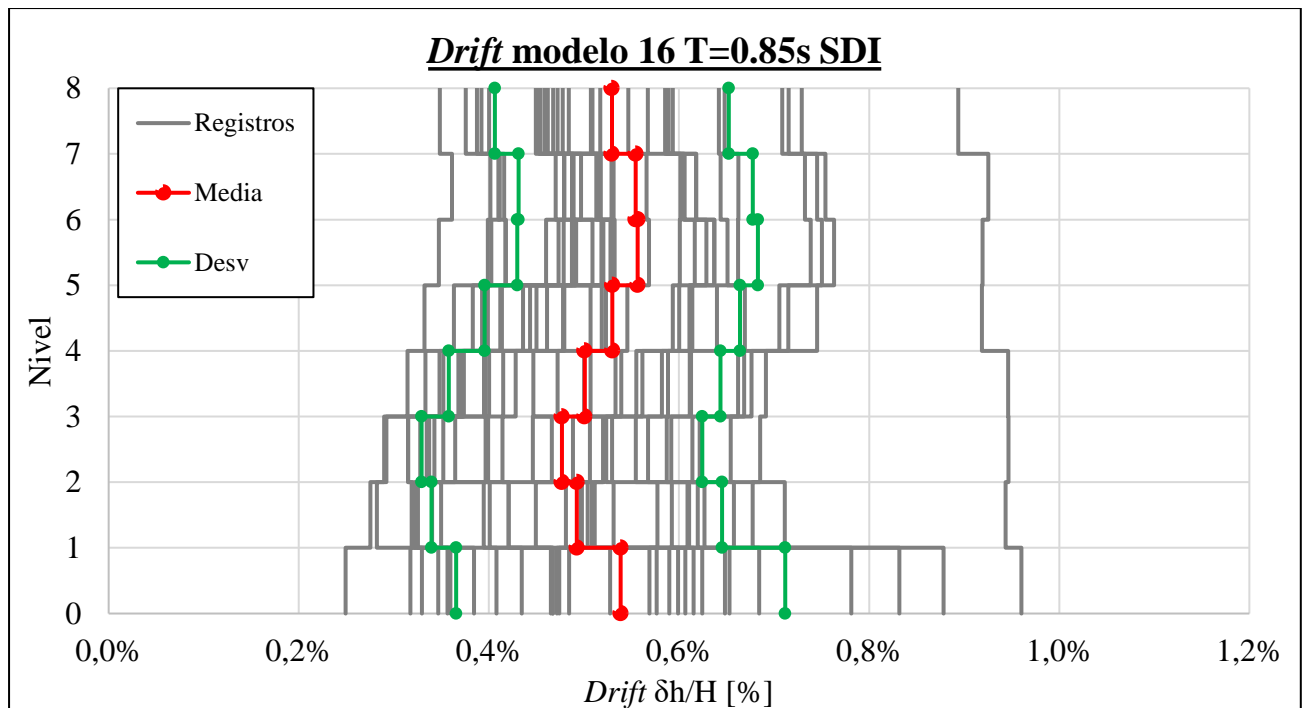


Figura A4.1.15 Drift de entrepiso estructura con periodo T=0.85s nivel SDI

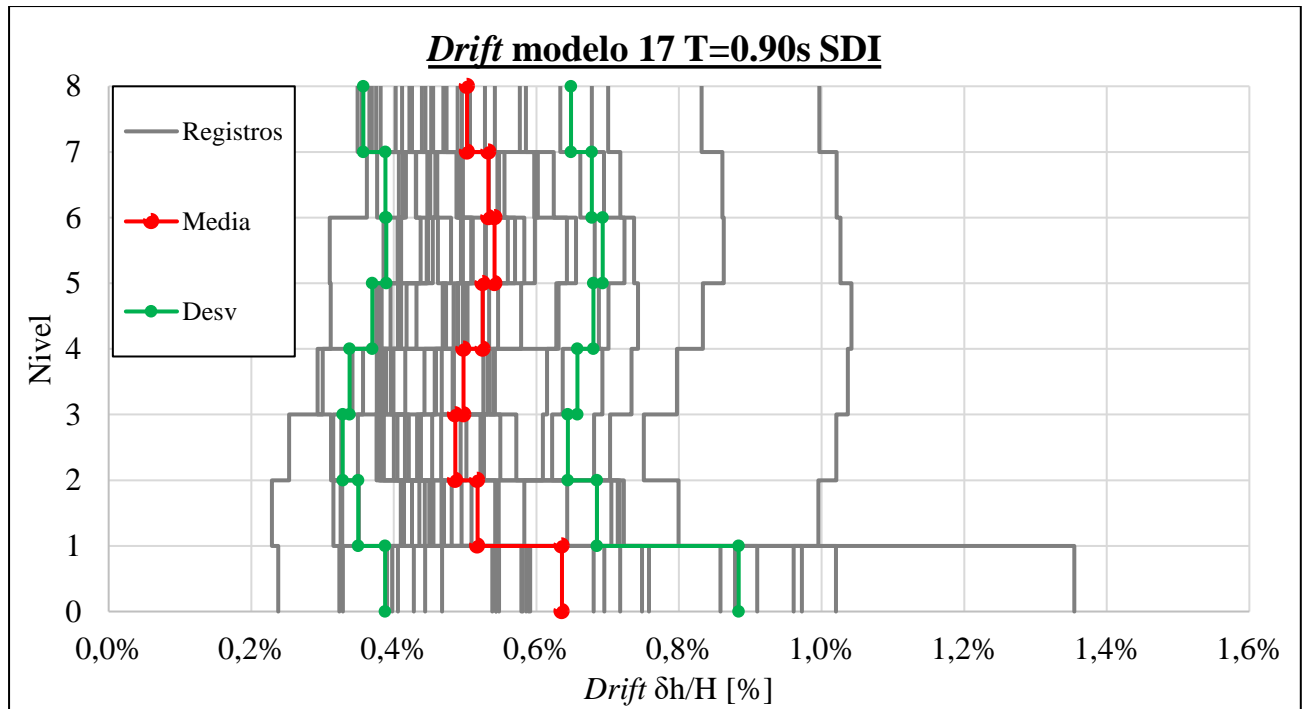


Figura A4.1.16 Drift de entrepiso estructura con periodo T=0.90s nivel SDI

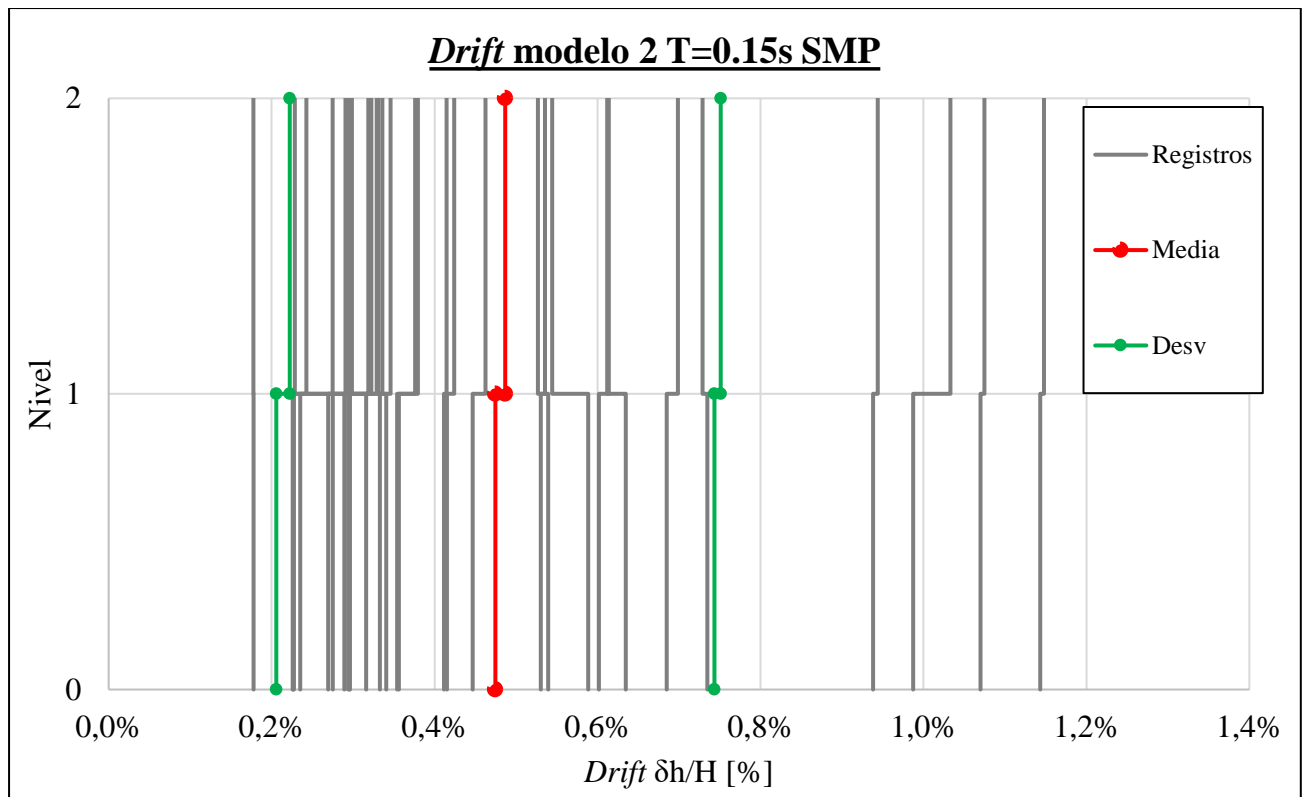


Figura A4.1.17 Drift de entrepiso estructura con periodo T=0.15s nivel SMP

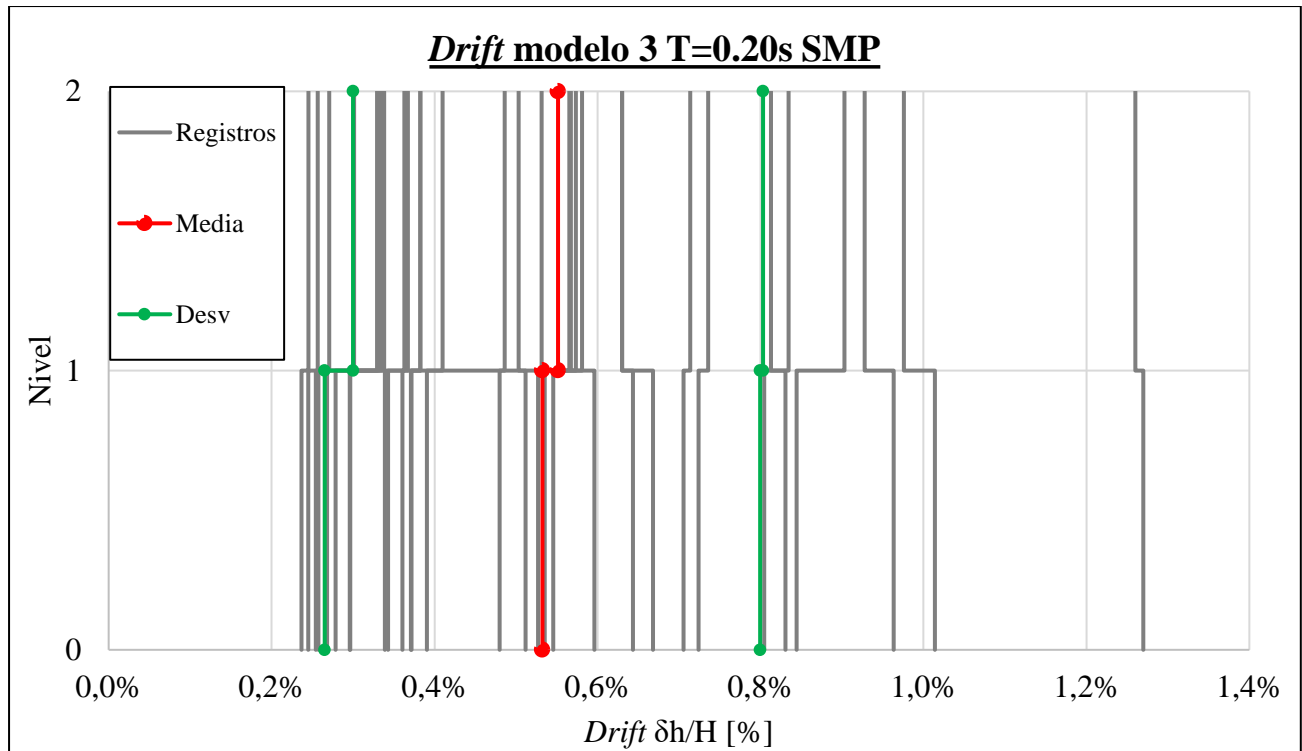


Figura A4.1.18 Drift de entrepiso estructura con periodo T=0.20s nivel SMP

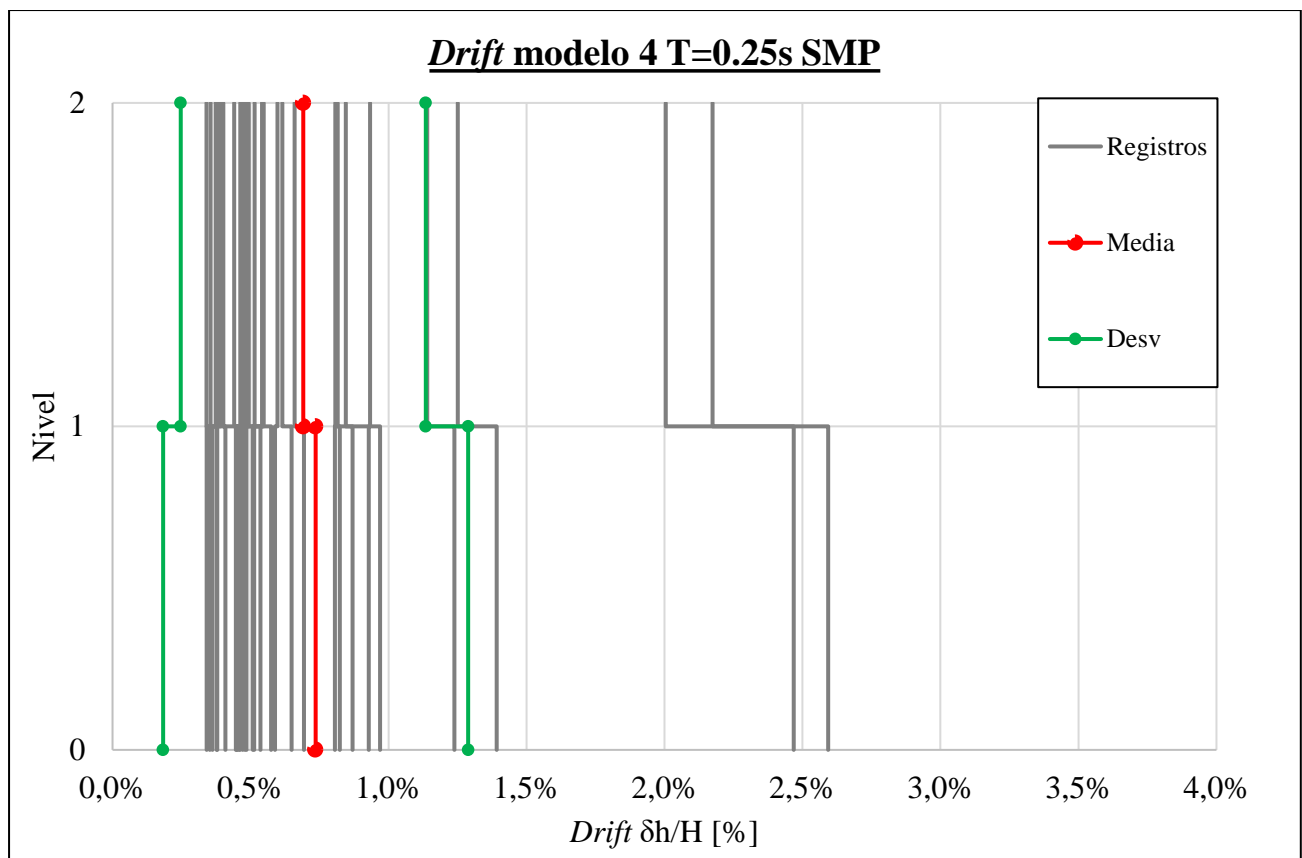


Figura A4.1.19 Drift de entrepiso estructura con periodo T=0.25s nivel SMP

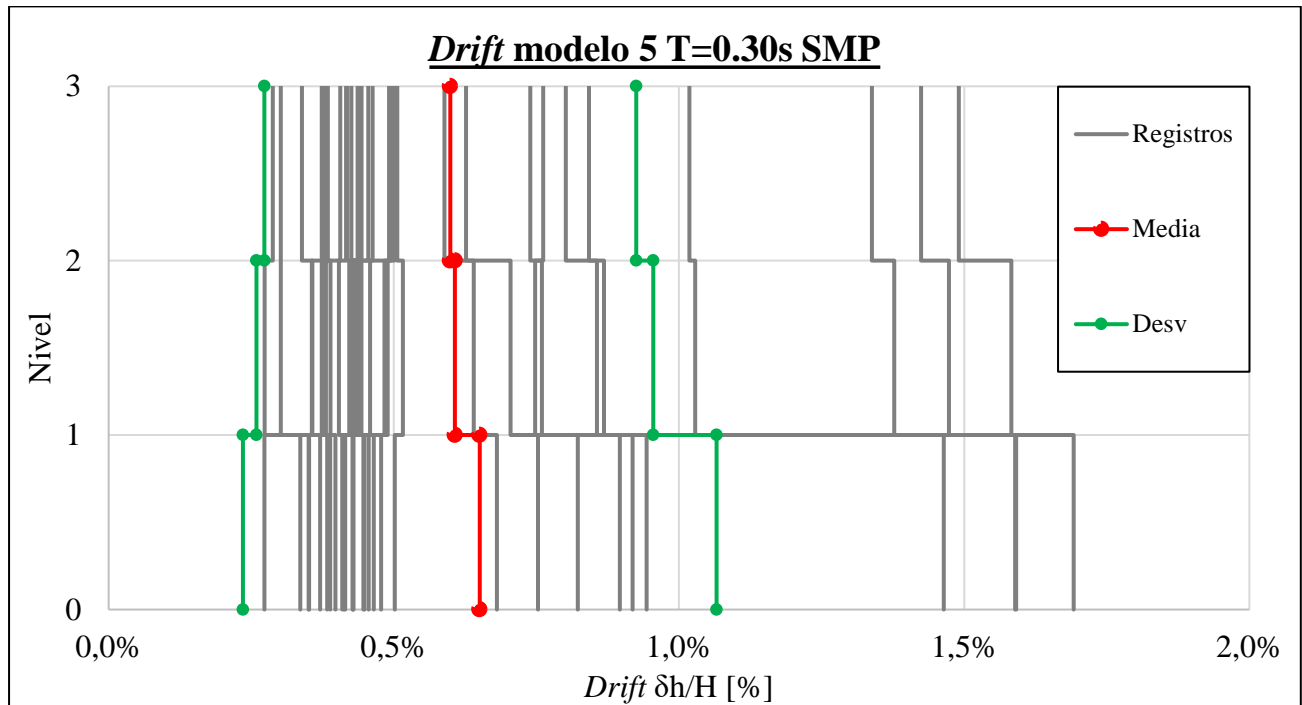


Figura A4.1.20 *Drift de entrepiso estructura con periodo T=0.30s nivel SMP*

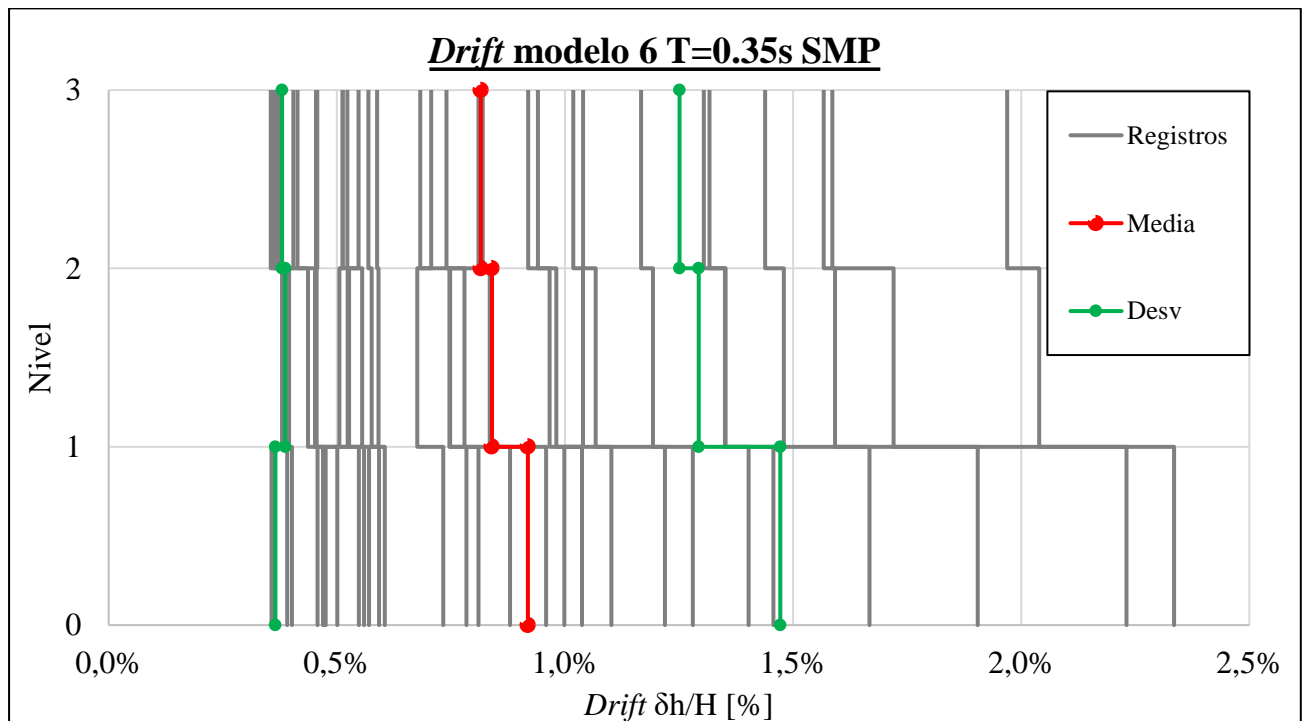


Figura A4.1.21 *Drift de entrepiso estructura con periodo T=0.35s nivel SMP*

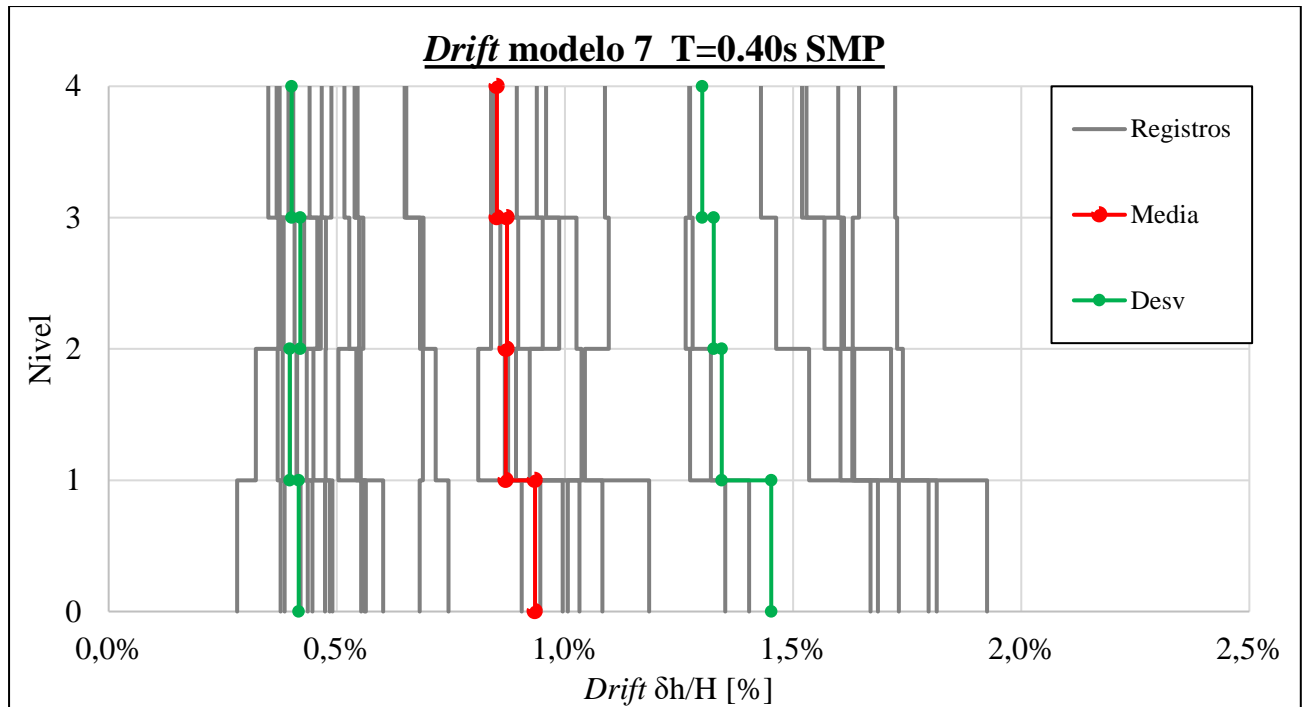


Figura A4.1.22 Drift de entrepiso estructura con periodo T=0.40s nivel SMP

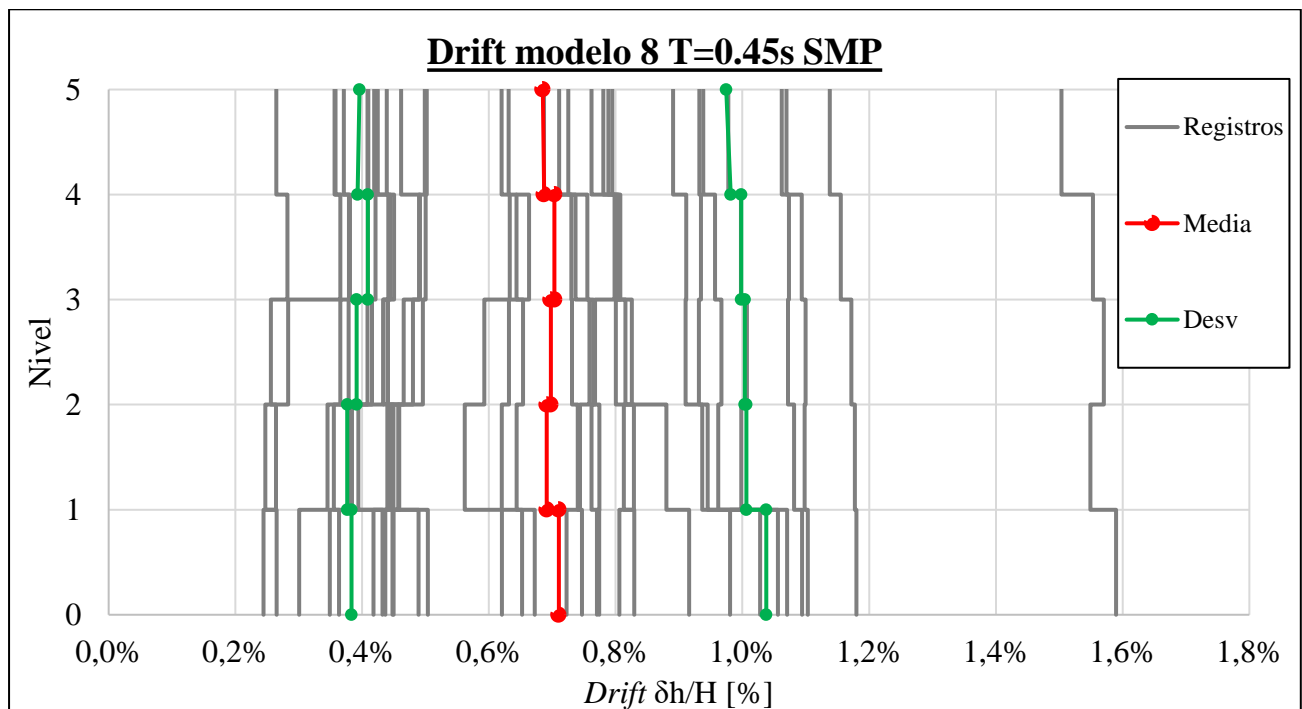


Figura A4.1.23 Drift de entrepiso estructura con periodo T=0.45s nivel SMP

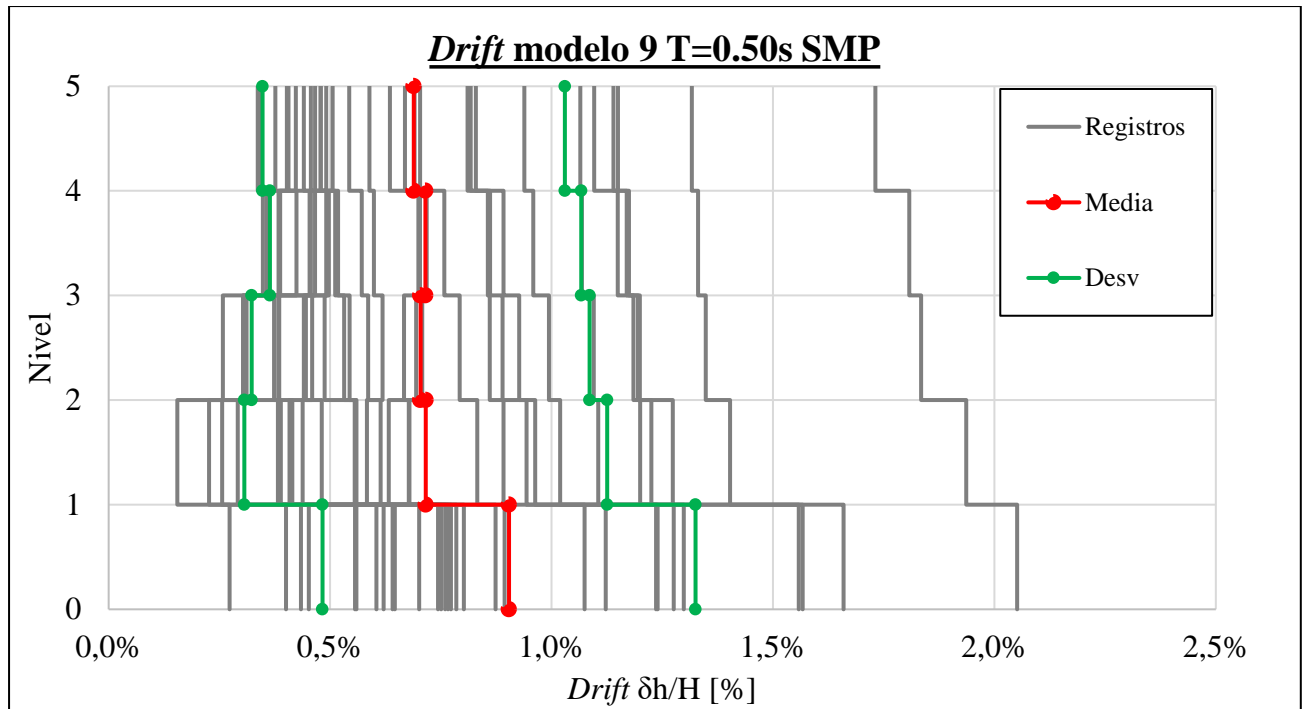


Figura A4.1.24 Drift de entre piso estructura con periodo T=0.50s nivel SMP

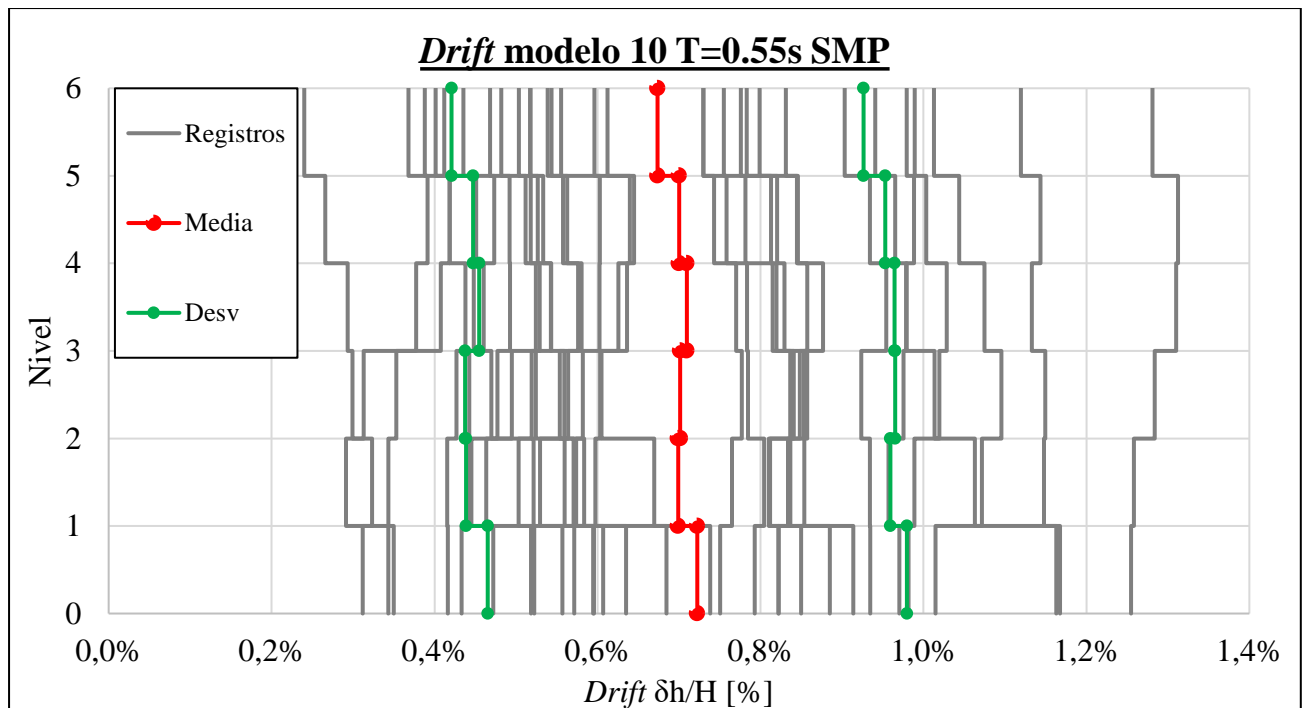


Figura A4.1.25 Drift de entre piso estructura con periodo T=0.55s nivel SMP

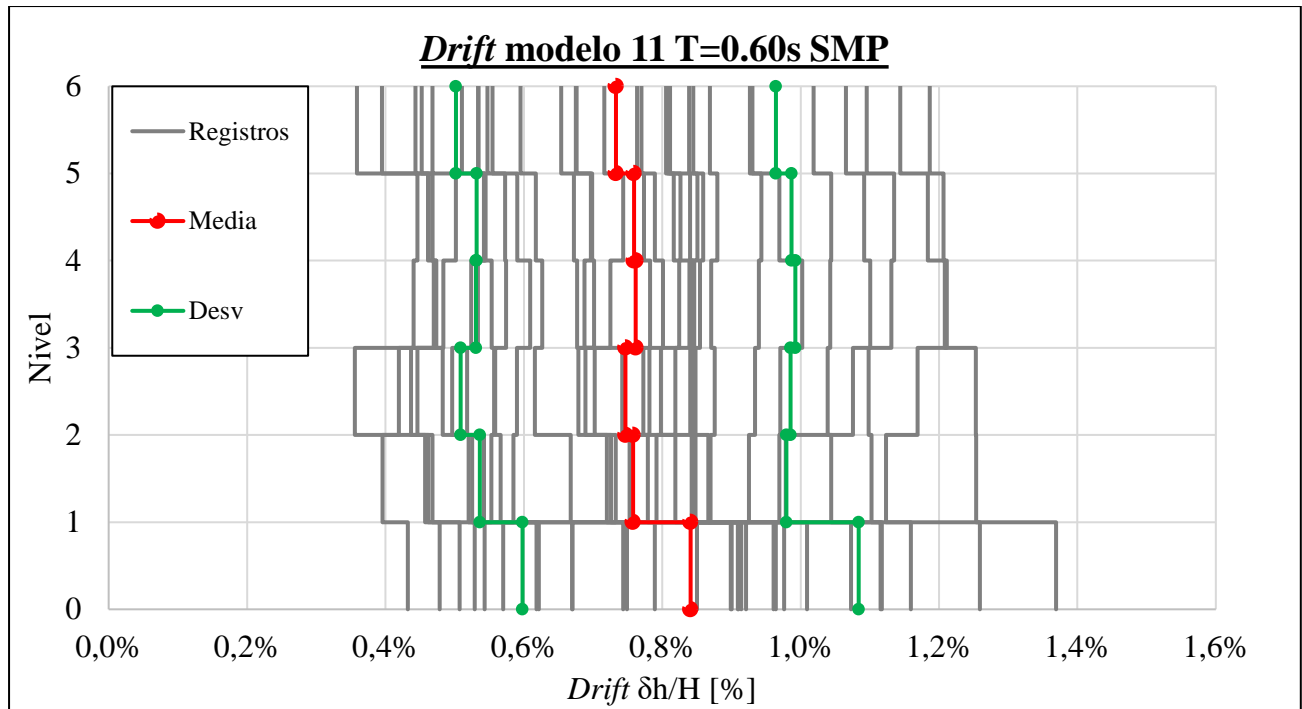


Figura A4.1.26 Drift de entrepiso estructura con periodo T=0.60s nivel SMP

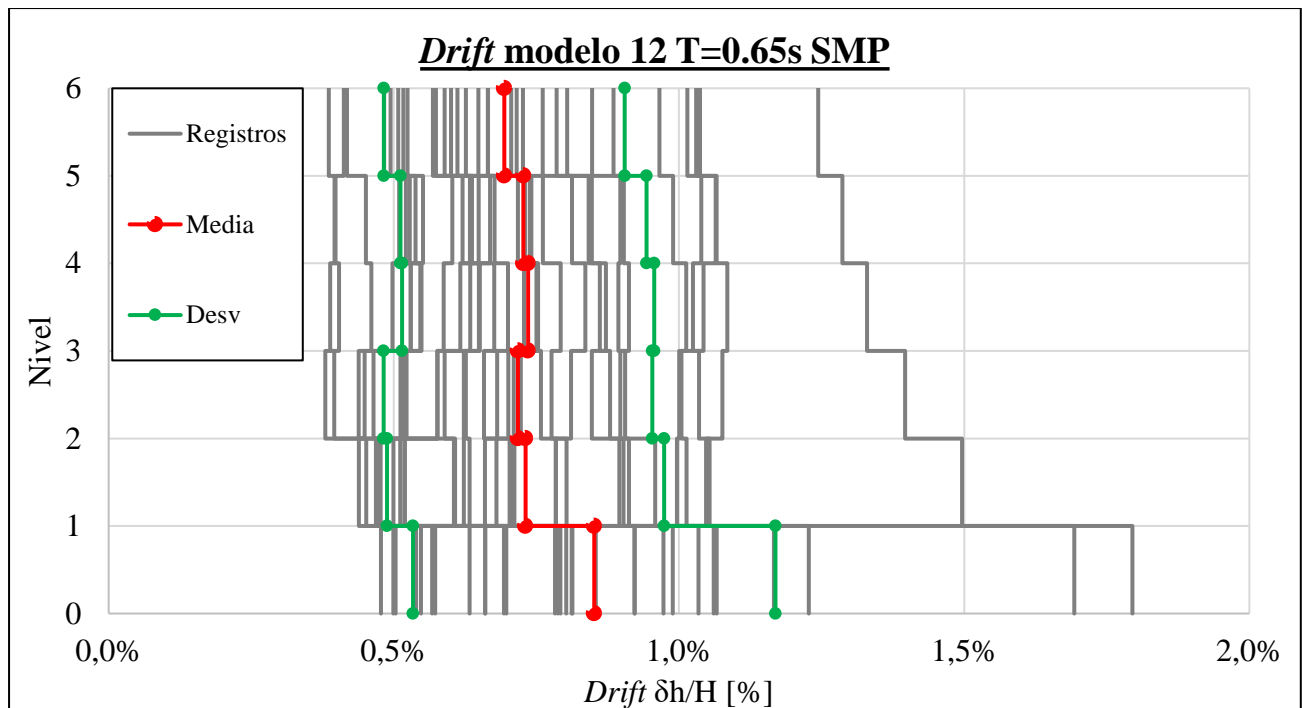


Figura A4.1.27 Drift de entrepiso estructura con periodo T=0.65s nivel SMP

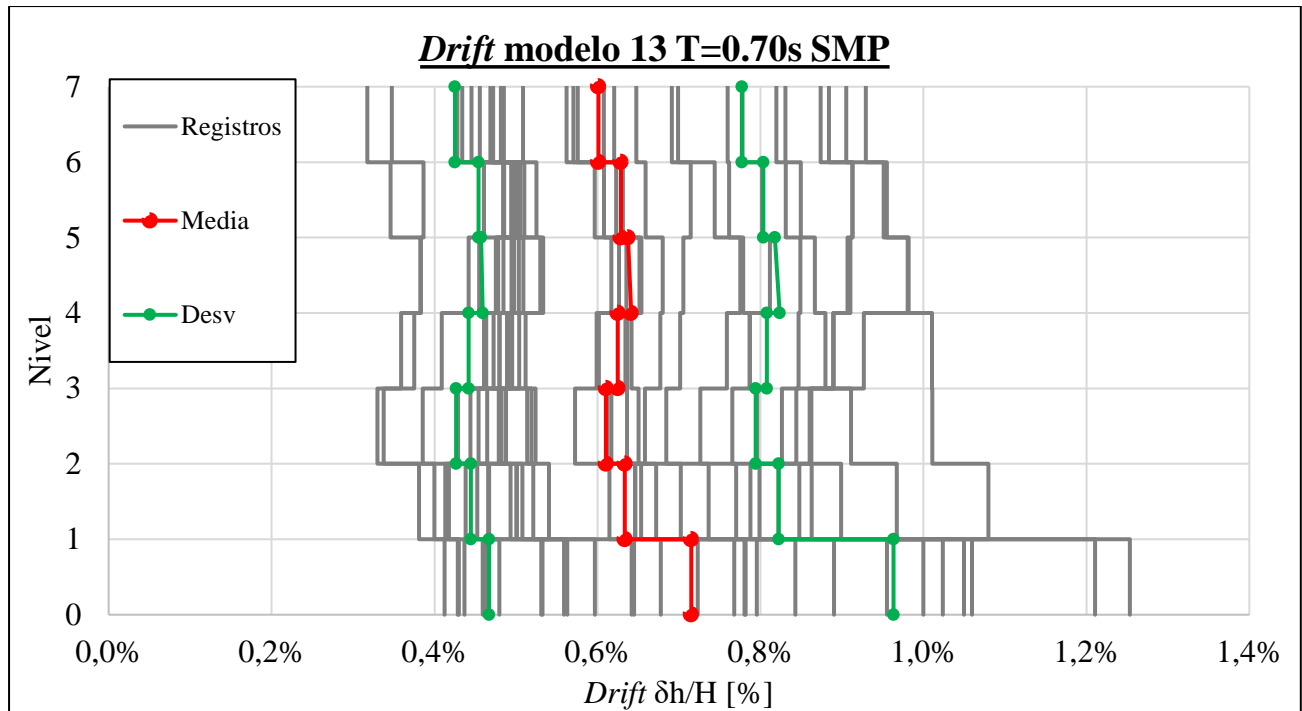


Figura A4.1.28 Drift de entropiso estructura con periodo T=0.70s nivel SMP

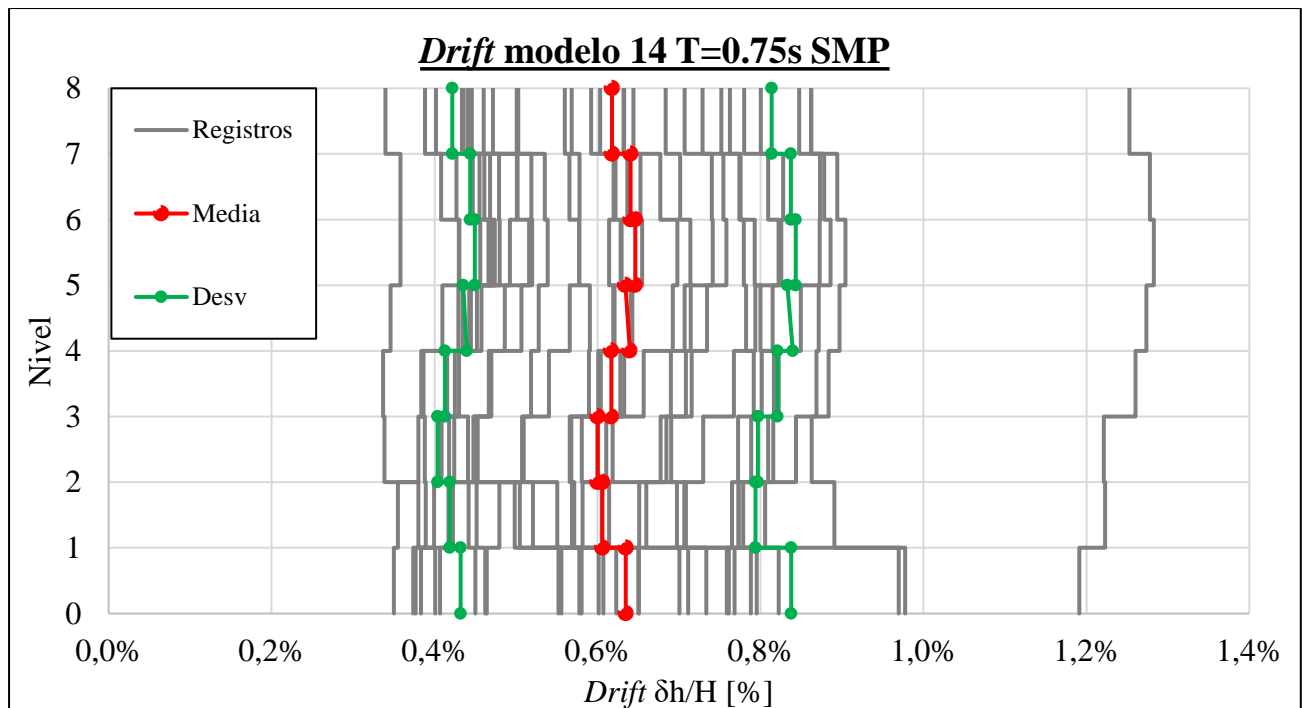


Figura A4.1.29 Drift de entropiso estructura con periodo T=0.75s nivel SMP

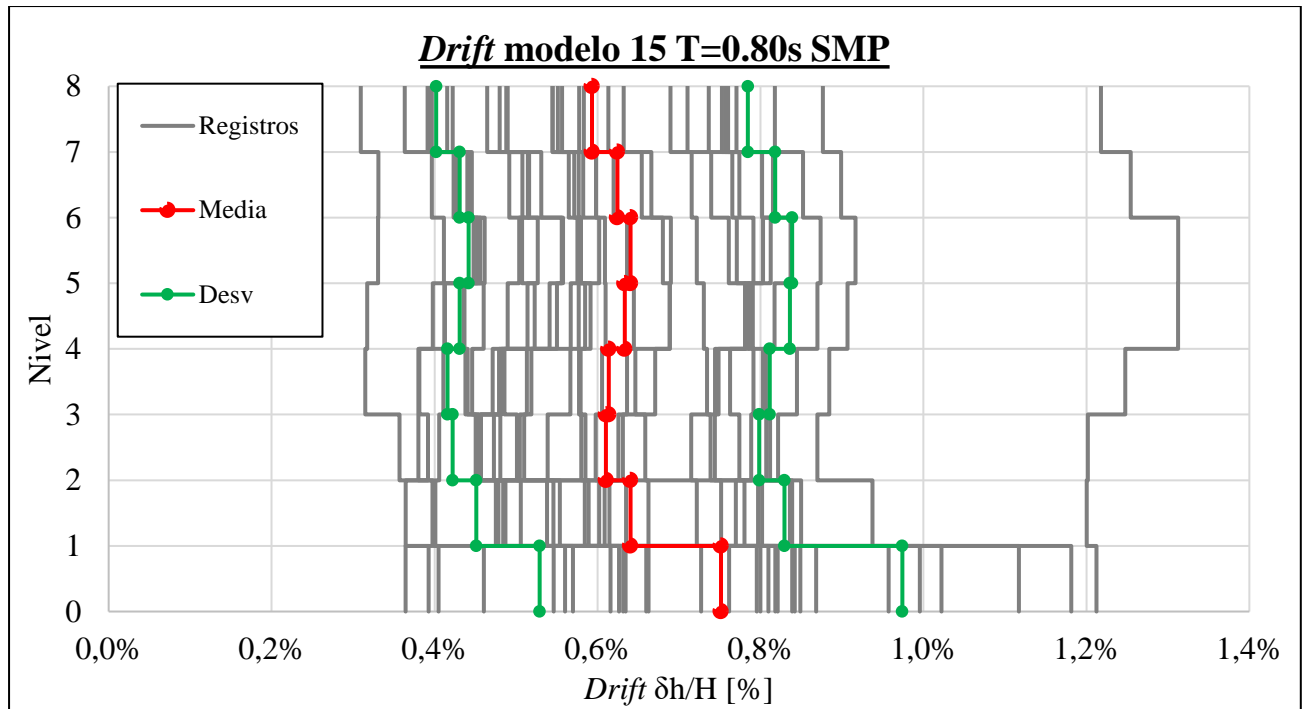


Figura A4.1.30 Drift de entrepiso estructura con periodo $T=0.80s$ nivel SMP

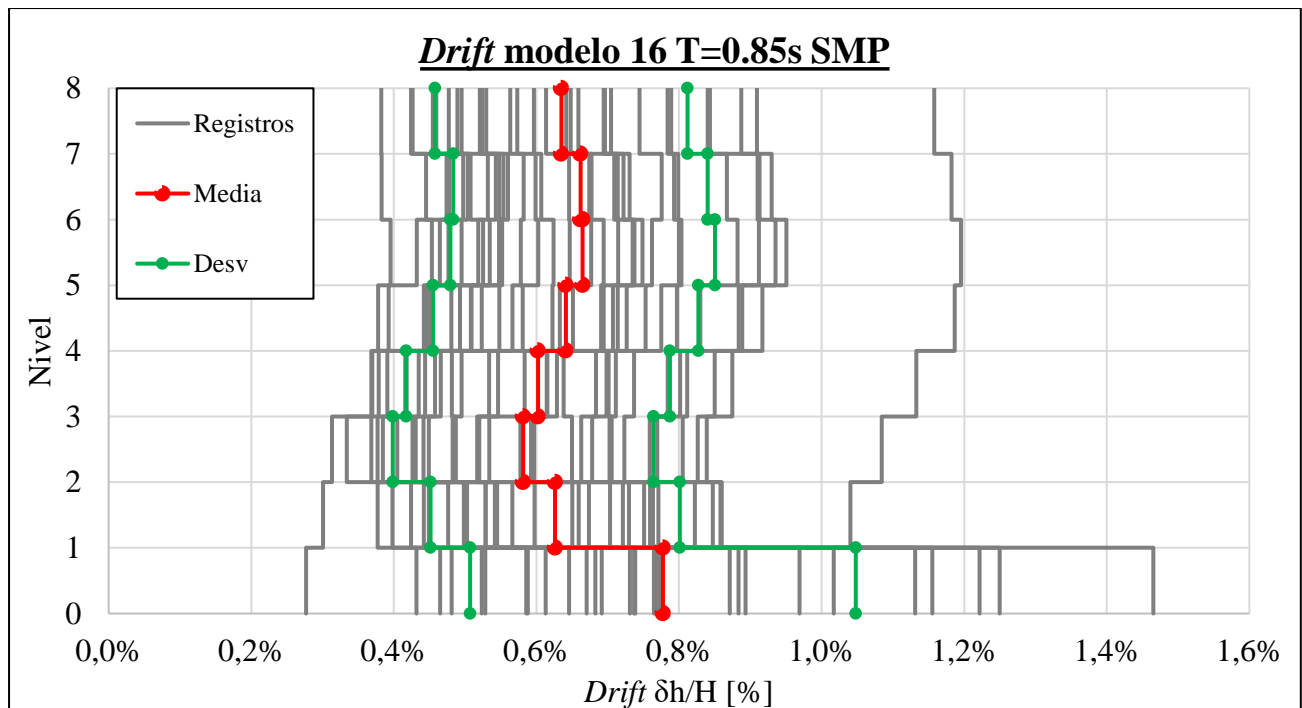


Figura A4.1.31 Drift de entrepiso estructura con periodo $T=0.85s$ nivel SMP

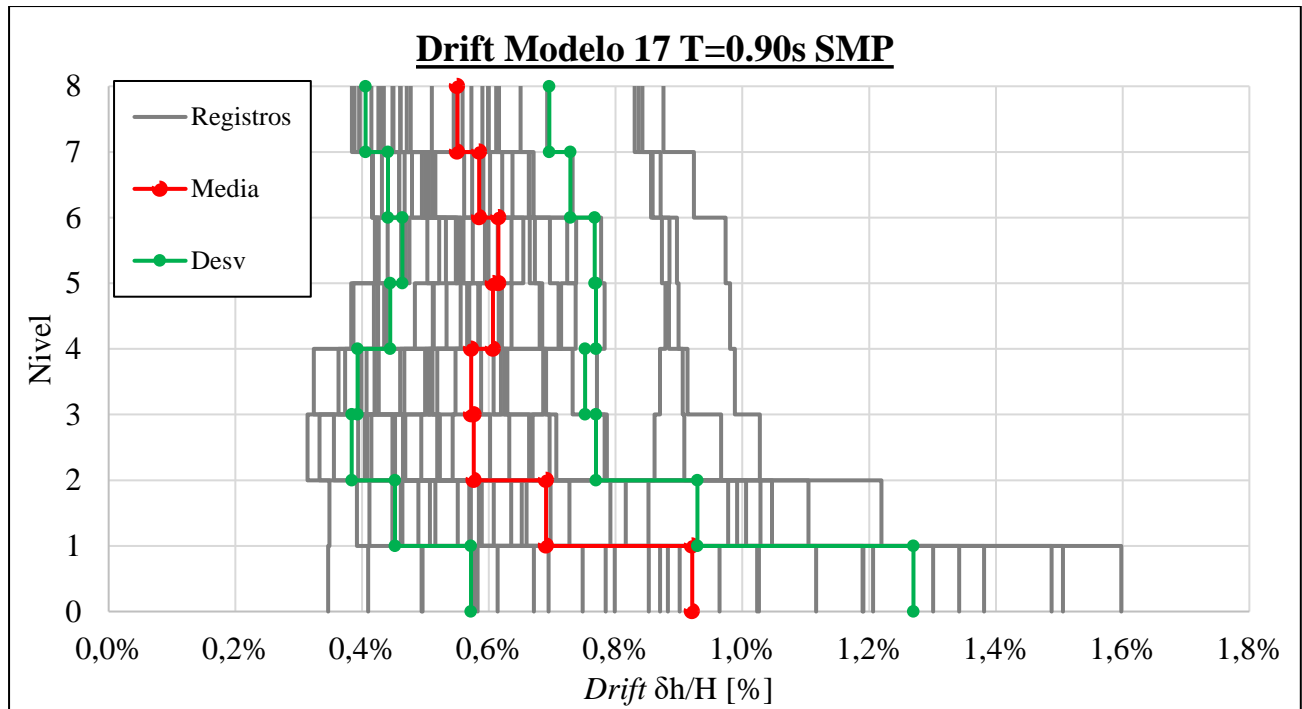


Figura A4.1.32 Drift de entrepiso estructura con periodo T=0.90s nivel SMP

ANEXO 4.2 PROCEDIMIENTO ALTERNATIVO

En resultados de diseño de pernos de anclaje con la metodología propuesta se observa que, en varios casos la sección de pernos era menor que el mínimo normativo requerido. Para dichos casos, se opta por el aumento en la sección de perfiles de arriostramientos, que es en lo que se centra este estudio alternativo. En esta sección, se analiza el comportamiento estructural considerando lo que se utiliza comúnmente en la industria, el aumento de sección de los perfiles de arriostramientos.

Esta parte del estudio se centró en aplicar el procedimiento alternativo a los modelos con periodos de 0.25, 0.35, 0.40 y 0.50, ya que al aplicar esta metodología alternativa en modelos más flexibles conduciría a una búsqueda iterativa de resultados por la variación del periodo de la estructura llegando a uno que ya no corresponda con lo requerido. Para los periodos mencionados se realizó un cambio de perfil de arriostramiento del primer nivel a uno de área inmediatamente superior, pasando de perfiles cajón rectangulares de 75x75x4 a 75x75x5, y de 75x75x5 a 75x75x6, según corresponda.

En las figuras siguientes se compara el desempeño sísmico del espacio arquetipo original (arriba) y el espacio arquetipo modificado según el procedimiento alternativo para cada factor de desempeño y daños, tanto en nivel SDI como SMP.

En las Figuras A4.1.1 y A4.1.2 se presenta la energía sísmica media disipada por histéresis de los pernos de anclaje y arriostramientos, así como la disipada por amortiguamiento viscoso equivalente.

Se observa que la energía disipada por los pernos de anclaje con respecto al total es mayor al aplicar este procedimiento en comparación con la metodología tradicional. Al mismo tiempo, se reduce la energía disipada por arriostramientos con el procedimiento alternativo aplicado, con la excepción del primer modelo correspondiente a 0.25 segundos, donde se experimenta una disminución de la energía disipada a través de los pernos, aumentando la disipación en arriostramientos. Este comportamiento ocurre a ambos niveles de amenaza.

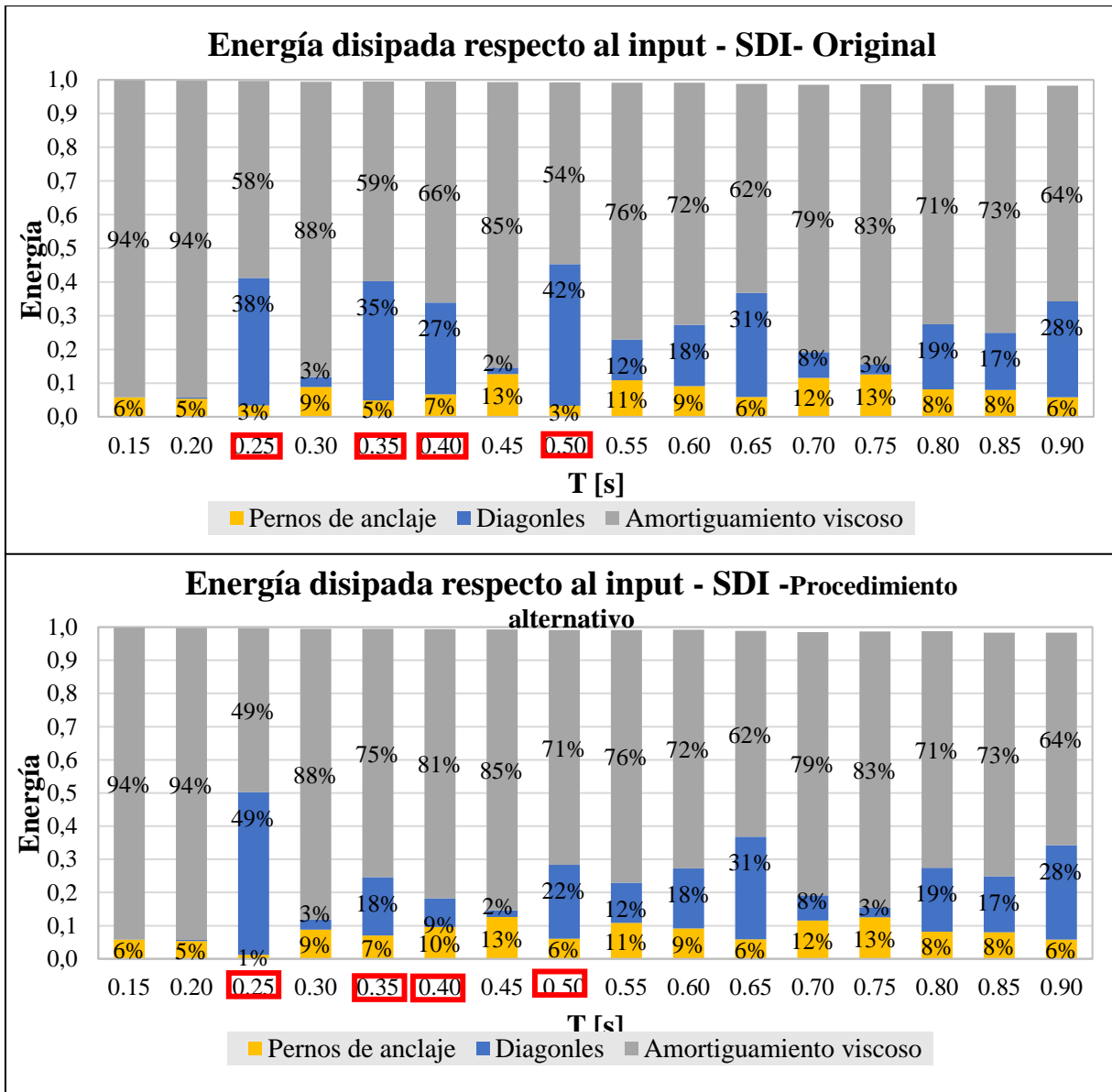


Figura A4.1.1 Energía disipada por componente a nivel SDI. Espacio arquetipo original (arriba). Espacio arquetipo con procedimiento alternativo (abajo).

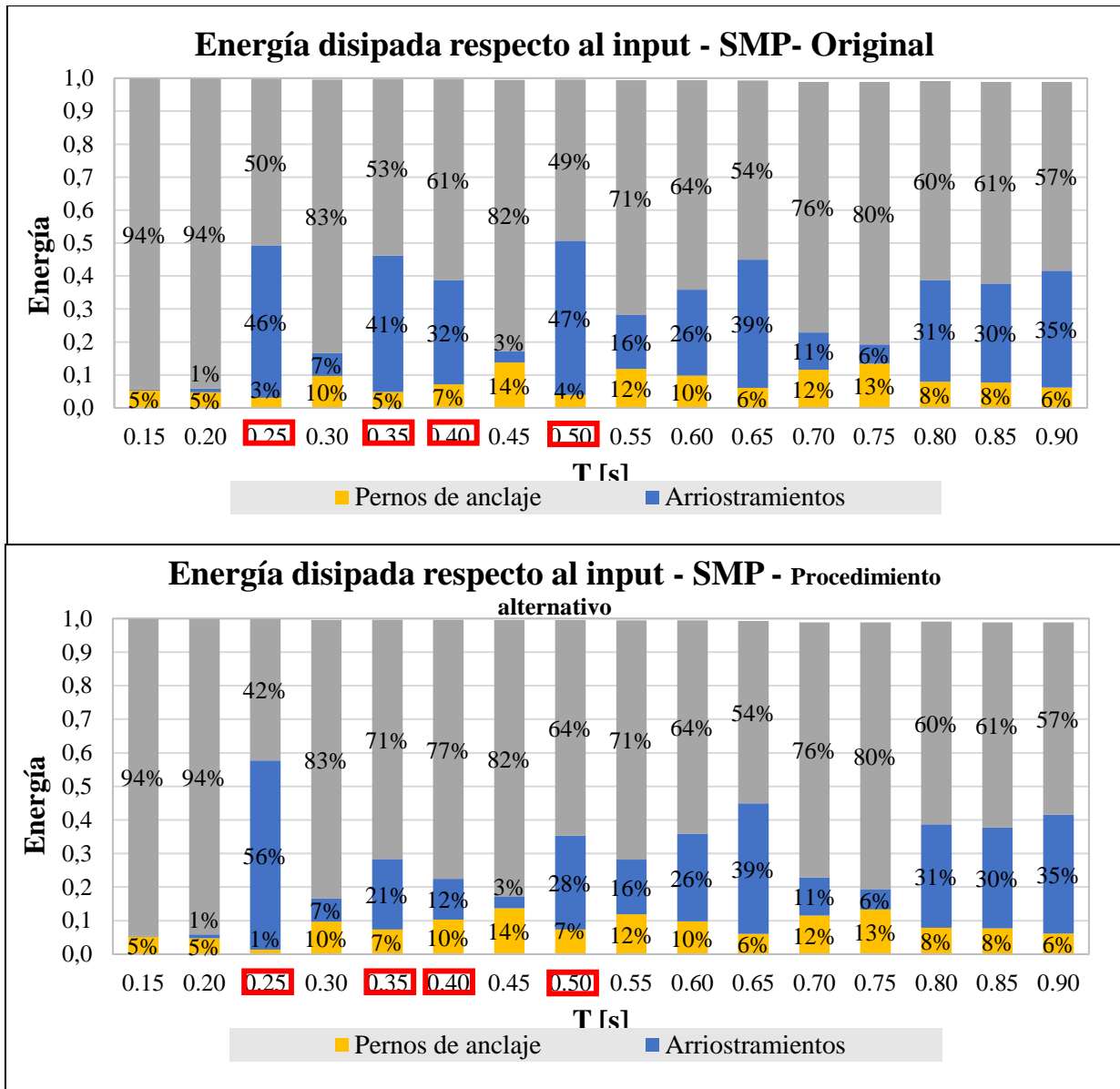


Figura A4.1.2 Energía disipada por componente a nivel SMP. Espacio arquétipo original (arriba). Espacio arquétipo con procedimiento alternativo (abajo).

En las Figuras A4.1.3 y A4.1.4 se muestra el factor R_{μ} , donde se observa que nivel de disipación global no experimenta grandes cambios, siendo levemente menores en el espacio con procedimiento alternativo, tanto a nivel SDI como SMP. De igual manera, no existen grandes diferencias con respecto a los resultados del capítulo 4.

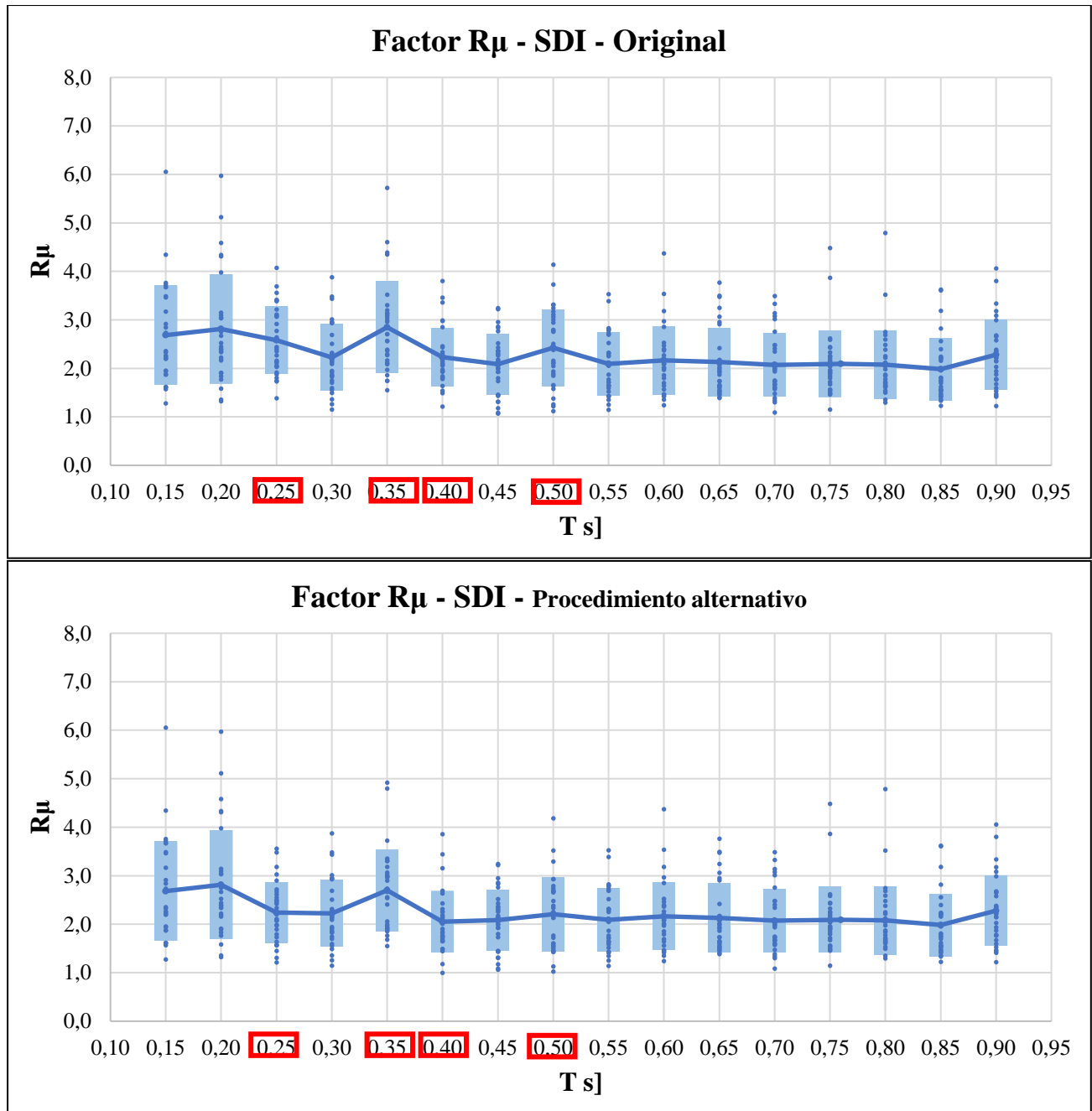


Figura A4.1.3 Factor $R\mu$ a nivel SDI. Espacio arquetipo original (arriba). Espacio arquetipo con procedimiento alternativo (abajo).

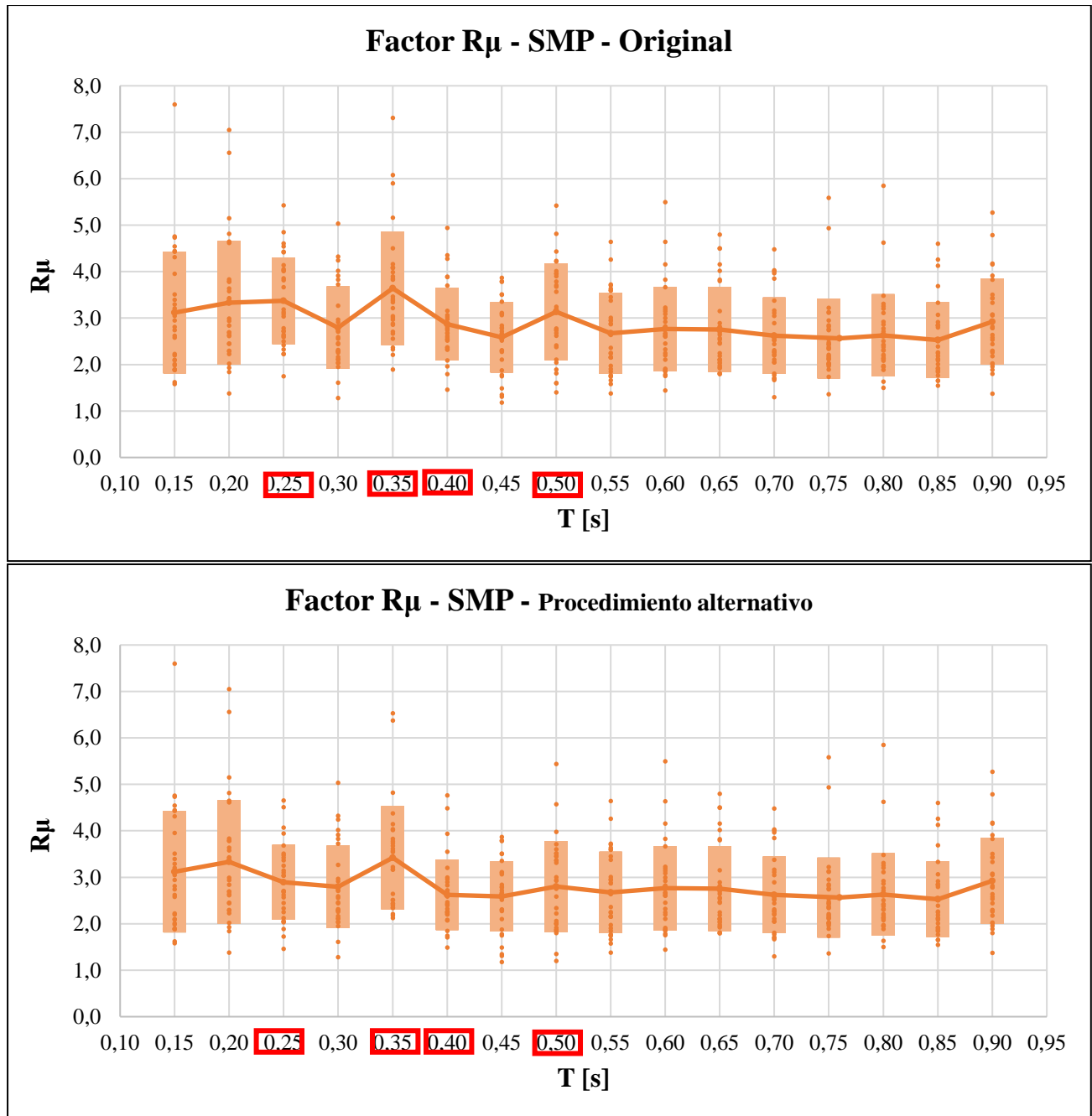


Figura A4.1.4 Factor $R\mu$ a nivel SMP. Espacio arquetipo original (arriba). Espacio arquetipo con procedimiento alternativo (abajo).

En las Figuras A4.1.5, A4.1.6 y A4.1.7 se muestra la elongación de pernos de anclaje a ambos niveles. Se observa que el procedimiento alternativo aumenta la elongación de pernos, excepto en el modelo de 0.25 s, en el que hubo una notaría disminución de esta. Este comportamiento es similar a para ambos niveles de amenaza. La media más desviación es menor a 8% en todos los modelos a nivel SDI y menor a 10% en nivel SMP.

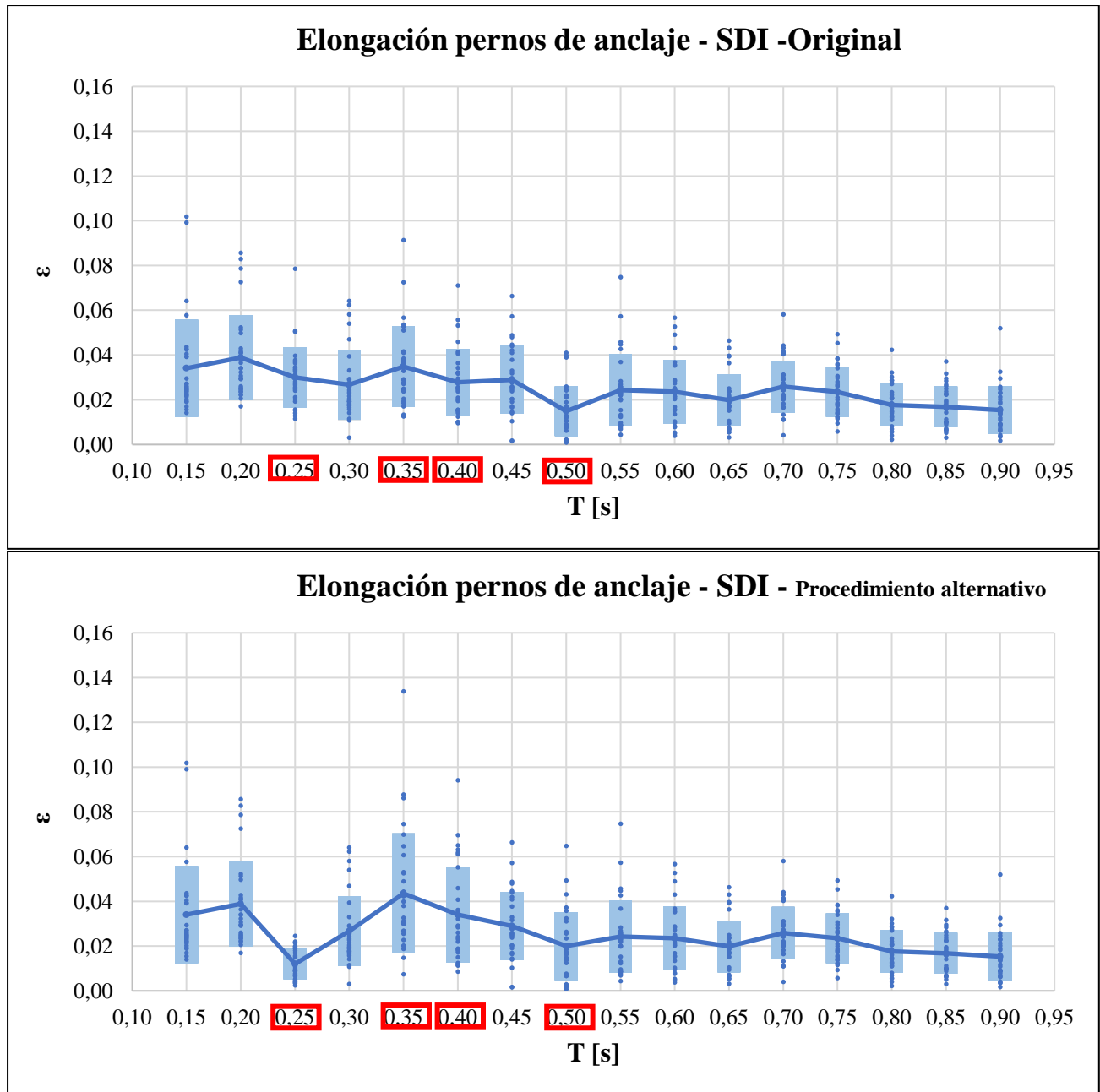


Figura A4.1.5 Elongación de pernos de anclaje a nivel SDI. Espacio arquetipo original (arriba). Espacio arquetipo con procedimiento alternativo (abajo).

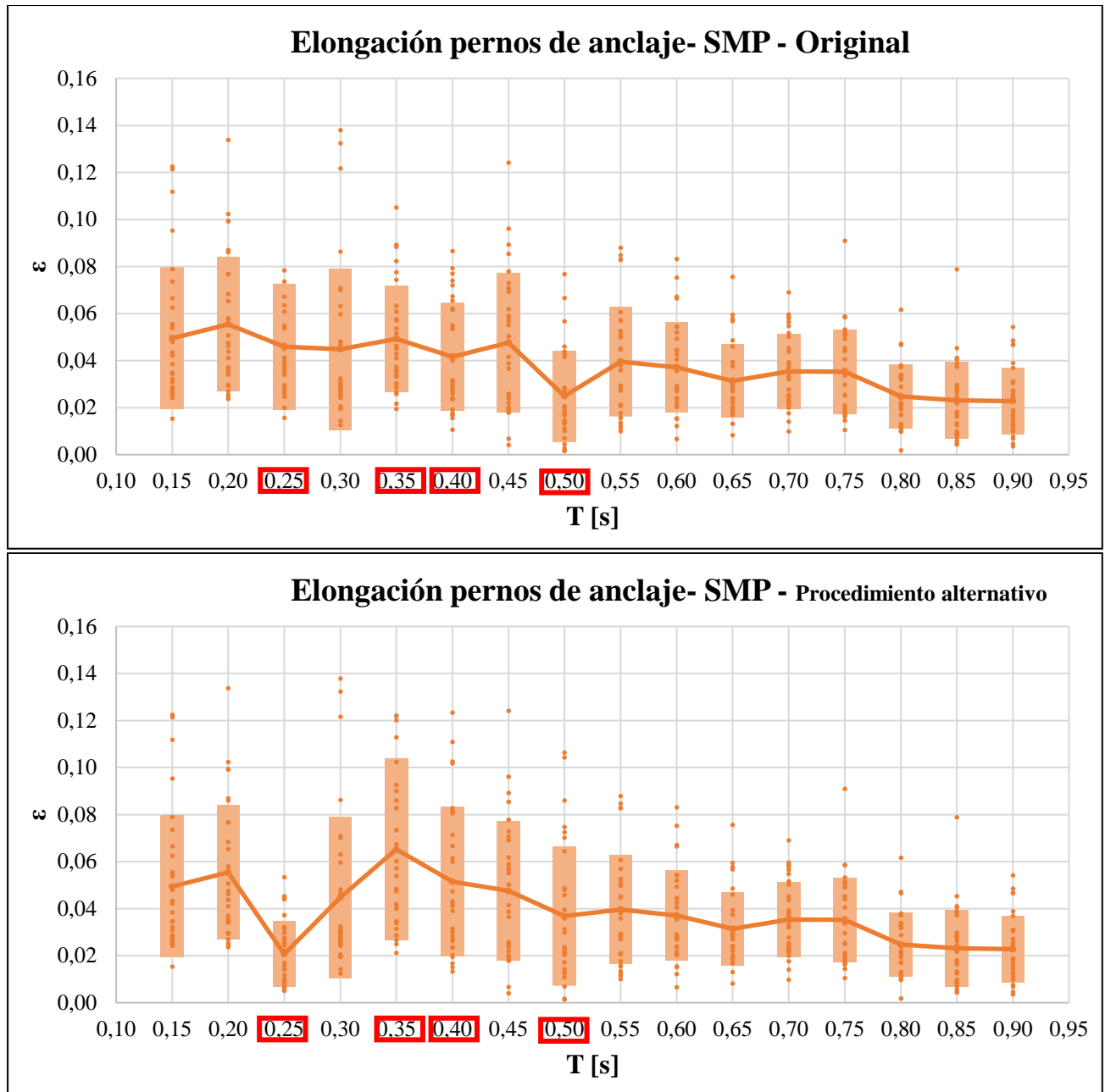
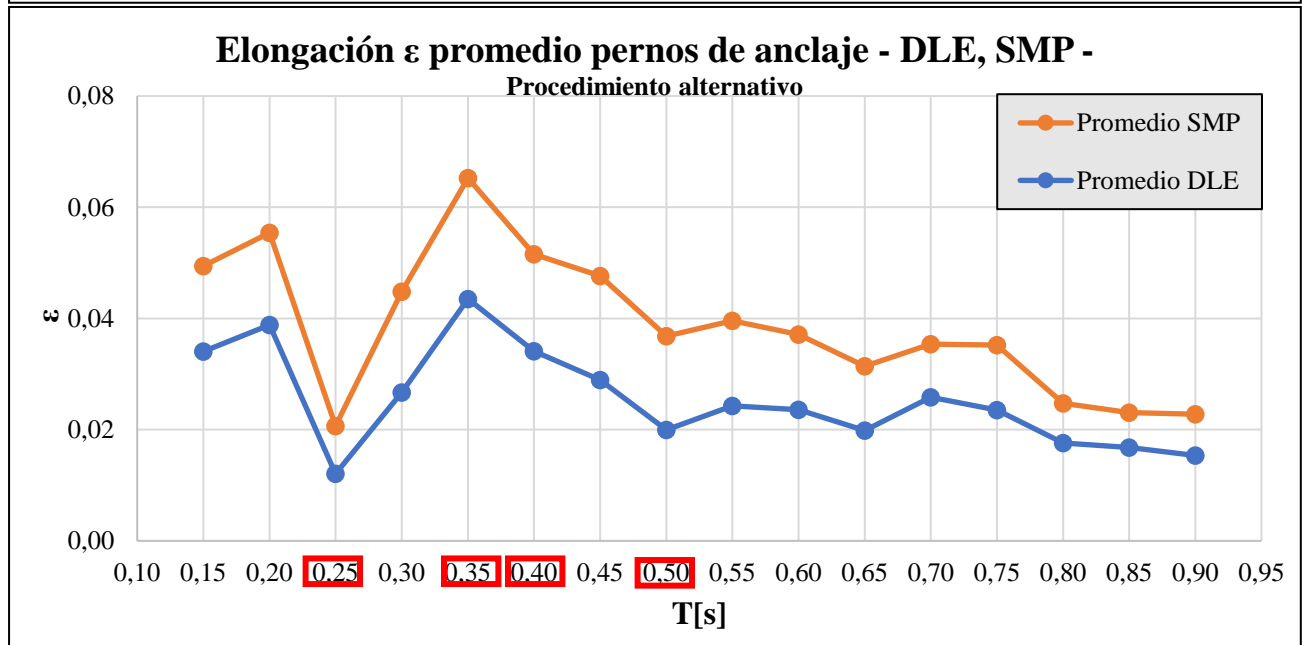
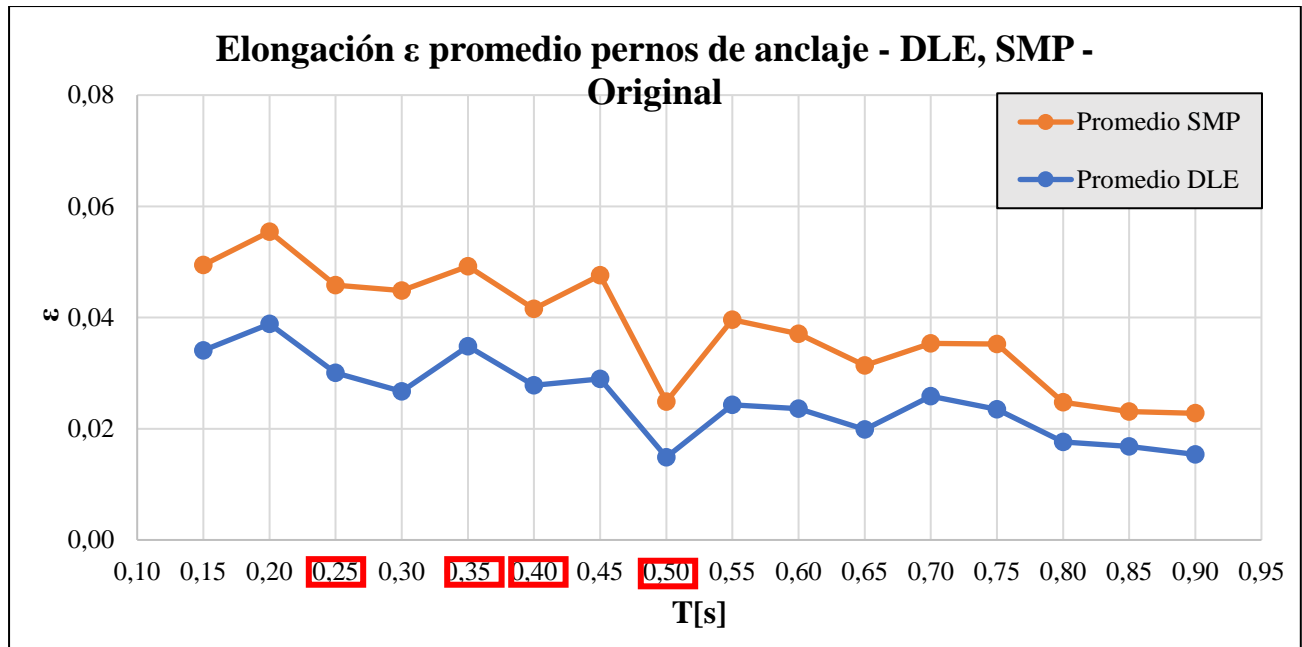


Figura A4.1.6 Elongación de pernos de anclaje a nivel SMP. Espacio arquetipo original (arriba). Espacio arquetipo con procedimiento alternativo (abajo).



**Figura A4.1.7 Elongación promedio de pernos de anclaje a nivel SDI y SMP. Espacio arquetipo original (arriba).
Espacio arquetipo con procedimiento alternativo (abajo).**

En las Figuras A4.1.8 y A4.1.9 se muestra el *drift* medio de entrepiso para ambos niveles de amenaza entre el arquetipo original y el arquetipo con el procedimiento alternativo de cambio de arriostamiento, pero mostrando solo los resultados hasta el modelo 9. Pues este es el último modelo en que se aplicó el procedimiento alternativo.

Se observa que la aplicación del procedimiento alternativo logra reducir la concentración de deformación en el primer nivel, alejándola aún más del límite normativo y homogeneizando la deformación en altura debido a la mayor rigidez que presenta el primer piso. Además, puede llevar a casos en que los *drifts* superiores pueden ser mayores que el primer piso. Estos cambios en el comportamiento ocurren para ambos niveles de amenaza.

Con respecto a la comparación con la metodología de cambiar pernos de anclaje se observa que el *drift* del primer piso disminuye más si usa el procedimiento alternativo, así como suele presentar *drift* de entrepiso máximo menores.

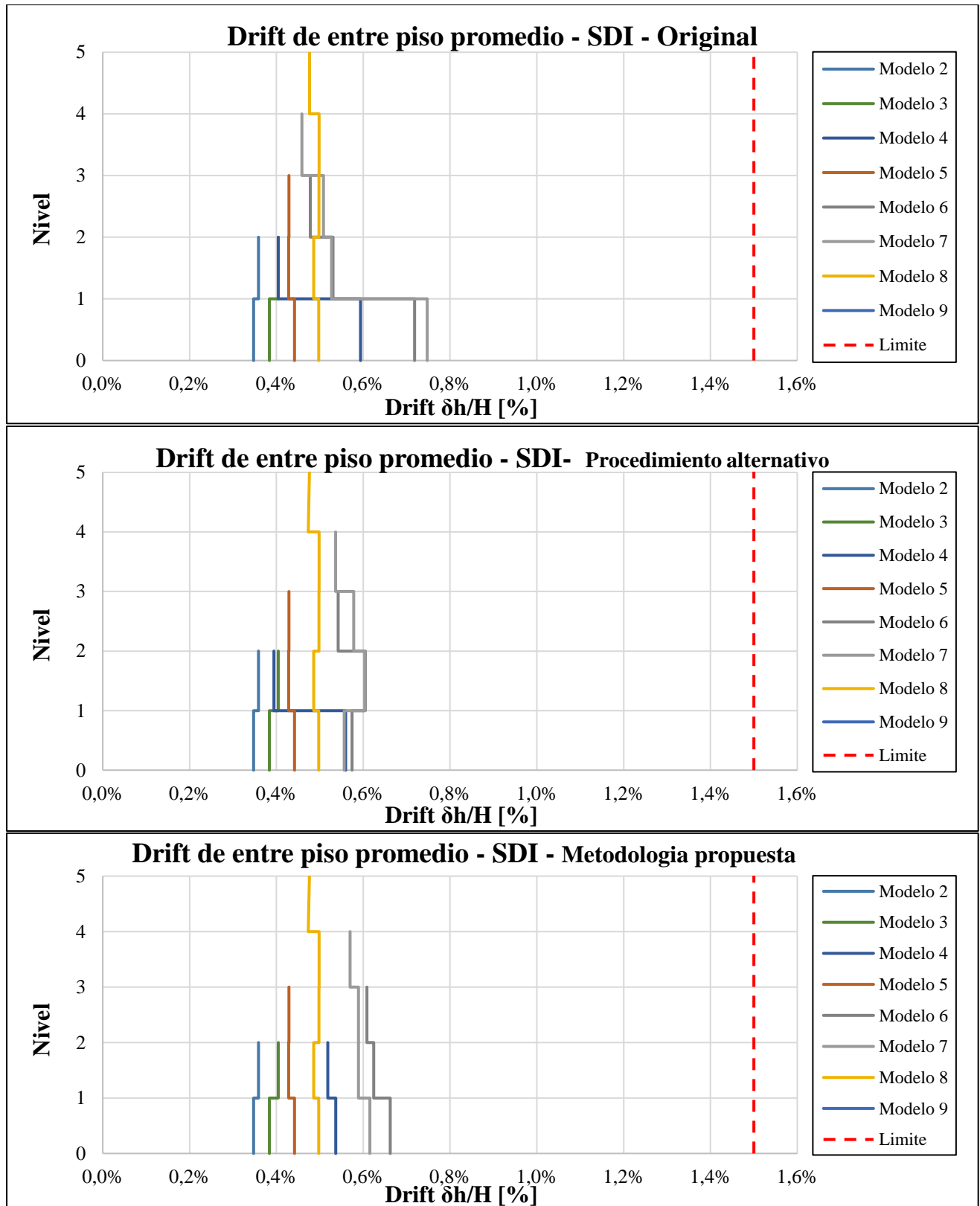


Figura A4.1.8 Drift de entrepiso medio para nivel SDI modelos 2-9. Espacio arquetipo original (arriba). Espacio arquetipo modificado por la metodología propuesta (centro). Espacio arquetipo con procedimiento alternativo (abajo).

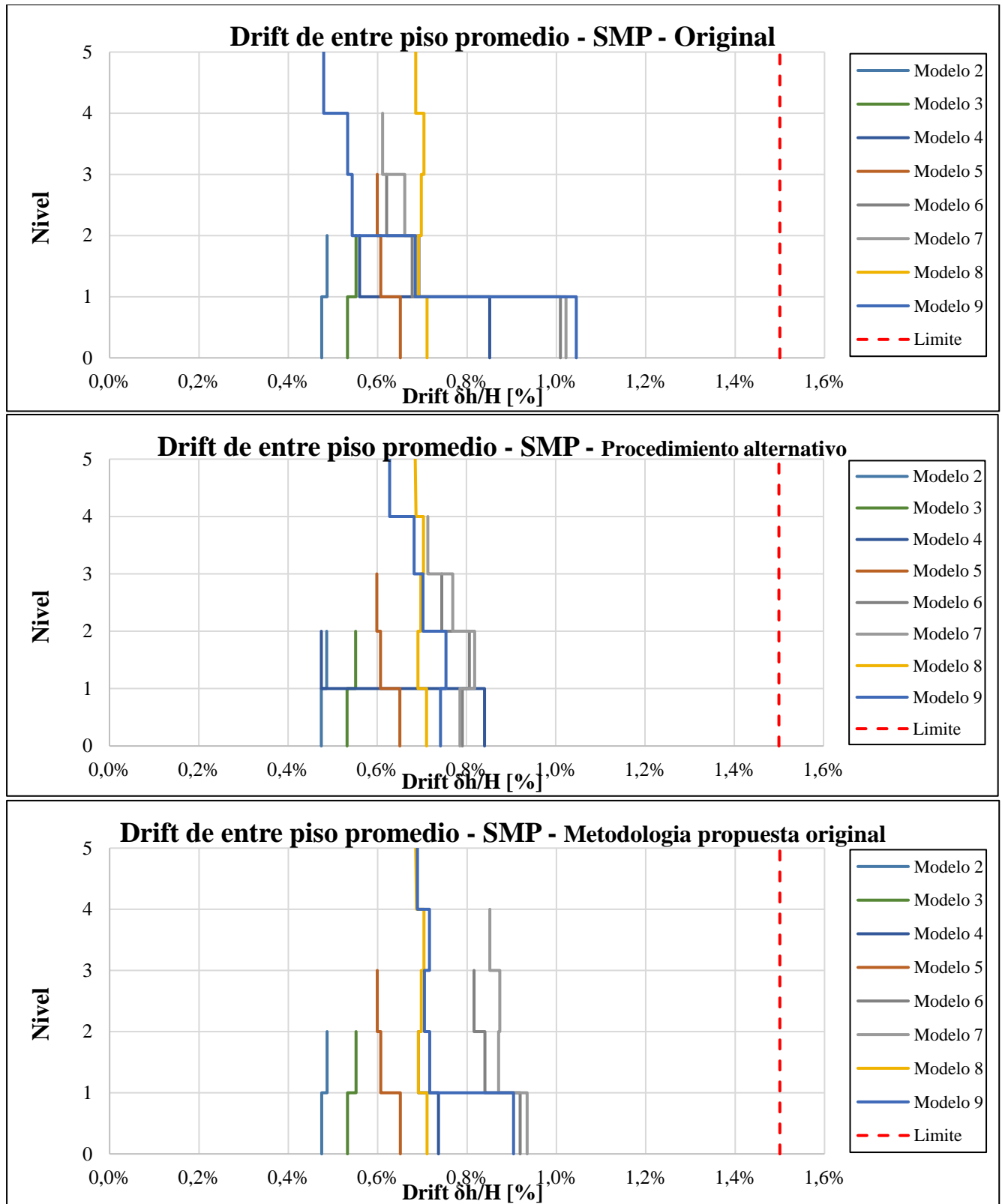


Figura A4.1.9 *Drift* de entre piso promedio para registros SMP Modelos 2-9. Espacio arquetipo original (arriba). Espacio arquetipo modificado por la metodología propuesta (centro). Espacio arquetipo con procedimiento alternativo (abajo).

En las Figuras A4.1.10 y A4.1.11 se muestra la deformación en tracción de arriostramientos normalizada por deformación de fluencia, donde se observa que el uso del procedimiento alternativo logra reducir la concentración de deformación en los arriostramientos del primer nivel, concordando de esta manera con los resultados de *drift* de entrepiso. A nivel SDI se observa como disminuye la dispersión en la deformación, especialmente del primer piso, así como su media. A nivel SMP esta tendencia también ocurre, a excepción del modelo de 0.25 s en donde prácticamente no hubo cambios.

En comparación con la metodología propuesta, mostrada en las figuras 4.11 y 4.12, se observa que cambiar arriostramiento tiene resultado de deformación por tracción significativamente menor a esta. En ambos niveles de amenaza presenta valores cercanos o menores a 1, mientras que la propuesta original (pernos) tiene valores mayores a este valor, especialmente en el primer nivel.

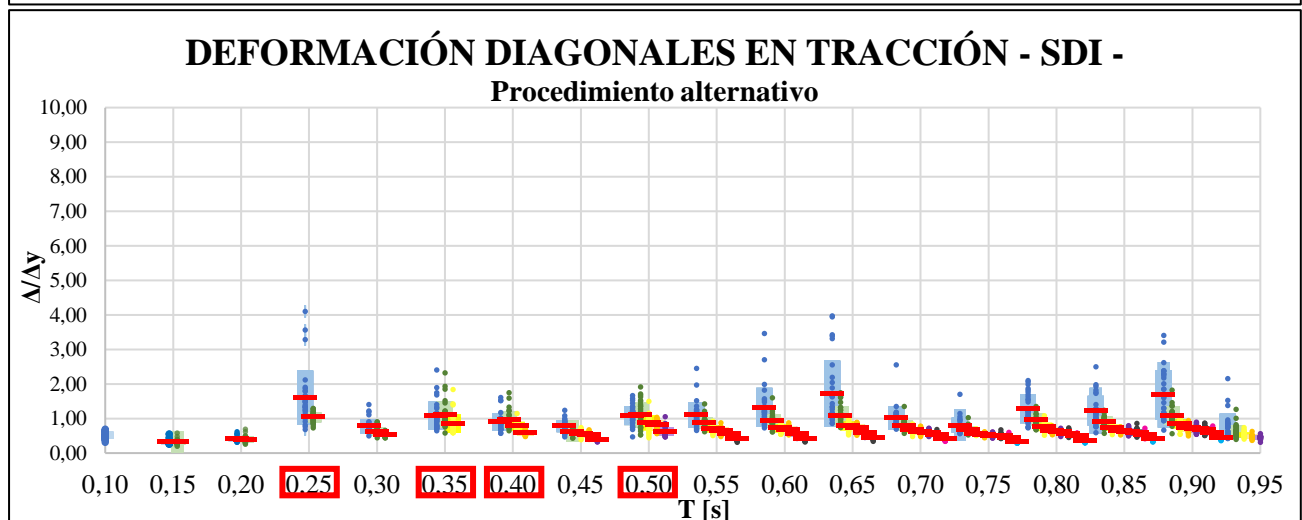
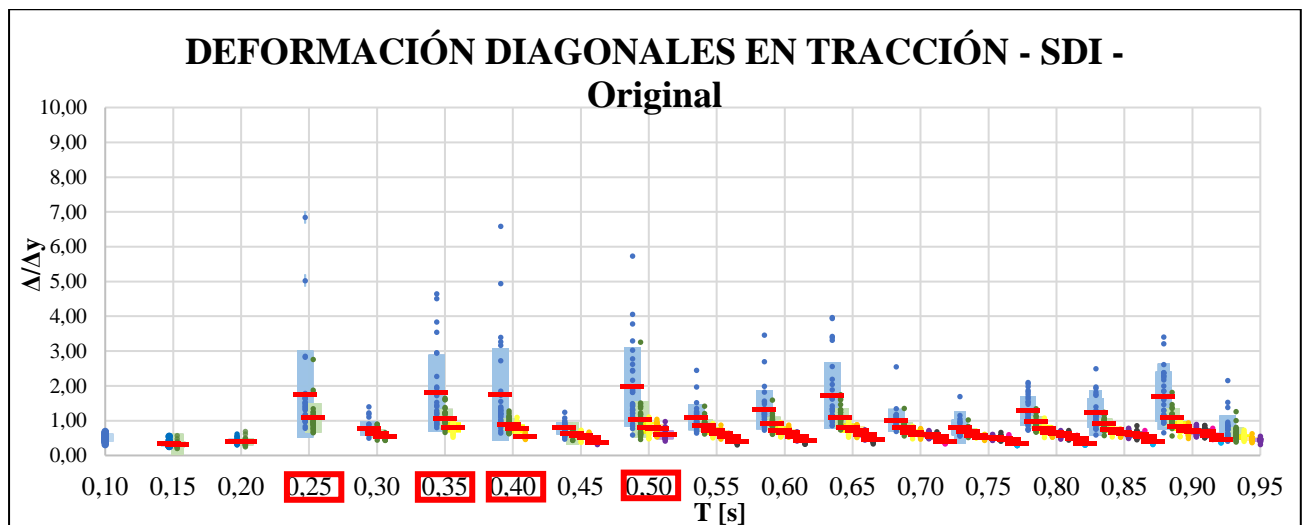


Figura A4.1.10 Deformación diagonales en tracción a nivel SDI. Espacio arquetipo original (arriba). Espacio arquetipo con procedimiento alternativo (abajo).

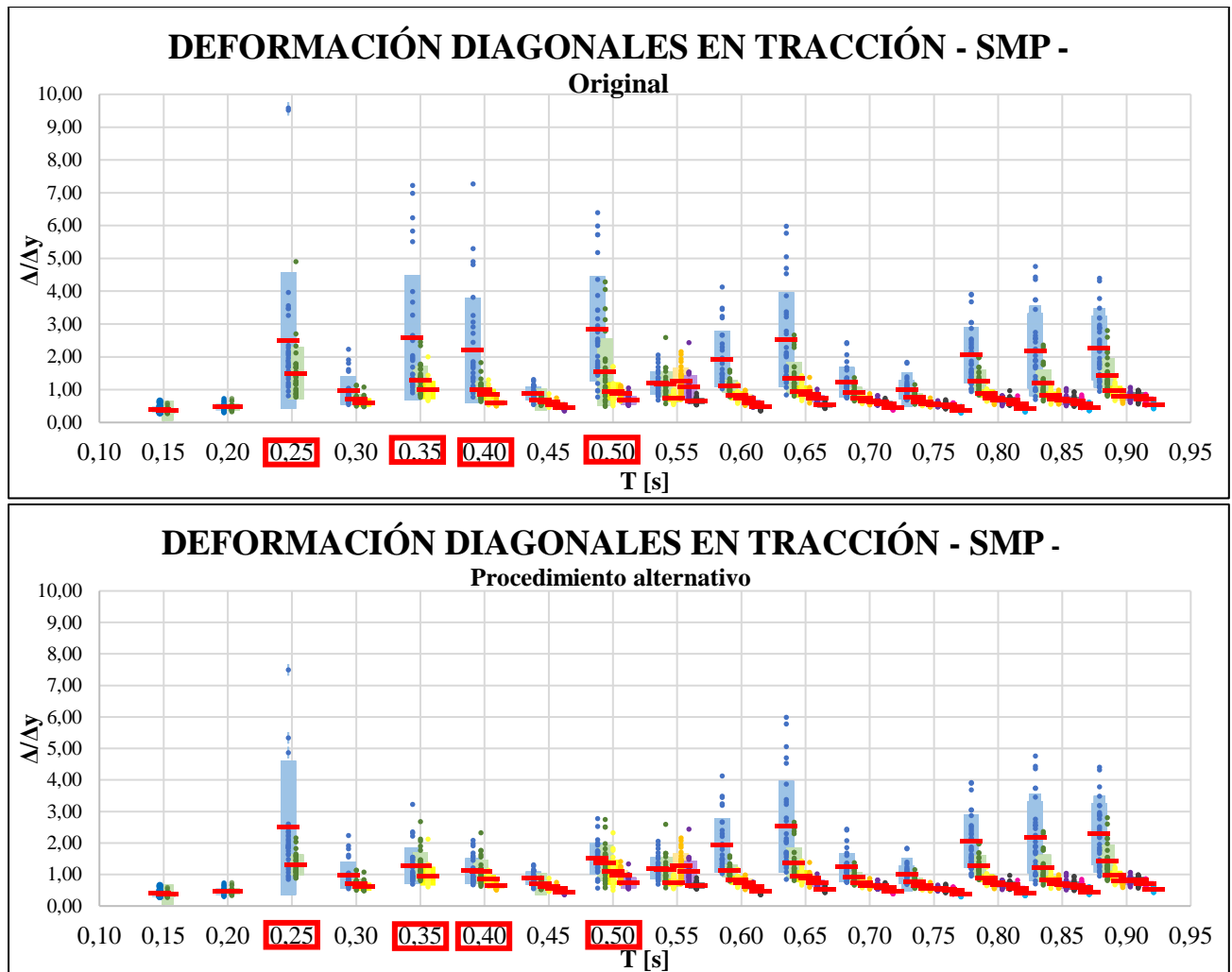


Figura A4.1.11 Deformación diagonales en tracción a nivel SMP. Espacio arquetipo original (arriba). Espacio arquetipo con procedimiento alternativo (abajo).

En las Figuras A4.1.12 y A4.1.13 se muestra la deformación en compresión de arriostramientos normalizada por su deformación de pandeo. En concordancia a lo observado en *drift* se observa, a nivel SDI, una reducción de la concentración de deformación en los arriostramientos del primer nivel, salvo el modelo de 0.25 donde se mantiene y a nivel SMP incluso aumenta.

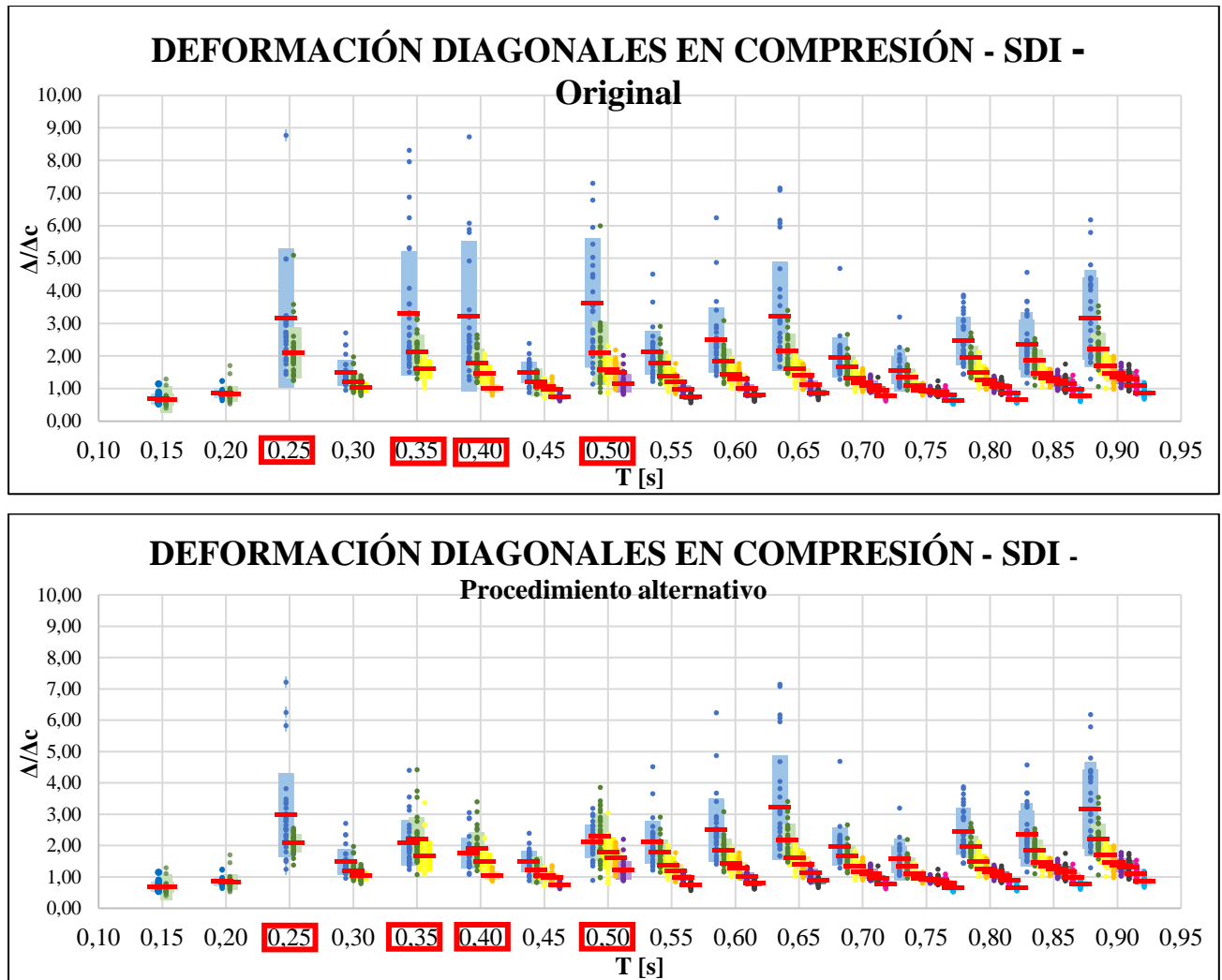
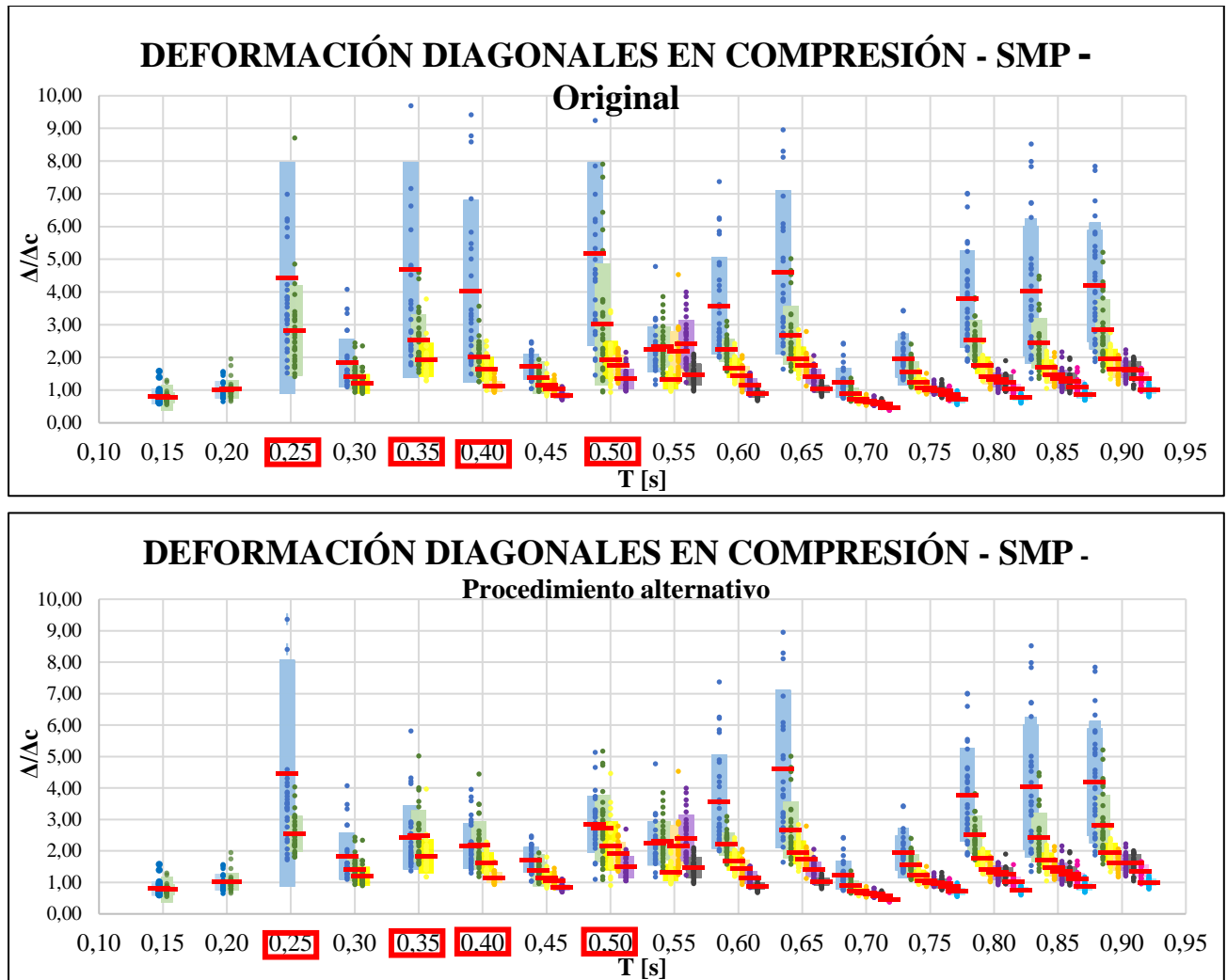


Figura A4.1.12 Deformación diagonales en compresión para registros SDI. Espacio arquetipo original (arriba).
Espacio arquetipo con procedimiento alternativo (abajo).



**Figura A4.1.13 Deformación diagonales en compresión para registros SMP. Espacio arquetipo original (arriba).
Espacio arquetipo con procedimiento alternativo (abajo).**

En las Figuras A4.1.14 y A4.1.15 se muestra el factor de utilización de columnas sísmicas para nivel SDI y SMP, respectivamente. Se observa que el procedimiento alternativo no modifica de manera notoria la utilización de las columnas, siendo el comportamiento del modelo de 0.25s lo único destacable, viendo disminuido su FU del segundo nivel de forma notable.

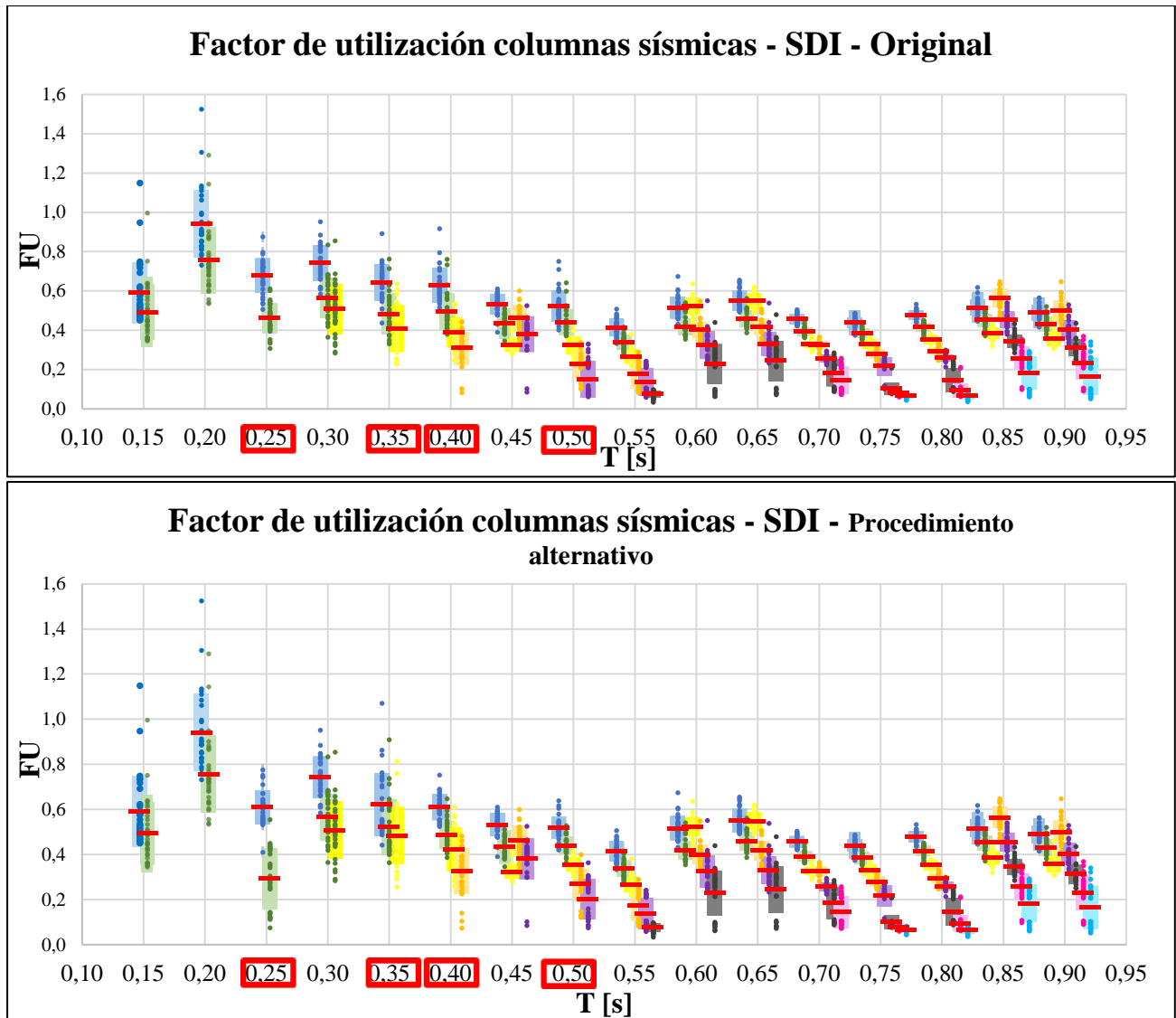


Figura A4.1.14 Factor de utilización columnas sísmicas a nivel SDI. Espacio arquetipo original (arriba). Espacio arquetipo con procedimiento alternativo (abajo).

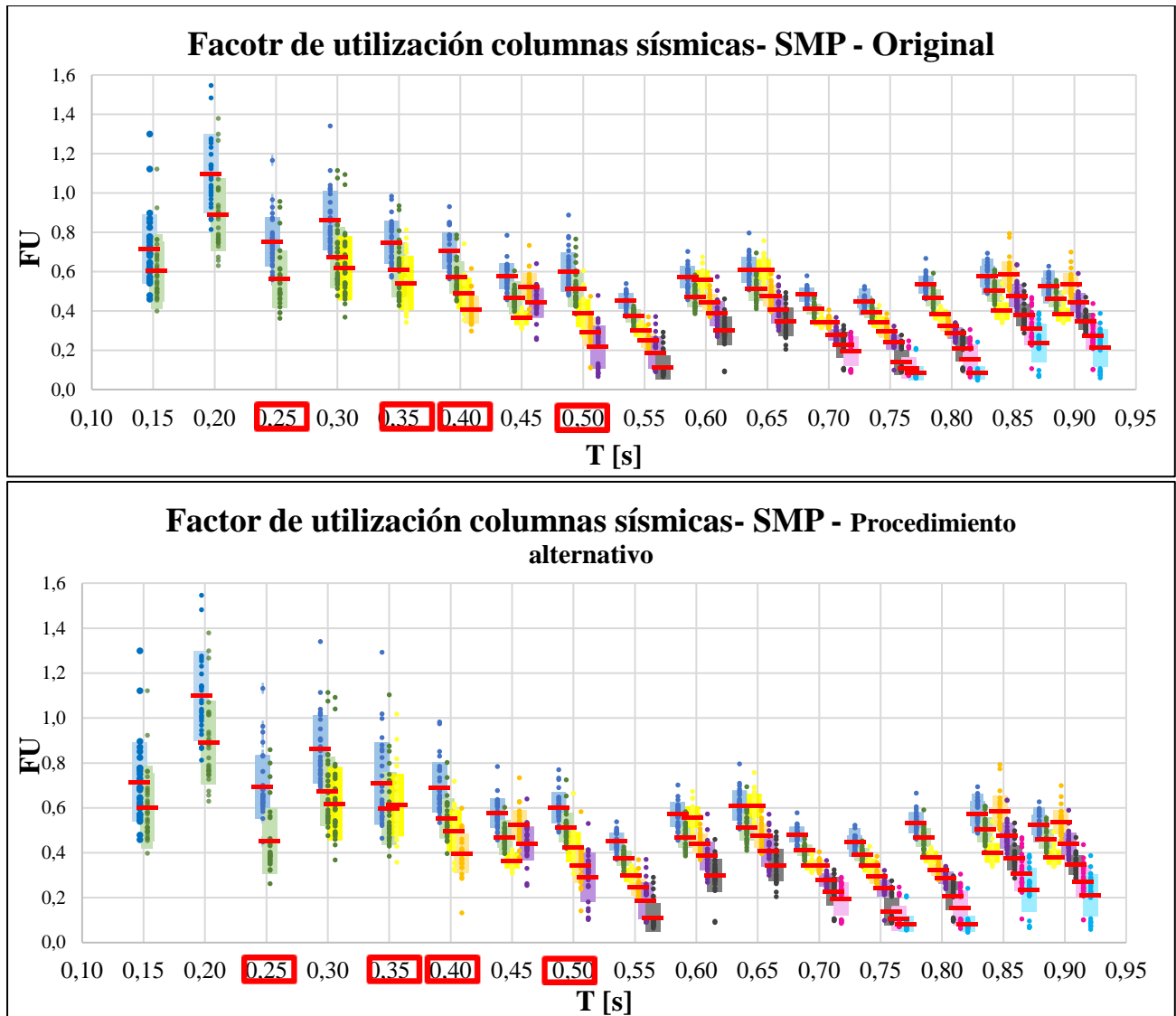


Figura A4.1.15 Factor de utilización columnas sísmicas a nivel SMP. Espacio arquetipo original (arriba). Espacio arquetipo con procedimiento alternativo (abajo).

En el modelo de 0,25s no se observaron cambios significativos importantes respecto al metodo tradicional. En cambio, al utilizar el procedimiento alternativo en los modelos restantes, se logran efectos positivos en el desempeño, disminuyendo la concentración de deformaciones en el primer nivel observado en los graficos de *drift* y deformaciones de arriostramientos, esto debido a la rigidez que aporta el cambio de espesor de arriostramiento. De igual forma se logra aumentar la elongacion de pernos en estos modelos mencionados.

El metodo propone mejoras considerables en el desempeño, aunque se podria privilegiar al metodo planteado en capitulo 3, en base a los resultados mencionados en el capitulo 4. A pesar de ello, es conveniente realizar mas estudios para concluir sobre los beneficios de un metodo sobre otro.

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

Departamento : Departamento de Ingeniería Civil
Carrera : Ingeniería Civil
Nombre del memorista : Marcos Alexis Cárcamo Martínez
Cristian Alejandro Gutiérrez Mansilla
Título de la memoria : Diseño de pernos de anclaje basado en Desempeño sísmico aplicado a marcos de acero flexibles arriostrados en x emplazados en zona minera diseñados según la norma Nch2369 Of.2023
Fecha de la presentación oral : 30 de marzo de 2023
Profesor(es) Guía : Rodrigo Silva
Profesor(es) Revisor(es) : Peter Dechent
Profesor(es) Externo(s) : Miguel Medalla y Cristian Urzúa
Concepto :
Calificación :

Resumen

La norma 2369 actualizada el 2023 permite la incursión inelástica en algunos elementos estructurales sometidos a cargas sísmicas, esto con la finalidad de concentrar la disipación de la energía en elementos preestablecido. Si bien se ha observado que ocurre la plastificación de los pernos de anclaje, realizando un diseño ajustado con los requerimientos de la norma, no se asegura que estos actúen como principales disipadores de energía sísmica.

El objetivo principal es la evaluación de una propuesta de método de diseño de pernos de anclajes en donde busca asegurar que la plastificación de pernos precede al pandeo de arriostramientos, aprovechando los beneficios del anclaje dúctil en la disipación energética.

Los resultados indicaron mejoras en cuanto al desempeño sísmico, donde los pernos de anclaje aumentan su porcentaje de participación en la disipación energética, mientras que los arriostramientos disminuyen significativamente. Además, se disminuye la concentración de deformaciones en pisos específicos, homogeneizando las deformaciones en altura. Las deformaciones de arriostramiento se vieron disminuidas tanto en tracción como compresión, concordando con lo que variaron los drift de entrepiso