

## Marcos Arriostrados NCh2369:2023 - Evaluación de Desempeño

M. Medalla (1), C. Urzúa (2), R. Silva (3)

(2) Ingeniero Civil, M. Eng., Ph.D.(c), AMU Ingenieros, [miguel.medalla@amuingenieros.com](mailto:miguel.medalla@amuingenieros.com)

(2) Ingeniero Civil, M. Sc., AMU Ingenieros, [cristian.urzua@amuingenieros.com](mailto:cristian.urzua@amuingenieros.com)

(3) Ingeniero Civil, Ph.D., Universidad de Concepción, [rosilva@udec.cl](mailto:rosilva@udec.cl)

### Resumen

En Chile, el diseño sísmico de estructuras e instalaciones industriales está regulado por la norma NCh2369. Esta norma contiene disposiciones para el diseño de estructuras de acero basadas en marcos arriostrados concéntricamente (MAC). Recientemente el Instituto Nacional de Normalización (INN) ha publicado una nueva versión de NCh2369 (NCh2369:2023). El presente estudio presenta una evaluación de desempeño de un espacio arquetipo compuesto por 36 marcos arriostrados concéntricamente en cruces de un nivel. Considerando dos niveles de intensidad sísmica (10% y 5% de probabilidad de excedencia en 50 años de vida útil) se ha realizado más de 2000 análisis de respuesta no lineal a sistemas estructurales diseñados con las nuevas disposiciones de diseño de NCh2369:2023 para dos zonas sísmicas y dos tipos de suelos típicos de la industria pesada chilena. Los resultados permiten concluir que las nuevas disposiciones de diseño permiten dar cumplimiento, a nivel medio, a los objetivos de desempeño recomendados en la normativa, y permiten concluir que las nuevas disposiciones mejoran sustancialmente el comportamiento esperado de este tipo de sistemas frente a la versión normativa previa.

*Palabras-Clave: NCh2369:2023, Marcos arriostrados concéntricos, desempeño*

### Abstract

In Chile, the seismic design of industrial structures and facilities is regulated by the NCh2369 standard. This standard contains provisions for the design of steel structures based on concentrically braced frames (MAC). The National Institute for Standardization (INN) has recently published a new version of NCh2369 (NCh2369:2023). This study presents a performance seismic evaluation of an archetype space composed of 36 X-type concentrically braced frames. Considering two hazard levels (10% and 5% probability of exceedance in 50 years), more than 2000 nonlinear response analyses have been carried out on structural systems designed with the new design provisions of NCh2369:2023 considering two seismic zones and two types of soils representative of the Chilean industry. The results allow concluding that the new design provisions can achieve the performance objectives recommended in the regulations and that the new provisions substantially improve the expected behavior of this type of system compared to the previous code version.

*Keywords: NCh2369:2023, Concentric braced frames, performance*

## 1 Introducción

La norma NCh2369Of.2003: Diseño sísmico de estructuras e instalaciones industriales, se oficializa el año 2003 luego de una preparación de aproximadamente 10 años, reuniendo las experiencias adquiridas por la práctica chilena en más de 30 años de diseño estructural industrial, si consideramos que su primera expresión se remite a la exposición de don Elías Arze en las Segundas Jornadas de ACHISINA del año 1976. Si bien es cierto, el desempeño de sistemas estructurales de acero diseñados de acuerdo con NCh2369, luego de grandes terremotos, se ha definido como favorable, las disposiciones o requisitos prescriptivos obedecen principalmente a observaciones de campo y no a análisis rigurosos y/o formales de desempeño estructural. Motivados por los resultados y observaciones luego del terremoto de Maule 2010, en donde se observó algunos desempeños no favorables (esencialmente desde la perspectiva del estado límite de continuidad operacional y no así desde la perspectiva del colapso estructural) recientemente, en el año 2023, el Instituto de Normalización Nacional (INN) ha publicado la norma NCh2369:2023.

El presente estudio tiene por objetivo evaluar el comportamiento sísmico esperado, luego de la aplicación de los nuevos requisitos de NCh2369:2023, de un set o espacio arquetipo de 36 marcos de acero estructural arriostrados concéntricamente, reconociendo a este sistema resistente como el preferido en la práctica industrial nacional. Los análisis se enmarcan en el contexto del análisis basado en desempeño, a través de la evaluación de respuesta en el tiempo de cada sistema estructural luego de ser sometido a 60 historias de aceleración obtenidas de los terremotos de mayor magnitud registrados en Chile a la fecha, considerando dos niveles de intensidad sísmica (10% y 5% de probabilidad de excedencia en 50 años de vida útil) totalizando más de 2000 análisis de respuesta no lineal. Se investigan, entre otras, variables como las fuentes de disipación, los niveles de incursión inelástica, el cumplimiento de los criterios de aceptación recomendados, el comportamiento de los elementos controlados por fuerza y por desplazamiento, etc.

## 2 Definición Espacio Arquetipo

Para el estudio del comportamiento estructural se define un espacio arquetipo, correspondiente a un grupo de 32 estructuras, configuradas en base a marcos arriostrados concéntricamente (MAC) con arriostramientos en X por nivel.

En términos de diseño, el espacio arquetipo se dimensiona de acuerdo con las disposiciones de NCh2369:2023 [1], la que se diferencia de la versión NCh2369.Of2003 [2] fundamentalmente por: requerir el diseño de columnas para un nivel de carga sísmica amplificada, de modo de proteger al sistema gravitacional; definir explícitamente la capacidad esperada y residual de arriostramientos, necesaria para el diseño de conexiones y puntales horizontales; requerir el diseño por mecanismos plásticos de falla para puntales horizontales; requerir capacidades locales consistentes con las resistencias esperadas; y limitar la tracción posible en componentes fusibles al mínimo entre su capacidad esperada y la fuerza obtenida del análisis estructural considerando una carga sísmica amplificada. Se destaca que para propósitos de evaluación de los nuevos requisitos los diseños se han definido con relaciones demanda capacidad muy cercanos a la unidad.

Las estructuras del espacio arquetipo presentan una planta y altura de entrepiso típicas (4 vanos de 5m en cada dirección y altura de 3m). La cantidad de vanos arriostrados (1 o 2 vanos arriostrados) y las cargas gravitacionales (peso equipos, plataformas y sobrecarga operacional) se ajustan dentro de un

rango de valores usuales dentro del diseño industrial, de modo de obtener una distribución de periodos aproximadamente uniforme ( $\sim 0.1s$  a  $\sim 0.95s$ , en intervalos aproximados de  $0.5s$ ).

El diseño considera una demanda sísmica obtenida de un análisis modal espectral basada en un factor de reducción de la respuesta  $R=5$ , de acuerdo con las disposiciones de NCh2369:2023 [1]. Se considera 18 estructuras diseñadas para zona sísmica 2 y suelo tipo B (ZS2-STB), y 18 estructuras para zona sísmica 3 y Suelo tipo C (ZS3-STC). Estas combinaciones de zona sísmica y tipo de suelo reflejan características comunes de plantas industriales mineras (i.e., zona sísmica 2 y suelo tipo B) y plantas celulosas (i.e., zona sísmica 3 y Suelo C)

El espacio arquetipo busca ser una aproximación generalista y representativa de los sistemas estructurales industriales que comúnmente pueden ser observadas en plantas industriales chilenas. De este modo, la caracterización del desempeño sísmico estructural se entiende válida para un rango amplio de configuraciones estructurales. En la Fig. 1 se muestra un modelo genérico del Espacio Arquetipo (Planta y Elevación).

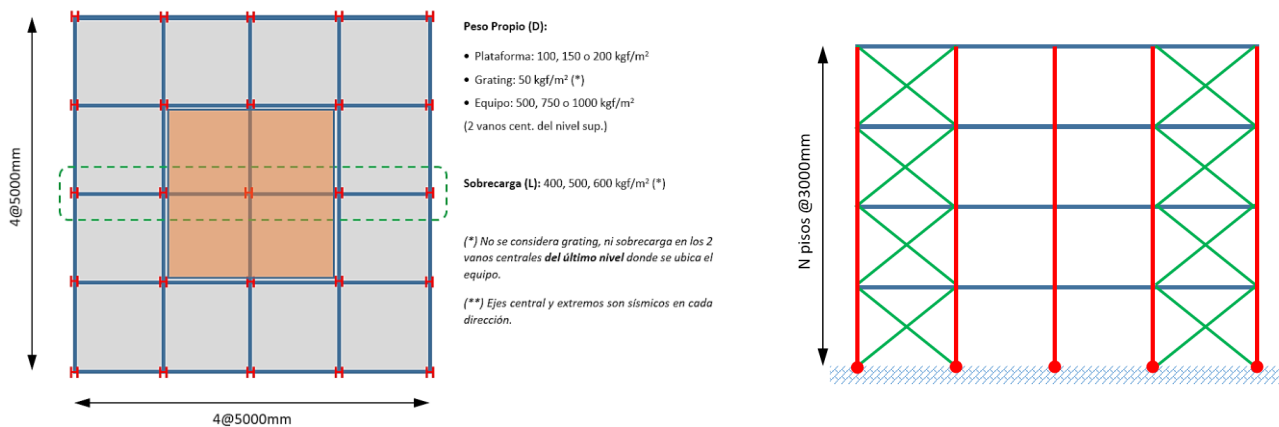


Fig. 1 – (Izq.) Planta típica y sobrecargas estáticas. (Der.) Elevación típica.

### 3 Análisis de Respuesta en el Tiempo

#### 3.1 Tipos de análisis

Para la evaluación explícita del desempeño se utilizan análisis tiempo-historia no-lineales del tipo Fast Non-linear Analysis (FNA) en el software SAP2000. Para esto, la no linealidad de la estructura se concentra en elementos tipo Link, según se detalla en la sección 3.2, permitiendo la resolución modal de la parte elástica por medio de vectores Ritz, para resolver luego la parte no-lineal iterativamente. El paso de tiempo utilizado corresponde a 0.001 segundos. Previo al análisis sísmico, el peso sísmico ( $W_s$ ) se aplica a la estructura de manera gradual (función rampa) y con una alta razón de amortiguamiento crítico (0.999), de modo de evitar la aparición de impactos. El valor de  $W_s$  corresponde al 100 % de la carga muerta y al 25 % de la carga viva.

#### 3.2 Modelos no-lineales

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

Los modelos consideran explícitamente el comportamiento histerético de arriostramientos y bases de columna por medio de modelos fenomenológicos. En el caso de los arriostramientos, los modelos se calibran por medio de los ensayos realizados por Black, Wenger y Popov [3] a una serie de arriostramientos de distintas esbelteces, compacidades y secciones transversales [4]. En el caso de las bases de columna, el modelo consiste en dos elementos no-lineales en paralelo [4]. El primero, representa al pedestal y sólo trabaja en compresión de manera elástica. El segundo, representa a los pernos de anclaje que sólo actúan en tracción. El modelo de los pernos de anclaje tiene la capacidad de capturar el comportamiento histerético por plastificación y de reproducir las deformaciones remanentes que se producen en los pernos en cada ciclo de carga. La transmisión de corte se considera elástica por medio de la llave de corte, dado que este elemento no ha mostrado incursiones inelásticas durante sismos severos. En la Fig. 2 se muestra un esquema del modelo inelástico para arriostramientos. En la Fig. 3 se muestra un esquema del modelo inelástico para las bases de columna. Considerando que el amortiguamiento histerético es explícitamente incorporado por los modelos, la razón de amortiguamiento viscoso (i.e., amortiguamiento inherente) utilizada para los análisis es de un 2% y 3% para los suelos tipo B y C, respectivamente.

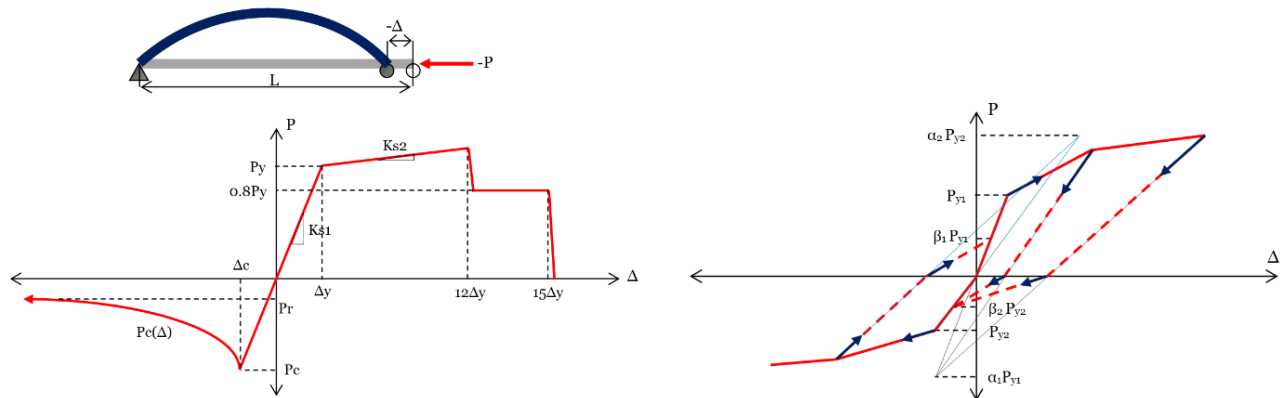


Fig. 2 – (Izq.) Curva envolvente típica para arriostramientos. (Der.) Curva histerética para arriostramientos [4].

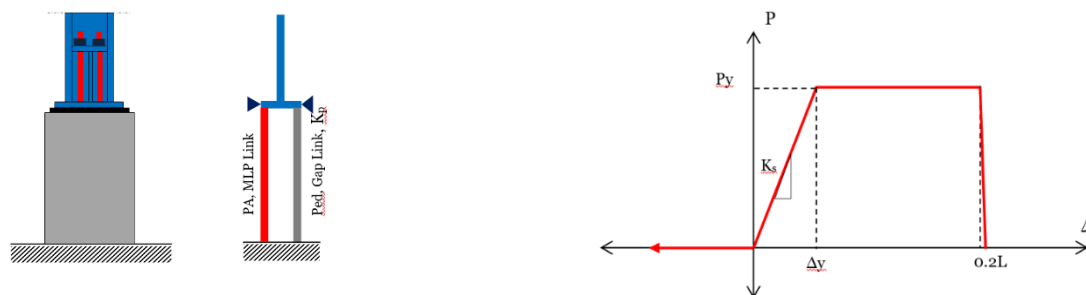


Fig. 3 – (Izq.) Modelo para bases de columna. (Der.) Curva envolvente para pernos de anclaje [4].

### 3.3 Amenaza sísmica

Para efectos de la evaluación del desempeño sísmico del espacio arquetipo, los sistemas estructurales han sido localizados en la Región de Antofagasta en zona sísmica 2 y en la Región del Bio Bio en zona sísmica 3, tal como se observa en la Fig. 4. Para ambos sitios, se ha considerado dos niveles de amenaza sísmica, una asociada al Sismo de Diseño (SDI) (10% de probabilidad de excedencia en 50 años) y otra asociada al Sismo Máximo Probable (SMP) (5% de probabilidad de excedencia en 50 años). Para la evaluación de la amenaza sísmica los suelos de los sitios se han definido con el menor  $V_{s30}$  de los correspondientes rangos (i.e., suelo B y C) definidos en NCh2369:2023 [1] considerando a los modelos

de movimiento fuerte (GMM) propuestos por [5] y [7] considerando un peso de 50% a cada uno de ellos para la definición final de la amenaza. Con el objetivo de realizar una evaluación del desempeño estadísticamente rigurosa, 30 registros sísmicos han sido seleccionados para cada nivel de intensidad para cada arquetipo; escalados de manera tal de ajustarse con espectros de media condicionada [7], los cuales permiten definir registros consistentes con las formas espectrales más probables asociadas a los niveles de amenaza definidos anteriormente. La Fig. 5 muestra los espectros de amenaza uniforme estimados para los dos sitios en estudio. Adicionalmente la Fig. 6 muestra los distintos espectros de media condicionada (a nivel SMP) considerados para la selección de los registros sísmicos para cada sistema estructural.



Fig. 4: (Izq.) Ubicación de las estructuras (Izq.) Zona Sísmica 2 – suelo B (Región de Antofagasta), (Der.) Zona Sísmica 3 – suelo C (Región del Bio Bio)

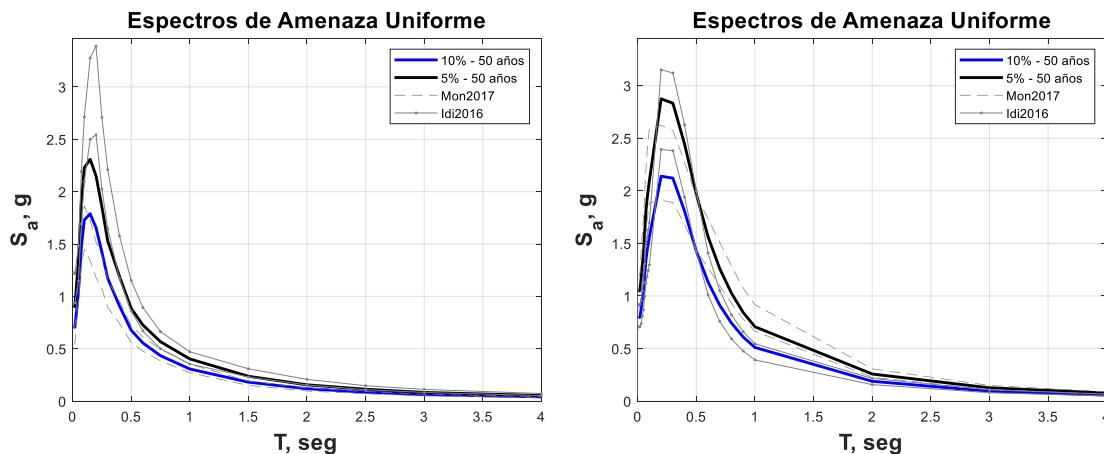


Fig. 5: Espectros de amenaza uniforme (Izq.) Zona Sísmica 2 – suelo B (Región de Antofagasta), (Der.) Zona Sísmica 3 – suelo C (Región del Bio Bio)

### 3.4 Desempeño sísmico

En las figuras siguientes se compara el desempeño sísmico del espacio arquetipo ZS2-STB (izq.) y el espacio arquetipo ZS3-STC (der.). Se muestra para cada arquetipo la respuesta obtenida para cada uno de los 30 registros en formato diagrama de caja. Los valores medios de la respuesta se indican por una línea continua.

Se define  $R_{\mu}$  como la razón entre el corte basal máximo considerando un comportamiento lineal y el corte basal máximo considerando un comportamiento no-lineal.  $R_{\mu}$  representa la reducción del corte basal que el arquetipo experimenta por comportamiento inelástico. En la Fig.7 se muestra el factor  $R_{\mu}$

para los niveles SDI y SMP. Es posible observar que para ambos niveles de intensidad el nivel de resistencia elástica general se encuentra saturado, dado que la razón entre  $R_{\mu}$  a nivel SMP y SDI es equivalente al incremento de corte basal elástico. En este sentido es posible concluir que los sistemas han activado, frente a ambos niveles de intensidad, sus mecanismos de disipación plástica.

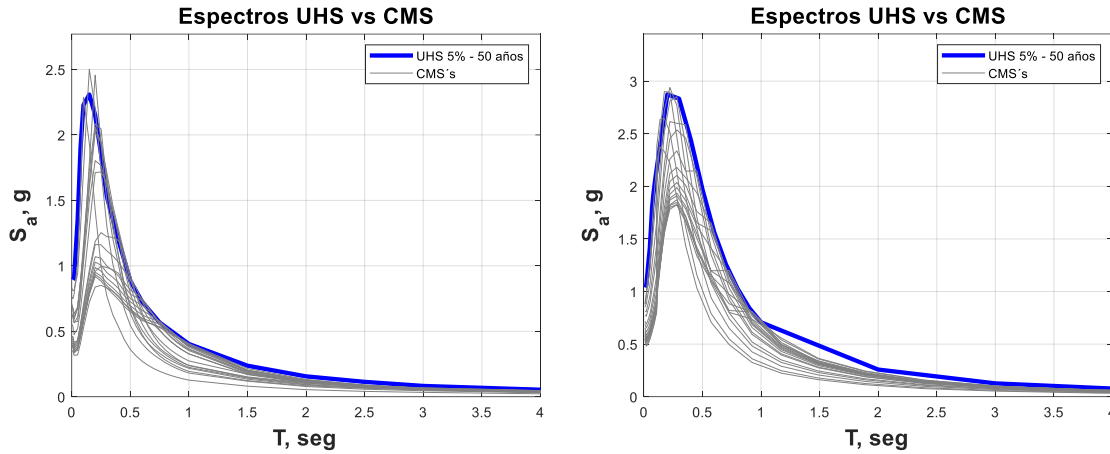


Fig. 6: Espectros de media condicionada (Izq.) Zona Sísmica 2 – suelo B (Región de Antofagasta), (Der.) Zona Sísmica 3 – suelo C (Región del Bio Bio)

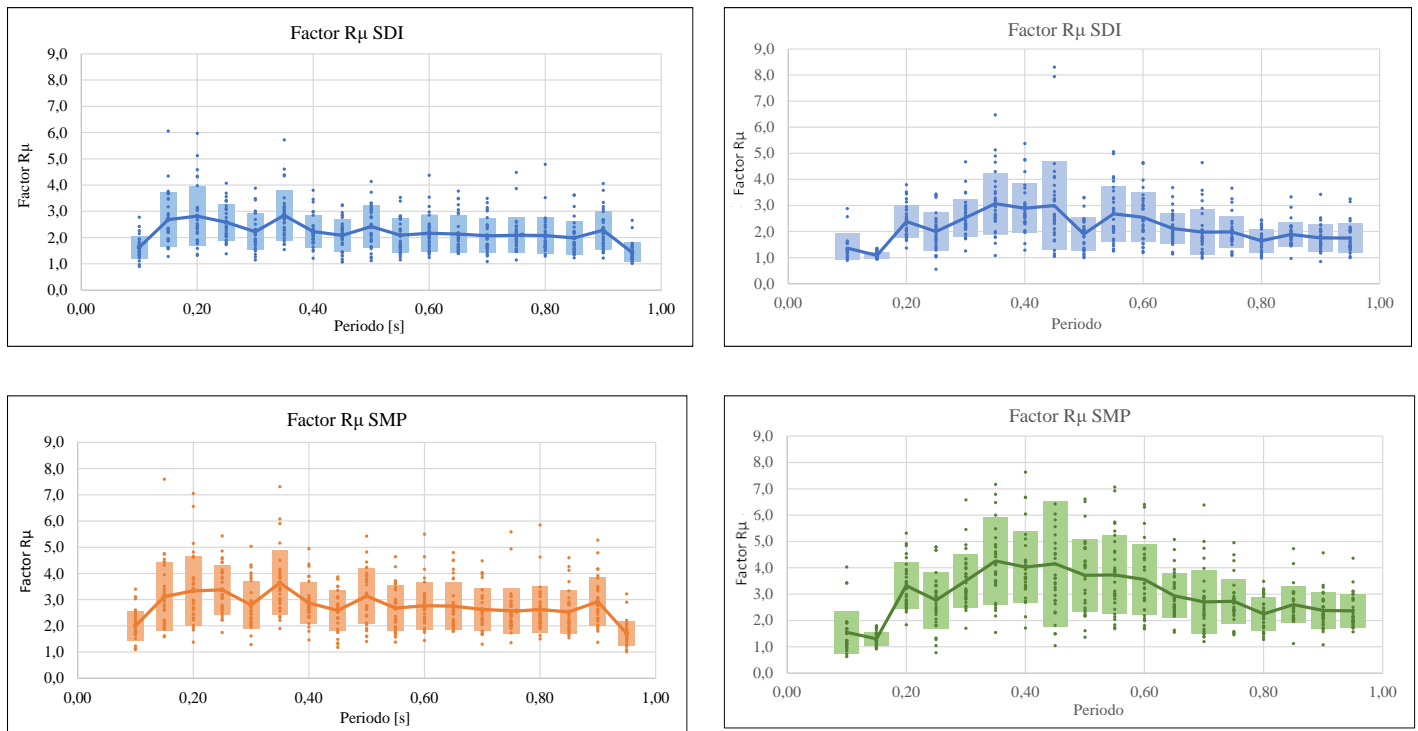


Fig. 7: Factor  $R_{\mu}$ . (Izq.) ZS2-TSB. (Der.) ZS3-TSC.

Respecto del desempeño estructural o respuesta observada de las columnas, la Fig. 8 y Fig. 9 muestran los factores de utilización para columnas sísmicas (relación demanda/capacidad LRFD) a nivel SDI y SMP, respectivamente. Cabe notar que para nivel SDI prácticamente todas las columnas presentan una utilización media más una desviación estándar inferior a 1.0, a su vez, para el nivel SMP esta observación es válida sólo para estructuras con más de 0.5 segundo de periodo natural de vibración, mientras que para periodos menores se observa que todos los valores medios son menores a 1.0 y sus valores medios



más una desviación estándar oscilan entre 0.5 a 1.5 con un promedio aproximado a 0.9. Estos resultados muestran la necesidad y acierto de haber considerado requisitos de diseño más estrictos en los nuevos requisitos de NCh2369:2023 para el diseño de columnas (cargas sísmicas horizontales reducidas amplificadas por 0.7R veces). De todas formas, es necesario observar que en estructuras semi-flexibles, tanto a nivel SDI como SMP, los factores de utilización que oscilan entre 0.4 y 0.6, permitiendo interpretarlos como una fuente de seguridad adicional (no extremadamente conservadora), o como sistemas que podrían ser optimizados considerando análisis más detallados. Eventualmente, una discriminación en función del periodo u otro parámetro del sistema, para definir el nivel de carga axial para el diseño de columnas puede ser analizado en nuevas propuestas de modificación del código. Notar que en general las disposiciones de diseño para columnas de NCh2369:2023 tiende a ser menos exigente que los requisitos del estado de la práctica internacional basada en [8].

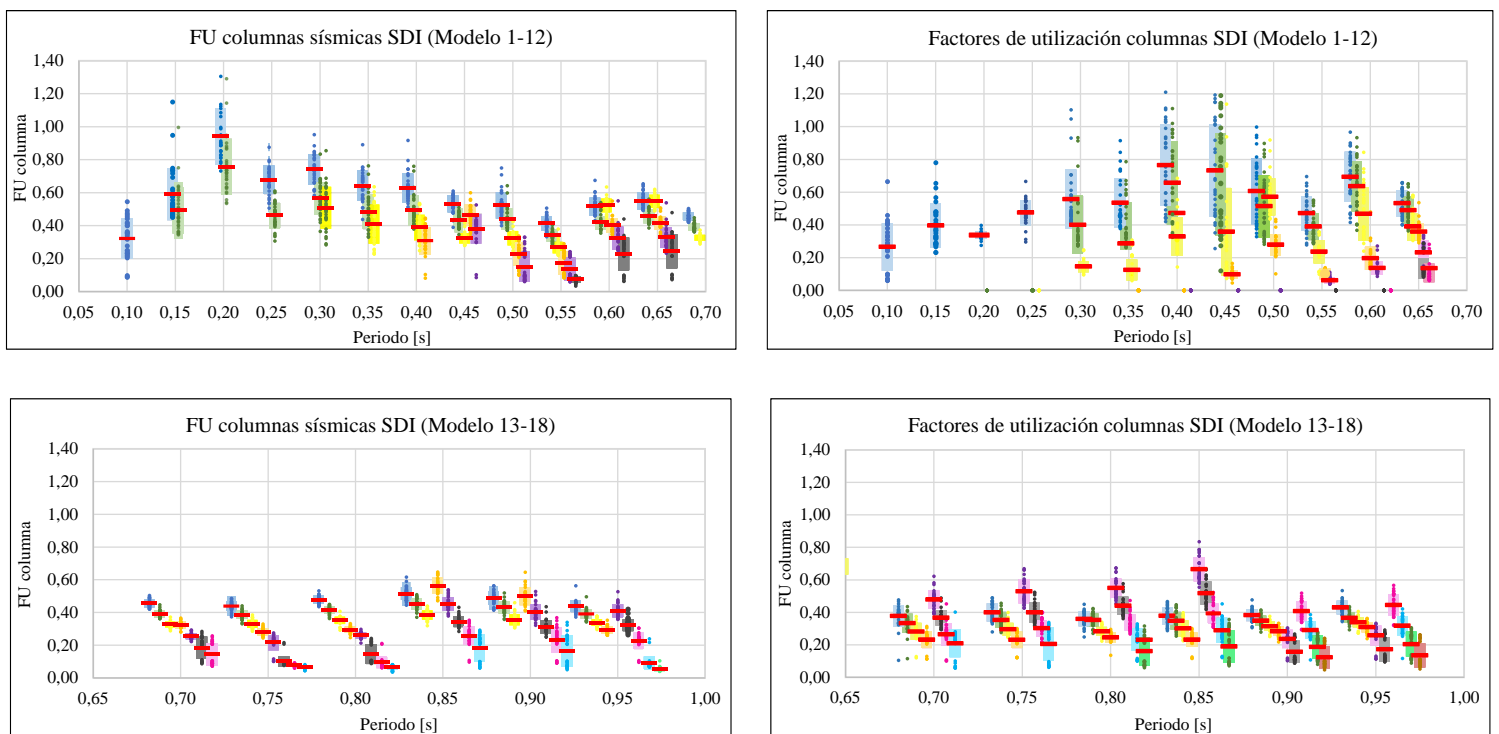


Fig. 8: Factor de utilización columnas sísmicas a nivel SDI. (Izq.) ZS2-TSB. (Der.) ZS3-TSC.

En la Fig. 10 se muestra la elongación de pernos de anclaje para ambos niveles de intensidad. Es posible observar que generalmente los pernos de anclajes desarrollan deformaciones mayores a la deformación de fluencia (consistentemente con la definición de fusible), sin embargo, su contribución es muy variable. Se observa que prácticamente todos los arquetipos en su valor medio más una desviación estándar están bajo una elongación de 0.10, lo que se estima es un valor razonable para evitar la fractura del anclaje, incluso en pernos de anclaje maquinados. De todas formas, dado su capacidad de concentrar demanda inelástica sin establecer daño estructural y/o a equipos o componentes no estructurales, es altamente recomendable estudiar nuevos protocolos de diseño que maximicen la disipación de energía de los pernos de anclaje, y limiten el daño estructural, en conjunto con estudios que validen el comportamiento estable frente a cargas dinámicas/cíclicas de origen sísmico.

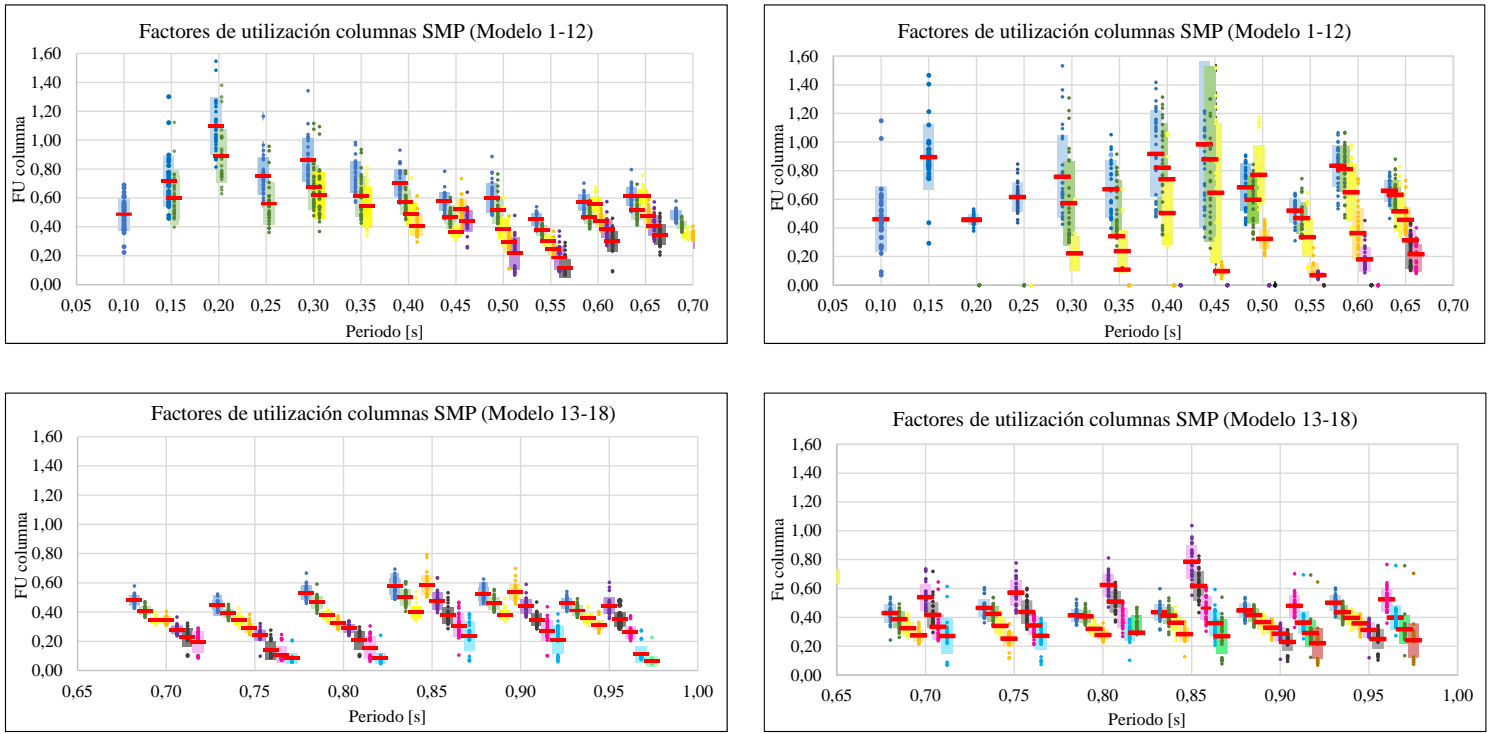


Fig. 9: Factor de utilización columnas sísmicas a nivel SMP. (Izq.) ZS2-TSB. (Der.) ZS3-TSC.

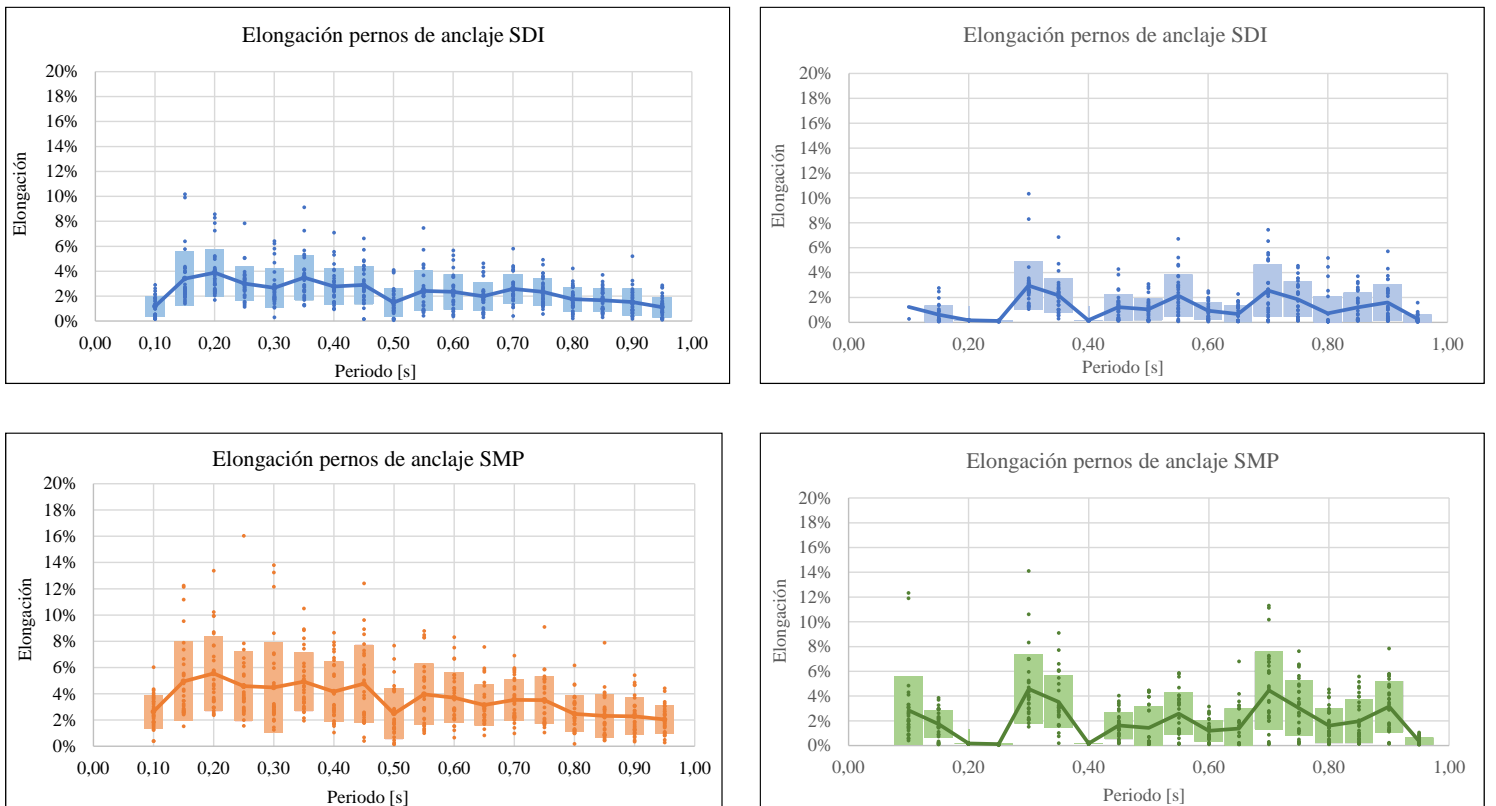


Fig. 10: Elongación pernos de anclaje ( $\epsilon$ ). (Izq.) ZS2-TSB. (Der.) ZS3-TSC.



En la Fig. 11 y Fig. 12 se muestran la deformación en tracción de arriostramientos normalizada por su deformación de fluencia a nivel SDI y SMP, respectivamente. Se observa una tendencia, tanto en niveles de intensidad SDI como SMP, que las diagonales en tracción de los primeros niveles de sistemas con periodos de vibraciones menores a 0.5 segundos desarrollan su capacidad de fluencia esperada. En estructuras más flexibles dicho comentario es válido solo a nivel SMP. En general, en los niveles superiores (sobre el 2do nivel de piso) se observa un comportamiento elástico de las diagonales frente a cargas en tracción. Concentrándose en el primer nivel de diagonales, la Fig. 13 muestra los niveles medios de deformación normalizada en tracción en conjunto con los criterios de aceptación recomendados por NCh2369. Estos criterios se definen como un 50% del límite de protección de vida (LS), según ASCE41-17 [4], para niveles de intensidad SDI y 100% de LS para nivel SMP. Para ambos espacios arquetipos puede concluirse un comportamiento adecuado frente a los criterios de aceptación previamente indicados.

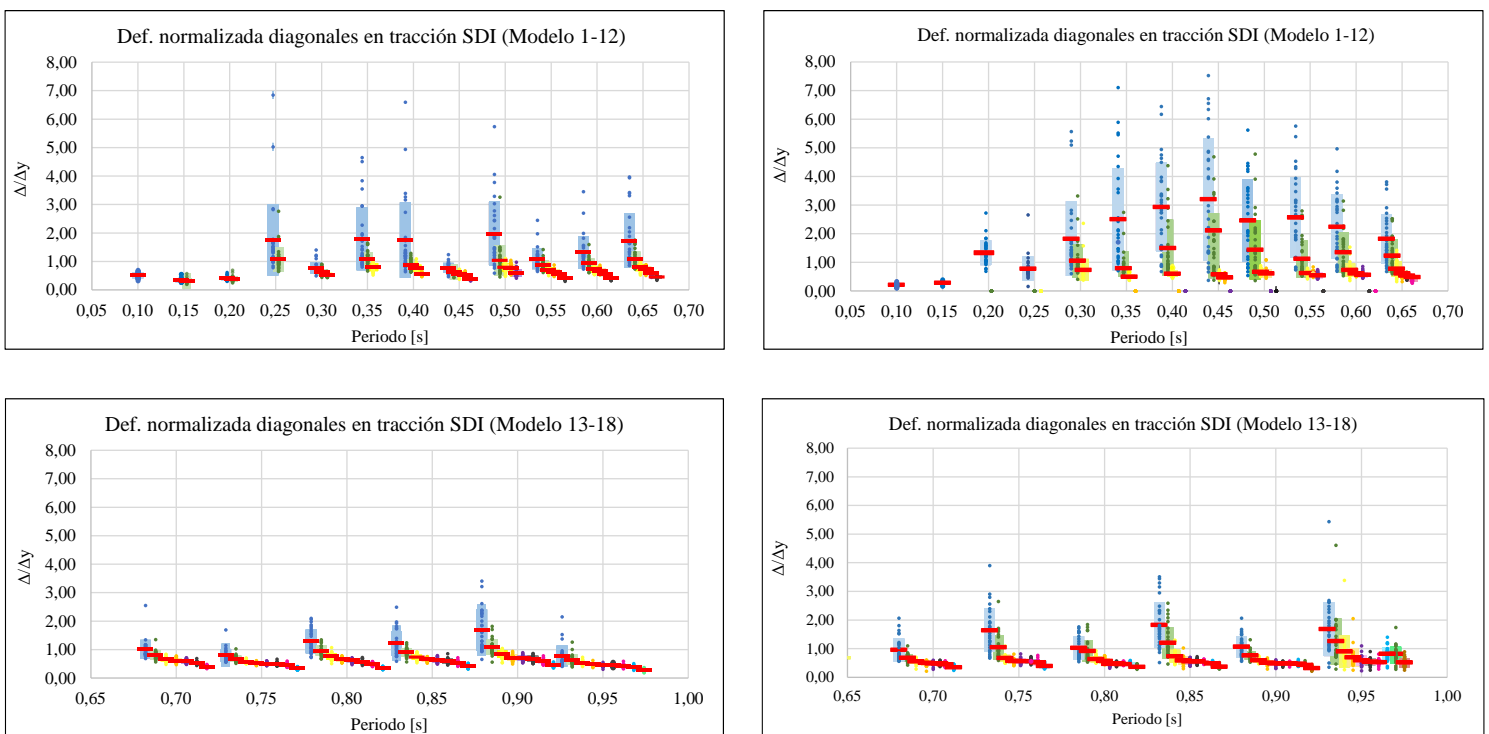


Fig. 11: Deformación diagonales en tracción a nivel SDI. (Izq.) ZS2-TSB. (Der.) ZS3-TSC.

La Fig. 14 y Fig. 15 muestran las deformaciones en compresión de arriostramientos normalizadas por su deformación de pandeo a nivel SDI y SMP, respectivamente. Se observa, para ambos niveles de intensidad, que las diagonales pandearan de manera generalizada, y que sólo en el caso de estructuras de múltiples niveles se observa que las diagonales de los niveles superiores no han pandeado. Concentrándose en el primer nivel de diagonales, la Fig. 16 muestra los niveles medios de deformación normalizada en compresión en conjunto con los criterios de aceptación recomendados por NCh2369. Estos criterios se definen como un 50% del límite de protección de vida (LS), según ASCE41-17 [4], para niveles de intensidad SDI y 100% de LS para nivel SMP. Para ambos espacios arquetipos puede concluirse un comportamiento adecuado a nivel medio frente a los criterios de aceptación previamente indicados.

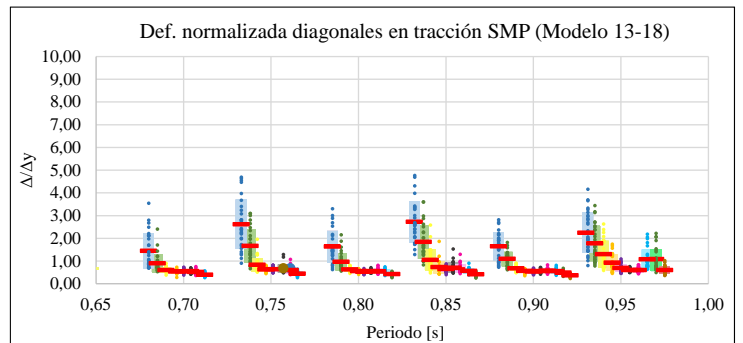
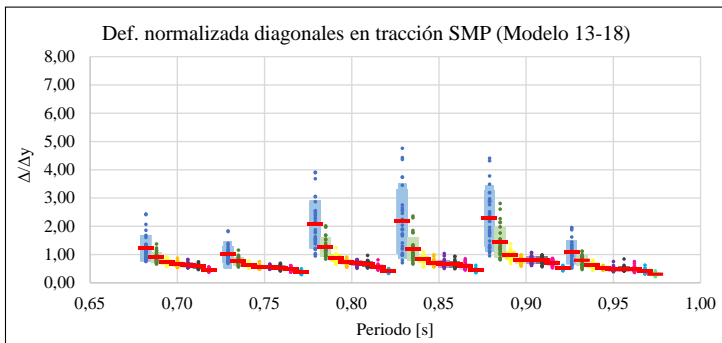
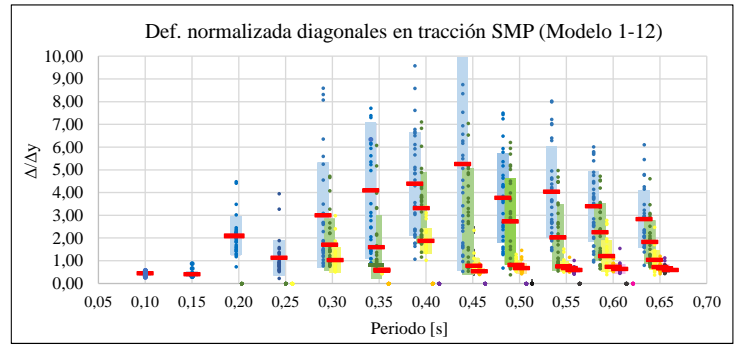
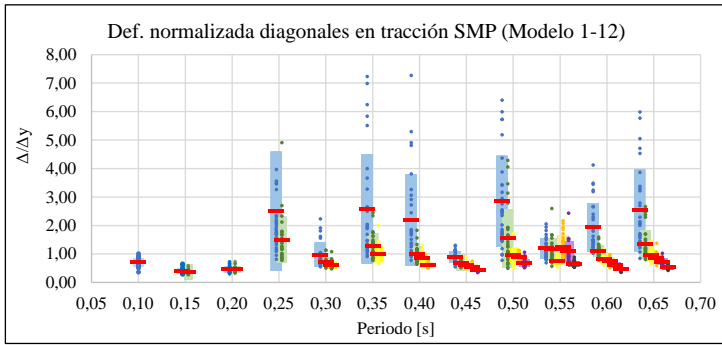


Fig. 12: Deformación diagonales en tracción a nivel SMP. a nivel SDI. (Izq.) ZS2-TSB. (Der.) ZS3-TSC.

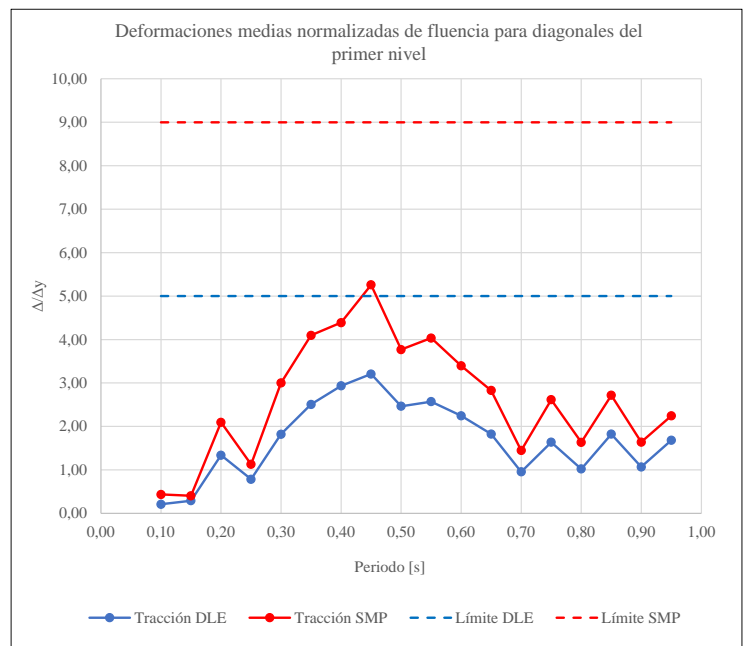
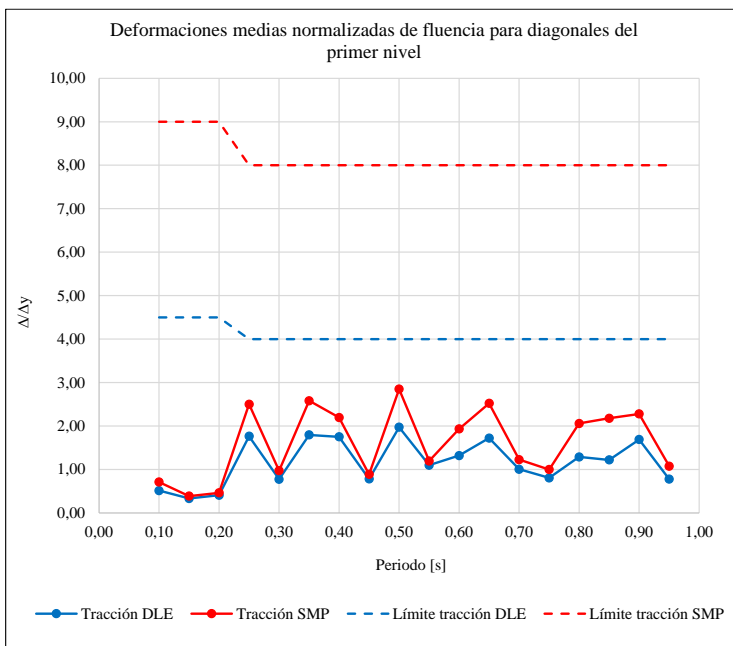


Fig. 13: Deformaciones medias diagonales en tracción primer nivel. (Izq.) ZS2-TSB. (Der.) ZS3-TSC.

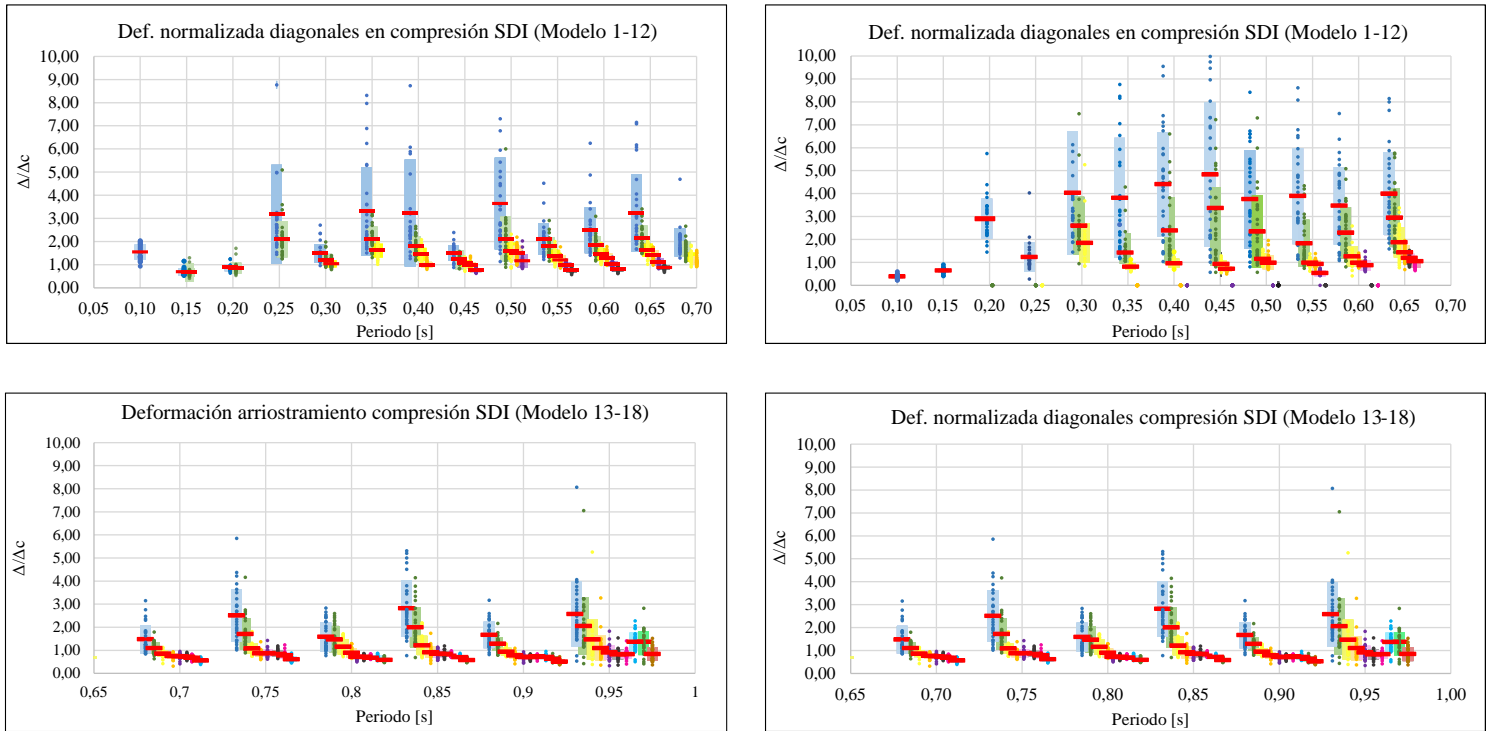


Fig. 14: Deformación diagonales en compresión a nivel SDI. (Izq.) ZS2-TSB. (Der.) ZS3-TSC.

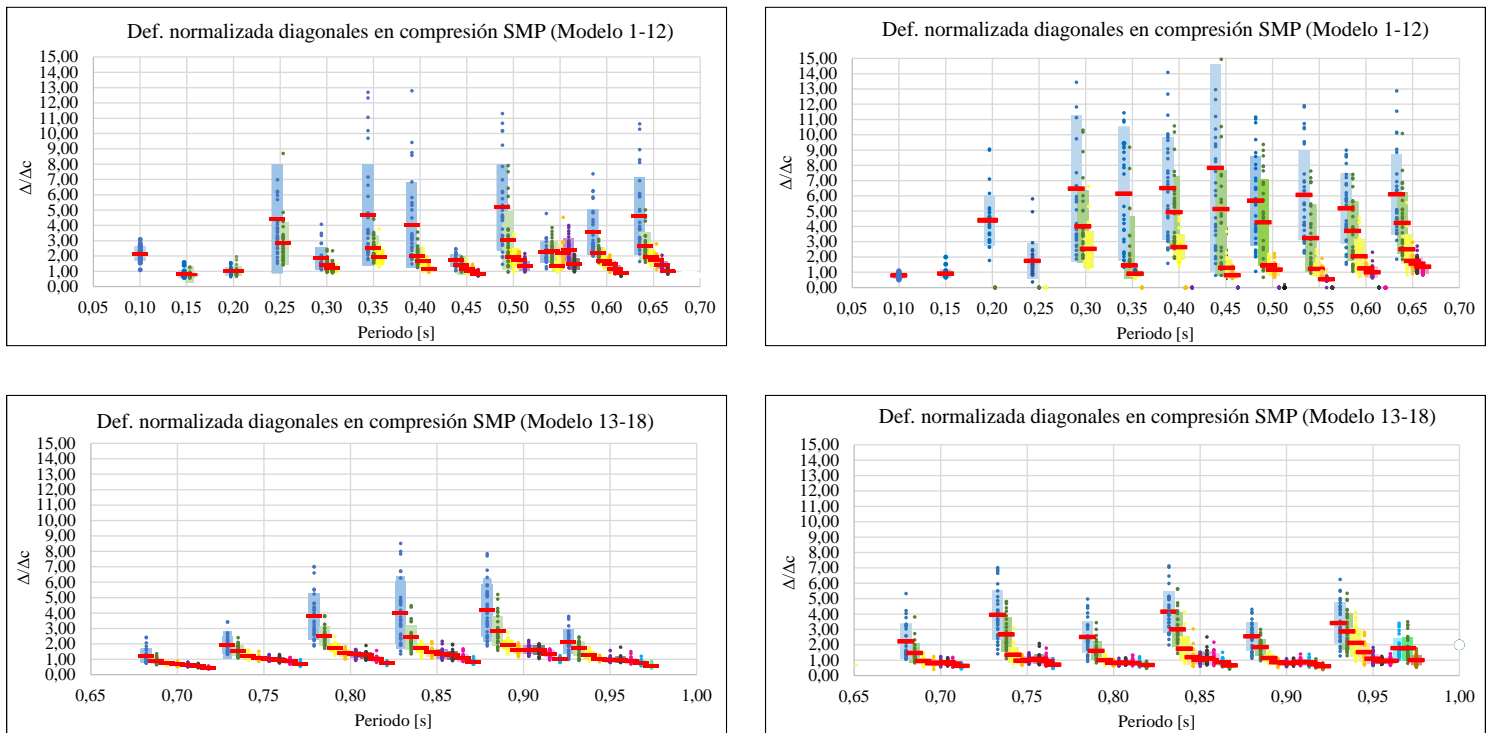


Fig. 15: Deformación diagonales en compresión a nivel SMP. Izq.) ZS2-TSB. (Der.) ZS3-TSC.

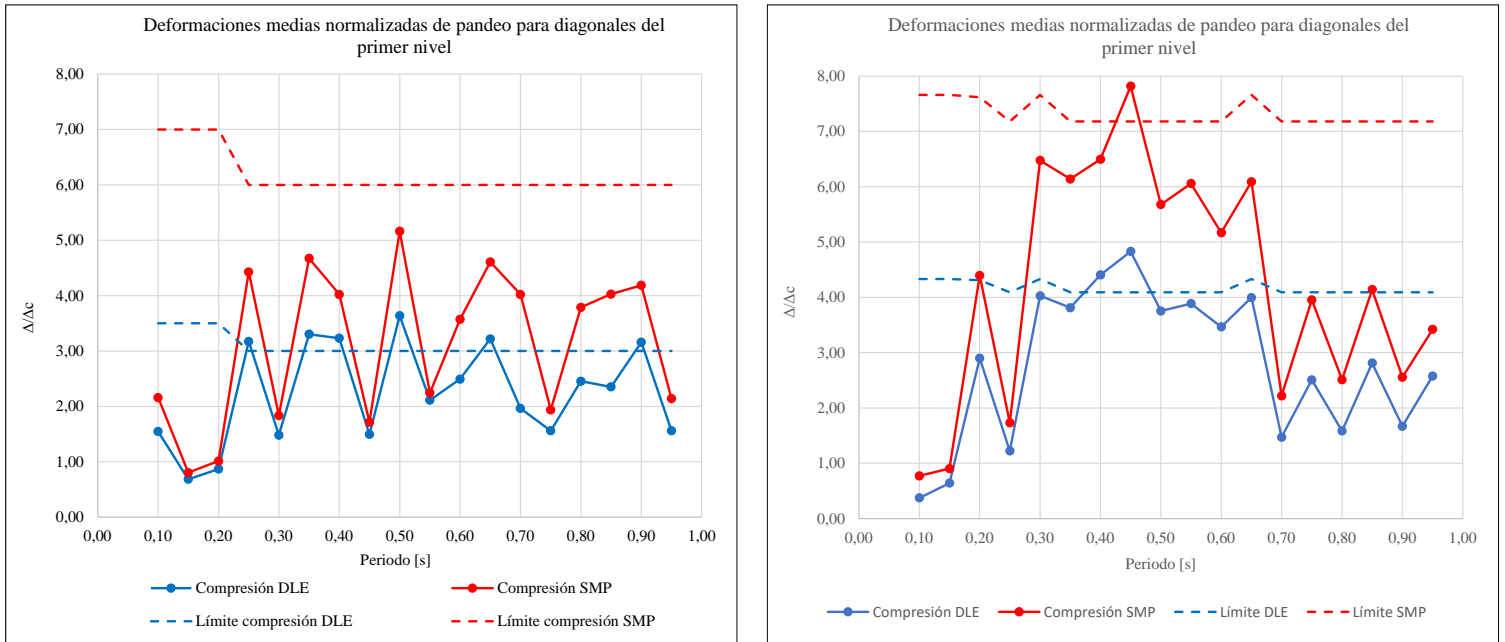


Fig. 16: Deformaciones medias diagonales en compresión primer nivel. (Izq.) ZS2-TSB. (Der.) ZS3-TSC.

## 4 Conclusiones

Una vez realizados los análisis de desempeño de 36 marcos arriostrados concéntricamente (MAC) diseñados de acuerdo con NCh2369:2023 para dos zonas sísmicas (i.e., 2 y 3) y dos tipos de suelos (i.e., B y C) y sometidos a registros sísmicos ajustados a niveles de intensidad SDI y SMP para locaciones representativas de la industria pesada chilena. Se puede concluir lo siguiente:

- Las nuevas disposiciones de diseño de columnas de NCh2369:2023 para sistemas tipo MAC, a través de cargas amplificadas, es adecuada para proteger la continuidad operacional deseada.
- Los pernos de anclaje son parte relevante del sistema de disipación de energía de las estructuras. Con métodos más racionales de diseño, el aporte de este sistema fusible puede ser una alternativa muy atractiva para el control de daño de edificios industriales.
- Las diagonales de arriostramiento comprimidas desarrollan en general su resistencia esperada y pandean frente a los niveles de intensidad estudiados. Se estima razonable, por tanto, los nuevos requisitos de compacidad local definidos en la normativa NCh2369:2023.
- El desarrollo de la capacidad esperada de las diagonales en tracción, al menos en los niveles inferiores del edificio, es un evento probable frente a los niveles de intensidad estudiados. Resulta adecuado que NCh2369:2023 para sistemas estructurales relevantes requiera el diseño de conexiones basadas en la capacidad esperada de estos elementos.

## 5 Agradecimientos

Los autores quieren agradecer y destacar la notable contribución de los siguientes alumnos sin los cuales no hubiese sido posible realizar los extensos estudios de validación mostrados en esta investigación. Alumnos Universidad de Concepción: Magdalena Espinoza, Alberto Maass, Gabriel Araya, Rubén Varela.

## 6 Referencias

- [1] INN, 2023. Diseño Sísmico de Estructuras e Instalaciones Industriales, NCh2369. Instituto Nacional de Normalización, Santiago, Chile.
- [2] INN, 2003. Diseño Sísmico de Estructuras e Instalaciones Industriales, NCh2369. Instituto Nacional de Normalización, Santiago, Chile.
- [3] Black, G. R., Wenger, B. A., and Popov, E. P. (1980). Inelastic Buckling of Steel Struts under Cyclic Load Reversals, UCB/EERC-80/40. Earthquake Engineering Research Center, Berkeley, California.
- [4] 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.
- [5] B. Idini, F. Rojas, R. S. and C. Pastén, "Ground motion prediction equations for the Chilean subduction zone," *Bulletin of Earthquake Engineering*, vol. 15, no. 5, pp. 1853-1880, 2017.
- [6] G. Montalva, N. Bastías and A. Rodriguez-Marek, "Ground-motion prediction equation for the Chilean subduction zone," *Bulletin of the Seismological Society of America*, vol. 107, no. 2, pp. 901-911, 2017.
- [7] Baker, J. W. (2011). Conditional mean spectrum: Tool for ground-motion selection. *Journal of Structural Engineering*, 137(3), 322-331.
- [8] ASCE/SEI 41-17. Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings. American Society of Civil Engineers.
- [9] Medalla, M., Urzúa, C. & Astroza, R. (2022). Evaluación de la demanda sísmica en Chile – Contexto Industrial. Universidad de los Andes, Facultad de Ingeniería y Ciencias Aplicadas.