

## Marcos Arriostrados Concéntricos NCh2369:2023 – Método de Diseño para Pernos de Anclaje

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

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

(2) Ingeniero Civil, M. Eng., Ph.D.(c), AMU Ingenieros, [miguel.medalla@amuingenieros.com](mailto:miguel.medalla@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 y placas base de columnas con pernos de anclaje dúctiles (MAC). NCh2369 requiere que el diseño de elementos donde se acepta plastificación (arriostramientos y pernos de anclaje) se base en fuerzas sísmicas reducidas por un factor de modificación de la respuesta  $R$ . Si bien esta metodología resulta ser razonable para el diseño de los arriostramientos verticales, el uso de fuerzas sísmicas reducidas para el diseño de pernos de anclaje no es capaz de garantizar que la plastificación del anclaje preceda al pandeo de arriostramientos, perdiéndose el efecto beneficioso del anclaje dúctil. El presente trabajo propone una metodología para el diseño de pernos de anclaje de tipologías MAC que se basa en la capacidad resistente lateral del sistema para el dimensionamiento de los pernos y que puede ser aplicada en el contexto de análisis lineales normativos tradicionales. La aplicación de la metodología resulta en una mejora ostensible del desempeño estructural respecto al método tradicional.

*Palabras-Clave: NCh2369:2023, Marcos arriostrados concéntricos, pernos de anclaje dúctiles*

### 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 and column base plates with ductile anchor bolts (MAC). NCh2369 requires that the design of elements where yielding is accepted (braces and anchor bolts) be based on seismic forces reduced by a response modification factor  $R$ . Although this methodology appears to be reasonable for the design of vertical bracing, the use of reduced seismic forces for the design of anchor bolts is not capable of guaranteeing that the yielding of the anchor precedes the braces buckling, thus losing the beneficial effect of the ductile anchor. This paper proposes a methodology for the design of MAC type anchor bolts that is based on the lateral resistance capacity of the system for bolt sizing and that can be applied in the context of traditional code linear analyses. The application of the methodology results in a noticeable improvement in structural performance compared to the traditional method.

*Keywords: NCh2369:2023, Concentric braced frames, ductile anchor bolts*

## 1 Introducción

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 y placas base de columnas con pernos de anclaje dúctiles (MAC), siendo esta tipología estructural la de mayor uso en la industria mediana y pesada en el país. En términos de la filosofía de diseño para MAC, NCh2369 requiere que el diseño de elementos donde se acepta plastificación (arriostramientos y pernos de anclaje) se base en fuerzas sísmicas reducidas por un factor de modificación de la respuesta  $R$ , que da cuenta tanto de la sobrerresistencia como de la ductilidad del sistema. Si bien esta metodología resulta ser razonable para el diseño de los arriostramientos verticales, el uso de fuerzas sísmicas reducidas para el diseño de pernos de anclaje no es capaz de garantizar que la plastificación del anclaje preceda al pandeo de arriostramientos, perdiéndose el efecto beneficioso del anclaje dúctil en tipologías MAC. En base a lo anterior, el presente trabajo propone una metodología para el diseño de pernos de anclaje de tipologías MAC, que se basa en la capacidad resistente lateral del sistema para el dimensionamiento de los pernos y que puede ser aplicada en el contexto de análisis lineales normativos tradicionales.

## 2 Metodología propuesta

La metodología propuesta considera que la compresión máxima en arriostramientos verticales esta fundamentalmente inducida por la carga sísmica lateral en el sistema, despreciando la contribución de las cargas gravitacionales. Para esto, la metodología utiliza combinaciones de carga donde la carga sísmica reducida se ha amplificado por  $0.7R$ , debido a que estas combinaciones presentan compresiones sobre arriostramientos donde la relación entre la componente gravitacional y sísmica es menor que en el caso de combinaciones con carga sísmica reducida. Además, NCh2369:2023 [1] presenta una serie de verificaciones en base a combinaciones amplificadas, por lo que su uso no representa un esfuerzo adicional en términos del ingreso de nuevas combinaciones de carga al modelo estructural.

En este contexto, dada una estructura MAC, se define  $FU$  como la relación demanda/capacidad para el arriostramiento más solicitado para las combinaciones LRFD de NCh2369:2023 [1], donde la carga sísmica ha sido amplificada por  $0.7R$  (se recomienda un análisis sísmico modal-espectral).

Se define como  $\alpha$  el coeficiente que, aplicado a la carga sísmica amplificada horizontal, genera una compresión igual a la compresión esperada en el arriostramiento más solicitado.

Sea  $\Omega_b$  la relación entre la compresión esperada y la compresión disponible en el arriostramiento más solicitado, se tiene:

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

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

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

Donde,

$$\begin{aligned} L_c &= \text{Longitud efectiva en compresión} \\ r &= \text{radio menor de giro} \end{aligned}$$

- $E$  = Módulo de elasticidad del acero
- $F_{ye}$  = Tensión de fluencia esperada,  $F_{ye} = R_y F_y$
- $R_y$  = Relación entre fluencia esperada y nominal
- $F_y$  = Tensión de fluencia mínima especificada
- $F_{cr}$  = Tensión crítica de pandeo
- $F_e$  = Tensión elástica de pandeo
- $P_{ne}$  = Capacidad esperada en compresión del arriostramiento
- $P_n$  = Capacidad nominal en compresión del arriostramiento
- $\phi$  = Factor de reducción de la resistencia
- $A_g$  = Área gruesa del arriostramiento

A continuación, se obtiene del análisis estructural la menor tracción  $T_u$  entre las bases de columna asociadas al panel arriostrado, obtenida de combinaciones de carga LRFD donde la carga sísmica reducida se ha amplificado por  $0.7\alpha R$ . Se utiliza la menor tracción de modo de fomentar que la plastificación de los pernos de anclaje preceda el pandeo a capacidad esperada del panel arriostrado.

Sea  $\beta = 1.7$  un coeficiente de ajuste que corrige la carga gravitacional considerada en la combinación de carga de diseño LRFD respecto a la registrada al momento de producirse el pandeo de arriostramientos a capacidad esperada, obtenido de los análisis tiempo-historia no-lineales detallados en la sección 3.

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

$$T_u / \beta > R_{y,ab} F_{y,ab} A_{ab} \tag{4}$$

- Donde,  $R_{y,ab}$  = Relación entre fluencia esperada y nominal para el perno de anclaje
- $F_{y,ab}$  = Tensión de fluencia mínima especificada para el perno de anclaje
- $A_{ab}$  = Área gruesa total de pernos de anclaje en la base de columna

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

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

En la Fig. 1 se muestra un diagrama de flujo para la implementación de la metodología.

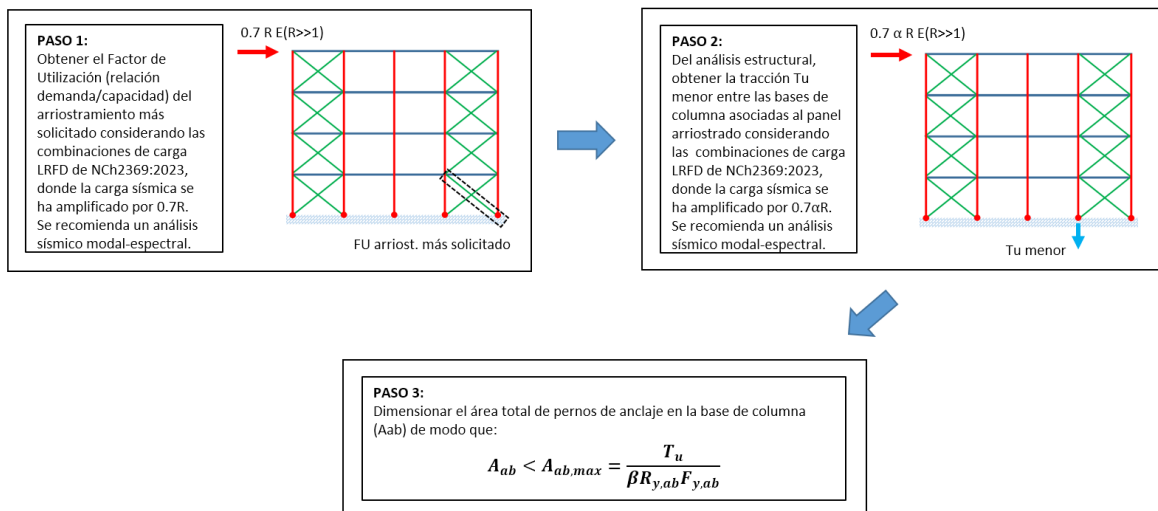


Fig. 1 – Diagrama de flujo para aplicación de la metodología propuesta.

Cabe notar, que si la estructura MAC esta dimensionada de manera ajustada a las fuerzas mínimas de diseño normativas ( $I=1.0$ ,  $R=5$ ), es posible que la aplicación de la metodología propuesta resulte en una sección de pernos de anclaje menor a la que se obtendría al aplicar el método tradicional de diseño en base a cargas sísmicas reducidas. En este caso, si se desea establecer criterios mínimos para el diseño de pernos de anclaje, por ejemplo: diámetro mínimo de pernos, número mínimo de pernos, fuerzas mínimas de diseño, etc., será necesario aumentar la resistencia de los arriostramientos verticales, de modo de reducir su FU y consecuentemente aumentar el coeficiente  $\alpha$  y  $A_{ab,max}$ .

En la siguiente sección se revisa el efecto de aplicar la metodología propuesta sobre un espacio arquetipo diseñado en base a las disposiciones de NCh2369:2023 [1]. Primero, se diseñan los anclajes del espacio arquetipo considerando el método tradicional de fuerzas sísmicas reducidas; y luego, se diseñan considerando la metodología propuesta. En ambos casos, se caracteriza el desempeño sísmico por medio de análisis tiempo-historia no-lineales, incorporando un set amplio de registros sísmicos seleccionados en base espectros objetivos representativos de la amenaza sísmica presente en la principal zona minera de Chile.

### 3 Estudios de validación

#### 3.1 Espacio arquetipo

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

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

Las estructuras del espacio arquetipo presentan una planta y altura de entrepiso típicas (4 vanos de 5m en cada dirección y altura de 3m). Se consideran 2 vanos arriostrados por eje y 3 ejes sísmicos por dirección horizontal (ejes extremos y central). Las cargas gravitacionales (peso equipos, plataformas y sobrecarga operacional) se ajustan dentro de un rango de valores usuales para el diseño industrial, de modo de obtener una distribución de periodos aproximadamente uniforme en un rango de rigidez representativo del rubro industrial (0.15s a 0.90s, en intervalos aproximados de 0.5s).

El diseño considera una demanda sísmica obtenida de un análisis modal espectral basada en un factor de importancia  $I=1.0$  y un factor de reducción de la respuesta  $R=5$ , de acuerdo con las disposiciones de NCh2369:2023 [1]. Los análisis consideran un Suelo Tipo B, en base a la clasificación de suelos de la misma norma.

El espacio arquetipo busca ser una aproximación generalista y representativa de los sistemas estructurales industriales obtenidos de la aplicación ajustada de NCh2369:2023 [1]. De este modo, la caracterización del desempeño sísmico estructural se entiende válida para un rango amplio de configuraciones estructurales. En la Fig. 2 se muestra un modelo genérico del Espacio Arquetipo (Planta y Elevación).

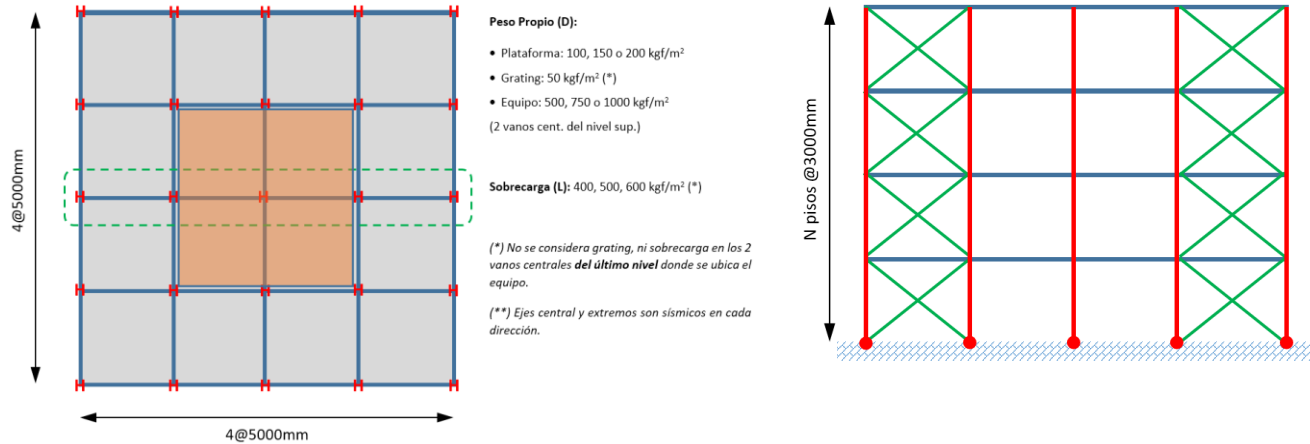


Fig. 2 – (Izq.) Planta típica y sobrecargas estáticas. (Der.) Elevación típica.

En la Tabla 1 se muestra un resumen del diseño del espacio arquetipo. En la Tabla 2 se muestra el dimensionamiento de los pernos de acuerdo a la metodología tradicional en base a cargas sísmicas reducidas (R=5) y en base a la metodología propuesta. Se observa que la metodología requiere la reducción del área total de pernos de anclaje en las estructuras 3, 5, 6, 8, 9, 10, 11, 14, 15, 16. Estos modelos se marcarán con un recuadro rojo en los gráficos de desempeño para una observación más simple del efecto de la metodología en el desempeño del arquetipo.

### 3.2 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 3.3, 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 (Ws) 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 Ws corresponde al 100 % de la carga muerta y al 25 % de la carga viva.

Tabla 1 – Resultados del diseño estructural para el espacio arquetipo.

Estructura	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16
N° de Pisos	2	2	2	3	3	4	5	5	6	6	6	7	8	8	8	8
Ws [kN] Marco Plano	812	198	167	1242	920	1922	1867	2550	2658	2843	3317	3243	3082	3846	3850	4486
Ws [kN] Total	2437	3563	3500	3726	5759	5766	5601	7649	7973	8529	9952	9730	9245	11449	11549	13459
T [s]	0.16	0.19	0.26	0.30	0.35	0.40	0.45	0.52	0.56	0.60	0.66	0.72	0.76	0.82	0.86	0.90
Factor Partic. Modal	9%	89%	92%	87%	88%	84%	81%	79%	81%	79%	79%	79%	78%	78%	76%	77%
Qo (kN)	121	195	215	214	320	285	243	299	283	276	295	261	230	267	256	285
Qo, min (kN)	137	200	87	93	144	144	140	191	199	213	249	243	231	286	289	336
F. A. Corte Basal	1.14	1.03	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.07	1.13	1.18
Coef. sísmico (Qo/Ws)	0.17	0.17	0.20	0.20	0.19	0.18	0.16	0.14	0.13	0.12	0.11	0.10	0.09	0.08	0.08	0.08
COL SIS 1	HN 20x46	HN 20x33.8	HN 20x46	HN 20x46	HN 20x69.4	HN 25x68.9	HN 25x76.5	HN 35x102	HN 35x124	HN 30x106	HN 30x106	HN 35x124	HN 35x124	HN 35x134	HN 30x128	HN 35x150
FU (E(R=5))	0.34	0.66	0.49	0.55	0.55	0.53	0.47	0.46	0.39	0.50	0.54	0.45	0.45	0.51	0.55	0.50
FU (0.7RE)	0.49	0.96	0.77	0.97	0.96	0.98	0.92	0.86	0.75	0.89	0.98	0.84	0.81	0.90	0.95	0.94
COL SIS 2	-	-	-	-	-	-	HN 20x46	-	-	HN 25x68.9	HN 25x68.9	HN 35x102	-	HN 35x124	HN 30x73.9	HN 30x92.2
FU (E(R=5))	-	-	-	-	-	-	0.32	-	-	0.51	0.55	0.31	-	0.27	0.57	0.51
FU (0.7RE)	-	-	-	-	-	-	0.50	-	-	0.83	0.94	0.53	-	0.43	0.95	0.90
COL EST	HN 20x46	HN 20x33.8	HN 20x46	HN 20x33.8	HN 20x46	HN 20x46	HN 20x46	HN 25x68.9	HN 25x57.7	HN 25x68.9	HN 25x68.9	HN 25x95	HN 25x95	HN 25x95	HN 25x95	HN 25x95
FU (1.2D+1.6L)	0.35	0.66	0.60	0.84	0.90	0.89	0.92	0.80	0.89	0.87	0.96	0.93	0.71	0.85	0.88	0.96
VIGA 1 (punta X)	IN 30x50.7	IN 30x56.8	IN 30x56.8	IN 30x50.7	IN 30x69	IN 25x60.5	IN 25x46.6	IN 35x53	IN 30x44.6	IN 25x66.6	IN 25x66.6	IN 25x46.6	IN 25x46.6	IN 25x66.6	IN 25x60.5	IN 25x66.6
FU (1.2D+1.6L)	0.71	0.98	0.80	0.73	0.80	0.90	0.92	0.76	0.89	0.82	0.86	0.98	0.82	0.90	0.90	0.86
FU Desb. Plástico	0.36	0.51	0.62	0.60	0.64	0.52	0.53	0.75	0.89	0.47	0.52	0.83	0.71	0.62	0.52	0.52
VIGA 2 (equipo)	IN 30x56.8	IN 30x56.8	IN 30x90.7	IN 30x69	IN 30x102	IN 25x66.6	IN 25x60.5	IN 40x73.7	IN 25x66.6	IN 25x72.7	IN 30x75.4	IN 35x77.8	IN 30x69	IN 25x66.6	IN 30x75.4	IN 35x77.8
FU (1.2D+1.6L)	0.79	0.93	0.92	0.92	0.87	0.77	0.89	0.88	0.78	0.80	0.82	0.93	0.92	0.88	0.78	0.87
DIAG	L 10x17.8	L 10x17.8	I 75x75x4	I 75x75x5	I 75x75x5	I 75x75x5	I 75x75x5	I 75x75x5	I 75x75x5	I 75x75x5	I 75x75x5	I 75x75x5	I 75x75x5	I 75x75x5	I 75x75x5	I 75x75x5
FU (E(R=5))	0.58	0.85	0.70	0.61	0.82	0.74	0.65	0.69	0.71	0.72	0.77	0.69	0.62	0.74	0.76	0.85
FU (0.7RE)	1.35	1.97	1.99	1.66	2.39	2.14	1.84	2.23	2.10	2.08	2.22	1.97	1.76	2.15	2.17	2.50

### 3.3 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.

Tabla 2 – Diseño de pernos anclaje en base a cargas sísmicas reducidas y metodología propuesta.

DISEÑO P. A. TRADICIONAL																
Estructura	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16
Tu (R=5) [kN]	74	105	126	181	232	298	316	385	402	388	388	397	398	471	462	523
db [in]	1/2	1/2	5/8	3/4	3/4	7/8	7/8	1	1	1	1	1	1	1 1/8	1 1/8	1 1/8
db [mm]	13	13	16	19	19	22	22	25	25	25	25	25	25	29	29	29
Nb	4	4	4	4	4	4	4	4	4	4	4	4	4	4	4	4
Ab [mm <sup>2</sup> ]	507	507	792	1140	1140	1552	1552	2027	2027	2027	2027	2027	2027	2565	2565	2565
φTn [kN] = φ Ab (0.75Fu)	114	114	178	257	257	349	349	456	456	456	456	456	456	577	577	577
FU = Tu/φTn	0.65	0.92	0.71	0.70	0.91	0.85	0.90	0.84	0.88	0.85	0.85	0.87	0.87	0.82	0.80	0.91

METODOLOGÍA PROPUESTA DISEÑO P. A.																
Estructura	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16
FU DIAG (0.9D+1.4(0.7REx-0.6Ez))	1.16	1.68	1.86	1.52	2.25	1.98	1.72	2.11	1.99	1.92	2.08	1.85	1.63	2.02	2.03	2.37
Lwp [cm] (DIAG)	583	583	583	583	583	583	583	583	583	583	583	583	583	583	583	583
Le [cm] (DIAG)	543	543	503	503	503	503	503	503	503	503	503	503	503	503	503	503
K	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50
r.min [cm]	1.96	1.96	2.87	2.82	2.82	2.82	2.82	2.82	2.82	2.82	2.82	2.82	2.82	2.82	2.82	2.82
Ac = K Le / r.min	139	139	88	89	89	89	89	89	89	89	89	89	89	89	89	89
E [Mpa]	200000	200000	200000	200000	200000	200000	200000	200000	200000	200000	200000	200000	200000	200000	200000	200000
Fy [Mpa]	248	248	248	248	248	248	248	248	248	248	248	248	248	248	248	248
Ry	1.3	1.3	1.3	1.3	1.3	1.3	1.3	1.3	1.3	1.3	1.3	1.3	1.3	1.3	1.3	1.3
Fye [Mpa]	322	322	322	322	322	322	322	322	322	322	322	322	322	322	322	322
Fye [Mpa]	103	103	257	248	248	248	248	248	248	248	248	248	248	248	248	248
Ac.lim = 4.71 √(E/Fye)	117	117	117	117	117	117	117	117	117	117	117	117	117	117	117	117
qb	1.111	1.111	1.280	1.274	1.274	1.274	1.274	1.274	1.274	1.274	1.274	1.274	1.274	1.274	1.274	1.274
α = qb/FU	0.96	0.66	0.69	0.84	0.57	0.64	0.74	0.60	0.64	0.66	0.61	0.69	0.78	0.63	0.63	0.54
Fy.ab [Mpa]	248	248	248	248	248	248	248	248	248	248	248	248	248	248	248	248
Fu.ab [Mpa]	400	400	400	400	400	400	400	400	400	400	400	400	400	400	400	400
Ry.ab	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50
ρ (Método)	1.70	1.70	1.70	1.70	1.70	1.70	1.70	1.70	1.70	1.70	1.70	1.70	1.70	1.70	1.70	1.70
Aab [mm <sup>2</sup> ] = Tu/(ρ Ry.ab Fy.ab)	448	424	440	910	806	1132	1424	1346	1552	1580	1472	1736	1994	1855	1810	1706
Ab.método [mm <sup>2</sup> ] (Disp. Método)	507	507	507	1140	792	1140	1552	1552	1552	1552	1552	2027	2027	2027	2027	2027
db [in] (Disp. Método)	1/2	1/2	1/2	3/4	5/8	3/4	7/8	7/8	7/8	7/8	7/8	1	1	1	1	1
db [in] (Original)	1/2	1/2	5/8	3/4	3/4	7/8	7/8	1	1	1	1	1	1	1 1/8	1 1/8	1 1/8

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 [2] a una serie de arriostramientos de distintas esbelteces, compacidades y secciones transversales [3]. En el caso de las bases de columna, el modelo consiste en dos elementos no-lineales en paralelo [3]. 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. 3 se muestra un esquema del modelo inelástico para arriostramientos. En la Fig. 4 se muestra un esquema del modelo inelástico para las bases de columna. Considerando que el amortiguamiento histerético es explícitamente incorporado por los modelos, la razón de amortiguamiento viscoso utilizada para los análisis es de un 2%.

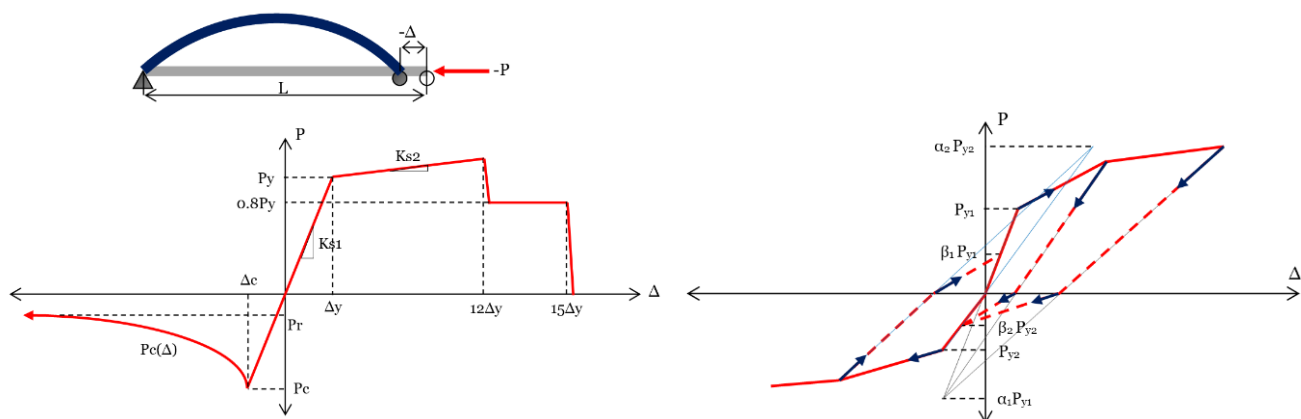


Fig. 3 – (Izq.) Curva envolvente típica para arriostramientos. (Der.) Curva histerética para arriostramientos [3].

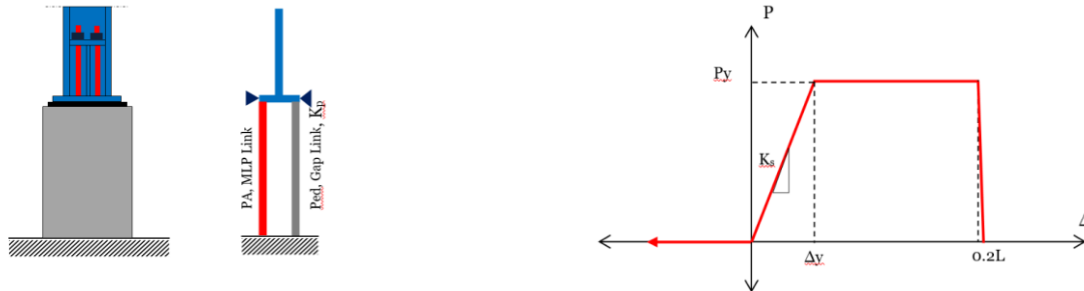


Fig. 4 – (Izq.) Modelo para bases de columna. (Der.) Curva envolvente para pernos de anclaje [3].

### 3.4 Amenaza sísmica

Para efectos de la evaluación del desempeño sísmico del espacio arquetipo, los sistemas estructurales han sido localizados en la Planta Minera Gabriela Mistral, CODELCO, Región de Antofagasta, Chile, 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). El suelo del sitio se define como Tipo B, según la caracterización de NCh2369:2023 [1]. 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, 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 escenarios en estudio, adicionalmente se muestran los espectros de media condicionada para las diferentes estructuras del espacio arquetipo; en conjunto con el espectro SMP.

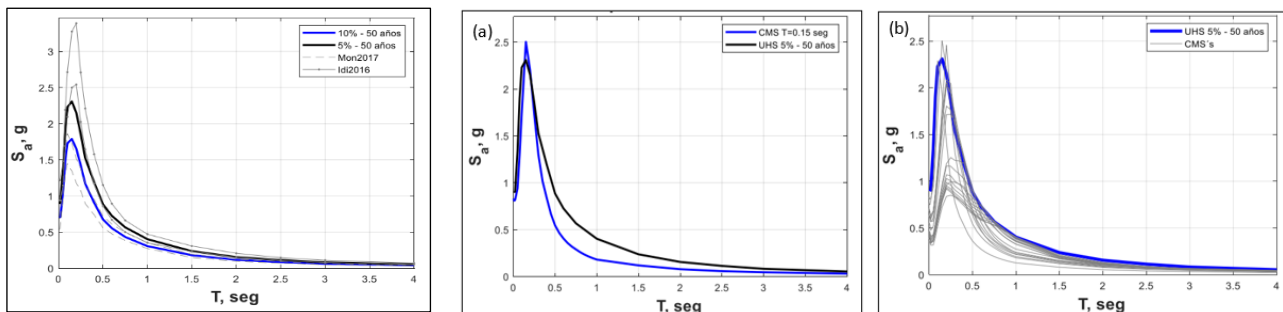


Fig. 5: (Izq.) Espectro de amenaza UHS a nivel SDI (10% en 50 años) y SMP (5% en 50 años). (Centro) Espectros UHS y CMS para T=0.15s a nivel SMP. (Der.) Espectros UHS y CMS a nivel SMP.

### 3.5 Desempeño sísmico

En las figuras siguientes se compara el desempeño sísmico del espacio arquetipo original (izq.) y el espacio arquetipo modificado por la metodología propuesta (der.). Como se observa en la Tabla 2, la metodología propuesta reduce la sección de pernos de anclaje de algunos de los arquetipos, los que se indican con un recuadro rojo. En la Figuras 7 a 17 se muestra para cada arquetipo la respuesta obtenida para cada uno de los 30 registros. Los valores medios de la respuesta se indican por una línea continua. Sobre y bajo el valor medio, se indica con una barra la desviación estándar del grupo.

En la Fig. 6 se muestra la energía sísmica media disipada por histéresis de pernos de anclaje y arriostramientos y por amortiguamiento viscoso equivalente, tanto a nivel SDI (arriba) como SMP (abajo). Se observa que para el espacio arquetipo modificado la energía sísmica disipada por pernos de anclaje respecto al total es mayor que en el espacio arquetipo original, siendo indicio de como la

metodología alivia la incursión inelástica de arriostramientos. Además, aumenta la energía liberada por amortiguamiento viscoso, dado que al ser más flexibles los anclajes, aumenta la velocidad de la respuesta.

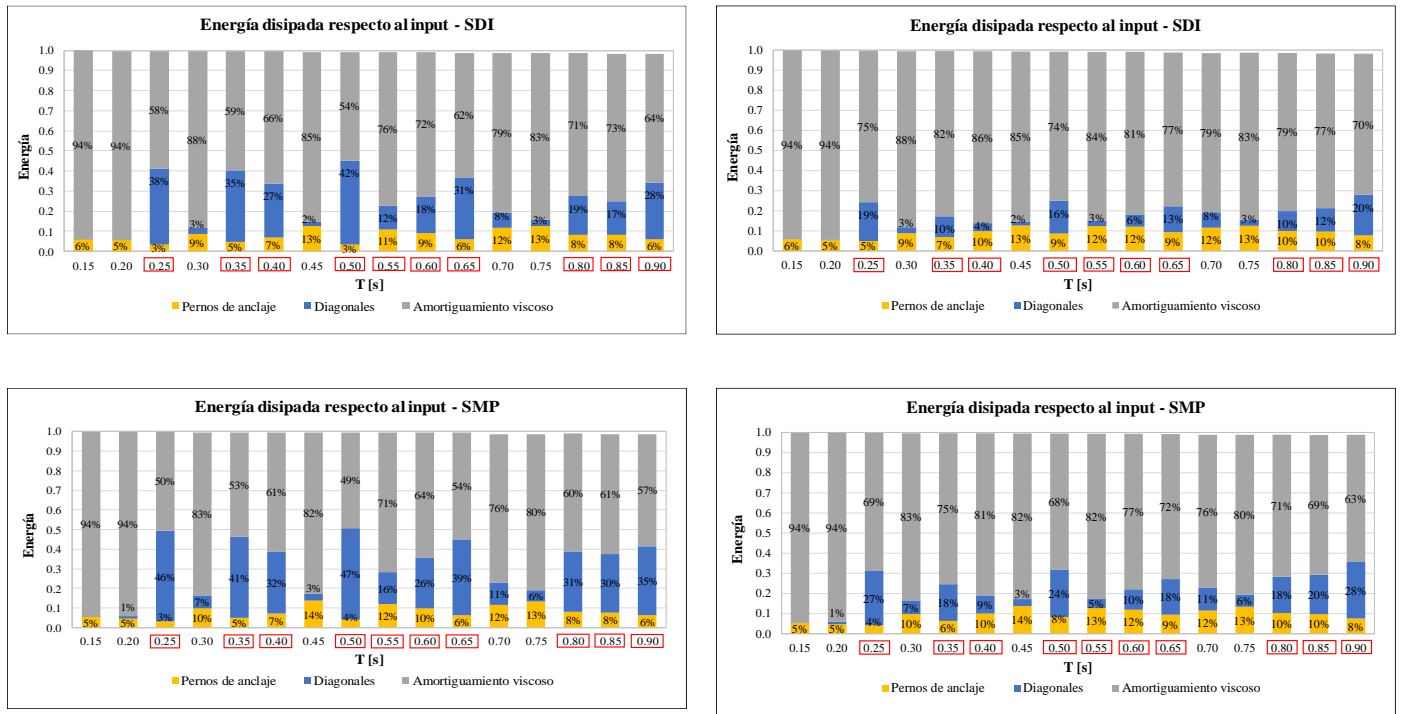


Fig. 6: Energía disipada por componente a nivel SDI (arriba) y SMP (abajo). (Izq.) Espacio arquetipo original. (Der.) Espacio arquetipo modificado por la metodología propuesta.

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  $R_{\mu}$  a nivel SDI. Se observa que el nivel de disipación global no experimenta grandes cambios debido a la mayor participación de pernos de anclaje y menor participación de arriostramientos. En la Fig. 8 se muestra el factor  $R_{\mu}$  a nivel SMP. Al igual que para el caso SDI, se observa que el nivel de disipación global no experimenta grandes cambios. Se observa además que el nivel de disipación general se encuentra saturado, dado que la razón entre  $R_{\mu}$  a nivel SMP y SDI es equivalente al incremento de corte basal elástico. Esto es sinónimo de que la estructura está cercana a agotar su capacidad de disipación global.

En la Fig. 9 se muestra la elongación de pernos de anclaje a nivel SDI. Se observa que la metodología propuesta aumenta la elongación en pernos, aunque prácticamente todos los arquetipos en su valor medio más una desviación estándar están bajo una elongación de 0.08, lo que es consistente con un eventual reapriete (se recomienda el uso de pernos de anclaje reemplazables). En la Fig. 10 se muestra la elongación de pernos de anclaje a nivel SMP. Se observa que prácticamente todos los arquetipos en su valor medio más una desviación estándar están bajo una elongación de 0.12, lo que protege al anclaje de la fractura, incluso en pernos de anclaje maquinados.

En la Fig. 11 se muestra el factor de utilización para columnas sísmicas (relación demanda/capacidad LRFD) a nivel SMP. Se observa que la metodología propuesta no modifica de manera notoria la utilización de las columnas, debido a que la componente axial de la demanda sobre la columna es



superior a la flexural inducida por la deformación del primer nivel. Cabe notar que prácticamente todas las columnas presentan una utilización media más una desviación estándar inferior a 1.0 a nivel SMP, lo que muestra la bondad de los nuevos requisitos de NCh2369:2023 para el diseño de columnas.

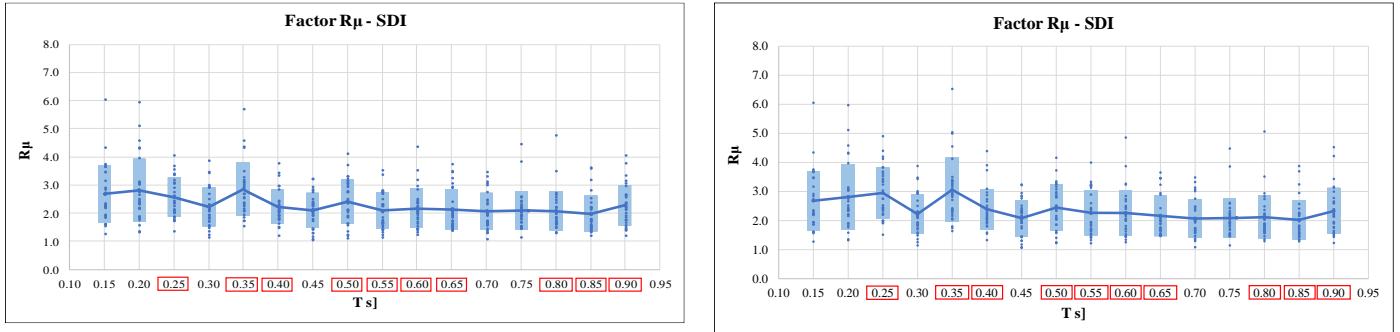


Fig. 7: Factor  $R_{\mu}$  a nivel SDI. (Izq.) Espacio arquetipo original. (Der.) Espacio arquetipo modificado por la metodología propuesta.

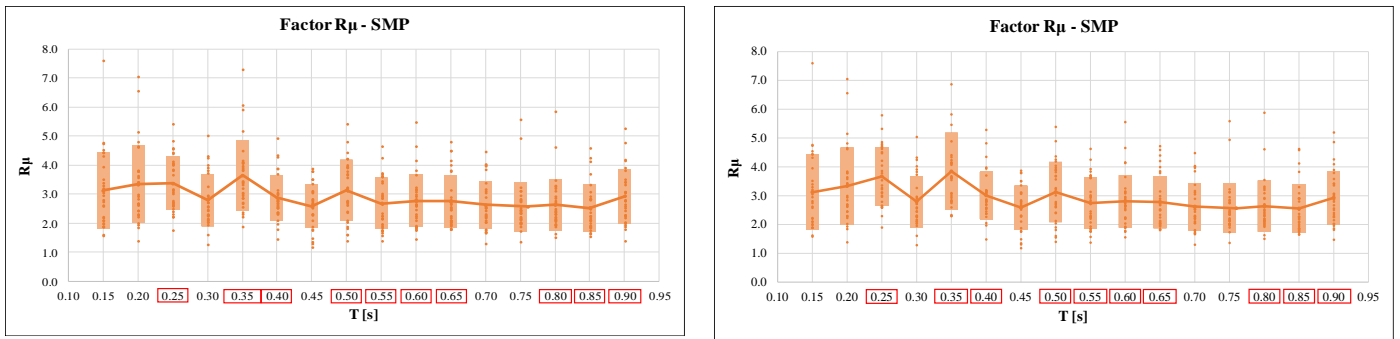


Fig. 8: Factor  $R_{\mu}$  a nivel SMP. (Izq.) Espacio arquetipo original. (Der.) Espacio arquetipo modificado por la metodología propuesta.

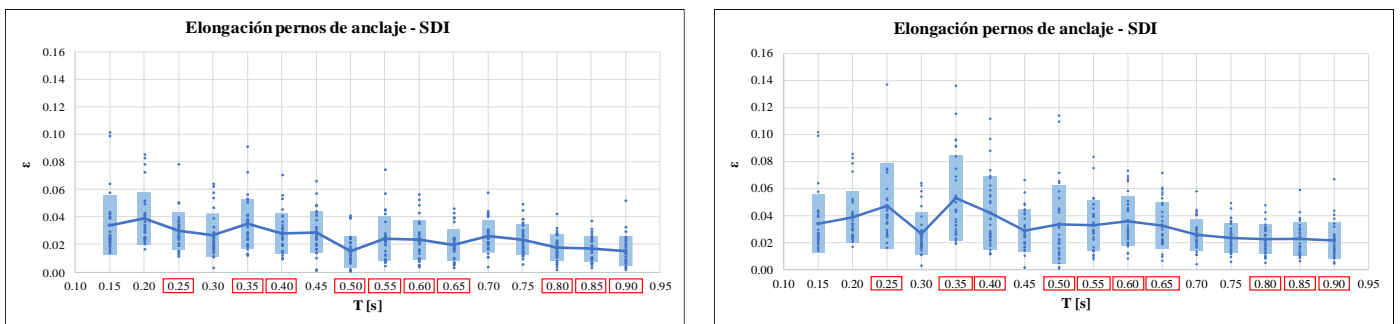


Fig. 9: Elongación pernos de anclaje ( $\epsilon$ ) a nivel SDI. (Izq.) Espacio arquetipo original. (Der.) Espacio arquetipo modificado por la metodología propuesta.

En la Fig. 12 se muestra el drift de entrepiso medio a nivel SMP. Se observa que la metodología propuesta logra reducir la concentración de deformación en el primer nivel, manteniéndola muy por debajo del límite normativo. Además, se homogeniza la deformación en altura, debido a que el panel arriostrado tiende a deformarse como cuerpo rígido debido a la mayor flexibilidad de los anclajes. Esta menor deformación protege tanto a las columnas como a elementos secundarios y equipos que se conectan en varios niveles de la estructura.

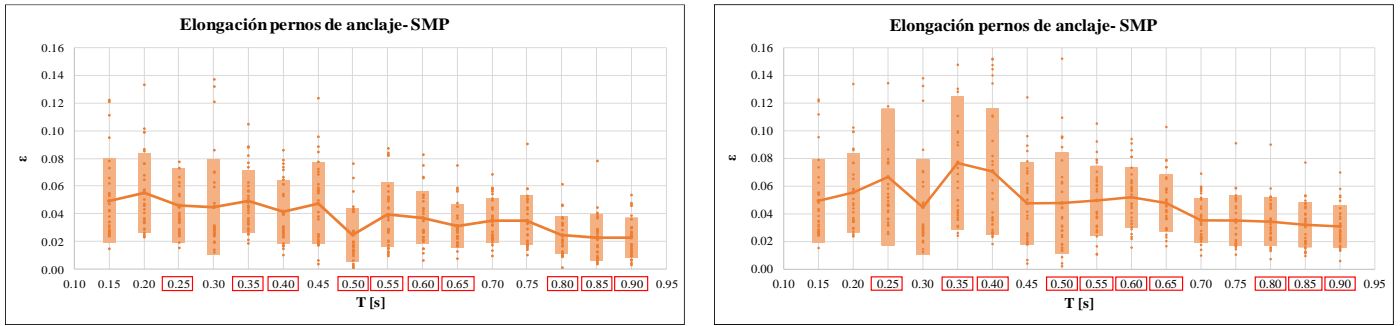


Fig. 10: Elongación pernos de anclaje ( $\epsilon$ ) a nivel SMP. (Izq.) Espacio arquetipo original. (Der.) Espacio arquetipo modificado por la metodología propuesta.

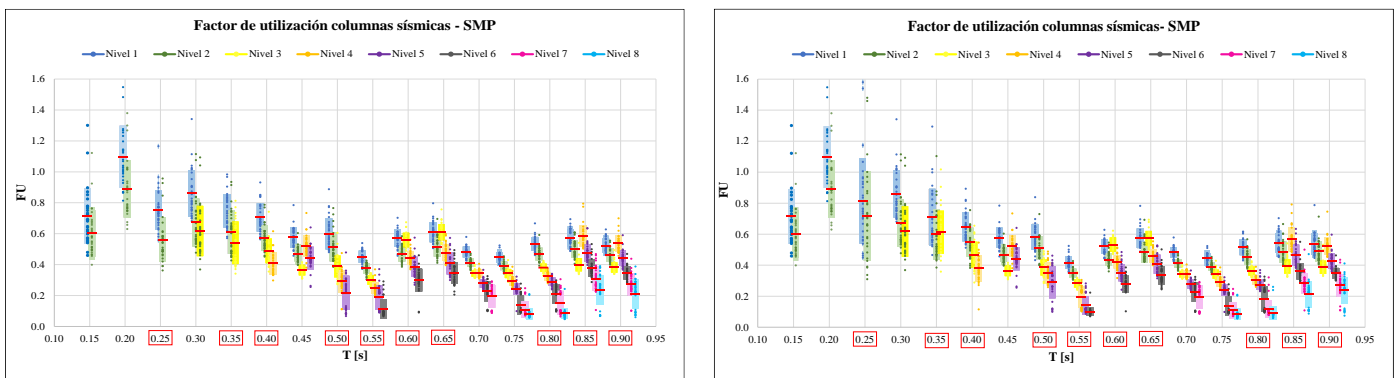


Fig. 11: Factor de utilización columnas sísmicas a nivel SMP. (Izq.) Espacio arquetipo original. (Der.) Espacio arquetipo modificado por la metodología propuesta.

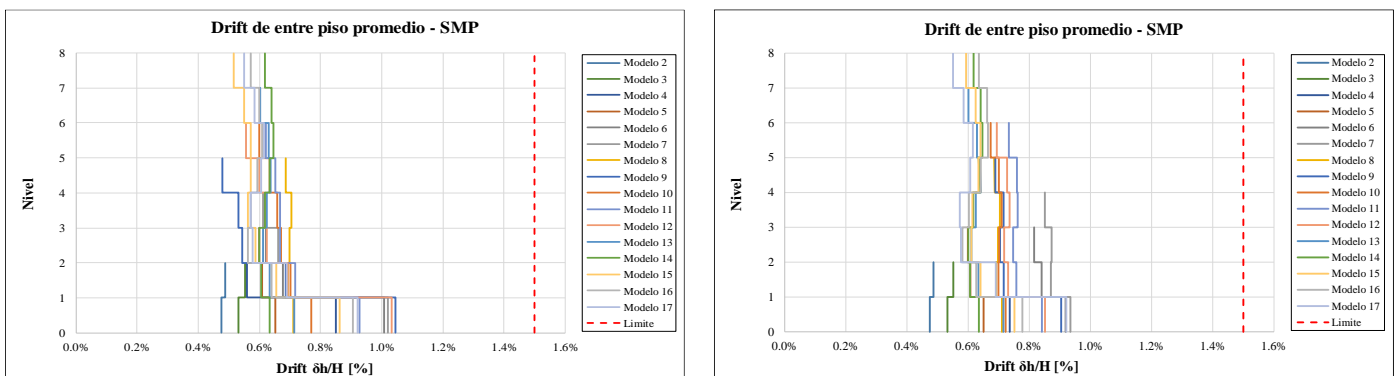


Fig. 12: Drift de entre piso promedio para registros SMP. (Izq.) Espacio arquetipo original. (Der.) Espacio arquetipo modificado por la metodología propuesta.

En la Fig. 13 se muestra la deformación en tracción de arriostramientos normalizada por su deformación de fluencia a nivel SDI. Se observa que la metodología propuesta logra reducir la concentración de deformación en los arriostramientos del primer nivel, en línea con lo observado para el drift de entrepiso. Se observa que para prácticamente todos los arquetipos se registra una deformación en tracción normalizada a nivel medio más una desviación estándar menor a 1.5, lo que es consistente con un objetivo de operación inmediata (IO), según ASCE41-17 [4]. De igual forma, en la Fig. 14 se muestra la deformación en tracción de arriostramientos normalizada por su deformación de fluencia a nivel

SMP. Se observa que para prácticamente todos los arquetipos se registra una deformación en tracción normalizada a nivel medio más una desviación estándar menor a 3.0, lo que es consistente como un objetivo de seguridad de vida (LS), según ASCE41-17 [4]. El nivel de deformación observado en tracción para la metodología propuesta, tanto a nivel SDI como SMP, es menor al requerido por NCh2369:2023 [1].

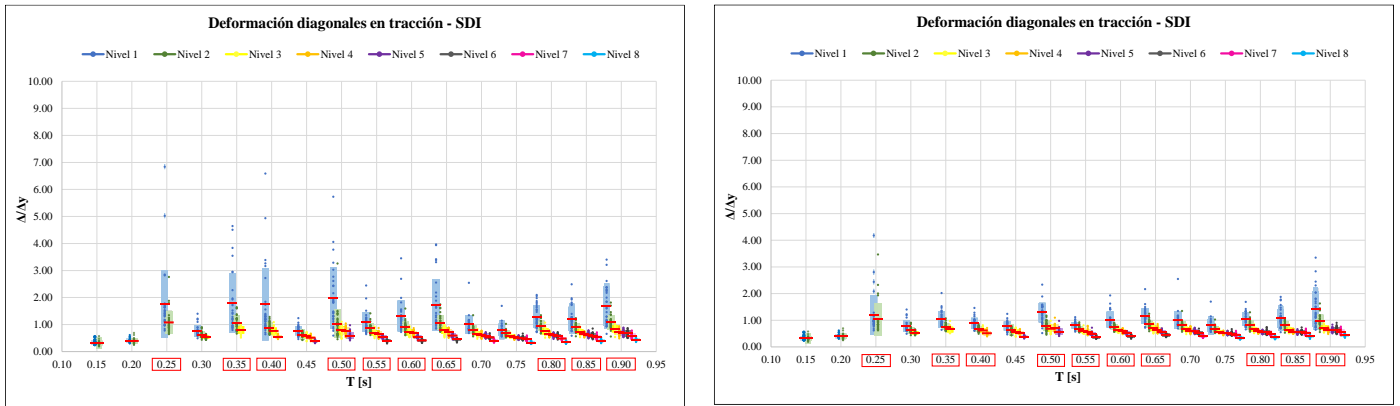


Fig. 13: Deformación diagonales en tracción a nivel SDI. (Izq.) Espacio arquetipo original. (Der.) Espacio arquetipo modificado por la metodología propuesta.

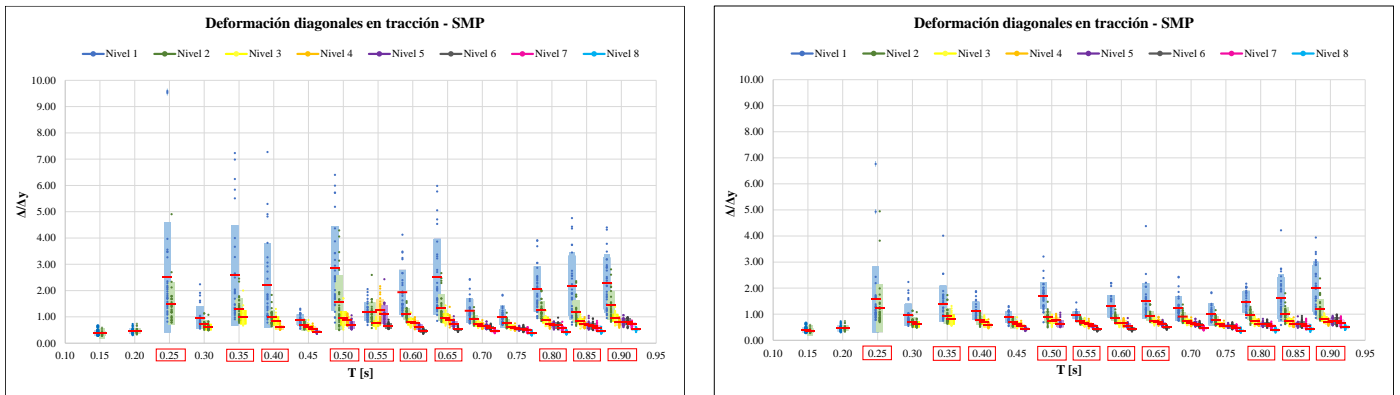


Fig. 14: Deformación diagonales en tracción a nivel SMP. (Izq.) Espacio arquetipo original. (Der.) Espacio arquetipo modificado por la metodología propuesta.

En la Fig. 15 se muestra la deformación en compresión de arriostramientos normalizada por su deformación de pandeo a nivel SDI. Se observa que la metodología propuesta logra reducir la concentración de deformación en los arriostramientos del primer nivel, en línea con lo observado para el drift de entrepiso. Se observa que para prácticamente todos los arquetipos se registra una deformación en compresión normalizada a nivel medio más una desviación estándar menor a 3.0, lo que es consistente con un 50% del límite de seguridad de vida (0.5LS), según ASCE41-17 [4]. De igual forma, en la Fig. 16 se muestra la deformación en compresión de arriostramientos normalizada por su deformación de pandeo a nivel SMP. Se observa que para prácticamente todos los arquetipos se registra una deformación en tracción normalizada a nivel medio más una desviación estándar menor a 5.0, lo que es consistente como un objetivo de seguridad de vida (LS), según ASCE41-17 [4]. El nivel de deformación observado en compresión para la metodología propuesta, tanto a nivel SDI como SMP, está de acuerdo con el requerido por NCh2369:2023 [1].

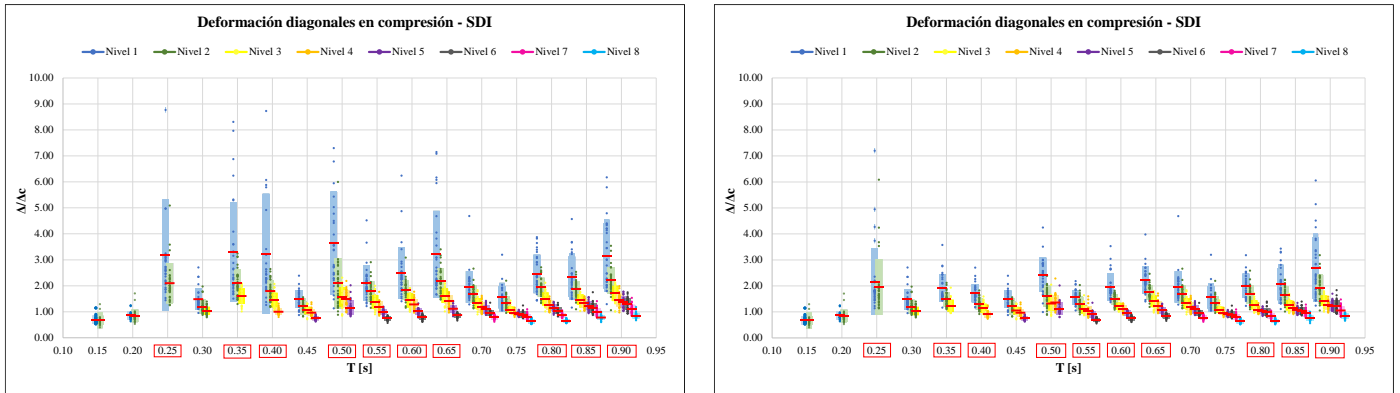


Fig. 15: Deformación diagonales en compresión para registros SDI. (Izq.) Espacio arquetipo original. (Der.) Espacio arquetipo modificado por la metodología propuesta.

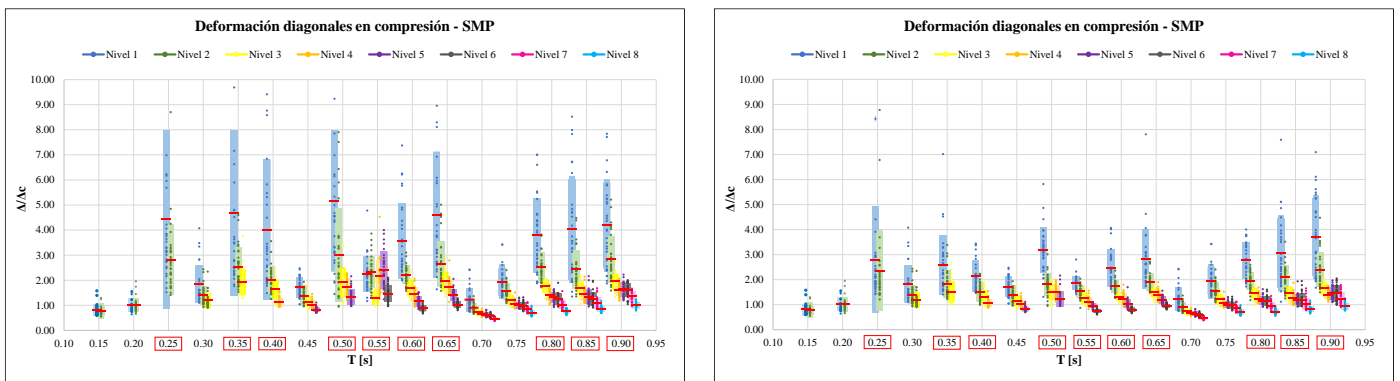


Fig. 16: Deformación diagonales en compresión para registros SMP. (Izq.) Espacio arquetipo original. (Der.) Espacio arquetipo modificado por la metodología propuesta.

#### 4 Acción exclusiva de pernos de anclaje

En la Fig. 17 (izq.) se muestra el efecto imponer un comportamiento elástico en los arriostramientos del espacio arquetipo, considerando los anclajes obtenidos por la metodología propuesta como el único mecanismo histerético de disipación de energía sísmica disponible. Se observa que es posible asumir conservadoramente que la disipación aportada por los pernos de anclaje, a nivel SDI, es aproximadamente de 2.0, lo que ponderado por una sobrerresistencia básica del material de 1.5, permite un factor de reducción de la respuesta  $R=3.0$ . Lo anterior es relevante considerando que el nivel de reducción de la respuesta obtenido es similar al utilizado actualmente en la industria pesada, resultando atractivo el diseño de estructuras cuyo daño esperado se concentre en sus anclajes, liberando de daño a la estructura. Estos anclajes pueden ser detallados como reemplazables, de modo de tener control sobre el daño acumulado por el fusible. En la Fig. 17 (der.) se observa que la elongación de pernos de anclaje a nivel SDI no se incrementa notoriamente para el escenario de estructura elástica, lo que apoya la idea de concentrar el daño solo en los anclajes.

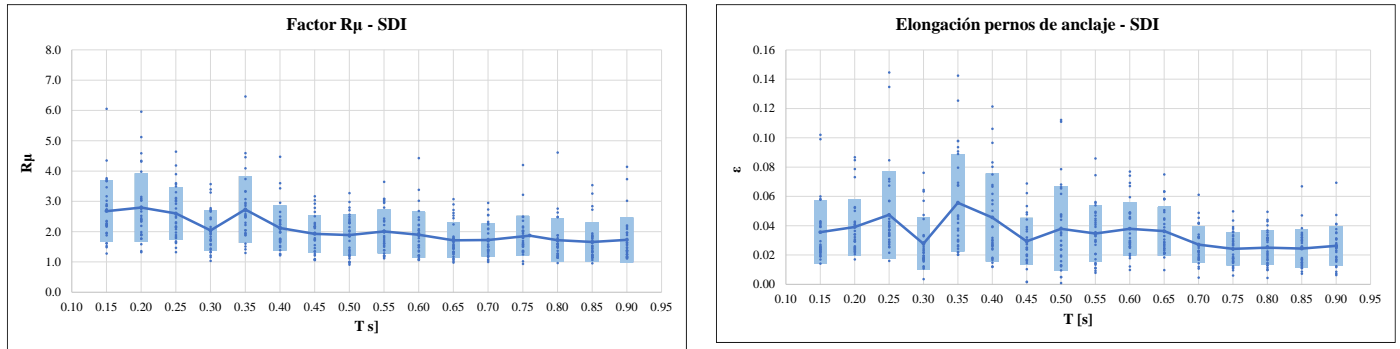


Fig. 17: (Izq.) Factor  $R_{\mu}$  a nivel SDI. (Der.) Elongación ( $\epsilon$ ) de pernos de anclaje a nivel SDI.

## 5 Conclusiones

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

## 6 Agradecimientos

Los autores quieren agradecer y destacar la notable contribución de los siguientes alumnos y profesionales, sin los cuales no hubiese sido posible realizar los extensos estudios de validación mostrados en esta investigación. Alumnos Universidad de Concepción: Marcos Cárcamo, Natalia Carrasco, Cristian Gutierrez, Pablo Ibarra. Ingenieros Civiles Estructurales: Manuel Navarrete, Francisco Zárate.

## 7 Referencias

- [1] INN, 2023. Diseño Sísmico de Estructuras e Instalaciones Industriales, NCh2369. Instituto Nacional de Normalización, Santiago, Chile.
- [2] 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.
- [3] 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.
- [4] ASCE/SEI 41-17. Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings. American Society of Civil Engineers.
- [5] 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.