



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



**DISEÑO POR DESEMPEÑO APLICADO A MARCOS ARRIOSTRADOS  
CONCÉNTRICOS EN ESTRUCTURA INDUSTRIAL FILTRO LAROX BASADO EN LA  
NORMA NCh2369:2025**

POR

**Diego Ignacio de Jesús Betancour Cabezas**

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

Profesor Guía  
Rodrigo Silva Muñoz

Profesor Comisión  
Sebastián Calderón Díaz

Profesional Supervisor  
Cristian Urzúa

Noviembre 2025  
Concepción (Chile)

© 2025 Diego Ignacio de Jesús Betancour Cabezas

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

## DEDICATORIA

*Este trabajo está dedicado a mi familia, Ana Carolina, Ana Cecilia, Ana Luisa y Valentina, quienes han sido mi fortaleza a lo largo de toda mi vida, especialmente en esta última etapa. Les agradezco por enseñarme con esfuerzo y dedicación los valores del trabajo, enseñándome que todo sacrificio vale la pena.*

*Gracias por acompañarme en cada etapa académica, por apoyarme estando lejos de casa y por recibirme siempre con los brazos abiertos, atentos que no me faltara nada.*

*A mis amigos de ambas ciudades donde he vivido, Consuelo, Cristóbal, Pablo y Jaime, gracias por su apoyo, por los momentos de diversión y por brindarme un espacio seguro donde compartir mis emociones y despejar mi mente.*

*A Max, Loki, Mía y Martín mi fiel compañero que me han acompañado en largas noches de estudio durante la pandemia, un cariño incondicional.*

*Quiero también dedicar a una familia que me acogió mientras estuve lejos de casa, Tía Sandra, Tía Sarita y Tío Wladimir. Gracias por recibirme en su hogar, por brindarme comida, afecto y preocupación en varios aspectos de mi vida, enseñándome que la familia no siempre se comparte por sangre.*

*Finalmente, a Fernanda Valdés, mi compañera y confidente, gracias por apoyarme y comprenderme en momentos de estrés y felicidad, por brindarme su confianza, alegría, cariño y amor en cada momento.*

## **AGRADECIMIENTOS**

Agradecer a Sebastián Alarcón y Cecilia Ortiz, por brindarme sus antecedentes de diseño, gentilmente resolviendo mis dudas y orientando inicialmente para empezar el estudio.

Agradezco al profesor Cristian Urzúa, por facilitar la idea del método de estudio, por dedicar su tiempo a resolver mis dudas durante el desarrollo de este trabajo y proponer valiosas ideas de mejora. Asimismo, agradezco al profesor Miguel Medalla por proporcionar los registros sísmicos necesarios para la ejecución de los análisis.

Finalmente, agradecer a mi profesor guía, Profesor Rodrigo Silva, por los conocimientos brindados durante mi formación académica, entregándome asesoramiento y tenerme presente para desarrollar este trabajo de título.

## RESUMEN

En Chile, debido a su particular ubicación geográfica, ha estado expuesto a numerosos sismos de diversas magnitudes en distintas zonas del país. Esta realidad ha impulsado que la industria de la ingeniería desarrolle normativas de diseño con el fin de preservar la estructura principal, asegurando continuidad de operación y protección de los habitantes.

Recientemente ha entrado en vigor la nueva normativa NCh2369 versión 2025, cuyo enfoque es mejorar los requerimientos de diseño asociado a las condiciones de suelos. Entre sus principales cambios destaca el desarrollo de expresiones para suelos tipo D y E, y la incorporación de conceptos como la “aceleración máxima de referencia del suelo” que permiten una mejor interpretación de los espectros de referencias y de diseño, así como la determinación de límites en cortes basales de la estructura.

Por otra parte, en la anterior versión NCh2369:2023, las estructuras de periodo relativamente corto presentaban limitaciones en las generaciones de expresiones espectrales. La nueva normativa NCh2369:2025 (INN, 2025) desarrolla la incorporación del factor  $R^*$  (factor de modificación de la respuesta estructural), el cual puede evaluarse directamente con los periodos con mayor participación de masa modal, eliminando el factor de corte sísmico mínimo.

Actualmente las estructuras poseen una secuencia de disipadores de energías, tales como los arriostramientos y pernos de anclaje. Sin embargo, el sistema de diseño vigente no siempre garantiza una secuencia de plastificación adecuada o bien no se diseñan explícitamente como fusibles sísmicos, lo que en ocasiones puede derivar a desarrollar fenómenos como el piso blando. Este fenómeno surge debido a diferencias de rigidez lateral en el sistema, aumentando las deformaciones, especialmente en los niveles inferiores.

En este contexto, el presente documento busca verificar una metodología de diseño de pernos de anclajes que logre garantizar que el primer fusible en actuar sea pernos de anclaje y posteriormente el pandeo de arriostramientos en sistemas de marcos arriostrados concéntricos (MAC). El desarrollo de la metodología recae en análisis no lineales tiempo-historia de los elementos mencionados.

La estructura por evaluar corresponde a estructura minera industrial que actúa como soporte de diferentes equipos de filtros y estanques de unidades hidráulicas. Denominada “Estructura filtro Larox”, está compuesta por marcos arriostrados y de momento.

El estudio contempla la evaluación de la estructura bajo distintas amenazas sísmicas, nivel de diseño (SDI) y sismo máximo probable (SMP). La metodología de trabajo consiste, en primer lugar, en evaluar los impactos derivados de la nueva normativa NCh2369:2025 (INN, 2025). Posteriormente, se analizará la distribución de energía disipada entre pernos de anclaje en base de columnas y arriostramientos verticales, examinando las deformaciones de los arriostramientos, viendo su elongación, factores de utilización mediante amplificación sísmica en columnas, y finalmente evaluar los drift entre piso entre la metodología de diseño tradicional y la propuesta.

## ABSTRACT

Chile's unique geographical location has exposed it to numerous earthquakes of varying magnitudes across its territory. This reality has driven the engineering industry to develop design codes aimed at preserving primary structural integrity while ensuring operational continuity and occupant safety.

Recently, the new NCh2369:2025 standard came into effect, focusing on improving design requirements related to soil conditions. Among its main updates are the development of expressions for soil types D and E, and the introduction of concepts such as the “maximum reference ground acceleration”, which allow for a better interpretation of reference and design spectra, as well as a more accurate determination of limits in structural base shear.

Short-period structures previously faced limitations in generating expressions under the 2023 spectrum version. The NCh2369:2025 standard (INN, 2025) incorporates the  $R^*$  factor (structural response modification factor), which can be evaluated directly using periods with the highest modal mass participation or by considering each vibration period.

Currently, structures include an energy dissipation sequence, such as anchor bolts and bracing systems. However, the current design approach does not always guarantee appropriate plasticization sequences, which can sometimes lead to soft-story effects caused by lateral stiffness differences, increasing deformations, particularly in lower levels.

In this context, this study aims to evaluate a design methodology for anchor bolts that ensures the first fuse to act are the bolts themselves, followed by the buckling of bracing members in MAC systems. The methodology is developed through nonlinear time-history analyses of the mentioned elements.

The structure under evaluation corresponds to an industrial mining structure that supports various equipment, including filters and hydraulic unit tanks. Known as the “Larox Filter Structure”, it consists of braced and moment-resisting frame.

The study examines the structure under different seismic threats: Service Design Earthquake (SDE) and Maximum Probable Earthquake (MPE). The methodology first evaluates the impacts introduced by the NCh2369:2025 (INN, 2025). Then, the distribution of dissipated energy among anchor bolts at column bases and vertical bracings is analyzed, considering bracing deformations, elongation, utilization factors through seismic amplification in columns, and finally, inter-story drifts are compared between the traditional design methodology and the proposed approach.

**ÍNDICE DE CONTENIDOS**

ÍNDICE DE TABLAS.....	iv
ÍNDICE DE FIGURAS.....	v
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    Descripción estructura.....	3
1.4    Organización de la memoria.....	5
CAPÍTULO 2: ANTECEDENTES NORMATIVOS.....	6
2.1    Introducción .....	6
2.2    Principales cambios normativos.....	6
2.2.1 Disposiciones generales .....	7
2.2.2 Análisis sísmico.....	9
CAPITULO 3: DISEÑO LINEAL DE ESTRUCTURA .....	11
3.1    Introducción .....	11
3.2    Materiales .....	11
3.3    Cargas .....	14
3.3.1    Cargas permanentes (D) .....	14
3.3.2    Cargas vivas (L) .....	15
3.3.3    Cargas de viento (W).....	15
3.3.4    Cargas de nieve (S).....	17
3.3.5    Cargas sísmicas (E) .....	18
3.4    Combinaciones de carga.....	20

---

3.5	Verificación de resistencia en elementos estructurales .....	21
3.6	Verificación deflexiones verticales.....	23
3.7	Verificación de drift entrepiso .....	25
3.8	Conclusiones .....	26
CAPITULO 4: CRITERIOS DE DISEÑO TRADICIONAL DE PERNOS DE ANCLAJE Y METODOLOGÍA PROPUESTA .....		28
4.1	Introducción .....	28
4.2	Diseño tradicional de pernos de anclaje.....	28
4.3	Metodología de diseño propuesto para pernos de anclaje.....	29
4.4	Conclusiones .....	33
CAPITULO 5: ANÁLISIS NO LINEAL.....		34
5.1	Introducción .....	34
5.2	Análisis no lineales tiempo-historia .....	34
5.3	No linealidad en arriostramientos .....	36
5.4	Criterios de aceptación .....	39
5.5	No linealidad en anclajes.....	40
5.6	Amenaza sísmica para análisis de respuesta no lineal. ....	42
5.7	Conclusiones .....	44
CAPITULO 6: DISEÑO DE PERNOS DE ANCLAJE Y EVALUACIÓN DEL DESEMPEÑO SÍSMICO.....		46
6.1	Introducción .....	46
6.2	Diseño pernos de anclaje.....	46
6.2.1	Diseño tradicional de pernos de anclaje.....	46
6.3	Evaluación desempeño sísmico estructural.....	51
6.3.1	Energía disipada .....	51
6.3.2	Factor de reducción de la respuesta por ductilidad .....	53

---

6.3.3	Elongación pernos de anclaje.....	57
6.3.4	Factor de utilización de columnas sísmicas .....	58
6.3.5	Drift de entrepiso.....	61
6.3.6	Deformación de arriostramientos .....	63
6.3.7	Conclusiones .....	65
CAPITULO 7: CONCLUSIONES Y COMENTARIOS .....		67
REFERENCIAS .....		69
ANEXO 1.1 CONTRIBUCIÓN A OBJETIVOS DE DESARROLLO SOSTENIBLE .....		71
ANEXO 3.1 DISEÑO ESTRUCTURA .....		72
ANEXO 3.2 CARGAS DE DISEÑO.....		84
ANEXO 4.1 DETERMINACIÓN COEFICIENTE DE AJUSTE BETA .....		93
ANEXO 5.1 LÍMITES DE ACEPTACIÓN DE DEFOMRACIÓN DE ARRIOSTRAMIENTOS... ..		99
ANEXO 5.2 CURVAS MONOTÓNICAS DE ARRIOSTRAMIENTOS .....		100
ANEXO 5.3 CURVAS MONOTÓNICAS DE PERNOS DE ANCLAJE .....		102
ANEXO 5.6 AMENAZA SÍSMICA PARA ANÁLISIS DE RESPUESTA NO LINEAL.....		104

## ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 2.1 Valor de aceleración efectiva máxima y aceleración máxima de referencia .....	8
Tabla 2.2 Valor de los parámetros que dependen del tipo de suelo .....	8
Tabla 3.1 Propiedades acero estructuras ASTM A572Gr50 .....	11
Tabla 3.2 Propiedades acero estructuras ASTM A709Gr.HPS70w .....	12
Tabla 3.3 Propiedades acero estructuras ASTM A500GrC .....	12
Tabla 3.4 Propiedades hormigón G30 .....	12
Tabla 3.5 Cargas permanentes (D) aplicadas en modelo .....	14
Tabla 3.6 Parámetros cargas de viento .....	16
Tabla 3.7 Parámetros cargas de nieve .....	17
Tabla 3.8 Parámetros cargas sísmicas .....	18
Tabla 3.9 Resumen resultados análisis modal espectral .....	20
Tabla 3.10 Verificación deformaciones verticales vigas de piso (L/300) .....	24
Tabla 3.11 Verificación deformaciones verticales vigas filtro Larox y correa transportadora .....	24
Tabla 3.12 Drift de entrepiso por acción sísmica .....	26
Tabla 6.1 Diseño tradicional de pernos de anclaje en estructura .....	47
Tabla 6.2 Diseño pernos de anclaje según metodología propuesta .....	49
Tabla A.3. 1 Diseño desbalance plástico vigas de acople. (Izq.) Sección HSS 6x6x3/8" (Der.) Sección HSS 6x6x5/8" .....	81
Tabla A.3. 2. Diseño desbalance plástico vigas de acople. (Izq.) Sección HSS 6x6x3/8" (Der.) Sección HSS 6x6x5/8" .....	82
Tabla A.3. 3 Diseño desbalance plástico vigas de acople. (Izq.) Nivel 2 Sección HSS 6x6x3/8" panel izq. (Der.) Nivel 2 Sección HSS 6x6x3/8" panel der. ....	82
Tabla A.3. 4 Diseño desbalance plástico vigas de acople Nivel 1 Sección HSS 6x6x3/8" panel izq	82

## ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1.1 Estructuración edificio filtro Larox .....	4
Figura 1.2 Vista 3D edificio filtro Larox (Dimensiones en mm) .....	4
Figura 3.1 Secciones de perfiles-Elevación Eje X=0m.....	13
Figura 3.2 Secciones de perfiles-Elevación Eje Y=0m. ....	13
Figura 3.3 Espectro de diseño NCh2369 2025, 2025 con R* .....	19
Figura 3.4 Factores de utilización columnas sismo amplificado .....	22
Figura 3.5 Factores de utilización arriostramientos carga reducida .....	23
Figura 3.6 Deflexiones de elementos viga [mm]. ....	25
Figura 3.7 Dimensiones requeridas para conectores de corte .....	<b>¡Error! Marcador no definido.</b>
Figura 3.8 Ancho efectivo para vigas intermedias (Izq.) Ancho efectivo vigas de borde (Der.)	<b>¡Error! Marcador no definido.</b>
Figura 3.9 Drift de entrepiso por acción sísmica .....	26
Figura 5.1 Ingreso función tipo Ramp.....	35
Figura 5.2 Largo entre líneas de plastificación para arriostramientos en X (izquierda) y arriostramientos dispuestos en V (Derecha).....	36
Figura 5.3 Curva envolvente fuerza-deformación para arriostramientos verticales .....	37
Figura 5.4 Curva histeretica modelo pibor para arriostramientos verticales.....	38
Figura 5.5 Criterios de aceptación para modelación no lineal de arriostramientos .....	39
Figura 5.6 Criterios de aceptación modelación fuerza-deformación generalizada .....	40
Figura 5.7 Esquema pernos de anclaje (izq.) y esquema empleado en software SAP2000 (der.) .....	41
Figura 5.8 Curva histerética para pernos de anclaje.....	41
Figura 5.9 Curva envolvente fuerza-deformación pernos de anclaje.....	42
Figura 5.10 Registros seleccionados para nivel SDI (izq.) y para nivel SMP (der.).....	43
Figura 6.1 Discretización pernos de anclaje en bases de columnas arriostradas.....	48
Figura 6.2 Energía disipada a nivel SDI – (Izq.) Diseño tradicional (Der.) Metodología propuesta .	52
Figura 6.3 Energía disipada a nivel SMP – (Izq.) Diseño tradicional (Der.) Metodología propuesta	52
Figura 6.4 Factor de reducción por ductilidad a nivel SDI – Dir.X – (Izq.) Diseño Tradicional (Der.) Met. Propuesta.....	53

Figura 6.5 Factor de reducción por ductilidad a nivel SDI – Dir.Y – (Izq.) Diseño Tradicional (Der.) Met. Propuesta.....	54
Figura 6.6 Factor de reducción por ductilidad a nivel SMP – Dir.X – (Izq.) Diseño Tradicional (Der.) Met. Propuesta.....	54
Figura 6.7 Factor de reducción por ductilidad a nivel SMP – Dir.Y – (Izq.) Diseño Tradicional (Der.) Met. ....	54
Figura 6.8 Factor de sobrerresistencia promedio nivel SDI.....	55
Figura 6.9 Factor de reducción de la respuesta promedio a nivel SDI.....	55
Figura 6.10 Factor de sobrerresistencia promedio nivel SMP.....	56
Figura 6.11 Factor de reducción de la respuesta promedio a nivel SMP .....	56
Figura 6.12 Elongación de pernos de anclaje a Nivel SDI – (Izq.) Diseño tradicional (Der.) Metodología propuesta.....	57
Figura 6.13 Elongación de pernos de anclaje a Nivel SMP – (Izq.) Diseño tradicional (Der.) Metodología propuesta.....	58
Figura 6.14 Factor de utilización columnas sísmica a nivel SDI- Metodología tradicional .....	59
Figura 6.15 Factor de utilización columnas sísmica a nivel SDI- Metodología propuesta.....	59
Figura 6.16 Factor de utilización columnas sísmica a nivel SMP- Metodología tradicional.....	60
Figura 6.17 Factor de utilización columnas sísmica a nivel SMP- Metodología propuesta .....	60
Figura 6.18 Drift entrepiso con demanda sísmica nivel SDI – (Izq.) Diseño tradicional (Der.) Metodología propuesta.....	61
Figura 6.19 Drift entrepiso con demanda sísmica nivel SMP – (Izq.) Diseño tradicional (Der.) Metodología propuesta.....	62
Figura 6.20 Deformación diagonales traccionadas a nivel SDI – (Izq.) Diseño tradicional (Der.) Met. propuesta .....	63
Figura 6.21 Deformación diagonales traccionadas a nivel SMP – (Izq.) Diseño tradicional (Der.) Met. propuesta .....	64
Figura 6.22 Deformación diagonales comprimidas a nivel SDI – (Izq.) Diseño tradicional (Der.) Met. propuesta .....	64
Figura 6.23 Deformación diagonales comprimidas a nivel SMP – (Izq.) Diseño tradicional (Der.) Met. propuesta .....	65
Figura A.3. 1 Secciones y FU – (Izq.). Carga sísmica reducida (Der.) Carga sísmica amplificada ...	72
Figura A.3. 2 Secciones y FU – (Izq.). Carga sísmica reducida (Der.) Carga sísmica amplificada...	73

Figura A.3. 3 Secciones y FU – (Izq.). Carga sísmica reducida (Der.) Carga sísmica amplificada...	73
Figura A.3. 4 Secciones y FU – (Izq.). Carga sísmica reducida (Der.) Carga sísmica amplificada...	74
Figura A.3. 5 Secciones y FU – (Izq.). Carga sísmica reducida (Der.) Carga sísmica amplificada...	74
Figura A.3. 6 Secciones y FU – (Izq.). Carga sísmica reducida (Der.) Carga sísmica amplificada...	75
Figura A.3. 7 Secciones y FU – (Izq.). Carga sísmica reducida (Der.) Carga sísmica amplificada...	75
Figura A.3. 8 Secciones y FU – (Izq.). Carga sísmica reducida (Der.) Carga sísmica amplificada...	76
Figura A.3. 9 Secciones y FU – (Izq.). Carga sísmica reducida (Der.) Carga sísmica amplificada...	76
Figura A.3. 10 Carga sísmica amplificada .....	77
Figura A.3. 11 Carga sísmica amplificada.....	77
Figura A.3. 12 Carga sísmica amplificada – Edificio Harnero .....	78
Figura A.3. 13 Carga sísmica amplificada .....	78
Figura A.3. 14 Diagrama de cuerpo libre viga puntal configuración de arriostramientos en X .....	79
Figura A.3. 15 Vigas puntales primer y segundo nivel .....	79
Figura A.3. 16 Vigas puntales primer y segundo nivel .....	80
Figura A.3. 17 Vigas puntales primer y segundo nivel .....	80
Figura A.3. 18 Vigas puntales primer y segundo nivel .....	81
Figura A.3.2 1 Carga permanente Costaneras y revestimiento ( $D_{sw}$ ).....	84
Figura A.3.2 2Carga permanente parrilla de piso ARS-6 ( $D_{parrilla.ARS-6}$ ) .....	85
Figura A.3.2 3Carga permanente barandas ( $D_{bar}$ ) .....	85
Figura A.3.2 4 Carga permanente escaleras ( $D_{esc}$ ) .....	86
Figura A.3.2 5 Carga permanente escalerilla eléctrica ( $D_{esc.elect}$ ) .....	86
Figura A.3.2 6 Carga Filtro de prensa Larox ( $D_{filtro.larox.FLF-501}$ ) .....	87
Figura A.3.2 7 Unidad hidráulica ( $D_{unid.hid.FLF-501-01}$ ).....	87
Figura A.3.2 8 Carga Muffler ( $D_{muffler.FLF-504-03}$ ).....	87
Figura A.3.2 9 Carga puente grúa filtro prensa ( $D_{puente.grua.CNRT-501}$ ).....	88
Figura A.3.2 10 Carga harnero - estructura lateral ( $D_{harnero.SCG-501}$ ).....	88
Figura A.3.2 11 Carga filtro agua de sello ( $D_{acum.FRT-503}$ ) .....	88
Figura A.3.2 12 Correa colectora de sólidos filtrados ( $D_{correa.trans.CVC-501}$ ).....	89
Figura A.3.2 13 Estanque desaireador ( $D_{est.desaireador.FLF-501-02}$ ).....	89
Figura A.3.2 14 Carga Chute de alimentación correa colectora ( $D_{chute.correa.CHU-502}$ ).....	89
Figura A.3.2 15 Sobrecarga de uso (L) .....	90
Figura A.3.2 16 Sobrecarga tecles (Ltecles).....	90

---

Figura A.3.2 17 Sobrecarga puente grúa ( $L_{\text{puente.grúa}}$ ) .....	91
Figura A.3.2 18 Carga de viento en X ( $W_x$ ) .....	91
Figura A.3.2 19 Carga de viento en Y ( $W_y$ ) .....	92
Figura A.3.2 20 Carga nieve (S).....	92
Figura A.4. 1 Error promedio entre tracciones debido a sismo horizontal obtenidos mediante AME y ATHL para dirección sísmica en X .....	97
Figura A.4. 2 Error promedio entre tracciones debido a sismo horizontal obtenidos mediante AME y ATHL para dirección sísmica en Y.....	98
Figura A.4. 3 Coeficiente gamma.....	96
Figura A.5.2.1 1 Curvas monotónicas de arriostramientos.....	101
Figura A.5.3. 1 Curvas monotónicas de pernos de anclaje considerando diseño tradicional.....	102
Figura A.5.3. 2 Curvas monotónicas de pernos de anclaje considerando diseño metodología propuesta .....	103
Figura A.5.6 1 Amplitudes máximas entre registros sísmicos en dirección de análisis vertical.....	104
Figura A.5.6 2 Registro sísmico 26 con aceleración máxima $7,399 \text{ (m/s}^2\text{)}$ – dirección vertical .....	105
Figura A.5.6 3 Registro sísmico 25 con aceleración máxima de $11,302 \text{ (m/s}^2\text{)}$ – dirección vertical	105
Figura A.5.6 4 Amplitudes máximas entre registros sísmicos en dirección de análisis horizontal en X .....	106
Figura A.5.6 5 Registro sísmico 30 con aceleración máxima de $13,298 \text{ (m/s}^2\text{)}$ – dirección horizontal X .....	106
Figura A.5.6 6 Registro sísmico 29 con aceleración máxima de $14,566 \text{ (m/s}^2\text{)}$ – dirección horizontal X .....	107
Figura A.5.6 7 Amplitudes máximas entre registros sísmicos en dirección de análisis horizontal en Y .....	107
Figura A.5.6 8 Registro sísmico 29 con aceleración máxima de $15,150 \text{ (m/s}^2\text{)}$ – dirección horizontal Y .....	108
Figura A.5.6 9 Registro sísmico 15 con aceleración máxima de $15,249 \text{ (m/s}^2\text{)}$ – dirección horizontal Y .....	108

## CAPÍTULO 1: INTRODUCCIÓN

### 1.1 Motivación

La normativa NCh2369, es la encargada de establecer los estándares mínimos de diseño para estructuras industriales de acero. La nueva actualización versión 2025, publicada oficialmente el 28 de mayo establece modificaciones respecto a la versión anterior. Entre los cambios se incluye la reorganización de las expresiones en las combinaciones de carga y dirigiéndolas directamente a los espectros con la finalidad de trabajar con estados límites últimos. La base de diseño de la normativa es poder generar una baja incursión inelástica de los elementos estructurales, brindando una sobre resistencia en la estructura.

Bajo otras disposiciones de la norma, se busca regular la disipación de energía en elementos de estructuras tipo MAC. En la versión 2025, el diseño bajo cargas sísmicas reducidas por un factor de modificación de respuesta  $R$ , no garantiza necesariamente la plastificación de pernos de anclaje. Como consecuencia, en algunas situaciones, considerando la capacidad flexural de las columnas a conectar, puede existir deficiencia en los anclajes, disminuyendo la rigidez flexional. Esta situación tiene implicancias críticas en los desplazamientos relativos entre los primeros pisos (drift) y en la redistribución de momentos, aumentando el riesgo de fenómeno de piso blando, incrementando deformaciones y eventualmente, el colapso de la estructura.

Es por esto por lo que, si el diseño de pernos de anclaje viene dado por una plastificación que precede al pandeo de los arriostramientos, genera una reducción en las demandas de las diagonales, disminuyendo la probabilidad de fluencia y compresión. Por ello se busca verificar una propuesta de método de diseño de estos fusibles sísmicos que garantice la fluencia del anclaje antes de que actúe el pandeo en arriostramientos.

## 1.2 Objetivos

### 1.2.1 Objetivo general

El objetivo de la presente memoria de título es evaluar una propuesta de metodología de diseño en pernos de anclaje para estructurales industriales de acero, con la finalidad de poder mostrar una mejora considerable en el desempeño sísmico en estructuras. Esta metodología fue aplicada a una estructura metálica tridimensional real, dispuesta por filtros de concentrados mineros, donde se procesa y descarga material cuyas actividades están expuestas a vulnerabilidades estructurales por operación y fallas mecánicas. Los períodos estructurales están dentro de 0,4 y 0,5 segundos, emplazada en zona sísmica II y suelo tipo C.

### 1.2.2 Objetivos específicos

- ❖ Realizar el diseño convencional lineal de la Estructura Filtro Larox de Industria Minera, considerando disposiciones de la norma NCh2369:2025 (INN, 2025), mediante un análisis sísmico modal espectral.
- ❖ Calibrar coeficiente de ajuste  $\beta$ , encargado de corregir la carga gravitacional obtenida a partir de un análisis modal espectral mediante análisis tiempo-historia, enfocado en representar adecuadamente el comportamiento bidireccional de la estructura.
- ❖ Realizar análisis no lineal dinámicos del tipo tiempo-historia en el proyecto estructural minero, considerando a niveles de amenaza sísmica del tipo sismo de diseño (SDI) y sismo máximo probable (SMP).
- ❖ Comparar la metodología de diseño tradicional bajo nuevas disposiciones de la norma NCh2369 versión 2025 con la metodología propuesta.

- ❖ Comparar el desempeño sísmico de la estructura mediante análisis tiempo-historia no lineal con la aplicación de ambas metodologías de diseño con escenarios de demandas sísmica SDI y SMP.

### 1.3 Descripción estructura

La estructura de Filtro Larox, corresponde a un edificio destinado al procesamiento de concentrado de cobre y descarga de material, compuesto por bodegas de almacenamiento, puente grúa con capacidad de levante de 14 toneladas, filtros de prensa vertical, estanques desaireadores, edificio harnero y otras estructuras con equipamiento de mantención.

Se encuentra a una altitud referencial de 1536 m.s.n.m y una altitud geográfica (sur) de 33.55°.

El dimensionamiento de la estructura principal contempla un ancho de 11,5m en dirección de análisis X y 17,75m en la dirección Y, la altura al hombro del edificio es de 23,9m y la altura máxima de 25,25m. La configuración estructural está compuesta en base a marcos arriostrados concéntricos en ambas direcciones de análisis mediante uso de diagonales dispuestas en X con una separación máxima de 5 metros, además de una extensión lateral compuesta por marcos de momento destinado para Harnero de limpieza y filtros de agua.

El edificio de filtro cuenta con dos niveles de plataforma con losa colaborante de 20cm de espesor, que actúan como diafragmas rígidos, ayudando a la distribución de cargas en marcos arriostrados.

En cuanto a su comportamiento dinámico, el periodo fundamental de la estructura es de 0.53s en la dirección X, mientras que en la dirección Y es de 0.42s. El edificio posee un peso sísmico de 1104,5 tonf y cortes basales de 335tonf y 399.5tonf en las direcciones X e Y respectivamente.

En la Figura 1.1 se presentan la estructuración, mientras que en la Figura 1.2 se muestran los elementos de carga que serán instalados en la estructura y las dimensiones generales de la edificación.

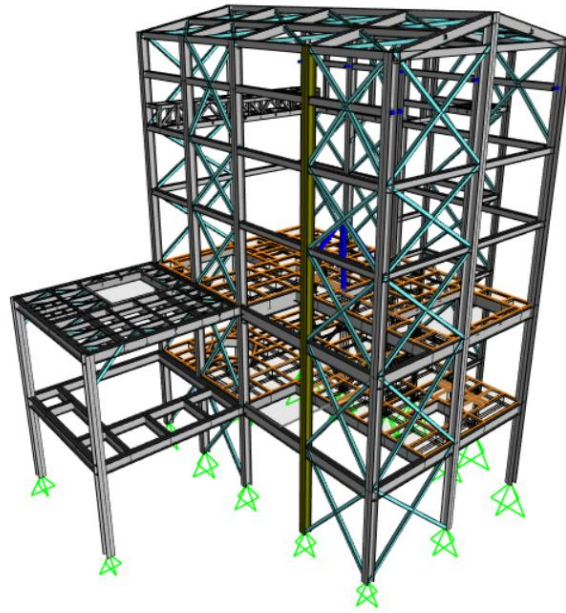


Figura 1.1 Estructuración edificio filtro Larox

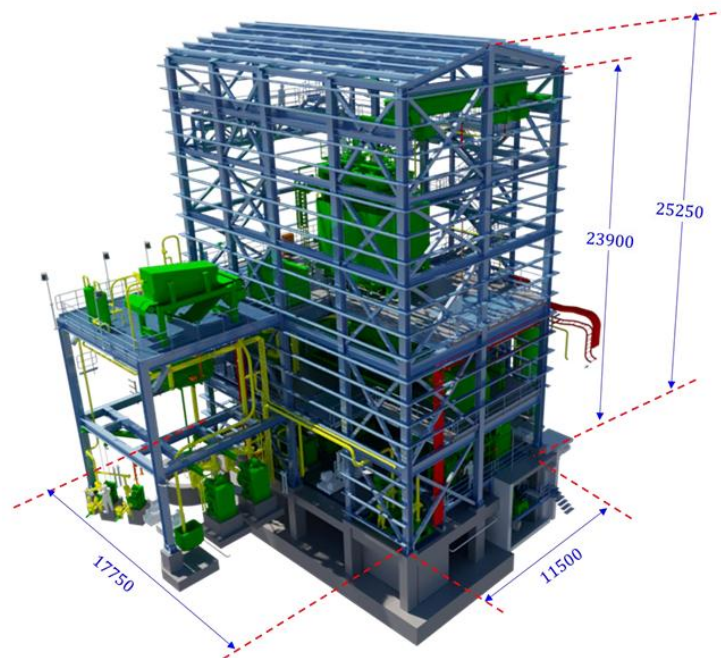


Figura 1.2 Vista 3D edificio filtro Larox (Dimensiones en mm)  
Fuente: Codeco Andina

## **1.4 Organización de la memoria**

El presente documento, está estructurado en siete Capítulos, los cuales su contenido está descrito a continuación:

En el Capítulo 1 se aborda la motivación del trabajo, estableciendo los objetivos generales y específicos, brindando una descripción de la estructura y finalmente la organización del trabajo.

En el Capítulo 2 se presenta las disposiciones normativas actualizadas para el año 2025 de la normativa NCh2369 necesarias para el diseño sísmico.

En el Capítulo 3 se desarrolla el diseño lineal de la estructura, aplicando normativa vigente NCh2369:2025 (INN, 2025).

En el Capítulo 4 se establecen las disposiciones destinadas al diseño de pernos de anclaje, junto con el plan de trabajo correspondiente a la metodología de diseño propuesta.

En el Capítulo 5 se detalla los principales requerimientos para análisis no lineales de los elementos estructurales destinados arriostramientos y el sistema de anclaje, conforme a la normativa y en el marco de un estudio de amenaza sísmica.

En el Capítulo 6 se presentan los resultados obtenidos mediante la aplicación de la metodología tradicional y la propuesta para pernos de anclaje, exponiendo su desempeño sísmico de la estructura a partir de los análisis no lineales tiempo historia realizados.

En el Capítulo 7 se resume en las conclusiones del trabajo realizado, mostrando discusiones de los resultados y consideraciones de análisis que se tuvieron presentes

## **CAPÍTULO 2: ANTECEDENTES NORMATIVOS**

### **2.1 Introducción**

En el siguiente capítulo se presenta una revisión de los principales cambios incorporados en la norma NCh2369:2025, elaborada por el Instituto Nacional de Normalización (INN) con la participación de distintos comités, así como el sector profesional y académico. Esta recoge y complementa los antecedentes establecidos en la versión vigente del año 2023.

### **2.2 Principales cambios normativos**

La normativa NCh2369:2025 (INN, 2025) modifica el enfoque para la caracterización sísmica de suelos, especialmente para suelos de Tipo D y E generalizando los espectros consistentes si necesidad de definir un espectro de sitio específico para cada proyecto. A su vez, se caracteriza con mayor precisión el tipo de suelo F (Sitios singulares), necesarios para definir un espectro de diseño o bien la selección adecuada de registros sísmicos.

Entre las características de los sitios Tipo F incluyen: Suelos que no se encuentran entre la clasificación de sitios tipo A, B, C, D o E, suelos potencialmente licuables y susceptibles a colapsar, sitios con topografía irregular, sitios con fallas geológicas corticales activas identificadas y entre otras características encontradas en las disposiciones normativas.

Se realiza un ajuste en las combinaciones de cargas empleadas, considerando la simultaneidad de acción sísmica en sus direcciones de análisis y en los espectros empleando la aceleración máxima de referencia del suelo, facilitando la comparación de los espectros de la norma y los obtenidos por estudios de amenaza sísmica al estar al mismo nivel de diseño LRFD.

La determinación de  $R^*$  definido en el inciso 5.4.1 de la norma, depende de los periodos fundamentales y tiene como objetivo mejorar la calibración del factor de reducción de la respuesta para estructuras con períodos cortos. Para este tipo de estructuras, el valor de  $R^*$  tiende a 1,5 ya que corresponde al comportamiento de estructuras que se les dificulta desarrollar ductilidad, lo que permite sustentar la filosofía de diseño.

### 2.2.1 Disposiciones generales

Si bien la normativa mantiene la estructura general de la versión NCh2369:2023, incorpora modificaciones relevantes que fortalecen los criterios de diseño sísmicos.

En el acápite 4.5 se establecen las combinaciones de carga en el que recae las modificaciones de la nueva versión 2025, en donde para combinaciones de carga que no incorporen acción sísmica se debe regir por lo estipulado en la norma NCh3171 (INN, 2017) y para combinaciones que involucren acción sísmica se tiene:

- Método ASD

$$D + 0,75 aL + 0,75SO + 0,75SA + 0,7E$$

$$D + 0,75SA + 0,7E$$

- Método LRFD

$$1,2D + aL + SO + SA + E$$

$$0,9D + SA + E$$

En que D corresponde a cargas permanentes, L cargas de uso,  $a$  es el factor de reducción de sobrecarga de uno en base a la probabilidad de ocurrencia de su valor nominal en conjunto con el sismo de diseño, SO corresponde a la carga de operación esperada concurrente con el sismo de diseño, SA es la carga accidental esperada producida por la ocurrencia del sismo de diseño y E es la carga sísmica direccionalmente combinada.

Esta carga sísmica E viene dada por la regla de simultaneidad. Ya no se presenta el factor de 0,6 en la segunda dirección de análisis predominante, si no que ahora se tiene el factor de 0,3 para todos los demás restantes a la principal de estudio, esto es:

$$E = \pm 1,0E_x \pm 0,3E_y \pm 0,3E_z$$

$$E = \pm 0,3E_x \pm 1,0E_y \pm 0,3E_z$$

$$E = \pm 0,3E_x \pm 0,3E_y \pm 1,0E_z$$

En la Tabla 3 de la norma NCh2369:2025 se establecen las modificaciones dadas por la evaluación de la aceleración efectiva máxima  $A_o$  y la aceleración máxima de referencia  $A_r$  (Ver Tabla 2.1) y en la Tabla 6 de la norma los parámetros dependientes del tipo del suelo añadiendo con mayor precisión para suelos tipos D y E (Ver Tabla 2.2).

Se tiene respectivamente:

**Tabla 2.1 Valor de aceleración efectiva máxima y aceleración máxima de referencia**

Zona sísmica	$A_o$	$A_r = 1,4A_o$
1	0,2 g	0,28 g
2	0,3 g	0,42 g
3	0,4 g	0,56 g

**Tabla 2.2 Valor de los parámetros que dependen del tipo de suelo**

Suelo	S	r	$T_o$ (s)	p	q	$T1$ (s)
A	0,9	4,5	0,15	1,85	3	0,15
B	1	4,5	0,3	1,6	3	0,27
C	1,05	4,5	0,4	1,5	3	0,35
D	1	3,5	0,6	1	2,5	0,41
E	1	3,5	1,2	1	2,7	0,79

### 2.2.2 Análisis sísmico

En el acápite 5.4 de la norma se detallan los espectros normativos, definiendo el espectro de diseño y el de referencia.

- Espectro de diseño

$$S_a(T_H) = \frac{IS_{aH}(T_H)}{R^*} \left( \frac{0,05}{\xi} \right)^{0,4} \quad (2.1)$$

En que:

$$R^* = \begin{cases} R & R = 1 \\ 1,5 + (R - 1,5) \frac{T^*}{C_r T_1} & R \neq 1, T^* \geq C_r T_1 \\ & R \neq 1, T^* < C_r T_1 \end{cases} \quad (2.2)$$

$$Y C_r = 0,16R$$

En el acápite 14.6.1.1 de la norma establece una alternativa para definir el espectro de diseño, en el cual  $T^*$  es reemplazado por el periodo de vibración del modo horizontal considerado ( $T_H$ ) junto con sus respectivos coeficientes de importancia ( $I_E$ ). En esta formulación, se define un valor variable de  $R$  en el sector izquierdo del peak del espectro de diseño.

- Espectro de referencia

En dirección horizontal

$$S_{aH}(T_H) = A_r \left( \frac{1 + \left( \frac{T_H}{T_0} \right)^p}{1 + \left( \frac{T_H}{T_0} \right)^q} \right) \quad (2.3)$$

En dirección vertical

$$S_{aH}(T_H) = 0,7 A_r S \left( \frac{1 + r \left( 1,7 \frac{T_V}{T_0} \right)^p}{1 + \left( 1,7 \frac{T_V}{T_0} \right)^q} \right) \quad (2.4)$$

Donde las variables involucradas para ambos espectros se definen como:

I es el factor de importancia, S,  $T_0$ , p, r, q son los parámetros relativos al tipo de suelo (Ver Tabla 2.2),  $R^*$  factor de modificación de la respuesta estructural, calculado para el modo con mayor masa de traslación equivalente en la dirección de análisis,  $T_H$  y  $T_V$  son los periodos de vibración fundamentales en dirección horizontal y vertical respectivamente, y por último  $\xi$  la razón de amortiguamiento.

En el inciso 5.12 se conserva la fuerza sísmica de corte basal mínima previo a las combinaciones de carga, y se agrega en el inciso 5.13 la fuerza sísmica de corte basal máxima dada por:

$$Q_0^{m\acute{a}x} = 2,75 \frac{IA_r S}{g(R + 1)} \left( \frac{0,05}{\xi} \right)^{0,4} P \quad (2.5)$$

Siendo P el peso sísmico de la estructura.

Dicho límite máximo posee excepciones de aplicaciones para estructuras o equipos que tengan la capacidad de generar ductilidad, por lo tanto, no es de uso obligatorio.

Si el corte basal obtenido por el análisis sísmico previo a combinaciones de carga es mayor, se puede multiplicar por el cociente entre el corte basal máximo y el corte basal de la estructura.

Dicho requerimiento no es aplicable a sistemas estructurales donde se realice un análisis tiempo-historia, con registros y modelos de análisis que cumplan con los incisos 5.10.2, 5.10.3 y 5.10.4 de la norma NCh2369:2025 (INN, 2025).

### 2.3 Conclusiones

En este capítulo se presentó de forma breve los principales cambios de la norma NCh2369:2025 (INN, 2025) que resultan relevantes para el diseño lineal de estructuras industriales de acero, con el propósito de sustentar el objetivo de preservar la vida de los ocupantes y asegurar la continuidad operativa de las instalaciones.

## CAPITULO 3: DISEÑO DE ESTRUCTURA

### 3.1 Introducción

En el presente capítulo se muestra el diseño del Edificio de Filtro Larox en base a las disposiciones de la norma NCh2369:2025, indicando la materialidad de los perfiles con sus respectivas propiedades, las distintas cargas aplicadas en el modelo, verificaciones de resistencia estructural, verificaciones de deflexiones verticales y drift de entre piso.

### 3.2 Materiales

La calidad de los perfiles estructurales viene dada directamente por la función estructural de cada elemento. En las siguientes tablas se muestran las especificaciones de propiedades mecánicas de los materiales.

**Tabla 3.1 Propiedades acero estructuras ASTM A572Gr50**

Acero estructural ASTM A572Gr50		
Módulo de elasticidad (MPa)	$E_s$	200000
Tensión mínima de fluencia especificada (MPa)	$F_y$	345
Tensión última mínima especificada (MPa)	$F_u$	448
Razón entre tensión de fluencia esperada y tensión mínima de fluencia esperada	$R_y$	1,1

**Tabla 3.2 Propiedades acero estructuras ASTM A709Gr.HPS70w**

Acero estructural ASTM A709Gr.HPS70w		
Módulo de elasticidad (MPa)	$E_s$	200000
Tensión mínima de fluencia especificada (MPa)	$F_y$	484
Tensión última mínima especificada (MPa)	$F_u$	588

**Tabla 3.3 Propiedades acero estructuras ASTM A500GrC**

Acero estructural ASTM A572Gr50		
Módulo de elasticidad (MPa)	$E_s$	200000
Tensión mínima de fluencia especificada (MPa)	$F_y$	345
Tensión última mínima especificada (MPa)	$F_u$	427
Razón entre tensión de fluencia esperada y tensión mínima de fluencia esperada	$R_y$	1,3

**Tabla 3.4 Propiedades hormigón G30**

Hormigón G30		
Módulo de elasticidad (MPa)	E	25648
Resistencia a la compresión (MPa)	f'c	30

Las secciones de perfiles empleados se muestran en las Figura 3.1 y Figura 3.2. Las elevaciones restantes de la estructura se muestran en el ANEXO 3.2 **CARGAS DE DISEÑO**.

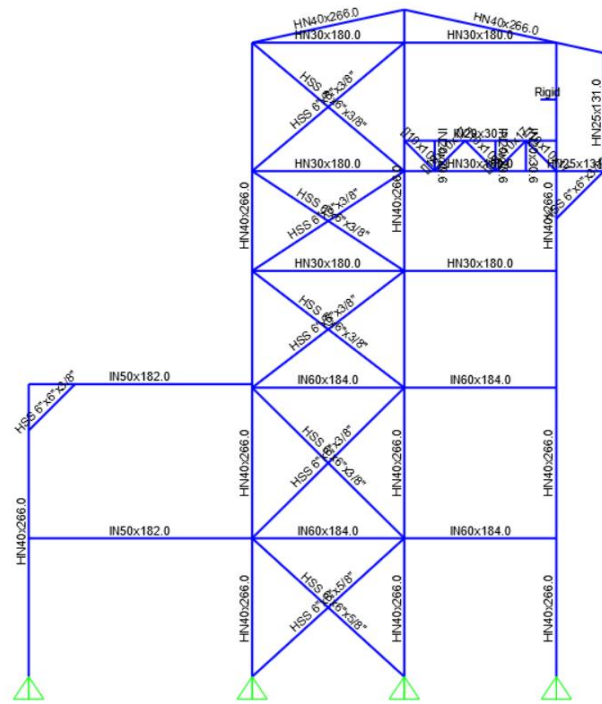


Figura 3.1 Secciones de perfiles-Elevación Eje X=0m.

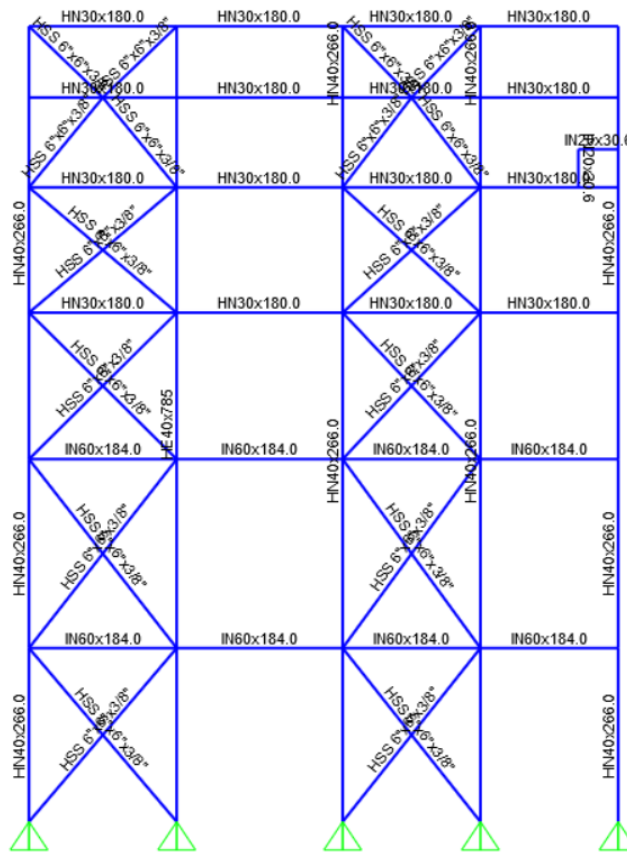


Figura 3.2 Secciones de perfiles-Elevación Eje Y=0m.

### 3.3 Cargas

En los siguientes ítems se muestra las cargas aplicadas al modelo. Su aplicación en los elementos estructurales se muestra en ANEXO 3.2 **CARGAS DE DISEÑO**.

#### 3.3.1 Cargas permanentes (D)

Corresponde al peso propio de los elementos estructurales y al de cualquier elemento adosado permanentemente en la estructura. Para efectos de considerar el peso de las conexiones se tiene un 20% adicional al peso propio de la estructura.

A continuación, se presentan las cargas adicionales al peso propio de la estructura principal.

**Tabla 3.5 Cargas permanentes (D) aplicadas en modelo**

Elemento	Caso de carga	Carga
Costaneras + revestimiento techumbre	$D_{sw}$	71,6 (kgf/m <sup>2</sup> )
Costaneras + revestimiento lateral	$D_{sw}$	37,6 (kgf/m <sup>2</sup> )
Parrilla de piso ARS-6	$D_{parrilla.ARS-6}$	49 (kgf/m <sup>2</sup> )
Barandas	$D_{bar}$	32 (kgf/m)
Escaleras	$D_{esc}$	100 (kgf/m)
Escalerilla Eléctrica	$D_{esc.elect}$	120 (kgf/m)
Filtro de prensa vertical N°2	$D_{filtro.larox.FLF-501}$	135540 (kgf)
Unidad Hidráulica	$D_{unid.hid.FLF-501-01}$	3400 (kgf)
Muffler	$D_{unid.hid.FLF-501-03}$	1200 (kgf)
Puente Grúa filtro Prensa N°2	$D_{puente.grúa.CNRT-501}$	5600 (kgf)
Harnero	$D_{harnero.SCG-501}$	3948 (kgf)
Filtro agua de sello N°3	$D_{acum.FRT-503}$	600 (kgf)

Filtro agua de sello N°4	$D_{\text{acum.FRT-504}}$	1000 (kgf/m)
Correa colectora de sólidos filtrados	$D_{\text{correa.trans.CVC-501}}$	4344 (kgf)
Motor correa colectora de sólidos filtrados	$D_{\text{correa.trans.CVC-501}}$	365 (kgf)
Estanque desaireador	$D_{\text{est.desaireador.FLF-501}}$	24336 (kgf)
Chute de alimentación correa colectora de sólidos	$D_{\text{chute.filtro.CHU-501}}$	10000 (kgf)
Chute de alimentación correa traspaso de sólidos	$D_{\text{chute.correa.CHU-502}}$	10000 (kgf)
Tecles	$D_{\text{tecles}}$	700 (kgf/tecle)

### 3.3.2 Cargas vivas (L)

La carga viva o sobrecarga corresponde a cargas que actúan en determinadas ocasiones o varían en el tiempo. Bajo esto se tiene dos tipos de cargas, por un lado, se tiene la capacidad de levante del puente grúa donde se incluye +25% de impacto según lo indicado en ASCE7-10 y carga de levante de tecles. El segundo tipo de carga corresponde a la sobrecarga de plataforma.

Las capacidades de levante de los tecles son de 3000 (kgf) y del puente grúa es de 14000 (kgf) dados por requerimientos de proveedor.

Para plataformas con equipos principales se tiene 1000 (kgf/m<sup>2</sup>), en pasillos laterales se tiene 250 (kgf/m<sup>2</sup>) (conexión entre escalera y plataforma de mantención de puente grúa), y finalmente para todas las demás plataformas 400 (kgf/m<sup>2</sup>).

### 3.3.3 Cargas de viento (W)

Las cargas de viento vienen dadas por la normativa NCh432.Of.2010 (INN, 2010) considerando la geométrica de la estructura como edificio cerrado, en la Tabla 3.6 se muestra los parámetros empleados.

**Tabla 3.6 Parámetros cargas de viento**

Parámetros cargas de viento		
Velocidad básica del viento (m/s)	V	40
Categoría de Ocupación	C.o	II
Factor de direccionalidad	Kd	0,85
Factor de importancia	I	1
Categoría de rugosidad	C.r	C
Categoría de exposición	C.e	C
Altura máxima edificio (m)	z	25,25
Coefficiente de exposición de la distribución de velocidades	Kz	1,22
Factor topográfico	Kzt	1
Factor ráfaga	G	0,85

Para efectos de verificaciones de resistencia se tiene una distribución de velocidades de  $q_z=162$  ( $\text{kgf/m}^2$ ) con datos del proveedor.

### 3.3.4 Cargas de nieve (S)

La estructura se encuentra a una altitud referencial de 1536 m.s.n.m y a una latitud geográfica (sur) de 33.55°. Bajo lo estipulado en la norma NCh431 se establece una sobrecarga de nieve de carácter permanente de  $S=300$  (kgf/m<sup>2</sup>), utilizado para los análisis sísmicos de manera concurrente con el sismo de diseño. Para efecto de verificaciones estáticas se considera una sobrecarga de  $S=1654$  (kgf/m<sup>2</sup>) considerando 7 metros de altura de nieve, esto en base a lo indicado en el Criterio de Diseño Corporativo de División Andina.

Los parámetros se detallan en la Tabla 3.7.

**Tabla 3.7 Parámetros cargas de nieve**

Parámetros cargas de nieve		
Factor de exposición	C.e	1,0
Factor térmico	C.t	1,0
Factor de pendiente	C.s	1,0
Altura de nieve máxima (m)	h	7,0
Proyección horizontal de techo (m)	B	11,5
Densidad de nieve	Ys	479
Carga de nieve máxima (kgf/m <sup>2</sup> )	Pso	3356
Ángulo de techo (°)	$\alpha$	13
Altura efectiva máxima sobre la cumbrera (m)	he	5,65

### 3.3.5 Cargas sísmicas (E)

El sismo horizontal en ambas direcciones ( $E_x$ ,  $E_y$ ) viene dado de un análisis modal espectral según lo indicado en la norma NCh2369:2025 (INN, 2025). Para el análisis modal se consideró 100% de cargas permanentes más el 25% y un 50% carga nieve. Los parámetros considerados son mostrados en la Tabla 3.8.

**Tabla 3.8 Parámetros cargas sísmicas**

Parámetros cargas sísmicas		
Categoría de ocupación	C.o	II
Coefficiente de importancia	I	1
Zona sísmica	Zs	2
Aceleración efectiva máxima del suelo	Ao (g)	0,3
Aceleración máxima de referencia del suelo	Ar (g)	0,42
Tipo de suelo	Ts	C
Parámetros dependientes del tipo de suelo	S	3
	To (s)	0,4
	p	1,5
	q	3
	r	4,5
	T1 (s)	0,35
Amortiguamiento		0,03
Factor de reducción de la respuesta	R	3

Se emplea las combinaciones de cargas definidas en el acápite 4.5 de la norma mediante metodología Load and Resistance Factor Design (LRFD). La regla de simultaneidad por acción sísmica es:

$$E = \pm 1,0 E_x \pm 0,3 E_y \pm 0,3 E_z \quad (3.1)$$

$$E = \pm 0,3 E_x \pm 1,0 E_y \pm 0,3 E_z \quad (3.2)$$

$$E = \pm 0,3 E_x \pm 0,3 E_y \pm 1,0 E_z \quad (3.3)$$

Donde

$E_x$ : Carga sísmica desacoplada en la dirección X

$E_y$ : Carga sísmica desacoplada en la dirección Y

$E_z$ : Carga sísmica desacoplada en la dirección Z

En la Figura 3.3 se muestra el espectro de diseño considerado la normativa NCh2369:2025 (INN, 2025).

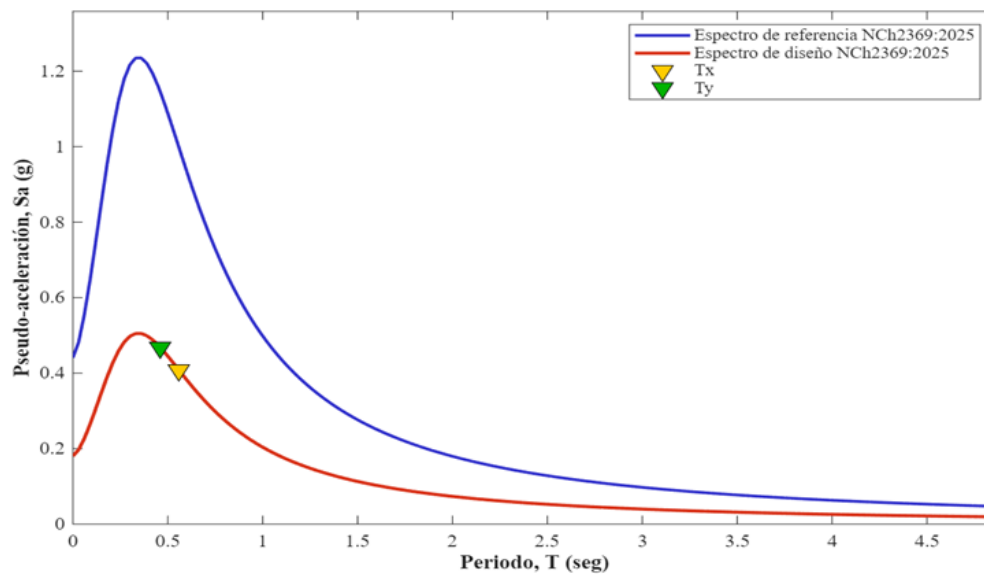


Figura 3.3 Espectro de diseño NCh2369 2025

En la Tabla 3.9 se tiene un resumen de los resultados del análisis modal espectral.

**Tabla 3.9 Resumen resultados análisis modal espectral**

Peso sísmico	P (tonf)	1104
Período fundamental dirección x	$T_x$ (s)	0,53
Porcentaje de participación de masa modal en x	$M_x$ (%)	73
Período fundamental dirección y	$T_y$ (s)	0,42
Porcentaje de participación de masa modal en y	$M_y$ (%)	76
Coefficiente sísmico vertical	$C_v$	0,529
Coefficiente sísmico máximo	$C_{smax}$	0,372
Coefficiente sísmico mínimo	$C_{smin}$	0,11

### 3.4 Combinaciones de carga

Las combinaciones de carga que no consideren la acción sísmica son las estipuladas en la norma NCh3171:2017 (INN,2017). Para efectos de cargas sísmicas se aplica las combinaciones de carga establecidas en NCh2369:2025 (INN,2025).

Para verificación de miembros resistentes se consideran combinaciones mayoradas de método LRFD.

- 1.4D
- 1.2D + 1.6L + 0.5S
- 1.2D + 1.6S + L
- 1.2D + 1.6S + 0.8W
- 1.2D + 1.6W + L + 0.5S
- 0.9D + 1.6W
- 1.2D + 0.25L + E
- 0.9D + E

Para verificaciones de serviciabilidad y drift sísmico se tiene bajo método ASD.

- D
- D + L
- D + S
- D + 0.75L + 0.75S
- D + W
- 0.6D + W
- D + L + W
- D + E

Donde D corresponde a carga muerta, L carga viva, W carga de viento, S carga de nieve y E carga sísmica considerando regla de simultaneidad descrita en la norma.

### **3.5 Verificación de resistencia en elementos estructurales**

Las columnas según el apartado 8.3.1 de la NCh2369:2025 (INN,2025), deben diseñarse considerando sismo amplificado por  $0,7R_1 \geq 1,0$  con la finalidad de proteger el sistema gravitacional resistente por posibles incursiones inelásticas.

A continuación, se presenta los factores de utilización con sismo amplificado.





A continuación, en las Tabla 3.10 y Tabla 3.11 se presenta las verificaciones verticales de cada sistema.

**Tabla 3.10 Verificación deformaciones verticales vigas de piso (L/300)**

Dirección análisis	Nivel	Sección	Largo [mm]	$\Delta$ [mm]	$\Delta_{adm}$ [mm]
Dirección Y	1	IN60x83,8	9450	21,41	31,50
Dirección Y	2 - Harnero	IN25x32,6	8450	3,25	28,17
Dirección Y	2 - Harnero	IN25x32,6	1750	5,23	5,83
Dirección X	2 - Harnero	IN45x82,5	4150	12,87	13,83
Dirección X	2	IN45x82,5	4150	10,2	13,83

**Tabla 3.11 Verificación deformaciones verticales vigas filtro Larox y correa transportadora (L/600)**

Dirección análisis	Nivel	Sección	Largo [mm]	[mm]	[mm]
Dirección Y	1	IN60x166	9450	15,2	15,75
Dirección Y	1	IN60x166	9450	14,1	15,75
Dirección Y	2	IN60x166	9450	15,43	15,75
Dirección Y	2	IN60x166	4100	4,25	6,83
Dirección X	1	IN60x184	11500	17,6	19,17
Dirección X	2	IN90x328	11500	14,1	19,17
Dirección X	2	IN70x232	11500	10,29	19,17

En la Figura 3.6 se muestra un diagrama de deflexión general de cada elemento más crítico.

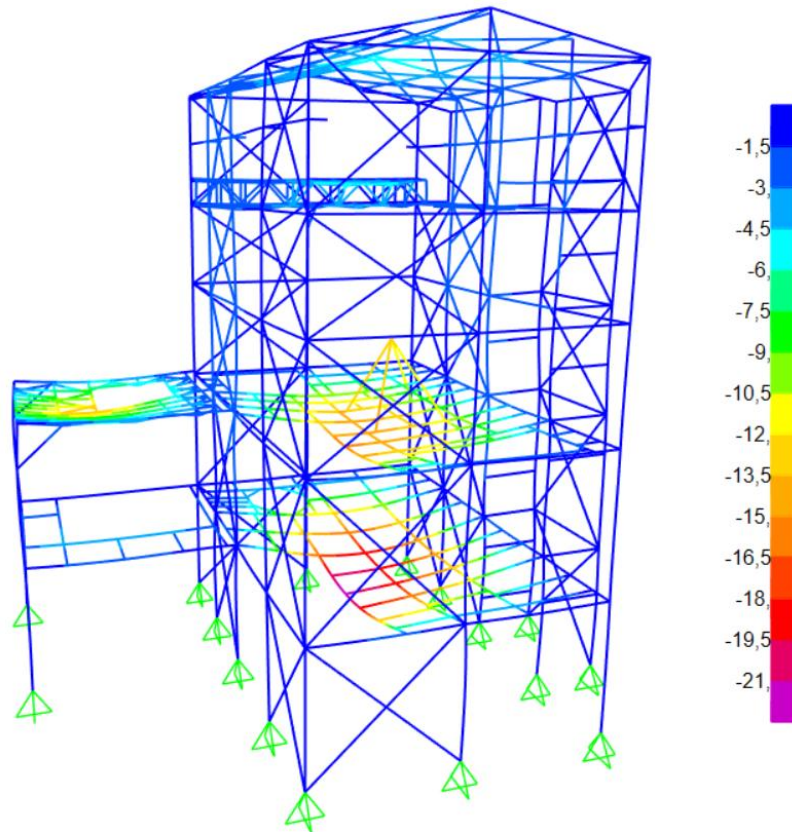


Figura 3.6 Deflexiones de elementos viga [mm].

En el estudio de deflexiones, no se consideró la interacción entre losa colaborante de hormigón y las vigas de acero, es decir, se optó por un criterio de diseño conservador, ya que, en la práctica, la rigidez aportada por la losa reduce significativamente las deflexiones verticales.

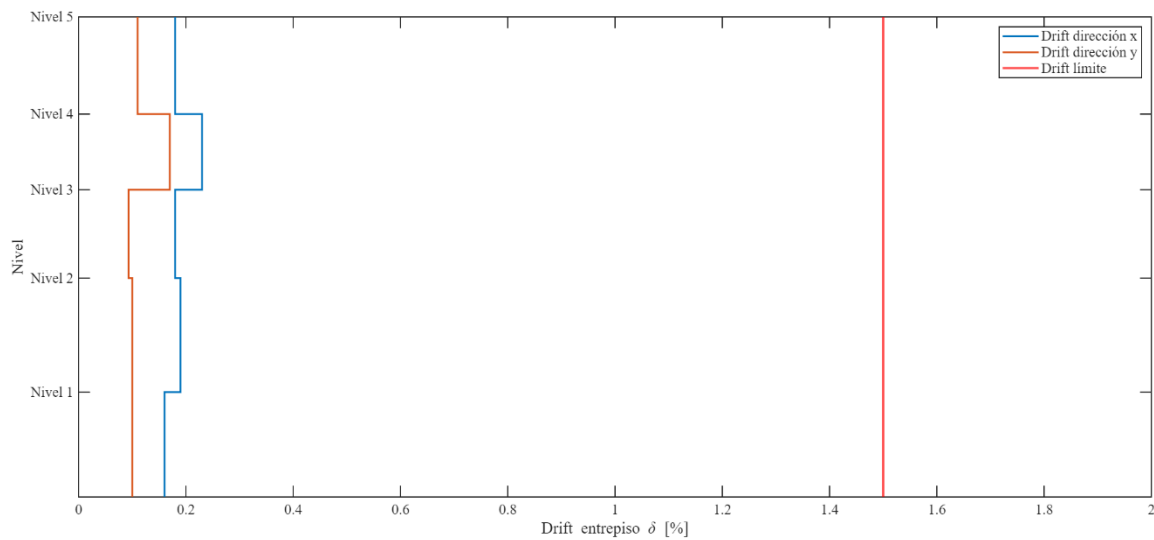
### 3.7 Verificación de drift entrepiso

De acuerdo con lo establecido en el inciso 6.3 de la NCh2369:2025 (INN, 2025), considera el límite de drift máximo de 1,5% de altura de entrepiso frente acción sísmica. Para su verificación, se determinarán los drift correspondientes para la columna con mayor desplazamiento de techo en ambas direcciones.

En la Tabla 3.12 se muestra las especificaciones por cada nivel junto a su verificación, en la Figura 3.7 muestra el gráfico correspondiente para ambas direcciones de análisis.

**Tabla 3.12 Drift de entrepiso por acción sísmica**

Nivel	H [mm]	$\Delta x$ [mm]	$\Delta y$ [mm]	$\delta x$	$\delta y$	$\delta_{lim}$	Status
1	5240	9,23	5,79	0,16%	0,1%	1,5%	OK
2	10940	22,06	15,20	0,19%	0,1%	1,5%	OK
3	15360	30,43	19,33	0,18%	0,09%	1,5%	OK
4	19140	37,74	23,29	0,23%	0,17%	1,5%	OK
5	24000	45,60	28,13	0,18%	0,11%	1,5%	OK

**Figura 3.7 Drift de entrepiso por acción sísmica**

### 3.8 Conclusiones

En este capítulo se presentó el diseño de la estructura en base a la normativa NCh2369:2025 (INN, 2025).

Los resultados de diseño para columnas responden a criterios de aceptación mediante combinaciones de carga LRFD, entre las columnas que poseen arriostramientos, la más solicitada presenta una capacidad del 95% y del 42% para marcos de momentos dispuestos para la instalación de equipamientos de harnero, filtros, entre otros.

Respectos a los arriostramientos diseñados mediante cargas sísmica reducida se encuentra una capacidad del 75% para el arriostramiento más solicitado en el primer nivel, cumpliéndose que la tensión de trabajo sea menor a la tensión admisible, se espera que incurrieren en su rango inelástico para el espectro de referencia.

Las deflexiones verticales de vigas cumplen con los criterios de diseño del proyecto, al igual que el drift sísmico cumpliendo con el inciso 6.3 de la NCh2369:2025 (INN, 2025).

## **CAPITULO 4: CRITERIOS DE DISEÑO TRADICIONAL DE PERNOS DE ANCLAJE Y METODOLOGÍA PROPUESTA**

### **4.1 Introducción**

En el presente capítulo se aborda el diseño sísmico de anclajes en estructuras industriales tratadas en la norma NCh2369 (INN, 2025), cuyas disposiciones se conservan en gran medida respecto a la versión del 2023, específicamente el acápite 8.5. Bajo aquello se identifican las principales desventajas del diseño tradicional con el respaldo y objetivos de la propuesta de metodología de diseño para pernos de anclaje en estructuras de tipología MAC.

### **4.2 Diseño tradicional de pernos de anclaje**

Teniendo presente el acápite 8.5.2 se indica que los pernos de anclaje dúctiles se deben detallar silla de anclaje y vástago que facilite la inspección y reparación. Respecto a una comparativa de la versión 2023 en esta se menciona que son admisibles pernos de anclaje dúctiles sin presentar sillas, siempre y cuando se detalle su reemplazo, mientras que en la versión 2025 se establece una redacción más precisa: si se diseña sin silla de anclaje, se debe realizar un detallamiento que establezca una longitud libre equivalente a la longitud expuesta de pernos en caso de que si existiera la silla de anclaje.

Se establece que el hilo del perno bajo la tuerca no debe ser inferior a 75mm, para permitir un reapriete, y la longitud expuesta de los pernos no debe ser inferior a 250mm ni a ocho veces el diámetro nominal. Se menciona que se puede exceptuar dicha exigencia en anclajes diseñados para una tracción empleando las combinaciones de carga amplificadas por  $0,7R1 \geq 1,0$ .

El objetivo de los requerimientos es promover el uso de pernos de anclajes dúctiles y sillas que puedan permitir la fluencia a tracción y elongación considerable, así contribuyendo el trabajo de pernos como forma de disipación de energía sísmica. Sin embargo, bajo el estudio de diversas estructuras industriales, se ha tenido como evidencia que dicho procedimiento no asegura que el perno actúe como

primer fusible frente a un evento sísmico severo, causando directamente que los arriostramientos actúen como primer fusible, dando como consecuencia a un posible pandeo y generar fenómeno de piso blando, afectando directamente la continuidad operativa de las instalaciones.

Junto con aquello se especifica que, para el diseño de bases empotradas en columnas, los pernos se deben diseñar considerando que el momento de empotramiento no sea menor al 50% de la capacidad flexural esperada de la columna. Dicha disposición es una mejora a lo establecido en la norma NCh2369:2023 donde se establecía un análisis con la incorporación de la rigidez rotacional de las bases empotradas.

El inciso 8.5.3 establece que el sistema de anclajes debe considerar llave de corte o bien topes sísmicos capaces de transmitir el 100% del esfuerzo cortante en el apoyo, considerando el esfuerzo de corte con las combinaciones de carga amplificadas por  $0,7R1 \geq 1,0$ , exceptuando apoyos con esfuerzo de corte inferior a 50kN mediante método de diseño ASD y 75 kN mediante método de diseño LRFD.

### **4.3 Metodología de diseño propuesta para pernos de anclaje**

La metodología de diseño de pernos de anclaje viene dada por los estudios realizados por Urzua (2023) basada en la resistencia lateral del sistema para dimensionar el área de pernos. Su finalidad es asegurar la fluencia de los pernos para que posteriormente se produzca el fenómeno de pandeo de los arriostramientos. Al definir dicha secuencia de plastificación la estructura mejora sustancialmente su desempeño sísmico.

En primer lugar, en base a un análisis modal espectral previo, utilizando el espectro de referencia de la norma NCh2369:2025 (INN, 2025), se define una combinación de carga destinada a considerar la acción sísmica lateral con el peso sísmico de la estructura, el cual corresponde al 100% de la carga muerta, un 25% de carga viva y un 50% de carga nieve. Tras su definición se extrae los factores de utilización que presentan la relación demanda/capacidad de los arriostramientos más solicitados en cada dirección de análisis.

Así, se tiene las siguientes combinaciones de carga

$$D + 0.25L + 0.5S + (E_{x_{ref}} + 0.3E_{y_{ref}}) \quad (4.1)$$

$$D + 0.25L + 0.5S + (0.3E_{x_{ref}} + E_{y_{ref}}) \quad (4.2)$$

Donde

D: Carga muerta

L: Carga viva

S: Carga nieve

$E_{x_{ref}}$ : Carga sísmica lateral del espectro de referencia dirección X

$E_{y_{ref}}$ : Carga sísmica lateral del espectro de referencia dirección Y

Se define el coeficiente que relaciona la resistencia esperada y nominal a compresión del arriostramiento más solicitado  $\Omega_b$  teniendo presente las siguientes relaciones:

Si

$$\frac{L_C}{r} \leq 4.71 \sqrt{\frac{E}{F_{ye}}} \rightarrow \Omega_b = P_{ne}/(\phi P_n) = A_g F_{cre}/(\phi A_g F_{cr}) = (R_y/\phi) 0.658^{(F_{ye}-F_y)/F_e} \quad (4.3)$$

Si

$$\frac{L_C}{r} > 4.71 \sqrt{\frac{E}{F_{ye}}} \rightarrow \Omega_b = P_{ne}/(\phi P_n) = A_g F_{cr}/(\phi A_g F_{cr}) = (1/\phi) \quad (4.4)$$

Donde

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 resistencia

$A_g$  : Área bruta del arriostramiento más solicitado

Extraídos los factores de utilización (FU) y  $\Omega_b$  se define un coeficiente  $\alpha$  que representa la relación de estos, cuya finalidad es aplicar dicho factor a la carga sísmica para generar una fuerza de compresión en el arriostramiento igual a su capacidad esperada en compresión.

$$\alpha = \frac{\Omega_b}{FU} \quad (4.5)$$

Se busca que la carga sísmica elástica genere un efecto tal que la compresión en el arriostramiento, producto de la carga gravitacional, sea menor que la compresión inducida por la acción sísmica.

Luego, se definen las combinaciones de carga para cada dirección de análisis conservando la simultaneidad sísmica.

$$D + 0.25L + 0.5S + \alpha (E_{x_{ref}} + 0.3E_{y_{ref}}) \quad (4.6)$$

$$D + 0.25L + 0.5S + \alpha (0.3E_{x_{ref}} + E_{y_{ref}}) \quad (4.7)$$

Una vez definidas, se busca la menor tracción ( $T_u$ ) entre las bases de las columnas asociadas a dicho panel arriostrado (diagonal más solicitada). El objetivo de dicha sollicitación es poder generar una mayor plastificación en los pernos de anclaje, precediendo al pandeo a capacidad esperada del panel arriostrado.

El método requiere determinar un coeficiente, denominado  $\beta$ , que absorba los errores de la carga gravitacional definida en las Ecuaciones (4.6) y (4.7) respecto a la registrada al momento de producirse el pandeo de arriostramientos a capacidad esperada mediante análisis tiempo-historia lineales (ATHL). En estudios previos realizados por Alarcón y Ortiz (2025), la calibración de este coeficiente se obtuvo a partir de un espacio arquetipo 2D y luego fue aplicado a estructuras 3D. En este estudio se buscó mejorar dicha aproximación, esta vez trabajando con la obtención del coeficiente  $\beta$  por medio de un estudio bidireccional en estructuras 3D, considerando que este tipo de estructuras poseen mayores irregularidades geométricas y de distribución de cargas, tanto por excentricidades inducidas por la acción sísmica como por las variaciones en altura.

Además, las conclusiones obtenidas limitaban la aplicación del método para estructuras con factores de participación modal del primer modo de vibración superiores al 85%. La estructura de estudio posee factores de participación modal aproximado de 75% en dirección X y un 76% en dirección Y,

como es observable la participación de un segundo modo de vibración en la otra dirección de análisis es significativa, por lo que el estudio realizado viene dado por la calibración de la estructura y un valor que tiende a la media.

El coeficiente establecido es  $\beta = 1.2$  y la calibración del procedimiento se describe en el ANEXO 4.1 **DETERMINACIÓN COEFICIENTE DE AJUSTE BETA**. Con esto se define un coeficiente de ajuste  $\beta$  correspondiente a la media de los valores medios considerando ambas direcciones de estudio, cuya finalidad es capturar la dispersión debido a los estados de carga sísmico horizontal y vertical.

Para que se cumpla la secuencia de plastificación, es decir que a capacidad esperada de los pernos de anclaje preceda al pandeo a capacidad esperada del arriostramiento más solicitado, debe cumplirse lo siguiente:

$$\frac{T_u}{\beta} > R_{y,ab} F_{y,ab} A_{ab} \quad (4.8)$$

Donde

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

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

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

$T_u$  : Tracción mínima en la columna para las Ecuaciones (4.6) y (4.7)

El área total de acero necesaria para pernos de anclaje en las columnas debe ser:

$$A_{ab} < A_{ab,max} = \frac{T_u}{\beta R_{y,ab} F_{y,ab}} \quad (4.9)$$

Respecto a la obtención del área mínima normativa, se establece considerando un factor de reducción sísmica  $R=5$  con coeficiente de importancia igual a 1. Por lo tanto, se debe tener esta consideración al momento de establecer las comparativas de áreas máximas y mínimas según normativa, teniendo

presente el diseño tradicional de pernos de anclaje considerando el factor R de diseño del proyecto (R=3).

#### **4.4 Conclusiones**

En este capítulo se expuso la metodología de diseño tradicional de pernos de anclajes, para lo que la norma NCh2369 versión 2025 y 2023 no tienen distinciones relacionadas para estructuras tipo MAC. Adicionalmente, se describió la metodología propuesta para el diseño de pernos de anclajes para estructuras de tipología MAC, que busca garantizar la plastificación de los pernos preceda al pandeo a capacidad esperada del panel arriostrado, aumentando el campo de aplicaciones de estructuras con mayores irregularidades en planta y con un peso sísmico y cortes basales considerables.

Finalmente, se establece el coeficiente de ajuste  $\beta = 1.2$  obtenido a través de una calibración bidireccional de la metodología propuesta.

## CAPITULO 5: ANÁLISIS NO LINEAL

### 5.1 Introducción

En el siguiente capítulo se expone los fundamentos para realizar análisis dinámicos tiempo historia no lineales, bajo este enfoque se incorpora la modelación no lineal de elementos fusibles estructurales, con la finalidad de ilustrar el comportamiento al ingresar en el rango no lineal, particularmente en arriostramientos y pernos de anclaje ubicados en la base de columnas arriostradas.

### 5.2 Análisis no lineales tiempo-historia

Los requerimientos para análisis dinámicos tiempo-historia vienen dados por acápite 5.10.4 de la NCh2369:2025 (INN, 2025), esto permite evaluar el desempeño sísmico de sistemas estructurales considerando dos niveles de intensidad sísmica (SDI y SMP). Para efectos de modelación estructural se deben considerar análisis del tipo Fast Nonlinear Analysis (FNA).

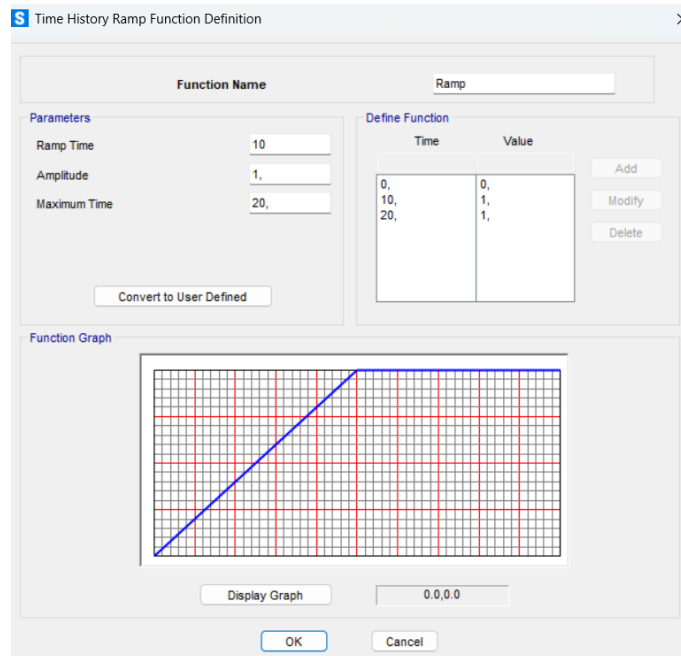
La ejecución de análisis basado en desempeño viene dada por la consideración de las propiedades esperadas de los materiales, considerando factores de minoración de la resistencia de  $\phi = 1$  para todos los estados límites.

La modelación se realiza mediante vectores Ritz considerando una cantidad de vectores suficientes para representar al menos el 90% de la masa equivalente del sistema y permitir una convergencia de cada paso de integración numérica. Es importante señalar que el procedimiento no considera los efectos de no linealidad geométrica provenientes del efecto P-delta.

Se tiene 50 modos de vibración, utilizando como vectores iniciales la carga muerta (D), carga viva (L) y carga de nieve (S). Los elementos se modelan como links para arriostramientos y anclajes de la estructura, incorporando su respectivo comportamiento histéretico. Estos elementos poseen masas concentradas en sus extremos, con aceleraciones en direcciones ortogonales, resolviendo el sistema

no lineal de forma iterativa en su ejecución SAP2000. Se considera para el peso sísmico el 100% de cargas permanentes, 25% de cargas vivas y 50% de carga nieve ( $D + 0.25L + 0.5S$ ) con una aplicación gradual, para aquello se considera un amortiguamiento de 0.999 para no excitar el comportamiento dinámico.

Las cargas son aplicadas mediante la definición de función tipo Ramp, que aumenta linealmente desde cero hasta uno, en un intervalo y luego se mantiene constante. (Ver Figura 5.1).



**Figura 5.1 Ingreso función tipo Ramp**

Para efectos de definición de *load case* del peso sísmico no lineal *WS\_MTH*, así como para el control de los tiempos de procesamiento, se emplea una solución del tipo modal con amortiguamiento de  $\xi = 0.03$ .

En base a los resultados de los análisis, se define el factor de modificación de la respuesta por ductilidad  $R_\mu$ , definido como la razón entre el corte basal obtenido de los análisis lineales y el corte basal obtenido de los análisis no lineales.

$$R_\mu = \frac{V_{\text{Lineal}}}{V_{\text{No lineal}}}$$

### 5.3 No linealidad en arriostramientos

Los arriostramientos verticales de marcos arriostrados se modelan mediante elementos no lineales del tipo Link Multilinear Plastic (MLP). Las respuestas de estos elementos se definen por medio de una curva envolvente fuerza-deformación y una ley de degradación histórica de la rigidez.

El tramo en tracción de la envolvente se define conforme a los procedimientos ASCE 41-17 (ASCE, 2017), donde transcurrida la plastificación, la curva muestra una degradación de la resistencia hasta llegar a la fractura. Por otra parte, en compresión se considera una rigidez lineal-elástica que se mantiene hasta alcanzar la capacidad esperada de pandeo, estimada según el capítulo E de la norma NCh427/1 (INN, 2016). La transición desde la carga de pandeo a la carga residual post pandeo se modela como un decaimiento exponencial, cuyo orden fue calibrada por Urzúa (2015) basado en ensayos realizador por Black et al (1986) a una serie de arriostramientos de distintas esbelteces, compacidades y secciones.

El largo considerado de los arriostramientos es el largo entre líneas de plastificación que corresponde entre líneas más alejada de cada una de las conexiones extremas de arriostramiento. Para efectos de diagonales dispuestas X, se considera el largo entre el inicio del arriostramiento y el punto de cruce. En la Figura 5.2 se muestra un esquema de dichas longitudes a considerar en la definición de curvas monotónicas.

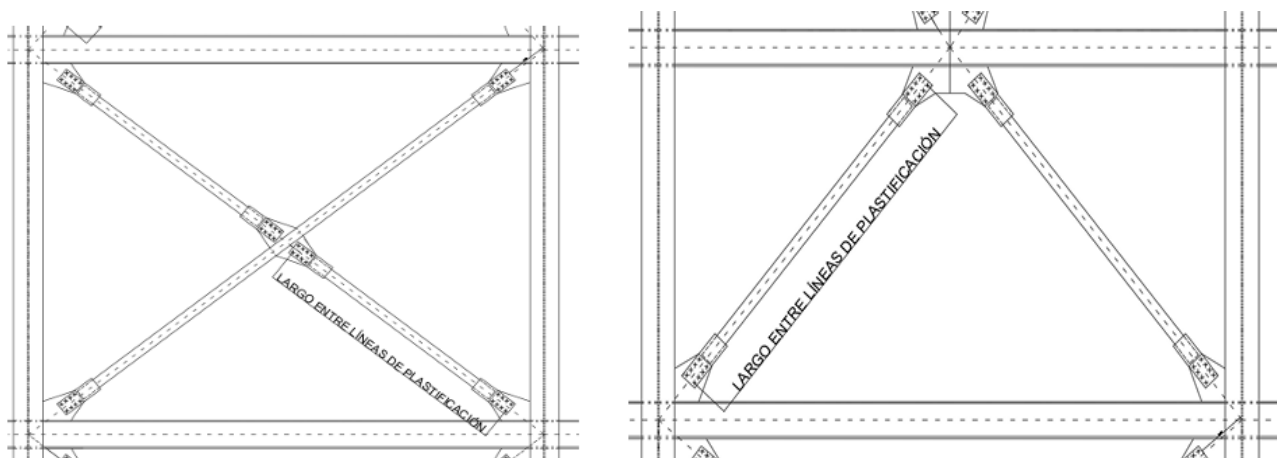
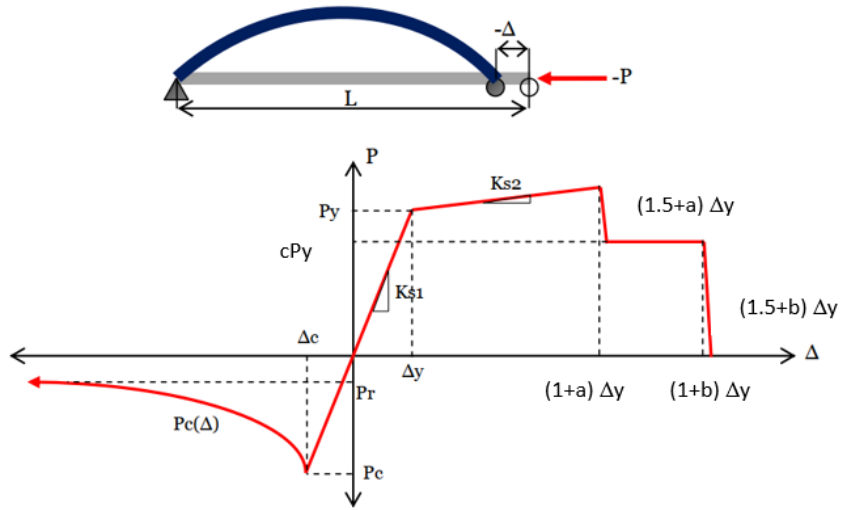


Figura 5.2 Largo entre líneas de plastificación para arriostramientos en X (izquierda) y arriostramientos dispuestos en V (Derecha)

En la Figura 5.3 se muestra un esquema de la curva envolvente típica para arriostramientos.



**Figura 5.3** Curva envolvente fuerza-deformación para arriostramientos verticales  
Fuente: Urzúa

Donde

$P_c(\Delta)$  : Fuerza *post* pandeo, donde  $n$  se obtiene de la calibración de los modelos no lineales,  $n = 0.75$  para secciones HSS.

$$P_c(\Delta) = \min \left\{ P_r, P_c \left( \frac{\Delta_c}{\Delta} \right)^n \right\} \quad (0.1)$$

$P_r$  : Fuerza residual *post* pandeo,  $P_r = 0.2 P_c$

$P_c$  : Fuerza de pandeo inelástico,  $P_c = F_{cre} A_g$ , según Capítulo E de NCh427/1Of.2016, considerando la tensión de fluencia esperada del material.

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

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

$\Delta_c$  : Acortamiento axial de pandeo,  $\Delta_c = P_c / K_{s1}$

$\Delta_y$  : Alargamiento axial de fluencia,  $\Delta_y = P_y / K_{s1}$

$\Delta_u$  : Alargamiento axial de rotura,  $\Delta_u = 0.15 L_e$ . En arriostramientos la deformación de rotura se considera del 15 %.

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

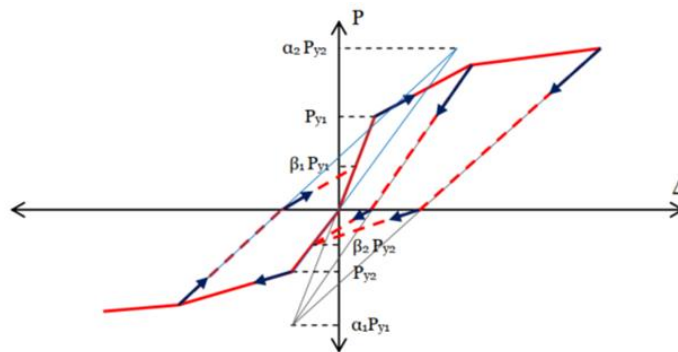
$K_{s2}$  : Rigidez axial *post* fluencia del arriostramiento,  $K_{s2} = (P_u - P_y) / (\Delta_u - \Delta_y)$

$L_e$  : Largo entre líneas de plastificación del arriostramiento.

$K$  : Factor de longitud efectiva. Se considera igual a 1 para arriostramientos individuales y 0.5 para diagonales que se cruzan en su punto medio.

$a, b, c$  : Parámetros de modelación en función del tipo de diagonal según Figura 5.5. Para secciones HSS en tracción,  $a = 9$ ,  $b = 11$  y  $c = 0.6$ .

La degradación histéretica de la resistencia y rigidez se incorpora mediante un modelo de pivot. La Figura 5.4 se muestra la curva histéretica del modelo.



**Figura 5.4 Curva histéretica modelo pivote para arriostramientos verticales**  
Fuente: Urzúa

Donde

$\alpha_1$  : Coeficiente que define el punto de pivote para la descarga a cero desde el tramo positivo de la curva monotónica.

$\alpha_2$  : Coeficiente que define el punto de pivote para la descarga a cero desde el tramo negativo de la curva monotónica.

$\beta_1$  : Coeficiente que define el punto de pivote en un nuevo ciclo de carga desde cero a carga positiva.

$\beta_2$  : Coeficiente que define el punto de pivote en un nuevo ciclo de carga desde cero a carga negativa.

Los parámetros considerados son los mismos por Urzúa (2015), con el objetivo de reproducir un comportamiento característico de arriostramientos bajo cargas cíclicas, los cuales son los siguientes:

$$\alpha_1 = 100$$

$$\alpha_2 = 0.5$$

$$\beta_1 = 0.1$$

$$\beta_2 = 1$$

### 5.4 Criterios de aceptación

La deformación axial de los arriostramientos debe considerar criterios de aceptación mencionadas en el acápite 5.10.4.4 de la NCh2369:2025 (INN, 2025). Bajo el análisis con registros sísmicos el espectro objetivo a nivel de diseño (SDI) deben generar deformaciones compatibles para que exista continuidad de operación en la estructura, mientras que para registros sísmicos consistentes a un espectro objetivo a nivel máximo (SMP) debe generar deformaciones compatibles con los objetivos de protección de vida.

En el comentario 5.10.4.4 se menciona que no se exige una respuesta totalmente elástica como las definidas en el código ASCE 41-17 (ASCE, 2017) para ocupación inmediata (IO). En el caso de estructuras de categoría II es aceptado un daño controlado y reparable, este límite se traduce aproximadamente a un 50% del límite de seguridad de la vida (LS) establecido en Tabla 9.8 del ASCE 41-17 (ASCE, 2017). Por otra parte, en el caso de considerar un espectro a nivel máximo es razonable emplear los límites establecidos para seguridad de vida (LS). En la Figura 5.5 y Figura 5.6 se muestran los criterios de aceptación en función de la clasificación del elemento estructural y comprendiendo un estado de compresión o tracción.

Table 9-8. Modeling Parameters and Acceptance Criteria for Nonlinear Procedures—Structural Steel Components—Axial Actions

Component/Action	Modeling Parameters			Acceptance Criteria		
	a	B	c	Residual Strength Ratio		
				Plastic Deformation	Plastic Deformation	Plastic Deformation
				IO	LS	CP
<b>Braces in Compression (except EBF braces)<sup>a,b</sup></b>						
a. Slender $\frac{KI}{r} \geq 4.2\sqrt{E/F_y}$						
1. W, I, 2L in-plane <sup>c</sup> , 2C in-plane <sup>c</sup>	0.5Δ <sub>c</sub>	10Δ <sub>c</sub>	0.3	0.5Δ <sub>c</sub>	8Δ <sub>c</sub>	10Δ <sub>c</sub>
2. 2L out-of-plane <sup>c</sup> , 2C out-of-plane <sup>c</sup>	0.5Δ <sub>c</sub>	9Δ <sub>c</sub>	0.3	0.5Δ <sub>c</sub>	7Δ <sub>c</sub>	9Δ <sub>c</sub>
3. HSS, pipes, tubes	0.5Δ <sub>c</sub>	9Δ <sub>c</sub>	0.3	0.5Δ <sub>c</sub>	7Δ <sub>c</sub>	9Δ <sub>c</sub>
4. Single angle	0.5Δ <sub>c</sub>	12Δ <sub>c</sub>	0.3	0.5Δ <sub>c</sub>	9Δ <sub>c</sub>	12Δ <sub>c</sub>
b. Stocky <sup>d</sup> $\frac{KI}{r} \leq 2.1\sqrt{E/F_y}$						
1. W, I, 2L in-plane <sup>c</sup> , 2C in-plane <sup>c</sup>	1Δ <sub>c</sub>	8Δ <sub>c</sub>	0.5	0.5Δ <sub>c</sub>	7Δ <sub>c</sub>	8Δ <sub>c</sub>
2. 2L out-of-plane <sup>c</sup> , 2C out-of-plane <sup>c</sup>	1Δ <sub>c</sub>	7Δ <sub>c</sub>	0.5	0.5Δ <sub>c</sub>	6Δ <sub>c</sub>	7Δ <sub>c</sub>
3. HSS, pipes, tubes	1Δ <sub>c</sub>	7Δ <sub>c</sub>	0.5	0.5Δ <sub>c</sub>	6Δ <sub>c</sub>	7Δ <sub>c</sub>
c. Intermediate	Linear interpolation between the values for slender and stocky braces (after application of all applicable modifiers) shall be used.					
<b>Braces in Tension (except EBF braces)<sup>e-g</sup></b>						
1. W	10Δ <sub>T</sub>	13Δ <sub>T</sub>	0.6	0.5Δ <sub>T</sub>	10Δ <sub>T</sub>	13Δ <sub>T</sub>
2. 2L	9Δ <sub>T</sub>	12Δ <sub>T</sub>	0.6	0.5Δ <sub>T</sub>	9Δ <sub>T</sub>	12Δ <sub>T</sub>
3. HSS	9Δ <sub>T</sub>	11Δ <sub>T</sub>	0.6	0.5Δ <sub>T</sub>	8Δ <sub>T</sub>	11Δ <sub>T</sub>
4. Pipe	8Δ <sub>T</sub>	9Δ <sub>T</sub>	0.6	0.5Δ <sub>T</sub>	7Δ <sub>T</sub>	9Δ <sub>T</sub>
5. Single angle	10Δ <sub>T</sub>	11Δ <sub>T</sub>	0.6	0.5Δ <sub>T</sub>	8Δ <sub>T</sub>	10Δ <sub>T</sub>
<b>Columns in tension (except EBF Columns)<sup>h</sup></b>	5Δ <sub>T</sub>	7Δ <sub>T</sub>	1.0	0.5Δ <sub>T</sub>	6Δ <sub>T</sub>	7Δ <sub>T</sub>
<b>Buckling-Restrained Braces<sup>h-j</sup></b>	13.3Δ <sub>y</sub>	13.3Δ <sub>y</sub>	1.0	3.0Δ <sub>y</sub>	10Δ <sub>y</sub>	13.3Δ <sub>y</sub>

Figura 5.5 Criterios de aceptación para modelación no lineal de arriostramientos  
Fuente: ASCE, 2017

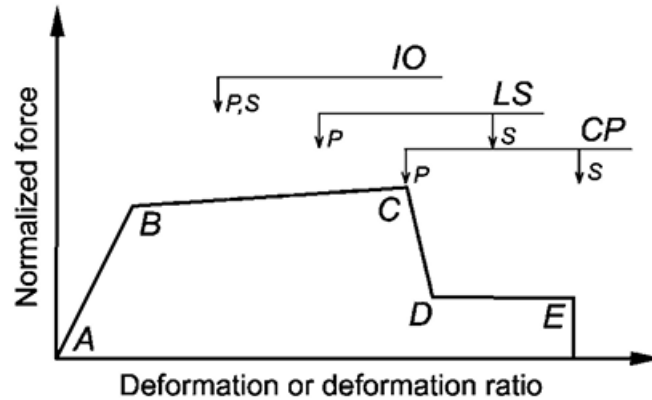
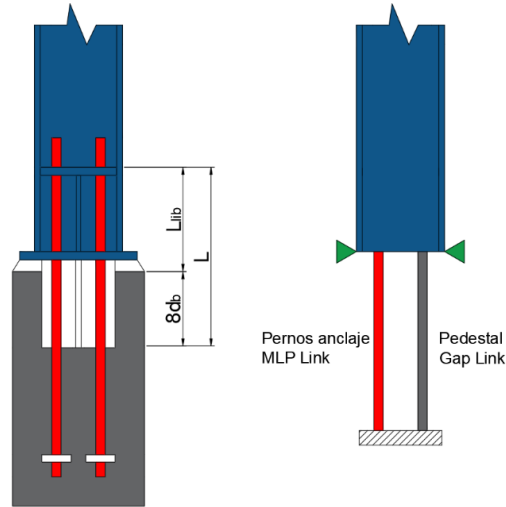


Figura 5.6 Criterios de aceptación modelación fuerza-deformación generalizada  
Fuente: ASCE, 2017

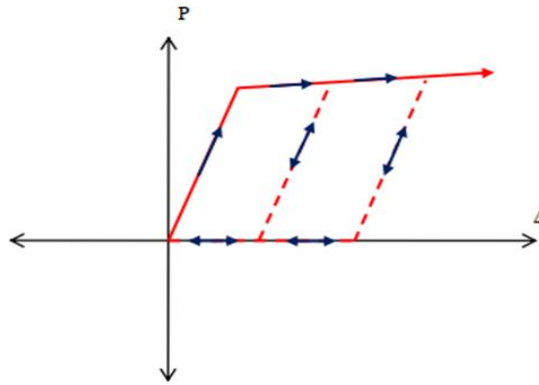
### 5.5 No linealidad en anclajes

En la base de las columnas, el modelo no lineal corresponde a dos elementos que trabajan en paralelo. El primero representa los pernos de anclaje que trabajan sólo en tracción mediante un Link Multilinear Plastic (MLP) y el segundo representa el pedestal que trabaja únicamente a compresión de manera elástica por medio de un link tipo gap, cuyo comportamiento depende de la elongación axial de los pernos de anclaje. Bajo este modelo los pernos de anclaje tienen la capacidad de capturar el comportamiento histéretico 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, debido a que este elemento no ha mostrado incursiones inelásticas durante sismos severos. En la Figura 5.7 se presenta un esquema tipo de pernos de anclaje.



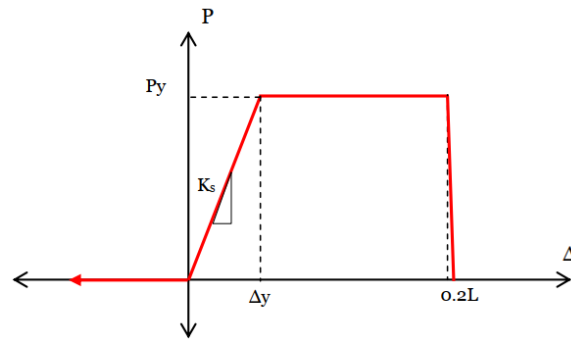
**Figura 5.7** Esquema pernos de anclaje (izq.) y esquema empleado en software SAP2000 (der.)  
**Fuente:** Urzúa (2015)

Debido que los pernos trabajan netamente a tracción durante ciclos de carga, el modelo de histéresis cinemático es del tipo kinematic (Ver Figura 5.8), donde no tiene una degradación de rigidez ni resistencia. Para efectos de modelación del pedestal se le asigna una alta rigidez axial, de manera que no sea capaz de descender y se comporte como un sólido rígido frente a una acción sísmica. Para la aplicación en el modelo se ingresó una rigidez axial de 9810000 kN/m.



**Figura 5.8** Curva histérica para pernos de anclaje  
**Fuente:** Urzúa (2015)

La curva monotónica típica de pernos de anclaje se puede visualizar en la Figura 5.9 y en el ANEXO 5.3 **CURVAS MONOTÓNICAS DE PERNOS DE ANCLAJE** todas las curvas de pernos de anclaje empleados para el estudio. Para el caso de análisis tiempo historia lineales, a los pernos se les asigna una rigidez elástica cuyo propósito es que se comporte como un apoyo fijo, para este caso se considera 9810000 kN/m.



**Figura 5.9** Curva envolvente fuerza-deformación pernos de anclaje  
Fuente: Urzúa (2015)

Donde

$P_y$  : Fuerza esperada de fluencia en pernos de anclaje,  $P_y = F_{ye} A_b$

$K_s$  : Rigidez axial de los pernos,  $K_s = E_s A_b / L$

$L$  : Largo flexible de pernos de anclaje, igual a la distancia entre el tope del pedestal y tope de la placa de apoyo de la silla, más ocho veces su diámetro embebido en el hormigón.

$E_s$  : Módulo de elasticidad del acero.

$A_b$  : Área transversal de los pernos.

$\Delta_y$  : Deformación de fluencia,  $\Delta_y = P_y / K_s$

### 5.6 Amenaza sísmica para análisis de respuesta no lineal.

Se considera dos niveles de amenaza sísmica, una asociada al sismo de diseño (SDI) con una probabilidad de excedencia de 10% en 50 años (475 años de periodo de retorno), y otro asociado al sismo máximo probable (SMP), con una probabilidad de excedencia de 5% en 50 años (975 años de periodo de retorno). Con el objetivo de realizar una evaluación del desempeño estadísticamente rigurosa, se realizó una selección de 30 registros sísmicos para cada nivel de intensidad para la metodología de escalamiento de amplitud espectral ASCE 7-16 (American Society of Civil Engineers [ASCE, 2016]), considerando un espectro objetivo, en este caso, correspondiente al espectro de referencia de la norma NCh2369:2025 (INN, 2025) para zona sísmica 2 y suelo tipo C representando un nivel razonable de amenaza sísmica esperada en distintas zonas sísmicas.

Para nivel SMP se consideran los registros para nivel SDI amplificados por un factor de 1.4. En la Figura 5.10 se muestran los 30 registros con factores de escala aplicados.

Els factor de escalamiento máximo para nivel SDI es de 2.88 lo que se considera un nivel aceptable. Sin embargo, para SMP se alcanzan factores de hasta 4.13, valores que parece excesivos para los analisis sísmicos y que deben ser considerados para los resultados.

En ANEXO 5.6 AMENAZA SÍSMICA PARA ANÁLISIS DE RESPUESTA NO LINEAL. se presentan las gráficas de las ondas correspondientes a los registros que muestran las mayores amplitudes en las tres direcciones de análisis, los cuales resultan críticos para el diseño y no suelen ser adecuadas para el diseño.

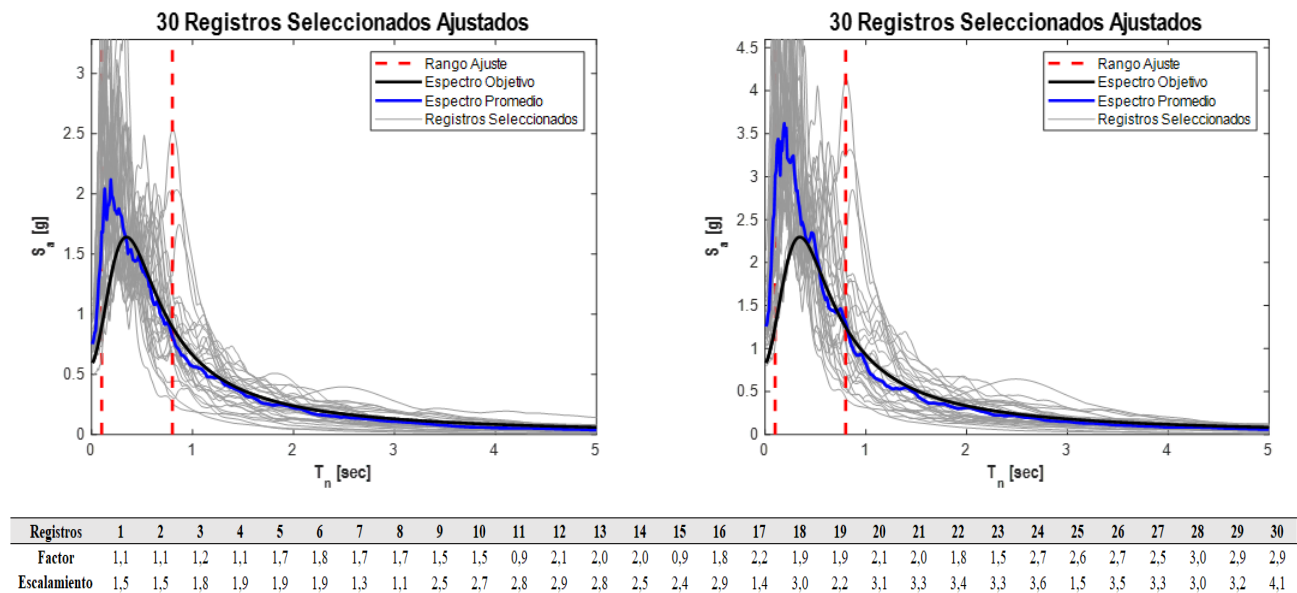


Figura 5.10 Registros seleccionados para nivel SDI (izq.) y para nivel SMP (der.) y factores de escalamiento

Los eventos sísmicos empleados en los análisis son:

- 27/02/2010 (Mw=8.8), Maule, Chile
- 27/02/2010 (Mw = 8.8), Hualañé, Chile
- 27/02/2010 (Mw = 8.8), Curicó, Chile
- 27/02/2010 (Mw = 8.8), Talca, Chile
- 27/02/2010 (Mw = 8.8), Peñalolén, Chile
- 27/02/2010 (Mw = 8.8), Puente Alto, Chile

- 25/12/2016 ( $M_w = 7.6$ ), Quellón, Chile
- 03/03/1985 ( $M_w = 7.9$ ), San Fernando, Chile
- 03/04/2014 ( $M_w = 7.6$ ), Pica, Chile
- 16/09/2015 ( $M_w = 8.4$ ), Vicuña, Chile
- 27/02/2010 ( $M_w = 8.8$ ), Maipú, Chile
- 23/06/2001 ( $M_w=8.4$ ), Arica, Chile
- 16/09/2015 ( $M_w = 8.4$ ), Monte Patria, Chile
- 16/09/2015 ( $M_w = 8.4$ ), Vicuña, Chile
- 03/03/1985 ( $M_w = 7.9$ ), Viña del Mar, Chile
- 16/12/2007 ( $M_w= 6.7$ ), Mejillones, Chile
- 03/03/1985 ( $M_w= 7.9$ ), Maule, Chile
- 16/09/2015 ( $M_w= 8.4$ ), Illapel, Chile
- 3/03/1985 ( $M_w = 7.9$ ), Valparaíso, Chile
- 01/04/2014 ( $M_w= 8.2$ ), Antofagasta, Chile
- 01/04/2014 ( $M_w= 8.2$ ), Tamarugal, Chile
- 23/08/2014 ( $M_w= 6.4$ ), Viña del Mar, Chile
- 26/09/2015 ( $M_w= 6.3$ ), Coquimbo, Chile
- 13/06/2005 ( $M_w= 7.9$ ), Iquique, Chile
- 01/04/2014 ( $M_w= 8.2$ ), Iquique, Chile
- 24/04/2017 ( $M_w= 6.9$ ), Valparaíso, Chile
- 16/09/2015 ( $M_w= 8.4$ ), Coquimbo, Chile
- 03/03/1985 ( $M_w= 7.9$ ), Maule, Chile
- 03/03/1985 ( $M_w= 7.9$ ), Valparaíso, Chile
- 25/12/2016 ( $M_w = 7.6$ ), Quellón, Chile

## 5.7 Conclusiones

En este capítulo se definieron las bases necesarias para realizar análisis dinámicos del tipo tiempo-historia no lineales, abordando la implementación en la modelación de elementos disipadores de

energía, tales como arriostramientos y anclajes, mediante elementos tipo link aplicando análisis Fast Nonlinear Analysis (FNA).

La modelación del pedestal y pernos de anclaje es en base a elementos gap y Multilinear Plastic (MLP), respectivamente. Sistemas que trabajan en paralelo para representar el comportamiento adecuado frente a tracciones y compresiones.

Los pernos de anclaje se realizan mediante histéresis cinemático del tipo kinematic, debido a que no existe una degradación de rigidez ni resistencia, por otro lado, para arriostramientos verticales se presenta un modelo de histéresis del tipo pivot.

Finalmente, se definen los niveles de amenaza sísmica que se emplearan para los análisis de desempeño de la estructura industrial, esto se realiza mediante la selección de 30 registros sísmicos cuyos factores de ajuste para el escalamiento de amplitud se debe tener en consideración, debido a que existen registros cuyos factores de escalamiento no son los ideales según lo definido en ASCE 7-16 (ASCE, 2016).



## **CAPITULO 6: DISEÑO DE PERNOS DE ANCLAJE Y EVALUACIÓN DEL DESEMPEÑO SÍSMICO**

### **6.1 Introducción**

En este capítulo se detallarán los resultados obtenidos del diseño de pernos de anclaje aplicando la metodología tradicional y posteriormente la metodología propuesta, destacando las principales diferencias.

Luego, para ambos diseños se mostrarán los resultados del desempeño sísmico, con el propósito de comparar ambas metodologías de diseño teniendo presente el comportamiento estructural.

### **6.2 Diseño pernos de anclaje**

#### **6.2.1 Diseño tradicional de pernos de anclaje**

En el diseño tradicional de pernos de anclaje para bases de columnas, se realiza con la búsqueda de la máxima tracción obtenida desde las combinaciones de carga mediante metodología LRFD definidas en el acápite 4.5 de NCh2369:2025 (INN, 2025).

Para efecto del diseño, se discretizar dependiendo de las magnitudes de las tracciones en los apoyos de interés, específicamente en las bases de columnas de tipología MAC.

En la Tabla 6.1 se muestran los resultados del diseño de pernos de anclaje basado en la metodología tradicional. Los pernos se consideran con calidad ASTM A36 y se discretiza en 3 grupos de pernos, Per01 compuesto por 8 pernos de 2", Per02 compuesto por 8 pernos de 1 3/8" y Per03 de 4 pernos de 1 3/8".

**Tabla 6.1 Diseño tradicional de pernos de anclaje en estructura**

Diseño Tradicional	Per_01	Per_02	Per_03
Tu (kN) (R=3)	3319,966	1652,71	770,098
Tu (kN) (R=5)	2182,78	752	417,736
Fu <sub>ab</sub> (MPa)	400,0	400,0	400,0
db (in)	2	1 3/8	1 3/8
db(mm)	50,8	34,9	34,9
Nb	8	8	4
Ab <sub>req</sub> (mm <sup>2</sup> )	14745	6972	3404
Ab (mm <sup>2</sup> )	16214,6	7663,95	3831,98
$\phi T_n = \phi A_b$	3648,29	1724,39	862,19
FU = Tu/ $\phi T_n$	0,91	0,96	0,9

Donde

T <sub>u</sub> (kN)	: Tracción máxima en la columna proveniente de la combinación de carga
d <sub>b</sub> (in)	: Diámetro del perno
N <sub>b</sub>	: Número de pernos
A <sub>req</sub> (mm <sup>2</sup> )	: Área de pernos requerida
A <sub>b</sub> (mm <sup>2</sup> )	: Área de pernos propuesta
$\phi T_n = \phi A_b (0.75 F_u)$ (kN)	: Resistencia de diseño a tracción del grupo de pernos
FU = T <sub>u</sub> / $\phi T_n$	: Relación demanda / capacidad de los pernos de anclaje

La distribución de grupos de pernos de anclaje para las bases de columnas de interés se muestra en la Figura 6.1



**Figura 6.1 Discretización pernos de anclaje en bases de columnas arriostradas.**

El diseño mediante la metodología recae en la modificación del diámetro de perno teniendo limitante el área máxima requerida por el método, se aplica diámetro de pernos comerciales.

La Tabla 6.2 se muestra los resultados aplicando la metodología propuesta de pernos de anclaje, siendo caracterizada Per01 compuesto por 8 pernos de 1 ½”, Per02 compuesto por 8 pernos de 1 ¼” y Per03 de 4 pernos de 1 ¼”, los cuales son poseen menos áreas a las consideradas con la metodología tradicional.

Tabla 6.2 Diseño pernos de anclaje según metodología propuesta

FU DIAG 1			
(D+0.25L+0.5S+Ex_ref+Ey_ref)	1,67	1,57	0,89
Ex - Ey	Ex	Ey	Ey
Sección	HSS6x6x5/8"	HSS6x6x3/8"	HSS6x6x3/8"
$\Omega_b$	1,33	1,36	1,35
$\alpha = \Omega_b/FU$	0,87	0,97	0,97
Tu [kN] D+0.25L+0.5S+ $\alpha$ *(Ex_ref+Ey_ref)	5387,8	3628,0	1791,5
$\beta$	1,2	1,2	1,2
Aab.max (mm <sup>2</sup> ) = Tu/( $\beta$ Ry.ab Fy.ab)	12069,4	7504	3871
Aab.min (mm <sup>2</sup> ) = Tu(R=5)/( $\phi$ 0.75Fu.ab)	9699	3342	1857
Aab.tradicional (mm <sup>2</sup> ) (Tradicional)	16214,6	7664,0	3832,0
Aab.max/Aab.min	1,5	2,25	2,08
Aab.max/Aab.tradicional	0,74	0,98	1,0
Número de pernos	8	8	4
<b>db [in] (Tradicional)</b>	<b>2</b>	<b>1 3/8</b>	<b>1 3/8</b>
<b>db [in] (Método)</b>	<b>1 1/2</b>	<b>1 1/4</b>	<b>1 1/4</b>
db.max (mm) = $\sqrt{4(Aab.max/Nb)/\pi}$	6,2	5,1	3,6
Ab.método (mm <sup>2</sup> ) (Método)	9120,7	6333,8	3166,9
Ab.método/Ab.min	0,94	1,08	1,7
Ab.método/Ab.max	0,8	0,84	0,8

Donde

FU DIAG	: Relación demanda/capacidad en la diagonal más solicitada de los modelos lineales considerando las combinaciones de carga (4.1) y (4.2)
Ex – Ey	: Dirección sísmica que controla el FU de la diagonal
$\Omega_b$	: Relación entre resistencia esperada y resistencia nominal en compresión
$\alpha$	: Definido en la Ecuación (4.5)
$T_u$ (kN)	: Tracción mínima en la columna considerando las combinaciones de carga (4.6) y (4.7)
$\beta$	: Coeficiente de ajuste
Aab.máx (mm <sup>2</sup> )	: Área máxima de pernos según la metodología propuesta para asegurar que la plastificación de estos preceda al pandeo del arriostamiento más solicitado, obtenida de la Ecuación (4.9)
Aab.mín (mm <sup>2</sup> )	: Área mínima de pernos para resistir las sollicitaciones de tracción según el método tradicional de diseño de pernos de anclaje
Aab.tradicional (mm <sup>2</sup> )	: Área de pernos obtenida del diseño tradicional
$d_b$ [in] (Método)	: Diámetro de perno propuesto según metodología propuesta
Aab.método (mm <sup>2</sup> )	: Área de pernos obtenida de la metodología de diseño propuesta

### 6.3 Evaluación desempeño sísmico estructural

A continuación, se presentarán los resultados obtenidos de análisis tiempo-historia no lineales, considerando el diseño tradicional y la metodología propuesta para pernos de anclaje.

#### 6.3.1 Energía disipada

En la Figura 6.2 y Figura 6.3 se presentan la energía disipada para cada metodología de diseño, considerando demanda sísmica SDI y SMP, respectivamente.

La aplicación de la metodología propuesta favorece una distribución más eficiente de la energía sísmica disipada. Esta se logra al reducir la participación de los arriostramientos como elementos disipadores y aumentar de manera simultánea la disipación en los pernos de anclaje, los cuales actúan como fusibles sísmicos, y la contribución del amortiguamiento viscoso.

Esta última forma de disipación de energía corresponde al mecanismo del sistema estructural, similar a la fricción, sin embargo, posee mayores componentes tales como la histéresis entre materiales, fricción en uniones-conexiones, interacciones entre elementos estructurales y no estructurales, entre otros, por lo que su estimación es compleja, cuando aumenta el porcentaje es debido a los pernos de anclaje fluyendo a tracción, aumentando la velocidad de movimiento de la estructura.

Como se observa en la Figura 6.2, frente a la demanda sísmica SDI se confirma lo anteriormente expuesto. El diseño tradicional la disipación de energía corresponde en un 3% a los pernos de anclaje y en un 11% a los arriostramientos. Con la aplicación de la metodología propuesta, la disipación mediante pernos de anclaje aumenta a un 7%, mientras que la participación de los arriostramientos disminuye significativamente a un 4%.

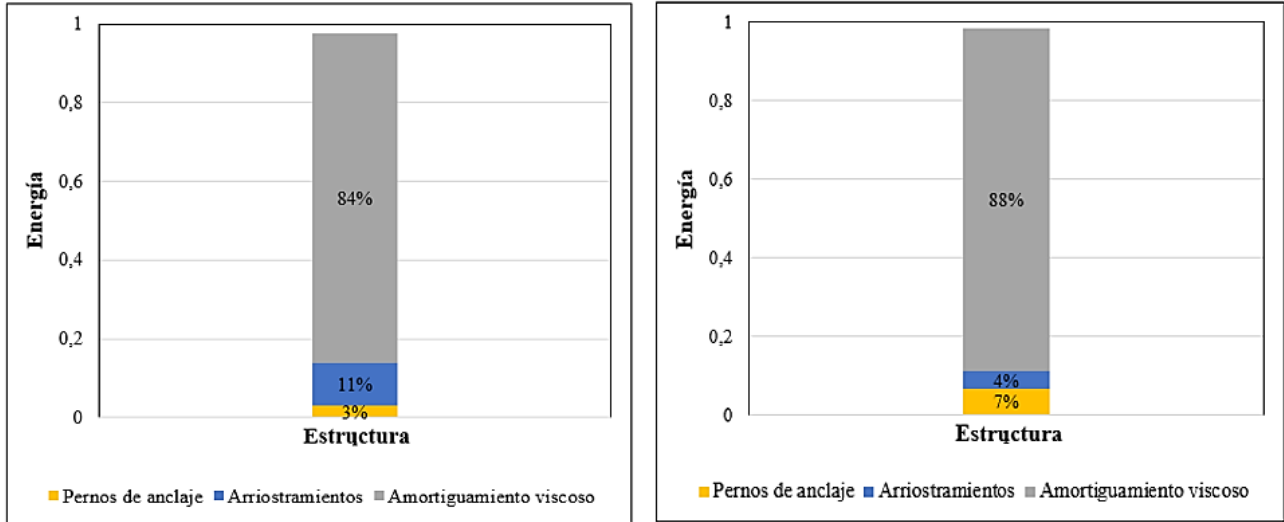


Figura 6.2 Energía disipada a nivel SDI – (Izq.) Diseño tradicional (Der.) Metodología propuesta

De manera análoga, en la Figura 6.3, se muestra los resultados a nivel SMP, teniendo conclusiones similares a las previamente mencionadas.

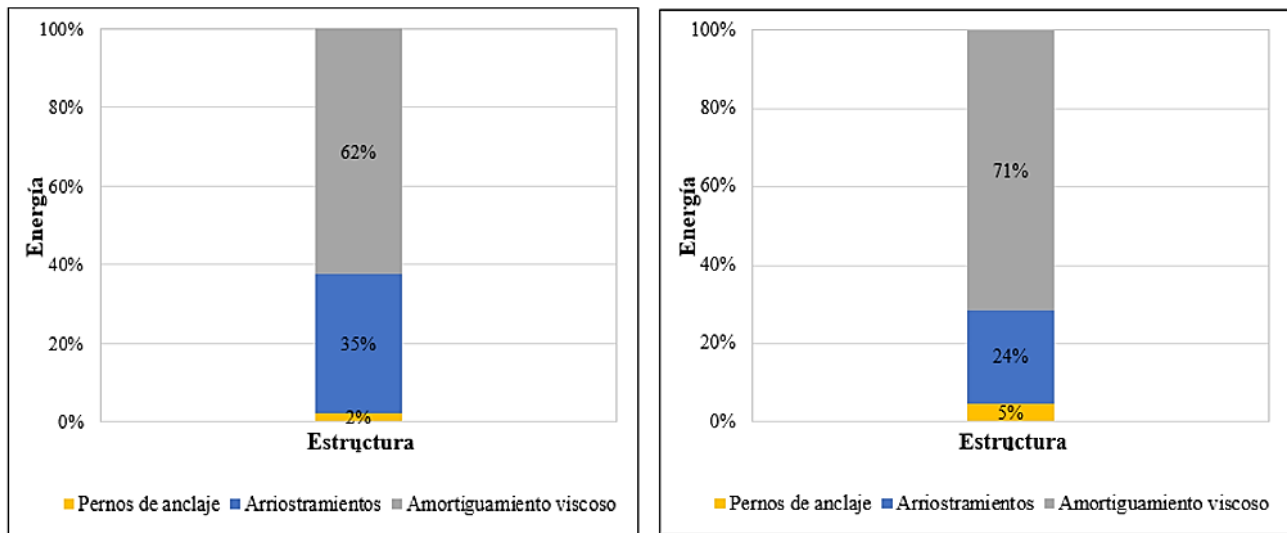


Figura 6.3 Energía disipada a nivel SMP – (Izq.) Diseño tradicional (Der.) Metodología propuesta

### 6.3.2 Factor de reducción de la respuesta por ductilidad

En las Figura 6.4 y Figura 6.5 se presentan los resultados del factor de reducción de la respuesta por ductilidad ( $R_{\mu}$ ) en ambas direcciones de análisis (X e Y) para niveles de demanda sísmica SDI y las Figura 6.6 y Figura 6.7 para niveles de demanda sísmica SMP. Este factor se define como la razón entre el corte basal máximo considerando un comportamiento lineal y el corte basal máximo considerando un comportamiento no-lineal. Las barras de color representan la dispersión de los resultados y la franja roja indica el valor medio de cada nivel en el modelo estructural.

De la comparación entre la metodología para ambos niveles de demanda sísmica, se tiene que el valor medio de  $R_{\mu}$  es aproximadamente 1.37, valor cercano al correspondiente de la demanda sísmica por requerimiento normativo de 1.4, entregando un aumento en el corte elástico. Esto se evidencia en las Figura 6.9 y Figura 6.11, donde el cálculo del factor de reducción de la respuesta tanto a nivel SDI y SMP calculado como el producto entre el factor de sobrerresistencia promedio con los factores de ductilidad, es cercano al de diseño  $R=3$ .

Dada la modificación de los pernos de anclaje es relevante asegurar que la respuesta de la estructura se mantenga estable ante acciones sísmicas severas, lo que es respaldado con los resultados obtenidos mediante los métodos de disipación de energía.

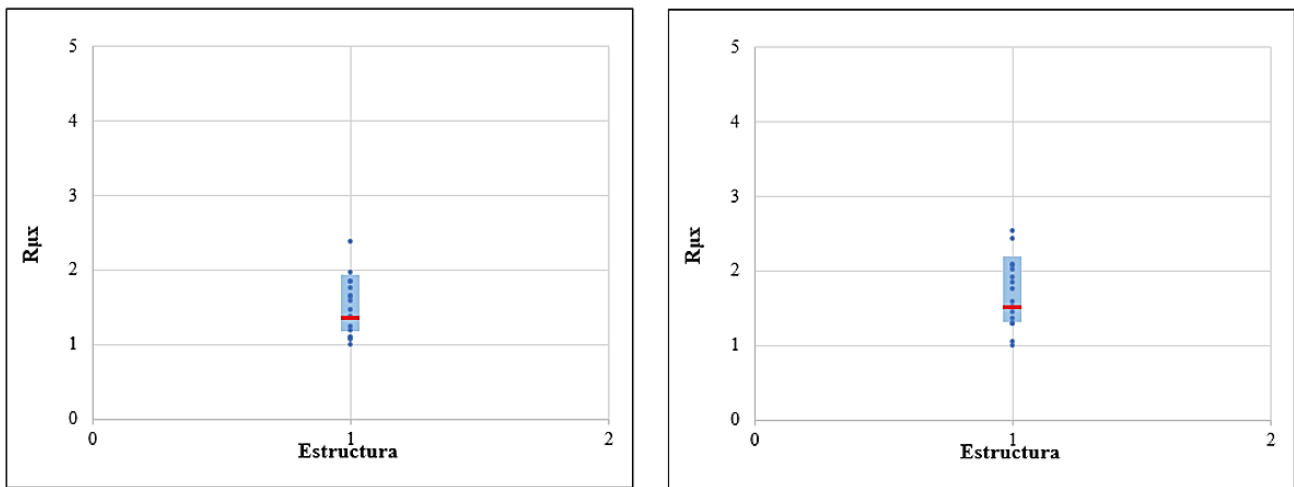


Figura 6.4 Factor de reducción por ductilidad a nivel SDI – Dir.X – (Izq.) Diseño Tradicional (Der.) Met. Propuesta

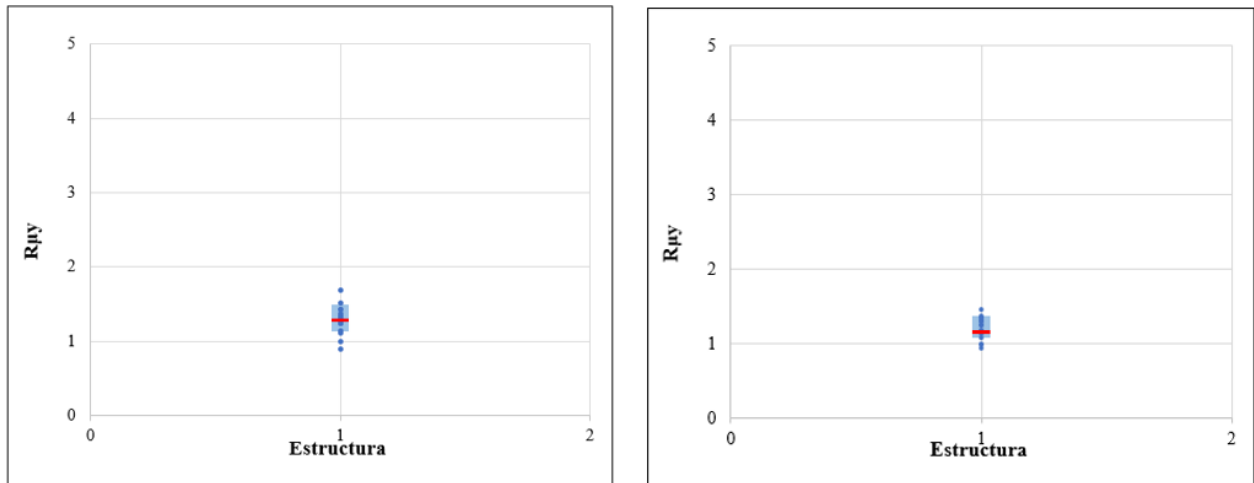


Figura 6.5 Factor de reducción por ductilidad a nivel SDI – Dir.Y – (Izq.) Diseño Tradicional (Der.) Met. Propuesta

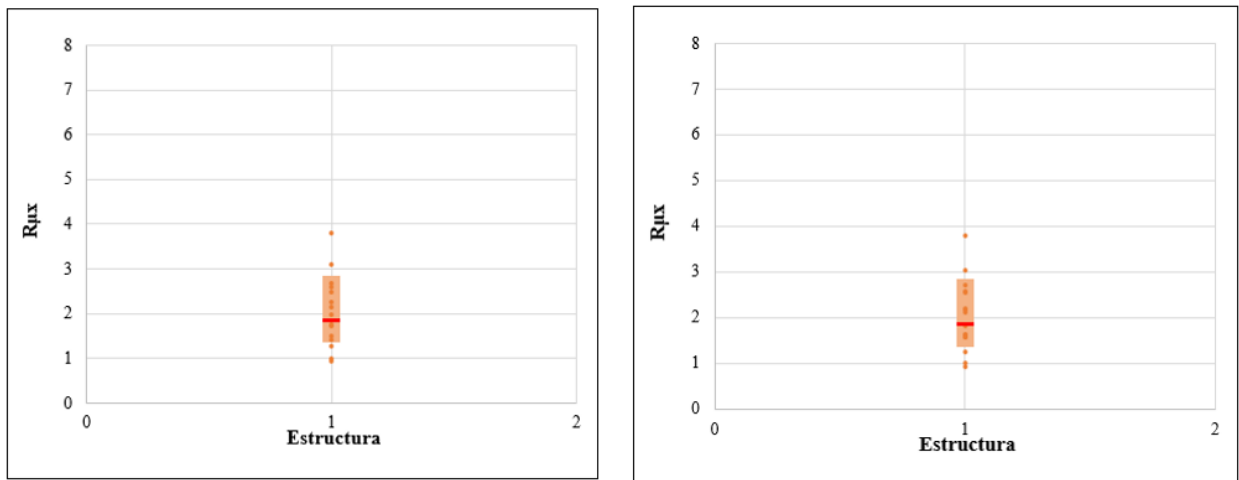


Figura 6.6 Factor de reducción por ductilidad a nivel SMP – Dir.X – (Izq.) Diseño Tradicional (Der.) Met. Propuesta

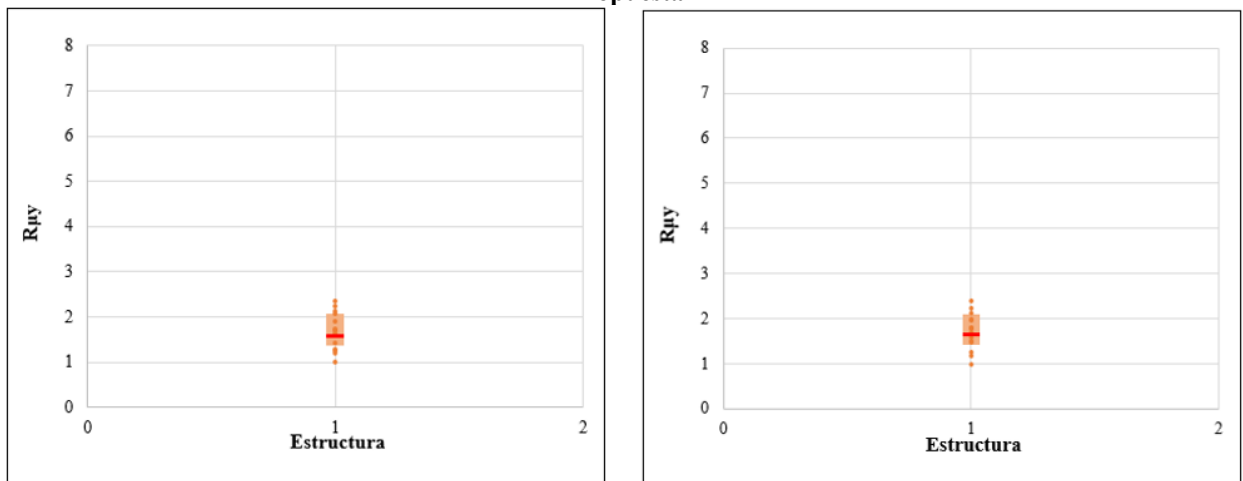


Figura 6.7 Factor de reducción por ductilidad a nivel SMP – Dir.Y – (Izq.) Diseño Tradicional (Der.) Met. Propuesta

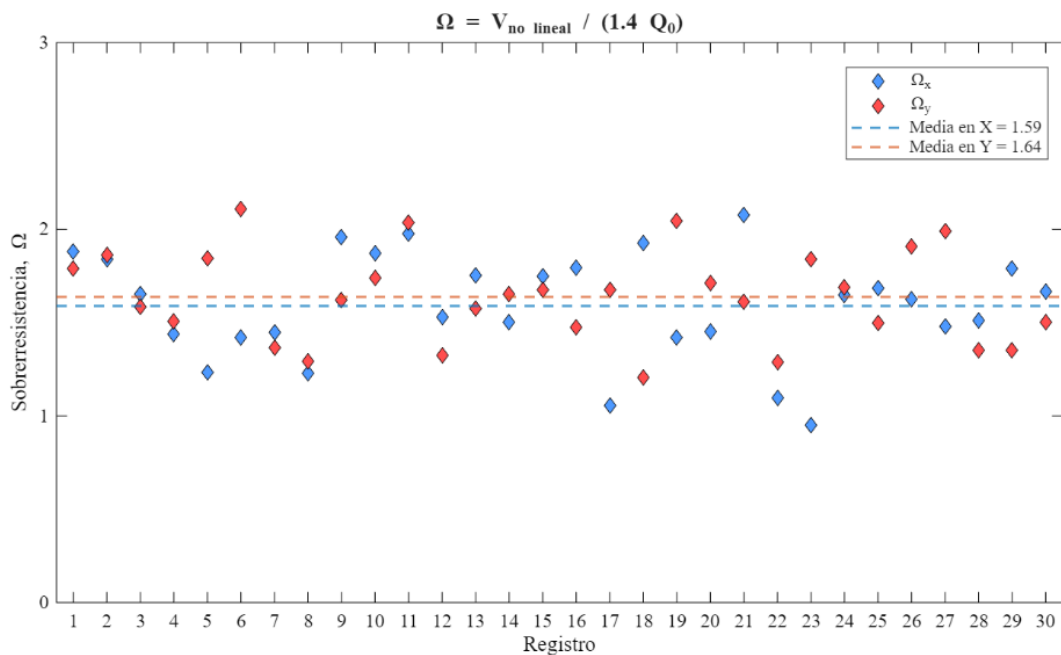


Figura 6.8 Factor de sobrerresistencia promedio nivel SDI

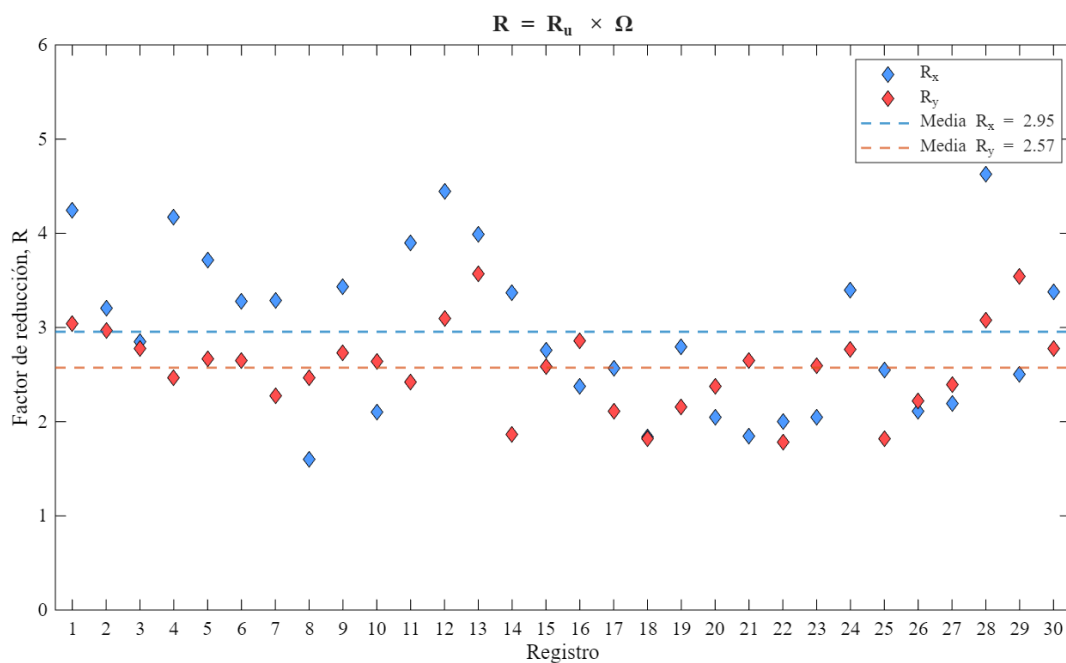
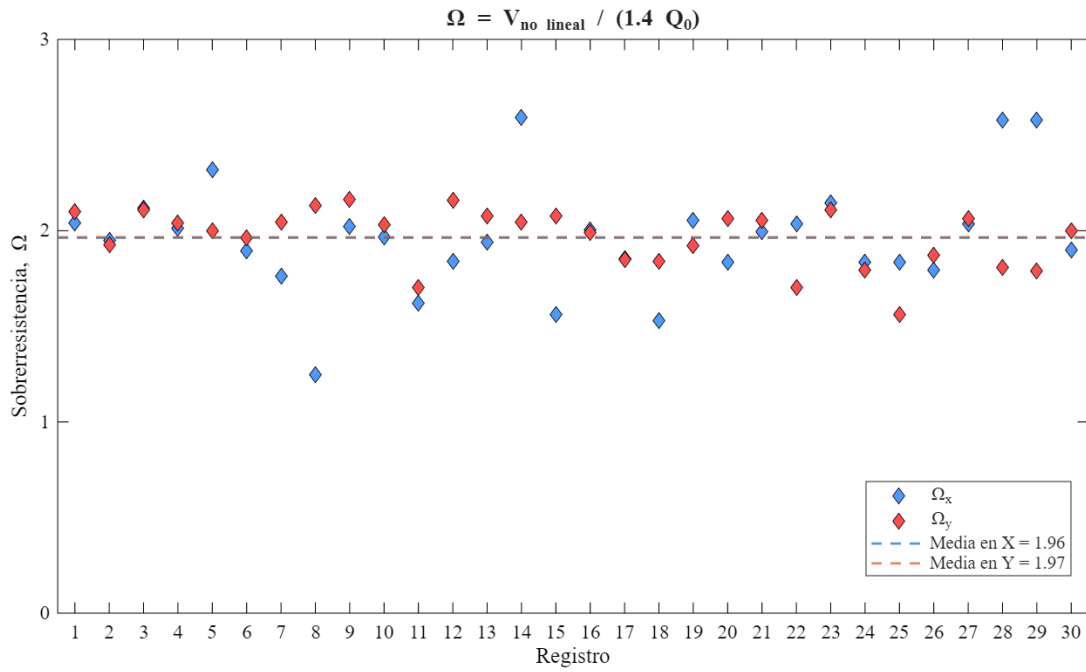
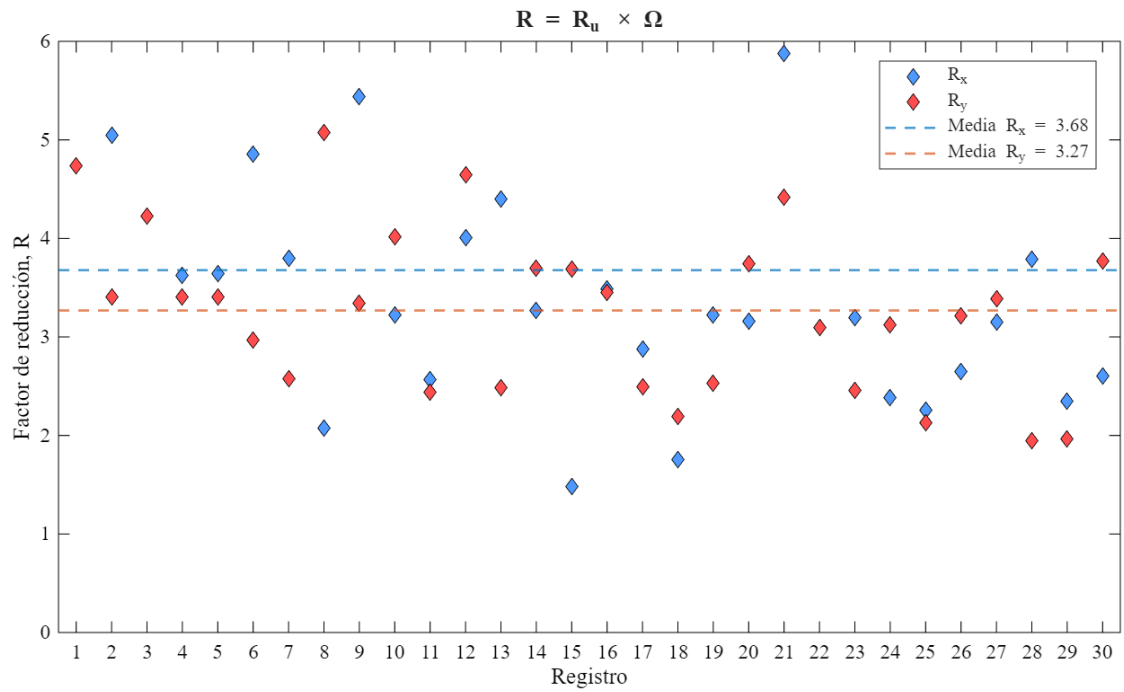


Figura 6.9 Factor de reducción de la respuesta promedio a nivel SDI



**Figura 6.10** Factor de sobrerresistencia promedio nivel SMP



**Figura 6.11** Factor de reducción de la respuesta promedio a nivel SMP

### 6.3.3 Elongación pernos de anclaje

En las Figura 6.12 y Figura 6.13 se presenta la elongación de los pernos de anclaje, para demanda sísmica a niveles SDI y SMP respectivamente. Tras la aplicación de la metodología propuesta que genera un aumento de la participación de los pernos, la elongación se ve afectada de forma directa, sin exceder la deformación de rotura del 20%.

En la Figura 6.12, la elongación a nivel SDI pasa del valor promedio de 1,08% de elongación a 3,29%, y a pesar de que existe mayor dispersión de datos entre registros sísmicos para la metodología propuesta, el percentil 84 es 5%. Las barras de color representan la dispersión de los resultados y la franja roja indica el valor medio de cada nivel en el modelo estructural.

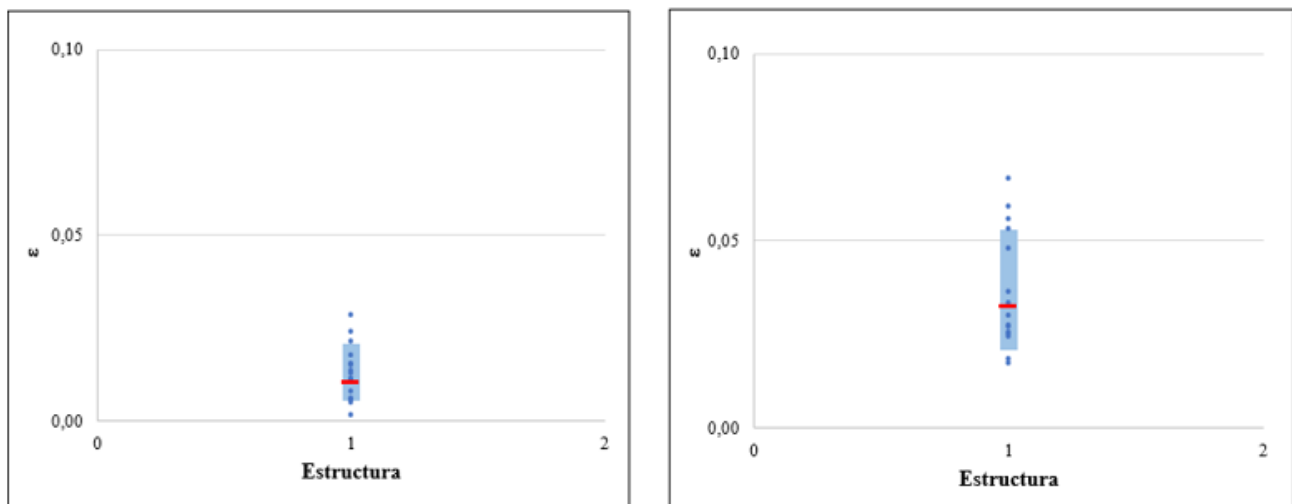


Figura 6.12 Elongación de pernos de anclaje a Nivel SDI – (Izq.) Diseño tradicional (Der.) Metodología propuesta

En la Figura 6.13, se observa la misma tendencia de aumento en la elongación de los pernos de anclaje. Al ser a nivel de demanda sísmica SMP es esperable el aumento significativo de elongación respecto a SDI. Para la metodología tradicional se tiene una media de elongación de 1,7% y llega hasta 5,46% mientras que con la metodología propuesta se alcanza con un percentil 84 valores menores a 8,7%, manteniéndose debajo de un 10%. De igual manera a pesar del aumento se encuentra por debajo del 20% como límite de deformación de rotura.

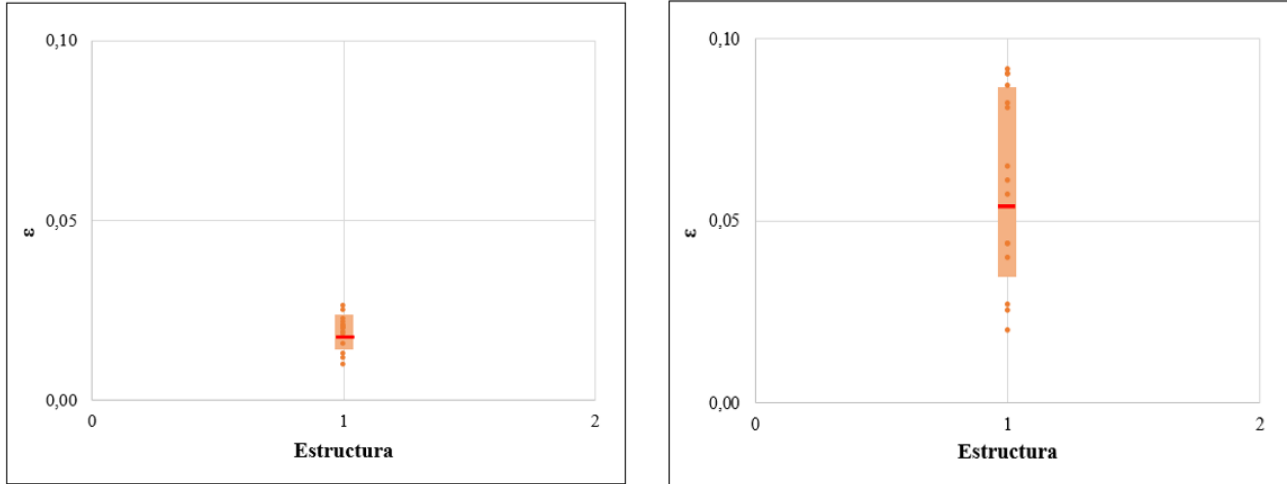


Figura 6.13 Elongación de pernos de anclaje a Nivel SMP – (Izq.) Diseño tradicional (Der.) Metodología propuesta

#### 6.3.4 Factor de utilización de columnas sísmicas

En las Figura 6.14 y Figura 6.15 se presentan los resultados de los factores de utilización de las columnas sísmicas empleando demanda sísmica nivel SDI, considerando ambas metodologías de diseño. Cada punto de los gráficos representa el máximo FU obtenido para cada registro sísmicos. Las barras de color representan la dispersión de los resultados y la franja roja indica el valor medio de cada nivel en el modelo estructural.

Realizando una comparación entre ambos métodos de diseño, se observa que, en general el valor de los FU de las columnas sísmicas tiende a disminuir al aplicar la metodología propuesta para ambos niveles de amenaza sísmica. Para nivel SDI existe una disminución más notoria, ya que solo tres registros sísmicos presentan un factor de utilización menor que 1 al aplicar la metodología tradicional. En cambio, aplicando la metodología propuesta, solo seis registros poseen un factor de utilización que ronda 1. Esto se debe a que al promover que la fluencia de los pernos preceda al pandeo de los arriostramientos, la estructura se comporta de manera similar a un cuerpo rígido, protegiendo a las columnas.

En las Figura 6.16 y Figura 6.17, se presentan los resultados a nivel SMP teniendo los mismos resultados de disminución en los FU de columnas sísmicas arriostradas.

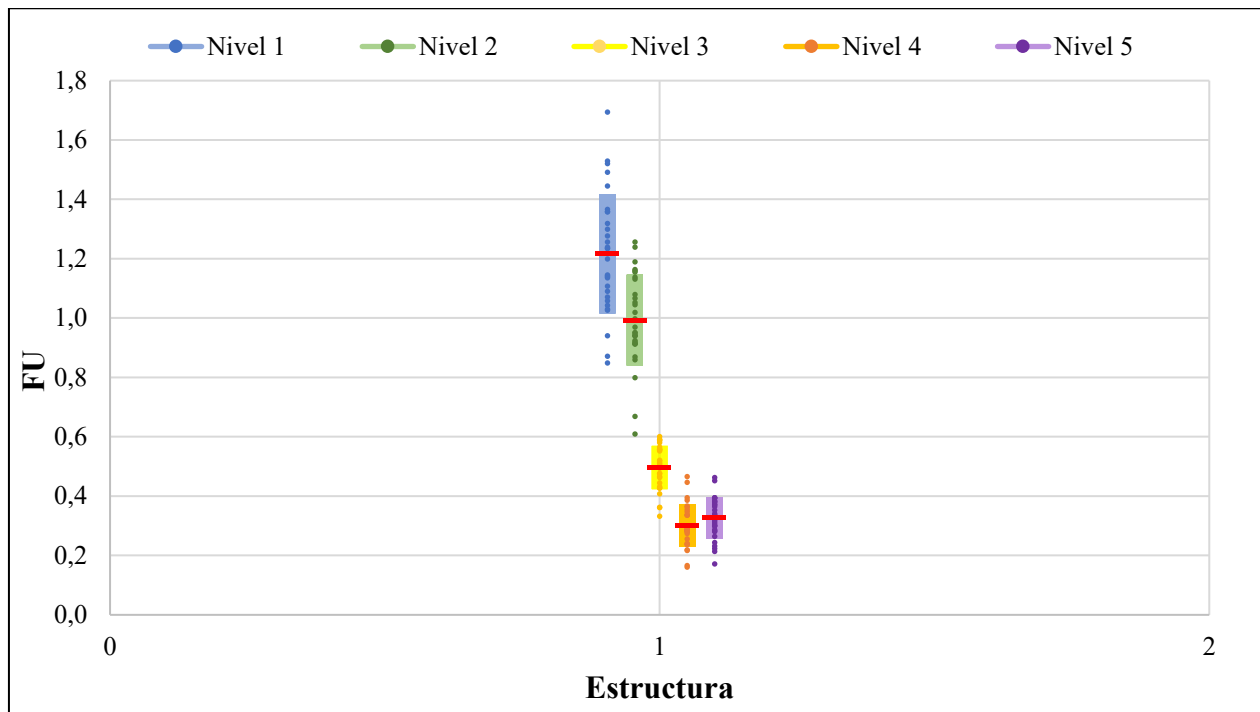


Figura 6.14 Factor de utilización columnas sísmica a nivel SDI- Metodología tradicional

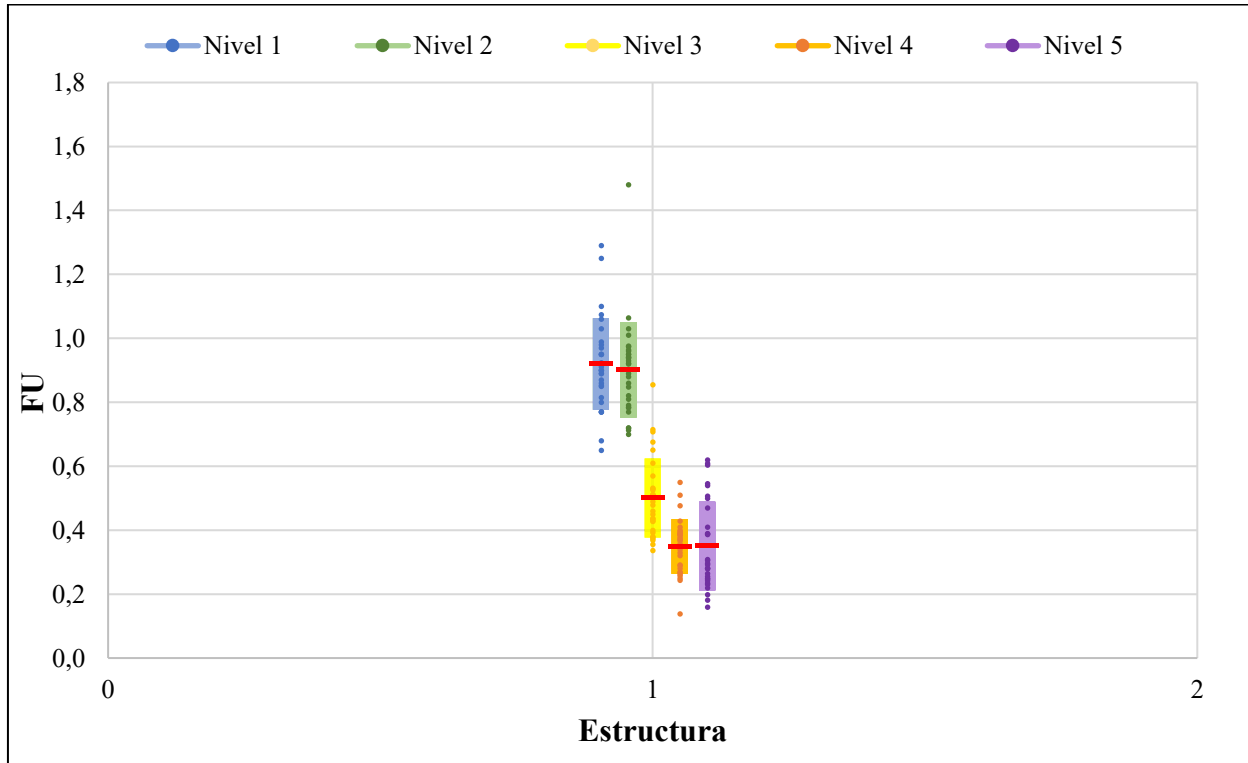


Figura 6.15 Factor de utilización columnas sísmica a nivel SDI- Metodología propuesta

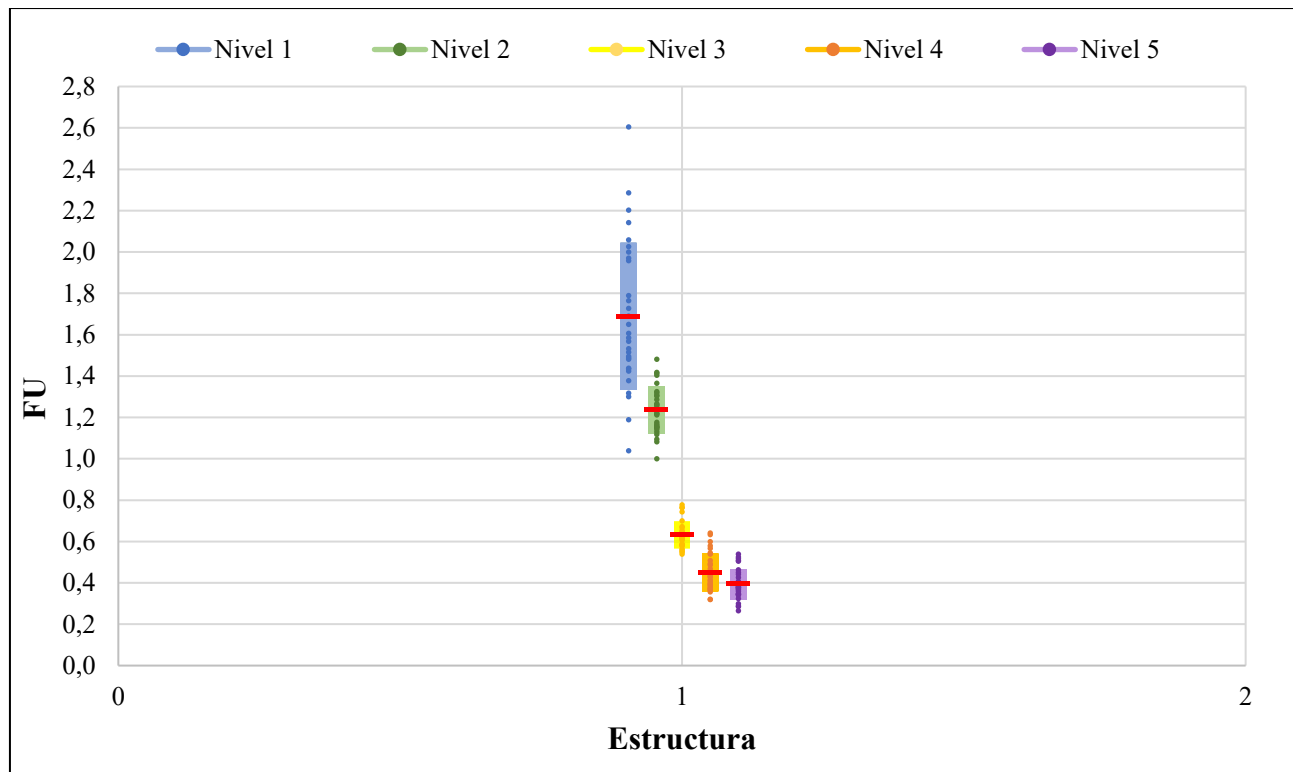


Figura 6.16 Factor de utilización columnas sísmica a nivel SMP- Metodología tradicional

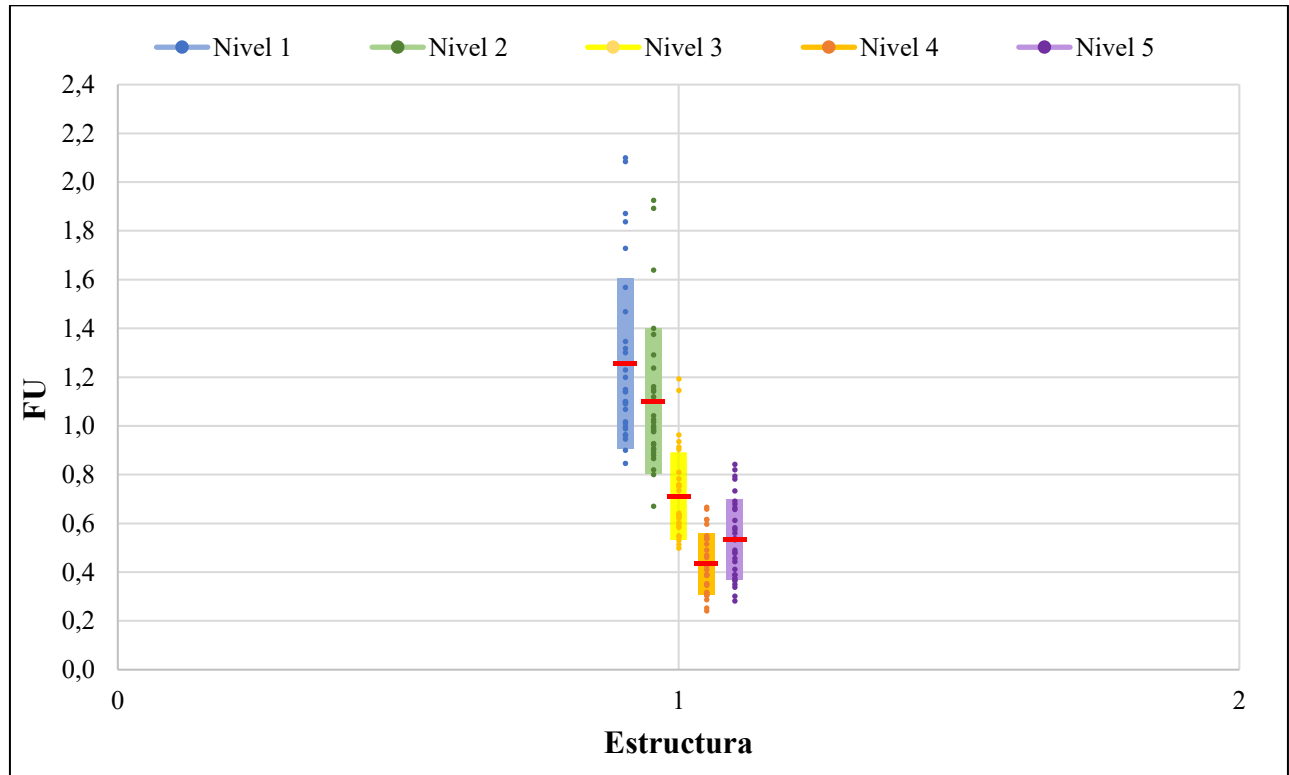


Figura 6.17 Factor de utilización columnas sísmica a nivel SMP- Metodología propuesta

### 6.3.5 Drift de entre piso

En las Figura 6.18 y Figura 6.19 se muestran los resultados del drift entre piso promedio de la estructura, evaluados en direcciones globales X e Y para niveles de demanda sísmica SDI y SMP. El análisis de desplazamientos entre piso se realizó considerando la columna con mayores deformaciones del análisis modal, determinándose el drift en el instante en que la estructura alcanzó su máximo desplazamiento de techo considerando los 30 registros sísmicos.

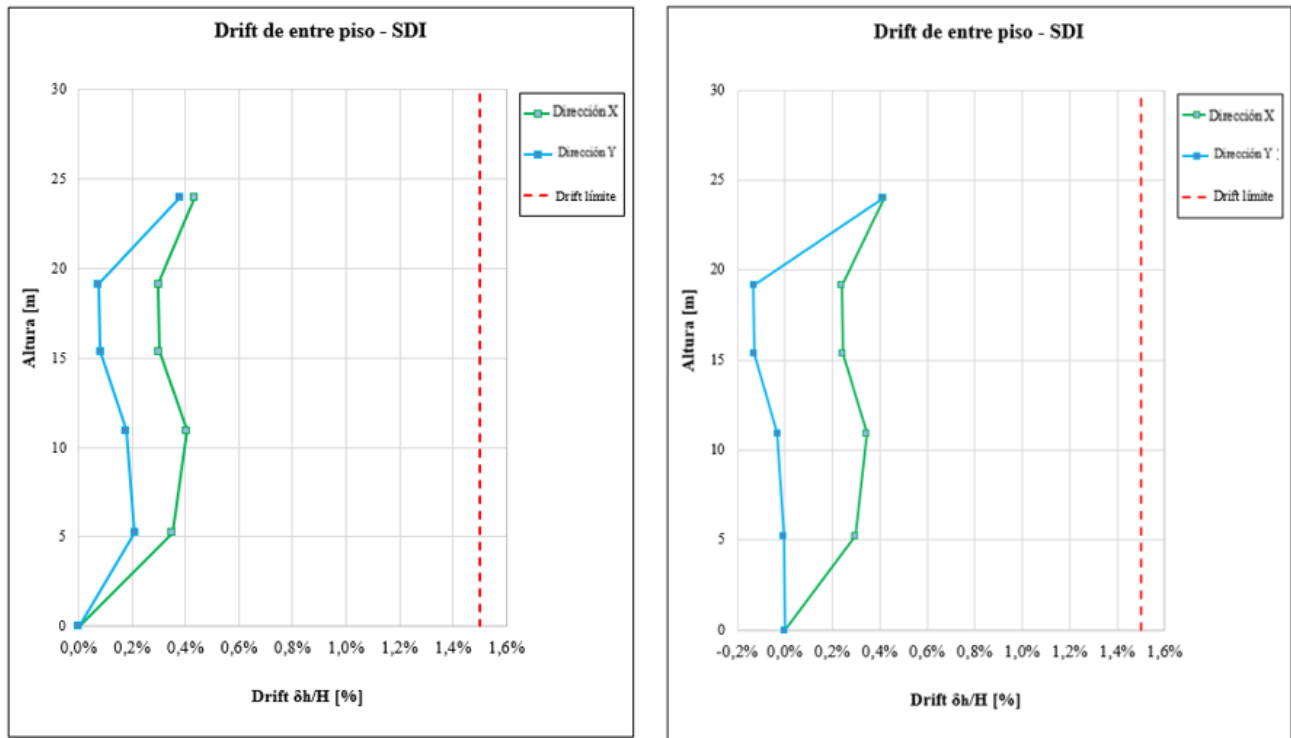
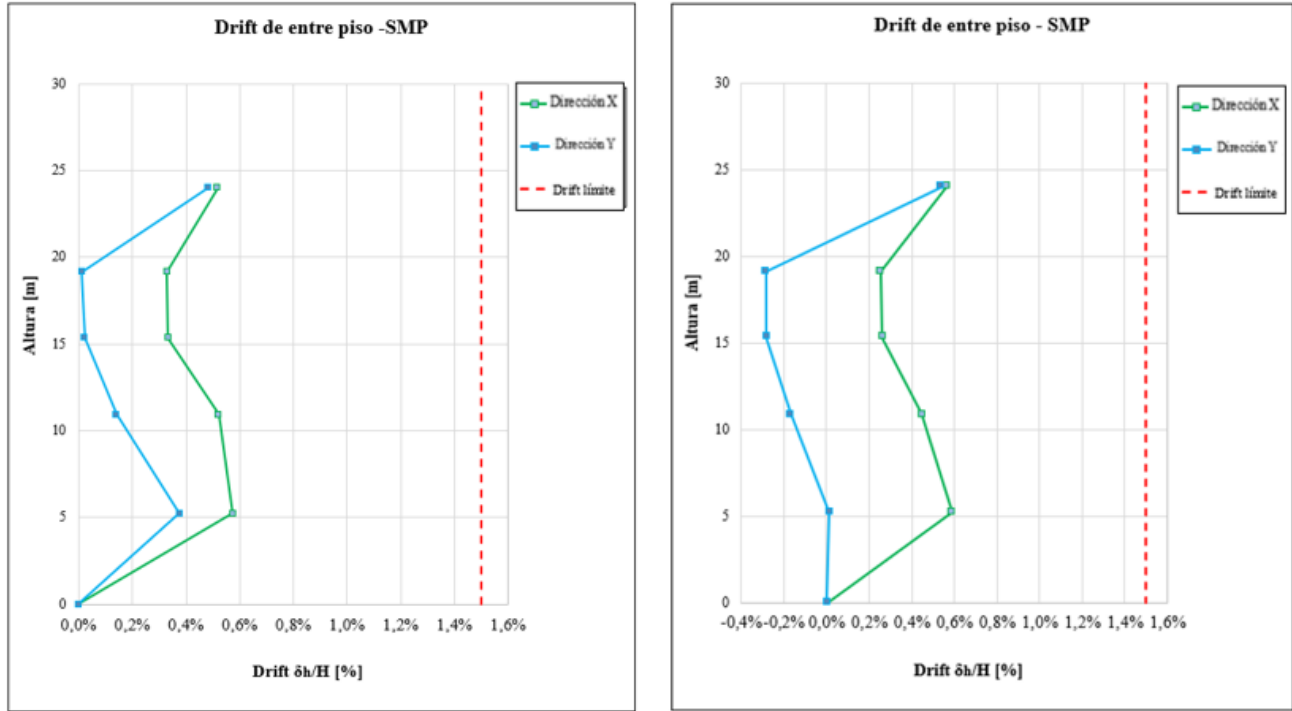


Figura 6.18 Drift entre piso con demanda sísmica nivel SDI – (Izq.) Diseño tradicional (Der.) Metodología propuesta



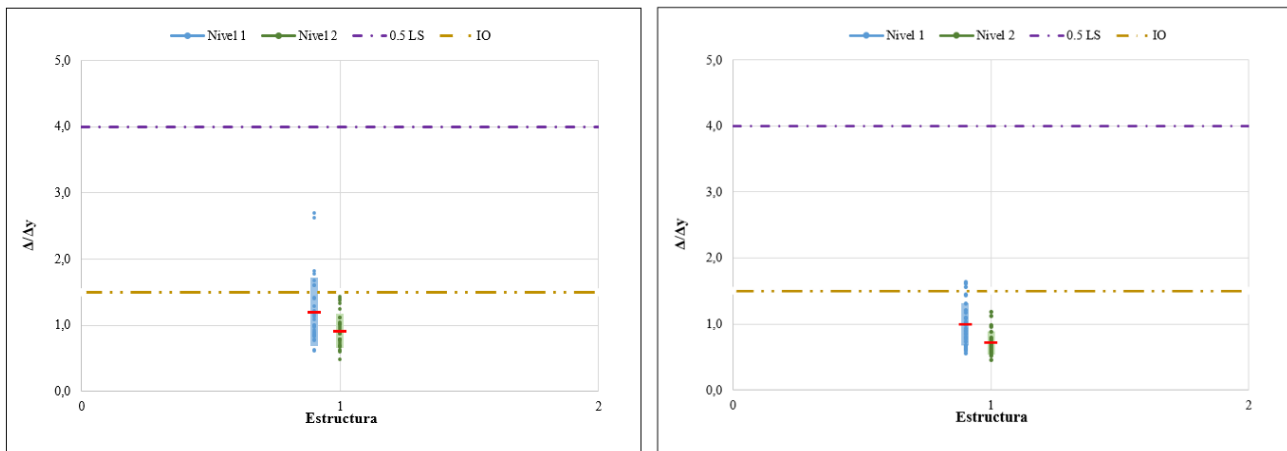
**Figura 6.19 Drift entrepiso con demanda sísmica nivel SMP – (Izq.) Diseño tradicional (Der.) Metodología propuesta**

Es observable que los drift disminuyen significativamente sobre todo en la dirección Y, donde en los primeros pisos la estructura se comporta de manera similar a un cuerpo rígido, favoreciendo la protección de la estructura frente a sismos severos. Para el nivel 4 se tiene un drift negativo, debido a la contribución notable de un tercer modo de vibrar, afectando el sentido del desplazamiento relativo en dicho nivel. Sin embargo, para ambas direcciones de análisis y demandas sísmicas se encuentran por debajo del límite normativo de 1.5%, por lo que la aplicación de la metodología propuesta favorece el comportamiento de la estructura, disminuyendo la posibilidad de genera un piso blando.

### 6.3.6 Deformación de arriostramientos

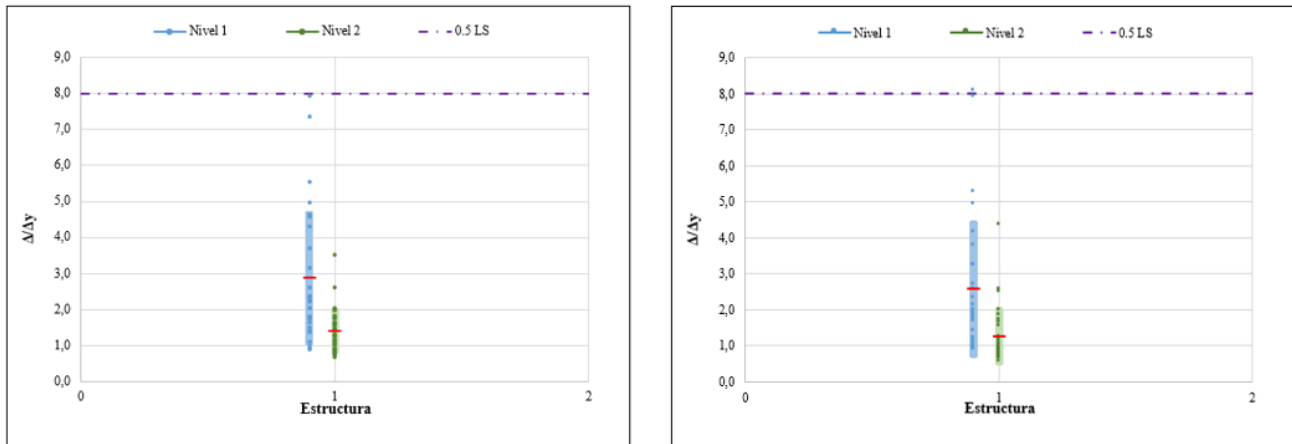
En las Figura 6.20 y Figura 6.21 se presentan las deformaciones de las diagonales en tracción, normalizadas por su deformación de fluencia para las demandas sísmicas de nivel SDI y SMP, respectivamente. Se modelan de forma no lineal los dos primeros niveles de arriostramientos verticales, ya que, al realizar un análisis modal espectral con sismo amplificado, únicamente en estos niveles el factor de utilización superó 0.8. Además, se verificó que, al ejecutar los análisis tiempo-historia no lineales, estos arriostramientos fueron los únicos que alcanzaron valores de FU mayores a 1, por lo que resultan relevantes para el análisis no lineal al esperar un comportamiento inelástico.

En la Figura 6.20 se observa que las deformaciones de los arriostramientos a tracción se mantienen por debajo del límite del 50% de Seguridad de la Vida (LS) y de Ocupación Inmediata (IO), donde al aplicar la metodología propuesta se obtiene una disminución desde un promedio de 1,21 a 0,9 y para todos los registros existe una desviación menor



**Figura 6.20 Deformación diagonales traccionadas a nivel SDI – (Izq.) Diseño tradicional (Der.) Met. propuesta**

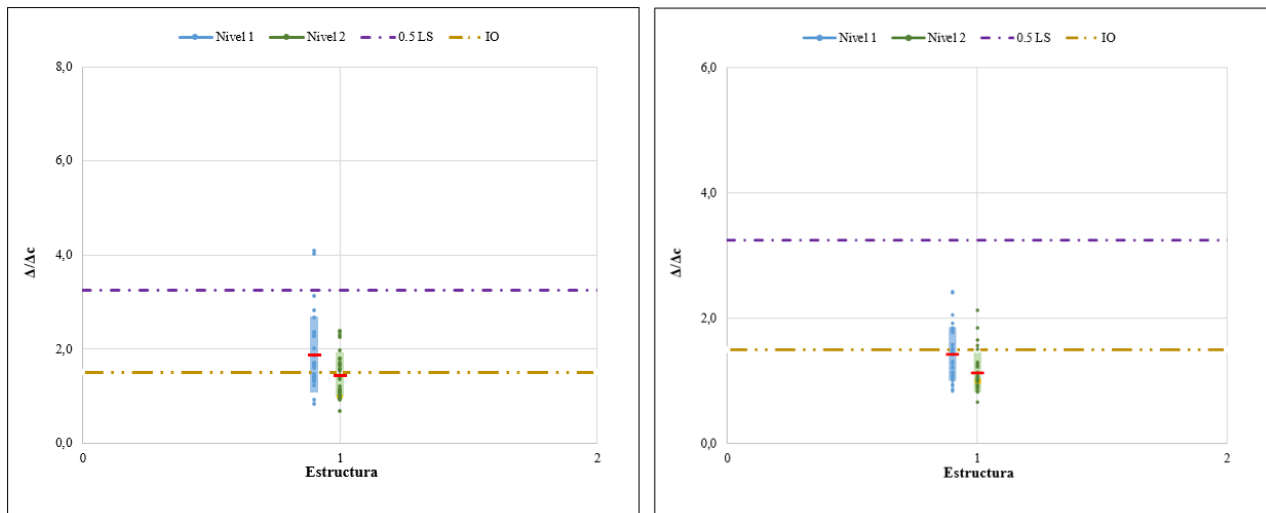
En la Figura 6.21 se muestran los resultados de los análisis para nivel SMP. Se observa un comportamiento similar, disminuyendo el promedio obtenido para los registros.



**Figura 6.21 Deformación diagonales traccionadas a nivel SMP – (Izq.) Diseño tradicional (Der.) Met. propuesta**

En las Figura 6.22 y Figura 6.23 se presentan la deformación de arriostramientos en compresión, normalizada por su deformación de pandeo, considerando una demanda sísmica a nivel SDI y SMP, respectivamente.

En la Figura 6.22, se observa que, la aplicación de la metodología propuesta presenta una notoria mejoría en la deformación de los arriostramientos, donde para todos los registros se encuentran por debajo del límite del 50% de Seguridad de la Vida (LS) para ambos niveles de la estructura e incluso se encuentran bajo el límite de ocupación inmediata (IO).



**Figura 6.22 Deformación diagonales comprimidas a nivel SDI – (Izq.) Diseño tradicional (Der.) Met. propuesta**

En la Figura 6.23 se observa que, a nivel SMP, las deformaciones en compresión aumentan en comparación con el nivel SDI, lo cual es esperable. De forma análoga a lo descrito para las deformaciones en tracción a nivel SMP, las diagonales presentan valores medios por debajo del límite LS. No obstante, la presencia de registros sísmicos cuyo factor de escalamiento no se encuentra en el rango ideal provoca una mayor dispersión, reflejada en las barras de color azul. Esto genera casos en los que se supera el límite del 50% LS.

A pesar de estas consideraciones, puede observarse que la aplicación de la metodología produce una disminución de la deformación en compresión a nivel medio.

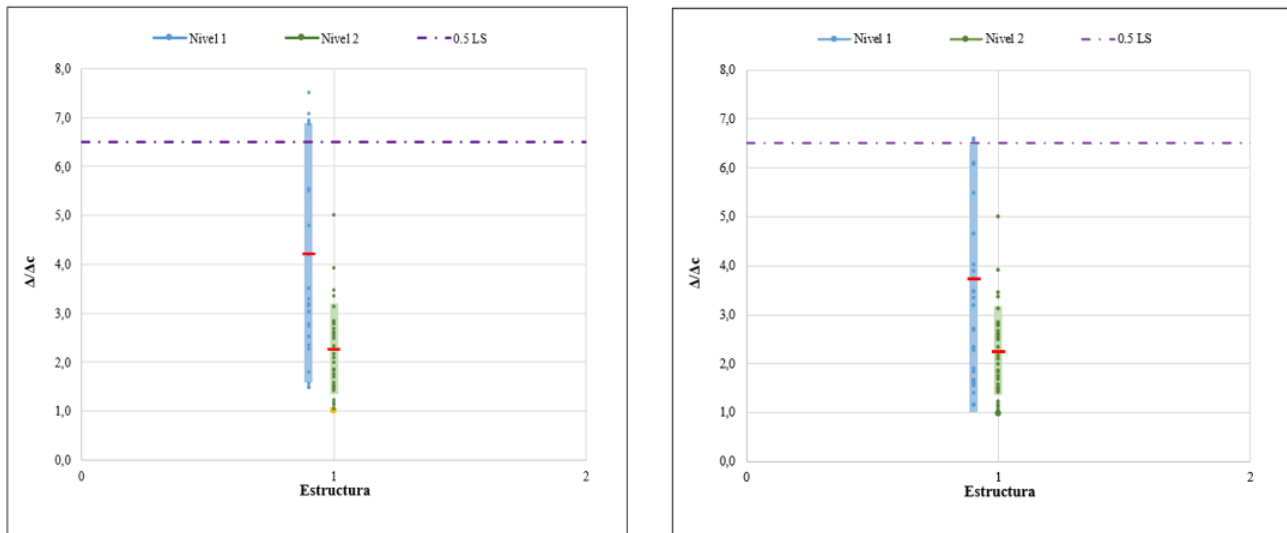


Figura 6.23 Deformación diagonales comprimidas a nivel SMP – (Izq.) Diseño tradicional (Der.) Met. propuesta

### 6.3.7 Conclusiones

En este capítulo se presentó el estudio comparativo de desempeño sísmico comparativo entre la metodología tradicional de diseño de pernos de anclaje y la metodología propuesta, aplicado a una estructura real. La finalidad es evaluar si la propuesta ofrece una mayor eficiencia en la disipación de energía y una mejoría en la protección de la estructura.

En términos generales, la metodología propuesta tiende a reducir el área de los pernos de anclaje, considerando la evaluación de diámetros comerciales, o bien, mantenerla sin variaciones significativas.

Los resultados obtenidos a partir de los análisis tiempo-historia no lineales evidencian una mejora en la eficiencia de disipación de energía, otorgando un rol más protagónico a los pernos de anclaje frente los arriostramientos, lo que se traduce en una mejora al desempeño global de la estructura.

El análisis realizado considerando el factor de reducción de la respuesta por ductilidad indica que la metodología propuesta genera una secuencia de plastificación controlada, en la cual los pernos de anclaje alcanzan la fluencia antes de que se produzca el pandeo de los arriostramientos. Esto permite desarrollar una mayor elongación en los anclajes.

En relación con los factores de utilización de las columnas sísmicas, se aprecia una disminución significativa al aplicar la metodología propuesta, lo que implica una mayor protección frente a demandas sísmicas de nivel SDI. A nivel SMP, también se aprecia una reducción, aunque en este rango los registros sísmicos no tienden a ajustarse al espectro de referencia de la norma NCh2369:2025 (INN, 2025). Esto coincide con lo observado en la práctica del diseño en Chile, donde los factores de amplificación o reducción de los registros por condiciones de sitio siempre son mayores a uno. Como evidencia en este proyecto, dichos factores pueden alcanzar hasta cuatro veces, lo que indica que, en ocasiones, considerar un diseño de estructuras para periodos de retorno de 975 años resulta inviable.

Al evaluar los desplazamientos entre piso, se puede notar que, en los primeros niveles existe una disminución de los drift en la dirección de análisis Y. A pesar de que la estructura ya presentaba valores dentro del límite normativo, con la metodología propuesta se aprecia un comportamiento similar a un cuerpo rígido en los primeros niveles de la estructura, reduciendo la posibilidad de formación de un piso blando.

Respecto a las deformaciones de las diagonales, se evidencia una mejora significativa en el nivel de amenaza sísmica SDI, con una disminución de las deformaciones tanto a tracción como a compresión. En general, el comportamiento se mantiene dentro de los límites de Seguridad de Vida (LS) e incluso de Ocupación Inmediata (IO), conforme a los estándares del ASCE 41.

## CAPITULO 7: CONCLUSIONES Y COMENTARIOS

Esta investigación, basada en el diseño estructural conforme a la normativa NCh2369:2025 (INN, 2025), permitió realizar un análisis de desempeño sísmico comparativo entre el diseño tradicional de pernos de anclaje, basado en fuerzas sísmicas reducidas mediante el factor R, y una metodología alternativa para estructuras MAC. Dicha metodología tiene como objetivo garantizar una secuencia de plastificación controlada, donde la fluencia en tracción de los pernos de anclaje preceda al pandeo de los arriostramientos.

Para el desarrollo de la metodología propuesta se requiere la calibración del coeficiente  $\beta$  que busca corregir la carga gravitacional obtenida del análisis modal espectral (AME) respecto a la registrada al momento de producirse el pandeo de arriostramientos a capacidad esperada. Dichos valores se obtienen mediante los análisis tiempo-historia lineales (ATHL), considerando además la incidencia de la carga sísmica horizontal para estructura. Se obtuvo un valor medio obtenido entre ambas direcciones de análisis con un valor de  $\beta= 1.2$ . Estudios previos sobre la metodología establecían que su aplicación se limitaba a estructuras con una participación modal del primer modo superior al 85%, conclusión derivada de un análisis basado en un arquetipo plano. Este trabajo amplía dicha investigación al evaluar la eficiencia del método en estructuras tridimensionales más irregulares, con participaciones modales del 75% en el primer modo y del 76% en el segundo. Los resultados demuestran que la aplicación de la metodología mejora el desempeño sísmico incluso en estos casos, lo que valida los parámetros seleccionados para el estudio.

Los resultados obtenidos al aplicar la metodología propuesta muestran que la disipación de energía sísmica presenta un factor predominante en el amortiguamiento viscoso y por una mayor participación de los pernos de anclaje. Esto se traduce en una reducción de la energía disipada por los arriostramientos, lo que indica que la metodología logra disminuir la demanda de incursión inelástica en estos elementos a través del aumento en la elongación de los pernos de anclaje.

En particular el diseño tiende a disminuir el área de los pernos de anclaje, inclusive siendo capaz de ser menor al área normativa obtenida por un factor de reducción  $R=5$ , sin embargo, la metodología no busca validar las disposiciones de la norma, si no de presentar un mejor desempeño sísmico.

En cuanto a las deformaciones de los arriostramientos normalizada por su deformación de fluencia, se observa que para la estructura existe una notoria mejoría, inclusive mejorando las deformaciones objetivas de Seguridad de Vida (LS) y de Ocupación Inmediata (IO) tanto en tracción y compresión nivel SDI.

Respecto a los drift de la estructura, se observa que la metodología propuesta tiende a mejorar el comportamiento de los desplazamientos entre los primeros niveles, asimilándose a un cuerpo rígido tanto a nivel SDI y nivel SMP.

En conclusión, la aplicación de la metodología de diseño propuesta muestra ser una alternativa viable para el diseño de pernos anclaje, mostrando un mejor desempeño sísmico de estructuras de tipología MAC, promoviendo un mecanismo de disipación de energía más eficiente y beneficioso para la estructura industrial.

Para la continuidad de la investigación, se sugiere seguir profundizando en el estudio de la sensibilidad del factor de calibración  $\beta$  en estructuras reales, las cuales presentan mayores irregularidades geométricas y distribuciones de carga más complejas. Asimismo, se recomienda mejorar la selección de registros sísmicos, a través de un estudio de amenaza sísmica que englobe gran parte de los periodos de la estructura con el objetivo de disminuir la dispersión de los resultados.

## REFERENCIAS

- American Society of Civil Engineers. (2016). *Minimum Design Loads and Associated Criteria for Buildings and Other Structures*. (ASCE 7-16). Reston, Virginia, EE.UU.
- American Society of Civil Engineers. (2017). *Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings* (ASCE 41-17). Reston, Virginia, EE.UU.
- Alarcón, S y Ortiz C (2024). *Diseño de pernos de anclaje basado en desempeño sísmico aplicado a marcos arriostrados concentricos* (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.
- Instituto Nacional de Normalización. (2003). *Diseño Sísmico de Estructuras e Instalaciones Industriales*. (NCh2369.Of2003). Santiago, Chile.
- Instituto Nacional de Normalización. (2016). *Requisitos para el cálculo de estructuras de acero para edificios*. (NCh427/1. Of2016). Santiago, Chile.
- Instituto Nacional de Normalización. (2017). *Diseño estructural – Disposiciones generales y combinaciones de carga edificios*. (NCh3171:2017). Santiago, Chile.
- Instituto Nacional de Normalización. (2025). *Diseño Sísmico de Estructuras e Instalaciones Industriales*. (NCh2369:2025). Santiago, Chile.

- Montalva, G., Bastías N., & Rodriguez-Marek, A. (2017). *Ground-Motion Prediction Equation for the Chilean Subduction Zone*. Bulletin of Seismological Society of America.
- Ruz, B. y Sánchez C. (2024). Diseño de pernos de anclaje basado en desempeño sísmico aplicado a marcos de acero semiflexibles arriostrados en X emplazados en zona sísmica III suelo tipo C diseñados según la norma NCh2369 actualizada en 2023 (Memoria para optar al título de Ingeniero Civil). Departamento de Ingeniería Civil, Universidad de Concepción, Chile.
- 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.
- Urzúa, C., Medalla, M. y Silva, R. (2023) Marcos Arriostrados Concéntricos NCh2369:2023 – Método de Diseño para Pernos de Anclaje. XIII Congreso Chileno de Sismología e Ingeniería Sísmica ACHISINA 2023. Valdivia, Chile.
- Valencia, B (2024). *Evaluación desempeño sísmico de edificio de remolienda diseñado según norma NCh2369:2023* (Memoria para optar al título de Ingeniero Civil). Departamento de Ingeniería Civil, Universidad de Concepción, Chile.

## ANEXO 1.1 CONTRIBUCIÓN A OBJETIVOS DE DESARROLLO SOSTENIBLE

Los Objetivos de Desarrollo Sostenible (ODS) constituyen un llamamiento universal a la acción para poner fin a la pobreza, proteger el planeta y mejorar las vidas y las perspectivas de las personas en todo el mundo. Seleccione a cuál o cuáles de los 17 ODS contribuye su trabajo de Memoria de Título:

- ODS-1 : Fin de la pobreza.
- ODS-2 : Hambre cero.
- ODS-3 : Salud y bienestar.
- ODS-4 : Educación de calidad.
- ODS-5 : Igualdad de género.
- ODS-6 : Agua limpia y saneamiento.
- ODS-7 : Energía asequible y no contaminante.
- ODS-8 : Trabajo decente y crecimiento económico.
- ODS-9 : Industria, innovación e infraestructura.
- ODS-10 : Reducción de las desigualdades.
- ODS-11 : Ciudades y comunidades sostenibles.
- ODS-12 : Producción y consumo responsables.
- ODS-13 : Acción por el clima.
- ODS-14 : Vida Submarina.
- ODS-15 : Vida de ecosistemas terrestres.
- ODS-16 : Paz, justicia e instituciones sólidas.
- ODS-17 : Alianzas para lograr los objetivos.

### Vinculación

La investigación realizada se vincula de manera directa con el ODS 9, ya que se propone una innovación en el diseño estructural de pernos de anclaje que permite el desarrollo de estructuras industriales más seguras y resilientes ante eventos sísmicos, lo que, en consecuencia, significa una mayor continuidad operativa en la industria. Esto, a su vez, permite la protección de los empleos de los trabajadores y proveedores, así como una reducción de pérdidas económicas, alineándose con el ODS 8. Por otro lado, la mejora en la seguridad estructural disminuye la probabilidad de daños severos o colapsos, reduciendo así la generación de escombros y desechos y evitando el impacto ambiental y económico que implica una reconstrucción, lo cual se alinea con el ODS 11.

## ANEXO 3.1 DISEÑO ESTRUCTURA

En este anexo se presenta los perfiles empleados para el diseño de la estructura, junto con los factores de utilización correspondientes aplicando cargas reducidas y cargas sísmicas amplificadas por  $0.7R_1$ .

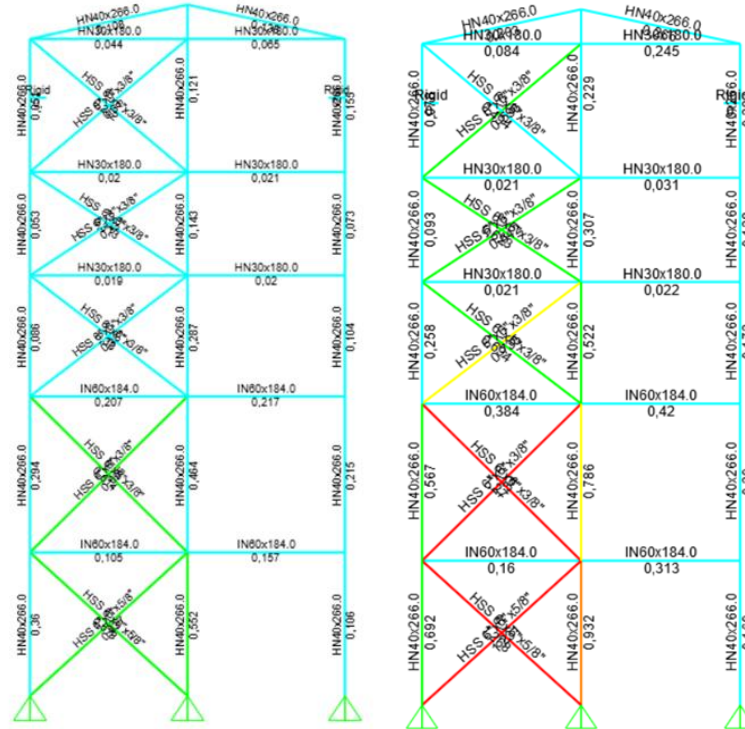


Figura A.3. 1 Secciones y FU – (Izq.) Carga sísmica reducida (Der.) Carga sísmica amplificada Eje X=0m



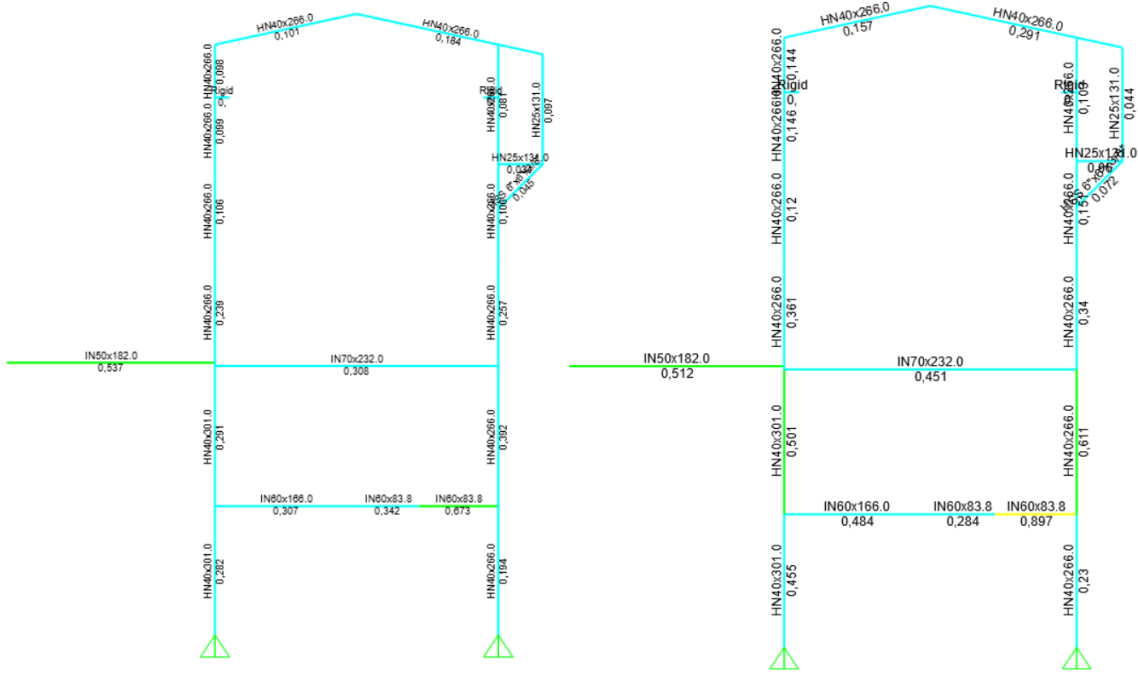


Figura A.3. 4 Secciones y FU – (Izq.) Carga sísmica reducida (Der.) Carga sísmica ampliada Eje X=13,6m

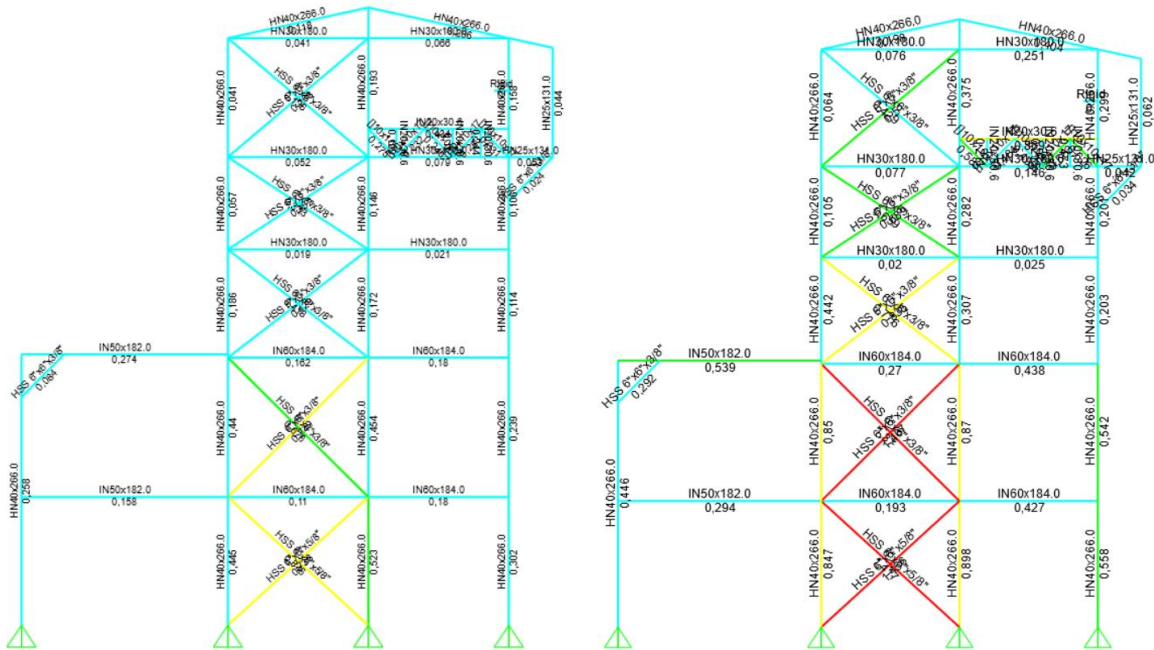


Figura A.3. 5 Secciones y FU – (Izq.) Carga sísmica reducida (Der.) Carga sísmica ampliada Eje X=17,75m

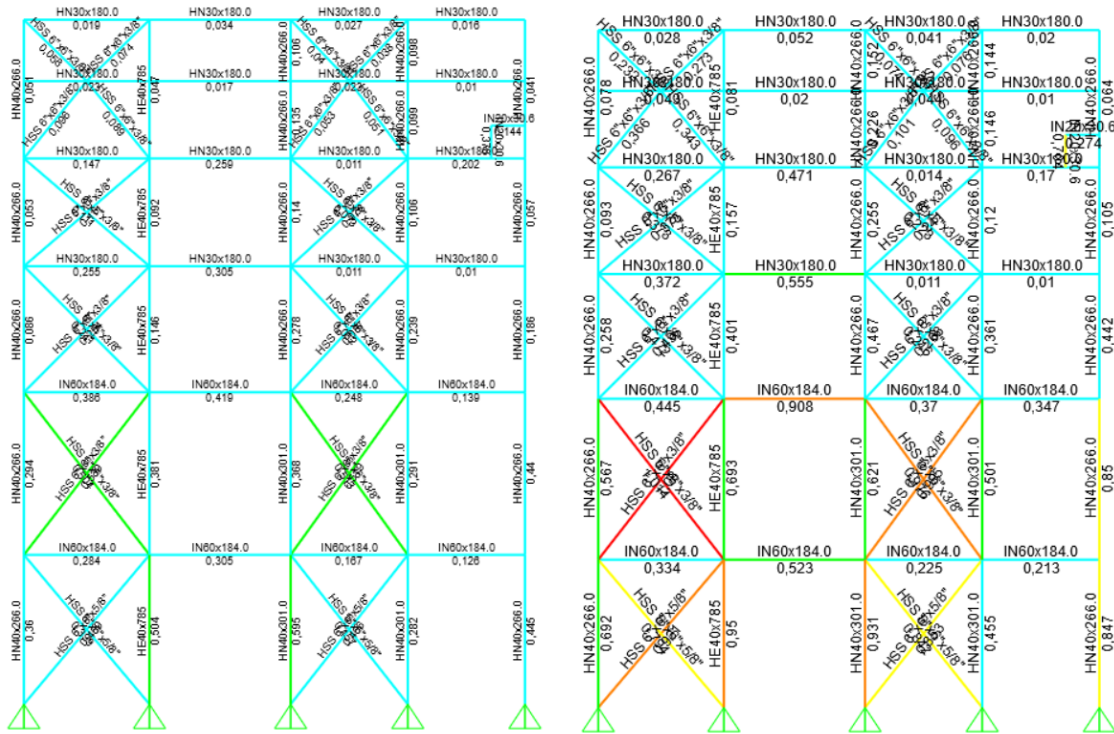


Figura A.3. 6 Secciones y FU – (Izq.) Carga sísmica reducida (Der.) Carga sísmica ampliificada Eje Y=0m

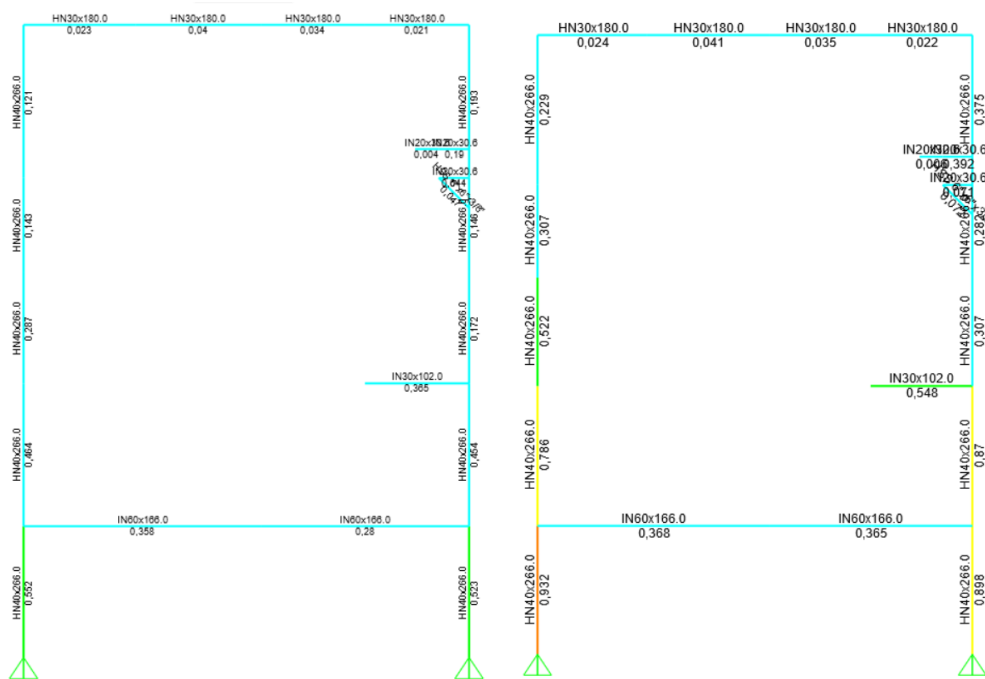


Figura A.3. 7 Secciones y FU – (Izq.) Carga sísmica reducida (Der.) Carga sísmica ampliificada Eje Y=5,75m

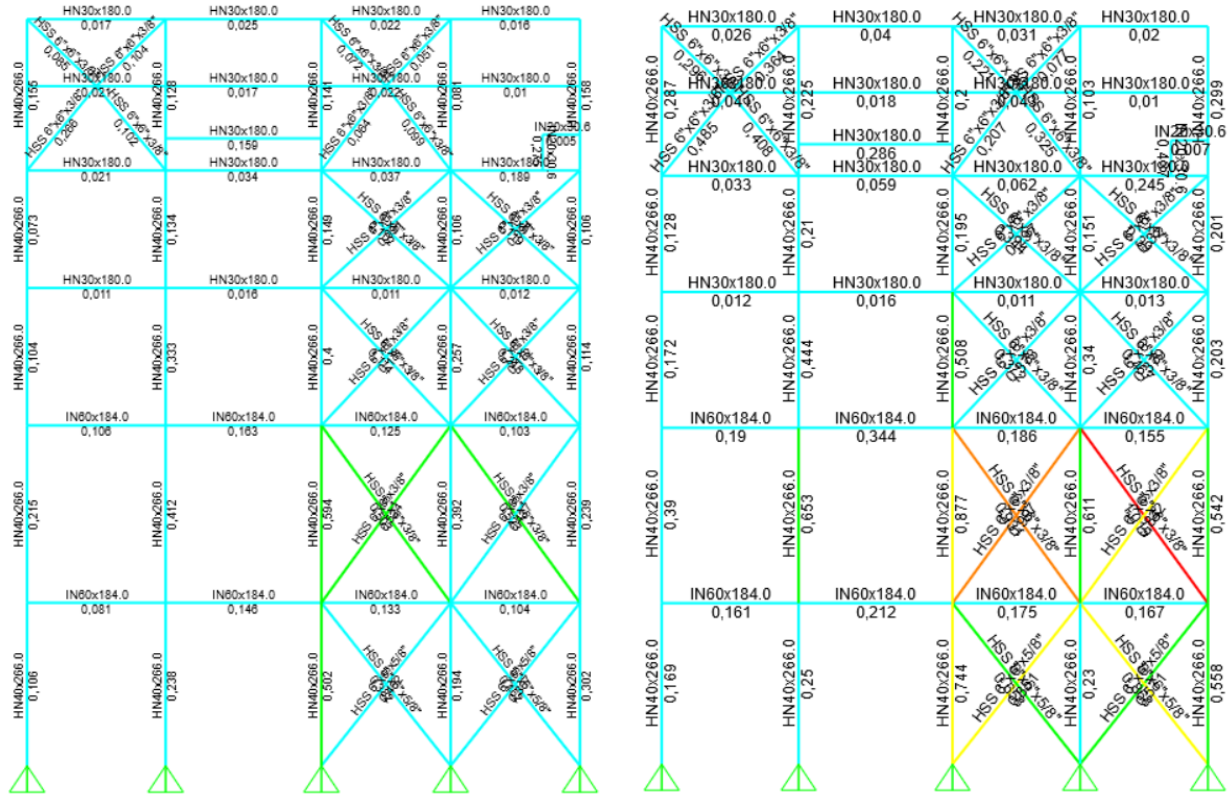


Figura A.3. 8 Secciones y FU – (Izq.) Carga sísmica reducida (Der.) Carga sísmica ampliificada  
Eje Y=11,5m

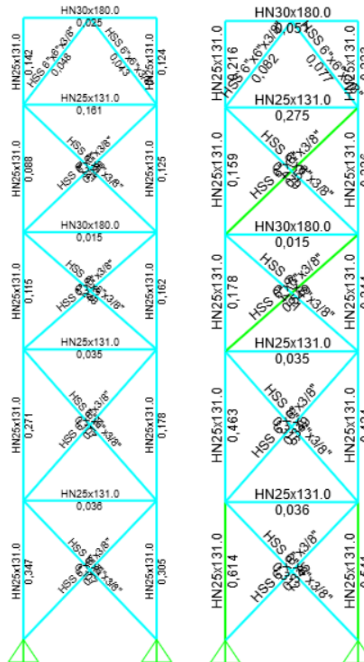


Figura A.3. 9 Secciones y FU – (Izq.) Carga sísmica reducida (Der.) Carga sísmica ampliificada  
Eje Y=14,075m



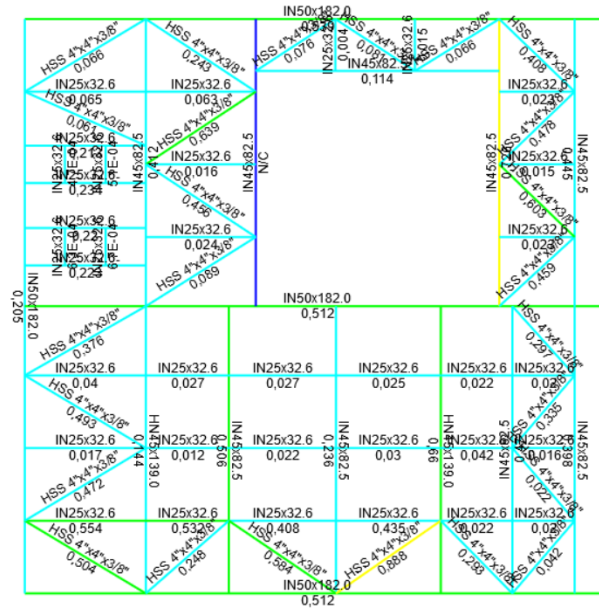


Figura A.3. 12 Carga sísmica amplificada – Edificio Harnero  
Eje Z=10,94m

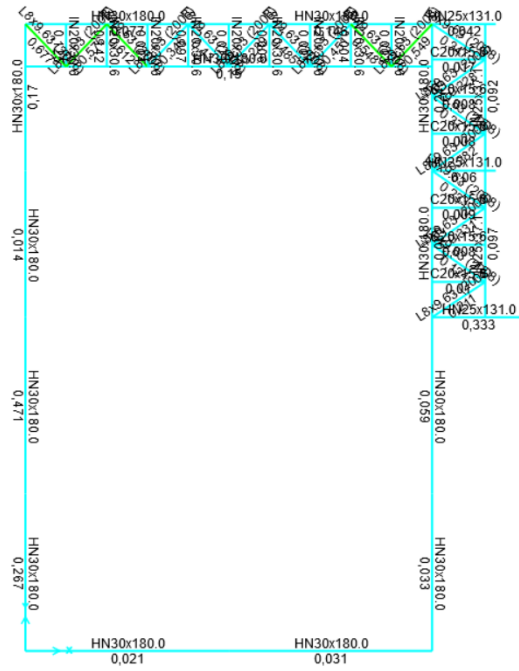


Figura A.3. 13 Carga sísmica amplificada  
Eje Z=19,14m

### Desbalance plástico

Para el diseño de vigas puntales en marcos arriostrados, se exige que se diseñen para el desbalance plástico, considerando que las diagonales comprimidas presentan su capacidad residual y las diagonales traccionadas presentan su capacidad esperada. Sin embargo, se debe tener en consideración que para la tracción en diagonales no necesita ser mayor que la determinada con las combinaciones de carga con amplificación sísmica  $0.7R_1$ . En la Figura A.3. 14 se muestra para arriostramientos X las fuerzas para el diseño de la viga, a estos esfuerzos se debe sumar los que vienen de cargas gravitacionales (peso sísmico). El procedimiento es en base a documentos de Peña & Urzúa (Peña & Urzúa, 2019).

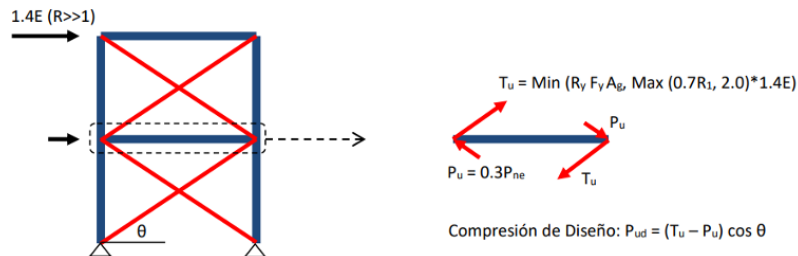


Figura A.3. 14 Diagrama de cuerpo libre viga puntal configuración de arriostramientos en X  
Fuente: Peña & Urzúa, 2019

En las siguientes figuras se muestra las vigas puntales que fueron verificadas para la estructura.

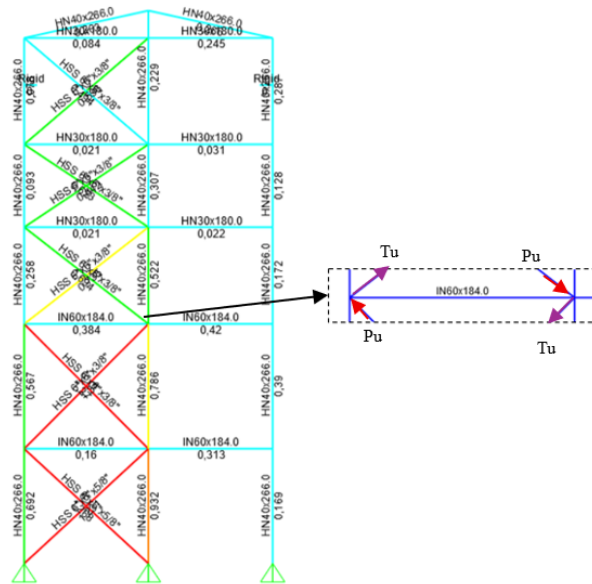


Figura A.3. 15 Vigas puntales primer y segundo nivel  
Eje X=0m

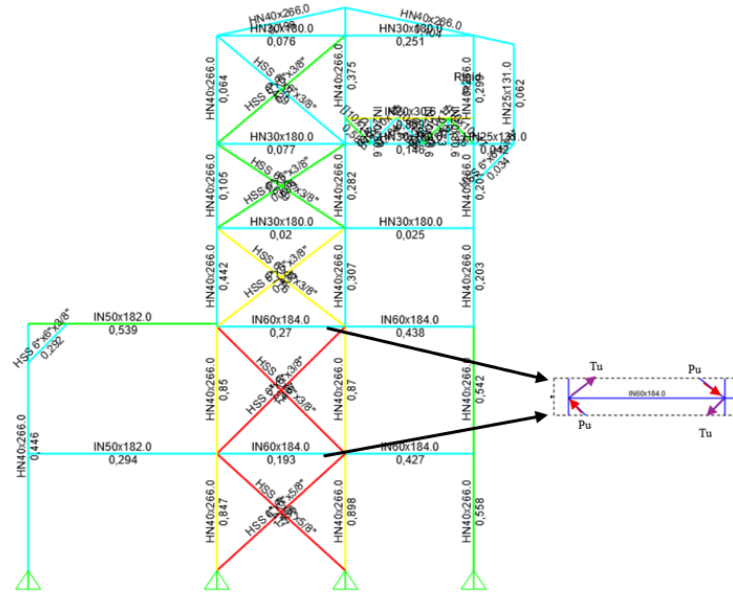


Figura A.3. 16 Vigas puntales primer y segundo nivel  
Eje X=17,75m

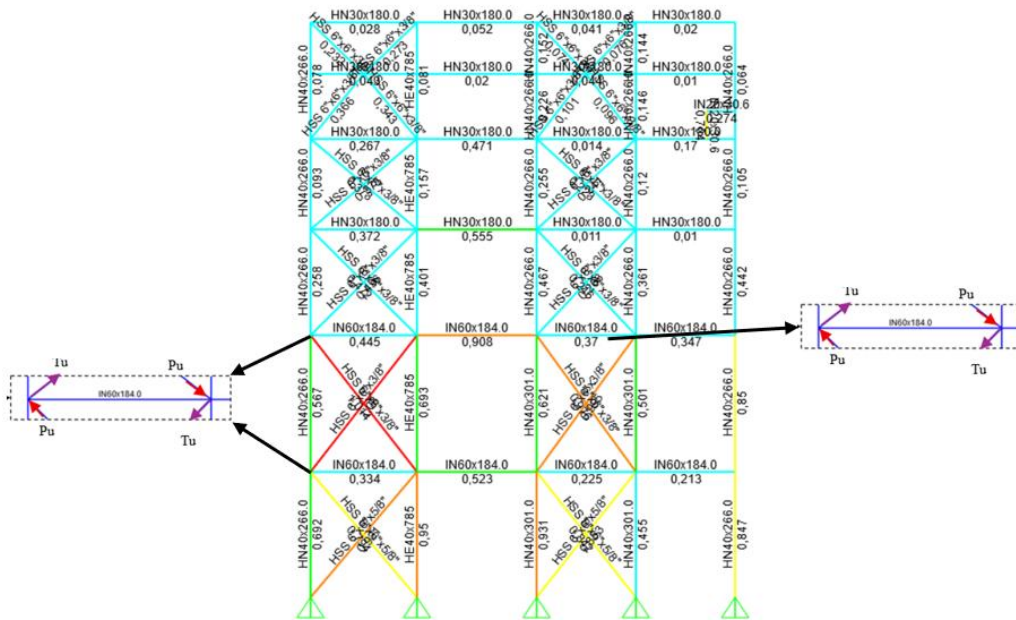


Figura A.3. 17 Vigas puntales primer y segundo nivel  
Eje Y=0m

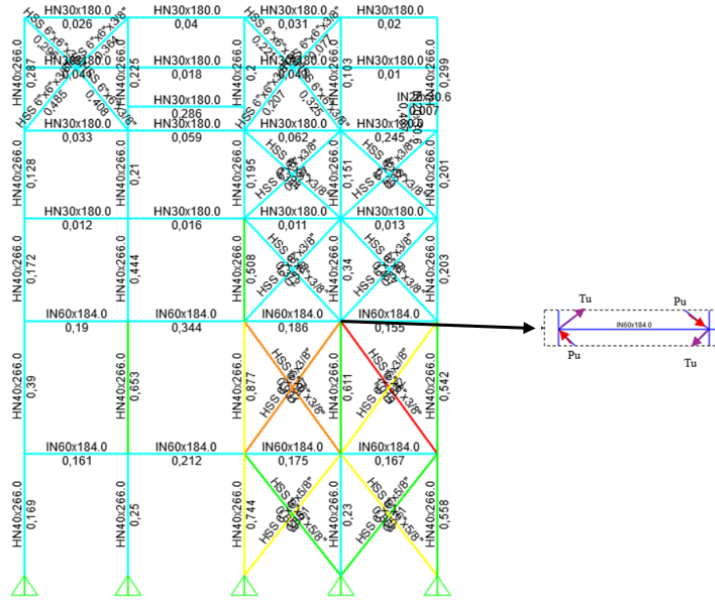


Figura A.3. 18 Vigas puntales primer y segundo nivel  
Eje Y=11,5m

A continuación, se presenta el desarrollo de la verificación de la viga puntal correspondiente a las vigas ilustradas en las figuras anteriores. La carga axial de diseño viene dada por la carga sísmica y cargas gravitacionales.

Tabla A.3. 1 Diseño desbalance plástico vigas de acople. (Izq.) Sección HSS 6x6x3/8” (Der.) Sección HSS 6x6x5/8”  
Eje X=0m

Propiedades sección			Propiedades sección		
Ry	1,3		Ry	1,3	
Fy	345,0	N/mm <sup>2</sup>	Fy	345,0	N/mm <sup>2</sup>
Ag	5072,9	mm <sup>2</sup>	Ag	8122,2	mm <sup>2</sup>
r	58,5	mm	r	56,3	mm
L	8096,4	mm	L	7779,5	mm
E	200000	N/mm <sup>2</sup>	E	200000	N/mm <sup>2</sup>
KL/r	138,3		KL/r	138,1	
4,71√E/Fy	113,4		4,71√E/Fy	113,4	
Fe	103,2	N/mm <sup>2</sup>	Fe	103,5	N/mm <sup>2</sup>
Fcr	90,5	N/mm <sup>2</sup>	Fcr	90,8	N/mm <sup>2</sup>
Pne	90,4	tonf	Pne	90,4	tonf
Compresión residual			Compresión residual		
Pu	0,14	tonf	Pu	0,20	tonf
Capacidad esperada diagonal traccionada			Capacidad esperada diagonal traccionada		
Tye	231,8	tonf	Tye	371,2	tonf
Tracción diagonal sismo amplificado			Tracción diagonal sismo amplificado		
Tu 0,7R1	153,7	tonf	Tu 0,7R1	230,4	tonf
Tracción empleada			Tracción empleada		
Tu	153,7	tonf	Tu	230,4	tonf
Solicitaciones Puntal			Solicitaciones Puntal		
ϑ	45	°	ϑ	42,41	°
Fuerza axial en el puntal			Fuerza axial en el puntal		
<b>Pud</b>	<b>108,6</b>	<b>tonf</b>	<b>Pud</b>	<b>170,0</b>	<b>tonf</b>

**Tabla A.3. 2. Diseño desbalance plástico vigas de acople. (Izq.) Sección HSS 6x6x3/8” (Der.) Sección HSS 6x6x5/8” Eje X=17,75m**

Propiedades sección			Propiedades sección		
Ry		1,3	Ry		1,3
Fy	345,0	N/mm2	Fy	345,0	N/mm2
Ag	5072,9	mm2	Ag	8122,2	mm2
r	58,5	mm2	r	56,3	mm2
L	8096,4	mm	L	7779,5	mm
E	200000	N/mm2	E	200000	N/mm2
KL/r		138,3	KL/r		138,1
$4,71\sqrt{E}/Fy$		113,4	$4,71\sqrt{E}/Fy$		113,4
Fe	103,2	N/mm2	Fe	103,5	N/mm2
Fcr	90,5	N/mm2	Fcr	90,8	N/mm2
Pne	90,4	tonf	Pne	90,4	tonf
Compresión residual			Compresión residual		
Pu	0,14	tonf	Pu	0,20	tonf
Capacidad esperada diagonal traccionada			Capacidad esperada diagonal traccionada		
Tye	231,8	tonf	Tye	371,2	tonf
Tracción diagonal sismo amplificado			Tracción diagonal sismo amplificado		
Tu 0,7R1	160,9	tonf	Tu 0,7R1	252,9	tonf
Tracción empleada			Tracción empleada		
Tu	160,9	tonf	Tu	252,9	tonf
Solicitaciones Puntal			Solicitaciones Puntal		
$\vartheta$	45	°	$\vartheta$	42,41	°
Fuerza axial en el puntal			Fuerza axial en el puntal		
<b>Pud</b>	<b>113,6</b>	<b>tonf</b>	<b>Pud</b>	<b>186,6</b>	<b>tonf</b>

**Tabla A.3. 3 Diseño desbalance plástico vigas de acople. (Izq.) Nivel 2 Sección HSS 6x6x3/8” panel izq. (Der.) Nivel 2 Sección HSS 6x6x3/8” panel der. Eje Y=0m**

Propiedades sección			Propiedades sección		
Ry		1,3	Ry		1,3
Fy	345,0	N/mm2	Fy	345,0	N/mm2
Ag	5072,9	mm2	Ag	5072,9	mm2
r	58,5	mm2	r	58,5	mm2
L	7231,4	mm	L	7050,0	mm
E	200000	N/mm2	E	200000	N/mm2
KL/r		123,5	KL/r		120,4
$4,71\sqrt{E}/Fy$		113,4	$4,71\sqrt{E}/Fy$		113,4
Fe	129,4	N/mm2	Fe	136,1	N/mm2
Fcr	113,5	N/mm2	Fcr	119,4	N/mm2
Pne	90,4	tonf	Pne	0,6	tonf
Compresión residual			Compresión residual		
Pu	0,17	tonf	Pu	0,18	tonf
Capacidad esperada diagonal traccionada			Capacidad esperada diagonal traccionada		
Tye	231,8	tonf	Tye	231,8	tonf
Tracción diagonal sismo amplificado			Tracción diagonal sismo amplificado		
Tu 0,7R1	125,2	tonf	Tu 0,7R1	112,1	tonf
Tracción empleada			Tracción empleada		
Tu	125,2	tonf	Tu	112,1	tonf
Solicitaciones Puntal			Solicitaciones Puntal		
$\vartheta$	38,17	°	$\vartheta$	36,05	°
Fuerza axial en el puntal			Fuerza axial en el puntal		
<b>Pud</b>	<b>92,3</b>	<b>tonf</b>	<b>Pud</b>	<b>82,6</b>	<b>tonf</b>

**Tabla A.3. 4 Diseño desbalance plástico vigas de acople Nivel 1 Sección HSS 6x6x3/8” panel izq Eje Y=0m**

**Tabla A.3. 5 Factores de utilización para vigas con mayores demandas Eje X=17,75m**

Nivel	Viga	L (m)	Pu (kN)	M (kN-m)	V (kN)	FU
1	IN 60x184	7,78	1114	0	174,7	0,48
2	IN 60x184	7,78	1829	50,6	319,9	0,78

## ANEXO 3.2 CARGAS DE DISEÑO

En este anexo se muestran las cargas aplicadas al modelo estructural. Las unidades de aplicación de carga son en (kN, m).

### 3.2.1. Cargas muertas totales (D)

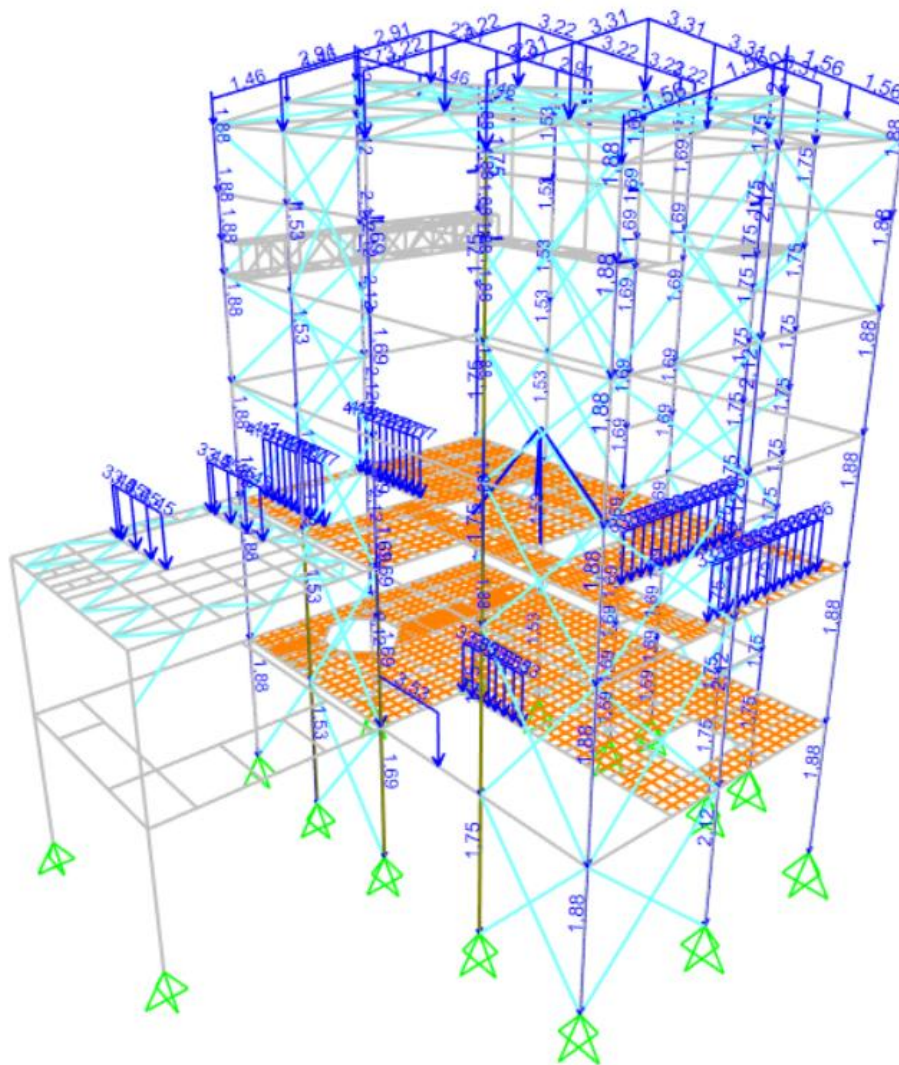


Figura A.3.2 1 Carga permanente Costaneras y revestimiento (D<sub>sw</sub>)

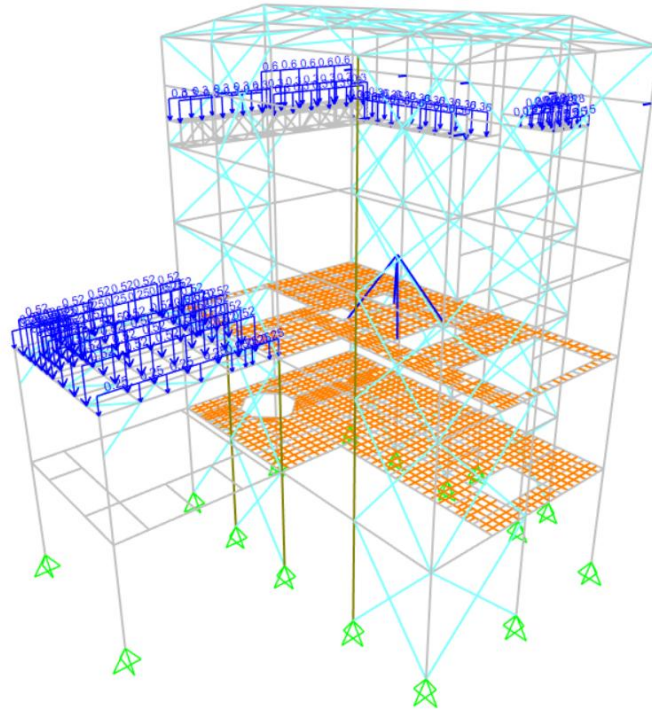


Figura A.3.2 2Carga permanente parrilla de piso ARS-6 ( $D_{\text{parrilla.ARS-6}}$ )

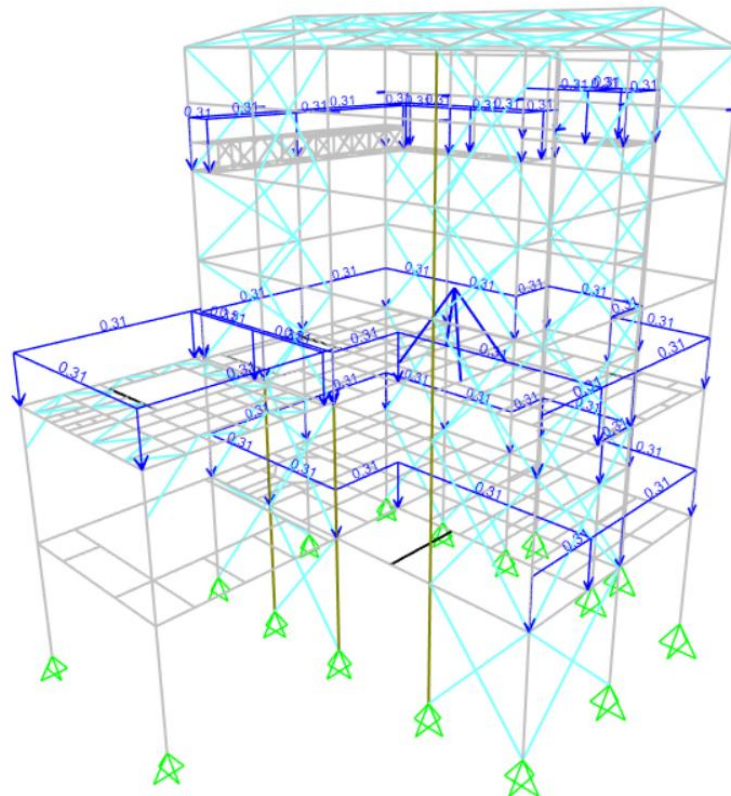


Figura A.3.2 3Carga permanente barandas ( $D_{\text{bar}}$ )

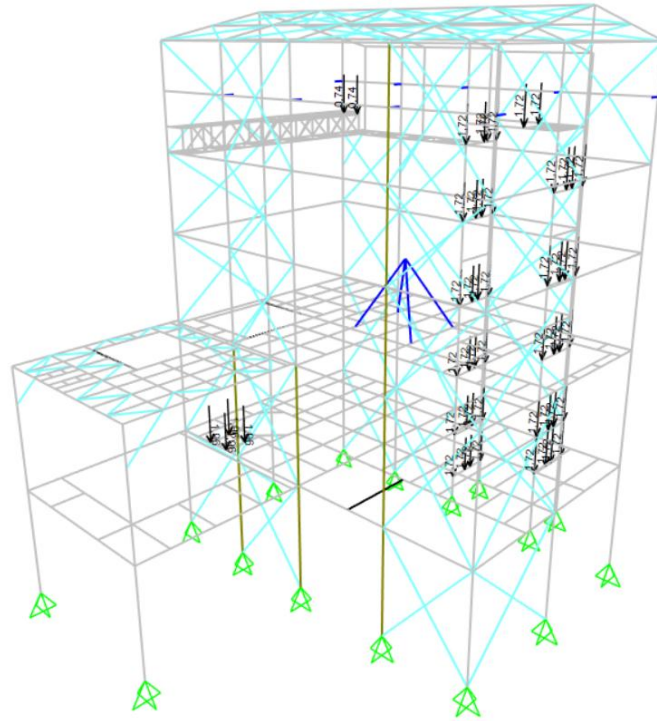


Figura A.3.2 4 Carga permanente escaleras ( $D_{esc}$ )

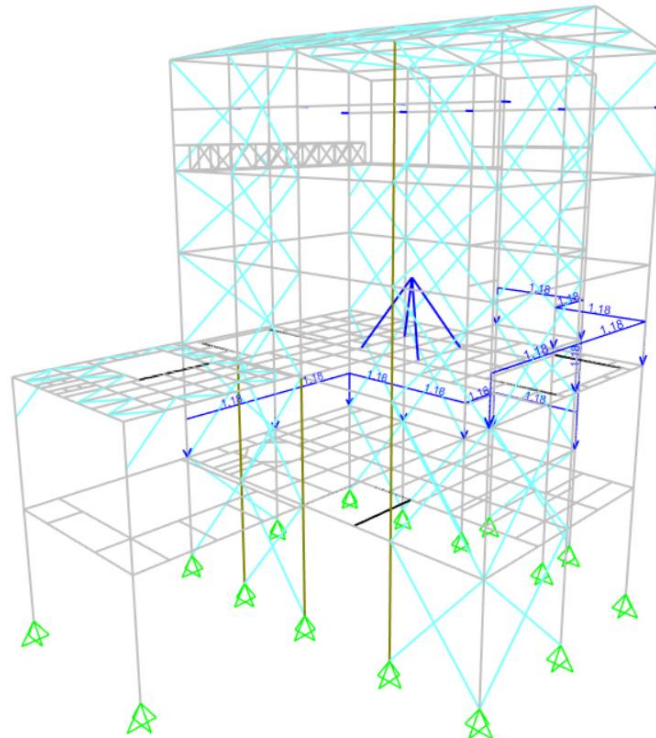
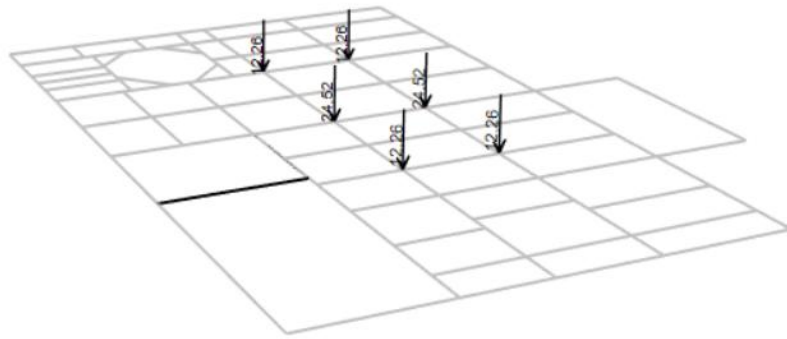
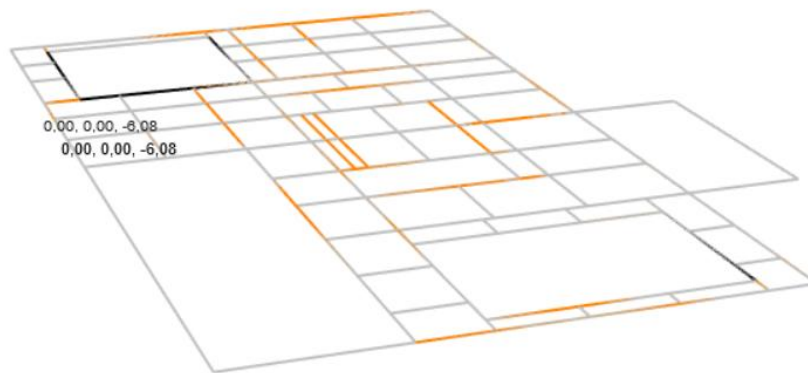


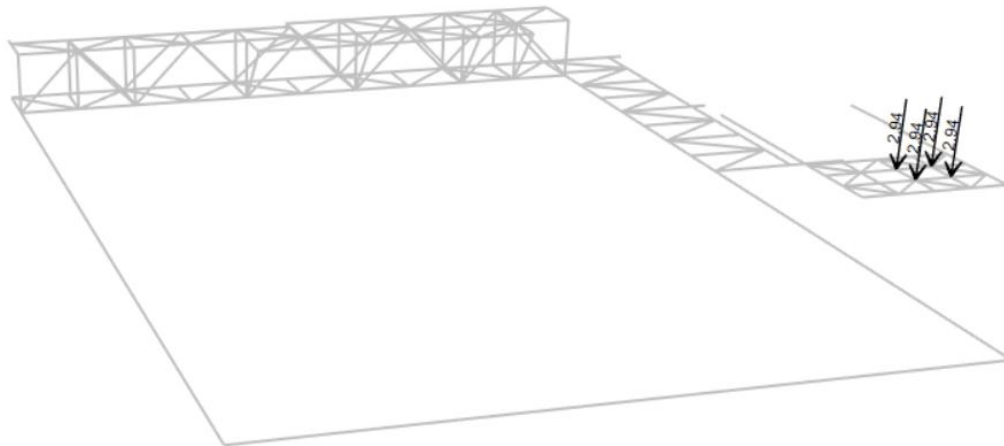
Figura A.3.2 5 Carga permanente escalerilla eléctrica ( $D_{esc.elect}$ )



**Figura A.3.2 6 Carga Filtro de prensa Larox (D<sub>filtro.larox.FLF-501</sub>)**



**Figura A.3.2 7 Unidad hidráulica (D<sub>unid.hid.FLF-501-01</sub>)**



**Figura A.3.2 8 Carga Muffler (D<sub>muffler.FLF-504-03</sub>)**

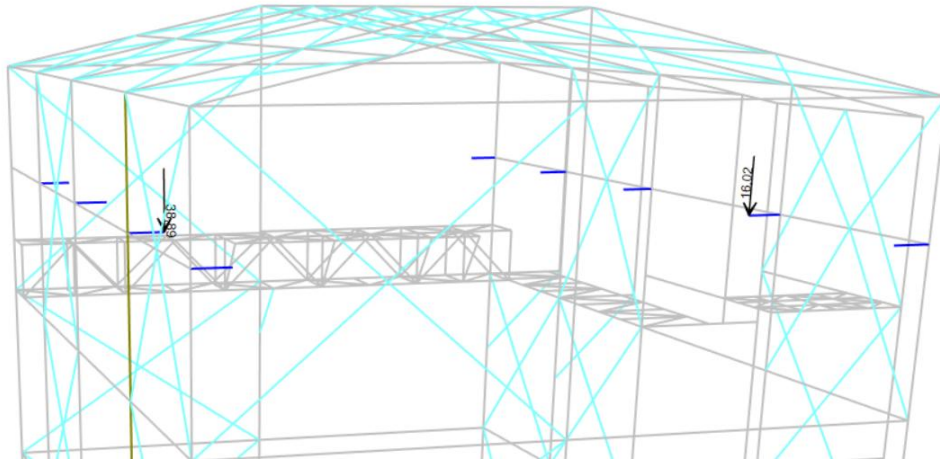


Figura A.3.2 9 Carga puente grúa filtro prensa ( $D_{\text{puente.grua.CNRT-501}}$ )

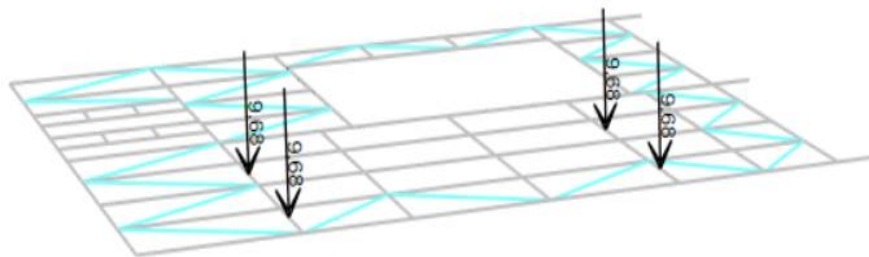


Figura A.3.2 10 Carga harnero - estructura lateral ( $D_{\text{harnero.SCG-501}}$ )

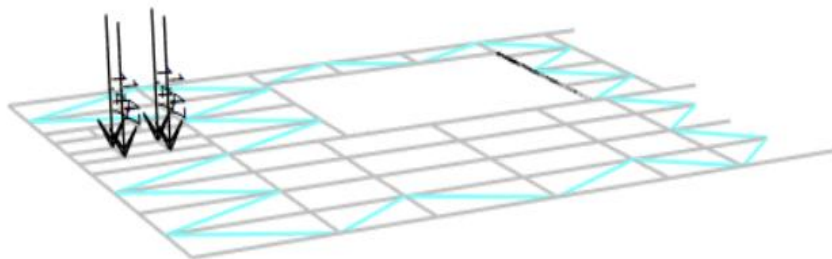


Figura A.3.2 11 Carga filtro agua de sello ( $D_{\text{acum.FRT-503}}$ )

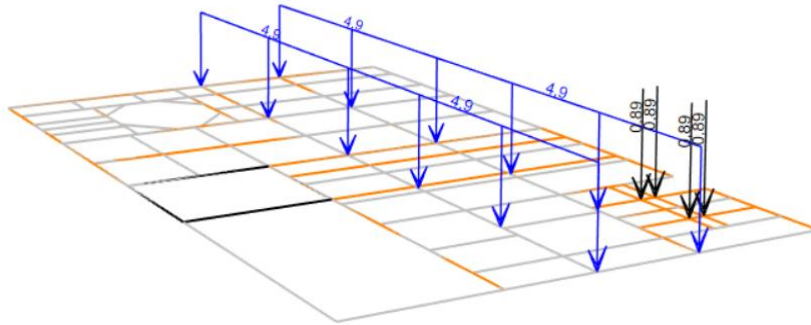


Figura A.3.2 12 Correa colectora de sólidos filtrados ( $D_{\text{correa.trans.CVC-501}}$ )

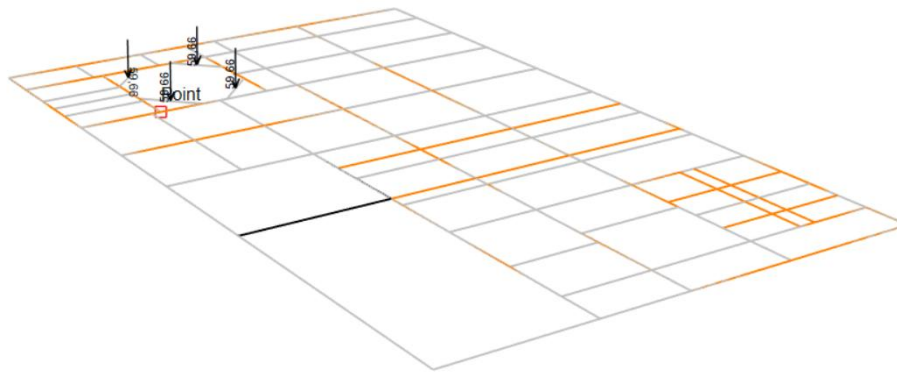


Figura A.3.2 13 Estanque desaireador ( $D_{\text{dest.desaireador.FLF-501-02}}$ )

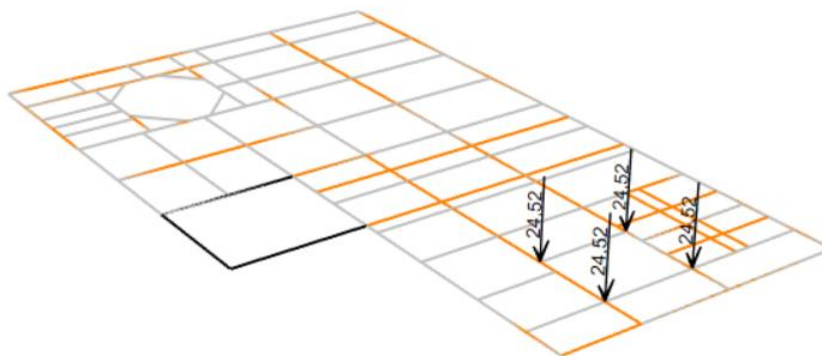


Figura A.3.2 14 Carga Chute de alimentación correa colectora ( $D_{\text{chute.correa.CHU-502}}$ )







## ANEXO 4.1 DETERMINACIÓN COEFICIENTE DE AJUSTE BETA

El coeficiente de ajuste  $\beta$  busca corregir la carga gravitacional obtenida del análisis modal espectral (AME) respecto a la registrada al momento de producirse el pandeo de arriostramientos a capacidad esperada, obtenidos de los análisis tiempo-historia lineales (ATHL), tal que ambas cargas sean similares.

La formulación para obtener el coeficiente  $\beta$  se muestra en la Ecuación (A.4. 1).

$$\beta = \frac{\textit{Tracción base de la columna en AME}}{\textit{Tracción base de la columna en ATHL}} \quad (\text{A.4. 1})$$

El procedimiento para determinar el coeficiente de ajuste  $\beta$  se divide en dos etapas principalmente. La primera etapa, tiene objetivo de definir el origen de las diferencias entre la carga gravitacional obtenida mediante análisis modal espectral y tiempo-historia lineal. Para ambos análisis se obtienen las fuerzas axiales en las bases de las columnas para los estados de carga peso sísmico, carga sísmica horizontal y carga sísmica vertical de manera independiente.

A diferencia de los estudios realizados anteriormente, en el presente trabajo se busca aplicar la metodología de ajuste a estructuras tridimensionales, por ende, la corrección de los parámetros viene dada en ambas direcciones de análisis (X e Y) siendo una mejor representación para las estructuras reales.

El análisis modal espectral se realiza empleando el espectro de referencia definido en la norma NCh2369:2025 (INN, 2025) multiplicado por factor  $\alpha$ . Por otro lado para el análisis tiempo-historia lineal, las cargas sísmicas horizontales y verticales vienen dadas por sus respectivos registros sísmicos.

Así, del software SAP2000 se obtienen las fuerzas de compresión asociadas al peso sísmico tanto para el modelo AME como para el modelo ATHL. Luego, se calcula el error entre ambos, definido como la diferencia relativa entre la fuerza obtenida en AME y la obtenida en ATHL. Dado que el peso sísmico es el mismo en ambos, esta relación resulta muy cercana a cero.

Por otro lado, mediante ATHL, se determinan las tracciones en las bases de las columnas asociadas a panales arriostrados en el primer instante de tiempo en el que el arriostramiento alcanza su capacidad

esperada en compresión debido únicamente a la carga sísmica lateral. Estas tracciones se comparan con las obtenidas mediante AME y se calcula la diferencia relativa entre ambos valores. Esto se realiza para los 30 registros sísmicos y se obtiene una diferencia promedio, como se ilustra en las Figura A.4. 1 y Figura A.4. 2.

$$Error = \frac{(Tracción\ en\ la\ base\ de\ columna\ en\ ATHL - Tracción\ en\ la\ base\ de\ columna\ en\ AME)}{Tracción\ en\ la\ base\ de\ columna\ en\ ATHL} \quad (A.4. 2)$$

Debido a que la distribución de fuerzas sísmicas en altura proporcionada por el AME es una buena representación de la acción sísmica horizontal, se espera que la diferencia relativa entre las tracciones obtenidas de ambos métodos sea relativamente baja.

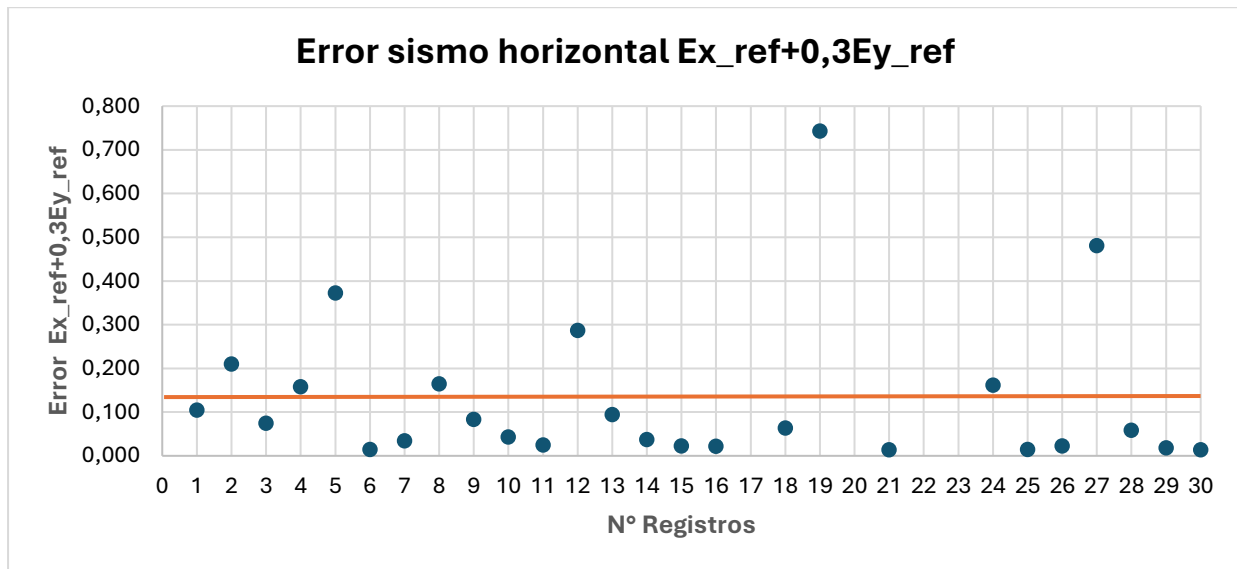


Figura A.4. 1 Error promedio entre tracciones debido a sismo horizontal obtenidos mediante AME y ATHL para dirección sísmica en X.

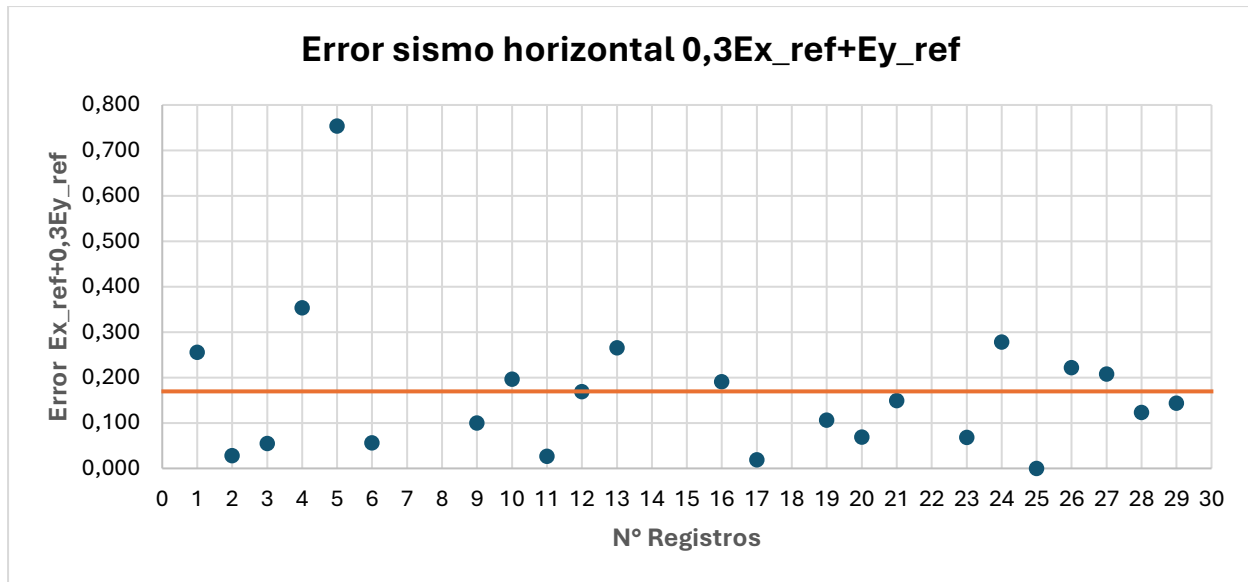


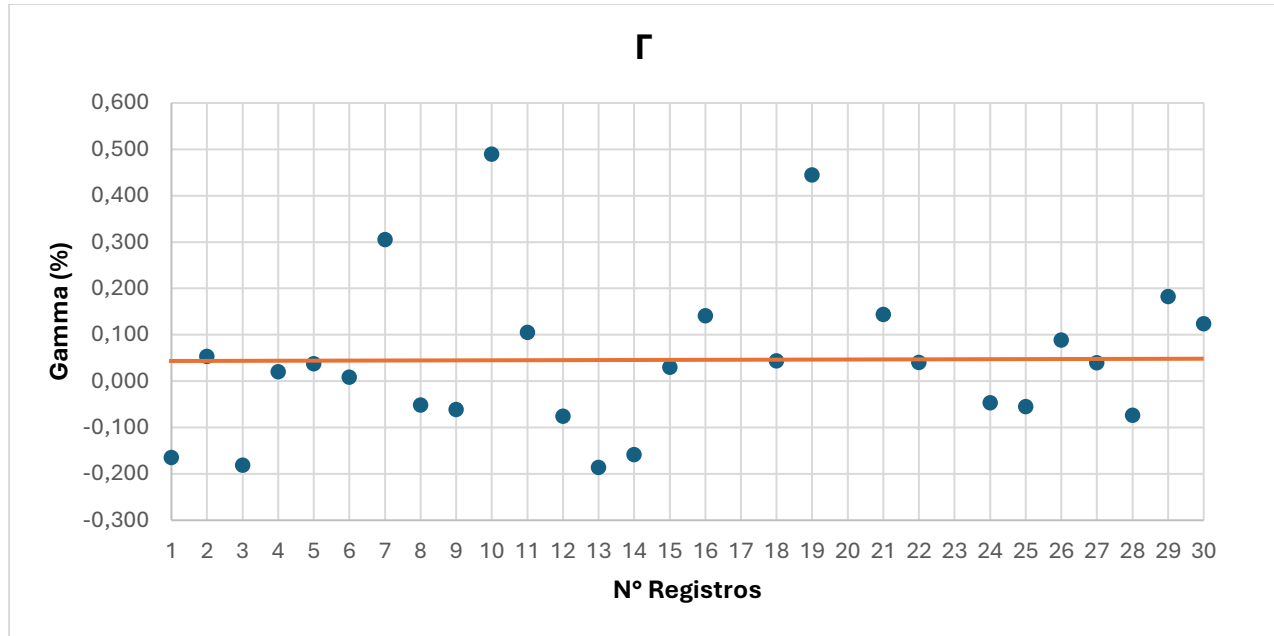
Figura A.4. 2 Error promedio entre tracciones debido a sismo horizontal obtenidos mediante AME y ATHL para dirección sísmica en Y.

En segundo lugar, para el mismo instante de tiempo en que el arriostamiento alcanza su capacidad esperada, se obtiene la fuerza en la base de la misma columna debido al estado de carga sísmico vertical. Luego, se calcula el porcentaje de peso sísmico que representa la carga (puede ser compresión o tracción dependiendo del registro), con el objetivo de definir un coeficiente sísmico vertical adicional en la combinación de carga (Ver Ecuación (A.4. 4), denominado  $\Gamma$ , en base a la carga gravitacional.

$$\Gamma = \frac{\text{Reacción en la base de columna para ATHL}}{\text{Reacción en la base de columna para ME}} \quad (\text{A.4. 3})$$

Las reacciones en la base de las columnas para AME viene dado por el peso sísmico.

En los registros donde no se presenta un valor de  $\Gamma$ , los arriostamientos no alcanzan la capacidad esperada por compresión.



**Figura A.4. 3** Coeficiente gamma

En la Figura A.4. 3, se puede observar que los valores obtenidos para el coeficiente gamma se mueven en un amplio rango de valores tanto positivos como negativos, lo cual implica que la acción del sismo vertical puede generar tracciones o compresiones en las columnas. Además, la media de los valores obtenidos es cercana a cero, sin embargo, dado a la alta dispersión de valores no se puede asumir que la acción sísmica vertical es despreciable en comparación al peso sísmico de la estructura.

Considerando todo lo anterior, se define  $\beta$  como la razón entre las tracciones obtenidas del AME para la combinación de carga  $D + 0.25L + 0.5S + \alpha(E_{x_{ref}} + 0.3E_{y_{ref}})$  y para la otra dirección de análisis como  $D + 0.25L + 0.5S + \alpha(0.3E_{x_{ref}} + E_{y_{ref}})$ , y las obtenidas del ATHL para la siguiente combinación:

$$D + 0.25L + 0.5S + E_x + E_y + E_z \quad (\text{A.4. 4})$$

Donde

$E_x$ : Carga sísmica en la dirección X, dada por el registro sísmico horizontal

$E_y$ : Carga sísmica en la dirección Y, dada por el registro sísmico horizontal

$E_z$ : Carga sísmica en la dirección Z, dada por el registro sísmico vertical

De esta manera,  $\beta$  se encarga de capturar el error debido al estado de carga sísmico horizontal al igual que el efecto del sismo vertical. Dado los resultados obtenidos para ambas direcciones de análisis se tiene  $\beta = 1,2$ .

En la Figura A.4. 4 se presenta los coeficientes  $\beta$  para cada registro sísmico. Al ser una estructura minera real, existe una distribución de masa y peso que no es igual en planta ni tampoco en altura. La presencia de equipos pesados en determinados pisos y que se encuentran fuera de su centro de masa, genera que para determinados registros las columnas donde existe el arriostamiento que se pandea a capacidad esperada, la base de la columna siempre estuviera en compresión y no en tracción, siendo los valores objetivos de la metodología. Para este análisis se consideró la combinación de carga  $D + 0.25L + 0.5S + \alpha(E_{x_{ref}} + 0.3E_{y_{ref}})$ , siendo la combinación que controla en la dirección de análisis X.

Para el análisis en la dirección X de la estructura, se obtuvo un factor  $\beta$  promedio de 1,27 con una desviación estándar de 0,53, y con un percentil 84 de 1,5. Como metodología y criterio de diseño se dispuso a considerar el promedio como valor a considerar para cada dirección de análisis.

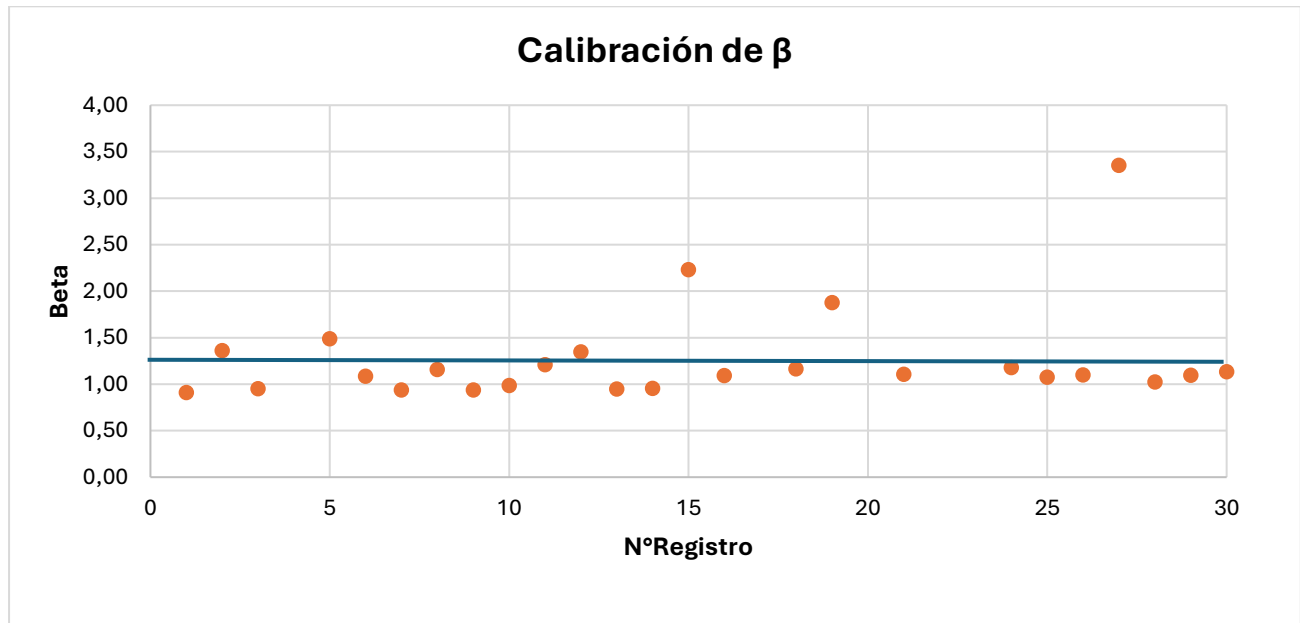
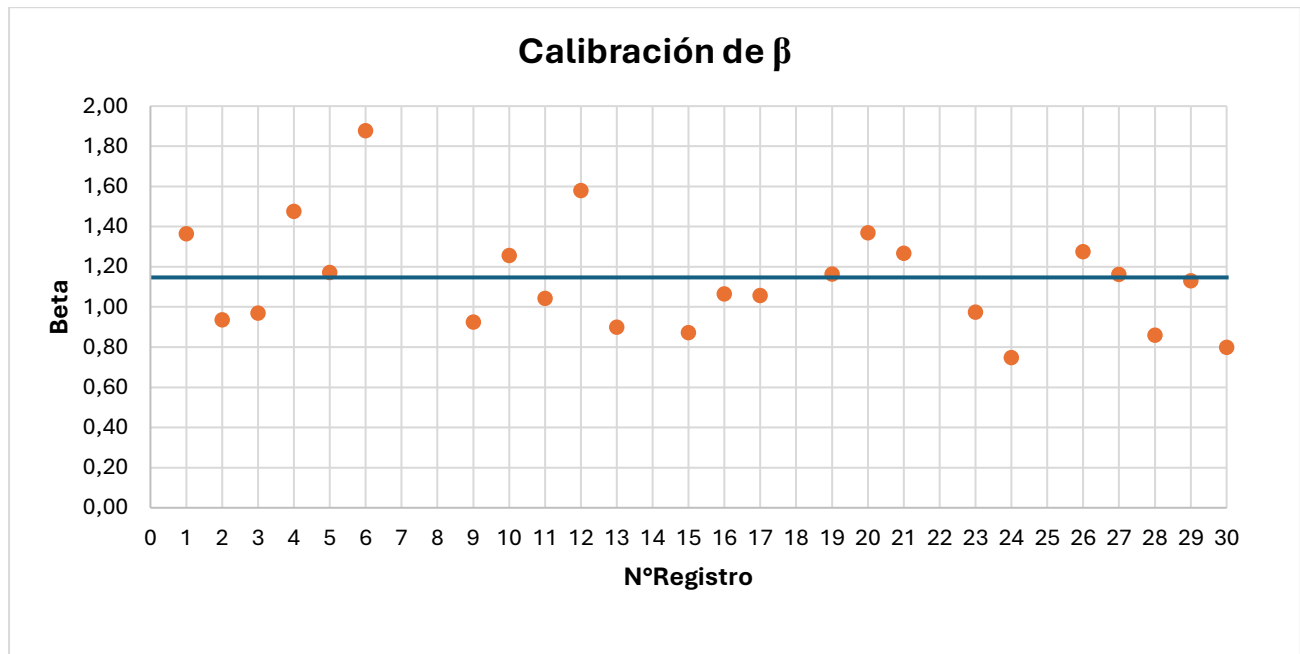


Figura A.4. 4 Valores de  $\beta$  obtenidos para dirección sísmica en X

En la Figura A.4. 5 de manera análoga se tiene un análisis de las tracciones de las columnas debido a la implicancia del peso sísmico y el sismo horizontal en la dirección Y ( $D + 0.25L + 0.5S +$

$\alpha(0.3E_{x_{ref}} + E_{y_{ref}})$ . Para este caso existen más registros sísmicos donde las bases de las columnas se encontraban completamente en compresión debido a la ubicación de los equipos pesados. Es por esto que existe una menor cantidad de registros con coeficientes de ajuste.

Para los valores obtenidos el valor promedio de  $\beta$  es de 1,14 con una desviación estándar de 0,27.



**Figura A.4. 5 Valores de  $\beta$  obtenidos para dirección sísmica en Y**

Como criterio de diseño se optó considerar un valor de ajuste único considerado como la media entre los factores  $\beta$  obtenidos para cada dirección de análisis.

La aplicación de dicho coeficiente en el diseño de los pernos de anclaje de la metodología propuesta (Ver Ecuación (4.9) mejora significativamente el desempeño sísmico de la estructura, por lo que el criterio de diseño cumple la funcionalidad de la metodología propuesta. Además, tras investigaciones anteriores realizadas para este mismo método se obtuvo que solo era aplicable para estructuras entre periodos fundamentales entre 0,15s y 0,60s cuyos factores de participación modal debe ser estrictamente superior a 85%. Tras el desarrollo de los análisis es rescatable que es posible desarrollar la metodología para estructuras tridimensionales con factores de participación modal aproximadamente del orden de 75%, a pesar inclusive que exista un segundo periodo fundamental con mayor masa modal participante, siendo un escenario habitual en las estructuras industriales con gran peso sísmico.

## ANEXO 5.1 LÍMITES DE ACEPTACIÓN DE DEFOMRACIÓN DE ARRIOSTRAMIENTOS

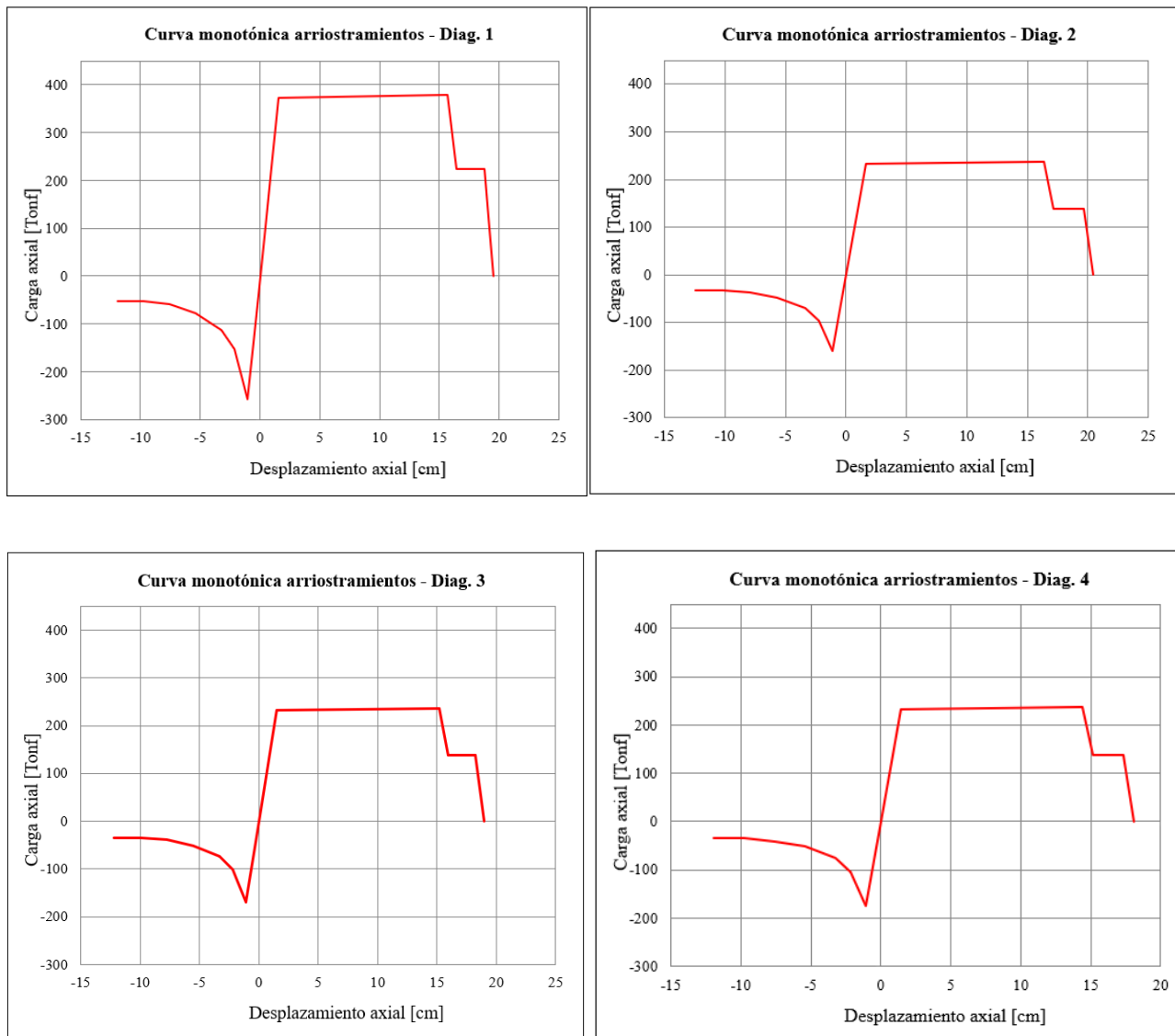
Se presentan los límites de aceptación de deformaciones para los arriostramientos verticales principales de la estructura, tanto en tracción como en compresión según se define en la norma NCh2369:2025 (INN, 2025). Esto se expone en la Tabla A.5.1. 1.

**Tabla A.5.1. 1. Límites de aceptación de deformación de arriostramientos**

<b>Perfil diagonal</b>	<b>HSS 6x6x5/8"</b>
Criterios de aceptación en tracción (en términos de $\Delta y_e$ )	
IO	0,5
LS	8
0,5 LS	4
Criterios de aceptación en compresión (en términos de $\Delta c$ )	
KL/r	61,9
4.2 raíz(E/Fy)	89,2
2.1 raíz(E/Fy)	44,6
<b>Intermedio (interpolar)</b>	
IO	1,5
<b>LS (SDI)</b>	<b>6,5</b>
<b>0.5 LS (SMP)</b>	<b>3,25</b>
<b>Perfil diagonal</b>	<b>HSS 6x6x3/8"</b>
Criterios de aceptación en tracción (en términos de $\Delta y_e$ )	
IO	1,5
LS	8
0,5 LS	4
Criterios de aceptación en compresión (en términos de $\Delta c$ )	
KL/r	64,8
4.2 raíz(E/Fy)	89,2
2.1 raíz(E/Fy)	44,6
<b>Intermedio (interpolar)</b>	
IO	1,5
<b>LS (SDI)</b>	<b>6,5</b>
<b>0.5 LS (SMP)</b>	<b>3,25</b>

## ANEXO 5.2 CURVAS MONOTÓNICAS DE ARRIOSTRAMIENTOS

En este anexo se presentan las curvas monotónicas de cada uno de los arriostramientos empleados en el modelo. Esto se muestra en la Figura A.5.2.1 1.



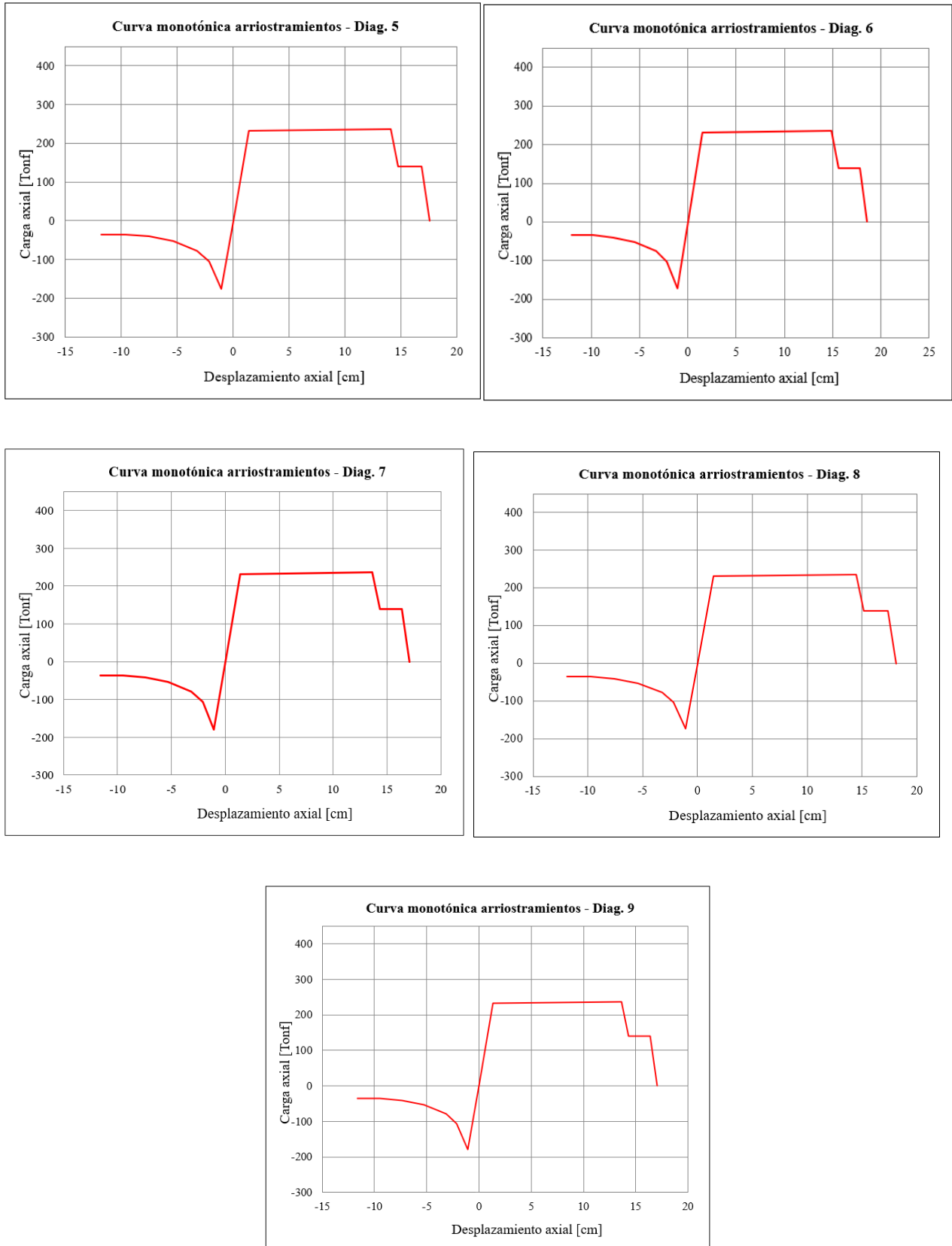


Figura A.5.2.1 1Curvas monotónicas de arriostramientos

## ANEXO 5.3 CURVAS MONOTÓNICAS DE PERNOS DE ANCLAJE

En este anexo se presentan las curvas monotónicas de cada uno de los pernos de anclaje para la estructura industrial. En la Figura A.5.3. 1 se muestran las curvas de pernos diseñados con la metodología tradicional, mientras que en la Figura A.5.3. 2 se muestran para los pernos diseñados con la metodología propuesta.

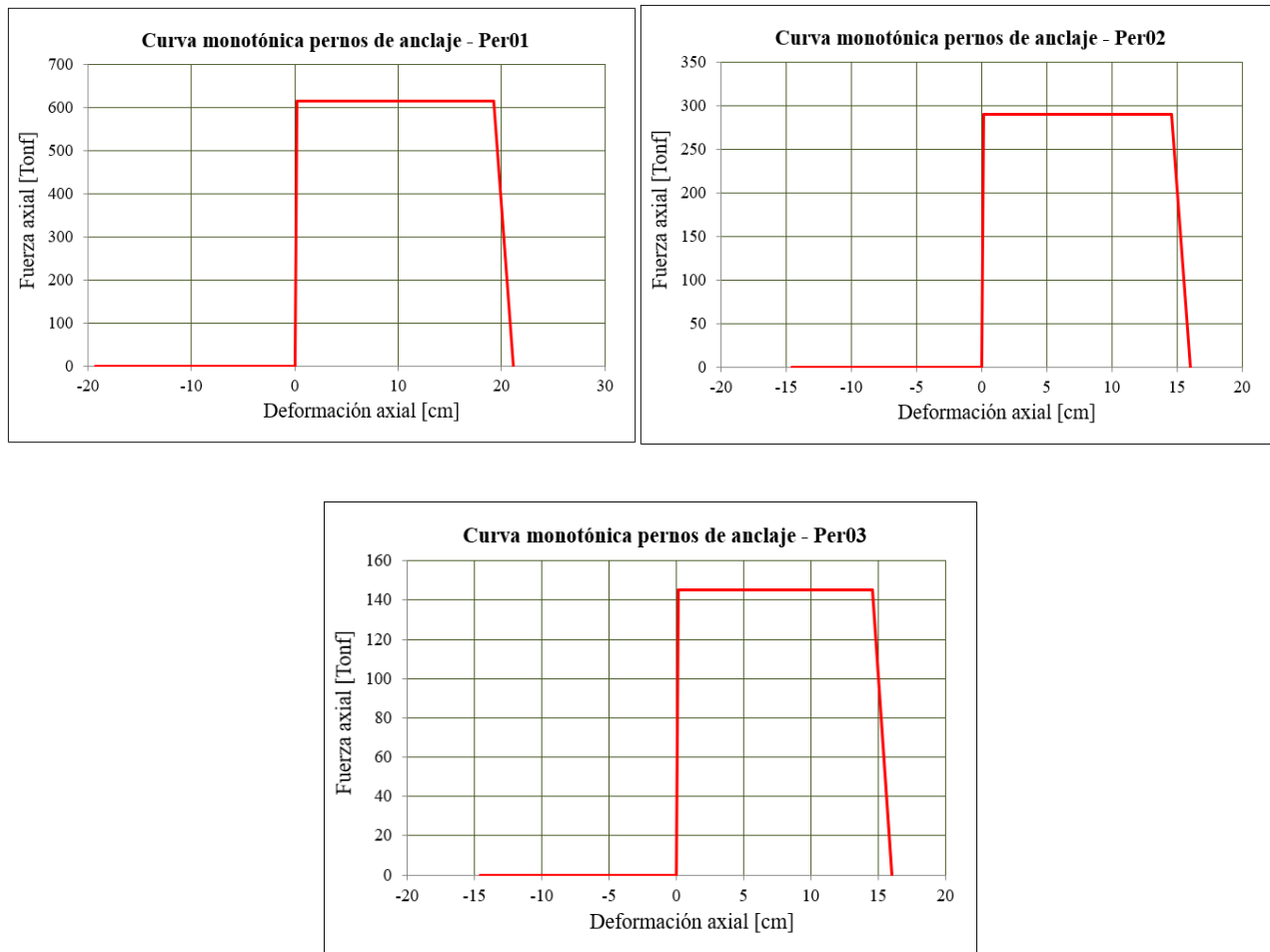


Figura A.5.3. 1 Curvas monotónicas de pernos de anclaje considerando diseño tradicional

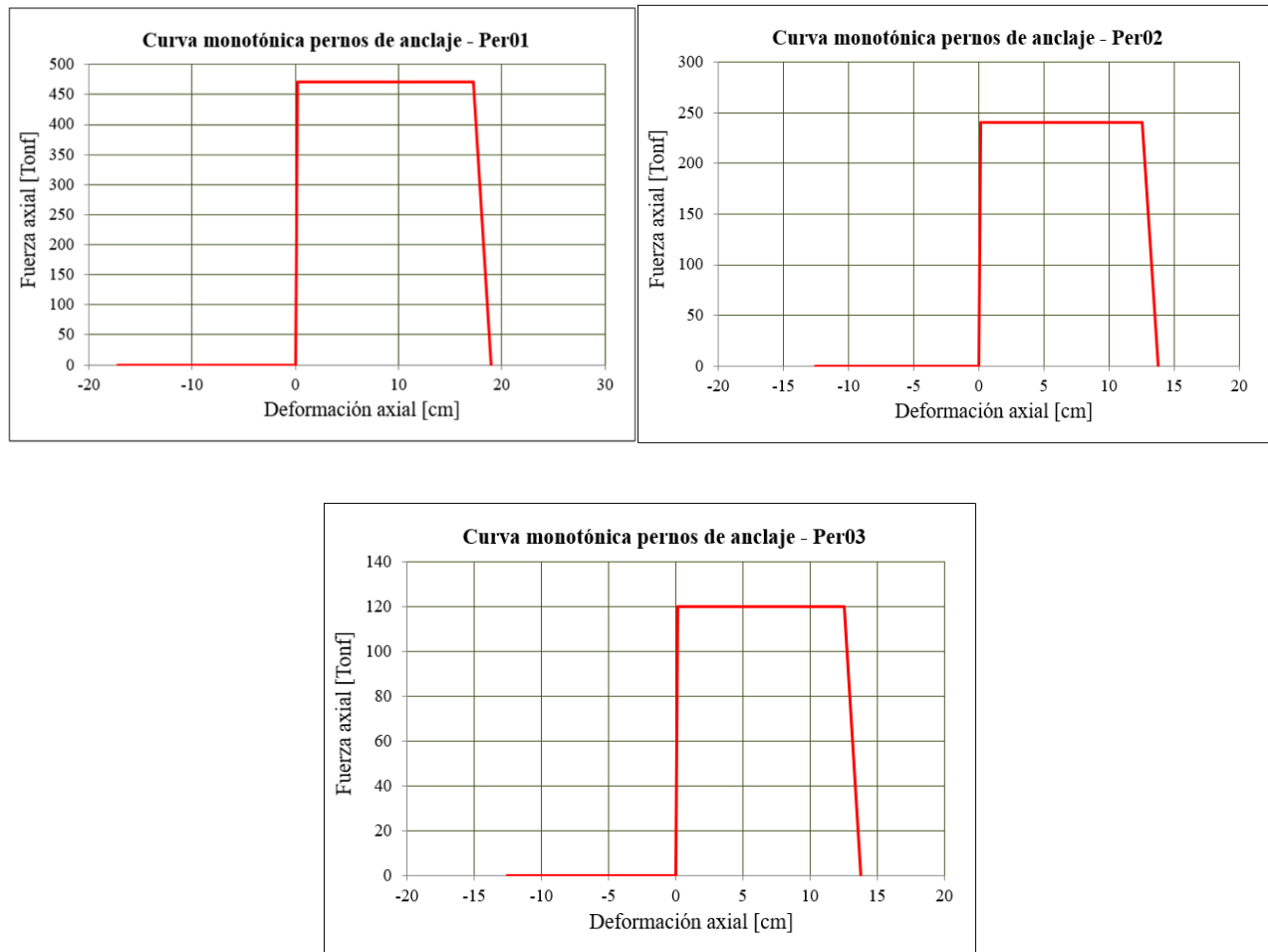


Figura A.5.3. 2 Curvas monotónicas de pernos de anclaje considerando diseño metodología propuesta

## ANEXO 5.6 AMENAZA SÍSMICA PARA ANÁLISIS DE RESPUESTA NO LINEAL.

En el presente anexo se muestran las ondas amplificadas de los registros sísmicos, considerando el factor de escalamiento final (FEF) y la aceleración debido a la gravedad. El objetivo es presentar los registros a nivel SMP que generan la mayor respuesta estructural no factible para el diseño.

A continuación, se presenta para los registros sísmicos verticales y destacando algunos de los registros con mayores amplitudes.

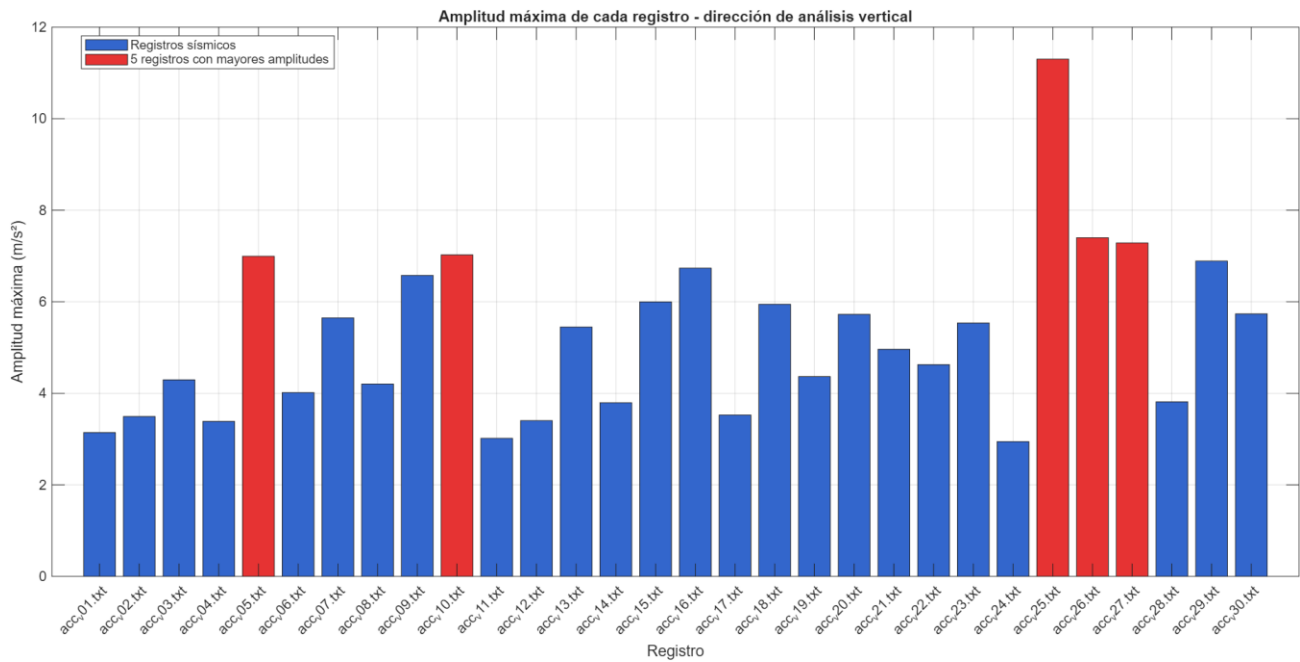
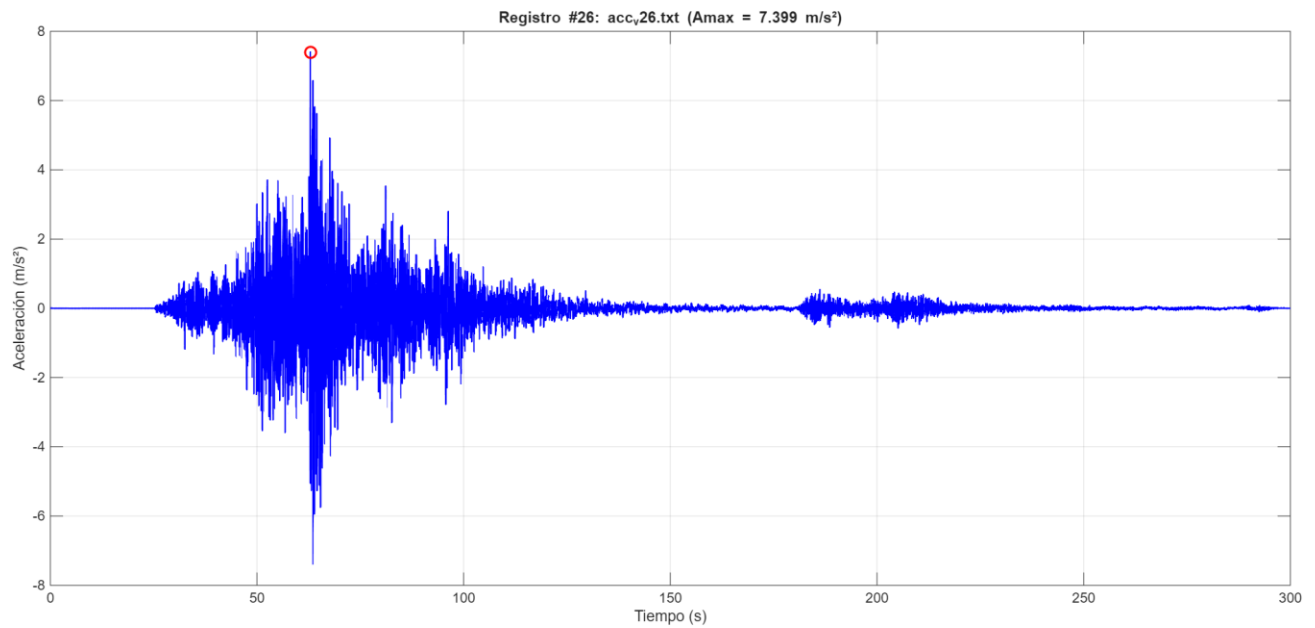
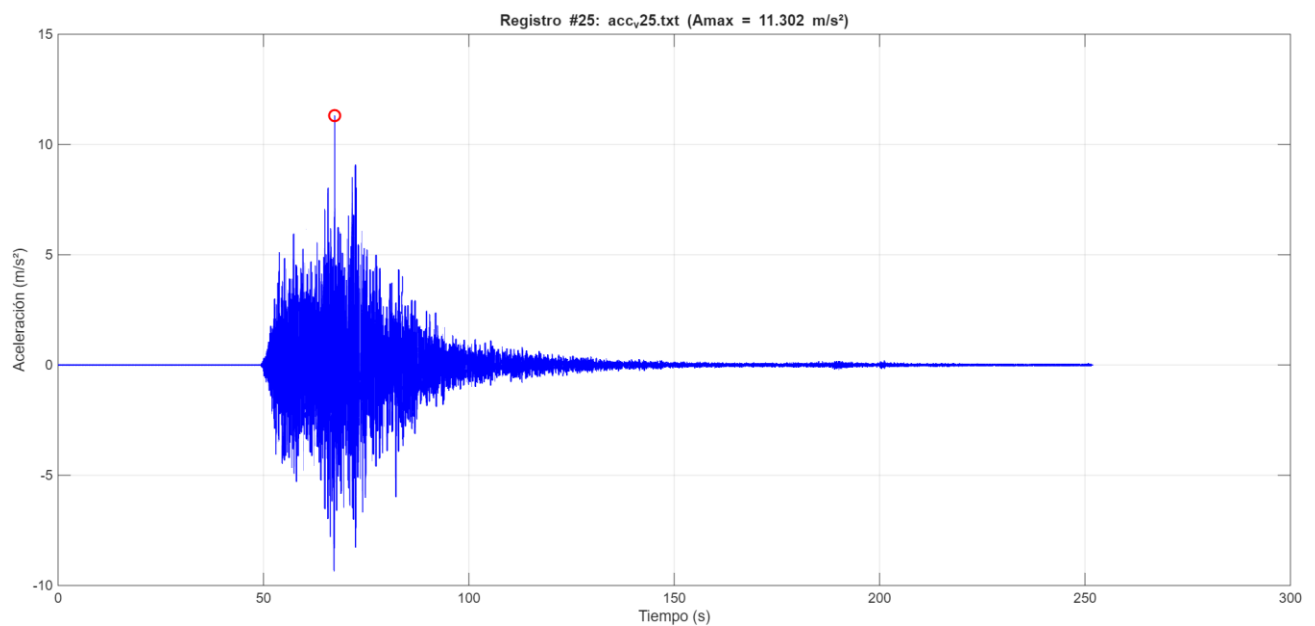


Figura A.5.6 1 Amplitudes máximas entre registros sísmicos en dirección de análisis vertical.



**Figura A.5.6 2 Registro sísmico 26 con aceleración máxima 7,399 (m/s<sup>2</sup>) – dirección vertical**



**Figura A.5.6 3 Registro sísmico 25 con aceleración máxima de 11.302 (m/s<sup>2</sup>) – dirección vertical**

De forma análoga, se presenta para los registros sísmicos horizontales destacando algunos de los registros con mayores amplitudes.

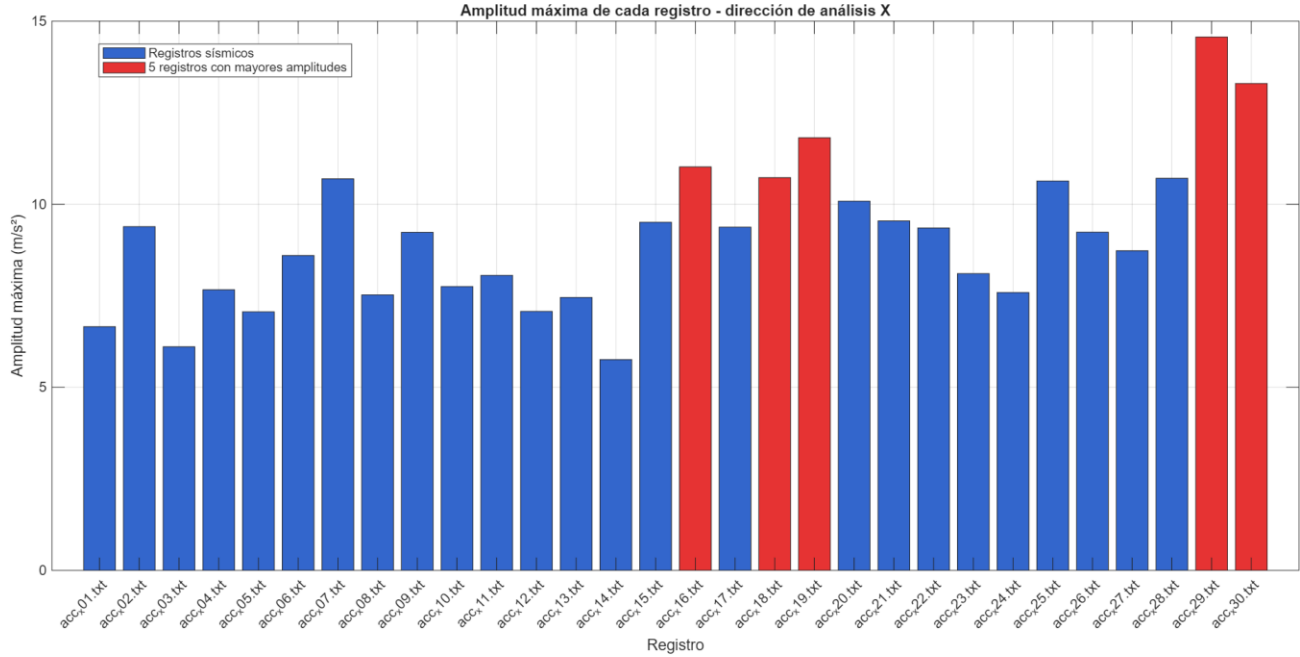


Figura A.5.6 4 Amplitudes máximas entre registros sísmicos en dirección de análisis horizontal en X

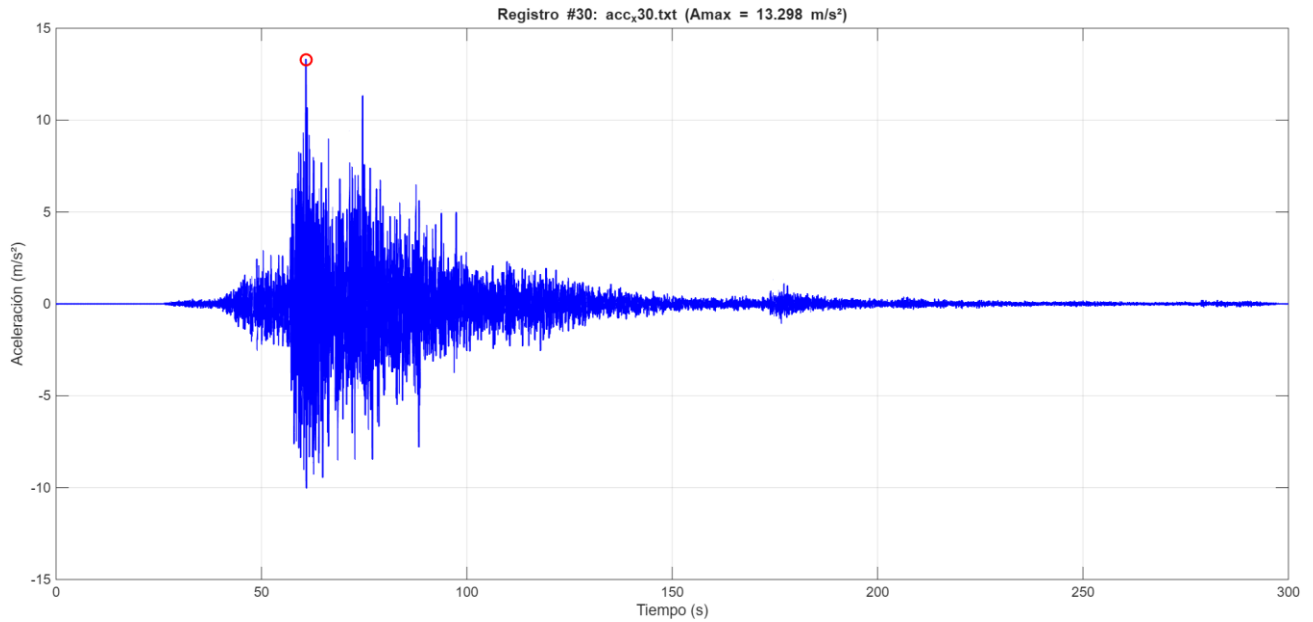


Figura A.5.6 5 Registro sísmico 30 con aceleración máxima de 13,298 (m/s<sup>2</sup>) – dirección horizontal X

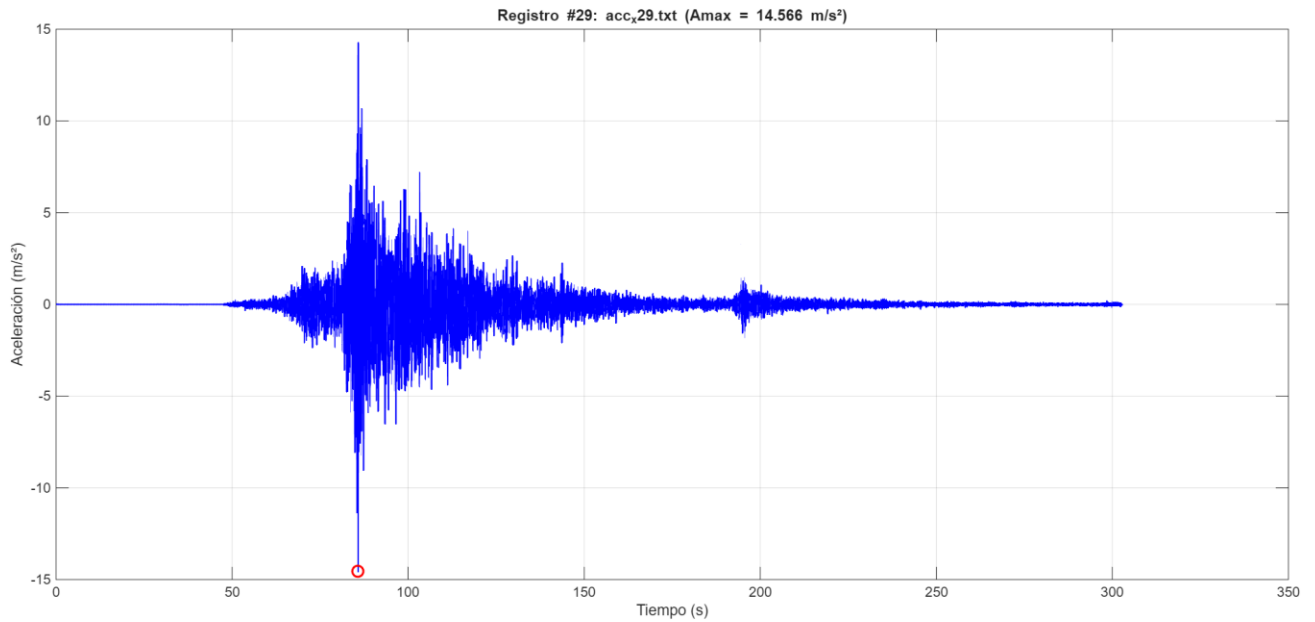


Figura A.5.6 6 Registro sísmico 29 con aceleración máxima de 14,566 (m/s<sup>2</sup>) – dirección horizontal X

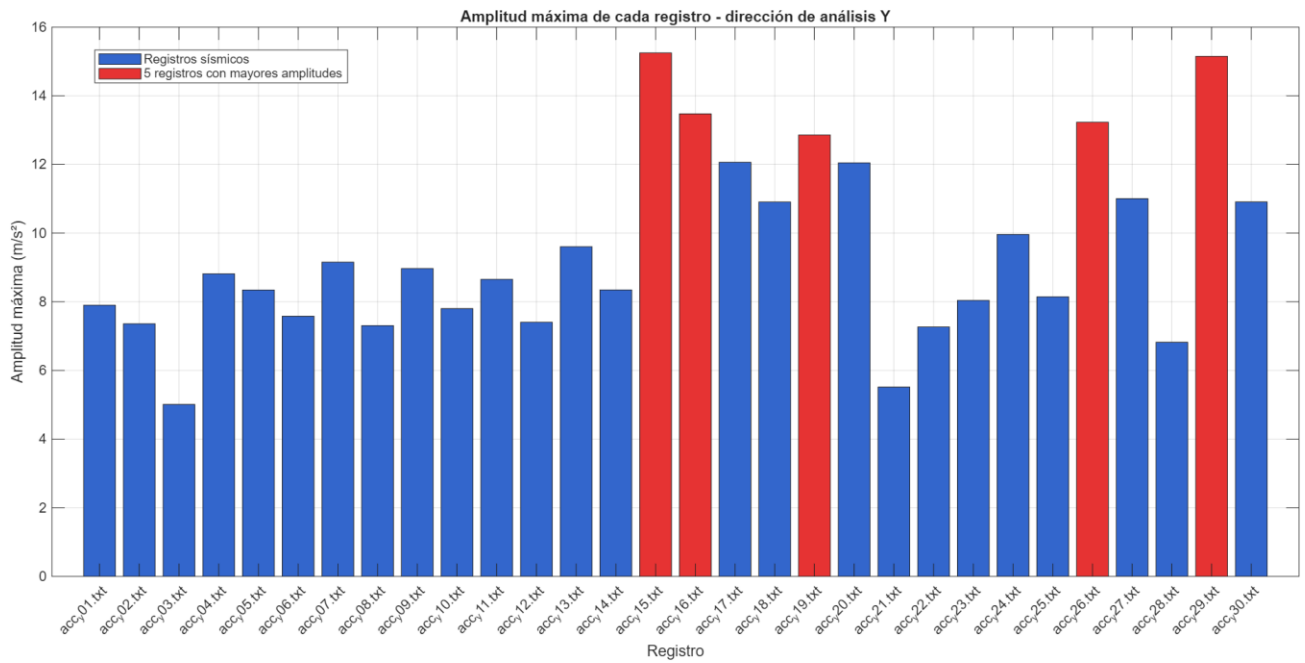


Figura A.5.6 7 Amplitudes máximas entre registros sísmicos en dirección de análisis horizontal en Y

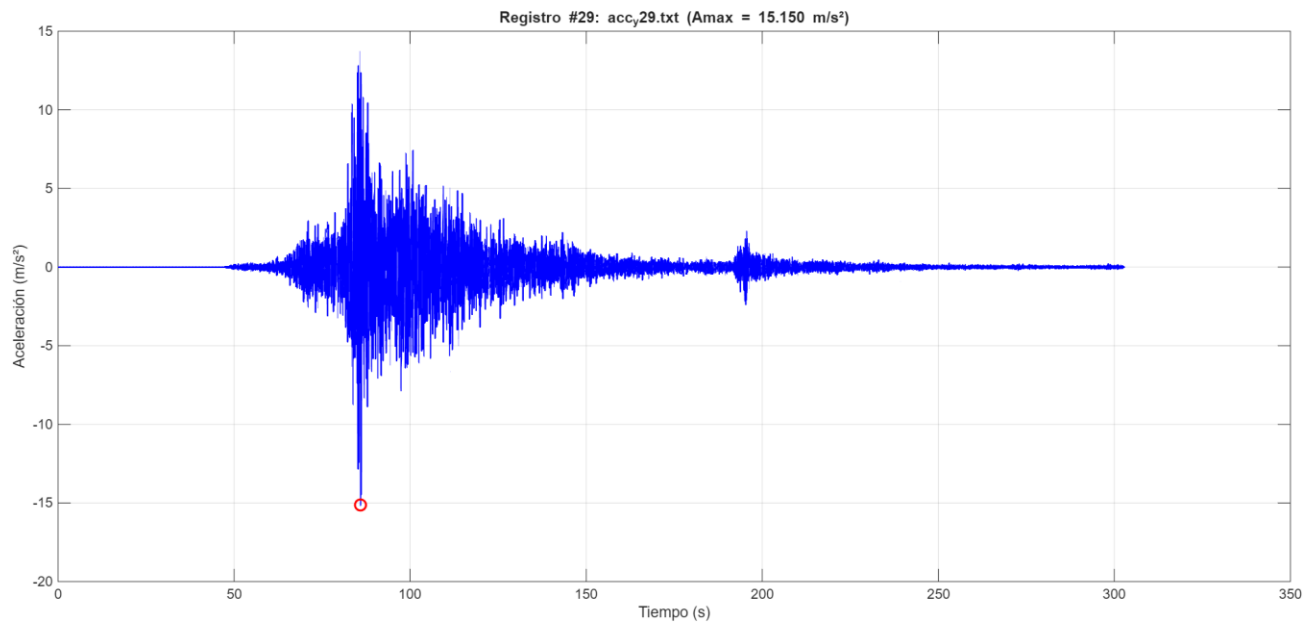


Figura A.5.6 8 Registro sísmico 29 con aceleración máxima de 15,150 (m/s<sup>2</sup>) – dirección horizontal Y

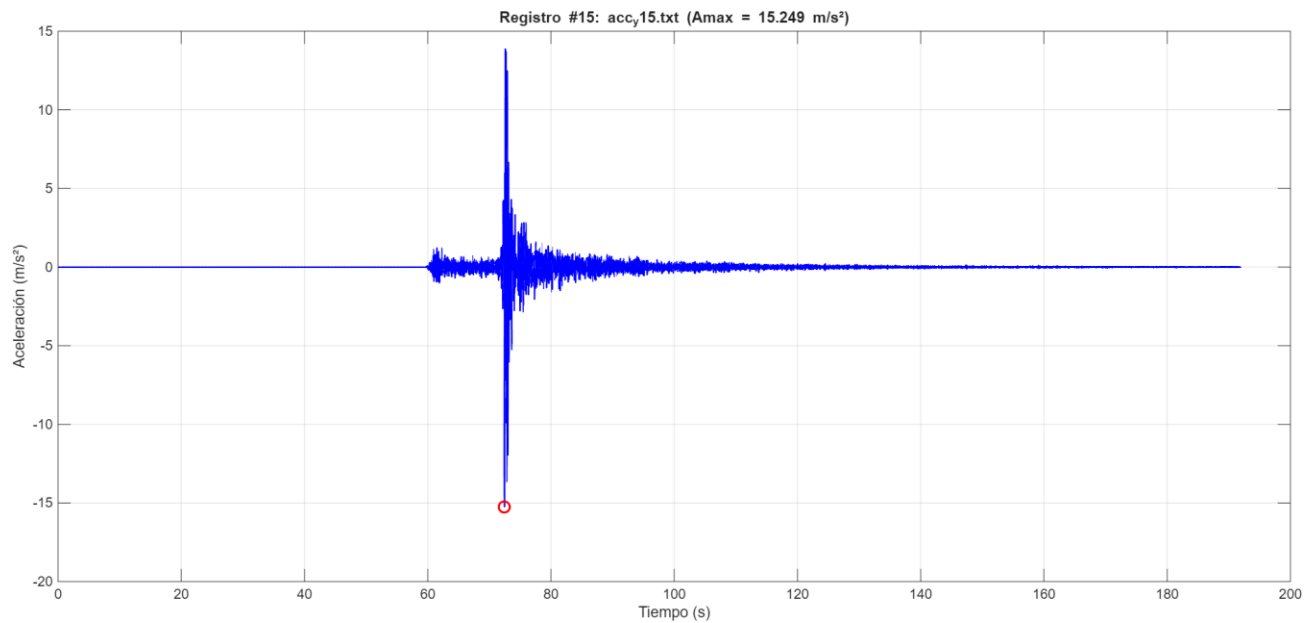


Figura A.5.6 9 Registro sísmico 15 con aceleración máxima de 15,249 (m/s<sup>2</sup>) – dirección horizontal Y

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

**Departamento** : Departamento de Ingeniería Civil  
**Carrera** : Ingeniería Civil  
**Nombre de los memoristas** : Diego Betancour Cabezas  
**Título de la memoria** : Diseño por desempeño aplicado a marcos arriostrados concéntricos en estructura industrial filtro larox basado en la norma NCh2369:2025  
**Fecha de la presentación oral** : 14 / 11 / 2025

**Profesor(es) Guía** : Rodrigo Silva Muñoz  
**Profesor(es) Revisor(es)** : Sebastián Calderón Díaz  
**Concepto** :  
**Calificación** : 7,0

**Resumen**

El diseño sísmico de estructuras industriales, regido por la norma NCh2369:2025, busca asegurar la continuidad operacional y minimizar los daños estructurales frente a eventos sísmicos severos. Si bien esta norma incorpora disposiciones para elementos disipadores de energía, como los pernos de anclaje, cuyo diseño se basa en cargas sísmicas reducidas mediante el factor R, el enfoque tradicional no garantiza una secuencia de plastificación controlada. Esto puede derivar en que los arriostramientos alcancen su estado de pandeo antes de que los pernos de anclaje hayan entrado en fluencia, dando lugar al fenómeno de piso blando. Esta situación evidencia que la metodología actual no garantiza un comportamiento sísmico eficiente.

Por este motivo, el presente estudio busca validar una metodología de diseño para pernos de anclaje en la estructura industrial “Filtro Larox”, emplazada en zona sísmica 2 y suelo tipo C. Mediante análisis tiempo-historia no lineales con demandas sísmicas de nivel SDI y SMP, se procura demostrar que la metodología asegura que la fluencia de los pernos preceda al pandeo de los arriostramientos, garantizando así un mecanismo de disipación de energía controlado.

Los resultados muestran que la metodología propuesta mejora el desempeño sísmico, aumentando la energía disipada por los pernos de anclaje, reduciendo las demandas sobre los arriostramientos y en columnas sísmicas, y homogenizando las deformaciones entre piso.