Revista Gaceta Técnica. Universidad Centroccidental Lisandro Alvarado. ISSN: 2477-9539
Artículo de Investigación. 26(2), 37-46, julio-diciembre, 2025

REVISIÓN Y APLICACIÓN DE LA NORMA ANSI/AISC 341-22 PARA EL DISEÑO SÍSMICO DE UNA ESTRUCTURA INDUSTRIAL EN EL MARCO NORMATIVO CHILENO

REVIEW AND APPLICATION OF THE ANSI/AISC 341-22 STANDARD FOR THE SEISMIC DESIGN OF AN INDUSTRIAL STRUCTURE IN THE CHILEAN REGULATORY FRAMEWORK

Felipe, Quinteros[1]; Álvaro, López[2]; Juan Carlos, Vielma Pérez[3]

Recibido 29/02/2025: Aprobado: 11/05/2025

DOI: https://doi.org/10.51372/gacetatecnica262.4

RESUMEN

El estudio revisa la norma ANSI/AISC 341-22 para el diseño sísmico de estructuras industriales en Chile, comparándola con la normativa chilena NCh2369. Dado que Chile es una zona de alta sismicidad, se requieren normativas estrictas para garantizar la seguridad estructural. Mientras que la NCh2369 enfatiza la rigidez y la disipación de energía mediante anclajes, la AISC 341-22 prioriza la ductilidad mediante la formación de rótulas plásticas en vigas. El diseño antisísmico de estructuras industriales está regulado por la NCh2369, que recomienda la AISC como normativa complementaria. Sin embargo, ambas tienen enfoques distintos en la disipación de energía. La AISC clasifica los elementos estructurales en moderada o altamente dúctiles para maximizar su capacidad inelástica. Para evaluar la aplicación de la AISC 341-22, se diseñó una estructura tipo rack utilizando esta norma, aplicando la NCh2369 para cargas y análisis sísmicos. El modelado se realizó con Robot Structural Analysis 2024, optimizando perfiles estructurales y verificando su cumplimiento normativo. Uno de los principales hallazgos fue la detección de varios perfiles W que no cumplían con las exigencias de la AISC 341-22. También se destacó la importancia de la verificación temprana de la esbeltez para evitar reprocesos y ajustes en la selección de perfiles. Además de un no cumplimiento con las deformaciones límites impuestas por la NCh2369 producto de la diferencia de demandas sísmicas entre normas.

***Palabras clave**: ANSI/AISC 341-22; NCh2369; Robot Structural Analysis 2024; estructuras industriales; marcos de momento*

ABSTRACT

The study reviews the ANSI/AISC 341-22 standard for the seismic design of industrial structures in Chile, comparing it with the Chilean standard NCh2369. Since Chile is a high seismicity zone, strict regulations are required to ensure structural safety. While NCh2369 emphasizes stiffness and energy dissipation through anchoring, AISC 341-22 prioritizes ductility through the formation of plastic hinges in beams. The seismic design of industrial structures is regulated by NCh2369, which recommends AISC as a complementary standard. However, both standards have different approaches to energy dissipation. AISC classifies structural elements as moderately or highly ductile to maximize their inelastic capacity. To evaluate the application of AISC 341-22, a rack-type structure was designed using this standard, applying NCh2369 for loads and seismic analysis. The modeling was done using Robot Structural Analysis 2024, optimizing structural profiles and verifying their compliance with regulations. One of the main findings was the detection of several W profiles that did not meet the requirements of AISC 341-22. The importance of early verification of slenderness was also highlighted to avoid reprocessing and adjustments in profile selection. Additionally, there was non-compliance with the displacement limits imposed by NCh2369 due to the difference in seismic demands between standards.

***Keywords:** ANSI/AISC 341-22; NCh2369; Robot Structural Analysis 2024; industrial structures; moment frames*

[1]*Felipe, Quinteros. Ingeniero Civil. Independiente. Chile. Correo: felipe.quinteros.s@mail.pucv.cl ORCID: https://orcid.org/0009-0006-4494-7134*
[2]*Álvaro, López. Ingeniero civil. PhD. Profesor Auxiliar en la Pontificia Universidad Católica de Valparaíso. Chile. Correo: alvaro.lopez@pucv.cl ORCID: https://0000-0002-6001-6704*
[3] *Juan Carlos, Vielma Pérez. Ingeniero Civil. Magister Scientiae en Ingeniería Estructural, Universidad de Los Andes, Venezuela. Doctor per la Universitat Politècnica de Catalunya, España. Docente Investigador de la Pontificia Universidad Católica de Valparaíso. Chile. Correo: juan.vielma@pucv.cl ORCID: https://orcid.org/0000-0001-5426-2215*

1. INTRODUCCIÓN

En ingeniería civil, el diseño de estructuras resistentes a sismos es fundamental, especialmente en países con alta actividad telúrica como Chile. Ubicado en el Cinturón de Fuego del Pacífico, en la zona de subducción entre las placas de Nazca y Sudamericana, lo que genera una amenaza constante. Esta realidad exige rigurosidad en los criterios de diseño estructural para garantizar la seguridad de los usuarios, particularmente en construcciones que albergan procesos productivos.

En Chile, el diseño sísmico de estructuras e instalaciones industriales está regulado por la norma NCh2369 [1], la cual establece requisitos mínimos, como métodos de análisis, límites de deformaciones y esfuerzos, además de disposiciones especiales para estructuras de acero estructural. Esta normativa hace referencia a estándares internacionales, entre los cuales destaca la AISC 341-22 [2], que establece las disposiciones para el diseño sísmico de estructuras de acero. Una diferencia clave entre ambas normativas radica en los métodos de disipación de energía y las solicitaciones sísmicas consideradas.

Una de las estrategias para disipar energía sísmica es incursionar en el rango inelástico de los elementos. Cuanto mayor sea la capacidad de deformación de estos elementos, mayor será la ductilidad de la estructura. La deformación más allá del rango elástico da lugar a la formación de rótulas plásticas, que concentran las deformaciones y disipan energía en zonas específicas.

Este estudio se centra en la revisión de la norma AISC 341-22 [2], y su aplicación en una estructura diseñada según la NCh2369. La metodología incluye el diseño, modelado, análisis y verificación de una estructura industrial de acero, siguiendo los criterios establecidos en la AISC 341-22 [2], Esta normativa permite utilizar ciertos parámetros de la norma local, como cargas, combinaciones de carga y tipos de análisis. Se espera que la estructura diseñada bajo estos criterios presente una mayor capacidad de deformación, aunque no se realice un análisis no lineal detallado, el cual sería más adecuado para evaluar su comportamiento inelástico.
Entre los hallazgos de este estudio destacan la incompatibilidad de un gran número de perfiles americanos W con la normativa AISC, así como el incumplimiento de los límites de desplazamiento en columnas tras aplicar los criterios de diseño de la AISC.

2. DESARROLLO

La filosofía de diseño predominante en las normativas sísmicas de Chile se basa en garantizar la seguridad de los usuarios ante eventos sísmicos de diferentes periodos de retorno. En el caso particular de las estructuras industriales, además de la seguridad, se prioriza la continuidad operacional [3].

Como se mencionó previamente, la NCh2369 regula el diseño sísmico de estructuras industriales, estableciendo requisitos mínimos y referencias a diversas normas del AISC. Sin embargo, existen diferencias clave en los enfoques de diseño. La NCh2369 prioriza la rigidez estructural y la disipación de energía a través de los anclajes, mientras que la AISC 341 enfatiza la ductilidad estructural, permitiendo la disipación de energía mediante la formación de rótulas plásticas, principalmente en vigas. Además, el nivel de demanda sísmica considerado en la AISC 341-22 es relativamente moderado en comparación con la NCh2369 [4].

Diversos estudios han demostrado que los miembros y conexiones diseñados adecuadamente bajo estas disposiciones pueden responder de manera confiable ante movimientos sísmicos de terreno [5]. Esto se debe a la rigurosidad de las verificaciones, cuyo principio fundamental es la formación de un "eslabón débil", conocido como rótula plástica, que permite disipar la energía en zonas controladas.

Entre los sistemas estructurales considerados en la AISC 341-22, se encuentran los marcos de acero resistentes a momentos, clasificados en tres categorías: ordinarios (OMF), intermedios (IMF) y especiales (SMF); la selección de cada tipo de marco depende del nivel de demanda sísmica de la zona. Cabe resaltar que, los requisitos de diseño son más

estrictos para los marcos especiales, como se muestra en la Tabla 1. Si bien, marcos intermedios y especiales califican para zonas con alta demanda sísmica, se ha demostrado que, a pesar de la mayor rigidez de los marcos intermedios, los marcos especiales permiten mayores niveles de deformación antes de perder el 20% de su resistencia última. Además, en los IMF, la transición del criterio de desempeño "Life Safety" a "Collapse Prevention" ocurre de manera inmediata [6], lo que implica un rango de seguridad considerablemente reducido, independientemente del uso de la estructura.

Tabla 1. *Requisitos de diseño para SMF, IMF y OMF. Fuente: Adaptación de [7]*

REQUISITOS DE DISEÑO ANSI/AISC 341-22			
	SMF	IMF	OMF
Relación de momentos	E3.4a		
Refuerzos de estabilidad en vigas	E3.4b	E2.4a	
Refuerzos de estabilidad en conexiones viga-columna	E3.4c		
Alas de vigas	E3.5b	E2.5b	
Zonas protegidas	E3.5c	E2.5c	
Soldaduras críticas	E3.6a	E2.6a	E1.6a
Conexiones viga-columna	E3.6b	E2.6b	
Demostración de conformidad	E3.6c	E2.6c	
Resistencia a corte requerida	E3.6d	E2.6d	E1.6b
Zonas de panel	E3.6e		
Placas de continuidad	E3.6f	E2.6f	
Empalmes de columna	E3.6g	E2.6g	

Para el objetivo de estudio, se diseña un marco especial, utilizado principalmente para resistir fuerzas laterales, como cargas sísmicas y de viento. Estas fuerzas generan esfuerzos internos donde la flexión se convierte en el factor dominante del diseño. Los máximos esfuerzos se concentran en los extremos de las vigas, siendo estos los puntos críticos para la formación de rótulas plásticas, cabe destacar que, la importancia de determinar correctamente la ubicación surge de la necesidad de evitar la formación de estas en columnas, lo que podría derivar en una falla frágil conocida como "piso blando".

En los marcos especiales, las rótulas plásticas se ubican en los extremos de las vigas, protegiendo la integridad de las columnas. Esto se fundamenta en el concepto de columna fuerte - viga débil, donde las mismas deben diseñarse con la suficiente capacidad para permanecer en el rango elástico mientras las vigas alcanzan su máximo momento probable, permitiendo la disipación controlada de energía.

Un parámetro clave para controlar este principio es la relación de momentos, calculada según la AISC 341-22 [2] utilizando las resistencias esperadas a flexión de vigas y resistencia nominales a flexión de columnas. Aunque este control está relacionado con la formación de rótulas plásticas, el diseño de columnas más rígidas en comparación con las vigas no garantiza por completo que las rótulas se formen exclusivamente en las vigas. No obstante, proporciona un acercamiento importante al comportamiento estructural esperado.

Otro aspecto fundamental en el diseño de estos marcos es la verificación de las zonas de panel, responsables de garantizar la correcta transferencia de esfuerzos entre vigas y columnas. La presencia de cargas laterales genera en esta zona un estado de tensiones caracterizado por altos esfuerzos cortantes [8]. Además, la zona de panel influye significativamente en la distribución de la plasticidad y en la disipación de energía dentro del sistema estructural, por lo que su correcto diseño es esencial para evaluar la respuesta sísmica [9]. Para su dimensionamiento, se consideran las resistencias nominales y requeridas a corte, asegurando una respuesta estructural controlada sin comprometer la estabilidad global de la estructura.

Desde el punto de vista normativo nacional, la verificación de los esfuerzos cortantes basales es esencial, ya que representan la fuerza sísmica transmitida desde el suelo hacia la estructura, en función de su peso. Aunque la estructura evaluada no es de gran altura, esta verificación es necesaria para garantizar que no se exceda la capacidad resistente de los elementos estructurales.

Finalmente, se evalúan las deformaciones máximas de las columnas, con el fin de controlar los desplazamientos laterales de la estructura, sobre todo cuando no se realizan análisis que contemplen deformaciones inelásticas. Estos límites se verificarán en la estructura diseñada bajo las exigencias de la AISC 341-22 [2].

3. METODOLOGÍA

Se diseña una estructura tipo rack industrial, conformada por marcos especiales. La Figura 1 muestra esquemáticamente la disposición de la misma, la cual cuenta con cinco niveles de 3,2 m de altura cada uno. En dirección longitudinal y transversal, la estructura presenta tres vanos de 5,00 m.

En el sentido transversal, se incorporan vigas secundarias separadas a 1,25 m, las cuales actúan como soporte para la losa colaborante considerada en el proyecto. Esta losa posee un espesor de 15,00 cm y, para efectos de modelación, se representa como una lámina.

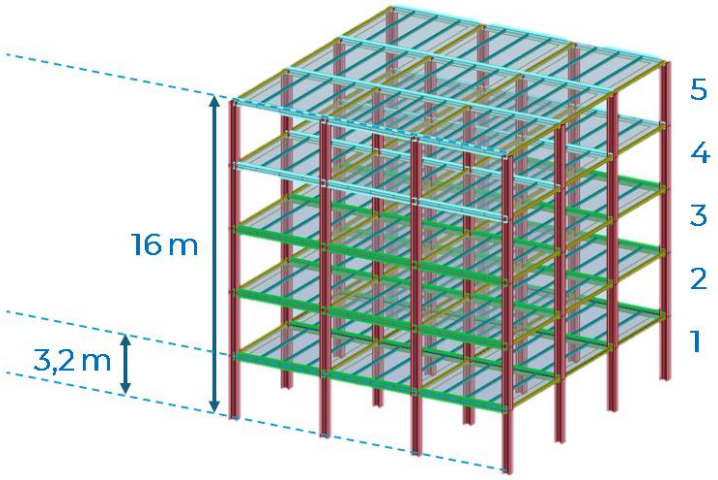

Figura 1. *Vista 3D de la estructura. Fuente: los autores*

La estructura se diseña utilizando acero comercial ASTM A36. Inicialmente, se consideran perfiles HEB para las columnas y perfiles IPE para las vigas. Los apoyos se modelan como empotrados, y las conexiones se asumen rígidas.

Las cargas gravitacionales se determinan según la NCh1537 [10]. En el caso de las cargas muertas, se consideran el peso propio de la estructura más una adicional de 100 kN correspondiente a elementos no estructurales. Para las cargas vivas, dado que la estructura se utilizará para el almacenamiento de mercadería liviana, se adopta una carga de 600 kN, aplicando la reducción correspondiente en la cubierta, lo que resulta en 100 kN.

Las combinaciones de carga se definen conforme a la NCh3171 [11], empleando las correspondientes al método LRFD. El análisis estructural se realizó mediante un análisis modal espectral, utilizando el espectro de respuesta definido en la NCh2369, considerando la estructura como una obra normal, con un coeficiente de importancia I = 1,00. Además, se adopta un tipo de suelo II ubicándose en zona sísmica 3. Para evaluar la acción sísmica vertical, se consideró [2Ao/3g]. En la Figura 2, se presenta el espectro de diseño horizontal.

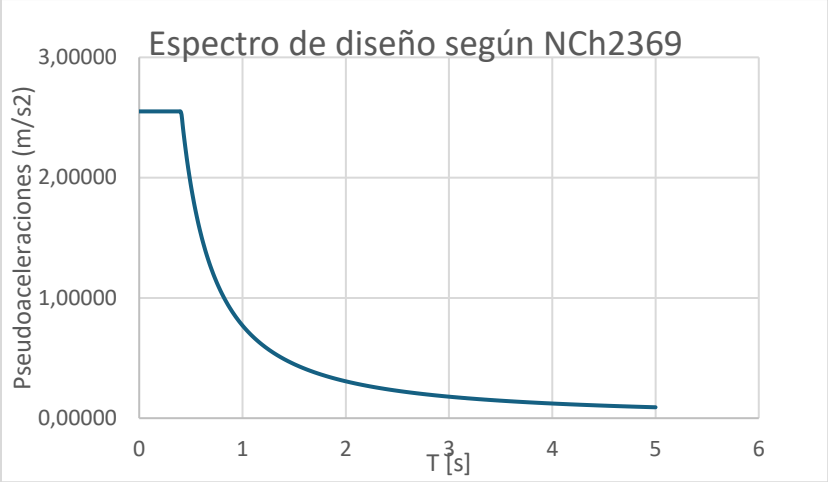

Figura 2. *Espectro de diseño horizontal. Fuente: los autores*

De acuerdo con la NCh2369 y la ASCE/SEI 7 [12], para el caso de columnas que formen parte de más de un marco en direcciones ortogonales, se debe considerar el 100% de la acción sísmica en una dirección y el 30% en la otra, aplicando este criterio tanto en la dirección longitudinal como en la transversal. El número de modos de vibración se ajusta de manera que, en cada dirección de análisis, la suma de las masas equivalentes represente al menos el 90% de la masa total de la estructura.

Con estos antecedentes, se procedió al modelado de la estructura utilizando el software Robot Structural Analysis 2024 [13]. Para optimizar el diseño, se separaron los perfiles en columnas y vigas, y a su vez, estas últimas se agruparon según el piso y sentido en el que se encuentren. Esto permite el uso de la herramienta de optimización, la cual selecciona el perfil que cumpla con los criterios asignados y que sea el de menor peso estructural, considerando la aplicación de los requisitos de la AISC 341.

Una vez optimizada la estructura, se realizó una verificación manual siguiendo las exigencias de la AISC 341-22. En caso de incumplimiento en alguna de las verificaciones, se ajustan las secciones iterativamente hasta obtener perfiles que cumplan con los requisitos normativos. La aplicación de la AISC 341-22 se realiza de manera sistemática, primero las exigencias generales, de tal manera que el acero ASTM A36 cumple con lo establecido, las cargas, combinaciones de éstas, y tipo de análisis que se puede realizar según la normativa aplicable, en este caso, la NCh 2369.

Luego, vienen las verificaciones estructurales tales como relaciones de esbeltez para elementos altamente dúctiles, evitando modos de falla como pandeo local o global; criterios específicos para marcos especiales, incluyendo la relación de momentos considerando la resistencia a flexión esperada de las vigas y la incorporación de refuerzos de estabilidad. Diseño de la zona de panel, garantizando una adecuada transferencia de esfuerzos entre vigas y columnas.

Finalmente, con la estructura optimizada, se evaluó su desempeño bajo los criterios de la NCh2369, verificando los desplazamientos límites de las columnas y los cortes basales. De esta manera, se analizó su comportamiento sísmico y cumplimiento con lineamientos nacionales.

4. RESULTADOS

Se utilizaron 10 modos de vibración para garantizar que la masa equivalente de la estructura alcanzara al menos el 90% de la masa total en cada dirección de análisis. Tras la primera optimización estructural, se obtuvieron perfiles HEB 800 para las columnas e IPE 330 para las vigas. Sin embargo, al realizar la verificación de esbeltez, se concluyó que ambos perfiles no cumplían con los valores normativos establecidos. Debido a esto, se optó por utilizar

perfiles W, los cuales presentan una mejor relación de esbeltez y mayor compatibilidad con los requisitos de la AISC 341-22.

Se ejecutó nuevamente el proceso de optimización, esta vez incorporando la selección a perfiles W. Como resultado, se obtuvieron W14x145 para las columnas, no obstante, al realizar la verificación de esbeltez, se identificó que este perfil no cumplía con la relación de alas, la cual no depende de la carga axial aplicada a la sección, a diferencia del caso del alma del perfil.

Dado que la relación de esbeltez es inversamente proporcional a la resistencia del acero, incluso considerando el acero estructural de menor resistencia permitido por la normativa, el perfil W14x145 seguía sin cumplir. Como solución, se optó por el siguiente perfil en el catálogo, el W14x159, el cual cumple con los requisitos establecidos. De esta manera, todas las secciones obtenidas cumplen con las exigencias de esbeltez y ductilidad establecidas en la AISC 341-22. Los perfiles finales seleccionados se presentan en la Tabla 2.

Tabla 2. *Resumen de elementos. Fuente: los autores*

Elemento	Sección
Columnas	W14x159
Vigas X (2-3-4)	W14x48
Vigas Y (2-3-4)	IPE 160
Vigas X (5-6)	W12X35
Vigas Y (5-6)	IPE 160
Vigas secundarias	IPE 120

La verificación del criterio columna fuerte – viga débil se llevó a cabo mediante el cálculo de la relación de momentos. Para determinar el momento probable de la viga, se utilizó la normativa AISC 358-22 [13], y de acuerdo con los perfiles seleccionados en el proyecto, se definió una conexión tipo BUEEP de cuatro pernos. Sin embargo, la principal limitación de esta normativa es que sólo considera conexiones precalificadas sobre las alas de la columna, lo que restringió el análisis de la relación de momentos a un único plano dentro del proyecto.

Por otro lado, para el cálculo de las resistencias de las columnas, se extrajeron los esfuerzos axiales obtenidos del análisis modal. Se utilizaron los valores más desfavorables, correspondientes a los menores valores de resistencia de las columnas, garantizando así un diseño conservador. Los resultados de la relación de momentos se presentan en las Tablas 3 y 4, donde se verifica el cumplimiento del criterio establecido en la normativa. Como era de esperarse, los nodos más solicitados de la estructura corresponden a las columnas centrales de los pisos inferiores, debido a la concentración de esfuerzos en estas zonas.

Tabla 3. *Relación de momentos para ejes perimetrales. Fuente: los autores*

Ejes perimetrales				
Ejes	**1**	**2**	**3**	**4**
Planta 2	2,99	1,40	1,40	2,99
Planta 3	3,08	1,47	1,47	3,08
Planta 4	3,17	1,53	1,53	3,17
Planta 5	4,91	2,41	2,41	4,91

Tabla 4. *Relación de momentos para ejes centrales. Fuente: los autores*

Ejes centrales				
Ejes	**1**	**2**	**3**	**4**
Planta 2	2,56	1,08	1,08	2,56
Planta 3	2,72	1,21	1,21	2,72
Planta 4	2,88	1,33	1,33	2,88
Planta 5	4,49	2,16	2,16	4,49

Para garantizar el adecuado desempeño estructural, las conexiones viga-columna

deben ser capaces de soportar al menos el 80% de la resistencia de la viga. Esto permite evitar que la conexión se convierta en un punto débil dentro de la estructura, asegurando una transferencia eficiente de los esfuerzos hacia la columna. Dado lo anterior, resulta fundamental un diseño riguroso de la zona de panel, ya que su correcto dimensionamiento influye directamente en la estabilidad y el desempeño sísmico de la estructura.

En particular, es necesario que la resistencia a flexión en la cara de la columna sea mayor que la resistencia de la viga, debido a que, cuando esta última alcanza su momento probable, transfiere a la columna una combinación de esfuerzos cortantes y de flexión. Para la correcta definición de los elementos que conforman la zona de panel, se calculó la relación entre la resistencia nominal y la resistencia requerida, cuyos resultados se presentan a continuación en las Tablas 5 y 6.

Tabla 5. *Relación de resistencias a corte en zona de panel para ejes perimetrales. Fuente: los autores*

Ejes perimetrales				
Ejes	1	2	3	4
W 14x48	1,53	1,31	1,31	1,53
W 14x35	1,12	0,97	0,97	1,12

Tabla 6. *Relación de resistencias a corte en zona de panel para ejes centrales. Fuente: los autores*

Ejes centrales				
Ejes	1	2	3	4
W 14x48	1,52	1,29	1,29	1,52
W 14x35	1,11	0,96	0,96	1,11

Si la resistencia requerida supera la de diseño, se implementarán placas dobles con un espesor mínimo de 6,00 mm, conforme a la normativa. El uso de placas de continuidad dependerá de la geometría de los miembros, asegurando una adecuada rigidez para la transferencia de fuerzas. En los pisos 2, 3 y 4 se emplearán dichas placas debido a las mayores demandas estructurales. En los pisos 5 y 6 no serán necesarias, ya que la rigidez del ala de la columna es suficiente. El espesor de las placas varía según la configuración de la conexión, siendo de 7,55 mm para conexiones unilaterales y de 11,32 mm para conexiones bilaterales.

Tras completar las verificaciones según AISC 341-22, se procedió a evaluar el diseño conforme a NCh 2369, considerando los criterios de cortante basal y desplazamientos máximos en columnas. Se determinó el peso sísmico de la estructura para obtener el cortante mínimo, el cual se comparó con los resultados obtenidos con el software y el cortante basal calculado según la NCh236, verificando que la estructura cumple con los requisitos en ambas direcciones de análisis.

Para evaluar los desplazamientos máximos en columnas, se establece un límite de 4,80 cm, determinado en función de la altura entre pisos. Se extrajeron los valores de desplazamientos obtenidos del análisis modal, asociados a los nodos de la columna. Una vez obtenido el desplazamiento relativo de la columna, este se amplificó considerando el factor de modificación de respuesta utilizado en el espectro de diseño.

Los valores de desplazamientos se comparan con el límite establecido para verificar el cumplimiento de los requisitos normativos. Se presentaron resultados consolidados de los desplazamientos en los ejes centrales del proyecto y sus intersecciones en las Tablas 7 y 8.

Tabla 7. *Deformaciones máximas en eje X. Fuente: los autores*

Deformaciones en X [cm]				
Ubicación	**1**	**2**	**3**	**4**
Nivel 1	2,90	2,91	2,91	2,90
Nivel 2	4,47	4,46	4,46	4,47
Nivel 3	3,96	3,96	3,96	3,96
Nivel 4	3,18	3,18	3,18	3,18
Nivel 5	2,24	2,23	2,23	2,24

Tabla 8. *Deformaciones máximas en eje Y. Fuente: los autores*

Deformaciones en Y[cm]				
Ubicación	**1**	**2**	**3**	**4**
Nivel 1	3,32	3,32	3,32	3,32
Nivel 2	**4,81**	**4,81**	**4,81**	**4,81**
Nivel 3	4,05	4,05	4,05	4,05
Nivel 4	3,11	3,11	3,11	3,11
Nivel 5	2,11	2,11	2,11	2,11

Se observó que el nivel más solicitado en cuanto a desplazamientos corresponde al cielo del piso 2. Si bien en el eje X se cumple con el límite establecido, el margen de cumplimiento es mínimo. En el eje Y, en cambio, el desplazamiento en el nivel 2 supera el límite en un 0,2%. Este resultado puede atribuirse principalmente a la ausencia de arriostramientos en el sistema estructural. Además, la estructura ha sido diseñada conforme a los requisitos del AISC 341, pero sometida a las demandas sísmicas de la NCh2369, las cuales son relativamente mayores en comparación con la normativa americana.

5. CONCLUSIONES

A continuación, se sintetizarán los principales hallazgos, resultados y aspectos más significativos que surgieron durante el diseño de la estructura. La estructura fue diseñada siguiendo los lineamientos del AISC 341-22 [2], asegurando el cumplimiento de los criterios de marcos especiales resistentes a momentos. Adicionalmente, se verificó su comportamiento según la NCh2369, lo que permitió evaluar su respuesta ante las demandas sísmicas específicas de Chile.

Se llevó a cabo un proceso iterativo de optimización para definir los perfiles estructurales adecuados. Inicialmente, se consideraron perfiles HEB e IPE, los cuales no cumplieron con los requisitos de esbeltez, por lo que se optó por perfiles W. Al verificar dichos perfiles obtenidos de la optimización, se identificó que algunos no cumplían con los requisitos de esbeltez independientemente de los esfuerzos axiales a los que eran sometidos, incluso utilizando el acero de menor resistencia. Es importante destacar que el límite de esbeltez es inversamente proporcional a la resistencia del acero, por lo que, a menor resistencia, el límite permitido es mayor.

Este hallazgo resulta llamativo, considerando que la sección W es de origen americano, al igual que la normativa AISC. Esto implica que existe una cantidad significativa de perfiles, presentada en los anexos, que no podrán ser considerados en estructuras diseñadas bajo los criterios del AISC, lo que puede limitar su aplicación en ciertos proyectos y requiere una selección más cuidadosa desde etapas tempranas del diseño.

Tras ajustes adicionales, las secciones finales lograron cumplir con las exigencias de diseño y desempeño estructural. Se verificó que la relación de momentos cumpliera con los requisitos del AISC 341-22. Se determinó la resistencia de conexiones viga-columna, de tal manera que sean capaces de soportar el 80% de la resistencia de la viga, evitando que estas se conviertan en puntos débiles. Además, se

realizó un diseño riguroso de la zona de panel, incluyendo el uso de placas de continuidad en los pisos 2, 3 y 4 para mejorar la transferencia de esfuerzos.

Se verificó que el cortante basal de diseño cumpliera con los valores obtenidos del análisis espectral. En cuanto a los desplazamientos de las columnas, el nivel más solicitado fue el cielo del piso 2. En el eje X se respetó el límite con un margen mínimo, mientras que en el eje Y se superó en un 0,2%, lo que indica una ligera vulnerabilidad.

La estructura fue optimizada conforme a los requerimientos del AISC 341, pero se evaluó bajo las demandas sísmicas de la NCh2369, las cuales son relativamente más exigentes. Esto, sumado a la ausencia de arriostramientos, pudo influir en los desplazamientos registrados, especialmente en los niveles inferiores.

La estructura cumple con los criterios esenciales de marcos especiales resistentes a momentos según el AISC 341-22 y presenta un adecuado desempeño bajo la NCh2369. Sin embargo, la ligera superación del desplazamiento en el eje Y sugiere que podrían evaluarse mejoras, como la incorporación de arriostramientos o ajustes en las secciones estructurales, para optimizar aún más su comportamiento sísmico. Si bien las normativas nacionales han demostrado un buen desempeño frente a eventos sísmicos, el hecho de que las demandas sísmicas sean mayores, junto con la no consideración de efectos no lineales, conduce a la necesidad de utilizar secciones de mayor tamaño

6. FINANCIAMIENTO

La investigación que ha dado origen a este artículo no ha recibido el aporte financiero específico de ninguna fuente.

7. AGRADECIMIENTOS

Los autores desean expresar su agradecimiento a la Escuela de Ingeniería Civil de la Pontificia Universidad Católica de Valparaíso, Chile, por el apoyo brindado para el desarrollo de la investigación que ha dado origen a esta publicación.

8. CONFLICTOS DE INTERÉS

Los autores declaran no tener ningún conflicto de interés.

9. CONTRIBUCIÓN DE LOS AUTORES

Conceptualización, J.C.V. y A.L..; metodología, J.C.V., A.L. y F. Q.; Software, J.C.V. y F. Q.; validación, J.C.V. y A.L..; análisis formal, F.Q.; investigación, J.C.V. y F. Q.; Recursos, F.Q.; datos curaduría, J.C.V.; redacción—preparación del borrador original, F.Q.; redacción—revisión y edición, J.C.V., A.L.; Supervisión, J.C.V. y A.L. Todos los autores han leído y aceptado la versión publicada del manuscrito.

10. REFERENCIAS

[1] INN (Instituto Nacional de Normalización), Chile, "*Diseño sísmico de estructuras e instalaciones industriales*" NCh2369.Of2003, Consejo del Instituto Nacional de Normalización, Santiago, Chile, 2003

[2] AISC (2022), '*Specification for Structural Steel Buildings*", ANSI/AISC 341-22, American Institute of Steel Construction, Chicago, Ill., 2022

[3] Saragoni, R. "El mega terremoto del Maule de 2010: una lección de buena ingeniería, pero con sorpresas y nuevos desafíos" *Anales de la Universidad de Chile*, 1, 35–56, 2011

[4] Peña, C., Medalla, M., Bravo, M. y Hidalgo, P. "*Disposiciones Nch2369 Vs Asce7 -Aplicación a Marcos de Momento*" XI Congreso Chileno de Sismología e Ingeniería Sísmica ACHISINA, Chile, 2015

[5] Malley, J.O. "*The 2010 AISC seismic Provisions for Structural Steel Buildings*" 9th US National and 10th Canadian Conference on Earthquake Engineering 2010, Including Papers from the 4th International Tsunami Sysposium, Toronto, Ontario, Canada, 3406-3414, 2010

[6] Shakeri, K., Akrami, V., Shokrgozar, H. R. y Arden, A. "Comparing responses of special and intermediate moment frames under repeated earthquakes" *Proceedings of the Institution of Civil Engineers:*

Structures and Buildings, 175(11), 847-864, 2022

[7] Han, S. W, Kim, T. O, y Baek, S. J. "Seismic performance evaluation of steel ordinary moment frames" *Earthquake Spectra*, 34, 55–76, 2018

[8] Mulas M.G.,"*A structural model for panel zones in non linear seismic analysis of steel moment-resisting frames*", Department of Structural Engineering, Politecnico di Milano, Piazza Leonardo da Vinci 32, Milano, IT. pp. 1-18, 2003

[9] Castro J., Elghazouli A., Izzuddin B., "Modelling of the panel zone in steel and composite moment frames", *Department of Civil and Environmental Engineering, Imperial College London,* UK. pp. 1-16, 2004

[10] INN (Instituto Nacional de Normalización), Chile, "*Diseño estructural – Cargas permanentes y cargas de uso*" NCh1537.Of2009, Santiago, Chile, 2009

[11] INN (Instituto Nacional de Normalización), Chile, "*Diseño estructural - Disposiciones generales y combinaciones de cargas*" NCh3171.Of, 2017

[12] American Society of Civil Engineers, "*Minimum Design Loads and Associated Criteria for Buildings and Other Structures*", ASCE/SEI 7-22, Reston, VA: ASCE, 2022

[13] Autodesk. *Autodesk Robot Structural Analysis Professional* (Versión 2024) [Software]. Autodesk Inc. 2024, https://www.autodesk.com/products/robot-structural-analysis/overview

[14] AISC, "*Prequalified Connections for Special and Intermediate Steel Moment Frames for Seismic Applications*", ANSI/AISC 358-22, American Institute of Steel Construction, Chicago, Ill., 2022