

Evaluación de Propuesta de Modificación NCh2369 - Análisis de Marcos Arriostrados Concéntricos

M. Medalla (1), N. Chavez (2)

(1) Instructor Adjunto, Pontificia Universidad Católica de Chile, mmedalla@ing.puc.cl

(2) Estudiante Magíster en Ingeniería Estructural y Geotécnica, Pontificia Universidad Católica de Chile, ndchavez@uc.cl

Resumen

Si bien el comportamiento sísmico de estructuras industriales de acero en Chile ha demostrado un desempeño adecuado luego de Mega-terremotos, trabajos predecesores han encontrado ciertas deficiencias entre los mecanismos de colapso deseados en la normativa industrial y los obtenidos luego de modelaciones de respuesta no lineal. Esto ha sido, entre otras, una de las motivaciones de la reciente publicación del anteproyecto de la norma NCh2369.Of2003. Dicho documento propone nuevas disposiciones para el diseño sísmico de estructuras de acero para mejorar el desempeño estructural ante sismos severos. El presente trabajo evalúa el impacto de algunas de las disposiciones propuestas para marcos arriostrados concéntricos (MAC). Los sistemas estructurales en estudio corresponden a: 1) Edificio MAC de 3 niveles con diagonales en V invertida, y 2) Edificio MAC de 16 niveles con cruces de dos niveles. Se realiza análisis de respuesta no lineal en el tiempo considerando registro artificiales compatibles con demandas elásticas de diseño. Los resultados muestran en ambos casos un comportamiento favorable luego de la aplicación de las propuestas de modificación. En términos de la relación costo / comportamiento los resultados muestran una mejora sustancial en el sistema de 3 niveles, siendo esta relación menos eficiente en el sistema de 16 niveles.

Palabras-Clave: Marcos Arriostrados, Estructuras Industriales, Diseño Sísmico

Abstract

While the behavior of industrial building facilities has shown good results after Mega-earthquakes, prior studies have found certain deficiencies among the expected code collapse behavior and the computed collapse after nonlinear simulations. This is one of the reasons, among others, which motivated the recent publication of a set of new recommendation to update the Chilean Standard Code NCh2369.Of2003. This document proposes new prescriptions in order to improve the expected structural performance subjected to severe earthquakes. This study assesses the impact of some of the new recommendations for steel concentrically braced frame buildings. Two buildings configuration are analyzed: 1) 3-story building with chevron braces configuration and 2) 16-story building with 2 level X braces configuration. Analysis were conducted through nonlinear time history simulations using artificial ground motions adjusted to elastic design spectra. Results show, for both buildings, an important improvement in the structural response after the consideration of the new requirements, being more efficient the results reached in the 3-story building rather than the 16-story building results.

Keywords: Concentrically Brace Frames, Industrial Buildings, Seismic Design

1 Introducción

La norma chilena NCh2369.Of2003 [1] corresponde al documento oficial que regula el diseño sísmico de estructuras e instalaciones industriales en nuestro país, entregando exigencias mínimas y recomendaciones a considerar en diversas tipologías estructurales de vocación industrial.

La redacción de esta norma duró cerca de 30 años [2] y su origen se remonta a mediados del siglo XX. Para ese entonces, la ingeniería estructural industrial estaba comenzando en el país y no se contaba con experiencia ni con una normativa que regulara el diseño de estructuras industriales. El primer gran proyecto industrial a nivel nacional correspondió a la acería de CAP en Huachipato, cuyo diseño, así como también el de otras instalaciones industriales en el área de Concepción, presentó un desempeño definido como favorable por la comunidad ingenieril durante el terremoto de mayo de 1960 ($M_w = 9.5$ [3]). La respuesta de estas estructuras permitió elaborar un espectro de respuesta “empírico” basado en los trabajos de Blume [4] y las definiciones de Rodrigo Flores [5], el cual sirvió como base para la generación del espectro de diseño de la norma NCh2369.

A diferencia de la mayoría de los códigos de diseño sísmico (mayoritariamente orientados al diseño de edificaciones urbanas), la filosofía de diseño de NCh2369 no tan sólo tiene por objetivo evitar el colapso estructural y proteger la vida, ya que también vela por la continuidad de operación o la minimización del tiempo de paralización de las plantas luego de eventos severos. En este sentido y para dar cumplimiento a los objetivos antes descritos, en general, las disposiciones actuales del código han establecido estructuraciones redundantes con alta resistencia lateral, en donde no se espera ni se desea una gran incursión inelástica luego de eventos severos. Ahora bien, la descripción anterior no debe mal interpretarse y entender que la normativa nacional industrial sólo está preocupada de generar estructuras resistentes y que la ductilidad o capacidad de deformación inelástica ha sido olvidada, muy por el contrario, y tal como la normativa lo establece, se desea sistemas estructurales con amplia capacidad de disipación de energía a través de mecanismos de colapso dúctiles y bien definidos. Por lo tanto, es posible entender a NCh2369 como una normativa que apuesta a la resistencia esperando una baja incursión inelástica en eventos severos, pero que a la vez evita comportamientos frágiles en eventos excepcionalmente severos.

En adición al buen desempeño luego del terremoto de Valdivia del año 60, el comportamiento demostrado por las plantas industriales nacionales luego de diversos eventos de magnitudes importantes ($M_w > 7.5$) ha sido nuevamente definido como favorable, siendo particularmente relevante el buen desempeño observado luego del evento del Maule ($M_w = 8.8$ [3]) ocurrido en el año 2010. Sin embargo, luego de dicho evento diversas fueron las lecciones aprendidas y por tanto se dio inicio a la generación de un anteproyecto de modificación de NCh2369, el cual recientemente ha concluido su etapa de consulta pública.

Si bien el documento presenta un set importante de modificaciones respecto de la versión vigente actualmente, estas no modifican ni los objetivos ni la filosofía del documento original y son originadas principalmente por: la incorporación explícita de nuevos sistemas estructurales (e.g., Capítulo de Estructuras Marítimo-Portuarias de tipo Muelle Transparente), una mejora sustancial de los comentarios, una mejora en la redacción y clarificación de ciertas disposiciones, y por supuesto una actualización de disposiciones de acuerdo al estado del arte y la práctica en del diseño estructural-sísmico, tanto nacional como internacional.

Modificaciones importantes fueron definidas en el “histórico” Capítulo 8 de disposiciones para estructuras de acero. Disposiciones que en general van en la dirección de asegurar explícitamente el objetivo de diseño definido originalmente en la normativa nacional respecto de la generación de mecanismos de colapso dúctiles posterior al desarrollo de la capacidad elástica de los sistemas estructurales. Se adopta en la propuesta el concepto de capacidades esperadas y combinaciones de carga amplificadas, consideradas desde hace más de una década en las disposiciones norteamericanas de diseño sísmico (AISC341 [6]).

Particularmente relevantes son las modificaciones definidas para el dimensionamiento de marcos de acero arriostrados concéntricamente (MAC), en donde trabajos predecesores demostraron deficiencias entre los objetivos declarados y los desempeños computados [7]. Si bien se recomiendan diversas disposiciones asociadas al detallamiento sísmico, existen dos disposiciones de diseño elemental que han despertado el interés de los autores del presente artículo: 1.- El diseño de Marcos arriostrados concéntricos de tipo V invertida (Chevrón) y 2.- La nueva definición de carga axial definida para el dimensionamiento o verificación de las columnas del sistema resistente lateral.

El presente trabajo tiene por objetivo estudiar y comparar las respuestas sísmicas obtenidas en dos marcos arriostrados concéntricos considerando diseños de acuerdo con las disposiciones normativas actuales de NCh2369 y las disposiciones recomendadas en el anteproyecto de modificación de NCh2369. Los sistemas estructurales en estudio corresponden a: 1) Edificio de 3 niveles arriostrado concéntricamente mediante el uso de arriostramientos en V invertida (Chevrón), y 2) Edificio multinivel de 16 niveles arriostrado perimetralmente con cruces de dos niveles. La primera configuración estructural, que es representativa de un edificio típico de molienda de minería no metálica, considera un análisis plano y tiene por objetivo principal evaluar el desempeño luego de aplicar los nuevos requerimientos de capacidad para el diseño de la viga de encuentro de las diagonales de arriostramiento. A su vez el segundo edificio, que es representativo de un edificio de servicio para plantas de tostación de minería metálica, considera un análisis 3D y tiene como objetivo principal evaluar el impacto de los nuevos requerimientos establecidos para la determinación de la demanda axial en las columnas a través de combinaciones amplificadas. Ambas evaluaciones contemplan análisis de respuesta en el tiempo considerando un set de registros compatibles con espectros de demanda elástica.

2 Estudio Edificio MAC 3 Niveles – Configuración V invertidas

2.1 Descripción Sistema Estructural

La estructura objeto de análisis corresponde a un marco plano arriostrado concéntricamente. El edificio se encuentra conformado por tres ejes resistentes equivalentes en el sentido de análisis. El marco en análisis se encuentra en el eje central longitudinal. La edificación está conformada por 3 niveles de 4m altura en cada piso, 4 vanos de 6m en el sentido longitudinal, y 2 vanos de 6m en el sentido transversal. En la dirección transversal se tienen pórticos resistentes a momentos. En las plataformas de cada nivel, se tiene un diafragma de piso conformado por arriostramientos horizontales. Una vista del sistema estructural puede observarse en la Fig. 1.

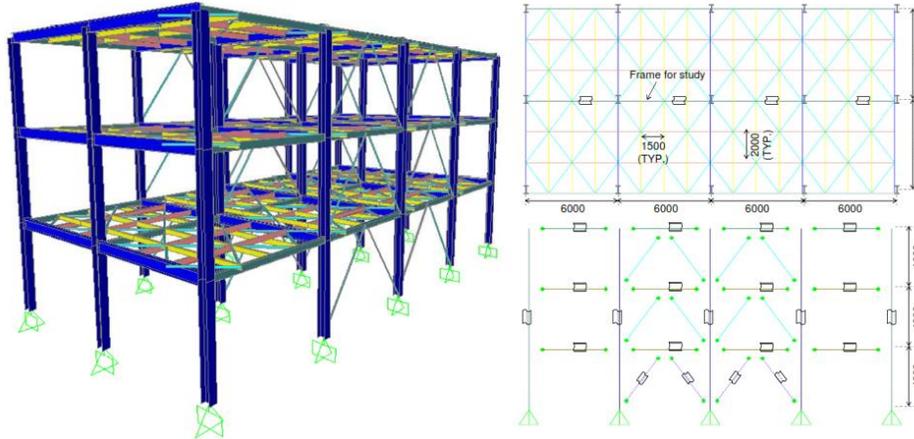


Fig. 1 – MAC en Estudio – Configuración V invertidas

El material considerado para el diseño de los elementos vigas y columnas corresponde a una calidad ASTM A36, respecto a los arriostramientos verticales (tubulares) se ha considerado un acero calidad ASTM A53.

2.2 Descripción de Diseño

De acuerdo con la práctica industrial de diseño estructural nacional el diseño consideró las siguientes cargas para el dimensionamiento de los elementos estructurales:

- Peso Propio Marco : Aproximadamente 10 tonf.
- Peso Propio Plataformas : 100 kgf/m².
- Peso Equipos : 100 tonf en 1^{er} Nivel de Plataforma (Molino)
- Carga Viva : 800 kgf/m² en 1^{er} y 2^{do} Nivel de Plataforma (Equipo Pesado)
400 kgf/m² en 3^{er} Nivel de Plataforma (Equipo Liviano)

Respecto a las cargas sísmicas, el método de diseño adoptado corresponde al análisis modal espectral. Se ha considerado como masa sísmica un 100% de las cargas de peso propio más un 50% de las cargas vivas de plataformas de equipo pesado y un 25% de las cargas vivas de la plataforma de equipo liviano. Luego de los análisis dinámicos La Tabla 1 presenta los parámetros de diseño sísmico obtenidos luego de la aplicación de la normativa actual y de la propuesta de modificación.

El diseño de ambos sistemas consideró el método de resistencias admisibles (ASD). Las combinaciones consideradas corresponden a las indicadas en cada documento (i.e., vigente y propuesta) y por temas de espacio no serán indicadas en este documento. Es importante mencionar que las combinaciones de cargas han sido actualizadas en la propuesta de modificación incorporando la participación activa, en el diseño básico, de la componente vertical así como también recalcar que las combinaciones de carga correspondientes a la propuesta de modificación consideran una amplificación de la componente sísmica de 0.7R para el dimensionamiento de las columnas del sistema estructural. La Tabla 3 presenta el resultado de los perfiles obtenidos así como también los máximos factores de utilización computados.

Tabla 1 – Parámetros Diseño Sísmico.

Parámetro		NCh2369.Of2003	NCh2369/2018
		(Actual)	(Propuesta)
Factor Importancia	I	1	1
Factor Mod. Resp.	R	5	5
Amortiguamiento	[%]	3	3
Coef. Sís. Mínimo	C_{\min}	0.10	0.10
Coef. Sís. Máximo	C_{\max}	0.23	0.23
Período primer modo	T [seg]	0.258	0.282
Masa primer modo	M [%]	90.9	89.6
Peso estructural Marco	PP [tonf]	8.5	9.6
Peso Sís. "lateral"	Ws [tonf]	190.3	191.5
Corte Sís. de diseño	Eh [tonf]	39.75	39.58
Fuerza Sís. Vertical	Ev [tonf]	38.06	38.31

Tabla 3 – Resumen de diseño

Elemento	NCh2369.Of2003		NCh2369/2018	
	Perfil	FU	Perfil	FU
Viga central nivel 1	IN30x44.6	0.79	IN70x126	0.95
Viga central nivel 2	IN30x44.6	0.79	IN60x83.3	0.98
Viga central nivel 3	IN25x32.6	0.72	IN25x32.6	0.72
Viga ext. nivel 1 y 2	IN30x44.6	0.79	IN30x44.6	0.79
Viga ext. nivel 3	IN25x32.6	0.72	IN25x32.6	0.72
Columnas centrales	HN30x92.2	0.85	HN30x92.2	0.85
Columnas exteriores	IN20x45.6	0.84	HN20x45.6	0.83
Diagonal nivel 1	160x6	0.75	150x5	0.94
Diagonal nivel 2 y 3	140x5	0.70	127x4	0.92

2.3 Análisis de Respuesta no lineal en el tiempo

A partir de 3 registros semillas obtenidos durante el terremoto del Maule del año 2010 (Estaciones Lolleo, Talca y Constitución) se generó un set de registros artificiales compatibles con el espectro de diseño de desplazamiento definido en el decreto supremo DS61 [8] para Zona sísmica 3 y suelo tipo B. Tres niveles de demanda sísmica fueron investigados: Un nivel operacional (OLE) definido como un evento de 50% de probabilidad de excedencia en 30 años (periodo de retorno medio 43 años), un nivel de diseño (DLE) definido como un evento de 10% de probabilidad de excedencia en 50% años (periodo de retorno medio 475 años) y un evento máximo considerado (MCE) definido como un evento de 2% de probabilidad de excedencia en 50 años (periodo de retorno medio 2475 años). Tanto

los espectros bases como los espectros de respuesta de los registros artificiales son mostrados en la Fig. 2.

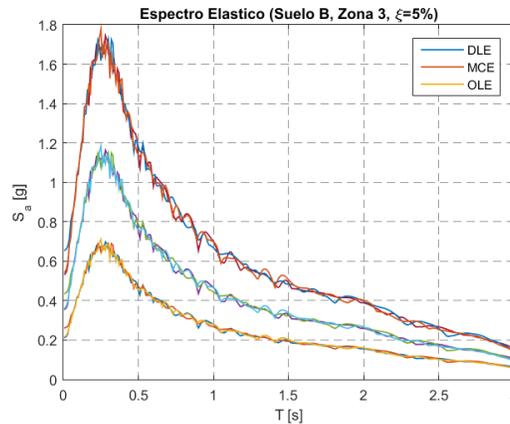
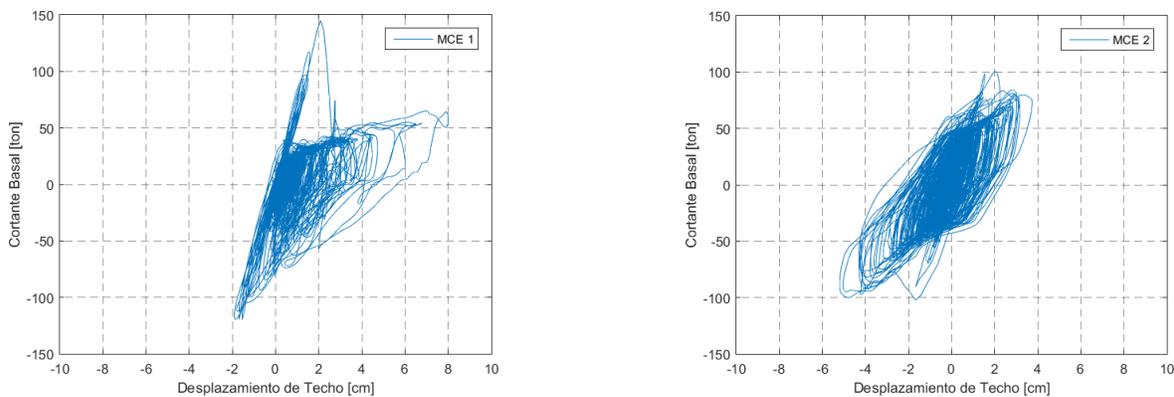


Fig. 2 – Espectro Registros Artificiales

El modelo estructural considera para todo los efectos un factor de sobrefluencia $R_y=1.4$ respecto de la tensión de fluencia nominal y una rigidez postfluencia de 3% la rigidez elástica. Para la modelación de los elementos de arriostramiento se ha considerado un modelo de pandeo multilinear plástico de acuerdo a las recomendaciones de [9], considerando una histéresis tipo pivot [10]. Respecto de los elementos vigas y columnas se ha considerado elementos bilineales y una histéresis cinemática. Los análisis de respuesta en el tiempo consideran una integración directa y un modelo de amortiguamiento tipo Rayleigh ajustando las dos primeras formas modales a 2% de amortiguamiento crítico. Es relevante establecer que estos análisis no han considerado ni la flexibilidad ni la capacidad disipativa de las bases de columnas.



(a) NCh2369Of.2003

(b) Propuesta de modificación

Fig. 3 – Corte basal versus deformación de techo

De acuerdo a las consideraciones de modelación antes indicadas la Fig. 3 muestra las relaciones corte basal versus deformación de techo correspondiente a las máxima respuestas computadas por cada sistema para el nivel de demanda MCE. A su vez la Fig. 4 resume los desplazamientos de piso promedios y máximos computados luego de todos los análisis de respuesta en el tiempo, donde “act” corresponde a la actualización y “ant” a la norma vigente. Finalmente, la Tabla 4 resume los valores

promedios de distintas cantidades de interés para los dos primeros niveles de ambos sistemas obtenidos luego de los análisis de respuesta en el tiempo (se destacan valores relevantes).

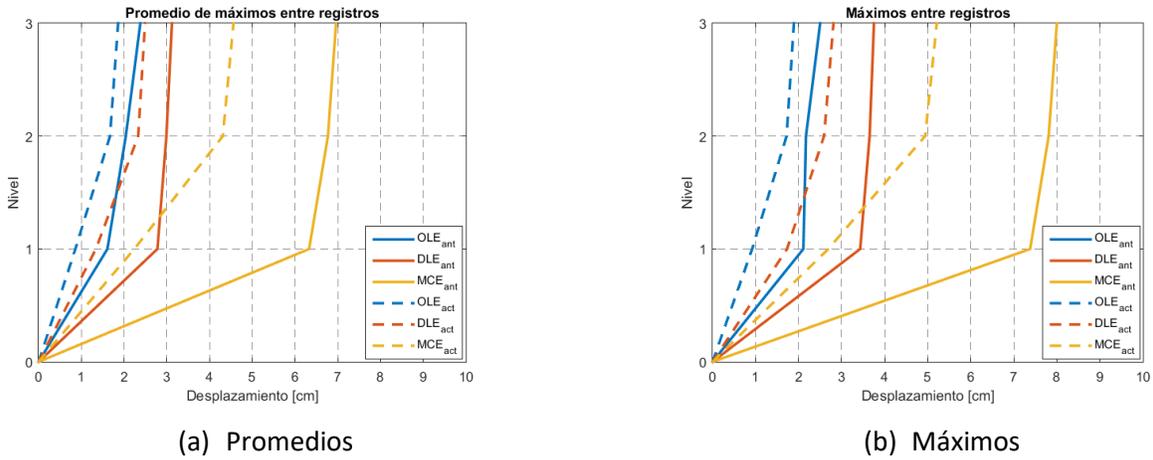


Fig. 4 – Desplazamientos de pisos

Tabla 4 – Resumen de Resultados

Parámetros		NCh2369.Of2003			NCh2369/2018		
		O.L.E.	D.L.E.	M.C.E.	O.L.E.	D.L.E.	M.C.E.
M _{max} = Momento Máximo; M _{pe} = Momento plástico esperado							
Desplazamiento de techo (cm)		2.38	3.12	6.96	1.86	2.49	4.56
Cortante basal (ton)		144.5	143.8	144.6	92.9	101.7	102.0
Deriva de entrepiso (%)	Piso 1	0.40	0.69	1.58	0.22	0.34	0.56
	Piso 2	0.21	0.21	0.22	0.23	0.35	0.58
Deformación de la diagonal en compresión (%)	Piso 1	0.35	0.63	1.46	0.13	0.23	0.41
	Piso 2	0.11	0.11	0.15	0.16	0.27	0.44
Deformación de la diagonal en tensión (%)	Piso 1	0.10	0.10	0.11	0.08	0.09	0.13
	Piso 2	0.07	0.07	0.08	0.07	0.07	0.11
Viga central M _{max} /M _{pe}	Piso 1	0.17	0.38	0.94	0.05	0.16	0.40
	Piso 2	0.05	0.05	0.07	0.13	0.27	0.49
Columna exterior M _{max} /M _{pe}	Piso 1	0.05	0.08	0.17	0.03	0.06	0.07
	Piso 2	0.02	0.02	0.04	0.03	0.05	0.08
Columna interior M _{max} /M _{pe}	Piso 1	0.1	0.16	0.37	0.06	0.13	0.15
	Piso 2	0.03	0.04	0.08	0.06	0.10	0.16
Columna central M _{max} /M _{pe}	Piso 1	0.11	0.17	0.38	0.06	0.14	0.15
	Piso 2	0.03	0.04	0.08	0.05	0.1	0.16

3 Estudio Edificio MAC 16 Niveles – Configuración X de dos niveles

3.1 Descripción Sistema Estructural

El sistema estructural corresponde a un edificio industrial de gran altura arriostrado concéntricamente. En particular, el edificio tiene una altura total de 41,48 m y 16 pisos, de los cuales el primer piso es de doble altura y los 15 pisos restantes son de 2,44 m. La estructura tiene una dimensión en planta de 15 m x 15 m exterior y 7,5 m x 7,5 m interior. Los marcos exteriores conforman el sistema resistente a cargas laterales mientras que los marcos interiores corresponden a marcos gravitacionales. La Fig. 5 muestra una isométrica general, una vista de la planta y una elevación del sistema resistente a cargas laterales. El material considerado para el diseño de los elementos vigas y columnas corresponde a una calidad ASTM A36.

3.2 Descripción de Diseño

De acuerdo con la práctica industrial de diseño estructural nacional el diseño consideró las siguientes cargas para el dimensionamiento de los elementos estructurales:

- Peso Propio Edificio : Aproximadamente 780 tonf para NCh2369.Of2003 y 960 tonf para la propuesta de modificación más un 10% de dichos valores para considerar conexiones y elementos de piso.
- Cargas Vivas : Sobrecarga de Plataforma de 1500 kgf/m²

Respecto a las cargas sísmicas, el método de diseño adoptado corresponde al análisis modal espectral. Se ha considerado como masa sísmica un 100% de la cargas de peso propio más un 80% de las sobrecargas de plataforma. Luego de los análisis dinámicos La Tabla 5 presenta los parámetros de diseño sísmico obtenidos luego de la aplicación de la normativa actual y de la propuesta de modificación.

El diseño de ambos sistemas consideró el método de diseño de resistencias admisibles (ASD). La Tabla 6 presenta el resultado de los perfiles obtenidos así como también los máximos factores de utilización obtenidos.

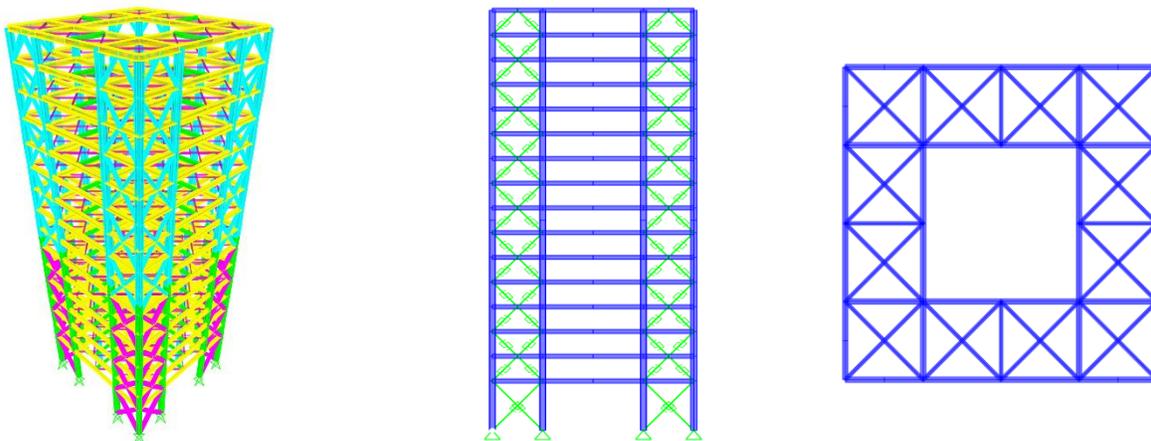


Fig. 5 – Edificio en Estudio

Tabla 5 – Parámetros Diseño Sísmico.

Parámetro		NCh2369.Of2003	NCh2369/2018
		(Actual)	(Propuesta)
Factor Importancia	I	1.2	1.2
Factor Mod. Resp.	R	5	5
Amortiguamiento	[%]	3	3
Coef. Sísm. Mínimo	C _{mín}	0.10	0.10
Coef. Sísm. Máximo	C _{máx}	0.23	0.23
Período primer modo	T [seg]	1.90	1.29
Masa primer modo	M [%]	68.1	72.6
Peso estructural Marco	PP [tonf]	780	960
Peso Sísm. "lateral"	Ws [tonf]	3820	4000
Corte Sísm. de diseño	Eh [tonf]	231	279
Fuerza Sísm. Vertical	Ev [tonf]	1240	1280
Amplificación Corte Basal	α	1.98	1.72

Tabla 6 – Resumen de diseño

Elemento	Nivel*	NCh2369 Actual		Anteproyecto NCh2369	
		Perfil	FU	Perfil	FU
Columna Exterior	1 a 8	HN 45x241	0.92	HE 60x667	0,95
	9 a 16	HN 45x152	0.81	HE 60x386	0,72
Columna Interior	1 a 8	HN 45x275	0.72	HN 45x275	0,96
	9 a 16	HN 45x152	0.65	HN 45x152	0,86
Arriostramiento vertical	1 a 8	HN 30x92,2	0,62	HN 30x92,2	0,74
	9 a 16	HN 20x33,8	0,68	HN 20x33,8	0,58

Dentro del proceso de diseño y debido a la envergadura del edificio, particular atención se debe considerar en el control de deformaciones del sistema. La Fig.6 muestra los drift o distorsiones de entrepiso computados para la estructura diseñada en base a la normativa vigente tanto para las demandas de deformación de acuerdo a las disposiciones actuales y a las nuevas propuestas. Se indica también las distorsiones de entrepiso obtenidas para la estructura diseñada en base a la propuesta de modificación para las demandas de deformación de dicho documento.

3.3 Análisis de Respuesta no lineal en el tiempo

Los análisis, de tipo 3D, consideran los mismos registros y niveles de demandas indicados en 2.3 pero esta vez compatibilizándolos al espectro de diseño elástico de NCh2745:2013 [11] para Zona sísmica 3 y suelo tipo II. A modo de ejemplo se muestra en la Fig. 6. uno de los ajustes espectrales realizados. El

modelo estructural considera las mismas definiciones indicadas en 2.3 con la salvedad que en este análisis no se ha considerado a los elementos columnas y vigas como elementos de respuesta lineal.

Luego de los análisis dinámicos la Fig.7 muestra las historia de carga axial versus momento obtenidas en las columnas esquinas de ambos sistemas estructurales. Se presenta las columnas del primer y octavo nivel con sus respectivas curvas de resistencia plástica.

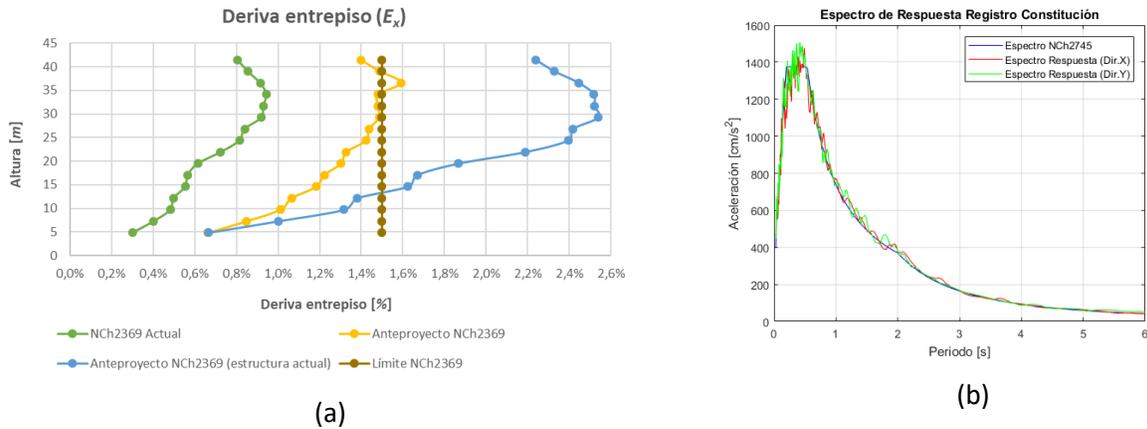


Fig. 6 – (a) Drift de pisos Etapa Diseño – (b) Espectros Registros Artificiales

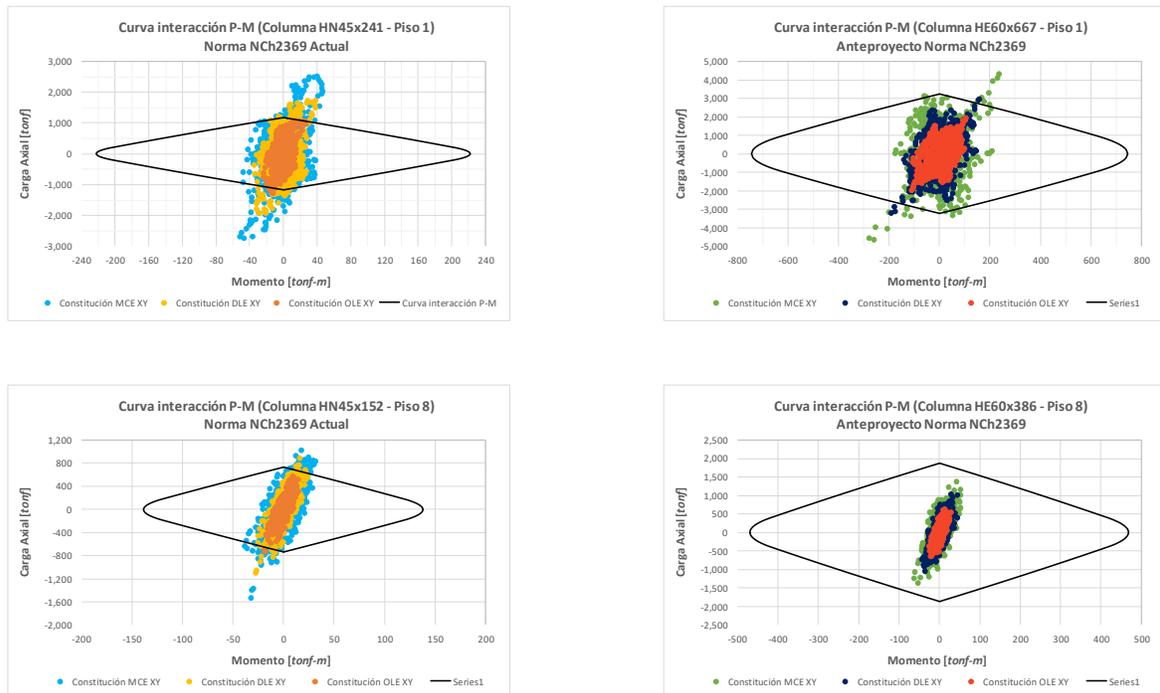


Fig. 7 – Historia de Carga Axial-Momento Flector Columnas Esquina Primer y Octavo Nivel

4 Resultados y Comentarios

Luego de la generación de los diseños y de los análisis de respuesta en el tiempo es posible comentar lo siguiente:

- Marco Arriostrado Concéntrico 3 Niveles - V invertida

- Desde el punto de vista del diseño la aplicación de la propuesta de modificación de NCh2369 aumentó el peso del sistema resistente lateral en un 13%, lo que en términos globales corresponde a un aumento del 6% del peso total del edificio aproximadamente. Este aumento menor es debido principalmente al aumento del peso de las vigas que conectan a las diagonales de arriostamiento. Sin embargo, las propiedades dinámicas y por tanto las demandas sísmicas de diseño son prácticamente equivalentes en ambos diseños.
- Desde el punto de vista del desempeño estructural las nuevas disposiciones, orientadas a concentrar la demanda no lineal en los elementos de arriostamiento, demostraron una mejora sustancial respecto de la respuesta del sistema diseñado en base al código vigente. Entre otros es posible apreciar las siguientes mejoras: 1) Redistribución de las demandas inelásticas evitando o retrasando la concentración de deformación y posible desarrollo de piso blando observado en el primer nivel del sistema diseñado con las disposiciones vigentes, 2) Ciclos de histéresis más robustos con menores niveles de degradación de rigidez y resistencia, 3) Concentración de la demanda inelástica sólo en las diagonales de arriostamiento y disminución de la razón Demanda/Capacidad en las vigas que reciben a dichos elementos, 4) Comportamiento prácticamente elástico en los niveles de demanda OLE y DLE y por tanto un mejor cumplimiento de los objetivos normativos.
- Se desprende por tanto, que para el sistema en estudio la razón costo (en terminos de material) versus desempeño ha presentado mejoras relevantes en el diseño de acuerdo a la propuesta de modificación. Se espera por tanto que la aplicación de las nuevas disposiciones, al menos en pórticos arriostados de estas características, demanden esfuerzos menores de reparación luego de un evento severo (tanto desde el punto de vista de elementos estructurales como no estructurales) y por ende puestas en marcha más rápidas luego de grandes terremotos.

- Marco Arriostrado Concéntrico 16 Niveles - X dos niveles

- Desde el punto de vista del diseño la aplicación de la propuesta de modificación de NCh2369 aumentó el peso del sistema resistente lateral en un 65%, lo que en términos globales corresponde a un aumento del 25% del peso total del edificio aproximadamente. Desde el punto de vista de las propiedades dinámicas se observa una rigidización importante en el diseño basado en la propuesta de modificación (periodo 44% menor), sin embargo, debido al control del corte mínimo los coeficientes sísmicos son similares. El aumento en el peso propio del edificio se debe principalmente a dos efectos: 1) El aumento importante en las demandas de deformación definidas en la propuesta de modificación, ya que, debido a las características del edificio este presenta una deformada asimilable a un elemento en cantilever (deformación flexural), las que deben ser controladas a través del aumento de la sección de las columnas externas y 2) producto de la consideración de una combinación de carga amplificada por el coeficiente 0.7R (asimilable al factor de sobre-resistencia de códigos norteamericanos), efecto que se ve aumentado en las columnas externas por el aumento de rigidez axial relativa con respecto a las columnas internas (debido al control de desplazamientos) y por ende una colección mayor de demanda axial.
- Desde el punto de vista del desempeño, es posible observar una concentración mayor de demanda inelástica en las diagonales de arriostamiento del sistema diseñado de acuerdo a las nuevas disposiciones, sin embargo, las deformaciones globales de este edificio son menores a las de su homólogo en base a la normativa vigente (para todos los niveles de demanda) y por ende se espera

una mejor comportamiento de los contenidos susceptibles de deformaciones del edificio. Por otro lado, es posible observar que el aumento de la carga axial de diseño para las columnas logró establecer que prácticamente en todos los diferentes niveles de demanda (MCE, DLE, OLE) las columnas del edificio en base a la propuesta no superaran su capacidad plástica, resultado absolutamente distinto al obtenido en el edificio diseñado de acuerdo al código vigente. Es importante establecer que la redistribuciones de esfuerzos producto del comportamiento inelástico de las columnas no fue considerado en los análisis de estos edificios y por tanto más análisis en esa dirección son requeridos. De la misma forma el comportamiento histerético de las bases de columnas fue despreciado en ambos casos.

- Se desprende un comportamiento favorable en el edificio en base a la actualización del código, sin embargo, en esta configuración los costos de la materialidad son bastante más relevantes que en la configuración estudiada anteriormente. Particular atención hay que tomar con respecto a las nuevas definiciones para el computo de los desplazamientos a los que serán sometidos las nuevas edificaciones, se cree necesario realizar una análisis más profundo en esta área debido al fuerte impacto que puede generar en estructuras flexibles y por cierto en análisis de rehabilitación estructural de edificios existentes.

5 Referencias

- [1] Instituto Nacional de Normalización INN-CHILE. NCh 2369.Of2003 *Diseño sísmico de estructuras e instalaciones industriales*.
- [2] Montecinos, R. Evaluación de la norma NCh2369.Of2003: diez años de uso. Artículo XI Congreso chilenos de sismología e ingeniería sísmica ACHISINA. 18-20 Marzo. Santiago Chile, 2015.
- [3] USGS sitio web <https://earthquake.usgs.gov/earthquakes/browse/largest-world.php>. Visitado 04/01/2018
- [4] Blume, J. A., 1963. *A Structural-Dynamic Analysis of Steel Plant Structures Subjected to the May 1960 Chilean Earthquakes*. *Bulletin of the Seismological Society of America*. Vol. 53.
- [5] Diseño Sísmico de Instalaciones Industriales, Estado del Arte en Chile, E. Arze L., *Gas. Jornadas 348 Chilenas de Sismología e Ingeniería Antisísmica*, Santiago 1993.
- [6] American Institute for Steel Construction (AISC), 2016. *Seismic Provisions for Structural Steel Buildings, ANSI/AISC 341-16*, Chicago, IL.
- [7] Peña, Medalla, López-García, Illanes, 2017. NCh2369 vs ASCE7 - STRENGTH vs DUCTILITY? INDUSTRIAL STEEL BRACED FRAMES. 16th *World Conference on Earthquakes Engineering*, Santiago Chile, 2016.
- [8] Decreto Supremo N°61, 2011, *Ministerio de Vivienda y Urbanismo*. Reglamento que fija del diseño sísmico de edificios.
- [9] Bruneau, M., Uang, C.-M., Sabelli, R. (2011): *Ductile Design of Steel Structures*. McGraw-Hill, USA.
- [10] Dowell, O.K., Seible, F. and Wilson, E.L., 1998. Pivot hysteresis model for reinforced concrete members. *ACI Structural Journal*, 95, pp.607-617.
- [11] Instituto Nacional de Normalización INN-CHILE. NCh 2745:2013 *Análisis Edificios con Aislación Sísmica*.