



UNIVERSIDAD DE CONCEPCIÓN
FACULTAD DE INGENIERÍA
DEPARTAMENTO DE INGENIERÍA CIVIL



**EVALUACIÓN DE DESEMPEÑO SÍSMICO DE EDIFICIO DE SOPORTE PARA
COLECTOR DE POLVO DISEÑADO SEGÚN NCh2369:2023**

POR

Sebastián Benjamín Sanhueza Yévenes

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

Profesor Guía
Rodrigo Silva Muñoz

Profesional Supervisor
Víctor Aguilar Vidal

Marzo 2024
Concepción (Chile)

© 2024 Sebastián Benjamín Sanhueza Yévenes

© 2024 Sebastián Benjamín Sanhueza Yévenes

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

DEDICATORIA

Dedicado a mis padres, quienes me brindaron la educación que ninguna universidad puede impartir. A mi abuela, cuya sola presencia es capaz de levantar mi ánimo.

A mis amigos, Claudio, Benjamín, Marcelo y Bastián. Algún día nos iremos a juntar.

A Roxana, por su amor, paz y refugio en los momentos en que más lo necesitaba.

Finalmente, dedicado a Luis y Eusebia, me hubiera encantado compartir esto con ustedes.

AGRADECIMIENTOS

Agradezco a SIBER-RISK project: Simulation Based Earthquake Risk and Resilience of Interdependent Systems and Networks ANID/FONDECYT/1170836 por la base de datos entregada de terremotos de gran magnitud ocurridos en territorio nacional.

Al profesor Rodrigo Silva, por su disposición para resolver dudas en todo momento y por el apoyo y confianza sobre todo este último año mientras fui su ayudante.

A los profesores Cristián Urzúa y Miguel Medalla, por su disponer de su tiempo y conocimientos para hacer posible este trabajo.

RESUMEN

Los terremotos han sido una constante en la historia de Chile, que con el pasar del tiempo, han pasado a formar parte de la identidad colectiva de los chilenos. Para abordar estos eventos sísmicos desde la ingeniería civil, se aplican normas sismorresistentes como la NCh2369 "Diseño sísmico de estructuras e instalaciones industriales", cuya primera edición fue oficializada en 2003. La filosofía del diseño industrial chileno se fundamenta en la sobrerresistencia y una ductilidad moderada, con la esperanza de no tener que utilizarla en absoluto. Dentro de este contexto, los fusibles sísmicos desempeñan un papel esencial como elementos disipadores de energía. Después del terremoto de Maule 2010, se identificaron falencias en la norma, lo que, sumado a nuevos conocimientos y herramientas de análisis, impulsó una actualización de la normativa. Esta actualización incorpora nuevas formas espectrales, que provienen de un análisis formal de la amenaza sísmica, cambios de los límites de compacidad, y la aplicación de cargas sísmicas reducidas amplificadas por $0.7R_1 \geq 1.0$, como un criterio unificado para diseñar los miembros que no tienen como objetivo disipar energía.

El objetivo principal de este trabajo es evaluar el desempeño sísmico del Edificio de Soporte para Colector de Polvo constituido en base a marco arriostrados y marcos resistentes a momento. Para lograr esto primero se diseñó de acuerdo con las disposiciones de la actualización de la NCh2369 y posteriormente se realizó un análisis no lineal de tiempo-historia considerando la no linealidad de los arriostramientos y vigas en marcos de momento, para dos escenarios de demanda sísmica: nivel de diseño (SDI) y nivel de sismo máximo probable (SMP).

El diseño lineal resultó con una significativa sobrerresistencia, la cual se logra con un factor $R=2$. Las diagonales se conformaron por perfiles tipo cajón HSS, debido a que cumplen de mejor manera con los nuevos límites de compacidad. Por otro lado, la configuración de los pernos de anclaje quedó controlada por un solo anclaje, práctica común en el diseño industrial, lo que deja sobredimensionado al resto de los anclajes. En el análisis no lineal, la estructura trabajó en su rango de sobrerresistencia, utilizando muy poca ductilidad. Las columnas sísmicas presentaron factores de utilización elevados y podrían implicar la necesidad de incorporar rótulas plásticas en la modelación. En trabajos futuros se debe estudiar el efecto de la plastificación de pernos de anclaje en la disipación de energía para bases empotradas.

ABSTRACT

Earthquakes have been a constant in the history of Chile, which over time have become part of the collective identity of Chileans. To address these seismic events from civil engineering, seismic standards are applied such as NCh 2369 "Seismic design of industrial structures and facilities", whose first edition was made official in 2003. The philosophy of Chilean industrial design is based on over-resistance and ductility moderately, hoping not to have to use it at all. Within this context, seismic fuses play an essential role as energy-dissipating elements. After the 2010 Maule Earthquake, shortcomings in the regulation were identified, which, added to new knowledge and analysis tools, prompted an update of the regulations. This update incorporates new spectral shapes derived from a formal analysis of seismic hazards, as well as changes to compactness limits and the application of reduced seismic loads amplified by $0.7R1 \geq 1.0$, serving as a unified criterion for designing members not intended for energy dissipation.

The main objective of this work is to evaluate the seismic performance of the Dust Collector Support Building made up of braced frames and moment-resistant frames. To achieve this, it was first designed in accordance with the provisions of the NCh2369 update and subsequently a non-linear time-history analysis was carried out considering the non-linearity of the bracing and beams in moment frames, for two seismic demand scenarios: design level (SDI) and probable maximum earthquake level (SMP).

The linear design resulted in significant overstrength, achieved with a factor $R=2$. The diagonals were made of HSS profiles because they better comply with the new compactness limits. On the other hand, the configuration of the anchor bolts was controlled by a single anchor, a common practice in industrial design, which leaves the rest of the anchors oversized. In the nonlinear analysis, the structure worked in its overstrength range, using very little ductility. The seismic columns presented high utilization factors and could imply the need to incorporate plastic hinges in the modeling. In future work, the effect of plasticizing anchor bolts on energy dissipation for embedded bases should be studied.

TABLA DE CONTENIDOS

CAPÍTULO 1. INTRODUCCIÓN.....	1
1.1. Motivación.....	1
1.2. Objetivos.....	3
1.2.1. Objetivo general.....	3
1.2.2. Objetivos específicos	3
1.3. Edificio de Soporte para Colector de Polvo	4
1.4. Organización del trabajo.....	6
CAPÍTULO 2. MARCO TEÓRICO Y METODOLOGÍA.....	7
2.1. Introducción.....	7
2.2. Diseño estructural industrial en Chile	7
2.3. Cambios normativos	8
2.3.1. Filosofía de la actualización.....	8
2.3.2. Nuevas Disposiciones	8
2.3.3. Capítulo 4: Disposiciones de aplicación general	8
2.3.4. Capítulo 5: Análisis sísmico	9
2.3.5. Capítulo 6: Desplazamientos debido a la acción sísmica	9
2.3.6. Capítulo 8: Disposiciones para estructuras de acero.....	10
2.3.7. Capítulo 9: Disposiciones para estructuras de hormigón armado.....	11
2.4. Diseño lineal	11
2.4.1. Verificación de resistencia estructural	11
2.4.2. Verificación de serviciabilidad	14
2.5. Análisis no lineal dinámico (tiempo-historia)	14
2.5.1. Modelo no lineal de arriostramientos verticales	20

2.5.2. Modelo no lineal de vigas en marcos de momento.....	24
2.6. Conclusiones.....	26
CAPÍTULO 3. DISEÑO LINEAL	27
3.1. Introducción.....	27
3.2. Modelo estructural	27
3.3. Materiales	28
3.4. Estados de carga	28
3.4.1. Carga muerta.....	28
3.4.2. Carga viva	29
3.4.3. Carga de viento	29
3.4.4. Carga sísmica.....	30
3.4.5. Resumen cargas	33
3.5. Combinaciones de carga.....	34
3.6. Verificación esbeltez global y local.....	36
3.7. Verificación serviciabilidad.....	36
3.7.1. Verificación deflexiones	36
3.7.2. Verificación <i>drift</i> sísmico	37
3.8. Verificación resistencia estructural	38
3.9. Anclaje estructura-fundación.....	40
3.10. Conclusiones.....	42
CAPÍTULO 4. EVALUACIÓN DE DESEMPEÑO.....	43
4.1. Introducción.....	43
4.2. Deformación en arriostramientos	43
4.3. Deformación en vigas.....	49
4.4. <i>Drift</i> sísmico	56

4.5. Factor de utilización de columnas sísmicas.....	59
4.6. Factores de desempeño sísmico.....	60
4.7. Conclusiones.....	64
CAPÍTULO 5. CONCLUSIONES.....	65
REFERENCIAS	67
ANEXO A. CARGAS Y SECCIONES EN ESTRUCTURA.....	70
A.1. Cargas aplicadas al modelo estructural en SAP2000	70
A.2. Secciones resultantes del diseño lineal	78
ANEXO B. VERIFICACIÓN DE RESISTENCIA	85
B.1. Factores de utilización para carga sísmica de diseño.....	85
B.2. Factores de utilización para carga sísmica amplificada por $0.7R_1 \geq 1.0$	92
ANEXO C. AMENAZA SÍSMICA	98
C.1. Metodología de selección	98
C.2. Evaluación de la amenaza.....	98
C.3. Base de datos.....	101
C.4. Selección de Registros	101
C.5. Nivel SDI, $T = 0.45$ [s]	103
C.6. Nivel SDI, $T = 0.12$ [s]	104
C.7. Nivel SMP.....	104
ANEXO D. MODELAMIENTO NO LINEAL	105
D.1. Arriostramientos verticales.....	105
D.2. Rótulas plásticas en vigas de marcos de momento.....	108
ANEXO E. REGISTROS SISMICOS	110
ANEXO F. CONEXIONES Y DESBALANCE.....	114
F.1. Conexiones	114

F.2. Desbalance plástico 120

INDÍCE DE FIGURAS

Figura 1.1. Falla típica de pedestales. (Peña & Montecinos, 2020).....	2
Figura 1.2. Fluencia pernos de anclaje. (Soules et al., 2016).....	2
Figura 1.3. Rotura pernos de anclajes. (Montecinos, 2012).....	2
Figura 1.4. Pandeo global de diagonales producto de pandeo local (Montecinos, 2012).....	2
Figura 1.5. Fractura arriostramiento. (Peña & Montecinos, 2020)	3
Figura 1.6. Falla arriostramiento por bloque de corte. (Montecinos, 2012)	3
Figura 1.7. Vista frontal Edificio de Soporte para Colector de Polvo	5
Figura 1.8. Vista anterior Edificio de Soporte para Colector de Polvo.....	5
Figura 2.1. Esquema indicativo de cargas de diseño para miembros en marcos arriostrados según comportamiento esperado.	13
Figura 2.2 Esquema indicativo de cargas de diseño para miembros en marcos rígidos según comportamiento esperado.	13
Figura 2.3 <i>Bracketed duration</i> en las tres componentes de registro sísmico.	15
Figura 2.4 Definición de función <i>Ramp</i> en SAP2000.....	17
Figura 2.5 Peso sísmico en caso no lineal integración directa.	17
Figura 2.6 Incorporación de registros sísmicos para caso no lineal por integración directa.....	18
Figura 2.7 Incorporación de registros sísmicos para caso lineal modal FNA.....	19
Figura 2.8 Parámetros de modelación y criterios de aceptación para diagonales según ASCE 41-17 (ASCE, 2017).	20
Figura 2.9 Largo entre líneas de plastificación para arriostramientos.	21
Figura 2.10 Zona de rótula plástica en plancha gusset para pandeo de arriostramiento fuera del plano (Astaneh-Asl <i>et al.</i> , 2006).	22
Figura 2.11 Curva monotónica paramétrica fuerza-deformación para arriostramientos verticales. ...	22
Figura 2.12 Curva histerética para modelo tipo pivote en arriostramientos verticales.	23

Figura 2.13 Curva esqueleto de rótulas en vigas de marcos de momento.	25
Figura 2.14 Parámetros de modelación y criterios de aceptación para rótulas plásticas en vigas según ASCE 41-17 (ASCE, 2017).	25
Figura 3.1 Vista isométrica del modelo estructural en SAP2000 con visualización de <i>releases</i>	27
Figura 3.2 Espectro de diseño de la NCh2369:2023 y NCh2369:2003.	32
Figura 3.3 Deformaciones sísmicas para marco longitudinal.	38
Figura 3.4 Deformaciones sísmicas para marco transversal.	38
Figura 3.5 Factores de utilización para combinaciones de diseño por método LRFD.	39
Figura 3.6 Factores de utilización para combinaciones de diseño por método LRFD con carga sísmica amplificada por $0.7R_1 \geq 1.0$	40
Figura 3.7 Nomenclatura para nodos en la base (anclajes).	41
Figura 3.8 Detalle típico de placa base.	41
Figura 4.1 Deformación normalizada en compresión de arriostramientos de marcos en dirección X para nivel SDI.	44
Figura 4.2 Deformación normalizada en tracción de arriostramientos de marcos en dirección X para nivel SDI.	45
Figura 4.3 Deformación normalizada en compresión de arriostramientos de marcos en dirección X para nivel SMP.	45
Figura 4.4 Deformación normalizada en tracción de arriostramientos de marcos en dirección X para nivel SMP.	46
Figura 4.5 Deformación normalizada en compresión de arriostramientos de marcos en dirección Y para nivel SDI.	47
Figura 4.6 Deformación normalizada en tracción de arriostramientos de marcos en dirección Y para nivel SDI.	48
Figura 4.7 Deformación normalizada en compresión de arriostramientos de marcos en dirección Y para nivel SMP.	48

Figura 4.8 Deformación normalizada en tracción de arriostramientos de marcos en dirección Y para nivel SMP.....	49
Figura 4.9 Deformada con rótulas en plastificación para nivel SDI, para (a) registro 2, (b) registro 5, (c) registro 16 y (d) registro 21.	50
Figura 4.10 Relaciones momento-rotación en SAP2000 para rótulas con máxima rotación plástica para nivel SDI en (a) registro 2, (b) registro 5, (c) registro 16 y (d) registro 21.....	51
Figura 4.11 Deformada con rótulas en plastificación para nivel SMP, para (a) registro 1, (b) registro 2, (c) registro 4, (d) registro 5, (e) registro 8, (f) registro 16, (g) registro 17 y (h) registro 21.....	53
Figura 4.12 Relaciones momento-rotación en SAP2000 para rótulas con máxima rotación plástica para nivel SMP en (a) registro 1, (b) registro 2, (c) registro 4, (d) registro 5, (e) registro 8, (f) registro 16, (g) registro 17 y (h) registro 21.	55
Figura 4.13 <i>Drift</i> en dirección X para nivel SDI.....	57
Figura 4.14 <i>Drift</i> en dirección Y para nivel SDI.....	57
Figura 4.15 <i>Drift</i> en dirección X para nivel SMP.	58
Figura 4.16 <i>Drift</i> en dirección Y para nivel SMP.	58
Figura 4.17 Factores de utilización para columnas sísmicas a nivel SDI.	59
Figura 4.18 Factores de utilización de columnas sísmicas para nivel SMP.....	60
Figura 4.19 Factor de modificación de la respuesta por ductilidad para los registros a nivel SDI...	61
Figura 4.20 Factor de sobrerresistencia para los registros a nivel SDI.	61
Figura 4.21 Factor de reducción de la respuesta para los registros a nivel SDI.....	62
Figura 4.22 Factor de modificación de la respuesta por ductilidad para los registros a nivel SMP. .	63
Figura 4.23 Factor de sobrerresistencia para los registros a nivel SMP.	63
Figura 4.24 Factor de reducción de la respuesta para los registros a nivel SMP.....	64
Figura A.1 Peso propio de <i>grating</i> aplicado al modelo estructural [kgf/m ²].	72
Figura A.2 Peso propio de instalaciones aplicado al modelo estructural [kgf/m ²].	72
Figura A.3 Peso propio de polvo aplicado al modelo estructural [kgf/m ²].	73

Figura A.4 Peso propio de costaneras aplicado al modelo estructural [kgf/m ²].	73
Figura A.5 Peso propio de cubierta aplicado al modelo estructural [kgf/m ²].	74
Figura A.6 Peso propio de barandas aplicado al modelo estructural [kgf/m].	74
Figura A.7 Peso propio de equipos aplicado al modelo estructural [kgf].	75
Figura A.8 Sobrecarga de mantención aplicada al modelo estructural [kgf/m ²].	75
Anexo A.9 Sobrecarga de techo aplicada al modelo estructural [kgf/m ²].	76
Figura A.10 Carga de viento (+WXp1+1) aplicada al modelo estructural [kgf/m ²].	76
Figura A.11 Carga de viento (+WYp1+1) aplicada en el modelo estructural [kgf/m ²].	77
Figura A.12 Plataforma en planta en Z=4700 [mm].	78
Figura A.13 Plataforma en planta en Z=6600 [mm].	79
Figura A.14 Plataforma en planta en Z=8600 [mm].	79
Figura A.15 Vista en planta en Z=12800 [mm].	80
Figura A.16 Planta de techo en Z=19275 [mm].	80
Figura A.17 Elevación en eje QK' para X=0 [mm].	81
Figura A.18 Elevación en X=2500 [mm].	81
Figura A.19 Elevación en eje QF1 para X=5115 [mm].	82
Figura A.20 Elevación en eje QF' para X=7900 [mm].	82
Figura A.21 Elevación en eje Q17' para Y= -800 [mm].	83
Figura A.22 Elevación en eje Q18A para Y=700 [mm].	83
Figura A.23 Elevación en eje Q19B para Y=4200 [mm].	84
Figura B.1 Factores de utilización en Z=4700 [mm] para combinaciones de carga LRFD considerando carga sísmica de diseño.	85
Figura B.2 Factores de utilización en Z=8600 [mm] para combinaciones de carga LRFD considerando carga sísmica de diseño.	86
Figura B.3 Factores de utilización en Z=12800 [mm] para combinaciones de carga LRFD considerando carga sísmica de diseño.	86

Figura B.4 Factores de utilización en $Z=19275$ [mm] para combinaciones de carga LRFD considerando carga sísmica de diseño.....	87
Figura B.5 Factores de utilización en $X=0$ [mm] para combinaciones de carga LRFD considerando carga sísmica de diseño.	88
Figura B.6 Factores de utilización en $X=2500$ [mm] para combinaciones de carga LRFD considerando carga sísmica de diseño.	88
Figura B.7 Factores de utilización en $X=5115$ [mm] para combinaciones de carga LRFD considerando carga sísmica de diseño.	89
Figura B.8 Factores de utilización en $X=7900$ [mm] para combinaciones de carga LRFD considerando carga sísmica de diseño.	89
Figura B.9 Factores de utilización en $Y=-800$ [mm] para combinaciones de carga LRFD considerando carga sísmica de diseño.	90
Figura B.10 Factores de utilización en $Y=700$ [mm] para combinaciones de carga LRFD considerando carga sísmica de diseño.	90
Figura B.11 Factores de utilización en $Y=4200$ [mm] para combinaciones de carga LRFD considerando carga sísmica de diseño.....	91
Figura B.12 Factores de utilización en $Z=4700$ [mm] para combinaciones de carga LRFD considerando carga sísmica amplificada por $0.7R_1 \geq 1.0$	92
Figura B.13 Factores de utilización en $Z=8600$ [mm] para combinaciones de carga LRFD considerando carga sísmica amplificada por $0.7R_1 \geq 1.0$	92
Figura B.14 Factores de utilización en $Z=12800$ [mm] para combinaciones de carga LRFD considerando carga sísmica amplificada por $0.7R_1 \geq 1.0$	93
Figura B.15 Factores de utilización en $Z=19275$ [mm] para combinaciones de carga LRFD considerando carga sísmica amplificada por $0.7R_1 \geq 1.0$	93
Figura B.16 Factores de utilización en $X=0$ [mm] para combinaciones de carga LRFD considerando carga sísmica amplificada por $0.7R_1 \geq 1.0$	94
Figura B.17 Factores de utilización en $X=2500$ [mm] para combinaciones de carga LRFD considerando carga sísmica amplificada por $0.7R_1 \geq 1.0$	94

Figura B.18 Factores de utilización en X=5115 [mm] para combinaciones de carga LRFD considerando carga sísmica amplificada por $0.7R_1 \geq 1.0$	95
Figura B.19 Factores de utilización en X=7900 [mm] para combinaciones de carga LRFD considerando carga sísmica amplificada por $0.7R_1 \geq 1.0$	95
Figura B.20 Factores de utilización en Y=-800 [mm] para combinaciones de carga LRFD considerando carga sísmica amplificada por $0.7R_1 \geq 1.0$	96
Figura B.21 Factores de utilización en Y=700 [mm] para combinaciones de carga LRFD considerando carga sísmica amplificada por $0.7R_1 \geq 1.0$	96
Figura B.22 Factores de utilización en Y=4200 [mm] para combinaciones de carga LRFD considerando carga sísmica amplificada por $0.7R_1 \geq 1.0$	97
Figura C.1 Ubicación sitio en estudio (izquierda) y posicionamiento en Plataforma de Amenaza (derecha).	99
Figura C.2 Espectro de Amenaza Uniforme (UHS) para nivel de diseño y nivel de sismo máximo considerado.	100
Figura C.3 Registros con menor SSE.	103
Figura C.4 Registros amplificados por factor de escalamiento 1.	103
Figura C.5 Espectro y ajuste final de 11 registros, demanda SDI y T = 0.45 [s].	103
Figura C.6 Registros con menor SSE.	104
Figura C.7 Registros amplificados por factor de escalamiento 1.	104
Figura C.8 Espectro y ajuste final de 11 registros, demanda SDI y T = 0.45 [s].	104
Figura D.1 Nomenclatura de arriostramientos no lineales en marcos transversales (dirección Y).	105
Figura D.2 Nomenclatura de arriostramientos no lineales en marcos longitudinales (dirección X).	106
Figura D.3 Curvas monotónicas para arriostramientos modelados como elementos no lineales. ...	107
Figura D.4 Nomenclatura para rótulas plásticas tipo <i>Hinge</i> ingresadas en SAP2000.	108
Figura D.5 Ubicación de rótula plástica en la viga.	109
Figura F.1 Conexión en eje Q18A para Z=0 [mm].	114

Figura F.2 Conexión en eje Q18A para $Z=2350$ [mm].	115
Figura F.3 Conexión en eje Q18A para $Z=4700$ [mm].	115
Figura F.4 Conexión en eje Q18A para $Z=8600$ [mm].	116
Figura F.5 Conexión en eje Q18A para $Z=11125$ [mm].	116
Figura F.6 Conexión en eje Q18A para $Z=12800$ [mm].	117
Figura F.7 Conexión en eje QF' para $Z=8600$ [mm].	117
Figura F.8 Conexión en eje QF' para $Z=11125$ [mm].	118
Figura F.9 Conexión en eje QF' para $Z=12800$ [mm].	118
Figura F.10 Conexión en eje QF' para $Z=15775$ [mm].	119
Figura F.11 Puntales verificados para desbalance plástico en eje a) QF' y b) Q18A.	120
Figura F.12 Diagrama de cuerpo libre para desbalance plástico.	121

INDÍCE DE TABLAS

Tabla 3.1 Propiedades mecánicas del acero estructural ASTM A36.	28
Tabla 3.2 Propiedades mecánicas del hormigón G25.	28
Tabla 3.3 Parámetros para cargas de viento según la NCh432.	30
Tabla 3.4 Parámetros sísmicos de diseño para análisis estático y análisis modal espectral.	31
Tabla 3.5 Resultados del análisis modal para la estructura.	32
Tabla 3.6 Resumen de las reacciones basales para las cargas de diseño aplicadas.	33
Tabla 3.7 Resumen de reacciones basales para cargas de viento.	34
Tabla 3.8 Esbeltez global y local para elementos fusibles.	36
Tabla 3.9 Deflexiones para cargas gravitacionales.	37
Tabla 3.10 Resumen de deformaciones sísmicas para ambas direcciones de análisis.	37
Tabla 3.11 Cargas de diseño y factores de utilización para elementos de anclaje.	42
Tabla 4.1 Rotación máxima para registros que inducen plastificación.	55
Tabla A.1 Cargas muertas y vivas utilizadas para el diseño.	70
Tabla A.2 Presiones de viento de diseño en dirección normal a la cumbrera (+Y).	71
Tabla A.3 Presiones de viento de diseño en dirección normal a la cumbrera (-Y).	71
Tabla A.4 Presiones de viento de diseño en dirección normal a la cumbrera (+X=-X).	71
Tabla D.1 Propiedades y asignaciones de links tipo MLP para arriostramientos verticales.	106
Tabla D.2 Parámetros para definir la curva momento – rotación.	109
Tabla E.1 Propiedades de registros sísmicos para nivel SDI asociados a $T = 0.45$ [s].	110
Tabla E.2 Propiedades de registros sísmicos para nivel SDI asociados a $T = 0.12$ [s].	111
Tabla E.3 Propiedades de registros sísmicos para nivel SMP asociados a $T = 0.45$ [s].	112
Tabla E.4 Propiedades de registros sísmicos para nivel SMP asociados a $T = 0.12$ [s].	113
Tabla F.1 Resultados para verificación de desbalance plástico	121

CAPÍTULO 1. INTRODUCCIÓN

1.1. Motivación

Ubicado en el cinturón de fuego del Pacífico, Chile es uno de los países con mayor actividad sísmica en el mundo. El proceso subductivo de las placas oceánicas de Nazca y Antártica bajo la placa Sudamericana propicia reiterados movimientos telúricos de diversa magnitud que, con el pasar de los años, han pasado a formar parte de la identidad colectiva de los chilenos.

El registro de estos eventos sísmicos es imprescindible para la formulación de metodologías que permitan afrontar sus potenciales efectos destructivos. El caso más reciente de mayor impacto es el terremoto del Maule de 2010, que afectó la zona comprendida entre las regiones de Valparaíso y Biobío y permitió calibrar los requisitos en las normativas sísmicas vigentes hasta ese entonces.

En virtud de lo anterior, una de las normas que fueron sujetas a modificaciones fue la NCh2369, oficializada en 2003, orientada al diseño sísmico de estructuras industriales y cuya filosofía se basa en mantener la continuidad de operación dotando de sobrerresistencia a la estructura.

El tipo y cuantía de los daños observados, pese al restrictivo acceso a las industrias, permitió concluir que las instalaciones diseñadas correctamente según la NCh2369 de 2003 o criterios de diseño equivalentes tuvieron buen desempeño frente al terremoto, pero no quedaron exentas de daños.

En cuanto al anclaje de la estructura a las fundaciones, se detectaron fallas por corte en los pedestales de hormigón que, en general, se debían a la deficiente colocación de refuerzo transversal y/o al cabeceo de la columna debido a la elongación de los pernos de anclaje. En la Figura 1.1 se muestra una falla típica de pedestales. Otro comportamiento observado, precisamente, fue la fluencia de los pernos de anclaje en estructuras y equipos (véase Figura 1.2), lo cual es un comportamiento deseado, puesto que uno de los mecanismos de disipación de energía sísmica es la deformación inelástica de los pernos y, para dichos efectos, se expone parte del perno mediante sillas de anclaje para inducir la plastificación. No obstante, se espera que estos no alcancen la rotura, como se muestra en la Figura 1.3.

En lo que respecta a diagonales, se pueden mencionar algunas fallas típicas. Después del terremoto se observaron numerosos casos de inestabilidad local, donde fueron reiteradas las fallas en ángulos plegados en XL, lo cual es de particular interés puesto que son muy utilizados en la práctica nacional para diagonales sísmicas (Montecinos, 2012). En algunos casos, las diagonales pandeadas sufrieron

un pandeo global secundario propiciado por el pandeo local de la sección (véase Figura 1.4). Si bien, el pandeo de arriostramientos verticales es un comportamiento buscado, dado que permite disipar energía, es importante que sea controlado y que no incurra en la fractura de la diagonal, como se observa en la Figura 1.5.

También, se observaron, aunque en menor medida, modos de falla en conexiones de arriostramientos como fractura en el área neta efectiva, falla por bloque de corte (véase Figura 1.6), pandeo y rotura de planchas gusset. Estas fallas se atribuyen a que las conexiones estaban mal diseñadas y/o se detallaron para el 50 [%] o 75[%] de la capacidad en tracción de la sección, ya que es un criterio que ha variado con el tiempo, como indica Montecinos (2012) y también debido a que las conexiones no se diseñan con cargas de compresión, lo que es una práctica equivocada.



Figura 1.1. Falla típica de pedestales. (Peña & Montecinos, 2020)



Figura 1.2. Fluencia pernos de anclaje. (Soules et al., 2016)



Figura 1.3. Rotura pernos de anclajes. (Montecinos, 2012)



Figura 1.4. Pandeo global de diagonales producto de pandeo local (Montecinos, 2012)



Figura 1.5. Fractura arriostramiento. (Peña & Montecinos, 2020)



Figura 1.6. Falla arriostramiento por bloque de corte. (Montecinos, 2012)

En 2023 entra en vigor la nueva versión de la norma NCh2369 que incorpora requerimientos con el propósito de prevenir y/o controlar los comportamientos mencionados anteriormente amén de actualizar los criterios de diseño conforme el estado del arte. Si bien la filosofía de diseño sigue siendo la sobrerresistencia, depender exclusivamente de esta puede converger a estructuras inherentemente frágiles. En un escenario donde la magnitud real de la demanda sísmica es incierta, es necesario proveer ductilidad y la actualización de la norma reconoce mecanismos que permitan disipar energía de forma controlada en caso de ser necesario.

1.2. Objetivos

1.2.1. Objetivo general

El objetivo principal es evaluar el desempeño sísmico de una estructura industrial bautizada como “Edificio de Soporte para Colector de Polvo”, estructurado en base a Marcos Arriostrados Concéntricamente (MAC) y Marcos Resistentes a Momento (MRM), utilizando las disposiciones de la norma NCh2369:2023 considerando la no linealidad de arriostramientos y vigas en marcos de momento.

1.2.2. Objetivos específicos

- Diseñar el Edificio de Soporte para Colector de Polvo utilizando las disposiciones de la norma NCh2369:2023.

- Realizar un análisis no lineal de tiempo-historia considerando la no linealidad de arriostramientos y vigas en marcos de momento, para dos escenarios de demanda sísmica: nivel de diseño (SDI) y nivel de sismo máximo probable (SMP).
- Obtener la deformación axial media de los arriostramientos por nivel para ambos escenarios sísmicos y compararlas con los criterios de aceptación indicados en la norma NCh2369:2023.
- Obtener la deformación rotacional máxima de vigas en marcos de momento para ambos escenarios sísmicos y compararlas con los criterios de aceptación indicados en la norma NCh2369:2023.
- Estimar el *drift* de entrepiso de las estructuras para ambos escenarios de demanda sísmica.
- Estimar el factor de utilización de las columnas para ambos escenarios de demanda sísmica
- Estimar y analizar el factor de reducción de la respuesta por ductilidad R_{μ} , el factor de sobrerresistencia Ω y factor de reducción de la respuesta R de la estructura.

1.3. Edificio de Soporte para Colector de Polvo

El Edificio de Soporte para Colector de Polvo forma parte del proyecto de ampliación de una Planta de Carbonato de Litio, propiedad de SQM. Su función radica en la recolección, separación, filtrado y ventilación de aire o gases residuales provenientes de procesos de la industria que poseen partículas potencialmente nocivas para el ambiente.

El edificio consiste en una estructura de acero de tres niveles que, para efectos de diseño, se asume completamente cerrada. En el primer nivel se apoya una subestructura que da soporte a un separador magnético, bajo el cual existe una tolva que recoge las partículas filtradas del proceso anterior. En el segundo nivel se apoya la subestructura que soporta el colector de polvo. El tercer nivel da acceso a la parte superior del colector.

La estructuración es en marcos arriostrados en el sentido longitudinal y marcos rígidos en el sentido transversal pero únicamente en los dos primeros niveles, así, el tercer nivel cuenta con marcos arriostrados distribuidos en altura y separados por puntales de acople. Esta configuración, induce un mecanismo de piso blando en el sentido transversal. Por otro lado, sólo los dos primeros niveles cuentan con un sistema de plataforma, considerando amplia redundancia estructural en cuanto a arriostramientos horizontales.

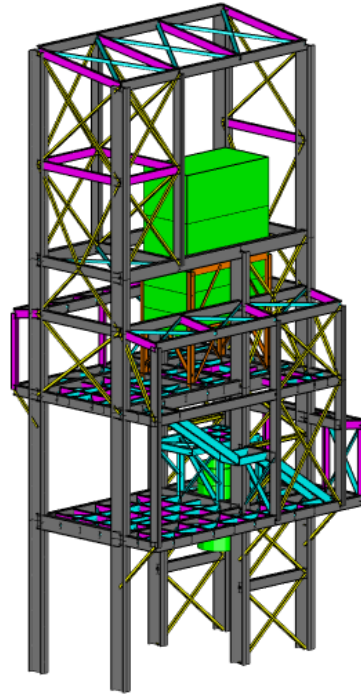


Figura 1.7. Vista frontal Edificio de Soporte para Colector de Polvo

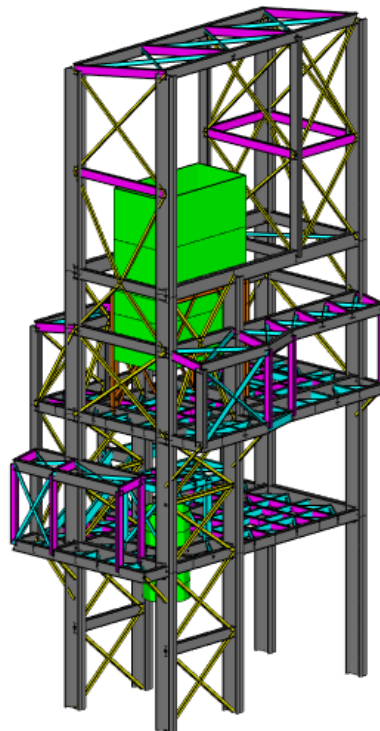


Figura 1.8. Vista anterior Edificio de Soporte para Colector de Polvo

1.4. Organización del trabajo

Este trabajo se organiza en cinco capítulos que se describen brevemente a continuación.

En el Capítulo 1: Introducción, se indica la motivación de este trabajo respecto a antecedentes históricos, los objetivos generales y específicos y la organización de la memoria.

En el Capítulo 2: Marco teórico y metodología, se presenta la filosofía de diseño estructural histórica, seguido de los cambios normativos más relevantes para este trabajo. Luego se presentan los aspectos relevantes del diseño lineal y todos los aspectos del diseño no lineal, entre ellos, la metodología de análisis, factores y valores a analizar y el modelamiento no lineal de arriostamientos y vigas.

En el Capítulo 3: Diseño lineal, se presentan todos los antecedentes del diseño lineal, cargas, combinaciones, verificaciones de resistencia y serviciabilidad, y el detalle de la conexión estructura-fundación.

En el Capítulo 4: Evaluación Desempeño Estructuras, se presenta la evaluación del desempeño para la estructura a partir de un análisis lineal y no lineal dinámico del tiempo historia.

En el Capítulo 5: Conclusiones, se presenta las principales observaciones y conclusiones del trabajo junto con las limitaciones y recomendaciones futuras.

CAPÍTULO 2. MARCO TEÓRICO Y METODOLOGÍA

2.1. Introducción

En este capítulo se presentan las bases y filosofía del diseño estructural industrial en Chile. A su vez, se describen las principales modificaciones en la norma NCh2369:2023 respecto a su predecesora, la NCh2369:2003. Además, se presentan los aspectos relevantes del diseño lineal y las verificaciones que se deben realizar. Por último, se describe la metodología para realizar el análisis dinámico no lineal del tipo tiempo-historia y se presenta el modelamiento no lineal de arriostramientos y vigas.

2.2. Diseño estructural industrial en Chile

El auge de los proyectos industriales en Chile tiene lugar durante la segunda mitad del siglo XX. La creación de la Planta de Acero Huachipato alrededor de 1950, permitió la formación de un equipo de ingeniería multidisciplinario que, en cooperación con profesionales extranjeros, sentaron las bases del diseño industrial actual (Monsálvez et al, 2014).

Durante años existió la necesidad de plasmar en un documento de carácter normativo los criterios que constituían el estado de la práctica, hasta que finalmente, en el año 2003, se oficializa la primera normativa de diseño sísmico industrial en Chile: la NCh2369. La norma recoge las experiencias recopiladas de los terremotos de Valdivia en 1960 y de Valparaíso de 1985 y practicas estadounidenses contenidas en las *Seismic Provision for Structural Buildings, Part 1: Structural Steel Buildings* (AISC, 1999).

La filosofía de diseño sísmico nacional tiene por objetivos la protección de la vida y el mantenimiento de la operación en la industria. Esto se logra dotando a las estructuras de sobrerresistencia permitiendo un ligero comportamiento dúctil, esperando no tener que incurrir en él.

Por otro lado, los sistemas estructurales más comúnmente usados son los sistemas de Marcos Arriostrados Concéntricamente (MAC), que proveen rigidez suficiente para no incurrir en desplazamientos laterales elevados; y los sistemas de Marcos Resistentes a Momento (MRM), cuyo uso está enfocado generalmente a condiciones en que no sea posible utilizar sistemas MAC principalmente por necesidades de los procesos productivos.

2.3. Cambios normativos

2.3.1. Filosofía de la actualización

La NCh2369:2023 conserva los objetivos de su predecesora: protección de la vida y continuidad de operación de la industria; basado en la sobrerresistencia con ductilidad moderada. En este sentido, la actualización busca preservar aquello que ha demostrado ser efectivo en las experiencias de terremotos pasados e incorporar nuevos requerimientos conforme el estado del arte y de la práctica. A su vez, la nueva versión busca eliminar interpretaciones erróneas, precisando algunos requerimientos ya existentes y añadiendo comentarios complementarios al costado de la disposición respectiva.

2.3.2. Nuevas Disposiciones

La nueva versión está compuesta de 14 cláusulas y 6 anexos, de los cuales sólo el “Anexo B – Combinaciones de cargas”, se considera normativo. Las cláusulas del 1 al 10 corresponden a los alcances tradicionales de la norma, aunque su contenido ha sido actualizado. Las cláusulas 11 a 14 corresponden a contenido esencialmente nuevo: disposiciones para Estanques, chimeneas y equipos generales; Estructuras específicas; Estructuras marítimas de tipo Muelle transparente; y Sistemas de generación de energía eléctrica.

A continuación, se detallan las modificaciones que, para efectos de este trabajo, constituyen las más relevantes.

2.3.3. Capítulo 4: Disposiciones de aplicación general

Los Coeficientes de Importancia se definen en función de su respectiva Categoría de Ocupación cuyo nivel de desempeño se representa en orden ascendente según numeración romana donde, además, se explicita una cuarta categoría para proteger equipos específicos de gran importancia y de difícil reemplazo o reparación.

Las combinaciones de cargas que consideran la acción sísmica complementan las combinaciones indicadas en la NCh3171 (INN, 2017) y el estado de carga sísmico debe considerar, sin excepción, reglas de simultaneidad entre las direcciones de análisis (Ex, Ey, Ez), *i.e.*, combinaciones lineales entre estas componentes, en donde el sismo vertical siempre debe ser considerado.

Esto constituye una modificación importante respecto a la versión anterior de la norma, puesto que la acción en la componente ortogonal de análisis, así como la componente vertical, podían ser eximidos del análisis sísmico siempre que la estructura cumpliera determinadas condiciones.

2.3.4. Capítulo 5: Análisis sísmico

Se introduce el espectro de referencia, tanto para dirección horizontal como vertical, cuyo objetivo es la representación de un nivel razonable de la amenaza sísmica esperada en las distintas zonas sísmicas, consistente con un periodo de retorno medio de 475 años para una razón de amortiguamiento crítico del 5% y calibrado según análisis estadísticos de registros sísmicos provenientes de eventos severos registrados en Chile.

Este espectro de referencia debe ser utilizado para calcular el espectro de diseño, donde se incorpora el factor de reducción de la respuesta elástica R . No obstante, su uso no está limitado a determinar la demanda sísmica de diseño, sino que además puede ser utilizado, entre otras cosas, como base de comparación para estudios de sitio (Medalla *et al.*, 2023)

Otro aspecto relevante, es la modificación en la clasificación de suelos, donde se incorporan propiedades dinámicas como la velocidad de propagación de ondas en los 30 metros superficiales de suelo y el periodo predominante de vibración del sitio. También se considera tanto el efecto de la sismicidad interplaca como intraplaca.

Por otro lado, los valores del factor R y la razón de amortiguamiento x se disponen en una única tabla para facilitar su uso. Se explicita además que dichos factores de reducción son máximos y su elección obedece al criterio del profesional a cargo del diseño según las características del proyecto.

2.3.5. Capítulo 6: Desplazamientos debido a la acción sísmica

Los desplazamientos sísmicos deben ser estimados directamente con el espectro de referencia. Si bien la demanda es mayor, la deformación límite de $0.015h$ para estructuras en general se conserva y se detallan otros límites para estructuraciones especiales. También, se fija una cota superior, equivalente al doble del desplazamiento límite, en aquellos casos donde no se vea comprometida la operación de la industria, sin perjuicio de considerar el efecto P-delta cuando las deformaciones sísmicas excedan el valor de $0.015h$.

2.3.6. Capítulo 8: Disposiciones para estructuras de acero

Este capítulo gobierna los requisitos de varias cláusulas contenidas en la norma, por lo cual, su impacto es significativo.

En la versión anterior de la NCh2369, el diseño deriva a las disposiciones del *Seismic Provisions for Structural Steel Buildings, Part 1: Structural Steel Buildings* de AISC (1999) y, adicionalmente, se permite el uso de su Capítulo 8 y su Anexo B. Esto generaba un conflicto entre las filosofías de diseño, puesto que el primero considera que las estructuras experimentarán una incursión inelástica importante durante el sismo de diseño, a diferencia de la filosofía nacional de proveer principalmente sobrerresistencia con poca o nula participación en el rango inelástico. En esta nueva versión, el diseño sismorresistente de acero está controlado en forma exclusiva por los requisitos incluidos en este capítulo. Esto, sin perjuicio de utilizar cláusulas del código norteamericano en caso de existir mecanismos no cubiertos por el Capítulo 8, si y solo si, se utiliza como máximo $\xi=5\%$ y $R=5$.

Por otro lado, se reconoce que elementos destinados a disipar energía (fusibles sísmicos), son los únicos en los cuales se espera plastificación. Estos elementos deben ser diseñados con la demanda de diseño, *i.e.*, cargas sísmicas reducidas por R . Elementos en los cuales no se busca deformaciones inelásticas, deben ser diseñados con la demanda de diseño amplificada por el factor $0.7R_1 \geq 1.0$, donde R_1 es el factor de modificación efectivo de la estructura.

Respecto a lo anterior, se explicita que las columnas deben ser diseñadas con cargas sísmicas amplificadas por $0.7R_1 \geq 1.0$. En la versión anterior, esta modificación sólo aplicaba a columnas de marcos rígidos en compresión predominante, *i.e.*, $P_u/\phi P_n$ o $\Omega P_a/P_n > 0.4$. Además, se elimina el criterio que restringía el factor de utilización al 80% en arriostramientos verticales. Estas modificaciones tienen por objetivo evitar mecanismos en los cuales las columnas tienden a pandear antes que los arriostramientos, lo cual fomenta el colapso de la estructura.

Las conexiones, por otro lado, deben ser diseñadas para la capacidad esperada el elemento a conectar, pero no debe ser mayor que la máxima carga que el sistema le puede transmitir a la conexión (provenientes del estado sísmico de diseño amplificado por $0.7R_1 \geq 1.0$) ni menor a la mitad de la capacidad esperada del elemento.

En sistemas de marcos arriostrados en V o V invertida, así como en configuraciones en X, la viga o puntal de acople debe ser verificada para el desbalance plástico que resulta del pandeo de las diagonales durante el sismo de diseño amplificado por $0.7R_1 \geq 1.0$. Cuando los elementos actúan en el

rango elástico, las vigas o puntales de acople no perciben una demanda significativa puesto que esta es desarrollada a lo largo de las diagonales, sin embargo, cuando estas pandean, se producen reacciones no despreciables en dichos elementos y deben ser verificados para garantizar redundancia estructural durante el evento sísmico.

En lo que respecta a anclajes, en presencia de bases de columna que se consideren como conexiones de momento, se debe incluir la rigidez rotacional secante de la base en el análisis estructural.

Por último, se incorporan nuevos límites de relación ancho/espesor que consideran las propiedades esperadas del acero y que representan los límites establecidos en el AISC341-16 para ductilidad moderada calibrados para la realidad nacional. Esta modificación tiene por objetivo garantizar que los ciclos de pandeo en los elementos fusibles no generen fatiga de bajo ciclaje, así, estos no pueden presentar pandeo local previo a una incursión inelástica moderada.

2.3.7. Capítulo 9: Disposiciones para estructuras de hormigón armado

Se incorporan requisitos específicos para pedestales de bases de columnas de acero, tal que éstos deben ser diseñados para combinaciones de carga donde el estado de carga sísmico ha sido amplificado, con el objetivo de evitar que los pedestales sean tratados como elemento fusible y así permitir que los pernos se anclaje puedan plastificar y disipar energía.

2.4. Diseño lineal

El diseño lineal contempla la verificación de la resistencia estructural y serviciabilidad por control de deformaciones.

2.4.1. Verificación de resistencia estructural

La verificación de los elementos en general obedece al método de Factores de Carga y Resistencia (LRFD) y sus capacidades nominales se calculan según las disposiciones de la NCh427/1 (INN, 2016). En lo que respecta a placas base, se recogen los criterios de *Design Guide 1: Base Plate and Anchor Rod Design (Second Edition)* de AISC (2006).

Se consideran las esbelteces límites, para estabilidad local y global, según la NCh2369:2023 en virtud de las modificaciones anteriormente mencionadas.

La demanda sísmica empleada para el diseño de cada miembro depende del comportamiento que se espere del mismo, en el sentido de permitir o no la disipación de energía. A continuación, se indican las cargas con las cuales se verifica cada elemento:

- Las columnas sísmicas se deben diseñar con cargas sísmicas amplificadas por $0.7R_1 \geq 1.0$, debido a que se espera que estas no disipen energía y además que permitan a las diagonales (en marcos arriostrados) y vigas (en marcos rígidos) que disipen energía de manera estable.
- Diagonales verticales en marcos arriostrados, vigas principales en marcos rígidos y pernos de anclajes, deben diseñarse con cargas sísmicas reducidas por R , dado que se espera actúen como fusibles.
- Las vigas puntales que deben acoplar al sistema en el caso de que las diagonales incurrieren en el rango no lineal, se deben diseñar por desbalance plástico en caso de ocurrir el pandeo de las diagonales que llegan, ya sea en distribución del tipo chevron o en X.
- Las conexiones de las diagonales sísmicas se deben diseñar en tracción y compresión para la capacidad esperada de las diagonales, pero no mayor a la proveniente de las cargas sísmicas amplificadas por $0.7R_1 \geq 1.0$.
- Placas base y llave de corte deben ser diseñados para cargas sísmicas amplificadas por $0.7R_1 \geq 1.0$. Silla de anclaje y atiesadores de silla deben diseñarse para la capacidad esperada en tracción de los pernos. En general, se espera que los pernos sean el único elemento del sistema de anclaje que disipe energía.
- El resto de los miembros se debe diseñar con cargas sísmicas reducidas por R .

En la Figura 2.1 y Figura 2.2 se muestra gráficamente las cargas con las cuales se debe diseñar cada miembro en la estructura.

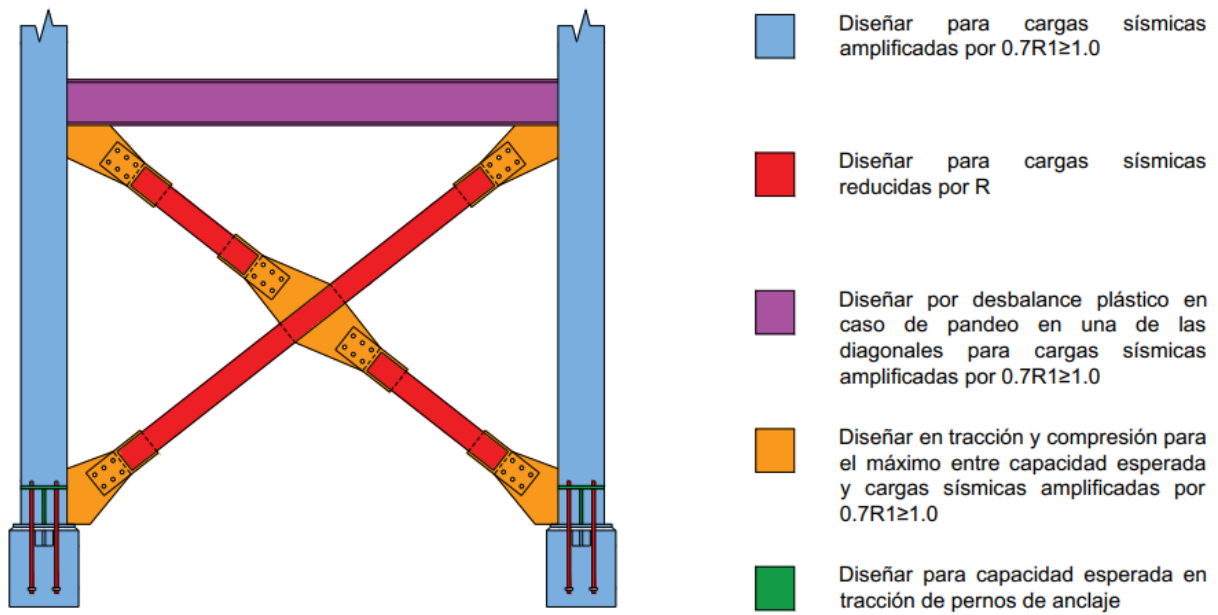


Figura 2.1. Esquema indicativo de cargas de diseño para miembros en marcos arriostrados según comportamiento esperado.

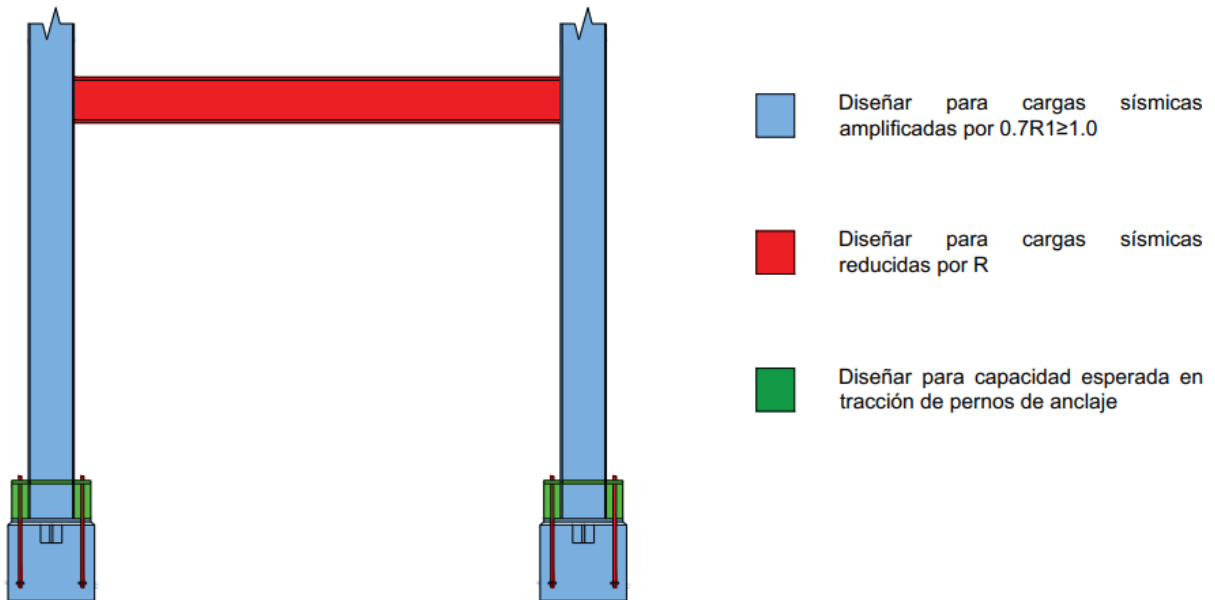


Figura 2.2 Esquema indicativo de cargas de diseño para miembros en marcos rígidos según comportamiento esperado.

2.4.2. Verificación de serviciabilidad

Las verificaciones de serviciabilidad consideran, por un lado, la determinación de deflexiones en miembros por cargas gravitacionales estáticas y, además, la determinación de deformaciones sísmicas según el espectro de referencia.

2.5. Análisis no lineal dinámico (tiempo-historia)

Para evaluar el desempeño sísmico de la estructura se lleva a cabo un análisis dinámico lineal y no lineal del tipo tiempo-historia.

Para realizar el estudio de amenaza sísmico, dadas las propiedades dinámicas del sistema (periodos naturales de vibración y masas modales correspondientes) se consideran dos periodos de vibración, $T=0.45$ [s] y $T=0.12$ [s], dado que la suma de ambos colecta aproximadamente el 90% de la masa en cada dirección (considerando algunas sumas de modos de menos masa que están dentro del rango de ambas formas modales). Con esto para cada nivel de amenaza se seleccionan y ajustan sets de 11 registros para cada periodo, lo que da un total de dos sets de 22 registros, uno consistente con el espectro objetivo a nivel de diseño SDI, en el que se considera un 10 [%] de probabilidad de excedencia en 50 años (475 años de periodo de retorno medio) y el otro consistente con el espectro objetivo a nivel máximo SMP, considerando un 5 [%] de excedencia en 50 años (975 años de periodo de retorno medio), como se indica en el punto 5.4.3 de la norma. Los registros se seleccionan y ajustan para representar un nivel de demanda sísmica probabilística para la zona de emplazamiento estructural, el cual se ha definido como la ubicación de la Siderúrgica de Huachipato, en la Región del Biobío. La selección se realiza utilizando la metodología de escalamiento espectral de *ASCE 7-16 Minimum Design Loads and Associated Criteria for Buildings and Other Structures* (ASCE, 2017). Para la evaluación se consideran directamente los espectros de amenaza uniforme como espectro objetivo ya que se desea evaluar el escenario más probable de análisis especial que desarrollará la práctica de acuerdo con los requisitos normativos. La metodología puede ser revisada en detalle en el ANEXO C y las propiedades de los registros utilizados en el ANEXO E.

Para disminuir los costos computacionales al momento de ejecutar el análisis no lineal, se opta por acortar los registros sísmicos considerando únicamente su duración acotada o *bracketed duration* (Bolt, 1999) definida como el intervalo comprendido entre el primer y último instante de tiempo en que la aceleración cruza el umbral 0.05 [g]. Esta elección se justifica debido a que gran parte de la energía se concentra en una ventana temporal específica del registro, mientras que el resto corresponde

a ruido y réplicas que no constituyen la parte principal del evento. En la Figura 2.3 se presenta la duración acotada de las tres componentes de un registro utilizado para el análisis. Dado que, a partir de la definición anterior, los intervalos serán inherentemente distintos para cada dirección, se considera como tiempo inicial el menor entre las tres direcciones y como tiempo final el mayor entre las tres direcciones, dando lugar a un único *bracketed duration* para cada registro.

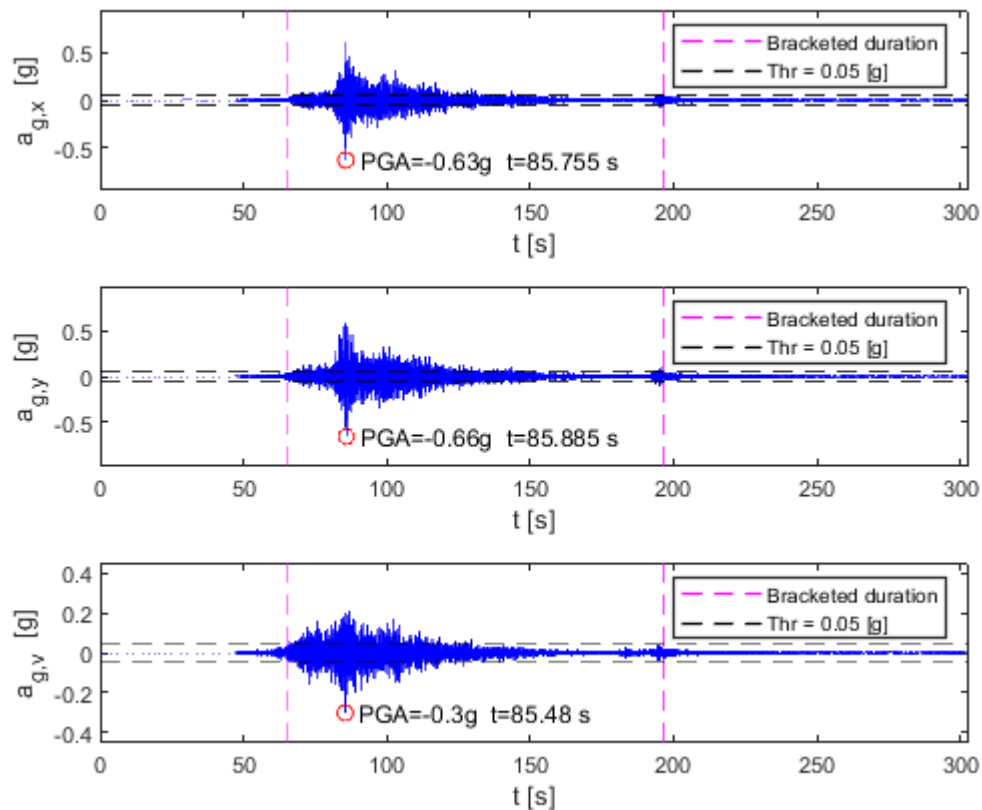


Figura 2.3 *Bracketed duration* en las tres componentes de registro sísmico.

Para realizar los análisis, y con el objetivo de capturar la no linealidad potencial en fusibles sísmicos, los arriostramientos son modelados como elementos tipo *Link* y en los extremos de vigas de marcos de momento se incluyen rótulas. Esto será tratado con mayor detalle en secciones posteriores. Además, dado que se va a realizar una evaluación de desempeño, se consideran las propiedades esperadas de los materiales. Para la verificación de diseño de columnas se utiliza un factor de minoración de carga $\phi=1$ para todos los estados límites.

Se realiza de manera independiente un análisis lineal y un análisis no lineal. El primero contempla el método Fast Nonlinear Analysis (FNA), incorporado en SAP2000, cuyo enfoque son sistemas de naturaleza fundamentalmente elástica y de no linealidad concentrada en elementos tipo *Link*. Este

método realiza la resolución modal de la parte elástica mediante vectores de Ritz para luego desarrollar la parte inelástica de manera iterativa. Para efectos del análisis lineal y, según la descripción anterior, el método es aplicable y es computacionalmente eficiente. El análisis no lineal, por su parte, no permite la resolución mediante FNA dado que las rótulas, modeladas con propiedades *Hinge* de SAP2000, no son separadas de la parte elástica durante la ejecución del método. Así, este análisis debe ser realizado mediante el método de integración directa paso a paso, particularmente utilizando la integración de Hilbert, Hughes y Taylor.

Los vectores de Ritz empleados en el análisis modal contemplan los primeros 50 modos, cuyos vectores iniciales corresponden a las cargas gravitacionales (muerta y viva), los *Links* (que poseen masas concentradas en sus extremos) y, por último, las aceleraciones en tres direcciones ortogonales. El peso sísmico con el que se realiza el análisis lineal y no lineal es el siguiente:

$$D + 0.25L \tag{2.1}$$

Dado que un análisis por integración directa solo puede continuar desde otro análisis por integración directa, las cargas gravitacionales previo al análisis dinámico se deben aplicar de manera quasi-estática. Para realizar esto, primero se define una función tiempo-historia del tipo *Ramp*, la cual aumenta linealmente desde cero hasta uno en un intervalo de tiempo largo comparado al primer modo de vibración de la estructura, se mantiene constante en un intervalo de tiempo igual al anterior (véase Figura 2.4). Luego se define un caso no lineal por integración directa en el cual se aplican los estados de carga gravitacionales utilizando la función *Ramp*, definida anteriormente, utilizando un paso de tiempo pequeño, asegurando que el tiempo total es por lo menos dos veces el tiempo definido en la función *Ramp* (véase Figura 2.5).

Posteriormente, a partir el caso no lineal definido anteriormente, se define un nuevo caso no lineal por integración directa que incorpora las tres componentes ortogonales de un registro sísmico, los cuales se introducen como función tiempo-historia, y se multiplican por el respectivo factor de escalamiento, según indica el estudio de amenaza sísmica (véase Figura 2.6).

Cabe destacar que el paso de tiempo empleado en la integración corresponde al paso de tiempo del registro y que el amortiguamiento es proporcional a las primeras formas modales (amortiguamiento de Rayleigh).

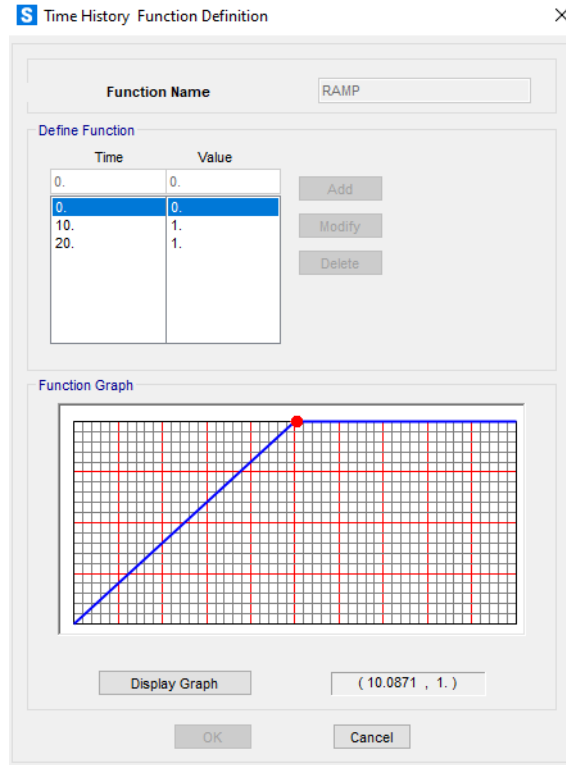


Figura 2.4 Definición de función *Ramp* en SAP2000.

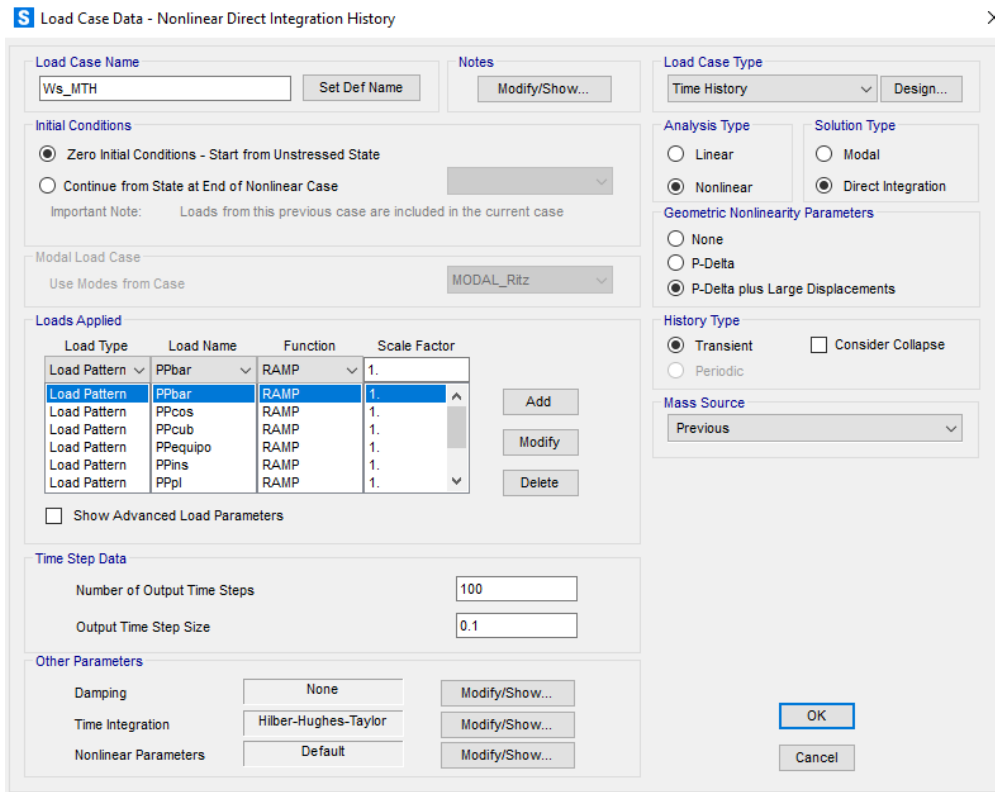


Figura 2.5 Peso sísmico en caso no lineal integración directa.

S Load Case Data - Nonlinear Direct Integration History ×

Load Case Name:

Notes:

Initial Conditions

Zero Initial Conditions - Start from Unstressed State

Continue from State at End of Nonlinear Case

Important Note: Loads from this previous case are included in the current case

Modal Load Case

Use Modes from Case:

Loads Applied

Load Type	Load Name	Function	Scale Factor
Accel	U1	1_Reg_x	11.8678
Accel	U2	1_Reg_y	11.8678
Accel	U3	1_Reg_v	11.8678

Show Advanced Load Parameters

Time Step Data

Number of Output Time Steps:

Output Time Step Size:

Other Parameters

Damping:

Time Integration:

Nonlinear Parameters:

Load Case Type

Time History:

Analysis Type

Linear Nonlinear

Solution Type

Modal Direct Integration

Geometric Nonlinearity Parameters

None P-Delta P-Delta plus Large Displacements

History Type

Transient Consider Collapse

Periodic

Mass Source

Figura 2.6 Incorporación de registros sísmicos para caso no lineal por integración directa.

Por otro lado, para el análisis lineal transiente se asumen condiciones iniciales cero, lo que implica que la estructura tiene desplazamiento nulo, velocidad nula, todos los elementos no están esforzados y no hay historia de deformación no lineal (CSI, 2017). Así, sólo es necesario incorporar las componentes ortogonales de los eventos sísmicos junto con su respectivo factor de escalamiento en un caso de carga del tipo tiempo-historia modal FNA. Nuevamente, el paso de tiempo empleado es el del registro.

Load Case Data - Linear Modal History

Load Case Name: Rg1_L [Set Def Name] [Modify/Show...]

Initial Conditions:

- Zero Initial Conditions - Start from Unstressed State
- Continue from State at End of Modal History

 Important Note: Loads from this previous case are included in the current case

Modal Load Case: Use Modes from Case: MODAL_Ritz

Loads Applied

Load Type	Load Name	Function	Scale Factor
Accel	U1	1_Reg_x	11.8678
Accel	U2	1_Reg_y	11.8678
Accel	U3	1_Reg_v	11.8678

Time Step Data:

- Number of Output Time Steps: 15307
- Output Time Step Size: 5.000E-03

Other Parameters:

- Modal Damping: Constant at 0.03

Analysis Type: Linear Nonlinear

Solution Type: Modal Direct Integration Frequency Domain

History Type: Transient Periodic

Mass Source: Previous (MSSSRC1)

[OK] [Cancel]

Figura 2.7 Incorporación de registros sísmicos para caso lineal modal FNA.

A partir de los análisis se obtienen los siguientes resultados: factor de reducción de respuesta por ductilidad (R_μ), factor de sobrerresistencia (Ω), factor de reducción de la respuesta (R), deformación axial de arriostramientos, deformación rotacional de vigas, *drift* de entrepiso y factor de utilización de las columnas sísmicas.

El factor de modificación de la respuesta por ductilidad, R_μ , se define como la razón entre el corte basal obtenidos en el análisis lineal y el corte basal obtenido para el análisis no lineal:

$$R_\mu = \frac{V_{\text{lineal}}}{V_{\text{no lineal}}} \quad (2.2)$$

El factor de sobrerresistencia, Ω , se define como la razón entre el corte basal obtenido en el análisis no lineal y corte basal de diseño:

$$\Omega = \frac{V_{\text{no lineal}}}{V_{\text{diseño}}} \quad (2.3)$$

El factor de modificación de la respuesta, R, se define como el producto entre el factor de modificación de la respuesta por ductilidad y el factor de sobrerresistencia

$$R = R_{\mu} \cdot \Omega \tag{2.4}$$

2.5.1. Modelo no lineal de arriostramientos verticales

Los arriostramientos verticales se modelan mediante el uso de elementos tipo *Link Multilinear Plastic* (MLP). La respuesta de estos elementos obedece a una curva monótonica fuerza-deformación y una ley de degradación histerética de la rigidez.

El tramo en tracción de la curva monótonica es el definido según la Tabla 9-8 del ASCE 41-17 *Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings* (ASCE, 2017), cuyos parámetros dese indican en la Figura 2.8, donde post plastificación se presenta una degradación de la rigidez y posteriormente la fractura.

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	Plastic Deformation		
				IO	LS	CP
Braces in Compression (except EBF braces)^{a,b}						
a. Slender $\frac{Kl}{r} \geq 4.2\sqrt{E/F_y}$						
1. W, I, 2L in-plane ^c , 2C in-plane ^c	0.5Δ _c	10Δ _c	0.3	0.5Δ _c	8Δ _c	10Δ _c
2. 2L out-of-plane ^c , 2C out-of-plane ^c	0.5Δ _c	9Δ _c	0.3	0.5Δ _c	7Δ _c	9Δ _c
3. HSS, pipes, tubes	0.5Δ _c	9Δ _c	0.3	0.5Δ _c	7Δ _c	9Δ _c
4. Single angle	0.5Δ _c	12Δ _c	0.3	0.5Δ _c	9Δ _c	12Δ _c
b. Stocky ^d $\frac{Kl}{r} \leq 2.1\sqrt{E/F_y}$						
1. W, I, 2L in-plane ^c , 2C in-plane ^c	1Δ _c	8Δ _c	0.5	0.5Δ _c	7Δ _c	8Δ _c
2. 2L out-of-plane ^c , 2C out-of-plane ^c	1Δ _c	7Δ _c	0.5	0.5Δ _c	6Δ _c	7Δ _c
3. HSS, pipes, tubes	1Δ _c	7Δ _c	0.5	0.5Δ _c	6Δ _c	7Δ _c
c. Intermediate	Linear interpolation between the values for slender and stocky braces (after application of all applicable modifiers) shall be used.					
Braces in Tension (except EBF braces)^{e-g}						
1. W	10Δ _T	13Δ _T	0.6	0.5Δ _T	10Δ _T	13Δ _T
2. 2L	9Δ _T	12Δ _T	0.6	0.5Δ _T	9Δ _T	12Δ _T
3. HSS	9Δ _T	11Δ _T	0.6	0.5Δ _T	8Δ _T	11Δ _T
4. Pipe	8Δ _T	9Δ _T	0.6	0.5Δ _T	7Δ _T	9Δ _T
5. Single angle	10Δ _T	11Δ _T	0.6	0.5Δ _T	8Δ _T	10Δ _T
Columns in tension (except EBF Columns)^e	5Δ _T	7Δ _T	1.0	0.5Δ _T	6Δ _T	7Δ _T
Buckling-Restrained Braces^{h-i}	13.3Δ _y	13.3Δ _y	1.0	3.0Δ _y	10Δ _y	13.3Δ _y

Figura 2.8 Parámetros de modelación y criterios de aceptación para diagonales según ASCE 41-17 (ASCE, 2017).

El tramo en compresión considera que la rigidez permanece lineal hasta la capacidad nominal de pandeo, obtenida según la NCh427/1:2016, para posteriormente decrecer hasta la carga residual post pandeo describiendo una curva de decaimiento exponencial calibrada por Urzua (2015) según los ensayos realizados por Black *et al.* (1986) a una serie de arriostramientos de distinta geometría.

El largo considerado es el largo entre líneas de plastificación que, para arriostramientos tipo cajón, se asume entre las últimas líneas de pernos de cada una de las conexiones a los extremos de la diagonal (véase Figura 2.9).

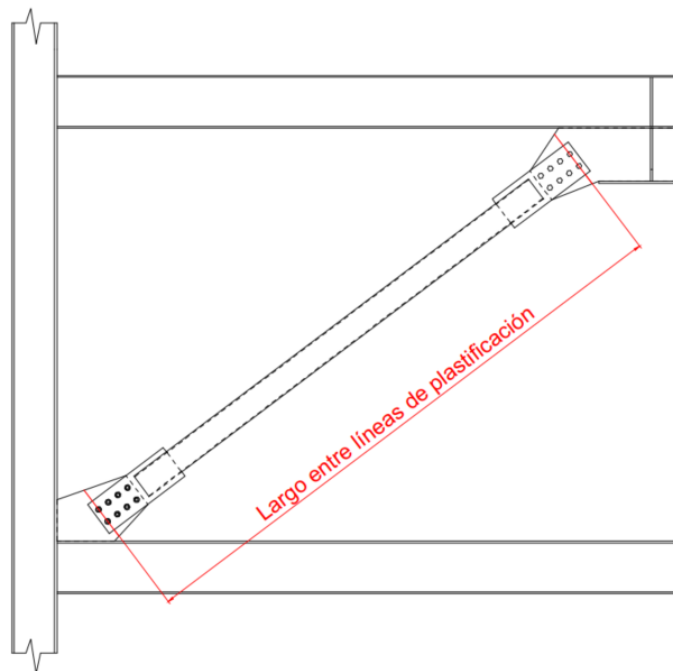


Figura 2.9 Largo entre líneas de plastificación para arriostramientos.

Es fundamental que las conexiones sean capaces de tolerar y acomodar los giros que surgen en el extremo de la diagonal durante el pandeo fuera del plano. Para lograr este objetivo, es crucial proporcionar un detallamiento adecuado que facilite la formación de una rótula plástica en el *gusset*. Según lo señalado por Astenah-Asl *et al.* (2016), en el caso de planchas *gusset* recortadas compactas, un buen diseño implica una longitud de desarrollo de rótula plástica igual a dos veces el espesor de la plancha *gusset*. Esta medida se toma desde el límite de la línea de plastificación hasta el cruce de una línea perpendicular al eje del arriostramiento que pasa por puntos de encuentro con la viga o columna, como se puede observar en la Figura 2.10.

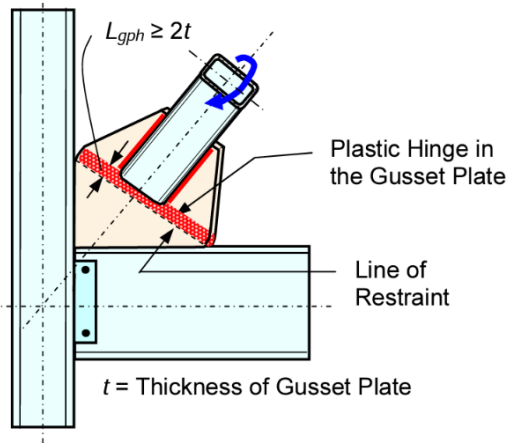


Figura 2.10 Zona de rótula plástica en plancha gusset para pandeo de arriostramiento fuera del plano (Astaneh-Asl *et al.*, 2006).

En la Figura 2.11 se presenta la curva monótonica tipo utilizada en este trabajo.

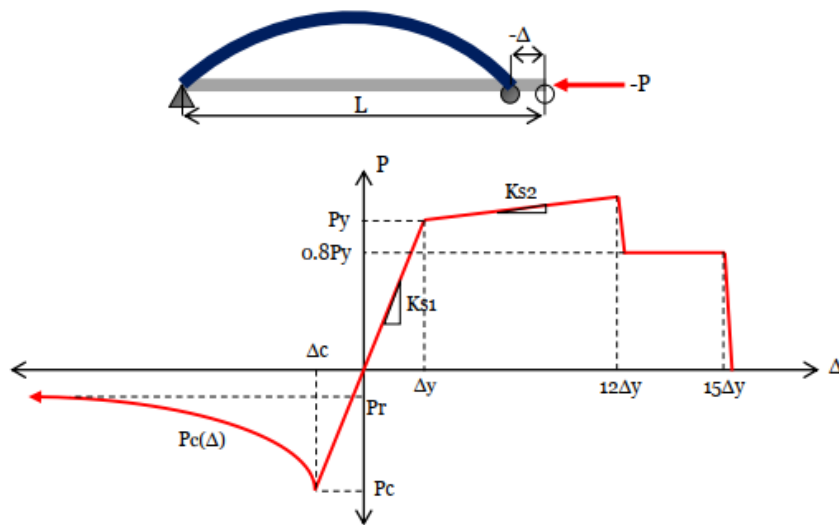


Figura 2.11 Curva monótonica paramétrica fuerza-deformación para arriostramientos verticales.

Los parámetros relevantes de la curva son los siguientes:

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

$$P_c(\Delta) = \min \left\{ P_r, P_c \left(\frac{\Delta_c}{\Delta} \right)^n \right\} \quad (2.5)$$

- P_r : Fuerza residual, $P_r = 0.2 P_c$
- P_c : Fuerza de pandeo inelástico, $P_c = F_{cre} A_g$, según capítulo E del NCh 427/1:2016, 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, $P_u = F_{ue} A_g$
- Δ_c : Deformación de pandeo, $\Delta_c = P_c / K_{s1}$
- Δ_y : Deformación de fluencia, $\Delta_y = P_y / K_{s1}$
- K_{s1} : Rigidez axial elástica del arriostramiento, $K_{s1} = E_s A_g / L_e$
- K_{s2} : Rigidez axial post fluencia del arriostramiento, $K_{s2} = (P_u - P_y) A_g / (\Delta_u - \Delta_y)$
- L_e : Largo efectivo del arriostramiento, definido como largo total menos la distancia de la conexión, la cual se detalla en el ANEXO F.
- K : Factor de longitud efectiva, que se considera igual a 1.0 para arriostramientos individuales y 0.5 para diagonales que se cruzan en su punto medio.

La degradación histerética de la resistencia y rigidez se incorpora por medio de modelo de pivote (Dowell *et al.*, 1998), el cual viene integrado en SAP2000. En la Figura 2.12 se presenta la curva de degradación de los arriostramientos.

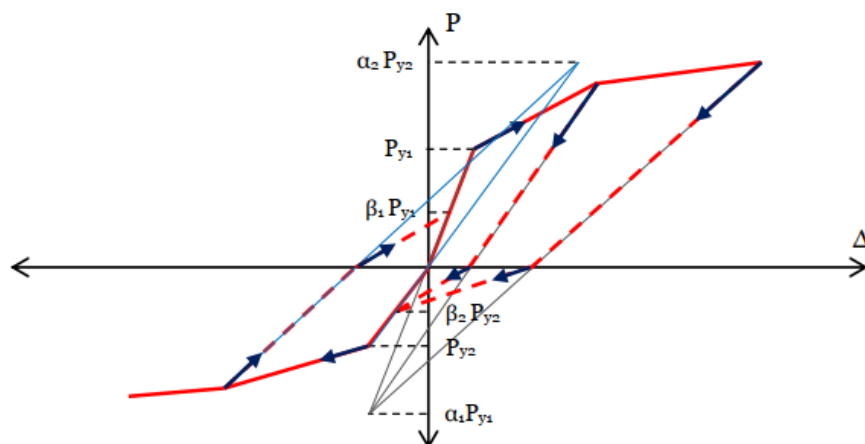


Figura 2.12 Curva histerética para modelo tipo pivote en arriostramientos verticales.

Los parámetros de control de la curva histerética para el modelo de pivote son los siguientes:

- α_1 : Coeficiente que define el punto de pivote para la descarga a cero desde el tramo positivo de la curva monotónica.
- α_2 : Coeficiente que define el punto de pivote para la descarga a cero desde el tramo negativo de la curva monotónica.
- β_1 : Coeficiente que define el punto de pivote en un nuevo ciclo de carga desde cero a carga positiva.
- β_2 : Coeficiente que define el punto de pivote en un nuevo ciclo de carga desde cero a carga negativa.

En este caso, se utilizan los mismos valores utilizados por Urzúa (2015), a modo de reproducir un comportamiento característico de arriostamiento bajo cargas cíclicas y son los siguientes:

$$\alpha_1 = 100 \quad \alpha_2 = 0.5 \quad \beta_1 = 0.1 \quad \beta_2 = 1$$

La deformación axial de los arriostamientos verticales se compara con los criterios de aceptación indicados en el Capítulo 5 de la NCh2369:2023. Para nivel SDI corresponde al 50 [%] del límite para seguridad de la vida (LS) establecido en ASCE 41-17 (véase Figura 2.8). Para nivel SMP se utiliza directamente el límite para seguridad de vida (LS). Cabe destacar, que estos límites varían si el arriostamiento clasifica como robusto o esbelto, y también difieren entre compresión y tracción. En el ANEXO D se indican los límites para cada uno de los arriostamientos verticales.

2.5.2. Modelo no lineal de vigas en marcos de momento

Las potenciales rótulas plásticas en vigas de marcos de momento se modelan asignando propiedades *Hinge* a los extremos de la viga que obedecen a una curva monotónica fuerza-deformación y una ley de degradación histerética de la rigidez.

La curva esqueleto es la indicada en la Figura 2.13 cuyos parámetros son definidos en la Tabla 9-7.1 del ASCE 41-17 (véase Figura 2.14) y es simétrica para rotación positiva y negativa, donde post plastificación se presenta una degradación de la rigidez y posteriormente la fractura.

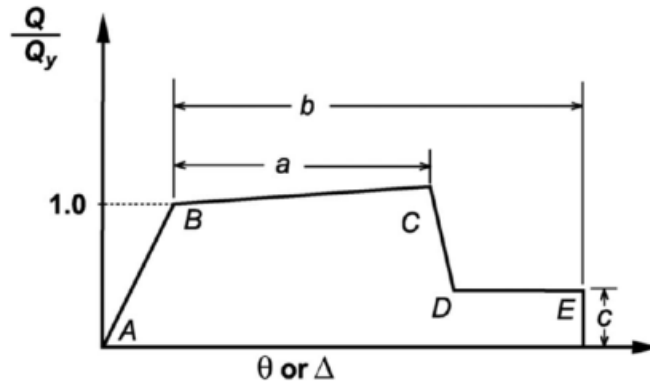


Figura 2.13 Curva esqueleto de rótulas en vigas de marcos de momento.

Table 9-7.1. Modeling Parameters and Acceptance Criteria for Nonlinear Procedures—Structural Steel Beams and Columns—Flexural Actions

Modeling Parameters		Acceptance Criteria		
		Plastic rotation angle (radians) Performance Level		
Plastic rotation angle a and b (radians)	Residual strength ratio c	IO	LS	CP
Beams				
1. Where: $\frac{b_f}{2t_f} \leq 0.30\sqrt{\frac{E}{F_{ye}}}$ and $\frac{h}{t_w} \leq 2.45\sqrt{\frac{E}{F_{ye}}}$	$a = 90_y$ $b = 110_y$ $c = 0.6$	0.25 ^a	^a	^b
2. Where: $\frac{b_f}{2t_f} \geq 0.38\sqrt{\frac{E}{F_{ye}}}$ or $\frac{h}{t_w} \geq 3.76\sqrt{\frac{E}{F_{ye}}}$	$a = 40_y$ $b = 60_y$ $c = 0.2$	0.25 ^a	0.75 ^a	^a
3. Other: Linear interpolation between the values on lines 1 and 2 for both flange slenderness (first term) and web slenderness (second term) shall be performed, and the lower resulting value shall be used.				

Figura 2.14 Parámetros de modelación y criterios de aceptación para rótulas plásticas en vigas según ASCE 41-17 (ASCE, 2017).

Los parámetros se obtienen a partir de la rotación de fluencia θ_y (véase Ecuación 2.6) que a su vez depende del momento plástico esperado M_{pe} , el largo efectivo de la viga L y del parámetro η (véase Ecuación 2.7).

$$\theta_y = \frac{M_{pe}L(1 + \eta)}{6EI} \tag{2.6}$$

$$\eta = \frac{12EI}{L^2GA_s} \tag{2.7}$$

En el ANEXO D se presentan las propiedades de las rótulas ingresadas en el software estructural.

2.6. Conclusiones

En este capítulo se ha expuesto la filosofía histórica del diseño sísmico industrial en Chile, la cual se basa en una considerable sobrerresistencia y una ductilidad moderada. A partir de esta premisa, se ha presentado la filosofía de la actualización de la normativa, que busca realizar los ajustes necesarios para mantener los objetivos tradicionales clásicos y garantizar el comportamiento deseado a lo largo del tiempo. Posteriormente, se han detallado las nuevas disposiciones de la normativa, entre las cuales se destacan la incorporación de nuevas formas espectrales, derivadas de un análisis formal de la amenaza sísmica, y los aspectos de diseño tanto para elementos que se espera que disipen energía (elementos controlados por deformación) como para aquellos que se espera que se mantengan en su rango elástico (elementos controlados por resistencia).

A continuación, se han descrito las verificaciones estructurales que se llevan a cabo en el diseño según las nuevas disposiciones. Finalmente, se ha presentado el procedimiento para realizar el análisis no lineal dinámico y los resultados que se obtendrán a partir de dicho análisis. Además, se ha indicado la caracterización tanto lineal como no lineal de elementos con plastificación concentrada, como son los arriostramientos verticales y vigas en marcos de momento.

CAPÍTULO 3. DISEÑO LINEAL

3.1. Introducción

En este capítulo se entregan los principales resultados del diseño lineal del Edificio de Soporte para Colector de Polvo según los requerimientos de la NCh2369:2023. Se presenta el modelo estructural empleado, seguido de los estados de carga considerados y su contribución a la reacción basal total. También se mencionan las combinaciones de carga empleadas y verificaciones realizadas en virtud de las disposiciones de la norma.

3.2. Modelo estructural

Se construye un modelo tridimensional en el *software* SAP2000. La estructura está conformada por elementos tipo *frame* de seis grados de libertad. Se consideran marcos rígidos en el sentido transversal (columnas empotradas en la base en su eje fuerte) y marcos arriostrados en el sentido longitudinal (columnas rotuladas en la base en su eje débil). Toda referencia hecha en este documento a los ejes coordenados de la estructura corresponde a los indicados en la Figura 3.1.

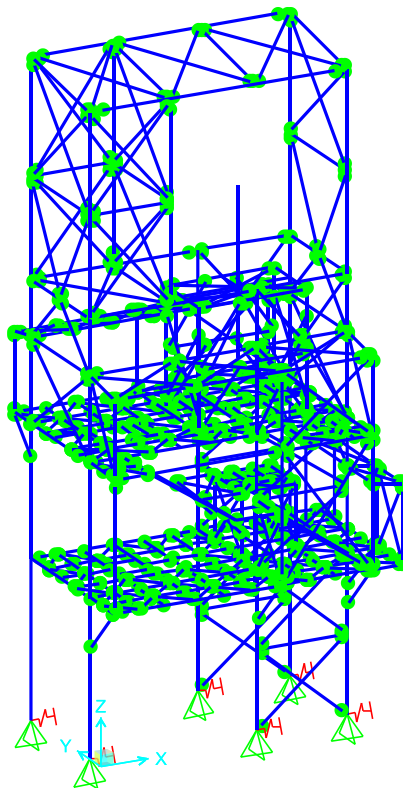


Figura 3.1 Vista isométrica del modelo estructural en SAP2000 con visualización de *releases*.

3.3. Materiales

Todos los perfiles y pernos de anclaje se diseñan en acero estructural ASTM A36. Para el pedestal, se utiliza hormigón calidad G25. Se asume que los materiales son isotrópicos, homogéneos e invariantes en el tiempo.

Tabla 3.1 Propiedades mecánicas del acero estructural ASTM A36.

Módulo de elasticidad [kgf/cm ²]	E_s	2040000
Tensión de fluencia mínima especificada [kgf/cm ²]	F_y	2530
Tensión de ruptura mínima especificada [kgf/cm ²]	F_u	4080
Factor de capacidad de fluencia esperada para perfiles elaborados desde planchas	R_y	1.3
Factor de capacidad de fluencia esperada para pernos de anclaje	R_y	1.5

Tabla 3.2 Propiedades mecánicas del hormigón G25.

Resistencia a la compresión [MPa]	f'_c	25
Módulo de elasticidad [MPa]	E_c	23500

3.4. Estados de carga

Los estados de carga indicados a continuación se rigen, en principio, por las disposiciones de la NCh1537 y luego, de acuerdo con su especificidad, según sus respectivas normas o criterios corporativos del proyecto original. Las cargas aplicadas en el modelo estructural en SAP2000 se presentan en el ANEXO A.

3.4.1. Carga muerta

Se entiende por carga muerta al peso propio de todos los elementos, sean o no parte del sistema sismorresistente, y a las cargas permanentes actuando en la estructura:

- Elementos incluidos en la modelación en SAP2000 (DEAD).
- Peso propio del revestimiento o cubierta (PP_{cub}).
- Peso propio de costaneras (PP_{cos}).

- Peso propio de barandas (PP_{bar})
- Peso propio de planchas diamantadas o *grating* (PP_{pl})
- Peso propio de polvo en cubiertas y plataformas (PP_{polvo})
- Peso propio de instalaciones (PP_{ins})
- Peso propio de equipos (PP_{equipo})

Además, se considera un aumento de 32 [%] en el peso propio de elementos para considerar el peso de las conexiones y, para efectos de análisis computacional, se agrupan los estados mencionados anteriormente en un único estado de carga muerta total (D_t).

3.4.2. Carga viva

Se entiende por carga viva a la sobrecarga de mantención (L) asumida como 400 [kgf/m²]. También se considera la sobrecarga de techo (L_r) asumida uniformemente distribuida como 100 [kgf/m²] según la Tabla 4 de la NCh1537 y, de manera conservadora, sin considerar reducción por pendiente de techo.

Solo la sobrecarga de mantención (L) es considerada para el peso sísmico de la estructura en el análisis modal.

3.4.3. Carga de viento

La carga de viento se obtiene según el “Método 2: Procedimiento analítico” de la NCh432 (INN, 2010). Como criterio de diseño, se asume de manera conservadora una estructura Categoría III según la NCh3171 con Exposición D. Asumiendo un edificio cerrado, la presión de viento de diseño para el Sistema Principal Resistente a las Fuerzas de Viento (SPRFV) se calcula según la siguiente ecuación.

$$p = q \cdot G \cdot C_p - q_i \cdot (GC_{pi}) \quad (3.1)$$

Donde q corresponde a la distribución de velocidades, calculada según la Ecuación 3.2, evaluada en la altura z de hombro para muros a barlovento y evaluada en la altura media de techo h para muros a sotavento, muros laterales y techos. Dado que la estructura es cerrada, q_i se asume como q_h . Los coeficientes de presión externa C_p se calculan de acuerdo con la Tabla 14 y Tabla 15 de la NCh432.

$$q_z = 0.613K_zK_{zt}K_dV^2I \quad (3.2)$$

Otros parámetros mencionados en la Ecuación 3.1 y Ecuación 3.2 se detallan en la Tabla 3.3.

Tabla 3.3 Parámetros para cargas de viento según la NCh432.

Velocidad básica [m/s]	V	35.00
Factor de direccionalidad	K_d	0.85
Factor topográfico	K_{zt}	1.00
Factor de importancia	I	1.15
Exponente ley de potencia de la velocidad de ráfaga 3[s]	α	11.50
Altura nominal capa límite atmosférica	z_g	213.36
Coefficiente de exposición de la distribución de velocidades ¹	K_z	1.32
Presión de diseño [kg/m ²]	q_z	96.87
Coefficiente de efecto ráfaga	G	0.85

¹ El valor mostrado está evaluado en la altura media de techo h .

3.4.4. Carga sísmica

Corresponde a la demanda obtenida según las disposiciones el Capítulo 5 de la NCh2369:2023. Como parámetros de entrada, se asume Zona Sísmica 3, suelo Tipo B y Categoría de Ocupación II. Se considera un factor de reducción de la respuesta elástica $R=2$, considerando que la estructura presenta mecanismo de piso blando en la dirección transversal y, por lo tanto, es esperable un comportamiento preferentemente elástico.

Para demanda sísmica horizontal se emplea análisis modal espectral. El espectro elástico de referencia se calcula según:

$$S_{ah} = 1.4SA_o \frac{1 + 4.5 \left(\frac{T_H}{T_0}\right)^p}{1 + \left(\frac{T_H}{T_0}\right)^3} \quad (3.3)$$

Mientras que el espectro de diseño (cargas sísmicas reducidas) se obtiene mediante:

$$S_a = 0.7 \frac{IS_{ah}}{R} \left(\frac{0.05}{\xi}\right)^{0.4} \quad (3.4)$$

Por otro lado, el coeficiente sísmico mínimo se calcula en función del periodo fundamental, según:

$$C_{\min} = \begin{cases} \frac{2.75ISA_0}{g(R+1)} \left(\frac{0.05}{\xi}\right)^{0.4}, & 0.06[s] < T < 0.25[s] \\ 0.25IS \frac{A_0}{g}, & T \geq 0.25[S] \end{cases} \quad (3.5)$$

Dado que, en la nueva versión de la NCh2369, el espectro de diseño tiende a entregar valores de aceleraciones más bajos para periodos más cortos, se fija como límite inferior el valor máximo de coeficiente sísmico provisto por la versión anterior de la norma, esto con el propósito de evitar demandas más bajas que las históricamente utilizadas en la práctica chilena.

La acción sísmica vertical se considera estática y se calcula mediante:

$$F_v = \pm C_v P \quad (3.6)$$

Donde P corresponde a los valores de los pesos que efectivamente generan fuerzas de inercia verticales, en este caso, se asume igual al peso sísmico empleado en la dirección horizontal. El parámetro C_v corresponde al coeficiente sísmico vertical, y se calcula según:

$$C_v = 1.18IS \frac{A_0}{g} \quad (3.7)$$

Los parámetros de las ecuaciones anteriormente mencionadas se detallan en la Tabla 3.4.

Tabla 3.4 Parámetros sísmicos de diseño para análisis estático y análisis modal espectral.

Factor de importancia	I	1.0
Aceleración efectiva máxima	A_0	0.4
Parámetros tipo de suelo	S	1.0
	T_0	0.3
	p	1.6
Factor de reducción de la respuesta	R	2
Razón de amortiguamiento crítico horizontal	ξ	0.03
Coeficiente sísmico vertical	C_v	0.472

En la Figura 3.2 se presenta el espectro de diseño de la NCh2369:2003 utilizado para el análisis modal espectral en ambas direcciones. También se presenta, a modo de comparación, el espectro de diseño de la versión anterior de la norma.

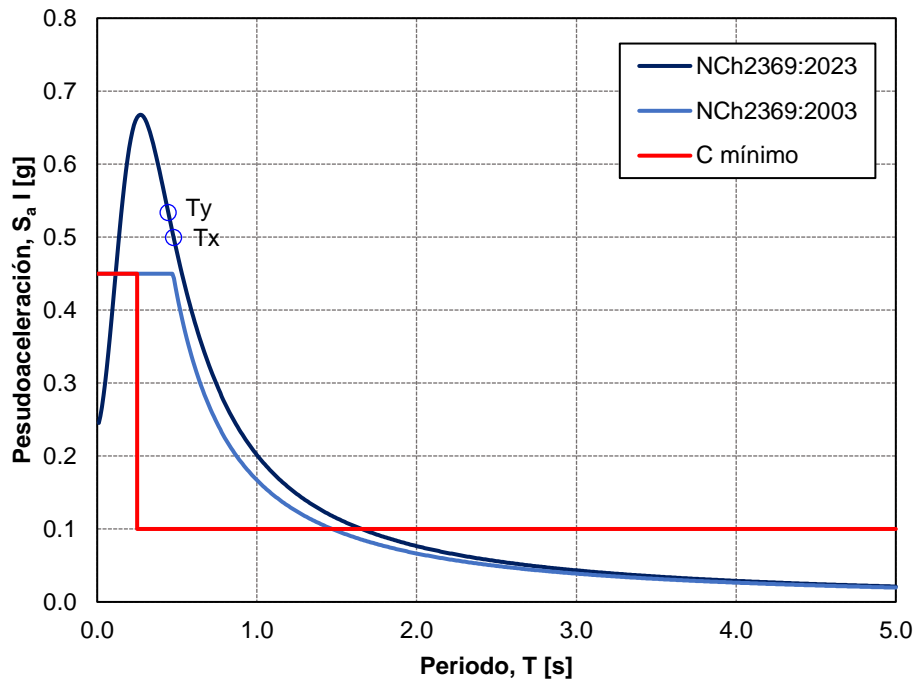


Figura 3.2 Espectro de diseño de la NCh2369:2023 y NCh2369:2003.

El peso sísmico P_s corresponde al 100 [%] de la carga muerta y un 25 [%] de la sobrecarga de mantención, ambos definidos anteriormente.

Los resultados del análisis modal se indican en la Tabla 3.5.

Tabla 3.5 Resultados del análisis modal para la estructura.

Periodo fundamental en dirección X [s]	T_x	0.48
Periodo fundamental en dirección Y [s]	T_y	0.44
Peso sísmico [tonf]	P_s	98.29
Pseudoaceleración en dirección X [g]	$S_{a,x}$	0.50
Pseudoaceleración en dirección Y [g]	$S_{a,y}$	0.53
Coficiente sísmico mínimo en dirección X	$C_{min,x}$	0.10
Coficiente sísmico mínimo en dirección Y	$C_{min,y}$	0.10

3.4.5. Resumen cargas

En la Tabla 3.6 se entrega un resumen de las reacciones basales para las cargas de diseño mencionadas anteriormente.

Tabla 3.6 Resumen de las reacciones basales para las cargas de diseño aplicadas.

Carga	Definición	Componente	SAP2000 [tonf]
DEAD	Peso propio perfiles	Z	44.6
PP _{pl}	Peso planchas diamantadas o <i>grating</i>	Z	4.7
PP _{bar}	Peso barandas	Z	2.8
PP _{polvo}	Peso de polvo	Z	7.3
PP _{ins}	Peso de instalaciones	Z	4.4
PP _{cos}	Peso de costaneras	Z	8.8
PP _{cub}	Peso de cubiertas	Z	3.2
PP _{equipo}	Peso de equipos	Z	13.6
L	Sobrecarga de mantención	Z	36.2
L _r	Sobrecarga de techo	Z	5.3
P _s	Peso sísmico: D+0.25L	Z	98.3
E _x	Corte basal del análisis modal espectral en dirección X	X	31.7
E _y	Corte basal del análisis modal espectral en dirección Y	Y	43.5
E _z	Carga sísmica vertical del análisis estático	Z	46.4

El resumen de las reacciones basales para las cargas de viento se presenta en la Tabla 3.7. Según la Tabla 15 de la NCh432:2010, se debe especificar dos coeficientes de presión externa C_p para techos, no obstante, para generar una nomenclatura uniforme de los estados de carga, se establecen dos coeficientes para todos los estados de carga de viento, siendo estos idénticos en el caso de muros a barlovento, a sotavento y muros laterales. De esta forma, los subíndices (pi+j) corresponden al viento actuando con el coeficiente de presión externa $C_{p,i}$ y presión interna positiva (j = 1) o negativa (j = 2).

Tabla 3.7 Resumen de reacciones basales para cargas de viento.

Descripción	Componente	p1+1 [tonf]	p1+2 [tonf]	p2+1 [tonf]	p2+2 [tonf]
Viento Dirección +X	X	-7.24	-7.32	-7.19	-7.27
	Y	0.54	0.39	0.14	-0.01
	Z	-6.50	-4.68	-1.69	0.14
Viento Dirección -X	X	0.09	0.04	0.14	0.09
	Y	-15.61	-15.58	-16.01	-15.99
	Z	-6.50	-4.68	-1.69	0.14
Viento Dirección +Y	X	7.22	7.13	7.27	7.18
	Y	0.54	0.39	0.14	-0.01
	Z	-6.50	-4.68	-1.69	0.14
Viento Dirección -Y	X	0.09	0.04	0.14	0.09
	Y	16.69	16.69	16.28	16.29
	Z	-6.50	-4.68	-1.69	0.14

3.5. Combinaciones de carga

Las combinaciones de carga que no incorporan acción sísmica se definen según los criterios indicados en el Capítulo 9 de la NCh3171:2017, por el contrario, cuando la acción sísmica debe ser considerada, se utilizan las combinaciones del Capítulo 4 de la NCh2369:2023. Para efectos de esta memoria, se utiliza el método LRFD.

Para la verificación de resistencia de los elementos, se emplean las siguientes combinaciones de carga considerando espectro de diseño:

1. $1.4D_t$
2. $1.2D_t + 1.6L + 0.5L_r$
3. $1.2D_t + 1.6L_r + L$
4. $1.2D_t + 1.6L_r + 0.8W$
5. $1.2D_t + 1.6W + L + 0.5L_r$

6. $0.9D_t + 1.6W$
7. $1.2D_t + 0.25L + 1.4E$
8. $0.9D_t + 1.4E$

Para la verificación de deformaciones, se emplean las siguientes combinaciones de carga considerando espectro de referencia:

1. D_t
2. $D_t + L$
3. $D_t + L_r$
4. $D_t + 0.75L_r + 0.75L$
5. $D_t + W$
6. $D_t + 0.75W + 0.75L_r + 0.75L$
7. $D_t + 0.75(0.25L) + E$
8. $D_t + E$

Los estados de carga sísmicos deben considerar la regla de simultaneidad de la NCh2369:2023, según:

- i. $E = \pm E_x \pm 0.3E_y \pm 0.6E_z$
- ii. $E = \pm 0.3E_x \pm E_y \pm 0.6E_z$
- iii. $E = \pm 0.6E_x \pm 0.2E_y \pm E_z$
- iv. $E = \pm 0.2E_x \pm 0.6E_y \pm E_z$

Los estados de carga de viento deben considerar los Casos 1 y 3 de la Figura 21 de la NCh432:2010, según:

- i. $W = \pm W_x$
- ii. $W = \pm W_y$
- iii. $W = \pm 0.75W_x \pm 0.75W_y$

Finalmente, elementos que no estén destinados a trabajar como fusibles deben ser diseñados con cargas sísmicas amplificadas por $0.7R_1 \geq 1.0$ según lo indicado en la Sección 2.4.1, tal que se utilizan las siguientes combinaciones de carga:

1. $1.2D_t + L + 1.4[0.7R_1(\pm E_x \pm 0.3E_y) \pm 0.6E_z]$
2. $1.2D_t + L + 1.4[0.7R_1(\pm 0.3E_x \pm E_y) \pm 0.6E_z]$
3. $1.2D_t + L + 1.4[0.7R_1(\pm 0.6E_x \pm 0.2E_y) \pm E_z]$
4. $1.2D_t + L + 1.4[0.7R_1(\pm 0.2E_x \pm 0.6E_y) \pm E_z]$

5. $0.9D_t + 1.4[0.7R_1(\pm E_x \pm 0.3E_y) \pm 0.6E_z]$
6. $0.9D_t + 1.4[0.7R_1(\pm 0.3E_x \pm E_y) \pm 0.6E_z]$
7. $0.9D_t + 1.4[0.7R_1(\pm 0.6E_x \pm 0.2E_y) \pm E_z]$
8. $0.9D_t + 1.4[0.7R_1(\pm 0.2E_x \pm 0.6E_y) \pm E_z]$

3.6. Verificación esbeltez global y local

Los elementos fusibles se verifican para esbeltez global inferior a $1.5\pi\sqrt{(E/F_y)}$ y relaciones ancho/espesor inferiores al valor de λ_{md} indicado en la Tabla 8 de la NCh2369:2023. Dado que la estructura está clasificada como Categoría II, los elementos diseñados con cargas sísmicas amplificadas por $0.7R_1 \geq 1.0$ se eximen de cumplir estos requisitos. El resumen de estas verificaciones se muestra en la Tabla 3.8.

Tabla 3.8 Esbeltez global y local para elementos fusibles.

Miembro	Perfil	b/t	λ_{md} ala	h/t _w	λ_{md} , alma	KL/r máx.	KL/r lím.
Arriostramiento	HSS2-1/2x2-1/2x3/16	11.4	18.9	-	-	121.8	133.8
Arriostramiento	HSS3x3x3/16	14.2	18.9	-	-	115.5	133.8
Viga	IN30x32.2	9.4	10.0	47.3	64.4 ¹	-	-
Viga	IN45x76.5	6.3	10.0	52.3	64.4 ¹	-	-

¹ Se asume $C_a = 0.114$ de forma conservadora.

3.7. Verificación serviciabilidad

3.7.1. Verificación deflexiones

Las deflexiones para vigas sometidas a cargas gravitacionales se verifican para los límites señalados en el “*International Building Code*” (ICC, 2009). Para vigas de techo se considera un límite de $L/180$ para carga viva y $L/120$ para combinación de carga viva y muerta. Para vigas de piso se considera un límite de $L/360$ para carga viva y $L/240$ para combinación de carga viva y muerta. En ambos casos, L corresponde a la luz libre. En la Tabla 3.9 se resumen las deflexiones más críticas para cada nivel.

Tabla 3.9 Deflexiones para cargas gravitacionales.

Tipo	Nivel [mm]	Largo [mm]	Δ_L [mm]	Δ_{D+L} [mm]	$\Delta_{L,lim}$ [mm]	$\Delta_{D+L,lim}$ [mm]
Viga de piso	4675	3500	7.88	12.19	9.72	14.58
Viga de piso	8575	3500	4.39	8.62	9.72	14.58
Viga de techo	19250	3540	2.27	6.12	19.67	29.50

3.7.2. Verificación *drift* sísmico

El límite para deformaciones sísmicas horizontales o *drift* es 1.5% la altura de entrepiso. En la Tabla 3.10 se resumen los valores de los *drift* para el marco más exigido para ambas direcciones de análisis. Es de esperar que el *drift* para el sentido transversal (Eje Y) sea mayor en los primeros niveles puesto que poseen marcos rígidos tal como se muestra en la Figura 3.4 donde, además, se aprecia el comportamiento de piso blando. Los *drift* en el sentido longitudinal (Eje X) se muestran gráficamente en la Figura 3.3.

Tabla 3.10 Resumen de deformaciones sísmicas para ambas direcciones de análisis.

Altura [mm]	δ_x [%]	$\delta_{x,lim}$ [%]	δ_y [%]	$\delta_{y,lim}$ [%]
4700	0.31	1.50	0.70	1.50
8600	0.30	1.50	0.86	1.50
11125	0.29	1.50	0.43	1.50
12800	0.33	1.50	0.32	1.50
15775	0.54	1.50	0.28	1.50
18750	0.58	1.50	0.24	1.50

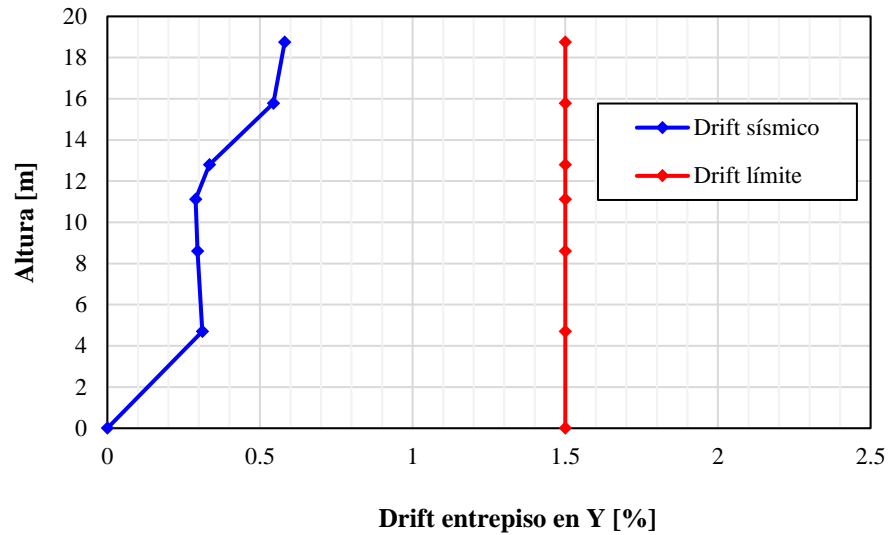


Figura 3.3 Deformaciones sísmicas para marco longitudinal.

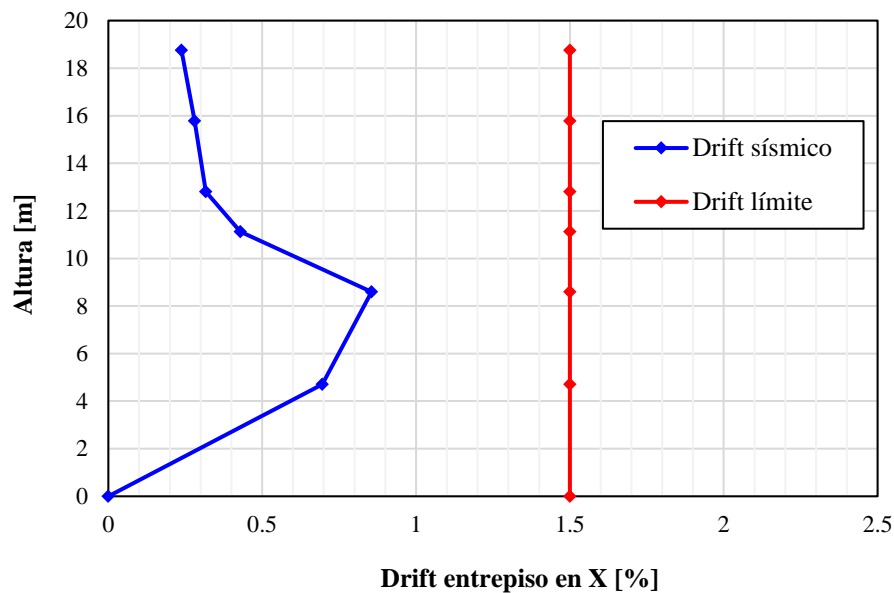


Figura 3.4 Deformaciones sísmicas para marco transversal.

3.8. Verificación resistencia estructural

La resistencia estructural se verifica según el método LRFD empleando las capacidades obtenidas según la NCh427/1 para miembros laminados. En la Figura 3.5 se puede ver una representación global de las utilizaciones obtenidas para las demandas máximas entre interacción flexo-compresión y esfuerzo de corte empleando combinaciones de diseño. Capacidades para perfiles plegados son calculadas según el código AISI S100-16 “North American Specification for the Design of Cold-

Formed Steel Structural Members” (AISI, 2016), no obstante, su presencia en el modelo se limita a miembros secundarios, por lo cual se omite su visualización gráfica.

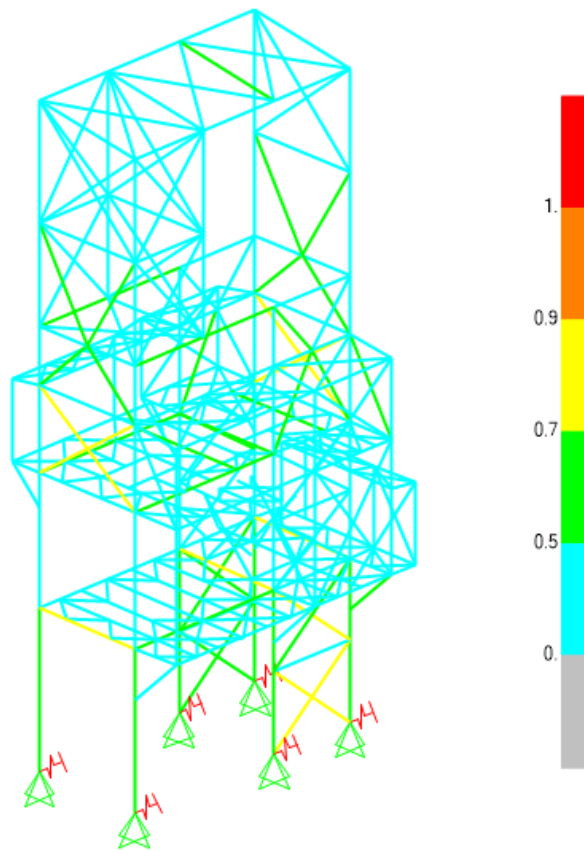


Figura 3.5 Factores de utilización para combinaciones de diseño por método LRFD.

Las columnas en general y vigas en marcos arriostrados se diseñan con cargas sísmicas amplificadas por $0.7R_1 \geq 1.0$ según lo indicado en puntos anteriores, sus factores de utilización se muestran gráficamente en la Figura 3.6.

En el ANEXO B se entrega el detalle de los factores de utilización obtenidos para cada miembro empleando combinaciones de carga con sismo de diseño y sismo amplificado por $0.7R_1 \geq 1.0$.

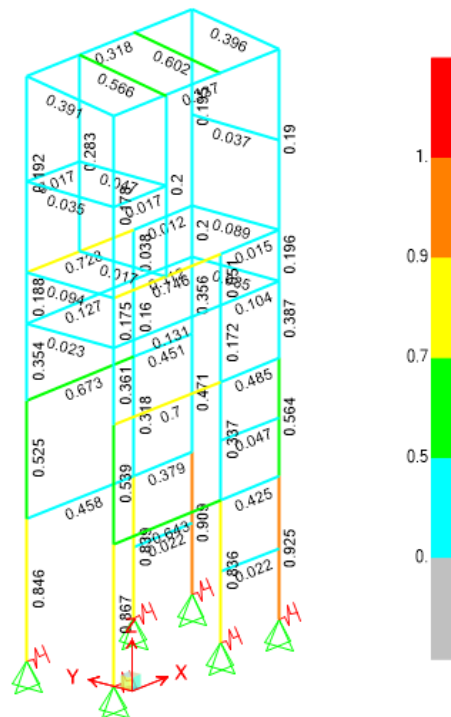


Figura 3.6 Factores de utilización para combinaciones de diseño por método LRFD con carga sísmica amplificada por $0.7R_1 \geq 1.0$.

3.9. Anclaje estructura-fundación

Se consideran seis anclajes (véase Figura 3.7), todos empotrados en el sentido transversal considerando la rigidez rotacional secante K_s según la Ecuación 3.8.

$$K_s = E_s A_b n b^2 / L_b \quad (3.8)$$

Donde:

E_s : Módulo de Young del acero de los pernos de anclaje.

A_b : Área de la sección transversal del perno de anclaje.

n : Número de pernos en el lado traccionado.

b : Distancia entre el centro de pernos traccionados y extremo opuesto de la placa base.

L_b : Longitud flexible del perno de anclaje.

La longitud L_b se asume como la distancia entre el tope del pedestal hasta el tope de la silla de anclaje.

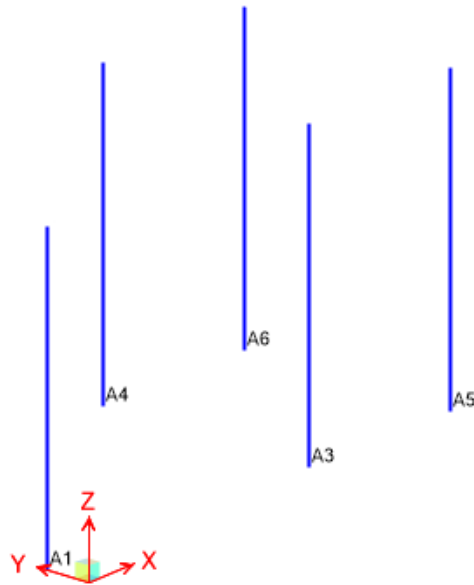


Figura 3.7 Nomenclatura para nodos en la base (anclajes).

La resistencia y carga última de tracción sobre los pernos se determina según las disposiciones de la *Design Guide 1* de AISC (2006), complementado con criterios de la práctica nacional, para cargas de diseño. Todos los demás elementos que conforman el sistema de anclaje son diseñados según lo indicado en la Sección 2.4.1. Se asume un único tipo de placa pase para todos los anclajes para simplificar el detallamiento y sus especificaciones se muestran en la Figura 3.8. El resumen de cargas de diseño y factores de utilización se presenta en la Tabla 3.11, donde el anclaje A5 ha controlado el diseño.

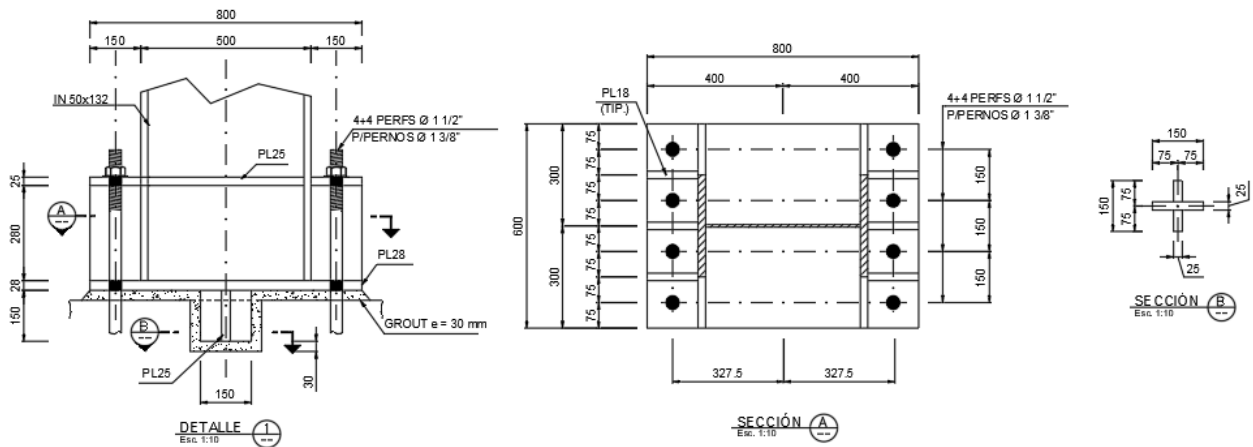


Figura 3.8 Detalle típico de placa base.

La configuración anterior posee una rigidez rotacional secante de $K_s = 63982$ [tonf – m/rad].

Tabla 3.11 Cargas de diseño y factores de utilización para elementos de anclaje.

Elemento	Unidad	P_u	P_n	FU
Pernos de anclaje	tonf	21.83	21.99	0.99
Placa base	tonf-cm/cm	4.17	4.46	0.93
Placa de silla	tonf-cm	47.05	53.37	0.88
Atiesadores de silla	tonf	33.34	56.4	0.68
Llave de corte	tonf/cm ²	0.099	0.195	0.51

3.10. Conclusiones

En este capítulo se ha abordado el diseño lineal elástico de la estructura conforme a las disposiciones de la norma vigente NCh2369.

Las cargas sísmicas aplicadas a la estructura son rigurosas, dado que consideran la zona sísmica con mayor aceleración de origen subductivo, un factor de modificación de respuesta $R=2$ y un factor de importancia $I=1.0$. Estos parámetros han resultado en una estructura con una notable sobrerresistencia, evidenciada por un factor de utilización de los miembros para cargas sísmicas de diseño generalmente inferior al 80%.

Las deflexiones verticales y el *drift* sísmico han cumplido holgadamente con los límites establecidos y la mayor deformación se ha concentrado en la dirección de marcos de momento lo cual es un resultado *a priori* esperado.

Finalmente, los pernos de anclaje han sido controlados por el anclaje A5, lo que resulta en un diseño holgado para el resto de los anclajes. Aunque esto no sea óptimo en términos de resistencia, es realizado habitualmente en la práctica para mantener un detallamiento uniforme y evitar problemas de construcción.

CAPÍTULO 4. EVALUACIÓN DE DESEMPEÑO

4.1. Introducción

En este capítulo se presentan los resultados del análisis dinámico no lineal, considerando arriostramientos y rótulas en vigas como componentes no lineales. Se analizan dos escenarios sísmicos, un nivel consistente con el espectro objetivo para nivel de diseño, denominado SDI, y otro nivel consistente con nivel máximo, denominado SMP.

Para cada uno de los niveles se utiliza un set de 22 registros, de los cuales 11 están asociados a la primera forma modal, con un periodo $T=0.45$ [s], y los otros 11 están asociados a la segunda forma modal, con un periodo $T=0.12$ [s]. Es importante destacar que el número del registro no indica que se trate del mismo evento ni de la misma estación de medición para ambos niveles. En el ANEXO E se encuentran las propiedades de los registros.

Los arriostramientos se modelaron con ocho tipos de *Links* MLP, distribuidos en 38 arriostramientos verticales, 24 en los marcos en dirección X, y 14 en los marcos en dirección Y. Por otro lado, las rótulas en vigas se modelaron con dos propiedades *Hinge*, para dos secciones transversales distintas, dando un total de 12 rótulas ingresadas en el modelo. La distribución de *Links* y *Hinges* y sus propiedades no lineales se presentan en el ANEXO D.

4.2. Deformación en arriostramientos

Desde la Figura 4.1 hasta la Figura 4.4 se presentan los gráficos de deformación normalizada para tracción y compresión de los arriostramientos dispuestos en los marcos en dirección X.

Para nivel SDI, en promedio, todos los arriostramientos, tanto a tracción como compresión, se encuentran bajo el 50 [%] del límite de seguridad de vida LS que propone la norma NCh2369:2023 para espectro objetivo a nivel de diseño, más aún, sólo los arriostramientos XZ_1 y X_13 excedieron el límite de ocupación inmediata IO en compresión. Lo anterior es consistente con el diseño lineal, donde precisamente dichos arriostramientos poseen factores de utilización mayores.

Los arriostramientos del primer nivel, XZ_1 a XZ_4 y XZ13 a XZ_16, experimentan pandeo en un rango de 10 a 14 registros, que inducen deformaciones en promedio del orden de 1.3 a 2.5 veces la deformación de pandeo Δ_c . Los registros 10 y 16 son los que inducen las mayores deformaciones, cercanas a $5\Delta_c$ para los arriostramientos antes señalados. El registro 9, en particular, excita más a las

diagonales de niveles superiores, tal que los arriostramientos XZ_11, XZ_21 y XZ_22 exceden ligeramente la deformación de pandeo.

En tracción, nuevamente los arriostramientos del primer nivel son los más exigidos, y alcanzan la fluencia en el rango de 4 a 11 registros en el orden de 1.4 a 2.5 veces la deformación de fluencia Δ_t .

Para nivel SMP, en promedio todos los arriostramientos se encuentran bajo el límite de seguridad de la vida LS, por lo cual se cumple lo propuesto por la NCh2369:2023 para espectro objetivo a nivel máximo.

Similar a la demanda SDI, en el primer nivel se concentra la mayor cantidad de diagonales en el rango no lineal y, por lo tanto, la mayor disipación de energía. Estos arriostramientos pandean en un rango de 14 a 16 registros, que inducen deformaciones, en promedio, del orden de 2.0 a 3.9 veces la deformación de pandeo Δ_c . Para tracción el comportamiento es idéntico, donde los arriostramientos en dicho nivel fluyen en un rango de 6 a 14 registros, con deformaciones medias del orden de 2.0 a 3.7 veces la deformación de fluencia Δ_t .

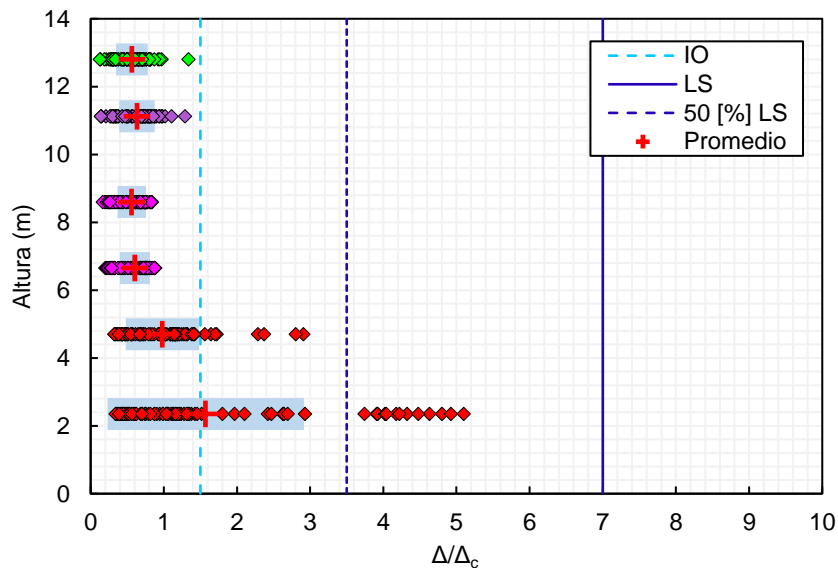


Figura 4.1 Deformación normalizada en compresión de arriostramientos de marcos en dirección X para nivel SDI.

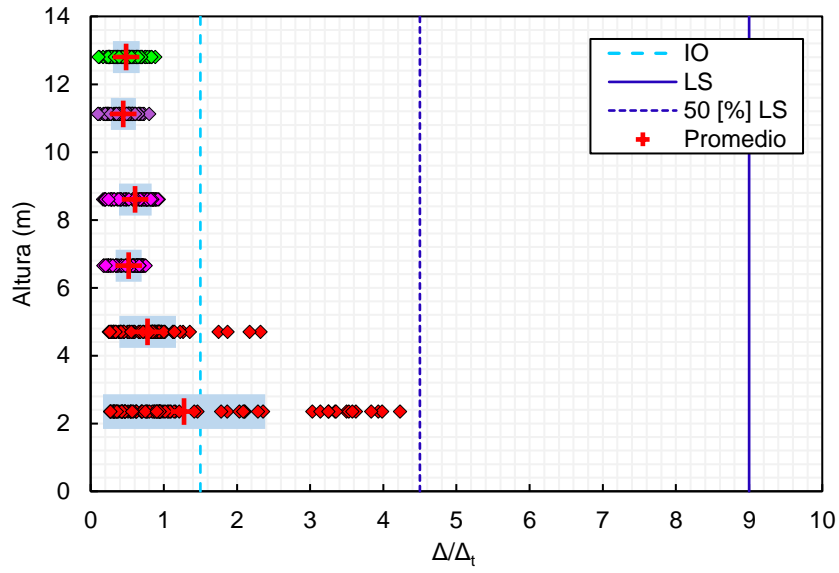


Figura 4.2 Deformación normalizada en tracción de arriostramientos de marcos en dirección X para nivel SDI.

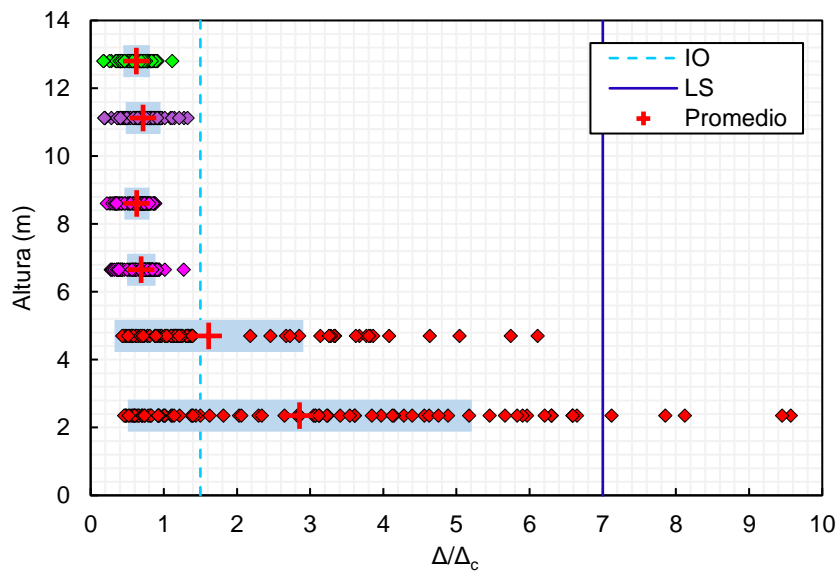


Figura 4.3 Deformación normalizada en compresión de arriostramientos de marcos en dirección X para nivel SMP.

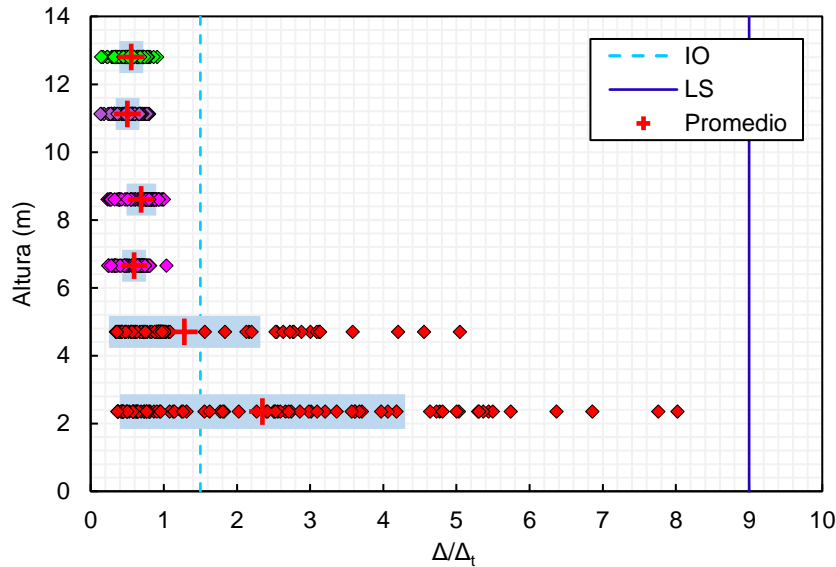


Figura 4.4 Deformación normalizada en tracción de arriostramientos de marcos en dirección X para nivel SMP.

Desde la Figura 4.5 hasta la Figura 4.8 se presentan los gráficos de deformación normalizada para tracción y compresión de los arriostramientos dispuestos en los marcos en dirección Y.

Para nivel SDI, en promedio, todos los arriostramientos se encuentran bajo el límite de ocupación inmediata IO y satisfacen con holgura el 50 [%] del límite de seguridad de vida LS. En general, los arriostramientos más solicitados son los ubicados bajo la cota $Z=11.125$ [m], lo cual es consistente con el diseño lineal.

Dichas diagonales, rotuladas como YZ_2, YZ_3, YZ_9 e YZ_10 experimentan pandeo en un rango de 5 a 10 registros, con deformaciones del orden de 1.7 a 2.0 veces la deformación de pandeo Δ_c , en promedio. Arriostramientos superiores, YZ_4, YZ_5, YZ11 e YZ12, experimentan pandeo en un rango más acotado, para los registros 5, 16 y 21, que inducen deformaciones particularmente grandes en comparación al resto de registros, llegando al orden de 2.0 a 2.2 veces Δ_c , en promedio. Los demás arriostramientos no presentan deformaciones plásticas, lo cual justifica la decisión de no modelar como elemento no lineal las diagonales del último nivel.

En tracción el comportamiento es similar, los arriostramientos YZ_2, YZ_3, YZ_9 e YZ_10 fluyen en un rango de 3 a 8 registros con deformaciones del orden de 1.5 a 2.0 veces la deformación de fluencia Δ_t .

Para nivel SMP, en promedio todos los arriostramientos se encuentran bajo el límite de seguridad de la vida LS, por lo cual se cumple lo propuesto por la NCh2369:2023 para espectro objetivo a nivel máximo. Más aún, para ningún registro se excede dicho límite.

Similar a la demanda SDI, bajo la cota $Z=11.125$ [m] se concentra la mayor cantidad de diagonales en el rango no lineal y, por lo tanto, la mayor disipación de energía. Estos arriostramientos pandean en un rango de 11 a 13 registros, que inducen deformaciones, en promedio, del orden de 1.3 a 1.8 veces la deformación de pandeo Δ_c . Para tracción el comportamiento es idéntico, donde los arriostramientos en dicho nivel fluyen en un rango de 8 a 11 registros, con deformaciones medias del orden de 1.9 a 2.2 veces la deformación de fluencia Δ_t .

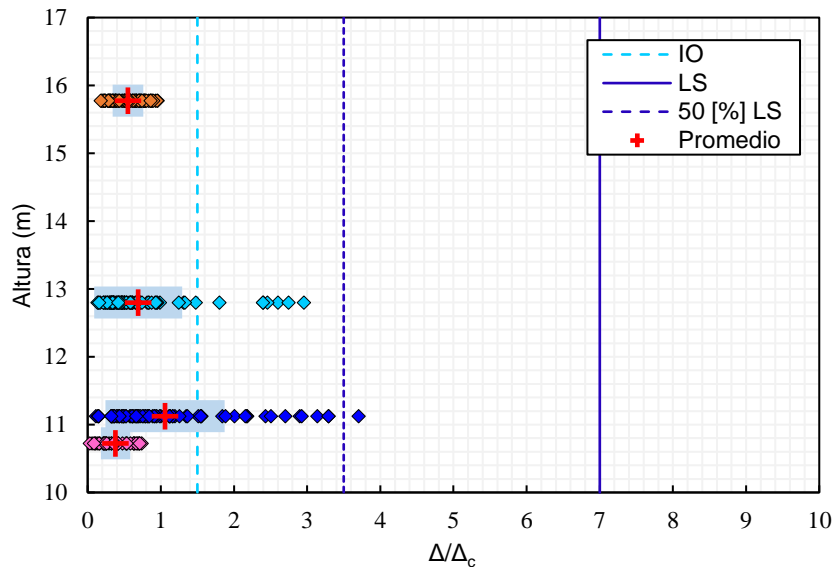


Figura 4.5 Deformación normalizada en compresión de arriostramientos de marcos en dirección Y para nivel SDI.

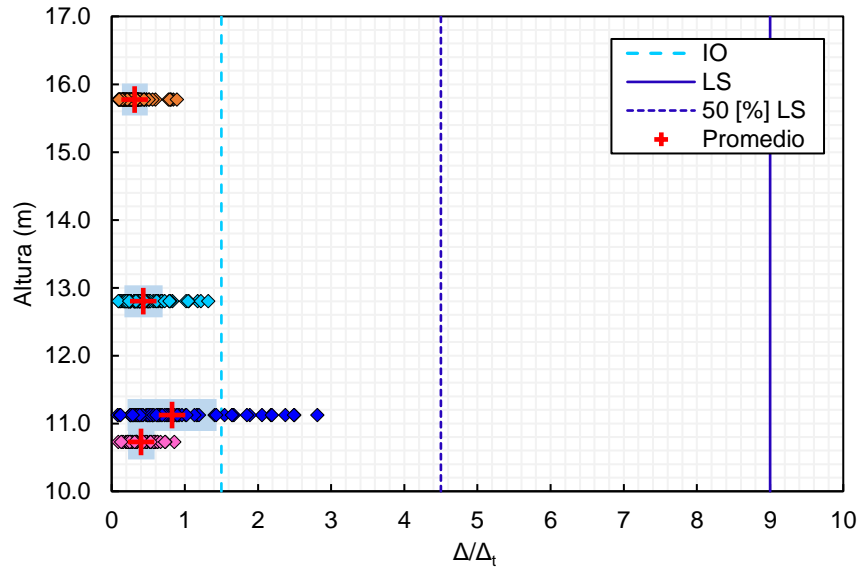


Figura 4.6 Deformación normalizada en tracción de arriostramientos de marcos en dirección Y para nivel SDI.

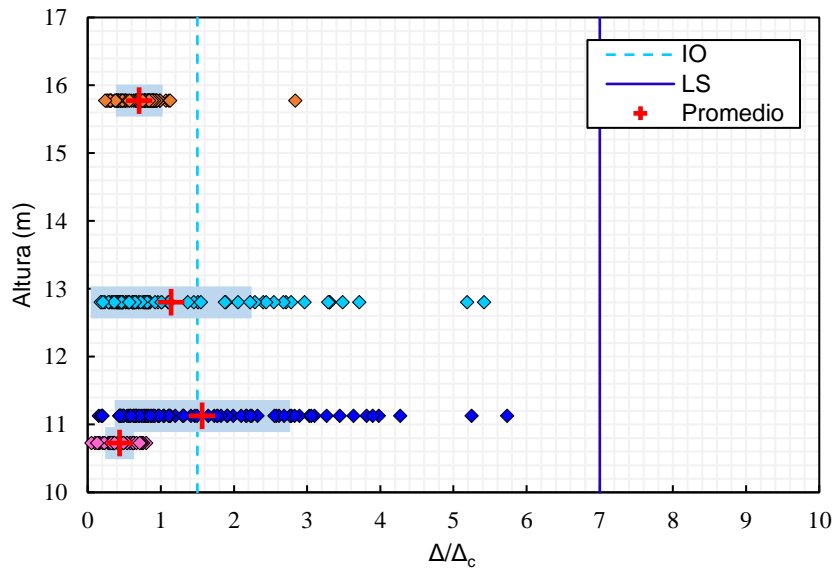


Figura 4.7 Deformación normalizada en compresión de arriostramientos de marcos en dirección Y para nivel SMP.

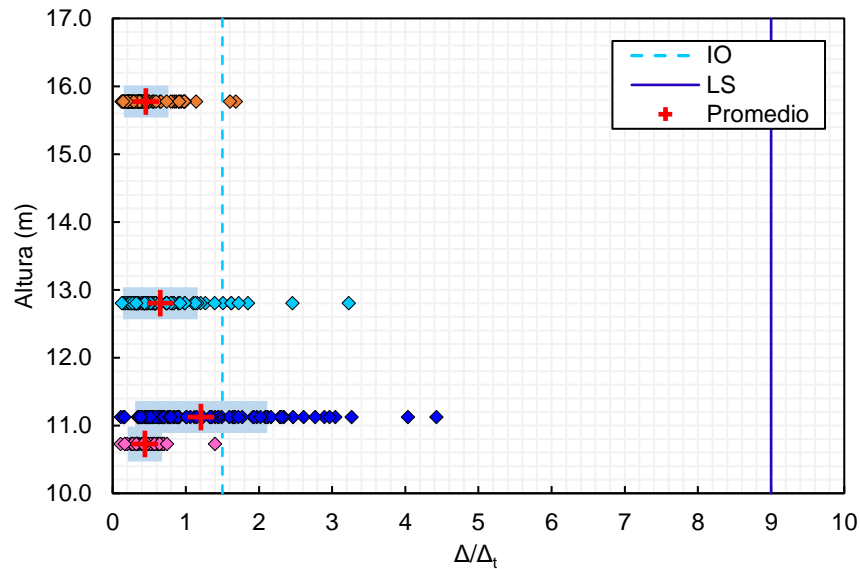


Figura 4.8 Deformación normalizada en tracción de arriostramientos de marcos en dirección Y para nivel SMP.

4.3. Deformación en vigas

En la Figura 4.9 se presentan las rótulas detectadas en vigas que incurrieron en el rango no lineal para nivel de demanda SDI, encerrado en rojo se indica la rótula con mayor rotación para el respectivo registro.

En general, las vigas no presentan plastificación y, de existir, esta se concentra en las vigas del primer nivel lo cual es consistente con los resultados obtenidos para el diseño lineal donde dichas vigas arrojan los mayores factores de utilización. Sólo en cuatro registros existen rótulas en rango no lineal y en todas se satisface el 50 [%] del límite de seguridad de vida LS. En la Figura 4.10 se entrega la relación momento – rotación en SAP2000 para las rótulas con mayor deformación rotacional para los registros en los cuales se presentó plastificación, donde se observa que, pese a considerar los registros más desfavorables, las deformaciones solo alcanzan un orden de 1.1 a 1.7 veces el giro de fluencia θ_y y distan bastante de alcanzar siquiera el límite de ocupación inmediata IO de ASCE 41-17 que, para las vigas IN45x76.5 del primer nivel, es de $2.7\theta_y$.

Expuesto de manera global, al menos para la configuración que posee la estructura, la disipación de energía se concentra directamente en los arriostramientos y el aporte de vigas es, en promedio, nulo.

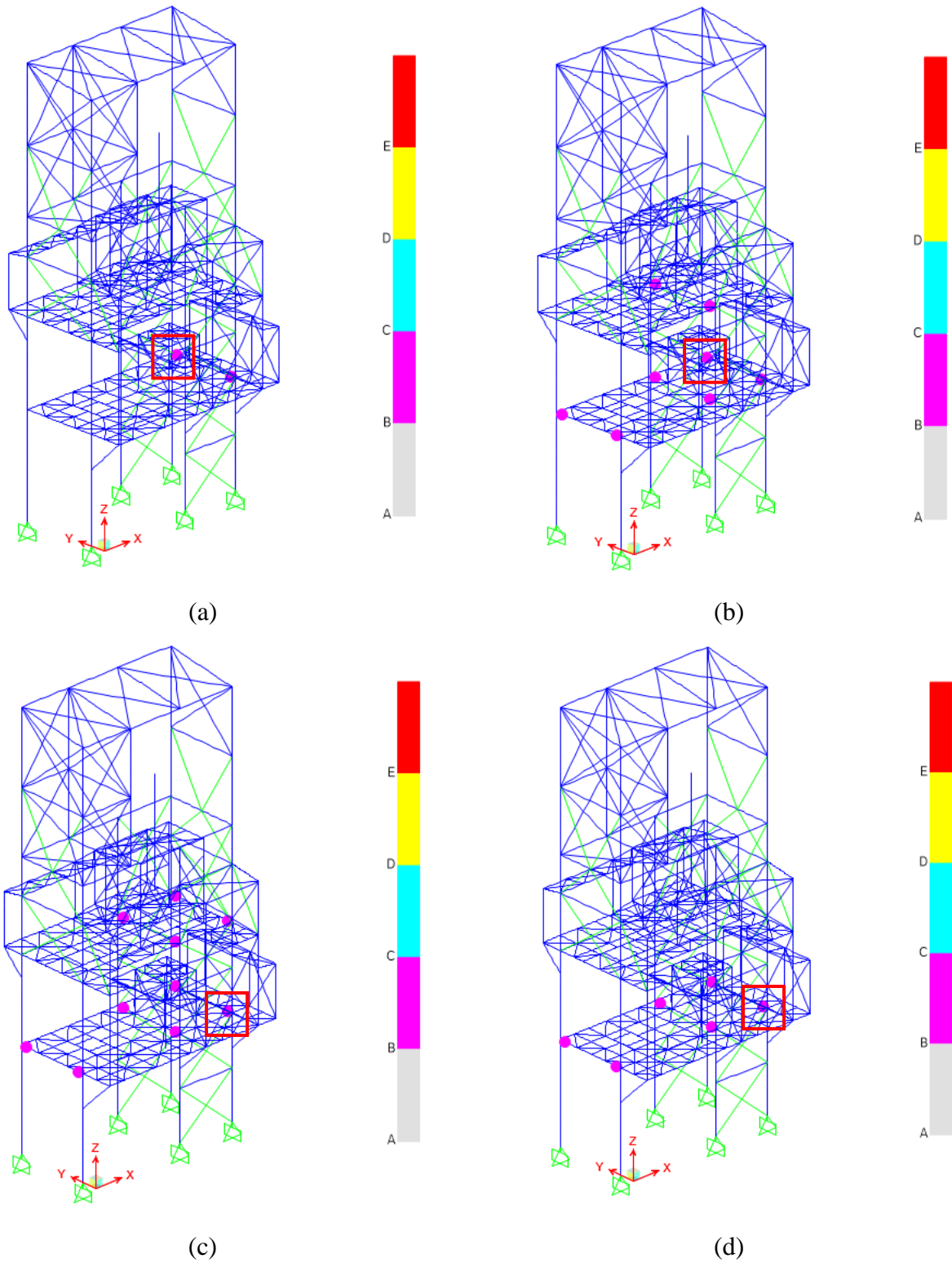
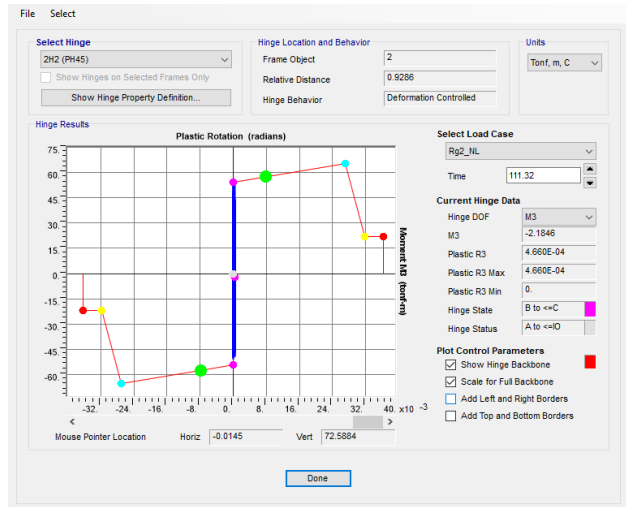
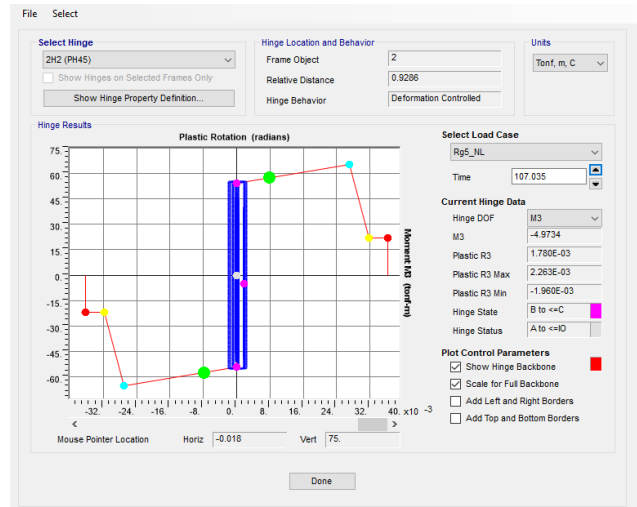


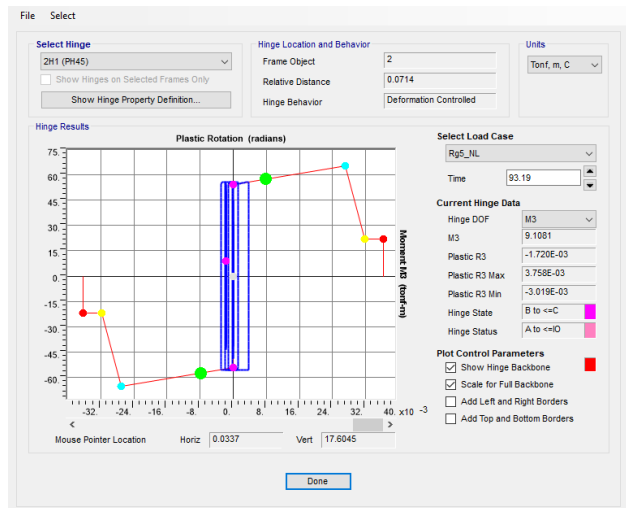
Figura 4.9 Deformada con rótulas en plastificación para nivel SDI, para (a) registro 2, (b) registro 5, (c) registro 16 y (d) registro 21.



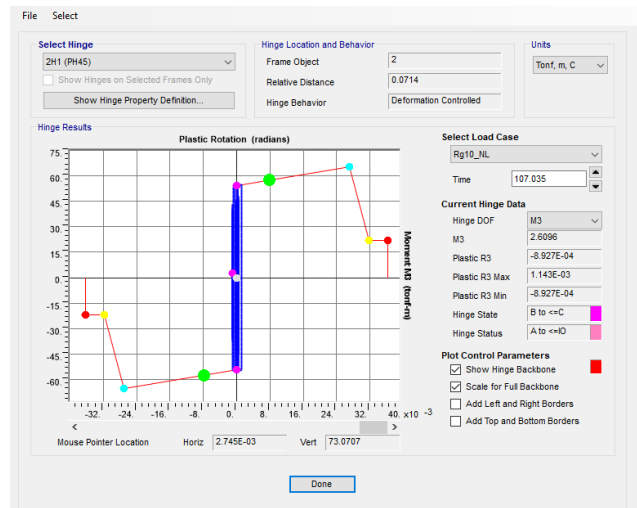
(a)



(b)



(c)



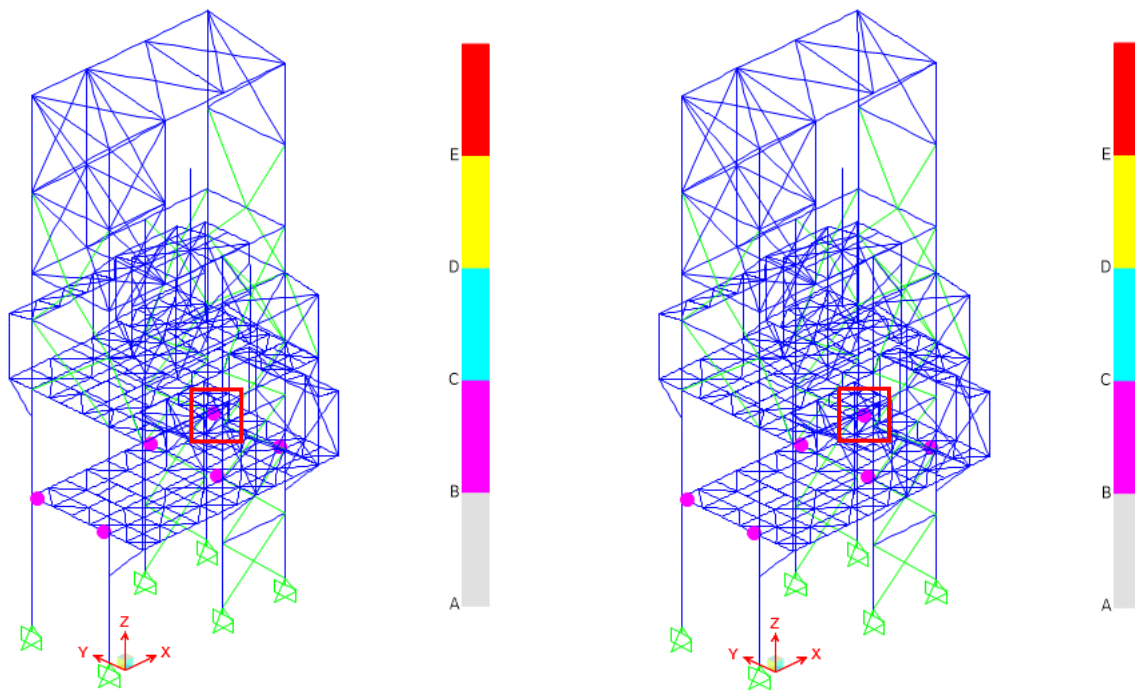
(d)

Figura 4.10 Relaciones momento-rotación en SAP2000 para rótulas con máxima rotación plástica para nivel SDI en (a) registro 2, (b) registro 5, (c) registro 16 y (d) registro 21.

En la Figura 4.11 se presentan las rótulas detectadas en vigas que incurrieron en el rango no lineal para nivel de demanda SMP, encerrado en rojo se indica la rótula con mayor rotación para el respectivo registro.

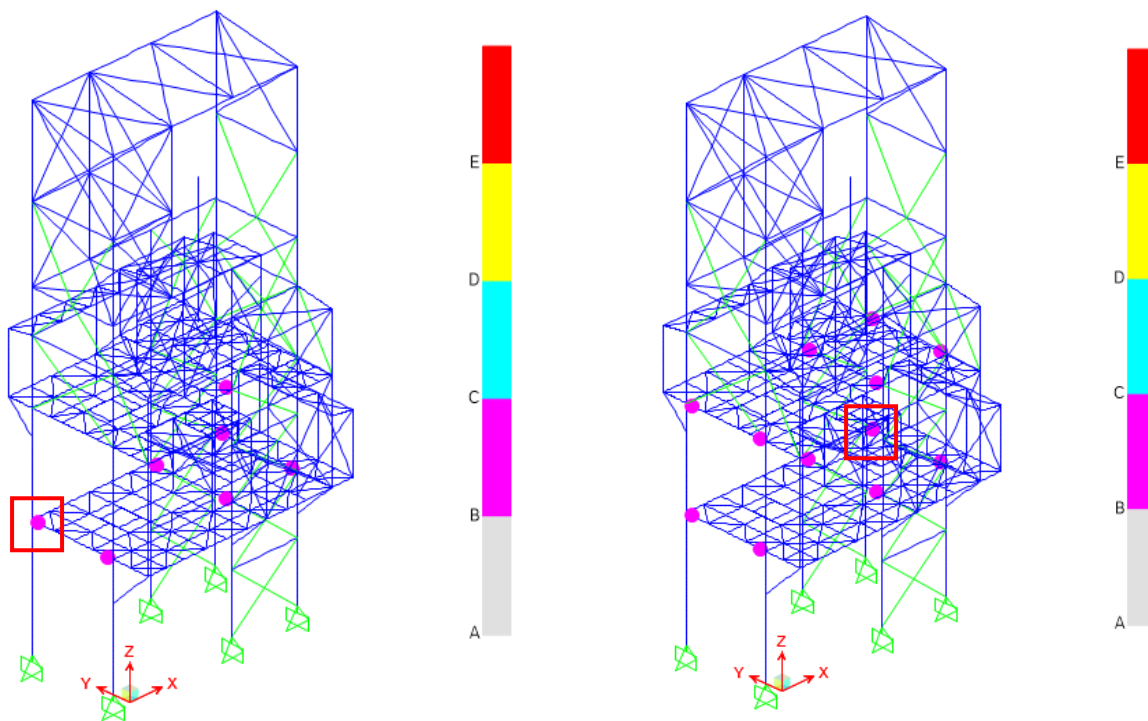
Nuevamente, la plastificación se concentra en las vigas del primer nivel. Si bien, para este nivel de demanda, las rótulas se activan para un total de ocho registros, el comportamiento es, en general, idéntico para nivel SDI en términos de la severidad de las deformaciones respecto a los criterios de aceptación. Todas las rótulas para todos los registros, incluso aquellos que inducen los giros máximos, se encuentran bajo el límite LS propuesto por la NCh2369:2023 donde la incursión en el rango no

lineal es moderada como se evidencia en la Figura 4.12. Las deformaciones rotacionales más desfavorables apenas alcanzan el orden de 1.2 a 2.4 veces el giro de fluencia θ_y .



(a)

(b)



(c)

(d)

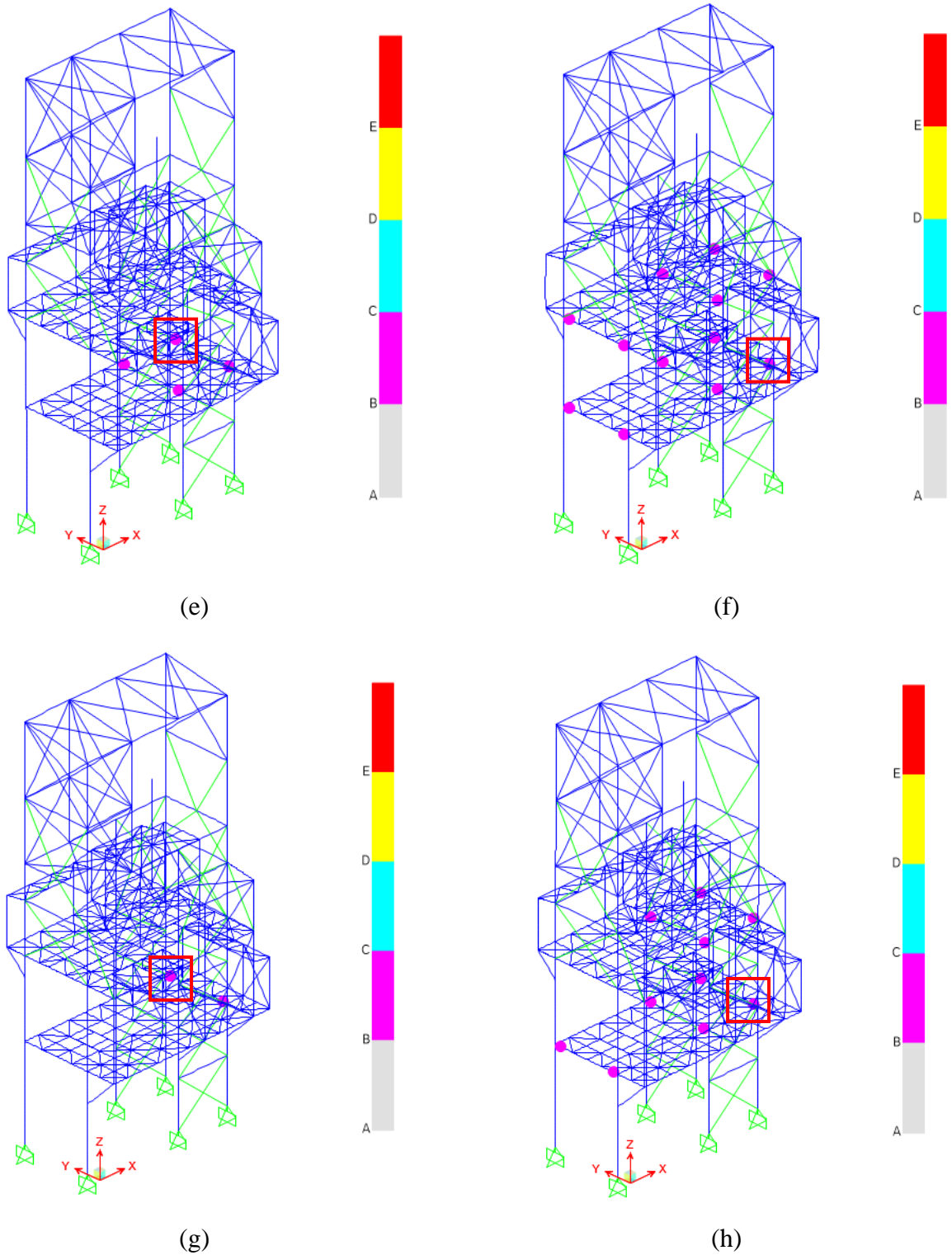
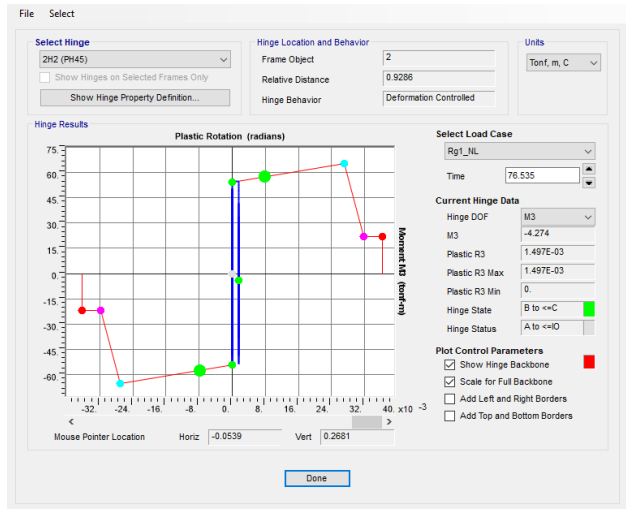
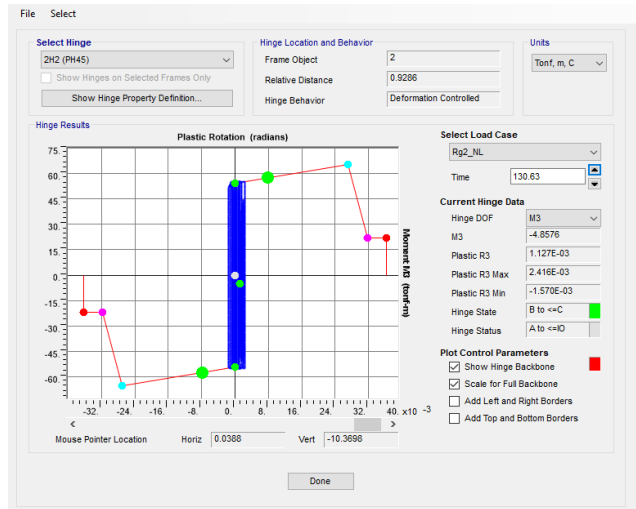


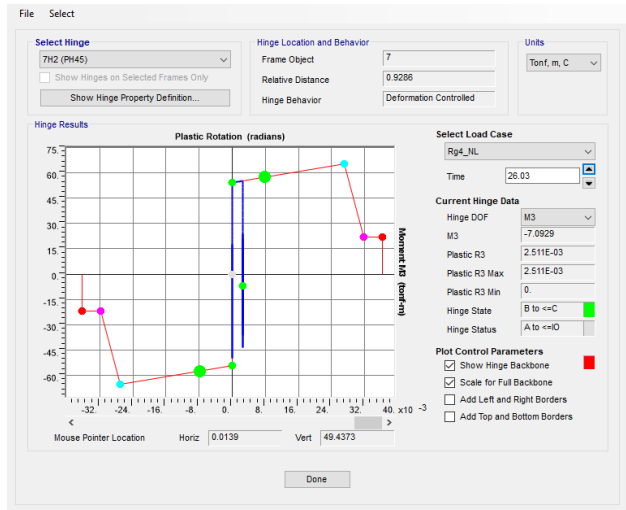
Figura 4.11 Deformada con rótulas en plastificación para nivel SMP, para (a) registro 1, (b) registro 2, (c) registro 4, (d) registro 5, (e) registro 8, (f) registro 16, (g) registro 17 y (h) registro 21.



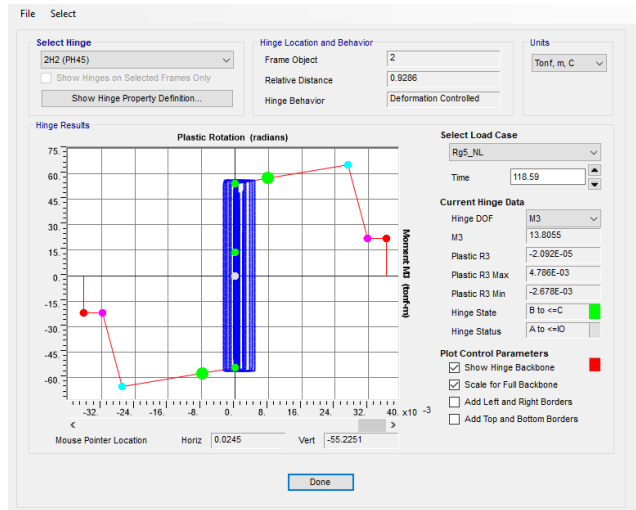
(a)



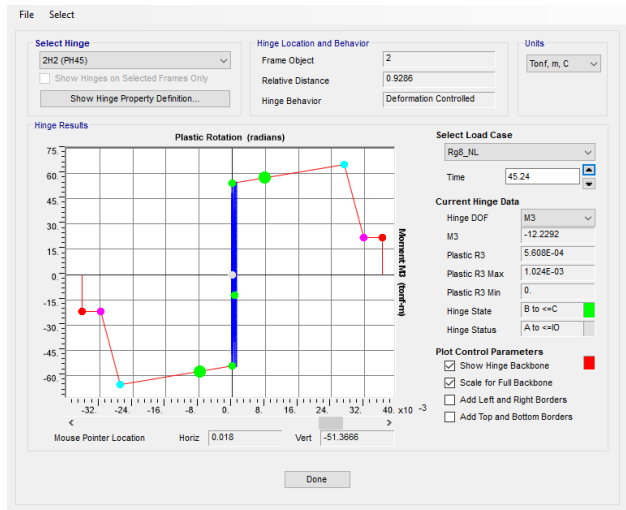
(b)



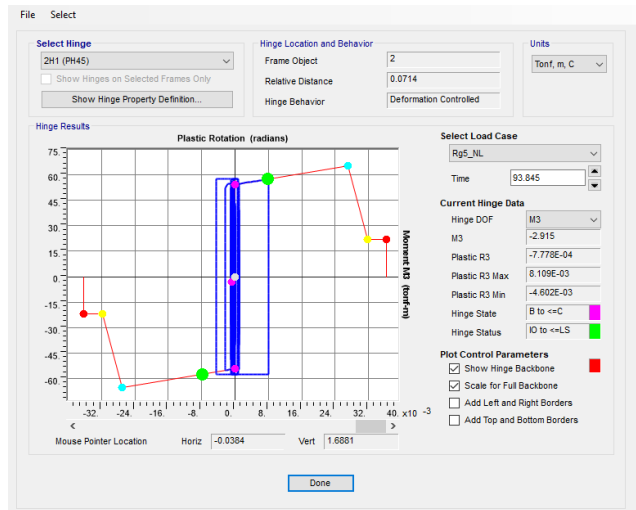
(c)



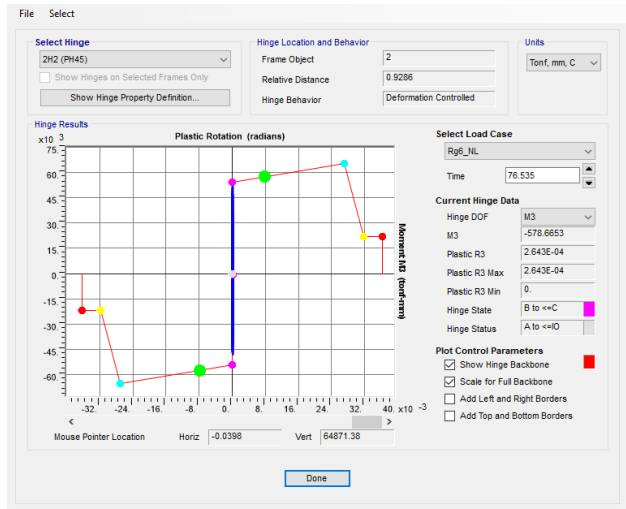
(d)



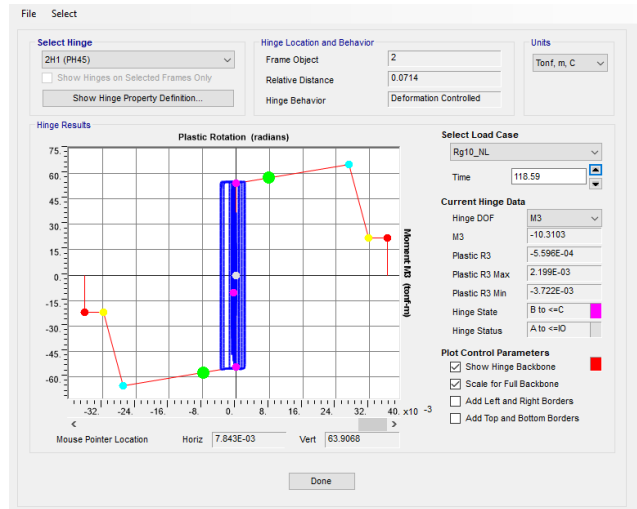
(e)



(f)



(g)



(h)

Figura 4.12 Relaciones momento-rotación en SAP2000 para rótulas con máxima rotación plástica para nivel SMP en (a) registro 1, (b) registro 2, (c) registro 4, (d) registro 5, (e) registro 8, (f) registro 16, (g) registro 17 y (h) registro 21.

En la Tabla 4.1 se detalla la rotación máxima θ normalizada por la rotación de fluencia θ_y para cada nivel de demanda en aquellos registros en que se presentó plastificación, junto con los criterios de aceptación propuestos por la NCh2369:2023 y la ubicación del elemento en cuestión.

Tabla 4.1 Rotación máxima para registros que inducen plastificación.

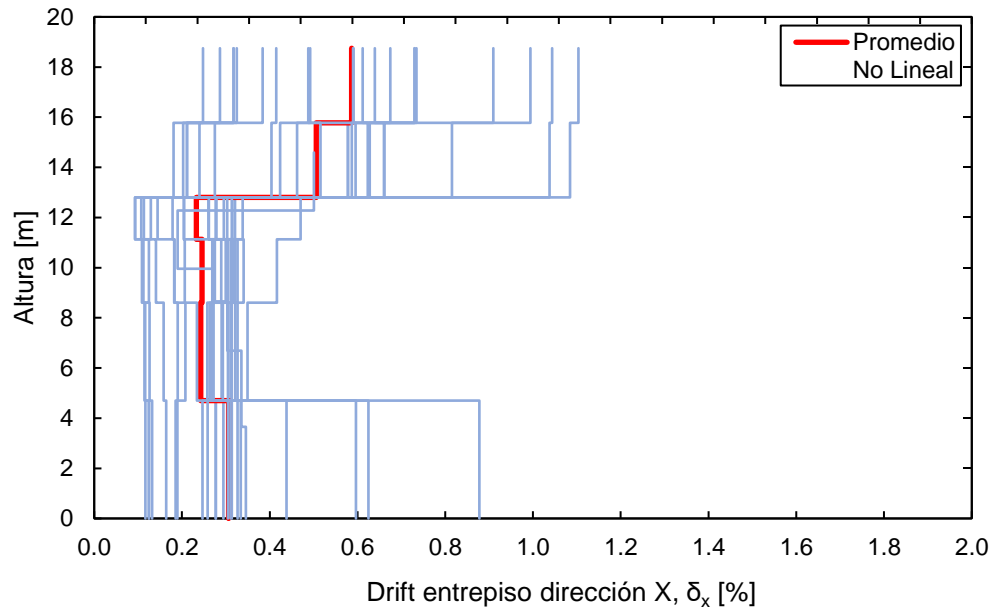
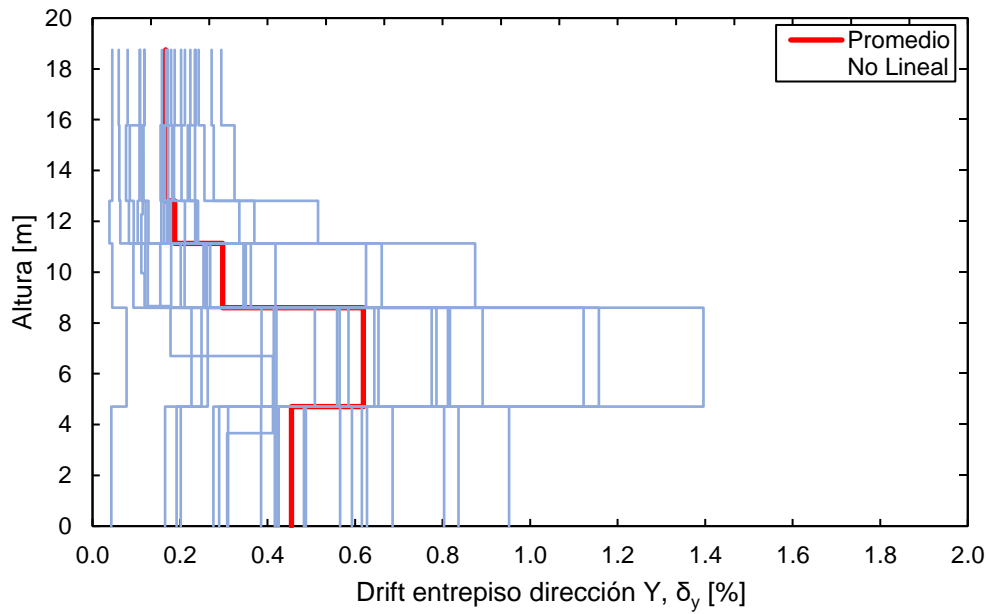
Condición	Registro	Rotación máxima normalizada θ/θ_y	50 [%] LS θ/θ_y	50 [%] LS θ/θ_y	Ubicación en Z [m]	Elemento
SDI	2	1.08	3.5	-	4.7	IN45x76.5
	5	1.40	3.5	-	4.7	IN45x76.5
	16	1.67	3.5	-	4.7	IN45x76.5
	21	1.20	3.5	-	4.7	IN45x76.5
SMP	1	1.27	-	7	4.7	IN45x76.5
	2	1.43	-	7	4.7	IN45x76.5
	4	1.44	-	7	4.7	IN45x76.5
	5	1.85	-	7	4.7	IN45x76.5

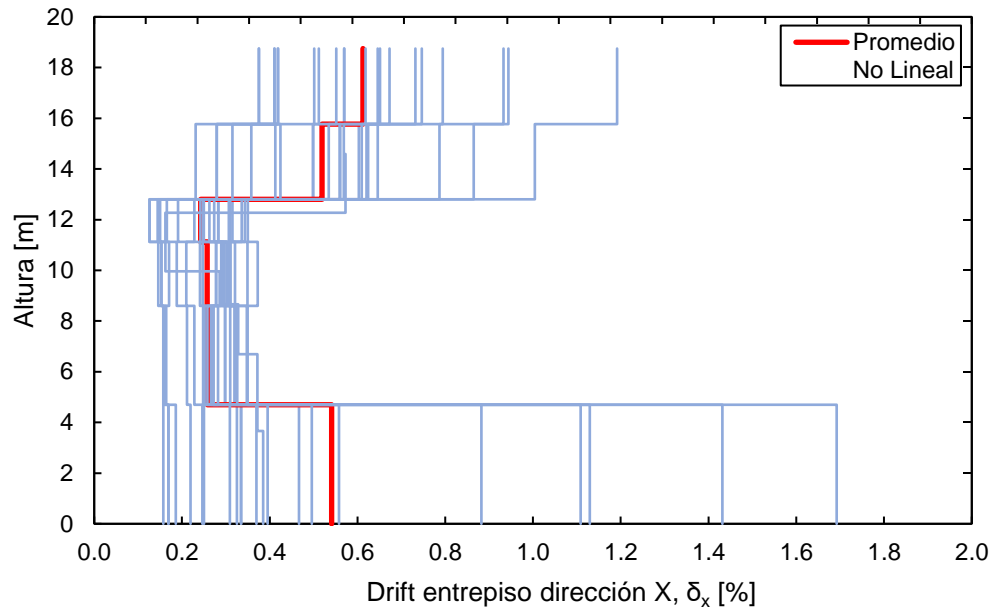
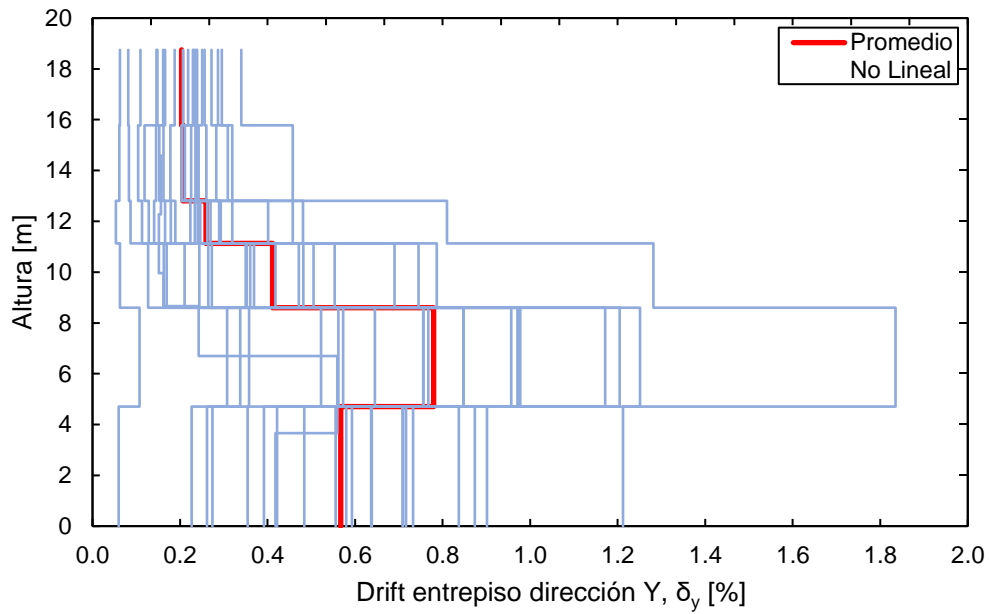
Condición	Registro	Rotación máxima normalizada θ/θ_y	50 [%] LS θ/θ_y	50 [%] LS θ/θ_y	Ubicación en Z [m]	Elemento
	8	1.18	-	7	4.7	IN45x76.5
	16	2.44	-	7	4.7	IN45x76.5
	17	1.05	-	7	4.7	IN45x76.5
	21	1.69	-	7	4.7	IN45x76.5

4.4. Drift sísmico

En la Figura 4.13 y Figura 4.14 se presentan los *drift* en dirección X e Y, respectivamente, para el nivel SDI. En general, el comportamiento se condice con el obtenido en el diseño lineal para ambas direcciones de análisis y, además, la dispersión es consistente con los resultados obtenidos para deformaciones en arriostramientos y vigas en aquellos registros que inducen más plastificaciones. De esta forma, en dirección X, la mayor dispersión se presenta en los registros 6, 10 y 16; mientras que en dirección Y, la mayor dispersión se presenta en los registros 5, 16 y 21 que corresponden a aquellos en los cuales las vigas empezaron a generar rótulas plásticas. La variabilidad observada para los últimos niveles en X está relacionada con la plastificación no homogénea de dichas diagonales respecto a los registros en conjunto, donde los registros 6, 9 y 15 son aquellos que inducen mayor *drift*.

En la Figura 4.15 y Figura 4.16 se presentan los *drift* en dirección X e Y, respectivamente, para el nivel SMP. En este caso, en dirección X existe un aumento de dispersión para los arriostramientos del primer nivel para los registros 6, 10 y 16 propiciado por mayores ciclos de pandeo, no obstante, para el resto de registros el comportamiento es similar al nivel SDI. En dirección Y aumenta la dispersión para los primeros dos niveles, esto se puede justificar dada la pérdida de rigidez del marco dado el aumento de ciclos de pandeo de los arriostramientos en los niveles superiores y en la plastificación de las vigas.

Figura 4.13 *Drift* en dirección X para nivel SDI.Figura 4.14 *Drift* en dirección Y para nivel SDI.

Figura 4.15 *Drift* en dirección X para nivel SMP.Figura 4.16 *Drift* en dirección Y para nivel SMP.

4.5. Factor de utilización de columnas sísmicas

En la Figura 4.17 se presenta el factor de utilización de las seis columnas sísmicas para el nivel SDI, comparado con el factor de utilización obtenido para combinaciones con cargas sísmicas amplificadas por $0.7R_1 \geq 1.0$. Si bien, el promedio del análisis no lineal es más bajo que el del diseño lineal para todas las columnas, muchos registros exceden dicho valor, más aún, en reiterados casos se excede el factor de utilización del 100 [%] lo cual podría sugerir la necesidad de incorporar rótulas no lineales en la modelación de las columnas. Sin embargo, la interacción considerada por el *software* no representa necesariamente fuerzas solicitantes actuando de manera simultánea durante el evento, lo cual puede dar origen a factores de utilización mucho más conservadores que la realidad.

En la Figura 4.18 se presenta el factor de utilización a nivel SMP. El promedio del análisis no lineal excede ligeramente el diseño lineal para las columnas 3 a 6, pero en ningún caso excede el factor de utilización del 100 [%], sin embargo, una gran cantidad de registros si exceden dicho umbral y, nuevamente, sugiere la incorporación de rótulas en el modelo para capturar la plastificación en las columnas.

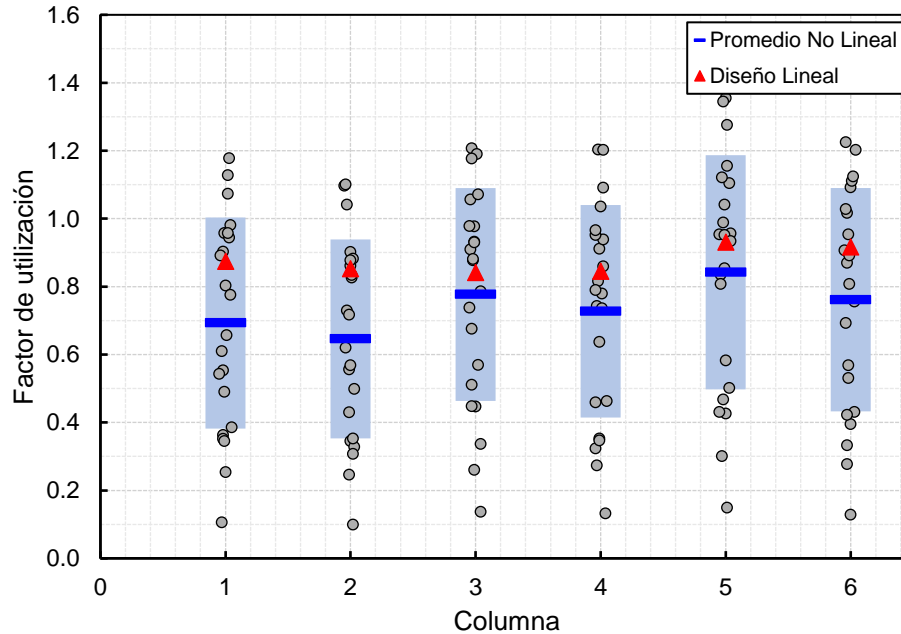


Figura 4.17 Factores de utilización para columnas sísmicas a nivel SDI.

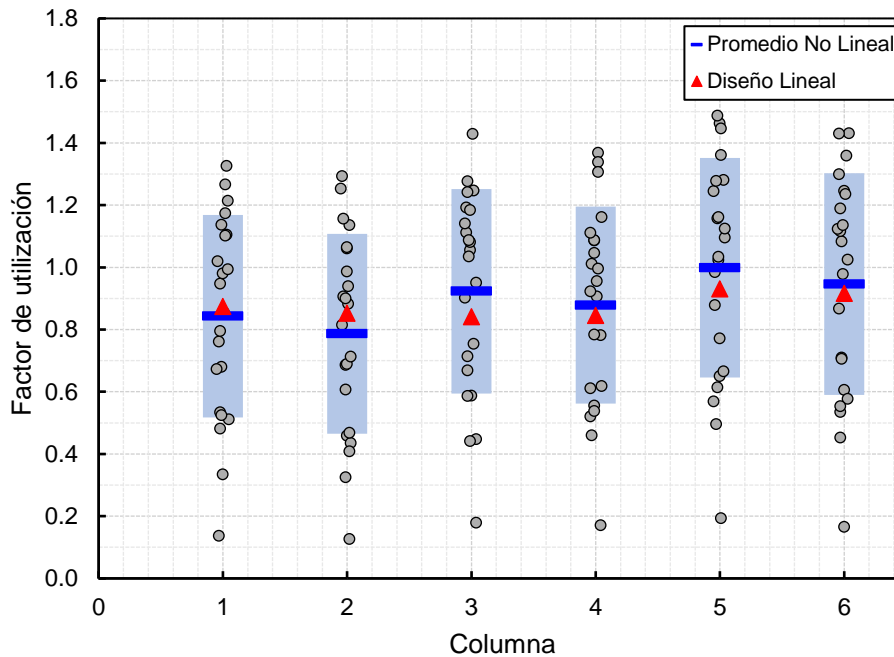


Figura 4.18 Factores de utilización de columnas sísmicas para nivel SMP.

4.6. Factores de desempeño sísmico

En la Figura 4.19, Figura 4.20 y Figura 4.21 se presentan los factores R_{μ} , Ω y R , respectivamente, en ambas direcciones para los 22 registros del nivel SDI. En promedio, los mecanismos de disipación no permiten disminuir en gran medida la respuesta elástica. En cualquiera de las dos direcciones, los elementos que más contribuyen a la disipación de energía son los arriostramientos, sobre todo los ubicados bajo la cota $Z=4.7$ [m] en marcos longitudinales y bajo la cota $Z=11.125$ [m] en marcos transversales. La reducción de la demanda en la estructura se basa principalmente en su sobrerresistencia, lo que se debe al diseño realizado con el propósito de que la estructura trabaje primordialmente dentro de su rango de este rango. Este comportamiento es intencional y buscado en el diseño de la estructura. Los factores de reducción R son cercanos al utilizado en el diseño lineal, tal que $R=2.46$ para dirección X y $R=1.95$ para dirección Y; considerando que, además, los factores de reducción por ductilidad R_{μ} son similares, la dirección X es capaz de disminuir en mayor medida la respuesta elástica basado principalmente en sobrerresistencia con limitada incursión inelástica.

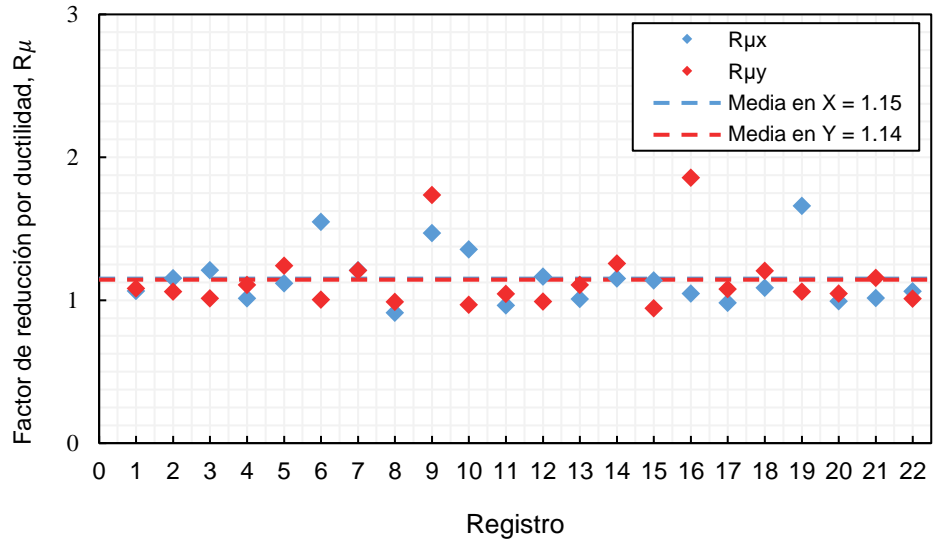


Figura 4.19 Factor de modificación de la respuesta por ductilidad para los registros a nivel SDI.

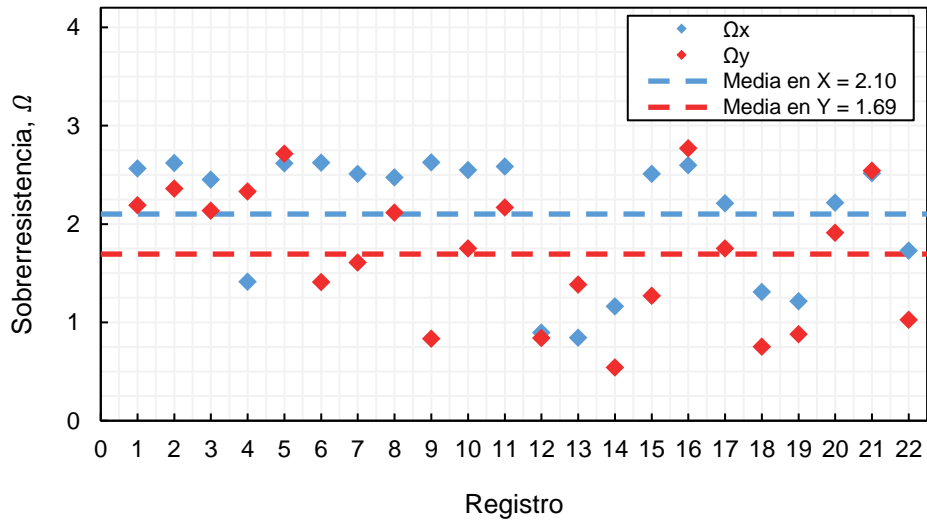


Figura 4.20 Factor de sobrerresistencia para los registros a nivel SDI.

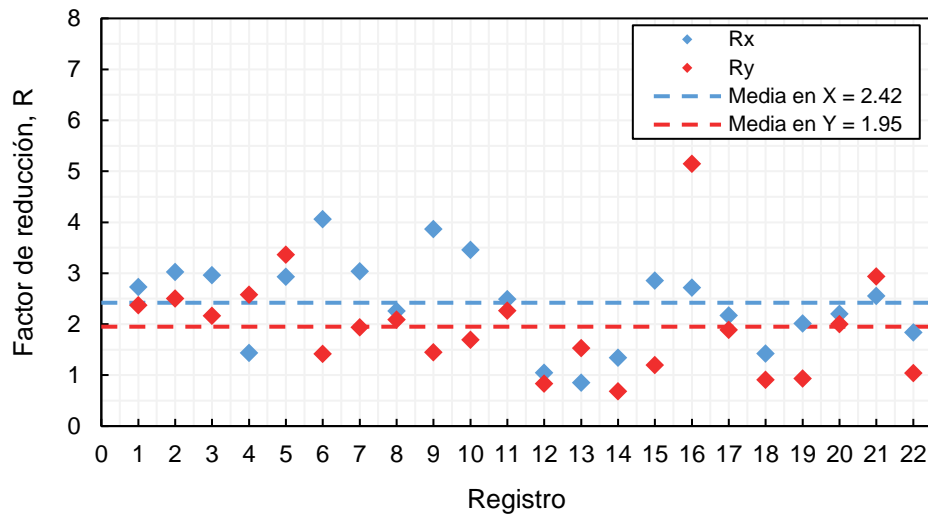


Figura 4.21 Factor de reducción de la respuesta para los registros a nivel SDI.

En la Figura 4.22, Figura 4.23, Figura 4.24 se presentan los factores R_u , Ω y R , respectivamente, en ambas direcciones para los 22 registros del nivel SMP. Nuevamente, la reducción se basa principalmente en la sobrerresistencia para ambas direcciones de análisis, la cual aumenta para este nivel de demanda, por lo cual, la estructura no ha agotado toda su reserva de sobrerresistencia. La ductilidad es ligeramente mayor, en algunos registros puede llegar a reducir hasta dos veces la demanda elástica, pero en términos globales la reducción es baja en comparación a la sobrerresistencia. Finalmente, los factores R aumentan en un orden de 30% en ambas direcciones para este nivel de demanda.

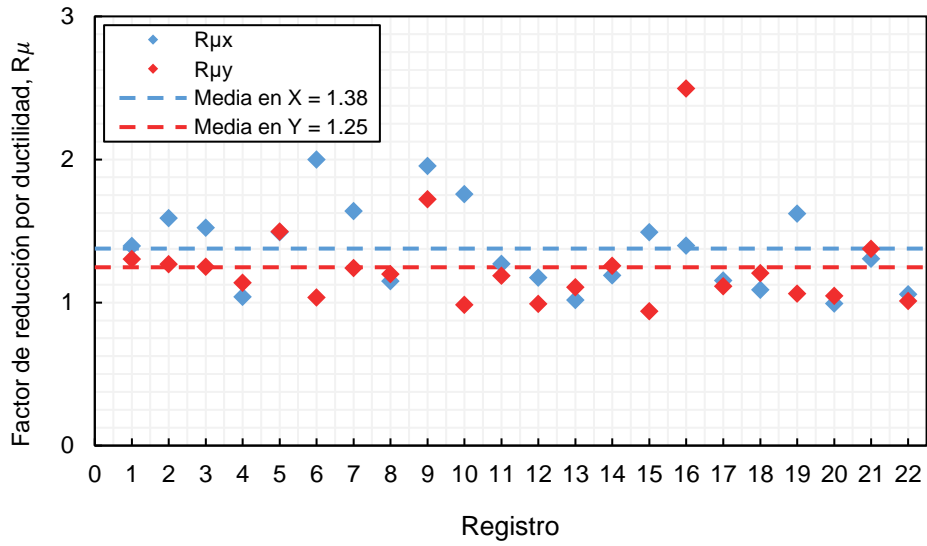


Figura 4.22 Factor de modificación de la respuesta por ductilidad para los registros a nivel SMP.

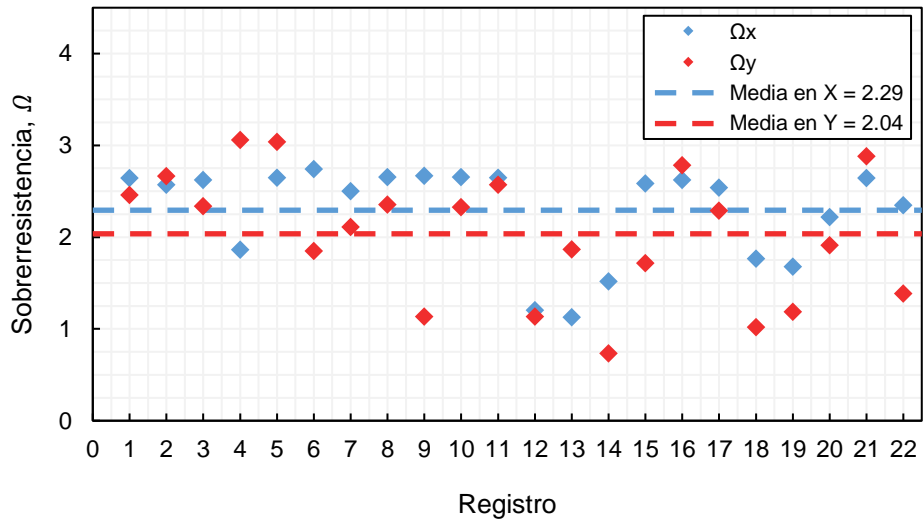


Figura 4.23 Factor de sobrerresistencia para los registros a nivel SMP.

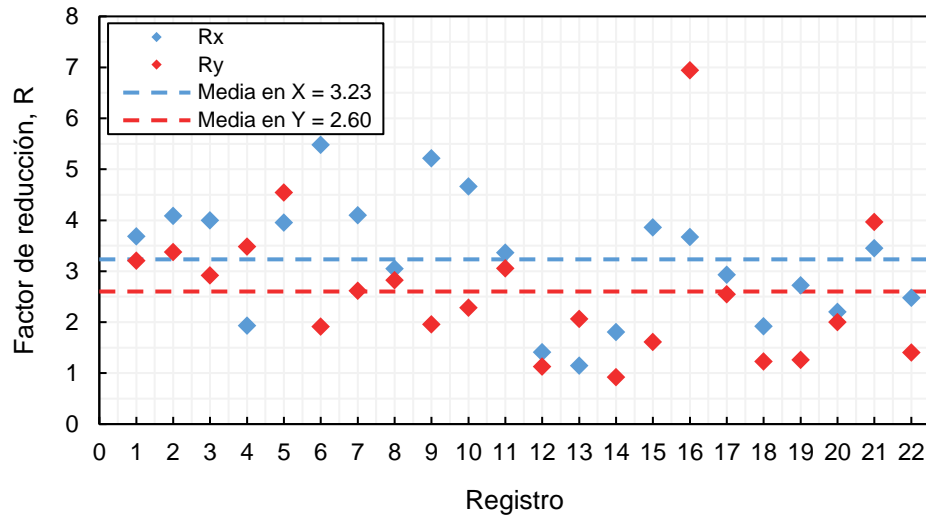


Figura 4.24 Factor de reducción de la respuesta para los registros a nivel SMP.

4.7. Conclusiones

El desempeño de la estructura se ve marcado por una gran sobrerresistencia, la que proviene del diseño realizado.

Para marcos longitudinales en dirección X, los arriostramientos del primer nivel pandean de forma preponderante; en el último nivel igualmente se presentan diagonales pandeadas, aunque en menor magnitud. La dispersión para estos niveles es alta, y se relaciona con la variabilidad en las intensidades de los registros que pueden inducir mayores o menores ciclos de pandeo para dichas diagonales. Para marcos transversales en dirección Y, los arriostramientos inferiores experimentan pandeo para mayor cantidad de registros, en niveles superiores el comportamiento para compresión y tracción es esencialmente elástico.

Las columnas sísmicas poseen en promedio un comportamiento elástico para ambos niveles de demanda, sin embargo, en varios registros se supera la utilización del 100 [%] sobre todo para nivel SMP. Se sugiere incorporar rótulas plásticas en una modelación futura para capturar la incursión en el rango no lineal de las columnas e incorporar pernos de anclaje como elementos no lineales para esclarecer si la demanda sobre dichas columnas puede verse reducida por la plastificación de estos.

A nivel SDI la estructura trabaja en su rango de sobrerresistencia y hace un uso limitado de la ductilidad proporcionada por el detallamiento. Por otro lado, a nivel SMP, el uso de ductilidad es levemente superior, pero sigue trabajando principalmente dentro de su rango de sobrerresistencia.

CAPÍTULO 5. CONCLUSIONES

Se enfatiza en que la estructura acá analizada corresponde a una tipología típica utilizada en el rubro de la minería, pero su estructuración y distribución en masa es poco regular, por lo tanto, las conclusiones aquí presentadas no se pueden extrapolar al comportamiento a otras estructuras tridimensionales.

Los parámetros para la construcción del espectro de diseño, para efectos de esta estructura, resultan en una estructura con bastante sobrerresistencia, pero con un detallamiento suficiente para asegurar una ductilidad moderadas. Para diagonales se seleccionan perfiles HSS tipo cajón que cumplen satisfactoriamente con los nuevos límites de compacidad sin aumentar necesariamente el peso de la estructura. Estos límites conducen a optar por diseños orientados al uso de perfiles tubo o cajón, en desmedro de perfiles compuestos tipo XL usados habitualmente en la práctica nacional. La rigidez rotacional secante que resulta de la configuración de pernos de anclaje escogida es lo suficientemente grande para no modificar en gran medida el comportamiento global de la estructura respecto al supuesto de base infinitamente rígida. Por otro lado, dicha configuración de pernos queda controlada por un solo anclaje, lo que es típico en el diseño industrial.

Con respecto al análisis no lineal dinámico, los arriostramientos cumplen en promedio con los criterios de aceptación que se indican en la NCh2369:2023 para la deformación axial en compresión y tracción de manera holgada. Si bien existe dispersión en cuanto a las deformaciones obtenidas, esta se justifica en la variabilidad de magnitudes de los registros. Este fenómeno igualmente se manifiesta en los *drift* sísmicos, donde la dispersión aumenta en aquellos niveles donde existen diagonales con varios ciclos de pandeo.

Con relación a las columnas, estas poseen factores de utilización que, en promedio, son inferiores a los utilizados en el diseño lineal para ambos niveles de demanda, sin embargo, en varios registros dichos factores exceden el 100 [%]. Con el propósito de evitar la formación de rótulas plásticas en estos elementos se recomienda dejar mayor holgura en el diseño lineal para futuros trabajos.

Los resultados obtenidos de los factores de desempeño sísmico permiten apreciar que la estructura trabaja en su rango de sobrerresistencia, utilizando muy poco de ductilidad. Este comportamiento es la esencia que quiere lograr la norma, ya que a pesar de la gran sobrerresistencia que tiene el sistema se otorga la ductilidad por detallamiento necesaria para poder reducir la incertidumbre inherente del fenómeno sísmico.

Para trabajos futuros, se debe desarrollar una metodología que permita capturar la no linealidad de pernos de anclaje en bases empotradas. La energía disipada por dichos pernos, de ser significativa, puede contribuir a la reducción de factores de utilización en columnas sísmicas.

REFERENCIAS

- American Institute of Steel Construction. (1999). *Seismic Provision for Structural Buildings, Part 1: Structural Steel Buildings*. Chicago, Illinois, EE. UU.: Autor.
- American Institute of Steel Construction. (2010). *Specification for Structural Steel Buildings*. (AISC 360-10). Chicago, Illinois, EE. UU.: Autor.
- American Institute of Steel Construction. (2016). *Seismic Provisions for Structural Steel Buildings*. (AISC 341-16). Chicago, Illinois, EE. UU.: Autor.
- American Society of Civil Engineers. (2017). *Minimum Design Loads and Associated Criteria for Buildings and Other Structures*. (ASCE/SEI 7-16). Reston, Virginia, EE. UU.: Autor.
- American Society of Civil Engineers. (2017). *Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings*. (ASCE/SEI 41-17). Reston, Virginia, EE. UU.: Autor.
- Astaneh-Asl, A., & Cochran, M., Sabelli, R. (2006). *Seismic Detailing of Gusset Plates for Special Concentrically Braced Frames*. Steel Technical Information and Product Services (Steel TIPS) report. Structural Steel Educational Council Moraga, California, EE.UU.
- Baker, J. W. (2011). *Conditional Mean Spectrum: Tool for ground motion selection*. Journal of Structural Engineering.
- Barrientos, M. (2016). *La arquitectura de los terremotos (1929-1972)*. (Tesis de Doctorado) Pontificia Universidad Católica de Chile. Facultad de Arquitectura, Diseño y Estudios Urbanos, Santiago, Chile.
- 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.
- Bolt, B. A. (1973). *Determination of Duration of Strong Ground Motion*. Bulletin of the Seismological Society of America, 63(5), 1949-1970.
- Candia, G., Macedo, J., Jaimes, M. A. y Magna-Verdugo, C. (2019) *A New State-of-the-Art Platform for Probabilistic and Deterministic Seismic Hazard Assessment*. Santiago, Chile.
- Castro, S., Benavente, R., Crempien, J., Candia, G. y de la Llera, J. C. (2020). *A Consistently Processed Strong Motion Database for Chilean Earthquakes*. Submitted.
- Computers and Structures, Inc (2017). *CSI Analysis Reference Manual for SAP2000, ETABS, SAFE and CSIBridge*, Computers and Structures Inc., Berkeley, California, EE.UU.
- Idini, B., Rojas, F., Ruiz, S. y Pastén, C. (2016). *Ground Motion Prediction Equations for the Chilean subduction Zone*. Bull Earthquake Eng.

Instituto Nacional de Normalización. (2003). *Diseño Sísmico de Estructuras e Instalaciones Industriales*. (NCh 2369.Of2003). Santiago, Chile: Autor.

Instituto Nacional de Normalización. (2010). NCh432:2010: *Diseño estructural- Cargas de viento*. Santiago, Chile: Autor.

Instituto Nacional de Normalización. (2016). NCh4127/1:2016. *Requisitos para el cálculo de estructuras de acero para edificios. Parte 1: Criterios generales de diseño y acciones en la estructura*. Santiago, Chile: Autor.

Instituto Nacional de Normalización. (2017). NCh3171:2017: *Diseño estructural- Disposiciones generales y combinaciones de carga*. Santiago, Chile: Autor.

Instituto Nacional de Normalización. (2023). *Diseño Sísmico de Estructuras e Instalaciones Industriales*. (NCh 2369 2023). Santiago, Chile: Autor.

International Code Council. (2017). *2018 International Building Code*. Washington, D.C., EE.UU.: International Code Council.

Ministerio del Interior (1936). *Decreto N°4882/1936: Ley y Ordenanza General de Urbanismo y Construcción*. Recuperado de Biblioteca del Congreso Nacional de Chile, Santiago, Chile

Ministerio de Obras Públicas y Vías de Comunicación (1949). *Decreto N°884/1949: Reemplaza Ordenanza General de Contrucciones*. Recuperado de Biblioteca del Congreso Nacional de Chile, Santiago, Chile

Ministerio de Vivienda y Urbanismo. (2011). *Decreto Supremo N° 61/2011: Reglamento que fija el diseño sísmico de edificios*. Santiago, Chile.

Monsálvez, D., Jaña, P., Ruiz, P. (2014). *La influencia norteamericana en el proyecto siderúrgico chileno: La Compañía de Acero del Pacífico (CAP) y la usina Huachipato*. *Universum* (Talca), 29(2), 203-219. <https://dx.doi.org/10.4067/S0718-23762014000200014>

Montalva, G., Bastías, N., Rodriguez-Marek, A. (2017). *Ground-Motion Prediction Equation for the Chilean Subduction Zone*. *Bulletin of Seismological Society of America*.

Montecinos, R., Herrera, R., Verdugo, A., Beltran, J.F. (2012). *Estructuras industriales*. Libro Mw=8.8 Terremoto en Chile 27 de febrero 2010, Capítulo 10, 211-239. Departamento de Ingeniería Civil, Facultad de Ciencias Físicas y Matemáticas, Universidad de Chile, Santiago, Chile.

Peña C., Montecinos R. (29 de mayo 2020). *Reseña histórica de diseño y normativa industrial en Chile*. Seminario Online- Diseño Estructural de Proyectos Industriales-Anteproyecto NCh2369. Universidad de los Andes, Santiago, Chile.

- Peña, C., Urzúa, C. (2019). *Nuevas disposiciones de diseño en actualización de NCh2369, Capítulo 8 “Disposiciones para estructuras de acero”. Origen e implementación*. XII Congreso Chileno de Sismología e Ingeniería Sísmica ACHISINA 2019. Valdivia, Chile.
- Poulos, A., Monsalve, M., Zamora, N. y De la Llera, J.C. (2018). *An Updated Recurrence Model for Chilean Subduction Seismicity and Statistical Validation of its Poisson Nature*. Bulletin of Seismological Society of America.
- Schafer B. (2020). *Ad Hoc Task Group Report on Local Buckling (Width-to-thickness) Limits*. AISC Committee on Specifications Task Group on Local Buckling (Width-to-thickness) Limits.
- Soules, J., Bachman, R., Silva, J. (2016). *Chile Earthquake of 2010: Assessment of Industrial Facilities around Concepción*. 10.1061/9780784413647.
- Urzúa, C. (2015). *Comparación del Desempeño de Dos Estructuras Industriales de Acero Diseñadas Según la Práctica Nacional y Disposiciones AISC* (Tesis de Magister). Universidad de Chile, Departamento de Ingeniería Civil, Santiago, Chile.

ANEXO A. CARGAS Y SECCIONES EN ESTRUCTURA

A.1. Cargas aplicadas al modelo estructural en SAP2000

En la Tabla A.1 se especifican cargas muertas y vivas utilizadas. En la Tabla A.2 hasta la Tabla A.4 se especifican las cargas de viento utilizadas y se aplican en la dirección normal al elemento *shell* respectivo. En la Figura A.1 hasta la Figura A.11 se pueden consultar las solicitaciones aplicadas en el modelo estructural, para cargas de viento sólo se muestra la visualización para un caso en cada dirección.

Tabla A.1 Cargas muertas y vivas utilizadas para el diseño.

Descripción	Notación	Carga aplicada	Unidad
Peso propio de <i>grating</i> ¹	PP _{pl}	51.00	kgf/m ²
Peso propio de polvo	PP _{polvo}	50.00	kgf/m ²
Peso propio de instalaciones	PP _{ins}	30.00	kgf/m ²
Peso propio de costaneras ²	PP _{cos}	17.16	kgf/m ²
Peso propio de cubiertas ³	PP _{cub}	6.09	kgf/m ²
Peso propio de barandas	PP _{bar}	30.00	kgf/m
Tolva de desenganche	PP _{equipo}	3.18	tonf
Separador magnético	PP _{equipo}	0.50	tonf
Colector de polvo	PP _{equipo}	6.79	tonf
Sobrecarga de mantención	L	400.00	kgf/m ²
Sobrecarga de techo	L _r	100.00	kgf/m ²

¹ Se considera plancha diamantada calidad A786 e = 6 [mm]

² Se consideran perfiles C20x15.6.

³ Se considera cubierta tipo PV-6 e = 0.6 [mm]

Tabla A.2 Presiones de viento de diseño en dirección normal a la cumbrera (+Y).

Descripción	q [kgf/m ²]	C _{p1}	C _{p2}	p1+1 [kgf/m ²]	p1+2 [kgf/m ²]	p2+1 [kgf/m ²]	p2+2 [kgf/m ²]
Muro Barlovento	96.64	0.80	0.80	48.3	83.1	48.3	83.1
Muro Sotavento	96.87	-0.50	-0.50	-58.6	-23.7	-58.6	-23.7
Muros Laterales	96.87	-0.70	-0.70	-75.1	-40.2	-75.1	-40.2
Techo	96.87	-1.30	-0.18	-124.5	-89.6	-32.3	2.6

Tabla A.3 Presiones de viento de diseño en dirección normal a la cumbrera (-Y).

Descripción	q [kgf/m ²]	C _{p1}	C _{p2}	p1+1 [kgf/m ²]	p1+2 [kgf/m ²]	p2+1 [kgf/m ²]	p2+2 [kgf/m ²]
Muro Barlovento	97.10	0.80	0.80	48.6	83.5	48.6	83.5
Muro Sotavento	96.87	-0.50	-0.50	-58.6	-23.7	-58.6	-23.7
Muros Laterales	96.87	-0.70	-0.70	-75.1	-40.2	-75.1	-40.2
Techo	96.87	-1.30	-0.18	-124.5	-89.6	-32.3	2.6

Tabla A.4 Presiones de viento de diseño en dirección normal a la cumbrera (+X=-X).

Descripción	q [kgf/m ²]	C _{p1}	C _{p2}	p1+1 [kgf/m ²]	p1+2 [kgf/m ²]	p2+1 [kgf/m ²]	p2+2 [kgf/m ²]
Muro Barlovento	96.87	0.80	0.80	48.4	83.3	48.4	83.3
Muro Sotavento	96.87	-0.33	-0.33	-45.0	-10.1	-45.0	-10.1
Muros Laterales	96.87	-0.70	-0.70	-75.1	-40.2	-75.1	-40.2
Techo	96.87	-1.30	-0.18	-124.5	-89.6	-32.3	2.6

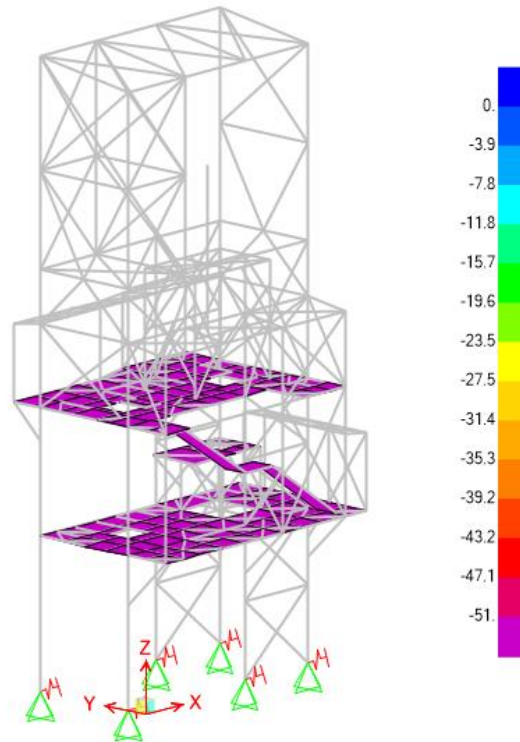


Figura A.1 Peso propio de *grating* aplicado al modelo estructural [kgf/m²].

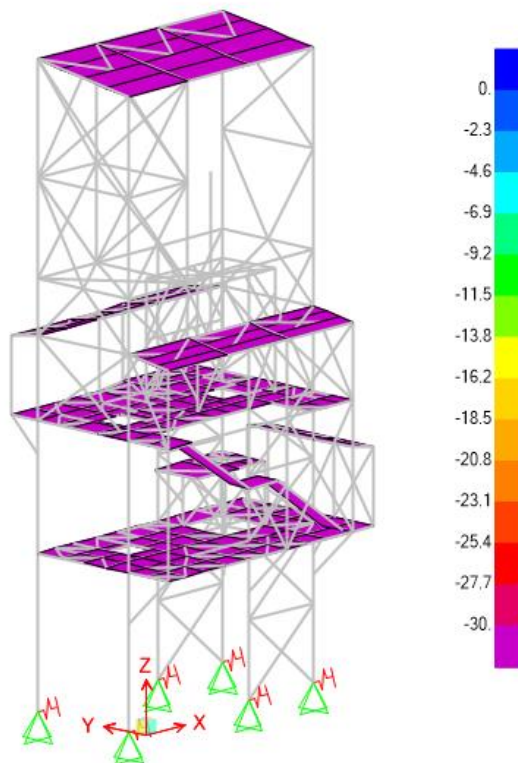


Figura A.2 Peso propio de instalaciones aplicado al modelo estructural [kgf/m²].

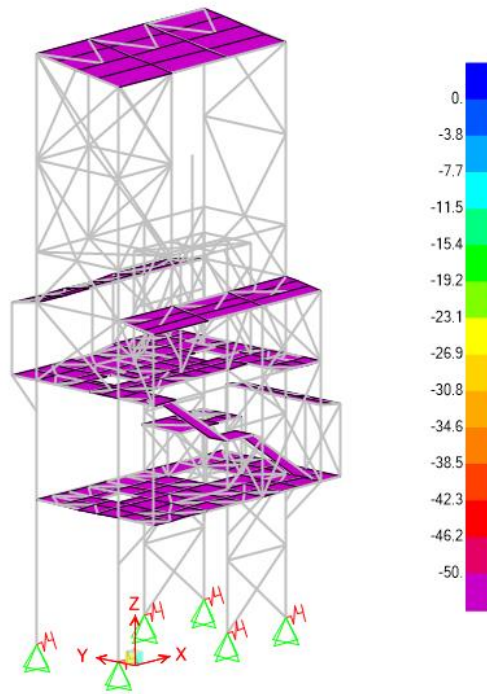


Figura A.3 Peso propio de polvo aplicado al modelo estructural [kgf/m²].

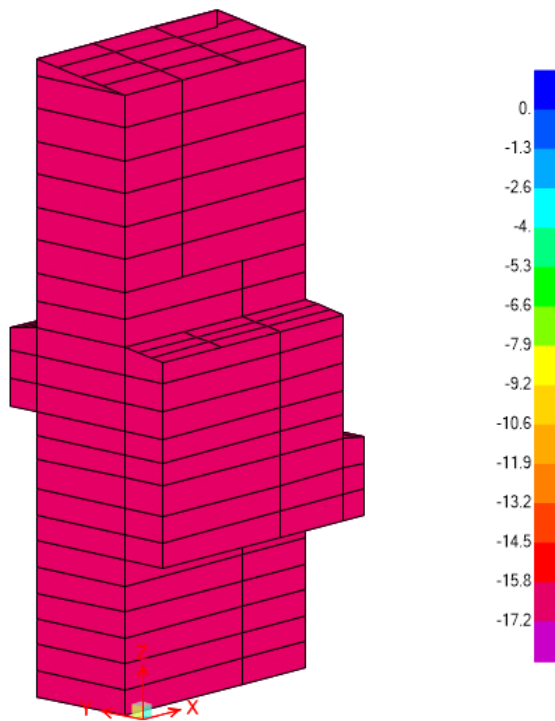


Figura A.4 Peso propio de costaneras aplicado al modelo estructural [kgf/m²].

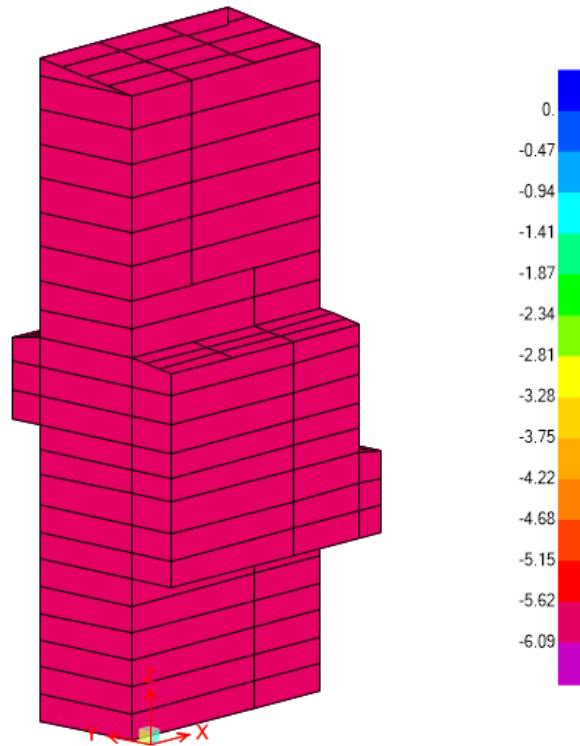


Figura A.5 Peso propio de cubierta aplicado al modelo estructural [kgf/m²].

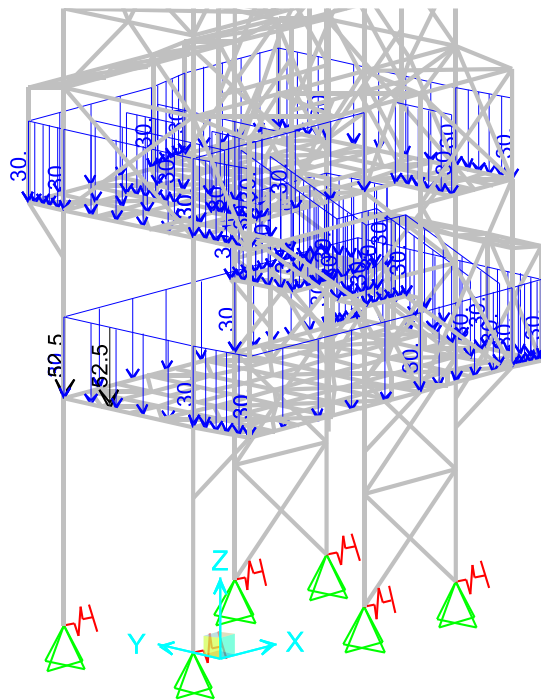


Figura A.6 Peso propio de barandas aplicado al modelo estructural [kgf/m].

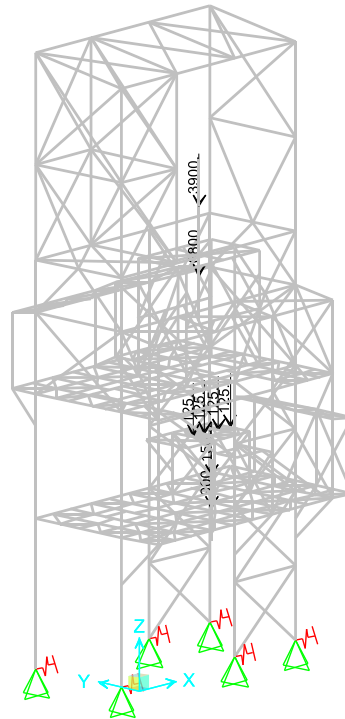


Figura A.7 Peso propio de equipos aplicado al modelo estructural [kgf].

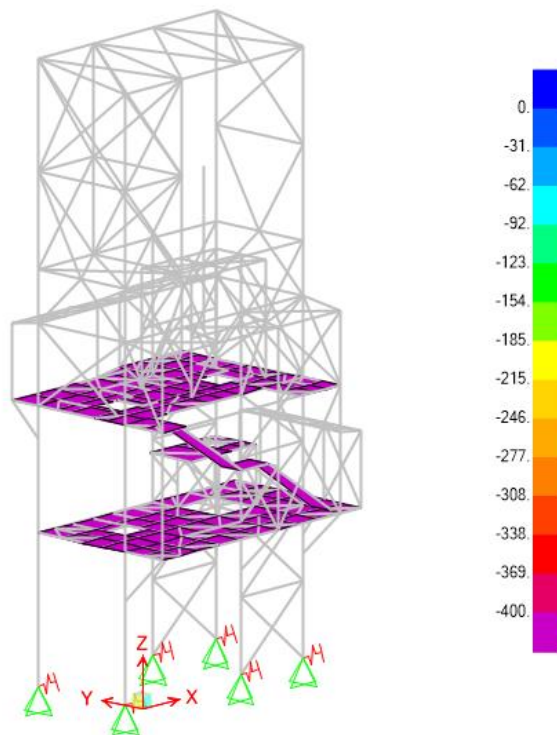
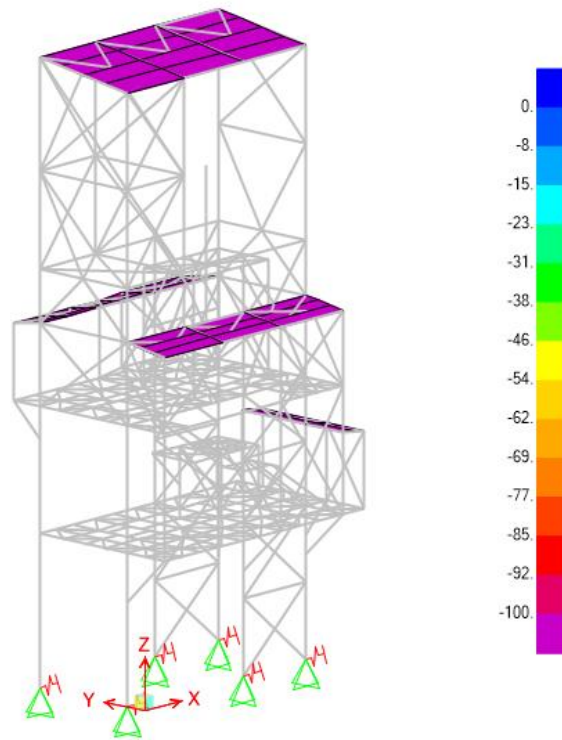


Figura A.8 Sobrecarga de mantención aplicada al modelo estructural [kgf/m²].



Anexo A.9 Sobrecarga de techo aplicada al modelo estructural [kgf/m^2].

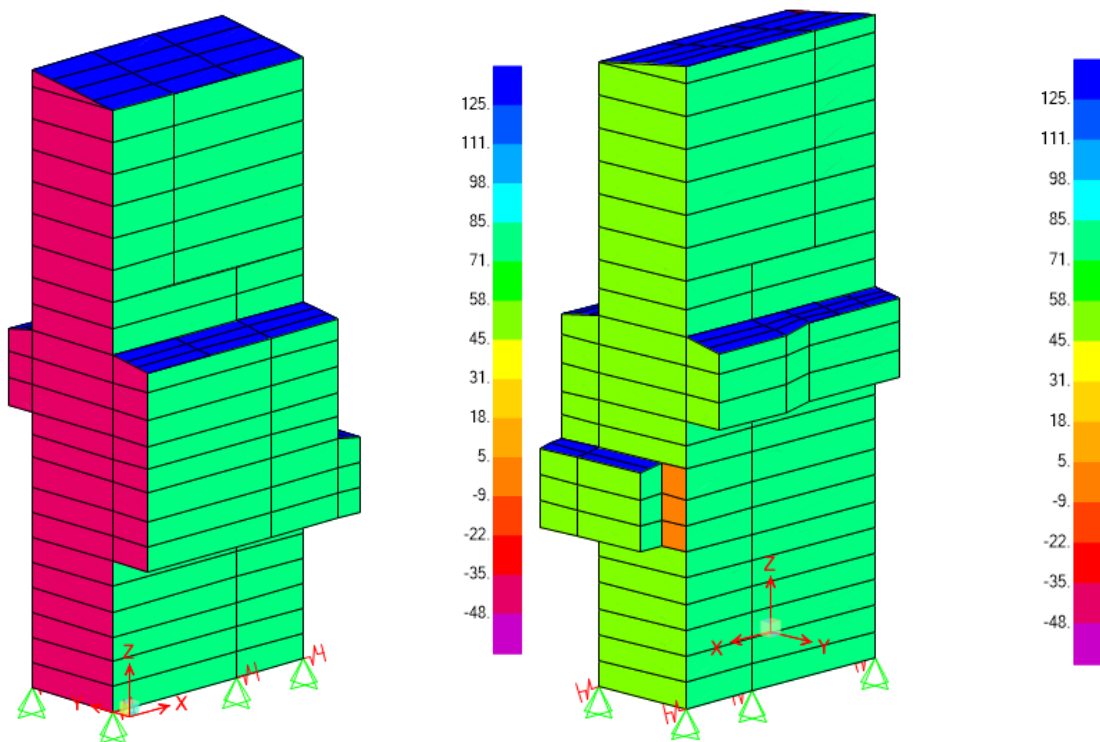


Figura A.10 Carga de viento (+WXp1+1) aplicada al modelo estructural [kgf/m^2].

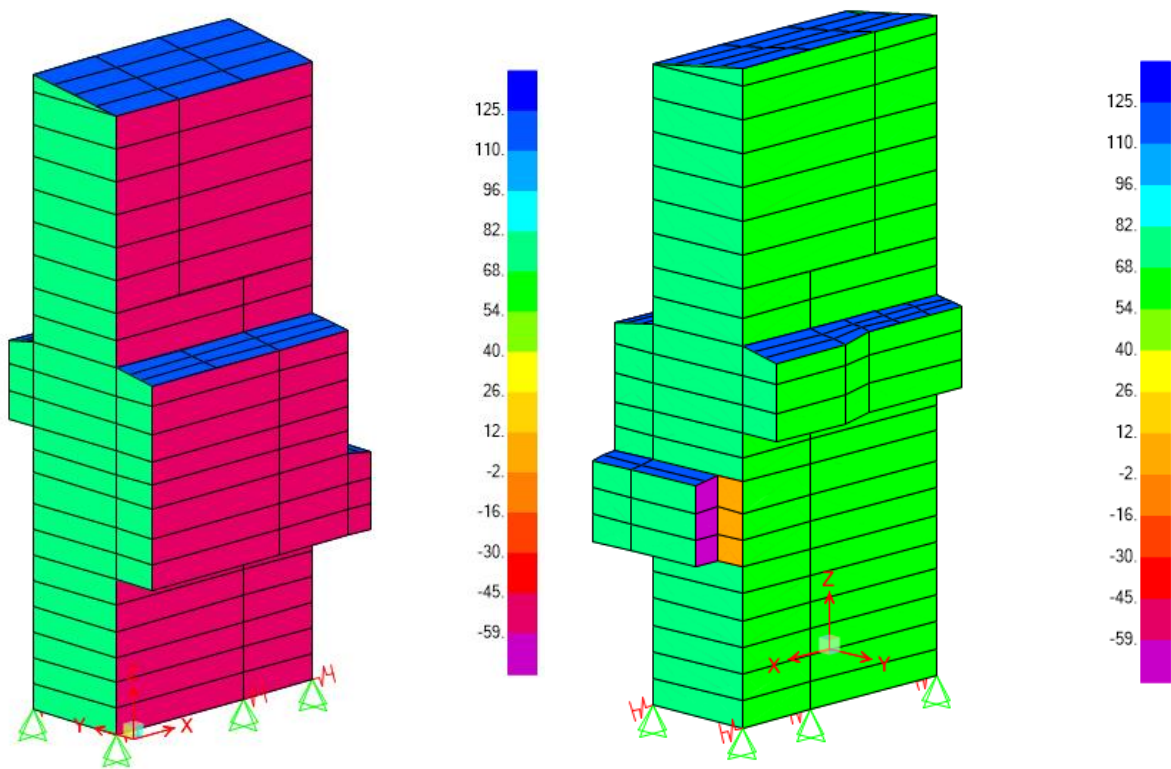


Figura A.11 Carga de viento (+WYp1+1) aplicada en el modelo estructural [kgf/m²].

A.2. Secciones resultantes del diseño lineal

Desde la Figura A.1 hasta la Figura A.23 se detallan todos los perfiles utilizados con visualización de *releases*.

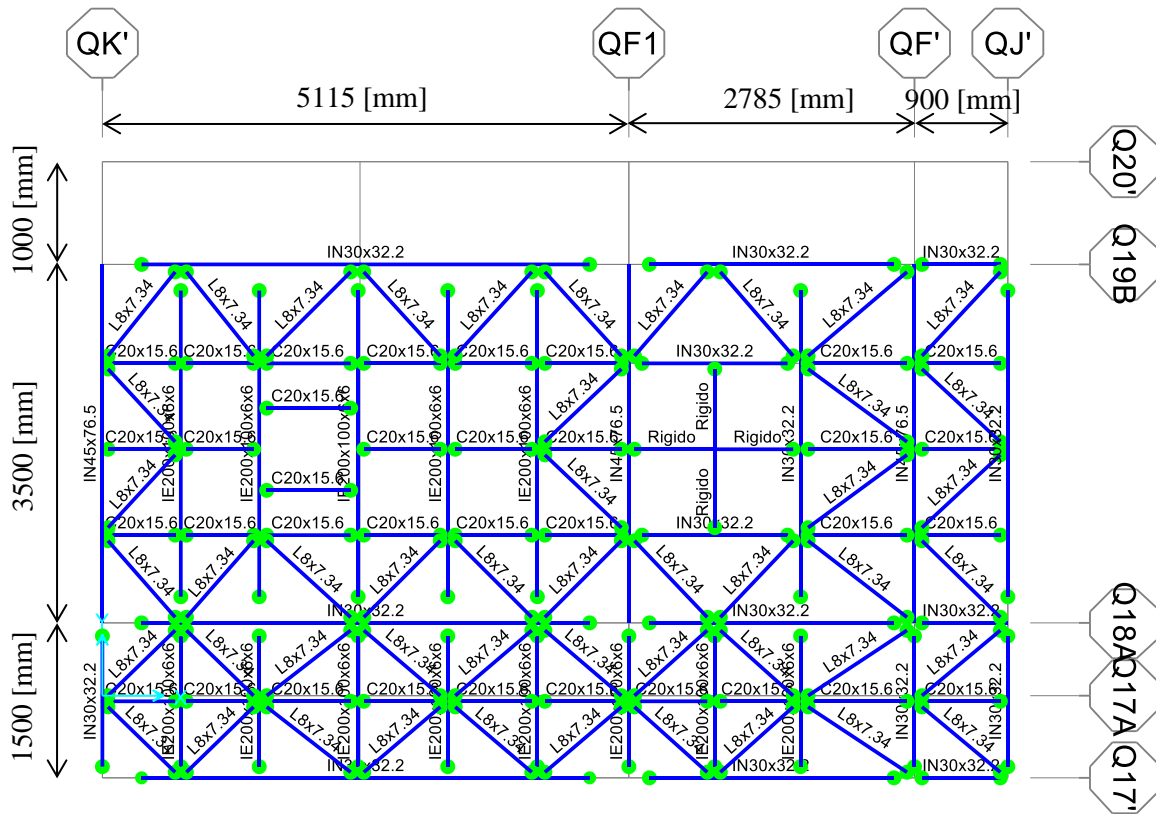


Figura A.12 Plataforma en planta en Z=4700 [mm].

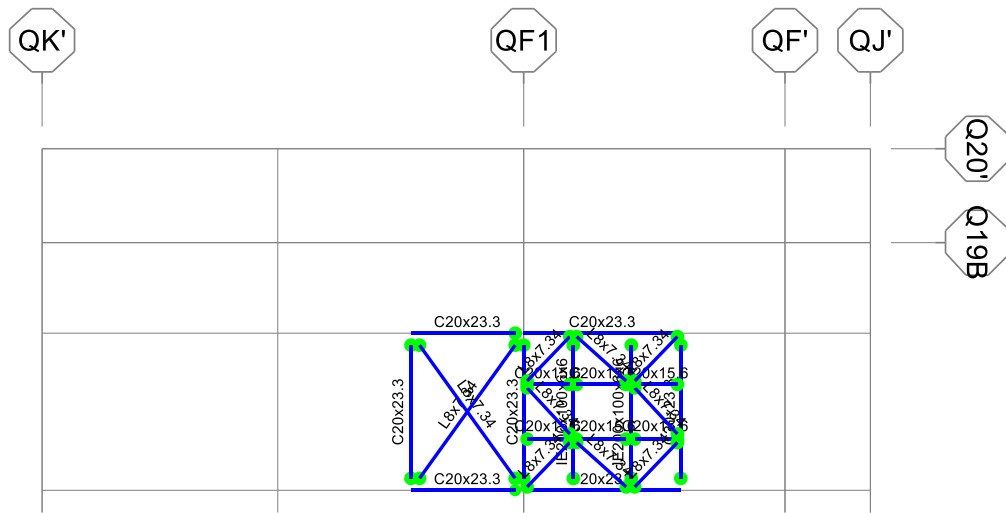


Figura A.13 Plataforma en planta en Z=6600 [mm].

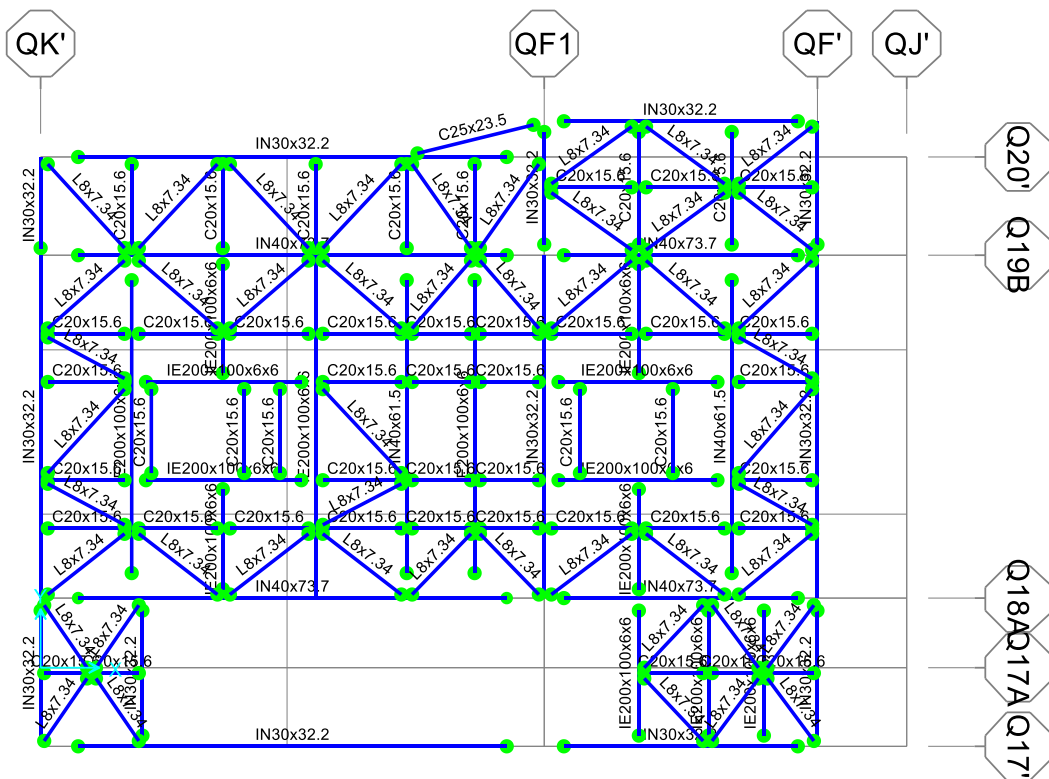


Figura A.14 Plataforma en planta en Z=8600 [mm].

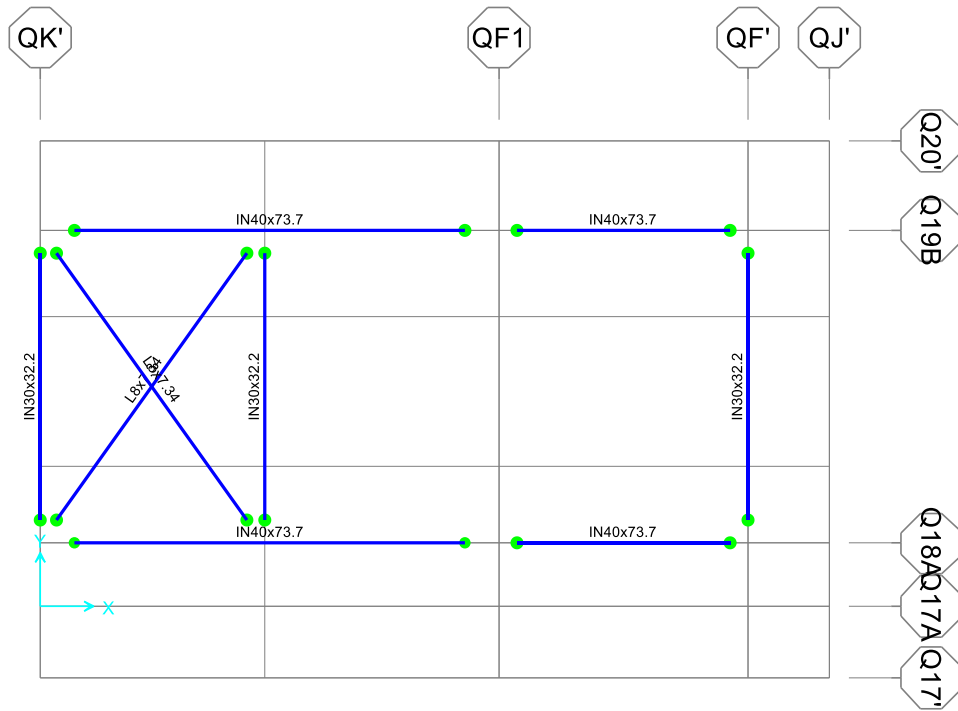


Figura A.15 Vista en planta en Z=12800 [mm].

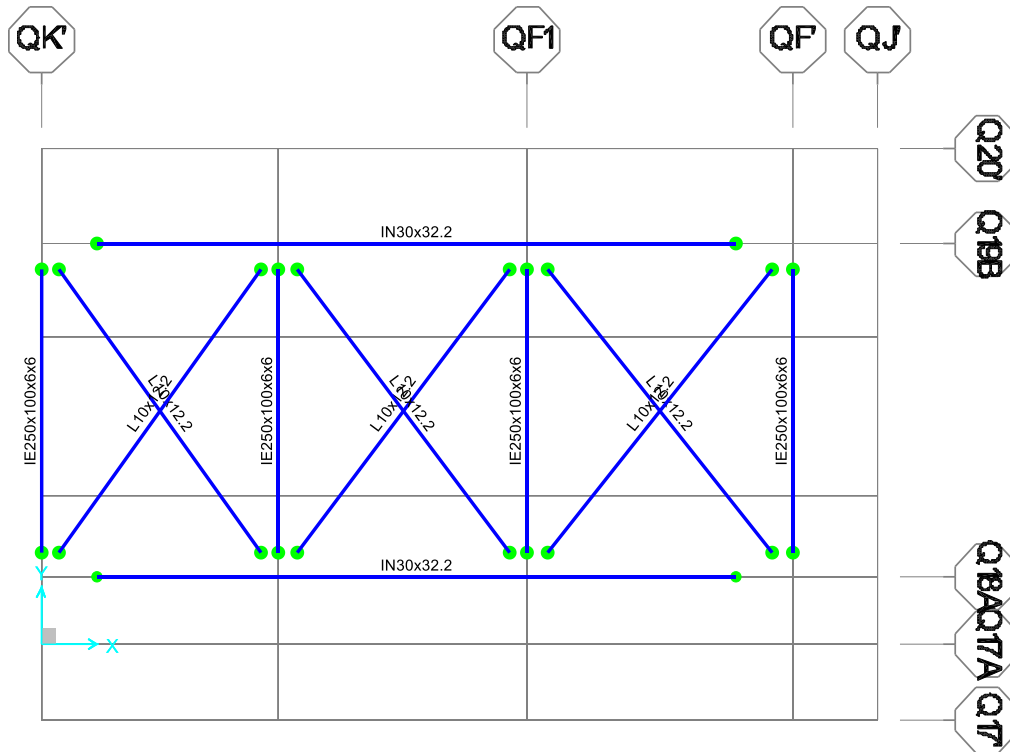


Figura A.16 Planta de techo en Z=19275 [mm].

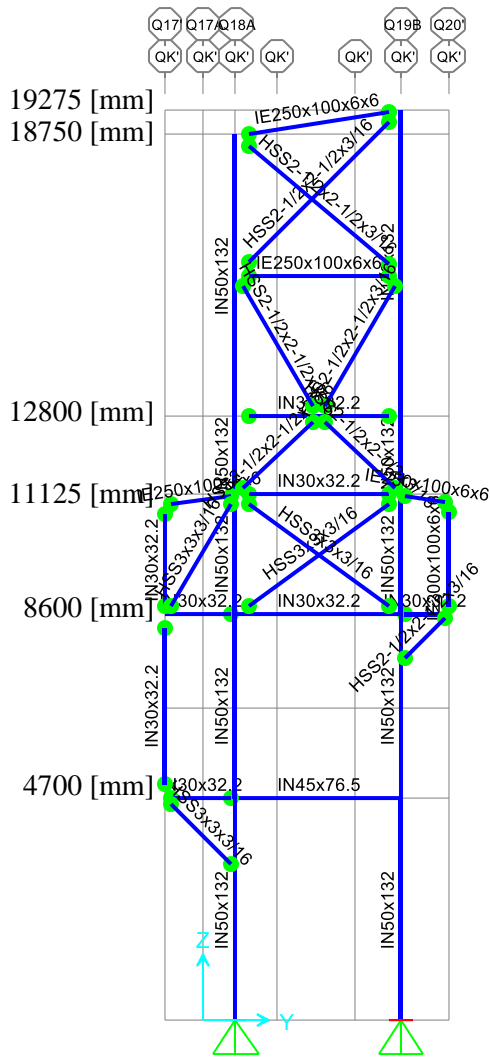


Figura A.17 Elevación en eje QK' para X=0 [mm].

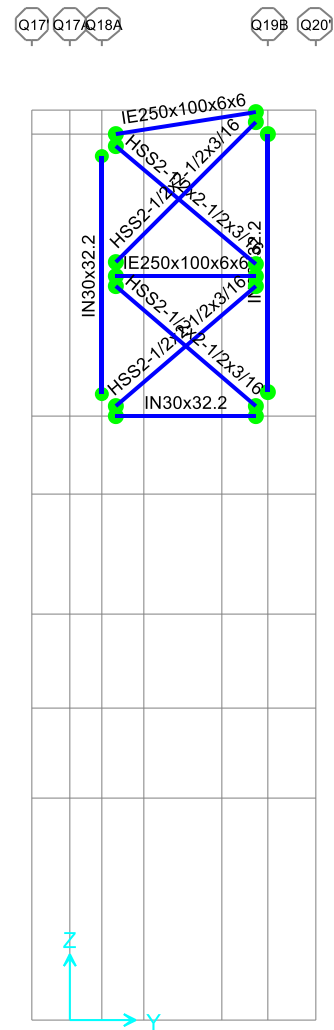


Figura A.18 Elevación en X=2500 [mm].

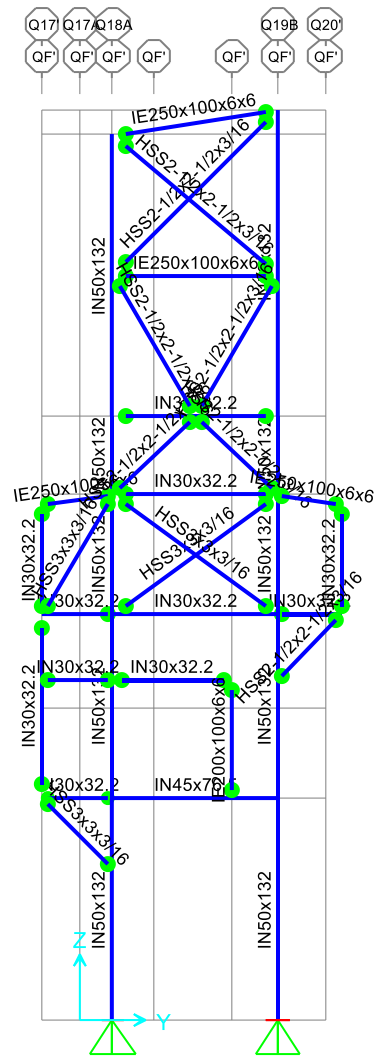
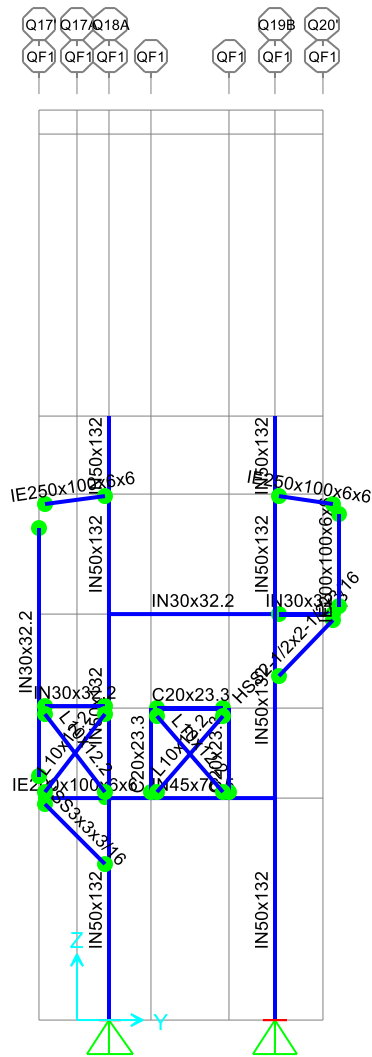


Figura A.19 Elevación en eje QF1 para X=5115 [mm].

Figura A.20 Elevación en eje QF' para X=7900 [mm].

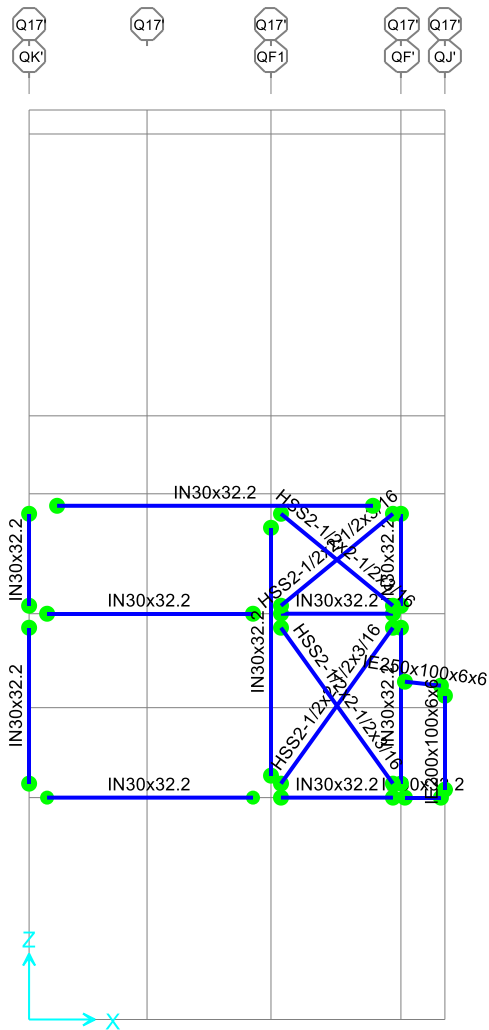


Figura A.21 Elevación en eje Q17' para Y= -800 [mm].

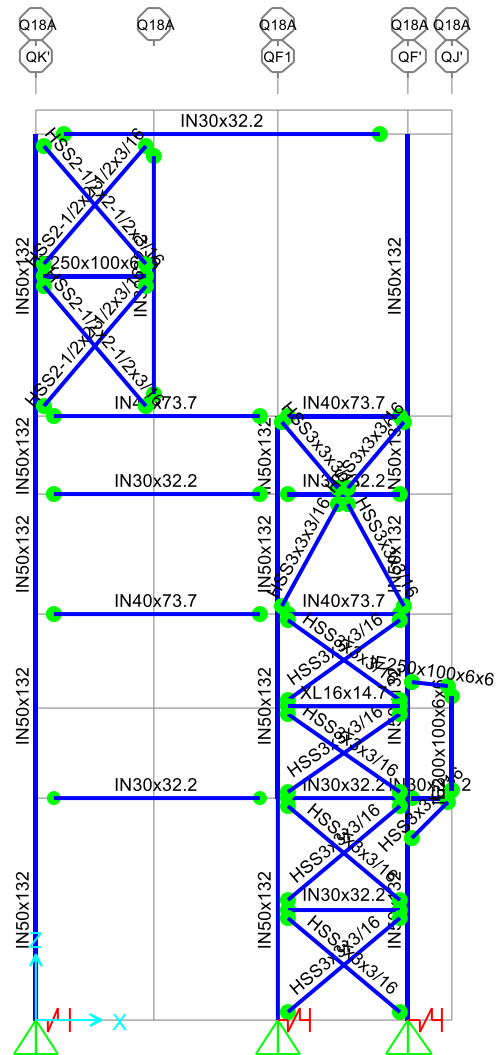


Figura A.22 Elevación en eje Q18A para Y=700 [mm].

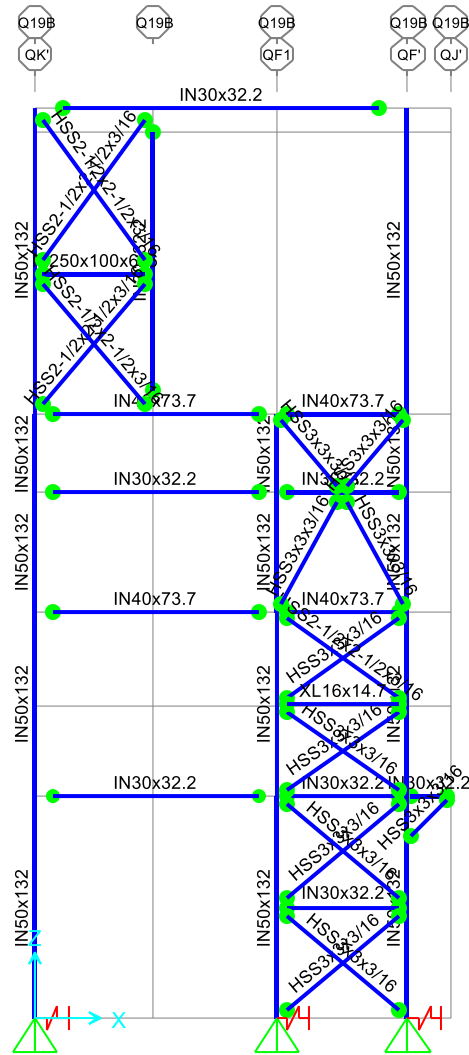


Figura A.23 Elevación en eje Q19B para Y=4200 [mm].

ANEXO B. VERIFICACIÓN DE RESISTENCIA

B.1. Factores de utilización para carga sísmica de diseño

Desde la Figura B.1 hasta la Figura B.11 se detallan los factores de utilización para miembros laminados o soldados utilizando combinaciones de carga LRFD definidas en 3.5. Para combinaciones que consideren acción sísmica se considera el estado de carga sísmico de diseño.

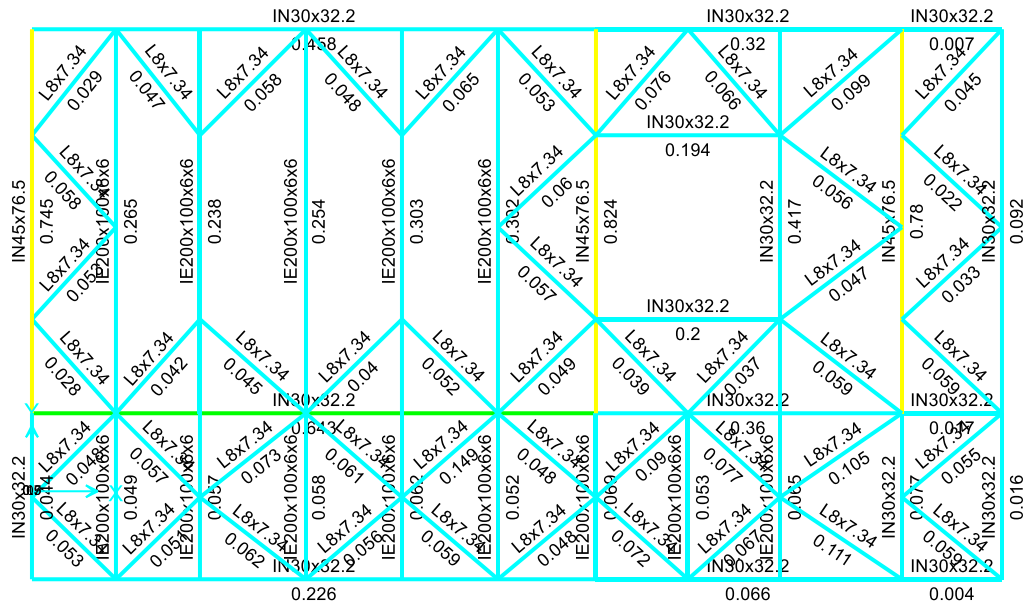


Figura B.1 Factores de utilización en Z=4700 [mm] para combinaciones de carga LRFD considerando carga sísmica de diseño.

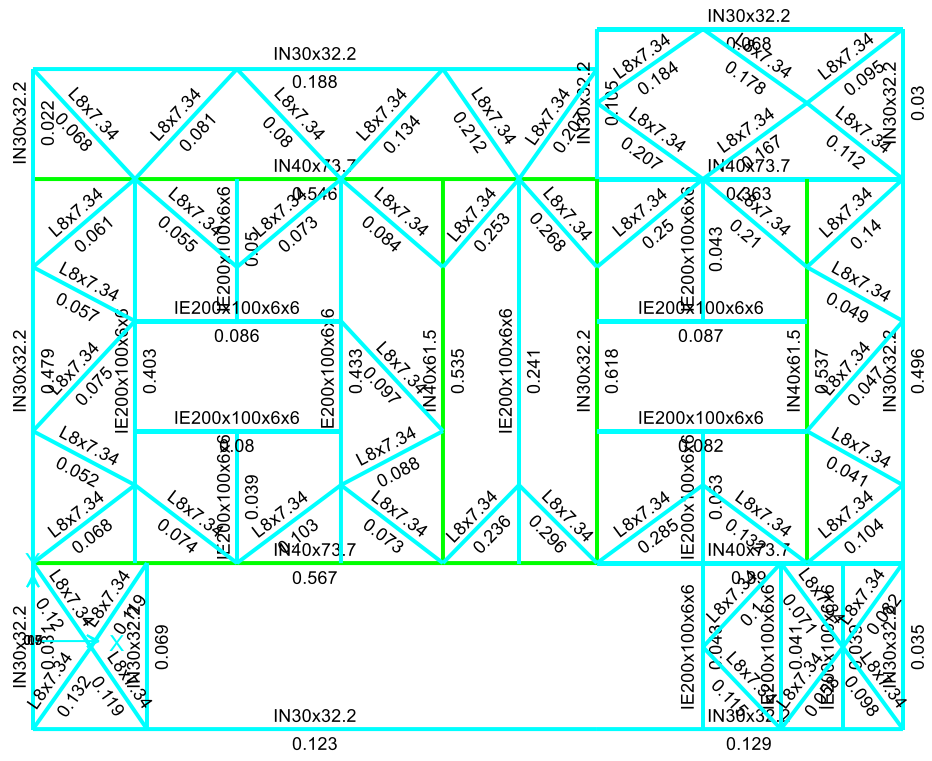


Figura B.2 Factores de utilización en Z=8600 [mm] para combinaciones de carga LRFD considerando carga sísmica de diseño.

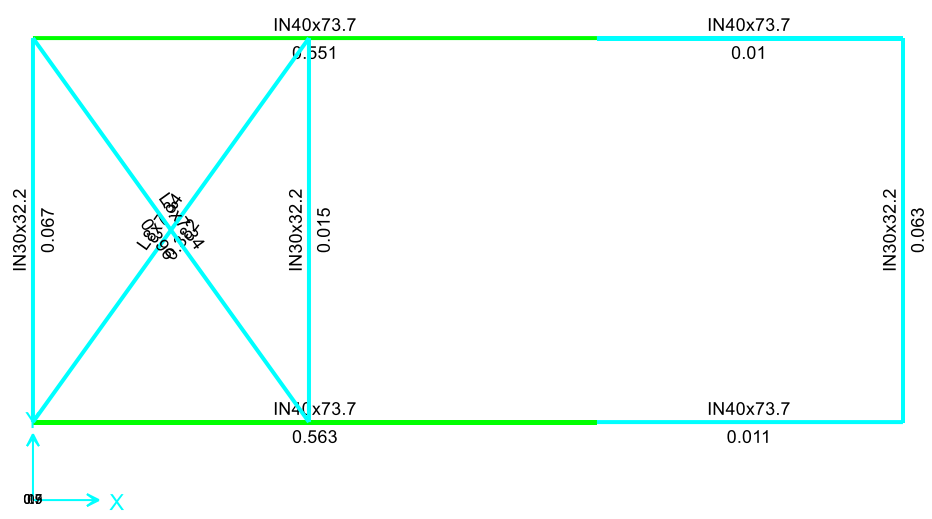


Figura B.3 Factores de utilización en Z=12800 [mm] para combinaciones de carga LRFD considerando carga sísmica de diseño.

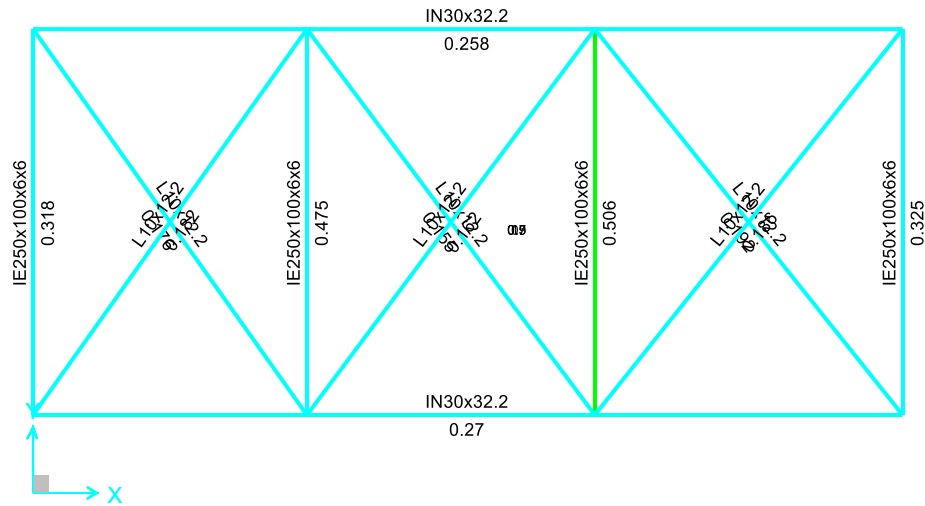


Figura B.4 Factores de utilización en $Z=19275$ [mm] para combinaciones de carga LRFD considerando carga sísmica de diseño.

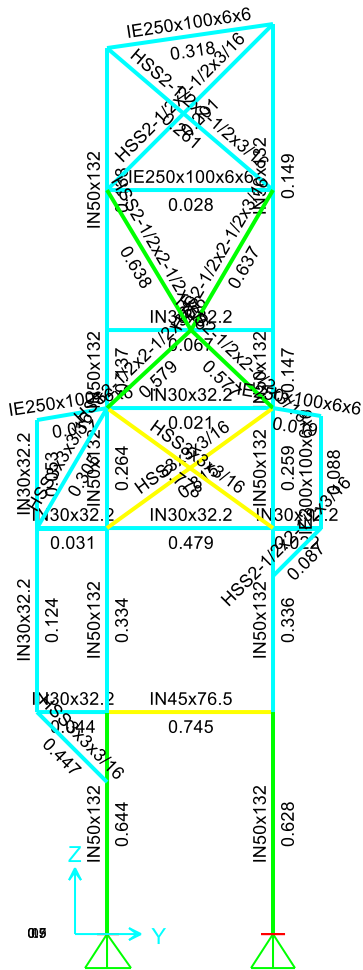


Figura B.5 Factores de utilización en X=0 [mm] para combinaciones de carga LRFD considerando carga sísmica de diseño.

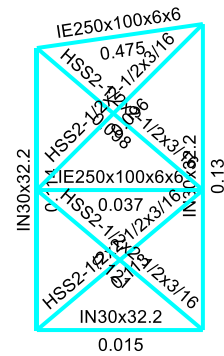


Figura B.6 Factores de utilización en X=2500 [mm] para combinaciones de carga LRFD considerando carga sísmica de diseño.

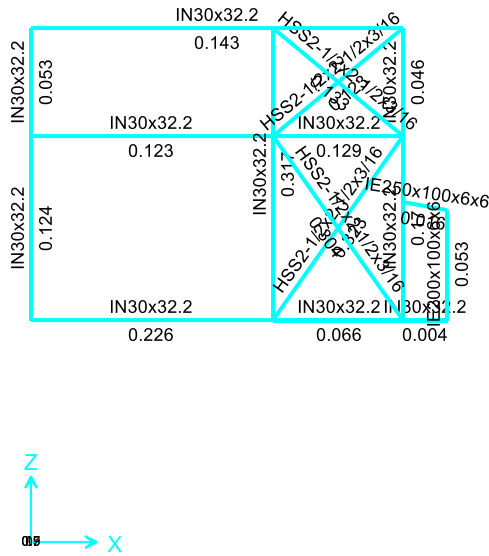


Figura B.9 Factores de utilización en Y=-800 [mm] para combinaciones de carga LRFD considerando carga sísmica de diseño.

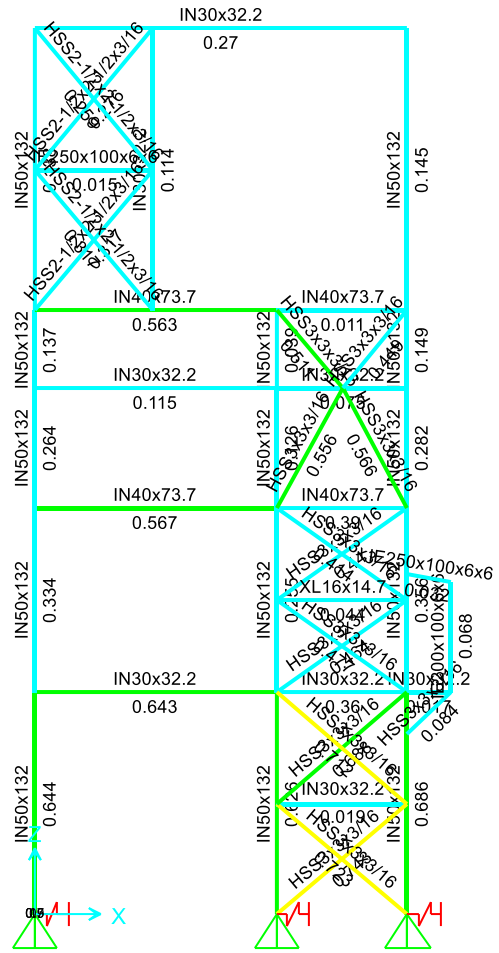


Figura B.10 Factores de utilización en Y=700 [mm] para combinaciones de carga LRFD considerando carga sísmica de diseño.

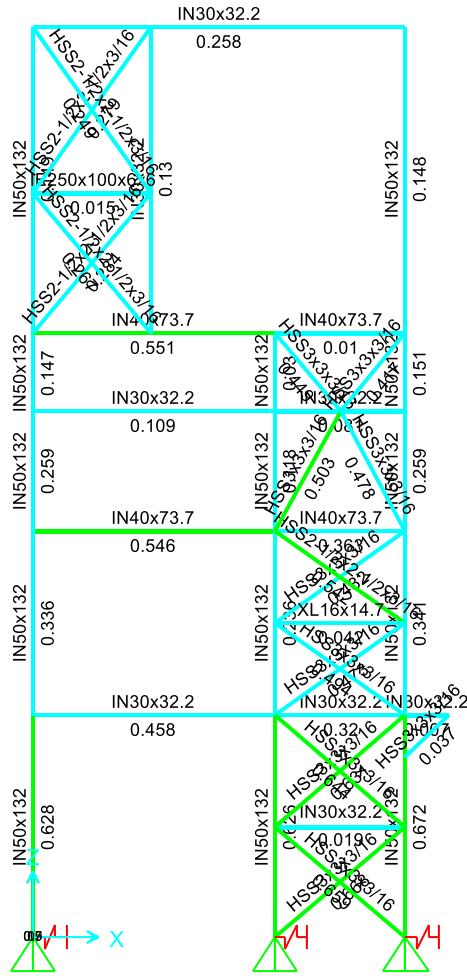


Figura B.11 Factores de utilización en Y=4200 [mm] para combinaciones de carga LRFD considerando carga sísmica de diseño.

B.2. Factores de utilización para carga sísmica amplificada por $0.7R_1 \geq 1.0$.

Desde la Figura hasta la Figura se detallan los factores de utilización para miembros laminados o soldados utilizando combinaciones de carga LRFD definidas en 3.5. Para combinaciones que consideren acción sísmica se considera el estado de carga sísmico amplificado por $0.7R_1 \geq 1.0$.

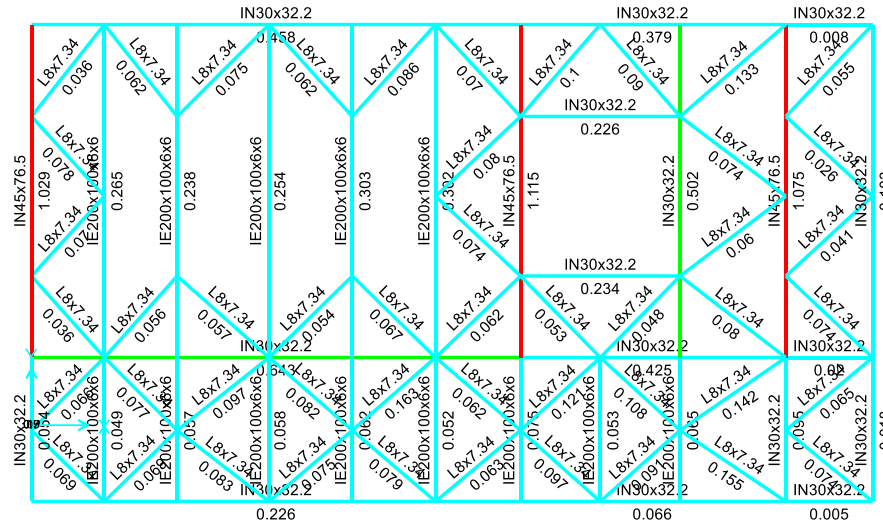


Figura B.12 Factores de utilización en Z=4700 [mm] para combinaciones de carga LRFD considerando carga sísmica amplificada por $0.7R_1 \geq 1.0$.

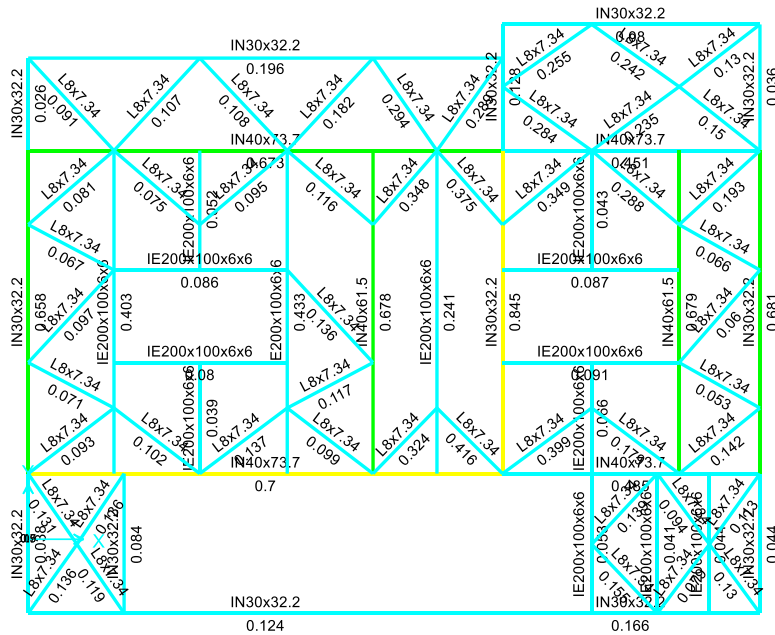


Figura B.13 Factores de utilización en Z=8600 [mm] para combinaciones de carga LRFD considerando carga sísmica amplificada por $0.7R_1 \geq 1.0$.

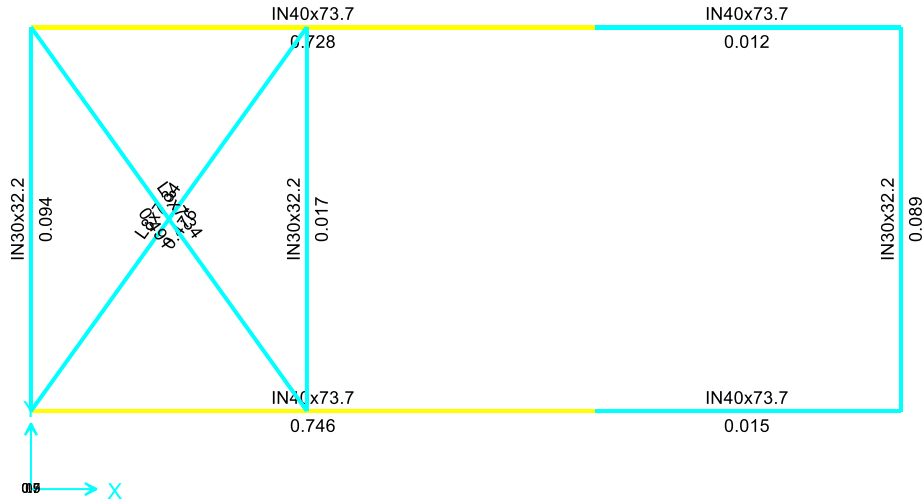


Figura B.14 Factores de utilización en $Z=12800$ [mm] para combinaciones de carga LRFD considerando carga sísmica amplificada por $0.7R_1 \geq 1.0$.

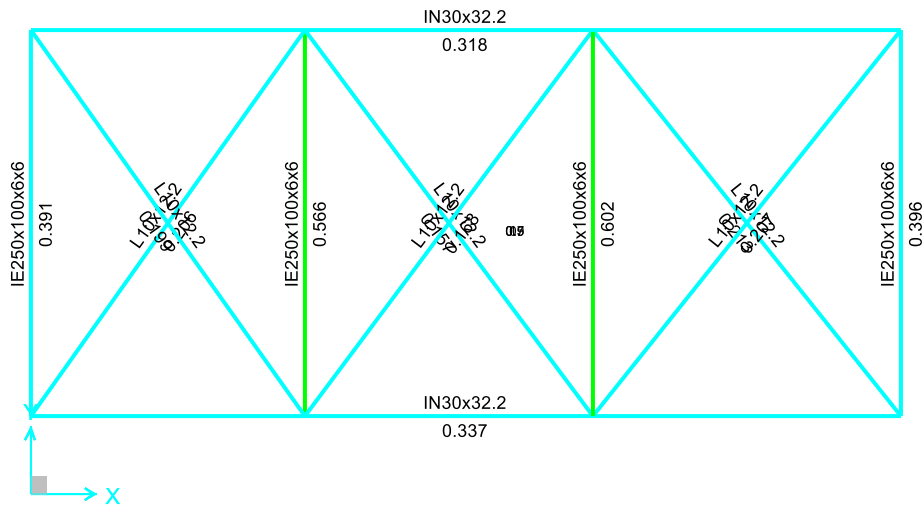


Figura B.15 Factores de utilización en $Z=19275$ [mm] para combinaciones de carga LRFD considerando carga sísmica amplificada por $0.7R_1 \geq 1.0$.

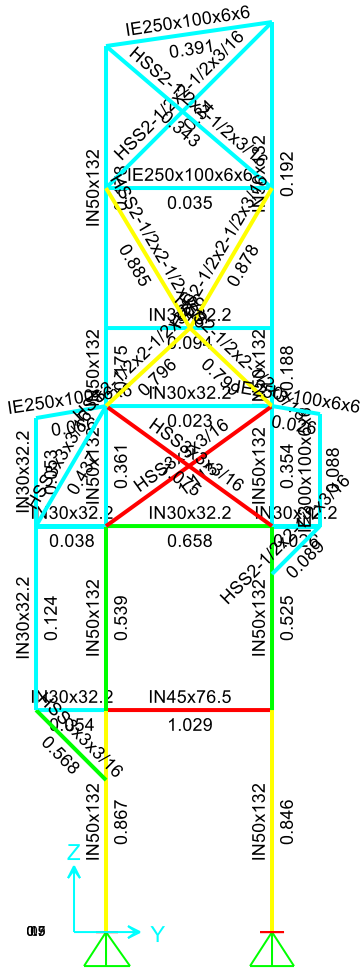


Figura B.16 Factores de utilización en X=0 [mm] para combinaciones de carga LRFD considerando carga sísmica amplificada por $0.7R_1 \geq 1.0$.

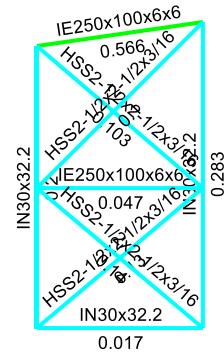


Figura B.17 Factores de utilización en X=2500 [mm] para combinaciones de carga LRFD considerando carga sísmica amplificada por $0.7R_1 \geq 1.0$.

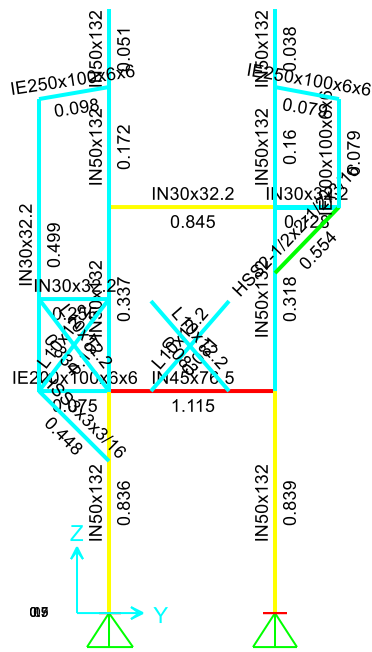


Figura B.18 Factores de utilización en X=5115 [mm] para combinaciones de carga LRFD considerando carga sísmica amplificada por $0.7R_1 \geq 1.0$.

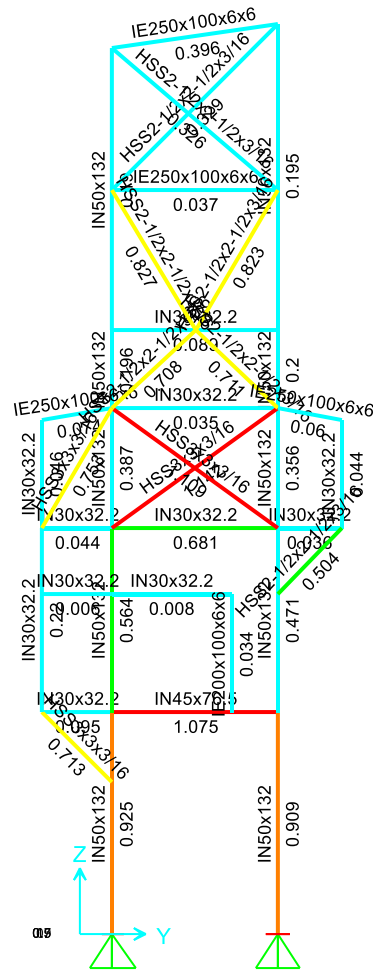


Figura B.19 Factores de utilización en X=7900 [mm] para combinaciones de carga LRFD considerando carga sísmica amplificada por $0.7R_1 \geq 1.0$.

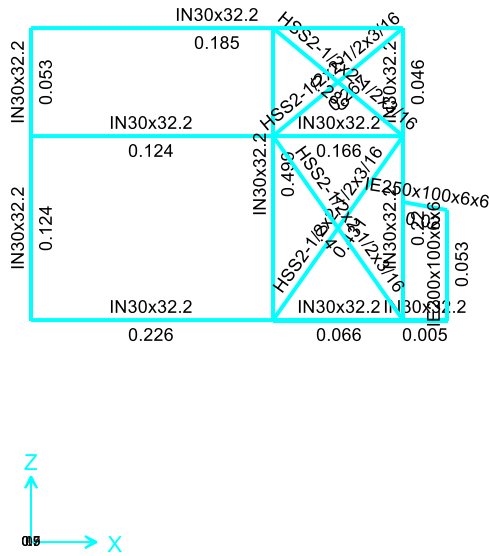


Figura B.20 Factores de utilización en Y=-800 [mm] para combinaciones de carga LRFD considerando carga sísmica amplificada por $0.7R_1 \geq 1.0$.

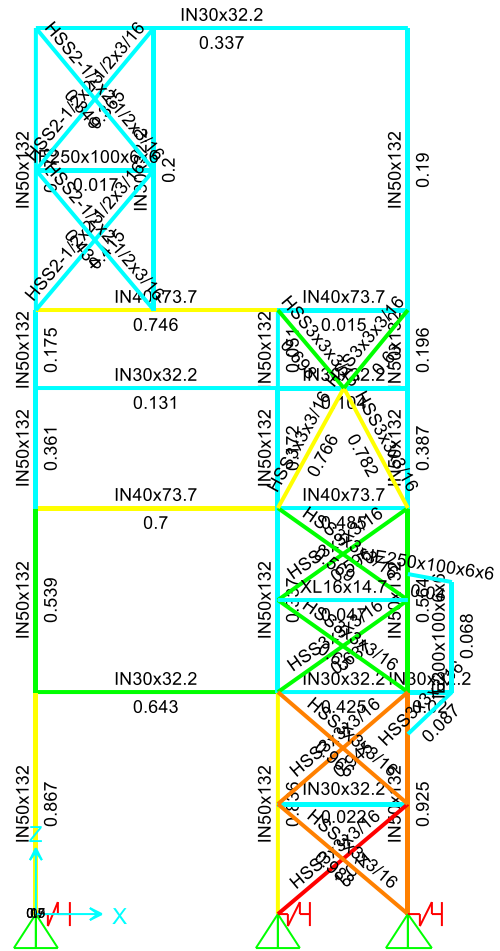


Figura B.21 Factores de utilización en Y=700 [mm] para combinaciones de carga LRFD considerando carga sísmica amplificada por $0.7R_1 \geq 1.0$.

ANEXO C. AMENAZA SÍSMICA

C.1. Metodología de selección

Si bien el sistema estructural ha sido diseñado en base a las demandas espectrales indicadas en NCh2369:2023, es de amplio conocimiento que dichas demandas representan demandas de diseño que la práctica ha definido como adecuadas, pero que no representan niveles de intensidad definidos en base a análisis probabilísticos rigurosos, así como tampoco representan la demanda esperada en un lugar en particular.

En base a lo anterior, se estima un nivel de demanda sísmica probabilística para la zona de emplazamiento del sistema estructural, el cual se ha definido como la ubicación de la Siderúrgica de Huachipato, Región del Biobío, Chile. El nivel de amenaza se ha definido como 10% y 5% de probabilidad de excedencia en 50 años, el cual se establece como nivel de diseño en la normativa industrial y como máximo considerado en el contexto de la propuesta de modificación respectivamente. La selección de registros considera la metodología de escalamiento espectral de ASCE7-16 considerando un espectro objetivo de amenaza uniforme para una intensidad de 5% y 10% de probabilidad de excedencia en 50 años. Considerando la base de datos de Siber-Risk se selecciona los 11 registros de mejor ajuste espectral luego de una selección previa en base a parámetros causales y de intensidad definidos.

C.2. Evaluación de la amenaza

La evaluación de la amenaza sísmica se ha realizado considerando la plataforma Seismic Hazard (Candia *et al.*, 2019) considerando lo siguiente:

- a) Ubicación y condición de sitio

Se ha considerado la ubicación de la Planta Siderúrgica de Huachipato Lat. 36°45'06.66''S, Lon 73°07'30.48''W, tal como se observa en la Figura C.1.



Figura C.1 Ubicación sitio en estudio (izquierda) y posicionamiento en Plataforma de Amenaza (derecha).

En consecuencia, con lo considerado en el diseño se ha considerado un suelo tipo B (equivalente al antiguo suelo tipo II de NCh2369). Para maximizar la demanda, y de acuerdo con lo definido en el DS61 (MINVU, 2011), se ha considerado el menor valor de velocidad de onda de corte en los primeros 30 metros de suelos que dicha clasificación permite, es decir, $V_{s30} = 500$ [m/s].

b) Modelos de movimiento de suelo

Se ha considerado dos Modelos de movimiento del suelo, Montalva et al. (2017) y Idini *et al.* (2016), de aquí en más denominados Mon2017 e Idi2016 respectivamente. Estos modelos han sido considerados ya que:

- i. Han sido publicados y reconocidos como validos en publicaciones internacionales.
- ii. Se basan en catálogos de datos que contemplan los grandes terremotos registrados a la fecha en Chile.

Para la evaluación se ha considerado un árbol lógico que asigna un 50% a cada una de estas leyes.

Para el caso de Mon2017 se ha considerados los modelos de HQ (alta calidad), se ha considerado modelos para sismicidad interplaca e intraplaca, de acuerdo con la definición de las distintas fuentes consideradas.

Para el caso de Idi2016 se ha considerado la forma espectral tipo s_{III} , en base el periodo predominante indicado en la propuesta de modificación de NCh433 para suelo tipo C, y también se han considerados las formulaciones tanto para eventos interplaca como intraplaca.

c) Leyes de Recurrencia y Modelación de Fuentes

Para la modelación de las fuentes y Leyes de Recurrencia (Leyes GR) se ha considerado lo definido por Poulos *et al.* (2018). De igual manera, las leyes han sido acotado tanto inferior como superiormente de acuerdo con las magnitud mínimas y máximas que dicho autor propone para cada zona o fuente definida en su modelo.

d) Evaluación de la Amenaza Probabilística

Se ha realizado el análisis de amenaza probabilística de acuerdo con las definiciones anteriormente indicadas. En base al estado del arte en estudios de amenaza sísmica se ha considerado un truncamiento de los modelos del movimiento del suelo igual a tres desviaciones estándar.

e) Espectros de Amenaza Uniforme

Definidas las curvas de amenaza se obtuvo los siguientes espectros de amenaza uniforme para probabilidades de excedencia de 10 [%] y 5 [%] en 50 años, los que establecen periodos de retorno medio de 475 y 975 años respectivamente (Figura C.2). Mientras el primero se define como el nivel de demanda para efectos de diseño, el segundo se define como el espectro máximo considerado.

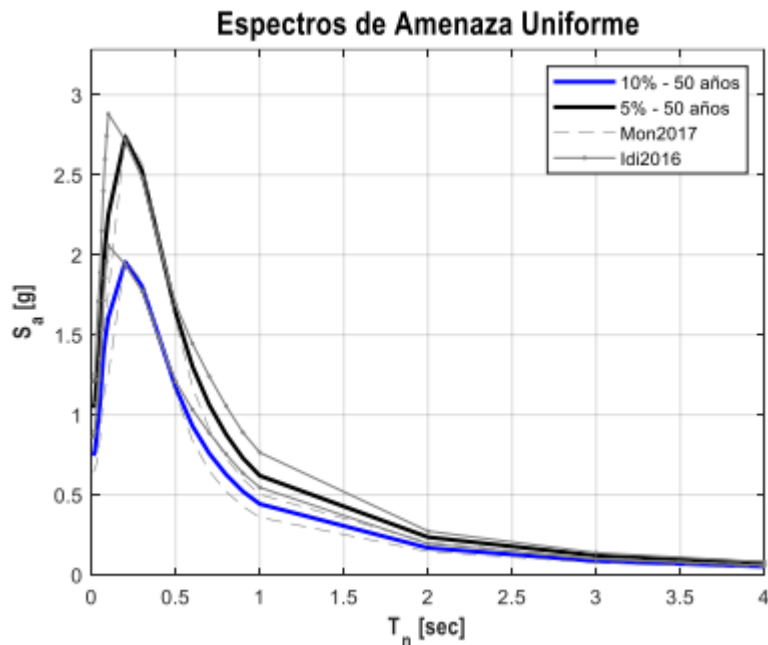


Figura C.2 Espectro de Amenaza Uniforme (UHS) para nivel de diseño y nivel de sismo máximo considerado.

C.3. Base de datos

Se ha considerado los registros publicados por Siber-Risk Strong Motion Database (Castro et al, 2020). Los registros sísmicos utilizados datan de Marzo de 1985 hasta Septiembre del año 2017 y consideran todos los grandes terremotos registrados a la fecha. Con un total de 4020 registros.

C.4. Selección de Registros

De la base de datos antes citada se generó un filtro preliminar considerando suelos con valores de VS30 correspondientes a suelo tipo B y C según DS61-2011 (*i.e.*, entre 350 y 900 [m/s]) y con una media geométrica de los PGA ortogonales $PGA_{GEOMEAN}$ mayores a 0.1 [g]. En base a lo anterior la base de datos para selección directa quedó definida por 266 componentes (133 registros).

a) Selección de Registros

Tal como se indicó anteriormente el criterio de selección corresponde al método de escalamiento espectral de ASCE7-16, para ello se ha considerado:

- Espectro objetivo : UHS – 975 años periodo de retorno medio (SMP)
UHS – 475 años periodo de retorno medio (SDI)
- Rango de Periodos : 0.2T1 – 1.5T1, con T1 periodo natural estructura
- Número de Registros : 11 para cada nivel de intensidad

Con el objetivo de buscar registros que presenten una similitud natural con ellos espectros objetivos se seleccionará los 11 registros con menor sumatoria del error cuadrático (SSE) entre el espectro objetivo y los espectros de los registros en el rango de periodos de interés.

b) Registros seleccionados

Una vez definido los 11 registros de forma espectral más “cercana”, para SDI y SMP respectivamente, se procedió a evaluar los factores de escalamiento de acuerdo con dos pasos:

- Los registros seleccionados fueron amplificados por un factor único que corresponde a la razón entre la aceleración espectral promedio en el rango de periodos de interés y la aceleración promedio del espectro objetivo en el mismo rango (*i.e.*, Factor de escalamiento 1).

- En el rango de periodos de interés todas las coordenadas espectrales del promedio del set de registros seleccionados, en su combinación SRSS, ya escalados por el Factor de Escalamiento 1, deben ser al menos el 90 [%] de 1.3 veces de las correspondientes al espectro objetivo (1.17 veces el espectro objetivo). Este segundo factor de escalamiento (*i.e.*, Factor de escalamiento 2), también único, corresponde al máximo factor estimado, entre todos los periodos, necesario para dar cumplimiento al requisito anterior.

El Factor de escalamiento queda definido por la multiplicación de ambos Factores (*i.e.*, Factor de Escalamiento 1 x Factor de Escalamiento 2).

Se hace notar que en esta evaluación se ha considerado como espectro objetivo directamente los espectros UHS y no otros espectros (como por ejemplo espectros de media condicionada) ya que se desea evaluar el escenario más probable de análisis especial que desarrollará la práctica, de acuerdo con los requisitos normativos.

Se destaca además que dada las propiedades dinámicas (periodos naturales de vibración y masas modales correspondientes) del sistema se ha considerado los dos primeros periodos de vibración por dirección dado que la suma de ambos colecta aproximadamente el 90% de la masa (considerando algunas sumas de modos de menos masa que están dentro del rango de la primera y segunda forma modal). Estos son $T = 0.45$ [s] y $T = 0.12$ [s].

Dada la cercanía entre las segundas formas modales, se considera una selección para dos periodos naturales de vibración.

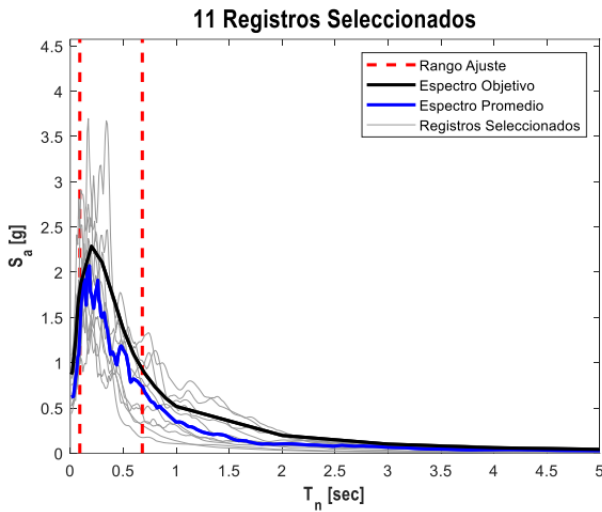
C.5. Nivel SDI, $T = 0.45$ [s]

Figura C.3 Registros con menor SSE.

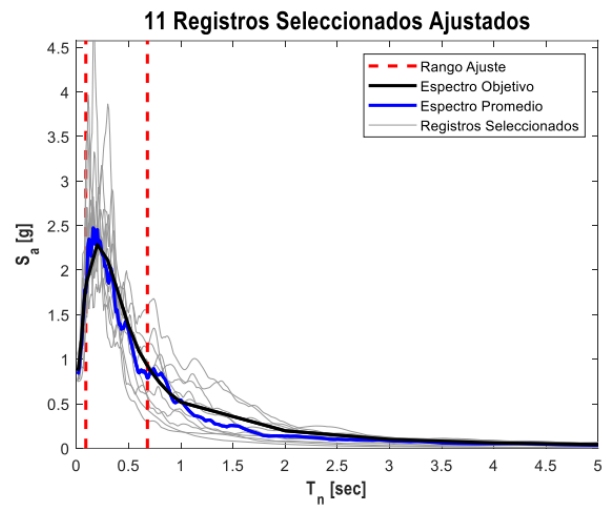
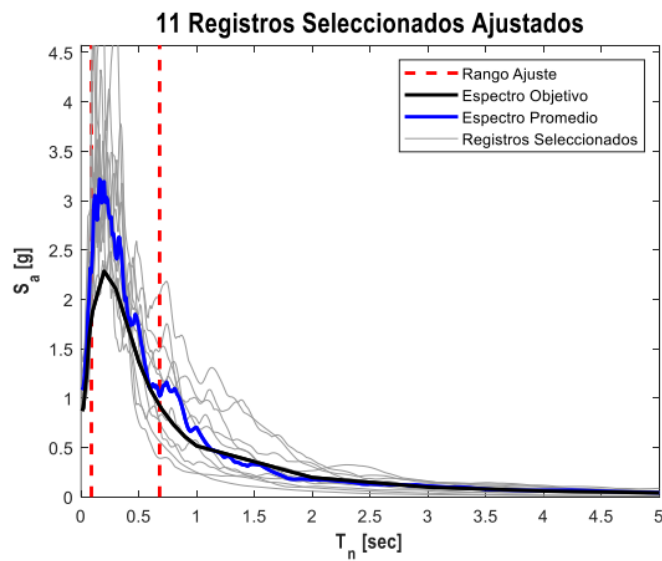


Figura C.4 Registros amplificados por factor de escalamiento 1.

Figura C.5 Espectro y ajuste final de 11 registros, demanda SDI y $T = 0.45$ [s].

Para este sistema los Factores de escalamiento finales quedaron definidos por valores entre 1.2 y 2.39. Valores razonables y aceptados por el estado del arte.

C.6. Nivel SDI, $T = 0.12$ [s]

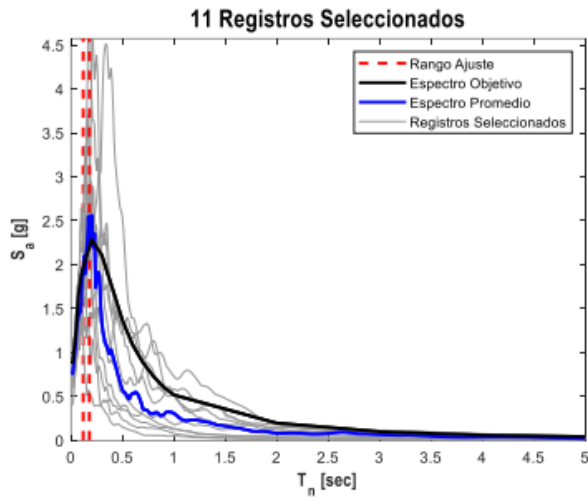


Figura C.6 Registros con menor SSE.

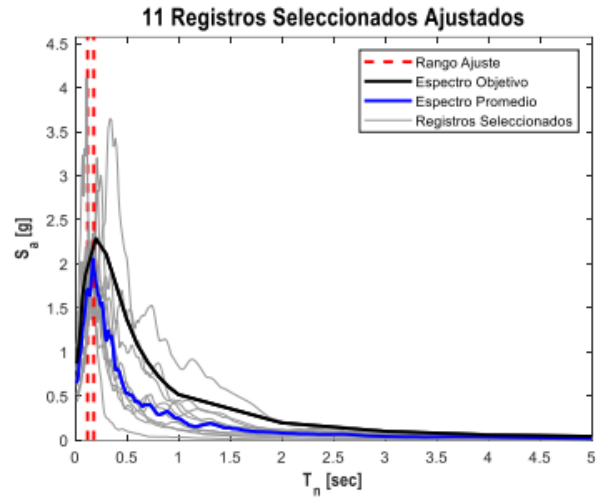


Figura C.7 Registros amplificados por factor de escalamiento 1.

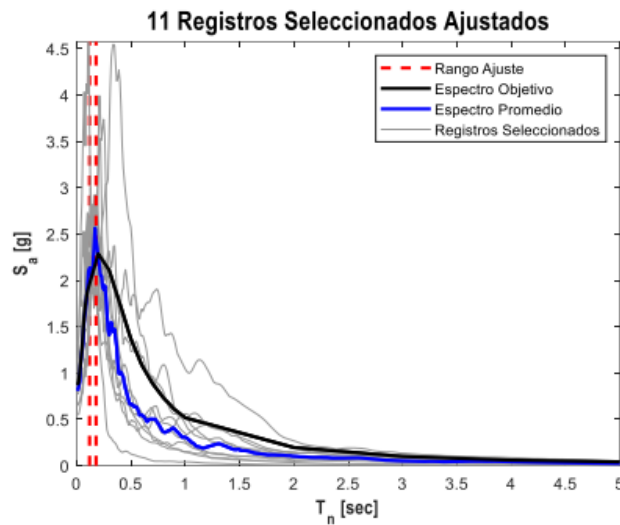


Figura C.8 Espectro y ajuste final de 11 registros, demanda SDI y $T = 0.45$ [s].

Para este sistema los Factores de escalamiento finales quedaron definidos por valores entre 0.84 y 3.34. Valores razonables y aceptados por el estado del arte.

C.7. Nivel SMP

Para los niveles SMP se considera los sets de registros antes indicados, pero amplificando la demanda (registros de cada set) en un factor 1.35.

ANEXO D. MODELAMIENTO NO LINEAL

D.1. Arriostramientos verticales

En la Figura D.1 y Figura D.2 se presenta la nomenclatura utilizada para los 38 arriostramientos modelados como componentes no lineales.

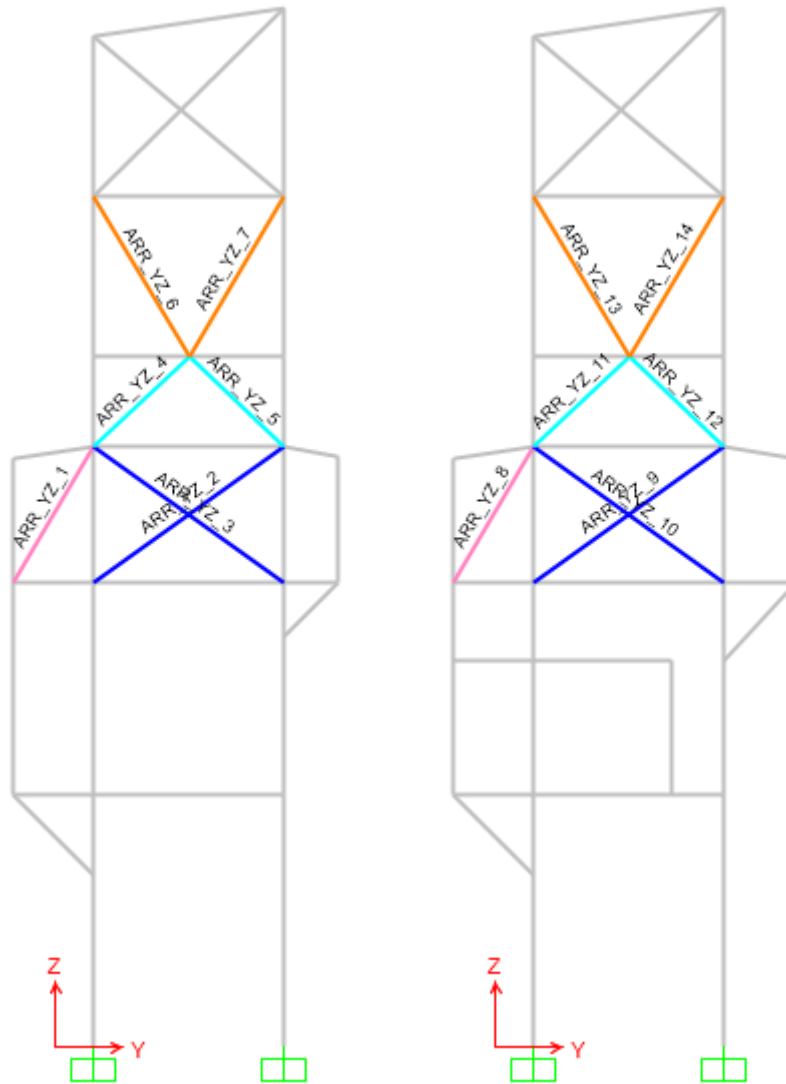


Figura D.1 Nomenclatura de arriostramientos no lineales en marcos transversales (dirección Y).

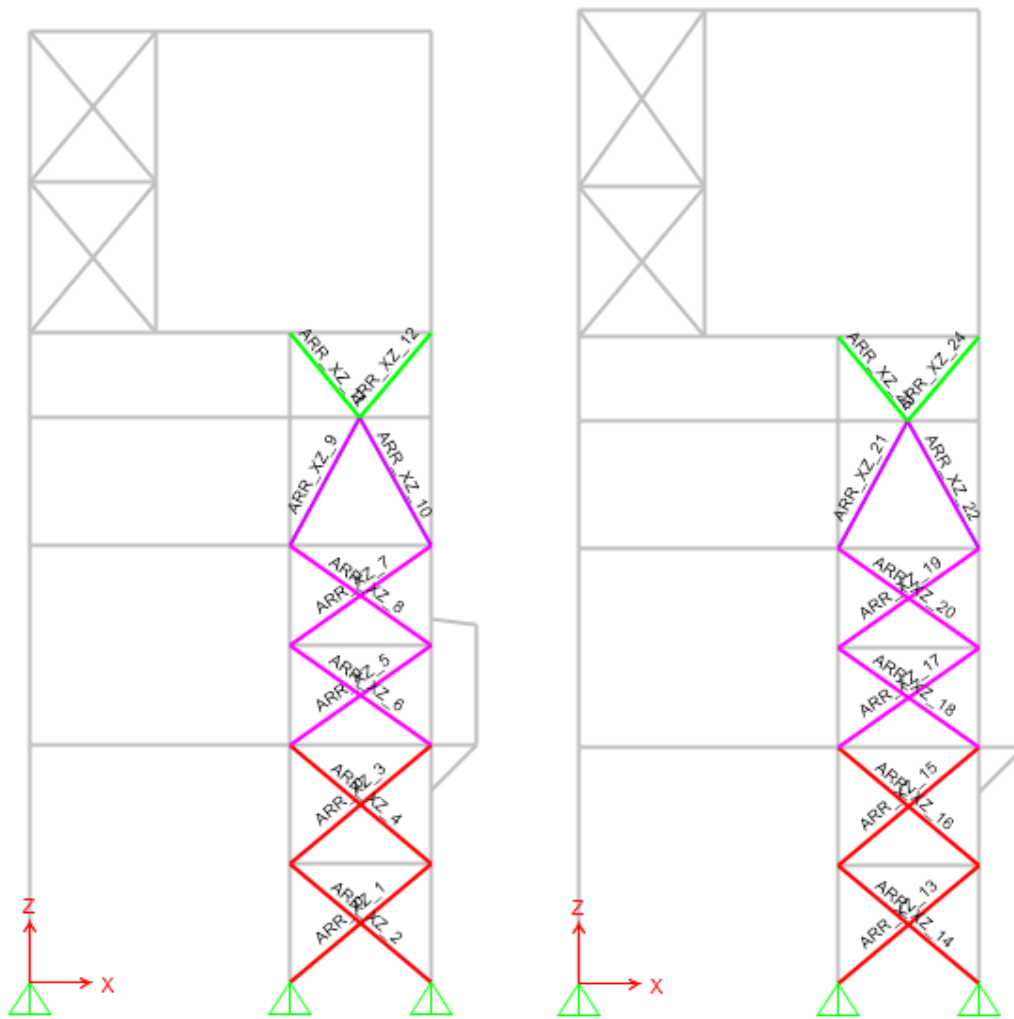


Figura D.2 Nomenclatura de arriostramientos no lineales en marcos longitudinales (dirección X).

En la Tabla D.1 se presentan las propiedades de los 8 links utilizados para modelar los 38 arriostramientos verticales y la etiqueta asignada a cada uno de estos.

Tabla D.1 Propiedades y asignaciones de links tipo MLP para arriostramientos verticales.

Link	Lp [m]	Perfil	Δc [mm]	Δy [mm]	$\Delta/\Delta c$ (IO)	$\Delta/\Delta t$ (IO)	$\Delta/\Delta c$ (LS)	$\Delta/\Delta t$ (LS)	ARR_XZ	ARR_YZ
1	1.5	HSS3x3x3/16	-2.0	2.4	1.5	1.5	7	9	-	1, 8
2	3.2	HSS3x3x3/16	-4.2	5.2	1.5	1.5	7	9	-	2, 3, 9, 10
3	1.5	HSS1/2x1/2x3/16	-1.9	2.4	1.5	1.5	7	9	-	4, 5, 11, 12

Link	Lp [m]	Perfil	Δc [mm]	Δy [mm]	$\Delta/\Delta c$ (IO)	$\Delta/\Delta t$ (IO)	$\Delta/\Delta c$ (LS)	$\Delta/\Delta t$ (LS)	ARR_XZ	ARR_YZ
4	2.4	HSS1/2x1/2x3/16	-2.0	3.8	1.5	1.5	7	9	-	6, 7, 13, 14
5	2.8	HSS3x3x3/16	-3.8	4.4	1.5	1.5	7	9	1, 2, 3, 4, 13, 14, 15, 16	-
6	2.6	HSS3x3x3/16	-3.6	4.1	1.5	1.5	7	9	5, 6, 7, 8, 17, 18, 19, 20	-
7	2.0	HSS3x3x3/16	-2.3	3.2	1.5	1.5	7	9	9, 10, 21, 22	-
8	1.3	HSS3x3x3/16	-1.8	2.1	1.5	1.5	7	9	11, 12, 23, 24	-

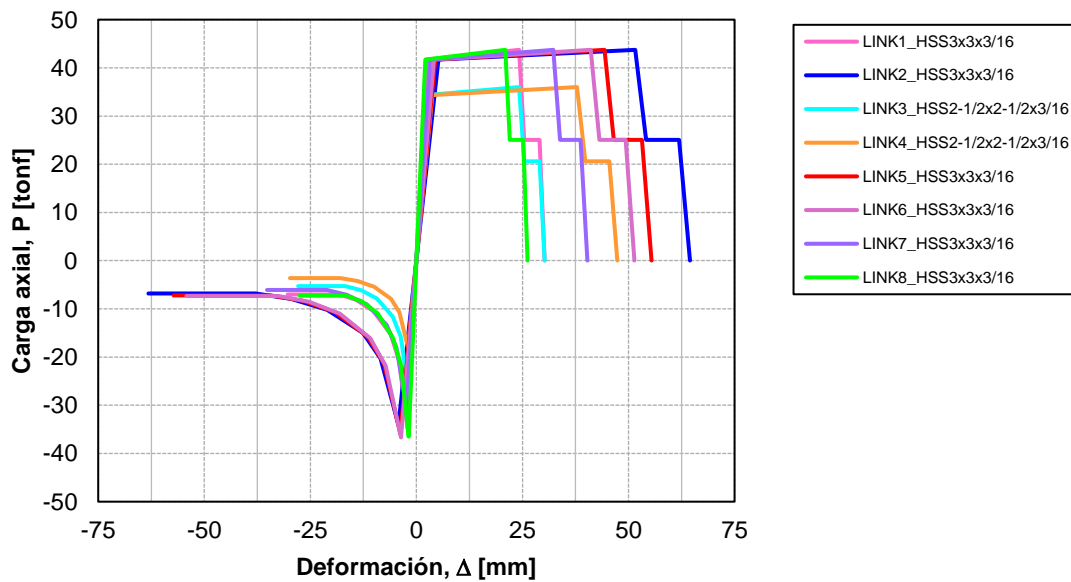


Figura D.3 Curvas monotónicas para arriostramientos modelados como elementos no lineales.

D.2. Rótulas plásticas en vigas de marcos de momento

En la Figura D.4 se presenta la nomenclatura utilizada para las 6 rótulas plásticas ingresadas en la modelación.

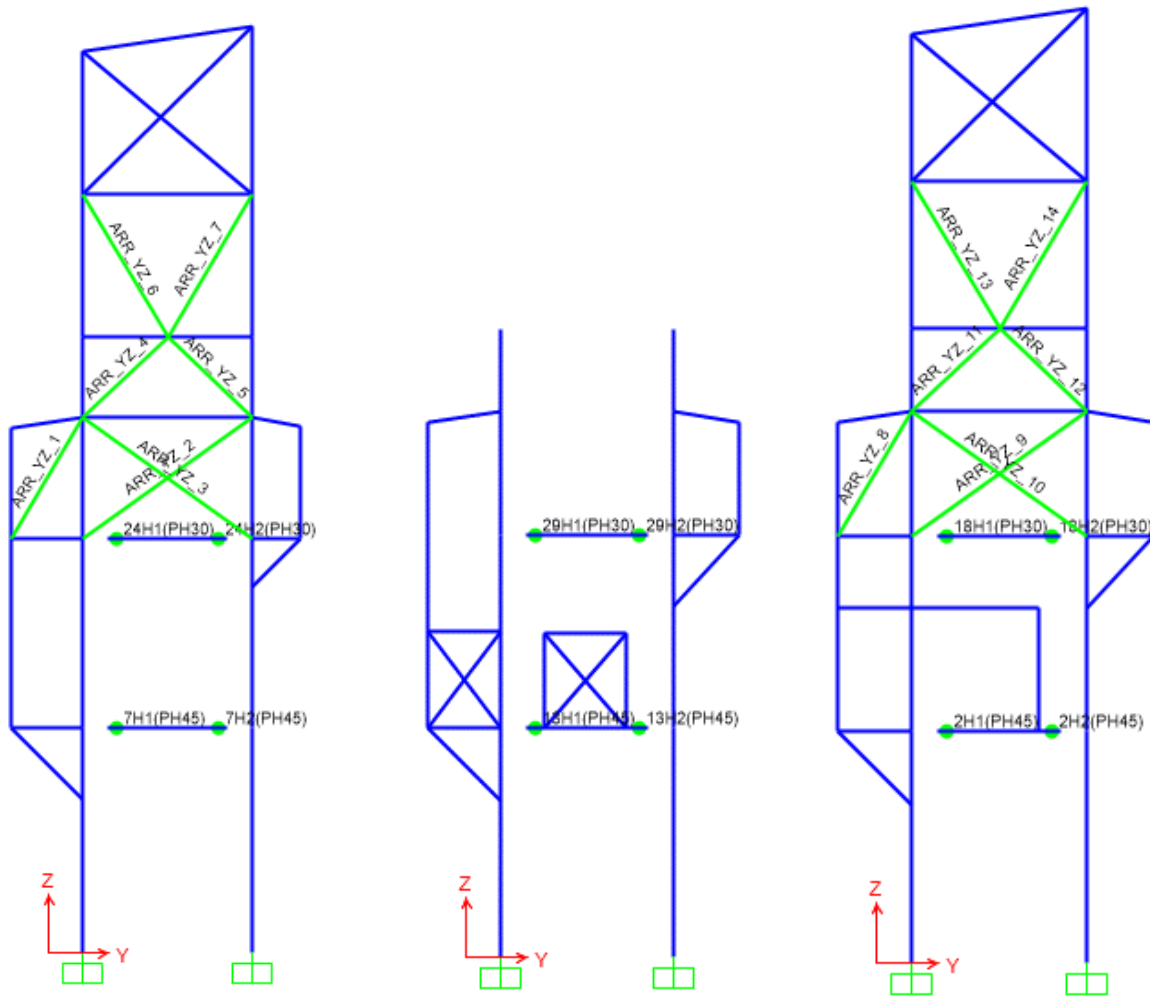


Figura D.4 Nomenclatura para rótulas plásticas tipo *Hinge* ingresadas en SAP2000.

Los parámetros para definir la curva momento-rotación de las dos propiedades tipo *Hinge* ingresadas en el modelo se presentan en la Tabla D.2. La longitud efectiva para efectos de ubicar las rótulas plásticas en el modelo se presenta en la Figura D.5.

Tabla D.2 Parámetros para definir la curva momento – rotación.

Viga	Parámetros						Criterios de aceptación		
	η	M_{pe} [tonf-cm]	θ_y [rad]	a	b	c	IO	LS	CP
IN 30x32.2	0.12	1550	0.0068	4.2	6.2	0.2	2.06	4.21	5.31
IN 45x76.5	0.43	5429	0.0056	6.9	8.9	0.4	2.71	7.12	9.00

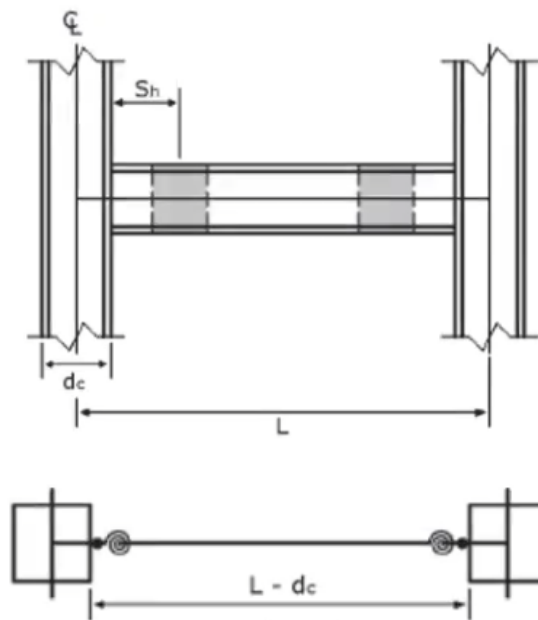


Figura D.5 Ubicación de rótula plástica en la viga.

ANEXO E. REGISTROS SISMICOS

En la Tabla E.1 y Tabla E.2 se presentan las características de los registros sísmicos resultantes del estudio de amenaza sísmica para nivel SDI, asociados a los periodos $T=0.45$ [s], y $T=0.12$ [s], respectivamente. Todos los registros de este nivel tienen un mecanismo focal interplaca.

Tabla E.1 Propiedades de registros sísmicos para nivel SDI asociados a $T = 0.45$ [s].

N°	Estación	Fecha	Mw	Rrup [km]	Vs30 [m/s]	FEFt	Bracketed duration [s]	PGA x [g]	PGA y [g]	PGA v [g]
1	STGO01S	03/03/1985	7.9	55	481	1.21	62.87	0.65	0.51	0.24
2	CURICO	27/02/2010	8.8	70	623	1.57	111.31	0.41	0.47	0.18
3	TALCA	27/02/2010	8.8	58	537	1.58	119.41	0.47	0.42	0.22
4	C180	26/09/2015	6.3	117	600	1.82	20.68	0.40	0.63	0.25
5	HUALANE	27/02/2010	8.8	47	547	1.64	107.03	0.38	0.45	0.38
6	C110	16/09/2015	8.4	61	626	1.03	130.84	0.82	0.70	0.43
7	T03A	01/04/2014	8.2	39	613	1.68	150.64	0.55	0.60	0.20
8	RANC02S	03/03/1985	7.9	73	666	2.26	36.42	0.30	0.32	0.11
9	V18A	23/08/2014	6.4	60	492	2.26	12.45	0.37	0.37	0.20
10	T13A	03/04/2014	7.6	105	378	2.06	48.41	0.38	0.37	0.27
11	VALP10S	03/03/1985	7.9	56	587	2.39	58.81	0.33	0.40	0.19

Tabla E.2 Propiedades de registros sísmicos para nivel SDI asociados a $T = 0.12$ [s].

N°	Estación	Fecha	Mw	Rrup [km]	Vs30 [m/s]	FEFt	Bracketed duration [s]	PGA x [g]	PGA y [g]	PGA v [g]
1	C18O	16/09/2015	8.4	80	600	1.22	126.91	0.47	0.49	0.22
2	C18O	26/09/2015	6.3	117	600	1.08	20.68	0.40	0.63	0.25
3	ANGOL	27/02/2010	8.8	56	355	0.61	104.16	0.68	0.88	0.26
4	PICA	13/06/2005	7.9	92	492	0.85	68.15	0.72	0.55	0.76
5	VALP11S	03/03/1985	7.9	57	382	1.01	93.19	0.72	0.70	0.40
6	STGO01S	03/03/1985	7.9	55	481	0.96	62.87	0.65	0.51	0.24
7	T03A	01/04/2014	8.2	39	613	0.79	150.64	0.55	0.60	0.20
8	TOCOPILLAPUERTO	14/11/2007	7.7	53	644	1.89	48.48	0.38	0.35	0.20
9	VA01	23/08/2014	6.4	49	882	0.84	13.50	0.43	0.49	0.20
10	HUALANE	27/02/2010	8.8	47	547	1.43	107.03	0.38	0.45	0.38
11	C11O	26/09/2015	6.3	80	626	3.34	19.28	0.25	0.30	0.14

En la Tabla E.3 y Tabla E.4 se presentan las características de los registros sísmicos resultantes del estudio de amenaza sísmica para nivel SMP, asociados a los periodos $T=0.45$ [s], y $T=0.12$ [s], respectivamente. Todos los registros de este nivel tienen un mecanismo focal interplaca.

Tabla E.3 Propiedades de registros sísmicos para nivel SMP asociados a $T = 0.45$ [s].

N°	Estación	Fecha	Mw	Rrup [km]	Vs30 [m/s]	FEFt	Bracketed duration [s]	PGA x [g]	PGA y [g]	PGA v [g]
1	C18O	16/09/2015	8.4	80	600	1.22	126.91	0.47	0.49	0.22
2	C18O	26/09/2015	6.3	117	600	1.08	20.68	0.40	0.63	0.25
3	ANGOL	27/02/2010	8.8	56	355	0.61	104.16	0.68	0.88	0.26
4	PICA	13/06/2005	7.9	92	492	0.85	68.15	0.72	0.55	0.76
5	VALP11S	03/03/1985	7.9	57	382	1.01	93.19	0.72	0.70	0.40
6	STGO01S	03/03/1985	7.9	55	481	0.96	62.87	0.65	0.51	0.24
7	T03A	01/04/2014	8.2	39	613	0.79	150.64	0.55	0.60	0.20
8	TOCOPILLAPUERTO	14/11/2007	7.7	53	644	1.89	48.48	0.38	0.35	0.20
9	VA01	23/08/2014	6.4	49	882	0.84	13.50	0.43	0.49	0.20
10	HUALANE	27/02/2010	8.8	47	547	1.43	107.03	0.38	0.45	0.38
11	C11O	26/09/2015	6.3	80	626	3.34	19.28	0.25	0.30	0.14

Tabla E.4 Propiedades de registros sísmicos para nivel SMP asociados a $T = 0.12$ [s].

N°	Estación	Fecha	Mw	Rrup [km]	Vs30 [m/s]	FEFt	Bracketed duration [s]	PGA x [g]	PGA y [g]	PGA v [g]
1	C18O	16/09/2015	8.4	80	600	1.22	126.91	0.47	0.49	0.22
2	C18O	26/09/2015	6.3	117	600	1.08	20.68	0.40	0.63	0.25
3	ANGOL	27/02/2010	8.8	56	355	0.61	104.16	0.68	0.88	0.26
4	PICA	13/06/2005	7.9	92	492	0.85	68.15	0.72	0.55	0.76
5	VALP11S	03/03/1985	7.9	57	382	1.01	93.19	0.72	0.70	0.40
6	STGO01S	03/03/1985	7.9	55	481	0.96	62.87	0.65	0.51	0.24
7	T03A	01/04/2014	8.2	39	613	0.79	150.64	0.55	0.60	0.20
8	TOCOPILLAPUERTO	14/11/2007	7.7	53	644	1.89	48.48	0.38	0.35	0.20
9	VA01	23/08/2014	6.4	49	882	0.84	13.50	0.43	0.49	0.20
10	HUALANE	27/02/2010	8.8	47	547	1.43	107.03	0.38	0.45	0.38
11	C11O	26/09/2015	6.3	80	626	3.34	19.28	0.25	0.30	0.14

ANEXO F. CONEXIONES Y DESBALANCE

F.1. Conexiones

Se realizó el diseño de conexiones para las configuraciones de arriostramientos incluidas en el análisis no lineal cuyo detalle puede ser consultado desde la Figura F.1 hasta la Figura F.10. El cálculo obedece a lo indicado en 2.4.1, tal que la carga de diseño se escoge, de manera conservadora, como la capacidad esperada de fluencia esperada. Adicionalmente se incluyen recomendaciones para placas *gusset* de Astaneh-Asl (1998) para evitar pandeo de borde libre y para acomodar el giro plástico derivado del pandeo fuera del plano de la diagonal y así evitar fallas frágiles, tal que se deja una distancia de al menos dos veces el espesor de *gusset* entre el extremo de la placa conectora y la esquina que conecta con otros elementos. También se considera el uso de una placa de refuerzo en la diagonal para garantizar que el área neta efectiva en largo conectado no sea inferior al área bruta de la sección según lo establecido en la Sección F2.5b del AISC 341-16.

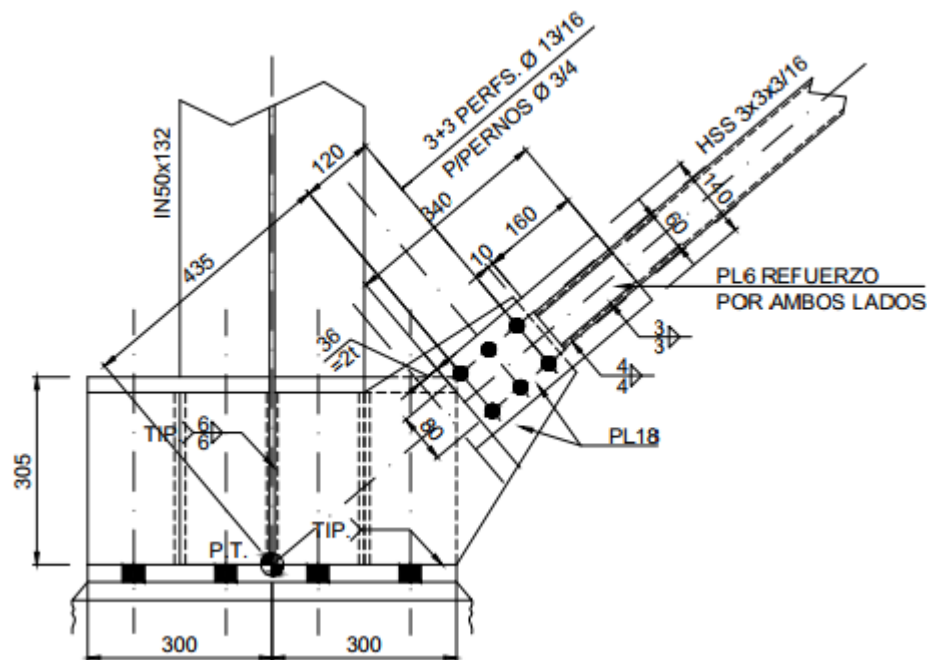


Figura F.1 Conexión en eje Q18A para Z=0 [mm].

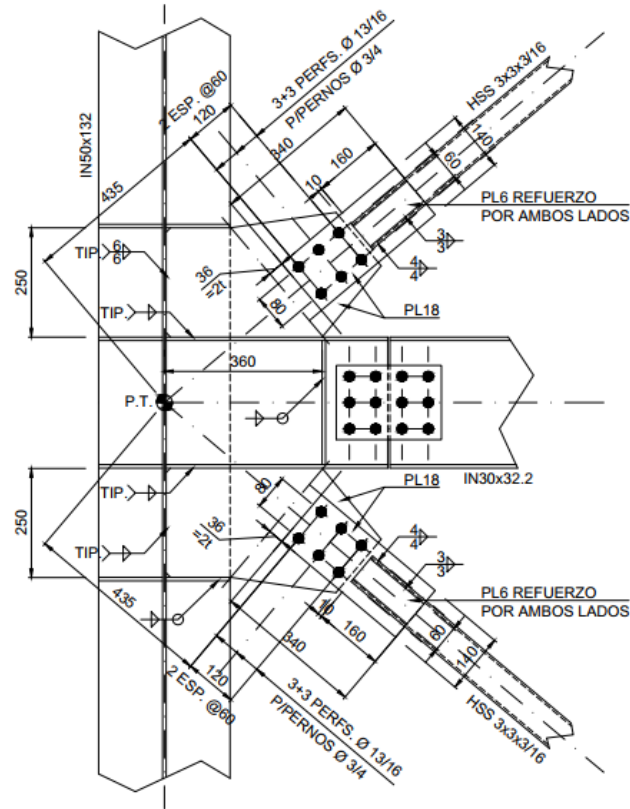


Figura F.2 Conexión en eje Q18A para Z=2350 [mm].

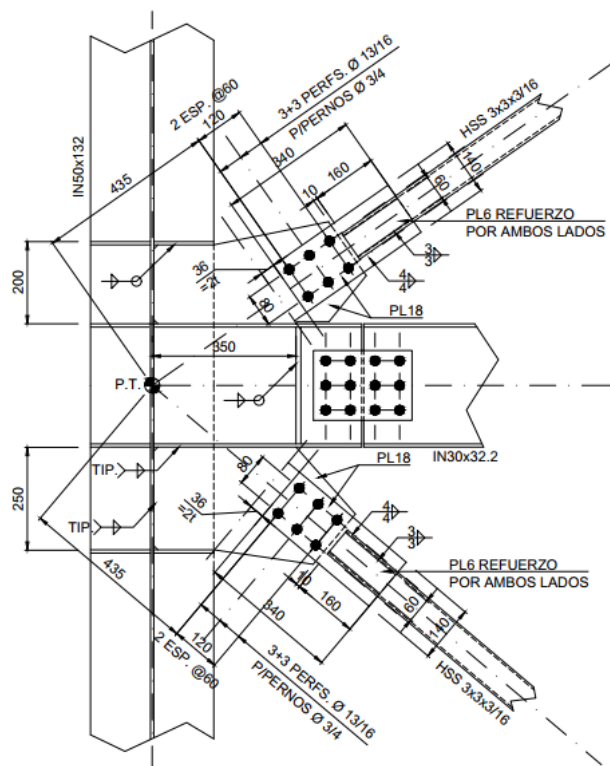


Figura F.3 Conexión en eje Q18A para Z=4700 [mm].

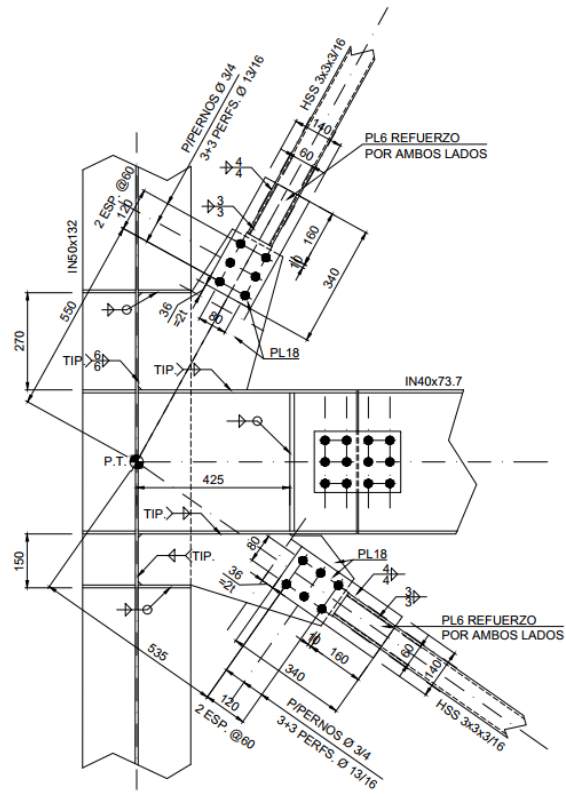


Figura F.4 Conexión en eje Q18A para Z=8600 [mm].

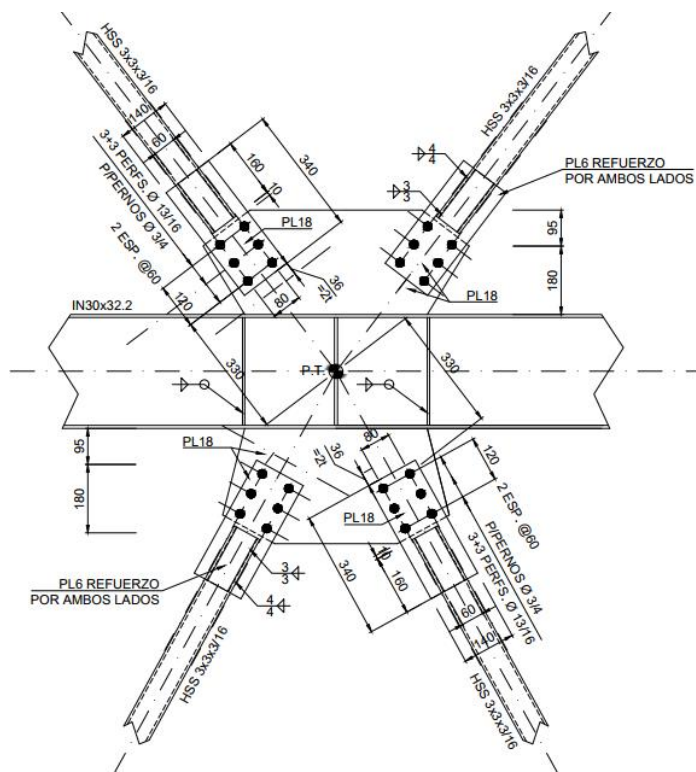


Figura F.5 Conexión en eje Q18A para Z=11125 [mm].

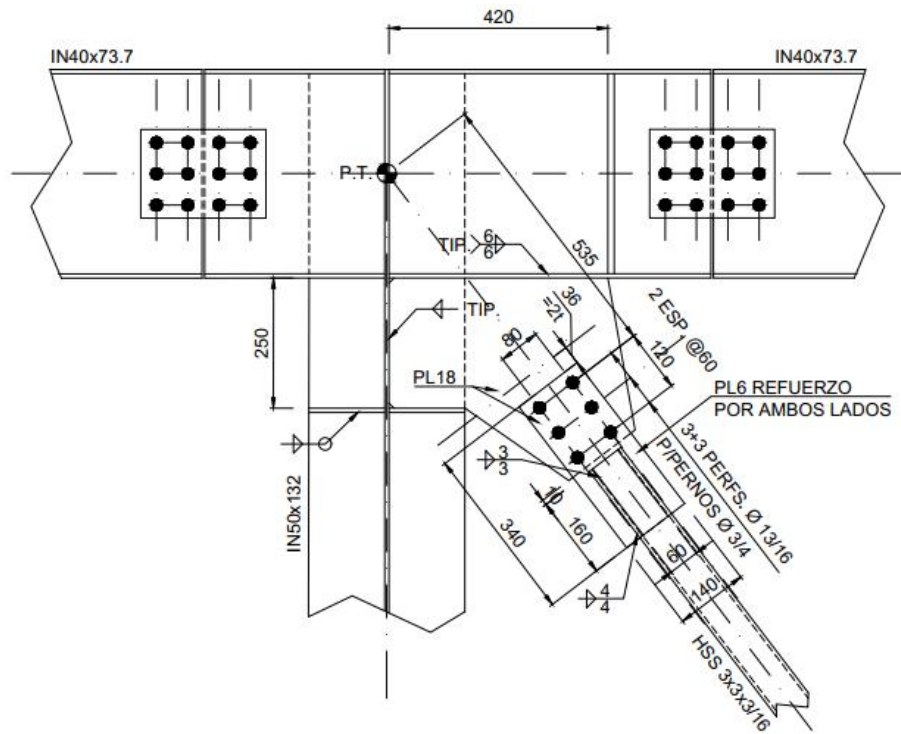


Figura F.6 Conexión en eje Q18A para Z=12800 [mm].

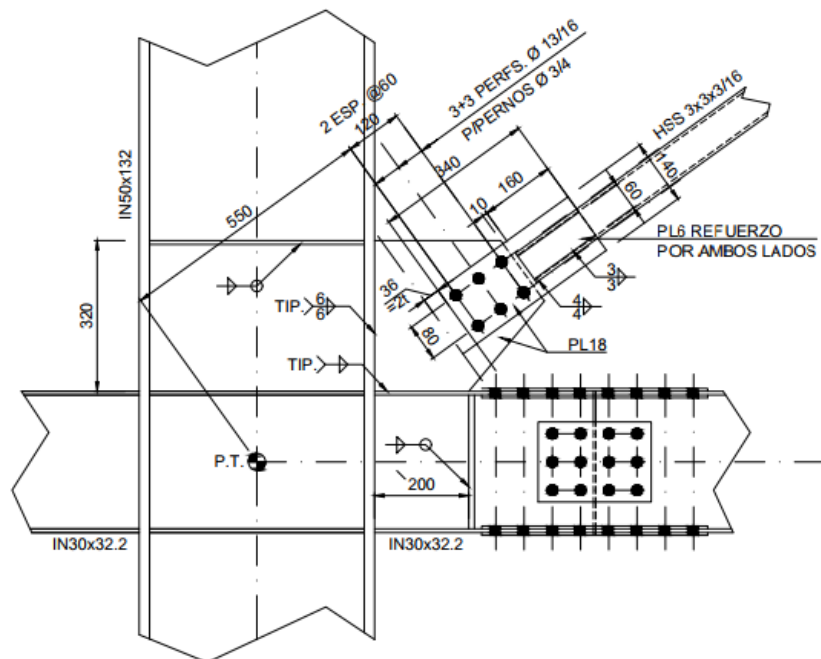


Figura F.7 Conexión en eje QF' para Z=8600 [mm].

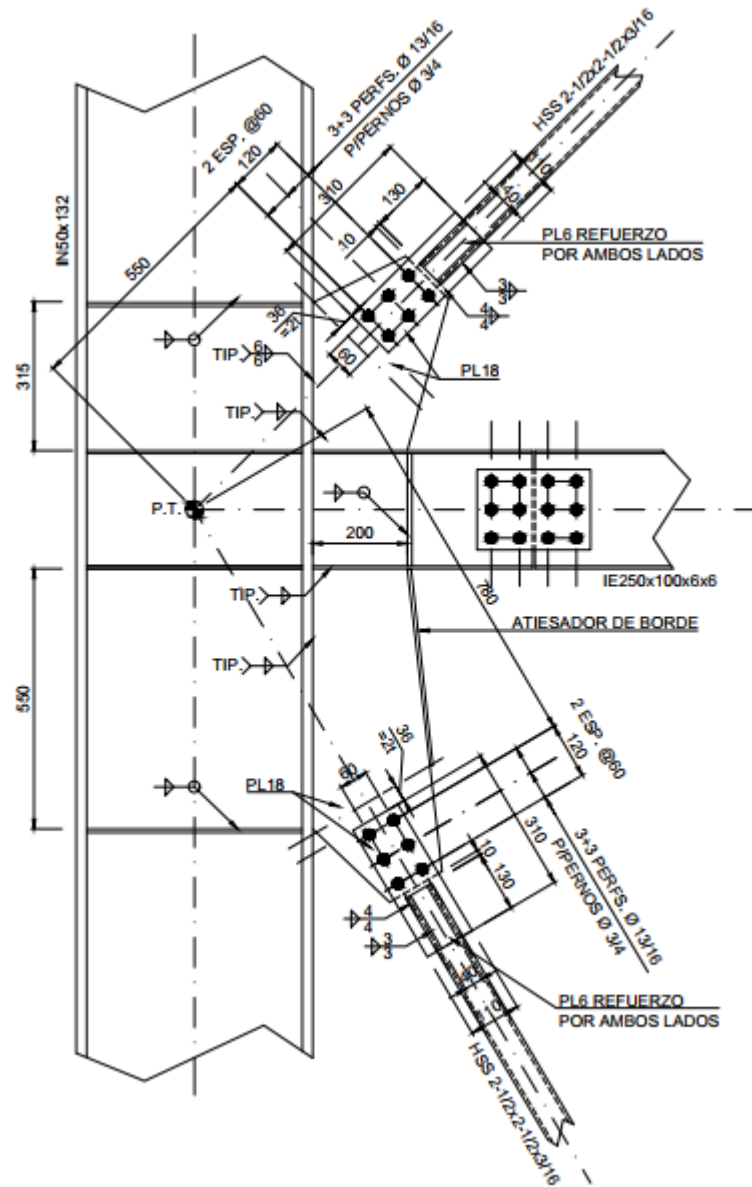


Figura F.10 Conexión en eje QF' para Z=15775 [mm].

F.2. Desbalance plástico

Se realizó la verificación por desbalance plástico a aquellos puntales que conectan diagonales cuyo factor de utilización para cargas sísmicas amplificadas por $0.7R_1 \geq 1.0$ sea mayor que 1.0. En la Figura F.11 se ilustran los perfiles verificados.

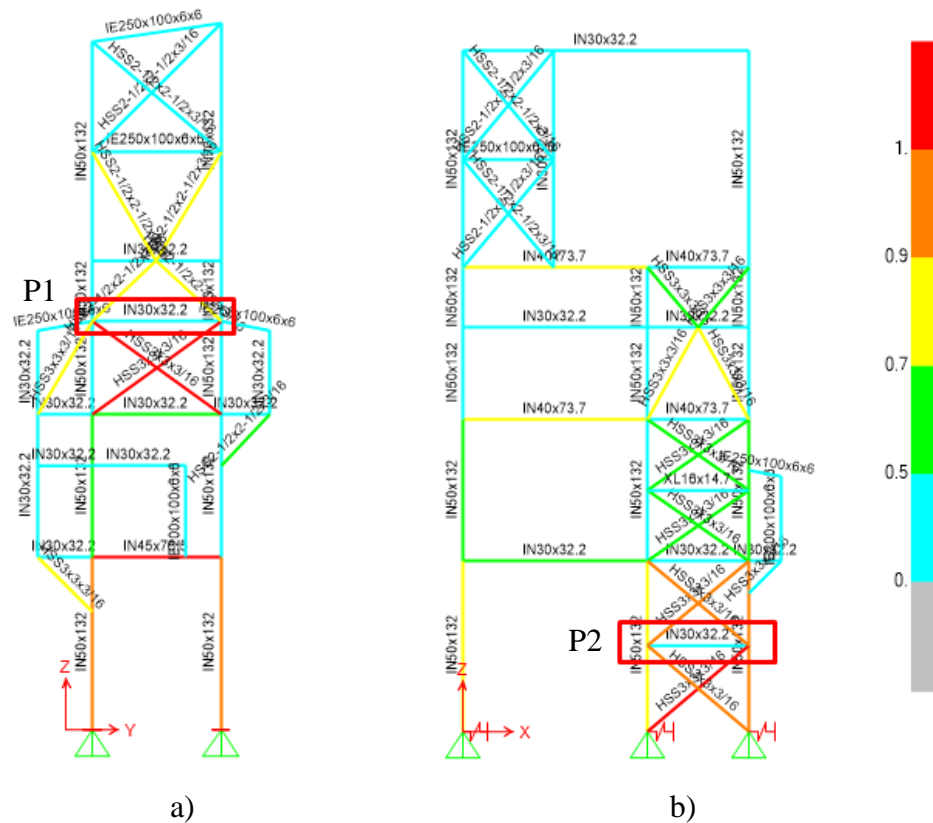


Figura F.11 Puntales verificados para desbalance plástico en eje a) QF' y b) Q18A.

En la Figura F.12 se presenta el diagrama de cuerpo libre para el puntal de acople para la condición de desbalance. Se puede considerar un 30 [%] de la capacidad residual de compresión (P_{ne}). La fuerza proveniente de diagonales en tracción corresponde al menor valor entre la capacidad de fluencia esperada (T_{ne}) y la tracción resultante de combinaciones con carga sísmica amplificadas por $0.7R_1 \geq 1.0$ ($T_{u,amp}$). En la Tabla F.1 se presentan las cargas utilizadas para la verificación de los puntales junto con su factor de utilización.

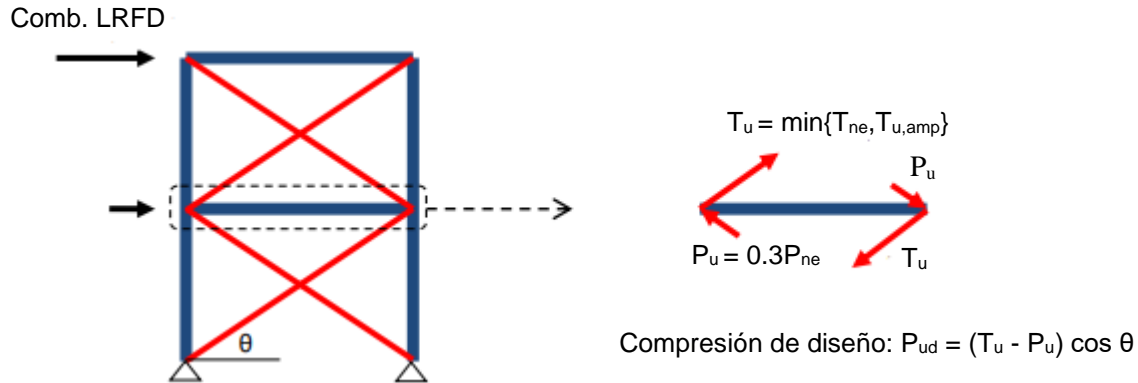


Figura F.12 Diagrama de cuerpo libre para desbalance plástico.

Fuente: Urzúa y Peña (2019).

Tabla F.1 Resultados para verificación de desbalance plástico

Puntal	Perfil	T_u [tonf]	P_u [tonf]	P_{ud} [tonf]	FU
P1	IN30x32.2	23.5	5.5	15.1	0.23
P2	IN30x32.2	21.9	4.7	13.2	0.20

Si bien, los factores de utilización obtenidos no son particularmente exigentes para las secciones, son ampliamente superiores a los obtenidos aplicando directamente las combinaciones de carga. La holgura obtenida también se justifica en una mayor área bruta para la sección escogida como puntal en relación al área bruta de las diagonales. Configuraciones usuales en la práctica que hacen uso del mismo perfil tanto en la diagonal como puntal podrían ver comprometida esta verificación.

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

Departamento : Departamento de Ingeniería Civil
Carrera : Ingeniería Civil
Nombre del memorista : Sebastián Benjamín Sanhueza Yévenes
Título de la memoria : Evaluación de desempeño sísmico de Edificio de Soporte para Colector de Polvo diseñado según NCh2369:2023.
Fecha de la presentación oral :

Profesor(es) Guía : Rodrigo Silva Muñoz
Profesor(es) Revisor(es) : Víctor Aguilar Vidal
Profesor(es) Externos(es) : Miguel Medalla y Cristian Urzúa
Concepto :
Calificación :

Resumen

Las estructuras industriales en Chile se diseñan con la NCh2369 la que tiene como objetivo la continuidad de operación y la protección de la vida en la industria. Para lograr esto la filosofía de diseño se centra en dotar a las estructuras de una considerable sobrerresistencia y una ductilidad moderada. Tras el terremoto de Maule 2010, se identificaron falencias en las normas, lo que llevó a una actualización que reconoce los elementos disipan energía y los que no disipan, e incorpora nuevas formas espectrales y un criterio unificado para el diseño de elementos no destinados a disipar energía, entre otros aspectos.

El objetivo principal de este trabajo es evaluar el desempeño sísmico del Edificio de Soporte para Colector de Polvo constituido en base a marco arriostrados y marcos resistentes a momento. Se realizó un diseño lineal y posteriormente un análisis no lineal de tiempo-historia considerando la no linealidad de arriostramientos y vigas en marcos de momento, para dos escenarios de demanda sísmica: nivel de diseño (SDI) y nivel de sismo máximo probable (SMP).

El diseño lineal resultó con una significativa sobrerresistencia, la cual se logra con un factor $R=2$. Las diagonales se conformaron por perfiles tipo cajón HSS, que satisfacen los nuevos límites de compacidad. Por otro lado, la configuración de los pernos de anclaje quedó controlada por un solo anclaje, práctica común en el diseño industrial. En el análisis no lineal, la estructura trabajó en su rango de sobrerresistencia, utilizando muy poca ductilidad. Las columnas sísmicas presentaron factores de utilización elevados y podrían requerir la incorporación de rótulas plásticas en la modelación.