



UNIVERSIDAD DE CHILE  
FACULTAD DE CIENCIAS FÍSICAS Y MATEMÁTICAS  
DEPARTAMENTO DE INGENIERIA CIVIL

EFFECTOS DE LAS MODIFICACIONES A LA DEMANDA Y  
REQUISITOS DE DISEÑO DE LA NORMA NCH 2369 SOBRE EL  
DIMENSIONAMIENTO Y DESEMPEÑO SÍSMICO DE ESTRUCTURAS  
INDUSTRIALES DE MARCO ARRIOSTRADO

TESIS PARA OPTAR AL GRADO DE MAGISTER EN CIENCIAS DE LA INGENIERÍA,  
MENCION INGENIERÍA ESTRUCTURAL, SÍSMICA Y GEOTÉCNICA

ROBERTO IVÁN RIQUELME HERRERA

PROFESOR GUIA:

RICARDO HERRERA MARDONES

MIEMBROS DE LA COMISIÓN:

FABIAN ROJAS BARRALES

EDUARDO NUÑEZ CASTELLANOS

SANTIAGO DE CHILE

2022

RESUMEN DE LA TESIS PARA OPTAR AL GRADO DE  
MAGÍSTER EN CIENCIAS DE LA INGENIERÍA, MENCIÓN  
INGENIERÍA ESTRUCTURAL, SÍSMICA Y GEOTÉCNICA  
POR: ROBERTO IVÁN RIQUELME HERRERA  
FECHA: 2022  
PROFS. GUÍA Sr. RICARDO HERRERA MARDONES

**EFFECTOS DE LAS MODIFICACIONES A LA DEMANDA Y REQUISITOS DE  
DISEÑO DE LA NORMA NCH 2369 SOBRE EL DIMENSIONAMIENTO Y  
DESEMPEÑO SÍSMICO DE ESTRUCTURAS INDUSTRIALES DE MARCO  
ARRIOSTRADO**

La normativa chilena que regula el diseño sísmico de estructuras industriales de acero es la norma NCh2369.Of2003 “Diseño sísmico de estructuras e instalaciones industriales” (INN, 2003). Esta norma refleja el estado del arte del diseño sísmico en Chile, basado en la experiencia obtenida durante los terremotos de 1960 en Concepción y 1985 en Valparaíso. Sin embargo, tras el terremoto del Maule del año 2010, la norma entró en un proceso de revisión, próximo a concluir.

Las modificaciones a la norma abarcan aspectos que van desde la demanda sísmica a disposiciones sobre el dimensionamiento de los elementos estructurales. Dentro de las modificaciones a la demanda, las principales corresponden a: inclusión del sismo vertical en todos los casos a través combinaciones direccionales; modificación en el coeficiente máximo y/o meseta del espectro de respuesta; y la modificación del espectro de diseño y de cálculo de las deformaciones sísmicas.

En el caso de estructuras industriales de acero formadas por marcos arriostrados concéntricamente (MAC), las modificaciones al dimensionamiento de elementos se centran en el diseño de arriostramientos, puntales, columnas y conexiones. En el caso de arriostramientos, se elimina la limitación del esfuerzo sísmico en diagonales comprimidas al 80% de su capacidad; y el dimensionamiento de vigas (puntales) en marcos arriostrados de tipo V o V-invertida se efectúa por equilibrio entre capacidades esperadas y residuales de las diagonales. En el caso de las columnas, se incluye un factor de sobrerresistencia con el fin de asegurar la estabilidad del sistema gravitacional posterior al pandeo y fluencia de arriostramientos y la plastificación de los pernos de anclaje. El diseño de las conexiones se desarrolla usando la capacidad esperada de los.

Para evaluar el efecto de estas modificaciones en el diseño y el desempeño sísmico, se modelan seis estructuras industriales de acero, todas basadas en MAC, diseñándolas con la normativa vigente y la versión propuesta. La evaluación de desempeño se lleva a cabo de acuerdo con la metodología indicada en el estándar FEMA P695 (2009), incluyendo la no linealidad de arriostramientos, columnas, vigas o puntales y pernos de anclaje.

Respecto del diseño en general, los tamaños relativos de los arriostramientos se ven levemente afectados debido a las modificaciones a la demanda sísmica y las disposiciones para vigas de arriostramientos en V invertida generan un aumento de su sección y muestran ser efectivas evitando su plastificación. La sobrerresistencia genera aumento en la sección de las columnas y resulta efectiva en su propósito sobre el desempeño de las estructuras. Las estructuras diseñadas bajo las modificaciones normativas muestran un desempeño similar a las diseñadas según la versión vigente de la norma NCh2369, cuando se compara sobrerresistencia y ductilidad. Sin embargo, las versiones propuestas logran desarrollar mayores niveles de corte, debido fundamentalmente a la mayor resistencia provista por el aumento en la demanda.

A Garibe y mis padres, sin vuestro apoyo este paso no habría sido posible.

A todos quienes desde las trincheras del ejercicio profesional contribuyen  
al desarrollo de esta disciplina.

## **Agradecimientos**

A Dios, por el regalo de mi familia, amigos y profesores que he tenido.

A mis padres, gracias por ser los primeros en apoyar mis sueños y por siempre alentarme en seguir adelante. A mi esposa Garibe por constantemente animarme a finalizar este largo ciclo, por su comprensión y paciencia.

A Anny y Luis, por tantos años de amistad y alentarme a seguir y finalizar este camino. A Néstor, mi compañero en esta última etapa, gracias por nuestras conversaciones y sus oportunos comentarios.

A mi profesor guía, Ricardo Herrera, gracias por haber confiado en mí. Gracias por todo el tiempo dedicado, por sus consejos y apoyo para llevar adelante esta investigación. Agradecerle también por ayudarme a ver nuevos horizontes en la disciplina. A mis profesores de comisión Fabian Rojas y Eduardo Núñez por sus sabios consejos.

A mi profesor de pregrado y luego postgrado Rodolfo Saragoni, por todo el conocimiento transmitido. Gracias por alentarme finalizar y despertar en mí el interés por la ingeniería sísmica y por la investigación.

## Tabla de Contenido

1	INTRODUCCION	1
1.1	Motivación	1
1.2	Hipótesis	2
1.3	Objetivos	2
1.3.1	Objetivos generales	2
1.3.2	Objetivos específicos	3
1.4	Alcance	3
1.5	Organización del trabajo	6
2	MARCO TEORICO Y METODOLOGICO	8
2.1	Introducción	8
2.2	Estudios previos	8
2.2.1	Estudios locales	8
2.2.2	Modelación no lineal	12
2.3	Cambios en la normativa	22
2.3.1.	Demanda sísmica	22
2.3.2.	Deformaciones debidas a sismo	24
2.3.3.	Combinaciones de carga	25
2.3.4.	Capacidad requerida	25
2.3.5.	Capacidad de diseño	26
2.3.6.	Anclajes	27
2.3.7.	Otras modificaciones	28
2.4	Metodología	28
2.4.1.	Descripción general	28
2.4.2.	Desarrollo conceptual del sistema	31
2.4.3.	Información requerida del sistema	32
2.4.3.1.	Materiales	32
2.4.3.2.	Estados de carga	32
2.4.3.3.	Combinaciones de carga	34
2.4.3.4.	Criterios de diseño	35
2.4.3.5.	Calidad de los criterios de diseño	36
2.4.3.6.	Datos experimentales	36
2.4.3.7.	Calidad de los datos experimentales	36
2.4.3.8.	Arquetipos	37
2.4.4.	Desarrollo de modelos no lineales	37

2.4.5.	Análisis no lineal estático (Pushover)	37
3	ESTRUCTURACIÓN Y MODELACIÓN	45
3.1	Introducción	45
3.2	Calibración del material	45
3.3	Modelo no lineal de las diagonales	46
3.3.1	Descripción del modelo	46
3.3.2	Calibración del modelo	48
3.3.2.1	Calibración de diagonales cuadradas	48
3.3.2.2	Calibración de diagonales XL	51
3.4	Modelo no lineal marco arriostrado concéntricamente (MAC)	54
3.4.1	Descripción del modelo	54
3.4.1.1	Columnas	55
3.4.1.2	Diagonales	56
3.4.1.3	Conexiones	56
3.4.1.4	Vigas y puntales	58
3.4.1.5	Diafragmas	59
3.4.1.6	Efecto P-Delta	59
3.4.1.7	Análisis no lineal estático	59
3.4.2	Calibración del modelo	59
3.4.2.1	Calibración para estructura de referencia 1	61
3.4.2.2	Calibración para estructura de referencia 2	63
3.4.2.3	Calibración para estructura de referencia 3	64
3.5	Modelo no lineal de anclajes entre estructura y fundación	67
3.6	Modos de falla no simulados	69
3.7	Calidad de los datos	70
4	ANÁLISIS LINEALES	71
4.1	Estructura 1	71
4.1.1	Diseño según normativa vigente	72
4.1.1.1	Diagonales	72
4.1.1.2	Verificación de resistencia estructural	74
4.1.1.3	Verificación de deriva de piso	75
4.1.1.4	Anclajes	75
4.1.1.5	Conexiones	76
4.1.2	Diseño según normativa propuesta	77
4.1.2.1	Diagonales	77
4.1.2.2	Verificación de resistencia estructural	78

4.1.2.3	Verificación de deriva de piso	79
4.1.2.4	Anclajes	79
4.1.2.5	Conexiones	79
4.2	Estructura 2	81
4.2.1	Diseño según normativa vigente	82
4.2.1.1	Diagonales	82
4.2.1.2	Verificación de deriva de piso	85
4.2.1.3	Verificación de resistencia estructural	85
4.2.1.4	Anclajes	86
4.2.1.5	Conexiones	87
4.2.2	Diseño según normativa propuesta	89
4.2.2.1	Diagonales	89
4.2.2.2	Verificación de resistencia estructural	90
4.2.2.3	Verificación de deriva de piso	94
4.2.2.4	Anclajes	94
4.2.2.5	Conexiones	95
4.3	Estructura 3	97
4.3.1	Diseño según NCh 2369 versión vigente	97
4.3.1.1	Diagonales	98
4.3.1.2	Verificación de resistencia estructural	100
4.3.1.3	Verificación de deriva de piso	101
4.3.1.4	Anclajes	101
4.3.1.5	Conexiones	101
4.3.2	Diseño según NCh 2369 propuesta	103
4.3.2.1	Diagonales	103
4.3.2.2	Verificación de resistencia estructural	104
4.3.2.3	Verificación de deriva de piso	105
4.3.2.4	Anclajes	105
4.3.2.5	Conexiones	105
4.4	Estructura 4	107
4.4.1	Diseño según normativa vigente	108
4.4.1.1	Diagonales	108
4.4.1.2	Verificación de resistencia estructural	109
4.4.1.3	Verificación de deriva de piso	110
4.4.1.4	Anclajes	111
4.4.1.5	Conexiones	111

4.4.2	Diseño según normativa propuesta	113
4.4.2.1	Diagonales	113
4.4.2.2	Verificación de resistencia estructural	114
4.4.2.3	Verificación de deriva de piso	115
4.4.2.4	Anclajes	115
4.4.2.5	Conexiones	115
4.5	Estructura 5	116
4.5.1	Diseño según normativa vigente	117
4.5.1.1	Diagonales	117
4.5.1.2	Verificación de deriva de piso	117
4.5.1.3	Verificación de resistencia estructural	118
4.5.1.4	Anclajes	118
4.5.1.5	Conexiones	119
4.5.2	Diseño según normativa propuesta	121
4.5.2.1	Diagonales	121
4.5.2.2	Verificación de resistencia estructural	122
4.5.2.3	Verificación de deriva de piso	123
4.5.2.4	Anclajes	123
4.5.2.5	Conexiones	123
4.6	Estructura 6	124
4.6.1	Diseño según normativa vigente	124
4.6.1.1	Diagonales	125
4.6.1.2	Verificación de deriva de piso	125
4.6.1.3	Verificación de resistencia estructural	126
4.6.1.4	Anclajes	126
4.6.1.5	Conexiones	127
4.6.2	Diseño según normativa propuesta	128
4.6.2.1	Diagonales	128
4.6.2.2	Verificación de deriva de piso	128
4.6.2.3	Verificación de resistencia estructural	128
4.6.2.4	Anclajes	129
4.6.2.5	Conexiones	129
5	ANÁLISIS NO LINEALES	130
5.1	Introducción	130
5.2	Estructura 1	131
5.2.1	Resultados del análisis no lineal para diseño según normativa vigente	132

5.2.1.1	Caracterización del desempeño	132
5.2.1.2	Parámetros de desempeño	136
5.2.2	Resultados del análisis no lineal para diseño según normativa propuesta	137
5.3	Estructura 2	139
5.3.1	Resultados del análisis no lineal para diseño según normativa vigente, diagonales tubulares, suelo tipo III	141
5.3.1.1	Caracterización del desempeño	141
5.3.1.2	Parámetros de desempeño	148
5.3.2	Resultados del análisis no lineal para diseño según normativa propuesta, diagonales tubulares, suelo tipo D	149
5.3.3	Resultados del análisis no lineal para configuración con diagonales XL, suelo tipo D	151
5.3.4	Resultados del análisis no lineal para configuración con diagonales tubulares, suelo tipo C	152
5.4	Estructura 3	154
5.4.1	Resultados del análisis no lineal para diseño según normativa vigente	156
5.4.1.1	Caracterización del desempeño	156
5.4.1.2	Parámetros de desempeño	163
5.4.2	Resultados del análisis no lineal para diseño según normativa propuesta	164
5.5	Estructura 4	167
5.5.1	Resultados del análisis no lineal para diseño según normativa vigente	168
5.5.1.1	Caracterización del desempeño	168
5.5.1.2	Parámetros de desempeño	172
5.5.2	Resultados del análisis no lineal para diseño según normativa propuesta	173
5.6	Estructura 5	176
5.6.1	Resultados del análisis no lineal para diseño según normativa vigente	176
5.6.1.1	Caracterización del desempeño	176
5.6.1.2	Parámetros de desempeño	180
5.6.2	Resultados del análisis no lineal para diseño según normativa propuesta	180
5.7	Estructura 6	182
5.7.1	Resultados del análisis no lineal para diseño según normativa vigente	183
5.7.1.1	Caracterización del desempeño	183
5.7.1.2	Parámetros de desempeño	186
5.7.2	Resultados del análisis no lineal para diseño según normativa propuesta	186
6	ANALISIS DE RESULTADOS	187
6.1	Resultados de los análisis lineales	187
6.1.1	Demanda y desplazamientos	188

6.1.2	Dimensiones de elementos	194
6.1.3	Esfuerzos en las conexiones	196
6.2	Resultados de los análisis no lineales.	199
6.2.1	Desempeño general de las estructuras	200
6.2.2	Desempeño por estructura	210
6.2.3	Comentarios finales	215
6.3	Calidad de los modelos	217
6.3.1	Comparación con modelos fenomenológicos	217
6.3.2	Sensibilidad de modelos de diagonales	219
7	COMENTARIOS Y CONCLUSIONES	220
7.1	De la metodología y los modelos	220
7.2	De los efectos en el diseño estructural	221
7.3	De los efectos en el desempeño sísmico	222
7.4	De las modificaciones propuestas	223
7.5	Recomendaciones	225
	BIBLIOGRAFÍA	226
	ANEXO A ESTRUCTURA 1	230
A.1	Descripción de la estructura y el modelo lineal	230
A.2	Resultados de diseño	234
A.3	Resultados de análisis no lineal	237
A.3.1	Versión vigente	237
	ANEXO B ESTRUCTURA 2	238
B.1	Descripción de la estructura y el modelo lineal	238
B.2	Resultados de diseño	244
B.3	Resultados de análisis no lineal	250
B.3.1	Versión vigente, diagonales tubulares, suelo III, +Y	250
B.3.2	Versión propuesta, diagonales tubulares, suelo D, +X +Y	254
	ANEXO C ESTRUCTURA 3	259
C.1	Descripción de la estructura y el modelo lineal	259
C.2	Resultados de diseño	263
C.3	Resultados de análisis no lineal	271
C.3.1	Versión vigente, +Y	271
C.3.2	Versión propuesta, +X	276
	ANEXO D ESTRUCTURA 4	278
D.1	Descripción de la estructura y el modelo lineal	278
D.2	Resultados de diseño	284

D.3	Resultados de análisis no lineal	287
ANEXO E	ESTRUCTURA 5	289
E.1	Descripción de la estructura y el modelo lineal	289
E.2	Resultados de diseño	296
ANEXO F	ESTRUCTURA 6	301
F.1	Descripción de la estructura y el modelo lineal	301
F.2	Resultados de diseño	305

## Índice de tablas

Tabla 2-1 Coeficientes máximos .....	24
<i>Tabla 2-2 Capacidades esperadas para método LRFD .....</i>	<i>26</i>
Tabla 2-3: Parámetros sísmicos .....	33
Tabla 2-4: Coeficientes de reducción de sobrecargas .....	34
Tabla 3-1: Parámetros de modelo de material .....	45
Tabla 3-2: Resultados ensayo de tracción para probetas de ángulo (Fuente: Guerrero (2017)) ...	51
Tabla 4-1: Estados de carga, Estructura 1 .....	71
Tabla 4-2: Esbelteces – Estructura 1, versión vigente.....	72
Tabla 4-3: Verificación puntal – Estructura 1, versión vigente.....	73
Tabla 4-4: Verificación diagonales – Estructura 1, versión vigente .....	73
Tabla 4-5: Deriva de piso – Estructura 1, versión vigente .....	75
<i>Tabla 4-6: Esfuerzos para diseño de conexiones – Estructura 1, versión vigente.....</i>	<i>76</i>
<i>Tabla 4-7: Esbelteces – Estructura 1, versión propuesta .....</i>	<i>77</i>
<i>Tabla 4-8: Verificación de puntales – Estructura 1, versión propuesta .....</i>	<i>77</i>
<i>Tabla 4-9: Verificación de sobrerresistencia para columnas – Estructura 1, versión propuesta</i>	<i>79</i>
<i>Tabla 4-10: Deriva de piso – Estructura 1, versión propuesta.....</i>	<i>79</i>
<i>Tabla 4-11: Capacidad requerida para las conexiones – Estructura 1, versión propuesta .....</i>	<i>80</i>
Tabla 4-12: Estados de carga, Estructura 2 .....	81
Tabla 4-13: Esbelteces – Estructura 2, versión vigente.....	82
Tabla 4-14: Verificación puntal NCh 2369 versión vigente – Estructura 2 .....	84
Tabla 4-15: Verificación diagonales – 8.3.5 NCh 2369 versión vigente – Estructura 2 .....	84
Tabla 4-16: Deriva de piso – Estructura 2, versión vigente .....	85
<i>Tabla 4-17: Capacidad requerida para las conexiones de diagonales – Estructura 2, versión</i> <i>vigente.....</i>	<i>87</i>
<i>Tabla 4-18: Capacidad requerida para las conexiones – Estructura 2, versión vigente .....</i>	<i>88</i>
<i>Tabla 4-19: Esbelteces – Estructura 2, versión propuesta .....</i>	<i>89</i>
<i>Tabla 4-20: Verificación de puntales – Estructura 2, diagonal tubular, versión propuesta, Suelo D</i> <i>.....</i>	<i>90</i>
<i>Tabla 4-21: Verificación de puntales – Estructura 2, diagonal tubular, versión propuesta, Suelo C</i> <i>.....</i>	<i>90</i>
<i>Tabla 4-22: Verificación de puntales – Estructura 2, diagonal XL, versión propuesta, Suelo D.</i>	<i>90</i>
<i>Tabla 4-23: Verificación de sobrerresistencia en columnas – Estructura 2, versión propuesta..</i>	<i>94</i>
<i>Tabla 4-24: Deriva de piso – Estructura 2, versión propuesta.....</i>	<i>94</i>
<i>Tabla 4-25: Pernos de anclaje – Estructura 2, versión propuesta .....</i>	<i>94</i>
<i>Tabla 4-26: Capacidad requerida para las conexiones – Estructura 2 ,versión propuesta,</i> <i>diagonales tubulares, suelo D .....</i>	<i>95</i>
<i>Tabla 4-27: Capacidad requerida para las conexiones – Estructura 2, versión propuesta,</i> <i>diagonales tubulares, suelo C .....</i>	<i>96</i>
<i>Tabla 4-28: Capacidad requerida para las conexiones – Estructura 2, versión propuesta,</i> <i>diagonales XL, suelo D.....</i>	<i>96</i>
Tabla 4-29: Estados de carga, Estructura 3 .....	97
Tabla 4-30: Esbelteces – Estructura 3, versión vigente.....	97
Tabla 4-31: Verificación puntal – Estructura 3, versión vigente.....	98
Tabla 4-32: Verificación diagonales – Estructura 3, versión vigente .....	98
Tabla 4-33: Deriva de piso – Estructura 3, versión vigente .....	101
Tabla 4-34: Capacidad requerida para las conexiones – Estructura 3, versión vigente .....	102

<i>Tabla 4-35: Esbelteces – Estructura 3, versión propuesta</i> .....	103
<i>Tabla 4-36: Verificación de puntales – Estructura 3, versión propuesta</i> .....	103
<i>Tabla 4-37: Verificación de sobrerresistencia para columnas – Estructura 3, versión propuesta</i> .....	105
<i>Tabla 4-38: Deriva de piso – Estructura 3, versión propuesta</i> .....	105
<i>Tabla 4-39: Capacidad requerida para las conexiones – Estructura 3, versión propuesta</i> .....	106
<i>Tabla 4-40: Estados de carga – Estructura 4</i> .....	107
<i>Tabla 4-41: Esbelteces – Estructura 4, versión propuesta</i> .....	108
<i>Tabla 4-42: Verificación puntal – Estructura 4, versión vigente</i> .....	108
<i>Tabla 4-43: Verificación diagonales – Estructura 4, versión vigente</i> .....	109
<i>Tabla 4-44: Deriva de piso – Estructura 4, versión vigente</i> .....	110
<i>Tabla 4-45: Capacidad requerida para las conexiones – Estructura 4, versión vigente</i> .....	112
<i>Tabla 4-46: Esbelteces – Estructura 4, versión propuesta</i> .....	113
<i>Tabla 4-47: Verificación puntal – Estructura 4, versión propuesta</i> .....	113
<i>Tabla 4-48: Verificación de sobrerresistencia para columnas – Estructura 4</i> .....	115
<i>Tabla 4-49: Deriva de piso versión propuesta – Estructura 4</i> .....	115
<i>Tabla 4-50: Capacidad requerida para las conexiones – Estructura 4, versión propuesta</i> .....	115
<i>Tabla 4-51: Estados de carga, Estructura 5</i> .....	116
<i>Tabla 4-52: Esbelteces – Estructura 5, versión vigente</i> .....	117
<i>Tabla 4-53: Deriva de piso – Estructura 5, versión vigente</i> .....	117
<i>Tabla 4-54: Capacidad requerida para las conexiones – Estructura 5, versión vigente</i> .....	120
<i>Tabla 4-55: Esbelteces – Estructura 5, versión vigente</i> .....	121
<i>Tabla 4-56: Verificación de puntales – Estructura 5, versión propuesta</i> .....	121
<i>Tabla 4-57: Verificación de sobrerresistencia para columnas – Estructura 5, versión propuesta</i> .....	123
<i>Tabla 4-58: Deriva de piso – Estructura 5, versión propuesta</i> .....	123
<i>Tabla 4-59: Capacidad requerida para las conexiones – Estructura 5, versión propuesta</i> .....	123
<i>Tabla 4-60: Estados de carga, Estructura 6</i> .....	124
<i>Tabla 4-61: Esbelteces – Estructura 6, versión vigente</i> .....	125
<i>Tabla 4-62: Deriva de piso – Estructura 6, versión vigente</i> .....	125
<i>Tabla 4-63: Capacidad requerida para las conexiones – Estructura 6, versión vigente</i> .....	127
<i>Tabla 4-64: Deriva de piso – Estructura 6, versión propuesta</i> .....	128
<i>Tabla 4-65: Capacidad requerida para las conexiones – Estructura 6, versión propuesta</i> .....	129
<i>Tabla 5-1: Factores de desempeño para estructura 1, versión vigente</i> .....	137
<i>Tabla 5-2: Factores de desempeño para estructura 1 – Diseño según versión propuesta</i> .....	138
<i>Tabla 5-3: Factores de desempeño para estructura 2 – Versión vigente</i> .....	149
<i>Tabla 5-4: Factores de desempeño para estructura 2 – Versión propuesta, diagonales tubulares, suelo D</i> .....	150
<i>Tabla 5-5: Factores de desempeño para estructura 2 – Versión vigente, diagonales XL, suelo III</i> .....	151
<i>Tabla 5-6: Factores de desempeño para estructura 2 – Versión propuesta, diagonales XL, suelo D</i> .....	152
<i>Tabla 5-7: Factores de desempeño para estructura 2 – Versión propuesta, diagonales tubulares, suelo C</i> .....	153
<i>Tabla 5-8: Factores de desempeño para estructura 3 – Diseño según versión vigente</i> .....	163
<i>Tabla 5-9: Factores de desempeño para estructura 3 – Diseño según versión propuesta</i> .....	166
<i>Tabla 5-10: Factores de desempeño – Estructura 4, versión vigente</i> .....	173
<i>Tabla 5-11: Factores de desempeño – Estructura 4, versión propuesta</i> .....	175

Tabla 5-12: Factores de desempeño – Estructura 5 – Diseño versión vigente.....	180
Tabla 5-13: Factores de desempeño – Estructura 5 – Diseño versión propuesta.....	181
Tabla 5-14: Factores de desempeño para estructura 6.....	186
Tabla 6-1: Peso sísmico.....	187
Tabla 6-2: Periodos y factores de participación.....	188
Tabla 6-3: Corte basal para diseño por resistencia.....	189
Tabla 6-4: Corte basal para verificación de deformaciones.....	192
Tabla 6-5: Criterios para el dimensionamiento de conexiones de los elementos de un MAC....	196
Tabla 6-6: Modos de falla observados.....	201
Tabla 6-7: Elongación en los pernos.....	202
Tabla 6-8: Ductilidad según FEMA P695.....	205
Tabla 6-9: Reducción de secciones transversales en diagonales – R = 3 a R =5.....	207
Tabla 6-10: Reducción de secciones transversales en columnas – R = 3 a R =5.....	208
Tabla 6-11: Reducción de secciones transversales en puntales (vigas) – R = 3 a R =5.....	208
Tabla 6-12: Resumen del desempeño.....	216
Tabla 6-13: Variación deriva del modo de falla y energía acumulada.....	216
Tabla 6-14: Modos de falla y deriva a la que se detecta (Zúñiga, 2017).....	219
Tabla A-1: Combinaciones de carga versión vigente– Estructura 1.....	233
Tabla A-2: Combinaciones de carga versión propuesta – Estructura 1.....	233
Tabla A-3: Factores de utilización normativa vigente – Estructura 1.....	234
Tabla A-4: Factores de utilización normativa propuesta – Estructura 1.....	235
Tabla A-5: Fuerzas en los anclajes normativa vigente – Estructura 1.....	236
Tabla A-6: Fuerzas en los anclajes normativa propuesta – Estructura 1.....	236
Tabla B-1: Combinaciones de carga versión vigente– Estructura 2.....	243
Tabla B-2: Combinaciones de carga versión propuesta – Estructura 2.....	243
Tabla B-3: Combinaciones de carga versión vigente– Estructura 2.....	244
Tabla B-4: Combinaciones de carga versión propuesta– Estructura 2.....	246
Tabla B-5: Fuerzas en los anclajes versión vigente – Estructura 2.....	248
Tabla B-6: Fuerzas en los anclajes versión propuesta – Estructura 2.....	249
Tabla C-1: Combinaciones de carga versión vigente– Estructura 3.....	262
Tabla C-2: Combinaciones de carga versión propuesta – Estructura 3.....	262
Tabla C-3: Combinaciones de carga versión vigente– Estructura 3.....	263
Tabla C-4: Combinaciones de carga versión propuesta– Estructura 3.....	266
Tabla C-5: Fuerzas en los anclajes versión vigente – Estructura 3.....	269
Tabla C-6: Fuerzas en los anclajes versión propuesta – Estructura 3.....	270
Tabla D-1: Combinaciones de carga versión vigente– Estructura 4.....	282
Tabla D-2: Combinaciones de carga versión propuesta – Estructura 4.....	282
Tabla D-3: Factores de utilización normativa vigente – Estructura 4.....	284
Tabla D-4: Factores de utilización normativa propuesta – Estructura 4.....	285
Tabla D-5: Fuerzas en los anclajes normativa propuesta – Estructura 4.....	287
Tabla E-1: Combinaciones de carga normativa vigente – Estructura 5.....	294
Tabla E-2: Combinaciones de carga normativa propuesta– Estructura 5.....	295
Tabla E-3: Factores de utilización normativa vigente – Estructura 5.....	296
Tabla E-4: Factores de utilización normativa propuesta – Estructura 5.....	298
Tabla E-5: Fuerzas en los anclajes normativa vigente – Estructura 5.....	300
Tabla E-6: Fuerzas en los anclajes normativa propuesta – Estructura 5.....	300
Tabla F-1: Combinaciones de carga normativa vigente – Estructura 6.....	303
Tabla F-2: Combinaciones de carga normativa propuesta– Estructura 6.....	304

Tabla F-3: Factores de utilización normativa propuesta – Estructura 6 .....	305
Tabla F-4: Factores de utilización normativa vigente – Estructura 6.....	308
Tabla F-5: Fuerzas en los anclajes normativa vigente – Estructura 6 .....	310
Tabla F-6: Fuerzas en los anclajes normativa propuesta – Estructura 6 .....	311

## Índice de figuras

<i>Figura 1-1: Modelo de estructura soportante de hidrociclones (Estructura 1)</i> .....	4
<i>Figura 1-2: Modelo de estructura de molino vertical (Estructura 2)</i> .....	4
<i>Figura 1-3: Modelo de estructura de chancado secundario (Estructura 3)</i> .....	5
<i>Figura 1-4: Estructura de soporte de silo (Estructura 4)</i> .....	5
<i>Figura 1-5: Estructura tolva de descarga (Estructura 5)</i> .....	6
<i>Figura 1-6: Edificio de taller de camiones (Estructura 6)</i> .....	6
<i>Figura 2-1: Adaptación de ilustración esquemática del modelo propuesto por Uriz – Fuente: Uriz et al (2008)</i> .....	14
<i>Figura 2-2: Sección transversal de arriostramientos típicos (Pandeo en torno a Z) – Fuente: Uriz et al (2008)</i> .....	14
<i>Figura 2-3: Modelo de marcos arriostrado concéntricamente multipanel – Fuente: Auger (2017)</i> .....	16
<i>Figura 2-4: Detalle de conexión de diagonales – Fuente: Auger (2017)</i> .....	18
<i>Figura 2-5: Modelo de MAC – Fuente: Wijseundra et al. (2014)</i> .....	21
<i>Figura 2-6: Discretización de fibra – Fuente: Wijseundra et al. (2014)</i> .....	21
<i>Figura 2-7: Diagrama de cuerpo libre para el cálculo de esfuerzos en vigas o puntales</i> .....	25
<i>Figura 2-8: Proceso para el dimensionamiento de las estructuras</i> .....	29
<i>Figura 2-9: Proceso para la estimación de factores de desempeño</i> .....	30
<i>Figura 2-10: metodología de evaluación de desempeño</i> .....	31
<i>Figura 2-11: Espectro de diseño para las estructuras</i> .....	33
<i>Figura 2-12: Curva pushover idealizada</i> .....	39
<i>Figura 2-13: Espectro de respuesta – Formatos</i> .....	40
<i>Figura 2-14: Curva y Espectro de Capacidad</i> .....	41
<i>Figura 2-15: Flujo esquemático del método de espectro de capacidad</i> .....	42
<i>Figura 2-16: Intersección de espectro de capacidad con ADRS (Procedimiento A)</i> .....	43
<i>Figura 2-17: Intersección de espectro de capacidad con MADRS (Procedimiento B)</i> .....	44
<i>Figura 3-1: Esquema de modelo de la diagonal cuadrada</i> .....	47
<i>Figura 3-2: Esquema de modelo de la diagonal XL</i> .....	47
<i>Figura 3-3: Protocolo de carga – Fuente: Black et al. (1980)</i> .....	48
<i>Figura 3-4: Esquema de ensayo a tracción – Fuente: Black et al. (1980)</i> .....	48
<i>Figura 3-5: Respuesta histerética de la diagonal</i> .....	49
<i>Figura 3-6: Variaciones en el material</i> .....	49
<i>Figura 3-7: Variación en cantidad de rótulas e imperfección inicial</i> .....	50
<i>Figura 3-8: Variación en la condición de borde</i> .....	50
<i>Figura 3-9: Esquema del montaje experimental – Fuente: Guerrero (2017)</i> .....	51
<i>Figura 3-10: Protocolo de carga – Fuente: Guerrero (2017)</i> .....	52
<i>Figura 3-11: Respuesta histerética de la diagonal</i> .....	52
<i>Figura 3-12: Endurecimiento cinemático vs isotrópico</i> .....	53
<i>Figura 3-13: Variación en la cantidad de rótulas</i> .....	53
<i>Figura 3-14: Variación en amplitud de deformación inicial</i> .....	54
<i>Figura 3-15: Modelo de marco arriostrado concéntricamente (MAC)</i> .....	54
<i>Figura 3-16: Columnas del MAC</i> .....	55
<i>Figura 3-17: Columnas del MAC</i> .....	56
<i>Figura 3-18: Tipo de conexiones</i> .....	57
<i>Figura 3-19: Columnas del MAC</i> .....	58
<i>Figura 3-20: Estructura de calibración 1 - Fuente: Elaboración propia</i> .....	60

<i>Figura 3-21: Estructura de calibración 2 - Fuente: Wijesundra et al. (2014), adaptado de Archambault et al. (2003)</i> .....	60
<i>Figura 3-22: Estructura de calibración 3 - Fuente: Ching-Yi TSAI (2010)</i> .....	61
<i>Figura 3-23: Calibración modelo de referencia 1</i> .....	62
<i>Figura 3-24: Protocolo de carga H1</i> .....	63
<i>Figura 3-25: Estructura de referencia 2</i> .....	64
<i>Figura 3-26: Respuesta a carga cíclica estructura de referencia 2</i> .....	64
<i>Figura 3-27: Protocolo de carga</i> .....	65
<i>Figura 3-28: Respuesta a carga cíclica estructura de referencia 3</i> .....	66
<i>Figura 3-29: Esquema de anclaje estructura-fundación y modelo no lineal (Urzúa, 2015).</i> .....	67
<i>Figura 3-30: Curva envolvente de pernos de anclaje (Urzúa, 2015).</i> .....	68
<i>Figura 3-31: Ley de degradación cinemática para los pernos de anclaje (Urzúa, 2015)</i> .....	68
<i>Figura 4-1: Marco sismorresistente – Estructura 1, versión vigente</i> .....	73
<i>Figura 4-2: Factores de utilización – Estructura 1, versión vigente</i> .....	74
<i>Figura 4-3: Anclaje – Estructura 1, versión vigente</i> .....	75
<i>Figura 4-4: Factores de utilización – Estructura 1, versión propuesta</i> .....	78
<i>Figura 4-5: Marco sismorresistente – Estructura 2</i> .....	83
<i>Figura 4-6: Factores de utilización – Estructura 2, versión vigente, diagonales tubulares, suelo III</i> .....	85
<i>Figura 4-7: Factores de utilización – Estructura 2, versión vigente, diagonales XL, suelo III</i> ...	86
<i>Figura 4-8: Anclaje – Estructura 2, versión vigente</i> .....	87
<i>Figura 4-9: Factores de utilización – Estructura 2, versión propuesta, diagonales tubulares, suelo D</i> .....	91
<i>Figura 4-10: Factores de utilización – Estructura 2, versión propuesta, diagonales tubulares, suelo C</i> .....	92
<i>Figura 4-11: Factores de utilización – Estructura 2, propuesta, diagonales XL, suelo D</i> .....	93
<i>Figura 4-12: Marco sismorresistente – Estructura 3</i> .....	99
<i>Figura 4-13: Factores de utilización – Estructura 3, versión vigente</i> .....	100
<i>Figura 4-14: Anclaje – Estructura 3, versión vigente</i> .....	101
<i>Figura 4-15: Factores de utilización – Estructura 3, versión propuesta</i> .....	104
<i>Figura 4-16: Marco sismorresistente – Estructura 4</i> .....	109
<i>Figura 4-17: Factores de utilización – Estructura 4, versión vigente</i> .....	110
<i>Figura 4-18: Anclaje – Estructura 4, versión vigente</i> .....	111
<i>Figura 4-19: Factores de utilización – Estructura 4, versión propuesta</i> .....	114
<i>Figura 4-20: Factores de utilización – Estructura 5, versión vigente</i> .....	118
<i>Figura 4-21: Nodos basales – Estructura 5</i> .....	119
<i>Figura 4-22: Detalle de anclaje – Estructura 5, versión vigente</i> .....	119
<i>Figura 4-23: Marco sismorresistente – Estructura 5, versión propuesta</i> .....	121
<i>Figura 4-24: Factores de utilización – Estructura 5, versión propuesta</i> .....	122
<i>Figura 4-25: Factores de utilización – Estructura 6, versión vigente</i> .....	126
<i>Figura 4-26: Anclaje – Estructura 6, versión vigente</i> .....	127
<i>Figura 4-27: Factores de utilización – Estructura 6, versión propuesta</i> .....	129
<i>Figura 5-1: Denominación de elementos no lineales de la estructura 1</i> .....	131
<i>Figura 5-2: Curva Pushover, Estructura 1, versión vigente</i> .....	132
<i>Figura 5-3: Carga axial y deformación en diagonales – Estructura 1, versión vigente</i> .....	133
<i>Figura 5-4: Esfuerzos axial en las columnas – Estructura 1, versión vigente</i> .....	134
<i>Figura 5-5: Momentos flectores en las columnas – Estructura 1, versión vigente</i> .....	134
<i>Figura 5-6: Momentos flectores en vigas – Estructura 1, versión vigente</i> .....	135

<i>Figura 5-7: Carga axial en los anclajes – Estructura 1, versión vigente .....</i>	135
<i>Figura 5-8: Deriva de cada nivel – Estructura 1, versión vigente .....</i>	136
<i>Figura 5-9: Distribución de esfuerzo axial en marcos arriostrados – Estructura 1, versión vigente .....</i>	136
<i>Figura 5-10: Espectro de capacidad – Diseño según versión vigente .....</i>	137
<i>Figura 5-11: Curva Pushover, Estructura 1, Comparación .....</i>	138
<i>Figura 5-12: Vista tridimensional de la estructura 2 .....</i>	139
<i>Figura 5-13: Denominación de elementos no lineales de la estructura 2 .....</i>	140
<i>Figura 5-14: Curva Pushover, Estructura 2 – Diseño versión vigente.....</i>	142
<i>Figura 5-15: Carga deformación por eje.....</i>	142
<i>Figura 5-16: Deriva por piso .....</i>	142
<i>Figura 5-17: Carga axial y deformación en diagonales ejes X1 y X2 – Pushover +X.....</i>	143
<i>Figura 5-18: Carga axial versus elongación en diagonales ejes Y1, Y2 e Y3 – Pushover +X..</i>	144
<i>Figura 5-19: Carga axial versus deriva en diagonales ejes Y1, Y2 e Y3 – Pushover +X .....</i>	144
<i>Figura 5-20: Comportamiento de la diagonal comprimida Y2-3c.....</i>	145
<i>Figura 5-21: Esfuerzos axial en las columnas – Pushover +X.....</i>	145
<i>Figura 5-22: Momentos flectores en las columnas – Pushover +X.....</i>	146
<i>Figura 5-23: Momentos flectores en vigas – Pushover +X .....</i>	146
<i>Figura 5-24: Carga axial de los anclajes – Pushover +X.....</i>	147
<i>Figura 5-25: Espectro de capacidad, demanda de referencia – Diseño según versión vigente .</i>	148
<i>Figura 5-26: Espectro de capacidad, demanda elástica de diseño – Diseño según versión vigente .....</i>	148
<i>Figura 5-27: Curva Pushover - Estructura 2 – Versión propuesta, diagonal tubular, suelo D .</i>	149
<i>Figura 5-28: Espectro de capacidad – Estructura 2 – Versión propuesta, diagonal tubular, suelo D .....</i>	150
<i>Figura 5-29: Curva Pushover - Estructura 2 – Versión propuesta, diagonal XL, suelo D .....</i>	151
<i>Figura 5-30: Curva Pushover - Estructura 2 – Versión propuesta, diagona tubular, suelo C ..</i>	152
<i>Figura 5-31: Denominación de elementos no lineales de la estructura 3 .....</i>	155
<i>Figura 5-32: Curvas Pushover – Estructura 3, versión vigente .....</i>	156
<i>Figura 5-33: Curvas carga deformación por eje – Pushover +X – Estructura 3, versión vigente .....</i>	156
<i>Figura 5-34: Carga axial y deformación en diagonales en el eje B – Pushover +X – Estructura 3, versión vigente .....</i>	158
<i>Figura 5-35: Carga axial y deformación en diagonales en el eje G y D – Pushover +X – Estructura 3, versión vigente .....</i>	158
<i>Figura 5-36: Carga axial y deformación en diagonales en el eje J – Pushover +X – Estructura 3, versión vigente .....</i>	159
<i>Figura 5-37: Esfuerzos axial en las columnas – Pushover +X – Estructura 3, versión vigente</i>	159
<i>Figura 5-38: Momentos flectores en las columnas – Pushover +X – Estructura 3, versión vigente .....</i>	160
<i>Figura 5-39: Momentos flectores en vigas – Pushover +X – Estructura 3, versión vigente .....</i>	160
<i>Figura 5-40: Carga axial de los anclajes – Pushover +X – Estructura 3, versión vigente.....</i>	161
<i>Figura 5-41: Deriva de cada nivel – Pushover +X– Estructura 3, versión vigente .....</i>	161
<i>Figura 5-42: Mecanismo de traslado de carga post pandeo de las diagonales – Estructura 3, versión vigente .....</i>	163
<i>Figura 5-43: Espectro de capacidad – Estructura 3, versión vigente .....</i>	164
<i>Figura 5-44: Curva Pushove – Comparación – Estructura 3, versión propuesta .....</i>	164
<i>Figura 5-45: Espectro de capacidad, Estructura 3 – Diseño según versión propuesta .....</i>	166

<i>Figura 5-46: Denominación de elementos no lineales de la estructura 4 .....</i>	167
<i>Figura 5-47: Curvas Pushover – Estructura 4, versión vigente .....</i>	169
<i>Figura 5-48: Carga axial y deformación en diagonales – Estructura 4, versión vigente .....</i>	170
<i>Figura 5-49: Esfuerzos en las columnas – Estructura 4, versión vigente.....</i>	170
<i>Figura 5-50: Momentos flectores en las columnas – Estructura 4, versión vigente.....</i>	171
<i>Figura 5-51: Momentos flectores en vigas – Estructura 4, versión vigente .....</i>	171
<i>Figura 5-52: Carga axial de los anclajes .....</i>	172
<i>Figura 5-53: Carga axial en diagonales para análisis en dirección diagonal – Estructura 4, versión vigente.....</i>	172
<i>Figura 5-54: Espectro de capacidad – Estructura 4, versión vigente .....</i>	173
<i>Figura 5-55: Curva Pushover, Estructura 4, Comparación .....</i>	174
<i>Figura 5-56: Espectro de capacidad – Estructura 4, versión propuesta.....</i>	174
<i>Figura 5-57: Denominación de elementos no lineales de la estructura 5 .....</i>	176
<i>Figura 5-58: Curva Pushover, Estructura 5 – Diseño versión vigente.....</i>	177
<i>Figura 5-59: Carga axial y deformación en diagonales – Estructura 5 – Diseño versión vigente .....</i>	178
<i>Figura 5-60: Esfuerzos y deformación en las columnas – Estructura 5 – Diseño versión vigente .....</i>	178
<i>Figura 5-61: Momentos flectores en el extremo superior de las columnas del primer nivel – Estructura 5 – Diseño versión vigente .....</i>	179
<i>Figura 5-62: Carga axial de los anclajes – Estructura 5 – Diseño versión vigente.....</i>	179
<i>Figura 5-63: Deformada Pushover – Estructura 5 – Diseño versión vigente .....</i>	179
<i>Figura 5-64: Espectro de capacidad – Estructura 5 – Diseño versión vigente .....</i>	180
<i>Figura 5-65: Curva Pushover – Estructura 5, Comparación .....</i>	181
<i>Figura 5-66: Denominación de elementos no lineales de la estructura 6 .....</i>	182
<i>Figura 5-67: Curva Pushover – Estructura 6 – Diseño versión vigente.....</i>	183
<i>Figura 5-68: Carga axial y deformación en diagonales – Estructura 6 – Diseño versión vigente .....</i>	184
<i>Figura 5-69: Esfuerzos y deformación en las columnas – Estructura 6 – Diseño versión vigente .....</i>	184
<i>Figura 5-70: Momentos flectores en los puntales – Estructura 6 – Diseño versión vigente .....</i>	185
<i>Figura 5-71: Carga axial de los anclajes – Estructura 6 – Diseño versión vigente.....</i>	185
<i>Figura 5-72: Espectro de capacidad.....</i>	186
<i>Figura 6-1: Demanda para Estructura 1 .....</i>	189
<i>Figura 6-2: Demanda para Estructura 2 .....</i>	190
<i>Figura 6-3: Demanda para Estructura 3 .....</i>	190
<i>Figura 6-4: Demanda para Estructura 4 .....</i>	191
<i>Figura 6-5: Demanda para Estructura 5 .....</i>	191
<i>Figura 6-6: Demanda para Estructura 6 .....</i>	192
<i>Figura 6-7: Deformación lateral de las estructuras .....</i>	193
<i>Figura 6-8: Desagregación de la variación en el peso de los elementos por estructura .....</i>	194
<i>Figura 6-9: Incidencia de los requerimientos de diseño en la variación del peso de la estructura .....</i>	195
<i>Figura 6-10: Incremento (disminución) en fuerzas para el diseño de conexiones de diagonales y puntales.....</i>	197
<i>Figura 6-11: Incremento (disminución) en fuerzas para el diseño de empalme de columnas ...</i>	199
<i>Figura 6-12: Factores de desempeño.....</i>	203
<i>Figura 6-13: Comparación de espectros de capacidad – Estructura 1 .....</i>	204

<i>Figura 6-14: Comparación pushver linealizado – Estructura 1</i> .....	204
<i>Figura 6-15: Espectro de diseño horizontal para R=3 vs R=5 – Vigente y propuesta</i> .....	207
<i>Figura 6-16: Estimación de la variación del corte basal de diseño y corte máximo del análisis no lineal</i> .....	208
<i>Figura 6-17: Estimación de la variación en la sobrerresistencia, <math>\Omega</math>, al pasar de R=3 a R=5 en el dimensionamiento</i> .....	209
<i>Figura 6-18: Comparación pushver – Estructura 2, XL, Suelo III-D, Dirección +Y</i> .....	211
<i>Figura 6-19: Efecto de las variaciones en dimensiones del gusset</i> .....	219
<i>Figura A-1: Estructura 1 y secciones</i> .....	231
<i>Figura A-2: Cargas de la estructura 1</i> .....	232
<i>Figura A-3: Deformación lateral en las columnas – Estructura 1, versión vigente</i> .....	237
<i>Figura B-1: Estructura 2 y secciones</i> .....	240
<i>Figura B-2: Cargas de la estructura 2</i> .....	242
<i>Figura B-3: Carga axial y deformación en diagonales ejes X1 y X2 – Pushover +Y – Estructura 2, versión vigente, diagonal tubular, suelo III</i> .....	250
<i>Figura B-4: Carga axial versus deriva en diagonales ejes Y1, Y2 e Y3 – Pushover +Y – Estructura 2, versión vigente, diagonal tubular, suelo III</i> .....	251
<i>Figura B-5: Carga axial versus elongación en diagonales ejes Y1, Y2 e Y3 – Pushover +Y – Estructura 2, versión vigente, diagonal tubular, suelo III</i> .....	251
<i>Figura B-6: Esfuerzos axial en las columnas – Pushover +Y – Estructura 2, versión vigente, diagonal tubular, suelo III</i> .....	252
<i>Figura B-7: Momentos flectores en las columnas – Pushover +Y – Estructura 2, versión vigente, diagonal tubular, suelo III</i> .....	253
<i>Figura B-8: Momentos flectores en vigas – Pushover +Y – Estructura 2, versión vigente, diagonal tubular, suelo III</i> .....	253
<i>Figura B-9: Carga axial de los anclajes – Pushover +Y – Estructura 2, versión vigente, diagonal tubular, suelo III</i> .....	254
<i>Figura B-10: Carga axial versus deriva en diagonales ejes Y1, Y2 e Y3 – Pushover +X – Estructura 2, versión propuesta, diagonal tubular, suelo D</i> .....	254
<i>Figura B-11: Momentos flectores en las columnas – Pushover +X – Estructura 2, versión propuesta, diagonal tubular, suelo D</i> .....	255
<i>Figura B-12: Momentos flectores en las vigas – Pushover +X – Estructura 2, versión propuesta, diagonal tubular, suelo D</i> .....	255
<i>Figura B-13: Anclajes – Pushover +X – Estructura 2, versión propuesta, diagonal tubular, suelo D</i> .....	256
<i>Figura B-14: Carga axial versus deriva en diagonales ejes X1, X2 – Pushover +Y – Estructura 2, versión propuesta, diagonal tubular, suelo D</i> .....	256
<i>Figura B-15: Momentos flectores en las columnas – Pushover +Y – Estructura 2, versión propuesta, diagonal tubular, suelo D</i> .....	257
<i>Figura B-16: Momentos flectores en las vigas – Pushover +Y – Estructura 2, versión propuesta, diagonal tubular, suelo D</i> .....	257
<i>Figura B-17: Anclajes – Pushover +Y – Estructura 2, versión propuesta, diagonal tubular, suelo D</i> .....	258
<i>Figura C-1: Estructura 3 y secciones</i> .....	260
<i>Figura C-2: Cargas de la estructura 3</i> .....	261
<i>Figura C-3: Carga deformación por eje – Pushover +Y – Estructura 3, versión vigente</i> .....	271
<i>Figura C-4: Carga axial y deformación en diagonales en el eje 3 – Pushover +Y – Estructura 3, versión vigente</i> .....	271

<i>Figura C-5: Carga axial y deformación en diagonales en el eje 4 – Pushover +Y – Estructura 3, versión vigente</i> .....	272
<i>Figura C-6: Carga axial y deformación en diagonales en el eje 5 – Pushover +Y – Estructura 3, versión vigente</i> .....	272
<i>Figura C-7: Carga axial de diagonales transversales, eje B – Pushover +Y – Estructura 3, versión vigente</i> .....	273
<i>Figura C-8: Esfuerzos axial en las columnas – Pushover +Y – Estructura 3, versión vigente</i> ..	273
<i>Figura C-9: Momentos flectores en las columnas – Pushover +Y – Estructura 3, versión vigente</i> .....	274
<i>Figura C-10: Momentos flectores en vigas – Pushover +Y – Estructura 3, versión vigente</i> .....	274
<i>Figura C-11: Carga axial de los anclajes – Pushover +Y – Estructura 3, versión vigente</i> .....	275
<i>Figura C-12: Deriva de cada nivel – Pushover +Y – Estructura 3, versión vigente</i> .....	275
<i>Figura C-13: Momentos flectores en las columnas – Pushover +X – Estructura 3, versión propuesta</i> .....	276
<i>Figura C-14: Momentos flectores en vigas – Pushover +X – Estructura 3, versión propuesta</i> .	276
<i>Figura C-15: Momentos flectores en las columnas – Pushover +Y – Estructura 3, versión propuesta</i> .....	277
<i>Figura C-16: Momentos flectores en vigas – Pushover +Y – Estructura 3, versión propuesta</i> .	277
<i>Figura D-1: Estructura 4 y Secciones</i> .....	278
<i>Figura D-2: Cargas de la estructura 4</i> .....	281
<i>Figura D-3: Deriva de cada nivel – Estructura 4, versión vigente</i> .....	287
<i>Figura D-4: Deformación lateral en las columnas - Estructura 4, versión vigente</i> .....	288
<i>Figura E-1: Estructura 5 y secciones</i> .....	290
<i>Figura E-2: Cargas de la estructura 5</i> .....	293
<i>Figura F-1: Estructura 6 y secciones</i> .....	301
<i>Figura F-2: Cargas de la estructura 6</i> .....	303

# 1 INTRODUCCION

## 1.1 Motivación

La norma NCh2369 Of.2003 “Diseño sísmico de instalaciones estructuras e instalaciones industriales” (INN, 2003) se preocupa de forma integral del diseño sísmico de edificios e instalaciones industriales y nace como la necesidad de una comunidad ingenieril pequeña en un país con recursos limitados donde se han desarrollado grandes proyectos en minería principalmente del cobre y celulosa.

La norma NCh2369 (INN, 2003) se gesta durante cerca de 30 años, periodo en el cual recogiendo experiencia que evidencia un buen comportamiento de estructuras industriales en Concepción particularmente, en el Proyecto de la CAP en Huachipato durante el terremoto de mayo de 1960. De este modo, esta cultura del cómo hacer ingeniería se plasmó y consolidó en las empresas de ingeniería nacionales encargadas de desarrollar los proyectos de la por entonces naciente CODELCO y de los privados que en los años ochenta se hacían parte del proceso productivo del cobre en Chile. Así, la norma que llegaría a hacerse oficial en el año 2003 fue recogiendo el estado del arte del diseño sísmico de instalaciones industriales nacional y, en ciertos aspectos, también internacional, ya que la normativa extranjera, particularmente la estadounidense constituyó un referente natural y casi siempre complementario de la naciente norma chilena.

A lo largo de los años, la norma NCh2369 (INN, 2003) ha mostrado que los diseños generados bajo sus requerimientos presentan un buen desempeño, acorde con su filosofía de diseño, la cual es continuidad de operación. No obstante, lo anterior, los terremotos del Maule y de Coquimbo, el 27 de febrero del 2010 y el 16 de septiembre del 2015, han entregado un gran número de experiencias sobre el desempeño de estructuras industriales, lo que ha llevado a una revisión y actualización de la norma, que se encuentra en las etapas previas a su oficialización. Las modificaciones a las disposiciones de la norma abarcan diversos aspectos como son: demanda sísmica, diseño de estructuras de acero, diseño de estructuras de hormigón y diseño de estructuras especiales.

En el ámbito de las instalaciones y estructuras de la gran minería del cobre, las estructuraciones en base a marcos arriostrados concéntricamente, en adelante *MAC*, corresponden a una tipología ampliamente usada, particularmente en naves de grandes dimensiones y estructuras que deben alojar grandes equipos, como son harneros, baterías de hidrociclones, alimentadores, correas, filtros, tolvas y silos entre otros. La tipología estructural recién descrita se ve afectada por las modificaciones a la demanda sísmica y a los requerimientos de diseño de MAC, dentro de las que se cuentan:

- Cambio en la forma de determinar y cuándo aplicar la acción sísmica vertical.
- Cambios en la forma de combinar el sismo horizontal y vertical.
- Cambio en el coeficiente máximo y/o meseta del espectro de diseño.
- Cambio en la forma de evaluar el desplazamiento por sismo.
- Eliminación de la limitación del esfuerzo sísmico en diagonales comprimidas al 80% de su capacidad.

- Inclusión de factores de sobrerresistencia para determinar las capacidades requeridas.
- Evaluación del efecto sísmico en vigas que reciben arriostramientos en V o V-invertida, mediante equilibrio; considerando que la diagonal comprimida presenta su capacidad residual, y la traccionada presenta su capacidad esperada.

Aunque los eventos sísmicos mencionados anteriormente han proporcionado información sobre el desempeño de estructuras industriales; el gran número de investigaciones teóricas sobre el desempeño de sistemas sismorresistentes formados por marcos arriostrados disponibles en la literatura se abocan a edificaciones urbanas.

Dado lo anterior resulta interesante estudiar el desempeño de estructuras industriales, toda vez que, ellas usualmente presentan irregularidades en la distribución de masa y rigidez mayores que los edificios del ámbito habitacional, tanto en planta como en elevación. En particular, resulta de interés observar cómo afectan las nuevas disposiciones de la norma NCh2369 (INN, 2020) al dimensionamiento y desempeño de estructuras industriales, específicamente a sistemas formados por MAC.

Es importante destacar que, dado lo dinámico del proceso de revisión y modificación de la norma, en este trabajo se fijó como marco de referencia para la investigación, las disposiciones de la versión propuesta de la norma NCh2369 a mayo de 2020. En lo sucesivo esta versión podrá ser citada como “diseño según versión propuesta”, “diseño propuesto” o bien por la referencia (INN, 2020).

También es importante destacar que, cuando se haga mención a “diseño según versión vigente” o “diseño vigente” se está indicando las disposiciones de la versión vigente de la norma NCh2369 (INN, 2003).

## 1.2 Hipótesis

La aplicación conjunta de las modificaciones de demanda y dimensionamiento de elementos de la norma NCh2369 conducen a un mejor desempeño sísmico de las estructuras, particularmente las estructuras en base a marcos arriostrados concéntricamente (MAC).

Las disposiciones permiten asegurar la estabilidad del sistema gravitacional (columnas) posterior al pandeo y fluencia de arriostramientos y la plastificación de los pernos de anclaje.

## 1.3 Objetivos

### 1.3.1 Objetivos generales

El presente trabajo tiene como objetivo, investigar el efecto de las modificaciones introducidas en la norma NCh2369 (INN, 2020), sobre el dimensionamiento y desempeño de estructuras industriales, particularmente a las disposiciones de demanda y diseño de marcos arriostrados concéntricamente.

### 1.3.2 Objetivos específicos

Este trabajo se plantea los siguientes objetivos específicos a abordar en el orden expuesto:

- Desarrollar y calibrar modelos de arriostramientos, basados en elementos uniaxiales de tipo viga-columna con rotulas de fibra, capaces de reproducir el comportamiento de pandeo flexural.
- Desarrollar y calibrar modelos de MAC capaces de reproducir el comportamiento de no lineal ante carga lateral monótonica creciente y cíclica.
- Diseñar estructuras industriales según los requerimientos de la norma NCh2369, en su versión oficial (INN, 2003) y revisada (INN, 2020).
- Evaluar el efecto de las modificaciones normativas sobre el diseño estructuras cuyo sistema sismorresistente se basa en MAC; a través de peso de las estructuras y sus componentes, fuerzas en los elementos, conexiones y anclajes, derivas de piso, entre otros.
- Desarrollar modelos no lineales que permitan evaluar el desempeño sísmico de las estructuras diseñadas.
- Evaluar los cambios en el desempeño de estructuras arriostradas concéntricamente, que han sido diseñadas siguiendo los requerimientos de las dos versiones de la norma NCh2369.
- Proporcionar evidencia que permita validar las modificaciones propuestas a la norma NCh2369 (INN, 2020) o bien criticarlas.

### 1.4 Alcance

En este trabajo se analiza seis estructuras industriales correspondiente a minería del cobre, las que han sido diseñadas bajo la versión vigente de la norma NCh2369 (INN, 2003), las cuales se describen a continuación.

1. **Estructura soportante de Batería de Hidrociclones (Estructura 1):** Corresponde a una estructura de cuatro niveles, arriostrada en sus ejes exteriores, la cual soporta una batería de ciclones en el segundo nivel mediante un núcleo interior de columnas gravitacionales. Su configuración se aprecia en la Figura 1-1.
2. **Estructura de Molino Vertical (Estructura 2):** Corresponde a una estructura de 6 niveles, arriostrada en ambas direcciones principales. Sirve a la operación de un molino de bolas, estando dilatada de éste y soporta una batería de hidrociclones en el quinto nivel, un cajón distribuidor en el cuarto nivel, tolvas de alimentación de bolas en el tercero y equipos como una grúa pescante y da soporte a un puente grúa. La estructura presenta irregularidades en su distribución de masa y rigidez. Su configuración se aprecia en la Figura 1-2.
3. **Edificio de Chancador Secundario (Estructura 3):** Corresponde a una estructura de cuatro niveles y 11m de altura, arriostrada en ambas direcciones principales. Sirve a la operación de un chancador, dilatado a la estructura, y soporta equipos como un harnero, chutes de alimentación y descarga, y enfriadores. Esta estructura presenta irregularidad de masa y rigidez, tanto en planta como en elevación. Su configuración se aprecia en la Figura 1-3.
4. **Estructura de soporte de silo de cal (Estructura 4):** Corresponde a una estructura cuadrada de 6.5 m de arista arriostrada en las dos direcciones, de 12 m de altura con 4

niveles. En el nivel superior se ancla un silo cilíndrico con fondo cónico con capacidad de 380 t y altura de pared vertical de 9,0 m. En los restantes niveles se ubican plataforma de operación que alojan equipos como harnero, filtros, activadores y tecles monorriel. La configuración de la estructura es mostrada en Figura 1-4.

5. **Estructura de descarga de tolva (Estructura 5):** Esta estructura presenta tres niveles de plataformas y aloja un alimentador, una correa de traspaso además de chutes de descarga y tecles. Longitudinalmente la estructura corresponde a marcos arriostrados, mientras que en la dirección transversal a marcos que se fijan por anclajes en roca a la caverna donde se ubica la estructura La configuración de la estructura es mostrada en la Figura 1-5.
6. **Estructura de taller de camiones (Estructura 6):** Corresponde a una estructura de marco arriostrado en la dirección longitudinal y marco rígido en la dirección transversal, de 28 x 19,9 m en planta y de 7,55 m de altura. Para esta estructura se analizarán la estructuración longitudinal. El taller presenta cubierta tanto en techo como en muros y aloja un puente grúa de 7 t de capacidad, además los pasillos y plataformas para mantención de éste. La configuración de la estructura es mostrada en la Figura 1-6.

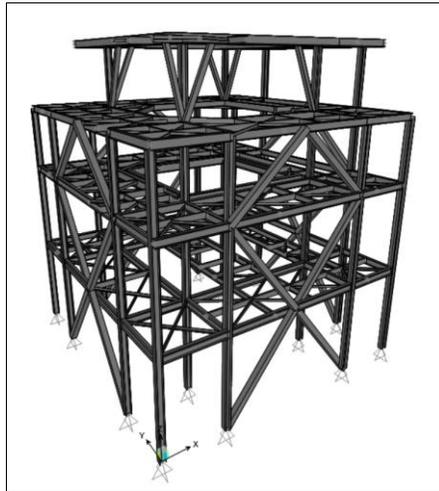


Figura 1-1: Modelo de estructura soportante de hidrociclones (Estructura 1)

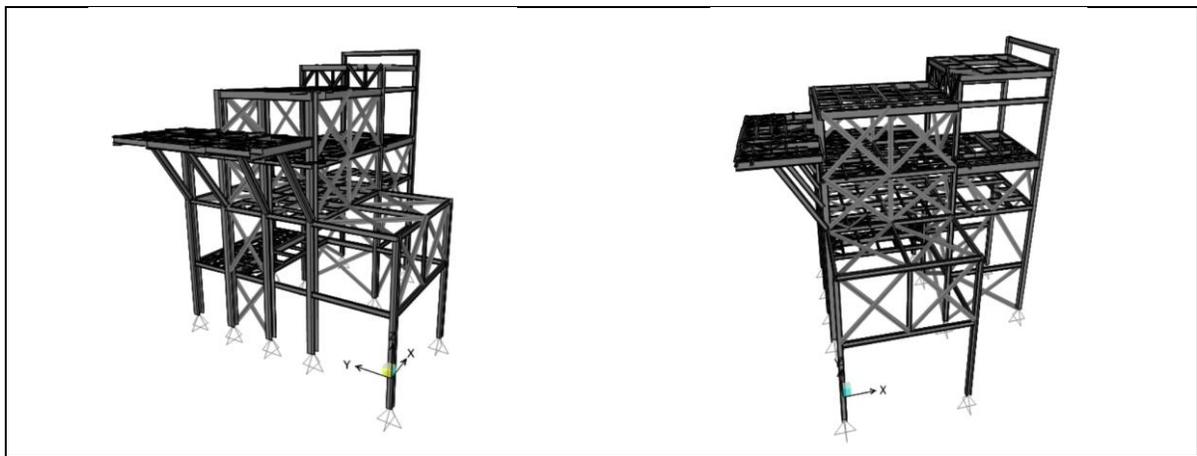


Figura 1-2: Modelo de estructura de molino vertical (Estructura 2)

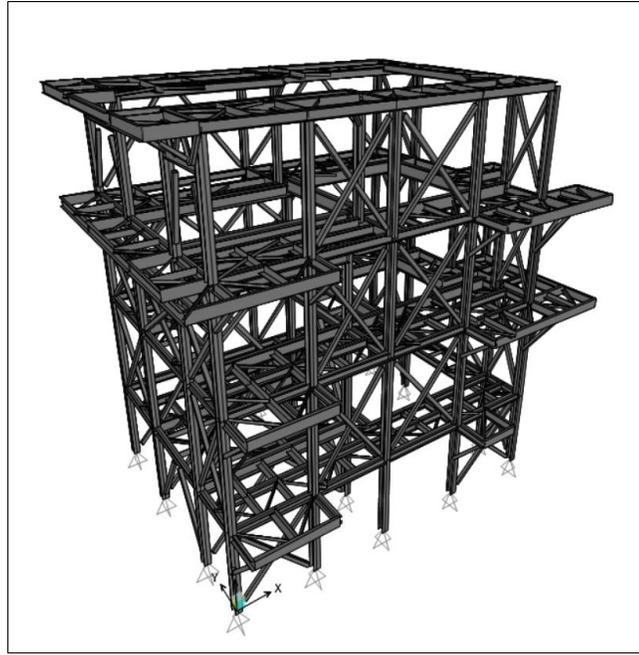


Figura 1-3: Modelo de estructura de chancado secundario (Estructura 3)

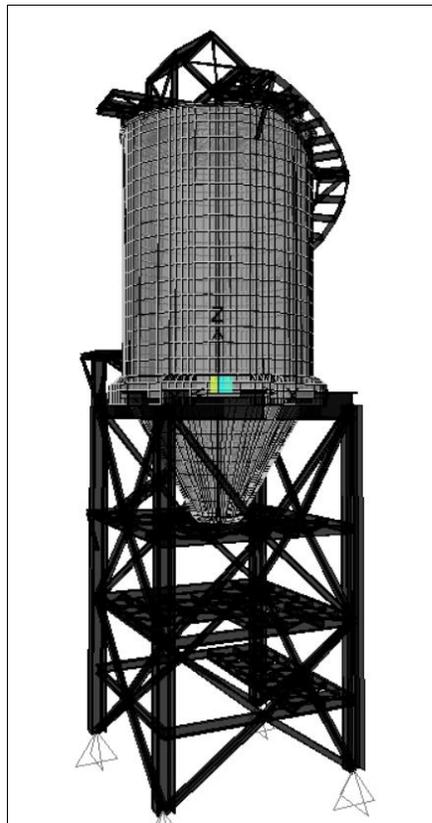


Figura 1-4: Estructura de soporte de silo (Estructura 4)

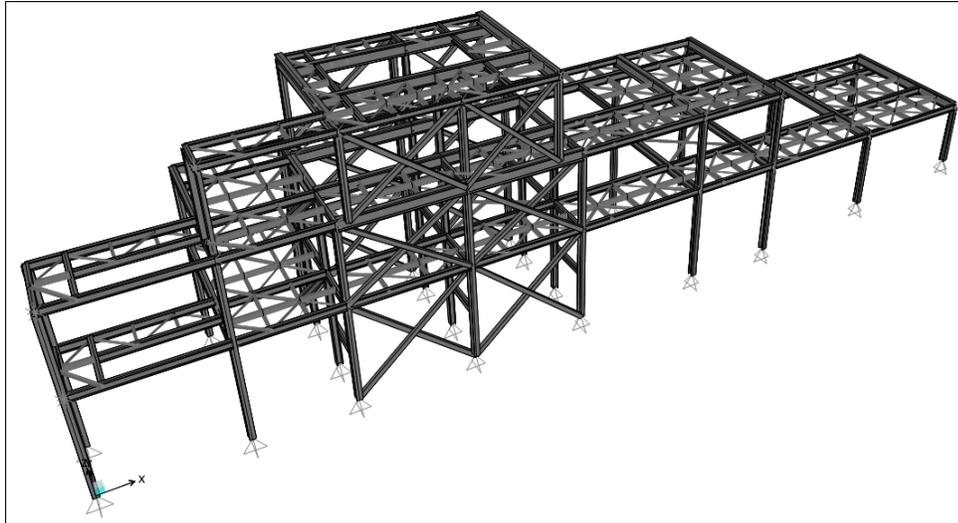


Figura 1-5: Estructura tolva de descarga (Estructura 5)

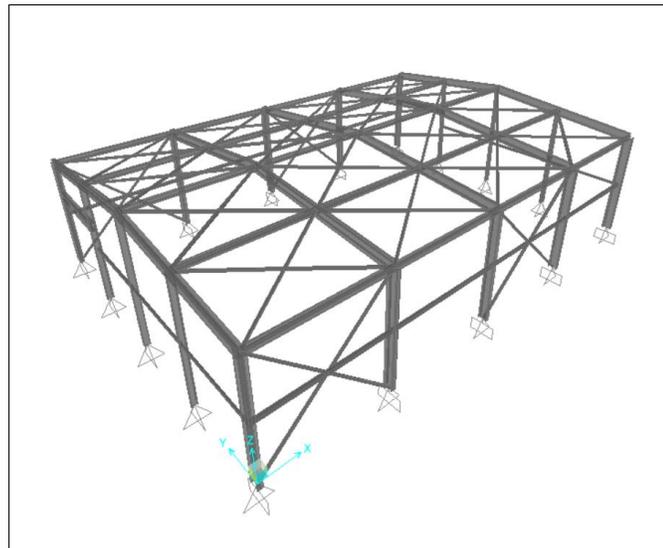


Figura 1-6: Edificio de taller de camiones (Estructura 6)

## 1.5 Organización del trabajo

El presente trabajo se organizará en 7 capítulos, los cuales se describen brevemente a continuación.

### **Capítulo 1: Introducción**

El presente capítulo, donde se introduce el trabajo a presentar.

### **Capítulo 2: Antecedentes**

El capítulo presenta una breve revisión de los estudios previos relacionados con estructuras industriales diseñadas según la norma NCh2369 (INN, 2003), la descripción de los cambios en la

normativa que serán evaluados en este trabajo, los principales antecedentes relacionados con modelos no lineales de estructuras basadas en MAC, criterios de diseño y la metodología (FEMA P695 (2009)) a seguir para la evaluación del desempeño en las estructuras a estudiar.

### **Capítulo 3: Estructura y modelación**

En este capítulo se aborda aspectos relacionados con el proceso de modelación tales como, modelos no lineales de los componentes estructurales y de MAC, calibraciones de modelos no lineales contra datos experimentales, modos de falla y calidad de los datos.

### **Capítulo 4: Análisis lineales**

En este capítulo se detalla el diseño de las estructuras por medio de modelos lineales-elásticos, bajo las disposiciones vigentes de la norma NCh2369 (INN, 2003) y bajo las modificaciones de la norma NCh2369 (INN, 2020), además de presentar los resultados obtenidos.

### **Capítulo 5: Análisis no lineales**

En este capítulo se detalla los resultados de los análisis no lineales de las distintas estructuras, además del análisis de desempeño ellas, tanto para la normativa vigente como para las modificaciones propuestas.

### **Capítulo 6: Análisis de resultados**

En este capítulo se analiza los resultados de los dos capítulos anteriores, evaluando el efecto de la aplicación de las modificaciones de la norma en el dimensionamiento. A partir del análisis del desempeño de las estructuras diseñadas, se valida o critica las modificaciones a la norma.

### **Capítulo 7: Comentarios y conclusiones**

El último capítulo rescata los principales resultados y conclusiones de este trabajo.

## 2 MARCO TEORICO Y METODOLOGICO

### 2.1 Introducción

El presente capítulo incluye la revisión bibliográfica, la cual se enfoca en tres aspectos: el primero, una revisión de las investigaciones previas, el segundo, una descripción de los cambios en los requerimientos de la norma NCh2369 y, por último, se describe la metodología que es aplicada para evaluar el desempeño sísmico de las estructuras objeto de esta investigación.

La revisión de las investigaciones previas comienza con estudios que locales que se han ocupado de evaluar el desempeño sísmico de estructuras tanto industriales como urbanas, por medio de modelos y análisis no lineales, resaltando los aspectos que se han tenido en consideración en la modelación y el análisis estructural y que son relevantes para este trabajo.

Posteriormente la revisión se centra en estudios que describen las particularidades de las modelos de pandeo de arriostramientos y marcos arriostrados concéntricamente, los que constituyen la base de los modelos que se desarrolla en este trabajo.

Luego se presentan los requerimientos normativos relativos a la demanda sísmica y de diseño de MAC, que se modifican en la versión propuesta de la norma NCh239 (INN, 2020) versus la versión vigente de la misma (INN, 2003).

El capítulo finaliza describiendo, la metodología FEMA P695 (**FEMA 2009**), en lo referente a información requerida para los análisis, la definición de los arquetipos, desarrollo de los modelos y análisis no lineales, y la evaluación de desempeño.

### 2.2 Estudios previos

#### 2.2.1 Estudios locales

Dentro de la literatura existe un limitado número de estudios sobre el desempeño de estructuras industriales de acero diseñadas según las disposiciones de la norma NCh 2369. En este contexto Astica (2012), estudia el desempeño de un edificio de operación de un chancador primario, mediante análisis no lineales estáticos (pushover) y dinámicos (tiempo-historia). El objetivo del trabajo desarrollado por Astica era determinar las razones del buen desempeño observado durante el terremoto del 27 de febrero de 2010 en estructuras de tipo MAC, con configuraciones de riostras en X y V-invertida con alta irregularidad en masa y rigidez en planta y elevación, alta sobrerresistencia y baja ductilidad.

La modelación se llevó a cabo en la plataforma *OpenSees* la cual incluye elementos que permiten considerar el esparcimiento de la plasticidad a lo largo de un elemento, incluyendo elementos no lineales en columnas, vigas y arriostramientos, discretizando las secciones transversales según modelos de fibras para incorporar la no linealidad del material.

Para representar el comportamiento de los arriostramientos se usa el modelo de acero estructural definido por Menegotto-Pinto y el modelo de pandeo de diagonales recomendado por Uriz (et al, 2008), considerando las imperfecciones iniciales para inducir el pandeo. La modelación es más fina en los arriostramientos para una mejor representación, debiendo incluir 3 elementos distintos: cacho rígido, placa de conexión y arriostramiento propiamente tal.

Los cachos rígidos fueron modelados con elementos de rigidez infinita para representar la unión entre viga o columna a arriostramientos, mientras que la placa de conexión fue modelada como la distancia recomendada equivalente a  $2t_g$  (dos veces el espesor de la placa de conexión) que permite los desplazamientos fuera del plano.

En el trabajo de Astica (2012) se detectó que el diseño de la estructura brinda a ella alta sobrerresistencia y baja demanda de ductilidad observándose incluso la no ocurrencia de deformaciones inelásticas bajo solicitaciones sísmicas caracterizadas por registros sísmicos.

Cabe mencionar que el trabajo de Astica solo considera la componente horizontal de cada registro sísmico, sin analizar el efecto de la acción sísmica vertical. Tampoco es analizado el efecto de los pernos de anclaje en la disipación de energía, el cual es estudiado en propuestas posteriores a la de Astica (2012). Es importante recalcar que el trabajo se enfocó en desempeño de estructuras industriales diseñadas con la versión vigente de la norma NCh 2369 (INN, 2003).

Chávez (2012) estudia el comportamiento sísmico de los anclajes de un marco rígido y un marco arriostrado modelando el apoyo como semi-rígido. En su propuesta incorpora la no linealidad de los pernos de anclaje, además de considerar variables de diseño como la tensión de fluencia, largo y diámetro de los pernos, y la carga estática de la estructura. El autor realiza la modelación de las estructuras usando la plataforma *Opensees*, a partir de la propuesta de Astica (2012) sin incluir imperfecciones iniciales en los arriostramientos, por lo que no se logra reproducir inestabilidades por pandeo flexural. La no linealidad en los arriostramientos y el comportamiento histerético de las bases de columnas es representado haciendo uso modelos fenomenológicos. Para las bases de columnas se usa el propuesto por Takamatsu et al. (2005).

El trabajo de Chávez (2012) revela la importancia de considerar en los modelos de estructuras la flexibilidad del apoyo para obtener una mejor representación del comportamiento real de la estructura. También sugiere limitar la fluencia del anclaje al aumentar la fuerza diseño de los pernos de anclaje, lo que es consistente con el AISC 341, donde la fuerza de diseño queda definida por la resistencia de los elementos que conectan al anclaje (práctica usual en el área industrial) o alternativamente usar un factor de sobrerresistencia. Además, recomienda el uso de acero de mayor resistencia y de alta ductilidad.

Urzúa (2015) diseña y analiza dos estructuras típicas de la industria minera, conforme a las disposiciones de la versión oficial de la norma NCh 2369 (INN, 2003) y las disposiciones del estándar AISC 360 – 341 (AISC, 2005b). Su investigación evalúa el impacto en el comportamiento sísmico del uso de uno u otro estándar (chileno o norteamericano), caracterizado a través de parámetros de desempeño y la metodología prescrita por el estándar FEMA P695.

Los modelos se desarrollan en el software de análisis estructural *SAP 2000* y consideran elementos fenomenológicos calibrados con los ensayos por Black et al (1980). Los elementos son definidos por una curva carga-deformación envolvente y una ley de degradación histerética de la resistencia y rigidez, que es incorporada por medio de un modelo de pivote [Dowell et al, 1998].

La modelación de los pernos de anclaje es abordada teniendo en consideración que ellos trabajan monotónicamente en tracción, dado que nunca se comprimen utilizando como deformación de rotura la elongación especificada para acero ASTM A36. La curva envolvente se modela con una rigidez muy baja en compresión para que los pernos transmitan rápidamente la carga al pedestal, cual es modelado lineal y elásticamente.

Según los resultados del trabajo de Urzúa el modelo no lineal fenomenológico de arriostramientos propuesto reproduce de manera adecuada el comportamiento histerético observado en los ensayos de referencia, mientras el modo de falla dominante no sea la fractura por fatiga de bajo número de ciclos. Respecto de los anclajes se observa un efecto de disipación de energía que incluso reduce la demanda sobre los elementos resistentes.

Un aspecto interesante para destacar de la investigación de Urzúa es que, de las estructuras analizadas aquella que se basa en arriostramientos en V invertida, resulta un 30% más pesada al ser diseñado haciendo uso de la práctica Norteamérica AISC (2005b). El incremento de peso radica en las vigas de los marcos tipo chevron, las que son diseñadas para resistir las capacidades esperadas de los arriostramientos. Este hallazgo resulta interesante pues provee una primera aproximación a una de las modificaciones en la norma NCh 2369 que se analizan en este trabajo.

Zúñiga (2017), evalúa el efecto de las modificaciones propuestas para la norma NCh 2369, en su versión previa a consulta pública, particularmente aquellas modificaciones relacionadas con marcos de acero arriostrados concéntricamente (MAC). La evaluación se desarrolla sobre tres estructuras industriales diseñándolas bajo las especificaciones de versión vigente y las modificaciones propuestas y evaluando el desempeño conforme a la metodología definida en el estándar FEMA P695.

Las modificaciones a los requerimientos normativos evaluados son:

- La eliminación de la limitación del esfuerzo sísmico en diagonales comprimidas al 80% de su capacidad;
- El cálculo del efecto sísmico en vigas que reciben arriostramientos en V o V-invertida, mediante equilibrio y considerando que la diagonal comprimida presenta su capacidad residual, mientras que la traccionada presenta su capacidad esperada, debiendo determinarse la tracción en la diagonal debe determinarse amplificando los estados de carga sísmicos en  $0,7 R_1 > 2,0$ ;
- Determinación de la resistencia axial requerida de las columnas amplificando los estados de carga sísmicos en  $0,7 R_1 > 2,0$ .

Los modelos de las estructuras se desarrollan en el software *SAP2000* concentrando el comportamiento no lineal en arriostramientos verticales, rótulas plásticas y pernos de anclaje. La definición de los elementos no lineales corresponde a la misma formulación fenomenológica usada por Urzúa (2015).

Cabe mencionar que el trabajo de Zúñiga (2017) establece una metodología para mejorar el dimensionamiento de pernos de anclaje, para evitar la fractura de pernos y permitir más disipación sísmica, siendo esta amplificar las cargas sísmicas por un valor función R. En el trabajo se hace énfasis en que aumentar las cargas no es la única solución, mencionado como medio para mejorar el comportamiento de los pernos, dar más ductilidad, por ejemplo, aumentando la longitud expuesta.

En el trabajo de Tapia (2017) se determina que flexibilizar una estructura tiene como consecuencia una menor participación de la silla de anclaje y que el comportamiento de los modelos con anclaje dúctil tiende al comportamiento del anclaje rígido, a medida que la cantidad de pisos aumenta.

Por último, Rodríguez (2020) se centra en la evaluación del desempeño sísmico de dos estructuras industriales, compuestas por marcos multi-panel de diferentes alturas, diseñadas bajo las normativas NCh 2369 (INN, 2020) y AISC. Estas estructuras poseen diagonales de perfiles XL, configuración que es comúnmente utilizada en la industria chilena.

De manera similar al trabajo de Astica (2012), los modelos de Rodríguez (2020) que se desarrollan en el software *OpenSees*, incluyen el esparcimiento de la plasticidad a lo largo de un elemento, por medio de elementos no lineales en columnas, vigas y arriostramientos, discretizando las secciones transversales según modelos de fibras para incorporar la no linealidad del material.

Los modelos son validados con datos experimentales y con los resultados del estudio de Imanpour et al. (2016) y se basan en lo propuesto por Auger (2017).

Auger (2017) modela la diagonal usando tres tipos de elementos, el primero, una zona rígida en la unión de la diagonal al nudo columna-viga representado por un elemento rígido elástico, el segundo, la placa o gusset de conexión que es incluida por medio de elemento elástico de longitud nula (elemento elástico cuyos dos nodos ocupan la misma ubicación) y por último, la diagonal propiamente tal, que es incluida como elementos inelásticos, con secciones transversales discretizadas según modelos de fibras para incorporar la no linealidad del material.

Para representar el comportamiento de los arriostramientos se usa el modelo de acero estructural definido por Menegotto-Pinto, incluyendo imperfecciones iniciales para inducir el pandeo flexural. Adicionalmente se introduce imperfecciones iniciales y elementos inelásticos con discretización de fibras en las columnas, pudiendo el modelo representar el comportamiento no lineal de ellas, aspecto que los modelos fenomenológicos implementados Urzúa (2015) y Zúñiga (2020) no lograban reproducir y que los modelos de Astica (2012) tampoco incluían.

Un aspecto no incluido en los modelos de Rodríguez (2020) es el comportamiento no lineal del anclaje, en tanto que, sí un modelo pretende representar de forma integral el comportamiento de MAC, debería considerar esta particularidad. Es así como los modelos que se desarrollan en este trabajo recogen los desarrollos de Chávez (2012), Urzúa (2015), Zúñiga (2017) y Rodríguez (2020).

Es importante destacar, que de todos los trabajos antes descritos solo el desarrollado por Zúñiga (2017) aborda algunas de las modificaciones relacionadas con el diseño de MAC, que hoy están presentes propuesta del comité de norma de la NCh2369.

Dado lo anterior, en este trabajo se evalúa los efectos sobre dimensionamiento y desempeño sísmico del conjunto de disposiciones normativas involucradas en el diseño de un MAC. La investigación se centra en aquellas disposiciones que han sufrido modificaciones respecto de la versión oficial de la norma, las que son descritas en el apartado 2.3.

## 2.2.2 Modelación no lineal

Los estudios descritos en el subapartado anterior señalan los aspectos más significativos de modelos que fueron desarrollados para evaluar el desempeño de distintas estructuras. Todas estas estructuras corresponden a MAC cuyo desempeño queda usualmente determinado por el comportamiento de los arriostramientos y su modelación se apoya la propuesta de Uriz et al. (2008) sobre modelos de pandeo de diagonales, la que ha sido usada por otros autores posteriores como Wijesundra et al. (2014), Imanpour (2016a) o Auger (2017), para implementar modelos de MAC con diferentes propósitos.

En este subapartado se revisa los principales aspectos de los modelos no lineales desarrollados algunos autores.

### **Modelos de arriostramientos**

La respuesta de arriostramientos ha sido ampliamente estudiada experimentalmente (Black et al 1980, entre otros) revelando la importancia de la esbeltez en el pandeo global, la esbeltez local en el pandeo local y el efecto de condiciones de borde y fatiga de bajo número de ciclos en el comportamiento de los arriostramientos.

Dentro de los modelos que procuran representar el comportamiento de arriostramientos de acero se cuentan los siguientes:

- a) Tipo I, fenomenológicos
- b) Tipo II, basados en elementos uniaxiales de tipo viga-columna
- c) Tipo III, basados en elementos finitos (FEM)

Los modelos fenomenológicos son los más simples y eficientes computacionalmente. En estos los arriostramientos son representados por elementos uniaxiales que emulan la respuesta histerética experimentalmente observada. Una de las principales limitaciones de este tipo de modelos radica en la limitada capacidad predictiva, ya que el comportamiento histerético representa al espécimen para el cual se calibró el modelo.

En el otro extremo en términos costo computacional se encuentran los modelos de elementos finitos, donde los elementos estructurales son representados por medio de elementos finitos tipo placa o tipo sólido y la respuesta histerética del arriostramiento es derivada de la respuesta no lineal del material bajo grandes deformaciones.

En un punto intermedio en términos de costo computacional se encuentran los modelos del segundo tipo, que superan algunas de las limitaciones de los modelos fenomenológicos. En particular reducen la dependencia de parámetros experimentales, a costa de mayores requerimientos de cómputo.

Los modelos del segundo tipo requieren considerar factores como tensiones iniciales, imperfecciones geométricas iniciales, cambios en la forma de la sección transversal al someterse a carga, la representación de las propiedades de los materiales, la aparición de pandeo local, un modelo para la falla de los materiales que no están implementados en la mayoría de los softwares comerciales disponibles, aunque pueden superarse mediante mejoras en el modelado.

En diagonales sometidas a pandeo flexural, la interacción entre momento de segundo orden y la fuerza axial resulta relevante y se han desarrollado distintas aproximaciones al problema. La mayoría ellas se basan en elementos tipo barra (viga-columna) elásticos, con inelasticidad introducida a través de rótulas a mitad de la longitud, sin embargo, las aproximaciones actuales acuden a elementos viga-columna inelásticos incluyendo inelasticidad distribuida. En este contexto es usual que el arriostramiento sea dividido en varios elementos viga-columna (modelo multi elemento) con discretización de fibras para así poder capturar la interacción entre momento de segundo orden y la fuerza axial (ver Figura 2-1). Siendo necesarias divisiones más finas necesarias si se desea representar con precisión las deformaciones locales.

El modelo viga-columna inelástica consiste en un modelo de elementos tipo barra basados en desplazamientos o fuerza con distribución de inelasticidad y discretización de fibras para la sección transversal. Con esta propuesta la respuesta del elemento se deriva a través de la integración de la relación de tensión-deformación uniaxial de las fibras, pudiendo incluirse el endurecimiento cinemático e isotrópico además del efecto Bauschinger del material. La relación tensión deformación es asignada a cada fibra y es representada por modelos histeréticos bilineales, multilineales o curvilíneales, siendo el de Menegotto-Pinto (1973) uno de los más usados y disponible en plataformas como *OpenSees*.

Representar la sección transversal por medio de discretización de fibras permite incluir las tensiones iniciales asociadas a los procesos de fabricación y construcción, propiedades realistas de los materiales, incluyendo falla de las fibras individuales debido a la fatiga de bajo número de ciclos.

En *OpenSees* los elementos viga-columna inelástico se basan en la teoría de pequeñas deformaciones y se apoyan en la teoría corrotacional (transformación corrotacional) para representar los efectos de deformaciones moderadas a grandes debidas al pandeo inelástico del arriostramiento (es decir, "grandes desplazamientos y pequeñas deformaciones").

La ventaja de utilizar un elemento viga-columna con plasticidad distribuida es que las deformaciones inelásticas pueden tener lugar en cualquier sección a lo largo de la longitud del elemento, lo que es importante para la estimación precisa de las deformaciones locales y para el modelado de elementos con propiedades de sección variables y condiciones de borde restringidas.

Dentro de los modelos basados en elementos uniaxiales de tipo viga-columna una de las formulaciones más usadas y sobre la cual otros autores han trabajado, es la propuesta por Uriz et al. (2008), el que se ilustra en la Figura 2-1. En esta propuesta la diagonal es representada como una serie de elementos uniaxiales (modelo multi elemento), con múltiples puntos de integración y la sección transversal discretizada en fibras, tal como se ha descrito en los párrafos anteriores.

La propuesta de Uriz et al (2008), considera incluir la geometría no lineal debida a grandes deformaciones, a través de la transformación de fuerzas y deformaciones desde el sistema básico (local) al global de referencia, como describe Filippou y Fenves (2004) para modelos en dos dimensiones y como detalla de Souza (2000) para tres dimensiones.

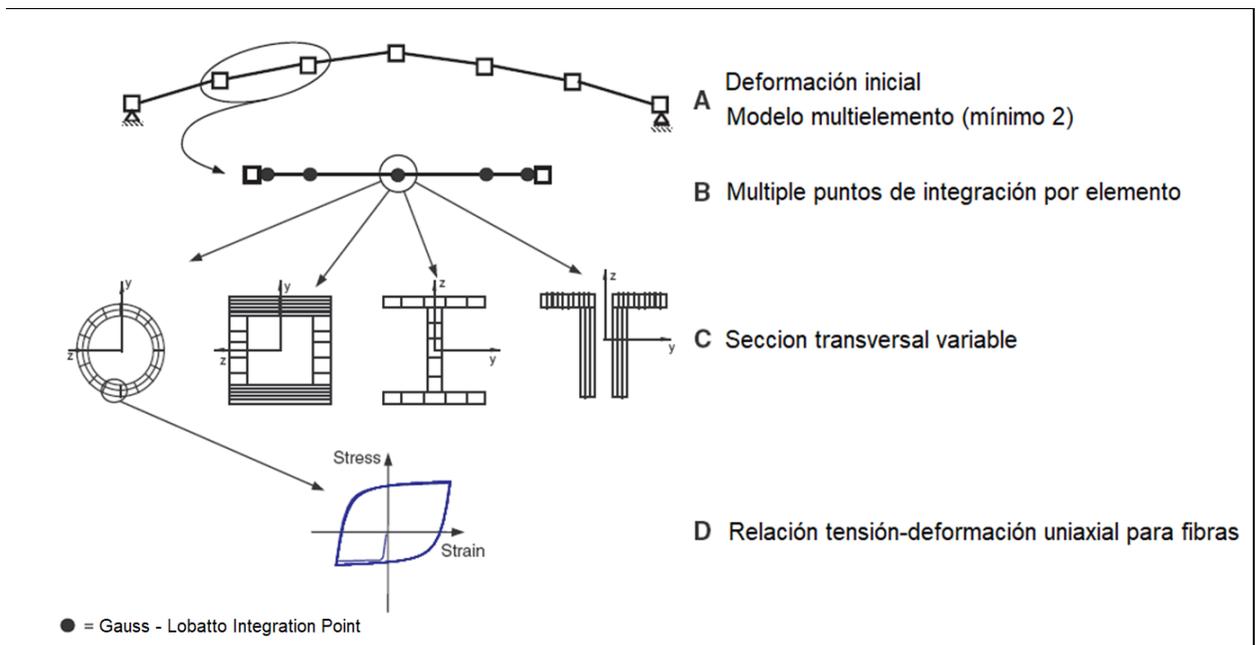


Figura 2-1: Adaptación de ilustración esquemática del modelo propuesto por Uriz – Fuente: Uriz et al (2008)

La Figura 2-2 ilustra secciones transversales discretizadas en fibras cuando el pandeo se produce en torno a Z. Si el pandeo puede producirse también en torno a Y, se debe incluir una malla de fibras en dos direcciones.

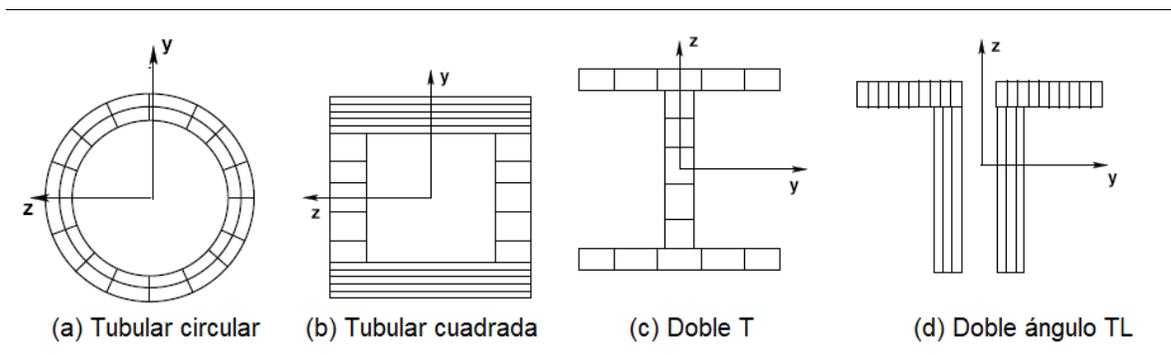


Figura 2-2: Sección transversal de arriostramientos típicos (Pandeo en torno a Z) – Fuente: Uriz et al (2008)

La propuesta de Uriz et al (2008) ha mostrado ser capaz de representar con precisión la capacidad de pandeo, el comportamiento post pandeo, la capacidad de tracción y la respuesta histerética de bielas de sección transversal compacta. Por medio de estudios paramétricos del comportamiento histerético de arriostramientos tubulares se tiene las siguientes recomendaciones:

- El elemento que representa al arriostramiento debe ser subdividido en al menos 2 elementos tipo viga-columna inelásticos.
- Debe imponerse una deformación inicial entre 0.05% y 0.1% en el centro del elemento.
- La respuesta inelástica debe monitorearse en cada elemento en al menos 3 puntos de integración
- Se debe usar 10 a 15 fibras a través de la altura de la sección transversal, de las cuales 5 deben ser dispuestas en los bordes más tensionados o comprimidos.

- El modelo de fibras de la sección transversal permite tomar en consideración la interacción entre fuerzas axiales y momentos flectores.

El trabajo de Uriz et al. (2008) destaca la sensibilidad de la respuesta en los modelos a la amplitud máxima de la deformación inicial. Así deformaciones iniciales mayores a las esperadas pueden gatillar que el pandeo se alcance prematuramente. D’Aniello et al. (2013) destaca la importancia de incluir imperfecciones iniciales para inducir el pandeo, o por medio de deformaciones de la geometría del sistema (curvatura inicial) o a través de las propiedades del elemento en forma de distribución de tensiones residuales.

Por último, respecto de la propuesta de Uriz et al. (2008) cabe comentar que su aplicación no se limita a arriostramientos, pudiendo usarse en otros elementos sometidos a compresión como son las columnas.

Estudios posteriores a Uriz et al. (2008) han considerado distintas amplitudes de deformación y deformación inicial bajo distribuciones parabólicas y sinusoidales, donde los efectos de la placa de conexión en los extremos han sido incluidos. Uno de ellos es Wijseundra et al. (2014), que investiga las capacidades y limitaciones del modelo de pandeo propuesto por Uriz et al (2008) en el marco del software *OpenSees*, para reproducir la respuesta histerética de arriostramientos con distintas condiciones de borde en sus extremos. En dicho contexto, modela arriostramientos usando dos elementos tipo viga-columna basados en fuerza con cinco puntos de integración en cada elemento y sección discretizada en fibra asignada en cada punto de integración.

Las placas de conexión son incluidas en los extremos como elemento tipo viga-columna inelástico basado en fuerza de longitud  $2tg$  (donde  $tg$  es el espesor de la placa de conexión) en cada extremo del arriostramiento. Al igual que en otros estudios los grandes desplazamientos son incluidos acudiendo a la formulación corrotacional. El elemento que representa al gusset posee sección discretizada en base a fibras (7 x 3 fibras) y 3 puntos de integración.

Una de las ventajas de representar las placas de conexión con elementos no lineales basados en fuerza con discretización de fibras, es que permite tener en cuenta la complicada interacción entre momento flector y fuerza axial del gusset debido al cambio en la fuerza axial del arriostramiento.

Los resultados también muestran que incluir la placa de conexión extrema, permite representar la restricción de borde real del arriostramiento dada por la placa de conexión.

Un aspecto para destacar es que Wijesundra et al. (2014) varía la amplitud de deformación inicial de  $L/1000$  a  $L/200$ , mostrando que la razón entre carga de pandeo del modelo numérico a carga de pandeo experimental se reduce de 1,3 a 1,0, siendo así, la amplitud  $L/200$  aquella que reproduce mejor la carga de pandeo para los casos comparados. Observa también que la amplitud de deformación inicial prácticamente no afecta la capacidad de compresión, ni a la carga de pandeo a ciclos posteriores, ni al comportamiento general post pandeo.

### **Modelos de marcos arriostrados**

Basándose en lo propuesto por Uriz et al. (2008) y en las especificaciones de Imanpour et al. (2016a) y Auger (2017), Rodríguez (2020) presenta un modelo para MAC en el software *OpenSees*, el que servirá de base para los modelos que se desarrollan en este trabajo en el software *SAP2000*.

El modelo concebido por Auger (2017) descrito a continuación, presenta esencialmente la misma formulación que el modelo de Imanpour et al. (2016a).

El modelo concebido para marcos concéntricamente arriostrados multipanel es ilustrado en la Figura 2-3. Se forma por las columnas, diagonales y puntales de los paneles arriostrados además de una columna de gravedad, usada para incluir los efectos de P-Delta debido a la carga gravitacional del resto de la estructura distinta del marco arriostrado. La columna de gravedad se conecta a al marco arriostrado por medio de puntales rígidos.

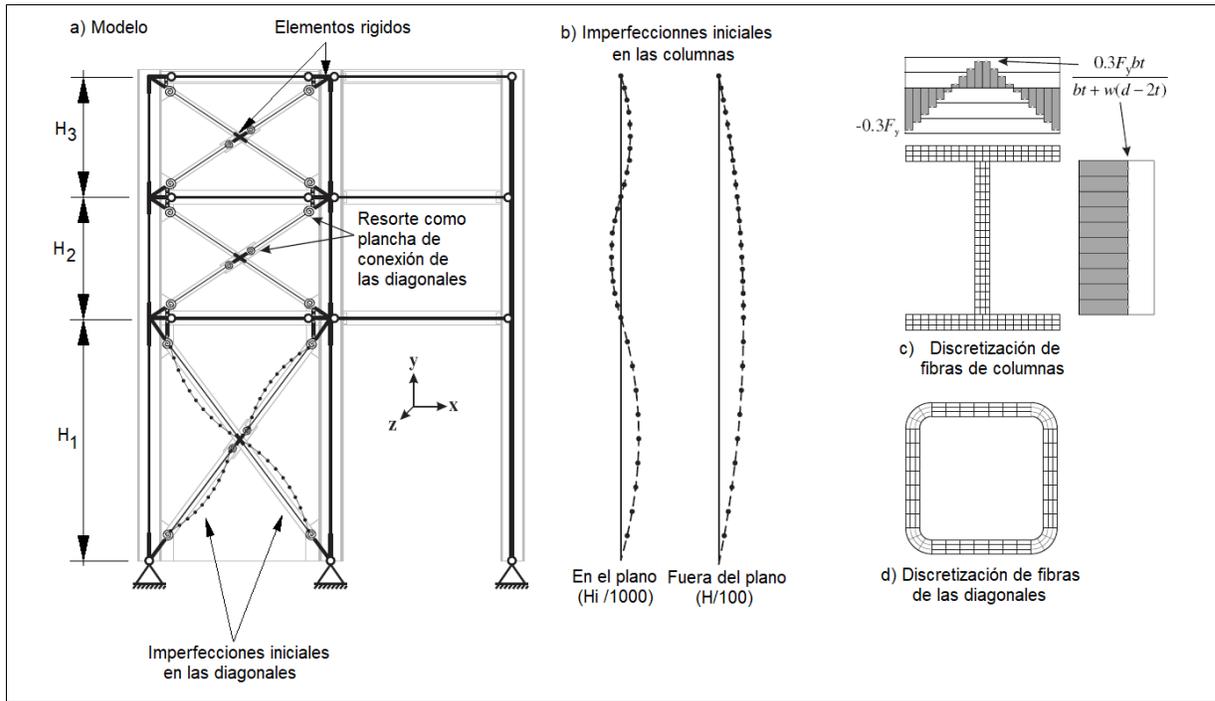


Figura 2-3: Modelo de marcos arriostrado concéntricamente multipanel – Fuente: Auger (2017)

Las columnas son continuas en toda su altura y articuladas en la base, en y fuera del plano y tienen restringida la torsión en sus extremos. Son representados por elementos viga-columna no lineal basado en fuerza, usando el modelo de material Menegotto-Pinto, ya que simula el endurecimiento por deformación cinemática e isotrópica, así como el efecto de Bauschinger.

La sección transversal de la columna se discretiza en fibras. Según Agüero et al. (2006) una barra subdividida en al menos 8 elementos con al menos 16 fibras predice de manera adecuada el comportamiento en pandeo.

El modelo considera imperfecciones iniciales, por lo cual columnas y diagonales son subdivididas para imponer una deformación inicial: columnas en diez elementos entre cada puntal y diagonales en ocho elementos.

El modelo, aunque representa un marco plano es un modelo tridimensional pues incorpora la deformación y comportamiento fuera del plano de las columnas y diagonales. Para poder capturar los efectos de no linealidades geométricas y grandes desplazamientos se usa la formulación corrotacional.

Los puntales se representan como elementos elásticos, ya que se presume bajas deformaciones en ellos ya que estos elementos son diseñados para las fuerzas que se desarrollan una vez que la diagonal en compresión pandea.

Las diagonales se modelan como elementos viga-columna no lineales basados en fuerza para reproducir el pandeo por compresión y la fluencia en tracción. En los extremos de las diagonales se usan elementos rígido-elásticos para representar la unión entre diagonales, columnas y puntales. Como ilustra la Figura 2-3, cuando se tiene diagonales en cruz una es continua y la otra es discontinua. Esta forma de representar las diagonales se condice con la forma usual de conectar esta configuración de arriostramientos. En la unión entre las diagonales existe una zona rígida para emular la rigidez adicional proporcionada por la diagonal continua y conexión misma.

La deformación inicial de las diagonales es sinusoidal con una amplitud máxima de  $L/500$  en el centro de ellas, siendo  $L$  la longitud de media diagonal (continua). Las porciones rígidas se encuentran libres de deformación inicial. La deformación se impone fuera del plano del marco y forma una S, vale decir, si la en la mitad inferior de la diagonal la deformación es según  $+Z$  en la mitad superior es según  $-Z$ .

La sección transversal de la diagonal es discretizada en base a fibras (ver Figura 2-3(d)) sin considerar las tensiones residuales a diferencia de las columnas y se usa el modelo de material de Menegotto-Pinto considerando la fluencia esperada ( $R_y F_y$ ). El límite elástico es reducido en un 5% ( $0.95 R_y F_y$ ) en el panel crítico (inferior).

La modelación de la conexión de la diagonal al nudo viga-columna influye en el comportamiento de las diagonales y en consecuencia en el comportamiento de la estructura durante el análisis no lineal. La modelación adoptada por Auger (2017) se muestra esquemáticamente en Figura 2-4a. Al final de la diagonal se introduce un resorte (elemento elástico de longitud nula en OpenSees) para reproducir la rigidez a flexión fuera del plano y torsión de la placa de conexión (gusset), donde se produce rotación cuando la diagonal se comprime. Entre este elemento y el nudo puntal-columna se conecta un elemento rígido-elástico de longitud  $L_r$ .

La longitud  $L_r$  se calcula a partir de la longitud de Whitmore,  $L_w$ , el espesor de la placa de conexión y la mitad del espesor de la diagonal.

Entre diagonales y elementos rígido-elásticos ubicados en el cruce de las diagonales se colocan resortes con las mismas propiedades de los resortes ubicados en los extremos (nudo puntal-columna). La longitud de la zona rígida en la diagonal discontinua es  $L_{rd}$  y en la continua es  $L_{rc}$ .

$$L_{rd} = 0,5 d_{HSS} + t_g \quad \text{Ec. 2-1}$$

$$L_{rc} = 0,5 L_w + t_g \quad \text{Ec. 2-2}$$

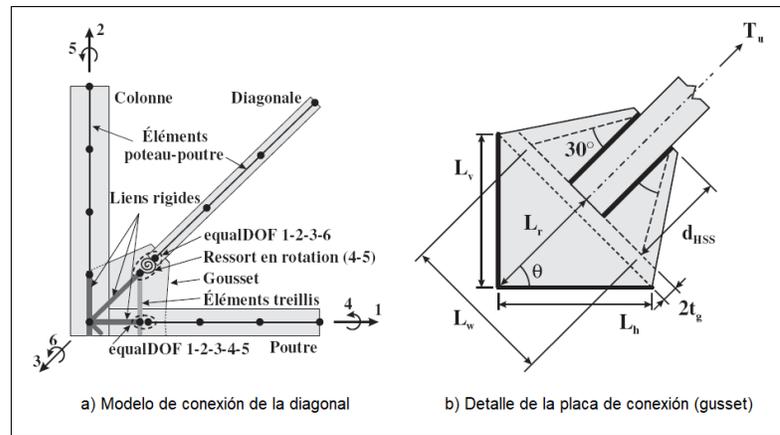


Figura 2-4: Detalle de conexión de diagonales – Fuente: Auger (2017)

Dado que la conexión entre puntal, columna y las placas de conexión de diagonales puede afectar el comportamiento de la estructura, la conexión entre puntales y columnas también considera elementos rígido-elásticos de longitud  $L_v = L_r \text{sen}(\theta)$  en las columnas y  $L_h = L_r \text{cos}(\theta)$  en las vigas.

Las propiedades de los elementos rígidos elásticos se obtienen a partir de las siguientes expresiones.

$$A_{cc.rigid} = 0,5 A_{cc} + 0,5 t_g L_r \cos \theta \quad \text{Ec. 2-3}$$

$$J_{cc.rigid} = 1000 J_{cc} \quad \text{Ec. 2-4}$$

$$I_{xcc.rigid} = I_{xcc} + \frac{t_g^3 L_r \cos \theta}{12} \quad \text{Ec. 2-5}$$

$$I_{ycc.rigid} = I_{ycc} + \frac{(0.5 L_r \cos \theta)^3 t_g}{12} + 0.5 L_r \cos \theta t_g (0.25 L_r \cos \theta + 0.5 w_{cc})^2 \quad \text{Ec. 2-6}$$

$$A_{v.rigid} = A_v + 0,5 t_g L_r \cos \theta \quad \text{Ec. 2-7}$$

$$J_{v.rigid} = J_v \quad \text{Ec. 2-8}$$

$$I_{xv.rigid} = 2 I_{xv} \quad \text{Ec. 2-9}$$

$$I_{yv.rigid} = 1.2 I_{yv} \quad \text{Ec. 2-10}$$

Donde:

$A_{cc}, I_{xcc}, I_{ycc}, J_{cc}$  : propiedades de la sección transversal de la columna

$A_v, I_{xv}, I_{yv}, J_v$  : propiedades de la sección transversal de la viga o puntal

$A_{cc.rigid}, I_{xcc.rigid}, I_{ycc.rigid}, J_{cc.rigid}$  : propiedades de la sección transversal del elemento rígido-elástico de la columna

$A_{v.rigid}, I_{xv.rigid}, I_{yv.rigid}, J_{v.rigid}$  : propiedades de la sección transversal del elemento rígido-elástico de la viga o puntal

El diseño de la conexión se basa en la resistencia esperada de la diagonal,  $T_u$ . Además, se considera que la conexión es capaz de resistir el esfuerzo de compresión,  $C_u$ . Detalle de la placa de conexión es mostrada en la Figura 2-4b. La longitud de Withmore y el espesor del gusset de conexión se calcula según la siguiente expresión.

$$L_w = d_{HSS} + 2 d_{HSS} \tan 30^\circ \quad \text{Ec. 2-11}$$

$$t_g = \frac{T_u}{\phi L_w F_{yg}} \quad \text{Ec. 2-12}$$

Donde

- $d_{HSS}$  : altura de la sección transversal de la diagonal
- $t_g$  : espesor de la placa de conexión (gusset)
- $F_{yg}$  : tensión de fluencia de la placa de conexión (gusset)

Las propiedades de los resortes incluidos entre diagonales y elementos rígidos elásticos dependen de la geometría de la placa de conexión según Tremblay (2011). Al comprimirse la diagonal, se espera la formación de rótula plástica en la porción flexible de la placa de conexión, la que corresponde al doble del espesor del gusset. A continuación, se muestran las expresiones que permiten calcular las propiedades del resorte de flexión y de torsión.

$$M_{pg} = Z_g R_y F_{yg} \quad \text{Ec. 2-13}$$

$$Z_g = \frac{L_w t_g^2}{4} \quad \text{Ec. 2-14}$$

$$K_\theta = \frac{E I_{yg}}{2 t_g} \quad \text{Ec. 2-15}$$

$$I_{yg} = \frac{L_w t_g^3}{12} \quad \text{Ec. 2-16}$$

$$K_\gamma = \frac{G J_g}{2 t_g} \quad \text{Ec. 2-17}$$

$$J_g = \frac{L_w t_g^3}{3} \quad \text{Ec. 2-18}$$

Donde

- $Z_g$  : modulo plástico de la sección de la placa de conexión (gusset)
- $I_{yg}$  : momento de inercia de la placa de conexión (gusset)
- $J_g$  : constante de torsión de St. Venant de la placa de conexión (gusset)
- $K_\theta$  : rigidez de inicial de flexión de la placa de conexión (gusset) en torno a su eje débil
- $K_\gamma$  : rigidez elástica de torsión de la placa de conexión (gusset)
- $E, G$  : módulo de elasticidad y de corte del acero respectivamente.

En los grados de libertad distintos de la flexión fuera del plano (en el eje débil de la placa de conexión) y de torsión, se asigna resortes de rigidez elevada ya que la plastificación en el gusset se tiende a producir en plano débil de este.

La formulación usada por Wijesundra et al. (2014) a diferencia de la usada por Rodríguez (2020) y propuesta por Auger (2017), no supone rótula elástica entre el elemento rígido-elástico y la diagonal propiamente tal, sino que impone una rótula plástica de fibras la que puede presentar comportamiento plástico. Esta última presenta la ventaja de representar el fenómeno físico a partir del modelo y la ley esfuerzo-deformación del material e independizarse de asignar ciertos parámetros en base la experiencia, como es el caso de la rigidez a torsión y flexión fuera del plano del gusset.

El uso de elementos en base a fuerza tanto en diagonales como en placas de conexión se justifica en las ventajas que presenta esta formulación por sobre la formulación de desplazamientos, dentro las que se puede destacar las siguientes según Wijesundra et al. (2014): a) las funciones de interpolación son exactas en ausencia de efectos de segundo orden, b) es posible usar un único elemento para representar la distribución de curvatura eligiendo un apropiado número de puntos de integración, c) la formulación ha probado ser robusta y confiable, d) grandes desplazamientos (rotaciones) pueden ser incluidos a través de la formulación corrotacional, aunque se use teoría de pequeñas deformaciones para para el cálculo de tensiones y deformaciones inelásticas en los elementos.

Al usar elementos basados en fuerza la precisión en los resultados se puede mejorar aumentando el número de puntos de integración (preferible desde el punto de vista computacional) o bien aumentando el número de elementos, mientras que al usar elementos basados en desplazamiento la única forma de mejorar la precisión es incrementando el número de elementos, según indica Tersic (2011). En modelos con elementos en base a fuerza la convergencia es rápida al incrementar la cantidad de puntos de integración. Mientras que en modelos con elementos basados en desplazamientos altas derivadas convergen lentamente y la determinación precisa de la respuesta requiere de una división más fina de los elementos.

Wijesundra et al. (2014) desarrolla modelos tridimensionales para MAC similares a los descritos anteriormente, que reproducen con apropiada precisión la respuesta histerética experimental, tanto en configuraciones de arriostramientos en cruz como arriostramientos en V-invertida.

En estos modelos todos los elementos excepto los arriostramientos están restringidos a comportarse en el plano. Los arriostramientos en cruz son representados por 4 elementos viga-columna no lineales conectados rígidamente en el punto de cruce. Cada elemento posee una deformación inicial de amplitud máxima  $L/200$  en el centro de ellos, perpendicular al plano del marco (según resultados del mismo autor). Vigas y columnas también son modeladas usando elementos viga-columna no lineales. El modelo de material usado es Menegotto-Pinto.

Las vigas son modeladas articuladas en sus extremos al igual que las columnas en la base, mientras que, en los extremos de las diagonales se incluye la porción flexible del gusset de conexión a través de un elemento no lineal con discretización de fibra. El ancho del gusset es igual al ancho de Withmore y el espesor el dado por diseño. En los nudos viga-columna-diagonal se incluye elementos elásticos que representan la porción de la conexión como se ilustra en la Figura 2-5b.

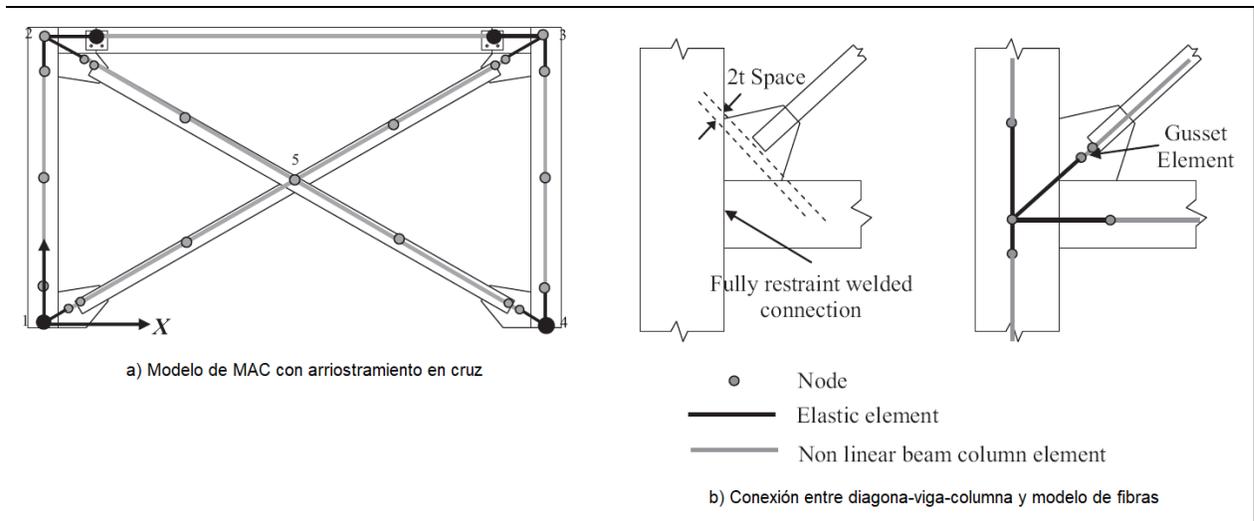


Figura 2-5: Modelo de MAC – Fuente: Wijseundra et al. (2014)

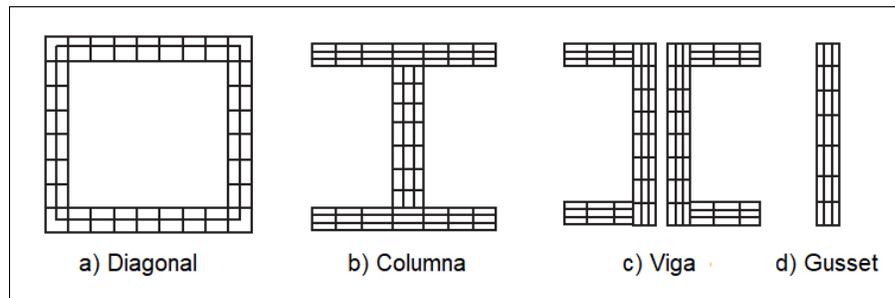


Figura 2-6: Discretización de fibra – Fuente: Wijseundra et al. (2014)

En esta investigación se desarrollan y calibran modelos en el software *SAP2000*, estos se basan principalmente en lo desarrollado por Rodríguez (2020) y Wijesundra et al (2014). Los modelos en *SAP 2000* pretenden emular los modelos desarrollados en *Opensees* y reproducir así el buen ajuste que estos últimos han mostrado tener con los datos experimentales.

Es importante destacar que los elementos no lineales disponibles en *SAP2000*, solo permiten una representación del pandeo de las diagonales a través de modelos fenomenológicos con elementos tipo *NLink*, como hicieron Urzúa (2015) y Zúñiga (2017) en sus investigaciones. En *SAP2000* los elementos uniaxiales (tipo *frame*) son lineal-elásticos y solo permiten incluir el comportamiento inelástico a través de rótulas plásticas. Así para emular un modelo de plasticidad distribuida como los desarrollados en *Opensees* por otros autores, se debe modelar los elementos considerando múltiples rótulas de fibras en su extensión.

A diferencia de Rodríguez (2020) en este trabajo la condición de diafragma es incluida, ya que la tipología estructural analizada es MAC y no marcos multi-panel.

Otra modificación que se introduce respecto Rodríguez (2020) y Auger (2017) tiene que ver en cómo es representada la porción flexible del gusset de conexión. Mientras que los citados autores usan elementos de longitud nula con propiedades elásticas, en este trabajo se opta por modelar la

porción flexible de la placa de conexión de la forma implementada por Wijesundra et al. (2014), por las razones explicadas en este subapartado.

## 2.3 Cambios en la normativa

La versión vigente de la norma NCh 2369 oficial del año 2003 (INN, 2003) ha sido sometida a revisión desde el año 2014 y actualmente la nueva versión se encuentra en proceso de corrección previo a su oficialización. El documento revisado contiene modificaciones a diversos capítulos, siendo de interés para este trabajo las modificaciones a las disposiciones sobre la demanda contenidas en el capítulo 4 y 5, y las correspondientes al diseño de estructuras de acero, particularmente las correspondientes a marcos arriostrados concéntricamente.

En este apartado revisaremos las modificaciones significativas para esta investigación, pasando por la demanda sísmica, deformaciones sísmicas, combinaciones de cargas, capacidades requeridas y de diseño, además de anclajes.

### 2.3.1. Demanda sísmica

#### **Categoría de ocupación y factor de importancia**

La versión en estudio de la norma NCh 2369 (INN, 2020), asocia el factor de importancia a cuatro categorías de ocupación a diferencia de la versión vigente (INN, 2003) donde se asocia a 3 categorías. Las categorías propuestas y los coeficientes de importancia se enumeran a continuación.

- Categoría de ocupación I,  $I = 0,8$ .
- Categoría de ocupación II,  $I = 1,0$ .
- Categoría de ocupación III,  $I = 1,2$ .
- Categoría de ocupación IV,  $I = 1,2$ .

#### **Combinaciones direccionales y acción sísmica vertical**

Dentro de las modificaciones propuestas se cuenta nuevas formas de combinar la acción sísmica horizontal y vertical (combinaciones direccionales). La versión vigente considera las siguientes combinaciones direccionales (forma en que se combinan las distintas direcciones en las cuales se presenta la acción sísmica), donde FC es el factor carga (1,1 para estructuras de acero) asociado a sismo (INN, 2013, art. 4.5).

- $\pm FC E_h \pm FC E_z$ , en combinaciones de carga que la carga permanente tiene asociado un factor de carga 1,2.
- $\pm FC E_h \pm 0,3 E_z$ , en combinaciones de carga que la carga permanente tiene asociado un factor de carga 0,9.

Mientras que en la nueva versión se propone usar las siguientes combinaciones direccionales, donde x e y corresponden a direcciones horizontales ortogonales y z la dirección vertical.

- $E_{xz} = + 1,0 E_x + 0,3 E_y + 0,6 E_z$

- $E_{yz} = + 0,3 E_x + 1,0 E_y + 0,6 E_z$
- $E_{zx} = + 0,6 E_x + 0,2 E_y + 1,0 E_z$
- $E_{zy} = + 0,2 E_x + 0,6 E_y + 1,0 E_z$

Las combinaciones direccionales en las combinaciones de carga son tratadas como el estado de carga sísmico, vale decir, son mayoradas por los factores de cargas de las distintas combinaciones de carga.

Como se puede apreciar en las combinaciones direccionales recién listadas, se establece el uso de carga sísmica vertical en todos los casos, mientras que en la versión vigente las aceleraciones sísmicas verticales se deben incluir en:

- Barras de suspensión de equipos colgantes y sus elementos soportantes,
- Vigas de acero en zona sísmica 3 cuando las cargas permanentes representan más del 75% de carga total,
- Fundaciones y elementos de anclaje y apoyo de estructuras y equipos,
- En cualquier estructura o elemento donde la variación de la acción sísmica vertical afecta significativamente el dimensionamiento.

El cambio en estas disposiciones es interesante de analizar ya que reconocen la importancia de las aceleraciones verticales en el diseño estructural de naves industriales, y también porque gran número de instalaciones industriales han sido diseñadas omitiendo las aceleraciones verticales.

En ambas versiones de la norma, se permite incluir el sismo vertical como una fuerza vertical estática dada por un coeficiente sísmico constante, el que es  $2A_o/3g$  para la versión vigente (INN, 2003) y  $1,18 S A_o/g$  en la nueva versión (INN, 2020).

Alternativamente a la fuerza sísmica vertical estático, ambas versiones permiten realizar un análisis dinámico vertical. La versión vigente usa el mismo espectro de diseño horizontal con  $R=3$  y  $\xi=3\%$ , mientras que las modificaciones propuestas consideran el espectro de la Ec. 2-19.

$$S_{av} = 1,18 S A_o I \left( \frac{T'}{1,7 T_v} \right) \left( \frac{0,05}{\xi} \right)^{0,4} \leq S_{v\_max} \quad \text{Ec. 2-19}$$

Donde,

$$S_{v\_max} = 1,18 S A_o I \quad \text{Ec. 2-20}$$

### **Acción sísmica horizontal**

Respecto de la carga sísmica horizontal el coeficiente sísmico y el espectro de respuestas en la versión propuesta corresponde al mismo de la versión vigente pero multiplicado por el factor S asociado al tipo de suelo (INN, 2020, Tabla 5.4). La meseta del espectro de respuesta o coeficiente sísmico máximo deja de estar definido por medio de un coeficiente máximo (ver Tabla 2-1) que depende de la zona sísmica, razón de amortiguamiento y factor de modificación de la respuesta, para ser definido por la siguiente expresión (ver Ec. 2-21).

Tabla 2-1 Coeficientes máximos

R	$C_{\text{máx.}}$		
	$\xi = 0,02$	$\xi = 0,03$	$\xi = 0,05$
1	0,79	0,68	0,55
2	0,60	0,49	0,42
3	0,40	0,34	0,28
4	0,32	0,27	0,22
5	0,26	0,23	0,18

NOTA - Los valores indicados son válidos para la zona sísmica 3. Para las zonas sísmicas 2 y 1, los valores de esta tabla se deben multiplicar por 0,75 y 0,50, respectivamente.

Nota: extraído de tabla 5.7 NCh 2369Of2003

$$C_{\text{max}} = \frac{2,75 A_o I}{(1 + R) g} \left( \frac{0,05}{\xi} \right)^{0,4} \quad \text{Ec. 2-21}$$

Por último, cabe mencionar que la versión propuesta (INN, 2020) se adopta la clasificación de suelos de la norma NCh 433 INN. (2012).

### 2.3.2. Deformaciones debidas a sismo

Conforme a las modificaciones propuestas, las deformaciones sísmicas deben ser evaluadas haciendo uso de la Ec. 2-22 y del espectro de respuesta elástico de referencia definido en la Ec. 2-23 o bien por medio de análisis tiempo historia. Los espectros elásticos de referencias se definen al 5% de amortiguamiento intrínseco, pero de ser requerido un amortiguamiento menor es posible modificarlo por  $(0,05 / \xi)^{0,4}$ .

$$d = d_o + d_d \quad \text{Ec. 2-22}$$

$$S_{aH} = 1,4 S A_o I \left( \frac{1 + 4,5 \left( \frac{T_H}{T_o} \right)^p}{1 + \left( \frac{T_H}{T_o} \right)^{0,3}} \right) \quad \text{Ec. 2-23}$$

$$S_{aV} = S A_o I \left( \frac{1 + 4,5 \left( 1,7 \frac{T_H}{T_o} \right)^p}{1 + \left( \frac{1,7 T_H}{T_o} \right)^{0,3}} \right) \quad \text{Ec. 2-24}$$

Donde:

- d: deformación sísmica
- d<sub>o</sub>: deformación debida a carga de servicio no sísmicas
- d<sub>d</sub>: deformación calculada haciendo uso del espectro de respuesta elástico.

La diferencia entre las modificaciones propuestas y la versión vigente de la norma se encuentra en el término  $d_d$  de la Ec. 2-22, que se determina como la deformación calculada con solicitaciones sísmicas reducidas por el factor de modificación de la respuesta, amplificada por el factor  $R_1$  según la versión vigente de la norma NCh 2369 (INN,2003) (factor de modificación de la respuesta amplificado por la razón entre corte basal y corte mínimo, siempre que esta sea mayor que 1,0).

### 2.3.3. Combinaciones de carga

En la nueva versión propuesta de la norma NCh 2369 (INN, 2020) las combinaciones de sísmicas dejan de estar definidas en el mismo documento y se deben utilizar las combinaciones establecidas en la norma NCh 3171(INN, 2010).

### 2.3.4. Capacidad requerida

En la determinación de la capacidad requerida de los elementos se incluye un factor de sobrerresistencia  $0,7 R_1 \geq 2,0$  en las columnas, el que pretende garantizar los arriostramientos destinados a otorgar ductilidad a la estructura y comportarse inelásticamente permitiendo liberación de energía cumplan su cometido, manteniéndose las columnas en el rango de comportamiento elástico de modo tal que no se comprometa la estabilidad global de la estructura.

Adicionalmente se incluyen exigencias para las vigas que forman parte marcos arriostrados en V y V invertida, así como para los puntales que forman parte de sistemas de arriostramientos en X. En ambos casos se exige que la capacidad requerida de puntales o vigas se determine por el equilibrio entre la capacidad esperada de la diagonal traccionada y la capacidad residual de la diagonal comprimida.

La Figura 2-7 ilustra lo mencionado en el párrafo anterior, en ella T designa la capacidad esperada en tracción de los arriostramientos o diagonales y C designa la capacidad de residual en compresión.

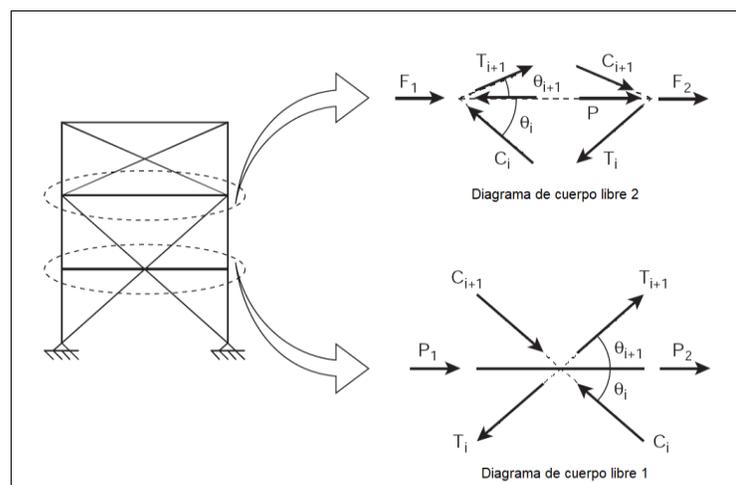


Figura 2-7: Diagrama de cuerpo libre para el cálculo de esfuerzos en vigas o puntales

Fuente: Adaptado de *Ductile Design of Steel Structures*(p. 550) por M. Bruneau, C. Uang, R. Sabelli, 2011, McGrawHill

La resistencia requerida de una conexión en la versión propuesta (INN, 2020) se debe determinar amplificando el estado de carga sísmico por  $0.7 R_1 \geq 2,0$ , sin embargo, la capacidad requerida de la conexión no necesita ser mayor a la capacidad esperada del elemento a conectar (ver Tabla 2-2), ni mayor que la máxima carga que el sistema puede transferir a la conexión. Adicionalmente la capacidad requerida no debe ser menor que la mitad de la capacidad esperada el elemento.

En el caso de las columnas, la capacidad de un empalme debe ser mayor o igual a la menor capacidad esperada de los elementos a conectar.

### 2.3.5. Capacidad de diseño

El diseño de elementos en la versión vigente de la norma NCh 2369 (INN, 2003) se basa en la especificación Load and Resistance Factor Design 1999 o alternativamente la especificación Allowable Stress Design and Plastic Design, 1989, siendo estas referencias una disposición transitoria, razón por la cual los diseños conforme a la versión vigente en este trabajo son conducidos usando la especificación AISC 360 2005 (AISC,2005b). Esto último se realiza ya que las disposiciones del año 2005 son esencialmente las mismas de las especificaciones del año 1999, para el método de factores de carga y resistencia. La versión propuesta (INN, 2020) se apoya en la norma chilena NCh 427 – Parte 1 (NCh,2017) y se complementa con la especificación ANSI/AISC 341 (AISC, 2005a).

Mientras que en la versión oficial de la norma NCh 2369 el diseño de conexiones se efectúa para un porcentaje de la capacidad de un elemento o bien en base a la capacidad de diseño de este (empalmes de columnas se evalúa para la cargas sísmica amplificada por 2), en las modificaciones propuestas se hacen relevantes los conceptos de *capacidad esperada* y *capacidad residual*, las que se definen en la Tabla 2-2.

Tabla 2-2 Capacidades esperadas para método LFRD

<b>Capacidad esperada</b>	<b>Expresión</b>	
Tracción	$T_{ye} = R_y F_y A_g$	Ec. 2-25
Compresión	$P_{ne} = 1,14 F_{cre} A_g$	Ec. 2-26
Residual en compresión	$P_{ner} = 0,3 P_{ne}$	Ec. 2-27
Flexural	$M_{pe} = R_y F_y Z$	Ec. 2-28
Flexural reducida	$M_{pe} = M_{pe} \left( 1 - \frac{ P }{T_{ye}} \right)$	Ec. 2-29
Tensión de fluencia esperada	$F_{ye} = R_y F_y$	Ec. 2-30

Donde:

- A<sub>g</sub>: Área bruta de la sección transversal del elemento.
- Z: Módulo plástico de la sección transversal del elemento.
- R<sub>y</sub>: Razón entre tensión esperada y tensión nominal del material.
- F<sub>y</sub>: Tensión de fluencia nominal.
- F<sub>cre</sub>: Tensión crítica calculada usando la tensión de fluencia esperada.
- P: Máxima carga axial obtenidas de las combinaciones de carga.

Cuando el diseño es realizado por el método de factores de carga y resistencia (LRFD) aplican las expresiones definidas en la Tabla 2-2, y cuando efectúa usando el método de tensiones admisibles (ASD) las expresiones anteriores deben ser divididas por 1,5.

En el caso de las puntales y diagonales sísmicas a diferencia de la versión oficial de la norma donde se exige que la conexión se diseñe al 100% de la capacidad en tracción del elemento, en la versión propuesta la conexión se debe diseñar para resistir la capacidad esperada en tracción y en compresión del elemento. Sin embargo, se permite que la resistencia requerida de la conexión no sea mayor a aquella determinada amplificando por  $0.7 R_1 \geq 2,0$ , los estados de carga sísmicos en las combinaciones de carga o que la máxima carga que el sistema puede transmitir.

Adicionalmente se exige a la conexión que sea diseñada para soportar el momento flexural o rotación generada por el pandeo del elemento, para lo que se debe satisfacer alguna de las siguientes disposiciones:

- La conexión debe ser diseñada para resistir la capacidad flexural del elemento (flexión en la dirección de pandeo de la diagonal).
- La geometría del gusset de conexión debe definirse de forma tal que sea capaz de resistir y acomodar los giros plásticos derivados del pandeo de la diagonal sin presentar fallas (rotación en la dirección de pandeo de la diagonal).

Otra modificación relativa a la capacidad de los elementos dice relación con la eliminación de la limitación del esfuerzo sísmico en diagonales comprimidas al 80% de su capacidad.

### 2.3.6. Anclajes

La norma NCh 2369 tanto en su versión vigente como propuesta se exige que los pernos de anclaje se detallan considerando silla de anclaje con el vástago expuesto para permitir su inspección y reparación. La versión vigente permite exceptuar de dicha exigencia a aquellos anclajes donde la capacidad requerida es determinada amplificando los estados de cargas sísmicos por  $0,5 R > 1,5$  en las combinaciones sísmicas, en tanto que en la versión propuesta permite exceptuar de la exigencia si la capacidad requerida es determinada amplificando los estados de cargas sísmicos por  $0,7 R_1 > 2,0$ .

### 2.3.7. Otras modificaciones

Tanto la versión vigente como la versión propuesta de la norma NCh 2369, permiten que en marcos con diagonales en X el punto de cruce se considere fijo en la dirección perpendicular al plano de las diagonales para los efectos de determinar la longitud de pandeo de la pieza comprimida, cuando la otra diagonal esté traccionada.

En la versión vigente no se hace distinción de aquellos casos en que: la diagonal traccionada presenta baja o nula tracción o bien cuando ambas diagonales están comprimidas, situaciones que generalmente se presentan cuando las estructuras soportan altos niveles de cargas gravitacionales. Las modificaciones propuestas reconocen que en estos casos las diagonales pueden pandear en su longitud total, no permitiéndose la reducción de la longitud de pandeo fuera del plano de las diagonales.

## 2.4 Metodología

En este apartado se describe la metodología usada para evaluar el efecto de los cambios en los requerimientos de la norma NCh2369 descritos en el apartado anterior, ocupándose principalmente de la metodología usada para evaluar el desempeño de las estructuras descritas en el capítulo 1.

Como se describe más adelante, la evaluación de desempeño requiere el desarrollo de modelos no lineales cuya elaboración se basa en trabajos previos, los que han sido revisados en el apartado 2.2.

### 2.4.1. Descripción general

En este trabajo se estudia, como las modificaciones de las disposiciones de la norma NCh2369 (INN, 2020) afectan el dimensionamiento y desempeño de estructuras industriales de marco arriostrado. A diferencia de un estudio anterior (Zuñiga, 2017) donde se evalúa el efecto algunas de las modificaciones relativas a diseño de marcos arriostrados, en esta investigación se incorporan las modificaciones de las disposiciones de la demanda sísmica y diseño de marcos concéntricamente arriostrados.

Los cambios o nuevas disposiciones que se analizan en este trabajo son descritas en el apartado 2.3.

Para lograr establecer el efecto de las modificaciones de la norma sobre el dimensionamiento de los elementos estructurales, se desarrollan modelos lineales haciendo uso del software *SAP2000* (CSI, 2011) de las seis estructuras descritas en el Capítulo 1. Los diseños se realizan tanto para versión oficial (INN, 2003), diseño original, como para su versión propuesta (INN, 2020), diseño nuevo.

Una vez efectuado el diseño de las estructuras bajo ambas versiones de la norma NCh2369 se obtienen y comparan los siguientes resultados.

- Peso de la estructura y particularmente de los elementos sismorresistentes (marcos arriostrados).
- Solicitaciones en elementos que forman parte de la estructura sismorresistente (marcos arriostrados).
- Deformaciones sísmicas.
- Fuerzas de diseño de las conexiones de arriostramientos verticales y puntales.
- Fuerzas de diseño de los anclajes.

Con los resultados anteriores se evalúa el efecto de las modificaciones en el dimensionamiento.

En la Figura 2-8 se muestra un esquema que resume el proceso del desarrollo de los modelos lineales y determinación de resultados.

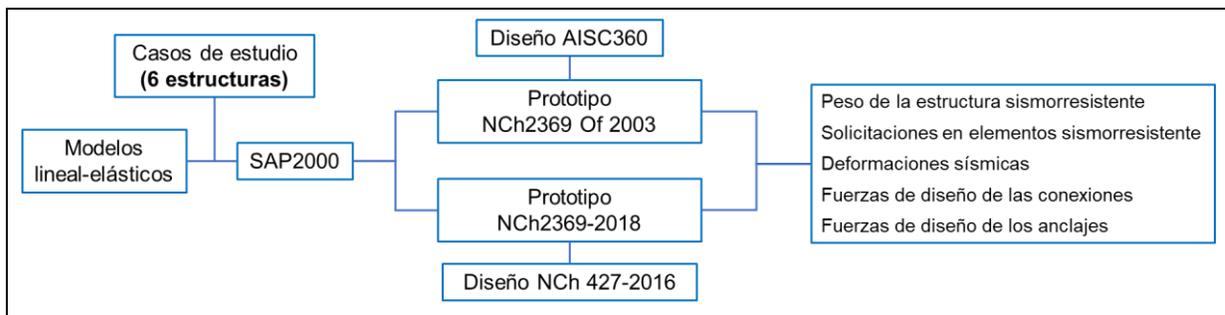


Figura 2-8: Proceso para el dimensionamiento de las estructuras

Para evaluar el efecto de las modificaciones en las disposiciones de la norma sobre el desempeño de las estructuras, se desarrollarán modelos no lineales considerando elementos no lineales en columnas, vigas y arriostramientos que forman parte del sistema sismorresistente (marcos arriostrados), discretizando las secciones transversales según modelos de rótulas de fibras para incorporar la no linealidad del material y considerando imperfecciones iniciales que para inducir el pandeo flexural de los arriostramientos. También se incluye la no linealidad del anclaje estructura-fundación.

Los modelos no lineales desarrollados en la plataforma *SAP2000* son sometidos a análisis no lineal estático “Push Over” usando la metodología FEMA P695 (2009) para determinar los siguientes parámetros de desempeño sísmico:

- Sobrerresistencia del sistema ( $\Omega_0$ )
- Ductilidad basada en el periodo ( $\mu$ )
- Factor de reducción basado en la ductilidad ( $R_\mu$ )

El desarrollo de los modelos no lineales requiere en términos generales información de los materiales, estados y combinaciones de carga, criterios de diseño y datos experimentales.

Previo al desarrollo de los modelos no lineales de las estructuras se debe calibrar los modelos no lineales representativos para cada sistema sismorresistente, a fin de obtener una noción cuantitativa de la capacidad predictiva del modelo y su incertidumbre asociada.

Los modelos incluyen la no linealidad del material y del comportamiento de los elementos sismorresistentes, a través de la incorporación del comportamiento no lineal de los arriostramientos (diagonales sísmicas), del comportamiento no lineal de vigas y puntales incluyendo rótulas plásticas en estos y no linealidad en los pernos de anclaje, además de considerar la no linealidad

geométrica a través grandes deformaciones. Detalles de los modelos desarrollados y de la calibración de ellos se encuentra disponible en el Capítulo 3.

El desarrollo de los modelos de este trabajo se basa en estudios precedentes donde se han calibrado modelos no lineales. Una revisión de estos estudios se encuentra disponible en el apartado 2.2.

Si bien la metodología FEMA P695 no impone requisitos mínimos sobre los antecedentes utilizados, si premia una menor incertidumbre en esta información. Así, un margen de seguridad menor se asocia directamente a información con menor incertidumbre.

Una vez calibrado los modelos no lineales, se implementa el análisis estático no lineal (pushover) en los modelos de las distintas estructuras en estudio. Este análisis se realiza para cargas gravitacionales factorizadas y una distribución lateral de fuerzas en proporción a la forma modal fundamental de la estructura. A partir de las curvas de capacidad (curvas pushover) obtenidas de los análisis se determina los parámetros que permiten caracterizar el desempeño de las estructuras. En la Figura 2-9 se muestra un esquema que resume el proceso del desarrollo de los modelos no lineales y determinación parámetros de desempeño.

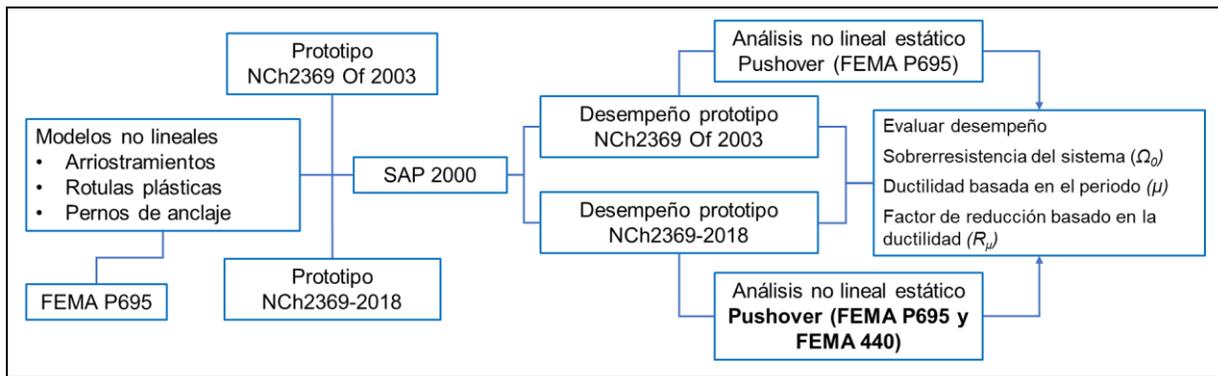


Figura 2-9: Proceso para la estimación de factores de desempeño

Finalmente se evalúa los efectos de las modificaciones introducidas a la norma, tanto para demanda como para diseño, validándolas y/o criticándolas.

Como ya se mencionó FEMA P695 (2009) define la metodología para evaluar el desempeño de las estructuras, cuyas etapas se enumeran en la Figura 2-10 y desarrollan en entre los subapartados 2.4.2 y 2.4.5.

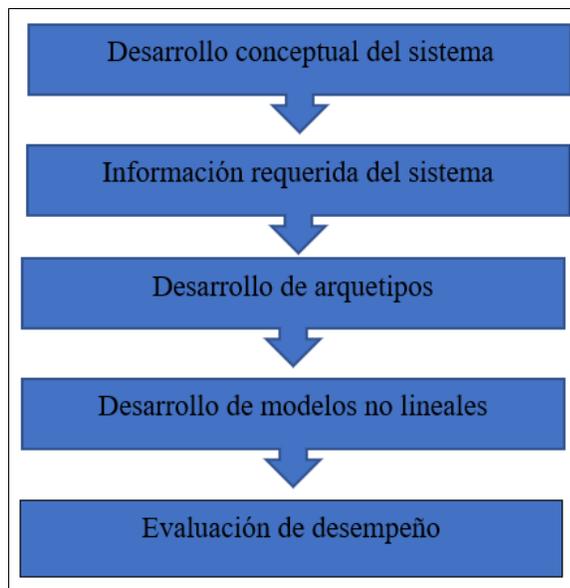


Figura 2-10: metodología de evaluación de desempeño

#### 2.4.2. Desarrollo conceptual del sistema

La norma de diseño sísmico de estructuras industriales NCh2369 tiene como objetivos de desempeño la protección de la vida y la minimización del tiempo de paralización en la operación de la industria producto de un sismo severo.

Estos objetivos son logrados a partir de estructuras rígidas, robustas y redundantes, típicamente dotadas de arriostramientos concéntricos y anclaje dúctil a la fundación. Habiendo mostrado estas características un buen comportamiento en los últimos terremotos severos ocurridos en Chile.

Aunque la norma NCh2369 requiere regularidad en planta y elevación a sus estructuras para satisfacer sus objetivos de desempeño (protección de la vida), no establece restricciones claras que permitan satisfacer estos requerimientos. Sin embargo, es común en la práctica chilena tratar de proveer estructuras simples y regulares, capaces de transmitir rápidamente las cargas desde la estructura a la fundación, aunque en el ámbito industrial no siempre es sencillo o posible satisfacer esta regularidad.

Una de las vías que ha permitido a la norma NCh2369 desarrollar estructuras que exhiben buen desempeño es limitar la distribución de fuerzas en los elementos resistentes, evitando que los arriostramientos trabajen sólo en tracción, además de establecer restricciones geométricas, como la compacidad local y esbeltez global de los elementos estructurales.

A pesar del buen desempeño observado, uno de los puntos débiles de la norma NCh2369 es la falta de respaldo teórico de algunas de sus disposiciones, pues la norma fue confeccionada reflejando el estado del arte del diseño sísmico en Chile. De este modo, aún no se identifican de forma clara los parámetros relevantes en el correcto desempeño de las estructuras diseñadas bajo dicha norma.

De este modo las modificaciones propuestas tienen la finalidad de mejorar el desempeño exhibido, asegurando que la no linealidad y eventual falla se manifieste en los arriostramientos antes que, en las columnas, pues la falla de estas compromete la estabilidad de la estructura.

## 2.4.3. Información requerida del sistema

### 2.4.3.1. Materiales

Para el modelamiento de las estructuras, se utilizará acero ASTM A36 para perfiles, planchas, barras y pernos de anclaje. Este material es ampliamente usado en la práctica nacional y cumplen los requisitos dispuestos en la sección 8.2 de la norma NCh2369, tanto en la versión oficial como en la que ha sido propuesta por el comité de norma.

### 2.4.3.2. Estados de carga

Los estados de carga para el diseño de las estructuras son consistentes con las disposiciones de la norma Diseño Estructural - Cargas Permanentes y Cargas de Uso, NCh1537.Of2009 (INN, 2009).

- Carga permanente (D): Corresponde al peso propio de la estructura y de cualquier otro elemento que esté permanentemente en ella, como lo son parrillas de piso, barandas, escaleras, tuberías, equipos, etc.
- Carga de uso (L, Lr): Corresponden sobrecarga de operación, mantención y techo, las que son variables en el tiempo que actúan en la estructura.
- Carga sísmica (E): Corresponde al efecto inercial inducido en la estructura por el movimiento del suelo.
- Otras cargas (H, S, W, Cvs, Ci, Css): También se considera cargas como presiones de materiales almacenados (H) en la estructura 4 (soporte de silo), nieve (S), viento (W), cargas de levante (Cvs) e impactos vertical y lateral (Ci, Css) debidos a operación de grúas.

En este trabajo la demanda sísmica horizontal se determina mediante el método modal espectral debido a la irregularidad geométrica y de masa de las estructuras. El espectro de diseño a utilizar en diseños bajo la versión vigente de norma NCh2369 (INN,2003) es el dado por la ecuación (5-5) de dicho documento y mostrada en la Ec. 2-31. Para diseños bajo la versión revisada de la norma NCh2369 (INN, 2020) se usa el espectro definido en el numeral 2.3.1 de este documento.

$$S_a = \frac{2,75 A_0 I}{R} \left( \frac{T'}{T} \right) \left( \frac{0,05}{\xi} \right)^{0,4} \leq I C_{max} g \quad \text{Ec. 2-31}$$

donde:

I = Factor de importancia (INN, 2003, Art. 4.3.2)

C<sub>max</sub> = Coeficiente sísmico máximo (INN, 2003, Tabla 5.7)

A<sub>0</sub> = Aceleración efectiva máxima, 0:30g para Zona Sísmica 2 (INN, 2003, Tabla 5.2)

R = Factor de reducción de la respuesta (INN, 2003, Tabla 5.6)

T'; n = Parámetros del suelo considerado (INN, 2003, Tabla 5.4)

T = Periodo de vibración del suelo considerado en segundos

ξ = Razón de amortiguamiento (INN, 2003b, Tabla 5.5)

g = aceleración de gravedad

La Tabla 2-3 resume los parámetros que permiten caracterizar el espectro de diseño y en la Figura 2-11 se compara los espectros de diseño horizontales para las dos versiones de la norma NCh2369.

Tabla 2-3: Parámetros sísmicos

Parámetro	Estructura					
	I	II	III	IV	V	VI
Zona sísmica	2	2	2	1	2	3
Aceleración efectiva máxima	0,30	0,30	0,30	0,20	0,30	0,40
Coefficiente sísmico máximo, $C_{max}^{(1)}$	0,26/var	0,26/var	0,26/var	0,17/var	0,26 /var	0,20/var
Tipo de suelo <sup>(2)</sup>	II - B	III - D	II - B	II - B	II - B	II-B
Factor de importancia, I	1,0	1,2	1,2	1,2	1,2	1,0
Razón de amortiguamiento, $\xi$ [%]	3	3	3	3	3	2
Facto de reducción, R	3	3	3	3	3	4

(1) Los valores numéricos corresponden a los coeficientes máximos según NCh2369 (INN, 2003). Var, indica que el coeficiente máximo es variable en la versión propuesta de la norma NCh2369 (INN, 2020).

(2) El tipo de suelo presenta clasificación numérica haciendo referencia a la versión vigente de la norma NCh2369 (INN, 2003) y literal cuando se refiere a la versión propuesta (INN, 2020)

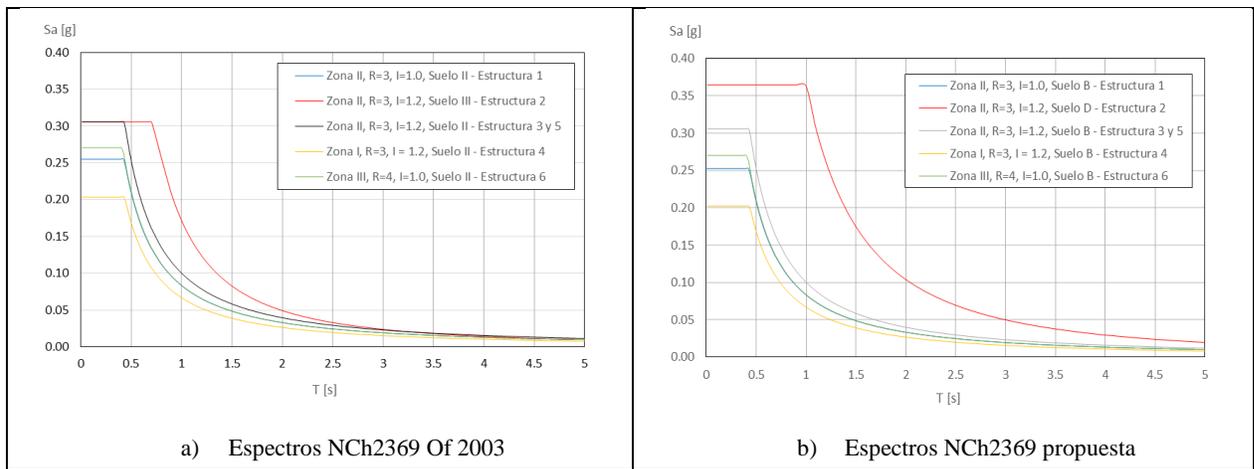


Figura 2-11: Espectro de diseño para las estructuras

El corte basal, no debe ser menor que  $Q_{min}$ , dado por la siguiente expresión.

$$Q_{min} = 0,25 I \frac{S A_0}{g} P \quad \text{Ec. 2-32}$$

donde:

$S$  = Parámetros del suelo considerado (INN, 2020, tabla 5.4).  $S = 1$  para NCh2369Of 2003 (INN, 2003)

$P$  = Peso sísmico de la estructura (INN, 2003, Tabla 5.7)

Para diseños bajo la versión vigente de la norma NCh2369 la acción sísmica vertical es determinada según la Ec. 2-33 y solo es considerado para la verificación de los anclajes. Para diseños según la propuesta de modificación a la norma, la acción sísmica vertical se determina según lo expuesto en 2.3.1 de este documento.

$$F_v = \pm \frac{2 A_0}{3 g} P \quad \text{Ec. 2-33}$$

Para la determinación de la masa sísmica se considera las cargas permanentes y las sobrecargas de operación, las que pueden ser reducidas multiplicándolas por los siguientes coeficientes.

**NCh2369Of 2003 (INN,2003)**

Techos, plataformas y pasarelas tanto de operación como mantención: 0.00

**NCh2369 versión revisada (INN,2020)**

Zonas de acopio con baja rotación: 0.50

Zonas de uso normal, plataformas de operación: 0.25

Pasarelas de mantención y techos: 0.00

En diseños según la versión propuesta por el comité de norma (INN, 2020), la masa sísmica debe ser consistente con el coeficiente de la sobrecarga considerada en la combinación de cargas. Así en las combinaciones de carga se adopta el factor de reducción de la sobrecarga como factor de carga. En la siguiente tabla se resume los coeficientes de reducción de carga adoptados.

*Tabla 2-4: Coeficientes de reducción de sobrecargas*

Estructura	Tipo de sobrecarga	Reducción de sobrecargas	
		INN, 2003	INN, 2020
1	Operación	0.00	0.25
2	Operación	0.00	0.25
3	Mantención	0.00	0.00
4	Mantención	0.00	0.00
5	Mantención	0.25 <sup>(1)</sup>	0.25 <sup>(1)</sup>
6	Mantención	0.00	0.00

(1) Se adopta este valor pues corresponde al valor definido por el proyecto al cual pertenece la estructura 5.

No obstante, las consideraciones de diseño anteriores, en los modelos no lineales la masa sísmica se determina según lo indicado en el subapartado 2.4.5 de este documento.

2.4.3.3. Combinaciones de carga

Las combinaciones de cargas no sísmicas a considerar corresponden a las detalladas en la sección 9 de la norma NCh3171Of2010 (INN, 2010), mediante el método de factores de carga y resistencia LRFD, mientras que para las combinaciones sísmicas prevalece lo dispuesto en la sección 4.5 de la norma NCh2369, tanto en la versión vigente como propuesta.

Para diseños bajo los requerimientos de la versión vigente las combinaciones son las descritas en la misma norma y listadas a continuación.

**Combinaciones ASD**

$$D + L \pm E_x$$

$$D + L \pm E_y$$

$$D + L \pm E_x \pm E_z$$

$$D + L \pm E_y \pm E_z$$

**Combinaciones LRFD**

$$1.2 D + L \pm 1.1 E_x \pm 1.1 E_z$$

$$1.2 D + L \pm 1.1 E_y \pm 1.1 E_z$$

$$0.9 D \pm 1.1 E_x \pm 0.3 E_z$$

$$0.9 D \pm 1.1 E_y \pm 0.3 E_z$$

Para diseños según la versión propuesta por el comité de norma (INN, 2020), las combinaciones de sísmicas corresponden a las detalladas en la sección 9 de la norma NCh3171Of2010 (INN, 2010)

reemplazando el estado de carga sísmico por las combinaciones direccionales de la propuesta de modificación (INN, 2020, art. 4.5.2).

#### Combinaciones ASD

$$\begin{aligned} D + L \pm E_{xz} \\ D + L \pm E_{yz} \\ D + L \pm E_{zx} \\ D + L \pm E_{zy} \end{aligned}$$

#### Combinaciones LRFD

$$\begin{aligned} 1.2 D + L + 0.2 S \pm 1.4 E_{xz} \\ 1.2 D + L + 0.2 S \pm 1.4 E_{yz} \\ 1.2 D + L + 0.2 S \pm 1.4 E_{zx} \\ 1.2 D + L + 0.2 S \pm 1.4 E_{zy} \\ 0.9 D + L \pm 1.4 E_{xz} \\ 0.9 D + L \pm 1.4 E_{yz} \\ 0.9 D + L \pm 1.4 E_{zx} \\ 0.9 D + L \pm 1.4 E_{zy} \end{aligned}$$

Donde,

$$\begin{aligned} E_{xz} &= + 1,0 E_x + 0,3 E_y + 0,6 E_z \\ E_{yz} &= + 0,3 E_x + 1,0 E_y + 0,6 E_z \\ E_{zx} &= + 0,6 E_x + 0,2 E_y + 1,0 E_z \\ E_{zy} &= + 0,2 E_x + 0,6 E_y + 1,0 E_z \end{aligned}$$

Además de las combinaciones anteriores se incluyen las siguientes, que denominaremos “combinaciones de sobre resistencia”, donde el estado de carga sísmico es amplificado por  $0.7R_1 \geq 2.0$  (factor de modificación de la respuesta amplificado por la razón entre corte basal y corte mínimo, el que se define matemáticamente en la Ec. 2-34 ). Estas combinaciones son usadas para evaluar la resistencia axial requerida de las columnas y resistencia requerida de las conexiones de diagonales y puntales que forman parte de marcos sismorresistentes.

$$R_1 = \begin{cases} 0.5R, & \frac{Q_0}{Q_{min}} < 0.5 \\ \frac{Q_0}{Q_{min}} R, & 0.5 \leq \frac{Q_0}{Q_{min}} \leq 1 \\ R, & 1 < \frac{Q_0}{Q_{min}} \end{cases} \quad \text{Ec. 2-34}$$

Donde:

$Q_0$  = Corte basal según análisis.

$Q_{min}$  = Corte basal mínimo.

R = Factor de modificación de la respuesta.

#### 2.4.3.4. Criterios de diseño

El dimensionamiento de las estructuras de acero es realizado según las disposiciones de la norma NCh2369, tanto en su versión oficial del año 2003 como en la que incluye las modificaciones propuestas. La determinación de la capacidad resistente de los elementos que componen cada estructura es realizada de acuerdo con las especificaciones del estándar AISC360-05 (AISC, 2005a) cuando el diseño es efectuado bajo las disposiciones de la versión oficial de la norma NCh2369 (INN, 2003).

Aunque la versión oficial de la norma NCh2369 establece que debe utilizarse las normas “Load and Resistance Factor Specifications for Structural Steel Buildings”, 1999, o “Structural Steel Buildings, Allowable Stress Design”, 1989, de AISC, se prefiere el uso del estándar AISC360- 05

pues corresponde a una actualización de dichas normas, que no modifica las disposiciones de las versiones previas significativamente.

Por su parte, la versión que incluye las modificaciones señala que el dimensionamiento debe efectuarse con las disposiciones de la norma NCh 427 parte I (INN,2017). Alternativamente se usa el estándar ANSI/AISC 360-10 (AISC, 2010) ya que la norma NCh 427 se basa en este estándar.

Respecto al dimensionamiento de miembros de estructuras industriales de acero, las principales diferencias en los criterios de diseño entre la norma oficial y la versión propuesta son los descritos en los subapartados 2.3.4 a 2.3.7 de este documento.

El análisis de la deriva de pisos en la versión oficial se realiza con las deformaciones registradas para las sollicitaciones sísmicas reducidas por R, deformaciones que se amplifican por el factor  $R_1$ , mientras que en la versión propuesta se realiza usando las deformaciones medidas para un espectro de referencia elástico. Las diferencias entre ambas versiones son descritas en el subapartado 2.3.2 de este documento.

En ambas versiones el límite a las deformaciones sísmicas está dado por  $0.015h$ , donde h corresponde a la altura del piso (INN, 2003, Art. 6.3).

#### 2.4.3.5. Calidad de los criterios de diseño

De acuerdo con el Apéndice F de la Metodología (FEMAP695, 2009, Sección F.4.3), la calidad de los criterios de diseño, para estructuras que cumplen los requerimientos de materiales y detallamientos del estándar ASCE/SEI 7-05 (ASCE, 2005), es catalogada como Superior.

Dado que el desempeño exhibido por estructuras diseñadas bajo la normativa chilena ha sido satisfactorio y que las disposiciones de la norma NCh2369 y el estándar ASCE/SEI 7-05 son similares, se asigna la calidad Superior (A) a los criterios de diseño.

De acuerdo con la metodología FEMAP695, la incertidumbre asociada a la calidad de los criterios de diseño es igual a  $\beta_{DR} = 0:10$  (FEMAP695, 2009, Tabla 3-1).

#### 2.4.3.6. Datos experimentales

La calibración de modelos no lineales de arriostramientos se obtiene a partir de los resultados experimentales de Black et al. (1980) y Guerrero (2017), en los cuales se aplican historias de desplazamiento en forma cuasi estática a arriostramientos individuales.

La calibración de modelos de marcos arriostrados se desarrolla con resultados de Archambault et al. (2003) y Ching-Yi TSAI et al. (2010) e Imanpour et al. (2016).

#### 2.4.3.7. Calidad de los datos experimentales

Los datos experimentales obtenidos de los ensayos de arriostramientos individuales de sección tubular cuadrada poseen sección y esbelteces similares a las presentes las estructuras a analizar en esta investigación, excepto la estructura 2 donde se las secciones transversales son mayores a las ensayadas. Por tanto, las secciones mayores podrían presentar un comportamiento diferente al exhibido por las secciones ensayadas.

Una situación similar se observa en los datos de ensayos de arriostramientos con sección transversal XL, donde las secciones ensayadas poseen dimensiones y esbelteces locales menores a las dispuestas por diseño.

Aunque las disposiciones de diseño están orientadas a prevenir la formación de rótulas plásticas en vigas de marcos arriostrados tipo chevron, la formación de rótulas plásticas en vigas se aborda incorporando rótulas de fibra en las vigas a cada lado del gusset central que recibe los arriostramientos. Se adopta este criterio pues se ha observado que las rótulas se forman a cada lado del gusset. Este tipo de comportamiento es evaluado solo en modelos de marco arriostrado.

Los datos usados para calibrar modelos de marcos arriostrados completos corresponden a tipologías similares a las usadas en la práctica chilena, una de ellas incluye cargas gravitacionales sobre vigas y columnas y las otras dos no la incluyen.

Las historias de desplazamiento cíclico incremental utilizadas en las calibraciones de los ensayos podrían no ser representativas de la demanda sísmica real, por lo que la capacidad predictiva de los modelos calibrados podría verse reducida en este trabajo.

Considerando lo anterior, la calidad de los datos experimentales a utilizar en este trabajo es considerada Buena (B). De acuerdo con la FEMAP695, la incertidumbre asociada a la calidad de los datos experimentales es igual a  $\beta_{TD} = 0:20$  (FEMAP695, 2009, Tabla 3-2).

#### 2.4.3.8. Arquetipos

Este trabajo comprende el análisis de seis estructuras específicas del rubro minero y no a simplificaciones de los sistemas sismorresistentes utilizados en ellas, por lo que no es necesario elaborar un espacio de diseño de arquetipos. De este modo, la evaluación del desempeño sólo se limitará a dichas estructuras.

#### 2.4.4. Desarrollo de modelos no lineales

Para el desarrollo de este trabajo se utilizan modelos no lineales tridimensionales que concentran el comportamiento no lineal en arriostramientos verticales, columnas y pernos de anclaje, además de rótulas plásticas en vigas de marcos arriostrados tipo chevron. La posible incursión en el rango inelástico aquellos elementos distintos de los citados se evalúan por medio de modos de falla no simulados.

Aspectos particulares del desarrollo de los modelos y calidad de estos son descritos en el Capítulo 3.

#### 2.4.5. Análisis no lineal estático (Pushover)

La determinación de los parámetros de desempeño requiere el desarrollo de análisis no lineales del tipo estático (pushover) y dinámico (tiempo-historia), de los que en este trabajo se llevan a cabo los primeros, según la metodología descrita en **FEMAP695 (2009)** y **FEMA 440 (2005)**.

Los análisis no lineales estáticos permiten obtener información estadística sobre la sobrerresistencia del sistema  $W$ , la ductilidad  $\mu_T$  y sobre el factor de reducción de la respuesta  $R$ .

En un análisis pushover las cargas gravitacionales y masas sísmicas deben ser representativas de la estructura representada. De acuerdo con esto, la ecuación 6-1 de la metodología FEMAP695 (2009) establece una combinación de carga para la realización de los análisis no lineales, mostrada en la Ec. 2-35:

$$1,05 D + 0,25 L \quad \text{Ec. 2-35}$$

Donde

- D corresponde al peso propio de la estructura, además del peso de los equipos y contenido de éstos
- L representa la sobrecarga de la estructura

Los análisis no lineales estáticos se realizan en dos etapas. Primero, se aplican lentamente las cargas gravitacionales de acuerdo con la combinación de carga dada por la Ec. 2-24, luego se aplican lentamente cargas laterales crecientes en el tiempo en cada nivel de la estructura, controlando la deformación de techo ( $\delta_u$ ) de ésta.

Para aplicar lentamente las cargas ellas son definidas como análisis tiempo-historia con integración directa, considerando amortiguamiento proporcional. La integración directa es usada ya que este enfoque permite incluir no linealidad a través de rótulas de fibra (CSI, 2011).

Dado que al usar integración directa el número de grados de libertad es mayor que el número de modos considerados, pueden existir formas de desplazamiento subamortiguadas o sin amortiguar, asociadas a altas frecuencias. Para evitar el subamortiguamiento de altas frecuencias (modos superiores) se provee de una pequeña cantidad de amortiguamiento proporcional en el caso de carga definido como análisis no lineal estático (CSI, 2011). Por ejemplo, se el modo fundamental posee frecuencia  $f$  se asigna a dicho modo 0.3% y al modo de frecuencia  $10f$  se asigna 3%.

Al estudiar estructuras en tres dimensiones, es necesario realizar análisis no lineales estáticos en cada una de las direcciones principales de la estructura modelada. En estos casos, los valores de sobrerresistencia y desplazamiento de techo  $\delta_u$  corresponden al promedio de los obtenidos por los análisis en cada dirección.

La distribución de la carga lateral sobre cada nivel corresponde a la dada en FEMAP695 y es proporcional a la forma modal fundamental y a la masa de dicho nivel, como se expone en la Ec. 2-36.

$$F_i \propto m_i \phi_{1,i} \quad \text{Ec. 2-36}$$

Donde

- $m_i$  representa la masa en el nivel  $i$
- $\phi_{1,i}$  corresponde al valor de la forma modal fundamental en el nivel  $i$ .

Como resultado del análisis no lineal estático se obtiene una curva de corte basal versus deformación o deriva de techo (curva pushover), en la que se grafica el corte basal en función del desplazamiento de techo o deriva de techo, como se expone en la Figura 2-12. En la figura  $V_{max}$  corresponde al corte basal máximo, mientras  $\delta_u$  se refiere al desplazamiento de techo cuando el corte basal se degrada un 20% (es decir,  $0,8V_{max}$ ) o se gatilla un modo de falla no simulado (MFNS).

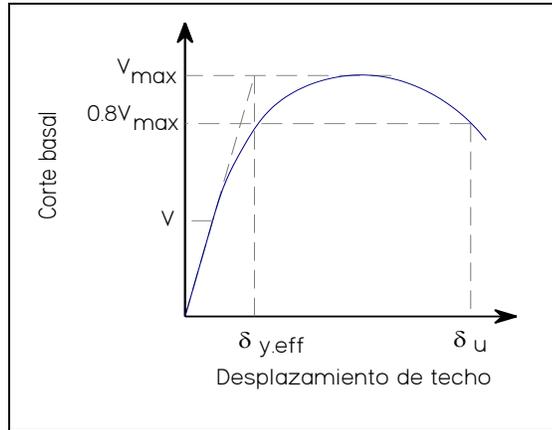


Figura 2-12: Curva pushover idealizada

La sobrerresistencia  $\Omega$  se define como la razón entre el corte basal máximo  $V_{max}$  y el corte basal de diseño  $V$ .

$$\Omega = \frac{V_{max}}{V} \quad \text{Ec. 2-37}$$

La ductilidad para una estructura de periodo  $T$ ,  $\mu_T$ , se define como la razón entre el desplazamiento de techo ultimo  $\delta_u$  y el desplazamiento de fluencia efectivo  $\delta_{y,eff}$ .

$$\mu_T = \frac{\delta_u}{\delta_{y,eff}} \quad \text{Ec. 2-38}$$

$$\delta_{y,eff} = C_0 \frac{V_{max}}{W} \left[ \frac{g}{4\pi^2} \right] T^2 \quad \text{Ec. 2-39}$$

Donde,  $W$  representa el peso de la estructura y el coeficiente  $C_0$  se basa en la ecuacion C3-4 de ASCE/SEI 41-06 (ASCE, 2006), en la que  $i$  representa el nivel del piso, el que puede variar entre 1 y  $N$ , con  $N$  numero de niveles de la estructura.  $\phi_{1,r}$  corresponde a la forma modal fundamental a nivel de techo.

$$C_0 = \phi_{1,r} \frac{\sum_{i=1}^N m_i \phi_{1,i}}{\sum_{i=1}^N m_i \phi_{1,i}^2} \quad \text{Ec. 2-40}$$

Con los resultados de los análisis pushover es posible obtener una aproximación del factor de reducción de la respuesta  $R$ , a partir de lo indicado en el estándar “Structural Response Modification Factors”, ATC-19 (ATC, 1995).

$$R = \Omega R_\mu \quad \text{Ec. 2-41}$$

El Factor de Ductilidad  $R_\mu$  representa la reducción de fuerza sísmica que presenta un sistema con sobrerresistencia unitaria y se determina según lo establecido por Newmark y Hall (1982) y depende del periodo predominante del suelo  $T_p$  y del periodo fundamental de la estructura  $T$ .

$$R_\mu = \begin{cases} 1 & \text{si } T < T_p \\ \sqrt{2\mu - 1} & \text{si } T > T_p \\ \mu & \text{si } T \gg T_p \end{cases} \quad \text{Ec. 2-42}$$

Alternativamente a lo propuesto en FEMAP695 (2009), en este trabajo se determina la ductilidad según el método de espectro de capacidad descrito en ATC40 con las mejoras de este definidas en FEMA440 (2005).

El método de espectro de capacidad requiere de contar con la demanda sísmica dada por el espectro de respuesta elástico y la curva de capacidad (o pushover), las que deben ser graficadas en términos aceleración espectral versus desplazamiento espectral. Espectros graficados en este formato son conocidos como aceleración-desplazamiento espectro de respuesta (ADRS).

Cada punto de un espectro de respuesta tiene asociada una única aceleración espectral,  $S_a$ , velocidad espectral,  $S_v$ , desplazamiento espectral,  $S_d$  y periodo,  $T$ . Para convertir un espectro de respuesta desde el formato estándar  $S_a$  vs  $T$  definido en las especificaciones de diseño (NCh2369 Of 2003 y versión propuesta) al formato ADRS, es necesario determinar el valor  $S_d$  para cada punto de la curva a través de la Ec. 2-43 como se muestra en la Figura 2-13.

$$S_d = \frac{T^2}{4\pi^2} S_a g \quad \text{Ec. 2-43}$$

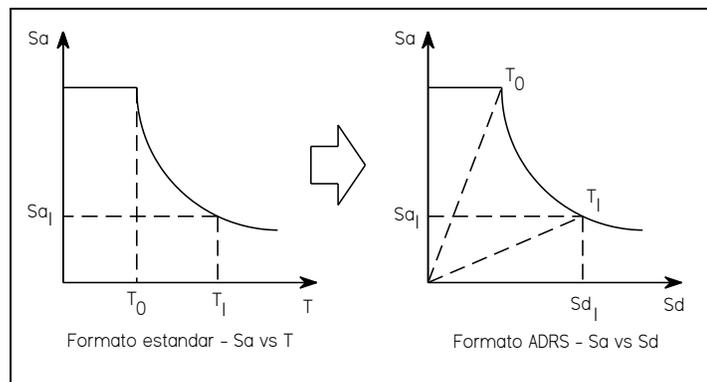


Figura 2-13: Espectro de respuesta – Formatos

Para desarrollar el espectro de capacidad a partir de la curva de capacidad (curva pushover) es necesario realizar una conversión punto a punto a las coordenadas espectrales del primer modo. A cada punto  $(V_i, D_{ri})$  de la curva de capacidad corresponde un punto  $(S_{di}, S_{ai})$  sobre el espectro de capacidad, la que se determina con las Ec. 2-44 y Ec. 2-45.

$$S_{ai} = \frac{V_i/W}{\alpha_1} \quad \text{Ec. 2-44}$$

$$S_{ai} = \frac{\Delta_{ri}}{PF_1 \phi_{1,r}}$$

Ec. 2-45

Donde  $a_i$  y  $PF_1$  son el coeficiente de masa modal y factor de participación modal del modo fundamental de la estructura y  $\phi_{1,r}$  es la forma modal fundamental a nivel de techo.

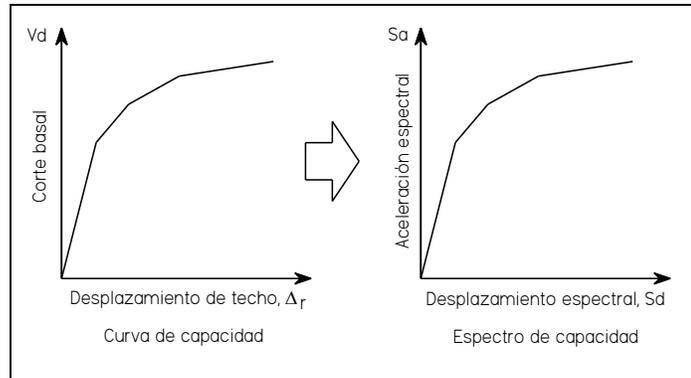


Figura 2-14: Curva y Espectro de Capacidad

El método de espectro de capacidad superpone el espectro de capacidad con la demanda sísmica expresada como espectro de respuesta en formato ADRS, para a través de un proceso iterativo obtener el llamado punto de desempeño ( $d_p, a_p$ ), el que depende del periodo y amortiguamiento inicial de la estructura,  $T_0$  y  $\beta_0$  respectivamente y de la demanda de ductilidad  $\mu$ .

La Figura 2-15 muestra un esquema conceptual que ilustra el método de espectro de capacidad, donde el espectro de respuesta elástico es usado para determinar el espectro de diseño y para determinar el espectro de respuesta reducido por el amortiguamiento efectivo del sistema  $\beta_{eff}$  en formato ADRS. La curva de capacidad obtenida de un análisis pushover permite obtener el espectro de capacidad, el que es graficado simultáneamente al espectro de respuesta reducido en formato ADRS. El punto de intersección de las dos curvas anteriores corresponde al punto de desempeño, el que esencialmente depende de la ductilidad del sistema.

El capítulo 6 de FEMA 440 provee de tres procedimientos iterativos para determinar el punto de desempeño. En ellos se realiza un proceso de linealización equivalente donde se procura estimar el desplazamiento máximo del sistema (estructura) no lineal a través de un sistema lineal "equivalente" de un grado de libertad, usando el período efectivo,  $T_{eff}$ , y el amortiguamiento efectivo,  $\beta_{eff}$  (ver la Figura 2-16).

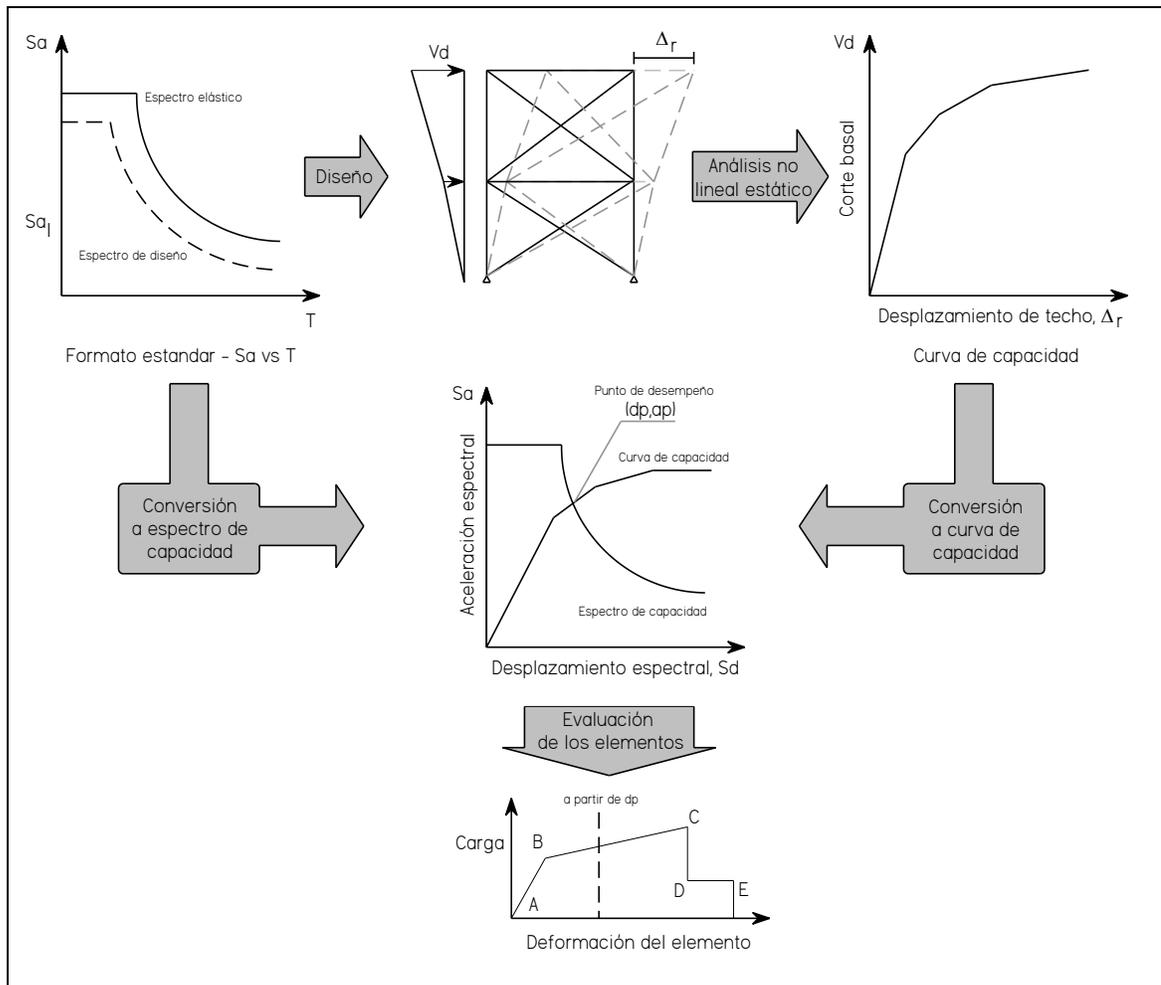


Figura 2-15: Flujo esquemático del método de espectro de capacidad

El procedimiento A descrito en ATC-40 y FEMA440, convierte el espectro de respuesta elástico en un espectro reducido por el amortiguamiento efectivo en formato ADRS (ver Ec. 2-46 y Ec. 2-47), el que intersectado con el espectro de capacidad determina en el punto de desempeño (ver la Figura 2-16). Los parámetros lineales efectivos son funciones de las características de la curva de capacidad, el período y amortiguamiento iniciales y la demanda de ductilidad,  $\mu$ , como se especifica en las siguientes expresiones (Ec. 2-46 a Ec. 2-53).

$$(S_a)_{eff} = \frac{(S_a)_0}{B(\beta_{eff})} \quad \text{Ec. 2-46}$$

$$B(\beta_{eff}) = \frac{4}{5.6 - \ln(\beta_{eff})} \quad \text{Ec. 2-47}$$

Para  $1.0 < \mu \leq 4.0$

$$\beta_{eff} = 4.9 (\mu - 1)^2 - 1.1 (\mu - 1)^3 + \beta_0 \quad \text{Ec. 2-48}$$

$$T_{eff} = [0.20 \mu (\mu - 1)^2 - 0.038 (\mu - 1)^3 + 1] T_0 \quad \text{Ec. 2-49}$$

Para  $4.0 \leq \mu \leq 6.5$

$$\beta_{eff} = 14.0 - 0.32 (\mu - 1) + \beta_0 \quad \text{Ec. 2-50}$$

$$T_{eff} = [0.28 + 0.13 (\mu - 1) + 1] T_0 \quad \text{Ec. 2-51}$$

Para  $\mu < 6.5$

$$\beta_{eff} = 19 \left[ \frac{0.64 (\mu - 1) - 1}{0.64 (\mu - 1)^2} \right] - \left( \frac{T_{eff}}{T_0} \right)^3 + \beta_0 \quad \text{Ec. 2-52}$$

$$T_{eff} = \left\{ 0.89 \left[ \frac{(\mu - 1)}{1 + 0.05 (\mu - 2)} - 1 \right] + 1 \right\} T_0 \quad \text{Ec. 2-53}$$

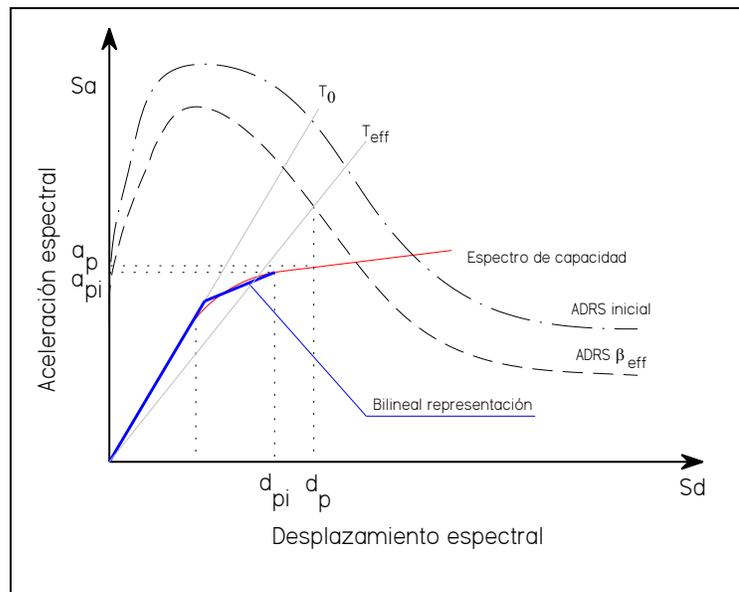


Figura 2-16: Intersección de espectro de capacidad con ADRS (Procedimiento A)

El procedimiento B modifica la demanda sísmica efectiva en formato ADRS (espectro de respuesta reducido por amortiguamiento efectivo, Ec. 2-46) con el factor M, según la Ec. 2-54, para producir la curva MADRS. La intersección entre la curva MADRS y el espectro de capacidad define el punto de desempeño (ver Figura 2-17).

$$a_{max} = M a_{eff} \quad \text{Ec. 2-54}$$

$$M = \left( \frac{T_{eff}}{T_{sec}} \right)^2 = \left( \frac{T_{eff}}{T_0} \right)^2 \left( \frac{T_0}{T_{sec}} \right)^2 \quad \text{Ec. 2-55}$$

$$\left( \frac{T_0}{T_{sec}} \right)^2 = \frac{1 + \alpha (\mu - 1)}{\mu} \quad \text{Ec. 2-56}$$

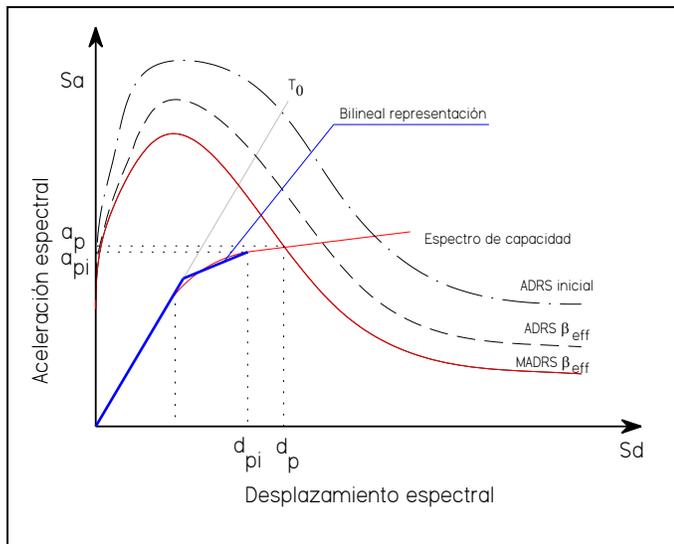


Figura 2-17: Intersección de espectro de capacidad con MADRS (Procedimiento B)

Una vez determinado el punto de desempeño, la respuesta global y de los elementos puede ser evaluado comparando los objetivos de desempeño de la estructura.

Cabe destacar que los procedimientos iterativos pueden no ser muy fiables en sistema con alta ductilidad (10 a 12).

### 3 ESTRUCTURACIÓN Y MODELACIÓN

#### 3.1 Introducción

Para evaluar el desempeño sísmico de las estructuras descritas en primer capítulo, se elaboran modelos numéricos calibrados con resultados experimentales y/o de estudios anteriores.

En este capítulo se presenta la descripción de los modelos y sus calibraciones utilizando el software *SAP2000*. Se comienza describiendo el modelo de material de acero para carga monótona. Luego se sigue con los modelos de diagonales sometidas a cargas cíclicas, siguiendo las consideraciones del modelo de Uriz et. al (2008) y Wijesundra et al (2014), calibrando los modelos con ensayos expuestos en el trabajo de Black et. al (1980) para secciones cuadradas y el trabajo Guerrero (2017) para secciones angulares.

Posteriormente se detalla los modelos de MAC que son elaborados siguiendo los desarrollos de Wijeseundra (2014), Auguer (2017) y Rodríguez (2020). Las calibraciones son realizadas con resultados de Archambault et al. (2003) y Ching-Yi TSAI et al. (2010) y Imanpour et al. (2016c).

Finalmente se presenta el modelo no lineal del anclaje entre estructura y fundación basado en Urzúa (2015), el que será incorporado a los modelos de MAC que se desarrollan para cada una de las seis estructuras investigadas en este trabajo.

De este modo los modelos no lineales tridimensionales de las seis estructuras concentran el comportamiento no lineal en los arriostramientos verticales, rótulas plásticas en vigas que forman parte de sistemas de arriostrados en V y V invertida, columnas y pernos de anclaje. La posible incursión en el rango inelástico de otros elementos, el pandeo local o la fractura en columnas se evalúa por medio de modos de falla no simulados.

#### 3.2 Calibración del material

Dado que las no linealidades del material serán incluidas por medio de rótulas de fibras se hace necesario definir la curva envolvente de carga deformación del material (backbone), así el modelo del material de acero seleccionado corresponde al modelo de Giuffrè-Menegotto-Pinto uniaxial (ver Ec. 3-1) o simplemente Menegotto-Pinto, debido a que permite simular el efecto Bauschinger y el comportamiento de endurecimiento cinemático e isotrópico. (Imanpour et al., 2016c). Este material puede utilizarse para carga monótona y cíclica.

$$\frac{\sigma}{\sigma_0} = b \left( \frac{\varepsilon}{\varepsilon_0} \right) + d = b \left( \frac{\varepsilon}{\varepsilon_0} \right) + \frac{(1-b)\frac{\varepsilon}{\varepsilon_0}}{\left(1 + \frac{\varepsilon}{\varepsilon_0}\right)^{1/n}} \quad \text{Ec. 3-1}$$

Tabla 3-1: Parámetros de modelo de material

Diagonal	E [MPa]	F <sub>y</sub> [MPa]	R <sub>y</sub> [ - ]	F <sub>u</sub> [MPa]	R <sub>y</sub> [ - ]	Elongación [%]	s <sub>0</sub> [ MPa ]	e <sub>0</sub> [ - ]	b [ - ]	n [ - ]
A501	200000	345	1.4	440	1.3	15	339	0.0030	0.00610	10
A270ES	223127	316	1.17	421	1.03	15	316	0.0016	0.00355	10

### 3.3 Modelo no lineal de las diagonales

#### 3.3.1 Descripción del modelo

El modelo utilizado para representar el pandeo de las diagonales de acero es el usado por Rodríguez (2020), con modificaciones conforme a lo desarrollado por Wijesundra et al. (2014). El modelo corresponde a un elemento uniaxial tipo *frame* subdividido en 8 tramos iguales donde la plasticidad es incluida por medio de rótulas de fibras en los cuartos del elemento.

La rótula de fibra considera la interacción de la fuerza axial y el momento a flexión a lo largo de la diagonal a través de la integración del modelo uniaxial e histerético del material de acero a lo largo de la sección del elemento. Las rotulas de fibras suponen que las secciones planas permanecen planas después de presentar deformaciones y que la forma de la sección se mantiene (Uriz et al., 2008).

Cada rótula de fibra queda definida a partir la discretización de la sección transversal en un número finito de fibras. En este trabajo la discretización de la sección transversal adoptada es similar a la usada por Rodríguez (2020) y consiste en 6 fibras a lo largo de las paredes de cada lado y 5 fibras en el espesor de la pared en perfiles tubulares cuadrados o cajón. En el caso de las diagonales XL las alas se dividen en 5 fibras a largo de ellas y 2 en su espesor. En la Figura 3-1 y Figura 3-2 se muestra las divisiones recién descritas.

Adicionalmente a las discretizaciones mencionadas en el párrafo anterior se ensayaron otras configuraciones de fibras, pero es la ya descrita aquella que logro reproducir mejor manera la respuesta de la diagonal cuando es comparada con las respuestas experimentales.

La definición de los elementos considera el modelo de material uniaxial de Menegotto-Pinto descrito en el apartado anterior para simular el efecto Bauschinger y comportamiento de endurecimiento cinemático.

La subdivisión se realiza para inducir el pandeo de la diagonal a través de la imposición de una imperfección geométrica inicial de forma sinusoidal en su posición inicial, siendo la amplitud máxima de imperfección  $L/1000$  en la mitad de la luz del elemento para diagonales cuadradas y  $L/200$  para diagonales XL, como se ilustra en la Figura 3-1 y Figura 3-2 respectivamente.

La condición en los extremos de las diagonales es articulado-articulado.

Por último, del modelo cabe mencionar que conforme a Wijesundra et al. (2014) es posible considerar la restricción extrema de la diagonal incluyendo los gussets de conexión usando elementos viga-columna no lineales con longitud del doble del espesor del gusset y con la sección discretizada en fibras. Dado que la formulación de viga-columna no lineal no está disponible en *SAP2000*, se propone incluir los gussets de conexión como elementos tipo *frame* con rótulas de fibras en el centro de este, de modo tal que se pueda captar la interacción momento flector – esfuerzo axial que se tiene presente en el gusset debido al cambio de esfuerzo axial en la diagonal.

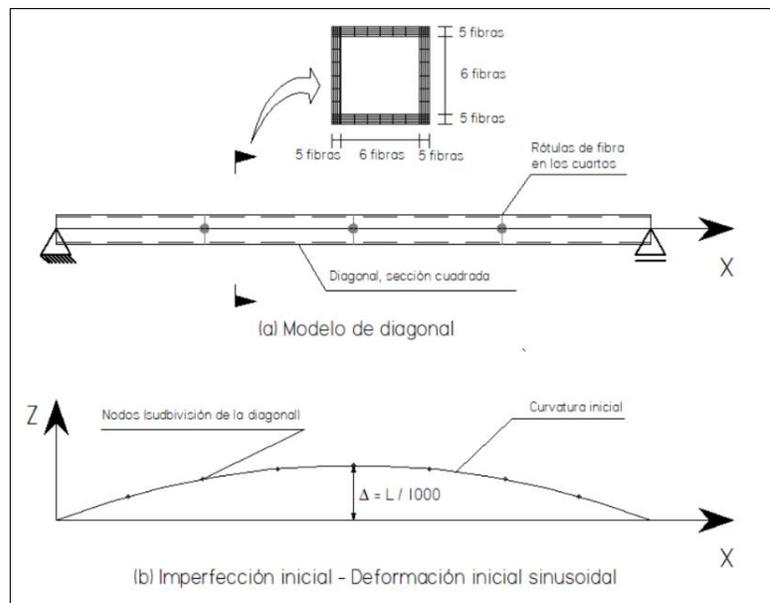


Figura 3-1: Esquema de modelo de la diagonal cuadrada

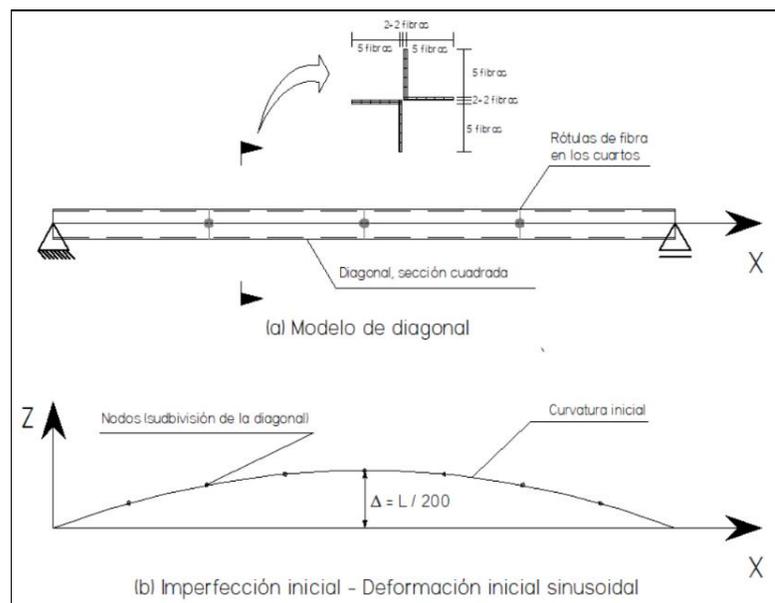


Figura 3-2: Esquema de modelo de la diagonal XL

La formulación propuesta para incluir el gusset de la diagonal, es una alternativa a la forma en que Rodríguez (2020) incluye el comportamiento del gusset de conexión, cual es la misma propuesta por Auger (2017). La formulación usada por Rodríguez (2020) requiere el uso de ciertos parámetros para calibrar las rigideces del gusset los cuales no están disponibles, de este modo la inclusión del gusset a través de un elemento tipo *frame* permite superar la ausencia de dichos parámetros y como se verá en los subapartados siguientes permite reproducir apropiadamente la respuesta de diagonales y marcos arriostrados concéntricos.

### 3.3.2 Calibración del modelo

Los parámetros que definen el modelo de pandeo de las diagonales cuales fueron descritos en el subapartado anterior y son calibrados para dos tipos de secciones tubular cuadrada y XL. Para los perfiles cuadrados se emplean los resultados de la investigación de Black et al. (1980), mientras que los perfiles XL se utiliza los resultados Guerrero (2017).

En los subapartados siguientes se muestra los resultados de los modelos calibrados y se discute las razones para adoptar ciertos parámetros.

#### 3.3.2.1 Calibración de diagonales cuadradas

De la investigación de Black et al. (1980) se ha considerado las secciones tubulares de 4x4 in con espesor 1/4 in. Las secciones fabricadas de acero A501 fueron sometidas al protocolo de carga cuasi estático mostrado en la Figura 3-3. Los perfiles ensayados poseen una esbeltez de  $KL/r = 80$  y una longitud de 3.05 m y una condición apoyo articulado-articulado. La disposición experimental se muestra en la Figura 3-4.

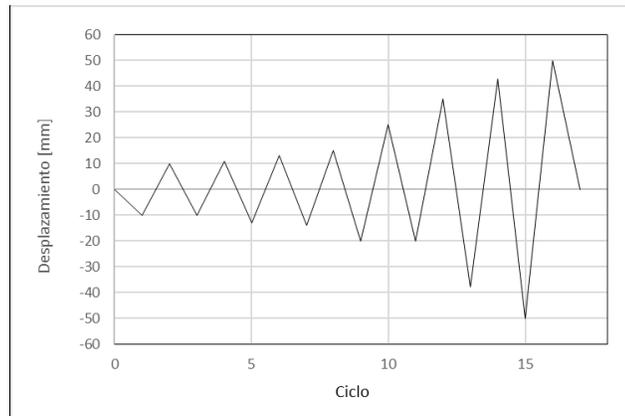


Figura 3-3: Protocolo de carga – Fuente: Black et al. (1980)

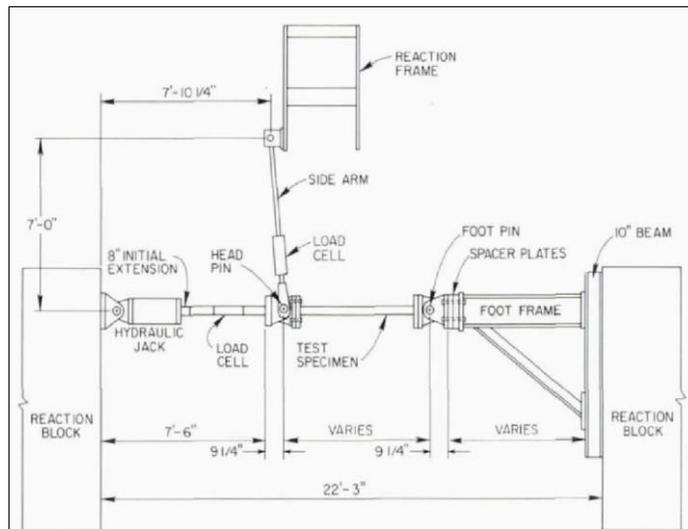


Figura 3-4: Esquema de ensayo a tracción – Fuente: Black et al. (1980)

La Figura 3-5 muestra la respuesta de la diagonal ante carga cíclica para el modelo de pandeo versus la respuesta experimental registrada por Black et al. (1980). Como se puede observar, el modelo propuesto en este trabajo logra reproducir razonablemente el comportamiento experimental del espécimen ensayado, sobreestimando la capacidad de pandeo y del desplazamiento máximo a compresión post pandeo en un 10%.

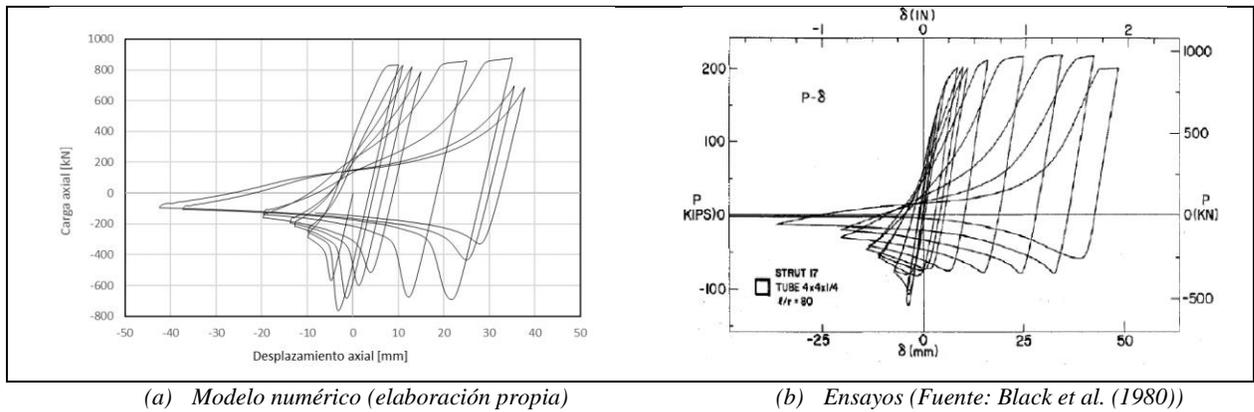


Figura 3-5: Respuesta histerética de la diagonal

Como ya se mencionó el modelo de pandeo de la diagonal considera la formulación de material de Menegotto-Pinto con endurecimiento cinemático, ya que es aquel que permite ajustar mejor la respuesta histerética del modelo de la diagonal. A modo de ejemplo la Figura 3-6(a) compara la respuesta al usar el modelo de material de Menegotto-Pinto versus usar la curva carga deformación registrada por Black et al. (1980) en ensayos de tracción del material. Por otro lado, la Figura 3-6 (b) permite apreciar que usar endurecimiento isotrópico aleja la respuesta histerética del modelo de la diagonal de los resultados experimentales.

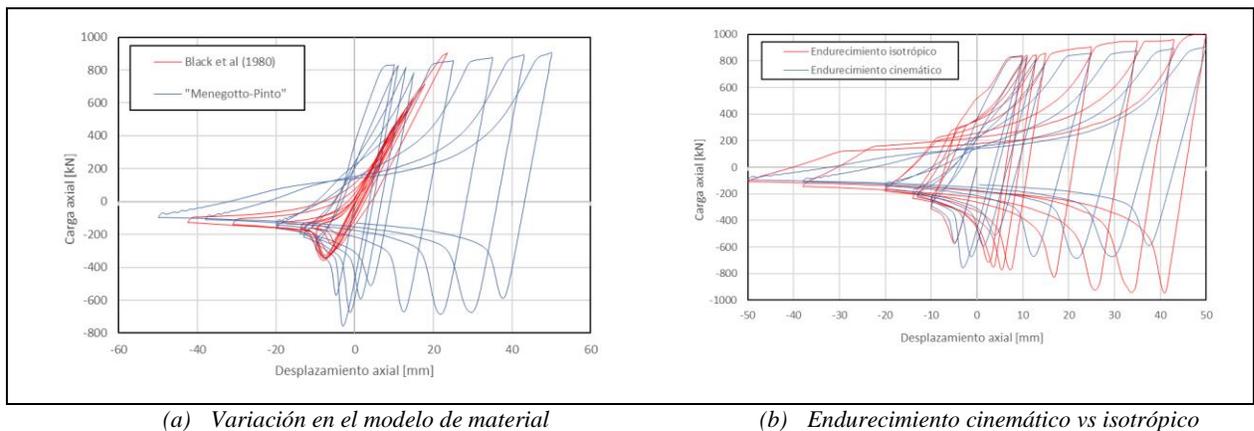


Figura 3-6: Variaciones en el material

Cabe mencionar que el número de rótulas que se ha decidido incluir en el modelo de la diagonal corresponde a aquel para el cual la respuesta histerética y monotónica se aproximan mejor a la respuesta experimental. Como se observa en la Figura 3-7(a) incluir solo una rótula de fibra en el centro, genera que la envolvente de cargas máximas en tracción se sobreestime respecto de los otros modelos y de los resultados experimentales. Por otro lado, si bien incluir siete rótulas en los

octavos permite un mejor ajuste de la respuesta del modelo en tracción, dado que el costo de computacional en modelos complejos es elevado se decide el uso de tres rótulas en los cuartos.

Si bien en el modelo de calibración se ha impuesto una imperfección inicial de amplitud máxima  $L/1000$ , es importante notar que, tal como evidencia Wijesundra et al. (2014), la amplitud de la imperfección inicial no llega a ser del todo relevante cuando se pretende reproducir la respuesta histerética (ver subapartado 2.2.2). La Figura 3-7 (b) permite apreciar la baja variación en la respuesta de la diagonal sometida al protocolo de carga cíclica cuando se impone amplitudes de imperfección máxima de  $L/200$ ,  $L/500$ ,  $L/1000$ .

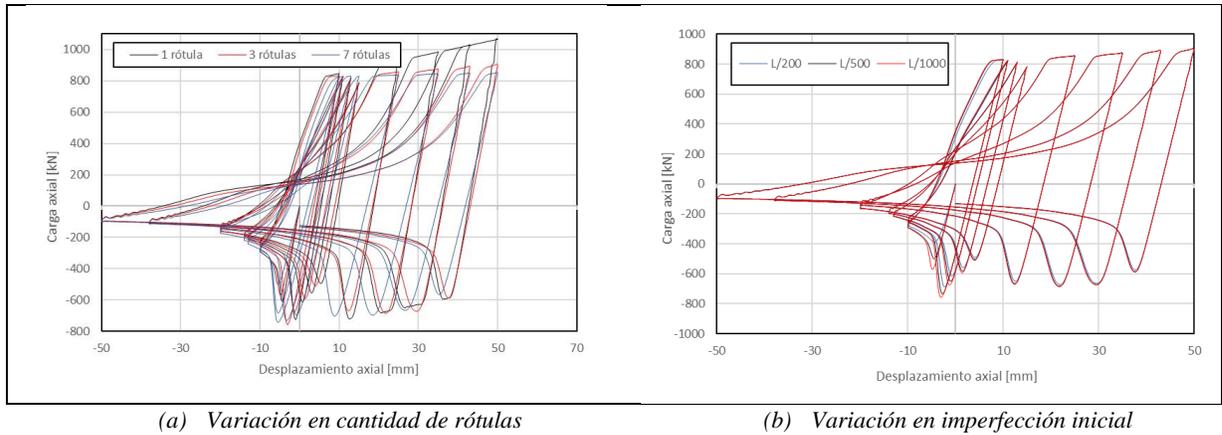


Figura 3-7: Variación en cantidad de rótulas e imperfección inicial

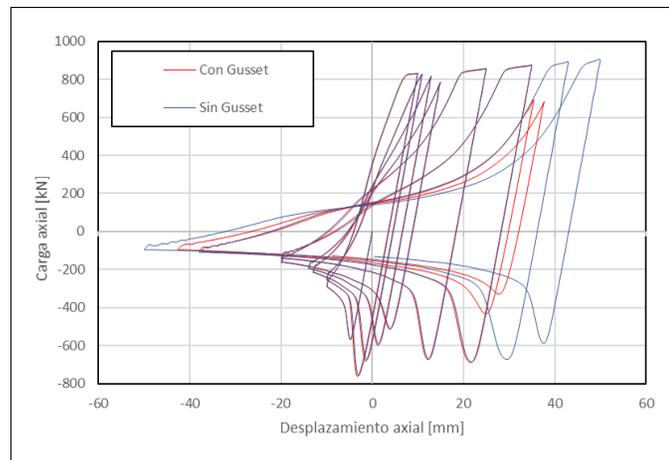


Figura 3-8: Variación en la condición de borde

Por último, en la Figura 3-8 se compara la respuesta histerética de la diagonal cuando se incluye el gusset de conexión extremo respecto de cuando éste no es incluido. Como se puede apreciar la respuesta es esencialmente la misma, excepto para los últimos ciclos de carga tracción donde el modelo con gusset subestima la respuesta. También se observa que el modelo con gusset alcanza una deformación máxima post pandeo más cercana a la observada experimentalmente.

Teniendo en cuenta lo anterior y lo discutido en 2.2.2, es que se decide incluir el gusset de conexión con rótula de fibras en los modelos de marcos arriostrados.

### 3.3.2.2 Calibración de diagonales XL

El estudio de Guerrero (2017) se avocó a perfiles XL100x4, variando la longitud en tres valores. Los perfiles XL100x4 se forman por dos perfiles L unidos por planchas intermedias de 60x90x6 mm en cada tercio de la longitud del elemento. En este estudio se calibrará el modelo de pandeo de la diagonal para el espécimen denominado intermedio, el cual presenta una longitud entre apoyos igual a 1.90 m y una relación de esbeltez  $KL/r$  de aproximadamente 80.

El material especificado en el trabajo de Guerrero (2017) para los ángulos de acero es A270ES y las planchas es A36. No obstante lo anterior el modelo de pandeo de la diagonal es calibrado con los valores de fluencia y rotura obtenidos de los ensayos de Guerrero (2017), cuales son mostrados en la Tabla 3-2.

Tabla 3-2: Resultados ensayo de tracción para probetas de ángulo (Fuente: Guerrero (2017))

Probeta	E [MPa]	F <sub>y</sub> (0.2% offset) [MPa]	R <sub>y</sub> [ - ]	F <sub>u</sub> [MPa]	R <sub>y</sub> [ - ]	Elongación [%]
A1	249296	267	0.99	373	0.91	14
A2	201991	337	1.25	440	1.07	16
A3	218094	344	1.27	449	1.10	15
Promedio	223127		1.17	421	1.03	15

En la Figura 3-9 se presenta el esquema de ensayo utilizado en la investigación. La disposición experimental procura reproducir la con condición articulado-articulado.

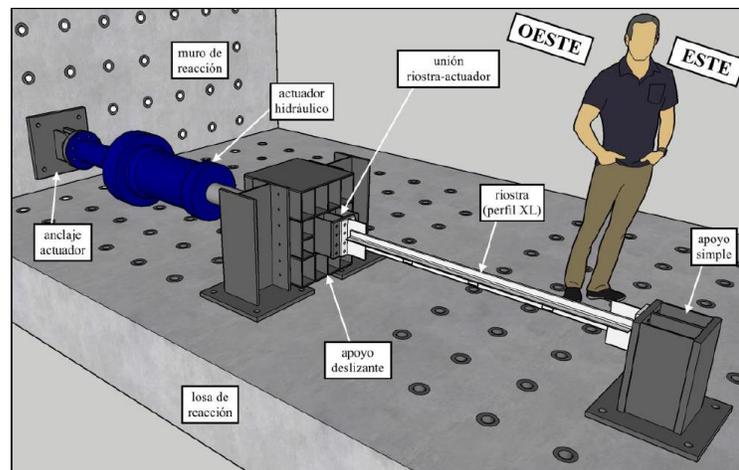


Figura 3-9: Esquema del montaje experimental – Fuente: Guerrero (2017)

Todos los especímenes fueron sometidos al protocolo de desplazamiento y carga cuasi estática mostrado en la Figura 3-10, el que es aplicado axialmente.

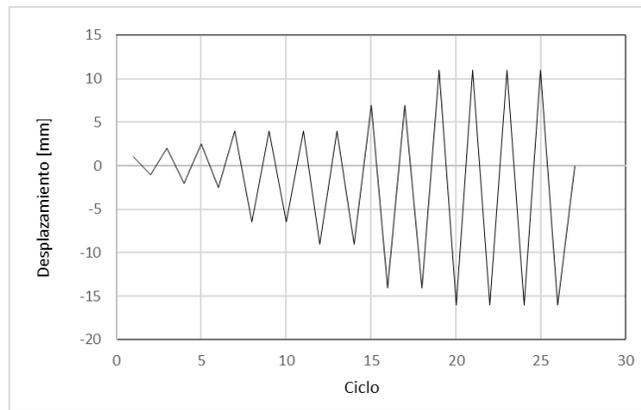
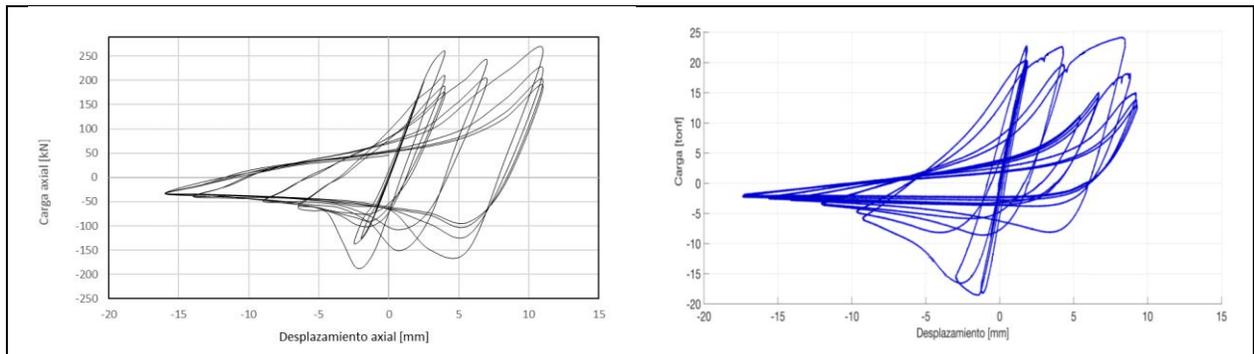


Figura 3-10: Protocolo de carga – Fuente: Guerrero (2017)

En la definición de la sección transversal de modelo de pandeo no se considera las planchas intermedias pues no están presente en toda la longitud del elemento.

La Figura 3-11 muestra la respuesta de la diagonal ante carga cíclica para el modelo de pandeo versus la respuesta experimental registrada Guerrero (2017), para una amplitud de imperfección inicial de  $L/200$  y tres rótulas de fibra en los tercios. Como se puede observar, el modelo propuesto en este trabajo logra reproducir razonablemente el comportamiento en compresión del espécimen ensayado, sin embargo, no logra capturar fielmente el comportamiento de descarga en tracción más allá del tercer ciclo de carga.

La respuesta de la diagonal ante carga cíclica se considera aceptable y ya reproduce razonablemente el comportamiento en compresión y este este comportamiento el más significativo a la hora de evaluar el desempeño de marcos arriostrados concéntricamente, donde la(s) diagonal(es) en compresión juegan un rol esencial.



(c) Modelo numérico (elaboración propia)

(d) Ensayos (Fuente: Guerrero (2017))

Figura 3-11: Respuesta histerética de la diagonal

Al igual que en las diagonales formadas perfiles cuadrados el modelo de pandeo de la diagonal considera la formulación de material de Menegotto-Pinto con endurecimiento cinemático, ya que es aquel que permite ajustar mejor la respuesta histerética del modelo de la diagonal. A modo de ejemplo la Figura 3-12 permite apreciar que usar endurecimiento isotrópico aleja la respuesta histerética del modelo de la diagonal de los resultados experimentales.

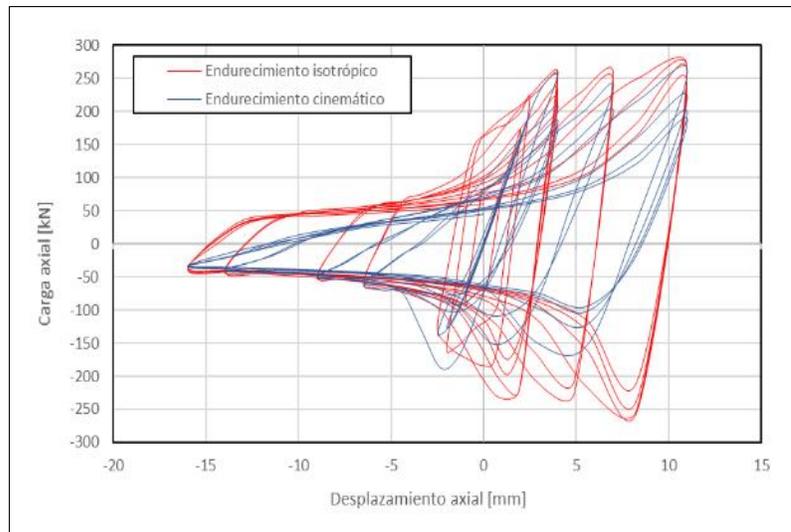


Figura 3-12: Endurecimiento cinemático vs isotrópico

Si bien se ha decidido usar 3 rótulas en beneficio del costo computacional en modelos complejos, la Figura 3-13 muestra que el número de rótulas de fibra no tiene mayor incidencia en la respuesta de la diagonal ante carga cíclica.

La respuesta histerética de la diagonal depende de la amplitud de deformación máxima impuesta para inducir el pandeo. Como se aprecia en la Figura 3-14 si la amplitud máxima es  $L/200$  la respuesta se ajusta de mejor manera a la respuesta registrada experimentalmente por Guerrero (2017).

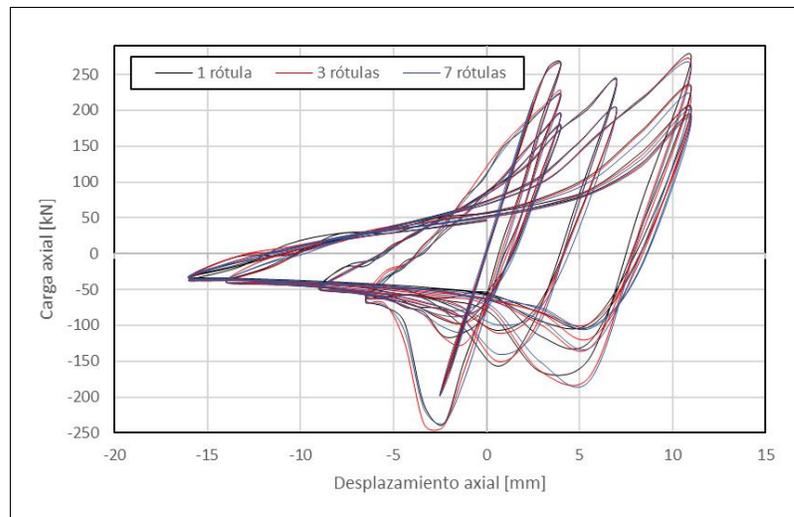


Figura 3-13: Variación en la cantidad de rótulas

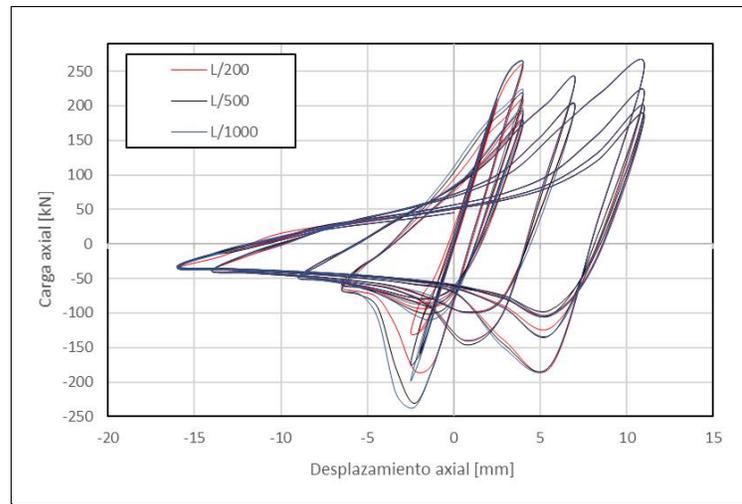


Figura 3-14: Variación en amplitud de deformación inicial

### 3.4 Modelo no lineal marco arriostrado concéntricamente (MAC)

#### 3.4.1 Descripción del modelo

El modelo numérico de los marcos arriostrados concéntricamente (MAC) fue desarrollado basándose en el modelo de marcos multi-panel arriostrados concéntricamente (MTBF) desarrollado por Rodríguez (2020). El esquema de la Figura 3-15 presenta un MAC de dos niveles conectado a una columna que incluye los efectos P-Delta. El modelo es un modelo tridimensional, ya que busca capturar el pandeo fuera del plano de las diagonales y columnas.

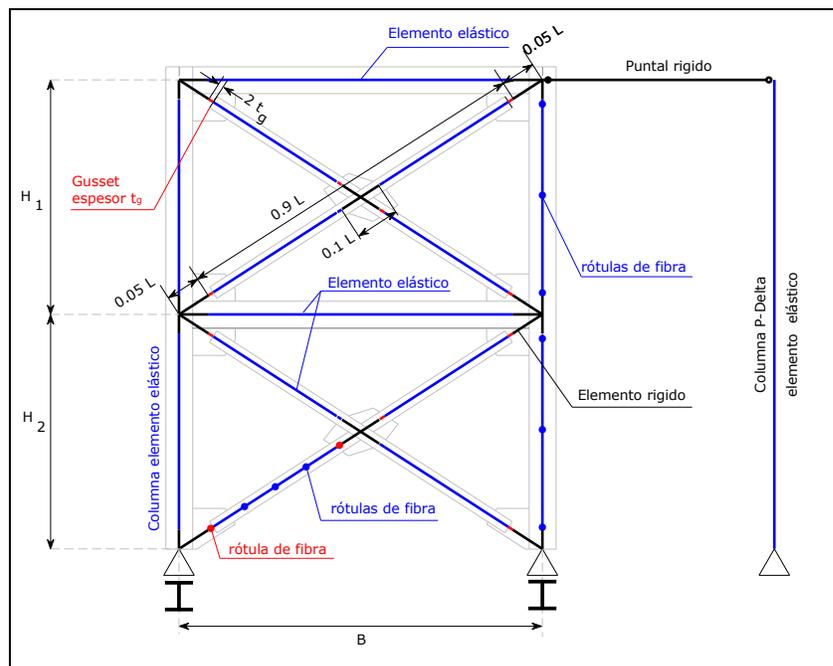


Figura 3-15: Modelo de marco arriostrado concéntricamente (MAC)

A continuación, se describe el modelo detalladamente.

### 3.4.1.1 Columnas

Las columnas son elementos continuos en la altura del marco y direccionadas tal que el alma de la sección se encuentre en dirección fuera del plano (ver Figura 3-15). Las condiciones de borde de la columna son articulación con restricción al giro respecto al eje vertical (Z) en la base; en los nodos entre niveles, restricción al giro respecto al eje Z, y, en los nodos extremos superiores restricción respecto al desplazamiento fuera del plano y al giro respecto a Z, para representar el efecto del diafragma de techo.

Las columnas formadas por elementos elásticos tipo *frame* se dividen en cada entre cada nivel en 10 elementos, basándose en el trabajo de Uriz et al. (2008). Las columnas son delimitadas en sus extremos por elementos elásticos rígidos como se muestra en la Figura 3-15. La discretización de las columnas es efectuada para inducir el pandeo a través de la imposición de imperfecciones iniciales, de manera similar como se impuso en los modelos de pandeo de las diagonales. La inclusión de 3 rótulas de fibras obedece a que mayor número genera muy poca variación en los resultados de comportamiento del modelo de MAC.

La distribución de plasticidad en las columnas es incluida por medio de la imposición de rótulas de fibra en los extremos y en el centro de la columna. La sección es discretizada como se realizó en el trabajo de Uriz et al. (2008) en 16 fibras a lo largo de las alas y alma, 4 fibras a lo ancho del ala y 2 a lo ancho del alma.

Volviendo al pandeo de las columnas, para inducirlo se debe imponer una deformación inicial tanto en el plano del MAC como fuera de este. La amplitud de deformación máxima es  $L/1000$  en una mitad de altura en cada nivel. Este criterio es una adaptación del criterio lo usado por Auger (2017) y se ilustra en la Figura 3-16.

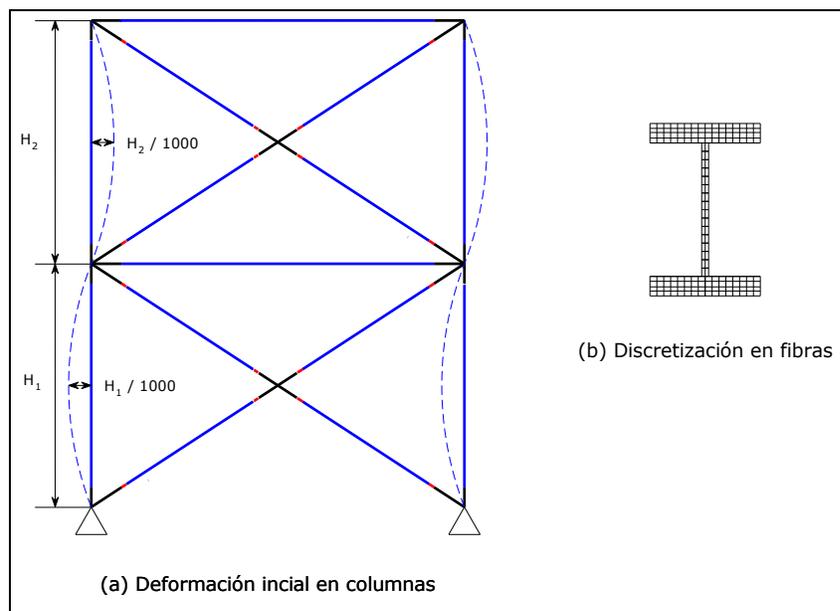


Figura 3-16: Columnas del MAC

### 3.4.1.2 Diagonales

Las diagonales son definidas por 8 elementos elásticos tipo frame, conforme a los resultados de la calibración del apartado 3.3 y los resultados de Uriz et al. (2008). Cuando se posee diagonales en cruz como deben conectarse en el punto de cruce de acuerdo con las disposiciones normativas, se define una diagonal como continua y la otra como discontinua, realizando la conexión de ellas en el centro por medio de elementos rígidos elásticos. Las diagonales son limitadas por elementos elásticos tipo frame de longitud  $2 t_g$ , que representan la porción flexible del gusset de conexión, donde  $t_g$  corresponde al espesor del gusset. Estos últimos elementos se conectan con elementos elásticos rígidos que se insertan en el nodo viga – columna – diagonal (ver Figura 3-15).

Como se mencionó en la descripción del modelo pandeo de las diagonales, para incluir la distribución de plasticidad en las diagonales se incluye rótulas de fibras en los cuartos su longitud (ver Figura 3-15), discretizando la sección según las calibraciones del apartado anterior.

Para inducir el pandeo fuera del plano de las diagonales, se impone una deformación inicial sinusoidal con amplitud máxima  $L/500$ , donde  $L$  corresponde a la longitud de la diagonal discontinua, según estudios de Imanpour et al. (2012). La deformación se define con signos opuestos en la porción por sobre y bajo el punto de cruce (ver Figura 3-17), de modo tal que la diagonal adopta forma se S entre los nodos extremos de ella (Auger, 2017). Los elementos elásticos rígidos que unen las diagonales en el punto de cruce no presentan deformación fuera del plano.

El material usado en la definición de las diagonales corresponde al definido por el modelo de Menegotto-Pinto considerando el esfuerzo probable  $R_y F_y$ . Cuando se tiene dos o más niveles la fluencia esperada se reduce en un 5% en el panel crítico.

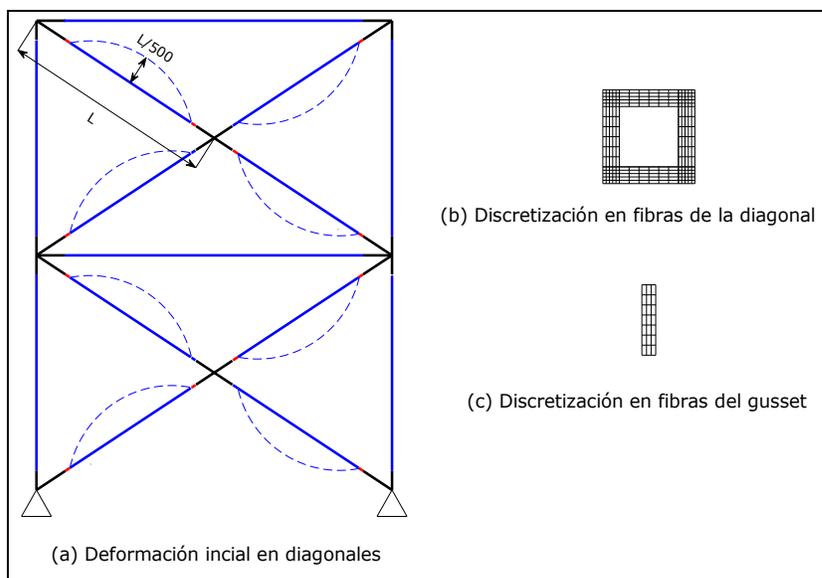


Figura 3-17: Columnas del MAC

### 3.4.1.3 Conexiones

En los modelos de MAC se consideran 3 tipos de conexiones:

- Conexión entre columna, viga y diagonal.

- b) Conexión entre diagonal y diagonal, presente en sistemas de arriostramiento en cruz
- c) Conexión entre diagonal y viga o puntal presente en sistemas con arriostramiento en V y V invertida.

La conexión de la Figura 3-18(a) requiere definir y asignar en el extremo de la diagonal un elemento rígido elástico de tipo frame, cuyas propiedades se determinan según lo descrito en 2.2.2, y entre este elemento y la diagonal propiamente tal, un elemento elástico que representa la porción flexible del gusset de conexión, con longitud igual dos veces el espesor del gusset y ancho igual al ancho de Withmore. Adicionalmente en el nodo se debe definir elementos elásticos rígidos a los cuales se conectan columnas y vigas o puntales, cuyas propiedades se determinan según (2.2.2).

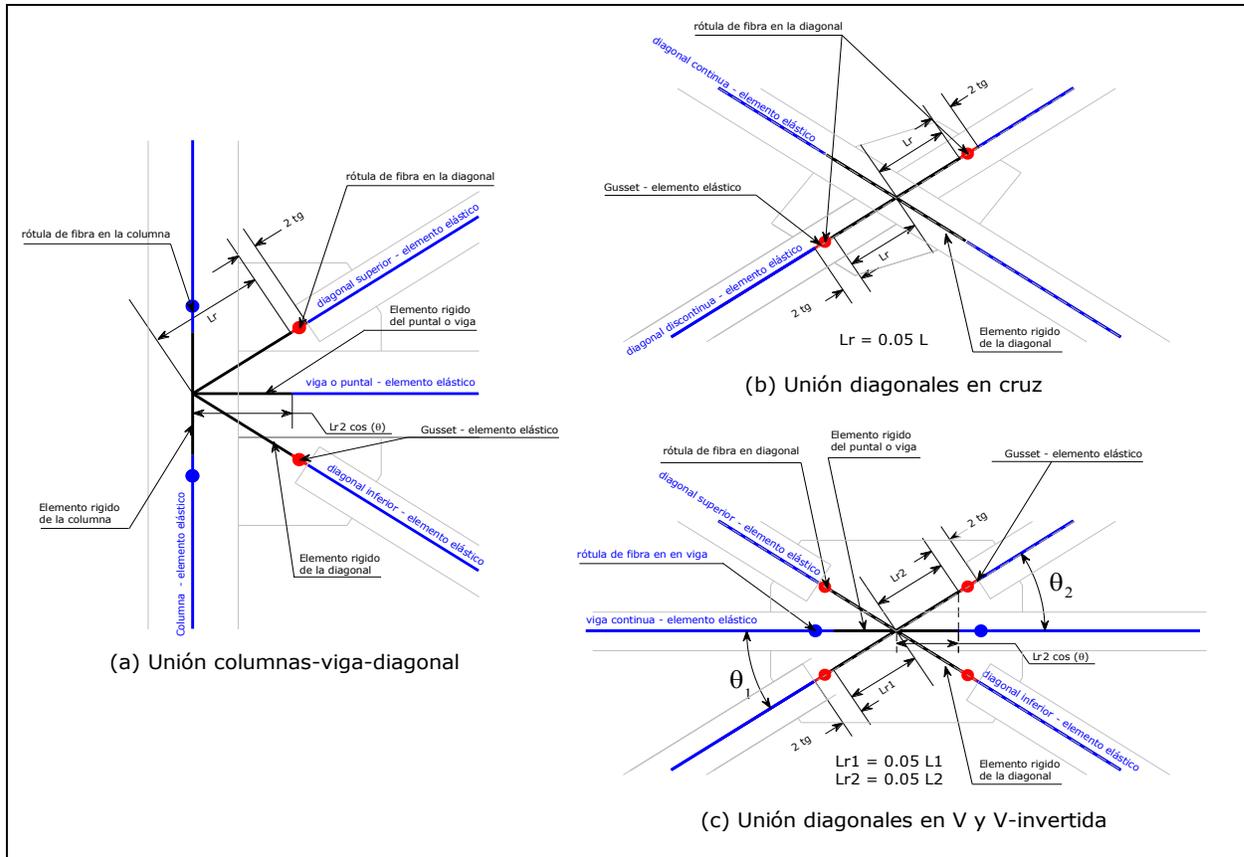


Figura 3-18: Tipo de conexiones

En el centro de cada elemento que representa un gusset se asigna una rótula de fibras con una discretización de 7 fibras en el ancho del elemento y de 3 fibras en el espesor (ver Figura 3-17)

La conexión de la Figura 3-18(b) se forma por la plancha gusset que une las diagonales continuas y que es soldada a la diagonal continua. Para modelar esta conexión se incluye elementos elásticos rígidos y elementos elásticos que representan la porción flexible de la conexión y que permiten evitar incluir un elemento tipo resorte de longitud nula (*N-Link*).

Al igual que en la conexión de la Figura 3-18(a) se asigna rótula de fibra en el centro de cada elemento que representa a los gusset de conexión.

Las propiedades de los elementos elásticos rígidos, dimensiones del gusset y discretización en fibras de este, es la misma que la usada en la conexión tipo (a).

Por último, la conexión de la Figura 3-18(c) es similar al tipo (b), excepto que existe un puntal o viga horizontal, la que por requerimientos normativos de diseño es continua. En esta conexión se encuentran diagonales en V y V invertida, sin embargo, la modelación de aquellos casos donde solo se tiene una de estas configuraciones es similar. La modelación de las diagonales es igual a la descrita en la conexión tipo (b). El puntal o viga es modelado por medio de un elemento elástico articulado en la unión a la columna y conectado a un elemento elástico rígido similar a los usados al descrito en la conexión tipo (a).

En la conexión tipo (c) se incluye rótulas de fibra en el extremo de la viga o puntal que se conecta al elemento elástico rígido, a una distancia 5% de la longitud de la viga o puntal.

Las conexiones entre puntales y columnas y entre vigas y columnas son consideradas como articuladas en el extremo de vigas y puntales.

#### 3.4.1.4 Vigas y puntales

El material usado en la definición de las diagonales corresponde al definido por el modelo de Menegotto-Pinto considerando el esfuerzo probable  $R_y F_y$ . Cuando se tiene dos o más niveles la fluencia esperada se reduce en un 5% en el panel crítico.

Los elementos como vigas y puntales son representados como elementos elásticos tipo *frame* y su orientación usual es tal que el alma de se alinea con el eje vertical (Z).

En los marcos con arriostramientos en V y V invertida se asigna rótulas de fibra en las vigas o puntales en torno a los elementos rígido elásticos ubicados en el punto de cruce de las diagonales (ver Figura 3-19). La asignación de rótulas de fibra obedece a que estudios anteriores y dan cuenta de que el punto (o zona) donde llegan las diagonales es potencialmente plastificable, como se discute en 2.2.2.

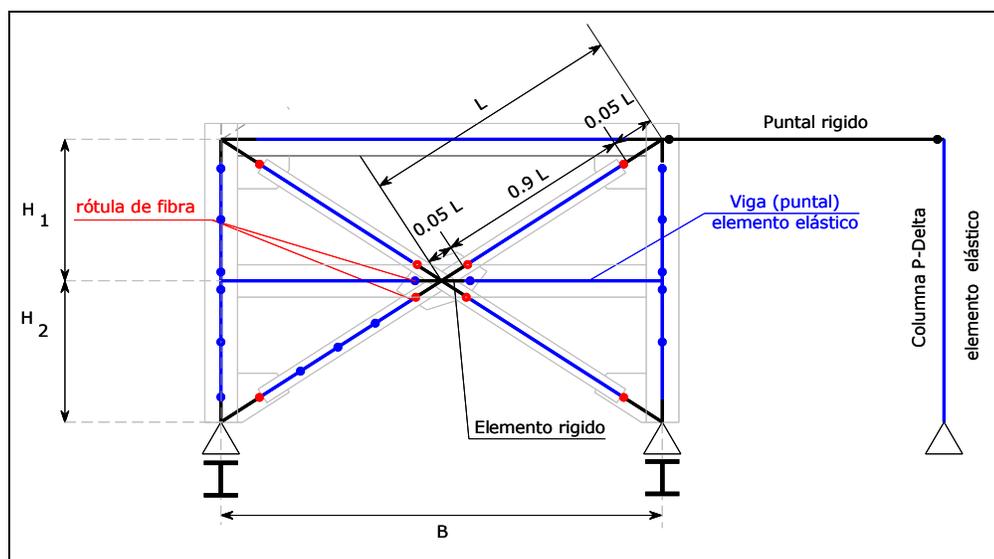


Figura 3-19: Columnas del MAC

#### 3.4.1.5 Diafragmas

El efecto de diafragma de piso y techo es incluido por medio de “constraint” de tipo diafragma o “equal” en cada nivel.

#### 3.4.1.6 Efecto P-Delta

Para incluir los efectos P-Delta en el modelo se incluye un elemento elástico del tipo *frame*, separado del MAC, articulado en su base, y con rigidez y resistencia equivalente a la suma de las columnas gravitacionales individuales. La columna se conecta al MAC por medio de una biela elástica tipo *frame* de área igual al área de la columna P-Delta.

En modelos donde se incluyen todos los elementos de la estructura, no se acude a la columna P-Delta.

#### 3.4.1.7 Análisis no lineal estático

El análisis no lineal estático equivalente es llevado a cabo por medio integración directa no lineal, de este modo la carga es aplica cuasi estáticamente a través de una función creciente el tiempo según un patrón de carga proporcional a la forma modal, como se detalla en 2.4.5.

La carga gravitacional se aplica como carga nodal en los nodos extremos de las columnas. Esta consideración se hace en los modelos de calibración del MAC y en aquellos modelos de las estructuras donde el análisis de desempeño se desarrollen modelos del eje que contiene al MAC. Donde el análisis de desempeño sea desarrollado sobre modelos tridimensionales que incorporan toda la estructura, las cargas gravitacionales son incluidas como cargas distribuidas y nodales según hayan sido asignadas en los modelos lineales de diseño.

Los parámetros implementados en el software *SAP2000* para el análisis estático no lineal son:

- Caso de análisis: estático no lineal.
- No linealidad geometría: P-delta con grandes deformaciones.
- Fuente de masa:  $1.1 D + 0.25 DL$ .
- Paso de tiempo: 0.01 s.
- Algoritmo de integración: Hilber- Hughes – Taylor.
- Parámetros de integración:  $a = 0.0$ ,  $b = 0.25$ ,  $g = 0.5$ .
- Tolerancia de convergencia  $10^{-4}$ .

### 3.4.2 Calibración del modelo

Basándose en las particularidades descritas anteriormente se desarrollan 3 modelos de calibración, el primero de ello se compara con los resultados de la investigación en Rodríguez (2020) sometido a modificaciones, el segundo se compara con los resultados Archambault et al. (2003) y el tercero con resultados de Ching-Yi TSAI et al. (2010).

Las estructuraciones que calibran en este subapartado corresponden a MAC con diafragmas en cada nivel. Por lo que el primer modelo contra el cual se realiza una calibración es una adaptación del modelo originalmente desarrollado por el autor (Rodríguez, 2012), ya que este se trata de un

modelo de marco arriostrado multipanel (2 paneles en elevación), solo con diafragma en el último nivel de la estructura.

El primer modelo corresponde a dos paneles de arriostramientos en cruz (ver Figura 3-20), el segundo modelo corresponde a un marco de un nivel con arriostramiento en V invertida (ver Figura 3-21) y el tercero a una estructura de 2 niveles con arriostramientos en V y V invertida con losas de hormigón en cada nivel (ver Figura 3-22).

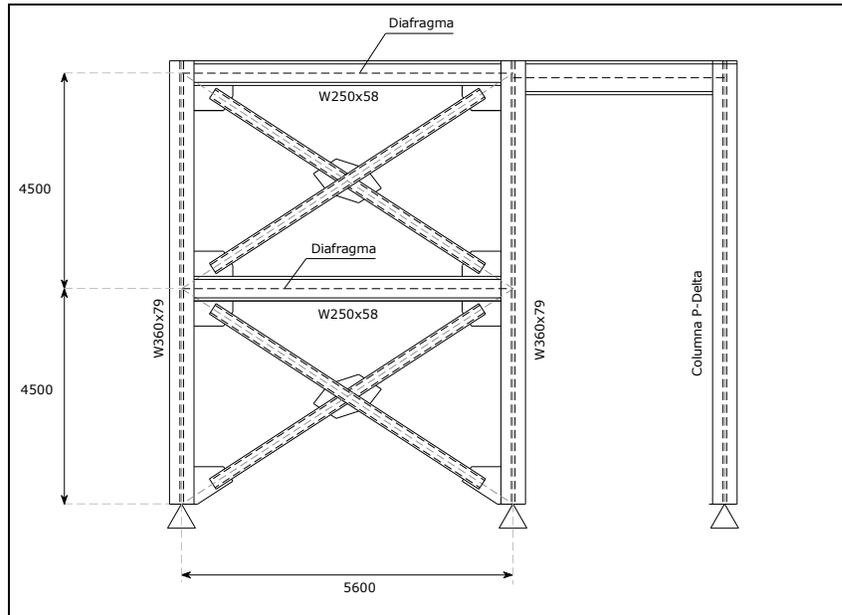


Figura 3-20: Estructura de calibración 1 - Fuente: Elaboración propia

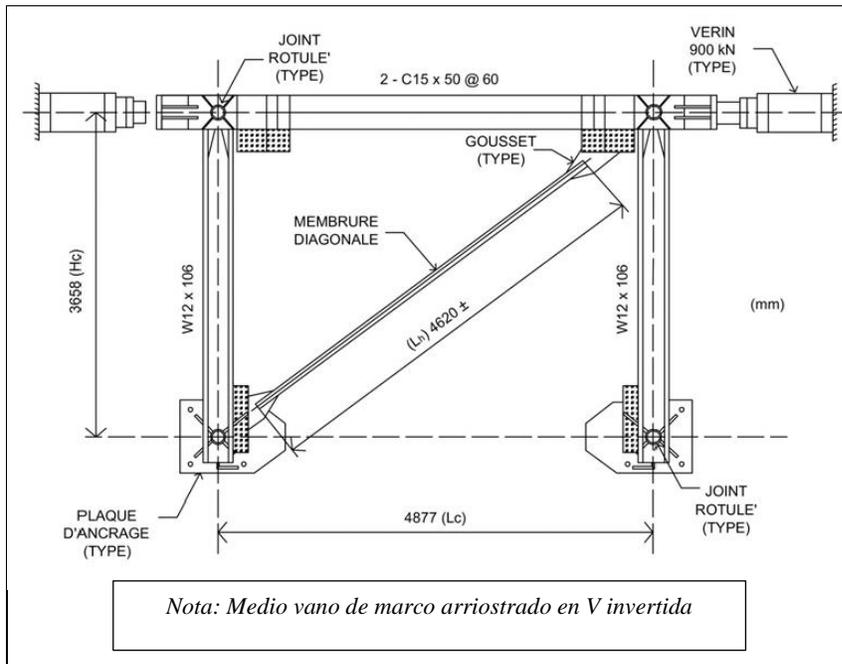


Figura 3-21: Estructura de calibración 2 - Fuente: Wijesundra et al. (2014), adaptado de Archambault et al. (2003)

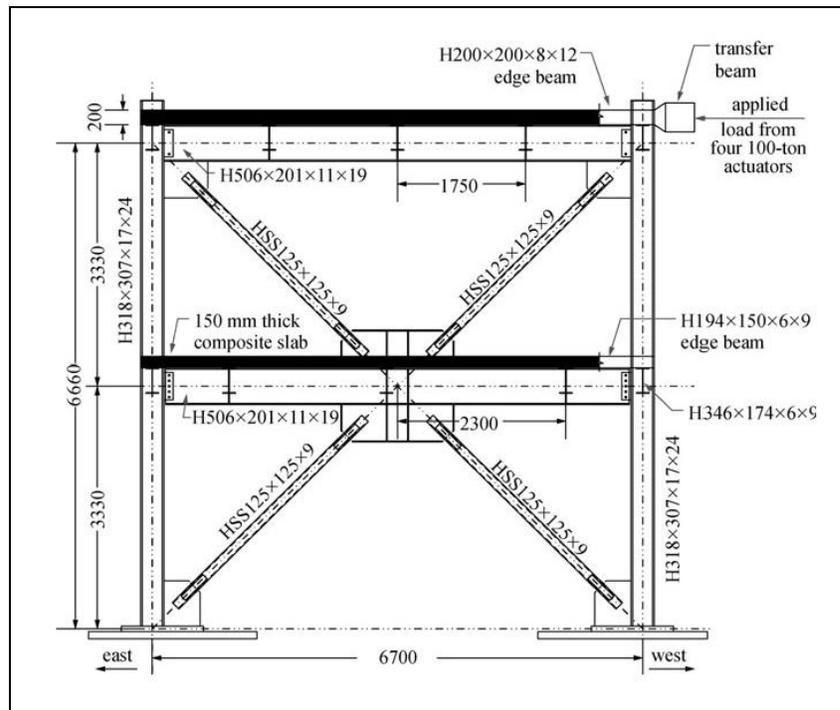


Figura 3-22: Estructura de calibración 3 - Fuente: Ching-Yi TSAI (2010)

### 3.4.2.1 Calibración para estructura de referencia 1

La investigación de Rodríguez (2020) incluye la calibración de un modelo basado en fibras desarrollado en Opensees respecto de los resultados de Imanpour et al. (2016c). Dado que el modelo de Rodríguez (2020) corresponde a un MTBF y sus resultados se ajustan bien respecto de los resultados de Imanpour et al. (2016c), se modifica el modelo de Rodríguez incluyendo diafragma en el nivel intermedio para que la tipología estructural corresponda a la del presente estudio.

Una vez ajustado el modelo de Rodríguez (2020) se compara los resultados este modelo modificado sometido a análisis estático no lineal con los obtenidos del modelo desarrollado en este estudio en *SAP2000*.

El material de columnas y diagonales utilizado en el modelo Rodríguez (2020) es Steel 02 con los siguientes valores característicos  $F_y = 345\text{MPa}$  para columnas,  $R_y F_y = 483\text{MPa}$  para diagonales, considerando  $0.95 R_y F_y = 459\text{MPa}$  en el panel inferior. El modelo en *SAP2000* considera los mismos valores característicos del material con una formulación de Menegotto-Pinto.

A continuación, se presenta la comparación de resultados.

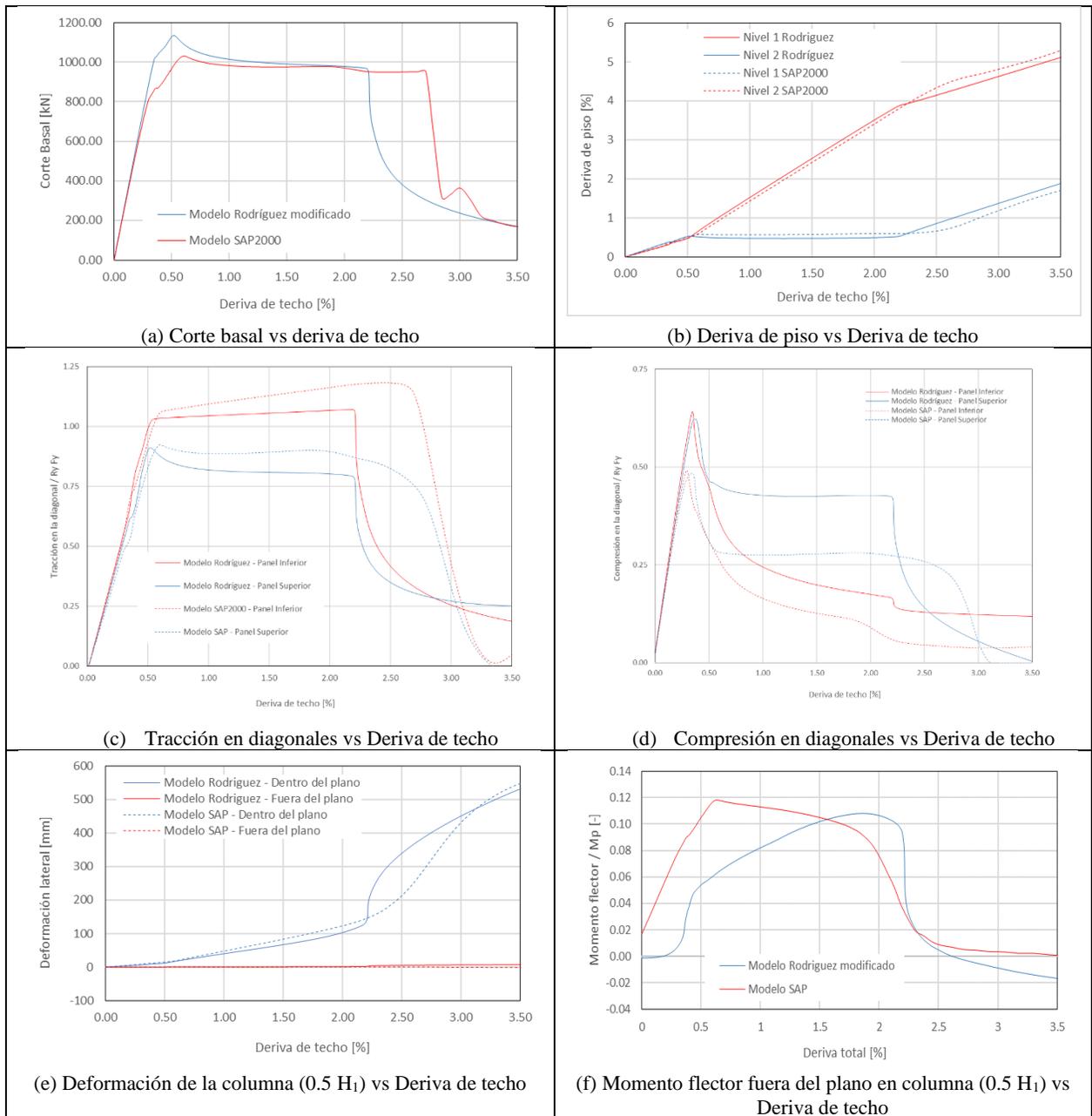


Figura 3-23: Calibración modelo de referencia 1

Como se observa, existe correlación aceptable entre el modelo desarrollado en *SAP2000* con el modelo modificado de Rodríguez (2020). De igual manera, existen diferencias, que se citan a continuación:

- El peak en el corte basal del modelo de esta investigación es menor, lo que se puede atribuir a que el modelo de Rodríguez no considera el perfil de esfuerzos residuales en las columnas.
- La deriva de piso en el modelo de este trabajo es un 22% mayor a la que se alcanza en el modelo modificado de Rodríguez
- Si bien en la medida que aumenta la deriva, la tracción en las diagonales según el modelo de este trabajo se distancia de la obtenida del modelo modificado de Rodríguez, el presente modelo

logra reproducir la tracción que se produce a deriva a la cual pandea la diagonal en compresión y se ajusta razonablemente hasta derivas de 2%.

- En el caso de las diagonales en compresión se observa claramente el modelo de este trabajo logra reproducir el peak de carga axial del modelo modificado de Rodríguez y el comportamiento hasta una deriva de 0.3%, pero más allá de esta deriva el modelo sububestima la carga axial.
- Respecto del momento flector fuera del plano en la columna de comprimida del MAC, medido a media altura del nivel inferior donde se produce el máximo del diagrama de momento, se observa que el modelo de este trabajo y el modificado de Rodríguez producen un valor máximo similar (difieren en un 10%), pero a distintas derivas (0.62% para modelo de este trabajo y 1.9% para el modelo de Rodríguez modificado)

A pesar de las discrepancias se considera que el modelo de este trabajo como validado, particularmente para derivas menores a 2%. El modelo logra capturar el comportamiento de pandeo fuera del plano de las diagonales y en el plano de las columnas. Es importante notar para dado que los MAC presentan bajo desarrollo de ductilidad, una deriva de 2% debería ser mayor a aquella para la cual se obtenga los puntos de desempeño de los modelos a analizar en los capítulos posteriores.

#### 3.4.2.2 Calibración para estructura de referencia 2

La investigación de Archambault et al. (2003) estudia experimentalmente el desempeño de MAC formados por diagonales de sección tubular rectangular. Se ensayan cuasi estáticamente 24 especímenes de diagonales en cruz y diagonales simples para simular la mitad de un sistema en V invertida, aplicándose dos secuencias de carga, H1 y H2, de las que se muestra la primera de ellas en la Figura 3-24.

En la gráfica de la secuencia de carga,  $D_y$  corresponde a la deriva de techo que se produce cuando la diagonal se elonga  $\Delta_y$  (elongación de fluencia de la diagonal). En la gráfica de respuesta a carga cíclica,  $V_y$  corresponde a la componente horizontal de la capacidad de fluencia de las diagonales.

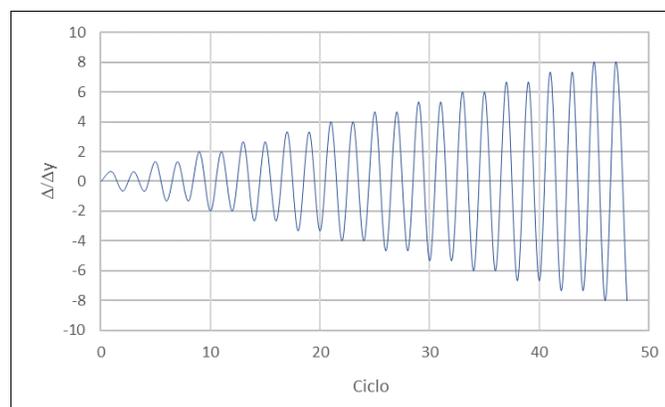


Figura 3-24: Protocolo de carga H1

A modo de calibración se compara la respuesta de la estructura de referencia 2 (ver Figura 3-25) siguiendo las particularidades descritas en apartado 3.4.

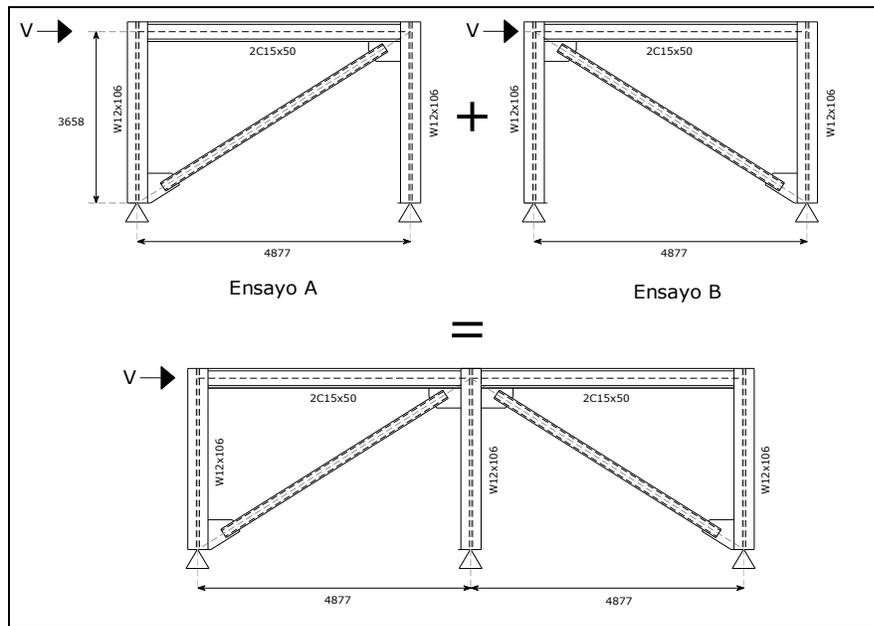


Figura 3-25: Estructura de referencia 2

Los elementos están hechos de acero CSA-G40.21M-350W con valores característicos  $F_y = 350\text{MPa}$  y  $F_u = 450\text{MPa}$  y con una tensión de fluencia registrada experimentalmente de  $F_y = 385\text{MPa}$ . El modelo en *SAP2000* considera material con una formulación de Menegotto-Pinto.

A continuación, se muestra la comparación de resultados entre el modelo desarrollado y los resultados Archambault et al. (2003). Como es posible apreciar el modelo logra reproducir aproximadamente la respuesta experimental de la estructura cuando es sometida al protocolo de carga H1, sin embargo, no es capaz de capturar la degradación de capacidad, particularmente en tracción en los últimos ciclos de carga.

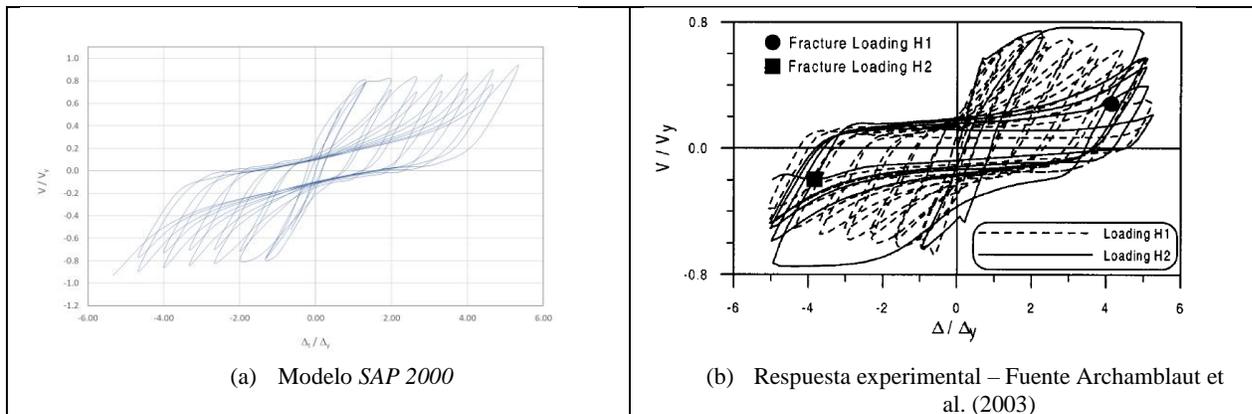


Figura 3-26: Respuesta a carga cíclica estructura de referencia 2

### 3.4.2.3 Calibración para estructura de referencia 3

Ching-Yi et al. (2010) investigan el desempeño de tres estructuras de tipo MAC, formados por diagonales de sección tubular rectangular o doble T por medio de ensayos, además de simular la

respuesta de en modelos de elementos finitos desarrollados en el software ABAQUS. En los ensayos las estructuras son sometidas al protocolo de carga de la Figura 3-27, aplicado cuasi estáticamente.

Las estructuras poseen 2 niveles con losa colaborante de 150 mm de espesor en el primer nivel y 200 mm de espesor en el segundo nivel con arriostramiento en V y V invertida que confluyen al punto medio del primer nivel (ver Figura 3-22).

Las columnas, vigas y planchas de conexión están hechas de acero A572 Gr 50 ( $F_y = 405\text{MPa}$ ,  $F_u = 535\text{MPa}$ ,  $R_yF_y = 446\text{MPa}$  y  $R_tF_u = 588\text{MPa}$ ), mientras que las diagonales de acero STKR400 ( $F_y = 407\text{MPa}$ ,  $F_u = 522\text{MPa}$ ,  $R_yF_y = 447\text{MPa}$  y  $R_tF_u = 574\text{MPa}$ ).

En este subapartado se comparan los resultados obtenidos en un modelo desarrollado en *SAP2000*, siguiendo las particularidades descritas en apartado 3.4 al someterlo al protocolo de carga con los resultados experimentales de Ching-Yi et al. (2010).

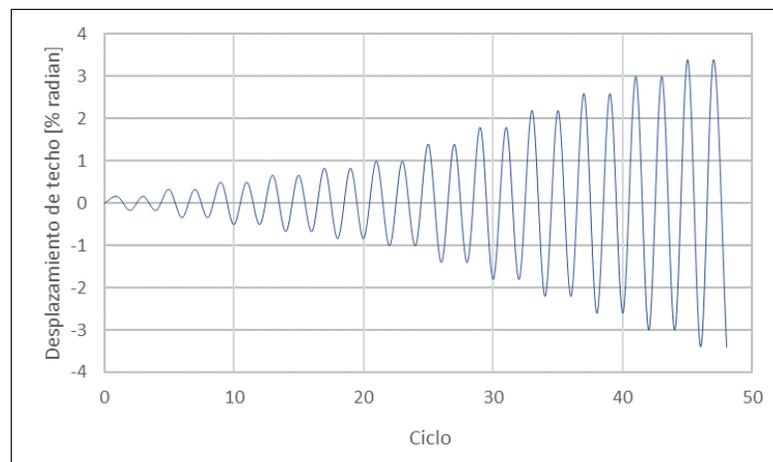


Figura 3-27: Protocolo de carga

A continuación, se muestra la comparación de resultados entre el modelo desarrollado y los resultados de Ching-Yi et al. (2010). Como es posible apreciar el modelo logra reproducir la respuesta experimental de la estructura sobrestimando la capacidad de tracción en los últimos ciclos de carga. También es posible observar que el modelo sobrestima la deformación fuera del plano de la diagonal.

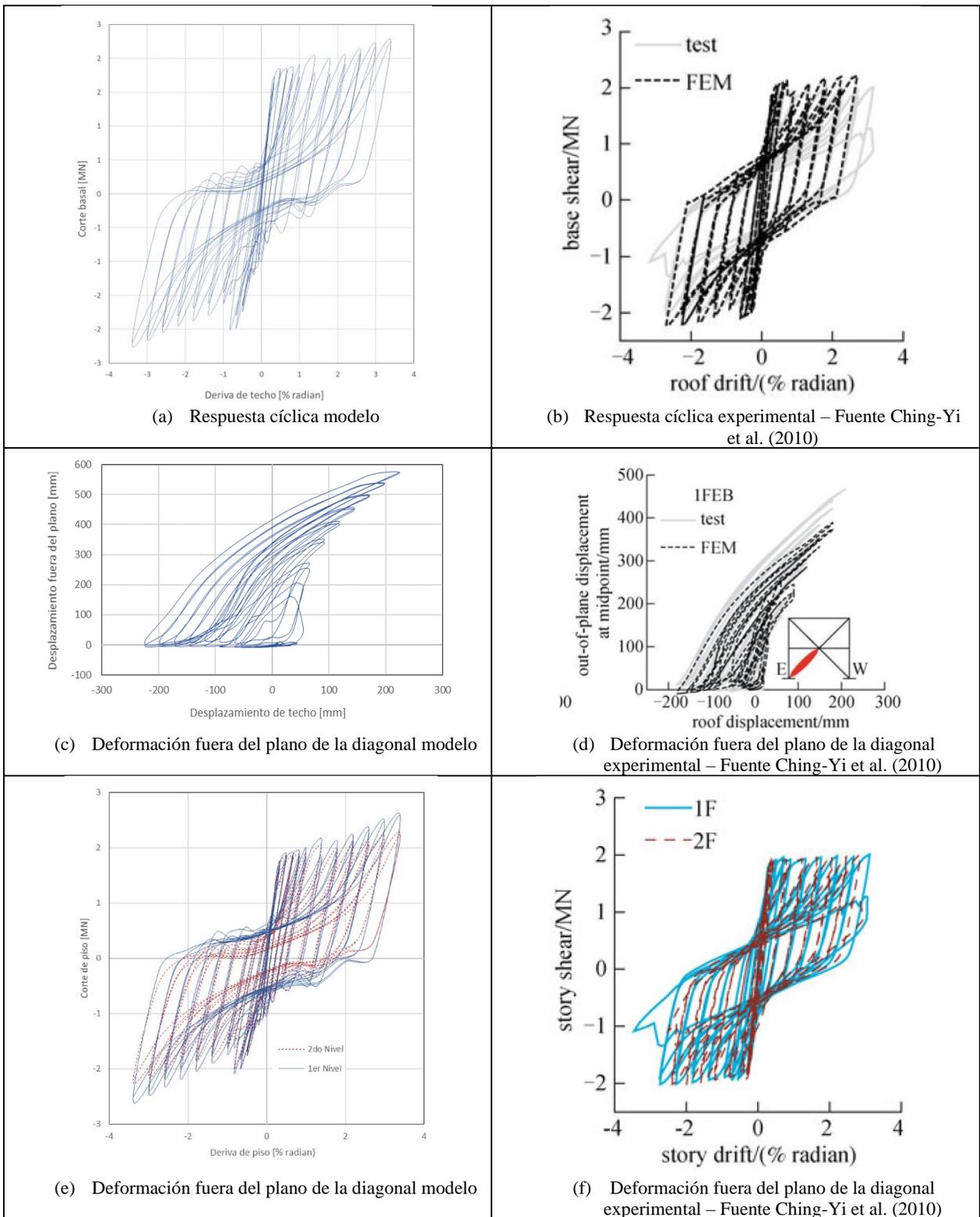


Figura 3-28: Respuesta a carga cíclica estructura de referencia 3

### 3.5 Modelo no lineal de anclajes entre estructura y fundación

El anclaje de la estructura a la fundación se efectúa en pedestales por medio de la llave de corte y los pernos de anclaje. Como indica Zúñiga (2017) “Las llaves de corte diseñadas con la normativa NCh2369 han mostrado buen desempeño ante sismos severos” (p 26), razón por la cual al igual que en los trabajos de Zúñiga (2017) y Urzúa (2015) la transmisión de corte a la fundación se considera elásticamente.

Durante eventos sísmicos se ha observado que los pernos de anclaje han presentado plastificación y algunos casos fractura, por lo que actúan como fusibles, siendo un elemento esencial en la disipación de energía de la estructura. Así resulta necesario modelar el comportamiento no lineal de estos elementos.

Cabe mencionar que, en anclajes con pernos parcialmente embebidos en el hormigón con silla de anclaje los pernos se ven impedidos de trabajar a compresión, y que el diseño se efectúa de modo tal que la falla se produzca en los pernos y no en la fundación (hormigón). De este modo los pernos son los elementos encargados de transferir la tracción a la fundación y el apoyo de la placa base contra el pedestal el mecanismo que permite transferir la compresión a la fundación.

Dado que los modelos a analizar consideran articulación en la base, la modelación del anclaje estructura-fundación se basa en el uso de dos elementos no lineales en paralelo. El primero, correspondiente a un elemento no lineal *Nlink Multilinear Plastic* representa a los pernos de anclaje y el segundo que representa al pedestal, es un elemento tipo GAP.

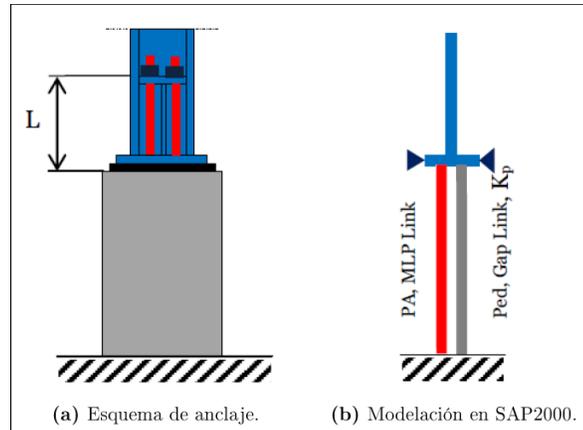


Figura 3-29: Esquema de anclaje estructura-fundación y modelo no lineal (Urzúa, 2015).

La definición de los elementos que presentan a los pernos requiere de la envolvente de carga deformación, la que se muestra en la Figura 3-30. Urzúa (2015) define empíricamente este comportamiento, a partir de la fluencia y rotura del elemento, con tensiones y deformaciones iguales a las especificadas por la norma ASTM, equivalente al 20% de la distancia entre el tope del pedestal y el tope de la silla de anclaje.

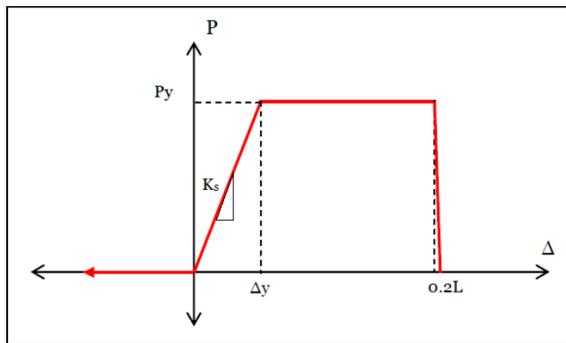


Figura 3-30: Curva envolvente de pernos de anclaje (Urzúa, 2015).

Donde los parámetros de la curva fuerza - deformación corresponden a:

- $P_y$  = Fuerza esperada de fluencia en pernos de anclaje,  $P_y = F_{ye}A_s$
- $F_{ye}$  = Tensión de fluencia esperada para el acero,  $F_{ye} = R_yF_y$ ,  $F_{ye} = 372$  [MPa] para barras de acero calidad ASTM A36
- $F_y$  = Tensión de fluencia especificada para el acero,  $F_y = 248$  [MPa] para acero calidad ASTM A36
- $R_y$  = Razón entre fluencia esperada y fluencia especificada,  $R_y = 1,5$  para barras de acero de calidad ASTM A36 (AISC, 2005a, Tabla I-6-1)
- $A_s$  = Área bruta de la sección total de pernos de anclaje
- $E_s$  = Módulo de elasticidad del acero,  $E_s = 200000$  [MPa]
- $K_c$  = Rigidez axial de las columnas de la estructura
- $K_s$  = Rigidez axial de los pernos de anclaje,  $K_s = E_sA_s/L$
- $K_p$  = Rigidez axial del pedestal,  $K_p = 10K_c$
- $L$  = Largo libre de pernos de anclaje entre topes de silla y del pedestal
- $\Delta_y$  = Deformación de fluencia,  $\Delta_y = P_y/K_s$

La ley histerética utilizada por Urzúa (2015) considera que los pernos de anclaje son sometidos sólo a tracción en cada ciclo de carga, por lo que se utiliza un modelo cinemático sin degradación de rigidez ni resistencia, el cual está implementado por defecto en el software *SAP2000* para elementos tipo *Link*. La Figura 3.7 muestra un esquema de esta ley histerética.

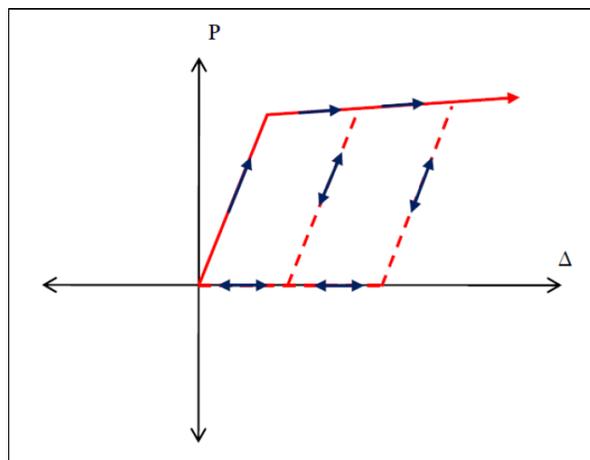


Figura 3-31: Ley de degradación cinemática para los pernos de anclaje (Urzúa, 2015)

### 3.6 Modos de falla no simulados

Como ya se ha mencionado en este trabajo se evalúa el desempeño de seis estructuras industriales a través de modelos que incluyen no linealidades geométricas y de material. Los modelos que se implementan concentran el comportamiento no lineal de las estructuras en: las columnas, los arriostramientos, la formación de rótulas plásticas en vigas y en los pernos de anclaje, debido a la capacidad de disipación de energía sísmica.

En estos elementos se modelan explícitamente los modos de falla dominantes, como pandeo flexural en arriostramientos y columnas en compresión, plastificación de vigas en torno a la inserción de diagonales o fluencia de los pernos de anclaje.

Los modos de falla frágiles, como la fractura de la sección neta de arriostramientos o falla de conexiones, son prevenidos por los criterios de diseño de la norma NCh2369.

La fractura por fatiga de bajo número de ciclos en arriostramientos no es considerada de forma explícita, pero sí se considera su efecto al limitar la deformación última del material del arriostramiento como  $15\delta_y$ . Este límite es mucho menor que la deformación de rotura esperada para un elemento en tracción monotónica (igual a  $0.2L_e$ ), de acuerdo con las disposiciones de los estándares FEMA356 y ASCE/SEI 41-06.

Si bien la fractura en columnas, precursora del colapso frágil de la estructura, no es incluida explícitamente, la inclusión de múltiples rótulas de fibra a lo largo de las columnas permite registrar la interacción de esfuerzos axiales y flexurales en distintas secciones de cada elemento a lo largo de tiempo y por medio de este observar el modo de falla comparando con las capacidades esperadas de las columnas.

Urzúa (2015) recomienda, a partir de los resultados obtenidos por Newell y Uang (2006) y Uriz y Mahin (2008), establecer de forma conservadora una deriva lateral máxima del 5% como modo de colapso frágil de la estructura.

Modo de falla	Modelado	No simulado	Prevenido por disposiciones normativas
Arriostramientos verticales y columnas sísmicas			
Pandeo flexural	✓		
Pandeo local			✓
Fractura área neta			✓
Vigas (puntales) y arriostramientos no sísmicos			
Pandeo global y local		✓	
Pandeo lateral torsional		✓	
Fractura en los elementos		✓	
Conexiones			
Falla en las conexiones			✓
Anclajes entre estructura y fundación			
Fluencia en pernos	✓		

### 3.7 Calidad de los datos

Los modelos analíticos con imperfecciones iniciales y rótulas de fibras en diagonales, columnas y vigas son capaces de reproducir de manera razonable el comportamiento global cuyo modo de falla predominante no sea la fractura o el pandeo local de un arriostramiento. Como se mencionó en el apartado anterior, el pandeo local es restringido por los requerimientos normativos, al limitar la relación ancho-espesor de las secciones (INN, 2003, Tabla 8.1).

La fractura producto de la fatiga de bajo ciclaje se considera indirectamente en la curva envolvente monótonica de cada arriostramiento, al limitar la deformación a  $15\Delta y$ . La fractura en columnas se controla de forma indirecta a través de la deriva lateral, conservadoramente igual o inferior al 5 %.

Considerando lo anterior, la calidad en la modelación es considerada Buena (B) de acuerdo con la metodología FEMA P695 (FEMAP695, 2009, tabla 5-3) y la incertidumbre asociada a los modelos analíticos es igual a  $\beta_{MDL} = 0:20$ .

## 4 ANALISIS LINEALES

El presente capítulo se centra en el diseño de las estructuras, de acuerdo con las disposiciones de la normativa vigente y propuesta. El diseño se lleva a cabo considerando comportamiento lineal-elástico en el software SAP2000, con el fin de comparar el efecto en los tamaños relativos de elementos sismorresistentes, anclajes y fuerzas en las conexiones. La geometría, cargas, combinaciones de carga y algunos resultados de diseño son detallados en los anexos del A la F.

En los siguientes subapartados para la compacidad de los elementos se usa la siguiente simbología.

- SP, el perfil cumple con 8.3.3 (sísmico a compresión) y 8.4.3 (sísmico a flexo compresión) de la NCh 2369 Of 2003 (INN, 2003).
- SC, el perfil cumple con 8.3.3 (sísmico a compresión) de la NCh 2369 Of 2003 (INN, 2003).
- SD, el perfil no cumple con 8.3.3 (sísmico a compresión), pero sí con 8.4.3 (sísmico a flexo compresión) de la NCh 2369 Of 2003 (INN, 2003). El perfil eventualmente puede ser sísmicamente apto en flexo compresión.
- NS, el perfil es no sísmico, vale decir no satisface los requerimientos 8.3.3, ni 8.4.3.

### 4.1 Estructura 1

La estructura 1, es un edificio de cuatro niveles que, da soporte a una batería de hidrociclones arriostrada en sus ejes exteriores, con un núcleo de columnas gravitacionales que soportan la batería. La estructura se ubica en zona sísmica 2, en un suelo tipo II o B según sea la versión de la norma NCh2369 que se utilice, el factor de importancia de la estructura es 1.0 y el de reducción de la respuesta 3, en tanto que la razón de amortiguamiento crítico considerada es 3%. Las principales cargas a la que se ve sometida la estructura se resumen en la siguiente Tabla 4-1.

Tabla 4-1: Estados de carga, Estructura 1

Estado de carga	Descripción	Dirección	Valor [kN]	
			NCh2369 vigente	NCh2369 propuesta
Dsw	Peso propio	Z	276	
Dpp	Peso de cañerías	Z	99	
Deq	Peso de equipos	Z	625	
Dplf	Peso de plataformas	Z	124	
Dhr	Peso de barandas	Z	47	
D	Peso en operación, suma de cargas permanentes	Z	1211	
Demb	Peso embancado, suma de cargas permanentes	Z	1632	
L	Sobrecarga	Z	1655	
Sx (1)	Corte basal en X	X	249	329
Sy (1)	Corte basal en Y	Y	232	299
Ez (1)	Fuerza sísmica vertical	Z	562	574
Sismo X – D (2)	Corte basal sísmico para desplazamiento	X	-	1522
Sismo Y – D (2)	Corte basal sísmico para desplazamiento	Y	-	1373
EZ – D (2)	Fuerza sísmica vertical desplazamiento	Z	-	4

(1) Para diseño por resistencia, según ambas versiones de la norma NCh2369.

(2) Para evaluación de desplazamientos, según la versión propuesta de la norma NCh2369.

Las combinaciones de carga son las descritas en 2.4.3.3 y detalladas en el anexo A de este documento. Para diseños bajo la versión propuesta de la normativa, en las combinaciones de carga de sobrerresistencia se tiene  $R_1 = 3$  y por lo tanto  $0.7 R_1 = 2.1 > 2,0$ .

En el Anexo A también se muestran las cargas aplicadas a la estructura, la geometría de esta, además de las secciones transversales y la disposición de los elementos.

#### 4.1.1 Diseño según normativa vigente

En la Tabla 4-2 se muestra la verificación de compacidad local y esbeltez global sobre los elementos estructurales de acuerdo con los requerimientos de los puntos 8.3.3 y 8.7.3 de la NCh2369.

Tabla 4-2: Esbelteces – Estructura 1, versión vigente

Elemento	Sección	H	B	e	t	r <sub>x</sub>	r <sub>y</sub>	L <sub>x</sub>	L <sub>y</sub>	λ <sub>x</sub>	λ <sub>y</sub>	Esbeltez	
		(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)			Global	Local
Arriost. Plat 1	L8x9,63	80	80	8	8	24.3	15.6	2050		84	131	OK	SC
Arriost. Plat 2	L8x9,63	80	80	8	8	24.3	15.6	2050		84	131	OK	SC
Arriost. Plat 3	L8x9,63	100	100	8	8	24.3	15.6	2050		84	131	OK	SC
Arriost. Vert. 1	CJ15x15x26,4	200	200	5	5	79.1	79.1	4,392		56	56	OK	SC
Arriost. Vert. 2	CJ15x15x26,4	200	200	5	5	79.1	79.1	4,357		55	55	OK	SC
Arriost. Vert. 3	CJ10x10x11,7	100	100	4	4	38.8	38.8	3,679		95	95	OK	SP
Viga del marco nivel 1	IN25x32,6	250	150	10	5	107.9	36.8	2,700	1,850	25	73	N.A.	NS
Viga del marco nivel 2	IN25x32,6	250	150	10	5	107.9	36.8	2,700	1,850	25	73	N.A.	NS
Viga del marco nivel 3	IN25x32,6	250	150	10	5	107.9	36.8	2,700	3,970	25	73	N.A.	NS
Viga del marco nivel 4	IN25x32,6	250	150	10	5	107.9	36.8	3,400	1,120	32	92	N.A.	NS
Columnas	HN20x39,9	200	200	8	6	87.7	51.2	3,465	3,465	42	72	OK	SP

##### 4.1.1.1 Diagonales

Si bien en el primer y segundo nivel se tiene una suerte diagonal en X con un puntal (plataforma) en el punto de cruce, en vez de diagonales en V y V invertida como se observa en la Figura 4-1, se aplica los requerimientos de diseño de esta última configuración, pues según la versión propuesta de la norma NCh2369 (INN, 2020), el punto de cruce de las diagonales puede estar sujeto al desbalance entre fuerza esperada en tracción y residual en compresión tal como sucede en las configuraciones de V y V invertida. De este modo se aplica las verificaciones de 8.3.5 de la versión vigente de la norma NCh 2369 (INN, 2003).

La viga o puntal al cual confluyen las diagonales es continuo en el punto de intersección de las diagonales, siendo verificado el puntal para las cargas verticales omitiendo el apoyo que le proveen las diagonales. También es diseñado el puntal para soportar por medio de sus alas una carga lateral en el punto de intersección de las diagonales, igual a  $0,02 F_y b_f t_f$ . Las verificaciones se resumen en la Tabla 4-3. El nivel 4 no es considerado dentro de las verificaciones pues no corresponde a la tipología estructural en estudio en este trabajo.

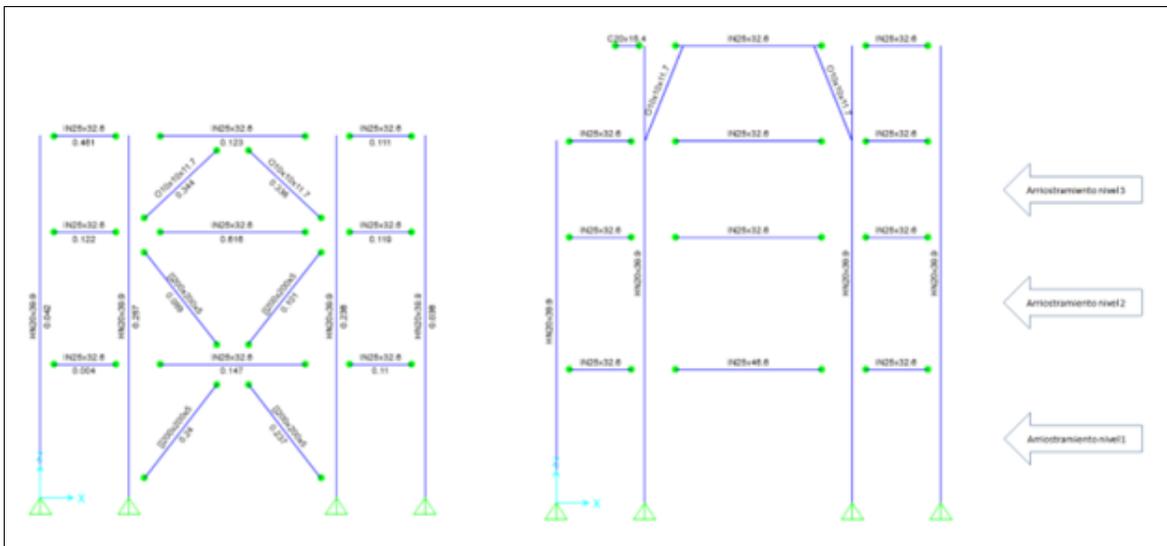


Figura 4-1: Marco sismorresistente – Estructura 1, versión vigente

Tabla 4-3: Verificación puntal – Estructura 1, versión vigente

Elemento	Sección	FU sin soporte diagonales	Fuerza lateral	F.U. fuerza lateral
		[%]	[%]	[%]
Viga del marco nivel 1 <sup>(1)</sup>	IN25x32.6	60	7.5	47
Viga del marco nivel 2	IN25x32.6	N.A.	N.A.	-
Viga del marco nivel 3	IN25x32.6	61	7.5	47

(1) Si las diagonales inferiores dejan de dar soporte a las vigas, las diagonales superiores, en tracción siguen dando soporte. Dado lo anterior no sería necesario verificar la viga sin soporte, sin embargo, se muestra que, aunque la viga no tenga soporte, esta condición no controla el dimensionamiento de la viga.

Conforme a lo especificado en 8.3.5 de la versión vigente de la norma NCh 2369 (INN, 2003) se verifica las diagonales para soportar las cargas de permanentes y sobrecargas más las cargas sísmicas amplificadas por 1,5 y se limita el esfuerzo axial sísmico de las diagonales en compresión al 80% de la capacidad del elemento (8.3.6 de NCh 2369 Of 2003 (INN, 2003)). Las verificaciones anteriores se resumen en la Tabla 4-4.

Tabla 4-4: Verificación diagonales – Estructura 1, versión vigente

Elemento	Sección	F.U. Solo por carga sísmica	F.U. Sismo amplificado por 1.5
		[%]	[%]
Arriostramiento nivel 1	CJ15x15x26.4	44	92
Arriostramiento nivel 2	CJ15x15x26.4	42	83
Arriostramiento nivel 3	CJ10x10x11.7	22	46

#### 4.1.1.2 Verificación de resistencia estructural

En la Figura 4-2 se muestran los factores de utilización (máxima relación de demanda versus capacidad entre flexo – compresión biaxial y cortante) para combinaciones de carga de diseño LRFD. En el anexo A se presenta un resumen de los factores de utilización.

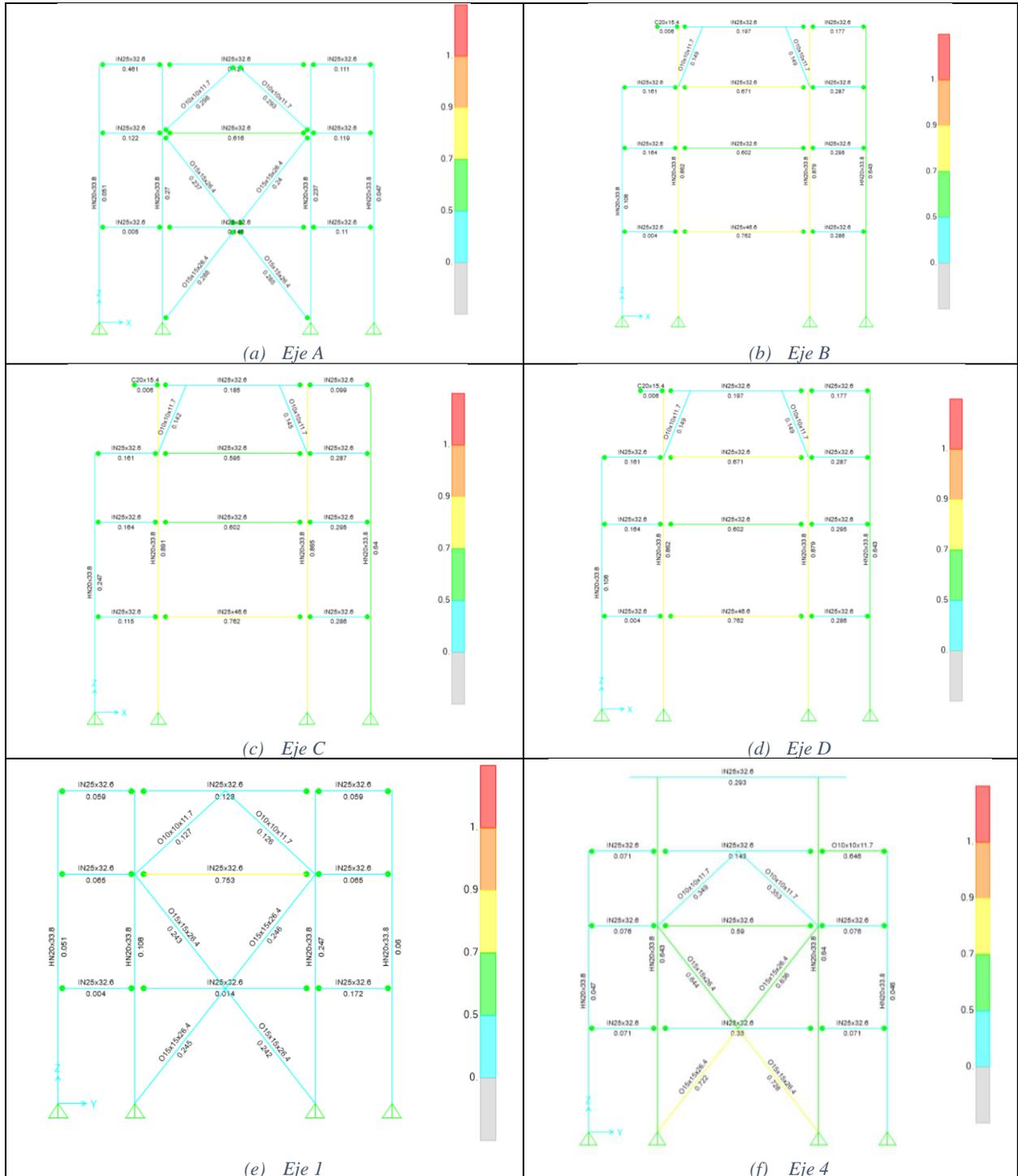


Figura 4-2: Factores de utilización – Estructura 1, versión vigente

#### 4.1.1.3 Verificación de deriva de piso

En la Tabla 4-5 se muestra la deriva de piso por nivel de la estructura para cargas sísmicas elásticas. El límite impuesto es 0.015H según el punto 6.3 de la NCh2369.

Tabla 4-5: Deriva de piso – Estructura 1, versión vigente

Elevación	$\Delta_{maxX}$ [mm]	$\Delta_{maxY}$ [mm]	H [mm]	$\Delta H/\Delta_{max}$	$\Delta H/\Delta_{lim}$	Condición
Plataforma 1	3.4	3.2	3465	1019	52	Satisface
Plataforma 2	9.6	9.4	6885	552	51	Satisface
Plataforma 3	14.0	14.1	9385	556	38	Satisface
Plataforma 4	23.4	28.2	11855	175	38	Satisface

#### 4.1.1.4 Anclajes

En la Figura 4-3 se muestra un esquema del detalle de anclaje de columnas de los marcos sismorresistentes. El anclaje posee 4 pernos  $\phi 3/4''$  en acero ASTM A36 dispuestos con silla de anclaje. El largo libre de los pernos en la silla es de 25 cm. Conforme a los requerimientos de 8.6.8 de la norma NCh 2369 Of 2003 (INN, 2003) el anclaje es diseñado de manera de que la resistencia en tracción del perno sea inferior a la resistencia de la placa de apoyo de la silla y al anclaje del perno en el hormigón.

En el anexo A se muestra las cargas en los anclajes de los marcos sismorresistentes para los nodos identificados en la Figura 4-3.

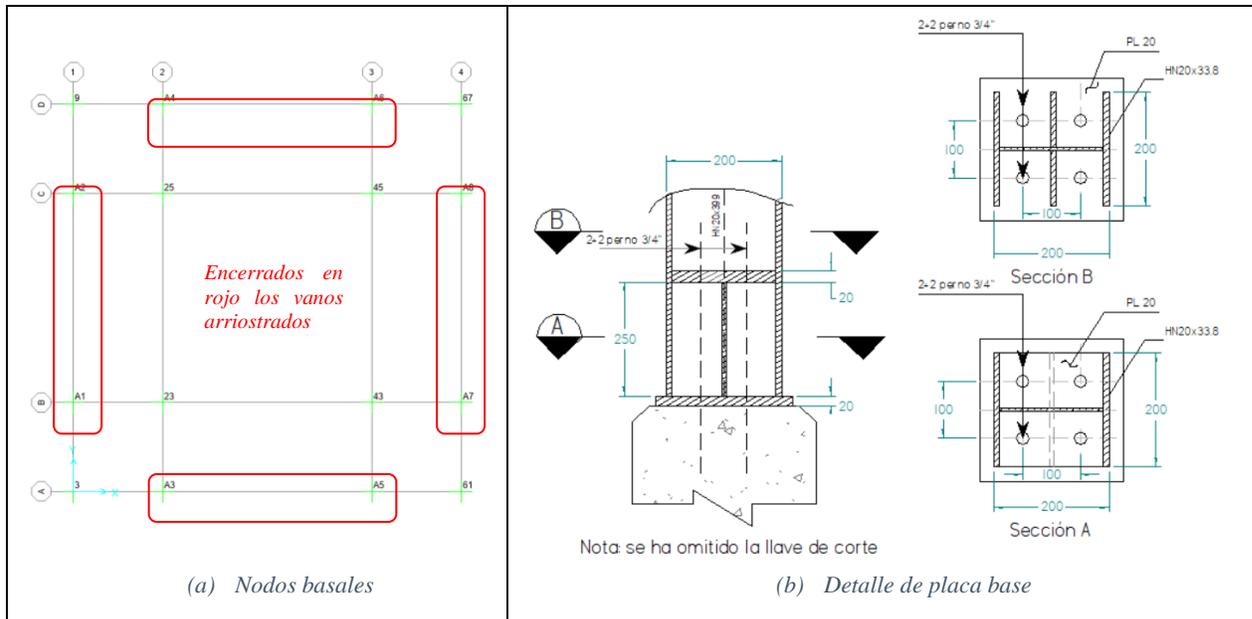


Figura 4-3: Anclaje – Estructura 1, versión vigente

#### 4.1.1.5 Conexiones

Las conexiones de las diagonales se diseñan para resistir el cien por ciento de la capacidad de tracción de la sección bruta de ellas, tal como indica 8.5.2 de la NCh 2369 (INN, 2003).

Los empalmes de columnas se deben dimensionar para las fuerzas de diseño obtenida de las combinaciones de carga amplificando el estado de carga sísmico por 2. Por la altura de las columnas de la estructura no se dispone de empalmes.

En la Tabla 4-6 se resumen los esfuerzos para el diseño de conexiones de los elementos sismorresistentes.

*Tabla 4-6: Esfuerzos para diseño de conexiones – Estructura 1, versión vigente*

Elemento	Sección	Compresión [kN]	Tracción [kN]	Corte eje fuerte [kN]	Momento eje fuerte [kN-m]	Momento eje débil [kN-m]
Diagonal primer nivel	[ ]15x15x26.4	473	750	0	0	0
Diagonal segundo nivel	[ ]15x15x26.4	473	750	0	0	0
Diagonal tercer nivel	[ ]J10x10x11.7	216	343	0	0	0
Viga (puntal) primer nivel	IN25x32.6	334	1030	168	106	25
Viga (puntal) segundo nivel	IN25x32.6	334	1030	168	106	25
Viga (puntal) tercer nivel	IN25x32.6	334	1030	168	106	25
Columnas marco arriostrado	HN20x33.8	352	217	4.5	7.2	23
Columnas gravitacionales	HN20x33.8	664	24	4.5	7.7	6

#### 4.1.2 Diseño según normativa propuesta

La verificación de esbeltez local y global para la estructura diseñada según la versión propuesta de la NCh 2369 (INN, 2020) es mostrada en la Tabla 4-7.

Tabla 4-7: Esbelteces – Estructura I, versión propuesta

Elemento	Sección	H	B	e	t	r <sub>x</sub>	r <sub>y</sub>	L <sub>x</sub>	L <sub>y</sub>	λ <sub>x</sub>	λ <sub>y</sub>	Esbeltez	
		(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)			Global	Local
Arriost. Plataforma 1	L8x9,63	80	80	8	8	24.3	15.6	2050		84	131	OK	SC
Arriost. Plataforma 2	L8x9,63	80	80	8	8	24.3	15.6	2050		84	131	OK	SC
Arriost. Plataforma 3	L8x9,63	100	100	8	8	24.3	15.6	2050		84	131	OK	SC
Arriost. Vert. 1	[]20x20x30,1	200	200	5	5	38.8	58.7	4,392		113	75	OK	SC
Arriost. Vert. 2	[]20x20x30,1	200	200	5	5	79.1	79.1	4,357		55	55	OK	SC
Arriost. Vert. 3	[]10x10x11,7	100	100	4	4	38.8	38.8	3,679		95	95	OK	SP
Arriost. Vert. 3	CJ10x10x11,7	100	100	4	4	38.8	38.8	2,665		69	69	OK	SP
Viga del marco nivel 1	IN25x32,6	250	150	10	5	107.9	36.8	2,700	1,850	25	73	N.A.	NS
Viga del marco nivel 2	IN25x32,6	250	150	10	5	107.9	36.8	2,700	1,850	25	73	N.A.	NS
Viga del marco nivel 3	IN25x32,6	250	150	10	5	107.9	36.8	2,700	3,970	25	73	N.A.	NS
Columnas	HN20x39,9	200	200	8	6	87.7	51.2	3,465	3,465	42	72	OK	SP

##### 4.1.2.1 Diagonales

Al igual que en la versión vigente de la norma NCh 2369 en la versión propuesta el puntal (viga) al cual confluyen las diagonales del primer y segundo nivel es continuo en el punto de intersección de las diagonales y es verificado para las cargas verticales omitiendo el apoyo le proveen las diagonales. También son diseñados para soportar una carga lateral en el punto de intersección de las diagonales, igual al 2% de la capacidad esperada en compresión de la diagonal.

El efecto sísmico sobre el puntal (viga) es determinado a través del equilibrio de la capacidad esperada de la diagonal traccionada y la capacidad residual de la diagonal comprimida, esta verificación y la anterior son mostradas en la Tabla 4-8. Cabe recordar que la tracción en la diagonal no necesita ser superior a la determinada en el modelo de análisis amplificando las cargas sísmicas por  $0.7 R_1 = 2.1$ .

Tabla 4-8: Verificación de puntales – Estructura I, versión propuesta

Elemento	Sección <sup>90</sup>	Capacidad esperada en tracción y residual en compresión						F.U.	FU sin soporte diagonales	Fuerza lateral	F.U. fuerza lateral
		Diagonal inferior			Diagonal superior						
		0.3 P <sub>ne</sub>	T <sub>ye</sub>	T <sub>modelo</sub>	0.3 P <sub>ne</sub>	T <sub>ye</sub>	T <sub>modelo</sub>				
		[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]				
Viga nivel 1 <sup>(1)</sup>	IN25x32.6	264	1258	421	267	1258	380	75	60	11	56
Viga nivel 2	IN25x32.6	267	1258	380	150	491	181	10	73	N.A.	-
Viga nivel 3	IN25x32.6	150	491	181	-	-	-	50	61	3	6

(1) Si las diagonales inferiores dejan de dar soporte a las vigas, las diagonales superiores, en tracción siguen dando soporte. Dado lo anterior no sería necesario verificar la viga sin soporte, sin embargo, se muestra que, aunque la viga no tenga soporte, esta condición no controla el dimensionamiento de la viga.

#### 4.1.2.2 Verificación de resistencia estructural

En la Figura 4-4 se muestran los factores de utilización (máxima relación de demanda versus capacidad entre flexo – compresión biaxial y cortante) para combinaciones de carga de diseño LRFD.

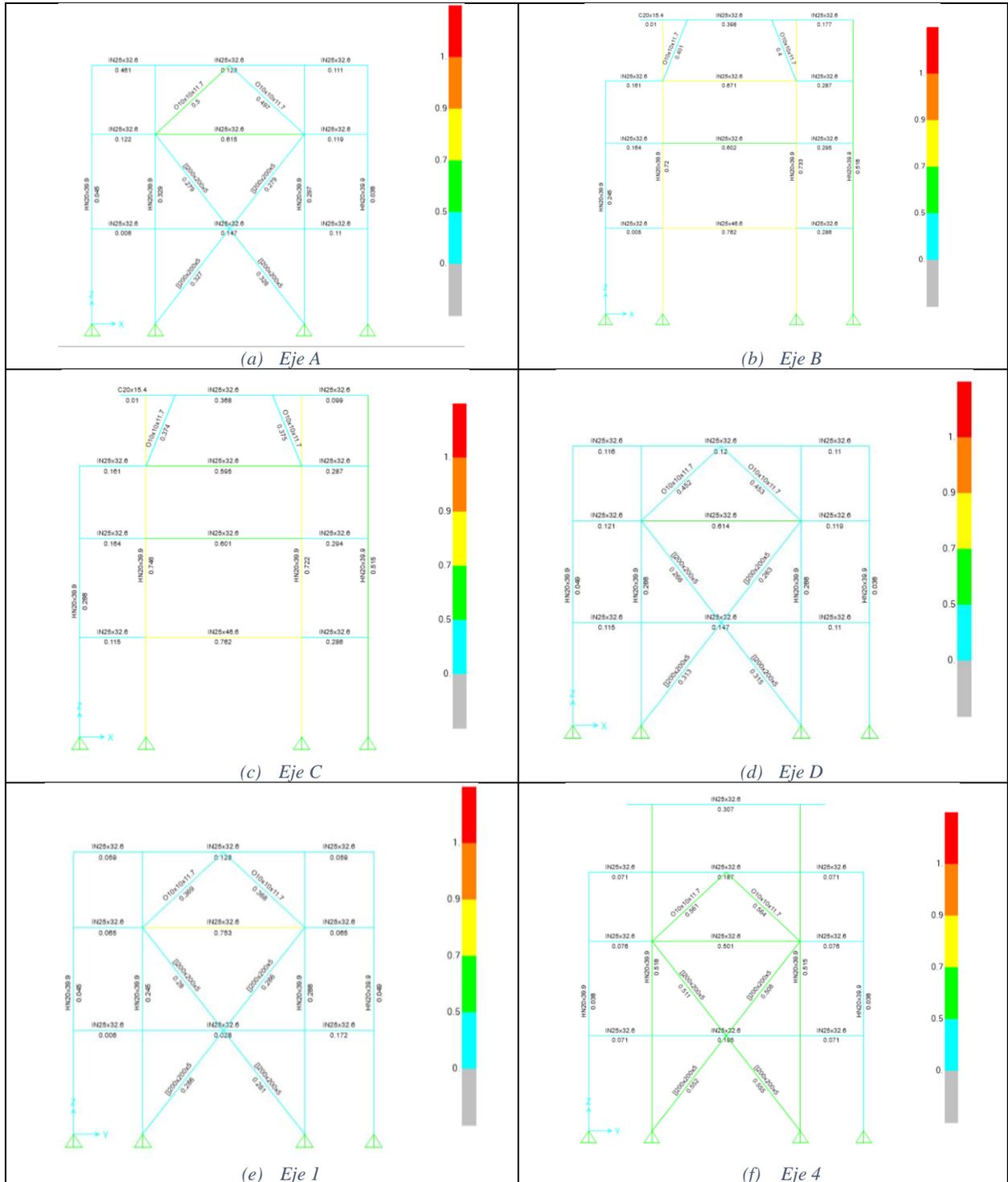


Figura 4-4: Factores de utilización – Estructura 1, versión propuesta

Adicionalmente se verifica que la capacidad axial requerida de las columnas sea mayor o igual a aquella determinada amplificando el estado de carga sísmico por  $0,7R_1 > 2.0$  en las combinaciones de carga (ver Tabla 4-9). En el anexo A se presenta un resumen de los factores de utilización.

Tabla 4-9: Verificación de sobrerresistencia para columnas – Estructura 1, versión propuesta

Elemento	Perfil	Combinación	F.U. [%]
3	HN20x39.9	SOBRE 03A: 1.2D+0.25L+1.4(0.3Ex+1.0Ey+0.6Ez)	48
4	HN20x39.9	SOBRE 03A: 1.2D+0.25L+1.4(0.3Ex+1.0Ey+0.6Ez)	53
22	HN20x39.9	SOBRE 04A: 1.2D+0.25L+1.4(0.6Ex+0.2Ey+1.0Ez)	67
23	HN20x39.9	SOBRE 04A: 1.2D+0.25L+1.4(0.6Ex+0.2Ey+1.0Ez)	69
36	HN20x39.9	SOBRE 05A: 1.2D+0.25L+1.4(0.2Ex+0.6Ey+1.0Ez)	67
37	HN20x39.9	SOBRE 05A: 1.2D+0.25L+1.4(0.2Ex+0.6Ey+1.0Ez)	66
50	HN20x39.9	SOBRE 03A: 1.2D+0.25L+1.4(0.3Ex+1.0Ey+0.6Ez)	93
51	HN20x39.9	SOBRE 03A: 1.2D+0.25L+1.4(0.3Ex+1.0Ey+0.6Ez)	93

#### 4.1.2.3 Verificación de deriva de piso

En la Tabla 4-10 se muestra la deriva de piso por nivel de la estructura para cargas sísmicas elásticas. El límite impuesto en el punto 6.3 de la NCh2369 es  $0.015H$ .

Tabla 4-10: Deriva de piso – Estructura 1, versión propuesta

Elevación	$\Delta_{maxX}$ [mm]	$\Delta_{maxY}$ [mm]	H [mm]	$\Delta H/\Delta_{max}$	$\Delta H/\Delta_{lim}$	Condición
Plataforma 1	8	6	3465	433	52	Satisface
Plataforma 2	22	16	6885	244	51	Satisface
Plataforma 3	34	26	9385	208	38	Satisface
Plataforma 4	65	58	11855	77	38	Satisface

#### 4.1.2.4 Anclajes

El anclaje es similar al definido para la versión vigente de la norma NCh2369, excepto que el diámetro de los pernos es mayor,  $\phi 7/8''$  en acero ASTM A36 y las placas de anclaje y silla poseen 25 mm de espesor. Conforme a los requerimientos de 8.6.8 de la norma NCh 2369 Of 2003 (INN, 2020) el anclaje es diseñado de manera de que la resistencia en tracción del perno sea inferior a la resistencia de la placa de apoyo de la silla y al anclaje del perno en el hormigón.

En el anexo A se resume las cargas en los anclajes de los marcos sismorresistentes para los nodos identificados en la Figura 4-3.

#### 4.1.2.5 Conexiones

Si bien la versión propuesta de la norma (INN, 2020) no es explícita en diagonales, puntales y columnas sobre la aplicación de un valor mínimo en la determinación de las cargas de diseño de conexiones, en la Tabla 4-11 se impone la restricción general que indica que la resistencia requerida de la conexión no debe ser menor que la mitad de la capacidad esperada del elemento (art 8.4.1, INN, 2020).

Las conexiones de las diagonales y puntales sísmicos se diseñan para resistir la capacidad esperada en tracción y en compresión, no obstante, la resistencia requerida no necesita ser superior a la determinada amplificando por  $0.7 R_1 = 2.1 > 2.0$  el estado de carga sísmico (INN, 2020).

Las cargas de diseño de las conexiones de vigas vienen dadas por las capacidades requeridas determinadas usando las combinaciones de carga amplificando por  $0.7 R_1 = 2.1 > 2.0$  el estado de carga sísmico. Estas cargas no necesitan superar la capacidad esperada del elemento a conectar, ni debe ser menor que la mitad de la capacidad esperada.

Las cargas de diseño de las conexiones de las columnas vienen dadas por las capacidades esperadas del elemento, pero no necesitan ser superior a las capacidades requeridas determinadas usando las combinaciones de carga amplificando por  $0.7 R_1 = 2.1 > 2.0$  el estado de carga sísmico. A pesar de que en la estructura 1 no es necesario desarrollar empalmes en las columnas, se presenta las fuerzas para el diseño de conexión en la Tabla 4-11.

*Tabla 4-11: Capacidad requerida para las conexiones – Estructura 1, versión propuesta*

Elemento	Sección	Compresión [kN]	Tracción [kN]	Corte eje fuerte [kN]	Momento eje fuerte [kN-m]	Momento eje débil [kN-m]
Diagonal primer nivel	[]20x20x30.1	464	421	0	0	0
Diagonal segundo nivel	[]20x20x30.1	404	379	0	0	0
Diagonal tercer nivel	[]10x10x11.7	208	239	0	39	4
Viga (puntal) primer nivel	IN25x32.6	190.5	669.5	109	68.5	18.5
Viga (puntal) segundo nivel	IN25x32.6	190.5	669.5	109	68.5	18.5
Viga (puntal) tercer nivel	IN25x32.6	426	669.5	109	68.5	18.5
Columnas marco arriostrado	HN20x39.9	684	818.5	104.5	69	40
Columnas gravitacionales	HN20x39.9	597	95	10	11	20

## 4.2 Estructura 2

La estructura 2 de cuatro niveles con diafragma en cada uno de ellos, excepto en el primer nivel donde se tiene un diafragma parcial, posee una estructura sismorresistente correspondiente a dos marcos arriostrados concéntricamente en cada dirección principal. Para la estructura 2 se evalúan dos versiones, la primera con diagonales formados por perfiles tubulares cuadrados y la segunda por perfiles XL.

La estructura se ubica en zona sísmica 2, en un suelo tipo III o D según sea la versión de la norma NCh2369 que se utilice, el factor de importancia de la estructura es 1.2 y el de reducción de la respuesta 3, en tanto que la razón de amortiguamiento crítico considerada es 3%. Las principales cargas a la que se ve sometida la estructura se resumen en la siguiente tabla.

El suelo de fundación según la versión propuesta resulta incierto (C o D) debido a la información disponible y se decide clasificar el suelo conservadoramente como tipo D. Sin embargo, a fin de evaluar el efecto de haber clasificado el suelo como C, se diseña la estructura 2 considerando este tipo de suelo para la configuración con diagonales con sección tubular cuadrada.

Tabla 4-12: Estados de carga, Estructura 2

Estado de carga	Descripción	Dirección	Valor [kN]				
			NCh2369 vigente		NCh2369 propuesta		
			Suelo tipo III		Suelo tipo D		Suelo tipo C
			Diag. []	Diag. XL	Diag. []	Diag. XL	Diag. []
D.sw	Peso propio estructura	Z	1600	1628	2514	2653	
D.platf	Peso de plataformas	Z	1495	1495	1495	1495	1495
D.piping	Peso de piping	Z	1379	1379	1379	1379	1379
D.Hidroc.oper	Peso de hidrociclones en operación	Z	677	677	677	677	677
D.Hidroc.emb	Peso de hidrociclones embancados	Z	877	877	877	877	877
D.Cajon.oper	Peso del cajón en operación	Z	1350	1350	1350	1350	1350
D.Cajon.emb	Peso del cajón embancado	Z	2792	2792	2792	2792	2792
D.Tolva.oper	Peso de la tolva en operación	Z	236	236	236	236	236
D.puentegrúa	Peso de la tolva embancada	Z	49	49	49	49	49
D.monorriel	Peso del tecla monorriel	Z	6	6	6	6	6
L	Sobrecarga de plataformas	Z	2480	2480	2480	2480	2480
L.lev_monorriel	Carga de levante del monorriel	Z	196	196	196	196	196
L.lev_puentegrúa	Carga de levante del puente grúa	Z	99	99	99	99	99
S	Sobrecarga de nieve	Z	1671	1671	1671	1671	1671
Sx – R (1)	Corte basal sísmico en X para resistencia	X	2350	2304	3177	3249	2613
Sy – R (1)	Corte basal sísmico en Y para resistencia	Y	1066	1250	3049	3031	1047
Ez – R (1)	Fuerza sísmica vertical para resistencia	Z	2382	2390	5355	3834	4364
Sx – D (2)	Corte basal sísmico en X para deformación	X	-	-	14581	14739	10381
Sy – D (2)	Corte basal sísmico en Y para deformación	Y	-	-	13796	14053	4929
Ez – D (2)	Fuerza sísmica vertical para deformación	Z	-	-	3687	3611	3166

(1) Para diseño por resistencia, según ambas versiones de la norma NCh2369.

(2) Para evaluación de desplazamientos, según la versión propuesta de la norma NCh2369.

## 4.2.1 Diseño según normativa vigente

En la Tabla 4-13 se muestra la verificación de compacidad local y esbeltez global sobre los elementos estructurales de acuerdo con los requerimientos de los puntos 8.3.3 y 8.7.3 de la NCh2369.

Cabe destacar que solo se muestra la compacidad y esbeltez para diagonales sismorresistentes tubulares, aunque para las diagonales sismorresistentes XL también satisfacen los requerimientos.

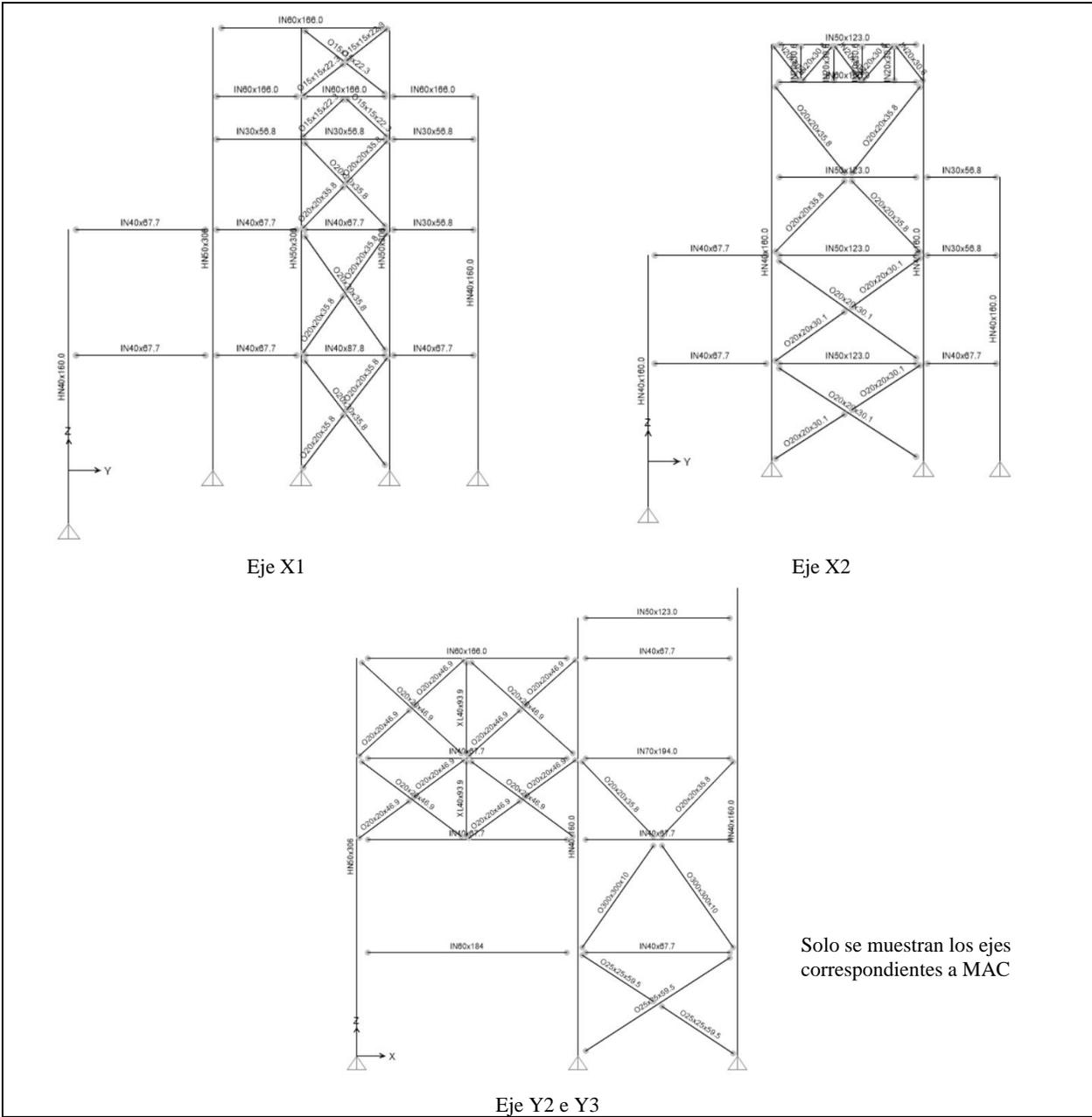
Tabla 4-13: Esbelteces – Estructura 2, versión vigente

Elemento	Sección	H	B	e	t	r <sub>x</sub>	r <sub>y</sub>	L <sub>x</sub>	L <sub>y</sub>	I <sub>x</sub>	I <sub>y</sub>	Esbeltez	
		(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)			Global	Local
Arriost. Plat 1	L10x17,8	L10x17,8	100	100	12	12	38	19	2261	2261	60	117	OK
Arriost. Plat 2	XL16x19,3	XL16x19,3	160	160	8	8	34	34	2828	2828	84	84	OK
Arriost. Plat 3	XL20x35,4	XL20x35,4	200	200	12	12	42	42	4257	4257	101	101	OK
Arriost. Plat 3a	L10x17,8	L10x17,8	100	100	12	12	38	19	2305	2305	61	119	OK
Arriost. Plat 4	L10x17,8	L10x17,8	100	100	12	12	38	19	2018	2018	53	104	OK
Arriost. Plat 4a	XL16x19,3	XL16x19,3	160	160	8	8	34	34	3047	3047	90	90	OK
Arriost. Vert. X1-1 @ 3, X2-3 @ 4	[]20x20x35.8	[]20x20x35.8	200	200	6	6	79	79	6,426	6,426	82	82	OK
Arriost. Vert. X1-4 @ 5	[]15x15x22.3	[]15x15x22.3	150	150	5	5	58	58	2,758	2,758	47	47	OK
Arriost. Vert. X2-1 @ 2	[]20x20x30.1	[]20x20x30.1	200	200	5	5	79	79	4,902	4,902	62	62	OK
Arriost. Vert. Y2-1, Y3-1	[]25x25x59.5	[]25x25x59.5	250	250	8	8	98	98	4,763	4,763	49	49	OK
Arriost. Vert. Y2-2, Y3-2	[]30x30x91.1	[]30x30x91.1	250	250	8	8	119	119	6,938	6,938	59	59	OK
Arriost. Vert. Y2-3a-b, Y3-3a-b, Y2-4a-b, Y3-4a-b	[]20x20x46.9	[]20x20x46.9	200	200	6	6	78	78	3,763	3,763	48	48	OK
Arriost. Vert. Y2-3c, Y3-3c	[]20x20x35.8	[]20x20x35.8	200	200	6	6	79	79	5,745	5,745	73	73	OK
Viga del marco - X1, nivel 4	IN60x166	IN60x166	600	300	28	8	265	77	4,000	1,700	15	22	N.A.
Viga del marco - X2, nivel 3	IN50x123	IN50x123	500	300	20	8	220	76	8,000	5,300	36	70	N.A.
Viga del marco - Y2, Y3, nivel 2	IN40x67.7	IN40x67.7	400	200	16	6	174	50	8,000	8,000	46	161	N.A.
Columna	HN40x160	HN40x160	400	400	32	16	175	103	10,845	5,175	62	50	OK
Columna	HN50x306	HN50x306	500	500	32	16	219	131	10,845	5,175	50	40	OK

### 4.2.1.1 Diagonales

La configuración de los arriostamientos verticales de la estructura 2 es en cruz, en V y en V invertida como se aprecia en la siguiente figura, por tanto, se aplica las verificaciones de 8.3.5 de la versión vigente de la norma NCh 2369 (INN, 2003). El puntal al cual confluyen las diagonales es continuo en el punto de intersección de las diagonales, siendo verificado el puntal para las cargas verticales omitiendo el apoyo le proveen las diagonales (ver Tabla 4-14). También es diseñado el

puntal para soportar por medio de sus alas una fuerza lateral en el punto de intersección de las diagonales, igual a  $0,02 F_y b_f t_f$ , dichas verificaciones son resumidas en la Tabla 4-14.



Solo se muestran los ejes correspondientes a MAC

Figura 4-5: Marco sismorresistente – Estructura 2

Tabla 4-14: Verificación puntal NCh 2369 versión vigente – Estructura 2

Elemento	Diagonales con secciones tubular cuadrada y XL			
	Sección	FU sin soporte diagonales	Fuerza lateral	F.U. fuerza lateral
		[%]	[kN]	[%]
Viga del marco X1-4	IN60x166	4	3824	4.3
Viga del marco X2-3	IN50x123	66	2732	3.4
Viga del marco Y2-2, Y3-2 <sup>(1)</sup>	IN40x67.7	43	1458	8.4

(1) Si las diagonales inferiores dejan de dar soporte a las vigas, las diagonales superiores, en tracción siguen dando soporte. Dado lo anterior no sería necesario verificar la viga sin soporte, sin embargo, se muestra que, aunque la viga no tenga soporte, esta condición no controla el dimensionamiento de la viga.

Conforme a lo especificado en 8.3.5 de la versión vigente de la norma NCh 2369 (INN, 2003) se verifica las diagonales para soportar las cargas de permanentes y sobrecargas más las cargas sísmicas amplificadas por 1,5 y se limita esfuerzo axial sísmico de las diagonales en compresión al 80% de la capacidad del elemento (8.3.6 de NCh 2369 Of 2003 (INN, 2003)). Las verificaciones anteriores se resumen en la Tabla 4-15.

Tabla 4-15: Verificación diagonales – 8.3.5 NCh 2369 versión vigente – Estructura 2

Elemento	Diagonales con secciones tubular cuadrada			Diagonales con secciones XL		
	Sección	F.U. Solo por carga sísmica	F.U. Sismo amplificado por 1.5	Sección	F.U. Solo por carga sísmica	F.U. Sismo amplificado por 1.5
		[%]	[%]		[%]	[%]
Arriost. Vert. X1-1	]20x20x35.8	57	100	XL30x52.8	46	91
Arriost. Vert. X1-2	]20x20x35.8	55	98	XL30x52.8	45	88
Arriost. Vert. X1-3	]20x20x35.8	44	78	XL20x35.7	54	100
Arriost. Vert. X1-4	]15x15x22.3	48	87	XL20x35.7	41	82
Arriost. Vert. X1-5	]15x15x22.3	26	49	XL20x35.7	8	37
Arriost. Vert. X2-1	]20x20x30.1	50	87	XL30x52.8	34	71
Arriost. Vert. X2-2	]20x20x30.1	52	88	XL30x52.8	37	71
Arriost. Vert. X2-3	]20x20x35.8	46	94	XL30x52.8	40	93
Arriost. Vert. X2-4	]20x20x35.8	54	99	XL30x52.8	48	100
Arriost. Vert. Y2-1	]25x25x59.5	50	86	XL35x71.8	46	84
Arriost. Vert. Y2-2	]30x30x91.1	52	75	XL40x93.9	53	97
Arriost. Vert. Y2-3	]20x20x35.8	27	81	XL35.71.8	32	63
Arriost. Vert. Y2-3	]20x20x46.9	43	84	XL25x36.6	34	88
Arriost. Vert. Y2-4	]20x20x46.9	27	55	XL25x36.6	38	100

#### 4.2.1.2 Verificación de deriva de piso

Tabla 4-16: Deriva de piso – Estructura 2, versión vigente

Elevación	$\Delta_{maxX}$ [mm]	$\Delta_{maxY}$ [mm]	H [mm]	$\Delta H/\Delta_{max}$	$\Delta H/\Delta_{lim}$	Condición
Plataforma 1	31	40	5175	167	66.7	Satisface
Plataforma 2	60	50	10845	196	66.7	Satisface
Plataforma 3	65	73	14970	825	66.7	Satisface
Plataforma 4	68	98	20000	1677	66.7	Satisface
Plataforma 5	87	75	22000	105	66.7	Satisface

#### 4.2.1.3 Verificación de resistencia estructural

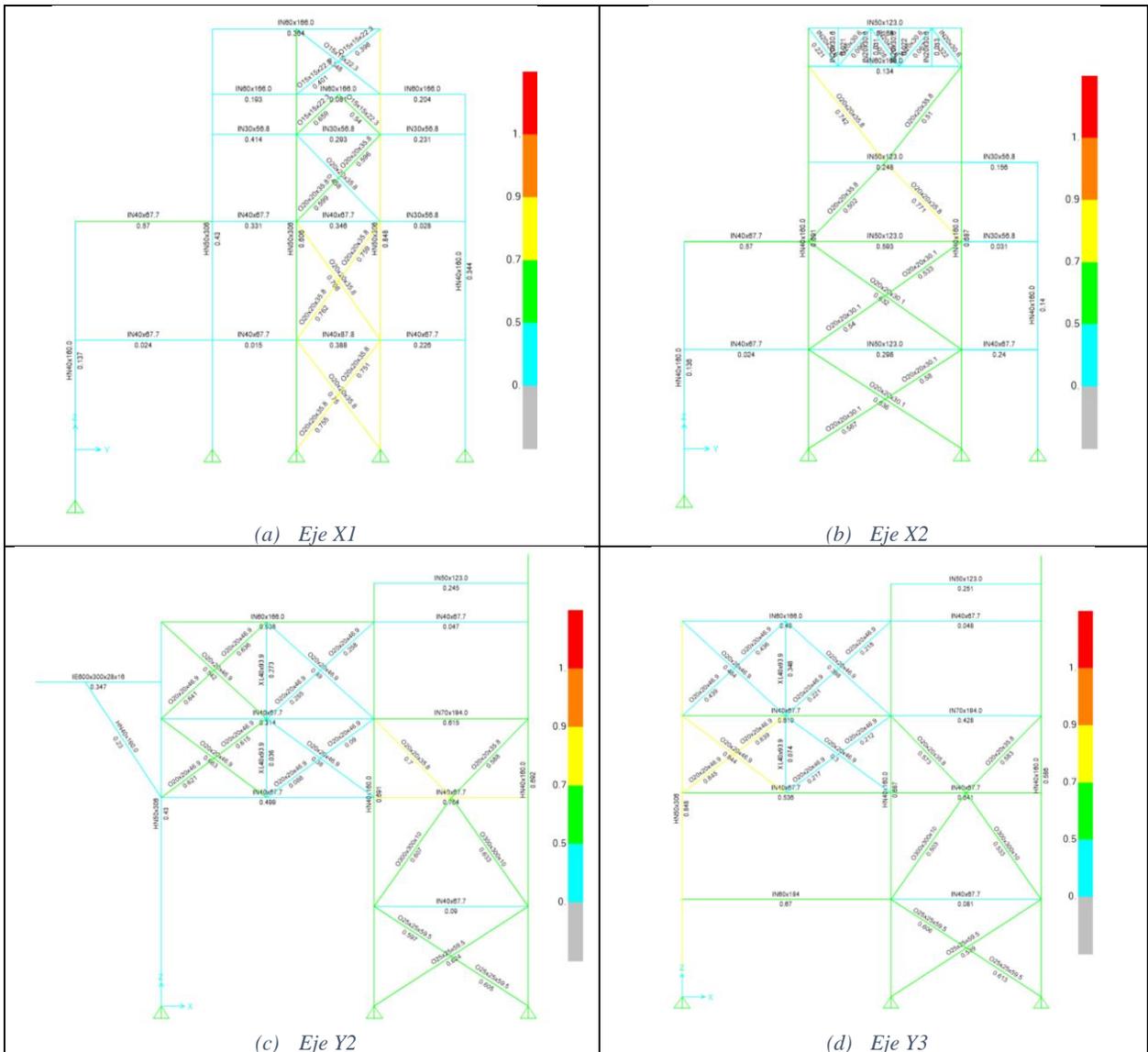


Figura 4-6: Factores de utilización – Estructura 2, versión vigente, diagonales tubulares, suelo III

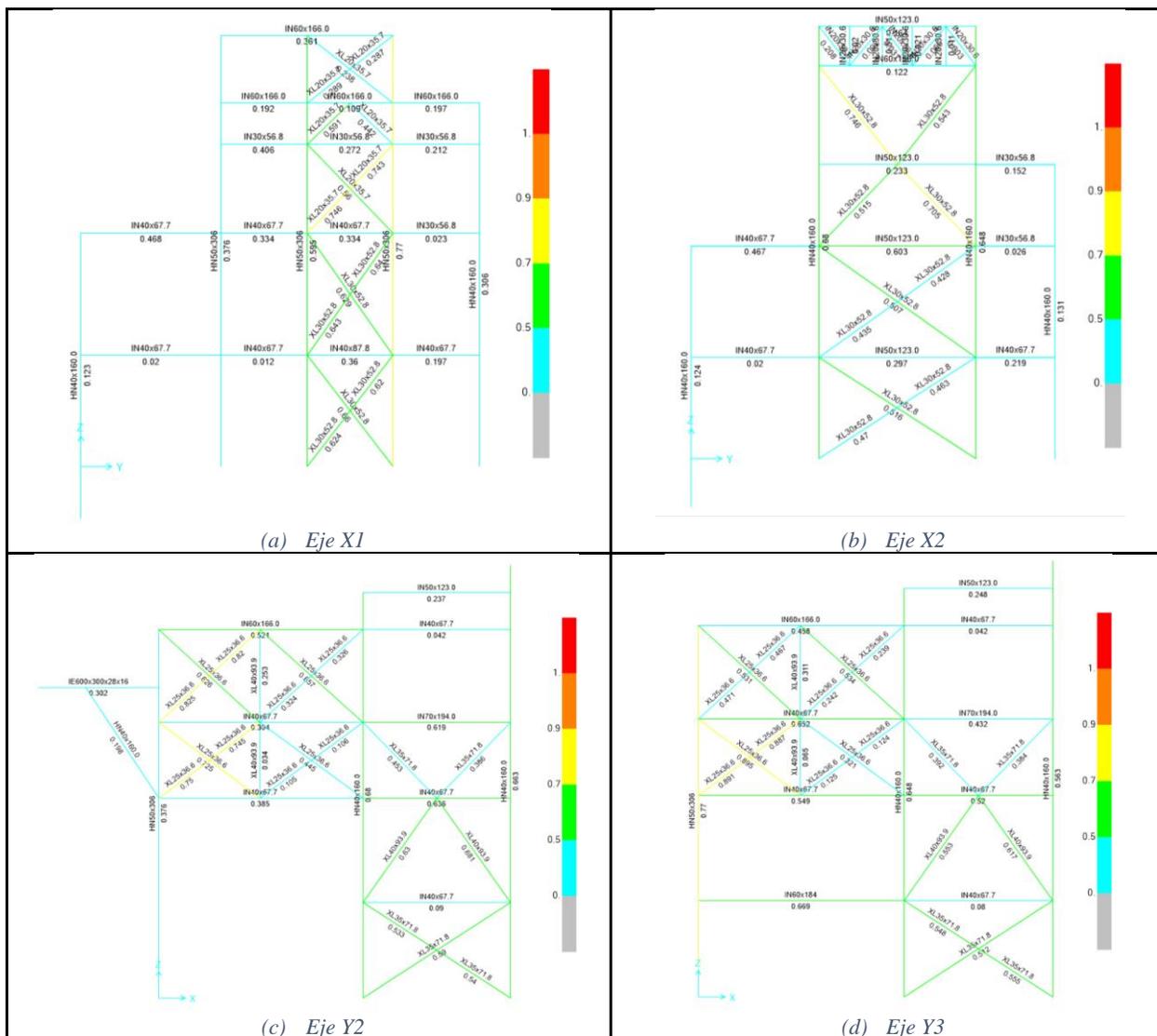


Figura 4-7: Factores de utilización – Estructura 2, versión vigente, diagonales XL, suelo III

#### 4.2.1.4 Anclajes

En la Figura 4-8 se muestra un esquema del detalle de anclaje de columnas de los marcos sismorresistentes. El anclaje posee 8 pernos  $\phi$  1 1/2" en acero ASTM A36 dispuestos con silla de anclaje. El largo libre de los pernos es de 37 cm. Conforme a los requerimientos de 8.6.8 de la norma NCh 2369 Of 2003 (INN, 2003) el anclaje es diseñado de manera de que la resistencia en tracción del perno sea inferior a la resistencia de la placa de apoyo de la silla y al anclaje del perno en el hormigón.

Las cargas en los anclajes de los marcos sismorresistentes para los nodos identificados en la Figura 4-8 son mostradas en el anexo B.

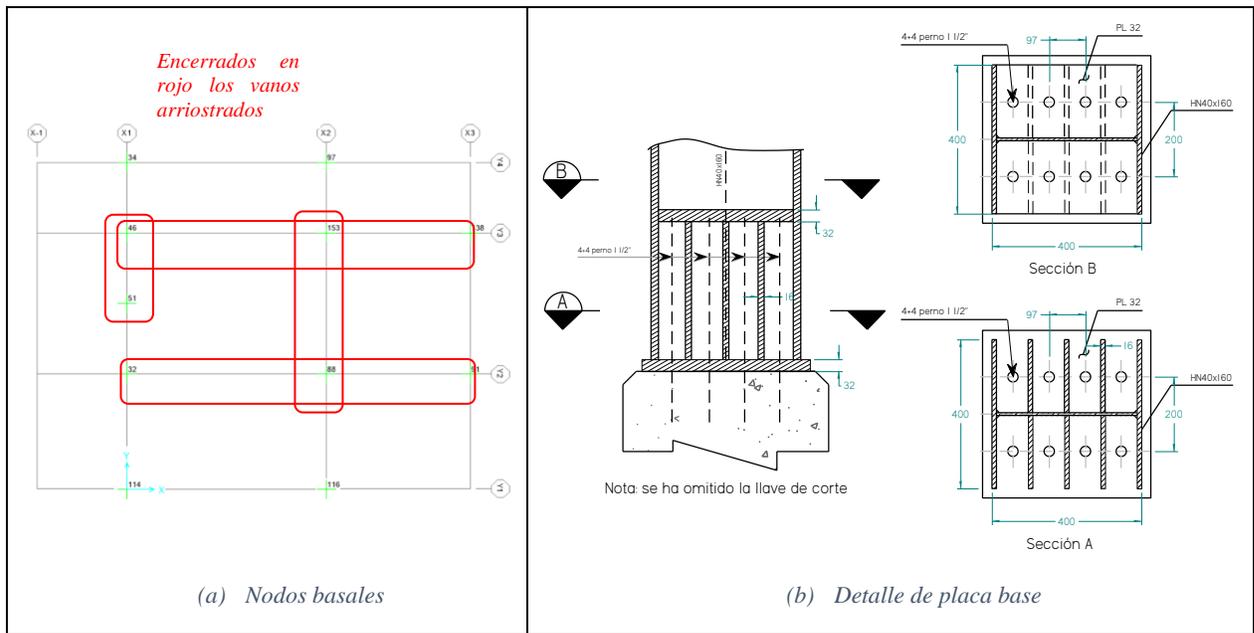


Figura 4-8: Anclaje – Estructura 2, versión vigente

#### 4.2.1.5 Conexiones

Las conexiones de las diagonales se diseñan para resistir el cien por ciento de la capacidad de tracción de la sección bruta de ellas, tal como indica 8.5.2 de la NCh 2369 (INN, 2003). De este modo la carga de diseño de las conexiones de las diagonales es el mostrado en la Tabla 4-17.

Tabla 4-17: Capacidad requerida para las conexiones de diagonales – Estructura 2, versión vigente

Ubicación	Diagonal sección rectangular cuadrada		Diagonal sección rectangular XL	
	Perfil	Carga diseño [kN]	Perfil	Carga diseño [kN]
Arriost. Vert. X1-1	∟20x20x35.8	1040	XL30x52.8	1489
Arriost. Vert. X1-2	∟20x20x35.8	1040	XL30x52.8	1489
Arriost. Vert. X1-3	∟20x20x35.8	1040	XL20x35.7	953
Arriost. Vert. X1-4	∟15x15x22.3	871	XL20x35.7	953
Arriost. Vert. X1-5	∟15x15x22.3	871	XL20x35.7	953
Arriost. Vert. X2-1	∟20x20x30.1	871	XL30x52.8	1489
Arriost. Vert. X2-2	∟20x20x30.1	871	XL30x52.8	1489
Arriost. Vert. X2-3	∟20x20x35.8	1040	XL30x52.8	1489
Arriost. Vert. X2-4	∟20x20x35.8	1040	XL30x52.8	1489
Arriost. Vert. Y2-1, Y3-1	∟25x25x59.5	1729	XL35x71.8	2026
Arriost. Vert. Y2-2, Y3-2	∟30x30x91.1	2591	XL40x93.9	2647
Arriost. Vert. Y2-3a-b, Y3-3a-b	∟20x20x46.9	1372	XL25x36.6	1034
Arriost. Vert. Y2-3c, Y3-3c	∟20x20x35.8	1040	XL35.71.8	2026
Arriost. Vert. Y2-4	∟20x20x46.9	1372	XL25x36.6	1034

Los empalmes de columnas se deben dimensionar para las fuerzas de diseño obtenida de las combinaciones de carga amplificando el estado de carga sísmico por 2.

En la Tabla 4-18 se resumen los esfuerzos máximos de los elementos sismorresistentes obtenidos según el párrafo anterior y para vigas a partir de combinaciones de cargas definidas en 2.4.3.3. Se muestra los esfuerzos en la versión de la estructura con diagonales tubulares cuadradas, ya que la diferencia en los esfuerzos respecto la versión de la estructura con diagonales XL es reducida.

*Tabla 4-18: Capacidad requerida para las conexiones – Estructura 2, versión vigente*

Elemento	Sección	Compresión	Tracción	Corte eje fuerte	Momento eje fuerte	Momento eje débil
		[kN]	[kN]	[kN]	[kN-m]	[kN-m]
Viga del marco - X1 – Nivel 4	IN60x166	160	212	32	53	4
Viga del marco – X2 – Nivel 3	IN50x123	157	203	60	46	38
Viga del marco – Y2, Y3 – Nivel 2	IN40x67.7	757	776	47	112	8
Columna	HN40x160	3816	2897	237	420	117
Columna	HN50x306	6976	2473	1073	1782	292

## 4.2.2 Diseño según normativa propuesta

La verificación de esbeltez local y global para la estructura diseñada según la versión propuesta de la NCh 2369 (INN, 2020) es mostrada en la Tabla 4-19. Cabe destacar que solo se muestra la compacidad y esbeltez para diagonales sismorresistentes tubulares para la estructura diseñada para suelo tipo D, aunque las diagonales diseñadas para suelo C y las diagonales XL también satisfacen los requerimientos.

Tabla 4-19: Esbelteces – Estructura 2, versión propuesta

Elemento	Sección	H	B	e	t	r <sub>x</sub>	r <sub>y</sub>	L <sub>x</sub>	L <sub>y</sub>	l <sub>x</sub>	l <sub>y</sub>	Esbeltez	
		(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)			Global	Local
Arriost. Plat 1	L10x17.8	100	100	12	12	38	19	2261	2261	60	117	OK	SC
Arriost. Plat 2	XL16x19.3	160	160	8	8	34	34	2828	2828	84	84	OK	SC
Arriost. Plat 3	XL20x35.4	200	200	12	12	42	42	4257	4257	101	101	OK	SC
Arriost. Plat 3a	L10x17.8	100	100	12	12	38	19	2305	2305	61	119	OK	SC
Arriost. Plat 4	L10x17.8	100	100	12	12	38	19	2018	2018	53	104	OK	SC
Arriost. Plat 4a	XL16x19.3	160	160	8	8	34	34	3047	3047	90	90	OK	SC
Arriost. Vert. X1-1 @ 2	[ ]30x30x91.1	300	300	10	10	119	119	3,469	3,469	29	29	OK	SP
Arriost. Vert. X1-3, X2-3 @ 4	[ ]25x25x75.4	250	250	10	10	98	98	6,426	6,426	66	66	OK	SP
Arriost. Vert. X1-4 @ 5	[ ]20x20x30.1	200	200	5	5	79	79	2,758	2,758	35	35	OK	SP
Arriost. Vert. X2-1 @ 2	[ ]25x25x59.5	250	250	8	8	98	98	4,902	4,902	50	50	OK	SC
Arriost. Vert. Y2-1, Y3-1	[ ]25x25x75.4	250	250	10	10	98	98	4,763	4,763	49	49	OK	SP
Arriost. Vert. Y2-2, Y3-2	[ ]30x30x108	300	300	12	12	118	118	6,938	6,938	59	59	OK	SP
Arriost. Vert. Y2-3a-b, Y3-3a-b, Y2-4a-b, Y3-4a-b	[ ]25x25x59.5	250	250	8	8	98	98	7,527	3,763	77	38	OK	SP
Arriost. Vert. Y2-3c, Y3-3c	[ ]20x20x46.9	200	200	8	8	77	77	5,745	5,745	75	75	OK	SP
Viga del marco - X1, nivel 4	IN60x166	600	300	28	8	265	77	4,000	1,700	15	22	N.A.	SD
Viga del marco – X2, nivel 3	IN50x123	500	300	20	8	220	76	8,000	5,300	36	70	N.A.	SD
Viga del marco – Y2, Y3, nivel 2	IE80x341	800	400	40	16	343	99	8,000	8,000	23	80	N.A.	SD
Columna	HN40x160	400	400	32	16	261	126	10,845	5,175	42	41	OK	SP
Columna	HN50x306	500	500	32	16	389	215	10,845	5,175	28	24	OK	SP

### 4.2.2.1 Diagonales

Al igual que en 4.1.2.1, en este subapartado se analiza las diagonales a la luz los requerimientos de diseño de la versión propuesta de la norma NCh2369. Los análisis se resumen en la Tabla 4-20, Tabla 4-21 y Tabla 4-22. Solo se resume las verificaciones de las vigas que forman parte de arriostamientos en V y V invertida, pues aquellos que son parte de diagonales en cruz no se ven afectados por las disposiciones de la versión propuesta (art. 8.6.7, INN, 2020).

Tabla 4-20: Verificación de puntales – Estructura 2, diagonal tubular, versión propuesta, Suelo D

Elemento	Sección	Capacidad esperada en tracción y residual en compresión						F.U.	FU sin soporte diagonales	Fuerza lateral	F.U. fuerza lateral
		Diagonal inferior			Diagonal superior						
		0.3 P <sub>ne</sub>	T <sub>ye</sub>	T <sub>modelo</sub>	0.3 P <sub>ne</sub>	T <sub>ye</sub>	T <sub>modelo</sub>				
		[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]				
Viga del marco - X1, nivel 4	IN60x166	374	1229	1389	381	1229	1141	55	2	7	0
Viga del marco – X2, nivel 3	IN50x123	773	2988	2854	730	2988	2783	32	56	30	1
Viga del marco – Y2, Y3, nivel 2 <sup>(1)</sup>	IN80x404	1110	4300	4454	438	1910	1703	97	14	31	2

(1) Si las diagonales inferiores dejan de dar soporte a las vigas, las diagonales superiores, en tracción siguen dando soporte. Dado lo anterior no sería necesario verificar la viga sin soporte, sin embargo, se muestra que, aunque la viga no tenga soporte, esta condición no controla el dimensionamiento de la viga.

Tabla 4-21: Verificación de puntales – Estructura 2, diagonal tubular, versión propuesta, Suelo C

Elemento	Sección	Capacidad esperada en tracción y residual en compresión						F.U.	FU sin soporte diagonales	Fuerza lateral	F.U. fuerza lateral
		Diagonal inferior			Diagonal superior						
		0.3 P <sub>ne</sub>	T <sub>ye</sub>	T <sub>modelo</sub>	0.3 P <sub>ne</sub>	T <sub>ye</sub>	T <sub>modelo</sub>				
		[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]				
Viga del marco - X1, nivel 4	IN60x166	155	594	600	142	481	432	28	2	3	0
Viga del marco – X2, nivel 3	IN50x123	288	1239	950	264	1239	1091	22	56	11	0
Viga del marco – Y2, Y3, nivel 2 <sup>(1)</sup>	IE80x341	948	3743	3602	339	1471	1157	100	14	26	2

(1) Si las diagonales inferiores dejan de dar soporte a las vigas, las diagonales superiores, en tracción siguen dando soporte. Dado lo anterior no sería necesario verificar la viga sin soporte, sin embargo, se muestra que, aunque la viga no tenga soporte, esta condición no controla el dimensionamiento de la viga.

Tabla 4-22: Verificación de puntales – Estructura 2, diagonal XL, versión propuesta, Suelo D

Elemento	Sección	Capacidad esperada en tracción y residual en compresión						F.U.	FU sin soporte diagonales	Fuerza lateral	F.U. fuerza lateral
		Diagonal inferior			Diagonal superior						
		0.3 P <sub>ne</sub>	T <sub>ye</sub>	T <sub>modelo</sub>	0.3 P <sub>ne</sub>	T <sub>ye</sub>	T <sub>modelo</sub>				
		[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]				
Viga del marco - X1, nivel 4	IN60x166	333	1494	1602	135	749	795	80	2	679	1
Viga del marco – X2, nivel 3	IN50x123	807	3965	2890	740	3965	2878	48	56	3154	0
Viga del marco – Y2, Y3, nivel 2 <sup>(1)</sup>	IE80x341	905	5366	4185	344	2150	2470	93	14	2458	1

(1) Si las diagonales inferiores dejan de dar soporte a las vigas, las diagonales superiores, en tracción siguen dando soporte. Dado lo anterior no sería necesario verificar la viga sin soporte, sin embargo, se muestra que, aunque la viga no tenga soporte, esta condición no controla el dimensionamiento de la viga.

#### 4.2.2.2 Verificación de resistencia estructural

La verificación de resistencia se resume en la Figura 4-9, Figura 4-10 y Figura 4-11, donde se muestra los factores de utilización para combinaciones de carga LRFD. Adicionalmente se verifica

que la capacidad axial requerida de las columnas sea mayor o igual a aquella determinada amplificando el estado de carga sísmico por  $0,7R_1 > 2.0$  en las combinaciones de carga.

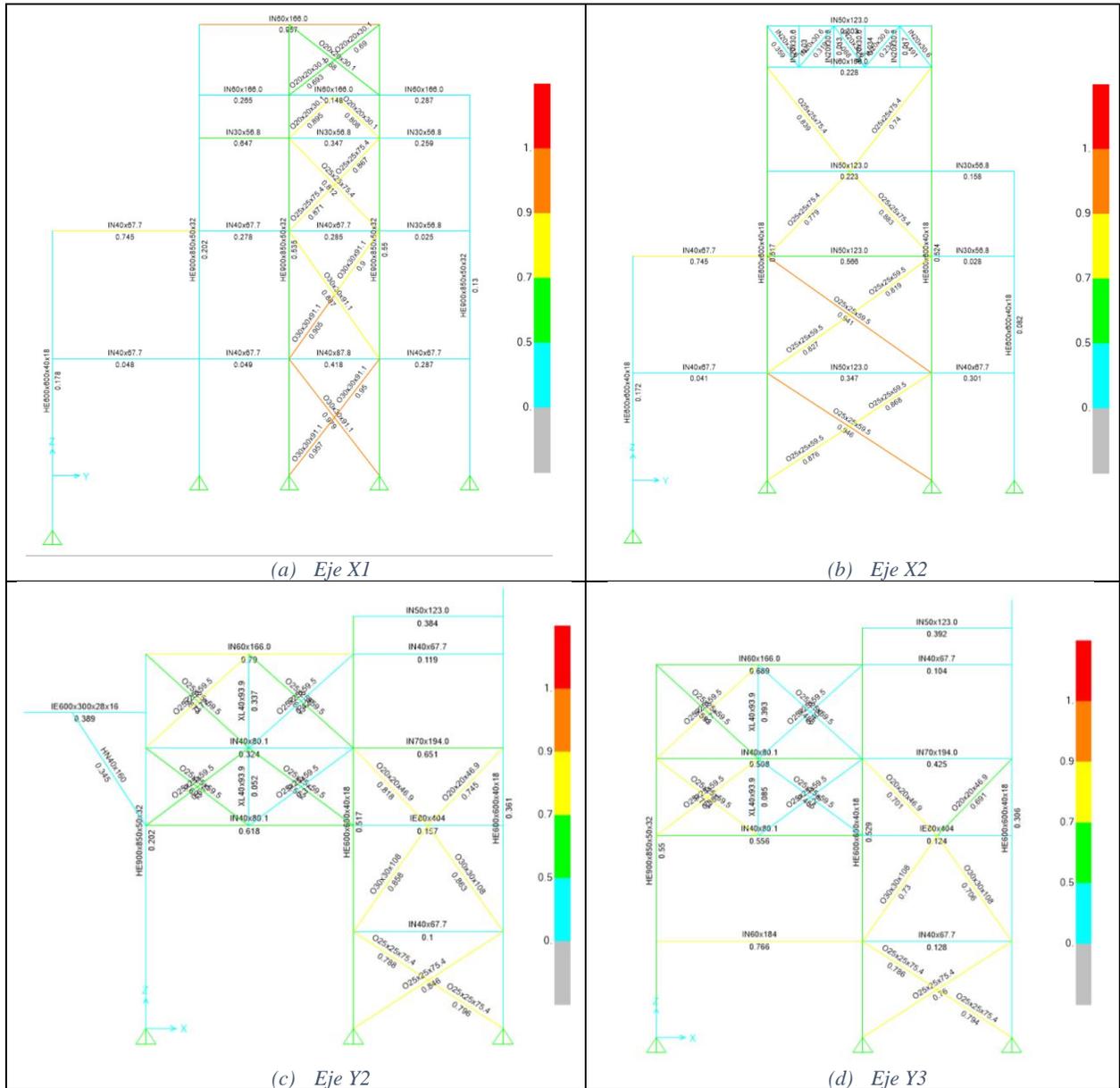


Figura 4-9: Factores de utilización – Estructura 2, versión propuesta, diagonales tubulares, suelo D

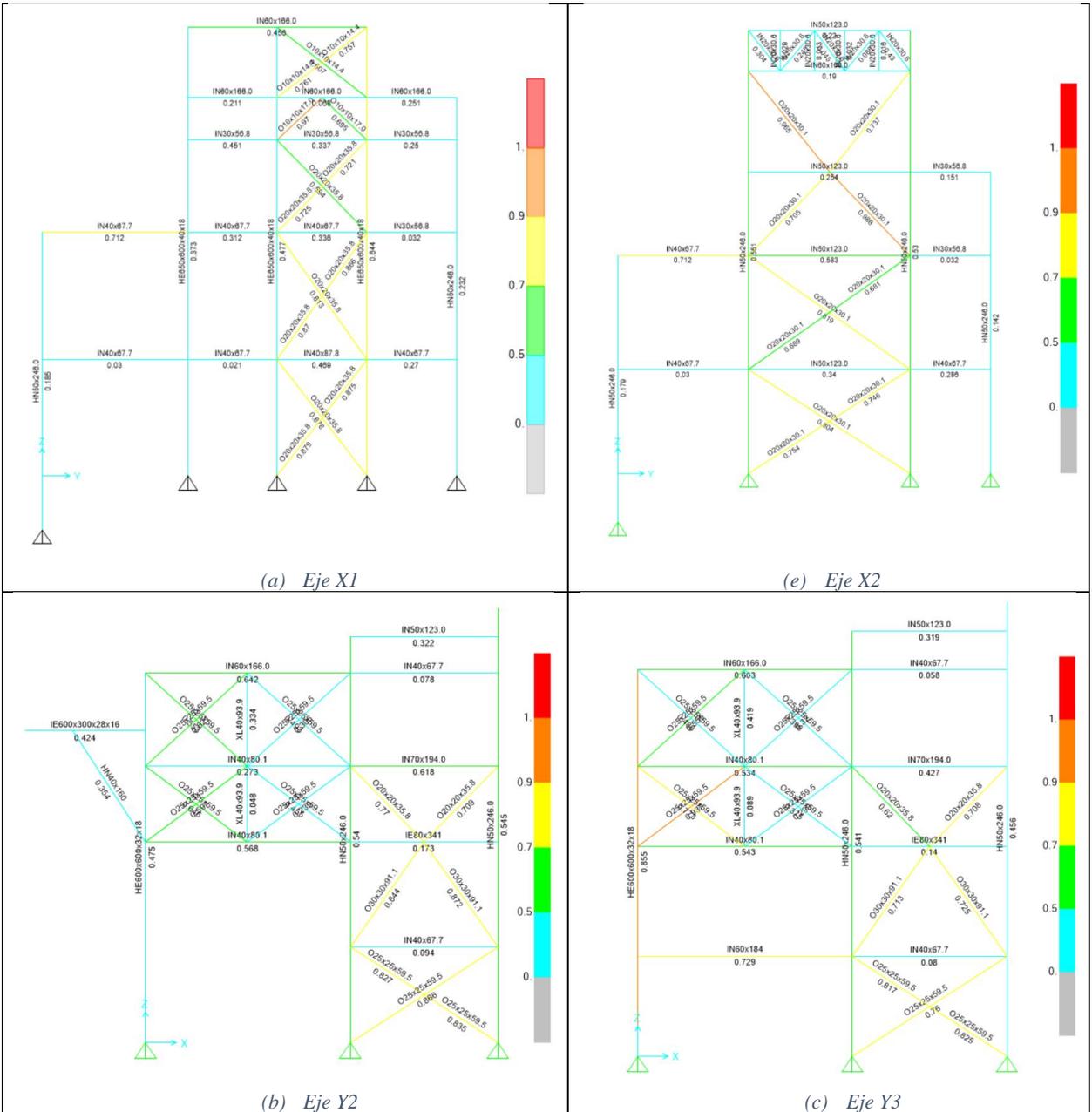


Figura 4-10: Factores de utilización – Estructura 2, versión propuesta, diagonales tubulares, suelo C

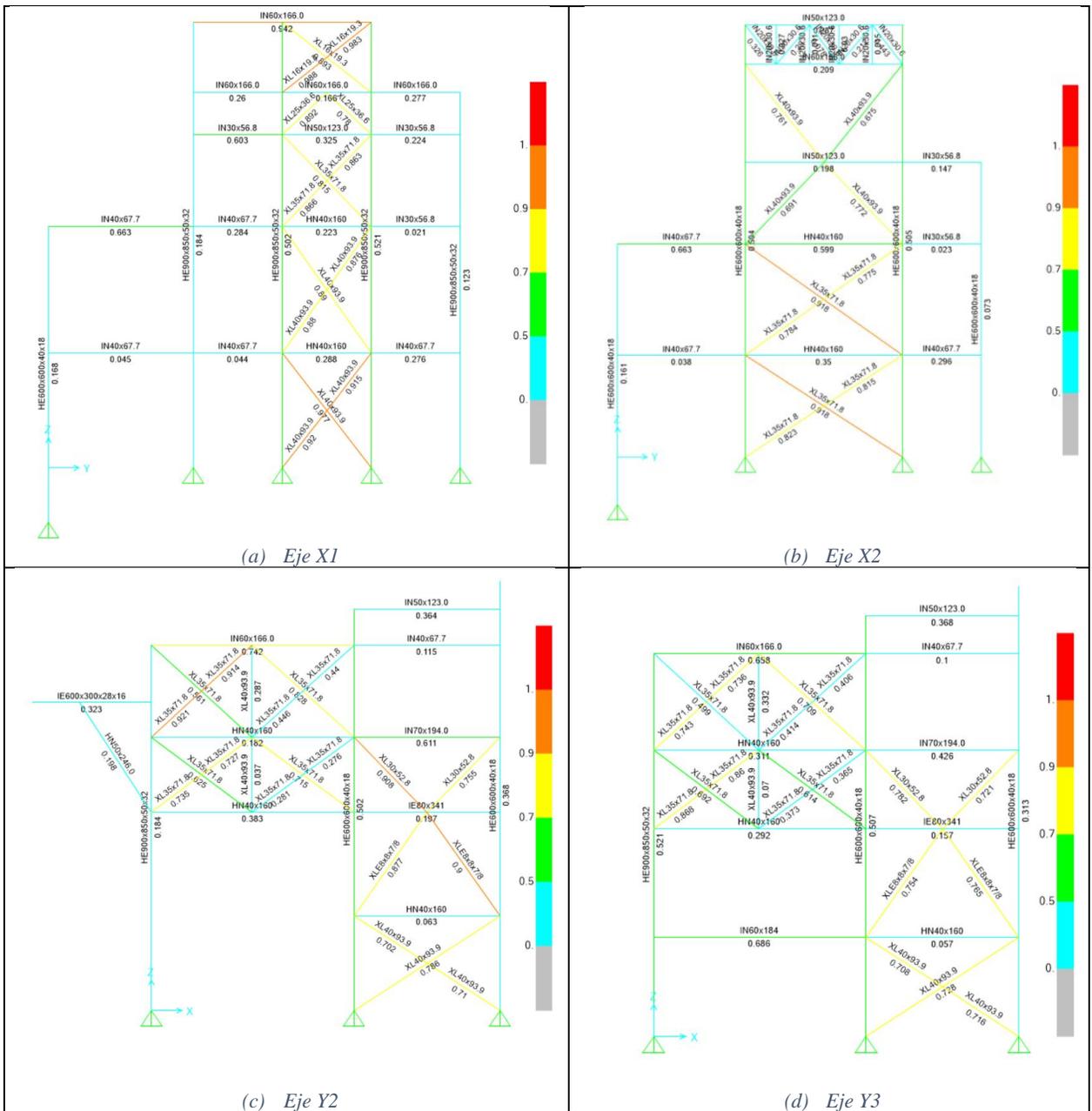


Figura 4-11: Factores de utilización – Estructura 2, propuesta, diagonales XL, suelo D

Tabla 4-23: Verificación de sobrerresistencia en columnas – Estructura 2, versión propuesta

Elemento	Perfil	Combinación	F.U. [%]			
			Diag. cajón suelo D	Diag. cajón suelo C	Diag. XL suelo D	
256	HE600x600x40x18 Para suelo D	SOBRE 02A: 1.2D+0.25L+1.4(1.0Ex+0.3Ey+0.6Ez)	90	86	86	
261		SOBRE 02A: 1.2D+0.25L+1.4(1.0Ex+0.3Ey+0.6Ez)	53	81	54	
268		SOBRE 03A: 1.2D+0.25L+1.4(0.3Ex+1.0Ey+0.6Ez)	89	81	86	
277		SOBRE 02A: 1.2D+0.25L+1.4(1.0Ex+0.3Ey+0.6Ez)	62	94	62	
335		HN50x246.0 Para suelo C	SOBRE 02A: 1.2D+0.25L+1.4(1.0Ex+0.3Ey+0.6Ez)	2	2	2
341			SOBRE 02A: 1.2D+0.25L+1.4(1.0Ex+0.3Ey+0.6Ez)	2	2	2
346	SOBRE 03A: 1.2D+0.25L+1.4(0.3Ex+1.0Ey+0.6Ez)		1	1	1	
13	HE900x850x50x32 Para suelo D	SOBRE 02A: 1.2D+0.25L+1.4(1.0Ex+0.3Ey+0.6Ez)	26	60	24	
230		SOBRE 03A: 1.2D+0.25L+1.4(0.3Ex+1.0Ey+0.6Ez)	2	2	2	
343	HE600x600x32x18 Para suelo C	SOBRE 02A: 1.2D+0.25L+1.4(1.0Ex+0.3Ey+0.6Ez)	92	7	86	
349		SOBRE 03A: 1.2D+0.25L+1.4(0.3Ex+1.0Ey+0.6Ez)	85	89	80	

#### 4.2.2.3 Verificación de deriva de piso

En la Tabla 4-24 se muestra la deriva de piso por nivel de la estructura para cargas sísmicas elásticas. El límite impuesto en el punto 6.3 de la NCh2369 es 0.015H.

Tabla 4-24: Deriva de piso – Estructura 2, versión propuesta

Elevación	$\Delta_{maxX}$ [mm]	$\Delta_{maxY}$ [mm]	H [mm]	$\Delta H/\Delta_{max}$	$\Delta H/\Delta_{lim}$	Condición
Plataforma 1	41	41	5175	126	67	Satisface
Plataforma 2	87	96	10845	123	67	Satisface
Plataforma 3	102	142	14970	275	67	Satisface
Plataforma 4	100	193	20000	2515	67	Satisface

#### 4.2.2.4 Anclajes

En anclaje en las columnas para la versión propuesta de la norma NCh2369 es similar al mostrado en la Figura 4-8 para la versión vigente, excepto que el diámetro de los pernos y altura de la silla de anclajes es mayor. En el anexo C se resume la cantidad y diámetro de pernos para las 3 variaciones de diseño de la estructura 2 conforme a la versión propuesta de la norma.

Tabla 4-25: Pernos de anclaje – Estructura 2, versión propuesta

Tipo de diagonales	Tipo de suelo	Columnas Eje X1			Columnas Eje X2, X3		
		# pernos	Diámetro [mm]	Alt. Silla [mm]	# pernos	Diámetro [mm]	Alt. Silla [mm]
Diagonales cajón	D	10	2 ¾	660	8	2 ¼	540
Diagonales cajón	C	8	1 ¾	420	8	1 ¾	420
Diagonales XL	D	10	2 ¾	660	8	2 ¼	540

#### 4.2.2.5 Conexiones

Las cargas de diseño de las conexiones de diagonales y demás elementos siguen los mismos requerimientos descritos en 4.1.2.5 y son resumidas en las siguientes tablas.

Tabla 4-26: Capacidad requerida para las conexiones – Estructura 2 ,versión propuesta, diagonales tubulares, suelo D

Elemento	Sección	Compresión	Tracción	Corte eje fuerte	Momento eje fuerte	Momento eje débil
		[kN]	[kN]	[kN]	[kN-m]	[kN-m]
Arriost. Vert. X1-1	∏30x30x91.1	3775	3632	0	0	0
Arriost. Vert. X1-2	∏30x30x91.1	3753	3632	0	0	0
Arriost. Vert. X1-3	∏25x25x75.4	3058	2987	0	0	0
Arriost. Vert. X1-4	∏20x20x30.1	1256	1231	0	0	0
Arriost. Vert. X1-5	∏20x20x30.1	1119	1152	0	0	0
Arriost. Vert. X2-1	∏25x25x59.5	2278	2428	0	0	0
Arriost. Vert. X2-2	∏25x25x59.5	2257	2428	0	0	0
Arriost. Vert. X2-3	∏25x25x75.4	2578	2833	0	0	0
Arriost. Vert. X2-4	∏25x25x75.4	2469	2779	0	0	0
Arriost. Vert. Y2-1, Y3-1	∏25x25x75.4	2768	2987	0	0	0
Arriost. Vert. Y2-2, Y3-2	∏30x30x108	3702	4301	0	0	0
Arriost. Vert. Y2-3a-b, Y3-3a-b, Y2-4a-b, Y3-4a-b	∏25x25x59.5	1815	2072	0	0	0
Arriost. Vert. Y2-3c, Y3-3c	∏20x20x46.9	1450	1650	0	0	0
Viga del marco - X1 – Nivel 4	IN60x166	2470	3413	419	871	205
Viga del marco – X2 – Nivel 3	IN50x123	1334	2530	349	533	147
Viga del marco – Y2, Y3 – Nivel 2	IE80x404	7231	8312	1116	2789	814
Columna	HE600x600x40x18	10856	8334	474	937	377
Columna	HE900x850x50x32	22033	17107	17107	4254	1928

Tabla 4-27: Capacidad requerida para las conexiones – Estructura 2, versión propuesta, diagonales tubulares, suelo C

Elemento	Sección	Compresión	Tracción	Corte eje fuerte	Momento eje fuerte	Momento eje débil
		[kN]	[kN]	[kN]	[kN-m]	[kN-m]
Arriost. Vert. X1-1	[J]20x20x35.8	1434	1266	0	0	0
Arriost. Vert. X1-2	[J]20x20x35.8	1414	1182	0	0	0
Arriost. Vert. X1-3	[J]20x20x35.8	1221	1062	0	0	0
Arriost. Vert. X1-4	[J]10x10x17	518	600	0	0	0
Arriost. Vert. X1-5	[J]10x10x14.4	443	433	0	0	0
Arriost. Vert. X2-1	[J]20x20x30.1	1049	976	0	0	0
Arriost. Vert. X2-2	[J]20x20x30.1	1043	946	0	0	0
Arriost. Vert. X2-3	[J]20x20x30.1	959	951	0	0	0
Arriost. Vert. X2-4	[J]20x20x30.1	1127	1094	0	0	0
Arriost. Vert. Y2-1, Y3-1	[J]25x25x59.5	2278	2428	0	0	0
Arriost. Vert. Y2-2, Y3-2	[J]30x30x91.1	3161	3632	0	0	0
Arriost. Vert. Y2-3a-b, Y3-3a-b, Y2-4a-b, Y3-4a-b	[J]25x25x59.5	1818	2018	0	0	0
Arriost. Vert. Y2-3c, Y3-3c	[J]20x20x35.8	1130	1123	0	0	0
Viga del marco - X1 – Nivel 4	IN60x166	2470	3413	419	871	205
Viga del marco – X2 – Nivel 3	IN50x123	1334	2530	349	533	147
Viga del marco – Y2, Y3 – Nivel 2	IE80x341	5125	7021	1116	2296	524
Columna	HE600x600x40x18	5816	4573	333	645	175
Columna	HE900x850x50x32	9289	4584	1808	2708	510

Tabla 4-28: Capacidad requerida para las conexiones – Estructura 2, versión propuesta, diagonales XL, suelo D

Elemento	Sección	Compresión	Tracción	Corte eje fuerte	Momento eje fuerte	Momento eje débil
		[kN]	[kN]	[kN]	[kN-m]	[kN-m]
Arriost. Vert. X1-1	XL40x93.9	2846	3823	0	0	0
Arriost. Vert. X1-2	XL40x93.9	2845	3823	0	0	0
Arriost. Vert. X1-3	XL35x71.8	2179	2927	0	0	0
Arriost. Vert. X1-4	XL25x36.6	1111	1493	0	0	0
Arriost. Vert. X1-5	XL16x19.3	486	749	0	0	0
Arriost. Vert. X2-1	XL35x71.8	2132	2659	0	0	0
Arriost. Vert. X2-2	XL35x71.8	2092	2596	0	0	0
Arriost. Vert. X2-3	XL40x93.9	2683	2893	0	0	0
Arriost. Vert. X2-4	XL40x93.9	2512	2882	0	0	0
Arriost. Vert. Y2-1, Y3-1	XL40x93.9	2843	3281	0	0	0
Arriost. Vert. Y2-2, Y3-2	XLE8x8x7/8	3022	4662	0	0	0
Arriost. Vert. Y2-3a-b, Y3-3a-b, Y2-4a-b, Y3-4a-b	XL35x71.8	1512	2049	0	0	0
Arriost. Vert. Y2-3c, Y3-3c	XL30x52.8	1148	1680	0	0	0
Viga del marco - X1 – Nivel 4	IN60x166	2470	3413	419	871	205
Viga del marco – X2 – Nivel 3	IN50x123	1334	2530	349	533	147
Viga del marco – Y2, Y3 – Nivel 2	IE80x341	5125	7021	1116	2296	524
Columna	HE600x600x40x18	10434	7922	459	951	314
Columna	HE900x850x50x32	20540	15553	2016	3833	2025

### 4.3 Estructura 3

La estructura 3 está formada por cuatro niveles con diafragma en cada uno de ellos, se estructura verticalmente en base a marcos arriostrados concéntricamente con diagonales en cruz y V invertida. La estructura se ubica en zona sísmica 2, en un suelo tipo II o B según sea la versión de la norma NCh2369 que se utilice, el factor de importancia de la estructura es 1.2 y el de reducción de la respuesta 3, en tanto que la razón de amortiguamiento crítico considerada es 3%. Las principales cargas a las que se ve sometida la estructura se resumen en la Tabla 4-29.

Tabla 4-29: Estados de carga, Estructura 3

Estado de carga	Descripción	Dirección	Valor [kN]	
			NCh2369 vigente	NCh2369 propuesta
SW	Peso propio estructura	Z	279	303
PD	Peso de plataformas	Z	113	113
HR	Barandas	Z	34	34
STR	Peso de escaleras	Z	17	17
EQPM	Peso de equipos	Z	1099	1099
L	Sobrecarga de plataformas	Z	870	870
Sx – R (1)	Corte basal sísmico en X para resistencia	X	448	461
Sy – R (1)	Corte basal sísmico en Y para resistencia	Y	458	455
Ez – R (1)	Fuerza sísmica vertical para resistencia	Z	644	390
Sx – D (2)	Corte basal sísmico en X para deformación	X	-	2059
Sy – D (2)	Corte basal sísmico en Y para deformación	Y	-	2040
Ez – D (2)	Fuerza sísmica vertical para deformación	Z	-	551

(1) Para diseño por resistencia, según ambas versiones de la norma NCh2369.

(2) Para evaluación de desplazamientos, según la versión propuesta de la norma NCh2369.

#### 4.3.1 Diseño según NCh 2369 versión vigente

En la Tabla 4-30 se muestra la verificación de compacidad local y esbeltez global sobre los elementos estructurales de acuerdo con los requerimientos de los puntos 8.3.3 y 8.7.3 de la NCh2369.

Tabla 4-30: Esbelteces – Estructura 3, versión vigente

Elemento	Sección	H	B	e	t	r <sub>x</sub>	r <sub>y</sub>	L <sub>x</sub>	L <sub>y</sub>	l <sub>x</sub>	l <sub>y</sub>	Esbeltez	
		(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)			Global	Local
Arriost. Plat	LE6.5x5.6	65	65	6	6	26	12	1500	1500	58	123	OK	SC
Arriost. Vert. Ejes 3, 4, 5, B, D, G y J	□10x10x11.7	100	100	4	4	39	39	4,000	4,000	103	103	OK	SP
Arriost. Vert. Eje 3	□10x1x14.4	100	100	5	5	39	39	2,749	2,749	71	71	OK	SP
Viga del marco -Eje D y G, nivel 1	IN35x53.0	350	200	12	6	151	49	4,675	1,169	31	24	N.A.	SD
Viga del marco -Eje D y G, nivel 2	IN30x41.3	300	150	12	6	127	36	4,675	1,169	37	32	N.A.	SD
Viga del marco -Eje 3 y B	IN20x26.1	200	150	8	5	86	37	4,675	4,675	54	127	N.A.	SP
Columna	HN20x33.8	200	200	8	6	87	50	2,940	2,950	34	59	OK	SC

#### 4.3.1.1 Diagonales

La configuración de los arriostramientos verticales de la estructura 3 es en cruz y en V invertida como se aprecia en la Figura 4-12, por tanto, se aplica las verificaciones de 8.3.5 de la versión vigente de la norma NCh 2369 (INN, 2003). El puntal al cual confluyen las diagonales es continuo en el punto de intersección de las diagonales, siendo verificado el puntal para las cargas verticales omitiendo el apoyo le proveen las diagonales. También es diseñado el puntal para soportar por medio de sus alas una fuerza lateral en el punto de intersección de las diagonales, igual a 0,02 Fy bf tf. Las verificaciones se resumen en la Tabla 4-31.

Tabla 4-31: Verificación puntal – Estructura 3, versión vigente

Elemento	Diagonales con secciones tubular cuadrada y XL			
	Sección	FU sin soporte diagonales	Fuerza lateral	F.U. fuerza lateral
		[%]	[kN]	[%]
Viga del marco -Eje D y G, nivel 1	IN35x53.0	44	11.9	7
Viga del marco -Eje D y G, nivel 2	IN30x41.3	47	8.9	5
Viga del marco -Eje 3 y B	IN20x26.1	59	5.9	3

Conforme a lo especificado en 8.3.5 de la versión vigente de la norma NCh 2369 (INN, 2003) se verifica que las diagonales soporten las cargas de permanentes y sobrecargas más las cargas sísmicas amplificadas por 1,5 y se limita esfuerzo axial sísmico de las diagonales en compresión al 80% de la capacidad del elemento (8.3.6 de NCh 2369 Of 2003 (INN, 2003)). Las verificaciones anteriores se resumen en la Tabla 4-32.

Tabla 4-32: Verificación diagonales – Estructura 3, versión vigente

Elemento	Diagonales con secciones tubular cuadrada		
	Sección	F.U. Solo por carga sísmica	F.U. Sismo amplificado por 1.5
		[%]	[%]
Arriost. Vert. Ejes 3, 4, 5, B, D, G y J	[]10x10x11.7	49	71
Arriost. Vert. Eje 3	[]10x1x14.4	65	79

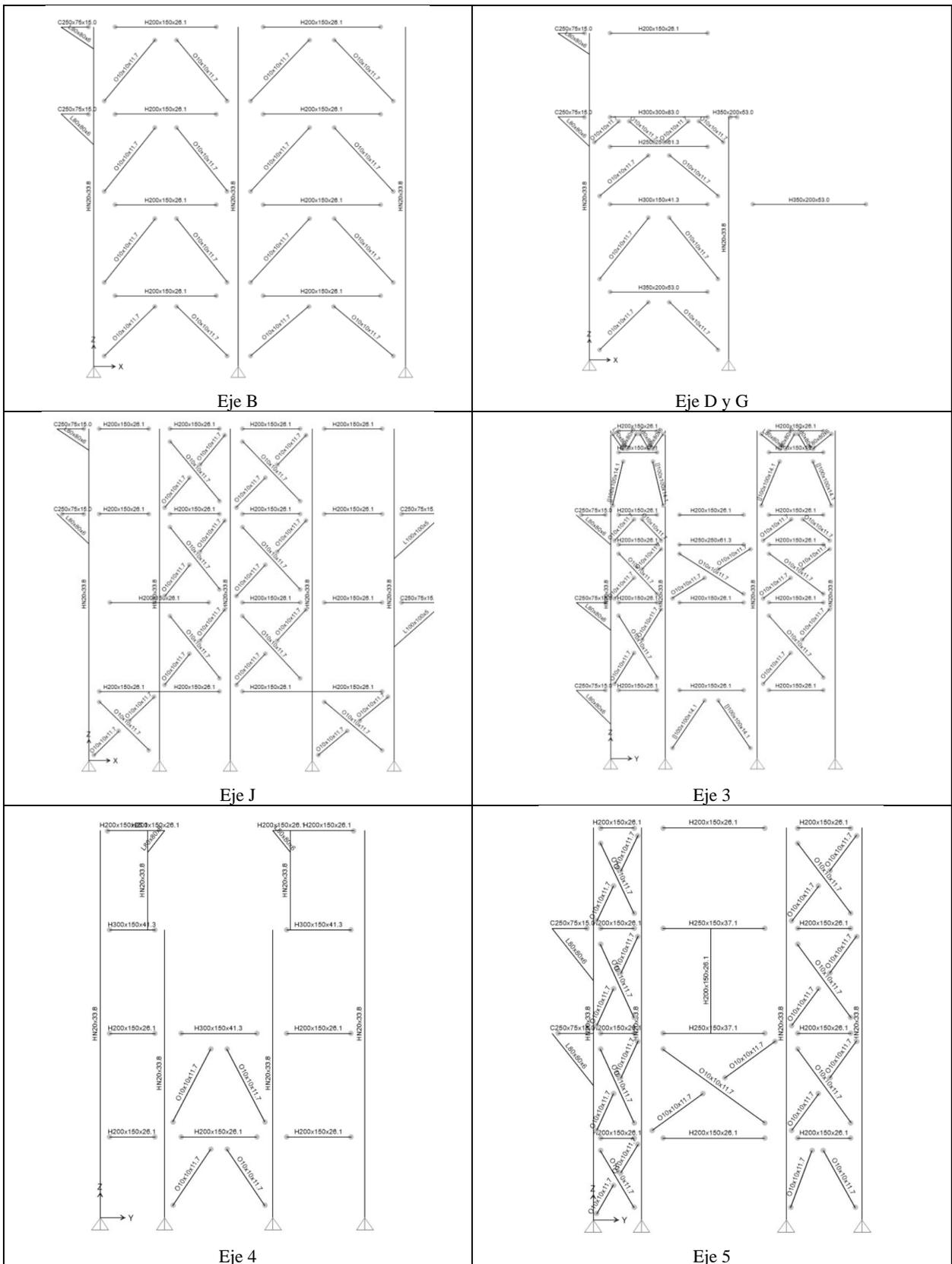


Figura 4-12: Marco sismorresistente – Estructura 3

### 4.3.1.2 Verificación de resistencia estructural

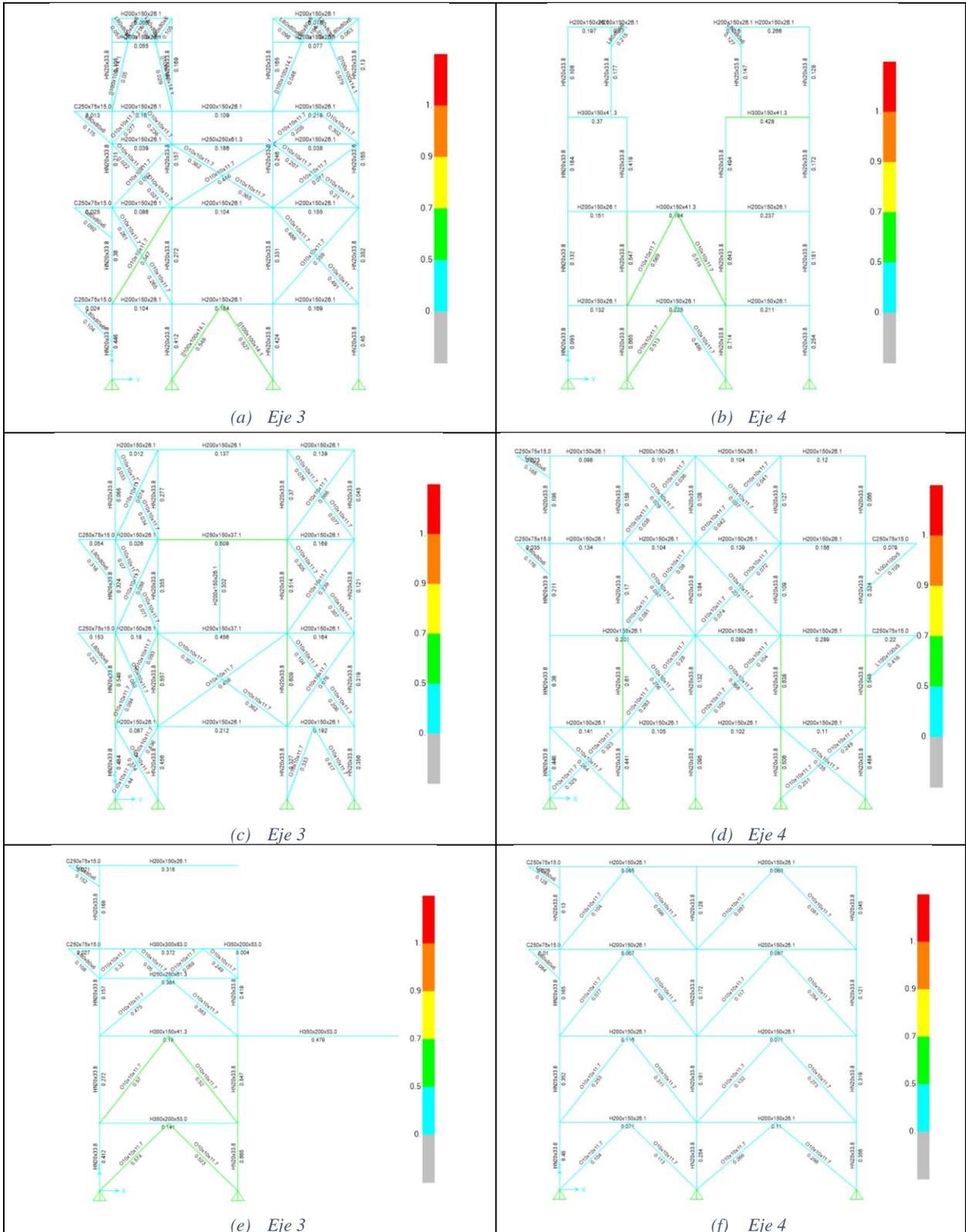


Figura 4-13: Factores de utilización – Estructura 3, versión vigente

### 4.3.1.3 Verificación de deriva de piso

Tabla 4-33: Deriva de piso – Estructura 3, versión vigente

Elevación	$\Delta_{maxX}$ [mm]	$\Delta_{maxY}$ [mm]	H [mm]	$\Delta H/\Delta_{max}$	$\Delta H/\Delta_{lim}$	Condición
Plataforma 1	2.9	8	2278	356	66.7	Satisface
Plataforma 2	8.9	16	5128	266	66.7	Satisface
Plataforma 3	14.3	27.4	8158	761	66.7	Satisface
Plataforma 4	16.4	31.1	10975	353	66.7	Satisface

### 4.3.1.4 Anclajes

En la Figura 4-14 se muestra un esquema del detalle de anclaje de columnas de los marcos sismorresistentes. El anclaje posee 4 pernos  $\phi \frac{3}{4}$  " en acero ASTM A36 dispuestos con silla de anclaje. El largo libre de los pernos es de 25 cm. Conforme a los requerimientos de 8.6.8 de la norma NCh 2369 Of 2003 (INN, 2003) el anclaje es diseñado de manera de que la resistencia en tracción del perno sea inferior a la resistencia de la placa de apoyo de la silla y al anclaje del perno en el hormigón.

Las cargas en los anclajes de los marcos sismorresistentes para los nodos identificados en la Figura 4-14 se resumen en el anexo C.

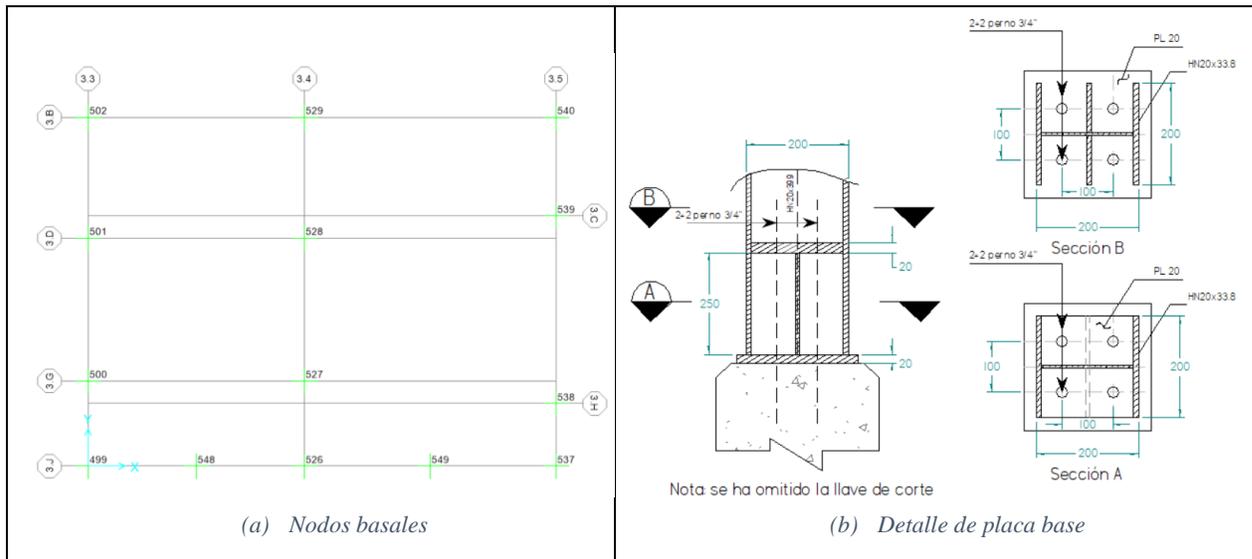


Figura 4-14: Anclaje – Estructura 3, versión vigente

### 4.3.1.5 Conexiones

Las conexiones de las diagonales se diseñan para resistir el cien por ciento de la capacidad de tracción de la sección bruta de ellas, tal como indica 8.5.2 de la NCh 2369 (INN, 2003).

Los empalmes de columnas se deben dimensionar para las fuerzas de diseño obtenida de las combinaciones de carga amplificando el estado de carga sísmico por 2. Por la altura de las columnas

de la estructura no se dispone de empalmes. En la Tabla 4-34 se resumen los esfuerzos de diseño de conexiones.

*Tabla 4-34: Capacidad requerida para las conexiones – Estructura 3, versión vigente*

Elemento	Sección	Compresión [kN]	Tracción [kN]	Corte eje fuerte [kN]	Momento eje fuerte [kN-m]	Momento eje débil [kN-m]
Diagonal vertical común	□10x10x11.7	323	343	0	0	0
Diagonal vertical	□10x10x14.4	326	424	0	0	0
Viga del marco -Eje D y G, nivel 1	IN35x53.0	1375	1677	282	241	54
Viga del marco -Eje D y G, nivel 2	IN30x41.3	702	1305	241	157	31
Viga del marco -Eje J y B	IN20x26.1	354	824	134	68	20
Viga del marco -Eje 3	IN20x26.1	771	824	134	68	20
Viga del marco -Eje 5	IN20x26.1	796	824	134	68	20
Columnas marco arriostrado	HN20x33.8	695	344	21	22	14

### 4.3.2 Diseño según NCh 2369 propuesta

La verificación de esbeltez local y global para la estructura diseñada según la versión propuesta de la NCh 2369 (INN, 2020) es mostrada en la Tabla 4-35.

Tabla 4-35: Esbelteces – Estructura 3, versión propuesta

Elemento	Sección	H	B	e	t	r <sub>x</sub>	r <sub>y</sub>	L <sub>x</sub>	L <sub>y</sub>	l <sub>x</sub>	l <sub>y</sub>	Esbelteces	
		(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	Global
Arriost. Plat	LE6.5x5.6	65	65	6	6	26	12	1500	1500	58	123	OK	SC
Arriost. Vert. Ejes 3, 4, 5, B, D, G y J	□10x10x11.7	100	100	4	4	39	39	4,000	4,000	103	103	OK	SP
Arriost. Vert. Eje 3	□10x1x14.4	100	100	5	5	39	39	2,749	2,749	71	71	OK	SP
Viga del marco -Eje D y G, nivel 1	IN35x53.0	350	200	12	6	151	49	4,675	1,169	31	24	N.A.	SD
Viga del marco -Eje D y G, nivel 2	IN30x41.3	300	150	12	6	127	36	4,675	1,169	37	32	N.A.	SD
Viga del marco -Eje 3 y B	IN20x26.1	200	150	8	5	86	37	4,675	4,675	54	127	N.A.	SP
Viga del marco -Eje 3	IN35x71.3	200	150	8	5	154	51	3,080	950	20	19	N.A.	SD
Viga del marco -Eje 5	IN25x37.1	250	150	12	5	109	38	2,125	1,062	20	30	N.A.	SD
Columna	HN25x50.1	200	200	8	6	111	64	2,940	2,950	26	46	OK	SC

#### 4.3.2.1 Diagonales

Al igual que en la versión vigente de la norma NCh 2369, en la versión propuesta el puntal (viga) de arriostamientos en V invertida es verificado para las cargas verticales omitiendo el apoyo que le proveen las diagonales. También son diseñados para soportar una carga lateral en el punto de intersección de las diagonales, igual al 2% de la capacidad esperada en compresión de la diagonal. Además, el efecto sísmico sobre el puntal (viga) es determinado a través del equilibrio de la capacidad esperada de la diagonal traccionada y la capacidad residual de la capacidad comprimida. Las verificaciones anteriores se resumen en la Tabla 4-36 para vigas de diagonales en V invertida.

Tabla 4-36: Verificación de puntales – Estructura 3, versión propuesta

Elemento	Sección	Capacidad esperada en tracción y residual en compresión							FU sin soporte diagonales	Fuerza lateral	F.U. fuerza lateral
		Diagonal inferior			Diagonal superior			F.U.			
		0.3 P <sub>ne</sub>	T <sub>ye</sub>	T <sub>modelo</sub>	0.3 P <sub>ne</sub>	T <sub>ye</sub>	T <sub>modelo</sub>				
		[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]				
Viga del marco -Eje D y G, nivel 1	IN35x53.0	98	477	166	90	477	204	34	44	7	22
Viga del marco -Eje D y G, nivel 2	IN30x41.3	90	477	204	105	477	161	84	48	6	14
Viga del marco -Eje 3 y B	IN20x26.1	85	477	142	85	477	90	100	59	6	53
Viga del marco -Eje 3	IN35x71.3	135	584	526	-	-	-	87	2	9	4
Viga del marco -Eje 5	IN25x37.1	120	477	276	135	477	68	83	8	9	3

### 4.3.2.2 Verificación de resistencia estructural

En la Figura 4-15 se muestran los factores de utilización (máxima relación de demanda versus capacidad entre flexo – compresión biaxial y cortante) para combinaciones de carga de diseño LRFD.

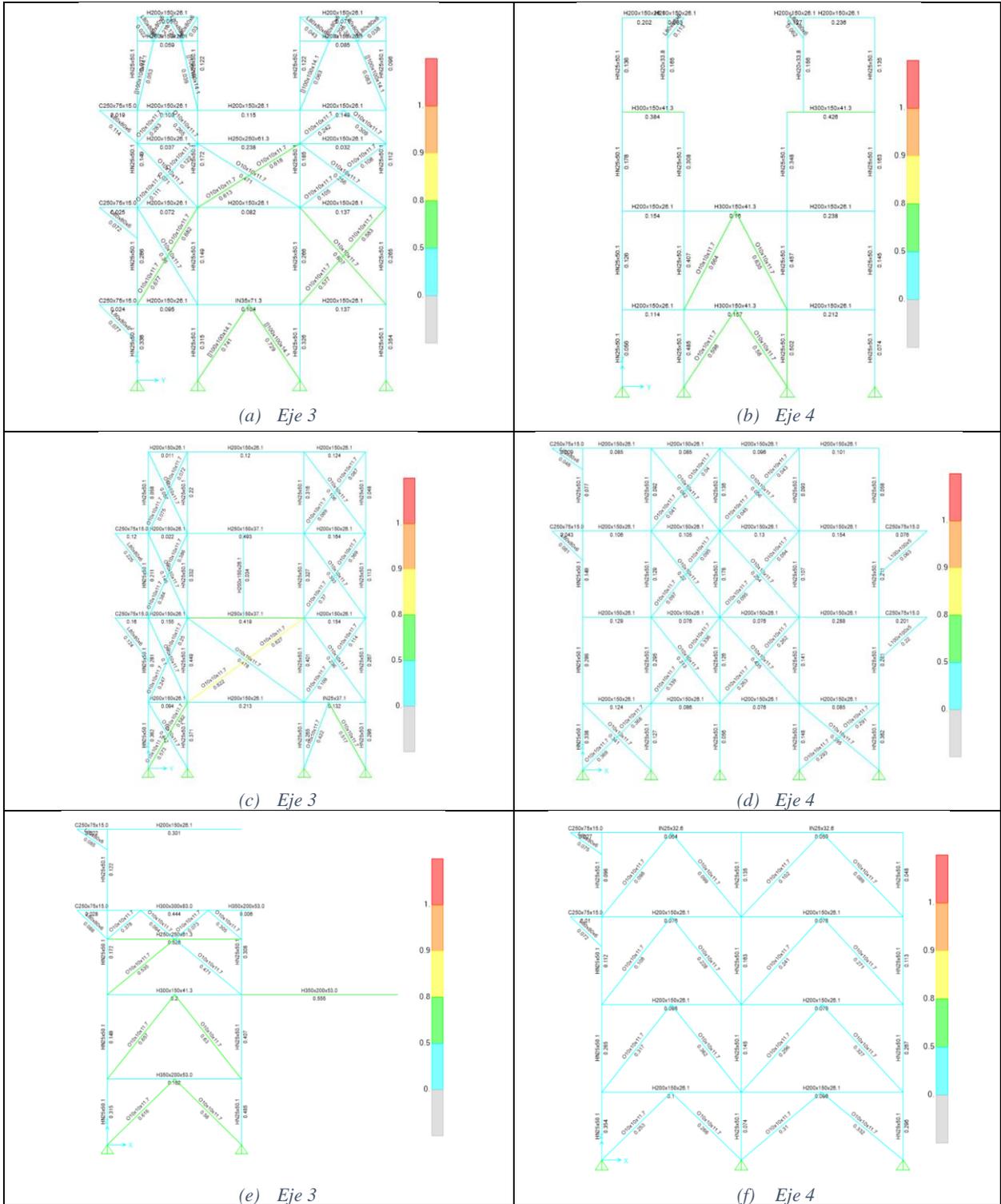


Figura 4-15: Factores de utilización – Estructura 3, versión propuesta

Adicionalmente se verifica que la capacidad axial requerida de las columnas sea mayor o igual a aquella determinada amplificando el estado de carga sísmico por  $0,7R_1 > 2.0$  en las combinaciones de carga (ver Tabla 4-37).

Tabla 4-37: Verificación de sobrerresistencia para columnas – Estructura 3, versión propuesta

Elemento	Perfil	Combinación	F.U.
			[%]
601	HN25x50.1	SOBRE 03A: 1.2D+0.25L+1.4(0.3Ex+1.0Ey+0.6Ez)	64
605	HN25x50.1	SOBRE 02A: 1.2D+0.25L+1.4(1.0Ex+0.3Ey+0.6Ez)	54
609	HN25x50.1	SOBRE 03A: 1.2D+0.25L+1.4(0.3Ex+1.0Ey+0.6Ez)	55
613	HN25x50.1	SOBRE 03A: 1.2D+0.25L+1.4(0.3Ex+1.0Ey+0.6Ez)	69
655	HN25x50.1	SOBRE 03A: 1.2D+0.25L+1.4(0.3Ex+1.0Ey+0.6Ez)	33
659	HN25x50.1	SOBRE 04A: 1.2D+0.25L+1.4(0.6Ex+0.2Ey+1.0Ez)	77
663	HN25x50.1	SOBRE 04A: 1.2D+0.25L+1.4(0.6Ex+0.2Ey+1.0Ez)	80
667	HN25x50.1	SOBRE 03A: 1.2D+0.25L+1.4(0.3Ex+1.0Ey+0.6Ez)	31
677	HN25x50.1	SOBRE 03A: 1.2D+0.25L+1.4(0.3Ex+1.0Ey+0.6Ez)	65
681	HN25x50.1	SOBRE 05A: 1.2D+0.25L+1.4(0.2Ex+0.6Ey+1.0Ez)	75
685	HN25x50.1	SOBRE 03A: 1.2D+0.25L+1.4(0.3Ex+1.0Ey+0.6Ez)	69
689	HN25x50.1	SOBRE 03A: 1.2D+0.25L+1.4(0.3Ex+1.0Ey+0.6Ez)	57
718	HN25x50.1	SOBRE 02A: 1.2D+0.25L+1.4(1.0Ex+0.3Ey+0.6Ez)	40

#### 4.3.2.3 Verificación de deriva de piso

En la Tabla 4-38 se muestra la deriva de piso por nivel de la estructura para cargas sísmicas elásticas. El límite impuesto en el punto 6.3 de la NCh2369 es  $0.015H$ .

Tabla 4-38: Deriva de piso – Estructura 3, versión propuesta

Elevación	$\Delta_{maxX}$ [mm]	$\Delta_{maxY}$ [mm]	H [mm]	$\Delta H/\Delta_{max}$	$\Delta H/\Delta_{lim}$	Condición
Plataforma 1	5	12	2278	190	66.7	Satisface
Plataforma 2	14	24	5128	1425	66.7	Satisface
Plataforma 3	21	39	8158	1865	66.7	Satisface
Plataforma 4	23	44	10975	2497	66.7	Satisface

#### 4.3.2.4 Anclajes

El anclaje para la versión propuesta es el mismo para la versión vigente mostrado en la Figura 4-14 y las cargas en los anclajes de los marcos sismorresistentes para los nodos identificados en la Figura 4-14 se resumen en el anexo C.

#### 4.3.2.5 Conexiones

Las cargas de diseño de las conexiones de diagonales y demás elementos siguen los mismos requerimientos descritos en 4.1.2.5 y son resumidas en la Tabla 4-39.

Tabla 4-39: Capacidad requerida para las conexiones – Estructura 3, versión propuesta

Elemento	Sección	Compresión	Tracción	Corte eje fuerte	Momento eje fuerte	Momento eje débil
		[kN]	[kN]	[kN]	[kN-m]	[kN-m]
Diagonal vertical común	∟10x10x11.7	328	288	0	0	0
Diagonal vertical	∟10x10x14.4	450	526	0	0	0
Viga del marco -Eje D y G, nivel 1	IN35x53.0	1016	1090	183	157	39
Viga del marco -Eje D y G, nivel 2	IN30x41.3	861	848	157	102	22
Viga del marco -Eje J y B	IN20x26.1	204	536	87	44	15
Viga del marco -Eje 3	IN35x71.3	1401	1466	183	217	59
Viga del marco -Eje 5	IN25x37.1	780	763	109	80	22
Columnas marco arriostrado	HN25x50.1	970	635	30	34	23

#### 4.4 Estructura 4

La estructura 4, corresponde a la estructura de soporte de un silo de 380 t de capacidad. La estructura cuadrada en planta con una arista de 6.5 m está formada por 4 niveles, los tres primeros alojan equipos y sobre el cuarto se fija el silo en 8 puntos de anclaje. El sistema sismorresistente corresponde marcos arriostrados con diagonales en cruz con un puntal intermedio, el que puede ser entendido como encuentros de diagonales en V y V invertida, en cada cara vertical de la estructura.

La estructura se ubica en zona sísmica 1, en un suelo tipo II o B según sea la versión de la norma NCh2369 que se utilice, el factor de importancia de la estructura es 1.2 y el de reducción de la respuesta 3, en tanto que la razón de amortiguamiento crítico considerada es 3%. Las principales cargas a la que se ve sometida la estructura se resumen en la Tabla 4-40.

Tabla 4-40: Estados de carga – Estructura 4

Estado de carga	Descripción	Dirección	Valor [kN]	
			NCh2369 vigente	NCh2369 propuesta
DEAD	Peso propio de la estructura	Z	667	701
DL parrillas	Peso de las parrillas de piso	Z	78	78
DL barandas	Peso de las barandas	Z	28	28
DL escaleras	Peso de las escaleras	Z	0	0
DL cubierta	Peso de la cubierta de la estructura	Z	167	167
DL activador	Peso equipo – activador	Z	15	15
DL harnero	Peso equipo – harnero	Z	9	9
DL filtro-válvulas	Peso equipo – filtros	Z	2	2
DL pescante	Peso equipo – pescante	Z	1	1
DL teclé	Peso equipo – teclé	Z	9	9
DL tornillo	Peso equipo -tornillo	Z	5	5
DL slaker	Peso equipo – slaker	Z	26	26
DL material (1)	Peso de material	Z	3733	3733
Peso sísmico		Z	4775	4775
LL plataformas	Sobrecarga en plataformas	Z	724	724
LL techo	Sobrecarga de techo	Z	9	9
SL	Sobrecarga de nieve	Z	176	176
Presiones Silo	Presiones sobre las paredes del silo	Z	4515	4515
WLX	Corte basal debido a viento en X	X	76	76
WLY	Corte basal debido a viento en Y	Y	76	76
Sismo X (1)	Corte basal en X	X	598	619
Sismo Y (1)	Corte basal en Y	Y	586	606
Sismo 45 (1)	Corte basal sismo en diagonal	X-Y	423 – 415	437 – 428
EZ (1)	Fuerza sísmica vertical	Z	546	1150
Sismo X – D (2)	Corte basal sísmico para desplazamiento	X	-	2393
Sismo Y – D (2)	Corte basal sísmico para desplazamiento	Y	-	2341
Sismo 45 – D (2)	Corte basal sísmico para desplazamiento	X-Y	-	1692 – 1655
EZ – D (2)	Fuerza sísmica vertical desplazamiento	Z	-	460

(1) Para diseño por resistencia, según ambas versiones de la norma NCh2369.

(2) Para evaluación de desplazamientos, según la versión propuesta de la norma NCh2369.

Las combinaciones de carga son las descritas en 2.4.3.3 y detalladas en el anexo D de este documento. Para diseños bajo la versión propuesta de la normativa, en las combinaciones de carga de sobrerresistencia se tiene  $R_1 = 3$  y por lo tanto  $0.7 R_1 = 2.1 > 2.0$ . En el Anexo D también se muestran las cargas aplicadas a la estructura, la geometría de esta, además de las secciones transversales y la disposición de los elementos.

#### 4.4.1 Diseño según normativa vigente

En la Tabla 4-41 se muestra la verificación de compacidad local y esbeltez global sobre los elementos estructurales de acuerdo con los requerimientos de los puntos 8.3.3 y 8.7.3 de la NCh2369. Dado que las columnas son parte del marco transversal de momento, se controla la compacidad de ellas según los requerimientos 8.4.3 de la NCh 2369Of2003 (INN, 2003).

Tabla 4-41: Esbelteces – Estructura 4, versión propuesta

Elemento	Sección	H	B	e	t	r <sub>x</sub>	r <sub>y</sub>	L <sub>x</sub>	L <sub>y</sub>	λ <sub>x</sub>	λ <sub>y</sub>	Esbeltez	
		(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)			Global	Local
Arriost. Plat 1	L6.5x5.91	65	65	6	6	12	25.8	1350	1350	113	52	OK	SC
Arriost. Plat 2	L6.5x5.91	65	65	6	6	12	25.8	1580	1580	132	61	OK	SC
Arriost. Plat 3	L10x11.7	100	100	8	8	18.7	31.2	2300	2300	123	74	OK	SC
Arriost. Vert.	[]15x15x22.3	150	150	5	5	58.7	58.7	5,200	5,200	89	89	OK	SP
Viga del marco	IN30x36,7	300	150	10	6	126	35	6,500	4,300	52	186	OK	NS
Viga del marco	IN30x41,3	300	150	10	6	127	36	6,500	4,480	51	181	OK	NS
Viga del marco	IN35x46,9	350	200	12	6	149	47	6,500	3,970	44	138	N.A.	NS
Columnas	HN50x306	500	500	32	16	388	388	4,080	4,080	11	11	OK	SP

##### 4.4.1.1 Diagonales

Como se mencionó con anterioridad la configuración de los arriostamientos, en cruz con puntal intermedio se asemeja a diagonales en V y V invertidas con nodo común en la intersección de las diagonales, por tanto, se aplica las verificaciones de 8.3.5 de la versión vigente de la norma NCh 2369 (INN, 2003). Las verificaciones son resumidas en la Tabla 4-42.

Tabla 4-42: Verificación puntal – Estructura 4, versión vigente

Elemento	Sección	FU sin soporte diagonales [%]	Fuerza lateral [%]	F.U. fuerza lateral [%]
Viga del marco nivel 1 <sup>(1)</sup>	IN30x36.7	89	7.5	47
Viga del marco nivel 2	IN30x41.3	N.A.	N.A.	-
Viga del marco nivel 3 <sup>(1)</sup>	IN35x46.9	93	9.9	54
Viga del marco nivel 4	IE90x329	N.A.	N.A.	-

(1) Si las diagonales inferiores dejan de dar soporte a las vigas, las diagonales superiores, en tracción siguen dando soporte. Dado lo anterior no sería necesario verificar la viga sin soporte, sin embargo, se muestra que, aunque la viga no tenga soporte, esta condición no controla el dimensionamiento de la viga.

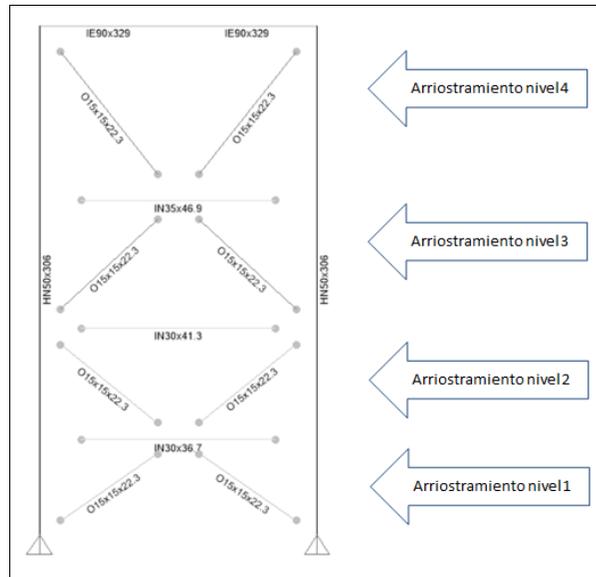


Figura 4-16: Marco sismorresistente – Estructura 4

Conforme a lo especificado en 8.3.5 de la versión vigente de la norma NCh 2369 (INN, 2003) se verifica que las diagonales pueden soportar las cargas de permanentes y sobrecargas más las cargas sísmicas amplificadas por 1,5 y se limita esfuerzo axial sísmico de las diagonales en compresión al 80% de la capacidad del elemento (8.3.6 de NCh 2369 Of 2003 (INN, 2003)). La Tabla 4-43 resume las verificaciones para las diagonales sismorresistentes.

Tabla 4-43: Verificación diagonales – Estructura 4, versión vigente

Elemento	Sección	F.U. Solo por carga sísmica [%]	F.U. Sismo amplificado por 1.5 [%]
Arriostramiento nivel 1	CJ15x15x26.4	33	68
Arriostramiento nivel 2	CJ15x15x26.4	35	66
Arriostramiento nivel 3	CJ15x15x26.4	39	83
Arriostramiento nivel 4	CJ15x15x26.4	38	76

#### 4.4.1.2 Verificación de resistencia estructural

En la Figura 4-17 se muestran los factores de utilización (máxima relación de demanda versus capacidad entre flexo – compresión biaxial y cortante) para combinaciones de carga de diseño LRFD.

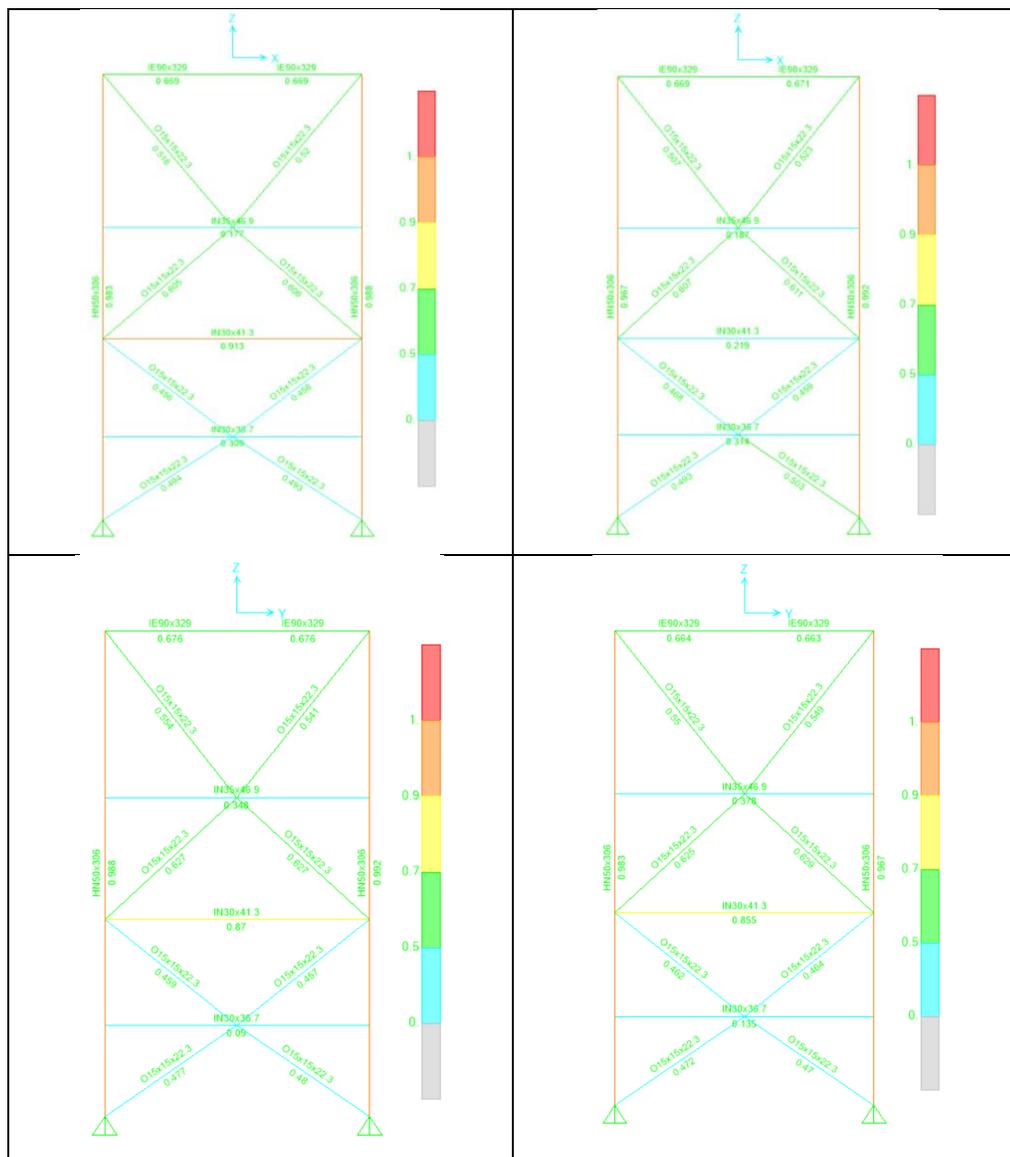


Figura 4-17: Factores de utilización – Estructura 4, versión vigente

#### 4.4.1.3 Verificación de deriva de piso

En la Tabla 4-44 se muestra la deriva de piso por nivel de la estructura para cargas sísmicas elásticas. El límite impuesto es  $0.015H$  según el punto 6.3 de la NCh2369.

Tabla 4-44: Deriva de piso – Estructura 4, versión vigente

Elevación	$\Delta_{maxX}$ [mm]	$\Delta_{maxY}$ [mm]	H [mm]	$\Delta H/\Delta_{max}$	$\Delta H/\Delta_{lim}$	Condición
Plataforma 1	4.3	4.2	2229	495	66.7	Satisface
Plataforma 2	9.8	9.5	2600	433	66.7	Satisface
Plataforma 3	16.9	16.4	2986	398	66.7	Satisface
Nivel apoyo silo	25.1	25.7	4080	439	66.7	Satisface

#### 4.4.1.4 Anclajes

En la Figura 4-18 se muestra un esquema del detalle de anclaje de columnas de los marcos sismorresistentes. El anclaje posee 4 pernos  $\phi \frac{3}{4}$ " en acero F1554 Gr36 dispuestos con silla de anclaje. El largo libre de los pernos es de 250 mm. Conforme a los requerimientos de 8.6.8 de la norma NCh 2369 Of 2003 (INN, 2003) el anclaje es diseñado de manera de que la resistencia en tracción del perno sea inferior a la resistencia de la placa de apoyo de la silla y al anclaje del perno en el hormigón.

El detalle de las cargas en los anclajes de los marcos sismorresistentes para los nodos identificados en la Figura 4-18 es mostrado en el anexo D.

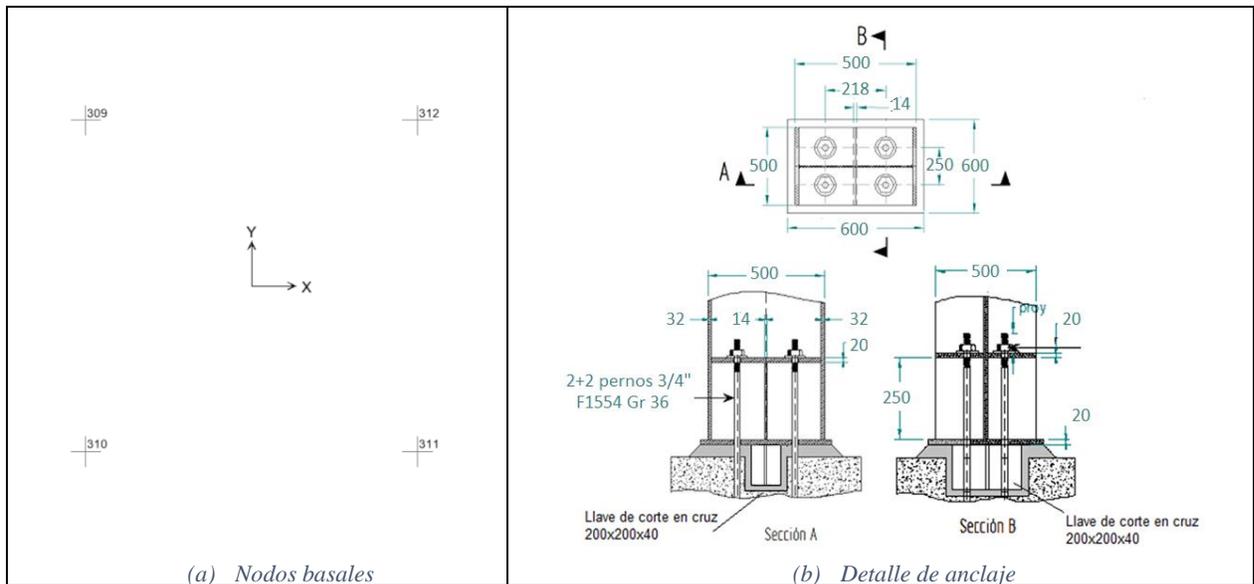


Figura 4-18: Anclaje – Estructura 4, versión vigente

#### 4.4.1.5 Conexiones

Las conexiones de las diagonales se diseñan para resistir el cien por ciento de la capacidad de tracción de la sección bruta de ellas, tal como indica 8.5.2 de la NCh 2369 (INN, 2003).

Los empalmes de columnas se deben dimensionar para las fuerzas de diseño obtenida de las combinaciones de carga amplificando el estado de carga sísmico por 2. Por la altura de las columnas de la estructura no se dispone de empalmes.

En la Tabla 4-45 se resumen los esfuerzos máximos de los elementos sismorresistentes, para el diseño de conexiones.

Tabla 4-45: Capacidad requerida para las conexiones – Estructura 4, versión vigente

Elemento	Sección	Compresión [kN]	Tracción [kN]	Corte eje fuerte [kN]	Momento eje fuerte [kN-m]	Momento eje débil [kN-m]
Diagonal primer nivel	CJ15x15x22.3	513	647	0	0	0
Diagonal segundo nivel	CJ15x15x22.3	500	647	0	0	0
Diagonal tercer nivel	CJ15x15x22.3	484	647	0	0	0
Diagonal cuarto nivel	CJ15x15x22.3	521	647	0	0	0
Viga (puntal) primer nivel	IN30x36.7	231	1162	241	137	26
Viga (puntal) segundo nivel	IN30x41.3	574	1305	241	157	31
Viga (puntal) tercer nivel	IN35x46.9	977	1484	282	209	45
Viga (puntal) cuarto nivel	IE90x329	7928	10408	1690	3842	698
Columnas	HN50x306	3889	598	1350	2766	533

#### 4.4.2 Diseño según normativa propuesta

La verificación de esbeltez local y global para la estructura diseñada según la versión propuesta de la NCh 2369 (INN, 2020) es mostrada en la Tabla 4-46.

Tabla 4-46: Esbelteces – Estructura 4, versión propuesta

Elemento	Sección	H	B	e	t	r <sub>x</sub>	r <sub>y</sub>	L <sub>x</sub>	L <sub>y</sub>	λ <sub>x</sub>	λ <sub>y</sub>	Esbeltez	
		(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)			Global	Local
Arriost. Plat 1	L6.5x5.91	65	65	6	6	12	25.8	1350		113	52	OK	SC
Arriost. Plat 2	L6.5x5.91	65	65	6	6	12	25.8	1580		132	61	OK	SC
Arriost. Plat 3	L10x11.7	100	100	8	8	18.7	31.2	2300		123	74	OK	SC
Arriost. Vert.	CJ15x15x22.3	150	150	6	6	58.2	58.2	5,200		89	89	OK	SP
Viga del marco	IN30x36,7	300	150	10	6	126	35	6,500	4,300	52	186	OK	NS
Viga del marco	IN30x41,3	300	150	10	6	127	36	6,500	4,480	51	181	OK	NS
Viga del marco	IN35x46,9	350	200	12	6	149	47	6,500	3,970	44	138	N.A.	NS
Columnas	HN50x380	500	500	40	20	215	131	4,080	4,080	19	31	OK	SP

##### 4.4.2.1 Diagonales

Al igual que en la versión vigente de la norma NCh 2369 (INN, 2003) en la versión propuesta (INN, 2020) la viga o puntal al cual confluyen las diagonales debe ser continuo en el punto de intersección de las diagonales, siendo verificado el puntal para las cargas verticales omitiendo el apoyo le proveen las diagonales. También son diseñados las vigas o puntales para soportar una carga lateral en el punto de intersección de las diagonales, igual al 2% de la capacidad esperada en compresión de la diagonal (29.1 kN).

El efecto sísmico sobre el puntal es determinado a través del equilibrio de la capacidad esperada de la diagonal traccionada y la capacidad residual de la capacidad comprimida, esta verificación y la anterior son mostradas en la Tabla 4-47. Cabe recordar que la tracción en la diagonal no necesita ser superior a la determinada en el modelo de análisis amplificando las cargas sísmicas por  $0.7 R_1 = 2.1$ .

Tabla 4-47: Verificación puntal – Estructura 4, versión propuesta

Viga puntal	Sección	Fuerza axial y transversal vertical							F.U.	FU sin soporte diagonales	Fuerza lateral	F.U. fuerza lateral
		Diagonal inferior			Diagonal superior							
		0.3 P <sub>ne</sub> [kN]	T <sub>ye</sub> [kN]	T <sub>modelo</sub> [kN]	0.3 P <sub>ne</sub> [kN]	T <sub>ye</sub> [kN]	T <sub>modelo</sub> [kN]	[%]				
Nivel 1	HN25x69.8 <sup>(1)</sup>	221	916	551	141	1074	563	72	44	29	84	
Nivel 1	IN30x41.3	214	916	563	114	1074	584	98	N.A.	N.A.	-	
Nivel 3	HN25x69.8 <sup>(1)</sup>	205	916	584	114	1074	542	84	61	26	24	
Nivel 4	IE90x329	177	916	541	-	-	-	2	N.A.	N.A.	-	

(1) Si las diagonales inferiores dejan de dar soporte a las vigas, las diagonales superiores, en tracción siguen dando soporte. Dado lo anterior no sería necesario verificar la viga sin soporte, sin embargo, se muestra que, aunque la viga no tenga soporte, esta condición no controla el dimensionamiento de la viga.

#### 4.4.2.2 Verificación de resistencia estructural

En la Figura 4-19 se muestran los factores de utilización (máxima relación de demanda versus capacidad entre flexo – compresión biaxial y cortante) para combinaciones de carga de diseño LRFD. Adicionalmente se verifica que la capacidad axial requerida de las columnas sea mayor o igual a aquella determinada amplificando el estado de carga sísmico por  $0,7R_1 > 2.0$ , en las combinaciones de carga. Los resultados de la verificación para las columnas más solicitadas se muestran en la Tabla 4-48.

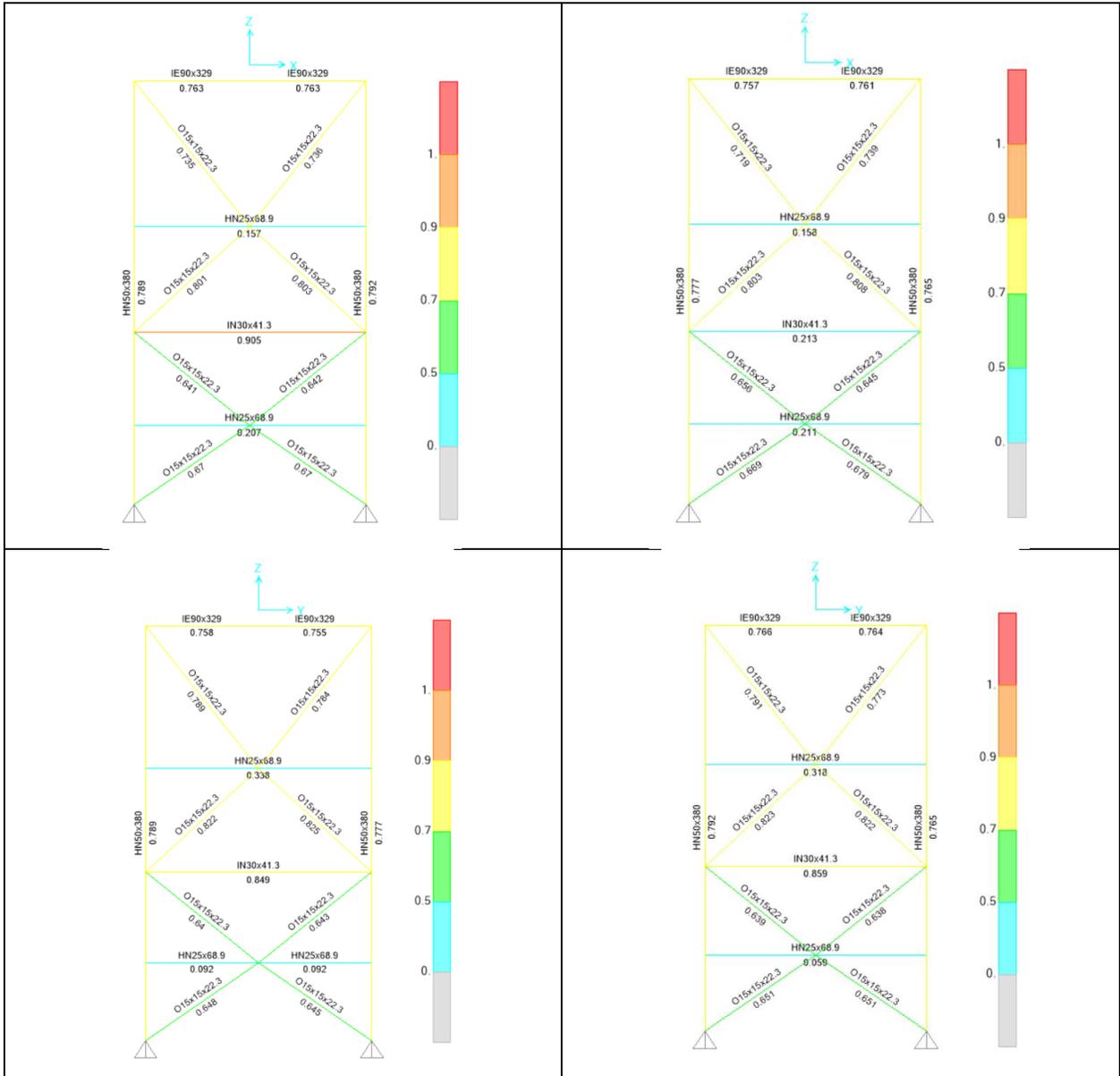


Figura 4-19: Factores de utilización – Estructura 4, versión propuesta

Tabla 4-48: Verificación de sobrerresistencia para columnas – Estructura 4

Elemento	Perfil	Combinación	F.U. (1)
			[%]
34	HN50x380	SOBRE 13A – 1.2DL+0.00LL+0.2SL+1.6HL+1.4 R1 (+0.3ELX +1.0ELY+0.6ELZ)	79
82	HN50x380	SOBRE 13A – 1.2DL+0.00LL+0.2SL+1.6HL+1.4 R1 (+0.3ELX +1.0ELY+0.6ELZ)	79
136	HN50x380	SOBRE 13A – 1.2DL+0.00LL+0.2SL+1.6HL+1.4 R1 (+0.3ELX +1.0ELY+0.6ELZ)	74
227	HN50x380	SOBRE 13A – 1.2DL+0.00LL+0.2SL+1.6HL+1.4 R1 (+0.3ELX +1.0ELY+0.6ELZ)	79

#### 4.4.2.3 Verificación de deriva de piso

En la Tabla 4-49 se muestra la deriva de piso por nivel de la estructura para cargas sísmicas elásticas. El límite de 0.015H es el definido en el punto 6.3 de la NCh2369.

Tabla 4-49: Deriva de piso versión propuesta – Estructura 4

Elevación	$\Delta_{maxX}$ [mm]	$\Delta_{maxY}$ [mm]	H [mm]	$\Delta H/\Delta_{max}$	$\Delta H/\Delta_{lim}$	Condición
Plataforma 1	6.5	6.2	2229	343	33	Satisface
Plataforma 3	14.7	14.1	2600	177	39	Satisface
Plataforma 3	24.9	24.2	2986	120	45	Satisface
Nivel apoyo silo	36.7	37.3	4080	109	61	Satisface

#### 4.4.2.4 Anclajes

El detalle de anclaje para el diseño de la estructura según la versión propuesta es el mismo definido bajo la versión vigente dado que en ambos casos los pernos en no se ven sometidos a tracción. El detalle de las cargas sobre los anclajes se muestra en el anexo D.

#### 4.4.2.5 Conexiones

Las cargas de diseño de las conexiones de diagonales y demás elementos siguen los mismos requerimientos descritos en 4.1.2.5 y son resumidas en la Tabla 4-50.

Tabla 4-50: Capacidad requerida para las conexiones – Estructura 4, versión propuesta

Elemento	Sección	Compresión [kN]	Tracción [kN]	Corte eje fuerte [kN]	Momento eje fuerte [kN-m]	Momento eje débil [kN-m]
Diagonal primer nivel	CJ15x15x22.3	645	550	0	0	0
Diagonal segundo nivel	CJ15x15x22.3	626	570	0	0	0
Diagonal tercer nivel	CJ15x15x22.3	686	583	0	0	0
Diagonal cuarto nivel	CJ15x15x22.3	593	542	0	0	0
Viga (puntal) primer nivel	HN25x68.9	805.5	1416	174.5	149	71
Viga (puntal) segundo nivel	IN30x41.3	327.5	848	157	102	22
Viga (puntal) tercer nivel	HN25x68.9	1245.5	1416	174.5	149	71
Viga (puntal) cuarto nivel	IE90x329	5820.5	6765.5	1702	3205	497
Columnas	HN50x380	4783	692	365	1311	732

## 4.5 Estructura 5

La estructura 5, formada por tres niveles de plataforma, longitudinalmente (X en el modelo) se estructura en base a dos marcos arriostrados paralelos y columnas gravitacionales, mientras que transversalmente (Y del modelo de análisis) la estructura está fija lateralmente a la caverna que aloja la estructura. Para desarrollar el diseño, la estructura es modelada con elementos elástico-lineales en SAP2000. La estructura se ubica en zona sísmica 2, en un suelo tipo II o B según sea la versión de la norma NCh2369 que se utilice, el factor de importancia de la estructura es 1.1 y el de reducción de la respuesta 3. La razón de amortiguamiento crítico considerada es 3%.

La estructura posee en el segundo nivel un alimentador de material y en el tercero un chute de descarga, razón por la cual en el dimensionamiento se considera dos condiciones extremas, que el material puede alojarse completamente en el chute o completamente en el alimentador.

Las principales cargas a la que se ve sometida la estructura se resumen en la Tabla 4-51.

Tabla 4-51: Estados de carga, Estructura 5

Estado de carga	Descripción	Dirección	Valor [KN]	
			NCh2369 vigente	NCh2369 propuesta
DL peso propio	Peso propio de la estructura	-Z	316	326
DL parrilla	Peso de la parrilla	-Z	126	126
DL barandas	Peso de las barandas	-Z	43	43
DL escalera	Peso de la escalera	-Z	13	13
DL eq	Peso de los equipos	-Z	1310	1310
DL mat	Peso del material en la tolva	-Z	733	733
LL plataforma	Sobrecarga de las plataformas	-Z	2240	2240
Peso sísmico		-Z	3099	3110
ELX (1)	Corte basal sísmico	X	825	820
ELY (1)	Corte basal sísmico	Y	417	462
ELZ (1)	Fuerza sísmica vertical	Z	1147	1317
ELX-D (2)	Corte basal sísmico para desplazamiento	X	-	3607
ELY-D (2)	Corte basal sísmico para desplazamiento	Y	-	1250
ELZ-D (2)	Fuerza sísmica vertical desplazamiento	Z	-	1385

(1) Para diseño por resistencia, según ambas versiones de la norma NCh2369.

(2) Para evaluación de desplazamientos, según la versión propuesta de la norma NCh2369.

Las combinaciones de carga son las descritas en 2.4.3.3 y detalladas en el anexo E de este documento. Para diseños bajo la versión propuesta de la normativa, en las combinaciones de carga de sobrerresistencia se tiene  $R_1 = 3$  y por lo tanto  $0.7 R_1 = 2.1 > 2.0$ .

En el Anexo E también se muestran las cargas aplicadas a la estructura, la geometría de esta, además de las secciones transversales y la disposición de los elementos.

#### 4.5.1 Diseño según normativa vigente

A continuación, se muestra el resumen del diseño estructural considerando un comportamiento lineal y elástico de acuerdo con los resultados obtenidos del software SAP2000 V21.0.2.

En la Tabla 4-52 se muestra la verificación de compacidad local y esbeltez global sobre los elementos estructurales de acuerdo con los requerimientos de los puntos 8.3.3 y 8.7.3 de la NCh2369.

Tabla 4-52: Esbelteces – Estructura 5, versión vigente

Elemento	Sección	H	B	e	t	r <sub>x</sub>	r <sub>y</sub>	L <sub>x</sub>	L <sub>y</sub>	λ <sub>x</sub>	λ <sub>y</sub>	Esbeltez	
		(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)			Global	Local
Arriost. Plat 1	L8x9,11	80	80	8	8	24.7	14.6	1889		76	129	OK	SC
Arriost. Plat 1	XLE16x19,3	160	160	8	8	41.9	31.6	2452	2452	59	78	OK	SC
Arriost. Plat 2	L8X9,11	80	80	8	8	24.7	14.6	1889		76	129	OK	SC
Arriost. Plat 3	L8X9,11	100	100	8	8	24.7	14.6	2030		82	139	OK	SC
Arriost. Vert.	CJ10x10x11,7	100	100	4	4	39.2	39.2	2,788		71	71	OK	SP
Viga del marco	IN30x36,7	300	150	10	6	126	35	6,500	4,300	52	186	N.A.	NS
Viga del marco	IN30x41,3	300	150	10	6	127	36	6,500	4,480	51	181	N.A.	NS
Viga del marco	IN35x46,9	350	200	12	6	149	47	6,500	3,970	44	138	N.A.	NS
Columnas	HN20x33,8	200	200	8	6	87	50	3,615	3,615	42	72	OK	SC

##### 4.5.1.1 Diagonales

La configuración de los arriostamientos verticales de los ejes longitudinales de la estructura 5 es en cruz como se aprecia en la figura Figura 4-20, por tanto, se aplica las verificaciones de 8.3.4 y 8.3.6 de la versión vigente de la norma NCh 2369 (INN, 2003). De este modo se impone que una de las diagonales en el punto de cruce sea continua y se limita a el esfuerzo axial en las diagonales sísmica al 80% de la capacidad del elemento (8.3.6 de NCh 2369 Of 2003 (INN, 2003)). Para la condición de carga sísmica el esfuerzo sísmico corresponde al 64% y 61% de la capacidad del elemento para la condición de carga de material en el nivel superior y en el nivel intermedio respectivamente.

##### 4.5.1.2 Verificación de deriva de piso

En la Tabla 4-53 se muestra la deriva de piso por nivel de la estructura para cargas sísmicas elásticas. El límite impuesto es 0.015H según el punto 6.3 de la NCh2369.

Tabla 4-53: Deriva de piso – Estructura 5, versión vigente

Elevación	Δ <sub>max</sub> [mm]	H [mm]	ΔH/Δ <sub>max</sub>	ΔH/Δ <sub>lim</sub>	Condición
Plataforma 1	12	3615	362	54	Satisface
Plataforma 3	22	6615	375	45	Satisface
Plataforma 3	36	9615	231	45	Satisface

### 4.5.1.3 Verificación de resistencia estructural

En la Figura 4-20 se muestran los factores de utilización (máxima relación de demanda versus capacidad entre flexo – compresión biaxial y cortante) para combinaciones de carga de diseño LRFD. Es importante destacar que el diseño de la estructura no queda controlado por combinaciones de carga sísmica.

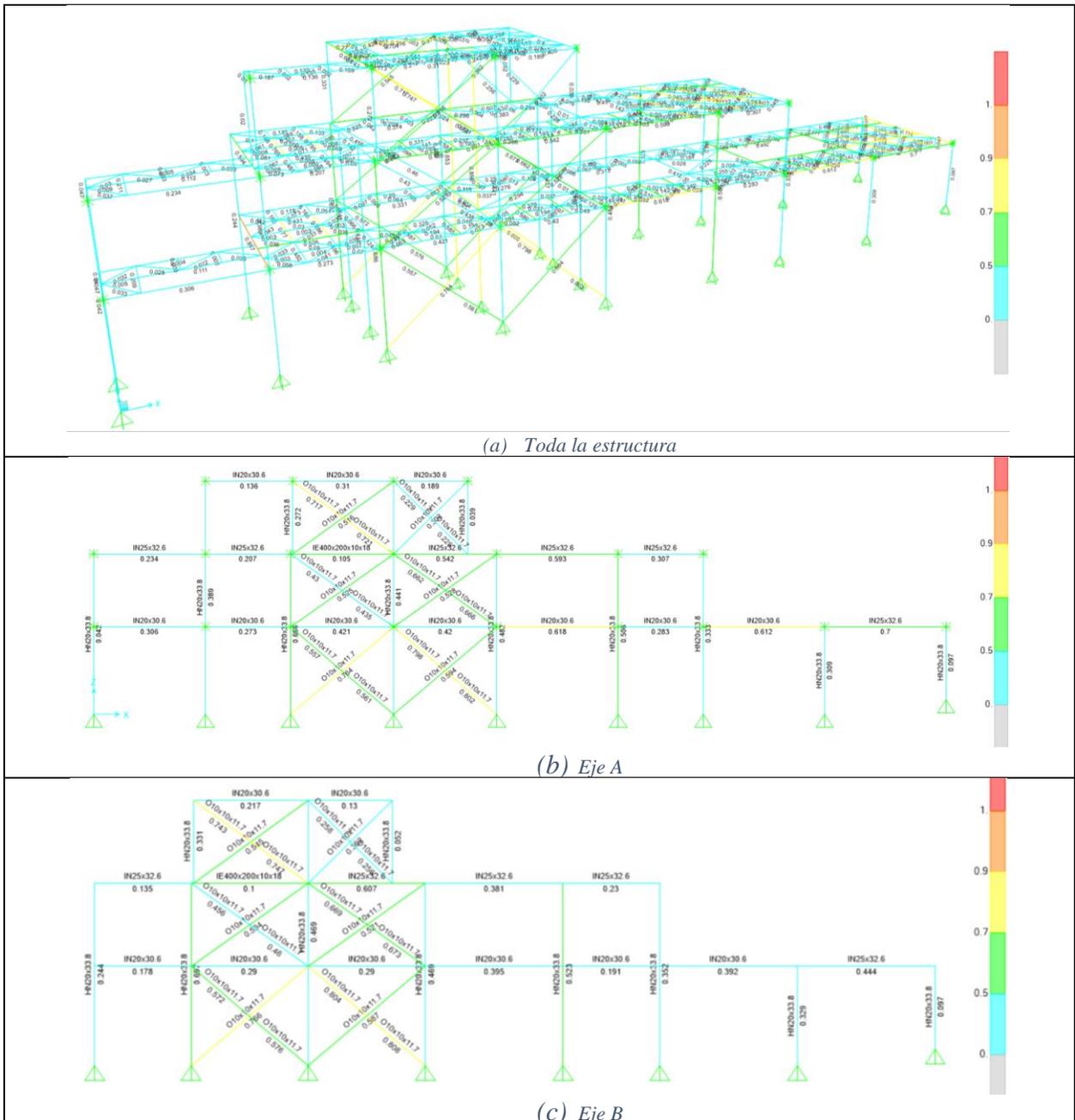


Figura 4-20: Factores de utilización – Estructura 5, versión vigente

### 4.5.1.4 Anclajes

En la Figura 4-22 se muestra un esquema del detalle de anclaje de columnas de los marcos sismorresistentes. El anclaje posee 4 pernos  $\phi$  7/8” en acero ASTM A36 dispuestos con silla de

anclaje. El largo libre de los pernos es de 294 mm. Conforme a los requerimientos de 8.6.8 de la norma NCh 2369 Of 2003 (INN, 2003) el anclaje es diseñado de manera de que la resistencia en tracción del perno sea inferior a la resistencia de la placa de apoyo de la silla y al anclaje del perno en el hormigón.

El detalle de las cargas en los anclajes de los marcos sismorresistentes para los nodos identificados en la Figura 4-21 es mostrado en el anexo E.

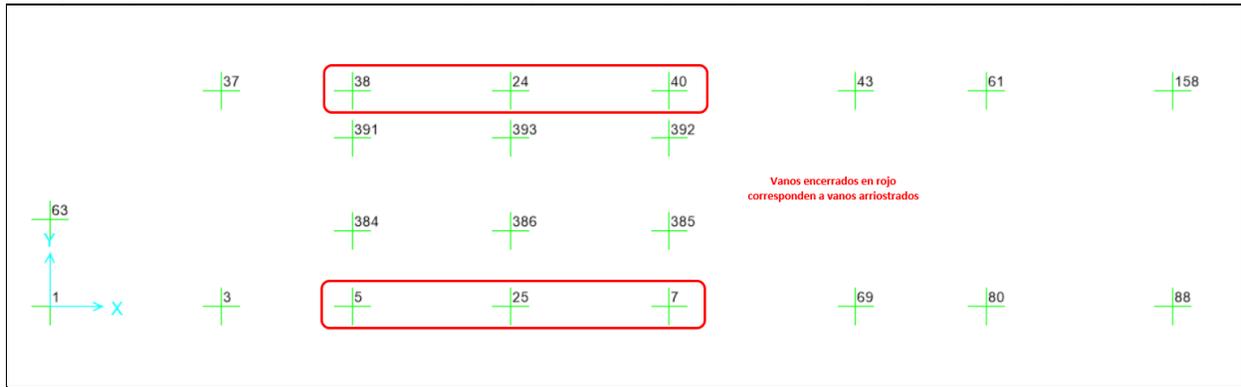


Figura 4-21: Nodos basales – Estructura 5

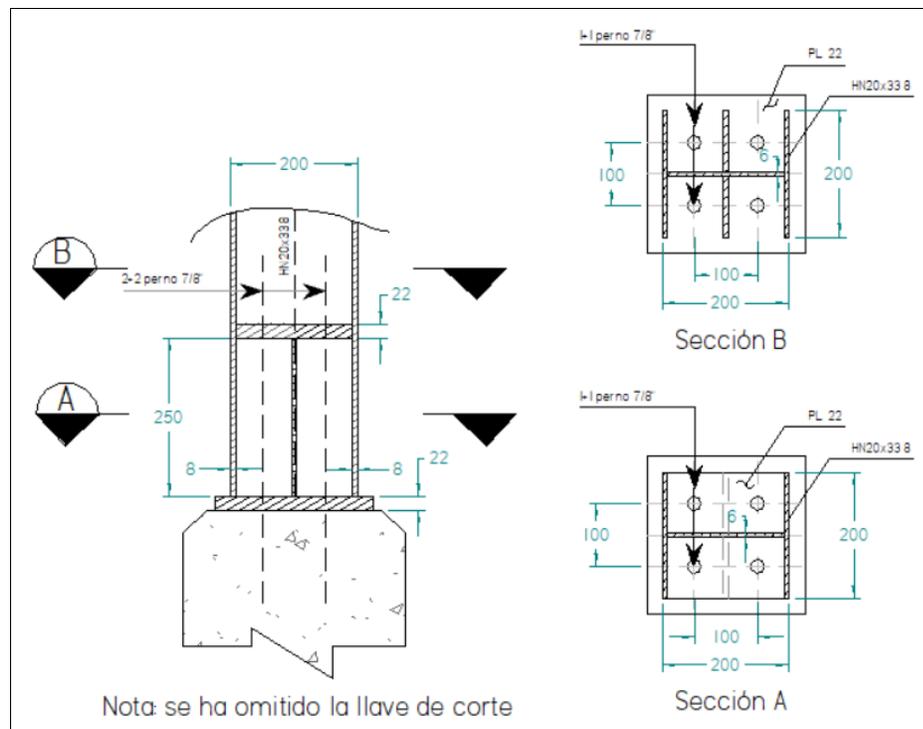


Figura 4-22: Detalle de anclaje – Estructura 5, versión vigente

#### 4.5.1.5 Conexiones

Las conexiones de las diagonales se diseñan para resistir el cien por ciento de la capacidad de tracción de la sección bruta de ellas, tal como indica 8.5.2 de la NCh 2369 (INN, 2003).

Los empalmes de columnas se deben dimensionar para las fuerzas de diseño obtenida de las combinaciones de carga amplificando el estado de carga sísmico por 2. Por la altura de las columnas de la estructura no se dispone de empalmes.

En la Tabla 4-54 se resumen los esfuerzos máximos para el diseño de conexiones de diagonales y puntales sismorresistentes.

*Tabla 4-54: Capacidad requerida para las conexiones – Estructura 5, versión vigente*

Elemento	Sección	Compresión	Tracción	Corte eje fuerte	Momento eje fuerte	Momento eje débil
		[kN]	[kN]	[kN]	[kN-m]	[kN-m]
Diagonal vertical	[I]10x10x11.7	293	343	0	0	0
Viga del marco	IN20X30.6	854	968	134	81	25
Viga del marco	IN25X32.6	916	1030	168	106	25
Viga del marco	IE400	3268	3375	537	552	142
Columnas marco arriostrado	HN20X33.8	827	593	1	1.3	3
Columnas gravitacionales	HN20X46	887	210	3	8	1
Columnas gravitacionales	HN20X33.8	380	0	1	1.2	4.6

## 4.5.2 Diseño según normativa propuesta

La verificación de esbeltez local y global para la estructura diseñada según la versión propuesta de la NCh 2369 (INN, 2020) es la misma que en la versión vigente, excepto por aquellas columnas que han cambiado en la versión propuesta como se muestra en la Tabla 4-55.

Tabla 4-55: Esbelteces – Estructura 5, versión vigente

Elemento	Sección	H	B	e	t	r <sub>x</sub>	r <sub>y</sub>	L <sub>x</sub>	L <sub>y</sub>	λ <sub>x</sub>	λ <sub>y</sub>	Esbeltez	
		(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)			Global	Local
Columnas	HN20x60,8	200	200	16	8	86.2	52.4	3,615	3,615	42	69	OK	SP
Columnas	HN20x54,8	200	200	14	8	86.2	51.8	3,615	3,615	42	70	OK	SP

### 4.5.2.1 Diagonales

Según lo dispuesto en 8.6.7 en la NCh2369 (INN, 2020), el efecto sísmico en los puntales determinado considerando que las diagonales traccionadas desarrollan su capacidad esperada y que la diagonal comprimida presenta su capacidad residual. La Figura 4-23 muestra la disposición de diagonales y puntales del marco sismorresistente y la Tabla 4-56 resume la verificación de las vigas (puntales).

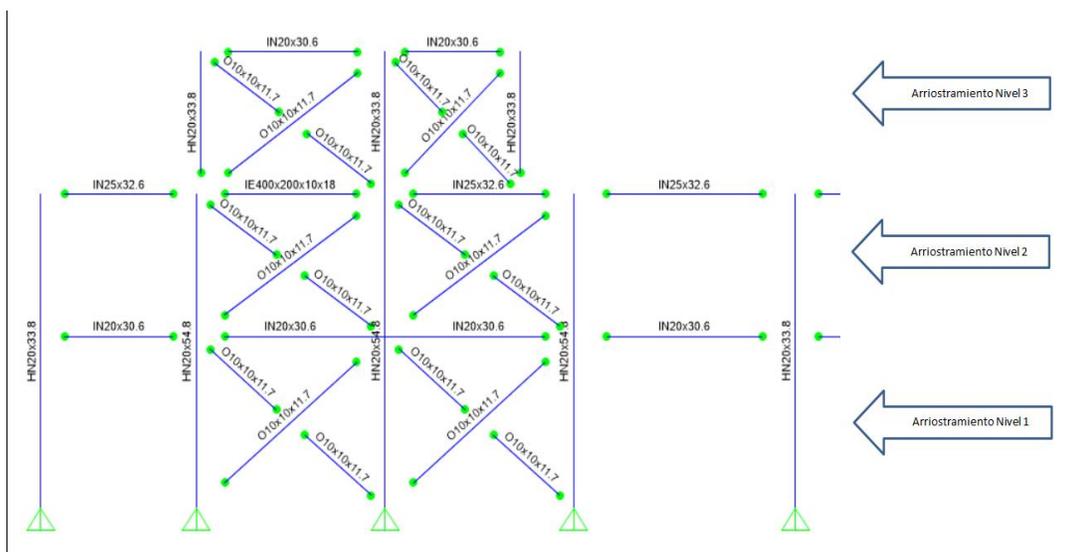


Figura 4-23: Marco sismorresistente – Estructura 5, versión propuesta

Tabla 4-56: Verificación de puntales – Estructura 5, versión propuesta

Elemento	Sección	Diagonal inferior			Diagonal superior			F.U. [%]
		0.3 P <sub>ne</sub>	T <sub>ye</sub>	T <sub>modelo</sub>	0.3 P <sub>ne</sub>	T <sub>ye</sub>	T <sub>modelo</sub>	
		[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	
Viga del marco nivel 1	IN20x30.6	139	785	114	141	785	199	3.7
Viga del marco nivel 2	IN25x32.6	141	785	199	114	785	252	8.4
Viga del marco nivel 3	IN20x30.6	114	785	252	-	-	-	6.0

#### 4.5.2.2 Verificación de resistencia estructural

En la Figura 4-24 muestran los factores de utilización (máxima relación de demanda versus capacidad entre flexo – compresión biaxial y cortante) para combinaciones de carga de diseño LRFD, adicionalmente se realiza verifica que la capacidad axial requerida de las columnas sea mayor o igual a aquella determinada amplificando el estado de carga sísmico por  $0,7R_1 > 2.0$ , en las combinaciones de carga.

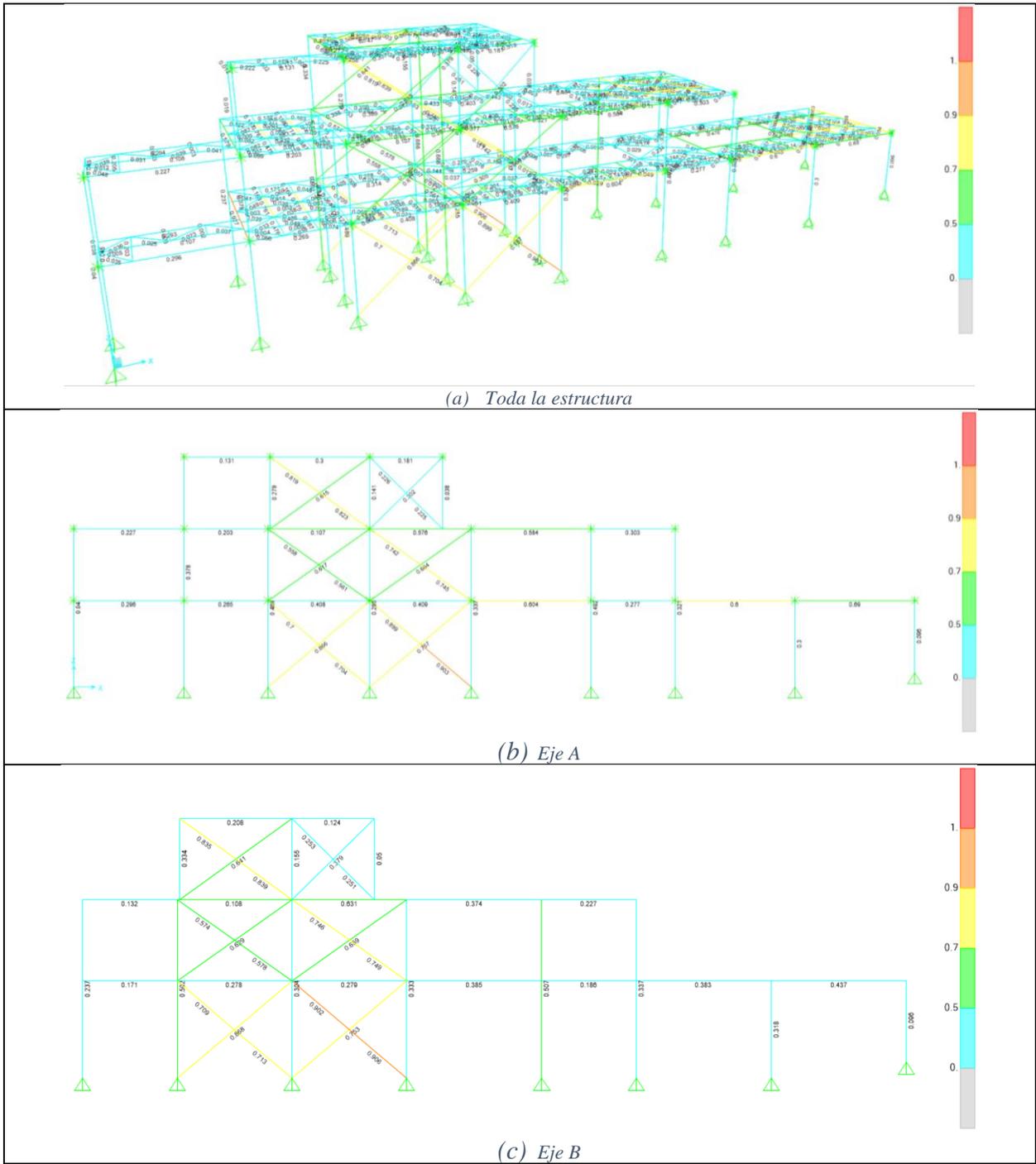


Figura 4-24: Factores de utilización – Estructura 5, versión propuesta

Tabla 4-57: Verificación de sobrerresistencia para columnas – Estructura 5, versión propuesta

Elemento	Perfil	Combinación	F.U. [%]
35	HN20x54.8	SOBRE 03a - 1.2DL+0.25LL+1.4 R1 (+1.0ELX +0.3ELY+0.6ELZ)	93%
739	HN20x33.8	SOBRE 05a - 1.2DL+0.25LL+1.4 R1 (+0.6ELX +0.2ELY+1.0ELZ)	58%
17	HN20x60.8	SOBRE 05a - 1.2DL+0.25LL+1.4 R1 (+0.6ELX +0.2ELY+1.0ELZ)	96%

#### 4.5.2.3 Verificación de deriva de piso

En la Tabla 4-58 se muestra la deriva de piso por nivel de la estructura para cargas sísmicas elásticas. El límite impuesto es 0.015H según la norma NCh2369.

Tabla 4-58: Deriva de piso – Estructura 5, versión propuesta

Elevación	$\Delta_{max}$ [mm]	H [mm]	$\Delta H/\Delta_{max}$	$\Delta H/\Delta_{lim}$	Condición
Plataforma 1	17	3615	241	54	Satisface
Plataforma 3	30	6615	231	45	Satisface
Plataforma 3	45	9615	188	45	Satisface

#### 4.5.2.4 Anclajes

El detalle de anclaje para el diseño de la estructura según la versión propuesta es el mismo mostrado en la Figura 4-22, excepto por el diámetro del perno de anclaje que aumenta a 1 1/8” y espesor de placa que es 25mm. El detalle de las cargas en los anclajes de los marcos sismorresistentes para los nodos identificados en la Figura 4-21 es mostrado en el anexo E.

#### 4.5.2.5 Conexiones

Las cargas de diseño de las conexiones de diagonales y demás elementos siguen los mismos requerimientos descritos en 4.1.2.5 y son resumidas en la Tabla 4-59.

Tabla 4-59: Capacidad requerida para las conexiones – Estructura 5, versión propuesta

Elemento	Sección	Compresión	Tracción	Corte eje fuerte	Momento eje fuerte	Momento eje débil
		[kN]	[kN]	[kN]	[kN-m]	[kN-m]
Diagonal vertical	∟10x10x11.7	428	448	0	0	0
Viga del marco	IN20X30.6	609.5	629	109	87	18.5
Viga del marco	IN25X32.6	663	669.5	109	99	18.5
Viga del marco	IE400	1873.5	1749	580	275.5	59.5
Columnas marco arriostrado	HN20X54.8	1120	921	1.3	2.1	5.3
Columnas gravitacionales	HN20X60.8	1302	239	4	11	1
Columnas gravitacionales	HN20X33.8	420	198	1	2.1	2

## 4.6 Estructura 6

La estructura 6, es un marco de momento en la dirección transversal (Y del modelo de análisis) y un marco arriostrado en la dirección longitudinal (X del modelo de análisis). La estructura se ubica en zona sísmica 3, en un suelo tipo II o B según sea la versión de la norma NCh2369 que se utilice, el factor de importancia de la estructura es 1.0 y el de reducción de la respuesta 4. La razón de amortiguamiento crítico considerada es 3%.

Las principales cargas a la que se ve sometida la estructura se resumen en la siguiente Tabla 4-60.

Tabla 4-60: Estados de carga, Estructura 6

Estado de carga	Descripción	Dirección	Valor [KN]	
			NCh2369 vigente	NCh2369 propuesta
DL	Cargas permanentes	- Z	814	814
Cd	Grúa estacionada	- Z	56	56
LL	Sobrecarga de pasillos	- Z	70	70
Lr	Sobrecarga de techo	- Z	266	266
SL	Sobrecarga de nieve	- Z	344	344
WLY	Viento	X	192	192
WLX	Viento	Y	129	129
Peso sísmico		- Z	928	928
ELX (1)	Corte basal sísmico	X	161	161
ELY (1)	Corte basal sísmico	Y	200	200
ELZ (1)	Fuerza sísmica vertical	Z	249	249
ELX-D (2)	Corte basal sísmico para desplazamiento	X	-	763
ELY-D (2)	Corte basal sísmico para desplazamiento	Y	-	1083
ELZ-D (2)	Fuerza sísmica vertical desplazamiento	Z	-	178

(1) Para diseño por resistencia, según ambas versiones de la norma NCh2369.

(2) Para evaluación de desplazamientos, según la versión propuesta de la norma NCh2369.

Las combinaciones de carga son las descritas en 2.4.3.3 y detalladas en el anexo F de este documento. Para diseños bajo la versión propuesta de la normativa, en las combinaciones de carga de sobrerresistencia se tiene  $R_1 = 4$  y por lo tanto  $0.7 R_1 = 2.8 > 2.0$ .

En el Anexo F también se muestran las cargas aplicadas a la estructura, la geometría de esta, además de las secciones transversales y la disposición de los elementos.

### 4.6.1 Diseño según normativa vigente

A continuación, se muestra el resumen del diseño estructural considerando un comportamiento lineal y elástico de acuerdo con los resultados obtenidos del software SAP2000, cuando la estructura es diseñada según los requerimientos de la versión vigente de la norma NCh2369 (INN, 2003).

En la Tabla 4-61 se muestra la verificación de compacidad local y esbeltez global sobre los elementos estructurales de acuerdo con los requerimientos de los puntos 8.3.3 y 8.7.3 de la NCh2369. Dado que las columnas son parte del marco transversal de momento, se controla la compacidad de ellas según los requerimientos 8.4.3 de la NCh 2369Of2003 (INN, 2003).

Tabla 4-61: Esbelteces – Estructura 6, versión vigente

Elemento	Sección	H (mm)	B (mm)	e (mm)	t (mm)	r <sub>x</sub> (mm)	r <sub>y</sub> (mm)	L (mm)	λ <sub>x</sub>	λ <sub>y</sub>	Esbeltez	
											Global	Local
Arriost. Vert.	CJ10x10x11.7	100	100	4	4	38.8	38.8	4,973	128	128	OK	SP
Puntal long.	CJ15x15x22.3	200	200	5	5	58.7	58.7	7,000	119	119	OK	SC
Puntal techo	HN25x50.1	250	250	10	6	111.1	65.2	7,000	63	107	OK	SC
Columna	HN50x92.2	500	250	16	8	213.8	59.6	6,550	N.A.	N.A.	N.A.	SD
Arriost. Techo	CJ10x10x11.7	100	100	4	4	38.8	38.8	4,301	111	111	OK	SP

#### 4.6.1.1 Diagonales

La configuración de los arriostamientos verticales de los ejes longitudinales de la estructura 6 es en cruz con un puntal continuo en la intersección de estos, lo que puede entenderse como una suerte de V y V invertida como se aprecia en la figura Figura 4-25, por tanto, se aplica las verificaciones de 8.3.5 de la versión vigente de la norma NCh 2369 (INN, 2003). El puntal es verificado para las cargas verticales omitiendo el apoyo le proveen las diagonales. La citada condición es satisfecha por los puntales pues no poseen cargas en el tramo. También es diseñado el puntal para soportar por medio de sus alas una lateral en el punto de intersección de las diagonales, igual a  $0,02 F_y b_f t_f$  (1985 kN).

Conforme a lo especificado en 8.3.5 de la versión vigente de la norma NCh 2369 (INN, 2003) se verifica las diagonales para soportar las cargas de permanentes y sobrecargas más las cargas sísmicas amplificadas por 1,5, condición para la que el factor de uso de las diagonales es 38.2%.

Por último, se limita esfuerzo axial sísmico de las diagonales en compresión al 80% de la capacidad del elemento (8.3.6 de NCh 2369 Of 2003 (INN, 2003)), así para la condición de carga sísmica es 20% de la capacidad del elemento.

#### 4.6.1.2 Verificación de deriva de piso

En la Tabla 4-62 se muestra la deriva de piso por nivel de la estructura para cargas sísmicas elásticas. El límite impuesto por los criterios de diseño es de  $H/200$ , el cual es más restrictivo que el límite de  $0.015H$  impuesto en el punto 6.3 de la NCh2369.

Tabla 4-62: Deriva de piso – Estructura 6, versión vigente

Δ <sub>max</sub> [mm]	H [mm]	ΔH/Δ <sub>max</sub>	ΔH/Δ <sub>lim</sub>	Condición
6.26	6550	1046	67	Satisface

#### 4.6.1.3 Verificación de resistencia estructural

En la Figura 4-25 se muestran los factores de utilización (máxima relación de demanda versus capacidad entre flexo – compresión biaxial y cortante) para combinaciones de carga de diseño LRFD.

Es importante destacar que el diseño de la estructura no queda controlado por combinaciones de carga sísmica, sino que por condición de viento y operación de la grúa.

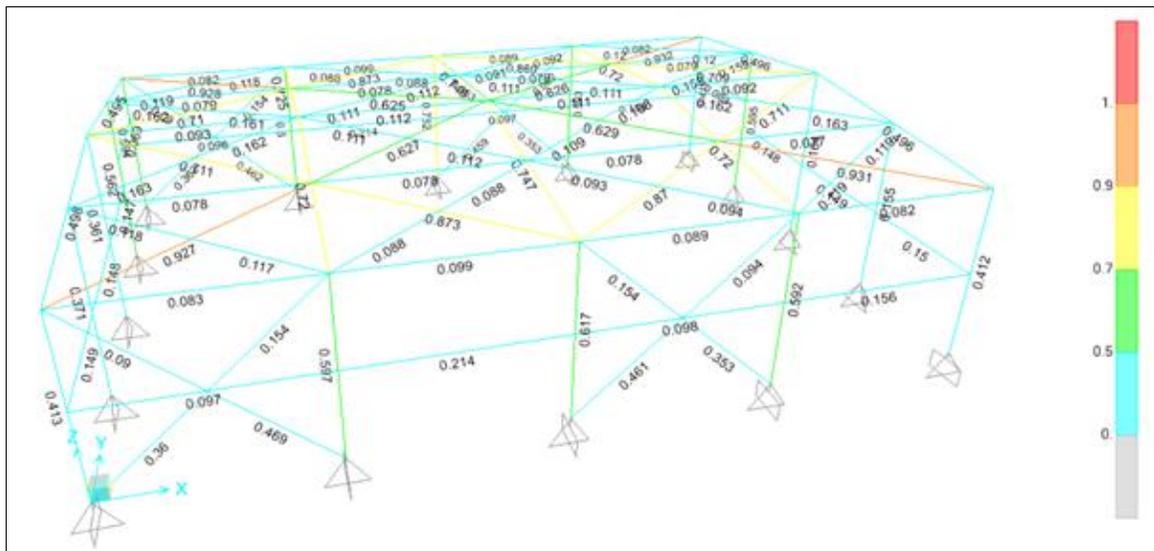


Figura 4-25: Factores de utilización – Estructura 6, versión vigente

#### 4.6.1.4 Anclajes

En la Figura 4-26 se muestra un esquema del detalle de anclaje de columnas de los marcos sismorresistentes. El anclaje posee 4 pernos  $\phi 1 \frac{1}{4}$ " en acero ASTM A36 dispuestos con silla de anclaje. El largo libre de los pernos es de 30 cm. Conforme a los requerimientos de 8.6.8 de la norma NCh 2369 Of 2003 (INN, 2003) el anclaje es diseñado de manera de que la resistencia en tracción del perno sea inferior a la resistencia de la placa de apoyo de la silla y al anclaje del perno en el hormigón.

El detalle de las cargas en los anclajes de los marcos sismorresistentes para los nodos identificados en la Figura 4-26 es mostrado en el anexo F. Cabe mencionar que el diseño del anclaje queda controlado por el comportamiento marco de momento transversal.

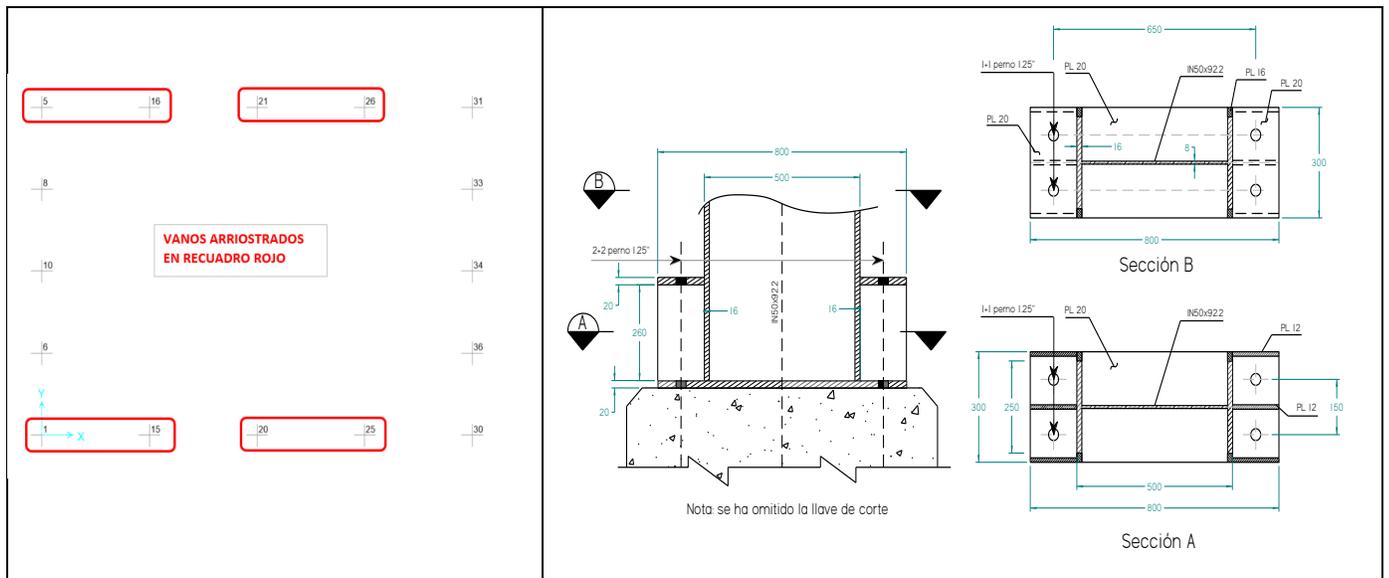


Figura 4-26: Anclaje – Estructura 6, versión vigente

#### 4.6.1.5 Conexiones

Las conexiones de las diagonales se diseñan para resistir el cien por ciento de la capacidad de tracción de la sección bruta de ellas, tal como indica 8.5.2 de la NCh 2369 (INN, 2003).

Los empalmes de columnas se deben dimensionar para las fuerzas de diseño obtenida de las combinaciones de carga amplificando el estado de carga sísmico por 2. Pero por la altura de las columnas de la estructura no se dispone de empalmes. No obstante, la Tabla 4-63, resume las cargas para diseño de conexiones para los elementos sismorresistentes (diagonales, puntales y columnas).

Tabla 4-63: Capacidad requerida para las conexiones – Estructura 6, versión vigente

Elemento	Sección	Compresión [kN]	Tracción [kN]	Corte eje fuerte [kN]	Momento eje fuerte [kN-m]	Momento eje débil [kN-m]
Diagonal	O10x10x11.7	157	343	0	0	0
Puntal	O15x15x22.3	311	648	0	0	0
Viga (Puntal)	HN25x50.1	842	1583	201	169	66
Columna	IN50x92.2	396	11	172	532	19

## 4.6.2 Diseño según normativa propuesta

La verificación de esbeltez local y global para la estructura diseñada según la versión propuesta de la NCh 2369 (INN, 2020) es la misma mostrada en la Tabla 4-61.

### 4.6.2.1 Diagonales

Al igual que en la versión vigente de la norma NCh 2369 (INN, 2003) en la versión propuesta (INN, 2020) el puntal al cual confluyen las diagonales debe ser continuo en el punto de intersección de las diagonales, siendo verificado el puntal para las cargas verticales omitiendo el apoyo que proveen las diagonales. Como se mencionó, para el diseño según NCh 2369 Of 2003, la citada condición es satisfecha por los puntales pues no poseen cargas en el tramo. También es diseñado el puntal para soportar una carga lateral en el punto de intersección de las diagonales, igual al 2% de la capacidad esperada en compresión de la diagonal (16.1 kN), condición para la cual el factor de utilización es 96%.

El efecto sísmico sobre el puntal es determinado a través del equilibrio de la capacidad esperada de la diagonal traccionada y la capacidad residual de la capacidad comprimida, obteniendo así una carga axial sobre el puntal de 224.9 kN y una carga transversal de 7.7 kN, para las que el factor de uso es 78%. Cabe recordar que la tracción en la diagonal no necesita ser superior a la determinada en el modelo de análisis amplificando las cargas sísmicas por  $0.7 R_1 = 2.8$ .

### 4.6.2.2 Verificación de deriva de piso

En la Tabla 4-64 se muestra la deriva de piso por nivel de la estructura para cargas sísmicas elásticas. El límite impuesto por los criterios de diseño es de  $H/200$ , el cual es más restrictivo que el límite de  $0.015H$  impuesto en el punto 6.3 de la NCh2369.

Tabla 4-64: Deriva de piso – Estructura 6, versión propuesta

$\Delta_{max}$ [mm]	H [mm]	$\Delta H/\Delta_{max}$	$\Delta H/\Delta_{lim}$	Condición
5.5	6550	1190	67	Satisface

### 4.6.2.3 Verificación de resistencia estructural

En la Figura 4-29 se muestran los factores de utilización (máxima relación de demanda versus capacidad entre flexo – compresión biaxial y cortante) para combinaciones de carga de diseño LRFD. Para la condición de sobrerresistencia el mayor factor de utilización obtenido es 97%

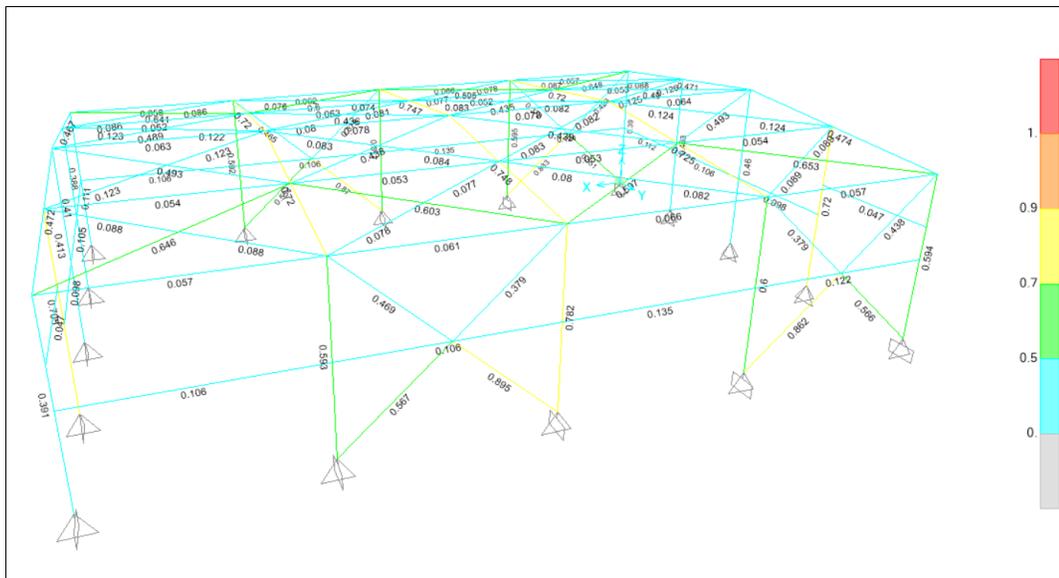


Figura 4-27: Factores de utilización – Estructura 6, versión propuesta

#### 4.6.2.4 Anclajes

El detalle de anclaje para el diseño de la estructura según la versión propuesta de la NCh 2369 (INN, 2020) es el mismo mostrado en la Figura 4-26, excepto por el diámetro del perno de anclaje que para la versión propuesta es 1 3/8”. El detalle de las cargas en los anclajes de los marcos sismorresistentes es mostrado en el anexo F.

#### 4.6.2.5 Conexiones

Las cargas de diseño de las conexiones de diagonales y demás elementos siguen los mismos requerimientos descritos en 4.1.2.5 y son resumidas en la Tabla 4-65.

Tabla 4-65: Capacidad requerida para las conexiones – Estructura 6, versión propuesta

Elemento	Sección	Compresión [kN]	Tracción [kN]	Corte eje fuerte [kN]	Momento eje fuerte [kN-m]	Momento eje débil [kN-m]
Diagonal	O10x10x11.7	147	165	0	0	0
Puntal	O15x15x22.3	20	58	0	0	0
Viga (Puntal)	HN25x50.1	517	1030	131	110	51
Columna	IN50x92.2	373	120	150	474	11

## 5 ANALISIS NO LINEALES

### 5.1 Introducción

En este capítulo se centra en el análisis no lineal y la determinación de los parámetros de desempeño de las seis estructuras investigadas. El análisis no lineal estático se desarrolla según lo descrito en el apartado 2.4, sobre modelos que incorporan no linealidad geométrica y de material siguiendo los lineamientos expuestos en el capítulo 3.

Cada estructura es sometida a análisis no lineal, tanto los diseños según la versión vigente de la norma NCh2369 (INN, 2003) como aquellos desarrollados según la propuesta de modificación de norma (INN, 2020).

El capítulo se estructura en seis apartados, uno para cada estructura y con dos subapartados por estructura, el primero dedicado a los resultados de la estructura según la versión vigente de la norma NCh2369 y el segundo a los resultados para la versión propuesta.

Cabe señalar que el espectro de referencia descrito en 2.3.2 (INN, 2020, ec. 5-9.5 y 5-9.6) es usado para determinar el punto de desempeño según 2.4.5. Se exceptúa la estructura 2, ya que el nivel de demanda impuesto por el citado espectro resulta excesivo para la estructura impidiendo la determinación de la demanda de ductilidad como se verá más adelante.

Es importante aclarar que, en la mayoría de los casos las curvas pushover son mostradas hasta la deriva a la cual se desarrolla un modo de falla. En aquellos casos donde no se desarrolla modo de falla, las curvas carga-deformación son graficadas hasta derivas arbitrarias que permitan ilustrar el comportamiento de la estructura.

La aparición de un modo de falla no necesariamente supone el colapso de la estructura, o la imposibilidad de que ella transporte corte debido a la redistribución de esfuerzos. Así, resulta interesante observar que vías de transporte de carga distintas a un MAC se generan cuando el MAC ha alcanzado su capacidad residual, o cuando se alcanzado un modo de falla en algún elemento. En este contexto es que, las gráficas que permiten caracterizar el desempeño de los elementos son siempre presentadas para derivas más allá de los modos de falla.

En las estructuras que se analizan en este capítulo se tiene arriostramientos en X, en X con puntal intermedio y en V invertida. La configuración en X con puntal intermedio presenta continuidad del puntal (o viga) en el punto de cruce de las diagonales, de este modo el puntal queda afecto al equilibrio entre las tracciones esperadas y compresiones residuales de las diagonales, al igual que en sistemas en V o V invertida. Si bien los sistemas en X con puntal intermedio son menos susceptibles a manifestar plastificación en el puntal (o viga) que los sistemas arriostrados en V o V invertida, se registra en comportamiento de puntales en torno al cruce de diagonales.

## 5.2 Estructura 1

La estructura 1 de cuatro niveles con diafragma en cada uno de ellos, es cuadrada en planta y está formada en cada cara por marcos arriostrados con diagonales en cruz con vigas o puntales intermedios y V invertida. El modelo no lineal incluye la no linealidad en diagonales, columnas y puntales a través de rotulas de fibras, y en los anclajes siguiendo las directrices del capítulo 3.

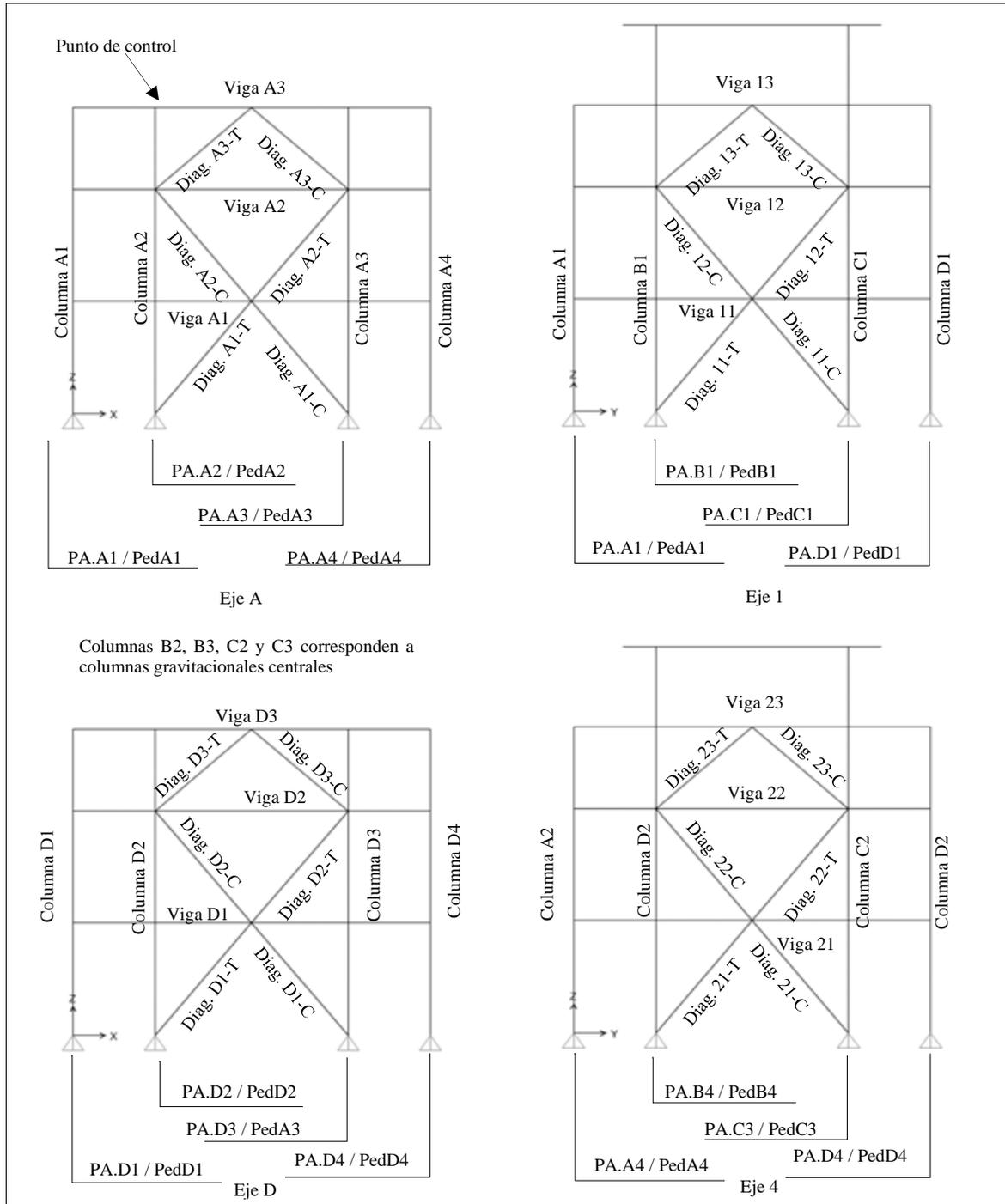


Figura 5-1: Denominación de elementos no lineales de la estructura 1

La estructura presenta arriostramiento concéntrico en los tres primeros niveles y en el cuarto nivel posee arriostramiento de tipo excéntrico, razón por la cual el punto de control se fija en el tercer nivel.

La siguiente figura muestra la denominación de los elementos donde se ha incluido no linealidad en la estructura 1. Los marcos arriostrados se disponen en los ejes exteriores de la estructura, a saber, A y D en el plano XZ; 1 y 4 en el plano YZ. Los marcos arriostrados poseen tres vanos, siendo el vano central el vano arriostrado y las columnas exteriores columnas gravitacionales. Las columnas centrales (B2, B3, C2, C3) también son columnas gravitacionales.

En las figuras siguientes cuando se indica marco arriostrado se hace referencia al MAC en la dirección del corte y cuando se menciona marco transversal se trata del MAC perpendicular a la dirección del corte.

## 5.2.1 Resultados del análisis no lineal para diseño según normativa vigente

### 5.2.1.1 Caracterización del desempeño

La Figura 5-2 muestra los resultados de los análisis no lineales estáticos realizados en cada una de las direcciones principales de la estructura. Dado que el MAC en el plano XZ e YZ posee la misma configuración, se caracteriza el desempeño para una la dirección +X.

Considerando la dirección +X, al aumentar el desplazamiento de techo se observa que la estructura permanece lineal hasta llegar a una primera desviación del comportamiento lineal a una deriva de 0.16% y corte de 733 kN, cuando las diagonales presentan degradación de rigidez como se puede observar al comprar la Figura 5-2 y Figura 5-3. La estructura desarrolla el corte máximo (855 kN) cuando las diagonales alcanzan su carga máxima a derivas en torno a 0.8%.

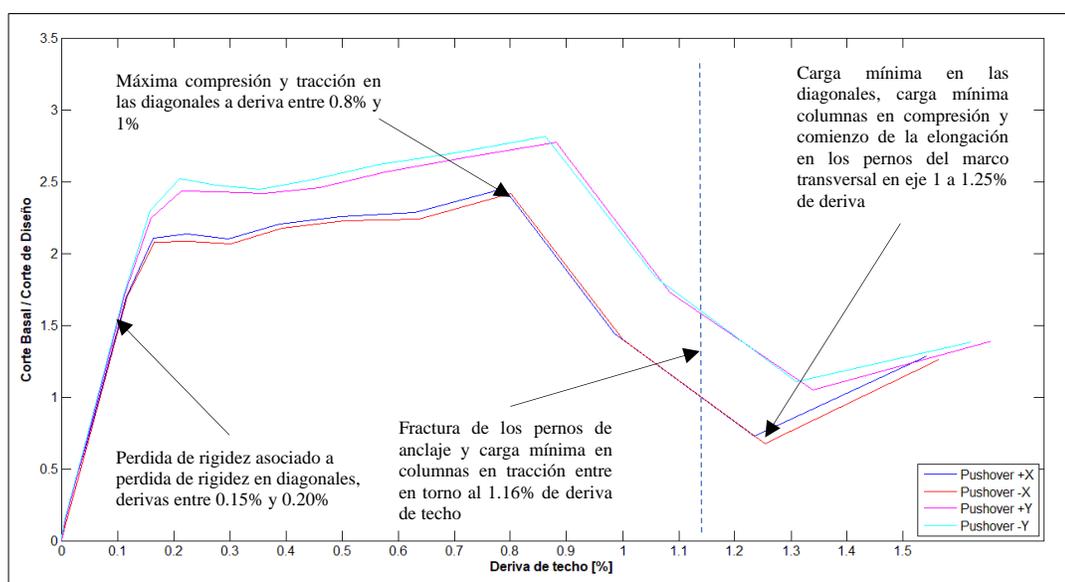


Figura 5-2: Curva Pushover, Estructura 1, versión vigente

A una deriva cercana al 0.2% los pernos traccionados alcanzan su capacidad esperada en tracción y mantienen esta carga hasta una deriva 0.8%, cuando los pernos de anclaje ven degradada su capacidad hasta que a una deriva cercana al 1.16% alcanzan su elongación máxima (ver Figura 5-7). Aunque los pernos de los MAC del plano XZ se fracturan (elongación máxima) a 1.16% de deriva, se caracteriza el desempeño de la estructura más allá de esta deriva, para poder describir como se movilizan otras vías de transporte de carga una vez que se desarrolla el modo de falla. Una vez que la estructura ha alcanzado el corte máximo, se produce la pérdida de resistencia en esta asociada a la pérdida de resistencia de pernos y diagonales entre derivas de 0.8% a 1.25%.

La estructura alcanza el corte mínimo a una deriva de 1.25% cuando los pernos en tracción de los marcos ubicados en el plano XZ han alcanzado su elongación máxima y se han fracturado. A esta deriva los pernos de anclaje de la columna B1 (marco arriostrado transversal, ubicado en el plano YZ) comienzan a traccionarse.

Más allá de un 1.25% de deriva la estructura experimenta un aumento en el corte basal, produciéndose un cambio en la distribución de esfuerzos axiales en los marcos arriostrados del plano XZ como se aprecia en la Figura 5-9. Si bien aumenta el corte basal, esto resulta ser una condición ficticia ya que los nodos basales donde los pernos han fluido y llegado a carga nula (donde confluyen columna y diagonal) no se encuentran en equilibrio.

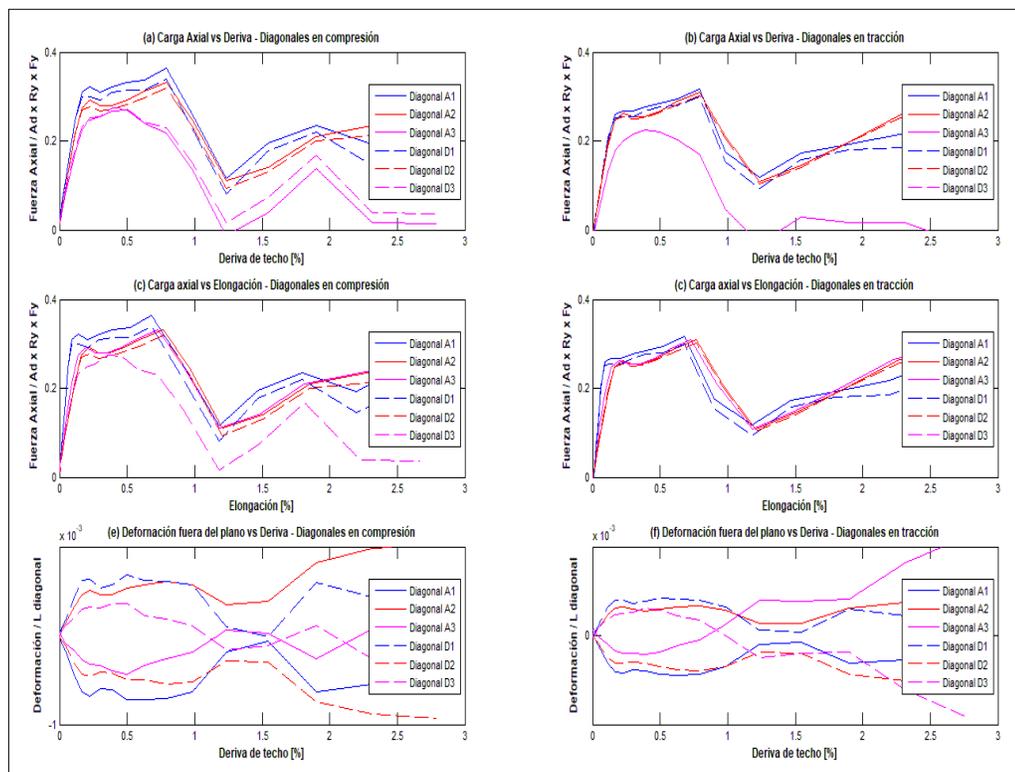


Figura 5-3: Carga axial y deformación en diagonales – Estructura 1, versión vigente

La homogeneidad del comportamiento de las diagonales en los distintos niveles se ver reflejada en las derivas similares en cada nivel (ver Figura 5-8).

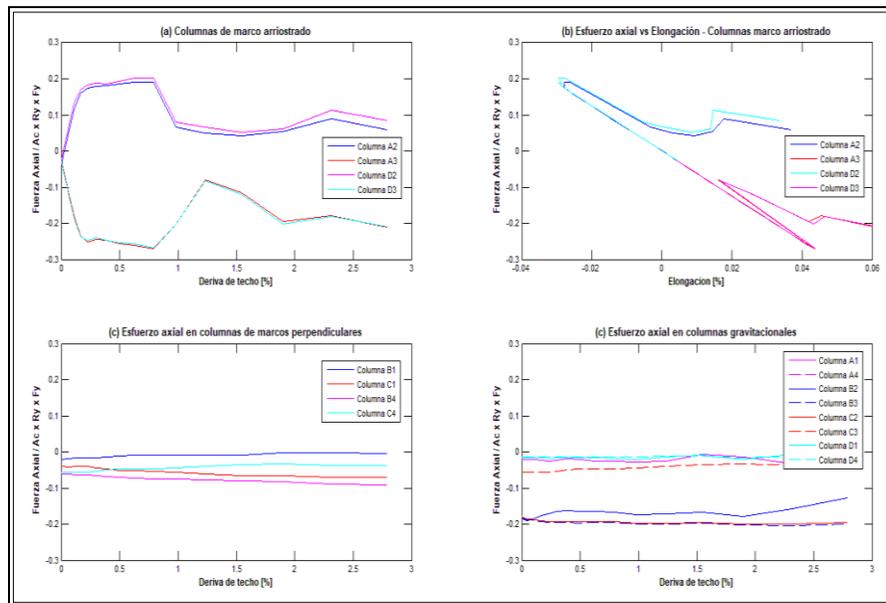


Figura 5-4: Esfuerzos axial en las columnas – Estructura 1, versión vigente

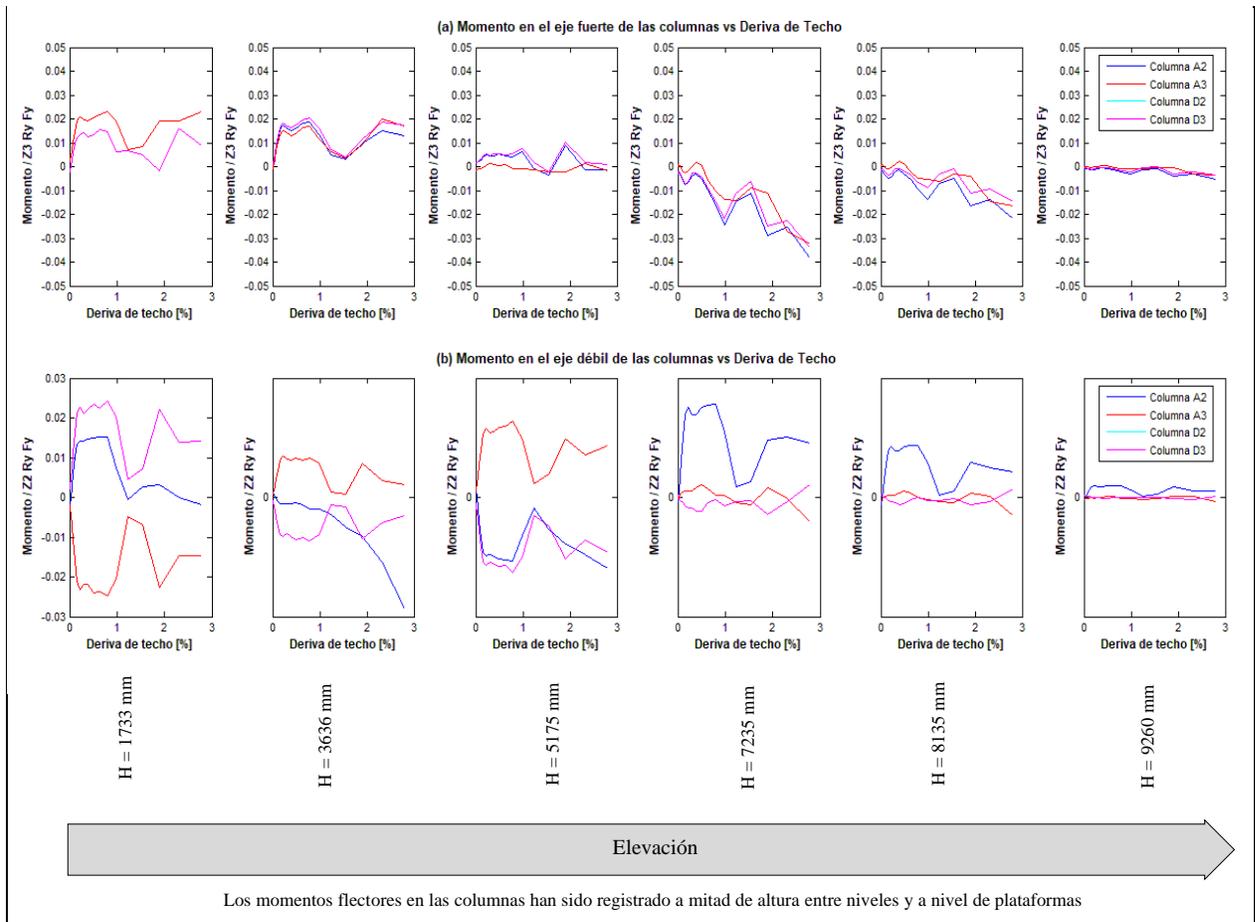


Figura 5-5: Momentos flectores en las columnas – Estructura 1, versión vigente

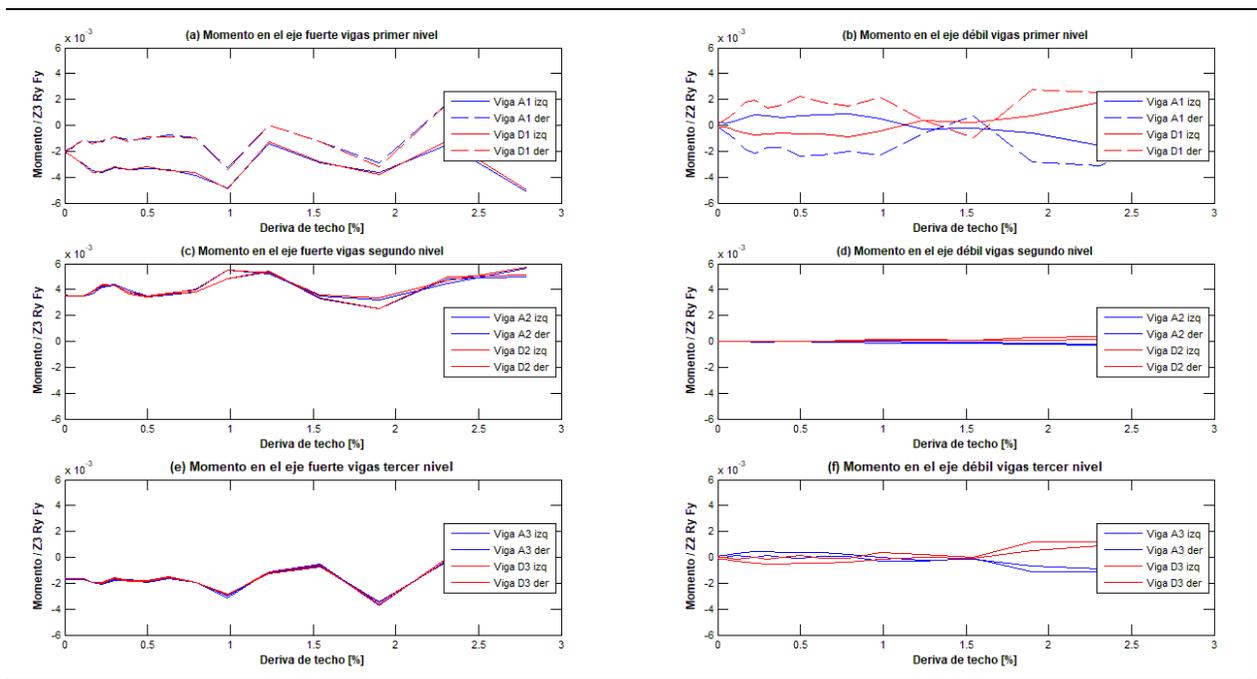


Figura 5-6: Momentos flectores en vigas – Estructura 1, versión vigente

Como es posible apreciar en la Figura 5-5 y Figura 5-6, tanto en columnas como en vigas (puntales) de los marcos arriostrados el momento flector es un esfuerzo es poco relevante, siendo los valores menores al 10% de la capacidad esperada en flexión.

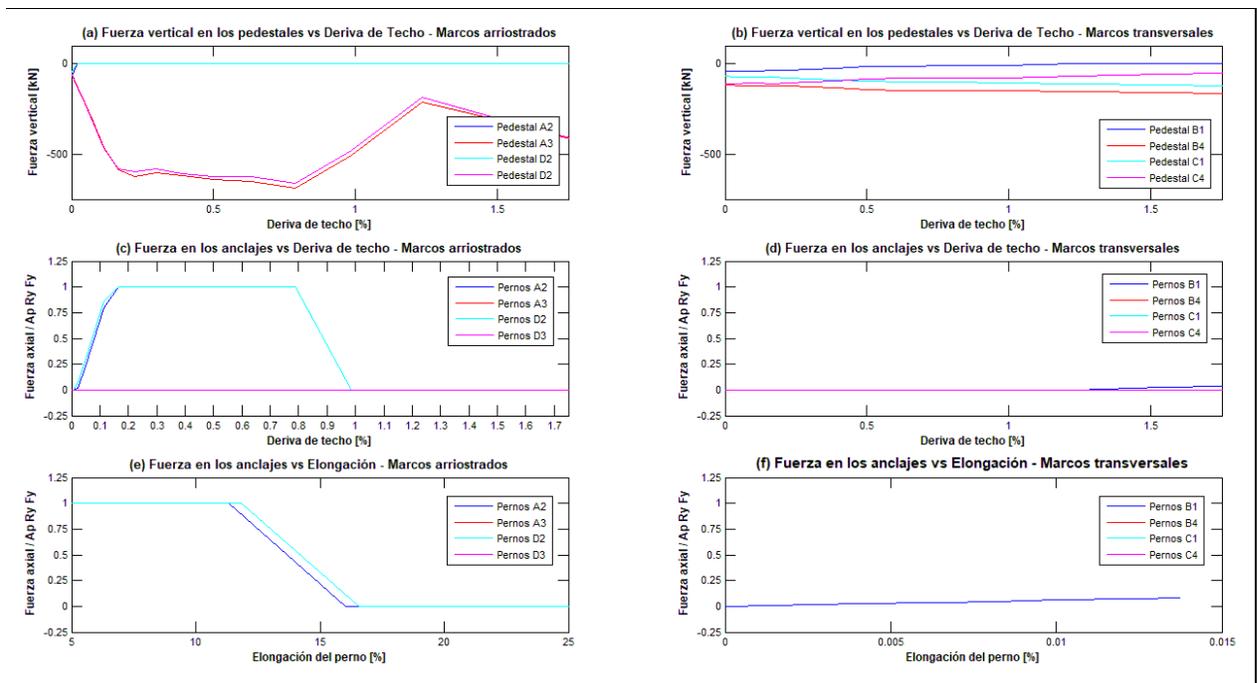


Figura 5-7: Carga axial en los anclajes – Estructura 1, versión vigente

Conforme a lo que se ha explicado en párrafos anteriores el comportamiento de la estructura queda controlado por los pernos de anclaje y las diagonales. Así la falla en los pernos de anclaje limita la carga máxima que las diagonales y columnas pueden alcanzar (ver Figura 5-4).

En las direcciones  $-X$  y  $\pm Y$  la pérdida de linealidad en el comportamiento se ve asociada al inicio del pandeo de las diagonales a derivas entre 0.16% y 0.21% dependiendo de la dirección de análisis. Las diagonales alcanzan cargas axiales entre 26% y 36% de la capacidad esperada en tracción y el corte basal llega a valores entre 842kN y 914 kN.

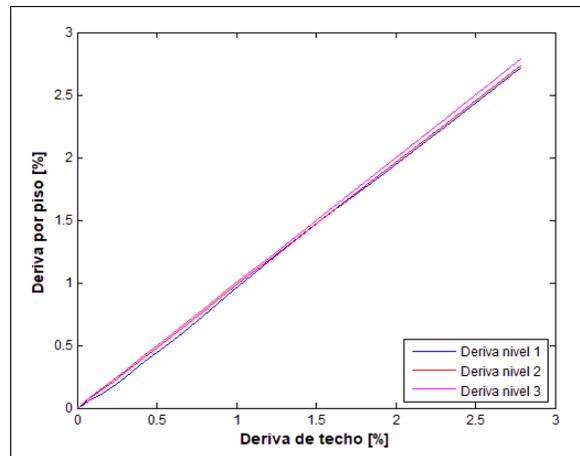


Figura 5-8: Deriva de cada nivel – Estructura 1, versión vigente

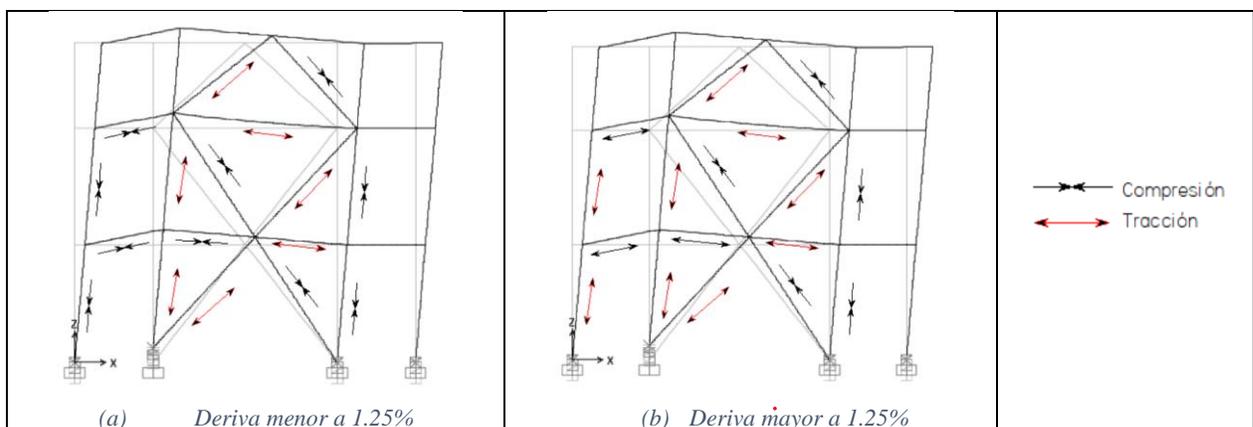


Figura 5-9: Distribución de esfuerzo axial en marcos arriostrados – Estructura 1, versión vigente

### 5.2.1.2 Parámetros de desempeño

Para la determinación de los parámetros de desempeño  $\Omega$ ,  $\mu_T$  y  $R$  se considera el análisis pushover hasta una deriva de techo en torno a 1%, ya que a dichas derivas se gatilla el modo de falla en los pernos. La Figura 5-10 muestra el espectro de capacidad construido según la metodología ATC-40 y FEMA-440 para la dirección  $+X$  y la Tabla 5-1 muestra los resultados obtenidos del análisis definido en 2.4.5 para las 4 direcciones de análisis. Los parámetros de desempeño son determinados promediando los valores obtenidos para las direcciones de análisis.

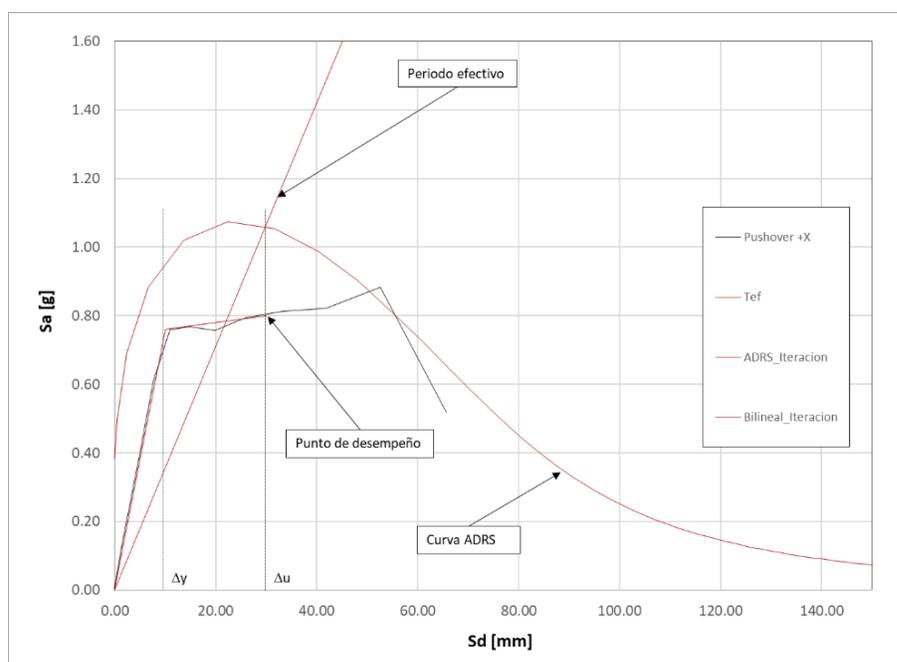


Figura 5-10: Espectro de capacidad – Diseño según versión vigente

Tabla 5-1: Factores de desempeño para estructura 1, versión vigente

Caso	$V_o$ 1.4V [kN]	$V_{max}$ [kN]	$\Omega$ [kN]	T [s]	$\delta_{y,eff}$ [mm]	$\delta_u$ [mm]	$\Omega$ [ - ]	$\mu$ [ - ]	$R_\mu$ [ - ]	R [ - ]	$R_{diseño}$ [ - ]
PO +X	349	854	1210	0.225	10	30	2.45	3	2.24	5.49	3
PO -X	349	842	1210	0.225	9.5	28	2.42	2.95	2.21	5.34	3
PO +X	325	900	1210	0.23	10	27	2.77	2.7	2.1	5.82	3
PO -Y	325	913	1210	0.228	11	27	2.81	2.45	1.98	5.57	3
Promedio	336.7	877	1210	0.227	10.1	28.0	2.61	2.78	2.13	5.55	3

### 5.2.2 Resultados del análisis no lineal para diseño según normativa propuesta

Como se observa en la Figura 5-11(a) la respuesta de la estructura diseñada según la versión propuesta de la norma NCh2369, es muy similar a la obtenida para la estructura diseñada bajo la versión vigente, excepto que alcanza mayores valores de corte basal. En la Figura 5-11 (b) y (c) se muestra las curvas de corte basal versus deriva de piso para el diseño según la versión propuesta y también se compara con las curvas de la versión vigente.

Este resultado resulta razonable ya que el diseño propuesto difiere del vigente en las escuadrías de las columnas (levemente mayores a la versión vigente), en las dimensiones de diagonales del primer y segundo nivel, dimensiones del gusset de conexión de las diagonales y diámetro de los pernos de anclaje. Como se explicó en el subapartado anterior el desempeño de la estructura queda definido por los pernos de anclaje, los que al alcanzar el fallo limitan la carga que pueden transmitir diagonales y columnas del MAC. Como en el diseño propuesto diagonales y pernos poseen mayor

área que en el diseño vigente, se tiene como natural que la versión propuesta desarrolle mayor nivel de corte basal.

Los pernos traccionados del MAC alcanzan su elongación máxima a derivas entre 1.05% y 1.25% y las diagonales y columnas exhiben su menor nivel de esfuerzo axial a una deriva de 1.25%.

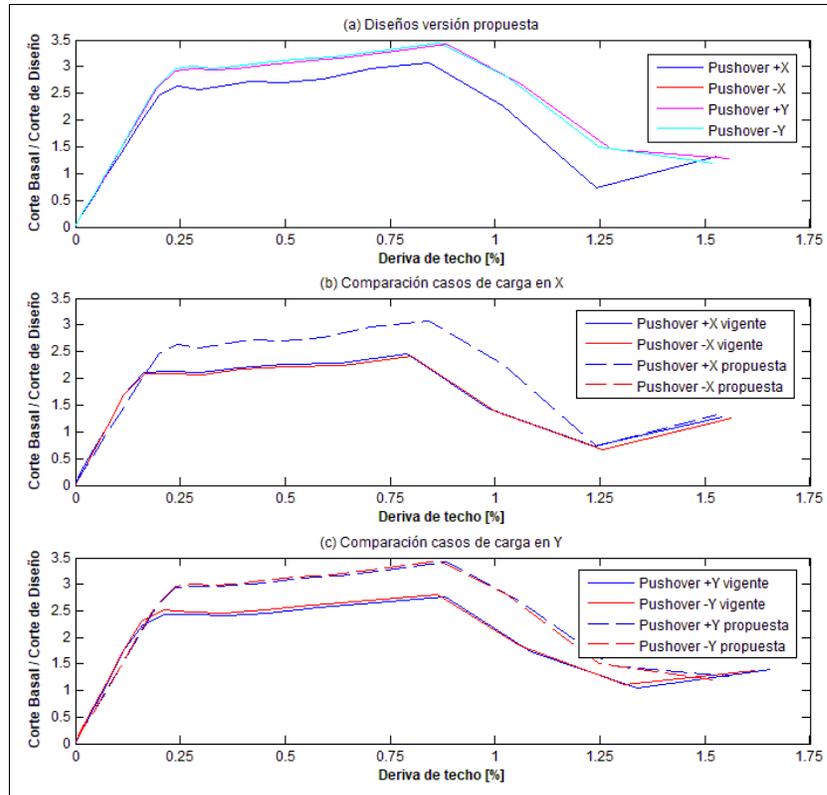


Figura 5-11: Curva Pushover, Estructura 1, Comparación

Los parámetros de desempeño para la estructura diseñada según versión propuesta de la norma se determinan aplicando la misma metodología usada para los diseños según la versión vigente y son mostrados en la Tabla 5-2.

Tabla 5-2: Factores de desempeño para estructura 1 – Diseño según versión propuesta

Caso	$V_o$ 1.4V [kN]	$V_{max}$ [kN]	$\Omega$ [kN]	T [s]	$\delta_{y,eff}$ [mm]	$\delta_u$ [mm]	$\Omega$ [-]	$\mu$ [-]	$R_\mu$ [-]	R [-]	$R_{diseño}$ [-]
PO +X	461	1413	1640	0.233	13	22	3.07	1.69	1.54	4.72	3
PO -X	461	1405	1640	0.233	13	22	3.05	1.69	1.54	4.70	3
PO +Y	419	1433	1640	0.236	13	23	3.42	1.77	1.59	5.44	3
PO -Y	419	1446	1640	0.235	13.5	23	3.45	1.7	1.55	5.35	3
Promedio	439.6	1424	1640	0.234	13.1	22.5	3.25	1.71	1.56	5.05	3

### 5.3 Estructura 2

La estructura 2 de cuatro niveles con diafragma en cada uno de ellos, excepto en el primer nivel donde se tiene un diafragma parcial con forma de T en planta. La estructura sismorresistente corresponde a marcos arriostrados con diagonales en cruz y en V y V invertida. El modelo no lineal incluye la no linealidad en diagonales, columnas y puntales a través de rotulas de fibras, y en los anclajes siguiendo las directrices del capítulo 3.

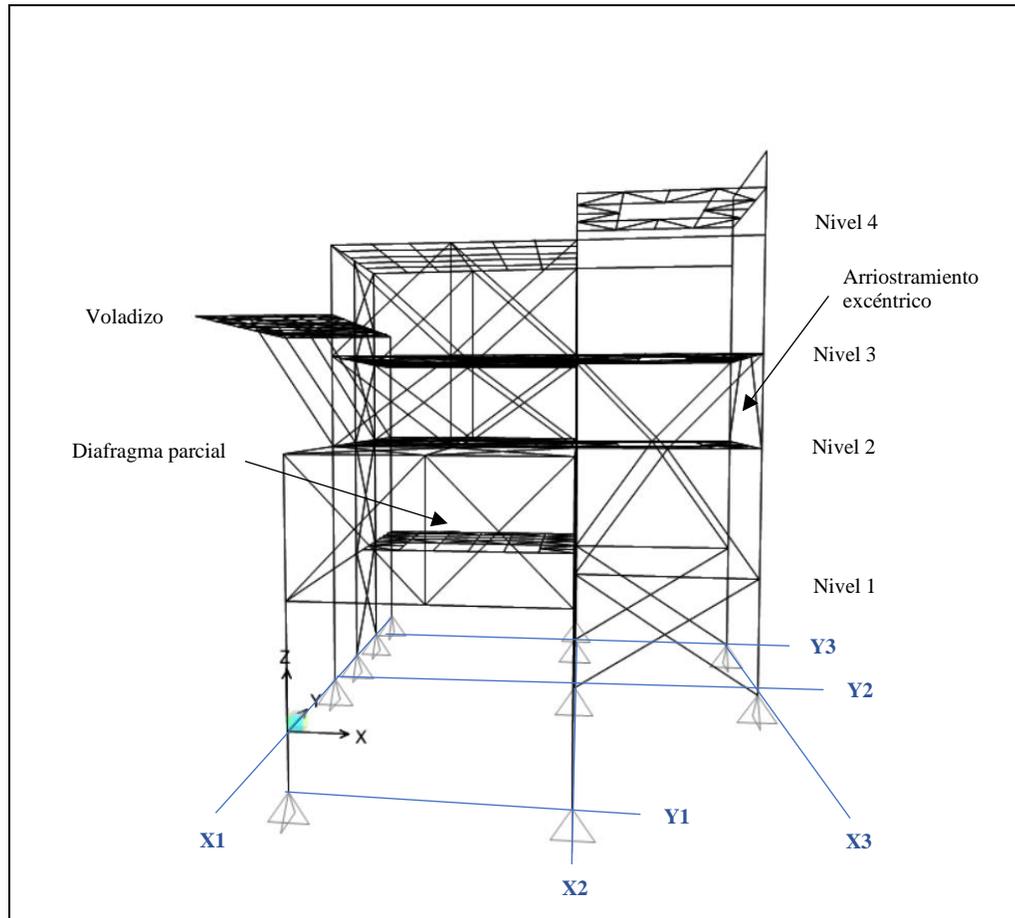


Figura 5-12: Vista tridimensional de la estructura 2

Entre el tercer y cuarto nivel la estructura posee un voladizo soportado por tres tornapuntas.

En el plano XZ la estructura posee 4 marcos, dos de ellos con arriostamientos concéntricos (Y2 e Y3) y los otros dos con marcos de momento, uno de ellos formado por una viga enrejada. En el plano YX tiene 3 marcos, dos arriostrados concéntricamente (X1 y X2) y uno con arriostamiento excéntrico entre el segundo y tercer nivel.

La Figura 5-13 muestra la denominación de los elementos donde se ha incluido no linealidad en la estructura 2, cuales son diagonales del MAC, columnas y vigas de marcos con arriostamientos en V invertida.

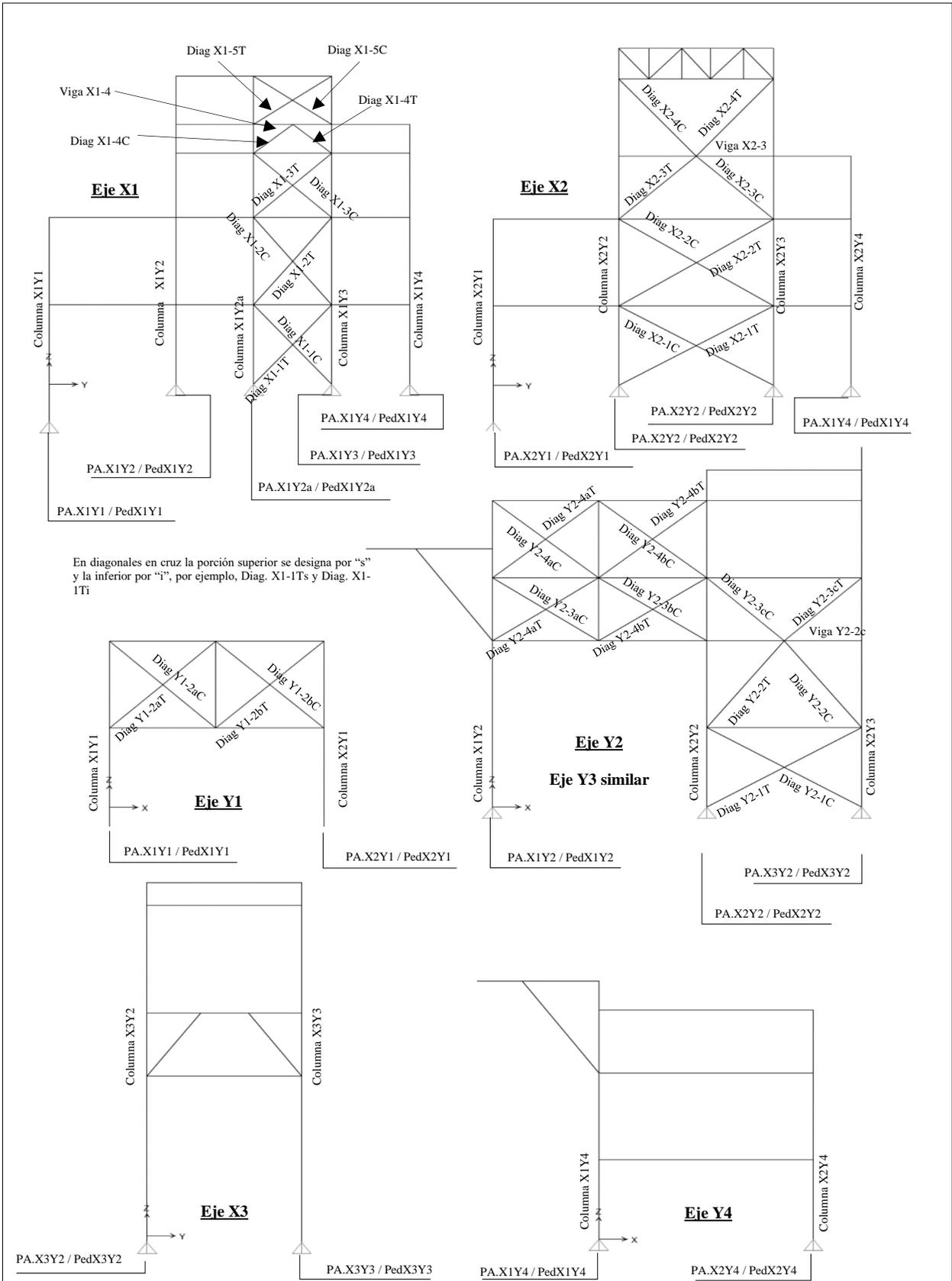


Figura 5-13: Denominación de elementos no lineales de la estructura 2

Como se detalló en el capítulo 4, para la estructura 2 se desarrolló el diseño de dos configuraciones (diagonales tubulares cuadrada y XL) bajo la versión vigente de la norma NCh2369. Además, debido a la ausencia de información para decidir si el suelo clasifica como tipo C o D, la demanda se asoció con suelo tipo C y D.

Dada la incertidumbre en la clasificación de suelo según la versión propuesta de la norma, se evalúa el desempeño para la demanda ajustada a un suelo tipo C y D, teniéndose los siguientes casos a analizar:

- Estructura diseñada según normativa vigente con diagonales tubulares en suelo tipo III (subapartado 5.3.1).
- Estructura diseñada según normativa vigente con diagonales tubulares en suelo tipo D (subapartado 5.3.2).
- Estructura diseñada según normativa vigente y propuesta con diagonales XL en suelo tipo III y D respectivamente (subapartado 5.3.3).
- Estructura diseñada según normativa propuesta con diagonales tubulares en suelo tipo C (subapartado 5.3.4).

Como se verá en este apartado la demanda usada para evaluar el desempeño, correspondiente al espectro de referencia descrito en 2.3.2 (INN, 2020, ec. 5-9.5 y 5-9.6), resulta ser bastante superior a la curva de capacidad de la estructura, no permitiendo determinar los parámetros de desempeño dentro de los límites de deriva que es capaz de alcanzar la estructura. Debido a esto se evalúa los parámetros de desempeño para la demanda dada por el espectro de diseño elástico de la versión propuesta de la norma (INN, 2020). Al evaluar de este modo el desempeño de la estructura, se tiene que en la mayoría de los casos el punto de desempeño se ubica en la zona lineal elástica de la curva de capacidad, de este modo los parámetros determinados según ATC-40 y FEMA440 no dan cuenta de la capacidad de desarrollar desplazamientos inelásticos de la estructura.

### 5.3.1 Resultados del análisis no lineal para diseño según normativa vigente, diagonales tubulares, suelo tipo III

#### 5.3.1.1 Caracterización del desempeño

En este subapartado se analizará con cierto detalle el desempeño de la estructura para patrones de carga actuando en +X y +Y según el primer modo. La respuesta para las direcciones negativas de carga y para patrones según el segundo modo no se detallan, pero su caracterización es similar a las que se describen a continuación.

La Figura 5-14 muestra los resultados de los análisis no lineales estáticos realizados en cada una de las direcciones principales de la estructura. En la dirección Y se ha obtenido la curva carga deformación para dos patrones de carga, a saber, según el primer y segundo modo.

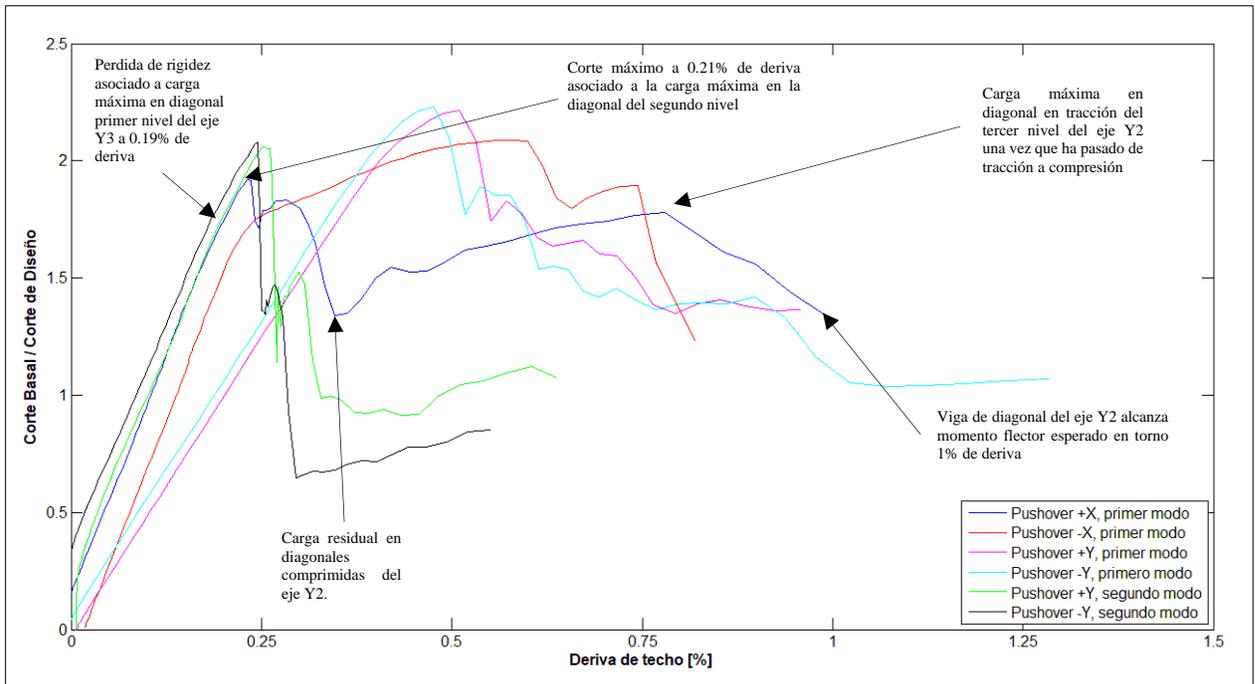


Figura 5-14: Curva Pushover, Estructura 2 – Diseño versión vigente

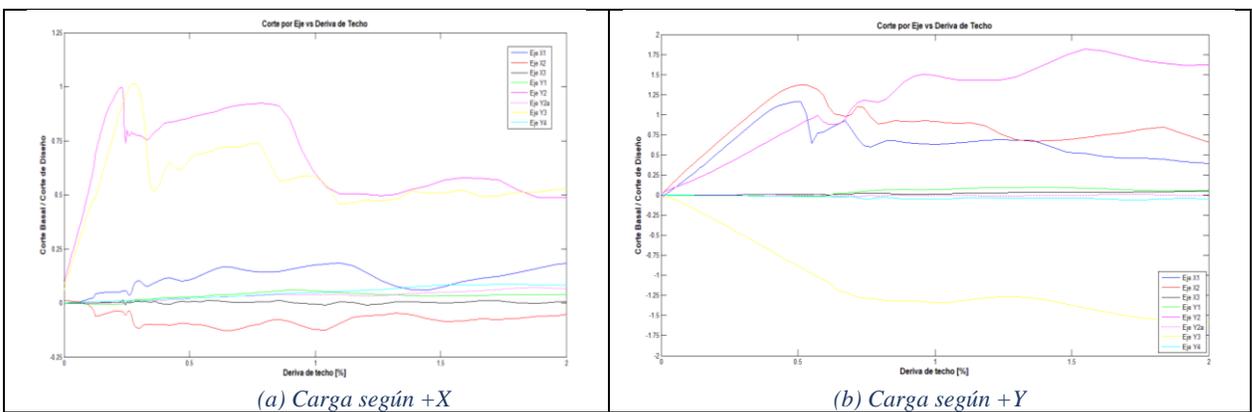


Figura 5-15: Carga deformación por eje

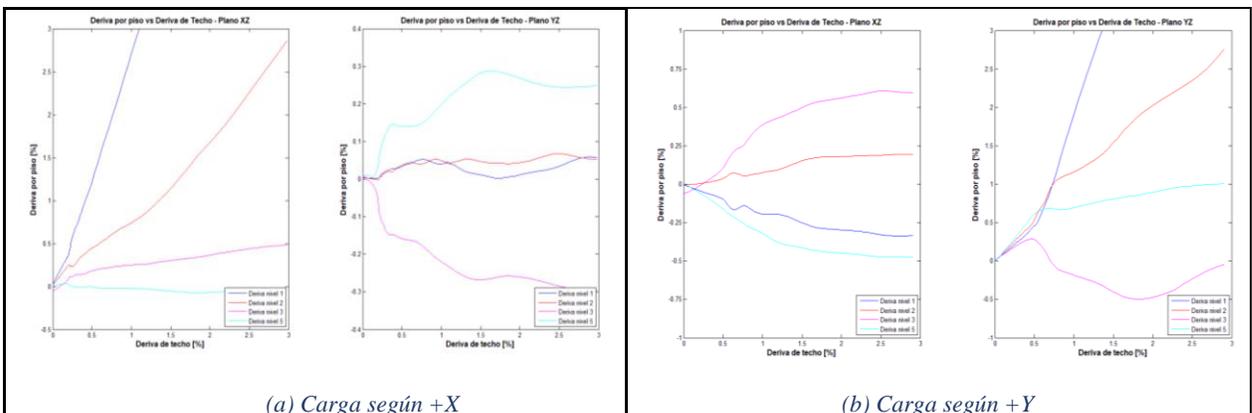


Figura 5-16: Deriva por piso

Considerando la dirección +X, al aumentar el desplazamiento de techo se observa que la estructura permanece lineal hasta llegar a una primera desviación del comportamiento lineal a una deriva de 0.19% cuando la diagonal comprimida del primer nivel del eje Y3 alcanza su capacidad máxima y pandea. La carga sigue aumentando hasta alcanzar el corte máximo de 6310 kN (ver Figura 5-14) a una deriva de 0.21%, asociado al máximo de carga en la diagonal comprimida del segundo nivel del eje Y3. Al seguir aumentando la deriva de techo la capacidad de carga cae y se producen máximos locales a derivas de 0.28% y 0.42% cuando las diagonales comprimidas del primer y segundo nivel del eje Y2 respectivamente alcanzan sus cargas máximas (ver Figura 5-19). Un posterior máximo de corte se asocia al máximo que presenta la diagonal comprimida del segundo nivel del eje Y3 cuando ella alcanza su carga máxima en torno a 0.8% de deriva. Los máximos de corte también se asocian a la carga máxima en las diagonales en tracción (ver Figura 5-19).

El mayor aporte de masa en la estructura se concentra entre los niveles 3 y 4, particularmente en el voladizo (28% de la masa), otorgando a la estructura una importante excentricidad a la distribución de masa en planta. Lo anterior, unido a la carencia de un diafragma en todo el primer nivel (ver Figura 5-12) y que el voladizo se ubica entre los ejes X2 y X4, genera que al aplicar el patrón de cargas se desarrolle torsión y una respuesta desigual entre el eje Y2 e Y3 como se observa al monitorear la respuesta de las diagonales de los ejes Y2 e Y3 y como se describió en el párrafo anterior.

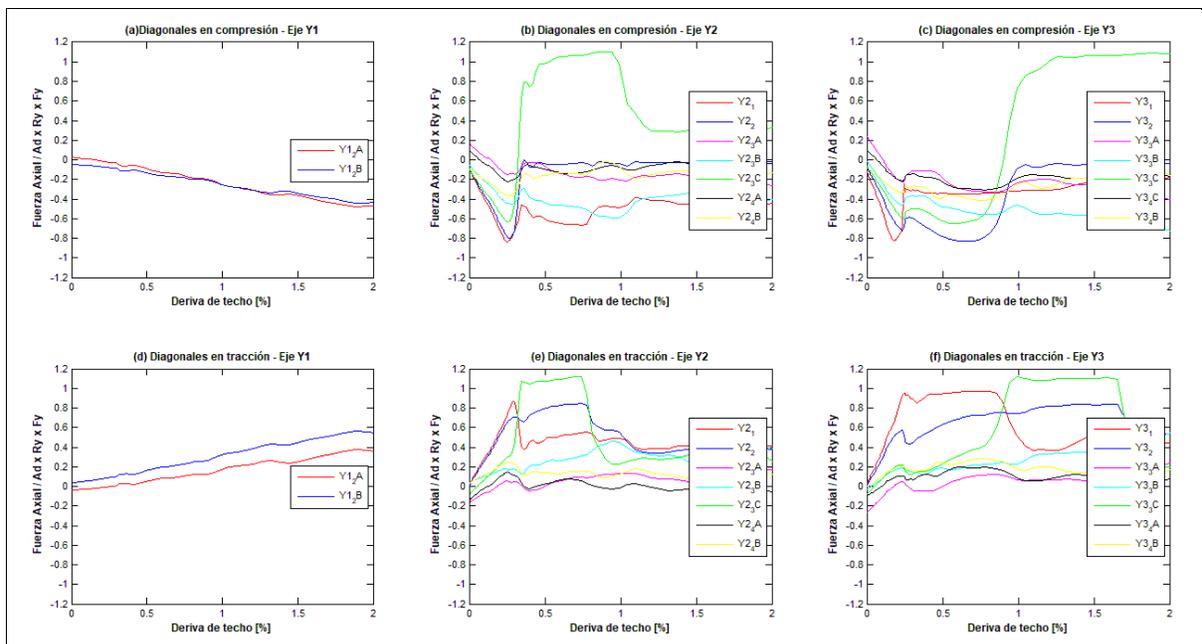


Figura 5-17: Carga axial y deformación en diagonales ejes X1 y X2 – Pushover +X

También la torsión en la estructura se pone en evidencia al observar la respuesta de las diagonales de los marcos transversales, X1 y X2, las que desarrollan esfuerzos axiales importantes una vez que las diagonales en el plano de carga han pandeado, como se puede apreciar en la Figura 5-17. Las curvas de cargas deformación por eje mostradas en la Figura 5-15 permiten refrendar lo anterior.

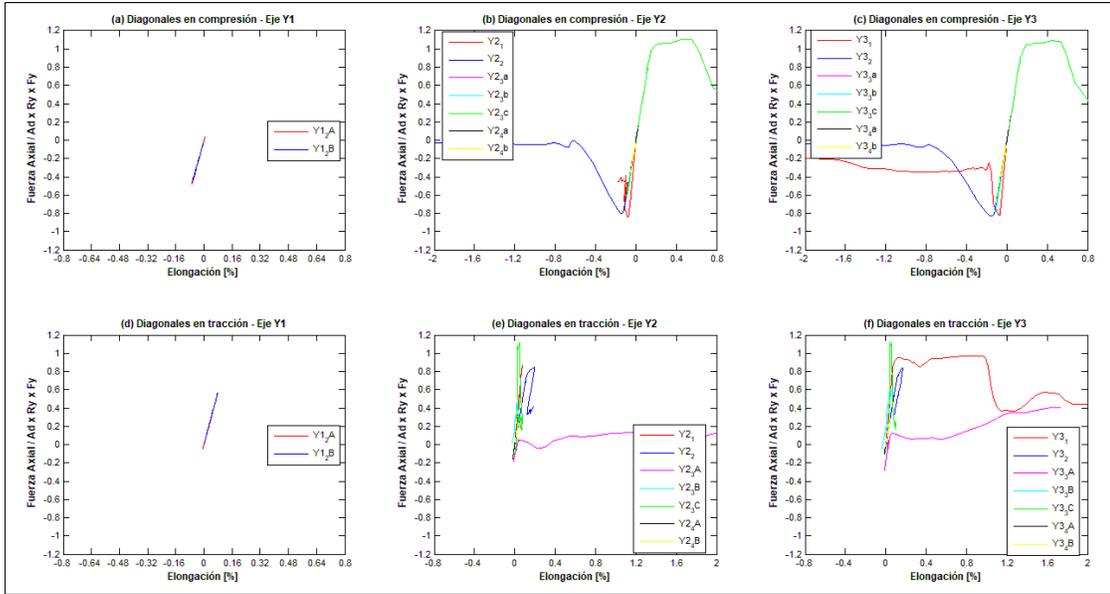


Figura 5-18: Carga axial versus elongación en diagonales ejes Y1, Y2 e Y3 – Pushover +X

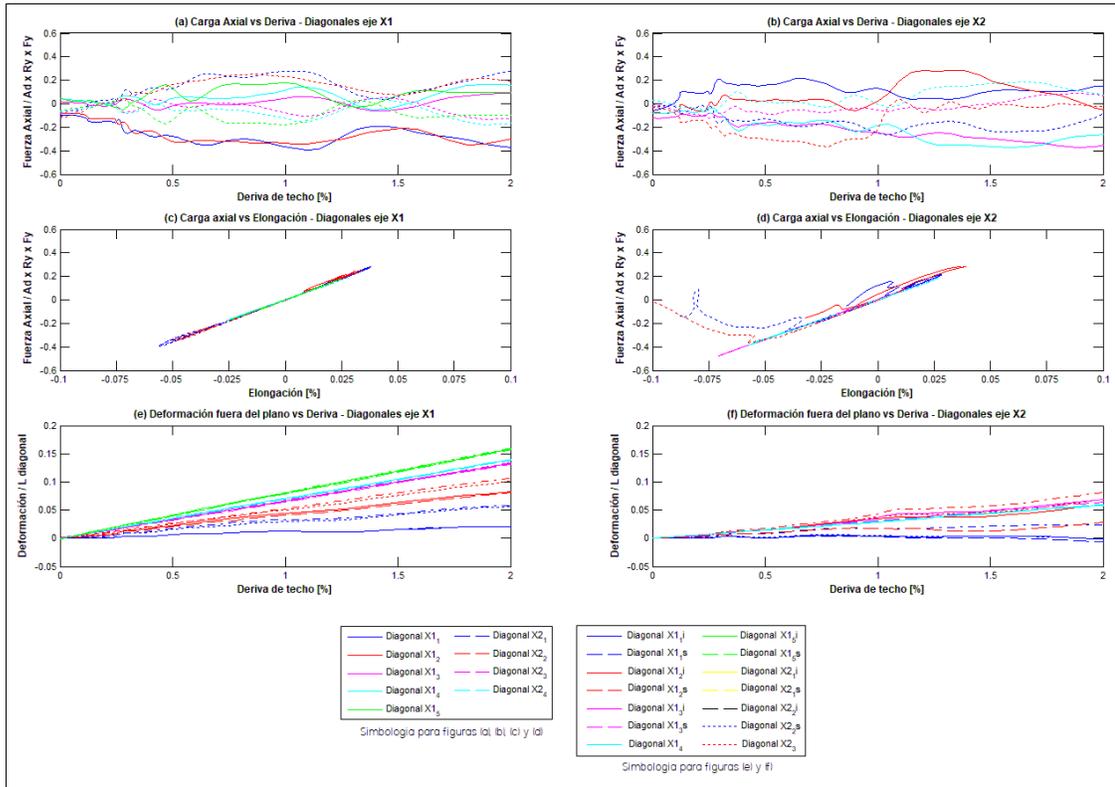


Figura 5-19: Carga axial versus deriva en diagonales ejes Y1, Y2 e Y3 – Pushover +X

Cabe mencionar que, si bien, algunas de las diagonales traccionadas superan la capacidad esperada en tracción, no alcanzan la capacidad de rotura, por tanto, no se registra un modo de falla no simulado.

Un aspecto que a primera vista puede parecer anómalo, es el comportamiento de las diagonales comprimidas de los ejes Y2 e Y3, ubicadas en entre los ejes X2 y X3 en el tercer nivel. Estas diagonales pasan de estar comprimidas a estar traccionadas a derivas de 0.31% y 1.15%

respectivamente. A las derivas indicadas las diagonales comprimidas del nivel inmediatamente inferior (segundo nivel) han alcanzado su capacidad residual aproximadamente, lo que promueve un cambio en la forma en que el MAC traslada las cargas. La Figura 5-20 ilustra como se modifica la distribución de esfuerzo axial cuando en el sistema de arriostramientos del tercer nivel cuando la diagonal comprimida del segundo nivel ha alcanzado su capacidad residual.

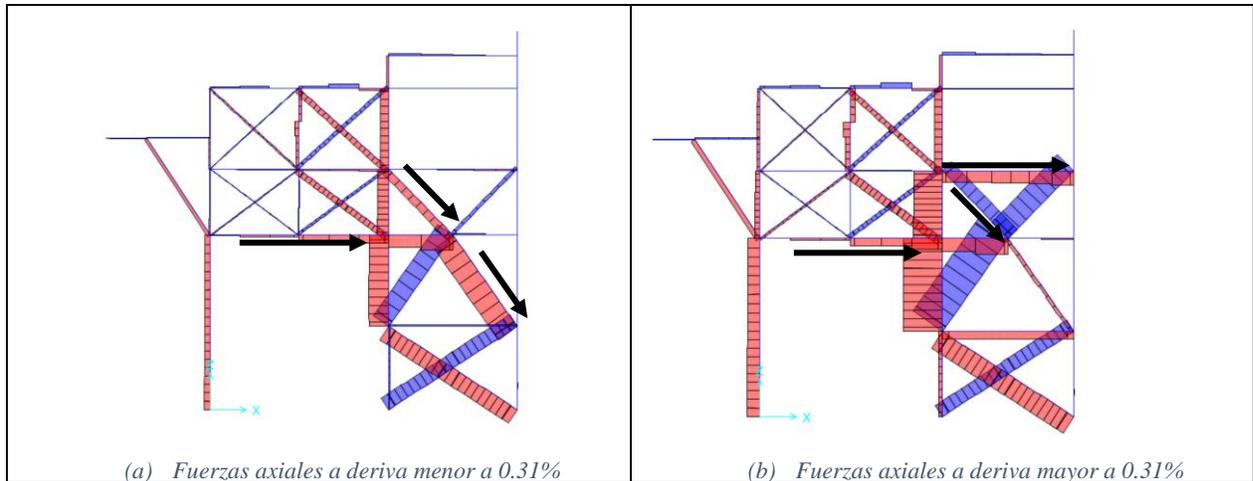


Figura 5-20: Comportamiento de la diagonal comprimida Y2-3c

Como se observa en la Figura 5-21, las columnas alcanzan niveles moderados de esfuerzo axial, sin manifestar pandeo. El nivel de carga que desarrollan las columnas queda definido por la carga que pueden transmitir las diagonales y puntales del sistema resistente.

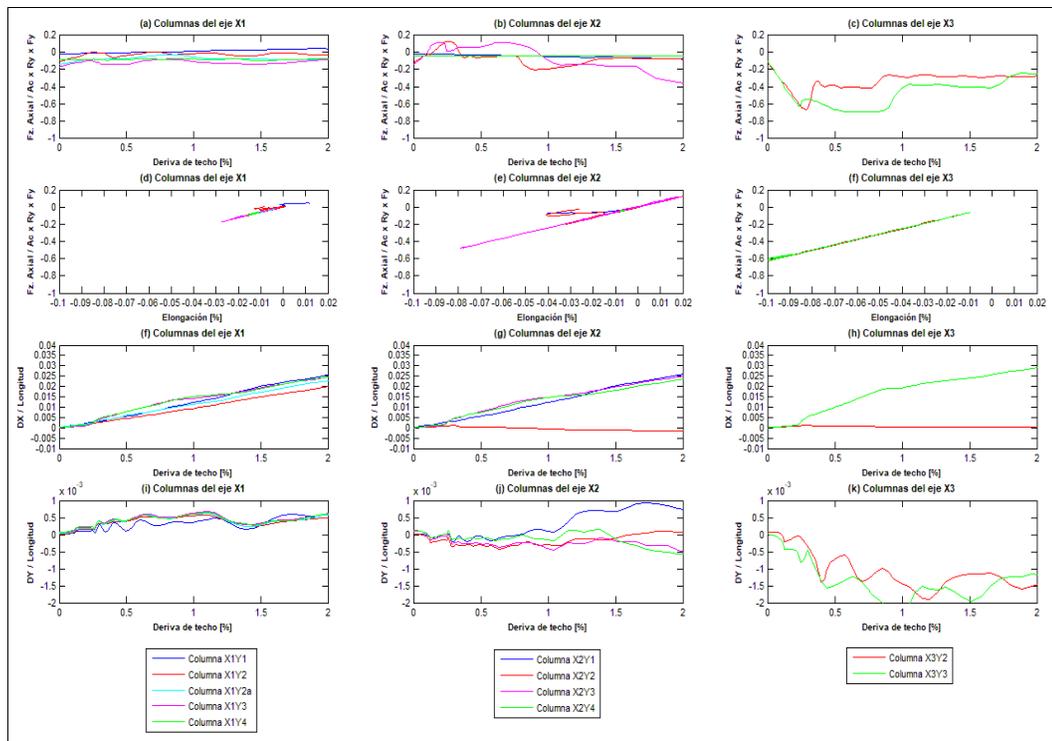


Figura 5-21: Esfuerzos axial en las columnas – Pushover +X

Una vez que las diagonales comprimidas alcanzan o se aproximan a su capacidad residual y que las diagonales en tracción comienzan a manifestar pérdida de capacidad, las columnas ven

acrecentados sus momentos flectores como se aprecia en la Figura 5-22. Alcanzando en algunos casos la capacidad esperada en flexión y con ello un modo de falla no simulado.

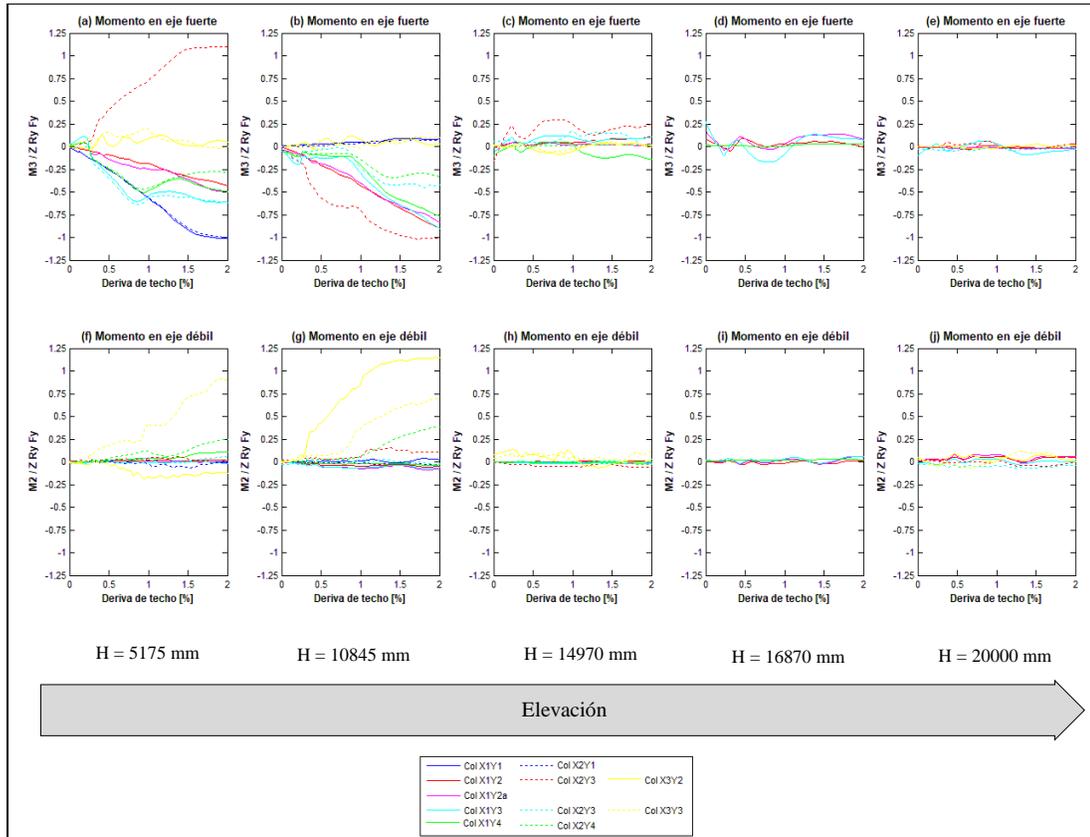


Figura 5-22: Momentos flectores en las columnas – Pushover +X

Las vigas que formar parte de diagonales en V y V invertida, si bien desarrollan momentos flectores importantes en torno al punto de inserción de las diagonales, no llega producirse plastificación de las secciones transversales. El momento flector en el eje fuerte es inferior al 60% de momento flector esperado como se aprecia en la Figura 5-23.

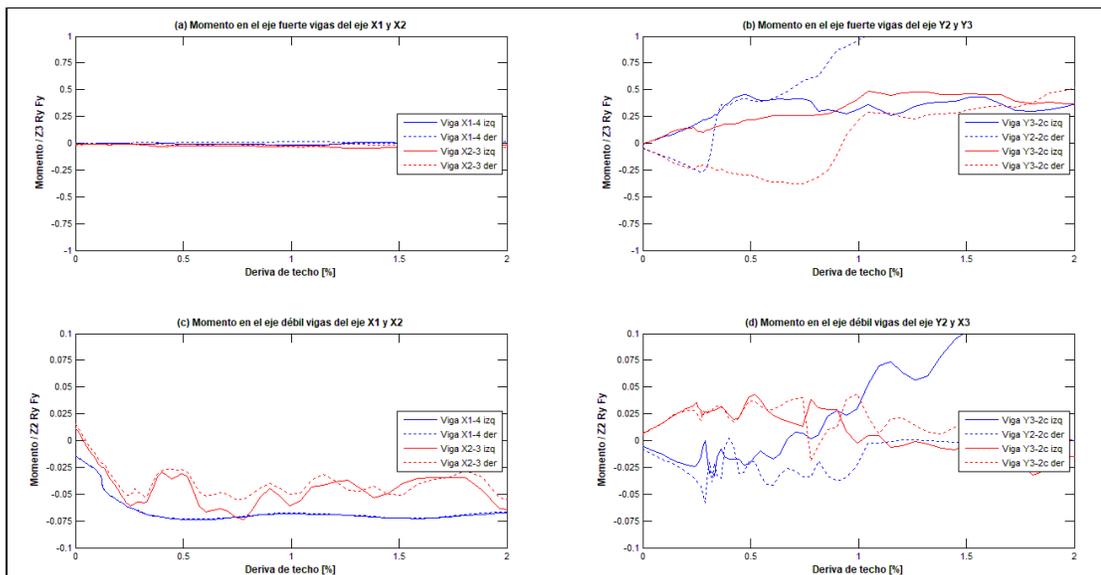


Figura 5-23: Momentos flectores en vigas – Pushover +X

En la dirección de análisis +X, no presentan incursión inelástica como es posible apreciar en la Figura 5-24 (g), (h) e (i).

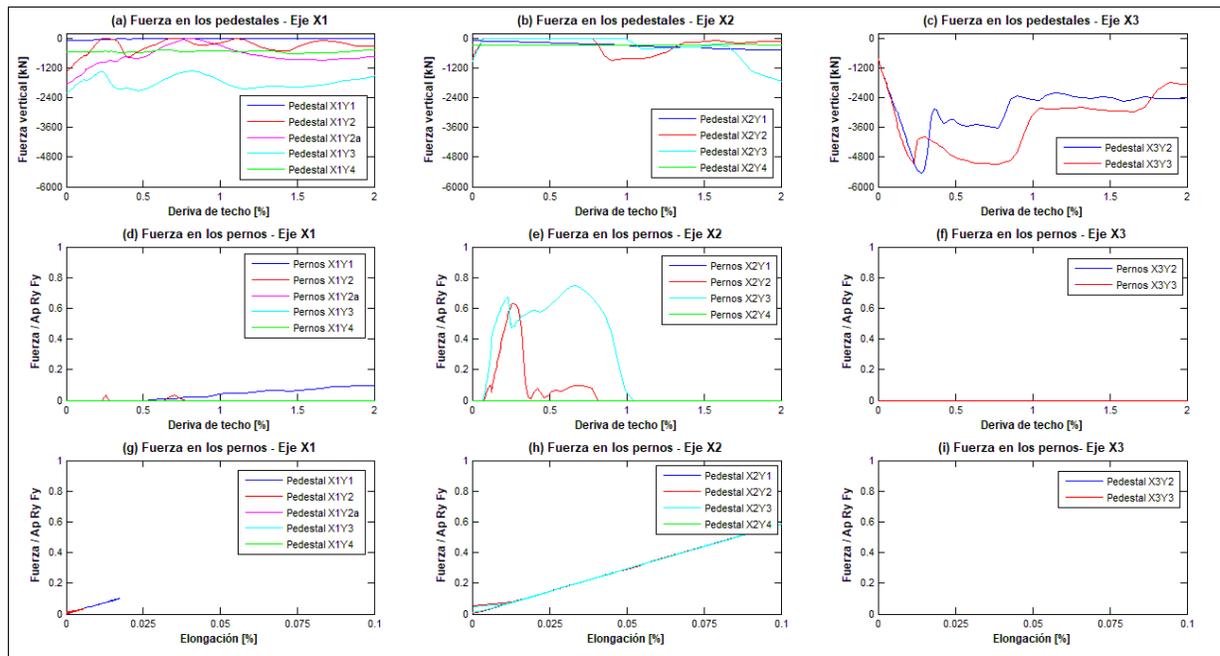


Figura 5-24: Carga axial de los anclajes – Pushover +X

Al analizar el desempeño de la estructura cuando es sometida a patrones de carga de la dirección +Y, se observa que en los dos ejes formados por MAC (X1 y X2) las diagonales comprimidas ubicadas de los niveles 1 al 3 pandean a derivas cercanas al 0.5%. Las diagonales traccionadas de los mismos niveles, a derivas entre 0.5% y 1% alcanzan o superan la capacidad esperada en tracción, sin manifestar falla (ver Figura B-3).

La respuesta de la estructura queda definida por el comportamiento de las diagonales, así el corte máximo (3299 kN, ver Figura 5-14) se alcanza cuando las diagonales comprimidas alcanzan su máxima carga. A diferencia del caso de carga en X los máximos locales en la curva pushover posterior al máximo global son menos pronunciados y vienen dados por instantes en que las diagonales en tracción alcanzan sus máximos de carga.

La asimetría en la distribución de masas (28% de la masa ubicada en el voladizo), genera torsión, la que se ve reflejada la Figura 5-15, donde se aprecia que, cuando los ejes en el plano de la carga (X1 y X2) pierden capacidad (derivadas entre 0.6 y 0.7%) los ejes transversales siguen desarrollando capacidad de carga, lo que contribuye a mantener relativamente estable el nivel de carga de la estructura entre derivadas de 0.7% y 1.2%. El comportamiento anterior también es posible apreciarlo en la Figura B-4 y en la Figura B-5, donde se evidencia el comportamiento de las diagonales de los ejes transversales.

Al igual que en el análisis para el patrón de cargas en +X, las columnas desarrollan un moderado nivel de carga axial, limitado por la respuesta de las diagonales de los marcos en el plano YZ (ver Figura B-6) También para derivas relativamente altas (más allá del 1%), cuando las diagonales de los primeros niveles han alcanzado sus capacidades residuales, las columnas de los MAC (X1 y X2) ven incrementado el momento flector en el eje débil, evidenciando un cambio en la vía por la cual marco transporta las cargas a piso.

Si bien las vigas de arriostramientos en V y V invertida desarrollan momento flector en torno al punto de inserción de las diagonales, este es menor al 25% de la capacidad esperada en flexión.

### 5.3.1.2 Parámetros de desempeño

Para la determinación de los parámetros de desempeño  $\Omega$ ,  $\mu_T$  y R se considera el análisis pushover hasta una deriva de techo entre 0.67% y 1.29% ya que a estas derivas se gatilla un modo de falla no simulado dado generalmente por el momento flector esperado en las columnas. La Figura 5-25 muestra el espectro de capacidad construido según la metodología ATC-40 y FEMA-440 para la dirección +X considerando la demanda dada por el espectro de la Ec. 2.23.

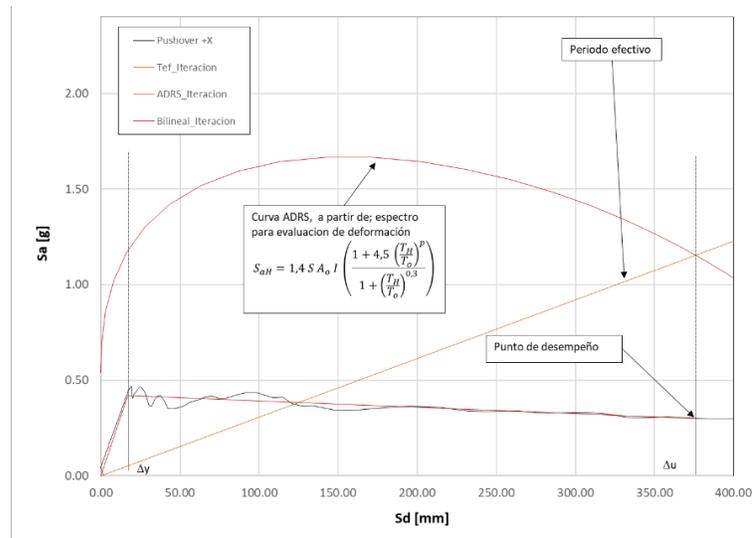


Figura 5-25: Espectro de capacidad, demanda de referencia – Diseño según versión vigente

Como es posible apreciar en la Figura 5-25 el punto de desempeño se encuentra a un alto nivel de deriva (4%), incompatible con la respuesta descrita de la estructura, ya que para un 1.0% de deriva se gatilla un modo de falla no simulado. Dado lo anterior se evalúa el desempeño de la estructura para la demanda elástica de diseño definida en la norma NCh 2369 (INN, 2020), como se ilustra en la Figura 5-26.

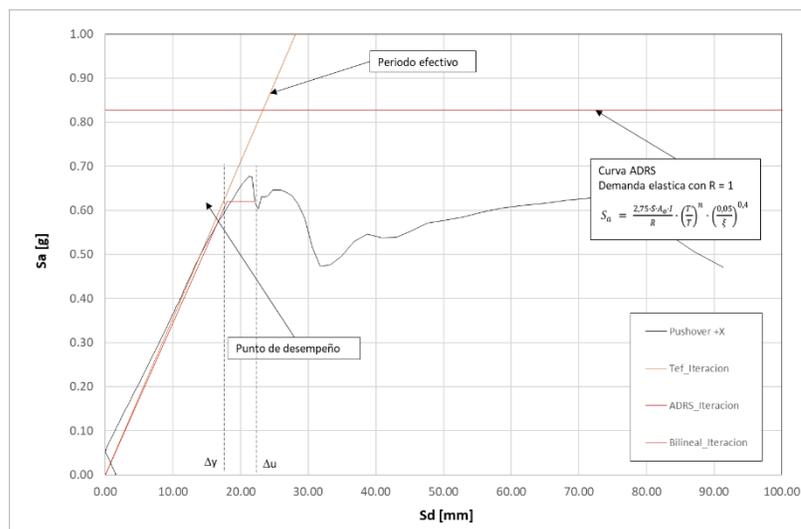


Figura 5-26: Espectro de capacidad, demanda elástica de diseño – Diseño según versión vigente

La Tabla 5-3 muestra los resultados obtenidos del análisis definido en 2.4.5. Los parámetros de desempeño son determinados promediando los valores obtenidos para las direcciones de análisis.

Tabla 5-3: Factores de desempeño para estructura 2 – Versión vigente

Caso	$V_o$ 1.4V [kN]	$V_{max}$ [kN]	$\Omega$ [kN]	T [s]	$\delta_{y,eff}$ [mm]	$\delta_U$ [mm]	$\Omega$ [-]	$\mu$ [-]	$R_\mu$ [-]	R [-]	$R_{diseño}$ [-]
PO +X (1)	3290	6310	10003	0.62	18	22	1.92	1.22	1.2	2.3	3.0
PO -X (1)	3290	6871	10003	0.62	18	27	2.09	1.5	1.41	2.9	3.0
PO +Y (1) *	1491	3299	10003	1.08			2.21			0.0	3.0
PO -Y (1) *	1491	3324	10003	1.08			2.23			0.0	3.0
PO +Y (2)	1491	3070	10003	0.31	28	28	2.06	1	1	2.1	3.0
PO -Y (2)	1491	3103	10003	0.31	27	27	2.08	1	1	2.1	3.0
Promedio	2091	4330	10003	0.670	22.8	26.0	2.1	1.18	1.15	2.35	3.0

### 5.3.2 Resultados del análisis no lineal para diseño según normativa propuesta, diagonales tubulares, suelo tipo D

La Figura 5-27 nos muestra las curvas pushover para los seis patrones de carga analizados. Como es posible apreciar la estructura diseñada según la versión propuesta presenta un desempeño similar a la versión vigente, pero a diferencia de esta no todas las diagonales pandean en un rango de deriva reducido y la caída de capacidad en las diagonales es menos pronunciada en algunas de ellas como se observa en la Figura B-10.

En el anexo B se muestran las gráficas que permiten caracterizar el comportamiento de los elementos que componen los MAC.

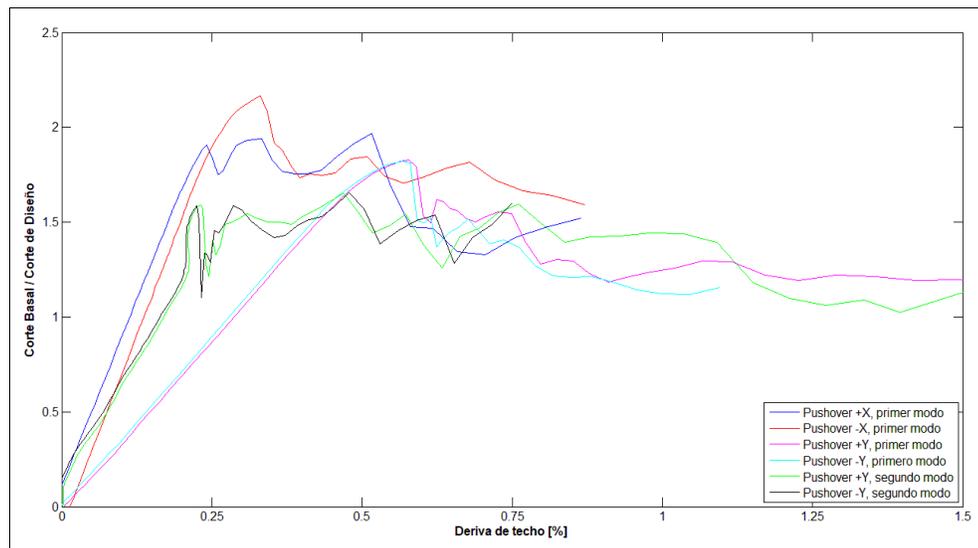


Figura 5-27: Curva Pushover - Estructura 2 – Versión propuesta, diagonal tubular, suelo D

Los parámetros de desempeño de la estructura 2 son determinados haciendo uso de la demanda elástica de diseño definida en la norma NCh 2369 (INN, 2020), como se ilustra en la Figura 5-28, obteniéndose los parámetros mostrados en la Tabla 5-4.

Tabla 5-4: Factores de desempeño para estructura 2 – Versión propuesta, diagonales tubulares, suelo D

Caso	$V_o$ 1.4V [kN]	$V_{max}$ [kN]	$\Omega$ [kN]	T [s]	$\delta_{y,eff}$ [mm]	$\delta_U$ [mm]	$\Omega$ [-]	$\mu$ [-]	$R_\mu$ [-]	R [-]	$R_{diseño}$ [-]
PO +X (1)	4448	8754	11199	0.48	18.0	18.5	1.97	1.03	1.03	2.0	3.0
PO -X (1)	4448	9627	11199	0.48	22	22	2.16	1	1	2.2	3.0
PO +Y (1)	4267	7812	11199	0.730	50	53	1.83	1.06	1.06	1.9	3.0
PO -Y (1)	4267	7769	11199	0.730	47	53	1.82	1.13	1.13	2.1	3.0
PO +Y (2)	4267	7054	11199	0.230	11	18.5	1.65	1.68	1.64	2.7	3.0
PO -Y (2)	4267	7075	11199	0.230	10	16	1.66	1.6	1.48	2.5	3.0
Promedio	4327	8015	11199	0.480	26	30	1.85	1.25	1.22	2.23	3

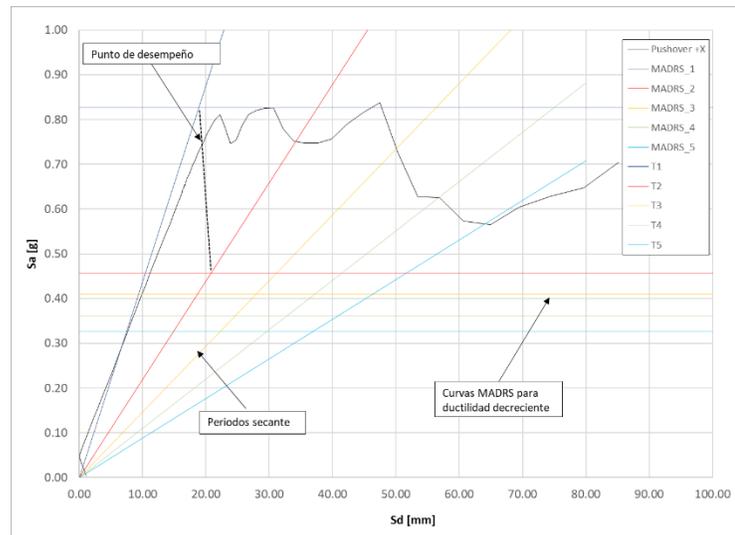


Figura 5-28: Espectro de capacidad – Estructura 2 – Versión propuesta, diagonal tubular, suelo D

Cuando la estructura 2 es diseñada bajo los requerimientos de la versión propuesta de la norma NCh2369 (INN, 2020), algunas de las columnas alcanzan y superan el momento esperado a derivas similares a las observadas en el diseño bajo normativa vigente gatillándose un modo de falla no simulado.

Las vigas de arriostramientos en V y V invertida alcanzan el momento esperado a derivas mayores que en el caso vigente, dando cuenta de que el requerimiento de diseño que pretende evitar la plastificación de la viga resulta ser efectivo.

A diferencia de la versión vigente, en la propuesta se considera dos anclajes diferentes, uno para cada tipo de columna. La respuesta de los anclajes es similar a la dada en ambos diseños, sin embargo, en la versión propuesta los anclajes del eje X1 desarrollan mayor carga que en el caso vigente, lo que se explica principalmente por la mayor rigidez del anclaje del mencionado eje.

### 5.3.3 Resultados del análisis no lineal para configuración con diagonales XL, suelo tipo D

La estructura diseñada considerando diagonales en XL presenta en términos generales un desempeño similar al descrito en los subapartados anteriores. A diferencia de la estructura con diagonales hechas de perfiles tubulares, la respuesta con diagonales XL presenta una menor reducción de capacidad después de alcanzar el máximo de carga, es más, una vez que la estructura se aleja del rango lineal y elástico, presenta un comportamiento relativamente estable en la capacidad de carga con una serie de máximos sucesivos.

En el anexo B se muestran las gráficas que permiten caracterizar el comportamiento de los elementos que componen los MAC.

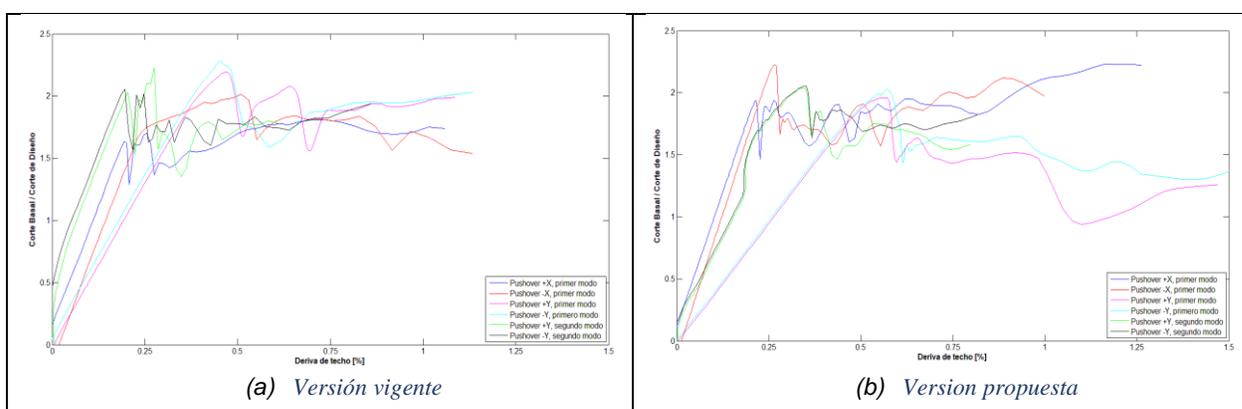


Figura 5-29: Curva Pushover - Estructura 2 – Versión propuesta, diagonal XL, suelo D

Los parámetros de desempeño para la estructura diseñada según versión vigente y propuesta de la norma NCh 2369 son mostrados en la Tabla 5-5 y 5-6.

Tabla 5-5: Factores de desempeño para estructura 2 – Versión vigente, diagonales XL, suelo III

Caso	$V_0$ 1.4V [kN]	$V_{max}$ [kN]	$\Omega$ [kN]	T [s]	$\delta_{y,eff}$ [mm]	$\delta_U$ [mm]	$\Omega$ [-]	$\mu$ [-]	$R_\mu$ [-]	R [-]	$R_{diseño}$ [-]
PO +X (1)	3226	5836	10048	0.56	17.5	27	1.81	1.54	1.44	2.6	3.0
PO -X (1)	3226	6490	10048	0.56	19.5	31	2.01	1.64	1.51	3.0	3.0
PO +Y (1)	1750	3839	10048	0.98	37	126	2.19	3.41	3.41	7.5	3.0
PO -Y (1)	1750	3992	10048	0.98	36	107	2.28	2.97	2.97	6.8	3.0
PO +Y (2)	1750	3896	10048	0.28	21.5	21.5	2.23	1	1	2.2	3.0
PO -Y (2)	1750	3595	10048	0.28	20	20	2.05	1	1	2.1	3.0
Promedio	2242	4608	10048	0.607	25.3	55.4	2.1	1.9	1.9	4.0	3.0

Tabla 5-6: Factores de desempeño para estructura 2 – Versión propuesta, diagonales XL, suelo D

Caso	$V_o$ 1.4V [kN]	$V_{max}$ [kN]	$\Omega$ [kN]	T [s]	$\delta_{y,eff}$ [mm]	$\delta_U$ [mm]	$\Omega$ [ - ]	$\mu$ [ - ]	$R_\mu$ [ - ]	R [ - ]	$R_{diseño}$ [ - ]
PO +X (1)	4549	8870	11198	0.45	17	17	1.95	1	1	2.0	3.0
PO -X (1)	4549	10123	11198	0.45	17	17	2.23	1	1	2.2	3.0
PO +Y (1)	4243	8318	11198	0.71	48	50	1.96	1.04	1.04	2.0	3.0
PO -Y (1)	4243	8591	11198	0.71	47	50	2.02	1.06	1.06	2.1	3.0
PO +Y (2)	4243	8650	11198	0.23	11	15.5	2.04	1.41	1.35	2.8	3.0
PO -Y (2)	4243	8710	11198	0.23	11	16	2.05	1.45	1.38	2.8	3.0
Promedio	4345	8877	11198	0.463	25	28	2.04	1.16	1.14	2.32	3

### 5.3.4 Resultados del análisis no lineal para configuración con diagonales tubulares, suelo tipo C

La estructura diseñada según la versión propuesta de la norma NCh2369 en suelo C, considerando diagonales tubulares presenta en términos generales un comportamiento similar al descrito en el subapartado 5.3.1. Resultado esperado dado que la demanda sísmica para suelo III y C son esencialmente la misma, y las diferencias entre las dos versiones de las estructuras vienen dadas por los requerimientos de dimensionamiento.

En la Figura 5-30 se compara las curvas carga deformación de la versión vigente en suelo III con la versión propuesta en suelo C.

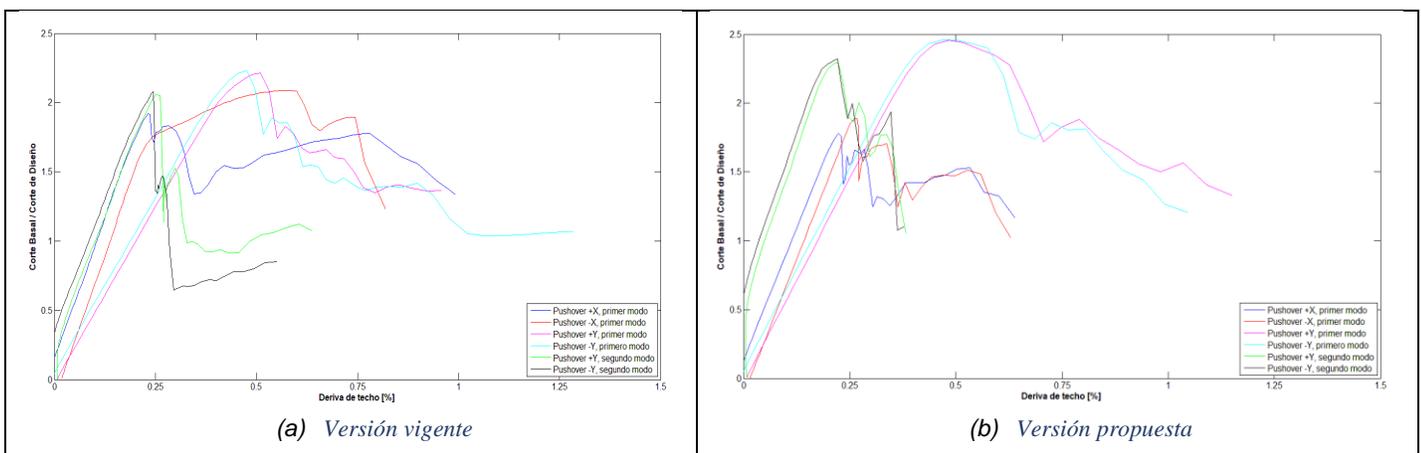


Figura 5-30: Curva Pushover - Estructura 2 – Versión propuesta, diagona tubular, suelo C

Los parámetros de desempeño para la estructura diseñada según propuesta de la norma NCh 2369 son mostrados en la Tabla 5-7.

Tabla 5-7: Factores de desempeño para estructura 2 – Versión propuesta, diagonales tubulares, suelo C

Caso	$V_o$ 1.4V [kN]	$V_{max}$ [kN]	$\Omega$ [kN]	T [s]	$\delta_{y,eff}$ [mm]	$\delta_u$ [mm]	$\Omega$ [ - ]	$\mu$ [ - ]	$R_\mu$ [ - ]	R [ - ]	$R_{diseño}$ [ - ]
PO +X (1)	3604	6409	10241	0.56	19.5	25.0	1.78	1.28	1.25	2.2	3.0
PO -X (1)	3604	6408	10241	0.56	21	25	1.78	1.19	1.18	2.1	3.0
PO +Y (1)	1389	3410	10241	1.090			2.46				3.0
PO -Y (1)	1389	3417	10241	1.090			2.46				3.0
PO +Y (2)	1389	3184	10241	0.300	27	28	2.29	1.04	1.04	2.4	3.0
PO -Y (2)	1389	3222	10241	0.300	24	27	2.32	1.125	1.12	2.6	3.0
Promedio	2127	4342	10241	0.650	23	26	2.18	1.16	1.15	2.33	3

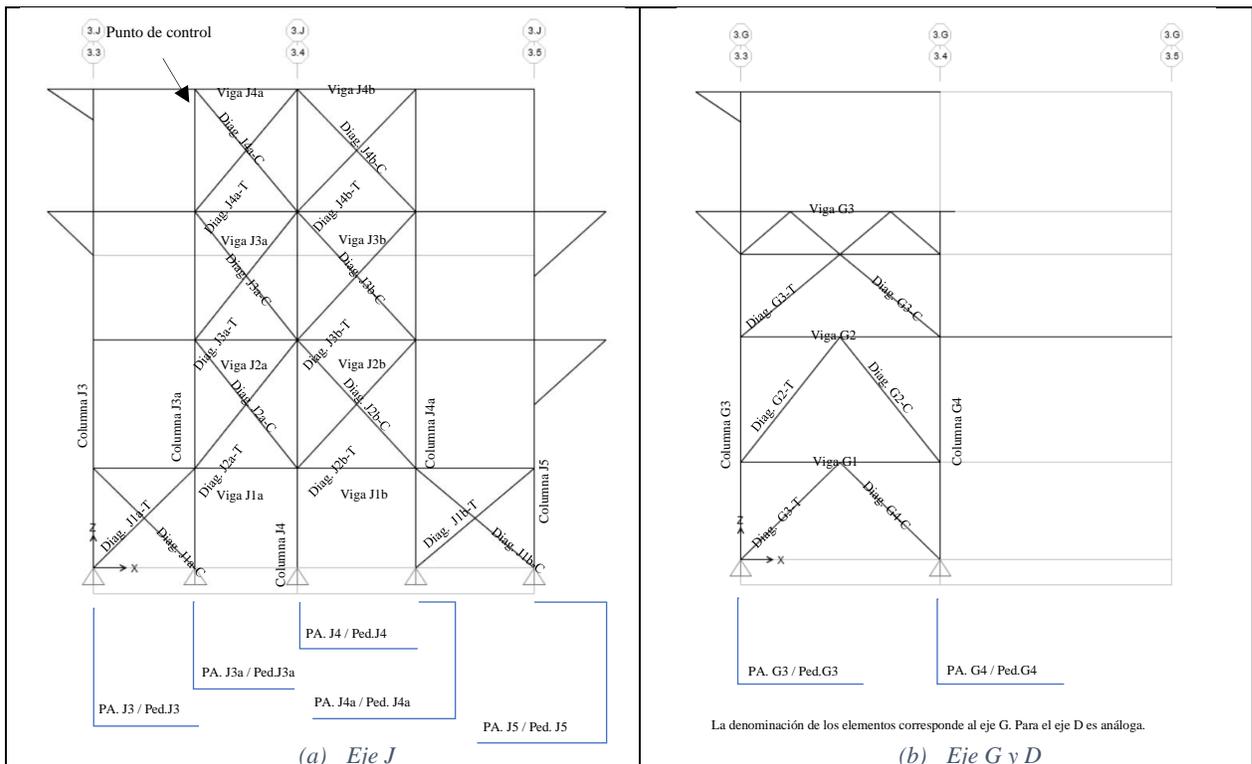
## 5.4 Estructura 3

La estructura 3 de cuatro niveles con diafragma semi rígido en cada uno de ellos, es rectangular en planta y está formada por 4 marcos arriostrados en el plano XZ (1 marco con arriostramientos en cruz y los restantes 3 con diagonales en V invertida) y 3 marcos concéntricamente arriostrados en el plano YZ, los que combinan diagonales en cruz y en V invertida.

El modelo no lineal incluye la no linealidad en diagonales, columnas y puntales a través de rotulas de fibras, y en los anclajes siguiendo las directrices del capítulo 3.

Los ejes exteriores presentan arriostramiento continuo desde el primer al cuarto nivel, mientras que los ejes centrales 4, G y D presentan arriostramientos hasta el segundo nivel y el tercero como se puede apreciar en la Figura 5-31. En esta misma figura se muestra la denominación de los elementos donde se ha incluido no linealidad en la estructura 3.

Como se puede apreciar en la Figura 5-31 la estructura presenta diferencias de rigidez entre los distintos ejes. En el plano XZ los ejes exteriores B y J poseen una rigidez lateral equivalente de 39936 kN/m, 32862 kN/m, y los ejes centrales de 10000 kN/m y en el plano YZ para los ejes 3, 4 y 5 la rigidez lateral equivalente es 23903 kN/m, 19972 kN/m, kN/m respectivamente. Dado lo anterior y como se verá en el subapartado siguiente para los análisis en +X no se observan efectos de torsión mientras que para los análisis en +Y si se observan.



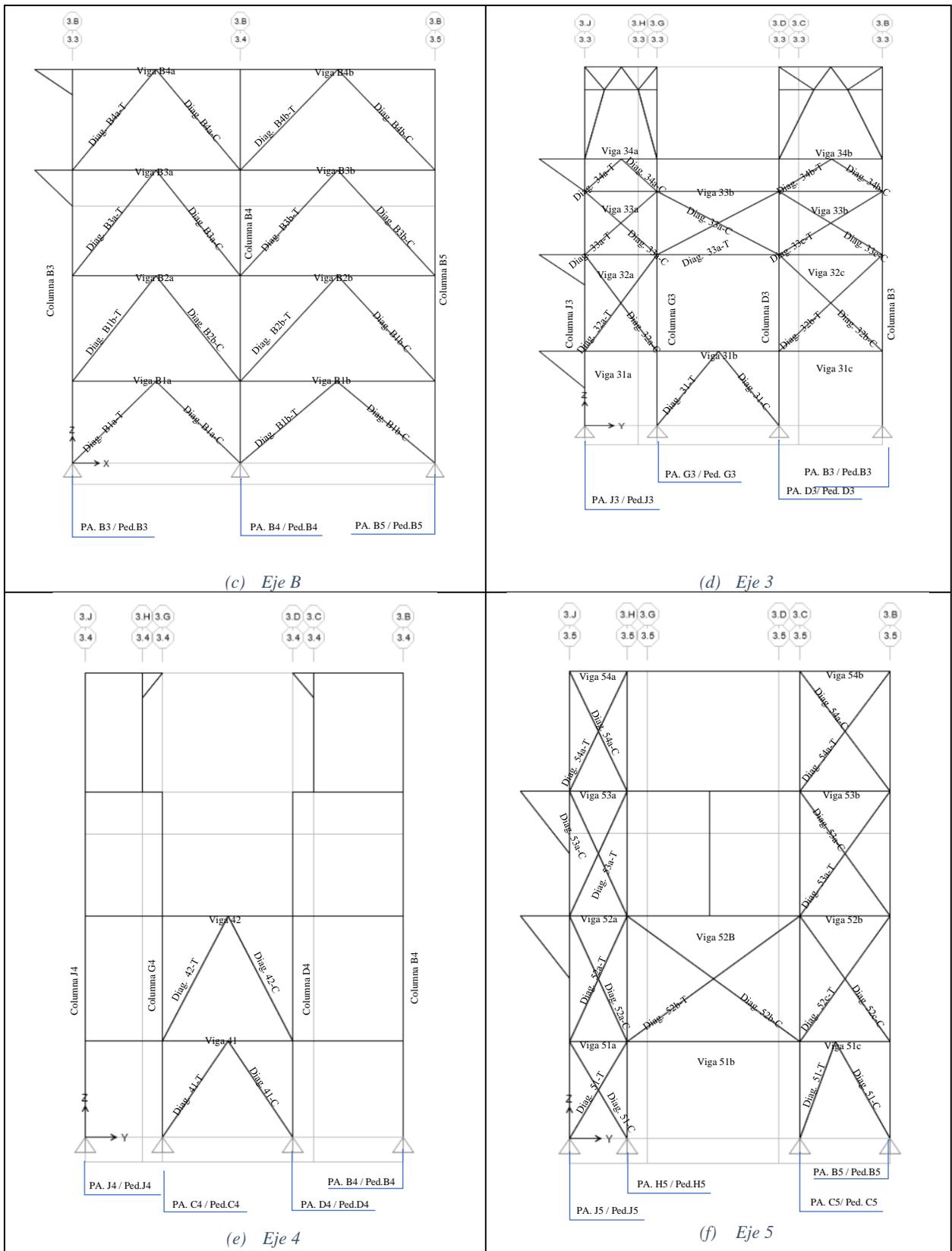


Figura 5-31: Denominación de elementos no lineales de la estructura 3

## 5.4.1 Resultados del análisis no lineal para diseño según normativa vigente

### 5.4.1.1 Caracterización del desempeño

La Figura 5-32 se muestra los resultados de los análisis no lineales estáticos realizados en cada una de las direcciones principales de la estructura. Como se aprecia el comportamiento en las direcciones  $\pm X$  defieren aquel exhibido para las direcciones  $\pm Y$ .

#### Análisis según la dirección +X

La Figura 5-33, muestra como la carga se distribuye en los 4 marcos según la rigidez de cada uno de ellos, cuando se analiza la dirección +X.

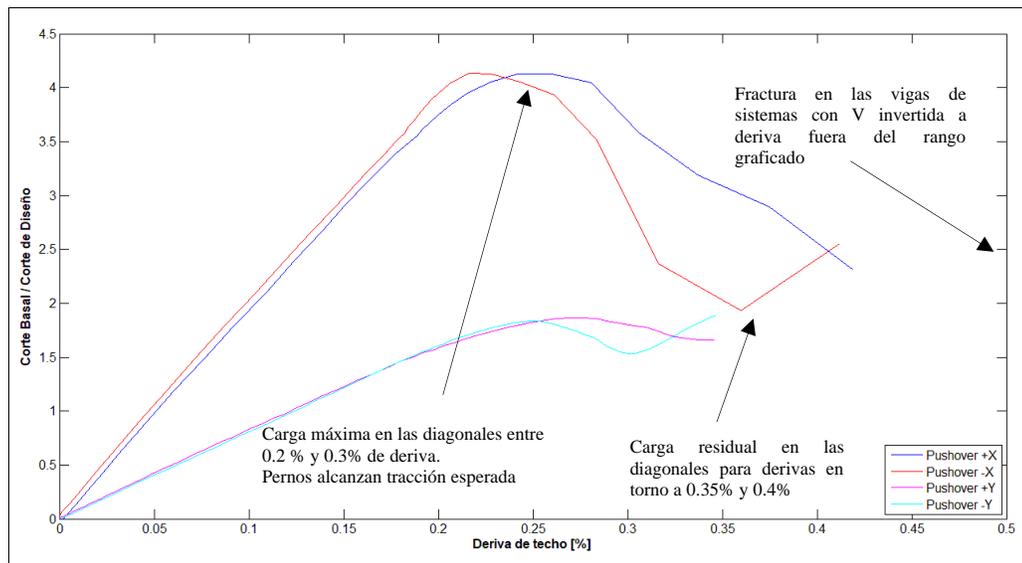


Figura 5-32: Curvas Pushover – Estructura 3, versión vigente

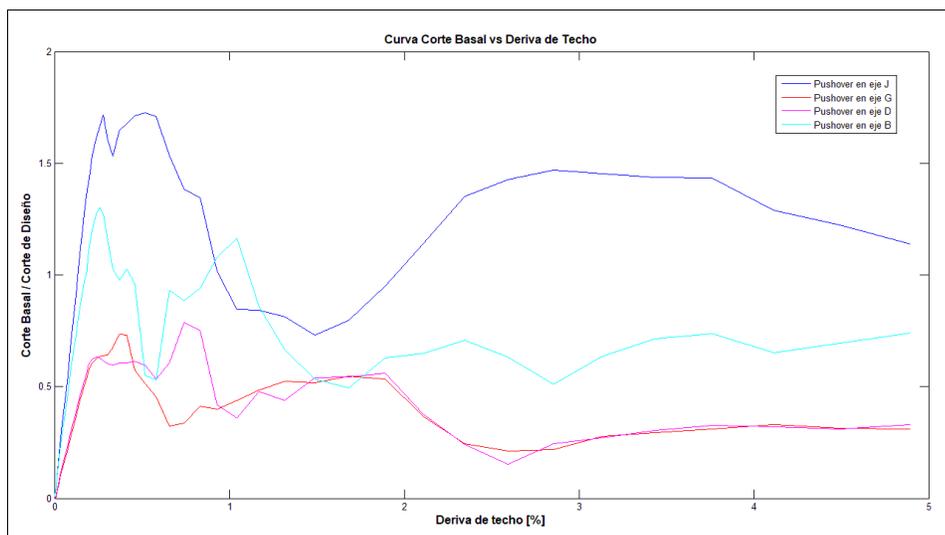


Figura 5-33: Curvas carga deformación por eje – Pushover +X – Estructura 3, versión vigente

Considerando la dirección +X, al aumentar el desplazamiento de techo se observa que la estructura permanece lineal hasta llegar a una primera desviación del comportamiento lineal a una deriva en torno al 0.2% y corte de 2400 kN, cuando las diagonales de los ejes D y G alcanzan la máxima carga axial (Figura 5-35 y cuando algunas de las diagonales del eje B y J manifiestan pérdida de rigidez (Figura 5-34 y Figura 5-36). A este nivel de deriva los anclajes de las columnas más traccionadas alcanzan su capacidad esperada y comienzan a desarrollar comportamiento plástico como se aprecia en la Figura 5-40.

Las diagonales comprimidas más solicitadas alcanzan valores cercanos a la capacidad esperada en tracción no superan la capacidad esperada en compresión. En el caso de las diagonales en tracción, las ubicadas en el segundo nivel del eje J superan la capacidad esperada en tracción (en un 12%), pero no llegan a alcanzar la capacidad de rotura.

Más allá de 0.2% de deriva la estructura continúa aumentando su capacidad de carga hasta 2582 kN (corte máximo), cuando algunas de las diagonales del eje B y J alcanzan sus cargas máximas y comienzan a pandear a una deriva entre 0.25% y 0.30%. A estos mismos niveles de deriva, tanto columnas en compresión como en tracción alcanzan sus cargas máximas y a derivas mayores a estas las columnas disminuyen su carga, para volver incrementar su carga a derivas superiores a 0.9% cuando ya se han desarrollado otros mecanismos de transferencia de carga debido a al pandeo de las diagonales y plastificación de pernos. Cabe mencionar que las columnas no superan la capacidad esperada axial, ni en compresión ni en tracción cómo es posible apreciar en la Figura 5-37.

Cuando se supera el 0.3% de deriva y las diagonales del primer y segundo nivel han pandeado, el momento en el eje débil (plano en el cual actúa en corte), crece con rapidez especialmente en las columnas del primer tramo, alcanzando la capacidad esperada en flexión del eje débil para una deriva de 0.60% como se aprecia en la Figura 5-38(a), gatillándose un modo de falla no simulado. Esto también se ve reflejado en la Figura 5-41, donde se aprecia que para deriva de techo por sobre el 0.5%, la deriva del segundo nivel crece rápidamente.

A una deriva de 0.2% los pernos traccionados alcanzan su capacidad esperada en tracción y mantienen esta carga hasta una deriva 0.35%, nivel de deriva al cual los pernos sufren descarga sin superar una elongación del 20%. (ver Figura 5-40(c) y (e)). Para niveles de deriva superiores debido a que varias diagonales han alcanzado la capacidad residual y que se han desarrollado otros mecanismos de transferencia de carga algunos de los pernos vuelven a traccionarse, sin llegar alcanzar el 20% definido como elongación de rotura.

Como se observa la Figura 5-39, las vigas del segundo nivel que reciben diagonales en V invertida alcanzan la capacidad esperada en flexión para derivas en torno al 0.3%, es más el momento en las vigas se estabiliza para derivas del 0.6%, dando cuenta de la falla del elemento. Para el primer y tercer nivel las vigas también alcanzan el momento esperado para derivas superiores a 2%.

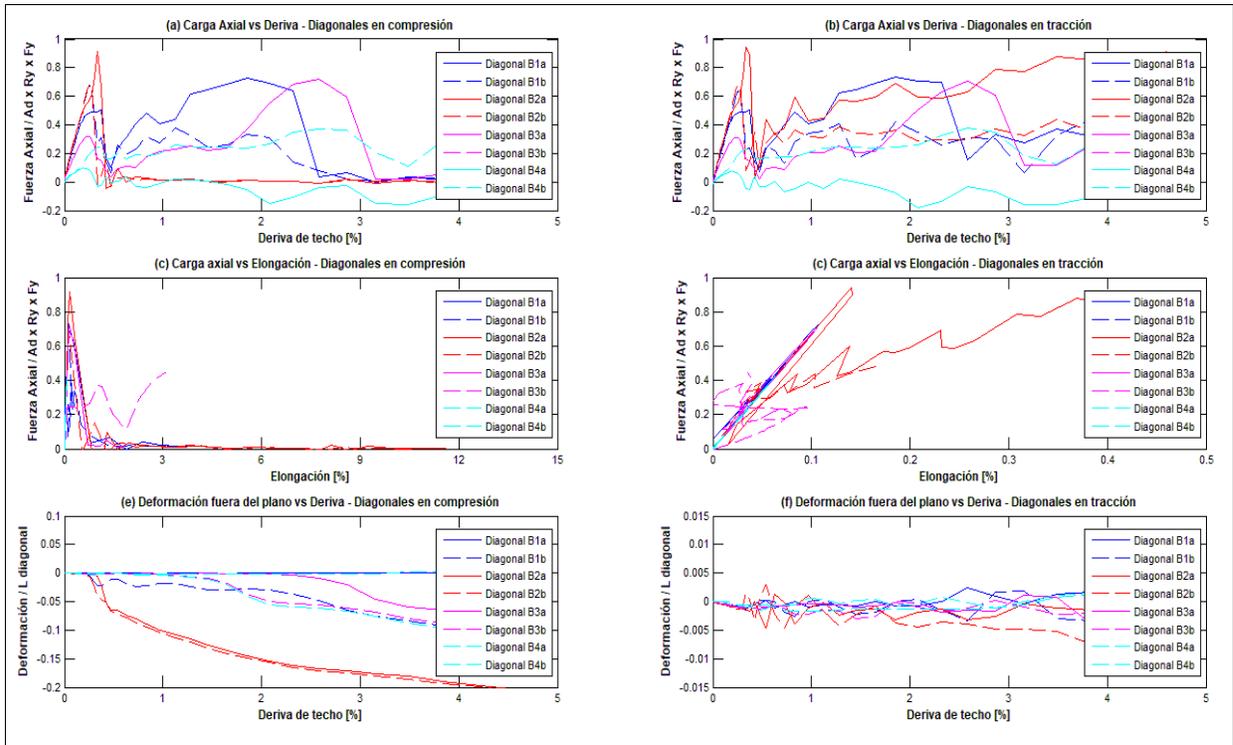


Figura 5-34: Carga axial y deformación en diagonales en el eje B – Pushover +X – Estructura 3, versión vigente

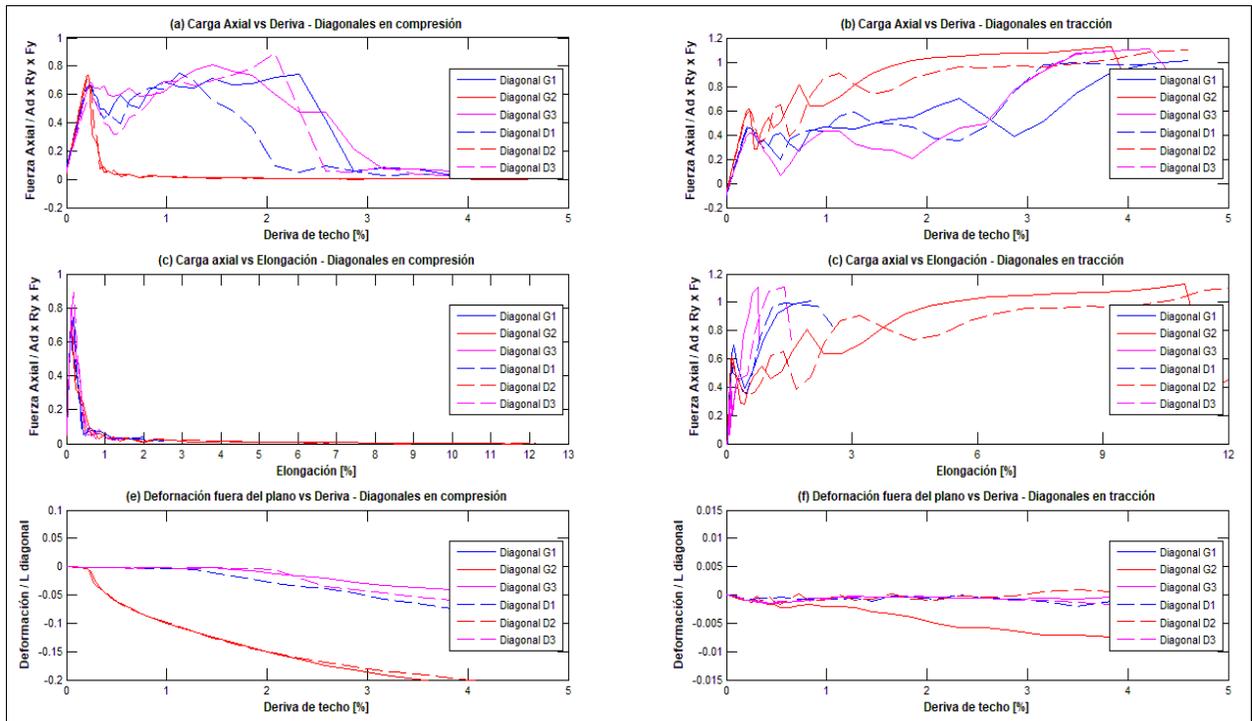


Figura 5-35: Carga axial y deformación en diagonales en el eje G y D – Pushover +X – Estructura 3, versión vigente

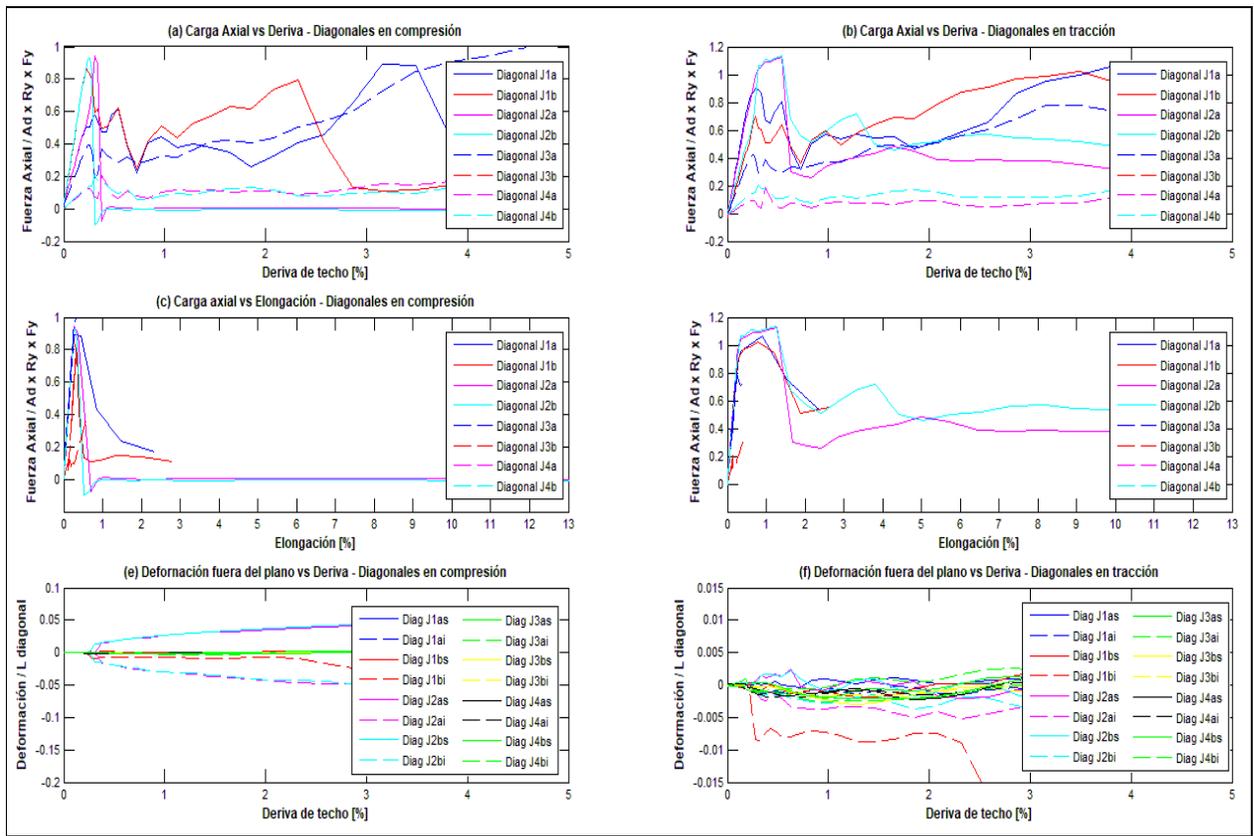


Figura 5-36: Carga axial y deformación en diagonales en el eje J – Pushover +X – Estructura 3, versión vigente

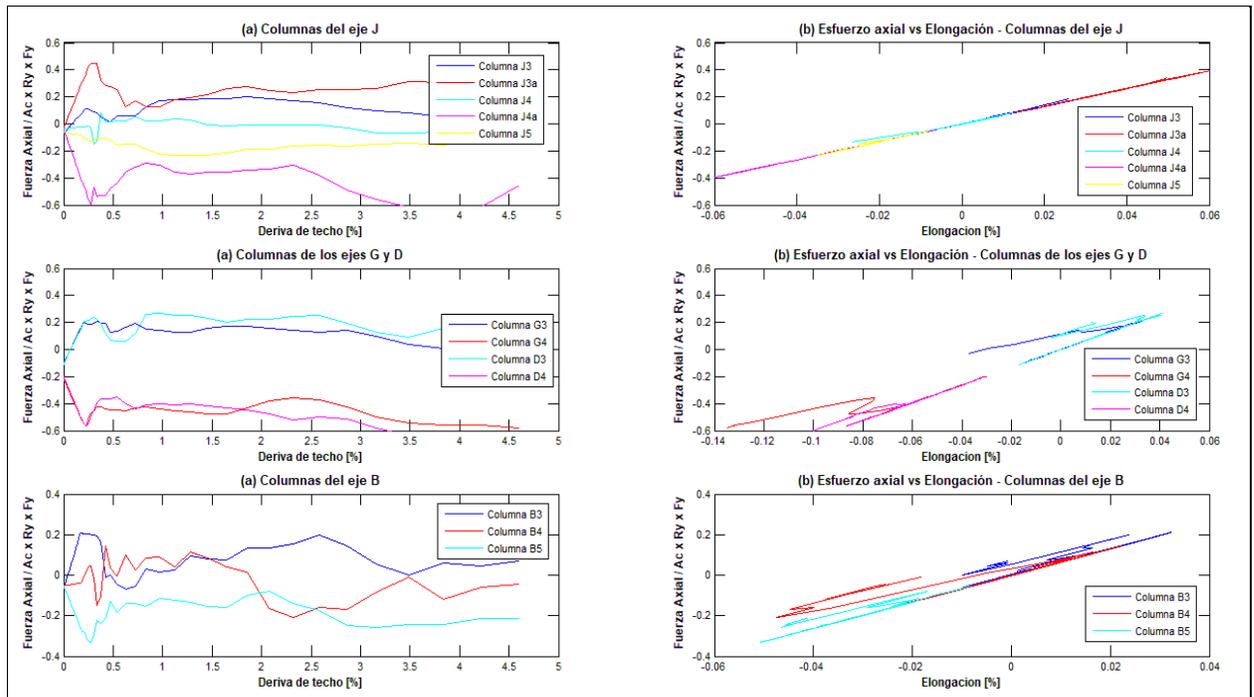


Figura 5-37: Esfuerzos axial en las columnas – Pushover +X – Estructura 3, versión vigente

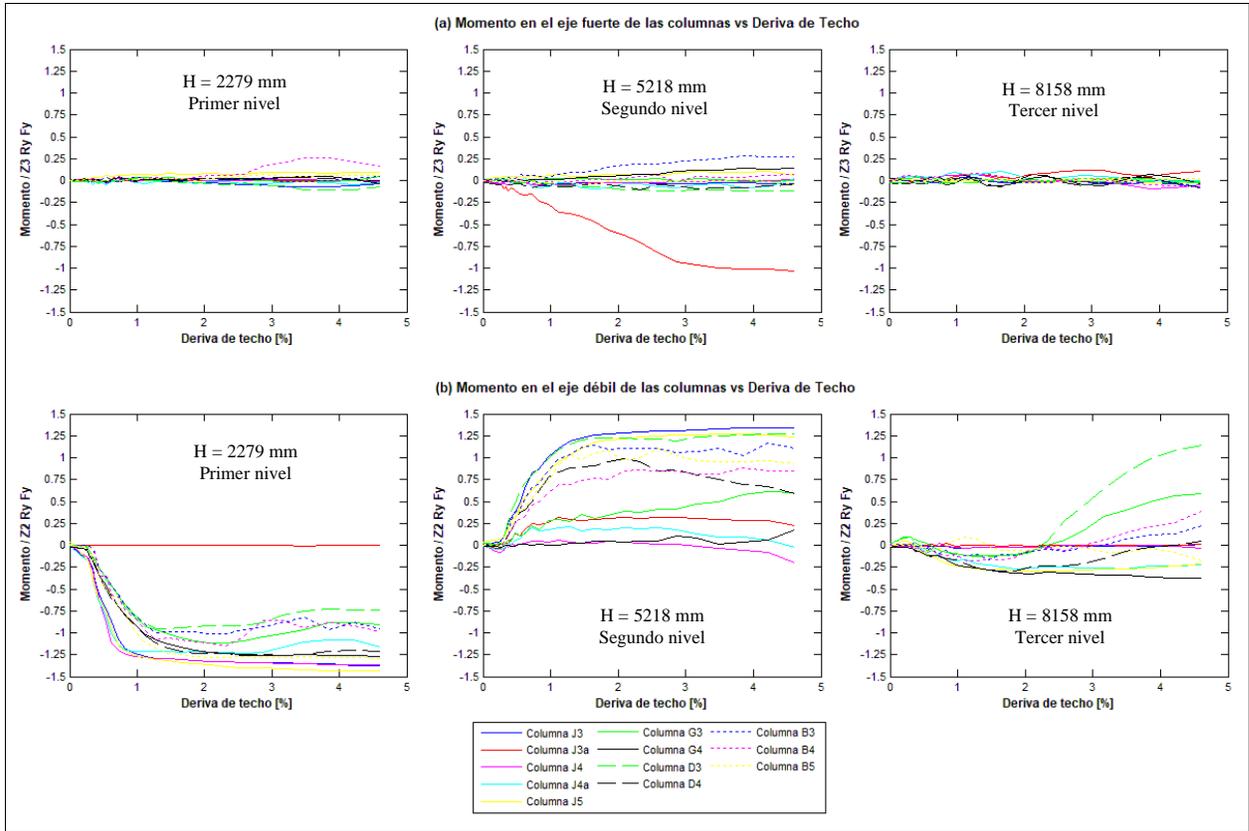


Figura 5-38: Momentos flectores en las columnas – Pushover +X – Estructura 3, versión vigente

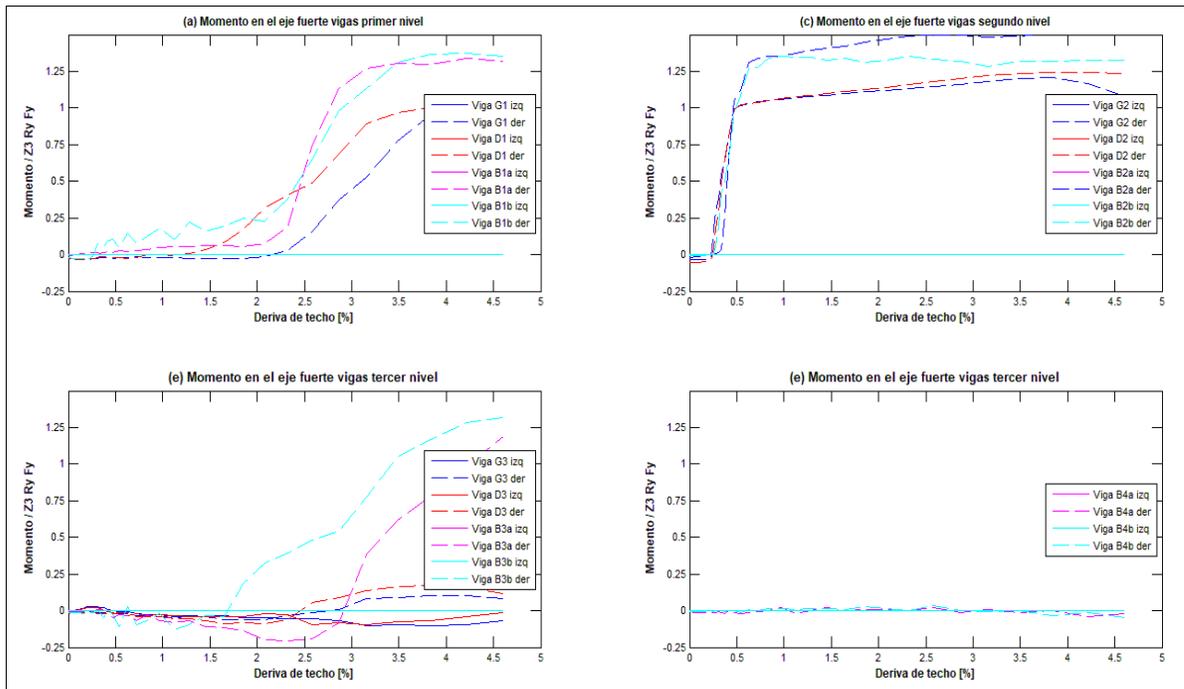


Figura 5-39: Momentos flectores en vigas – Pushover +X – Estructura 3, versión vigente

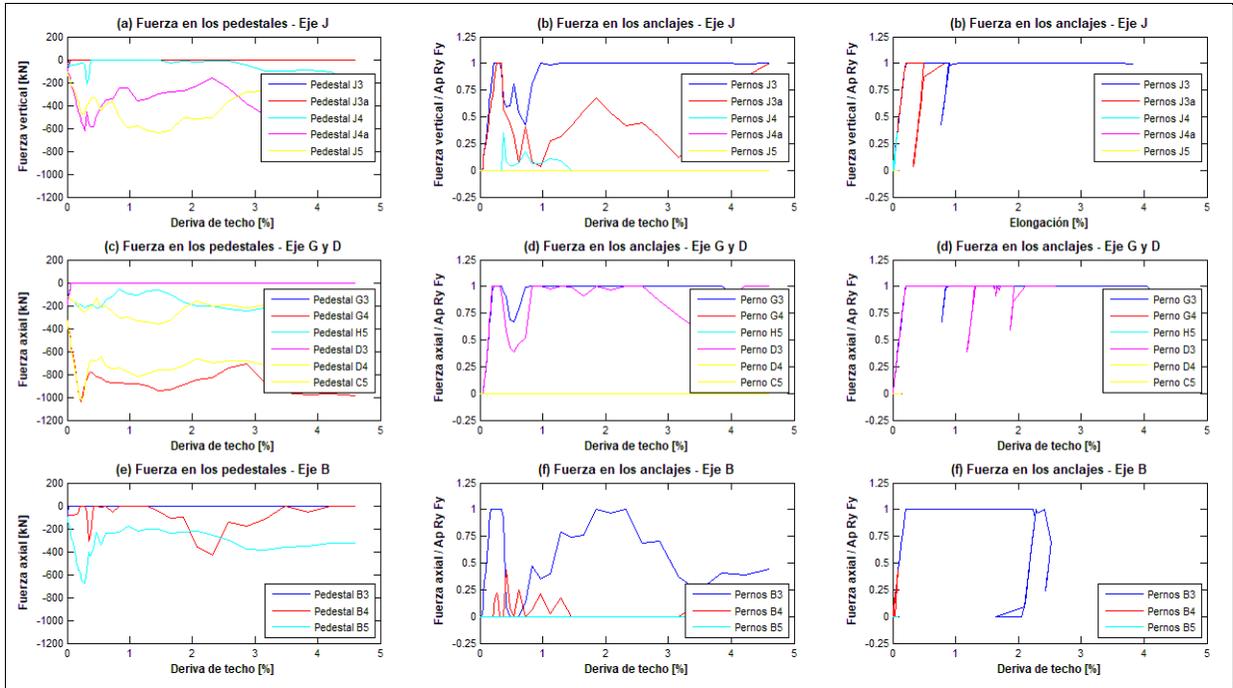


Figura 5-40: Carga axial de los anclajes – Pushover +X – Estructura 3, versión vigente

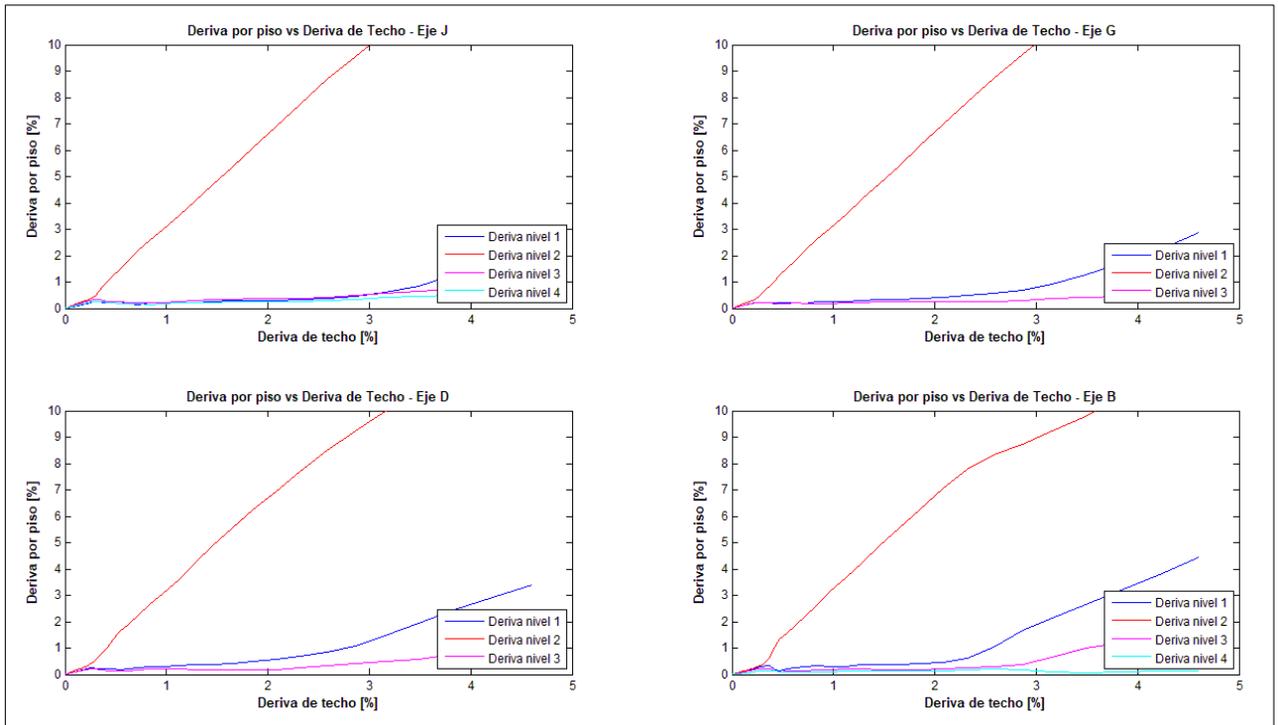


Figura 5-41: Deriva de cada nivel – Pushover +X – Estructura 3, versión vigente

## Análisis según la dirección +Y

Las gráficas que permiten caracterizar el desempeño de los elementos que forman los MAC para la dirección +Y se muestran en el anexo C.

La estructura presenta asimetría en la distribución de masa y diferencias de rigidez entre los ejes. Lo primero debido a la geometría en planta de la estructura y a que los equipos que aportan importante masa sísmica se alojan entre los ejes 3 y 4; y lo segundo debido a las diferencias en la geometría y estructuración de los ejes resistentes (MAC). Una muestra de esto último se tiene al observar la Figura C-3, donde se aprecia como el corte se distribuye en los 3 marcos según la rigidez de cada uno de ellos.

Las irregularidades recién descritas, promueven efectos de torsión que son apreciables al comparar el dispar desempeño de los marcos en el plano YZ en la Figura C-3, en ella se observa claramente que el marco del eje 3 presenta comportamiento no lineal, que el marco del eje 4 comienza a manifestar caída en la resistencia para derivas de 0.5% y el marco del eje 5 solo comienza a manifestar pérdida de rigidez para el 0.5% de deriva. Los efectos de torsión también se ponen en evidencia al observar el comportamiento de las diagonales del eje transversal B. En la Figura C-7 se aprecia que las diagonales del eje B, en particular las ubicadas en el cuarto nivel desarrollan importantes fuerzas axiales para derivas superiores a 0.3%. Esto ocurre una vez que la diagonal del primer nivel del eje 3 (alineada con el corte basal) ha alcanzado su capacidad residual.

El fenómeno anterior se debe a que, cuando la diagonal en V invertida del primer nivel del eje 3 (diagonal 31C) pandea, la viga que forma parte del arriostramiento comienza a aumentar el momento flector en torno al punto de inserción de las diagonales, alcanzado el momento esperado para una deriva del 0.4% (ver Figura C-10). Así, una vez que la diagonal ha alcanzado su capacidad residual y la viga su capacidad esperada en flexión, el eje 3 pierde su capacidad de transportar la carga como MAC y comienza a transportar el corte por medio de flexión en las columnas, en particular la columna del eje 3 incrementa rápidamente el esfuerzo flector para derivas superiores a 0.3% (ver Figura C-9).

Cuando las diagonales del primer nivel del eje 3 han perdido su capacidad de transportar el corte en +Y, la fuerza lateral que proviene principalmente de la masa de los equipos alojada en el tercer nivel se traslada por los MAC de los ejes 4 y 5 hasta la base y adicionalmente por las diagonales y puntales de los ejes transversales exteriores (ejes B y J). Así se entiende que en la Figura C-7 las diagonales en V invertida de los niveles superiores (B3aC, B3aT, B4aC, B4bC, B4aT y B4bT) desarrollen carga axial importante, incluso superando la carga de falla para derivas de techo de 0.42% aproximadamente, de modo tal que se gatilla un modo de falla no simulado.

La Figura 5-42 ilustra el mecanismo de transporte de carga que se desarrolla una vez que el MAC del eje 3 ha perdido su capacidad de transportar carga.

Por su parte los ejes 4 y 5 más allá de 0.3% de deriva aun poseen capacidad para transportar el corte en +Y como MAC como se aprecia en la Figura C-3, pues sus diagonales aún no han pandeado (ver Figura C-5 y Figura C-6)

La curva de carga deformación para el análisis en -Y mostrada en la Figura 5-32 no supera el 0.5% de deriva, ya que, cuando las diagonales alineadas con la dirección del corte pandean y alcanzan su capacidad residual, se genera problemas de convergencia en el modelo.

Cabe hacer notar que las columnas no alcanzan la capacidad esperada en compresión.

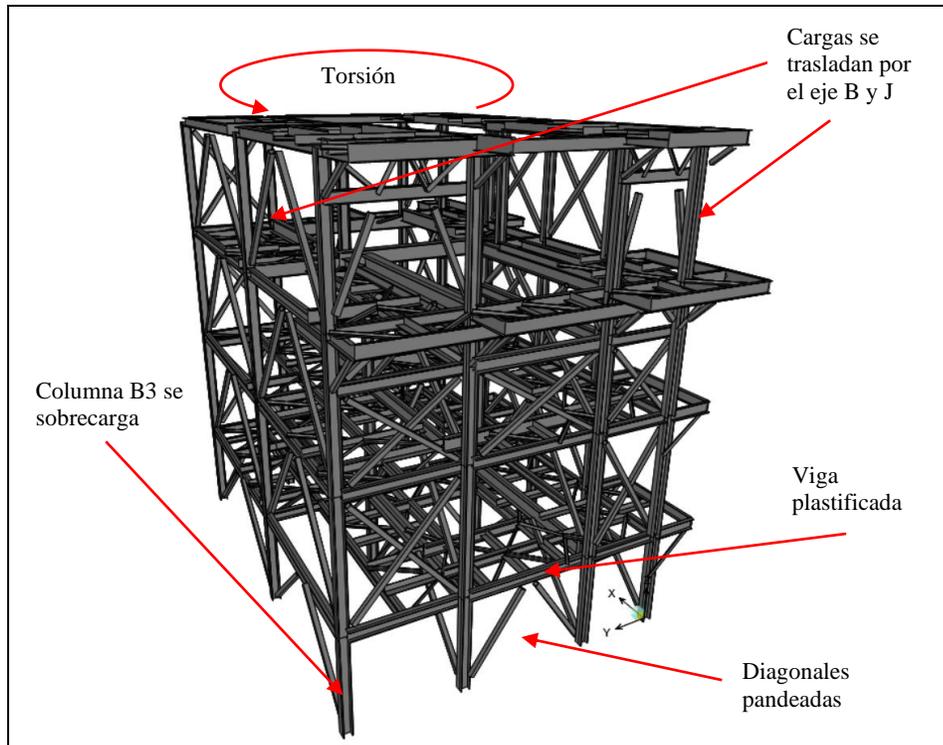


Figura 5-42: Mecanismo de traslado de carga post pandeo de las diagonales – Estructura 3, versión vigente

#### 5.4.1.2 Parámetros de desempeño

Para la determinación de los parámetros de desempeño  $\Omega$ ,  $\mu T$  y  $R$  se considera el análisis pushover hasta las derivas en que se producen modos de falla. La Figura 5-43 muestra el espectro de capacidad construido según la metodología ATC-40 y FEMA-440 para la dirección +X y la Tabla 5-8 muestra los resultados obtenidos del análisis definido en 2.4.5. Los parámetros de desempeño son determinados promediando los valores obtenidos para las direcciones de análisis.

Para la dirección +Y se tiene que la curva carga deformación obtenida del análisis no es compatible con el nivel de demanda dado por el espectro de referencia, por lo cual se evalúan los parámetros de desempeño usando un nivel de desempeño inferior, cual es el espectro de diseño de la versión propuesta de la NCh2369 (INN, 2020) de la norma considerando  $R=1$ .

Tabla 5-8: Factores de desempeño para estructura 3 – Diseño según versión vigente

Caso	$V_o$ 1.4V [kN]	$V_{max}$ [kN]	$\Omega$ [kN]	T [s]	$\delta_{y,eff}$ [mm]	$\delta_U$ [mm]	$\Omega$ [-]	$\mu$ [-]	$R_\mu$ [-]	R [-]	$R_{diseño}$ [-]
PO +X	627	2250	1599	0.214	15	25.5	3.59	1.7	1.55	5.6	3.0
PO -X	627	2254	1599	0.214	15	20	3.59	1.33	1.29	4.6	3.0
PO +Y	641	1484	1599	0.313	14.2	14.2	2.31	1	1	2.3	3.0
PO -Y	641	1173	1599	0.313	14.2	14.2	1.83	1	1	1.8	3.0
Promedio	634	1790	1599	0.264	14.6	18.5	2.83	1.26	1.21	3.59	3.0

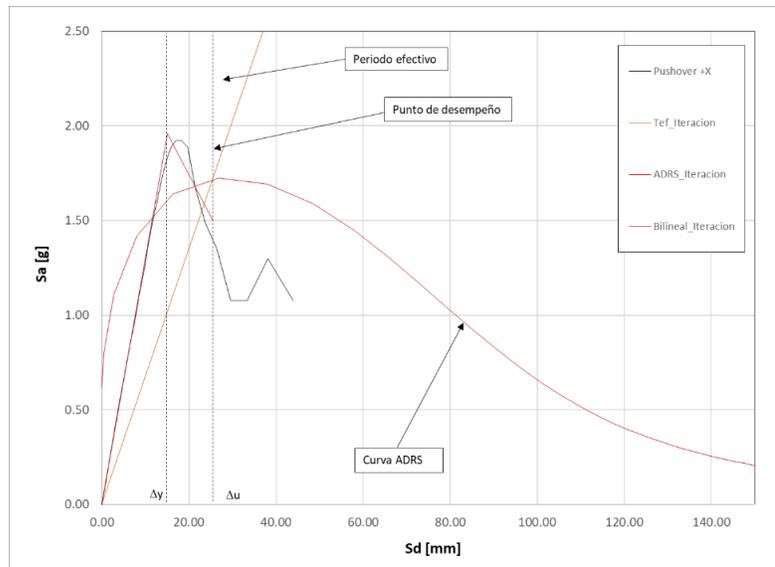


Figura 5-43: Espectro de capacidad – Estructura 3, versión vigente

#### 5.4.2 Resultados del análisis no lineal para diseño según normativa propuesta

Como se observa en la Figura 5-44 (a) la respuesta de la estructura diseñada según la versión propuesta de la norma NCh2369, es muy similar a la obtenida para la estructura diseñada bajo la versión vigente, excepto que, para el diseño según versión propuesta la estructura alcanza mayores valores de corte basal. En la Figura 5-44 (b) y (c) se compara las curvas carga deformación de la versión vigente con la versión propuesta.

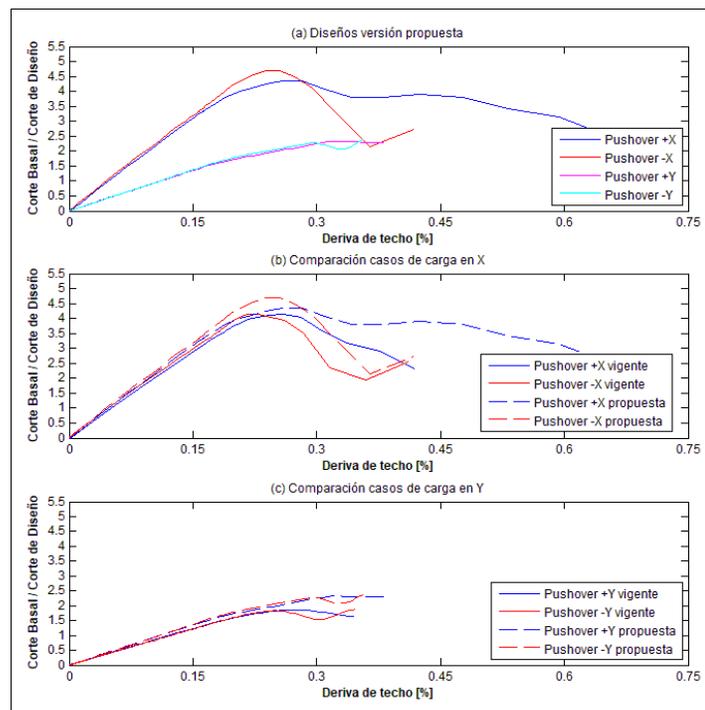


Figura 5-44: Curva Pushover – Comparación – Estructura 3, versión propuesta

Las gráficas que permiten caracterizar el desempeño de los elementos que forman los MAC para la versión propuesta se muestran en el anexo C.

### **Análisis en la dirección +X**

La similitud en el desempeño de la versión propuesta con la vigente es un resultado razonable, ya que el diseño propuesto difiere del vigente en las escuadrías de las columnas (levemente mayores a la versión vigente), dimensiones del gusset de conexión de las diagonales y vigas de arriostramientos en V invertida en los ejes 3, 4 y 5 (plano YZ). Tal como se comentó en el subapartado 5.4.1, para la dirección +X el desempeño de la estructura queda definido por el pandeo de las diagonales, plastificación de vigas de arriostramientos en V invertida del segundo nivel de los ejes D y G (capacidad esperada en flexión en el eje fuerte), además de la plastificación en flexión de las columnas en su eje débil (capacidad esperada de flexión).

Para el diseño propuesto de los MAC en el plano XZ, esto es en los ejes B, D, G y J, solo las columnas aumentan su sección, lo que permite retardar la plastificación en flexión en el eje débil hasta derivas en torno al 2% (ver Figura 5-76). Las vigas de los arriostramientos en V, si bien no aumentan su dimensión bajo la normativa propuesta, si alcanzan la capacidad esperada en flexión para derivas algo mayores a las logradas en el diseño bajo la versión vigente, esto es, derivas sobre 0.8%.

### **Análisis en la dirección +Y**

Para la dirección +Y que el desempeño es similar al observado para el diseño según la versión vigente. Una vez que las diagonales del primer nivel del eje 3 alcanzan su capacidad residual, la estructura desarrolla los mismos mecanismos de transporte de carga descritos en el subapartado anterior. Sin embargo, el aumento de la sección de las vigas de arriostramientos en chevron logra evitar que ellas alcancen la capacidad esperada en flexión, (solo llegan a 70% de la capacidad esperada de flexión a una deriva superior a 0.4%, como se puede apreciar en la Figura C-16).

Una vez que el MAC del eje 3 ve mermada su capacidad, las columnas ven aumentar el momento flector como se aprecia en la Figura C-15, alcanzando el momento esperado en flexión para una deriva de 0.39% y gatillándose así un modo de falla no simulado.

Si bien la versión vigente logra mejorar el comportamiento de las columnas evitando que ellas desarrollen momentos importantes una vez que las diagonales han pandeado cuando el corte es aplicado en  $\pm X$ , no logra el mismo propósito cuando el corte se aplica en  $\pm Y$ . Tampoco logra prevenir la plastificación de las vigas en V invertida en el plano XZ. La versión propuesta logra prevenir que las vigas de arriostramientos en V invertida ubicadas en el plano YZ plastifiquen, pero no logra prevenir que lo hagan las ubicadas en los ejes transversales una vez que se han manifestado efectos de torsión.

Los problemas anteriores se heredan de la falta de redundancia y regularidad de la estructura, además de la asimetría de rigidez y masa. La principal falta de redundancia y regularidad se presenta en el primer nivel del eje 3, donde solo un par de diagonales en V invertida son las encargadas de trasladar el corte del eje.

Es importante destacar que, el dimensionamiento de las vigas de arriostramientos en V invertida usando el equilibrio entre la capacidad esperada de la diagonal en tracción y la capacidad residual

de la diagonal en compresión, no logra evitar que dichas vigas ubicadas en el plano XZ plastifiquen. Sin embargo, el criterio muestra comportarse bien en aquellos ejes donde hay poca redundancia. Este disímil desempeño del criterio se explica teniendo en consideración que, la tracción en la diagonal no necesita ser superior al valor obtenido a partir de las combinaciones de carga amplificando el estado sísmico por  $0.7R_1$ ; y que la tracción según análisis difiere menos de la esperada en marcos con baja redundancia.

Para la determinación de los parámetros de desempeño  $\Omega$ ,  $\mu_T$  y  $R$  se considera el análisis pushover hasta una las derivas que gatillan modos de falla. La Figura 5-45 muestran el espectro de capacidad construido según la metodología ATC-40 y FEMA-440 para la dirección +X y la Tabla 5-9 muestra los resultados obtenidos del análisis definido en 2.4.5. Los parámetros de desempeño son determinados promediando los valores obtenidos para las direcciones de análisis.

En las direcciones de análisis +Y se ha adoptado la misma demanda usada en el análisis del diseño según la versión vigente de la normativa sísmica, esto es, usar el espectro de diseño de la versión propuesta de la NCh2369 (INN, 2020) de la norma considerando  $R=1$ .

Tabla 5-9: Factores de desempeño para estructura 3 – Diseño según versión propuesta

Caso	$V_o$ 1.4V [kN]	$V_{max}$ [kN]	$\Omega$ [kN]	T [s]	$\delta_{y,eff}$ [mm]	$\delta_U$ [mm]	$\Omega$ [ - ]	$\mu$ [ - ]	$R_\mu$ [ - ]	R [ - ]	$R_{diseño}$ [ - ]
PO +X	645	2812	1630	0.216	12.6	15	4.36	1.19	1.18	5.1	3
PO -X	645	3027	1630	0.216	16.1	16.1	4.69	1	1	4.7	3
PO +Y	636	1480	1630	0.301	13	13	2.33	1	1	2.3	3
PO -Y	636	1449	1630	0.301	13	13	2.28	1	1	2.3	3
Promedio	640.5	2223	1630	0.259	13.7	14.3	3.41	1.05	1.05	3.61	3

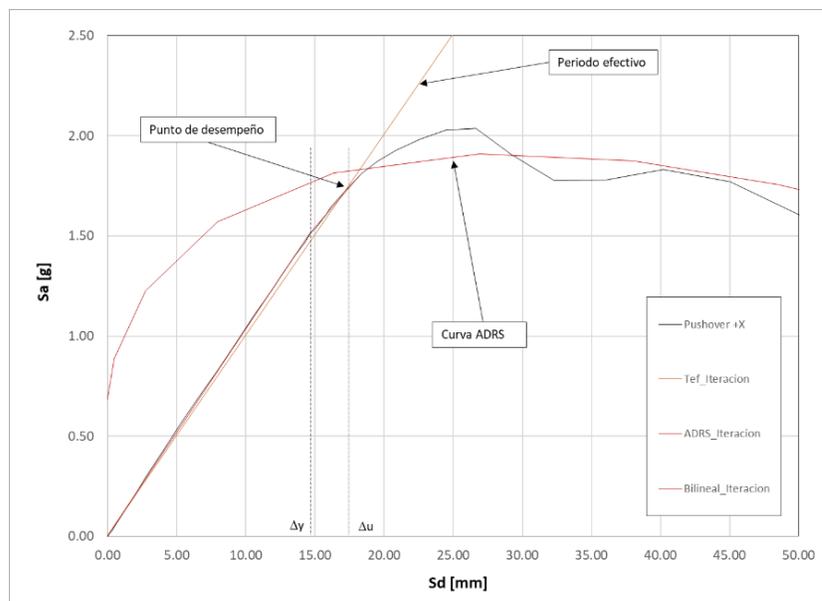


Figura 5-45: Espectro de capacidad, Estructura 3 – Diseño según versión propuesta

## 5.5 Estructura 4

La estructura 4 de cuatro niveles con diafragma en cada uno de ellos, es cuadrada en planta y está formada en cada cara por marcos arriostrados con diagonales en cruz con vigas o puntales intermedios, los que pueden asemejarse a diagonales en V y V invertida. El modelo no lineal incluye la no linealidad en diagonales, columnas y puntales a través de rotulas de fibras, y en los anclajes siguiendo las directrices del capítulo 3.

En el último nivel de la estructura 4 se apoya un silo en 8 puntos dispuestos octogonalmente. El modelo no lineal incluye el silo a través de su masa concentrándola en dos puntos, el centro de gravedad del silo (sobre el cuarto nivel) y el centro de gravedad del cono de descarga (bajo el cuarto nivel).

Dado que interesa investigar el desempeño de la estructura el punto de control se establece en el cuarto nivel.

La siguiente figura muestra la denominación de los elementos donde se ha incluido no linealidad en la estructura 4.

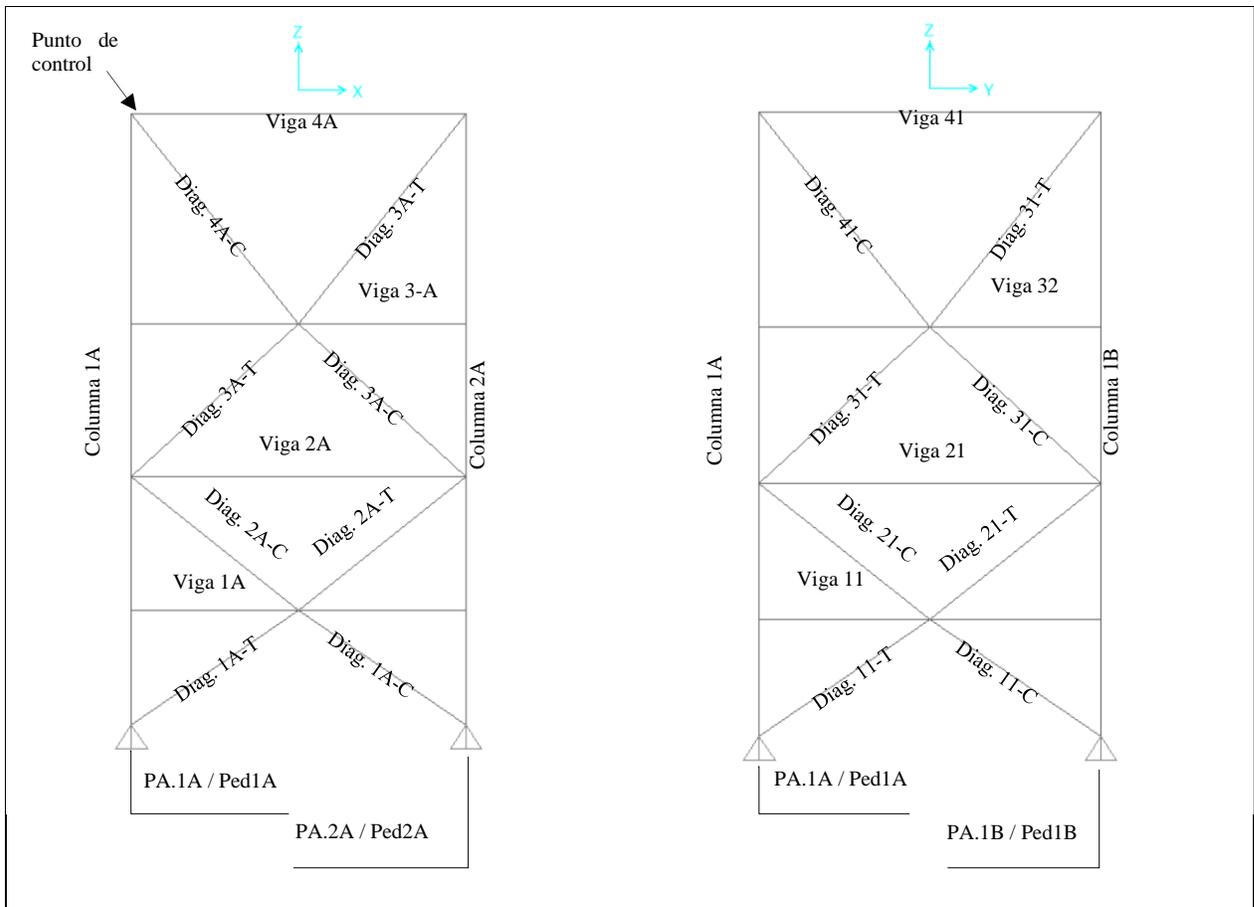


Figura 5-46: Denominación de elementos no lineales de la estructura 4

## 5.5.1 Resultados del análisis no lineal para diseño según normativa vigente

### 5.5.1.1 Caracterización del desempeño

La Figura 5-47 muestra los resultados de los análisis no lineales estáticos realizados en cada una de las direcciones principales de la estructura. Cabe destacar, que como la estructura es cuadrada en planta se considera como una de las direcciones de análisis la diagonal.

Considerando la dirección -X, al aumentar el desplazamiento de techo se observa que la estructura permanece lineal hasta llegar a una primera desviación del comportamiento lineal a una deriva de 0.24%, asociado a la máxima carga en una de las diagonales (620 kN aproximadamente) de uno de los ejes del primer nivel y el pandeo de esta, como se puede observar al comparar la Figura 5-47 y Figura 5-48 . El resto de las diagonales pandean a derivas entre 0.3% y 0.36%, alcanzando cargas de alrededor a un 80% de la capacidad esperada en tracción. La estructura alcanza una carga máxima de 2322 kN.

Cuando se observa las direcciones +X y  $\pm$ Y la pérdida de linealidad en el comportamiento se ve asociada al pandeo de las diagonales a derivas entre 0.3% y 0.36%, donde las diagonales alcanzan cargas en torno 80% de la capacidad esperada en tracción y el corte basal llega a valores entre 2317kN y 2354 kN.

También a una deriva de 0.3% los pernos traccionados alcanzan su capacidad esperada en tracción y mantienen esta carga hasta una deriva 4.4%, cuando los pernos de anclaje alcanzan su elongación máxima (ver Figura 5-52).

Una vez que las diagonales han alcanzado su carga máxima y han comenzado a pandear, la estructura mantiene el nivel de carga relativamente estable debido a que las diagonales en tracción siguen aumentando su carga, hasta alcanzar tracciones entre 90% y 110% de la capacidad esperada, sin superar la capacidad de rotura. Esta relativa estabilidad en el nivel de carga se mantiene hasta derivas en torno a 0.9% y 1%, cuando las diagonales en tracción manifiestan degradación de la resistencia.

Mas allá del 1% de deriva una vez que las diagonales han alcanzado la capacidad de fluencia esperada en tracción y la capacidad de residual en compresión, las columnas aumentan el momento flector en el plano del marco arriostrado (eje fuerte para análisis +X y eje débil para análisis en +Y) como se observa en la Figura 5-50, desarrollándose otra vía por la cual la estructura mantiene estable el nivel de carga, cual es, comportamiento de marco de momento entre las columnas y vigas del tercer y particularmente el cuarto nivel. Este comportamiento se explica ya que la conexión entre vigas y columnas son rígidas y las demandas de flexión en las vigas no logran desarrollar rotulas plásticas en torno a los nudos (ver Figura 5-51).

Como ya se ha explicado en párrafos anteriores el comportamiento de la estructura queda determinado por las diagonales en compresión y tracción, y los pernos de anclaje para la carga en diagonal.

Como se menciona al inicio de este subapartado, además de las direcciones alineadas con los ejes resistentes (X e Y) se analiza una direccional diagonal a 45°, cuya curva de carga deformación también es presentada en la Figura 5-47. Si bien en esta dirección de análisis el desempeño de la

estructura es similar al descrito para las direcciones  $\pm X$ , el nivel de carga es un 33% superior. Este mayor nivel de carga se explica porque cuando se analiza la estructura en la dirección diagonal todas las diagonales son activas y no solo aquellas que están en el plano que contiene la dirección de análisis.

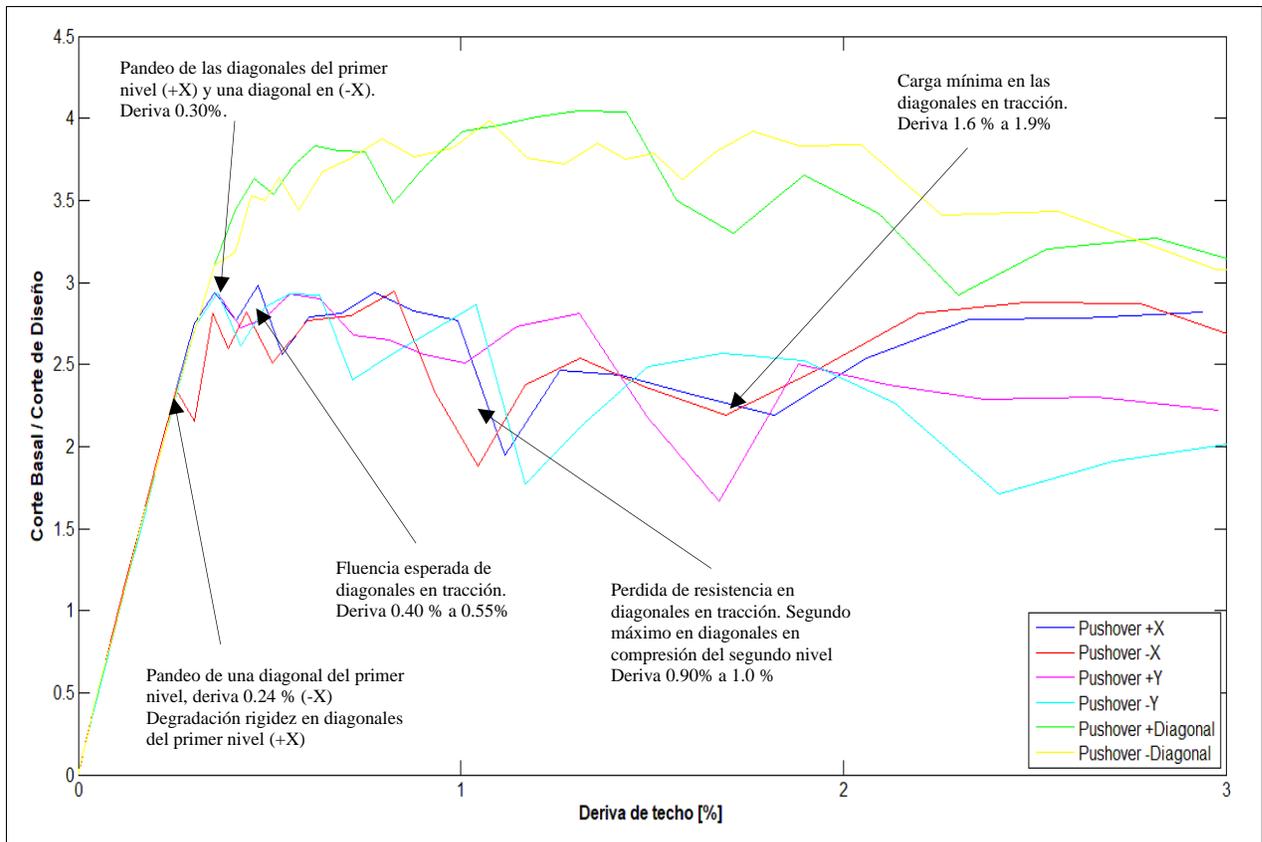


Figura 5-47: Curvas Pushover – Estructura 4, versión vigente

Otro fenómeno que es posible observar cuando la carga es aplicada en diagonal, es que las diagonales comprimidas antes de ver degradada la resistencia y alcanzar la capacidad residual, desarrollan deformación inelástica en compresión entre 0.40% y 1.25% de deriva. Dicho en otras palabras, el pandeo de la diagonal se desarrolla durante un lapso más prolongado que cuando la dirección carga está alineada con los ejes resistentes (ver Figura 5-53). Adicionalmente, las diagonales en tracción también muestran un desarrollo de deformación inelástica extendido hasta derivas en torno al 2%.

Cabe destacar que, para los análisis en diagonal, aunque la mayoría de las diagonales en tracción superan la capacidad esperada, no alcanzan fractura.

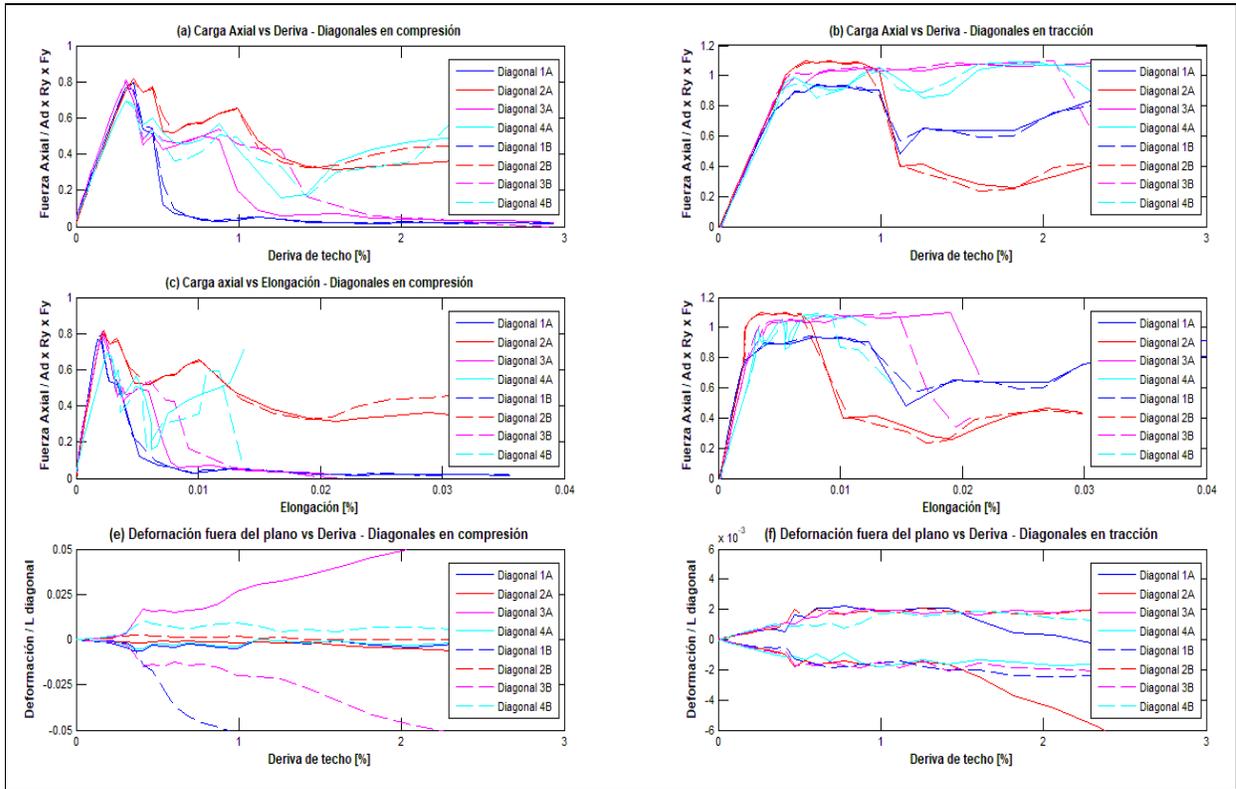


Figura 5-48: Carga axial y deformación en diagonales – Estructura 4, versión vigente

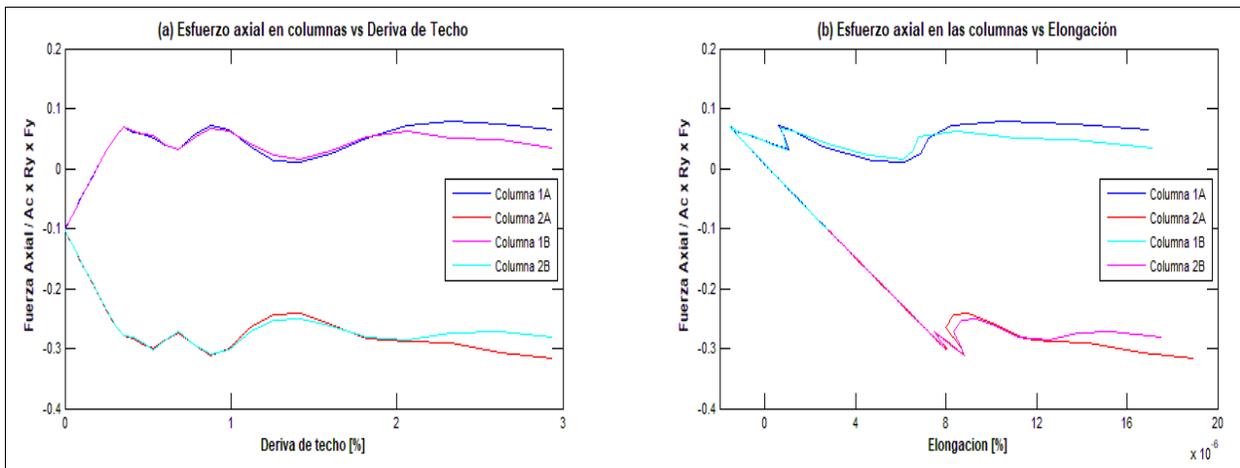
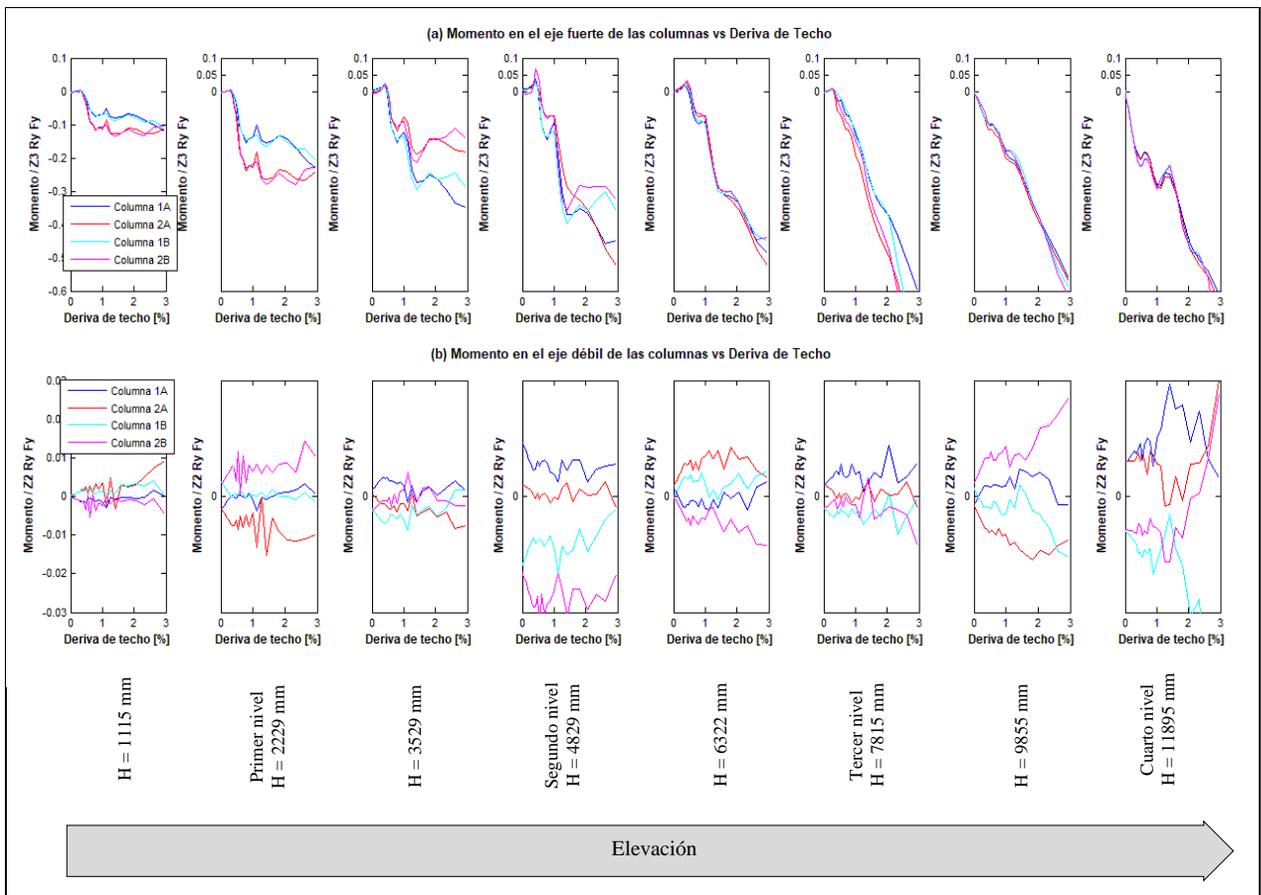
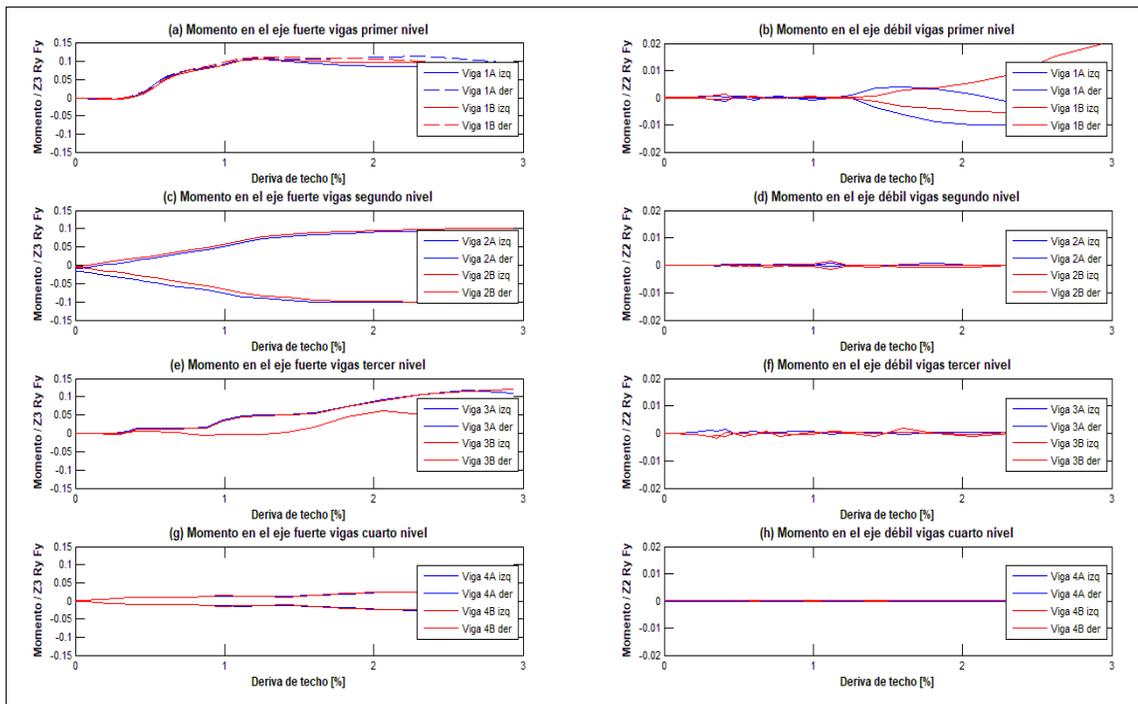


Figura 5-49: Esfuerzos en las columnas – Estructura 4, versión vigente



*Figura 5-50: Momentos flectores en las columnas – Estructura 4, versión vigente*



*Figura 5-51: Momentos flectores en vigas – Estructura 4, versión vigente*

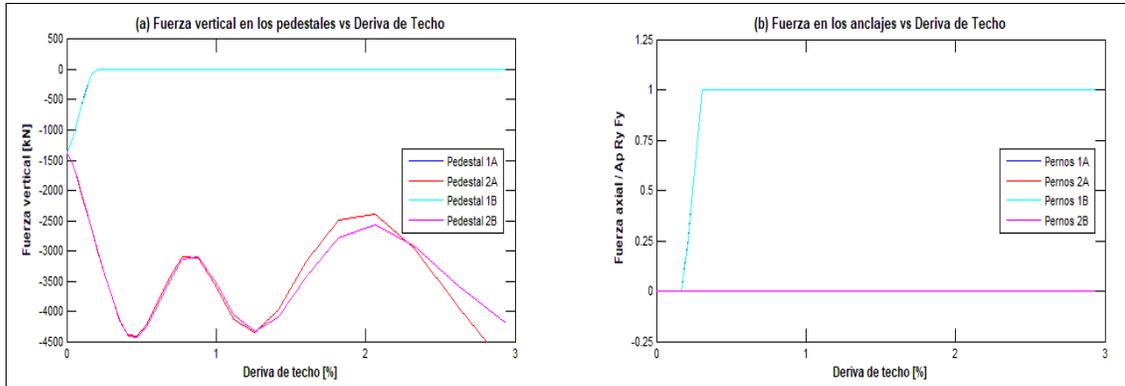


Figura 5-52: Carga axial de los anclajes

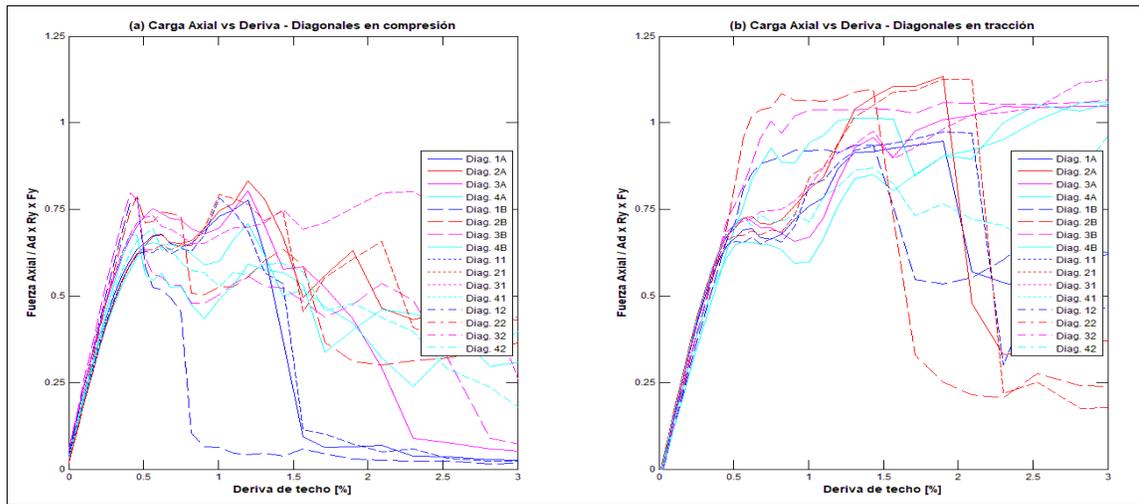


Figura 5-53: Carga axial en diagonales para análisis en dirección diagonal – Estructura 4, versión vigente

### 5.5.1.2 Parámetros de desempeño

Para la determinación de los parámetros de desempeño  $\Omega$ ,  $\mu_T$  y  $R$  se considera el análisis pushover hasta una deriva de techo de un 3% para las direcciones  $\pm X$  y  $\pm Y$ , ya que en estas direcciones no se observa modos de falla no simulados. Para la dirección diagonal se considera como límite una deriva de 1.13% pues a este valor se observa la elongación máxima (fractura) de los pernos.

La Figura 5-54 muestran el espectro de capacidad construido según la metodología ATC-40 y FEMA-440 para la dirección  $+X$  y la Tabla 5-10 muestra los resultados obtenidos del análisis definido en 2.4.5. Los parámetros de desempeño son determinados promediando los valores obtenidos para las direcciones de análisis.

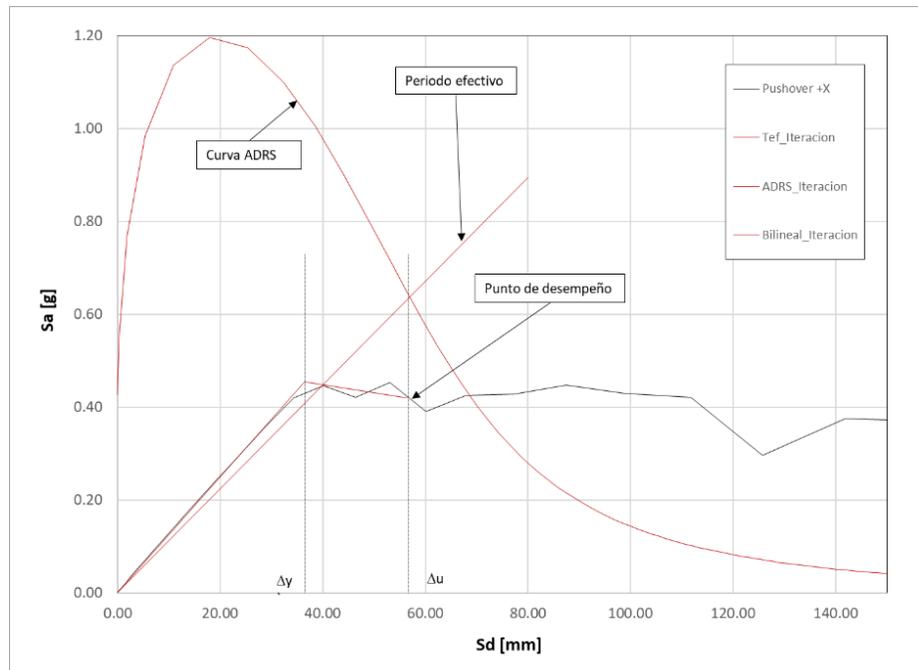


Figura 5-54: Espectro de capacidad – Estructura 4, versión vigente

Tabla 5-10: Factores de desempeño – Estructura 4, versión vigente

Caso	$V_o$ 1.4V [kN]	$V_{max}$ [kN]	$\Omega$ [kN]	T [s]	$\delta_{y,eff}$ [mm]	$\delta_u$ [mm]	$\Omega$ [ - ]	$\mu$ [ - ]	$R_\mu$ [ - ]	R [ - ]	$R_{diseño}$ [ - ]
PO +X	790	2354	5721	0.569	36.5	57	2.98	1.56	1.57	4.7	3
PO -X	790	2322	5721	0.569	33	57.5	2.94	1.74	1.74	5.1	3
PO +Y	790	2320	5721	0.569	33	57.5	2.94	1.6	1.6	4.7	3
PO -Y	790	2317	5721	0.569	34.2	57.5	2.93	1.6	1.6	4.7	3
PO +Diag	790	3194	5721	0.569	41	57.5	4.05	1.4	1.4	5.7	3
PO -Diag	790	3147	5721	0.569	39	57.5	3.99	1.4	1.4	5.6	3
Promedio	789.6	2609	5721	0.569	36.1	57.4	3.30	1.55	1.55	5.1	3

### 5.5.2 Resultados del análisis no lineal para diseño según normativa propuesta

Como se observa en la Figura 5-55, la respuesta de la versión propuesta es muy similar a la versión vigente. Este resultado resulta razonable ya que el diseño propuesto difiere del vigente solo en las escuadrías de las columnas y como se explicó en el subapartado 5.5.1 el comportamiento de la estructura queda controlado por las diagonales en compresión y tracción, además de los pernos de anclaje en el caso de carga diagonal.

Los parámetros de desempeño para la versión propuesta son mostrados en la Tabla 5-11.

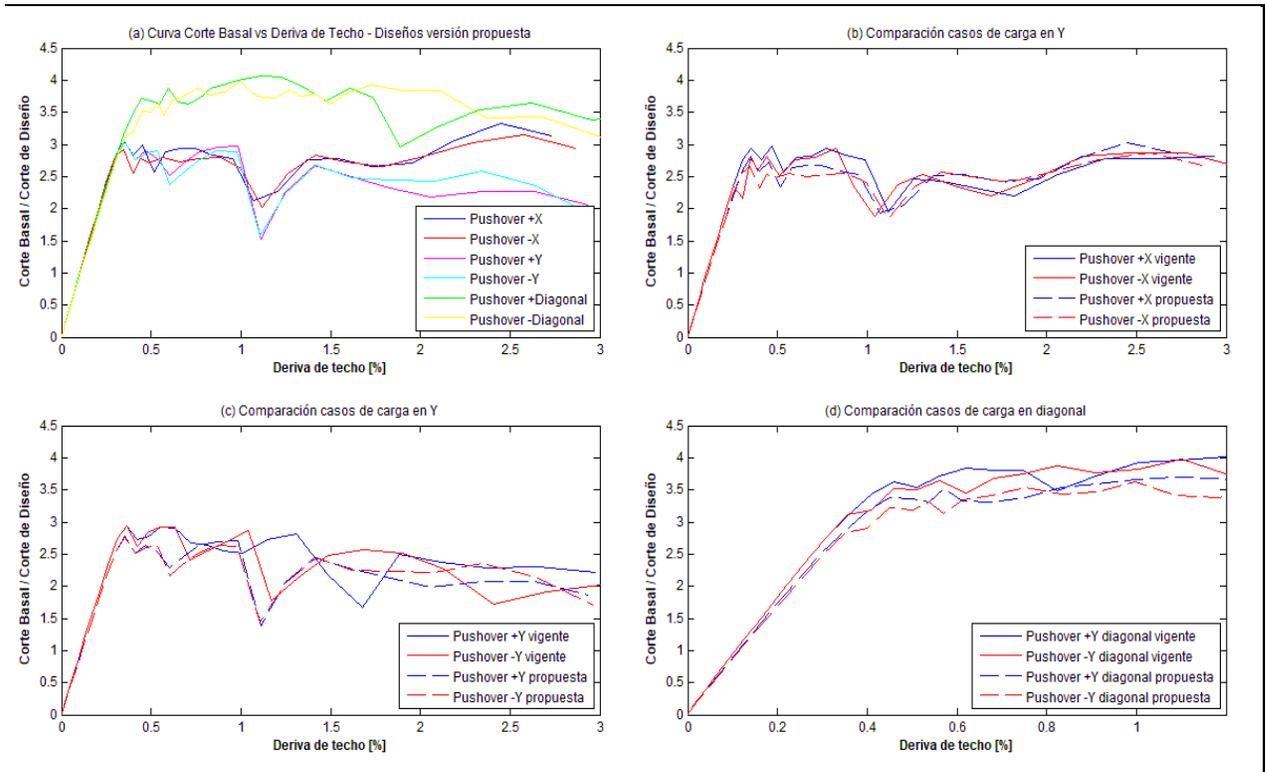


Figura 5-55: Curva Pushover, Estructura 4, Comparación

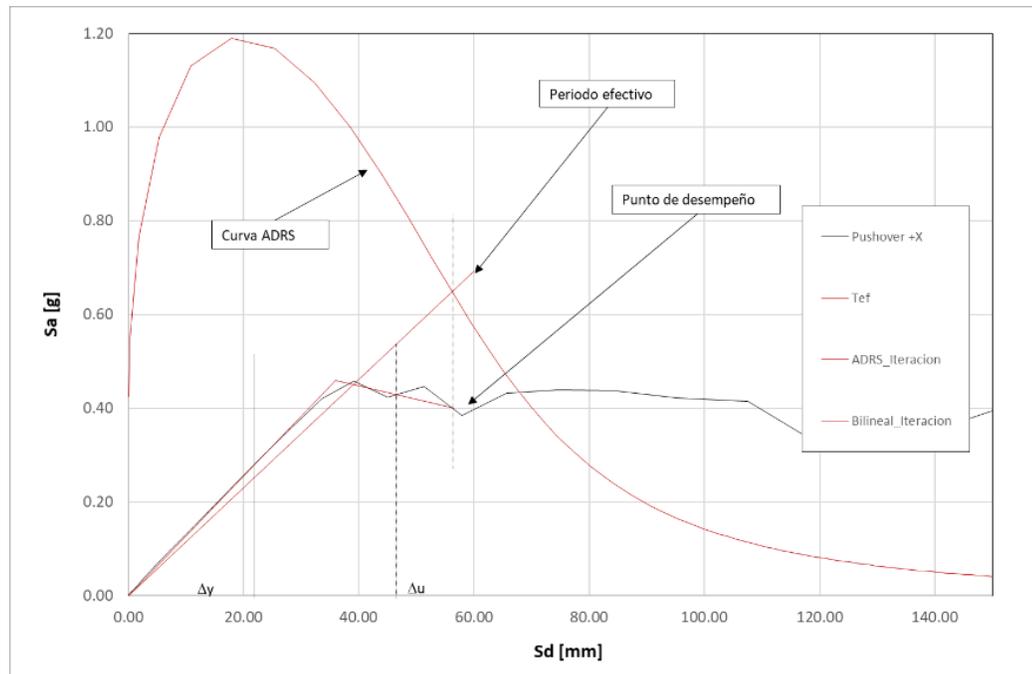


Figura 5-56: Espectro de capacidad – Estructura 4, versión propuesta

Tabla 5-11: Factores de desempeño – Estructura 4, versión propuesta

Caso	$V_o$ 1.4V [kN]	$V_{max}$ [kN]	$\Omega$ [kN]	T [s]	$\delta_{y,eff}$ [mm]	$\delta_u$ [mm]	$\Omega$ [ - ]	$\mu$ [ - ]	$R_\mu$ [ - ]	R [ - ]	$R_{diseño}$ [ - ]
PO +X	867	2628	5830	0.558	36	56.5	3.03	1.57	1.57	4.8	3
PO -X	867	2574	5830	0.558	32.4	58	2.97	1.79	1.79	5.3	3
PO +Y	867	2406	5830	0.570	34.4	57.5	2.78	1.67	1.67	4.6	3
PO -Y	867	2400	5830	0.570	34.5	55	2.77	1.59	1.59	4.4	3
PO +Diag	867	3206	5830	0.569	40.5	57	3.70	1.41	1.41	5.2	3
PO -Diag	867	3147	5830	0.569	39.5	57	3.63	1.44	1.44	5.2	3
Promedio	866.6	2727	5830	0.566	36.2	56.8	3.15	1.58	1.58	4.9	3

## 5.6 Estructura 5

La estructura 5 se forma longitudinalmente por dos marcos arriostrados con diagonales en cruz, con diafragma en cada nivel. El modelo no lineal incluye la no linealidad en diagonales, columnas y puntales a través de rotulas de fibras, y en los anclajes siguiendo las directrices del capítulo 3.

La Figura 5-57 muestra la denominación de los elementos donde se ha incluido no linealidad en la estructura 5.

La estructura 5, posee en un chute de descarga en el tercer nivel y un alimentador en el segundo nivel, pudiendo acumularse material chancado en tercer nivel o en el segundo nivel en condición de operación. Debido a lo anterior, es que al realizar el análisis no lineal estático de la estructura 5, se han considerado dos disposiciones de la carga permanente aportada por el material chancado; la primera disposición llamada “superior” en los resultados que se muestran de aquí en adelante corresponde al material ubicado en el tercer nivel y la segunda llamada “inferior” corresponde al material ubicado en el segundo nivel.

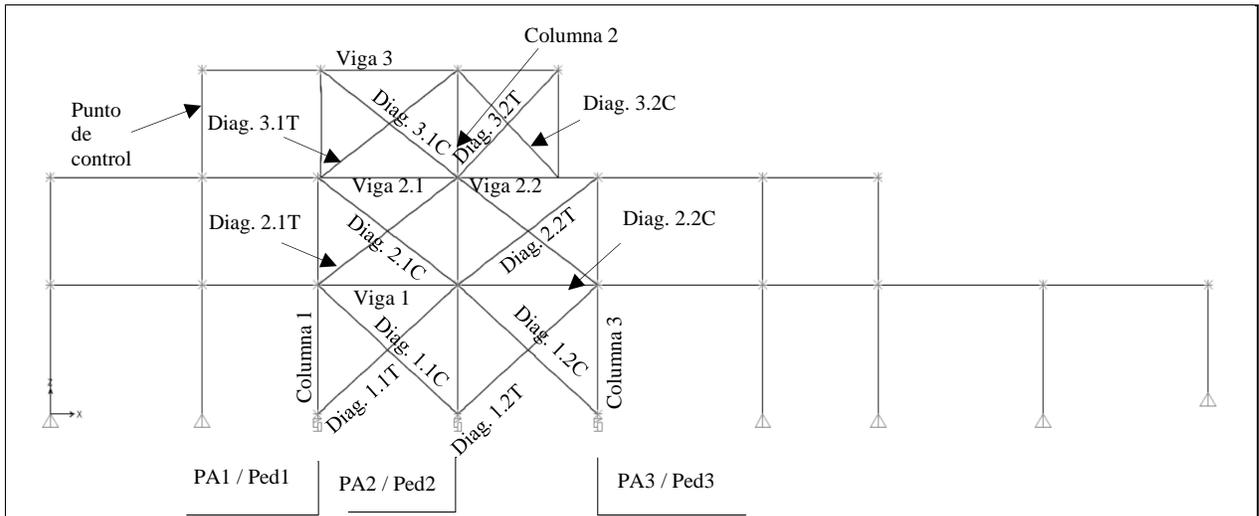


Figura 5-57: Denominación de elementos no lineales de la estructura 5

### 5.6.1 Resultados del análisis no lineal para diseño según normativa vigente

#### 5.6.1.1 Caracterización del desempeño

La Figura 5-58 muestra los resultados de los análisis no lineales estáticos realizados en cada una de las direcciones principales de la estructura y para cada una de las distribuciones de carga permanente descritas anteriormente.

Considerando la dirección X, al aumentar el desplazamiento de techo se observa que la estructura permanece lineal hasta llegar a una primera desviación del comportamiento lineal a una deriva de 0.22%, asociado a la máxima carga en las diagonales (420 kN aproximadamente) de uno de los vanos del primer nivel y el pandeo de estas, como se puede observar al comparar la Figura 5-58 y

Figura 5-59(a). A este nivel de deriva las diagonales alcanzan una carga axial de 420 kN aproximadamente y el corte basal es de 2150 kN.

Posteriormente la estructura continúa aumentando su capacidad de carga hasta alcanzar una deriva de techo de 0.27% y un corte basal de aproximadamente 2700 kN, donde las diagonales del segundo vano arriostrado alcanzan su capacidad de pandeo (ver Figura 5-58 y Figura 5-59(a)). Entre este punto y el anterior, la estructura manifiesta un muy bajo desarrollo inelástico para luego presentar rigidez negativa y pérdida de carga, hasta que se alcanza una deriva de techo de 0.36% (ver Figura 5-58).

Cuando se alcanza una deriva de techo de 0.36%, el comportamiento de la estructura queda definido por las diagonales en tracción del primer nivel (ver Figura 5-58 y Figura 5-96 (b)). Así la estructura vuelve a aumentar su capacidad de carga inelásticamente hasta que se llega a una deriva entre 0.7% y 0.8% dependiendo de la dirección de aplicación de la carga lateral (+X y -X).

Más allá de una deriva del 0.8%, una vez que las diagonales del primer nivel han alcanzado la capacidad de fluencia esperada en tracción y la capacidad de residual en compresión, las columnas del primer nivel comienzan a aumentar el momento en flector en el eje débil (ver Figura 5-61), hasta alcanzar la capacidad de flexión esperada en el eje débil para derivas de techo en torno al 2%. Así el marco longitudinal se comporta como un marco de momento con viga enrejada para derivas superiores a 0.8%, cuya viga enrejada viene a estar compuesta por las vigas y diagonales del segundo y tercer nivel. La Figura 5-63 ilustra el cambio que comportamiento del marco longitudinal a medida que aumenta la deriva de techo.

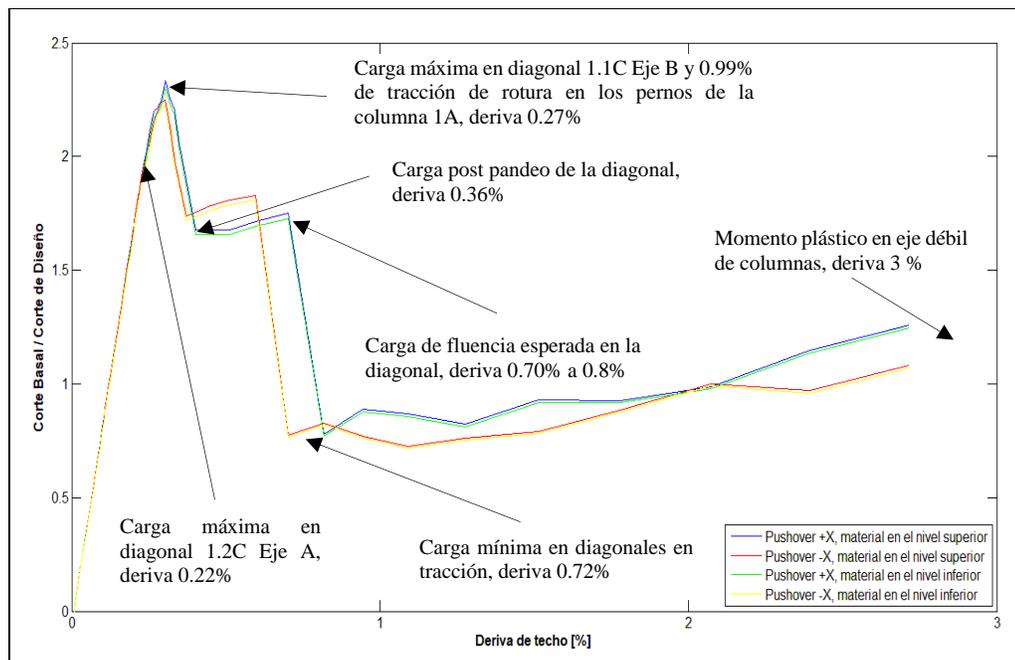


Figura 5-58: Curva Pushover, Estructura 5 – Diseño versión vigente

El comportamiento de la estructura queda determinado por las diagonales en compresión y tracción y pernos de anclaje.

Al mismo tiempo que la estructura alcanza el corte basal máximo y que las diagonales comprimidas alcanzan su carga de pandeo (0.30% de deriva de techo), los pernos de anclaje de las columnas 1A

y 1B (columnas traccionadas) desarrollan una tracción levemente inferior a la capacidad de tracción esperada de los pernos ( $0.99 A_g R_y F_y$ ), como se puede apreciar en la Figura 5-62(b). Aproximadamente en este mismo punto las columnas comprimidas 3A y 3B manifiestan comportamiento similar al pandeo a una carga en torno a 600 kN (ver Figura 5-60(a)), valor de carga limitada por el desempeño de las diagonales.

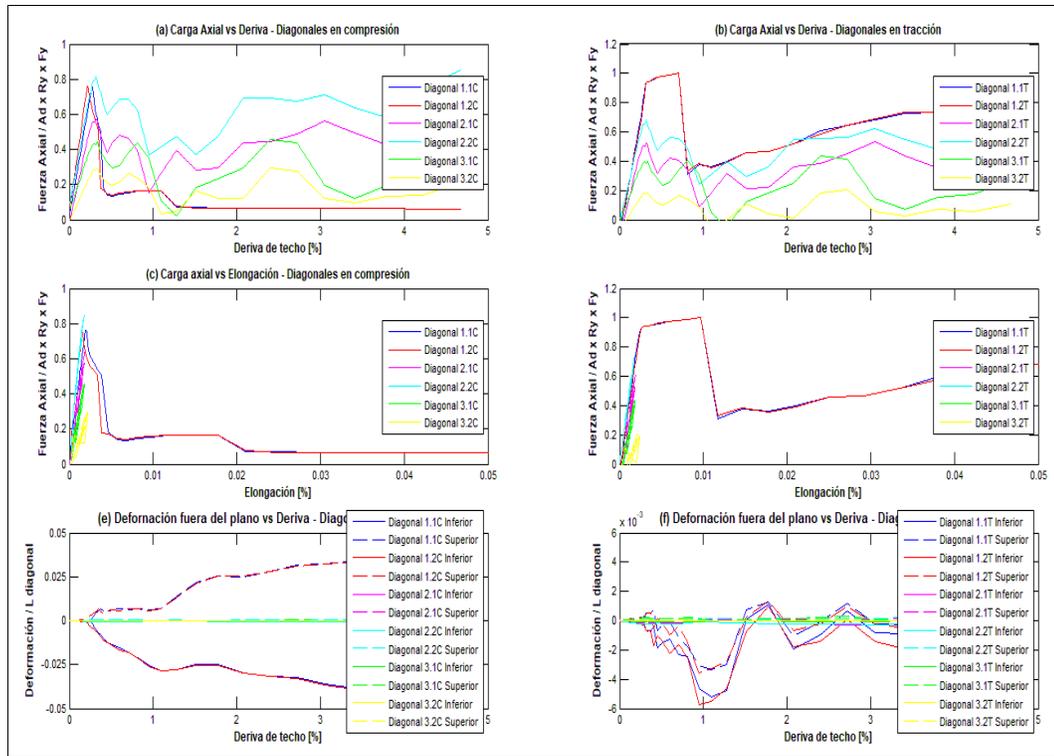


Figura 5-59: Carga axial y deformación en diagonales – Estructura 5 – Diseño versión vigente

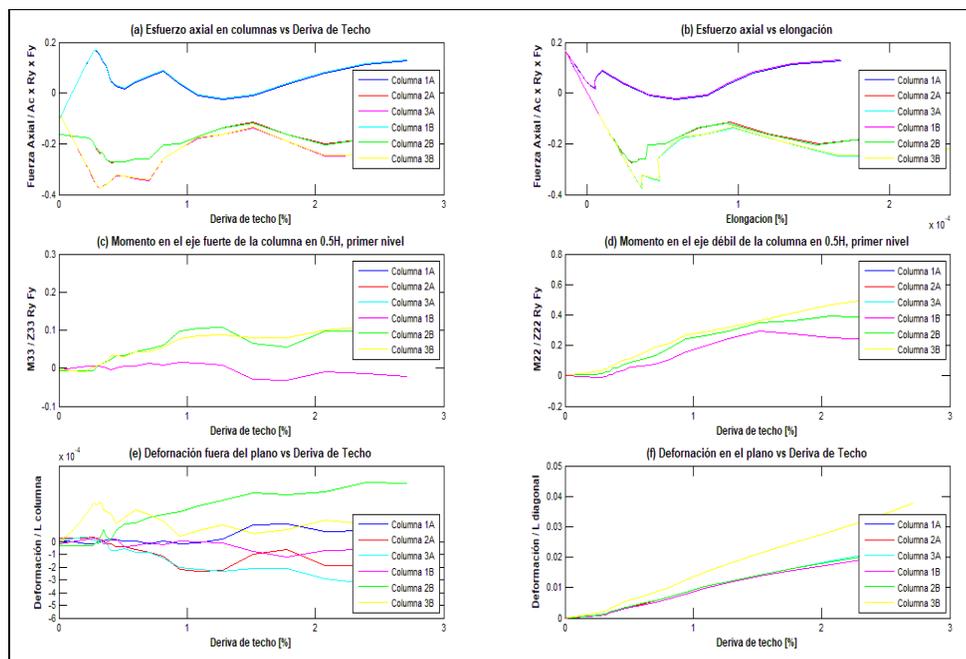


Figura 5-60: Esfuerzos y deformación en las columnas – Estructura 5 – Diseño versión vigente

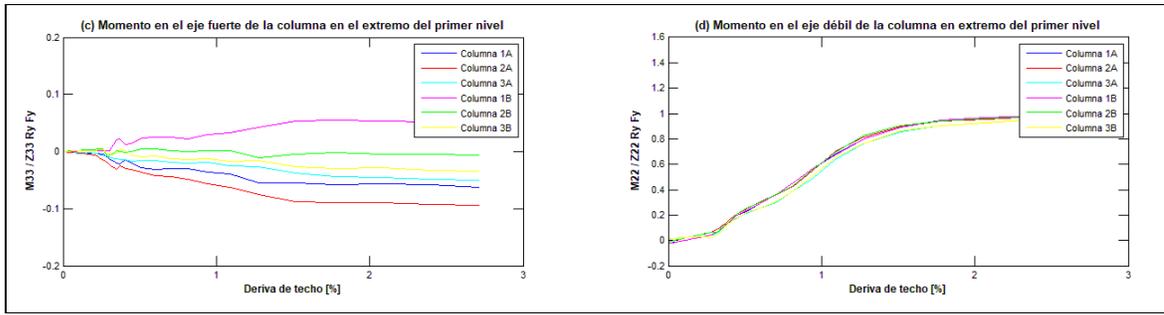


Figura 5-61: Momentos flectores en el extremo superior de las columnas del primer nivel – Estructura 5 – Diseño versión vigente

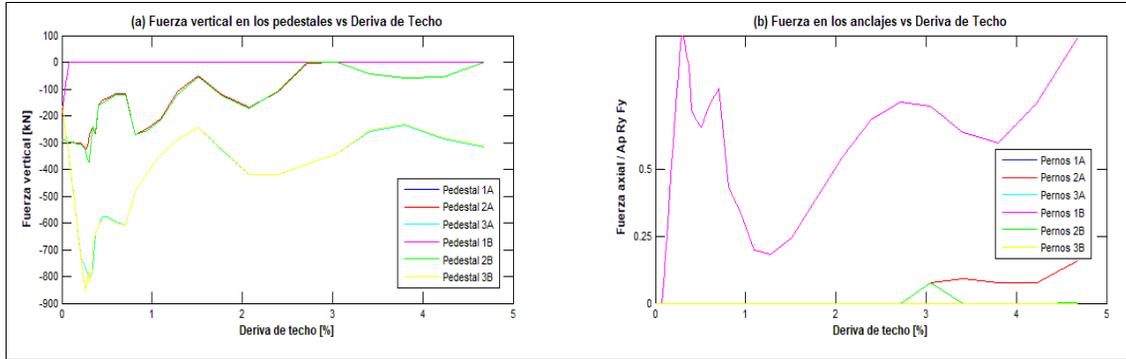


Figura 5-62: Carga axial de los anclajes – Estructura 5 – Diseño versión vigente

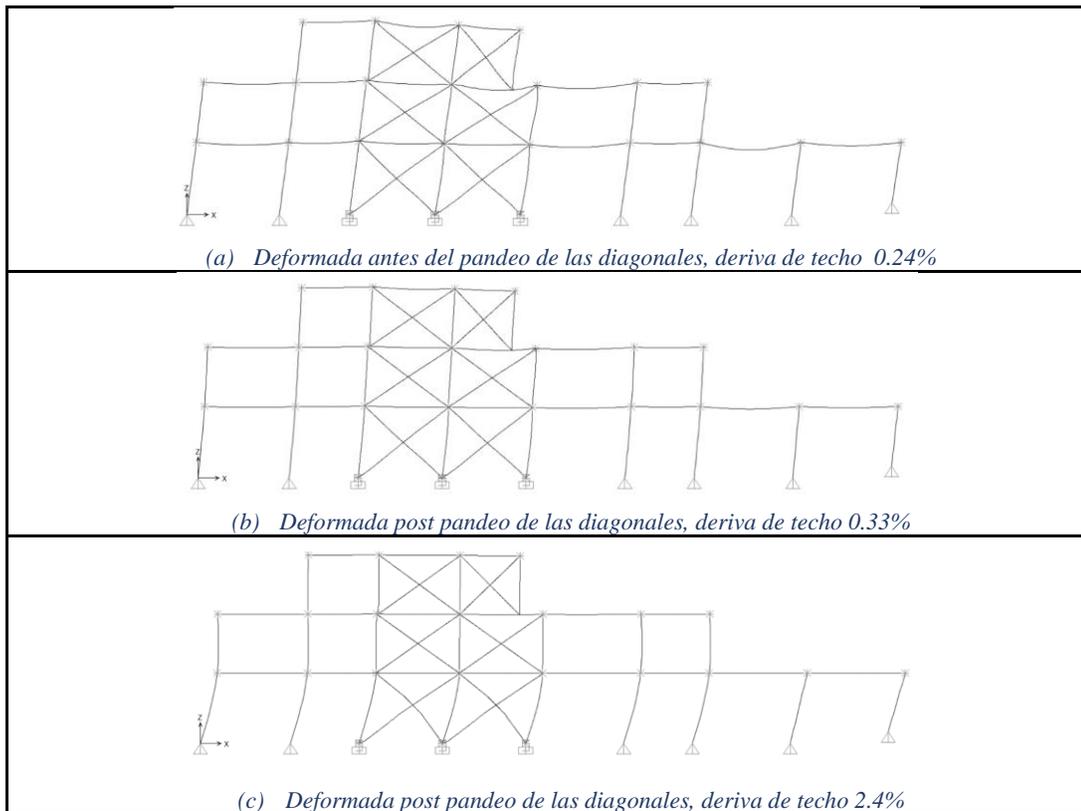


Figura 5-63: Deformada Pushover – Estructura 5 – Diseño versión vigente

### 5.6.1.2 Parámetros de desempeño

Para la determinación de los parámetros de desempeño  $\Omega$ ,  $\mu_T$  y  $R$  se considera el análisis pushover hasta una deriva de techo de un 2% ya que la estructura no manifiesta modo de falla a este nivel de deriva ni superiores. La Figura 5-64 muestran el espectro de capacidad construido según la metodología para la dirección +X para la distribución de carga permanente con el material en el tercer nivel, y la Tabla 5-12 muestra los resultados obtenidos del análisis definido en 2.4.5. Los parámetros de desempeño son determinados promediando los valores obtenidos para la dirección +X y -X, y las dos distribuciones de carga permanente considerados.

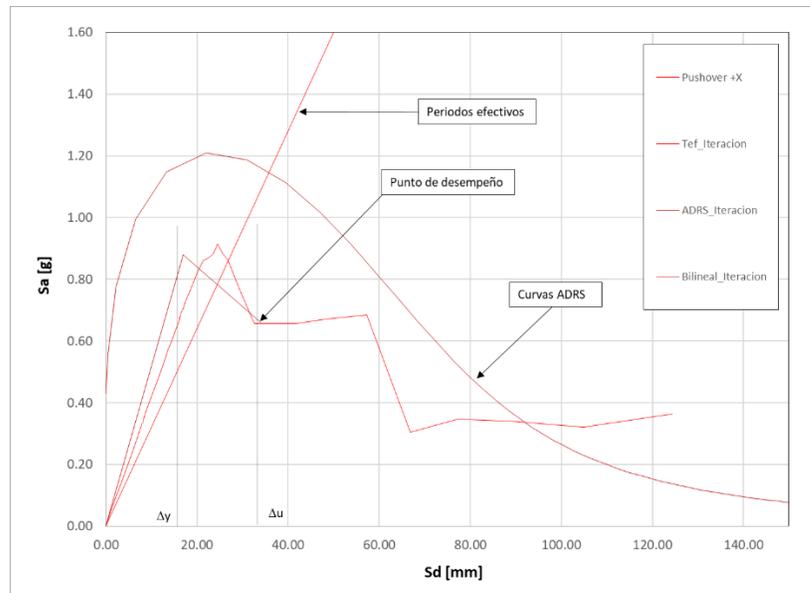


Figura 5-64: Espectro de capacidad – Estructura 5 – Diseño versión vigente

Tabla 5-12: Factores de desempeño – Estructura 5 – Diseño versión vigente

Caso	$V_o$ 1.4V [kN]	$V_{max}$ [kN]	$\Omega$ [kN]	T [s]	$\delta_{y,eff}$ [mm]	$\delta_U$ [mm]	$\Omega$ [ - ]	$\mu$ [ - ]	$R_\mu$ [ - ]	R [ - ]	$R_{diseño}$ [ - ]
PO +X Sup	1155	2705	3152	0.238	17	29.0	2.34	1.71	1.55	3.63	3
PO -X Sup	1155	2650	3152	0.238	19	34.5	2.29	1.82	1.62	3.7	3
PO +X Inf	1169	2650	3152	0.287	17	29.5	2.27	1.74	1.57	3.6	3
PO -X Inf	1169	2601	3152	0.287	17	29.0	2.22	1.71	1.55	3.4	3
Promedio	1162	2652	3152	0.263	17.5	30.5	2.28	1.75	1.57	3.59	3

### 5.6.2 Resultados del análisis no lineal para diseño según normativa propuesta

Como se observa en la Figura 5-65 la respuesta de la estructura diseñada según la versión propuesta de la norma NCh2369, es esencialmente la misma que la obtenida para la estructura diseñada bajo la versión vigente. En la figura se compara las curvas de corte basal versus deriva de piso para la

carga lateral aplicada según +X y -X para la distribución de cargas permanentes en la que el material se encuentra en el tercer nivel.

Este resultado resulta razonable ya que el diseño propuesto difiere del vigente solo en las escuadrías de las columnas del marco arriostrado y como se explicó en el subapartado anterior el comportamiento de la estructura queda controlado por las diagonales en compresión y tracción del primer nivel. De este modo los parámetros de desempeño para la versión propuesta son mostrados en la Tabla 5-13.

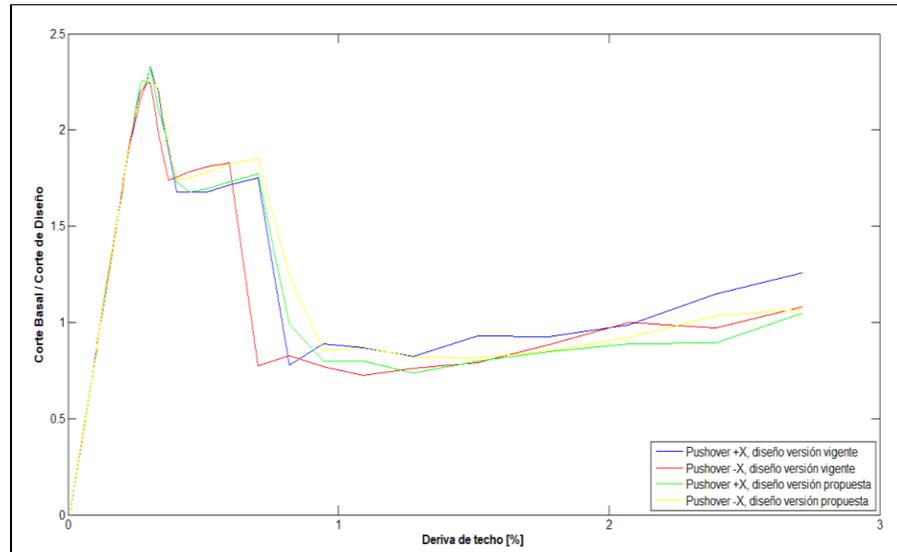


Figura 5-65: Curva Pushover – Estructura 5, Comparación

Tabla 5-13: Factores de desempeño – Estructura 5 – Diseño versión propuesta

Caso	$V_o$ 1.4V [kN]	$V_{max}$ [kN]	$\Omega$ [kN]	T [s]	$\delta_{y,eff}$ [mm]	$\delta_u$ [mm]	$\Omega$ [ - ]	$\mu$ [ - ]	$R_\mu$ [ - ]	R [ - ]	$R_{diseño}$ [ - ]
PO +X Sup	1148	2704	3152	0.238	17	29.0	2.36	1.71	1.55	3.7	3
PO -X Sup	1148	2624	3152	0.238	19	34.5	2.29	1.82	1.62	3.7	3
PO +X Inf	1237.6	2618	3152	0.287	18	34.5	2.12	1.92	1.68	3.6	3
PO -X Inf	1237.6	2640	3152	0.287	17	34.0	2.13	2	1.73	3.7	3
Promedio	1192.8	2647	3152	0.263	17.8	33.0	2.22	1.86	1.65	3.65	3

## 5.7 Estructura 6

La estructura 6 corresponde un marco arriostrado con diafragma rígido a nivel de techo. Y, el modelo no lineal de la estructura es desarrollado siguiendo las directrices del capítulo 3, excepto que las columnas presentan una deformación fuera del plano de  $H/1000$ , con  $H$  altura de total de la columna. El sistema de arriostros corresponde a diagonales en cruz con puntal continuo en el punto de intersección, por lo que se puede entender como unas diagonales en V y V invertida que se encuentran en el centro del puntal.

Que la deformación inicial en las columnas sea determinada usando su altura total, obedece a que el marco arriostrado longitudinal solo posee diafragma en el tope de las columnas. Así, la columna fuera del plano del MAC puede pandear en toda su extensión y en el plano del MAC la longitud de pandeo es solo la mitad de la altura total (distancia entre puntales).

La no linealidad es incluida en diagonales, columnas y puntales en torno al nudo del cruce de diagonales, a través de rótulas de fibras, y en los anclajes.

A diferencia de las estructuras anteriores, el modelo no lineal corresponde solamente el marco del plano arriostrado (eje longitudinal de la estructura). Esto se debe a que un modelo de toda la estructura presenta problemas de convergencia, lo que se logra evitar al modelar solo el MAC longitudinal.

La siguiente figura muestra la denominación de los elementos donde se ha incluido no linealidad en la estructura 6, esta denominación es usada más adelante para identificar el comportamiento de distintos elementos.

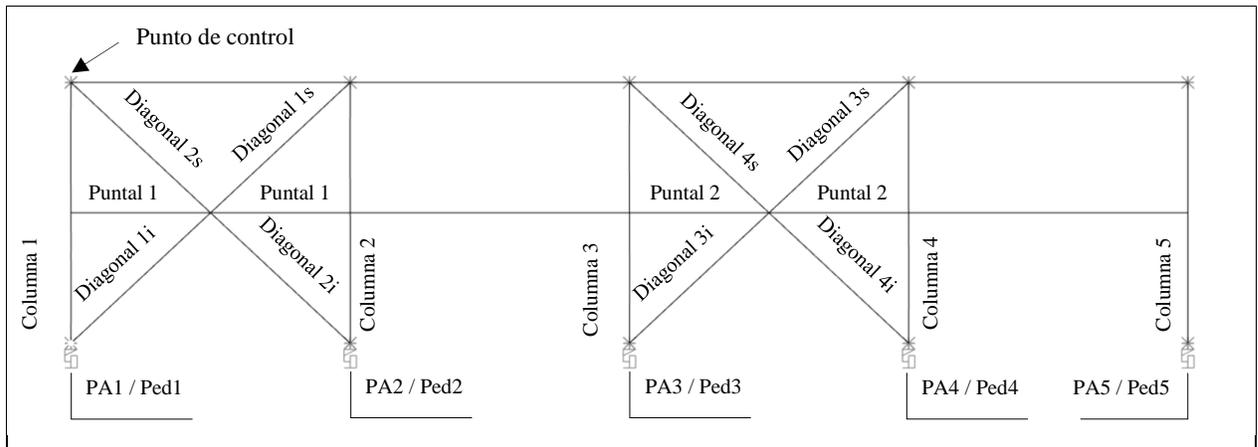


Figura 5-66: Denominación de elementos no lineales de la estructura 6

## 5.7.1 Resultados del análisis no lineal para diseño según normativa vigente

### 5.7.1.1 Caracterización del desempeño

La Figura 5-67 muestra los resultados de los análisis no lineales estáticos realizados en cada una de las direcciones principales de la estructura.

Considerando la dirección X, al aumentar el desplazamiento de techo se observa que la estructura permanece lineal hasta llegar a una primera desviación del comportamiento lineal a una deriva de 0.24%, asociado a la máxima carga en las diagonales comprimidas y el pandeo de estas, como se puede observar al comparar la Figura 5-67 y Figura 5-68(a). A este nivel de deriva las diagonales alcanzan una carga axial de 240 kN aproximadamente y el corte basal es de 800 kN.

Posterior a esta leve degradación de rigidez, la estructura presenta una pérdida significativa de la rigidez (fluencia) a una deriva de 0.45% cuando alcanza un corte basal de 1156 kN. Este punto en la curva pushover se asocia con la fluencia de las diagonales en tracción como se aprecia en la Figura 5-68(b) y (d).

Una vez que la estructura ha perdido su rigidez, el corte basal sigue creciendo a medida que aumenta la deriva de techo, hasta alcanzar el corte basal máximo de 1402 kN cuando se tiene una deriva de 1.90%. En este punto las diagonales en tracción (Figura 5-68 (b) y (d)) alcanzan su carga máxima.

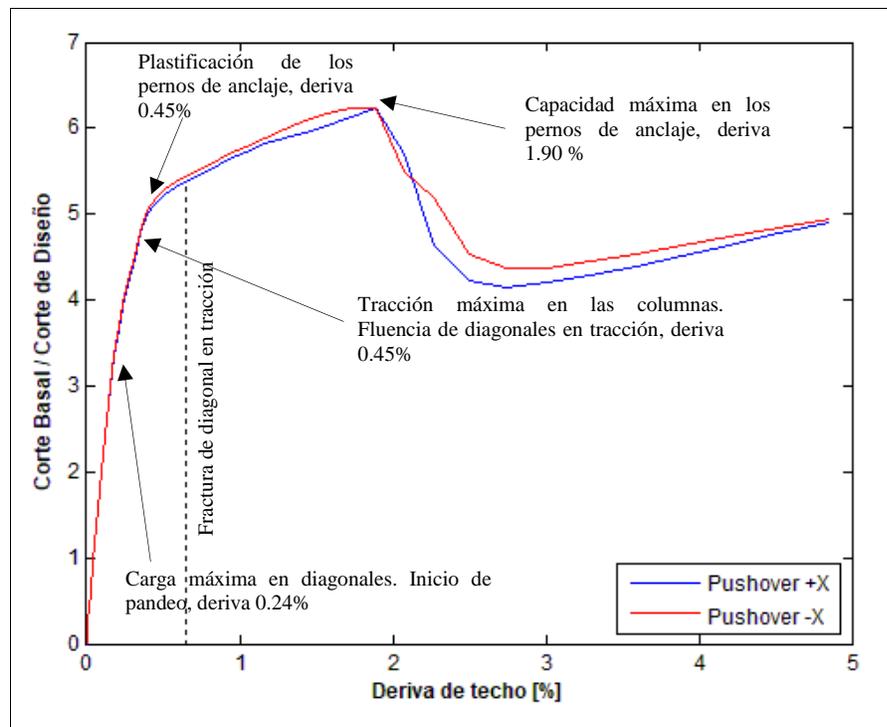


Figura 5-67: Curva Pushover – Estructura 6 – Diseño versión vigente

El comportamiento post fluencia de la estructura está controlado por las diagonales en tracción. Si bien la estructura registra una carga máxima de 1402 kN a 1.9% de deriva, cuando se alcanza una deriva de 0.65% la diagonal 3 desarrolla la tracción última esperada, gatillándose un modo de falla no controlado, cual es, fractura en la diagonal en tracción. A este nivel deriva el corte basal es 1211 kN, el que corresponde a la carga máxima de la estructura.

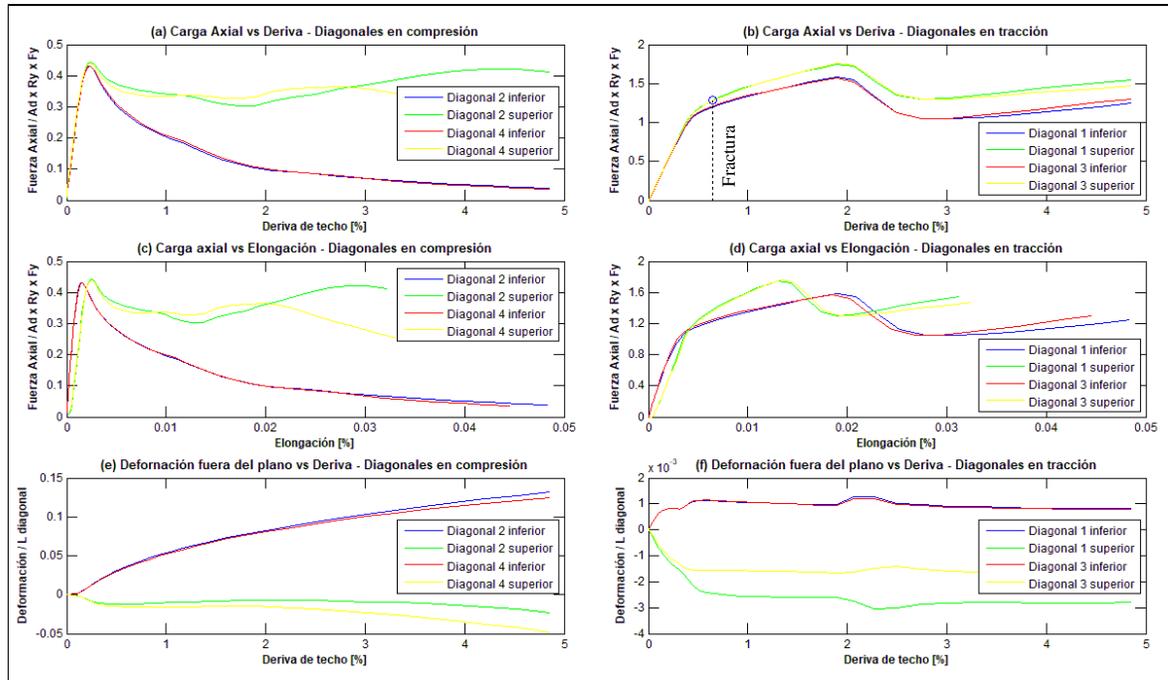


Figura 5-68: Carga axial y deformación en diagonales – Estructura 6 – Diseño versión vigente

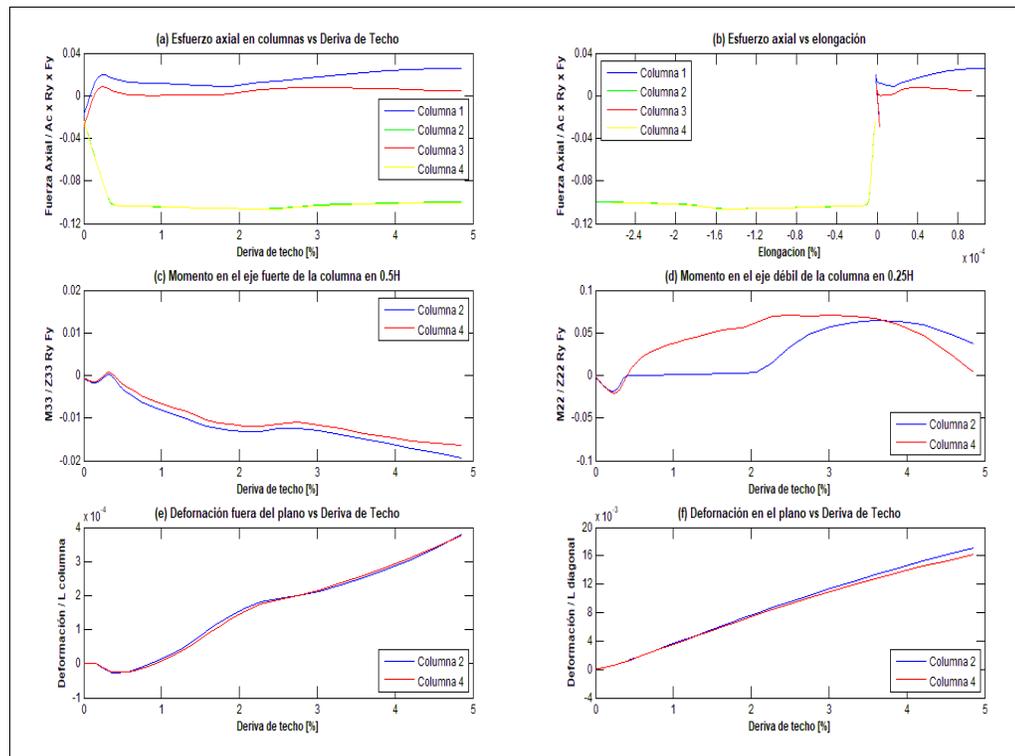


Figura 5-69: Esfuerzos y deformación en las columnas – Estructura 6 – Diseño versión vigente

Cabe mencionar que las columnas no manifiestan pandeo, ni alcanzan a superar su capacidad esperada (ver Figura 5-69(a) y (b)), aun cuando las columnas en compresión presentan flexión fuera y en el plano del marco y aumentan su deformación conforme aumenta la deriva de techo (ver Figura 5-69 (c) a (f)).

Los puntales en su punto medio reciben la intersección de diagonales en cruz y no alcanzan a manifestar plastificación cómo es posible observar en la Figura 5-70.

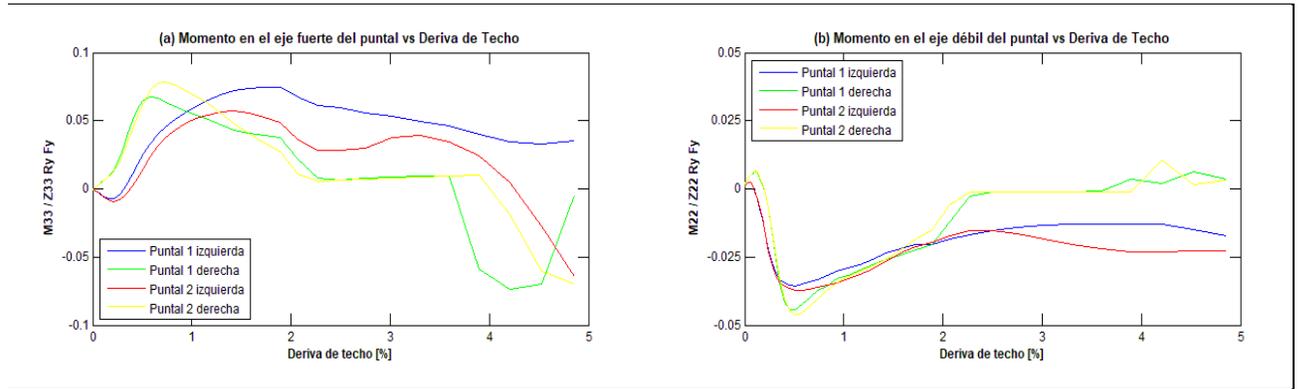


Figura 5-70: Momentos flectores en los puntales – Estructura 6 – Diseño versión vigente

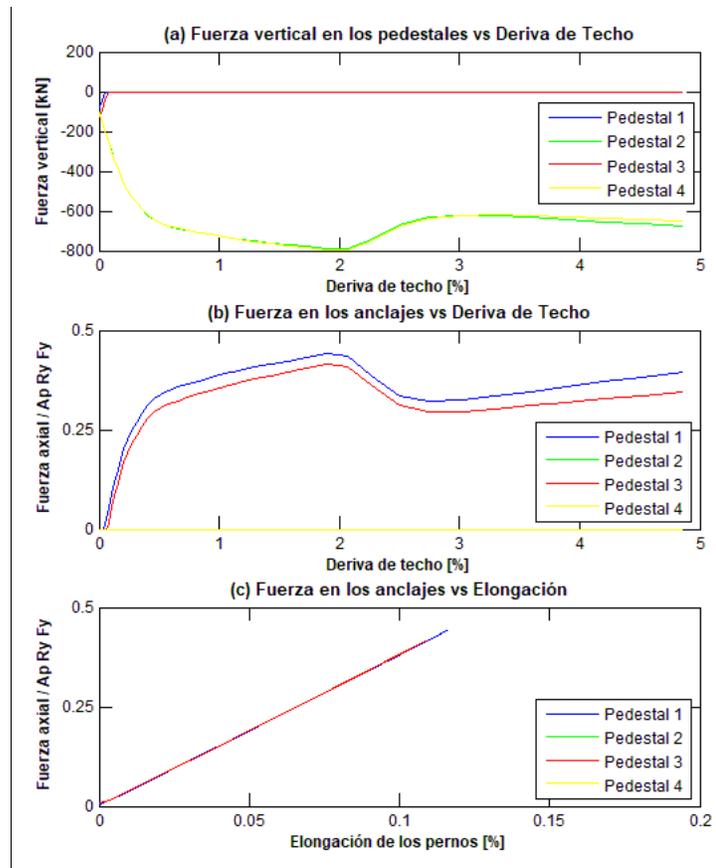


Figura 5-71: Carga axial de los anclajes – Estructura 6 – Diseño versión vigente

### 5.7.1.2 Parámetros de desempeño

Para la determinación de los parámetros de desempeño  $\Omega$ ,  $\mu_T$  y  $R$  se considera el análisis pushover hasta que se gatilla un modo de falla no simulado. La Figura 5-72 muestra el espectro de capacidad construido según la metodología para la dirección +X, y la Tabla 5-14 muestra los resultados obtenidos del análisis definido en 2.4.5. Dado que para la demanda considerada la estructura no incursiona en el rango inelástico, el punto de desempeño se ubica en el rango lineal y por tanto, la ductilidad es  $\mu = 1$  y el factor de ductilidad es  $R_\mu = 1$ .

Tabla 5-14: Factores de desempeño para estructura 6

Caso	$V_o$ 1.4V [kN]	$V_{max}$ [kN]	$\Omega$ [kN]	T [s]	$\delta_{y,eff}$ [mm]	$\delta_u$ [mm]	$\Omega$ [-]	$\mu$ [-]	$R_\mu$ [-]	R [-]	$R_{diseño}$ [-]
PO +X	225	1211	515	0.15	14.5	36.3	5.5	1	1	5.5	4
PO -X	225	1211	515	0.15	14.5	36.3	5.5	1	1	5.5	4

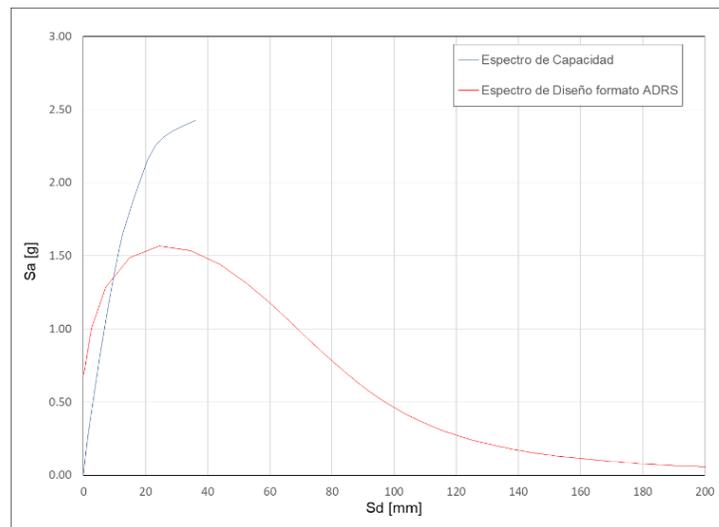


Figura 5-72: Espectro de capacidad

### 5.7.2 Resultados del análisis no lineal para diseño según normativa propuesta

La respuesta de la estructura diseñada según la versión propuesta de la norma NCh2369, es esencialmente la misma que la obtenida para la estructura diseñada bajo la versión vigente. Este resultado es natural ya que la única diferencia entre los dos diseños es el gusset de conexión de las diagonales. De este modo los parámetros de desempeño para la versión propuesta son los mismos obtenidos para la versión vigente.

## 6 ANALISIS DE RESULTADOS

Este capítulo se centra en el análisis de los resultados obtenidos en los capítulos previos. En particular para los análisis lineales o diseño de las estructuras bajo las dos versiones de la norma NCh2369 se analiza los siguientes aspectos:

- Demanda sísmica para dimensionamiento de elementos y verificación de deformaciones.
- Peso de las estructuras y sus elementos sismorresistentes.
- Fuerzas en los elementos, anclajes y conexiones.

Respecto de los análisis no lineales se analiza cómo se afecta el desempeño de las estructuras al cambiar los requerimientos de diseño (versión vigente versus propuesta de la norma NCh2369), evaluando si los cambios en los requerimientos normativos logran el objetivo por el que han sido introducidos.

Dado que en este trabajo el análisis lineal estático ha sido desarrollado usando modelos, basados en elementos uniaxiales de tipo viga-columna con plasticidad representada por medio de rotulas de fibras, a diferencia de estudios anteriores (Urzua, 2015 y Zúñiga, 2017) donde se usa formulación fenomenológica para representar el pandeo de diagonales, se discute sobre la calidad de los modelos usados.

### 6.1 Resultados de los análisis lineales

Las estructuras analizadas ven incrementado su peso debido a los nuevos requerimientos normativos tal como se muestra en la Tabla 6-1. Como se verá más adelante, el aumento en el peso se concentra en los elementos sismorresistentes y se debe al aumento de la demanda y requerimientos de sobrerresistencia para las columnas y de diseño para diagonales y puntales. Además del peso de la estructura, el peso (masa) sísmico se ve influido por el cambio en el porcentaje de sobrecarga que es considerada como masa sísmica (ver Tabla 2-3).

Tabla 6-1: Peso sísmico

Estructura	Peso sísmico [tonf]		Dimensiones globales		
	Vigente	Propuesta	H [m]	B [m]	L [m]
Estructura 1 - Hidrociclones	1210	1640	11.2	10.0	10.0
Estructura 2 - Molinos verticales	8781 / 8816 (1)	10544 / 10694 / 9660 (2)	22.0	18.5	19.1
Estructura 3 - Chancado secundario	1599	1630	11.0	10.1	7.6
Estructura 4 - Soporte Silo (3)	4768	4816	12,3 (21,3)	6.5	6.5
Estructura 5 - Plataforma tolva	3099	3110	9.6	5.7	35.1
Estructura 6 - Taller de camiones	928	928	6.6	19.9	28.0

(1) Valor para configuración con diagonales en tubulares / diagonales XL

(2) Valor para configuración con diagonales: tubulares, suelo D / diagonales XL, suelo D / tubular, suelo C

(3) Estructura más silos

En general las estructuras analizadas se ven rigidizadas al aplicar las modificaciones normativas de la versión propuesta de la norma NCh 2369 (INN, 2020), como se aprecia en la Tabla 6-2, donde se observa que en la mayoría de los casos las estructuras presentan reducción de los periodos

fundamentales en cada una de las direcciones de análisis (máximo un 5%). Sin embargo, la estructura, exhibe un aumento bastante mayor a las otras estructuras cuando el diseño para la versión propuesta se efectúa en un suelo tipo D, ya que la ordenada espectral para el primer modo es bastante mayor en la versión propuesta que en la vigente (ver Figura 6-2).

La mayor disminución de periodos en la estructura 2 en suelo D se produce para la dirección traslacional Y (31%) y para la torsión en planta RZ (24%), lo que se explica por la alta excentricidad de masa en planta de la estructura y la aplicación de combinaciones direccionales, las que generan un aumento de la demanda y rigidez de la estructura respecto de la versión vigente.

A pesar del aumento en los periodos, los factores de participación de masa sufren muy poca variación, dando cuenta que la distribución de rigidez en la estructura no se ve modificada significativamente.

Tabla 6-2: Periodos y factores de participación

Estructura	X				Y				Z			
	Vigente		Propuesta		Vigente		Propuesta		Vigente		Propuesta	
	T <sub>n</sub> [s]	F.P.										
Estructura 1 - Hidrociclones	0.27	85%	0.29	80%	0.28	73%	0.3	70%	0.22	50%	0.22	40%
Estructura 2 - Molinos verticales (1)	0.6	78%	0.51	74%	1.1	65%	0.76	62%	0.14	11%	0.13	10%
Estructura 2 - Molinos verticales (2)	0.6	78%	0.57	78%	1.1	65%	1.09	63%	0.14	11%	0.14	12%
Estructura 3 - Chancado secundario	0.22	60%	0.21	43%	0.32	80%	0.31	80%	0.16	21%	0.16	18%
Estructura 4 - Soporte Silo	0.59	93%	0.58	93%	0.6	93%	0.59	93%	0.17	10%	0.17	10%
Estructura 5 - Plataforma tolva	0.34	88%	0.34	88%	-	-	-	-	0.18	35%	0.18	25%
Estructura 6 - Taller de camiones	0.14	61%	0.14	61%	0.34	85%	0.34	85%	0.25	22%	0.25	22%

(1) Valores informados corresponden a diseños efectuados para suelo tipo D

(2) Valores informados corresponden a diseños efectuados para suelo tipo C

### 6.1.1 Demanda y desplazamientos

En la Figura 6-1 a Figura 6-6 se compara la demanda sísmica de las seis estructuras, caracterizadas por espectros de pseudo aceleraciones, tanto para diseño como para evaluación de desplazamientos laterales. Dado que en la mayoría de las estructuras la participación del primer modo es dominante, se utiliza el periodo fundamental como referencia en cada dirección para identificar las ordenadas espectrales asociadas a cada estructura.

En todas las estructuras, excepto en la número dos, las ordenadas espectrales de diseño para el primer modo traslacional sufren muy poca o nula variación entre el diseño vigente y el propuesto. En la estructura dos sobre suelo D las ordenadas espectrales del primer modo difieren significativamente para la dirección Y, debido a la reducción del periodo y que el espectro para suelo D es mayor al espectro para suelo III.

Como se observa en las figuras 6-1 a 6-6 salvo en la estructura 2, en las restantes estructuras los espectros de diseño de ambas versiones de las normas son muy cercanos (comparando ordenadas de un mismo periodo). Si se considera que a excepción de la estructura dos en suelo D, todas sufren variaciones moderadas de sus periodos fundamentales, es natural esperar que los cortes basales sufran moderadas variaciones tal como se observa en la Tabla 6-3. Una excepción a esto son la

estructura 1 y la estructura 2; la primera se debe al aumento de la masa sísmica ya que en la versión propuestas se considera el 25% de la sobrecarga como masa sísmica; mientras que para la estructura 2 en suelo D, el aumento del corte basal obedece a una combinación de factores, cuales son aumento de la masa sísmica, reducción de periodo y que el espectro en suelo D es mayor al espectro en suelo III (incremento en torno a 40% para dirección X y superior al 140% en la dirección Y).

Tabla 6-3: Corte basal para diseño por resistencia

Estructura	Corte basal [kN]				Incremento	
	Vigente		Propuesta		del Corte Basal [kN]	
	V <sub>X</sub>	V <sub>Y</sub>	V <sub>X</sub>	V <sub>Y</sub>	V <sub>X</sub>	V <sub>Y</sub>
Estructura 1 - Hidrociclones	249	232	329	299	32%	29%
Estructura 2 - Molinos verticales - Tubular suelo D	2350	1066	3177	3049	35%	186%
Estructura 2 - Molinos verticales - Tubular suelo C			2613	1047	11%	-2%
Estructura 2 - Molinos verticales - XL suelo D	2304	1250	3249	3031	41%	142%
Estructura 3 - Chancado secundario	448	458	461	455	3%	-1%
Estructura 4 - Soporte Silo	598	586	619	606	4%	3%
Estructura 5 - Plataforma tolva	825	417	820	462	-1%	11%
Estructura 6 - Taller de camiones	161	200	161	200	0%	0%

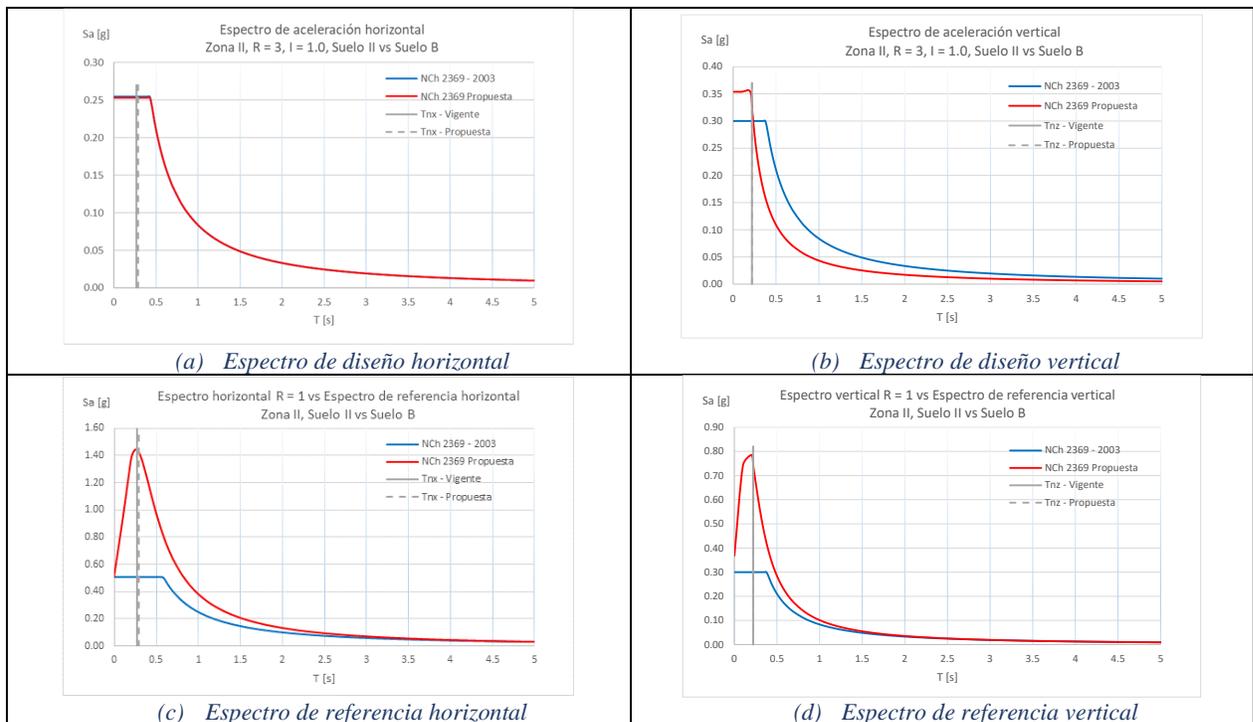


Figura 6-1: Demanda para Estructura 1

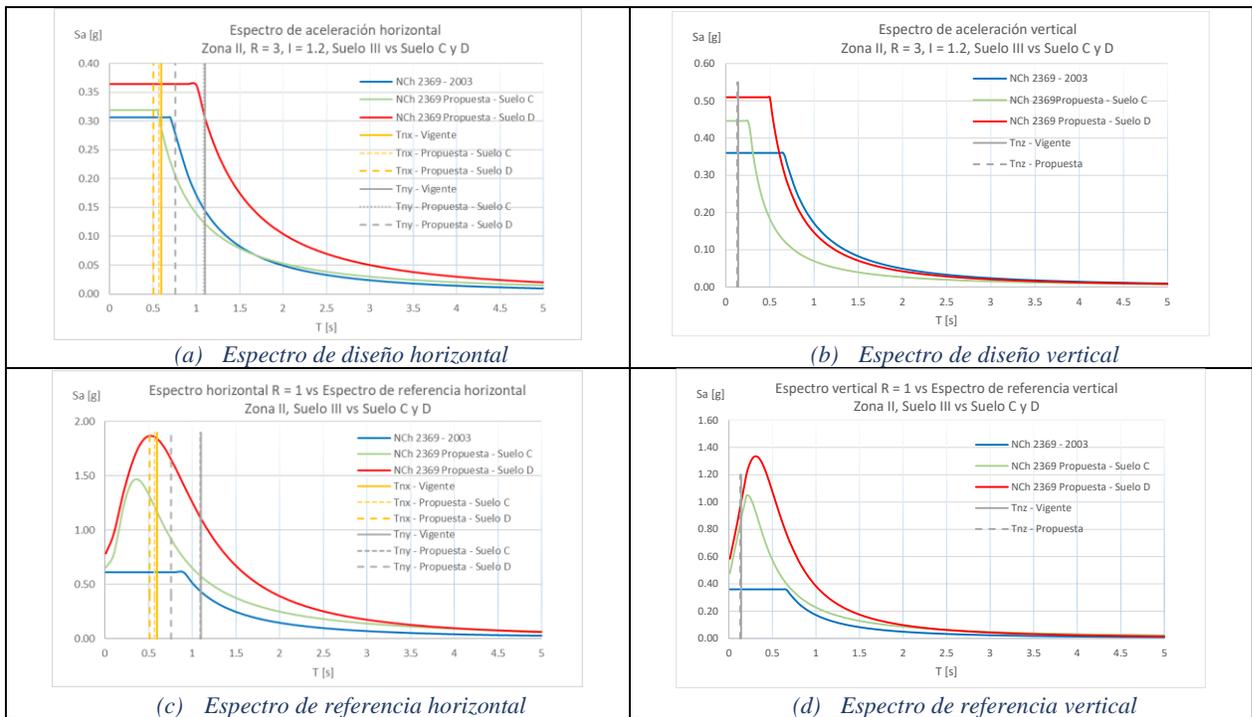


Figura 6-2: Demanda para Estructura 2

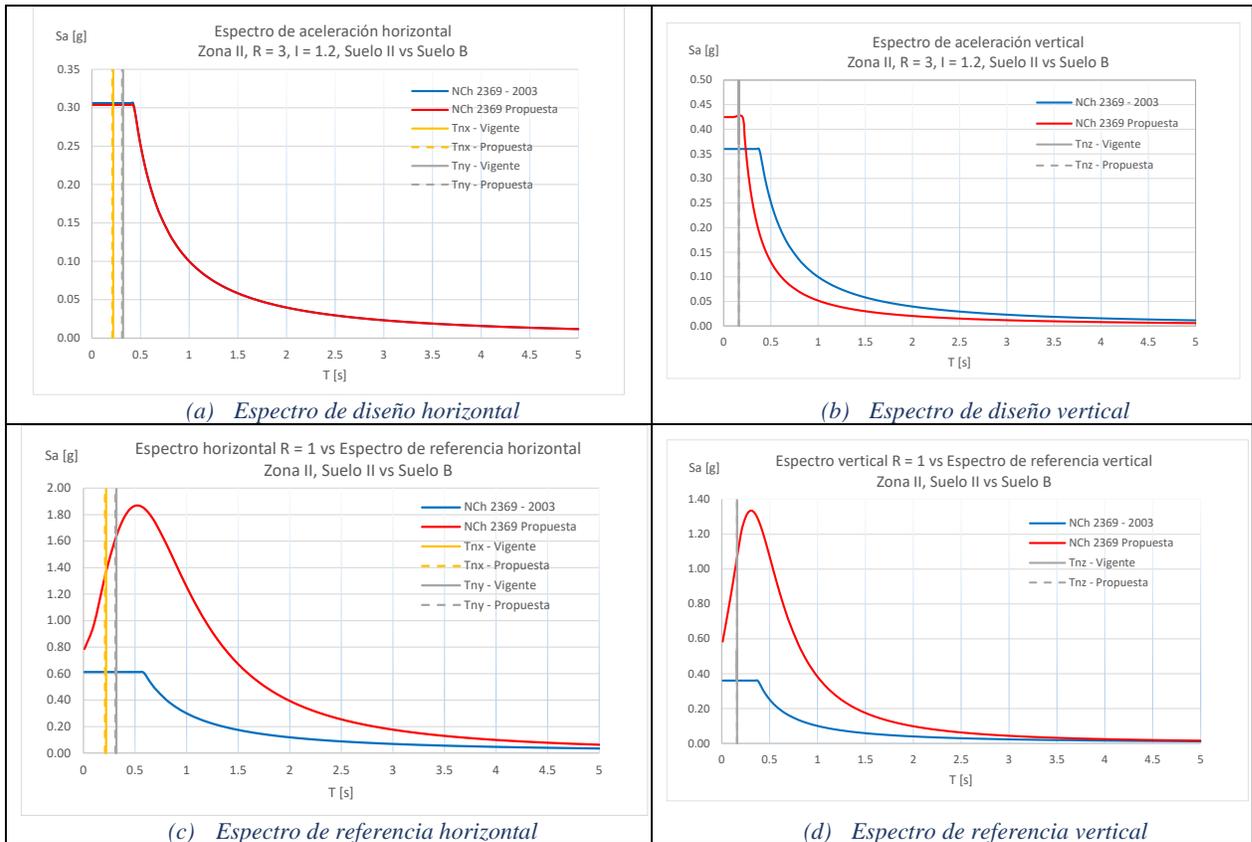


Figura 6-3: Demanda para Estructura 3

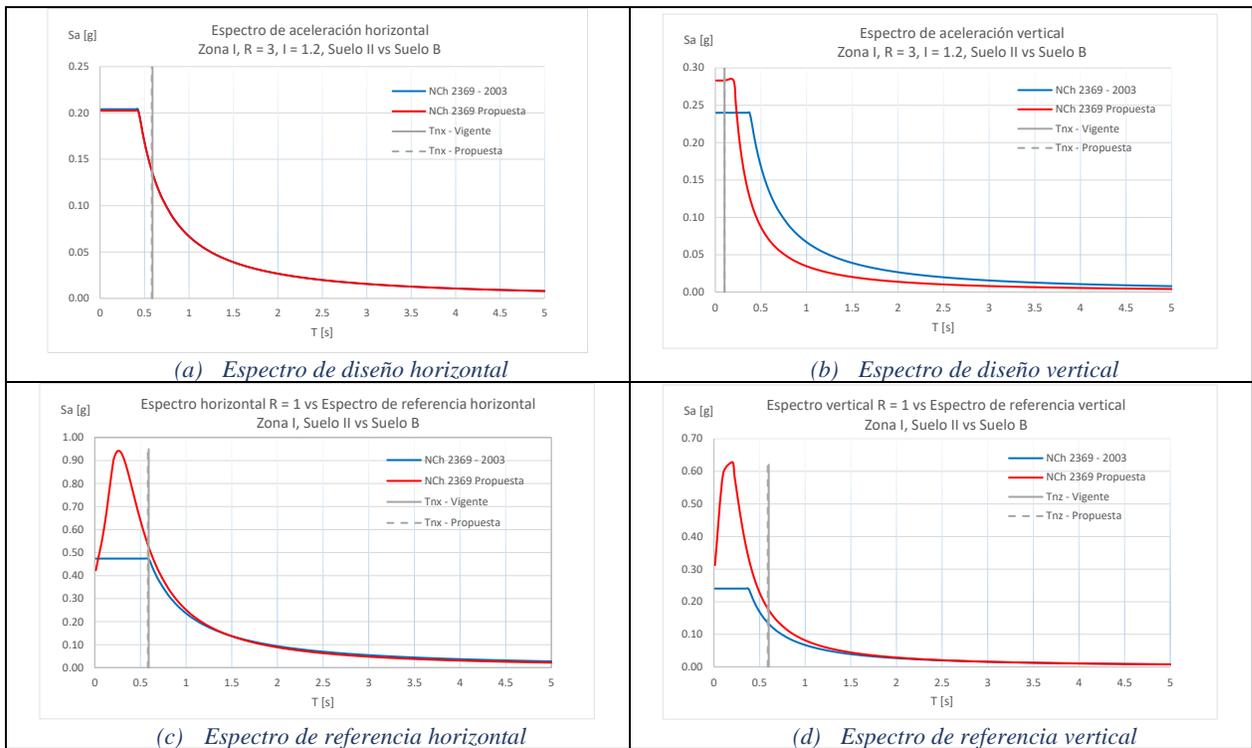


Figura 6-4: Demanda para Estructura 4

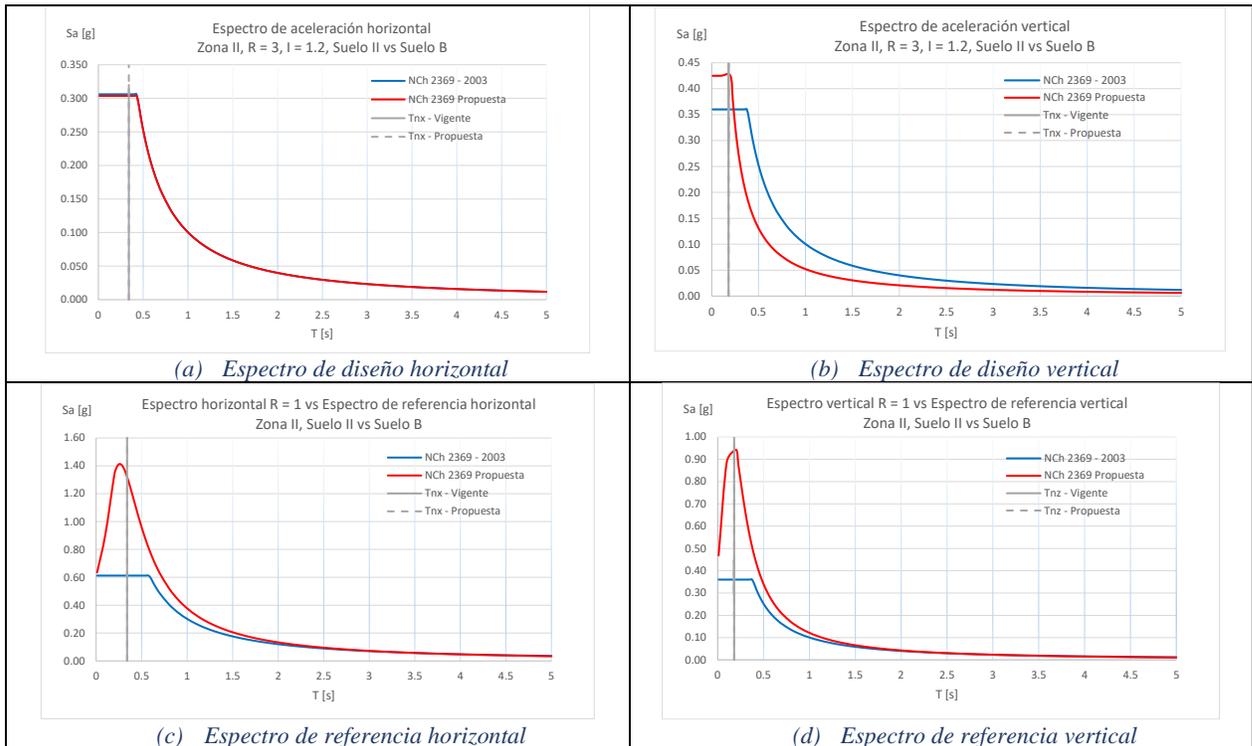


Figura 6-5: Demanda para Estructura 5

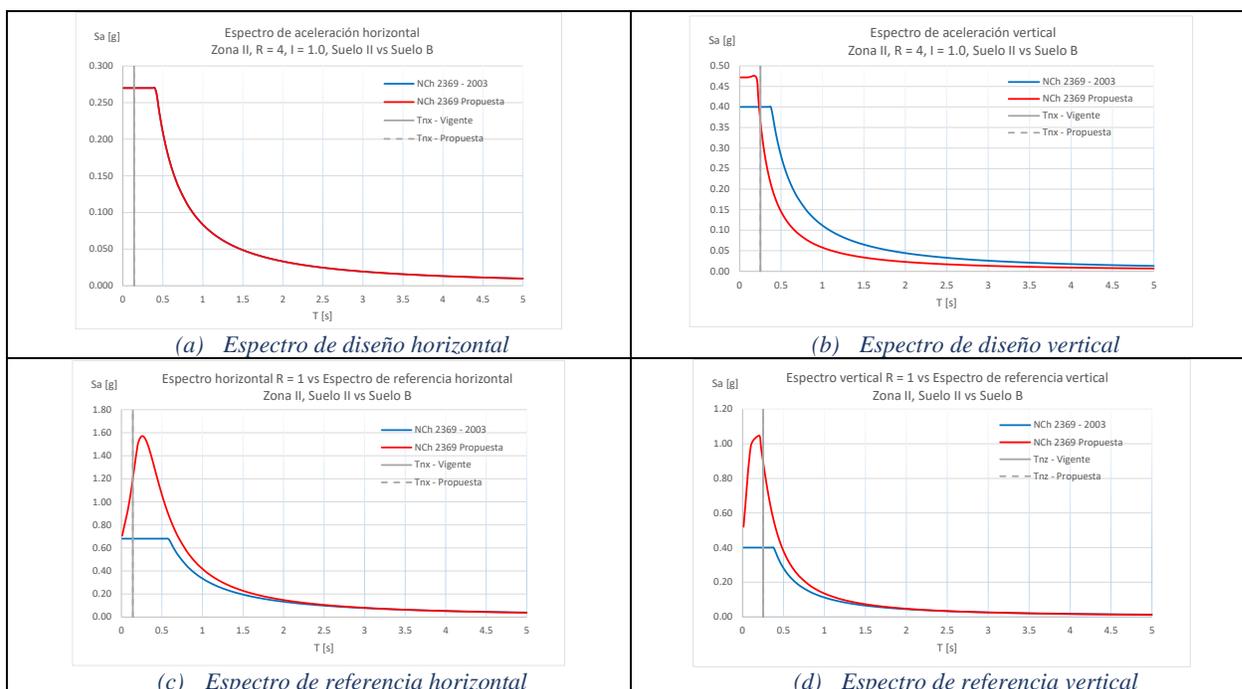


Figura 6-6: Demanda para Estructura 6

A diferencia del espectro de diseño, el espectro de referencia usado para determinar desplazamientos sísmicos presenta ordenadas espectrales mucho mayores que el espectro elástico de diseño (o alternativamente como indica la versión vigente, el espectro de diseño multiplicado por R, con R factor de reducción de la respuesta) como es posible apreciar en la Figura 6-1 a Figura 6-6 (aumento en ordenadas espectrales que varía entre 15% y 182%, dependiendo de la estructura y dirección). La mayor demanda dada por el espectro de referencia, unido al aumento de la masa sísmica de las estructuras generan un aumento en los cortes basales, los que varían entre 18% y 331%.

Producto de los aumentos en la demanda, los desplazamientos sísmicos se ven incrementados entre 25% y 138% en la versión propuesta de las estructuras (ver Figura 6-7). En general los incrementos en el desplazamiento son menores al incremento en el corte basal, lo que se explica principalmente por la mayor rigidez lateral de la estructura sismorresistente.

Tabla 6-4: Corte basal para verificación de deformaciones

Estructura	Corte basal [kN]				Incremento	
	Vigente		Propuesta		del Corte Basal [kN]	
	V <sub>X</sub>	V <sub>Y</sub>	V <sub>X</sub>	V <sub>Y</sub>	V <sub>X</sub>	V <sub>Y</sub>
Estructura 1 - Hidrociclones	747	696	1522	1373	104%	97%
Estructura 2 - Molinos verticales - Tubular suelo D	7050	3198	14581	13796	107%	331%
Estructura 2 - Molinos verticales - Tubular suelo C			10381	4929	47%	54%
Estructura 2 - Molinos verticales - XL suelo D	6912	3750	14739	14053	113%	275%
Estructura 3 - Chancado secundario	1344	1374	2059	2040	53%	48%
Estructura 4 - Soporte Silo	1794	1758	2393	2341	33%	33%
Estructura 5 - Plataforma tolva	2475	1251	3607	1250	46%	0%
Estructura 6 - Taller de camiones	644	800	763	1083	18%	35%

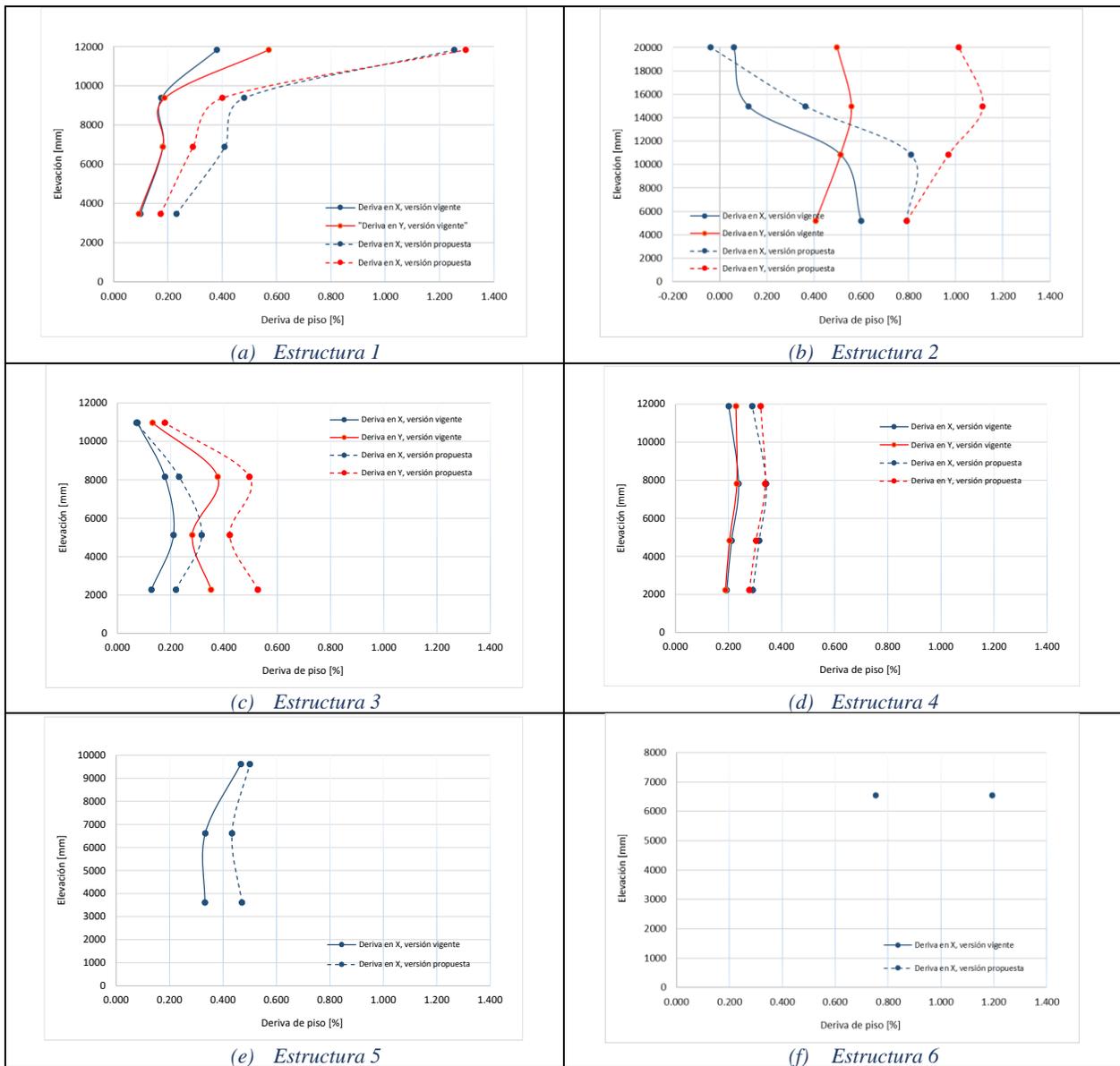


Figura 6-7: Deformación lateral de las estructuras

Además de la diferencia entre los espectros de diseño de las dos versiones de la norma NCh2369, el aumento de la masa sísmica y la reducción de los periodos, la aplicación de las combinaciones direccionales mencionadas en 2.3.1 incrementan la demanda total sobre la estructura, tanto cuando se evalúan desplazamientos como cuando se determina la resistencia requerida por la estructura. Estas combinaciones incluyen el sismo vertical para el dimensionamiento de la estructura y los anclajes, a diferencia de la versión vigente donde el sismo vertical solo es incluido en algunos casos bien definidos cuando se dimensiona la estructura. De este modo las combinaciones direccionales vienen esencialmente a acrecentar las compresiones y tracciones en columnas, diagonales y anclajes.

Un aspecto a destacar sobre las combinaciones direccionales dice relación con el efecto en el dimensionamiento de las estructuras que presentan problemas torsionales como son las estructuras 2 y 3. En particular permiten explicar el aumento de peso de la estructura 2 y el acortamiento de su

periodo para traslación en el eje Y y para la rotación en planta RZ, pues es en la dirección perpendicular a Y (X) en la que la estructura presenta importante excentricidad de masa en el cuarto nivel.

### 6.1.2 Dimensiones de elementos

Como se ha mencionado en el subapartado 6.1.1, la demanda sísmica afecta el dimensionamiento de la estructura y la determinación de los desplazamientos sísmicos. Un aspecto no mencionado antes, que afecta el dimensionamiento es el cambio de factores de carga de 1.1 a 1.4.

Las estructuras diseñadas con la versión propuesta de la norma NCh2369 (INN, 2020) aumentan su peso respecto de los diseños conforme a la versión vigente (INN, 2003), debido a los cambios en la demanda y en los requerimientos de diseño de MAC descritos en el apartado 2.3. La variación del peso total de cada estructura es la indicada a continuación:

- Estructura 1 (Estr. 1), 5%.
- Estructura 2 en suelo D con diagonales tubulares cuadradas (Estr. 2DT), 57%.
- Estructura 2 en suelo C con diagonales tubulares cuadradas (Estr. 2CT), 12%.
- Estructura 2 en suelo D con diagonales tubulares XL (Estr. 2DX), 64%.
- Estructura 3 (Estr. 3), 9%.
- Estructura 4 (Estr. 4), 12%.
- Estructura 5 (Estr. 5), 3%.
- Estructura 6 (Estr. 6), 0%.

El aumento en el peso de las estructuras se debe principalmente a los elementos que forman los MAC, esto es, columnas, diagonales, puntales o vigas. Como se observa en el gráfico de la Figura 6-8, son las columnas las que concentran el incremento de peso de los MAC.

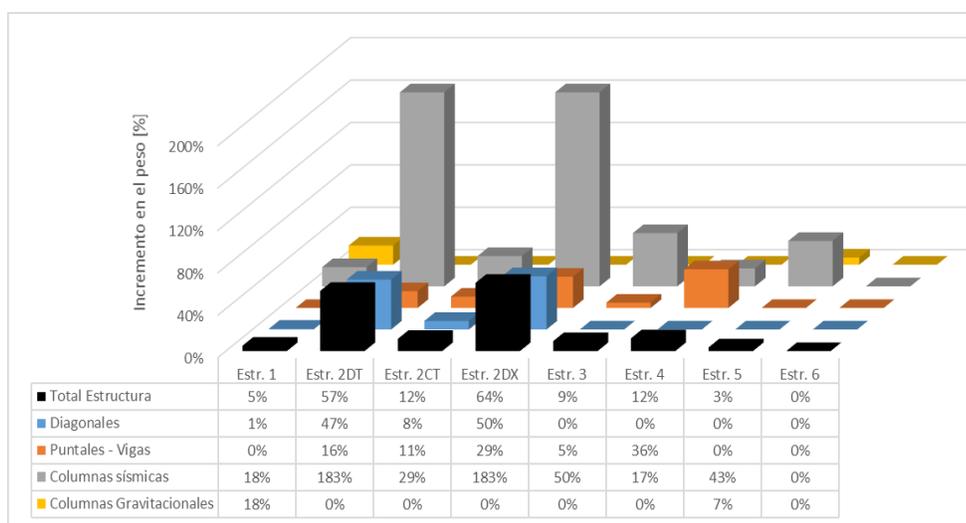


Figura 6-8: Desagregación de la variación en el peso de los elementos por estructura

El dimensionamiento de los elementos sismorresistentes del MAC, no solo se ve afectado por la demanda, también se ve afectado por requerimientos de diseño como  $\sigma_n$ , que la capacidad requerida de puntales o vigas en sistemas arriostrados en X, V y V invertida se determine por el

equilibrio entre la capacidad esperada de la diagonal traccionada y la capacidad residual de la diagonal comprimida; o que se aplique un factor de sobrerresistencia a las columnas ( $0,7 R_1 \geq 2,0$ ).

Si se divide los requerimientos que afectan el dimensionamiento de los elementos sismorresistentes en las cuatro categorías siguiente:

- Capacidad esperada y residual, la que afecta el dimensionamiento de puntales y vigas,
- Sobrerresistencia, que afecta a columnas sísmicas,
- Resistencia requerida, la que viene dada por la conjunción de demanda, combinaciones direccionales, masa sísmica y factores de carga, y que afecta a todos los elementos, pero particularmente a las diagonales sísmicas, y
- Deformaciones sísmicas.

Se genera la desagregación mostrada en la Figura 6-9, donde se evidencia que el criterio de sobrerresistencia es el que controla el aumento de peso en las estructuras. Y en contraposición las limitaciones a la deformación sísmica no tienen efecto en la variación de peso.

En la Figura 6-9 incidencia viene indicar que porcentaje de aumento del peso total de la estructura se debe a la aplicación de un requerimiento normativo dado. Cuanto incide cada requerimiento en el aumento de peso, ha sido evaluado aplicando cada requerimiento por separado y manteniendo fijo el nivel de demanda. La variación total de peso de las estructuras es la debida a la aplicación simultanea de los requerimientos de dimensionamiento.

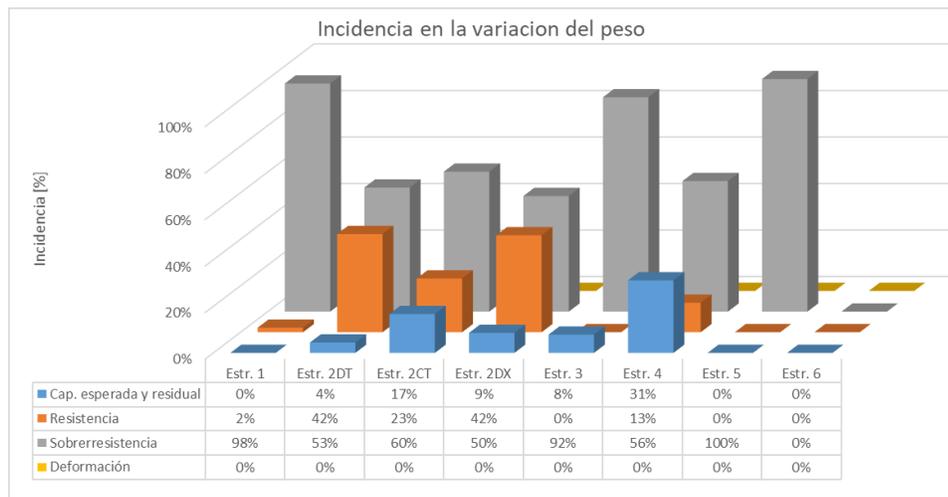


Figura 6-9: Incidencia de los requerimientos de diseño en la variación del peso de la estructura

Es importante destacar que, no se ha evaluado por separado como afecta cada una de las modificaciones a la demanda sísmica el cambio de peso de la estructura, ya que, en todos los casos excepto en la estructura 2 en suelo D, el aumento de la demanda dada por el espectro de diseño es muy contenido. De modo tal que el aumento en la demanda viene principalmente dado por cambio en los factores de carga e inclusión de las combinaciones direccionales y es evaluado en los requerimientos de resistencia, ya que la resistencia requerida no es más que aquella definida por la demanda sísmica.

Por las mismas razones descritas anteriormente para los elementos de los MAC, los pernos de anclaje presentan las siguientes variaciones en su diámetro.

- Estructura 1, 78%.
- Estructura 2 en suelo D con diagonales tubulares cuadradas, 125%.
- Estructura 2 en suelo C con diagonales tubulares cuadradas, 36%.
- Estructura 2 en suelo D con diagonales XL, 125%.
- Estructura 3, 0%.
- Estructura 4, 0%.
- Estructura 5, 65%.
- Estructura 6, 21%.

### 6.1.3 Esfuerzos en las conexiones

Así como el peso y las secciones transversales de los elementos sismorresistentes se incrementa al pasar de la versión vigente a la propuesta de la NCh2369, los esfuerzos en los elementos también sufren incrementos, sin embargo, los esfuerzos para diseño de las conexiones presentan incrementos y reducciones. Esta aparente contradicción se entiende al examinar los criterios establecidos en cada versión de la norma, resumidos en la siguiente tabla.

Tabla 6-5: Criterios para el dimensionamiento de conexiones de los elementos de un MAC

Elemento	Versión Vigente	Versión Propuesta
Diagonales sísmicas	100 % de la capacidad en tracción en la sección bruta	Mínimo entre capacidad esperada en tracción y en compresión, y capacidad requerida determinada amplificando el estado de carga sísmico por 0.7 $R_1 = 2.1 > 2.0$
Empalme de Columnas	Criterio 1: Fuerzas de diseño obtenida de las combinaciones de carga amplificando el estado de carga sísmico por 2. <b>(1)</b> Criterio 2: 100% de la capacidad de la sección bruta. <b>(1)</b>	Mínimo entre capacidades esperadas y capacidad requerida determinada amplificando el estado de carga sísmico por 0.7 $R_1 = 2.1 > 2.0$
Puntal de MAC	100 % de la capacidad en tracción en la sección bruta. <b>(2)</b>	Mínimo entre capacidades esperadas y capacidad requerida determinada amplificando el estado de carga sísmico por 0.7 $R_1 = 2.1 > 2.0$ . Este mínimo debe ser mayor a la mitad de las capacidades esperadas.
Viga de MAC	100% de la capacidad de corte. <b>(2)</b>	

(1) Dado que en la industria en lugar del criterio normativo se usa el 100% de la capacidad de la columna, también es evaluado este criterio alternativo.

(2) Criterio usado en la industria, no explícito en la norma

En la Figura 6-10 y Figura 6-11 se resume la variación en los esfuerzos de diseño de las conexiones. Las figuras muestran para cada estructura el incremento porcentual máximo y mínimo para las diagonales, puntales o vigas y columnas de los MAC. En los gráficos valores positivos representan un incremento y valores negativos una disminución del esfuerzo en los diseños según la versión propuesta de la norma versus la versión vigente de ella. El detalle de la información contenida en la figura se encuentra en el anexo G.

Para las diagonales se compara la resistencia requerida de la conexión en compresión y tracción, a pesar de que en la versión vigente de la NCh 2369 solo se hace mención a la capacidad en tracción

del elemento, ya que en la versión propuesta (8.6.8, INN, 2020) se hace referencia a las capacidades en tracción y compresión. En la Figura 6-10(a) y (b) se aprecia que excepto para la estructura 2 en suelo D, el incremento en los esfuerzos de diseño de conexión para las diagonales es moderado (menor al 50%), observándose incluso disminución principalmente en el esfuerzo de tracción. Estos relativamente moderados aumentos en los esfuerzos se explican teniendo en cuenta que para las estructuras 1, 5, 6 las diagonales no varían su sección transversal y que en las estructuras 2 en suelo C, 3 y 5 el aumento de sección transversal en las secciones transversales es acotado. Es más en la estructura 3 solo dos pares de diagonales aumentan su sección al pasar de la versión vigente a la propuesta.

Una situación distinta se observa en las diagonales de la estructura 2 en suelo D, donde los distintos factores descritos en los subapartados anteriores producen aumento de significativo de las secciones transversales (entre el doble y el triple en la dirección Y y en torno al 30% en la dirección X). De este modo estos elevados incrementos obedecen a las particularidades de la estructura 2 y al situarla en suelo D.

Respecto de las diagonales, se puede decir que los criterios provistos por la versión propuesta de la norma (INN, 2020) para determinar las fuerzas de diseño de las conexiones resultan ser más racionales que los dados en la versión vigente, ya que no solo usa las capacidades (esperadas) de los elementos, sino que permite el uso de los esfuerzos obtenidos de combinaciones de carga (amplificando el estado de carga sísmico). De este modo se evita sobredimensionar las conexiones, cuando el nivel de sollicitación a que están sometidas es reducido y su disposición ha quedado definida por criterios de esbeltez.

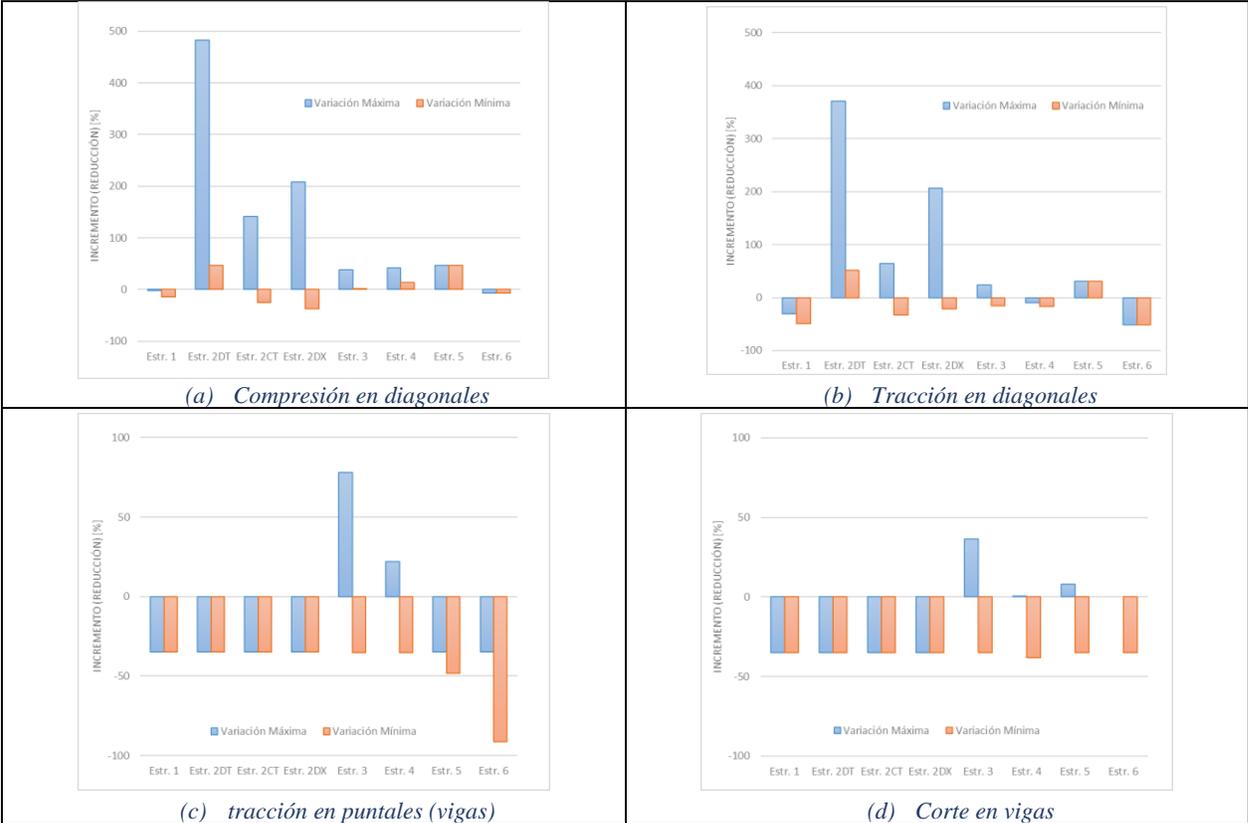


Figura 6-10: Incremento (disminución) en fuerzas para el diseño de conexiones de diagonales y puntales

En todas las estructuraciones las vigas perimetrales de las plataformas que forman parte de los MAC son los puntales del sistema arriostrado, excepto en la estructura 6, donde a nivel de los puntales no existe plataforma. Como las vigas poseen conexiones de corte a las columnas y actúan como puntales, en los gráficos se compara para estos elementos el esfuerzo de corte y el de tracción. No se incluye la compresión pues por lo general la tracción controla el diseño de la conexión.

En los puntales se observa reducción en los esfuerzos de tracción y corte para el diseño de la conexión. La reducción se explica por qué las fuerzas de diseño de conexiones no solo se determinan usando la capacidad (esperada) de los elementos, se obtienen de las combinaciones de carga con el estado sísmico amplificado, esto permite contar con esfuerzos reducidos respecto de la versión vigente ya que las vigas y puntales usualmente presentan una baja relación entre sollicitación y capacidad.

En la [Figura 6-11](#) se muestra la variación en los esfuerzos de diseño de los empalmes de columnas, aunque solo las estructuras 2 y 3 requieren empalme de columnas. Cabe mencionar que se consideran los esfuerzos máximos ya que no se define a priori la posición de los empalmes. La figura, en las gráficas de la izquierda compara la versión propuesta contra la vigente, si se adopta el criterio 1 descrito en la [Tabla 6-5](#) y en las gráficas de la derecha la comparación es efectuada usando el criterio 2 descrito en la citada tabla.

A pesar de que los empalmes de conexión no quedan definidos por compresión, se compara este esfuerzo para dar completitud a la comparación.

Adoptar el criterio 1 o 2 genera resultados muy disimiles, lo que se explica recordando que el criterio 1 (normativo) hace uso de los esfuerzos obtenidos del análisis de la estructura con el estado de carga amplificado por 2, esto genera que en estructuras donde la sollicitación de las columnas es reducida se aprecie un excesivo aumento en los esfuerzos de diseño del empalme como en el caso de la estructura 6 en compresión o estructuras 1 y 2 para momento flector. Esto también permite explicar que casi exclusivamente se observe incrementos en las fuerzas de diseño del empalme.

Cuando se adopta el segundo criterio (industria) se tiene aumento y disminución en los esfuerzos de diseño de conexiones. En aquellos casos donde las columnas aumentan la sección transversal, 50% o menos (estructuras 1, 2 en suelo C, 3, 4, 5, 6) se tiene principalmente disminución en los esfuerzos y cuando se registra aumentos estos son inferiores al 40%. Al observar la estructura 2 en suelo D, como las secciones transversales de las columnas casi se triplican resulta razonable observar aumento en los esfuerzos superiores al 100%, sin embargo, el aumento de esfuerzos es significativamente inferior al aumento de las secciones transversales, principalmente por la posibilidad que otorga la versión propuesta de usar los esfuerzos a partir de las combinaciones de carga amplificando el esfuerzo sísmico por  $0.7R_1$ .

Conforme al primer criterio la versión vigente solo genera aumentos en los esfuerzos para el diseño de conexiones, pero según el segundo criterio, cual es el usado en la práctica se tiene más bien disminuciones en los esfuerzos si se compara estos sobre una misma sección transversal. Así el criterio normativo propuesto viene evitar el sobredimensionamiento de los empalmes en columnas.



Figura 6-11: Incremento (disminución) en fuerzas para el diseño de empalme de columnas

## 6.2 Resultados de los análisis no lineales.

En este apartado se analiza y compara el comportamiento de las estructuras cuando son sometidas a análisis no lineal estático.

En el capítulo anterior, se resumió los resultados de los análisis estáticos no lineales conducidos para caracterizar el comportamiento de las estructuras y determinar los parámetros de desempeño usando el método de espectro de capacidad descrito en ATC40 con las mejoras de este definidas

en FEMA440 (2005). La metodología permite obtener la demanda de ductilidad,  $\mu$ , de cada estructura y una estimación del factor de modificación de la respuesta,  $R$ .

### 6.2.1 Desempeño general de las estructuras

Los análisis estáticos no lineales, han sido desarrollados en cada una de las direcciones principales ortogonales, tanto en el sentido como positivo como negativo para patrones de carga que siguen la forma del primer modo en cada dirección traslacional. Para la estructura 4 se ha desarrollado análisis en la dirección diagonal, dado que esta dirección es aquella que impone mayor demanda a anclajes y columnas. En la estructura 2 también se evalúa un patrón de cargas según el segundo modo en la dirección Y, ya que en esta dirección el primer modo posee un factor de participación en torno al 65%.

Dependiendo de la estructura, versión de norma y dirección de análisis, se desarrollan modos de falla a distintas derivas de techo (mayores a aquellas en que se registra el corte máximo de cada estructura). Donde a una deriva de 3% o superior no se genera un modo de falla, se ha considerado el 3% como un límite para un modo de falla no simulado, ya que derivas superiores a este límite son incompatibles con el sistema estructural de marco arriostrado concéntrico. Además, según lo observado a altas derivas una vez todos los paneles diagonalizados de un nivel ven reducida la capacidad de carga, se desarrollan otros mecanismos estructurales por lo que las estructuras transportan la carga, como se describe para las estructuras 2, 3, 4 y 5 y como se ilustra en la Figura 5-63. En la Tabla 6-6, se resume los modos de falla registrados y se indica la deriva a la cual han sido registrados.

Los modos de falla declarados corresponden a alcanzar: la capacidad esperada en flexión en las vigas ( $M_{pe}$  viga), la capacidad esperada en flexión en las columnas ( $M_{pe}$  col), elongación máxima o de rotura en los pernos (Elong per), problemas de convergencia del modelo (converg). Que algún elemento de la estructura alcance la capacidad esperada en flexión no necesariamente implica la falla del elemento, sin embargo, se ha considerado como modo de falla, ya que, por ejemplo, en el caso de vigas arriostramientos en V o V invertida esta condición genera una pérdida significativa en la resistencia del sistema de arriostramiento. Algo similar ocurre en el caso de la capacidad esperada en flexión en las columnas, esta condición no se gatilla en todas las columnas simultáneamente y no implica el colapso de la estructura, pero su desarrollo usualmente se observó asociado a un cambio el sistema sismo resistente de marco arriostrado concéntrico a marco de momento con viga enrejada, debido a la pérdida de resistencia de los paneles arriostrados de un nivel.

Un aspecto común a todos los análisis estáticos no lineales (versión vigente y propuesta) es que los máximos de la respuesta de la estructura (corte máximo) quedan condicionado por la máxima carga en las diagonales, a excepción de la estructura 1 donde la falla en los pernos de anclaje condiciona el corte máximo del sistema.

En términos generales el pandeo en las diagonales que controlan el comportamiento de la estructura (usualmente el primer nivel, paneles críticos), se alcanza entre los 0.2% y 0.5%. Las diagonales de niveles superiores tienden a pandear posteriormente a aquellas de los paneles críticos y en algunos casos una vez que alcanzan su carga máxima, la mantienen por un cierto nivel de deriva para luego perder resistencia y alcanzar su resistencia residual.

Al comparar el comportamiento de la estructura diseñada con la versión propuesta y vigente, se observa que es cualitativamente similar, esto es, el orden de pandeo de las diagonales es el mismo, los máximos de capacidad de la estructura quedan definidos por el comportamiento de las diagonales y los modos de falla son salvo excepciones los mismos. En términos cuantitativos en las versiones vigentes las derivas a las que se presentan los modos de falla aumentan, por ejemplo, en la estructura 3 la capacidad esperada en flexión de las vigas de arriostamientos en V invertida, para análisis en la dirección X, se alcanza a 0.47% de deriva en la versión vigente versus 0.74% en la versión propuesta.

Tabla 6-6: Modos de falla observados

Estructura		Versión	Dirección de análisis					
N°	Diagonal		PO+X	PO-X	PO+Y	PO-Y	PO+Y2 / PO+D	PO-Y2 / PO-D
1	Tubular	Vigente	1.16%	1.16%	1.22%	1.20%	-	-
		Propuesta	1.24%	1.2	1.18	1.18	-	-
2 - D	Tubular	Vigente	M <sub>pe viga</sub> - 1%	Elong. Per.- 0.84%	M <sub>pe col</sub> - 0.97%	M <sub>pe col</sub> - 1.29%	M <sub>pe col</sub> - 0.67%	M <sub>pe col</sub> - 0.58%
		Propuesta	M <sub>pe col</sub> - 0.90%	M <sub>pe col</sub> - 0.90%	No	M <sub>pe col</sub> - 1.14%	No	M <sub>pe col</sub> - 0.78%
2 - C	Tubular	Vigente	M <sub>pe viga</sub> - 1%	Elong. Per.- 0.84%	M <sub>pe col</sub> - 0.97%	M <sub>pe col</sub> - 1.29%	M <sub>pe col</sub> - 0.67%	M <sub>pe col</sub> - 0.58%
		Propuesta	M <sub>pe col</sub> - 1.09%	M <sub>pe col</sub> - 0.84%	M <sub>pe col</sub> - 1.34%	M <sub>pe col</sub> - 1.34%	M <sub>pe col</sub> - 0.40%	M <sub>pe col</sub> - 0.40%
2 - D	XL	Vigente	M <sub>pe col</sub> - 1.09%	M <sub>pe col</sub> - 1.18%	M <sub>pe col</sub> - 1.10%	M <sub>pe col</sub> - 1.16%	M <sub>pe col</sub> - 0.63%	M <sub>pe col</sub> - 0.89%
		Propuesta	M <sub>pe col</sub> - 1.28%	No	M <sub>pe col</sub> - 1.5%	M <sub>pe col</sub> - 2.5%	M <sub>pe col</sub> - 0.86%	M <sub>pe col</sub> - 0.82%
3	Tubular	Vigente	M <sub>pe viga</sub> - 0.47%	M <sub>pe viga</sub> - 0.44%	M <sub>pe viga</sub> , P <sub>u</sub> Diag- 0.40%	M <sub>pe viga</sub> , P <sub>u</sub> Diag- 0.36%	-	-
		Propuesta	M <sub>pe viga</sub> - 0.74%	M <sub>pe viga</sub> - 0.44% (1)	M <sub>pe viga</sub> , P <sub>u</sub> Diag- 0.39%	Converg. 0.36%	-	-
4	Tubular	Vigente	Elong. Per. - 4.4%	Elong. Per. - 5.5%	Elong. Per. - 5.5%	Elong. Per. - 6.4%	Elong. Per. - 1.13%	Elong. Per. - 1.13%
		Propuesta	Elong. Per. - 3.9%	Elong. Per. - 4.6%	Elong. Per. - 6%	Elong. Per. - 6%	Elong. Per. - 1.62%	Elong. Per. - 1.60%
5	Tubular	Vigente	No	No	-	-	-	-
		Propuesta	No	No	-	-	-	-
6	Tubular	Vigente	Frac. Diag - 0.65%	Frac. Diag - 0.69%	-	-	-	-
		Propuesta	Frac. Diag - 0.65%	Frac. Diag - 0.69%	-	-	-	-

(1) Estructuras 5 y 6 solo se analizan no linealmente en el plano del MAC.

(2) En aquellos casos donde no se indica modo de falla, el análisis se detiene a 3% de deriva.

Otro aspecto interesante de observar es la elongación en los pernos de anclaje, ya que estos son el mecanismo que moviliza, de forma temprana, un mayor grado de no linealidad en la estructura. Como menciona Zúñiga (2017), pernos de anclaje pequeños implican que la fractura se produzca a bajas derivas, mientras que pernos de anclaje muy grandes se mantienen en el rango lineal elástico, generando que la estructura desarrolle la no linealidad.

Como se aprecia en la Tabla 6-7, solo la estructura 1 y 4, para análisis en la dirección diagonal logran alcanzar la elongación de rotura a derivas de techo inferiores a un 3%. En el resto de las estructuras los pernos se mantienen en el rango lineal.

Tabla 6-7: Elongación en los pernos

Estructura		Versión	Cantidad	Perno		Elongación según la dirección de análisis [%]					
N°	Diagonal			Diámetro	Largo	PO+X	PO-X	PO+Y	PO-Y	PO+Y2 / +D	PO-Y2 / -D
Est 1	Tubular	Vigente	4	3/4	300	20.0%	20.0%	20.0%	20.0%	-	-
		Propuesta	4	1	300	20.0%	20.0%	20.0%	20.0%	-	-
Est 2DT	Tubular	Vigente	8	1 1/2	370	0.3%	20.0%	0.4%	0.4%	1.0%	1.3%
		Propuesta	8 (10)	2.25 (2 3/4)	540 (660)	0.1%	0.1%	0.2%	0.2%	0.1%	0.1%
2CT	Tubular	Vigente	8	1 1/2	370	0.3%	20.0%	0.4%	0.4%	1.0%	1.3%
		Propuesta	8	1 3/4	420	0.1%	0.2%	0.7%	1.1%	0.1%	0.0%
2DX	XL	Vigente	8	1 1/2	370	0.1%	14.6%	2.5%	1.0%	0.2%	0.1%
		Propuesta	8 (10)	2.25 (2 3/4)	540 (660)	0.1%	0.2%	0.4%	0.2%	0.2%	0.1%
Est 3	Tubular	Vigente	4	3/4	300	2.3%	0.5%	0.7%	0.7%	-	-
		Propuesta	4	3/4	300	8.0%	2.1%	0.6%	0.9%	-	-
Est 4	Tubular	Vigente	4	3/4	300	9.3%	7.7%	9.0%	8.3%	20.0%	20.0%
		Propuesta	4	3/4	300	11.0%	9.1%	8.8%	8.6%	20.0%	20.0%
Est 5	Tubular	Vigente	4	7/8	290	0.2%	0.2%	-	-	-	-
		Propuesta	4	1 1/8	300	0.1%	0.1%	-	-	-	-
Est 6	Tubular	Vigente	4	1 1/4	300	0.1%	0.1%	-	-	-	-
		Propuesta	4	1 3/8	330	0.1%	0.1%	-	-	-	-

Como ya se mencionó para determinar los parámetros de desempeño se usó el método del espectro de capacidad teniendo como demanda la definida por el espectro de referencia definido en la versión vigente (Ec 5-9.5 INN, 2020). Se ha usado el espectro de referencia ya que este tiene por objetivo representar un nivel razonable de la amenaza sísmica esperada a diferencia del espectro de diseño que tiene por objetivo definir las fuerzas sísmicas para propósitos de diseño estructural. A pesar de lo anterior, en casos como la estructura 2 en suelo D y la estructura 3 en la dirección Y, la demanda dada por el espectro de referencia es muy elevada para la capacidad de la estructura y no permite la definición de un punto de desempeño, como se discutió en la sección 5.3.1 y como se ilustró en la Figura 5-25, razón por la cual, en este caso se adoptó la demanda definida por el espectro de diseño elástico definido en la versión propuesta de la NCh2369 (INN, 2020).

Como es posible apreciar en la Figura 6-12, todas las estructuras, excepto la número 2 (en suelo D) ven aumentada su capacidad de corte debido al aumento de sección transversal de los elementos que componen los MAC. La estructura 6 no presenta variación en el corte y en los restantes parámetros de desempeño debido a que el diseño de esta quedó determinado por combinaciones no sísmicas. El aumento en los cortes máximos es consistente con las variaciones en peso de los elementos de los MAC, así se explica que las estructuras 1, 2 en suelo C, 3, 4 y 5 exhiban discretos incrementos (menor a 12%), pero que la estructura 2 en suelo D sean del orden de 60%, debido a las razones descritas en el apartado 6.1 y principalmente al aumento en la demanda.

Al observar el factor de sobrerresistencia,  $\Omega$ , las estructuras diseñadas con la versión propuesta presentan aumentos y disminución en este parámetro de desempeño respecto de la versión vigente. Las variaciones son reducidas y las disminuciones se explican principalmente por el aumento del peso sísmico debido al aporte de la sobrecarga.

Resulta interesante observar que para las estructuras 2 y 5 la sobrerresistencia,  $\Omega$ , es cercana a 2.1, cual es el factor de sobrerresistencia ( $0.7R_1$ ) introducido por la versión propuesta de la NCh 2369 para determinar la resistencia requerida de las columnas. Sin embargo, en estas estructuras los máximos de corte en las curvas pushover se producen cuando algunas diagonales alcanzan sus máximos de carga axial, y no necesariamente obedecen a la mayor capacidad provista a las columnas. En la estructura 3 la mayor sobrerresistencia se entiende por la mejora en el desempeño de las vigas de sistemas de V invertida (el aumento). En la estructura 4 la mayor sobrerresistencia se entiende por el bajo nivel de demanda (zona sísmica 1 y suelo II) y diagonales dispuestas por requerimientos de esbeltez. Para la estructura 6, el alta sobrerresistencia se debe a que las combinaciones que consideran viento controlan el diseño y lo reducido de la sollicitación sísmica.



Figura 6-12: Factores de desempeño

De manera similar a la sobrerresistencia, la demanda de ductilidad,  $\mu$ , obtenida a partir del espectro de capacidad presenta tanto disminución (4 casos) como aumento (3 casos) al comparar los diseños

según la versión propuesta con la versión vigente. Las disminuciones no necesariamente significan que las estructuras vean disminuida su capacidad de incursionar en inelásticamente. Para explicar el fenómeno se compara el espectro de capacidad (ATC40 y FEMA440) y la linealización de la curva pushover (FEMA P695) para la estructura 1 en la dirección positiva de X.

En la Figura 6-13 se muestra los espectros de capacidad de la estructura para la dirección positiva de X para la versión vigente y propuesta de la estructura 1, en ella se aprecia que, aunque la versión propuesta alcanza un mayor nivel de carga y una incursión inelástica similar a la versión vigente debido a la mayor capacidad de la estructura, la demanda de ductilidad se ve reducida.

La similar capacidad de incursionar no linealmente de las dos versiones de la estructura 1 queda mejor reflejada en la Figura 6-14, donde se muestra la aproximación bilineal de las curvas pushover conforme a FEMA P695. Esta disparidad entre la demanda de ductilidad y el potencial de incursionar no linealmente se tiene en todas las estructuras. Para graficar esto en la Tabla 6-8 se muestra los valores promedio de la ductilidad de la estructura conforme a FEMA P695.

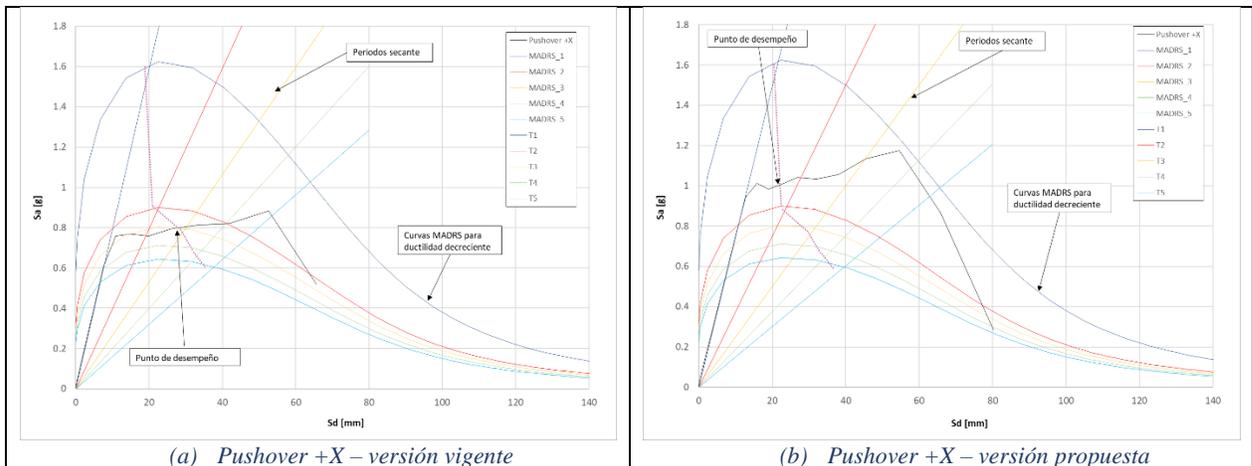


Figura 6-13: Comparación de espectros de capacidad – Estructura 1

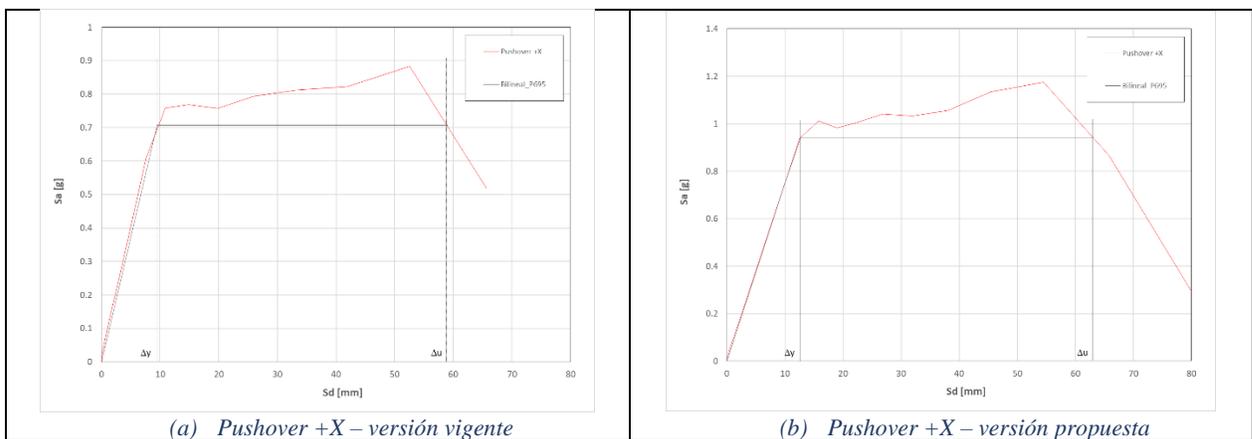


Figura 6-14: Comparación pushover linealizado – Estructura 1

Tabla 6-8: Ductilidad según FEMA P695

Estructura	Promedio	
	Vigente	Propuesta
1	6.6	4.9
2D - Tubular	1.9	1.7
2C - Tubular	1.9	2.0
2D - XL	2.0	1.6
3	1.7	1.7
4	3.9	4.1
5	2.5	2.6
6	6.1	6.1

La conjunción del factor de sobrerresistencia,  $\Omega$ , con el factor de ductilidad  $R_{\mu}$  dependiente de la demanda de ductilidad,  $\mu$ , entrega una aproximación al factor de reducción de la respuesta,  $R$ , dado por la Ec. 2-40. En la Figura 6-12 se compara el factor de reducción de la respuesta de las estructuras entre ambas versiones (vigente y propuesta) y se observa en términos generales una disminución de los factores de reducción. Es interesante observar que en aquellas estructuras (1, 3, 4, 5 y 6) donde no existe gran excentricidad en la distribución de masa en planta, ni irregularidades en la distribución de rigidez, el factor de reducción de la respuesta obtenido en ambas versiones de las estructuras es superior al usado para el diseño de la estructura ( $R = 3$  excepto estructura 6 donde se usa  $R=4$ ).

Aunque la norma NCh 2369 en sus dos versiones especifica un factor  $R = 5$  para marcos arriostrados con anclajes dúctiles, en este trabajo se ha adoptado  $R = 3$  en todos los diseños, exceptuando la estructura 6 en la cual se ha adopto  $R=4$ . Un factor de modificación de la respuesta,  $R = 3$ , es usualmente usados en la práctica ingenieril, es más, para varias de las estructuras estudiadas estos valores fueron especificados en los criterios de diseño originales de proyecto.

Si bien la norma chilena permite el uso de  $R = 5$ , en distintas ocasiones se adopta valores menores de  $R$ , debido a los requerimientos de diseño de equipos, sistemas de cañerías u otros.

Respecto de lo mencionado en el párrafo anterior, es importante tener en consideración, que la norma NCh 2369 clasifica de forma general los marcos arriostrados concéntricamente sin distinguir entre marcos comunes o especiales y que permite usar la referencia ANSI/AISC 341 (AISC, 2010b), cuando el sistema estructural no es incluido explícitamente en la norma (Tabla 5.6, INN, 2020), usando así un factor  $R$  justificado por medio del estado del arte y de la práctica.

Adicionalmente, en el comentario al acápite 8.6 la versión vigente de la NCh2369 (INN, 2020) se menciona que “si se compara directamente el desempeño teórico esperado de un MAC chileno contra su equivalente de la referencia ANSI/AISC 341-10, las incursiones inelásticas esperadas son mayores a que las correspondiente a un marco común y menores que las correspondientes a un marco especial”, sin embargo, los requerimientos de diseño locales se condicen con la estructuración de marco arriostrado ordinario de la referencia Norteamérica (AISC, 2010b), para la cual se especifica  $R = 3.25$ .

Conforme a lo observado en la Figura 6-12, los factores de modificación de la respuesta obtenidos de los análisis no lineales son superiores a los usados en la determinación de las cargas sísmicas, excepto aquellas estructuras que presentan problemas de torsión en planta, como es la estructura 2, donde el factor R es inferior y queda esencialmente definido por la sobrerresistencia de la estructura.

Cabe hacer notar que las estructuras 1, 4, 5 y 6 son estructuras muy regulares en la distribución de rigidez y masa, tanto en elevación como en planta y que, por el contrario, la estructura 2 presenta irregularidad en la distribución de masa y rigidez en planta y elevación. Así a primera vista, se puede decir que, aquellas estructuras donde se satisface requerimientos de regularidad, sería aplicable un factor R superior a 3, mientras que, en estructuras donde se tienen irregularidad de la distribución de masa y rigidez se debería aplicar un R inferior a 3. Esta observación debe ser revisada cuidadosamente y complementada con mayores estudios que permitan una evaluación más adecuada del factor de modificación de la respuesta aplicable a estructuras con problemas torsionales.

Un caso aparte es la estructura 3 donde se desarrollan problemas torsionales en el rango no lineal debido a que ella posee irregularidad en la distribución de masa, pero mucho menos acentuada que la estructura 2 y bajo nivel de redundancia en uno de sus ejes. Este caso sugiere la necesidad de desarrollar estudios que direccionen como atender o resolver problemas de irregularidades en distribución de rigidez, tales como baja redundancia en uno o más ejes resistentes a través de requerimientos normativos.

Es importante destacar que, de haber usado  $R = 5$  en el dimensionamiento de las estructuras, tanto la demanda como las dimensiones de los elementos habrían sufrido una disminución (ver Tabla 6-9 a 6-11). Ahora bien, si se considera que:

- La disminución de la demanda (corte basal de diseño) es aproximadamente proporcional a la disminución de la ordenada espectral del primer modo, ya que, en general las estructuras presentan alto factor de participación en el primer modo en cada dirección de análisis (La Figura 6-15, procura ilustrar la disminución de la demanda al presentar los espectros de diseño para  $R=3$  y  $R=5$ ), y que
- Los máximos de capacidad de las estructuras quedan definidos principalmente por el comportamiento de las diagonales, permitiendo estimar grosso modo la disminución en el corte máximo que la estructura puede alcanzar a partir de la disminución de la sección transversal de las diagonales sismorresistentes. En particular a partir de la capacidad esperada en compresión,  $P_{ne}$ .

Se tiene que el uso de  $R=5$  genera menores cortes basales de diseño y máximo. La Figura 6-16 compara las estimaciones de disminución, evidenciando que predomina la reducción del corte de diseño por sobre el corte máximo, lo que provoca aumentos en la sobrerresistencia de las estructuras cuando estas son diseñadas para  $R=5$  en vez de  $R=3$ , como se grafica en la Figura 6-17.

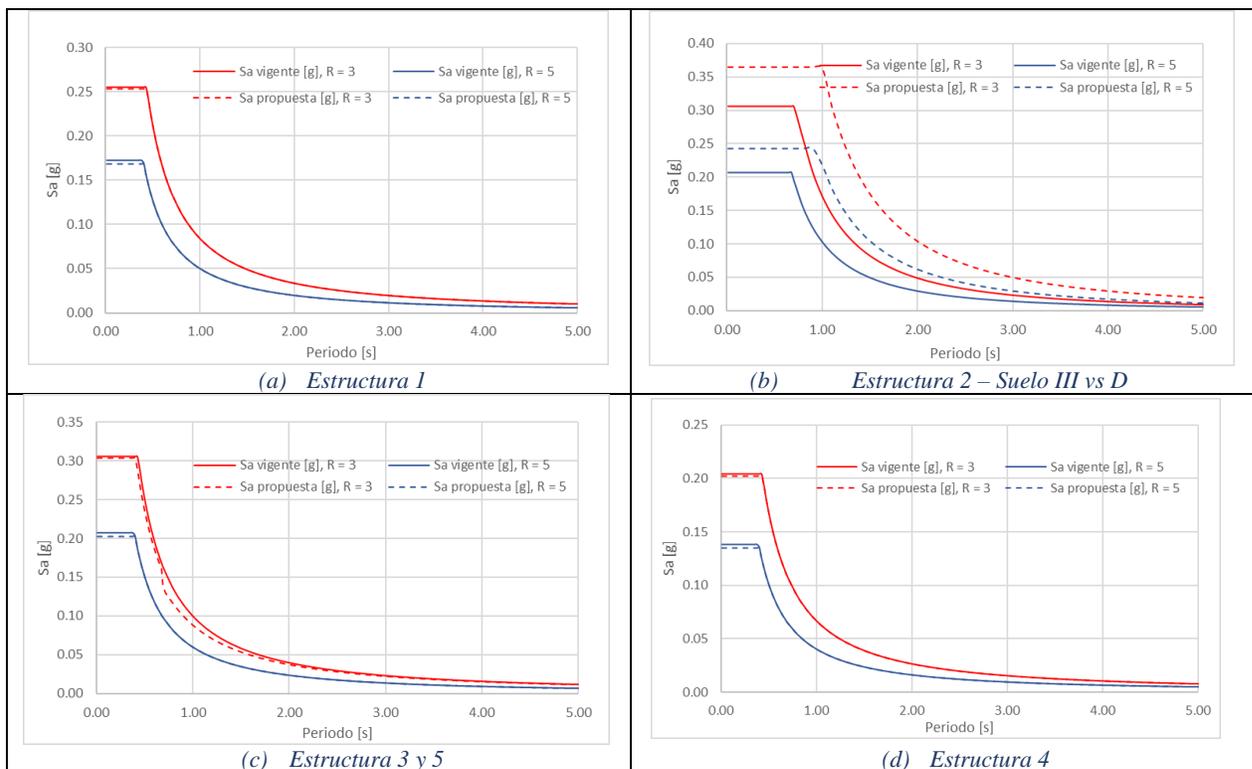


Figura 6-15: Espectro de diseño horizontal para R=3 vs R=5 – Vigente y propuesta

Tabla 6-9: Reducción de secciones transversales en diagonales – R = 3 a R=5

Estructura	Nivel / Eje	Reducción área		Reducción $P_{ne}$	
		Vigente	Propuesta	Vigente	Propuesta
1	Nivel 1 y 2	16%	26%	-15%	-38%
	Nivel 3	0%	0%	0%	0%
2D - Tubular	Nivel 1 y 2 - Eje X1	26%	17%	-38%	-22%
	Nivel 4 y 5 - Eje X1	48%	61%	-55%	-69%
	Nivel 1 y 2 - Eje X2	26%	24%	-40%	-23%
	Nivel 3 y 4 - Eje X2	16%	40%	-15%	-36%
	Nivel 1 - Eje Y2, Y3	21%	40%	0%	-37%
	Nivel 2 - Eje Y2, Y3	17%	30%	-27%	-37%
	Nivel 3 - Eje Y2, Y3	0%	0% a 24%	0%	-22%
	Nivel 4 - Eje Y2, Y3	0%	0%	0%	0%
3	Todas	0%	0%	0%	0%
	Nivel 1 - Eje 3	0%	17%	0%	-17%
4	Todas	19%	19%	-18%	-18%
5	Todas	0%	0%	0%	0%
6	Todas	0	0	0%	0%

Tabla 6-10: Reducción de secciones transversales en columnas –  $R = 3$  a  $R = 5$

Estructura	Tipo	Vigente	Propuesta
1	Todas	0%	0%
2D - Tubular	Sísmica	43%	14%
	Gravitacional	12%	25%
3	Todas	0%	20%
4	Todas	0%	0%
5	Sísmica	0%	0% a 27%
	Gravitacional	0%	27%
6	Todas	0%	0%

Tabla 6-11: Reducción de secciones transversales en puntales (vigas) –  $R = 3$  a  $R = 5$

Estructura	Vigente	Propuesta
1	0%	0%
2D - Tubular	0%	20%
3	0%	0%
4	0%	0%
5	0%	0%
6	0%	0%

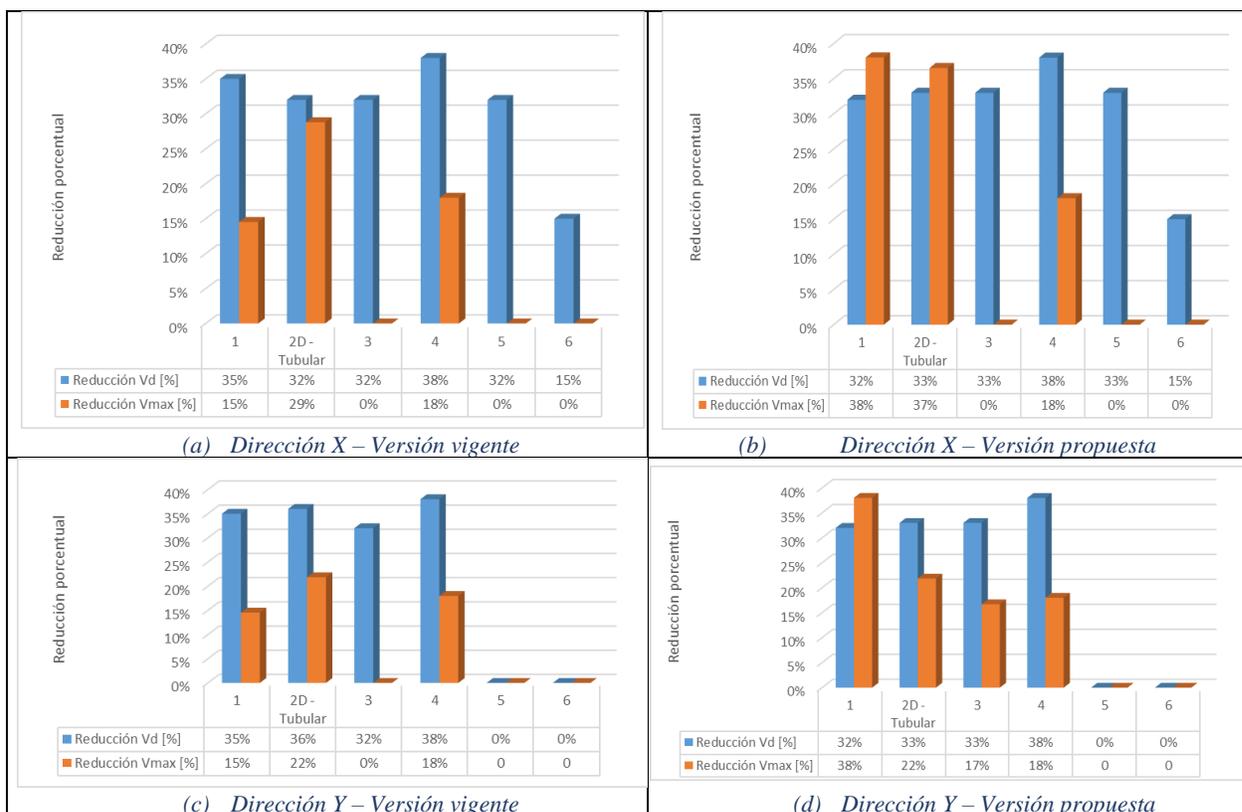


Figura 6-16: Estimación de la variación del corte basal de diseño y corte máximo del análisis no lineal

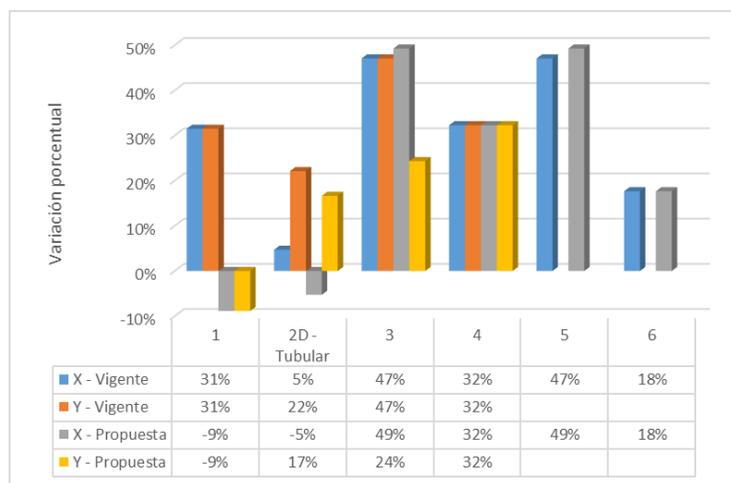


Figura 6-17: Estimación de la variación en la sobrerresistencia,  $\Omega$ , al pasar de R=3 a R=5 en el dimensionamiento

Desde el punto de vista de la demanda de ductilidad, haber usado R=5 en el dimensionamiento de las estructuras, habría producido una curva carga-desplazamiento inferior a las obtenidas para los diseños efectuados con R=3, desplazando el punto de desempeño a la derecha y produciendo valores de demanda ductilidad,  $\mu$ , mayores. Esto unido al aumento estimado de la sobrerresistencia, permite conjeturar que las estructuras dimensionadas bajo R=5, deberían exhibir valores de factor de modificación a la respuesta superiores a aquellas dimensionadas para R =3, en particular cercanos o superiores a 6 (todas excepto la estructura 2).

Al dimensionar usando R=3, los análisis no lineales permiten estimar valores cercanos a 3 para versión propuesta de la estructura 3 y 5, cercanos a 2 para la estructura 2 y cercanos a 5 para las estructuras 1, 4 y 6. Las estructuras donde R es inferior a 3 presentan alta irregularidad en la distribución de rigidez y masa como ya se describió. Así en términos muy generales resulta pertinente el uso de R=3 para estructuras de tipo MAC.

Ahora bien, si descontamos las estructuras con altas irregularidades en la distribución de masa y rigidez, los diseños con R=3 conducen a valores de R iguales o superiores a los prescritos por la referencia usada en la normativa chilena (Tabla 15.4-1, ASCE, 2016) para MAC ordinarios, esto es, superiores a R=3.25. Mientras que, al conducir los diseños con R=5 como prescribe la norma local para la categoría “Edificios y estructuras de marcos arriostrados, con anclajes dúctiles”, se obtendría valores de R superiores a 6, valores que se aparejan mejor con la clasificación de MAC especial (Tabla 15.4-1, ASCE, 2016). Dado esto y teniendo en cuenta que las restricciones de dimensionamiento del capítulo 8 de la norma (INN,2020) se encuentran a medio camino entre los requerimientos para MAC ordinarios y especiales, parece pertinente incluir estas clasificaciones en la normativa nacional.

Es importante recordar que las estimaciones del factor de modificación de la respuesta se basan en análisis no lineal estático para diseños prescritos para R=3 y en aproximaciones muy gruesas para diseños prescritos por R=5. Así para validar los valores de R obtenidos, se debería rediseñar las estructuras con el nuevo valor R para luego rehacer los análisis no lineales y volver a obtener una estimación de R, hasta tener una razonable convergencia entre los valores de R usados para determinar las solicitaciones de diseño y los estimados a partir del análisis no lineal estático. También se hace necesario conducir análisis no lineales dinámicos, por ejemplo, del tipo IDA con

tal de obtener el real comportamiento de las estructuras cuando se ven solicitados por registros de sísmicos y poder determinar de mejor manera valores de R.

Un aspecto ya mencionado, pero que es importante enfatizar dice relación con aquellas estructuras donde se tiene altas irregularidades en la distribución de rigidez y masa, tanto en altura como en planta, como es el caso de la estructura 2. Resulta interesante y necesario llevar a cabo un mayor número de análisis a estructuras con estas particularidades, con tal de verificar si factores de reducción de la respuesta reducidos son acordes a este tipo de estructuras o si son propios de un caso particular. También resulta interesante evaluar cómo se habrían modificado estos factores de haber considerado el modo torsional al desarrollar análisis pushover o que resultados se habrían obtenido al realizar análisis dinámicos no lineales.

Otro aspecto de interés es desarrollar requerimientos que permitan evitar problemas torsionales en estructuras debido a baja nivel de redundancia, como es el caso de la estructura 3.

## 6.2.2 Desempeño por estructura

### **Estructura 1**

La aplicación de la normativa vigente y propuesta genera dos estructuras que solo difieren en las columnas y cuyo desempeño difiere debido principalmente a la disminución en la demanda de ductilidad (38% menor) por el traslado del punto de desempeño hacia la izquierda, lo que se asocia a una respuesta estructural con mayores valores de corte basal. Así, el factor de ductilidad,  $R_{\mu}$ , sufre una disminución de 27%.

Como ya se mencionó, la disminución en la demanda de ductilidad del sistema no significa que la versión propuesta no posea capacidad de incursionar en el rango no lineal, es más, cuando se evalúa la razón  $\delta_u/\delta_y$  según la metodología FEMA P695, se tiene que la disminución de ductilidad del sistema en la versión propuesta es más moderada (25% menos).

Aunque el corte basal sufre un aumento de 62% la sobrerresistencia experimenta un aumento más contenido de 25%, debido a la inclusión en la versión propuesta de la sobrecarga como parte de la masa sísmica.

En ambas versiones se aprecia pandeo en todas diagonales, sin que se alcance un valor residual de resistencia, debido a que la fractura de los pernos limita el comportamiento de las diagonales, así las cargas máximas en diagonales son del orden del 35% a 40% de la capacidad esperada en tracción.

La carga axial en las columnas queda controlada por el comportamiento de los pernos de anclaje, alcanzando niveles moderados de carga axial (menos del 20% de la capacidad esperada en tracción de la columna) sin manifestar pandeo.

En esta estructura un diseño ajustado de los pernos de anclaje en ambas versiones ha sido un factor que ha impedido obtener un mejor desempeño estructural. Los requerimientos normativos de la versión propuesta no han logrado elevar el tamaño mínimo del anclaje, tal que no condicionen la respuesta de la estructura y permitan que ella desarrolle mayor nivel de no linealidad.

En ambas versiones, la deriva se distribuye uniformemente en todos los niveles de la estructura.

## Estructura 2

La aplicación de la normativa vigente y propuesta genera dos estructuras distintas en términos de la sección transversal de los elementos sismorresistentes, dependiendo de si se emplaza la estructura en suelo C o D en la versión vigente. Las diferencias se deben principalmente a las columnas y diagonales.

La versión propuesta desarrolla niveles de corte basal muy superiores a la versión vigente, si la estructura se sitúa en suelo D (85% superior para diagonales tubulares y 93% superior para diagonales XL) y virtualmente iguales si la estructura se ubica en suelo C. Los mayores niveles de corte basal vienen dados por el aumento de la sección las diagonales y de las vigas que forman parte arriostramientos en V y V invertida. Sin embargo, tal como se comentó en párrafos anteriores, debido al aumento de la masa sísmica la sobrerresistencia,  $\Omega$ , tiene variaciones negativas reducidas (disminución entre 3% y 12%).

En cuanto a la demanda de ductilidad, para la estructura formada por diagonales tubulares se tiene un leve aumento del 6% y para la estructura formada por diagonales XL la demanda ductilidad disminuye en un 7%. La disminución queda definida por la dirección de análisis Y donde la demanda de ductilidad sufre disminuciones más pronunciadas. Para entender la diferencia en la Figura 6-18 se compara el espectro de capacidad de la estructura en la dirección positiva de Y, en ella se observa que el punto de desempeño se desplaza hacia la izquierda ubicándose en la zona donde la estructura comienza perder la linealidad, debido a que el diseño según la versión propuesta de la normativa posee una capacidad de casi el doble que el diseño según la versión vigente (una curva pushover es en términos muy gruesos el doble de a la otra).

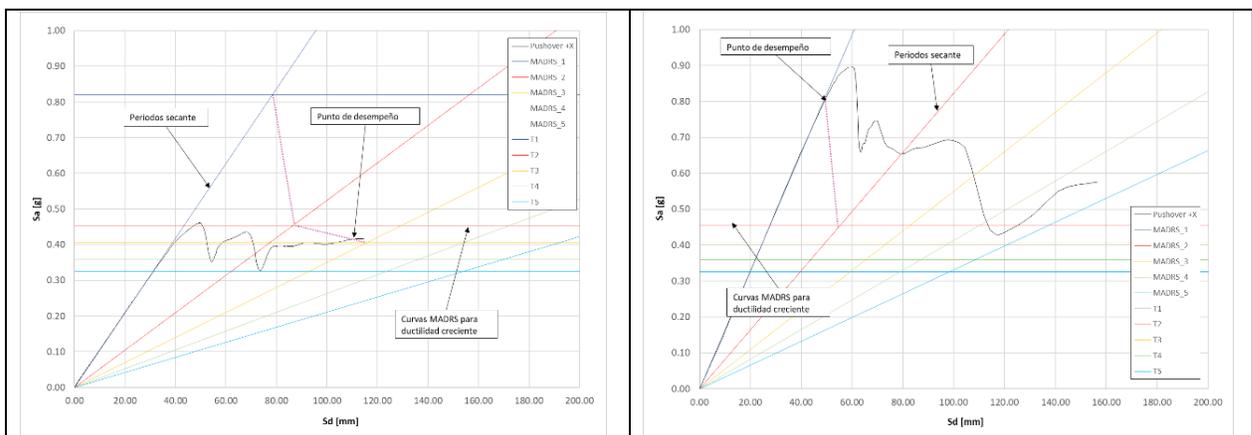


Figura 6-18: Comparación pushver – Estructura 2, XL, Suelo III-D, Dirección +Y

El leve aumento en la demanda de ductilidad que se observa en la estructura con diagonales tubulares viene dado por dirección de análisis X, ya que la dirección Y no fue considerada en el valor promedio de demanda de ductilidad en la versión vigente. No se considera esta dirección pues para ella la demanda es bastante superior a la respuesta de la estructura impidiendo determinar un punto de desempeño dentro de valores razonables de deriva de techo, esto se discutió en 5.3.1.2 y se ilustra en la Figura 5-25.

Lo anterior redundante en aumentos y disminuciones en el factor de ductilidad, como se muestra en Figura 6-12.

No obstante, lo señalado en los párrafos anteriores, ambas versiones de la estructura poseen capacidad de incursionar en el rango no lineal como se observa en la Figura 6-18, es más, cuando se evalúa la razón  $\delta_u/\delta_y$  según la metodología FEMA P695, las versiones vigentes (tubular y XL) presentan un promedio  $\delta_u/\delta_y = 1.95$  y las versiones propuestas un promedio  $\delta_u/\delta_y = 1.65$ .

En ambas versiones se aprecia pandeo en diagonales ubicadas en los dos primeros niveles para la dirección Y, y en los tres primeros niveles en la dirección Y (entre eje X2 y X3). El resto de las diagonales o se ubican en el rango lineal o incursionan no linealmente sin llegar a alcanzar valores residuales de resistencia.

Durante los análisis no lineales la carga axial en las columnas se mantiene en valores inferiores a 70% de la capacidad esperada en tracción de la columna, sin manifestar pandeo.

En esta estructura los pernos de anclaje en ambas versiones poseen área tal que se mantienen siempre en el rango lineal y es la estructura quien moviliza el comportamiento no lineal. Los requerimientos normativos de la versión propuesta han logrado incrementar el diámetro de los pernos, por lo que no han sido efectivos en lograr que los anclajes desarrollen no linealidad importante.

En ambas versiones, para la dirección X e Y la deriva se concentra en los dos primeros niveles y se observa derivas moderadas en la dirección transversal de los niveles 1 y 5 debido a fenómenos torsionales.

### **Estructura 3**

La aplicación de la normativa vigente y propuesta genera dos estructuras que solo difieren en las columnas y en las diagonales y vigas que forman vanos arriostrados en V invertidas y cuyo desempeño desde el punto de vista del factor de reducción de la respuesta, R, es prácticamente igual (3.59 en la versión vigente y 3.61 en la versión propuesta), y que difieren tanto positiva como negativamente en sobrerresistencia (y corte máximo) y demanda de ductilidad. En la versión propuesta la sobrerresistencia,  $\Omega$ , y el corte máximo experimentan un aumento de 20% y 24% respectivamente y la demanda de ductilidad,  $\mu$ , sufre una reducción de 17% (por razones similares a descritas para las estructuras 1 y 2).

En ambas versiones se aprecia pandeo en todas las diagonales. Cuando el patrón de carga es aplicado en la dirección X se observa pandeo en todas las diagonales de los ejes centrales y las diagonales de los dos primeros niveles para los ejes exteriores. Cuando el patrón de cargas se aplica en la dirección Y, se observa esencialmente pandeo en los paneles diagonalizados del primer nivel, en los niveles superiores dada la alta redundancia de los paneles diagonalizados no se observa pandeo, a excepción de uno de los paneles del último nivel, el que pandeo una vez que la diagonal de primer nivel de eje 3 ha alcanzado su carga residual, debido a efectos torsionales como se explicó en el apartado 5.4.1.1.

Durante los análisis no lineales la carga axial en las columnas se mantiene en valores inferiores a 75% de la capacidad esperada en tracción de la columna, sin manifestar pandeo.

Los pernos de anclajes más solicitados presentan incursión en el rango no lineal sin alcanzar la elongación de rotura. Una evaluación más precisa permitiría evaluar el aporte en la disipación de energía de pernos de anclaje y otros elementos, a fin de identificar el aporte relativo de cada uno de ellos.

Para la dirección X la deriva se concentra en el segundo nivel debido a que por sobre este nivel se tiene la mayor concentración de masa de la estructura, y un diafragma flexible en torno a la concentración de masa (equipo). En la dirección Y se concentra en el primer nivel debido a la baja redundancia del eje 3.

#### **Estructura 4**

La aplicación de la normativa vigente y propuesta genera dos estructuras que difieren en las columnas y algunas de las vigas que forman vanos arriostrados en V y V invertidas. El desempeño desde el punto de vista del corte máximo, sobrerresistencia y demanda de ductilidad, es muy similar cómo es posible observar en la Figura 6-12. El corte máximo experimenta un aumento de 5%, la sobrerresistencia una disminución de 5%, la demanda de ductilidad aumenta un 2% y el factor de modificación de la respuesta se reduce en 3%.

En ambas versiones la sobrerresistencia es mayor al resto de las estructuras debido a la baja de demanda de diseño (zona sísmica I) y diagonales dispuestas por criterios de esbeltez.

Las similitudes entre las versiones se explican por la invariancia de las diagonales, pues estos elementos son quienes controlan el desempeño de la estructura.

En ambas versiones se aprecia pandeo en todas diagonales, pero solo el 50% de las diagonales alcanza una resistencia residual inferior al 5% de la capacidad esperada en tracción, el otro 50% una vez alcanza su máxima carga presenta degradación de la resistencia y luego tienden a estabilizarse a un 50% de la carga máxima.

Durante los análisis no lineales la carga axial en las columnas se mantiene en valores inferiores a 40% de la capacidad esperada en tracción de la columna, sin manifestar pandeo.

Los pernos de anclajes más solicitados presentan incursión en el rango no lineal sin alcanzar la elongación de rotura. Una evaluación más precisa permitiría evaluar el aporte en la disipación de energía de pernos de anclaje y otros elementos, a fin de identificar el aporte relativo de cada uno de ellos.

En ambas versiones, la deriva se distribuye uniformemente en todos los niveles de la estructura debido a la regularidad en la distribución de masa y rigidez de la estructura y que la mayor concentración de masa se tiene el tope de la estructura (silo).

#### **Estructura 5**

La aplicación de la normativa vigente y propuesta genera dos estructuras que difieren en las columnas y cuyo desempeño desde el punto de vista del corte máximo, sobrerresistencia y demanda de ductilidad, muy similar cómo es posible observar en la Figura 6-12. El corte máximo experimenta una disminución de 0.2%, la sobrerresistencia una disminución de 3%, la demanda de ductilidad aumenta un 6% y el factor de modificación de la respuesta se aumenta en 2%.

Las similitudes entre las versiones se explican por la invariancia de las diagonales, pues estos elementos son quienes controlan el desempeño de la estructura.

En ambas versiones se aprecia pandeo en las diagonales de los paneles del primer nivel (33% de las diagonales) alcanzando una resistencia residual inferior al 10% de la capacidad esperada en tracción, el resto de las diagonales se tiene comportamiento no lineal sin que las diagonales alcancen una resistencia residual.

Durante los análisis no lineales la carga axial en las columnas se mantiene en valores inferiores a 40% de la capacidad esperada en tracción de la columna, con incursiones no lineales, sin llegar a manifestar pandeo.

Los pernos de anclajes más solicitados presentan incursión en el rango no lineal sin alcanzar la elongación de rotura. Una evaluación más precisa permitiría evaluar el aporte en la disipación de energía de pernos de anclaje y otros elementos, a fin de identificar el aporte relativo de cada uno de ellos.

En ambas versiones, la deriva se concentra en el primer nivel, de modo tal que cuando los paneles arriostrados del primer nivel han alcanzado su capacidad residual, la estructura comienza a comportarse como marco de momento con una viga enrejada.

## **Estructura 6**

La aplicación de la normativa vigente y propuesta genera dos estructuras con los mismos elementos y parámetros de desempeño como es posible observar en la Figura 6-12, ya que el diseño de esta estructura queda definido por combinaciones que consideran viento.

En ambas versiones se aprecia pandeo en las diagonales bajo el puntal intermedio con una pérdida muy gradual de la resistencia una vez que han alcanzado la carga máxima, para situarse en finalmente en una carga residual inferior al 10% de la capacidad esperada en tracción, mientras que las diagonales sobre el puntal presentan comportamiento no lineal sin alcanzar la resistencia residual.

Durante los análisis no lineales la carga axial en las columnas se mantiene en valores inferiores a 10% de la capacidad esperada en tracción de la columna, con incursiones no lineales, sin llegar a manifestar pandeo.

Los pernos de anclajes se mantienen siempre en el rango lineal, relegando todo el desarrollo inelástico a la estructura.

Dado que la estructura consta de solo un nivel, no se hace distinción de derivas por niveles.

### 6.2.3 Comentarios finales

El desempeño de las estructuras diseñadas según la versión vigente de la normativa es relativamente similar al exhibido por las estructuras diseñadas con la versión propuesta cuando es medido a través del factor de modificación de la respuesta,  $R$ , y de la demanda de ductilidad,  $\mu$ .

Los requerimientos normativos propuestos permiten otorgar una mayor capacidad de corte a las estructuras, pero niveles similares de sobrerresistencia.

La demanda de ductilidad se ve reducida en la versión propuesta (en la mayoría de los casos) debido al aumento de resistencia, pero la capacidad de incursionar inelásticamente de las versiones vigentes y propuestas son relativamente similares.

Si bien el comportamiento y modos de falla de los diseños con la versión vigente son en la mayoría de los casos los mismos que en los diseños con la versión propuesta, los requerimientos normativos propuestos logran que los modos de falla se generen a derivas mayores. Por ejemplo, las disposiciones sobre vigas que forman sistemas en V y V invertida retrasan o eliminan la plastificación de estas vigas.

Las disposiciones de sobrerresistencia confieren mayor capacidad a las columnas, permitiendo que las diagonales sísmicas sean el elemento fusible, que desarrolla comportamiento no lineal. En la mayoría de los casos analizados una vez que los paneles arriostrados del primer nivel (paneles críticos) han pandeado, el transporte de cargas laterales se produce por flexión en las columnas (marco de momento con viga enrejada), llegando a alcanzar sus capacidades esperadas en flexión a derivas usualmente cercanas 1% de deriva o superior.

Otras a modificaciones como: la relacionada con el dimensionamiento de puntales de sistemas arriostrados en cruz, o la eliminación de la limitación del esfuerzo sísmico en diagonales comprimidas al 80% de su capacidad, no mostraron efectos significativos en el dimensionamiento, ni desempeño.

Las disposiciones normativas no logran asegurar que los pernos de anclaje desarrollen incursiones no lineales significativas, relegando a la estructura en las incursiones no lineales.

Al comparar los parámetros de desempeño de los diseños efectuados con las dos versiones de la normativa (ver Figura 6-12 y Tabla 6-12), es claro que las modificaciones propuestas no necesariamente mejoran el desempeño en términos estos parámetros. Sin embargo, si se observa que las modificaciones logran prevenir la aparición de modos de falla, se puede decir que las modificaciones propuestas mejoran el desempeño.

Así, si se asocia el desempeño a la deriva en que se desarrolla el modo de falla, se aprecia que, la tendencia es un incremento de esta deriva en los diseños según la versión propuesta. Adicionalmente, si se asocia el desempeño a la energía acumulada en la curva pushover hasta el modo de falla, se tiene la misma tendencia recién descrita. En la Tabla 6-13 se muestra: el incremento porcentual que experimenta la deriva promedio a la cual se desarrolla el modo de falla, y la energía acumulada (en los diseños según la versión propuesta con respecto a los diseños según la versión vigente).

Tabla 6-12: Resumen del desempeño

Estructura	Parámetros de desempeño			Comportamiento	R <sub>vigente</sub>	R <sub>propuesta</sub>	R <sub>diseño</sub>
	$\Omega$	$\mu$	R				
1	Aumenta	Disminuye	Aumenta	Dúctil con modo de falla	5.55	5.05	3
2DT	Disminuye	Aumenta	Disminuye	Dúctil, con modo de falla	2.35	2.23	3
2CT	Disminuye	Disminuye	Disminuye	Dúctil, con modo de falla	2.35	2.33	3
2DX	Disminuye	Disminuye	Disminuye	Dúctil, con modo de falla	2.51	2.32	3
3	Aumenta	Disminuye	Aumenta	Frágil, con modo de falla	3.59	3.61	3
4	Disminuye	Disminuye	Disminuye	Dúctil sin modo de falla	5.07	4.93	3
5	Disminuye	Aumenta	Aumenta	Dúctil sin modo de falla	3.59	3.65	3
6	No cambia	No cambia	No cambia	Dúctil, con modo de falla	5.50	5.50	4

- (1) La indicación de comportamiento dúctil o frágil hace referencia a las características de la curva carga – deformación (curva pushover)  
 (2) La indicación de “con modo de falla” o “sin modo de falla” es para indicar si la curva carga deformación termina cuando se ha detectado un modo de falla.

Tabla 6-13: Variación deriva del modo de falla y energía acumulada

Estructura	Incremento de energía acumulada al modo de falla	Incremento en la deriva del modo de falla
1	57%	1.3%
2D - Tubular	121%	44.3%
2C - Tubular	2%	1.2%
2D - XL	104%	48.1%
3	39%	15.6%
4	7%	9.4%
5 (1)	2%	0.0%
6 (1) (2)	0%	0.0%

- (1) La estructura no presenta modos de falla, por lo que se impone la misma deriva límite.  
 (2) Los diseños según la versión vigente y propuesta son iguales, por lo que las curvas pushover son iguales.  
 (3) Los valores de deriva y energía acumulada usados para determinar los incrementos porcentuales son los valores promedio para cada estructura, considerando las direcciones analizadas.

De las seis estructuras investigadas, cuatro satisfacen las recomendaciones sobre estructuración (regularidad, redundancia, simetría y complejidad) y comportamiento dúctil de los elementos, descritas la sección 4.1 de la versión vigente (INN, 2003) y propuesta (INN, 2020) de la norma. Recomendaciones que pretenden ayudar a satisfacer el objetivo de seguridad de la vida planteado en la normativa.

Todas las estructuras poseen una incursión inelástica limitada, como pone en evidencia los valores de la demanda de ductilidad presentados en la Figura 6-12 (c), como es indicado por la normativa para satisfacer con la continuidad de operación, cual es uno de los objetivos de desempeño declarados en la norma.

Considerando lo anterior, si se agrupa las estructuras de la siguiente forma:

- Estructuras con regularidad en rigidez y masa, donde clasifican las estructuras 1, 4, 5 y 6 y,

- Estructuras con alta excentricidad de masa y/o problemas torsionales, donde se ubican la estructura 2 y la estructura 3.

Se puede decir que, aun cuando las estructuras investigadas son seis casos particulares de la industria de la gran minería, cuatro de ellas son representativas de las estructuras comprendidas en los requerimientos normativos. De este modo, los resultados y comentarios generales presentados para estas cuatro estructuras son aplicables a la tipología de MAC descrita en la normativa vigente.

Por otro lado, las dos estructuras restantes, plantean la necesidad de mayores análisis. En particular la estructura 2, lleva a preguntarse ¿Es adecuado el mismo R para estructuras que cumplen requerimientos de regularidad, que aquellas que no? Y, la estructura 3 sugiere la necesidad de establecer restricciones normativas que permitan evitar configuraciones de baja redundancia e importantes discontinuidades de rigidez, ya que estos defectos de estructuración son relativamente comunes en el área industrial, debido a necesidades de operación. Y, porque salvo recomendar regularidad, redundancia y simetría en las estructuraciones, la normativa no presenta requerimientos destinados a proveer estas características a las estructuras.

Por último, la normativa asume que el diseño prescriptivo asegurará que las estructuras satisfarán protección de la vida y continuidad de operación. A la luz de los resultados las cuatro estructuras que poseen regularidad y simetría logran efectivamente importante reserva de resistencia e incursión inelástica, permitiendo seguridad de vida.

Respecto de la continuidad de operación la limitada incursión inelástica, permite asumir que el objetivo se ve satisfecho, no obstante, en muchas instalaciones la continuidad de operación se asocia con límites de deformación impuestos por equipos o ductos de gran tamaño, más restrictivos que los límites normativos. Así resulta pertinente una revisión de los límites de deformación, que permita asegurar la continuidad de operación del conjunto, estructura-equipos.

### 6.3 Calidad de los modelos

En este apartado, se discute sobre los modelos usados en el análisis no lineal, comparándolos con los modelos fenomenológicos usados en estudios previos. También se analiza que tan sensible son los modelos de diagonales con rotulas de fibras a la inclusión del gusset de conexión.

#### 6.3.1 Comparación con modelos fenomenológicos

Estudios anteriores como Zúñiga (2017) o Urzúa (2015) han analizado las primeras tres estructuras analizadas en este trabajo, pero haciendo uso de modelos fenomenológicos para representar el pandeo de diagonales y el comportamiento de los pernos de anclaje. La no linealidad en las vigas de sistemas arriostrados tipo chevron es representado por rótulas en el punto de inserción de las diagonales. Las columnas son consideradas elementos elásticos y su eventual falla es controlada por medio de modos no simulados.

En este estudio la no linealidad de diagonales, columnas y vigas de sistemas arriostrados tipo V y V invertida ha sido incluida usando rótulas de fibra, y en los pernos de anclajes se ha usado la misma formulación de estudios anteriores. Para emular modelos de plasticidad distribuida se ha

incluido varias rótulas de fibra a lo largo de diagonales y columnas como se describió en el capítulo 3.

Dentro de las ventajas de los modelos usados en este trabajo se tiene:

- No se requiere la calibración del material a diferencia de los usados en trabajos previos, donde se requieren la calibración de la curva monotónica paramétrica fuerza-deformación para los distintos tipos de secciones transversales y longitudes a usar, además de la calibración del modelo de degradación.
- Permite incluir explícitamente las condiciones de borde dadas por las placas de conexión. En particular permiten capturar los efectos de las placas de conexión en la respuesta histerética de las diagonales.
- Permite identificar el modo de falla de las placas de conexión de ser requerido.
- Permiten representar en comportamiento no lineal de las columnas y en particular el pandeo de ellas.

Por otro lado, la principal desventaja dice relación con el tiempo de análisis, altamente superior a los tiempos requeridos por modelos previos.

En diagonales con bajas relaciones de esbeltez local (menores a las usadas en este trabajo para secciones tubulares) los modelos no logran predecir con precisión la respuesta histerética (Wijesundra et al. 2014).

A pesar de que las primeras tres estructuras analizadas en este trabajo también han sido estudiadas en trabajos anteriores usando modelos fenomenológicos, los resultados de análisis lineal y no lineal no son directamente comparables, primero porque, en estudios previos no se ha tenido en consideración todas las modificaciones normativas tratadas en el presente estudio, y segundo porque, en este trabajo el diseño se ha afinado tomando factores de utilización más estrechos y dejando de lado espesores adicionales que obedecen entre otras a aumentos de espesor por corrosión o desgaste. Sin embargo, hay ciertas observaciones que se pueden hacer, como:

- Para las estructuras diseñadas en este trabajo, siempre se observa un aumento del corte máximo que la estructura puede desarrollar entre la versión propuesta y vigente de la normativa NCh2369. Mientras en estudios previos (Zúñiga, 2017) el corte máximo varía muy poco entre versión vigente y propuesta. Esto se debe esencialmente a los cambios en la demanda sísmica de diseño entre la versión vigente y propuesta de la normativa.
- Para las estructuras diseñadas en este trabajo, se observa sobrerresistencia,  $\Omega$ , menores que las obtenidas en el estudio de Zúñiga (2017), debido a que en este último se consideraron algunos criterios de proyecto que confieren mayor sobrerresistencia a las estructuras.
- Entre este estudio y el anterior (Zúñiga, 2017), para una misma estructura y dirección de análisis el modo de falla cambia, como se observa al comparar la Tabla 6-6 y Tabla 6-14. Este cambio se explica entre otros, debido a que los modelos de este trabajo incorporan no linealidad en todos los elementos del MAC a través de rótulas y a la optimización en los diseños.
- En general en este trabajo los modos de falla se manifiestan a derivas más altas (excepto estructura 3) que en el trabajo de Zúñiga (2017).

- En este trabajo si bien no se registra pandeo en columnas, se registra el comportamiento no lineal de estas a diferencia del trabajo previo donde las columnas son elementos que no incorporan no linealidad.

Tabla 6-14: Modos de falla y deriva a la que se detecta (Zúñiga, 2017)

Estructura		Version	Modo de falla y deriva a la que se produce			
N°	Diagonal		PO+X	PO-X	PO+Y	PO-Y
1	Tubular	Vigente	$P_{ne} \text{ col} - 0.75\%$	$P_{ne} \text{ col} - 0.75\%$	$P_{ne} \text{ col} - 0.34\%$	$P_{ne} \text{ col} - 0.34\%$
		Propuesta	$P-M_{ne} \text{ col} - 0.75\%$	$P-M_{ne} \text{ col} - 0.75\%$	$P-M_{ne} \text{ col} - 1.75\%$	$P-M_{ne} \text{ col} - 1.86\%$
2 - C	Tubular	Vigente	$P-M_{ne} \text{ col} - 0.42\%$	Fract. Per. - 0.61%	Fract. Per. - 1.29%	Fract. Per. - 1.42%
		Propuesta	$P-M_{ne} \text{ col} - 0.49\%$	Fract. Per. - 0.61%	Fract. Per. - 1.27%	Fract. Per. - 1.39%
3	Tubular	Vigente	$P_{ne} \text{ col} - 0.16\%$	$P_{ne} \text{ col} - 0.16\%$	$P_{ne} \text{ col} - 0.44\%$	$P_{ne} \text{ col} - 0.44\%$
		Propuesta	$P-M_{ne} \text{ col} - 0.35\%$	$P-M_{ne} \text{ col} - 0.35\%$	$P-M_{ne} \text{ col} - 0.72\%$	$P-M_{ne} \text{ col} - 0.80\%$

### 6.3.2 Sensibilidad de modelos de diagonales

Como el desempeño de las estructuras es dependiente del comportamiento de las diagonales y en los modelos se ha incluido el gusset de conexión de ellas, es interesante observar cómo se ve afectada la respuesta de las diagonales al variar las dimensiones del gusset. Estas variaciones pueden deberse a diversas decisiones del diseñador a la hora dimensionar una estructura.

El modelo de análisis usado para evaluar el efecto de cambiar las dimensiones del gusset de conexión, es el mismo descrito en el apartado 3.3 y usado en la calibración del apartado 3.3.2.1.

En la Figura 6-19, se ilustra el efecto de variar el tamaño del gusset comparando dos dimensiones diferentes y se puede observar el bajo efecto en los primeros ciclos de carga. Así es posible estimar que variaciones en la dimensión del gusset son poco significativas para análisis no lineales estáticos, pero que pueden ser significativas a la hora de desarrollar análisis no lineales dinámicos.

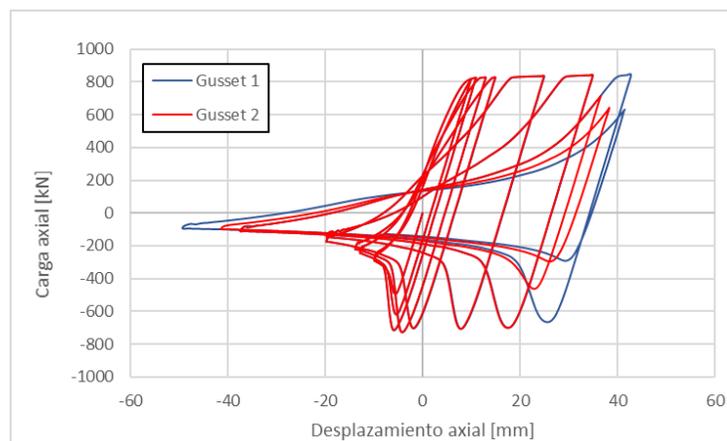


Figura 6-19: Efecto de las variaciones en dimensiones del gusset

## 7 COMENTARIOS Y CONCLUSIONES

Este capítulo expone las principales conclusiones obtenidas a partir del presente trabajo.

Se analizaron seis estructuras industriales de acero pertenecientes a la gran minería del cobre, cada una diseñada bajo los requerimientos de la versión vigente de la norma NCh2369 y bajo las modificaciones propuestas por el comité de norma a mayo de 2020.

Es importante destacar que, con tal de hacer a las seis estructuras representativas de la práctica chilena se han obviado criterios de diseño preestablecidos, como espesores o dimensiones, o factores de utilización máximos. Así, el diseño efectuado ha buscado ajustarse estrictamente a los requerimientos normativos. De este modo las seis estructuras pretenden ser una base para estudios más generales de edificios industriales de acero cuya estructuración se base en marcos arriostrados concéntricamente.

También es importante recordar, que, tal como se discutió en el capítulo anterior, cinco de las seis estructuras fueron diseñadas considerando un factor de reducción de la respuesta  $R=3$  (excepto la estructura 6, que fue diseñada para  $R=4$ ) acudiendo a la referencia ANSI/AISC 341-10. El uso de este valor se debió a que los requerimientos normativos para marcos arriostrados de la norma NCh2369 se aproximan a marco común concéntricamente arriostrado de la referencia Norteamérica (AISC, 2010b), para la cual se especifica  $R = 3.25$ . Adicionalmente, cabe mencionar que es usual en la práctica nacional usar  $R=3$  en este tipo de estructuras acudiendo a requerimientos de operación y de equipos.

### 7.1 De la metodología y los modelos

Con respecto a la aplicación de la metodología usada para evaluar el desempeño, se observa algunas mejoras en los modelos usados en comparación con estudios anteriores.

En el caso de los arriostramientos, se utiliza un modelo basado en rótulas de fibras donde la longitud modelada del elemento es la longitud física del elemento, a diferencia de estudios previos donde las diagonales son representadas por modelos fenomenológicos con un factor de longitud efectiva de 0.8, mientras que el documento FEMA356 recomienda un factor igual a 1.0. El modelo usado también incluye el efecto de gusset de conexión y en el caso de diagonales en cruz considera la interacción entre diagonales al conectarlas por medio de una sección rígida y otra flexible (gusset).

Las rótulas plásticas dispuestas en vigas de diagonales en chevron corresponde a rótulas de fibra, a diferencia de estudios previos donde las rótulas en vigas (puntales) se basan en resultados obtenidos para marcos de momento, debido a la falta de información en marcos arriostrados. El uso de rótulas de fibras permite obviar la necesidad de resultados experimentales para calibrar el modelo de rótula en vigas, ya que lo que se calibra es la curva de comportamiento del material.

El modelo de pernos de anclaje estima la rigidez a partir de la longitud libre del perno. Chávez (2011) muestra que una parte de la longitud embebida de los pernos de anclaje también se deforma axialmente. En este trabajo durante el proceso de calibración de los modelos se analizó el impacto

de incluir la recomendación de Chavez (2011), resultando poco significativa en el desempeño global de la estructura.

Otro aspecto destacable es que los modelos permiten apreciar el comportamiento no lineal de las columnas y observar el pandeo de ellas, debido a la inclusión de rótulas de fibra a lo largo de la columna y a la imposición de deformación inicial.

La calibración de los modelos para diagonales y para marcos arriostrados requirió el ajuste de los parámetros del modelo de material (Menegotto-Pinto) y la selección del modelo de degradación que permitiese un mejor ajuste de la respuesta analítica a los resultados de ensayos disponibles, siendo el modelo de degradación cinemática el más acertado, dentro de los disponibles en el software SAP2000.

Si bien los modelos de calibración poseen un razonable ajuste a los resultados de referencia disponibles, no logran capturar perfectamente la pérdida de capacidad a medida que el número de ciclos aumenta. Este es un aspecto que se debe mejorar en futuros trabajos, particularmente si se desea someter los modelos a análisis tiempo historia con registros sísmicos. Es interesante observar que el ajuste es mejor para diagonales de sección tubular cuadrada que para secciones XL. No obstante, los modelos son adecuados para sostener la comparación entre dos diseños de una misma estructura.

## 7.2 De los efectos en el diseño estructural

El trabajo consideró el análisis de seis estructuras. La primera, una estructura altamente regular en geometría y rigidez; la segunda, una estructura de irregular geometría, distribución de masa y rigidez; la tercera, una estructura irregular tanto en masa como en rigidez; la cuarta, una estructura muy regular en rigidez pero que concentra la masa en el último nivel; la quinta, una estructura con regular distribución de rigidez y concentración de masa en un nivel y la sexta, una estructura liviana con distribución de rigidez y masa uniforme, pero cuyo diseño queda definido por la acción del viento lo que le confiere sobredimensionamiento en términos sísmicos.

En todos los casos se obtuvo estructuras de pesos levemente superiores en los diseños según la normativa propuesta, excepto en la estructura 2 cuando es comparado el diseño en suelo III versus el diseño en suelo D. Los aumentos en el peso de las estructuras son 5%, 9%, 12%, 3% y 0% para las estructuras 1, 3, 4, 5 y 6 respectivamente. Para la estructura 2 cuando se compara el diseño en suelo III con suelo C el aumento es 12%, mientras que, si se compara el diseño en suelo III con suelo D, el aumento es 57% y 64% para diagonales tubulares y XL respectivamente.

Los aumentos en peso se concentran principalmente en las columnas y se explican por el aumento en la demanda sísmica y por la inclusión de combinaciones de sobrerresistencia. Si bien, salvo la estructura 2 en suelo D, el aumento de la demanda en cuanto a espectro de diseño es muy contenida, se tiene que los factores de carga y las combinaciones direccionales generan un aumento en la demanda sobre las estructuras. Caso aparte es la estructura 2 en suelo D, donde el aumento de las ordenadas espectrales es apreciable.

La misma lógica del aumento en la demanda siguen los esfuerzos en los elementos. Sin embargo, los esfuerzos para el diseño de conexión exhiben un comportamiento variable, presentando aumentos y reducciones como se mostró en el capítulo 6, debido a los cambios en los criterios para

determinar los esfuerzos para el dimensionamiento de conexiones planteado en la versión propuesta de la norma NCh2369. Un aspecto para destacar es que, estos criterios al acudir a la capacidad esperada del elemento y a los esfuerzos obtenidos de las combinaciones de carga amplificando el estado sísmico por  $0.7R_1$ , dan una vía racional, que trata de evitar los sobre dimensionamientos a que conducen la versión vigente y los criterios de la industria cuando los elementos quedan definidos por criterios de esbeltez o presentan bajos niveles de esfuerzos.

Otro aspecto que destacar respecto de los criterios de conexión es que, la versión propuesta se hace cargo de casos donde la versión vigente no hace mención, como puntales y vigas de MAC.

### 7.3 De los efectos en el desempeño sísmico

Los análisis no lineales estáticos muestran que las seis estructuras analizadas presentan desempeños relativamente similares al comparar las versiones propuesta y vigente, en términos de sobrerresistencia, aunque las versiones propuestas aumentan el corte máximo. Esto debido a que en la versión propuesta se tiene un aumento de la corte basal de diseño debido al aumento de demanda.

En términos de ductilidad, por un lado, si compara la demanda de ductilidad dada por el punto de desempeño en el espectro de capacidad, se tiene que las versiones propuestas presentan moderadas reducciones y bajos valores de ductilidad como se observó en el capítulo anterior (menores a 2.0). Por otro lado, si se observa la ductilidad según FEMA P695, se tiene que todas las estructuras presentan capacidad de incursión inelástica (promedio  $\mu = 3.32$  y mínimo  $\mu = 1.66$  en las versiones vigente) y que esta se ve incrementada levemente (4%) en las versiones propuestas de las estructuras 2 en suelo C, 3, 4 y 5 y disminuida en un promedio de 18% en las estructuras 1 y 2 en suelo D.

Es interesante destacar que la reserva de resistencia evidenciada por el factor de sobrerresistencia y la moderada incursión inelástica reflejada en la demanda de ductilidad, corresponden objetivos de desempeño esperados por la normativa para lograr seguridad de la vida y continuidad de operación.

Cuando se observa los factores de reducción de la respuesta, se tiene que estos son muy similares entre las versiones vigente y propuesta, teniéndose leves disminuciones en 5 de los 8 casos analizados, discretos aumentos en 2 casos y un caso en que no hay variación.

Además de los factores de desempeño, es interesante comentar que la mayoría de las estructuras manifiestan baja deformación inelástica en los pernos (promedio 2.4%), confirmando el mayor desarrollo de inelasticidad a la estructura. Una excepción a esto se observa en la estructura 1, 2 en la dirección -X (suelo III o C) y en la estructura 4 cuando es analizada en la dirección diagonal, llegando en estos casos a desarrollarse la elongación de rotura de los pernos (20%).

Al comparar los parámetros de desempeño,  $\Omega$ ,  $\mu$ ,  $R_\mu$  y  $R$  (ver 6.2) de los diseños según la versión propuesta con asociados a los diseños según la versión vigente, no es posible establecer que las modificaciones normativas generan una mejora en el desempeño. Pero, si se compara la deriva promedio a la cual se desarrolla el modo de falla y la energía acumulada por las estructuras hasta

que alcanzan el modo de falla, se tiene que las modificaciones propuestas a la norma generan una mejora en el desempeño.

Si se plantea la pregunta ¿La mejora en el desempeño sísmico debido a las modificaciones normativas se justifica en términos de costo?, la respuesta es sí, ya que, el aumento en el peso (omitiendo la estructura 2 en suelo D) y por ende aumento el costo de la estructura es reducido (hasta 12%) versus el beneficio que se obtiene, cual es, evitar o desplazar los modos de falla a derivas superiores.

Una vez que las estructuras han alcanzado algún modo de falla o bien cuando los marcos arriostrados concéntricos han alcanzado su capacidad residual (en particular sus diagonales) las estructuras desarrollan otras vías de transporte de carga como, por ejemplo, marco de momento con vigas enrejadas (estructuras 4 y 5) o trasladar el corte por medio de los marcos transversales al corte aplicado debido a torsión de la estructura (estructura 3). Este aspecto resulta importante cuando se busca satisfacer el objetivo de protección de la vida en la industria, donde asegurar la estabilidad del sistema gravitacional (columnas) posterior al pandeo y fluencia de arriostramientos y la plastificación de los pernos de anclaje es importante.

Según lo descrito en el capítulo anterior, en estructuras regulares en la distribución de rigidez y masa sería pertinente el uso de factores R superiores a 3, mientras que, en estructuras donde se tiene irregularidad de la distribución de masa y rigidez se debería aplicar un R inferior a 3.

A luz de lo descrito en el capítulo 6, parece necesario hacer la distinción entre marcos comunes y especiales arriostrados concéntricos, más allá de la clasificación general de “marcos arriostrados con anclajes dúctiles que establece la normativa chilena”.

## 7.4 De las modificaciones propuestas

A partir del diseño de las seis estructuras bajo la normativa vigente y propuesta, se analizaron los efectos que tienen dichas modificaciones en el desempeño, modificaciones que se pueden agrupar en cambios a la demanda sísmica y cambios a los requerimientos de diseño de marcos arriostrados concéntricos. Satisfaciendo en general el cometido para el cual han sido introducidas.

Las modificaciones a la demanda consideran:

- Cambio en la demanda sísmica horizontal, adoptándose la clasificación de suelo de la norma NCh433 y el DS61 (INN, 2012) y ponderando el espectro de la versión vigente de la NCh 2369 por el factor “S” asociado al tipo de suelo.
- Cambio en el coeficiente máximo y/o meseta del espectro de diseño.
- Cambios en la forma de combinar el sismo horizontal y vertical (combinaciones direccionales).
- Cambio en la forma de determinar y cuándo aplicar la acción sísmica vertical. El sismo vertical se aplica en todos los casos a través de las combinaciones direccionales.
- Cambio en las combinaciones de carga adoptando las especificadas en la norma NCh 3171 (INN, 2010).
- Cambio en el espectro para la evaluación de deformaciones sísmicas

Y las modificaciones a las disposiciones de diseño consideran:

- Inclusión del factor de sobrerresistencia para determinar las capacidades requeridas en columnas.
- Eliminación de la limitación del esfuerzo sísmico en diagonales comprimidas al 80% de su capacidad.
- Evaluación del efecto sísmico en vigas que reciben arriostramientos en V o V-invertida, mediante equilibrio; considerando que la diagonal comprimida presenta su capacidad residual, y la traccionada presenta su capacidad esperada.
- Evaluación del efecto sísmico en puntales de arriostramientos en cruz, considerando que la diagonal comprimida presenta su capacidad residual, y la traccionada presenta su capacidad esperada.
- Además de los requerimientos al diseño de conexiones.

Respecto del conjunto de modificaciones a la demanda, estas redundan en conferir a la estructura mayor rigidez y elementos más robustos, afectando particularmente a diagonales. El cambio en la clasificación de suelo no mostró ser significativo, al menos en los suelos considerados, a excepción de la estructura 2, donde por falta de información para seleccionar el suelo correspondiente en la versión propuesta se ensayó dos tipos de suelo, a saber, el C y D. Los resultados al usar suelo C mostraron la misma tendencia de las otras estructuras, esto es, baja incidencia en el aumento de la demanda, mientras que el uso de suelo D generó un aumento significativo en la demanda, en el peso de la estructura y un incremento notable en el corte máximo que la estructura pudo desarrollar.

El principal aumento en la demanda vino asociado al aumento en los factores de carga para el estado de carga sísmico (1.1 según versión vigente y 1.4 según versión propuesta) y la inclusión de combinaciones direccionales donde siempre se combinan las tres direcciones del sismo en distintas proporciones.

Respecto de las modificaciones a los requisitos de diseño, la sobrerresistencia mostró ser el más incidente, generando un aumento en las secciones de las columnas. Así, al tener las diagonales una menor sección relativa en el diseño con la versión propuesta, cuando son comparadas con las columnas, la no linealidad se moviliza a las diagonales de forma más temprana, mediante el pandeo y la fluencia de sus ellas.

En cuanto al requisito de sobrerresistencia, permite a otros elementos estructurales incursionar en el rango no lineal mientras las columnas mantienen su comportamiento lineal (no manifiestan pandeo). La modificación, por lo tanto, se valida debido a las mejoras observadas en el desempeño.

El dimensionamiento de arriostramientos en V o V-invertida y en particular sus vigas, haciendo uso de capacidades esperadas y residuales de las diagonales, mostró ser efectivo evitando que las vigas alcancen la capacidad esperada en flexión o bien relegando la plastificación de las vigas a derivas mayores, haciendo desaparecer el modo de falla en la viga cuando este se había manifestado en la versión vigente. De este modo la modificación normativa se valida ya que permite mejorar el desempeño del sistema.

El dimensionamiento de arriostramientos cruz y en particular sus puntales, no mostro efectos significativos en el dimensionamiento, ya que la mayoría de los puntales forman parte de emparrillados de vigas de las plataformas. De este modo para validar el efecto de la modificación sería necesario estudiar su efecto en estructuras donde los puntales no sean parte de plataformas.

La eliminación de la limitación del esfuerzo sísmico en diagonales comprimidas al 80% de su capacidad, no muestra mayores efectos, siendo como ya se comentó el aumento en la demanda quien condicionó el diseño de las diagonales. En este sentido resulta razonable la eliminación de este requerimiento.

Como ya se mencionó en el capítulo anterior, aunque las estructuras investigadas son casos particulares de estructuraciones basadas en MAC en la industria minera, cuatro de ellas son representativas de los requerimientos normativos regularidad y simetría, mientras que las otras dos presentan desviaciones de estos, como son irregularidad en la distribución de rigidez y/o masa o baja redundancia localizada. De este modo, los resultados y comentarios generales presentados para estas cuatro estructuras son aplicables a la tipología de MAC descrita en la normativa vigente.

## 7.5 Recomendaciones

En este estudio se han conducido análisis no lineales estáticos con modelos más elaborados y que permiten rescatar más información del comportamiento de la estructura, que aquellos usados en estudios previos (Zuniga,2017 y Urzúa, 2015). Estos análisis y modelos han permitido obtener una aproximación al comportamiento de la estructura y han servido para comparar el comportamiento de versiones vigentes y propuestas. Sin embargo, no se tiene la respuesta ante un sismo caracterizado por su registro de aceleraciones, por lo que se sugiere extender este trabajo llevando a cabo análisis no lineales dinámicos con registros sísmicos chilenos.

Dentro de las ventajas de desarrollar análisis no lineales dinámicos, se tendría caracterizar mejor el desempeño de las estructuras (en particular determinación del factor de modificación de la respuesta), poder determinar otras métricas de desempeño y evaluar la disipación de energía en las estructuras y sus componentes. Así se podría discriminar como inciden los distintos elementos de un MAC (diagonales, vigas, columnas y anclajes) en el desempeño.

En el contexto de estos análisis no lineales dinámicos, resulta importante introducir alguna mejora al modelo de degradación para poder capturar de mejor manera la pérdida de capacidad en la medida que se tiene más ciclos de carga y descarga.

Considerando el desempeño observado de la estructura 3, esto es, problemas torsionales debido a baja redundancia, resulta de interés desarrollar estudios que permitan establecer restricciones con tal de evitar configuraciones con importantes discontinuidades de rigidez y baja redundancia. En especial si se observa que estos defectos de estructuración son relativamente comunes en el área industrial, debido a necesidades de operación, y que más allá recomendar redundancia en la estructuración la normativa no posee requerimientos específicos.

## BIBLIOGRAFÍA

1. **AISC. (2010a).** Seismic Provisions for Structural Steel Buildings, ANSI/AISC 341-10. American Institute of Steel Construction, Chicago, Illinois.
2. **AISC. (2010b).** Specification for Structural Steel Buildings, AISC/ANSI 360-10. American Institute of Steel Construction, Chicago, Illinois.
3. **AISC. (2005a).** Seismic Provisions for Structural Steel Buildings, ANSI/AISC 341-16. American Institute of Steel Construction, Chicago, Illinois.
4. **AISC. (2005b).** Specification for Structural Steel Buildings, AISC/ANSI 360-05. American Institute of Steel Construction, Chicago, Illinois.
5. **ASCE. (2013)** Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings, ASCE/SEI 41-13 (2013)
6. **Astica, Guadalupe,** “Evaluación de las disposiciones de diseño sísmico para marcos arriostrados en edificios industriales”, Memoria para optar al título de Ingeniero Civil, Universidad de Chile, 2012.
7. **ATC 19 (1995).** Structural Response Modification Factors
8. **ATC 40 (1996).** Seismic Evaluation and Retrofit Concrete Buildings
9. **Black, G. R., Wenger, B. A., and Popov, E. P.,** 1980, “*Inelastic Buckling of Steel Struts under Cyclic Load Reversals*”, UCB/EERC-80/40, Earthquake Engineering Research Center, Berkeley, California.
10. **Brandosino G., Toreno M., Grande E., Mele E., De Luca A.,** “Seismic design of concentric braced frames”. Journal of Constructional Steel Research 78, pp. 22-37, 2012.
11. **Brenau M., Wang C-M, y Mahin, Sabelli R. (2011).** Ductile design steel structure. United States. McGrawHill Companies, Inc.
12. **Calo, Byron,** “Desempeño sísmico de edificaciones con marcos arriostrados excéntricamente con enlaces cortos diseñados según la NCh433”, Tesis para optar al grado de magister en ciencias de la ingeniería, mención estructural, sísmica y geotecnia, Universidad de Chile, 2018.
13. **Chávez, Nicolás,** “Revisión de los criterios de diseño de pernos de anclaje”, Memoria para optar al título de Ingeniero Civil, Universidad de Chile, 2011.
14. **Ching-Yi TSAI, Keh-Chyuan TSAI, Chih-Han LIN, Chih-Yu WEI, Kung-Juin WNGA, Yi-Jer YU, An-Chien WU (2010).** Cyclic responses of three 2-story seismic concentrically braced frames. Front. Archit. Civ. Eng. China 4, 287–301 (2010). <https://doi.org/10.1007/s11709-010-0087-1>.
15. **CSI. (2011).** CSI Analysis Reference Manual for SAP2000, ETABS, SAFE and CSIBridge. Computers and Structures Inc., Berkeley, California.
16. **D'Aniello M, La Manna Ambrosino G, Portioli F, Landolfo R. (2013).** Modelling aspects of the seismic response of steel concentric braced frames. Steel and Composite Structure; 15(5):539–66.
17. **De Souza, R. M. (2000).** “Force-based finite element for large displacement displacement inelastic analysis of frames.” Ph.D. thesis, Univ. of California, Berkeley, California.
18. **FEMA356 (2000).** Prestandard and Commentary for the Seismic Rehabilitation of buildings. FEMA356. Federal Emergency Management Agency, Washington, D.C.
19. **FEMA440 (2005).** Improvement of Nonlinear Static Seismic Analysis Procedures
20. **FEMAP695 (2009).** Quantification of Building Seismic Performance Factors. Federal Emergency Management Agency, Washington, D.C.

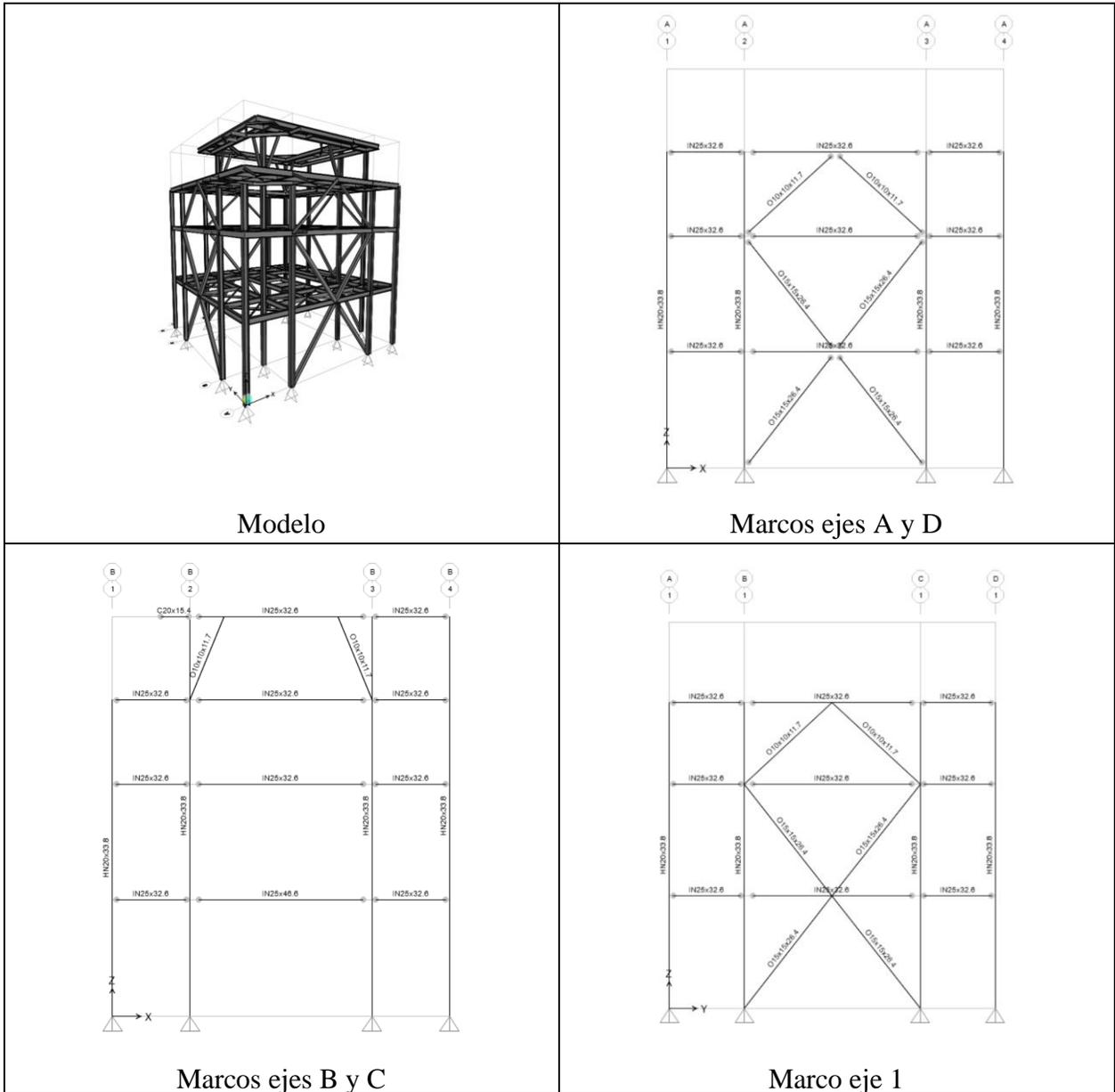
21. **Filippou FC, Fenves GL (2004)**. Methods of analysis for earthquake-resistant structures. In: Bozorgnia Y, Bertero VV, editors. Chapter 6 in “Earthquake Engineering — From Engineering Seismology to Performance-Based Engineering”. Cambridge, United Kingdom: Cambridge University Press; 2004
22. **INN. (2003)**. Diseño Sísmico de Estructuras e Instalaciones Industriales, NCh2369.Of2003. Instituto Nacional de Normalización.
23. **INN. (2009)**. Diseño Estructural - Cargas Permanentes y Cargas de Uso, NCh1537.Of2009. Instituto Nacional de Normalización.
24. **INN. (2010)**. Diseño Estructural - Disposiciones Generales y Combinaciones de Carga, NCh3171.Of2010. Instituto Nacional de Normalización.
25. **INN. (2012)**. Diseño sísmico de edificios, NCh433.Of1996. Modificada en 2012. Instituto Nacional de Normalización.
26. **INN. (2016)**. Construcción – Estructuras de acero – Parte 1: Requisitos para el cálculo de estructuras de acero para edificios, NCh427 / 1. Instituto Nacional de Normalización.
27. **INN. (2020)**. Proyecto de Norma Diseño sísmico de estructuras e instalaciones industriales, NCh2369. Instituto Nacional de Normalización. Santiago, Chile.
28. **Imanpour, Ali, Auger, K., & Tremblay, R. (2016a)**. *Seismic design and performance of multi-tiered steel braced frames including the contribution from gravity columns under in-plane seismic demand*. Advances in Engineering Software, 101: 106-122.  
<http://dx.doi.org/10.1016/j.advengsoft.2016.01.021>
29. **Imanpour, A., & Tremblay, R. (2016b)**. Seismic design procedure for steel multi-tiered concentrically braced frames beyond CSA S16 limit. Annual Conference, Canadian Society for Civil Engineering.
30. **Imanpour, A., Tremblay, R., Fahnestock, L. A., & Stoakes, C. (2016c)**. *Analysis and Design of Two-Tiered Steel Braced Frames under In-Plane Seismic Demand*. *Journal of Structural Engineering*. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)ST.1943-541X.0001568](https://doi.org/10.1061/(ASCE)ST.1943-541X.0001568)
31. **Haddad Madhar (2015)**, “Concentric tubular steel subjected to seismic loading: Finite element modeling”. *Journal of Constructional Steel Research* 104, pp. 155-166.
32. **Lumpkin E.J., Hsiao P., W. Roeder C., Lehman D.E., Tai C., Wu A., Wei C. Tsai K.**, “Investigation of seismic response of three-story special concentrically braced frames”. *Journal of Constructional Steel Research* 77, pp. 131-144, 2012.
33. **NEHRP. (2013)**. Seismic Design of Steel Special Concentrically Braced Frame Systems: A Guide for Practicing Engineers. NIST.
34. **Rodríguez, María**. “Desempeño sísmico de estructuras industriales de marcos multi-panel arriostrados concéntricamente, MTBF”, Tesis para optar al grado de magister en ciencias de la ingeniería, mención estructural, sísmica y geotecnia, Universidad de Chile, 2020.
35. **OPENSEES** <https://opensees.berkeley.edu/index.php>.
36. **Scaramelli, Felipe**, “Efecto de la sobrerresistencia y el nivel de ductilidad sobre la probabilidad de falla antes ocurrencia de sismos”, Memoria para optar al título de Ingeniero Civil, Universidad de Chile, 2017.
37. **Tapia, Diego**, “Efecto del tipo de anclaje en la disipación de energía sísmica en estructuras de acero urbanas estructuradas en base a marcos concéntricamente arriostrados”, Memoria para optar al título de Ingeniero Civil, Universidad de Chile, 2017.
38. **Urzúa, Cristián**, “Comparación de desempeño de dos estructuras industriales de acero diseñadas según la práctica nacional y disposiciones AISC”, Tesis para optar al grado de magister en ciencias de la ingeniería, mención ingeniería sísmica, Universidad de Chile, 2015.
39. **Vezna Terzic (2011)**. Force-based Element vs Displacement-based Element, University of California, Berkeley, 2011

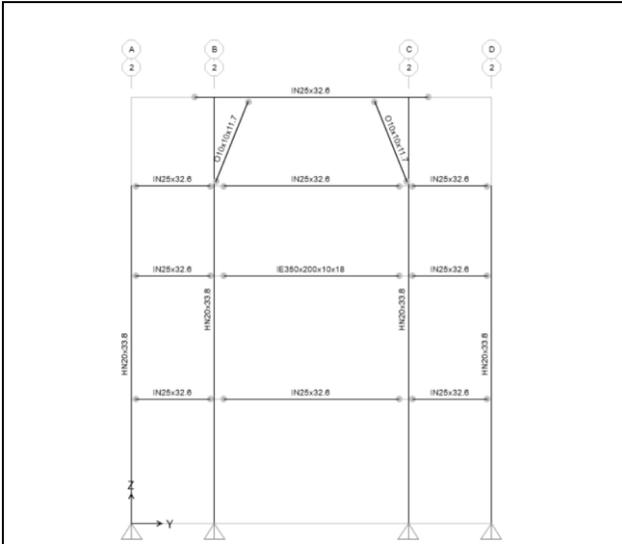
41. **Takamatsu T., Tamai H. (2005)** Non-slip-type restoring force characteristics of an exposed-type column base. *Journal of Constructional Steel Research* 61 issue 7, pp 942-961, 2005. <https://doi.org/10.1016/j.jcsr.2005.01.003>
42. **Tremblay Robert. (2002)**. “Inelastic seismic response of steel bracing members”. *Journal of Constructional Steel Research* 58, pp. 655-701, 2002.
43. **R. Tremblay, M.-H. Archambault, and A. Filiatrault (2003)**. Seismic Response of concentrically Braced Steel Frames made with Rectangular Hollow Bracing Members. *Journal of Structural Engineering* 129 issue 12, 2003.
44. **Turker T, Bayraktar A. (2011)** “Experimental and numerical investigation of brace configuration effects on steel structures”. *Journal of Constructional Steel Research* 67, pp. 854-865, 2011.
45. **Uriz P., y Mahin S. (2008)**. Towards Earthquake-Resistant Design of Concentrically Braced Steel-Frames Structures. PEER Report 2008/08, Pacific Earthquake Engineering Research Center, College of Engineering, University of California, Berkeley
46. **Uriz P., Filippou F.C., Mahin. A. (2008)** Model for Cyclic Inelastic Buckling of Steel Braces. *Journal of Structural Engineering* 134 issue 4, 2008.
47. **Swaminathan Krishnan.,** “Modified elastofiber element for steel for slender column and brace modeling”. *Journal of Structural Engineering ASCE*, pp. 1350-1366, 2010.
48. **Wijesundra, K.K, Nasciembene, R, Rassati, G.A. (2014)**. “Modeling of different bracing configurations in multi-story concentrically braced using a fiber-beam bases approach”. *Journal of Constructional Steel Research* 101, pp. 426-436, 2014.
49. **Zúñiga, José,** “Análisis del efecto de las modificaciones de la norma NCh2369 en el diseño y desempeño de estructuras industrial de acero”, Memoria para optar al título de Ingeniero Civil, Universidad de Chile, 2017.

## ANEXOS

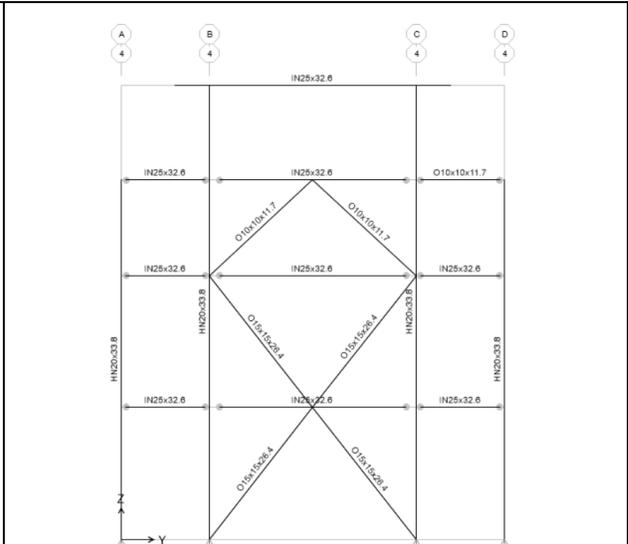
# ANEXO A ESTRUCTURA 1

## A.1 Descripción de la estructura y el modelo lineal

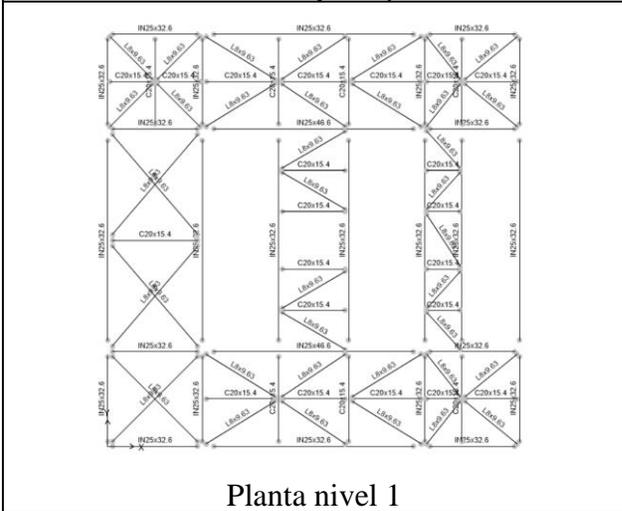




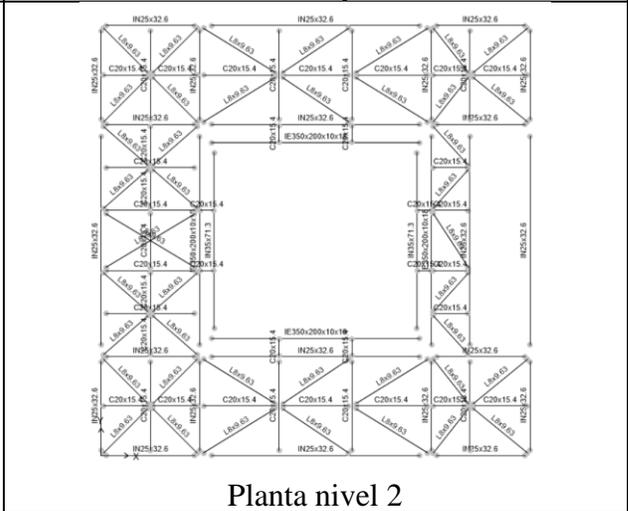
Marcos ejes 2 y 3



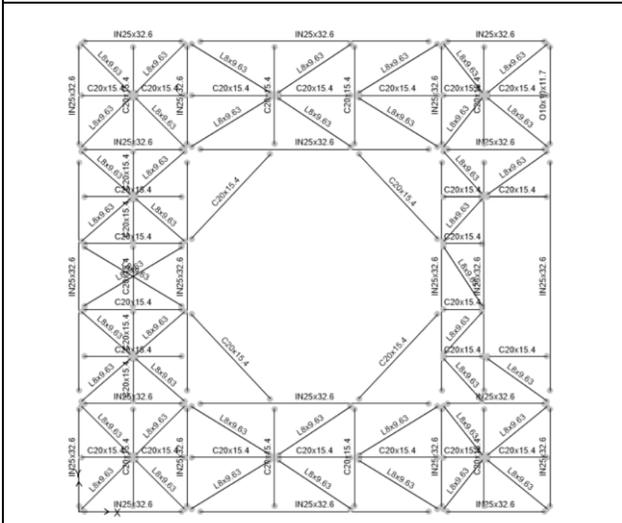
Marco eje 4



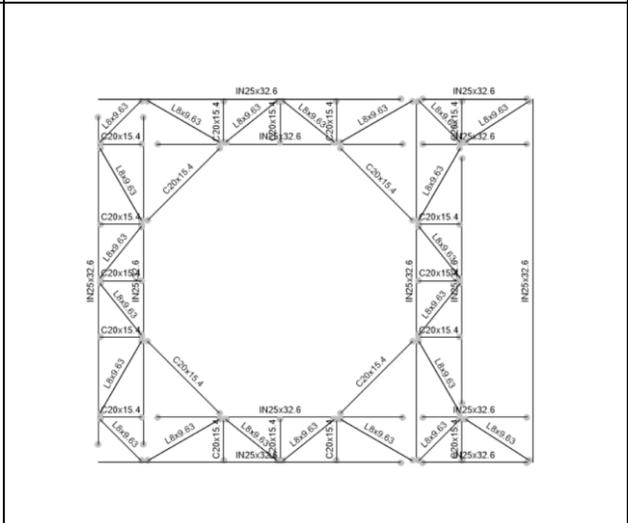
Planta nivel 1



Planta nivel 2



Planta nivel 3



Planta nivel 4

Figura A-1: Estructura 1 y secciones

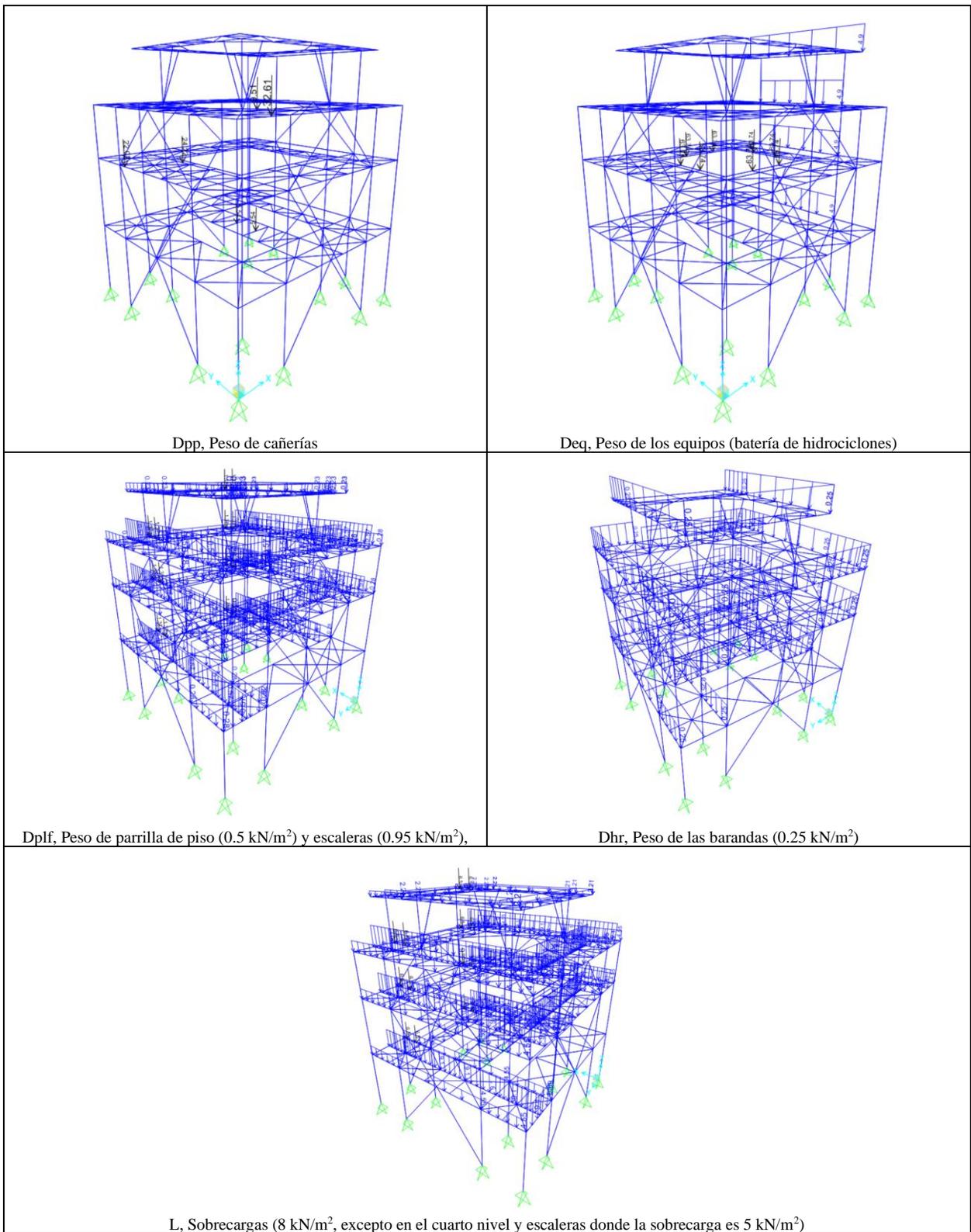


Figura A-2: Cargas de la estructura 1

Tabla A-1: Combinaciones de carga versión vigente– Estructura 1

N°	Descripción	Uso
LRFD 01	1.2Dle + 1.6LL	Dimensionamiento de estructura
LRFD 02	1.2DL + LL ± 1.1Elx (o 1.1Ely)	Dimensionamiento de estructura
LRFD 03	0.9DL ± 1.1Elx (o 1.1Ely)	Dimensionamiento de estructura
LRFD 04	1.2DL + LL ± 1.1Elx (o Ely) ± 1.1Elz	Dimensionamiento de anclajes
LRFD 05	0.9DL ± 1.1Elx (o Ely) ± 0.3Elz	Dimensionamiento de anclajes
EQ AMP 02	1.2DL + LL ± 1.1 x 1.5Elx (o 1.5Ely)	NCh 2369 Of 2003 – 8.3.5
EQ AMP 03	0.9DL - 1.1 x 1.5Ely (o 1.5Ely)	NCh 2369 Of 2003 – 8.3.5

Tabla A-2: Combinaciones de carga versión propuesta – Estructura 1

N°	Descripción	Uso
LRFD 01	1.4De+1,6L	Dimensionamiento de estructura
LRFD 02	1.2DL+0.25LL+1.4(+1.0ELX +0.3ELY+0.6ELZ)	Dimensionamiento de estructura
LRFD 03	1.2DL+0.25LL+1.4(+0.3ELX +1.0ELY+0.6ELZ)	Dimensionamiento de estructura
LRFD 04	1.2DL+0.25LL+1.4(+0.6ELX +0.2ELY+1.0ELZ)	Dimensionamiento de estructura
LRFD 05	1.2DL+0.25LL+1.4(+0.2ELX +0.6ELY+1.0ELZ)	Dimensionamiento de estructura
LRFD 06	0.9DL+1.4(+1.0ELX +0.3ELY+0.6ELZ)	Dimensionamiento de estructura
LRFD 07	0.9DL+1.4(+0.3ELX +1.0ELY+0.6ELZ)	Dimensionamiento de estructura
LRFD 08	0.9DL+1.4(+0.6ELX +0.2ELY+1.0ELZ)	Dimensionamiento de estructura
LRFD 09	0.9DL+1.4(+0.2ELX +0.6ELY+1.0ELZ)	Dimensionamiento de estructura
SOBRE 02	1.2DL+0.25LL+1.4(0.7R1)(+1.0ELX +0.3ELY+0.6ELZ)	Sobreressitencia en columnas
SOBRE 03	1.2DL+0.25LL+1.4(0.7R1)(+0.3ELX +1.0ELY+0.6ELZ)	Sobreressitencia en columnas
SOBRE 04	1.2DL+0.25LL+1.4(0.7R1)(+0.6ELX +0.2ELY+1.0ELZ)	Sobreressitencia en columnas
SOBRE 05	1.2DL+0.25LL+1.4(0.7R1)(+0.2ELX +0.6ELY+1.0ELZ)	Sobreressitencia en columnas
SOBRE 06	0.9DL+1.4(0.7R1)(+1.0ELX +0.3ELY+0.6ELZ)	Sobreressitencia en columnas
SOBRE 07	0.9DL+1.4(0.7R1)(+0.3ELX +1.0ELY+0.6ELZ)	Sobreressitencia en columnas
SOBRE 08	0.9DL+1.4(0.7R1)(+0.6ELX +0.2ELY+1.0ELZ)	Sobreressitencia en columnas
SOBRE 09	0.9DL+1.4(0.7R1)(+0.2ELX +0.6ELY+1.0ELZ)	Sobreressitencia en columnas

## A.2 Resultados de diseño

Tabla A-3: Factores de utilización normativa vigente – Estructura 1

Barra	Sección	Tipo	FU	Combinación
3	HN20x33.8	Column	10%	LRFD02C
4	HN20x33.8	Column	24%	LRFD01
7	IN25x32.6	Beam	1%	LRFD02C
10	IN25x32.6	Beam	78%	ASD 01
15	O15x15x26.4	Brace	23%	LRFD02C
16	O15x15x26.4	Brace	23%	LRFD02C
17	O10x10x11.7	Brace	12%	LRFD01
18	O15x15x26.4	Brace	23%	LRFD02C
19	O15x15x26.4	Brace	23%	LRFD02C
20	O10x10x11.7	Brace	12%	LRFD01
21	HN20x33.8	Column	24%	LRFD02A
24	HN20x33.8	Column	11%	LRFD02A
35	HN20x33.8	Column	11%	LRFD02A
38	HN20x33.8	Column	11%	LRFD02A
50	HN20x33.8	Column	61%	LRFD02C
51	HN20x33.8	Column	60%	LRFD02C
54	IN25x32.6	Beam	33%	LRFD02A
57	IN25x32.6	Beam	59%	LRFD01
60	IN25x32.6	Beam	13%	LRFD02A
63	O15x15x26.4	Brace	67%	LRFD02C
64	O15x15x26.4	Brace	59%	LRFD02C
65	O10x10x11.7	Brace	34%	LRFD02C
67	O15x15x26.4	Brace	68%	LRFD02C
68	O15x15x26.4	Brace	60%	LRFD02C
69	O10x10x11.7	Brace	33%	LRFD02C
76	IN25x32.6	Beam	65%	ASD 01
81	O15x15x26.4	Brace	27%	LRFD02A
82	O15x15x26.4	Brace	23%	LRFD02A
83	O10x10x11.7	Brace	27%	LRFD02A
84	O15x15x26.4	Brace	26%	LRFD02A
85	O15x15x26.4	Brace	23%	LRFD02A
86	O10x10x11.7	Brace	27%	LRFD02A
114	IN25x32.6	Beam	16%	LRFD01
117	IN25x32.6	Beam	65%	ASD 01
120	IN25x32.6	Beam	15%	LRFD01
122	O15x15x26.4	Brace	25%	LRFD02A
123	O15x15x26.4	Brace	12%	LRFD02A
124	O10x10x11.7	Brace	24%	LRFD02A
125	O15x15x26.4	Brace	25%	LRFD02A
126	O15x15x26.4	Brace	20%	LRFD02A
127	O10x10x11.7	Brace	24%	LRFD02A
399	IN25x32.6	Beam	16%	LRFD01

Tabla A-4.: Factores de utilización normativa propuesta – Estructura 1

Barra	Sección	Tipo	FU	Combinación
3	HN20x39.9	Column	25%	LRFD 03A
4	HN20x39.9	Column	29%	LRFD 03A
7	IN25x32.6	Beam	3%	LRFD 03A
10	IN25x32.6	Beam	78%	ASD 01
13	IN25x32.6	Beam	16%	LRFD 01
15	[]200x200x5	Brace	29%	LRFD 03A
16	[]200x200x5	Brace	29%	LRFD 03A
17	O10x10x11.7	Brace	37%	LRFD 03A
18	[]200x200x5	Brace	28%	LRFD 03A
19	[]200x200x5	Brace	28%	LRFD 03A
20	O10x10x11.7	Brace	37%	LRFD 03A
21	HN20x39.9	Column	33%	LRFD 02A
24	HN20x39.9	Column	29%	LRFD 02A
35	HN20x39.9	Column	30%	LRFD 02A
38	HN20x39.9	Column	29%	LRFD 02A
50	HN20x39.9	Column	52%	LRFD 02A
51	HN20x39.9	Column	51%	LRFD 02A
54	IN25x32.6	Beam	20%	LRFD 02A
57	IN25x32.6	Beam	50%	LRFD 02A
60	IN25x32.6	Beam	19%	LRFD 02A
63	[]200x200x5	Brace	55%	LRFD 02A
64	[]200x200x5	Brace	51%	LRFD 02A
65	O10x10x11.7	Brace	56%	LRFD 02A
67	[]200x200x5	Brace	56%	LRFD 02A
68	[]200x200x5	Brace	51%	LRFD 02A
69	O10x10x11.7	Brace	56%	LRFD 02A
76	IN25x32.6	Beam	66%	LRFD 02A
79	IN25x32.6	Beam	15%	LRFD 02A
81	[]200x200x5	Brace	33%	LRFD 02A
82	[]200x200x5	Brace	28%	LRFD 02A
83	O10x10x11.7	Brace	50%	LRFD 02A
84	[]200x200x5	Brace	33%	LRFD 02A
85	[]200x200x5	Brace	28%	LRFD 02A
86	O10x10x11.7	Brace	50%	LRFD 02A
114	IN25x32.6	Beam	16%	LRFD 02A
117	IN25x32.6	Beam	66%	LRFD 02A
120	IN25x32.6	Beam	15%	LRFD 02A
122	[]200x200x5	Brace	31%	LRFD 02A
123	[]200x200x5	Brace	26%	LRFD 02A
124	O10x10x11.7	Brace	45%	LRFD 02A
125	[]200x200x5	Brace	32%	LRFD 02A
126	[]200x200x5	Brace	27%	LRFD 02A
127	O10x10x11.7	Brace	45%	LRFD 02A
399	IN25x32.6	Beam	16%	LRFD 01

Tabla A-5: Fuerzas en los anclajes normativa vigente – Estructura 1

Nudo	Combinación		F1 [kN]	F2 [kN]	F3 [kN]
A1	LRFD.ENV	Max	0	79	240
A1	LRFD.ENV	Min	0	-57	-155
A2	LRFD.ENV	Max	0	57	277
A2	LRFD.ENV	Min	0	-79	-140
A3	LRFD.ENV	Max	93	0	311
A3	LRFD.ENV	Min	-66	0	-170
A4	LRFD.ENV	Max	87	0	276
A4	LRFD.ENV	Min	-65	0	-176
A5	LRFD.ENV	Max	65	0	286
A5	LRFD.ENV	Min	-92	0	-186
A6	LRFD.ENV	Max	65	0	278
A6	LRFD.ENV	Min	-87	0	-176
A7	LRFD.ENV	Max	1	101	368
A7	LRFD.ENV	Min	-1	-52	-130
A8	LRFD.ENV	Max	1	52	362
A8	LRFD.ENV	Min	-1	-102	-131

Tabla A-6: Fuerzas en los anclajes normativa propuesta – Estructura 1

Joint	Combinación		F1 [kN]	F2 [kN]	F3 [kN]
A1	LRFD.ENV	Max	1	122	362
A1	LRFD.ENV	Min	-1	-103	-289
A2	LRFD.ENV	Max	1	102	398
A2	LRFD.ENV	Min	-1	-121	-280
A3	LRFD.ENV	Max	143	0	461
A3	LRFD.ENV	Min	-121	0	-340
A4	LRFD.ENV	Max	137	0	418
A4	LRFD.ENV	Min	-119	0	-336
A5	LRFD.ENV	Max	121	0	434
A5	LRFD.ENV	Min	-143	0	-351
A6	LRFD.ENV	Max	120	0	419
A6	LRFD.ENV	Min	-138	0	-336
A7	LRFD.ENV	Max	0	145	501
A7	LRFD.ENV	Min	0	-101	-288
A8	LRFD.ENV	Max	0	101	497
A8	LRFD.ENV	Min	0	-145	-289

## A.3 Resultados de análisis no lineal

### A.3.1 Versión vigente

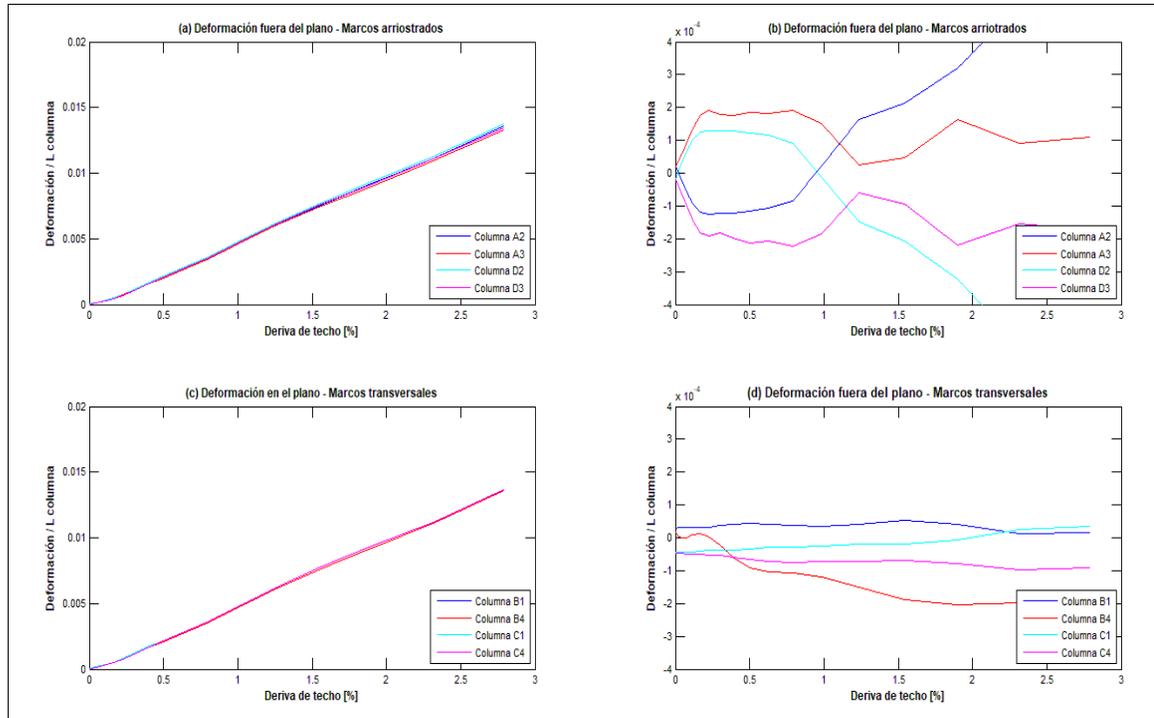
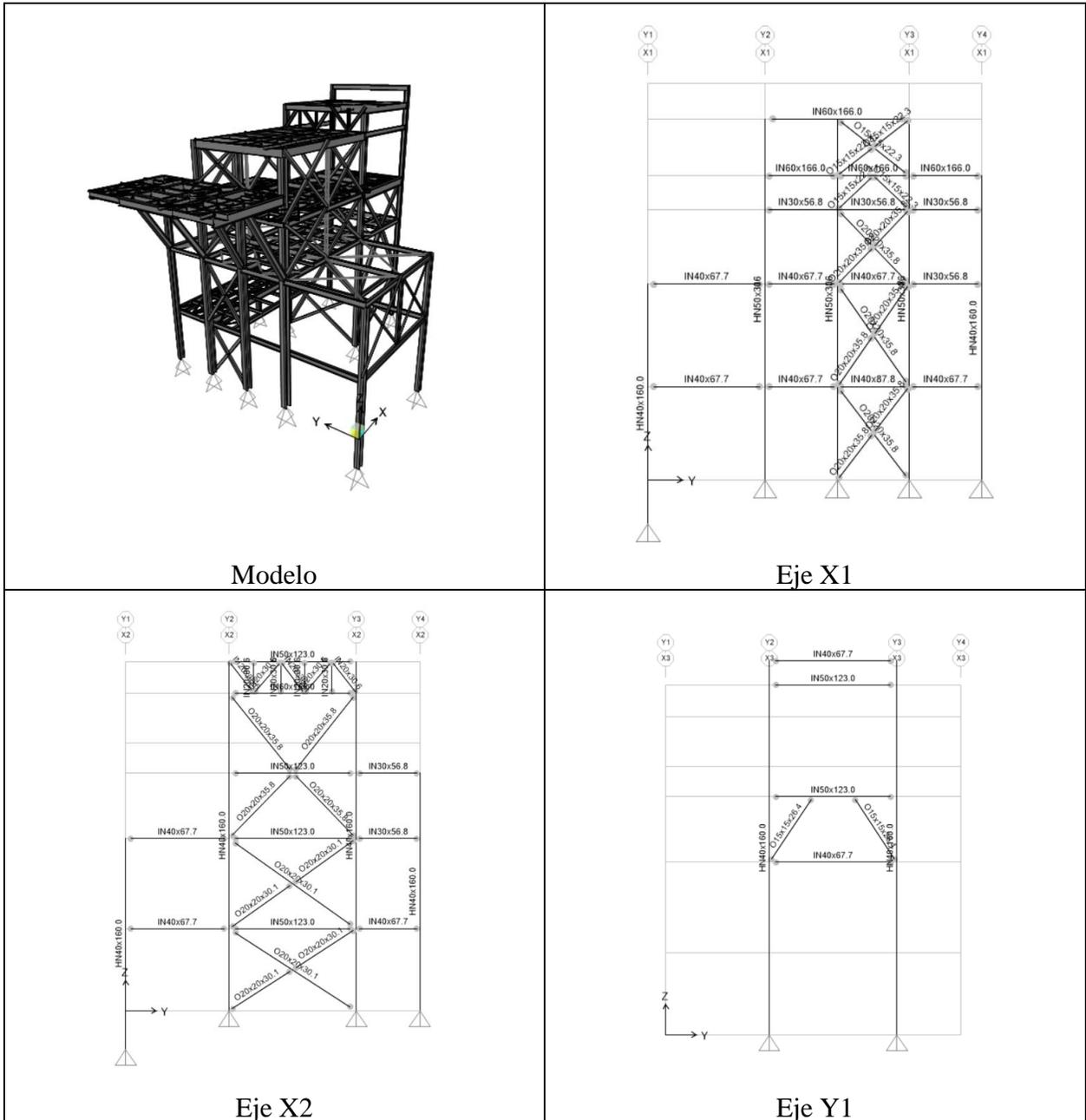
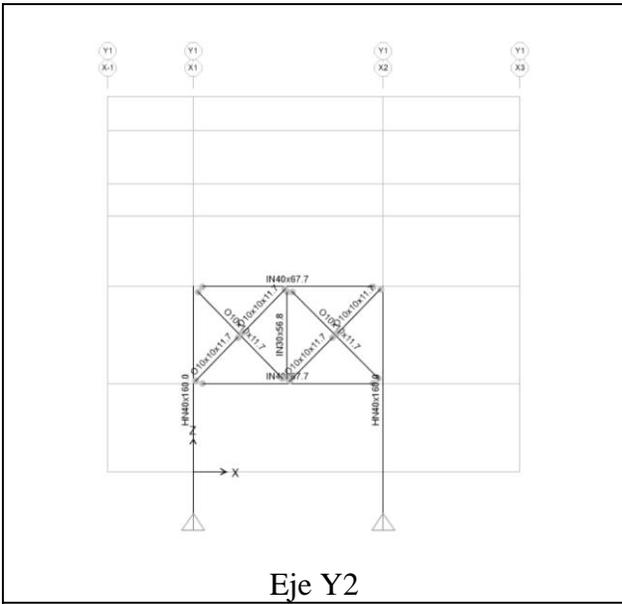


Figura A-3: Deformación lateral en las columnas – Estructura 1, versión vigente

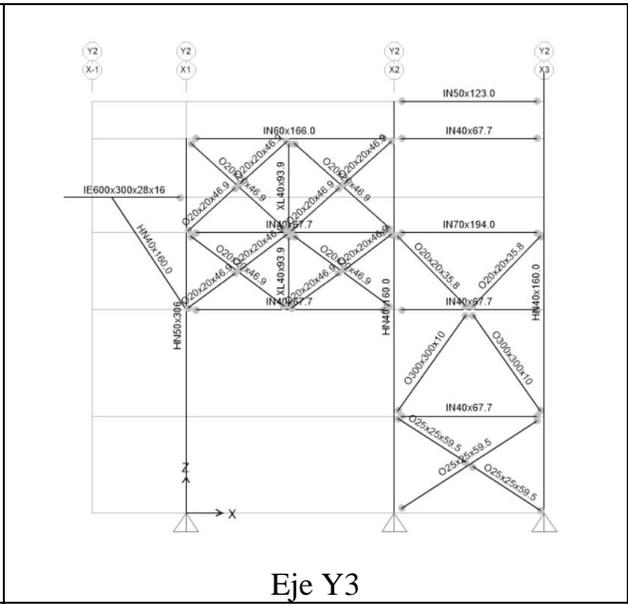
# ANEXO B ESTRUCTURA 2

## B.1 Descripción de la estructura y el modelo lineal

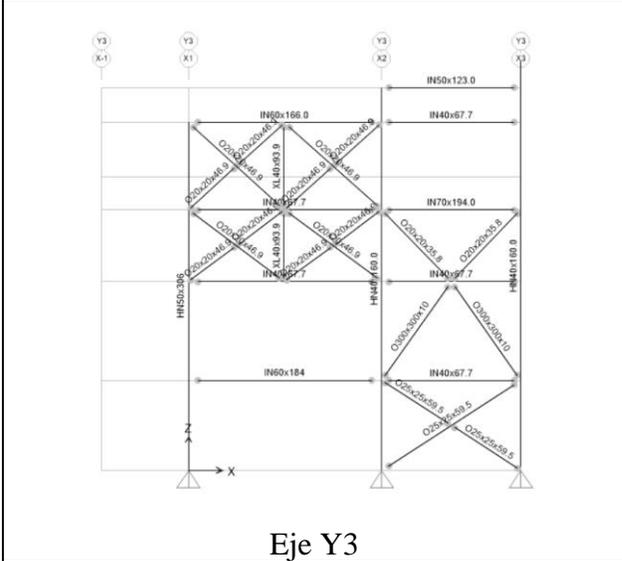




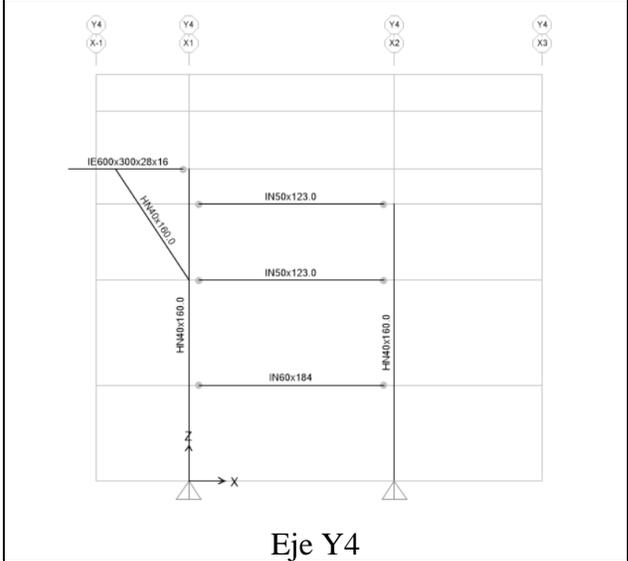
Eje Y2



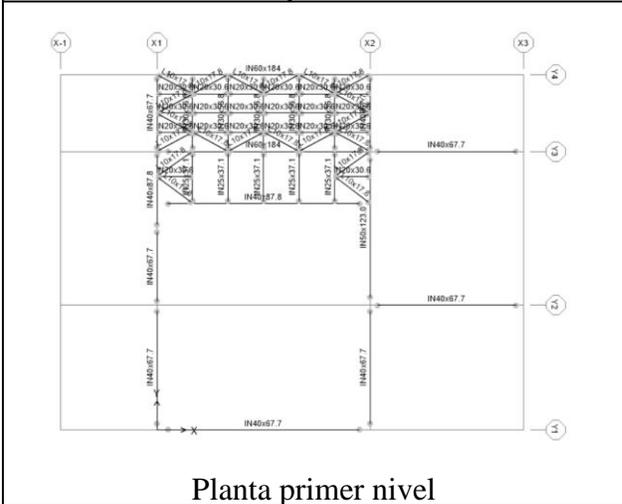
Eje Y3



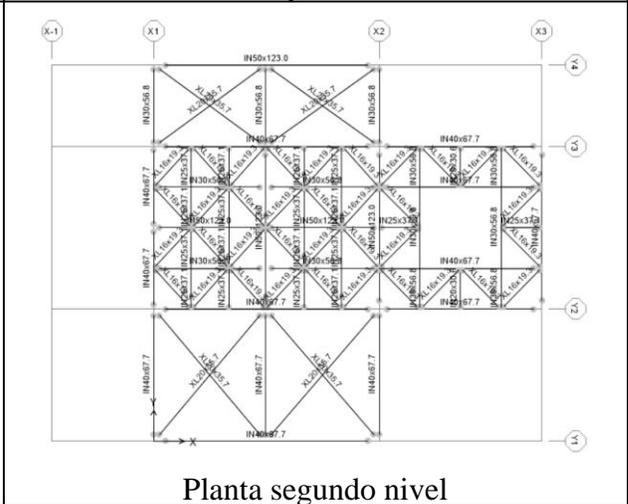
Eje Y3



Eje Y4

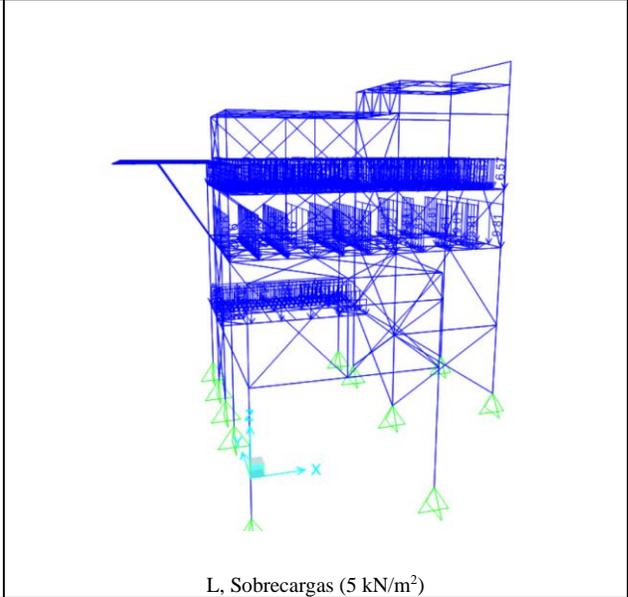
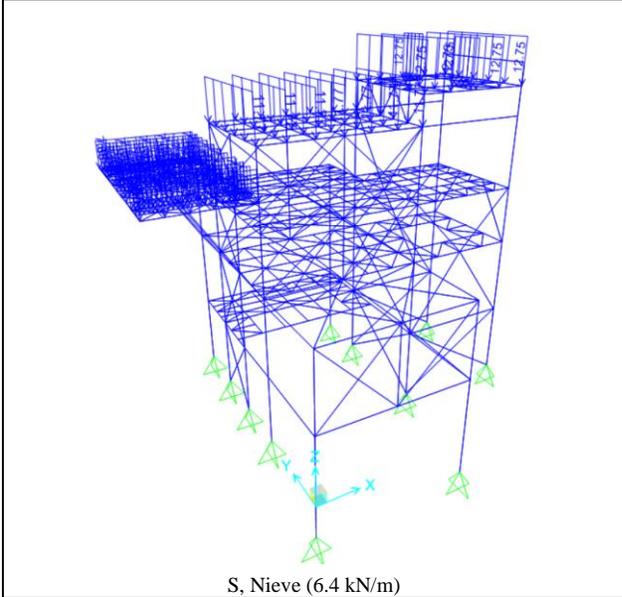
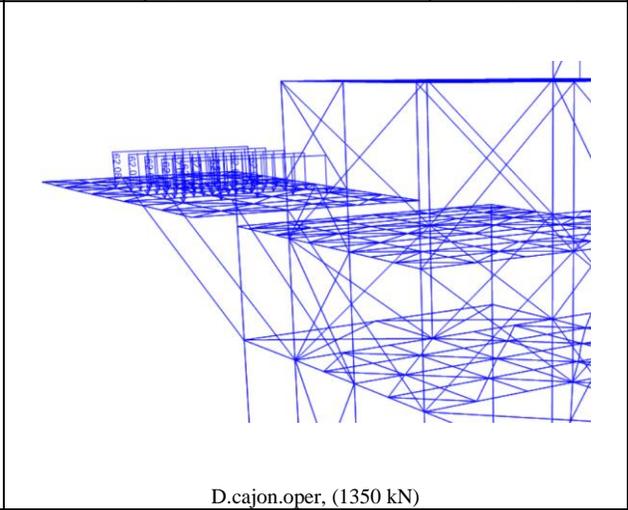
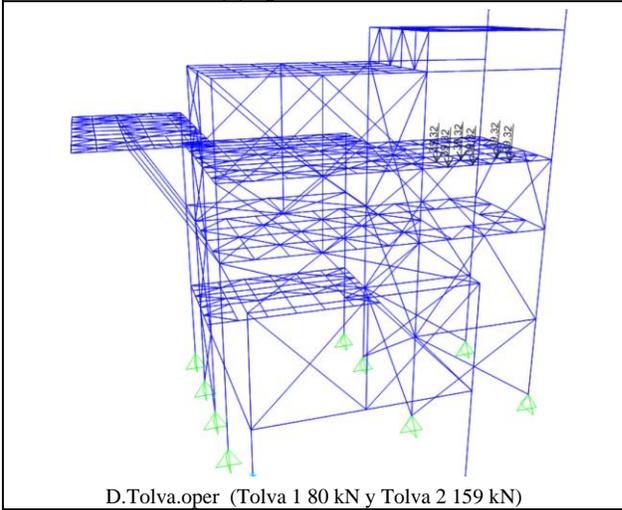
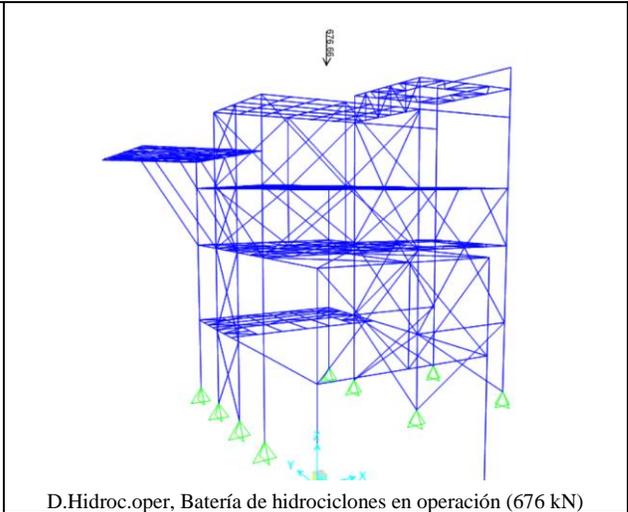
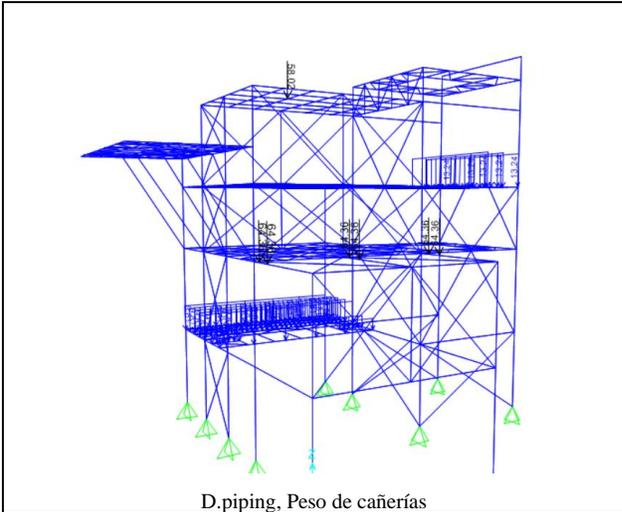


Planta primer nivel



Planta segundo nivel





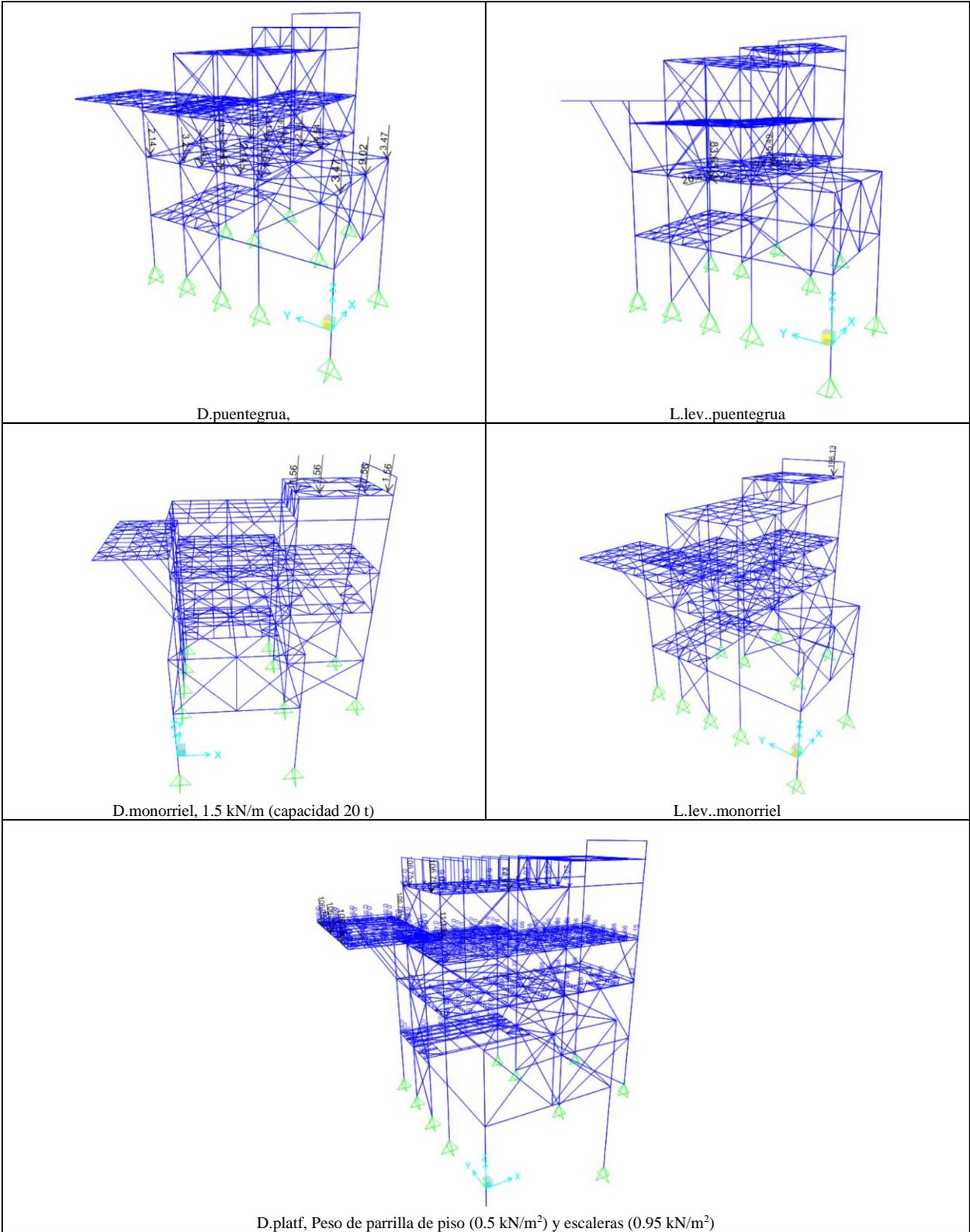


Figura B-2: Cargas de la estructura 2

Tabla B-1: Combinaciones de carga versión vigente– Estructura 2

N°	Descripción	Uso
LRFD 01	1.2Dle + 1.6LL	Dimensionamiento de estructura
LRFD 02	1.2DL + LL ± 1.1Elx (o 1.1Ely)	Dimensionamiento de estructura
LRFD 03	0.9DL ± 1.1Elx (o 1.1Ely)	Dimensionamiento de estructura
LRFD 04	1.2DL + LL ± 1.1Elx (o ELy) ± 1.1Elz	Dimensionamiento de anclajes
LRFD 05	0.9DL ± 1.1Elx (o ELy) ± 0.3Elz	Dimensionamiento de anclajes
EQ AMP 02	1.2DL + LL ± 1.1 x 1.5Elx (o 1.5Ely)	NCh 2369 Of 2003 – 8.3.5
EQ AMP 03	0.9DL - 1.1 x 1.5Ely (o 1.5Ely)	NCh 2369 Of 2003 – 8.3.5

Tabla B-2: Combinaciones de carga versión propuesta – Estructura 2

N°	Descripción	Uso
LRFD 01	1.4De+1,6L	Dimensionamiento de estructura
LRFD 02	1.2DL+0.25LL+1.4(+1.0ELX +0.3ELY+0.6ELZ)	Dimensionamiento de estructura
LRFD 03	1.2DL+0.25LL+1.4(+0.3ELX +1.0ELY+0.6ELZ)	Dimensionamiento de estructura
LRFD 04	1.2DL+0.25LL+1.4(+0.6ELX +0.2ELY+1.0ELZ)	Dimensionamiento de estructura
LRFD 05	1.2DL+0.25LL+1.4(+0.2ELX +0.6ELY+1.0ELZ)	Dimensionamiento de estructura
LRFD 06	0.9DL+1.4(+1.0ELX +0.3ELY+0.6ELZ)	Dimensionamiento de estructura
LRFD 07	0.9DL+1.4(+0.3ELX +1.0ELY+0.6ELZ)	Dimensionamiento de estructura
LRFD 08	0.9DL+1.4(+0.6ELX +0.2ELY+1.0ELZ)	Dimensionamiento de estructura
LRFD 09	0.9DL+1.4(+0.2ELX +0.6ELY+1.0ELZ)	Dimensionamiento de estructura
SOBRE 02	1.2DL+0.25LL+1.4(0.7R1)(+1.0ELX +0.3ELY+0.6ELZ)	Sobreressitencia en columnas
SOBRE 03	1.2DL+0.25LL+1.4(0.7R1)(+0.3ELX +1.0ELY+0.6ELZ)	Sobreressitencia en columnas
SOBRE 04	1.2DL+0.25LL+1.4(0.7R1)(+0.6ELX +0.2ELY+1.0ELZ)	Sobreressitencia en columnas
SOBRE 05	1.2DL+0.25LL+1.4(0.7R1)(+0.2ELX +0.6ELY+1.0ELZ)	Sobreressitencia en columnas
SOBRE 06	0.9DL+1.4(0.7R1)(+1.0ELX +0.3ELY+0.6ELZ)	Sobreressitencia en columnas
SOBRE 07	0.9DL+1.4(0.7R1)(+0.3ELX +1.0ELY+0.6ELZ)	Sobreressitencia en columnas
SOBRE 08	0.9DL+1.4(0.7R1)(+0.6ELX +0.2ELY+1.0ELZ)	Sobreressitencia en columnas
SOBRE 09	0.9DL+1.4(0.7R1)(+0.2ELX +0.6ELY+1.0ELZ)	Sobreressitencia en columnas

## B.2 Resultados de diseño

Tabla B-3: Combinaciones de carga versión vigente– Estructura 2

Barra	Tipo	Diagonales seccion cajon			Diagonales seccion XL		
		Sección	FU	Combinación	Sección	FU	Combinación
177	Column	XL40x93.9	4%	LRFD02A	XL40x93.9	3%	LRFD02A
190	Beam	IN40x67.7	8%	LRFD02C	IN40x67.7	9%	LRFD02C
197	Beam	IN40x67.7	7%	LRFD02C	IN40x67.7	8%	LRFD02C
220	Beam	IN50x123.0	29%	LRFD01	IN50x123.0	30%	LRFD01
264	Beam	IN40x67.7	20%	LRFD01	IN40x67.7	20%	LRFD01
215	Column	XL40x93.9	31%	LRFD02A	XL40x93.9	31%	LRFD02A
216	Column	XL40x93.9	7%	LRFD02A	XL40x93.9	7%	LRFD02A
316	Beam	IN40x67.7	1%	LRFD02C	IN40x67.7	1%	LRFD02C
317	Beam	IN40x87.8	33%	LRFD02C	IN40x87.8	36%	LRFD01
77	Brace	O20x20x35.8	72%	LRFD02C	XL30x52.8	75%	LRFD02C
78	Brace	O20x20x35.8	50%	LRFD03C	XL30x52.8	54%	LRFD03C
123	Brace	O20x20x35.8	49%	LRFD02C	XL30x52.8	51%	LRFD02C
124	Brace	O20x20x35.8	71%	LRFD02C	XL30x52.8	71%	LRFD02C
994	Brace	O15x15x22.3	63%	LRFD02C	XL20x35.7	59%	LRFD02C
995	Brace	O15x15x22.3	52%	LRFD02C	XL20x35.7	44%	LRFD02C
1009	Beam	IN50x123.0	22%	LRFD02A	IN50x123.0	23%	LRFD02A
604	Beam	IN50x123.0	59%	LRFD01	IN50x123.0	60%	LRFD01
862	Brace	O20x20x30.1	61%	LRFD02C	XL30x52.8	52%	LRFD02C
1036	Brace	O15x15x22.3	33%	LRFD02C	XL20x35.7	24%	LRFD02C
53	Beam	IN30x56.8	2%	LRFD02A	IN30x56.8	2%	LRFD02A
62	Brace	O20x20x30.1	61%	LRFD02C	XL30x52.8	51%	LRFD02C
65	Beam	IN70x194.0	62%	LRFD01	IN70x194.0	62%	LRFD01
72	Beam	IN70x194.0	43%	LRFD01	IN70x194.0	43%	LRFD01
369	Beam	IN40x67.7	33%	LRFD01	IN40x67.7	33%	LRFD01
404	Beam	IN40x67.7	35%	LRFD01	IN40x67.7	33%	LRFD01
52	Beam	IN40x67.7	74%	LRFD02A	IN40x67.7	64%	LRFD02A
85	Beam	IN40x67.7	62%	LRFD02A	IN40x67.7	52%	LRFD02A
75	Beam	IN40x67.7	4%	LRFD02C	IN40x67.7	4%	LRFD02C
79	Beam	IN40x67.7	4%	LRFD02C	IN40x67.7	4%	LRFD02C
3	Beam	IN30x56.8	21%	LRFD02A	IN30x56.8	21%	LRFD02A
87	Beam	IN60x166.0	44%	LRFD02A	IN60x166.0	46%	LRFD02A
111	Beam	IN60x166.0	49%	LRFD02A	IN60x166.0	52%	LRFD02A
4	Column	XL40x93.9	24%	LRFD02A	XL40x93.9	25%	LRFD02A
51	Beam	IN60x166.0	39%	LRFD01	IN60x166.0	39%	LRFD01
54	Beam	IN60x166.0	8%	LRFD02C	IN60x166.0	11%	LRFD02C
56	Beam	IN60x166.0	47%	LRFD01	IN60x166.0	47%	LRFD01
96	Brace	O20x20x35.8	68%	LRFD02C	XL30x52.8	63%	LRFD02C
102	Brace	O20x20x35.8	72%	LRFD02C	XL30x52.8	66%	LRFD02C
118	Brace	O20x20x35.8	45%	LRFD02C	XL20x35.7	56%	LRFD03C

Barra	Tipo	Diagonales sección cajón			Diagonales sección XL		
		Sección	FU	Combinación	Sección	FU	Combinación
122	Beam	IN60x184	69%	LRFD01	IN60x184	69%	LRFD01
8	Beam	IN40x67.7	45%	LRFD02A	IN40x67.7	38%	LRFD02A
31	Beam	IN40x67.7	54%	LRFD01	IN40x67.7	55%	LRFD01
145	Beam	IN40x67.7	62%	LRFD01	IN40x67.7	65%	LRFD01
182	Beam	IN40x67.7	31%	LRFD01	IN40x67.7	30%	LRFD01
217	Beam	IN30x56.8	28%	LRFD01	IN30x56.8	27%	LRFD01
219	Beam	IN30x56.8	38%	LRFD02C	IN30x56.8	41%	LRFD02C
339	Beam	IN60x166.0	40%	LRFD02C	IN60x166.0	42%	LRFD02C
41	Brace	O300x300x10	59%	LRFD02A	XL40x93.9	63%	LRFD02A
42	Brace	O20x20x35.8	55%	LRFD02A	XL35x71.8	39%	LRFD02A
50	Brace	O300x300x10	62%	LRFD02A	XL40x93.9	68%	LRFD02A
61	Brace	O20x20x35.8	67%	LRFD02A	XL35x71.8	45%	LRFD02A
64	Brace	O300x300x10	49%	LRFD02A	XL40x93.9	55%	LRFD02A
84	Brace	O20x20x35.8	54%	LRFD02A	XL35x71.8	38%	LRFD02A
161	Brace	O300x300x10	52%	LRFD02A	XL40x93.9	62%	LRFD02A
179	Brace	O20x20x35.8	55%	LRFD02A	XL35x71.8	39%	LRFD02A
13	Column	HN50x306	38%	LRFD02A	HN50x306	38%	LRFD02A
230	Column	HN40x160.0	31%	LRFD02C	HN40x160.0	31%	LRFD02C
256	Column	HN40x160.0	61%	LRFD02A	HN40x160.0	68%	LRFD02A
261	Column	HN40x160.0	54%	LRFD02A	HN40x160.0	56%	LRFD02A
268	Column	HN40x160.0	59%	LRFD02C	HN40x160.0	65%	LRFD02C
277	Column	HN40x160.0	64%	LRFD02A	HN40x160.0	66%	LRFD02A
343	Column	HN50x306	76%	LRFD01	HN50x306	77%	LRFD01
349	Column	HN50x306	55%	LRFD02C	HN50x306	60%	LRFD02C
33	Brace	O25x25x59.5	59%	LRFD02A	XL35x71.8	53%	LRFD02A
35	Brace	O25x25x59.5	59%	LRFD02A	XL35x71.8	54%	LRFD02A
37	Brace	O25x25x59.5	61%	LRFD02A	XL35x71.8	59%	LRFD02A
66	Brace	O25x25x59.5	53%	LRFD02A	XL35x71.8	51%	LRFD02A
148	Brace	O25x25x59.5	59%	LRFD02A	XL35x71.8	55%	LRFD02A
149	Brace	O25x25x59.5	60%	LRFD02A	XL35x71.8	55%	LRFD02A
342	Brace	O20x20x46.9	21%	LRFD03A	XL25x36.6	24%	LRFD03A
344	Brace	O20x20x46.9	22%	LRFD02A	XL25x36.6	24%	LRFD03A
345	Brace	O20x20x46.9	11%	LRFD02A	XL25x36.6	12%	LRFD02A
347	Brace	O20x20x46.9	11%	LRFD02A	XL25x36.6	13%	LRFD02A
348	Brace	O20x20x46.9	30%	LRFD02A	XL25x36.6	32%	LRFD02A
351	Brace	O20x20x46.9	78%	LRFD01	XL25x36.6	89%	LRFD01
352	Brace	O20x20x46.9	79%	LRFD01	XL25x36.6	89%	LRFD01
353	Brace	O20x20x46.9	74%	LRFD02A	XL25x36.6	89%	LRFD02A
355	Brace	O20x20x46.9	39%	LRFD02A	XL25x36.6	47%	LRFD02A
356	Brace	O20x20x46.9	39%	LRFD02A	XL25x36.6	47%	LRFD02A
358	Brace	O20x20x46.9	44%	LRFD02A	XL25x36.6	53%	LRFD02A
360	Brace	O20x20x46.9	36%	LRFD02A	XL25x36.6	53%	LRFD02A
160	Brace	O20x20x46.9	37%	LRFD02A	XL25x36.6	44%	LRFD02A
174	Brace	O20x20x46.9	49%	LRFD02A	XL25x36.6	63%	LRFD02A

Barra	Tipo	Diagonales sección cajón			Diagonales sección XL		
		Sección	FU	Combinación	Sección	FU	Combinación
186	Brace	O20x20x46.9	59%	LRFD02A	XL25x36.6	72%	LRFD02A
254	Brace	O20x20x46.9	45%	LRFD02A	XL25x36.6	66%	LRFD02A
258	Brace	O20x20x46.9	55%	LRFD02A	XL25x36.6	75%	LRFD02A
260	Brace	O20x20x46.9	54%	LRFD02A	XL25x36.6	74%	LRFD02A
263	Brace	O20x20x46.9	24%	LRFD02A	XL25x36.6	32%	LRFD02A
266	Brace	O20x20x46.9	24%	LRFD02A	XL25x36.6	33%	LRFD02A
271	Brace	O20x20x46.9	57%	LRFD02A	XL25x36.6	82%	LRFD02A
281	Brace	O20x20x46.9	8%	LRFD02A	XL25x36.6	10%	LRFD02A
282	Brace	O20x20x46.9	8%	LRFD02A	XL25x36.6	11%	LRFD02A
312	Brace	O15x15x22.3	37%	LRFD02C	XL20x35.7	29%	LRFD02C
340	Brace	O15x15x22.3	37%	LRFD02C	XL20x35.7	29%	LRFD02C
350	Brace	O20x20x35.8	72%	LRFD02C	XL30x52.8	62%	LRFD02C
354	Brace	O20x20x35.8	71%	LRFD02C	XL30x52.8	62%	LRFD02C
359	Brace	O20x20x35.8	72%	LRFD02C	XL30x52.8	64%	LRFD02C
361	Brace	O20x20x35.8	72%	LRFD02C	XL30x52.8	64%	LRFD02C
362	Brace	O20x20x35.8	57%	LRFD02C	XL20x35.7	75%	LRFD02C
363	Brace	O20x20x35.8	57%	LRFD02C	XL20x35.7	74%	LRFD02C
364	Brace	O20x20x30.1	57%	LRFD02C	XL30x52.8	47%	LRFD02C
366	Brace	O20x20x30.1	56%	LRFD02C	XL30x52.8	46%	LRFD02C
367	Brace	O20x20x30.1	53%	LRFD02C	XL30x52.8	44%	LRFD02C
370	Brace	O20x20x30.1	52%	LRFD02C	XL30x52.8	43%	LRFD02C

Tabla B-4: Combinaciones de carga versión propuesta– Estructura 2

Barra	Tipo	Diagonales sección cajón - Suelo D			Diagonales sección XL - Suelo D			Diagonales sección cajón - Suelo C		
		Sección	FU	Combinación	Sección	FU	Combinación	Sección	FU	Combinación
177	Column	XL40x93.9	5%	LRFD 02A	XL40x93.9	4%	LRFD 02A	XL40x93.9	5%	LRFD 02A
190	Beam	IN40x67.7	10%	LRFD 03F	HN40x160	6%	LRFD 03A	IN40x67.7	9%	LRFD 05A
197	Beam	IN40x67.7	13%	LRFD 03A	HN40x160	6%	LRFD 03A	IN40x67.7	8%	LRFD 05A
220	Beam	IN50x123.0	35%	LRFD 03A	HN40x160	35%	LRFD 04A	IN50x123.0	34%	LRFD 05A
264	Beam	IN40x67.7	29%	LRFD 03A	IN40x67.7	28%	LRFD 02A	IN40x67.7	27%	LRFD 02A
215	Column	XL40x93.9	39%	LRFD 03A	XL40x93.9	33%	LRFD 04A	XL40x93.9	42%	LRFD 04A
216	Column	XL40x93.9	9%	LRFD 03A	XL40x93.9	7%	LRFD 02A	XL40x93.9	9%	LRFD 02A
316	Beam	IN40x67.7	5%	LRFD 03A	IN40x67.7	4%	LRFD 03A	IN40x67.7	2%	LRFD 03A
317	Beam	IN40x87.8	42%	LRFD 03A	HN40x160	29%	LRFD 03A	IN40x87.8	49%	LRFD 03A
77	Brace	O25x25x75.4	84%	LRFD 03A	XL40x93.9	76%	LRFD 03A	O20x20x30.1	98%	LRFD 03A
78	Brace	O25x25x75.4	74%	LRFD 03A	XL40x93.9	68%	LRFD 03A	O20x20x30.1	74%	LRFD 03F
123	Brace	O25x25x75.4	78%	LRFD 03A	XL40x93.9	69%	LRFD 03A	O20x20x30.1	70%	LRFD 03A
124	Brace	O25x25x75.4	88%	LRFD 03A	XL40x93.9	77%	LRFD 03A	O20x20x30.1	99%	LRFD 03A
994	Brace	O20x20x30.1	90%	LRFD 03A	XL25x36.6	89%	LRFD 03A	O10x10x17.0	94%	LRFD 03A
995	Brace	O20x20x30.1	81%	LRFD 03A	XL25x36.6	78%	LRFD 03F	O10x10x17.0	65%	LRFD 03A
1009	Beam	IN50x123.0	22%	LRFD 03A	IN50x123.0	20%	LRFD 03A	IN50x123.0	28%	LRFD 02A
604	Beam	IN50x123.0	57%	LRFD 03A	HN40x160	60%	LRFD 01	IN50x123.0	59%	LRFD 01
862	Brace	O25x25x59.5	95%	LRFD 03A	XL35x71.8	92%	LRFD 03A	O20x20x30.1	80%	LRFD 03A
1036	Brace	O20x20x30.1	68%	LRFD 03A	XL16x19.3	89%	LRFD 03F	O10x10x14.4	58%	LRFD 03A
53	Beam	IN30x56.8	2%	LRFD 03A	IN30x56.8	2%	LRFD 03A	IN30x56.8	3%	LRFD 05A
62	Brace	O25x25x59.5	95%	LRFD 03A	XL35x71.8	92%	LRFD 03A	O20x20x30.1	82%	LRFD 03A

Barra	Tipo	Diagonales seccion cajon - Suelo D			Diagonales seccion XL - Suelo D			Diagonales seccion cajon - Suelo C		
		Sección	FU	Combinación	Sección	FU	Combinación	Sección	FU	Combinación
65	Beam	IN70x194.0	65%	LRFD 03A	IN70x194.0	62%	LRFD 01	IN70x194.0	62%	LRFD 01
72	Beam	IN70x194.0	43%	LRFD 03A	IN70x194.0	43%	LRFD 01	IN70x194.0	43%	LRFD 01
369	Beam	IN40x67.7	28%	LRFD 03A	IN40x67.7	28%	LRFD 01	IN40x67.7	33%	LRFD 01
404	Beam	IN40x67.7	28%	LRFD 03A	HN40x160	22%	LRFD 01	IN40x67.7	34%	LRFD 01
52	Beam	IE80x404	16%	LRFD 03A	IE80x341	20%	LRFD 02A	IE80x341	17%	LRFD 02A
85	Beam	IE80x404	12%	LRFD 03A	IE80x341	16%	LRFD 02A	IE80x341	14%	LRFD 02A
75	Beam	IN40x67.7	12%	LRFD 03A	IN40x67.7	11%	LRFD 03A	IN40x67.7	8%	LRFD 02A
79	Beam	IN40x67.7	10%	LRFD 03A	IN40x67.7	10%	LRFD 03A	IN40x67.7	6%	LRFD 02A
3	Beam	IN30x56.8	26%	LRFD 03A	IN30x56.8	22%	LRFD 03A	IN30x56.8	28%	LRFD 02A
87	Beam	IN60x166.0	69%	LRFD 03A	IN60x166.0	66%	LRFD 02A	IN60x166.0	60%	LRFD 02A
111	Beam	IN60x166.0	79%	LRFD 03A	IN60x166.0	74%	LRFD 02A	IN60x166.0	64%	LRFD 02A
4	Columnn	XL40x93.9	34%	LRFD 03A	XL40x93.9	29%	LRFD 04A	XL40x93.9	33%	LRFD 04A
51	Beam	IN60x166.0	40%	LRFD 03A	IN60x166.0	41%	LRFD 01	IN60x166.0	40%	LRFD 01
54	Beam	IN60x166.0	15%	LRFD 03A	IN60x166.0	17%	LRFD 03A	IN60x166.0	7%	LRFD 03A
56	Beam	IN60x166.0	49%	LRFD 03A	IN60x166.0	49%	LRFD 01	IN60x166.0	48%	LRFD 01
96	Brace	O30x30x91.1	89%	LRFD 03A	XL40x93.9	89%	LRFD 03A	O20x20x35.8	80%	LRFD 03A
102	Brace	O30x30x91.1	98%	LRFD 03A	XL40x93.9	98%	LRFD 03A	O20x20x35.8	87%	LRFD 03A
118	Brace	O25x25x75.4	81%	LRFD 03A	XL35x71.8	82%	LRFD 03F	O20x20x35.8	53%	LRFD 03A
122	Beam	IN60x184	77%	LRFD 03A	IN60x184	69%	LRFD 01	IN60x184	73%	LRFD 05A
8	Beam	IN40x80.1	62%	LRFD 03A	HN40x160	38%	LRFD 02A	IN40x80.1	57%	LRFD 02A
31	Beam	IN40x80.1	56%	LRFD 03A	HN40x160	29%	LRFD 02A	IN40x80.1	54%	LRFD 02A
145	Beam	IN40x80.1	51%	LRFD 03A	HN40x160	31%	LRFD 02A	IN40x80.1	53%	LRFD 02A
182	Beam	IN40x80.1	32%	LRFD 03A	HN40x160	18%	LRFD 03A	IN40x80.1	27%	LRFD 01
217	Beam	IN30x56.8	35%	LRFD 03A	IN50x123.0	32%	LRFD 03A	IN30x56.8	34%	LRFD 03A
219	Beam	IN30x56.8	65%	LRFD 03A	IN30x56.8	60%	LRFD 03A	IN30x56.8	48%	LRFD 03A
339	Beam	IN60x166.0	96%	LRFD 03A	IN60x166.0	94%	LRFD 03A	IN60x166.0	52%	LRFD 03A
41	Brace	O30x30x108	86%	LRFD 03A	XLE8x8x7/8	88%	LRFD 02A	O30x30x91.1	84%	LRFD 02A
42	Brace	O20x20x46.9	74%	LRFD 03A	XL30x52.8	75%	LRFD 02A	O20x20x35.8	71%	LRFD 02A
50	Brace	O30x30x108	86%	LRFD 03A	XLE8x8x7/8	90%	LRFD 02A	O30x30x91.1	87%	LRFD 02A
61	Brace	O20x20x46.9	82%	LRFD 03A	XL30x52.8	91%	LRFD 02A	O20x20x35.8	77%	LRFD 02A
64	Brace	O30x30x108	73%	LRFD 03A	XLE8x8x7/8	75%	LRFD 02A	O30x30x91.1	71%	LRFD 02A
84	Brace	O20x20x46.9	69%	LRFD 03A	XL30x52.8	72%	LRFD 02A	O20x20x35.8	71%	LRFD 02A
161	Brace	O30x30x108	71%	LRFD 03A	XLE8x8x7/8	77%	LRFD 02A	O30x30x91.1	72%	LRFD 02A
179	Brace	O20x20x46.9	70%	LRFD 03A	XL30x52.8	78%	LRFD 02A	O20x20x35.8	62%	LRFD 02E
13	Columnn	HE900x850x50x32	20%	LRFD 03A	HE900x850x50x32	18%	LRFD 03A	HE600x600x32x18	47%	LRFD 02A
230	Columnn	HE900x850x50x32	13%	LRFD 03A	HE900x850x50x32	12%	LRFD 03A	HE600x600x32x18	22%	LRFD 02A
256	Columnn	HE600x600x40x18	52%	LRFD 03A	HE600x600x40x18	50%	LRFD 03A	HN50x246.0	54%	LRFD 02A
261	Columnn	HE600x600x40x18	31%	LRFD 03A	HE600x600x40x18	31%	LRFD 02A	HN50x246.0	46%	LRFD 02A
268	Columnn	HE600x600x40x18	53%	LRFD 03A	HE600x600x40x18	51%	LRFD 03A	HN50x246.0	54%	LRFD 02A
277	Columnn	HE600x600x40x18	36%	LRFD 03A	HE600x600x40x18	37%	LRFD 02A	HN50x246.0	54%	LRFD 02A
343	Columnn	HE900x850x50x32	55%	LRFD 03A	HE900x850x50x32	52%	LRFD 03A	HE600x600x32x18	90%	LRFD 02A
349	Columnn	HE900x850x50x32	54%	LRFD 03A	HE900x850x50x32	50%	LRFD 03A	HE600x600x32x18	63%	LRFD 02A
33	Brace	O25x25x75.4	79%	LRFD 03A	XL40x93.9	70%	LRFD 02A	O25x25x59.5	83%	LRFD 02A
35	Brace	O25x25x75.4	80%	LRFD 03A	XL40x93.9	71%	LRFD 02A	O25x25x59.5	83%	LRFD 02A
37	Brace	O25x25x75.4	85%	LRFD 03A	XL40x93.9	79%	LRFD 02A	O25x25x59.5	87%	LRFD 02A
66	Brace	O25x25x75.4	76%	LRFD 03A	XL40x93.9	73%	LRFD 02A	O25x25x59.5	76%	LRFD 02A
148	Brace	O25x25x75.4	79%	LRFD 03A	XL40x93.9	71%	LRFD 02A	O25x25x59.5	82%	LRFD 02A
149	Brace	O25x25x75.4	79%	LRFD 03A	XL40x93.9	72%	LRFD 02A	O25x25x59.5	82%	LRFD 02A
342	Brace	O25x25x59.5	41%	LRFD 03A	XL35x71.8	41%	LRFD 02A	O25x25x59.5	32%	LRFD 02A
351	Brace	O25x25x59.5	88%	LRFD 03A	XL35x71.8	86%	LRFD 02A	O25x25x59.5	94%	LRFD 02A
353	Brace	O25x25x59.5	75%	LRFD 03A	XL35x71.8	69%	LRFD 02A	O25x25x59.5	77%	LRFD 02A
355	Brace	O25x25x59.5	71%	LRFD 03A	XL35x71.8	74%	LRFD 02A	O25x25x59.5	55%	LRFD 02A
358	Brace	O25x25x59.5	59%	LRFD 03A	XL35x71.8	50%	LRFD 02A	O25x25x59.5	49%	LRFD 02A

Barra	Tipo	Diagonales seccion cajon - Suelo D			Diagonales seccion XL - Suelo D			Diagonales seccion cajon - Suelo C		
		Sección	FU	Combinación	Sección	FU	Combinación	Sección	FU	Combinación
360	Brace	O25x25x59.5	49%	LRFD 03A	XL35x71.8	71%	LRFD 03A	O25x25x59.5	40%	LRFD 02A
160	Brace	O25x25x59.5	55%	LRFD 03A	XL35x71.8	72%	LRFD 02A	O25x25x59.5	45%	LRFD 02A
174	Brace	O25x25x59.5	67%	LRFD 03A	XL35x71.8	56%	LRFD 02A	O25x25x59.5	55%	LRFD 02A
186	Brace	O25x25x59.5	69%	LRFD 03A	XL35x71.8	63%	LRFD 02A	O25x25x59.5	65%	LRFD 02A
254	Brace	O25x25x59.5	60%	LRFD 03A	XL35x71.8	83%	LRFD 02A	O25x25x59.5	49%	LRFD 02A
258	Brace	O25x25x59.5	61%	LRFD 03A	XL35x71.8	45%	LRFD 02E	O25x25x59.5	60%	LRFD 02A
263	Brace	O25x25x59.5	43%	LRFD 03A	XL35x71.8	44%	LRFD 02E	O25x25x59.5	31%	LRFD 02E
269	Brace	O25x25x59.5	72%	LRFD 03A	XL35x71.8	91%	LRFD 02A	O25x25x59.5	62%	LRFD 02A
281	Brace	O25x25x59.5	31%	LRFD 03A	XL35x71.8	28%	LRFD 02E	O25x25x59.5	24%	LRFD 02A
312	Brace	O20x20x30.1	69%	LRFD 03A	XL35x71.8	28%	LRFD 02E	O10x10x14.4	74%	LRFD 03A
340	Brace	O20x20x30.1	69%	LRFD 03A	XL16x19.3	98%	LRFD 03A	O10x10x14.4	74%	LRFD 03A
354	Brace	O30x30x91.1	95%	LRFD 03A	XL40x93.9	91%	LRFD 03A	O20x20x35.8	88%	LRFD 03A
359	Brace	O30x30x91.1	91%	LRFD 03A	XL40x93.9	88%	LRFD 03A	O20x20x35.8	87%	LRFD 03A
361	Brace	O30x30x91.1	90%	LRFD 03A	XL40x93.9	88%	LRFD 03A	O20x20x35.8	87%	LRFD 03A
362	Brace	O25x25x75.4	87%	LRFD 03A	XL35x71.8	87%	LRFD 03A	O20x20x35.8	69%	LRFD 03A
363	Brace	O25x25x75.4	87%	LRFD 03A	XL35x71.8	86%	LRFD 03A	O20x20x35.8	68%	LRFD 03A
364	Brace	O25x25x59.5	88%	LRFD 03A	XL35x71.8	83%	LRFD 03A	O20x20x30.1	74%	LRFD 03A
366	Brace	O25x25x59.5	87%	LRFD 03A	XL35x71.8	82%	LRFD 03A	O20x20x30.1	73%	LRFD 03A
367	Brace	O25x25x59.5	83%	LRFD 03A	XL35x71.8	79%	LRFD 03A	O20x20x30.1	67%	LRFD 03A
370	Brace	O25x25x59.5	82%	LRFD 03A	XL35x71.8	78%	LRFD 03A	O20x20x30.1	66%	LRFD 03A

Tabla B-5: Fuerzas en los anclajes versión vigente – Estructura 2

Nudo	Combinación		F1 [kN]	F2 [kN]	F3 [kN]
32	LRFD.ENV	Max	9	6	2820
32	LRFD.ENV	Min	-11	-3	339
34	LRFD.ENV	Max	7	1	811
34	LRFD.ENV	Min	-1	-1	370
46	LRFD.ENV	Max	24	250	5555
46	LRFD.ENV	Min	-8	-401	-570
51	LRFD.ENV	Max	2	419	4775
51	LRFD.ENV	Min	-12	-239	-874
88	LRFD.ENV	Max	731	339	3035
88	LRFD.ENV	Min	-621	-268	-795
91	LRFD.ENV	Max	673	2	2862
91	LRFD.ENV	Min	-733	-3	-1719
97	LRFD.ENV	Max	5	1	498
97	LRFD.ENV	Min	-2	-1	175
114	LRFD.ENV	Max	11	2	155
114	LRFD.ENV	Min	-10	-1	58
116	LRFD.ENV	Max	11	1	150
116	LRFD.ENV	Min	-9	-1	56
138	LRFD.ENV	Max	614	2	2542
138	LRFD.ENV	Min	-747	-2	-1564
153	LRFD.ENV	Max	637	258	2712
153	LRFD.ENV	Min	-571	-360	-324

Tabla B-6: Fuerzas en los anclajes versión propuesta – Estructura 2

Nodo	Combinacion		Diagonal cajon - Suelo D			Diagonal cajon - Suelo C			Diagonal XL - Suelo D		
			F1 [kN]	F2 [kN]	F3 [kN]	F1 [kN]	F2 [kN]	F3 [kN]	F1 [kN]	F2 [kN]	F3 [kN]
32	LRFD.ENV	Max	74	39	3975	17	9	3376	64	36	3835
32	LRFD.ENV	Min	-83	-30	-345	-21	-6	-18	-71	-28	-126
34	LRFD.ENV	Max	34	32	1300	15	6	1043	29	31	1174
34	LRFD.ENV	Min	-79	-33	261	-16	-7	244	-70	-31	350
46	LRFD.ENV	Max	41	1253	<b>13685</b>	28	331	<b>6352</b>	45	1201	<b>12946</b>
46	LRFD.ENV	Min	-35	-1369	<b>-8601</b>	-12	-465	-1460	-42	-1333	<b>-7774</b>
51	LRFD.ENV	Max	19	1417	12649	6	491	5351	10	1382	12031
51	LRFD.ENV	Min	-101	-1236	-8553	-24	-323	<b>-1581</b>	-87	-1182	-7906
88	LRFD.ENV	Max	1243	1071	<b>6673</b>	1006	421	<b>4010</b>	1289	1095	<b>6487</b>
88	LRFD.ENV	Min	-1130	-1034	<b>-4073</b>	-906	-377	-1453	-1144	-1041	<b>-3847</b>
91	LRFD.ENV	Max	1243	16	4615	980	6	3749	1293	16	4686
91	LRFD.ENV	Min	-1237	-16	-3282	-1020	-7	<b>-2488</b>	-1318	-15	-3310
97	LRFD.ENV	Max	8	5	615	7	2	518	7	5	557
97	LRFD.ENV	Min	-22	-5	111	-10	-2	111	-20	-5	151
114	LRFD.ENV	Max	60	13	351	29	4	231	58	12	328
114	LRFD.ENV	Min	-56	-12	-13	-27	-3	27	-53	-11	13
116	LRFD.ENV	Max	60	8	338	29	2	222	57	8	316
116	LRFD.ENV	Min	-57	-8	-19	-27	-2	24	-54	-7	6
138	LRFD.ENV	Max	1182	16	4049	902	6	3293	1250	15	4216
138	LRFD.ENV	Min	-1243	-17	-2958	-1013	-7	-2239	-1341	-16	-3055
153	LRFD.ENV	Max	1127	1004	6666	888	357	3516	1196	1004	6466
153	LRFD.ENV	Min	-1046	-1114	-3802	-831	-439	-1011	-1098	-1134	-3592

## B.3 Resultados de análisis no lineal

### B.3.1 Versión vigente, diagonales tubulares, suelo III, +Y

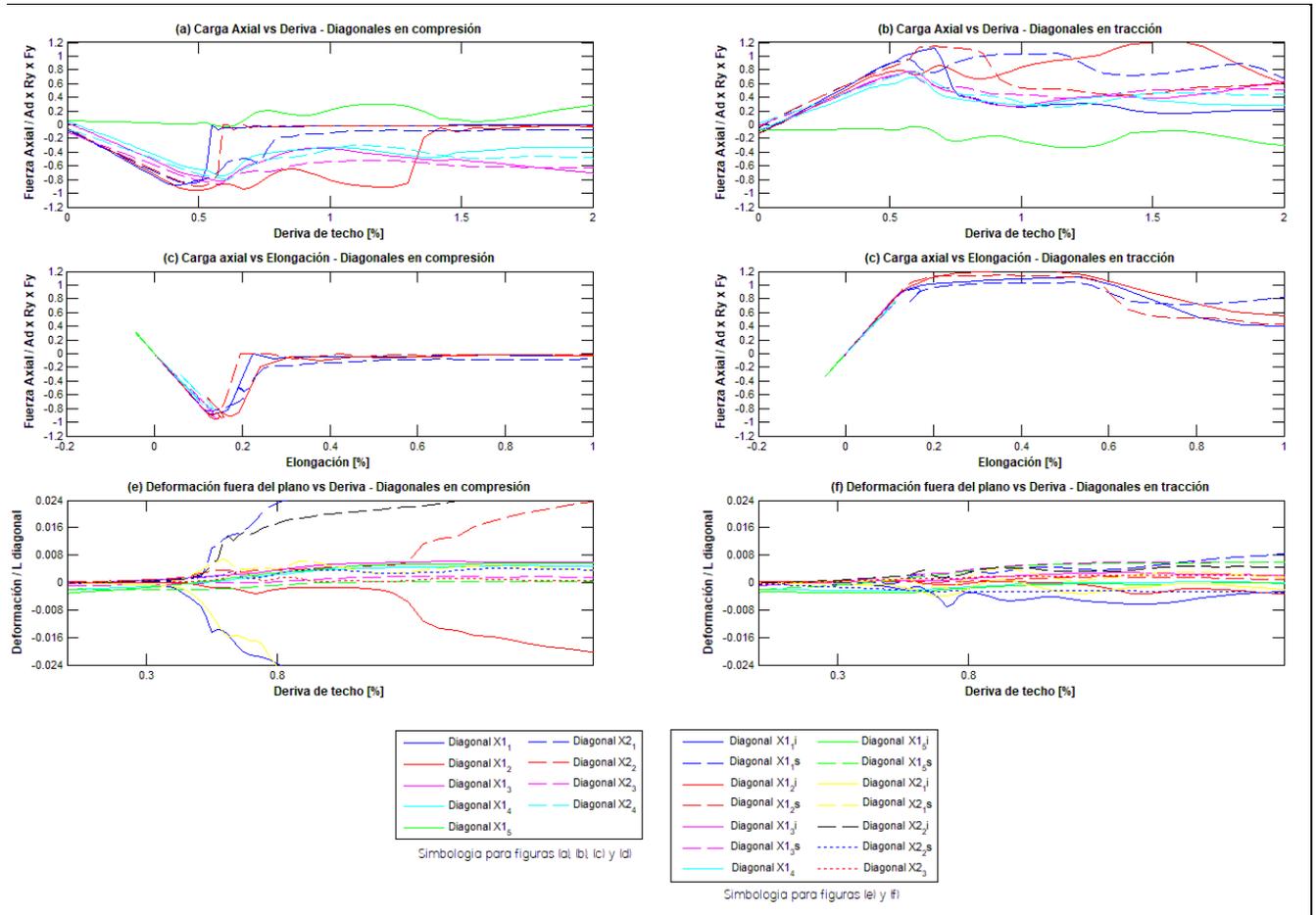


Figura B-3: Carga axial y deformación en diagonales ejes X1 y X2 – Pushover +Y – Estructura 2, versión vigente, diagonal tubular, suelo III

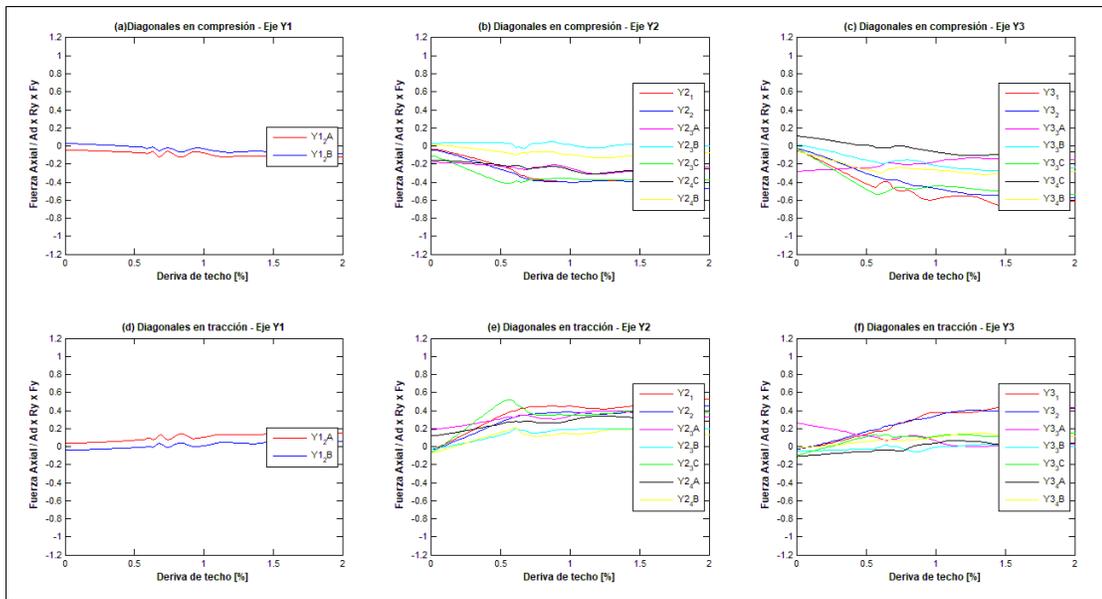


Figura B-4: Carga axial versus deriva en diagonales ejes Y1, Y2 e Y3 – Pushover +Y – Estructura 2, versión vigente, diagonal tubular, suelo III

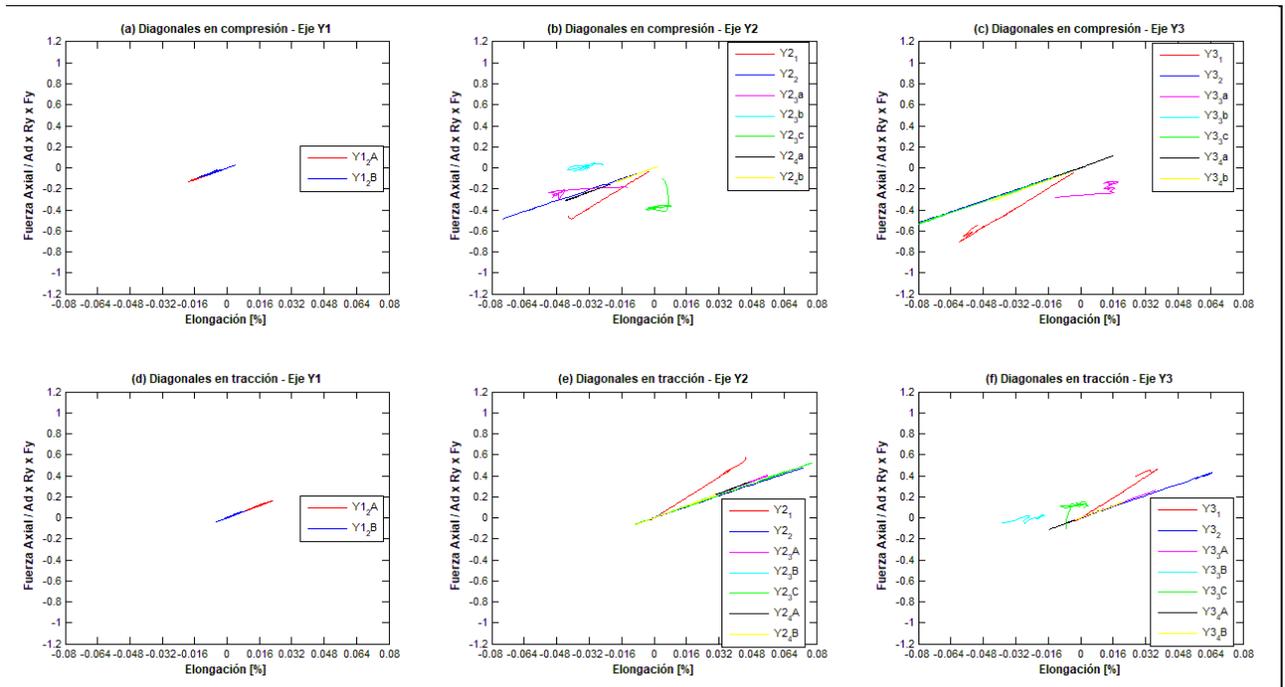


Figura B-5: Carga axial versus elongación en diagonales ejes Y1, Y2 e Y3 – Pushover +Y – Estructura 2, versión vigente, diagonal tubular, suelo III

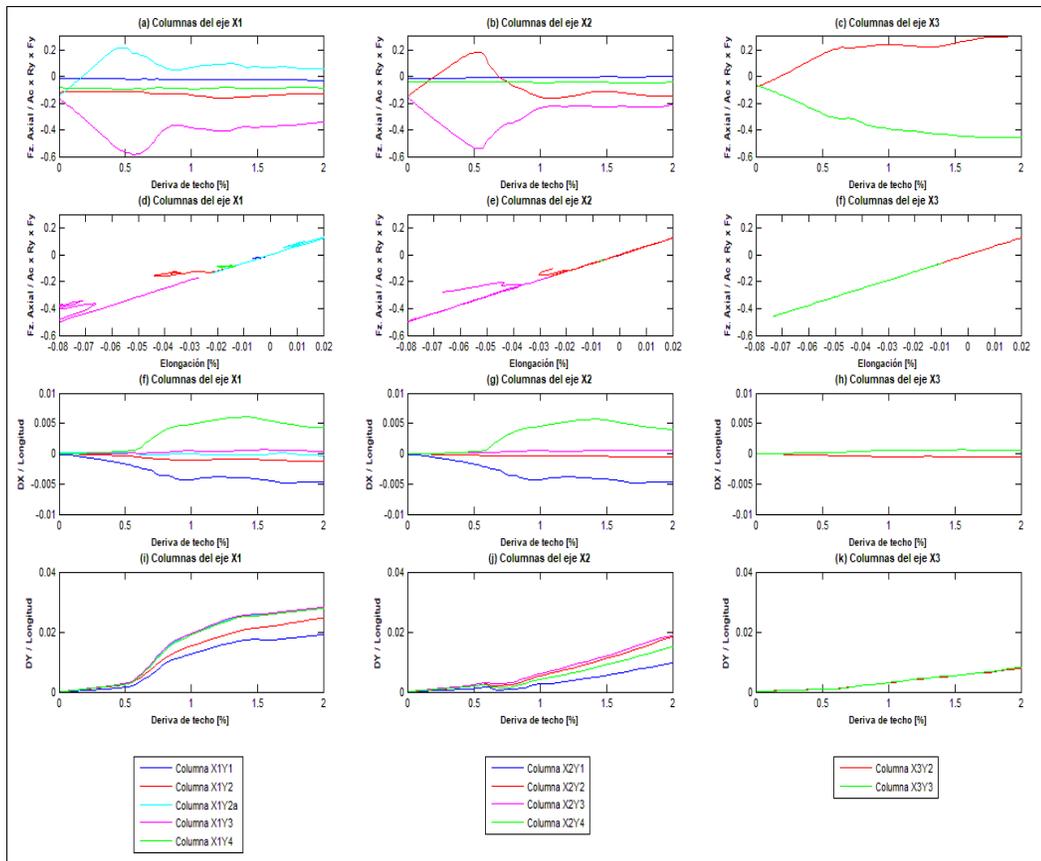


Figura B-6: Esfuerzos axial en las columnas – Pushover +Y – Estructura 2, versión vigente, diagonal tubular, suelo III

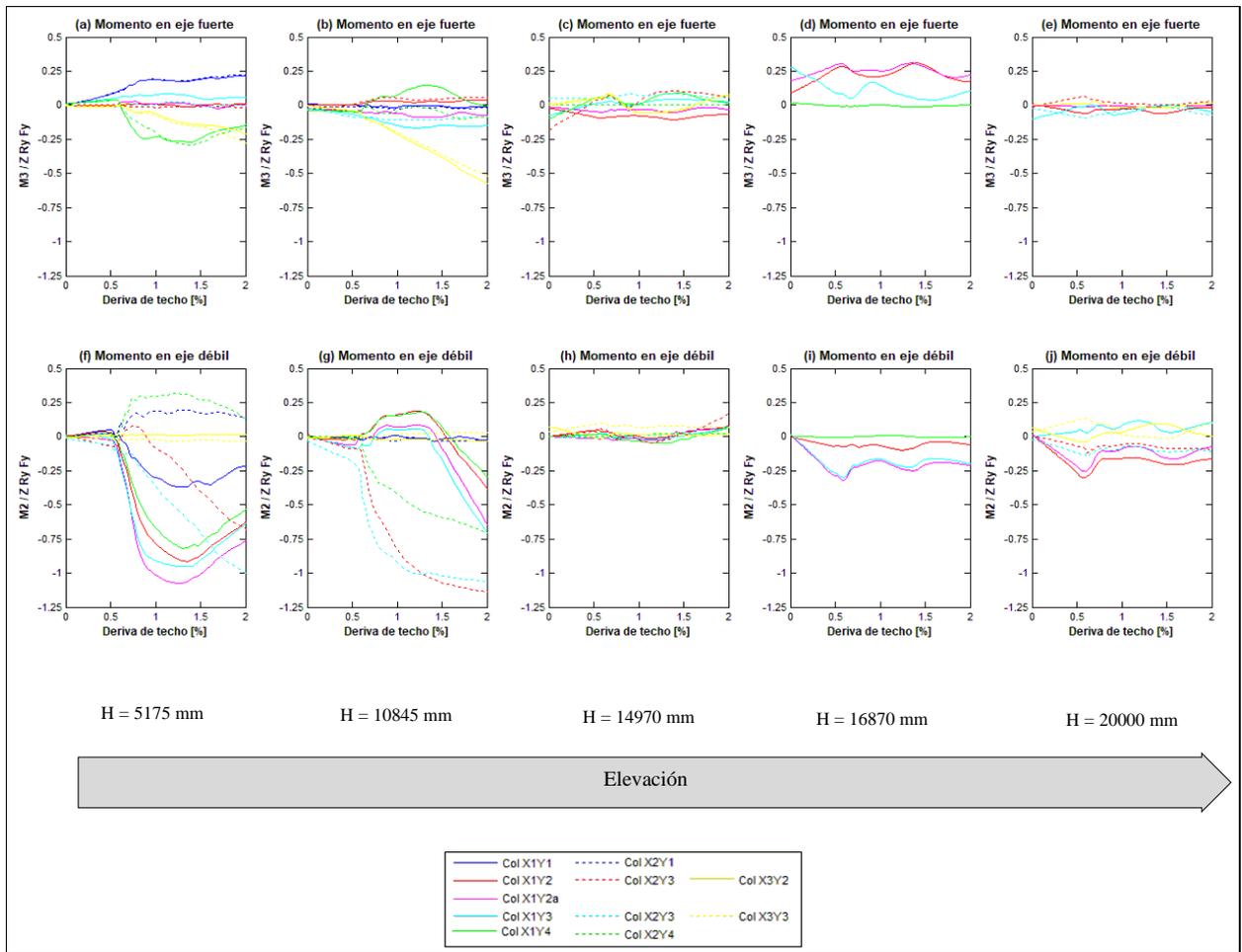


Figura B-7: Momentos flectores en las columnas – Pushover +Y – Estructura 2, versión vigente, diagonal tubular, suelo III

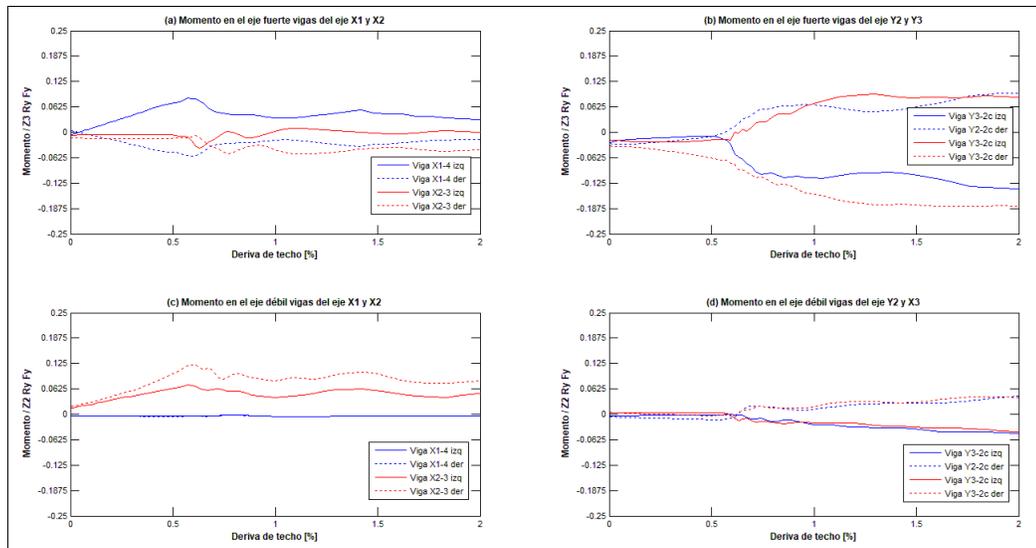


Figura B-8: Momentos flectores en vigas – Pushover +Y – Estructura 2, versión vigente, diagonal tubular, suelo III

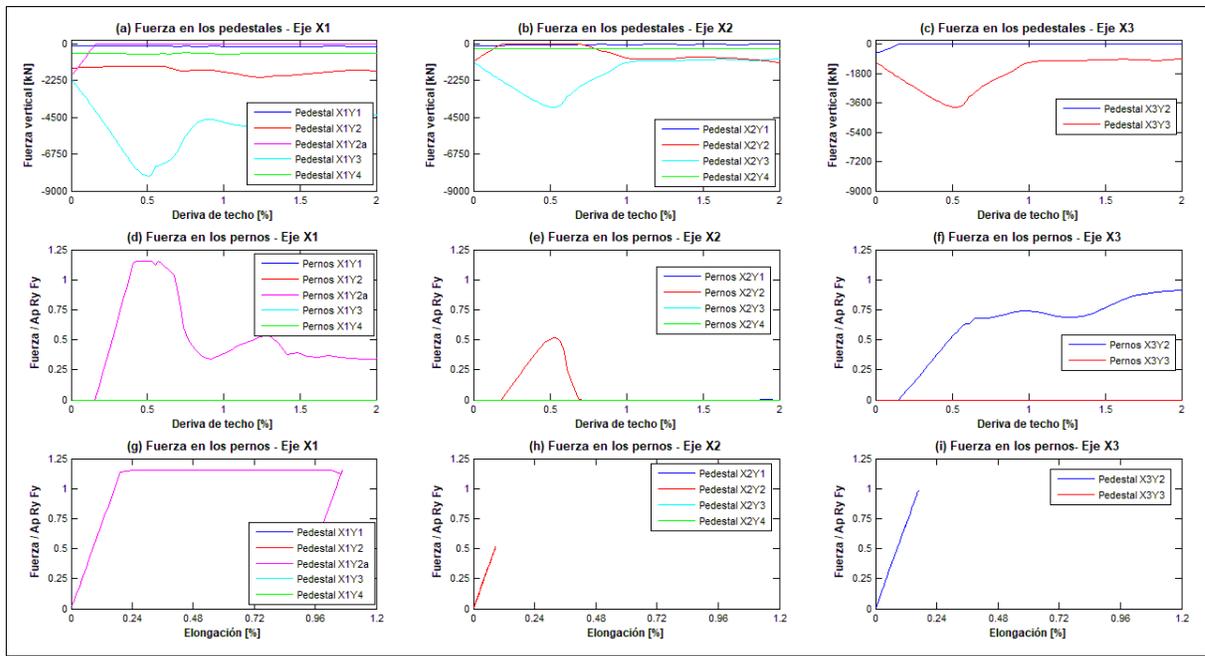


Figura B-9: Carga axial de los anclajes – Pushover +Y – Estructura 2, versión vigente, diagonal tubular, suelo III

### B.3.2 Versión propuesta, diagonales tubulares, suelo D, +X +Y

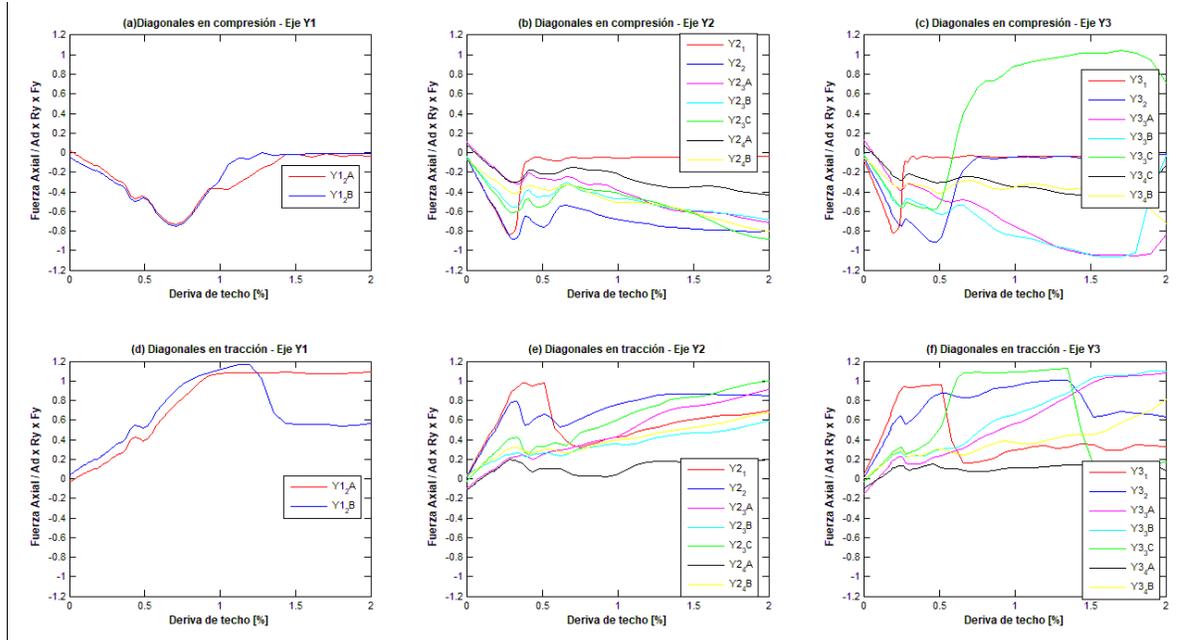


Figura B-10: Carga axial versus deriva en diagonales ejes Y1, Y2 e Y3 – Pushover +X – Estructura 2, versión propuesta, diagonal tubular, suelo D

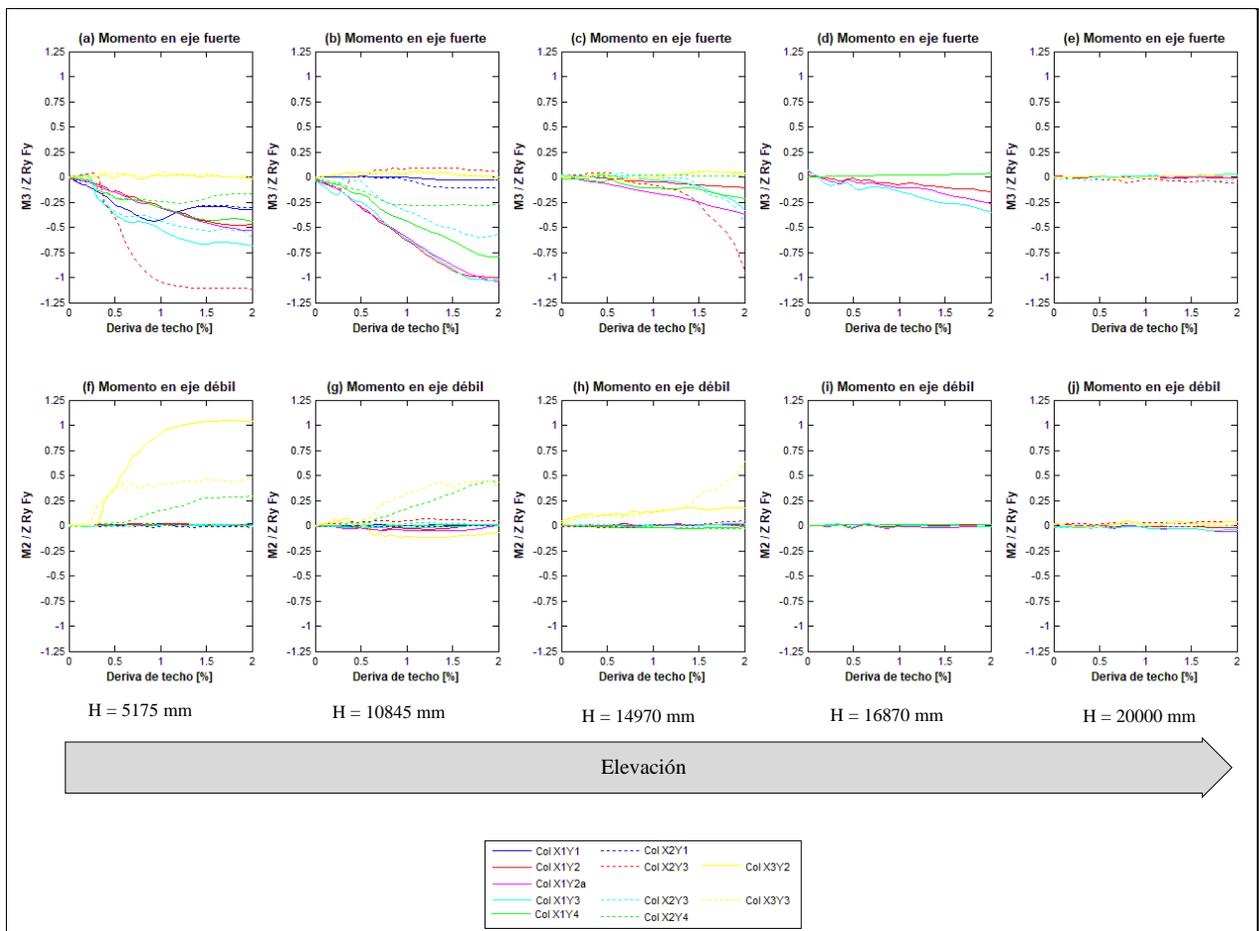


Figura B-11: Momentos flectores en las columnas – Pushover +X – Estructura 2, versión propuesta, diagonal tubular, suelo D

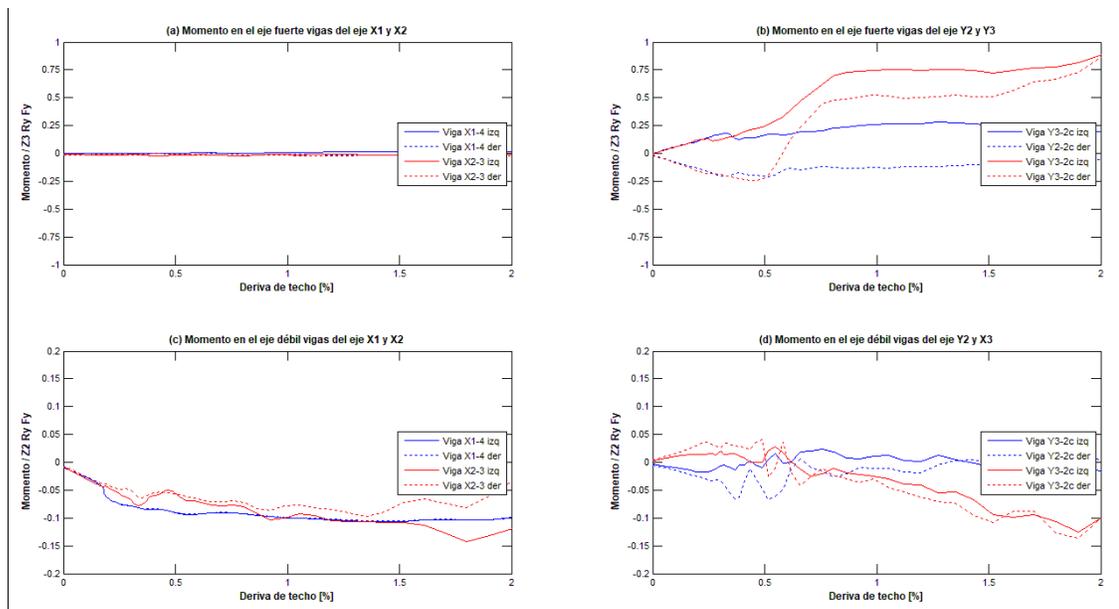


Figura B-12: Momentos flectores en las vigas – Pushover +X – Estructura 2, versión propuesta, diagonal tubular, suelo D

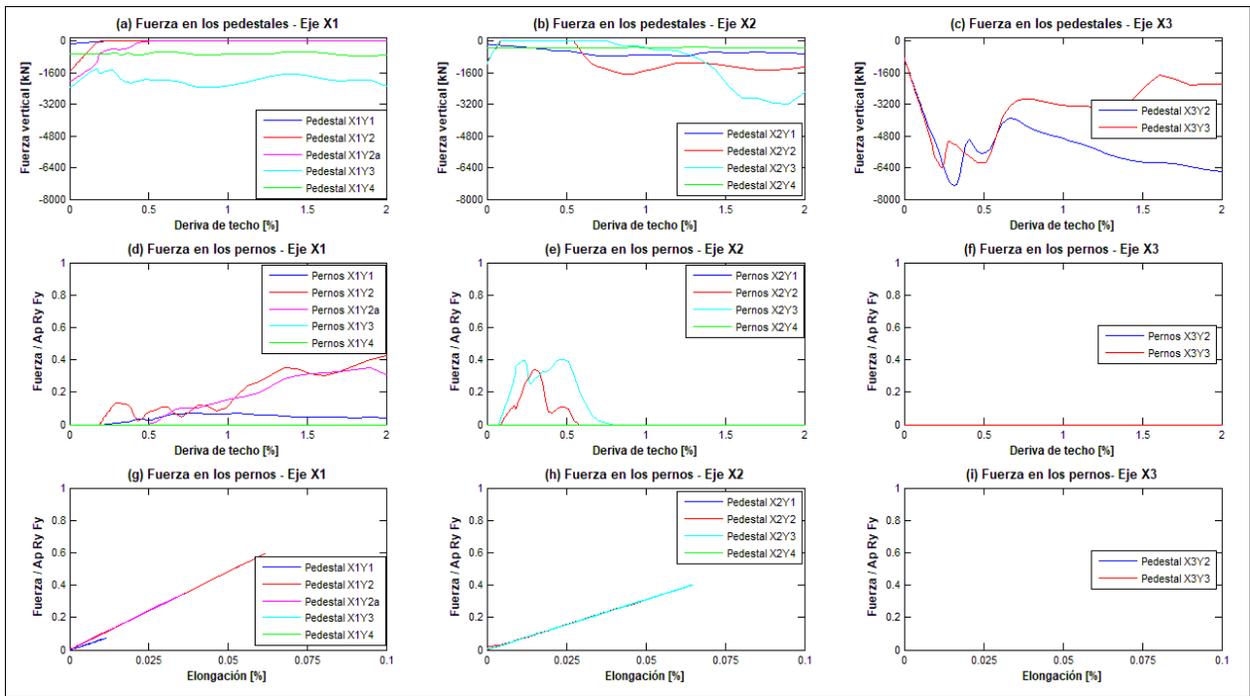


Figura B-13: Anclajes - Pushover +X - Estructura 2, versión propuesta, diagonal tubular, suelo D

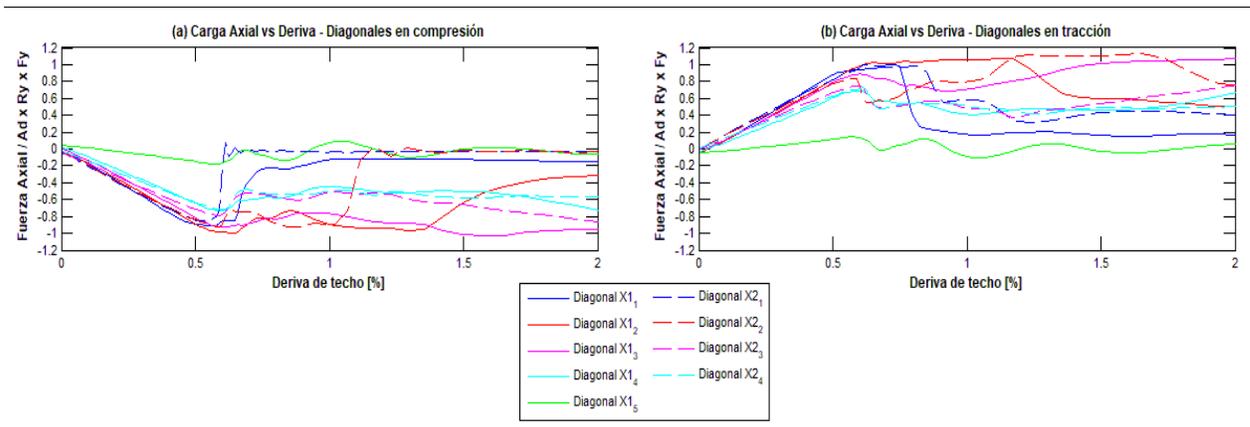


Figura B-14: Carga axial versus deriva en diagonales ejes X1, X2 - Pushover +Y - Estructura 2, versión propuesta, diagonal tubular, suelo D

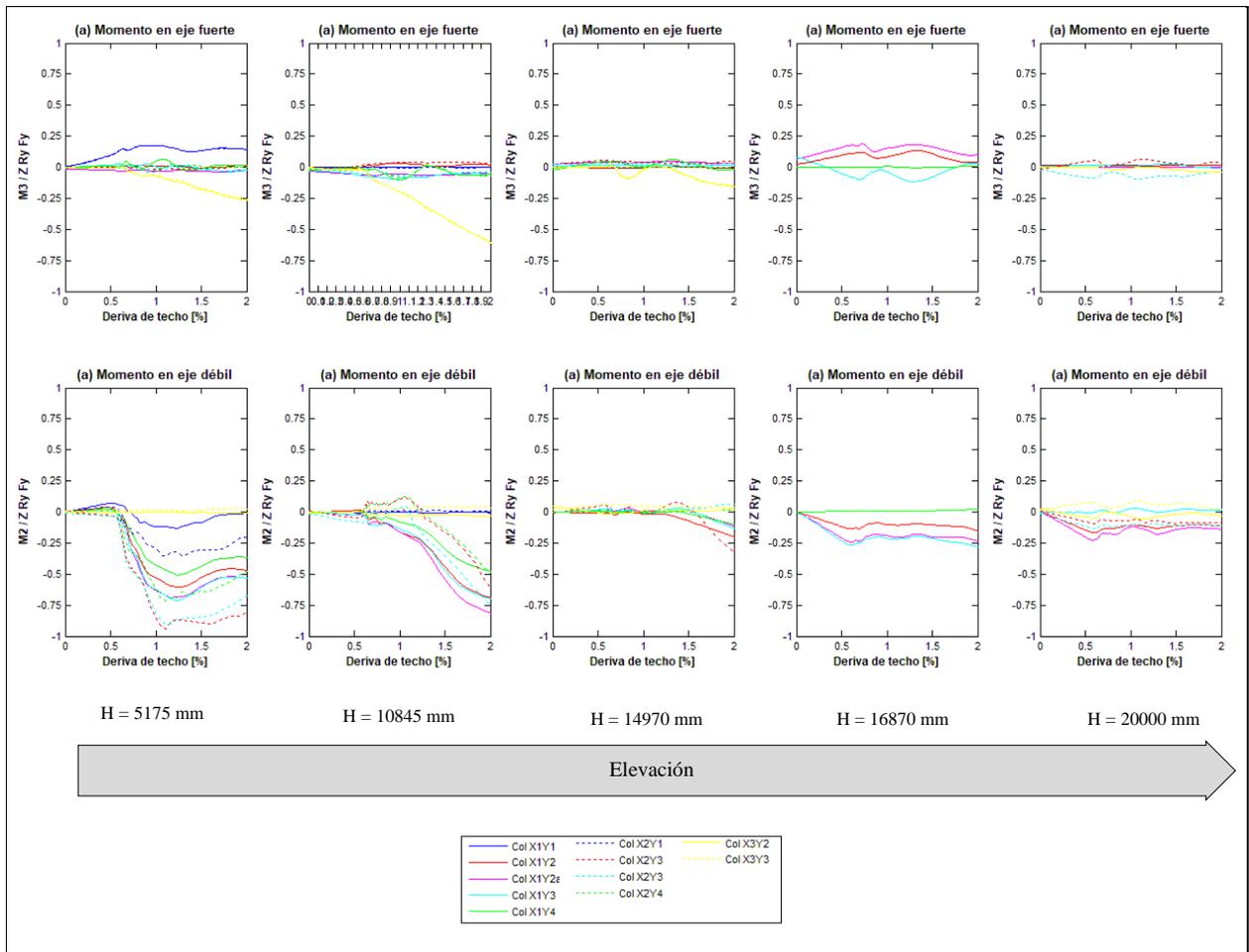


Figura B-15: Momentos flectores en las columnas – Pushover +Y – Estructura 2, versión propuesta, diagonal tubular, suelo D

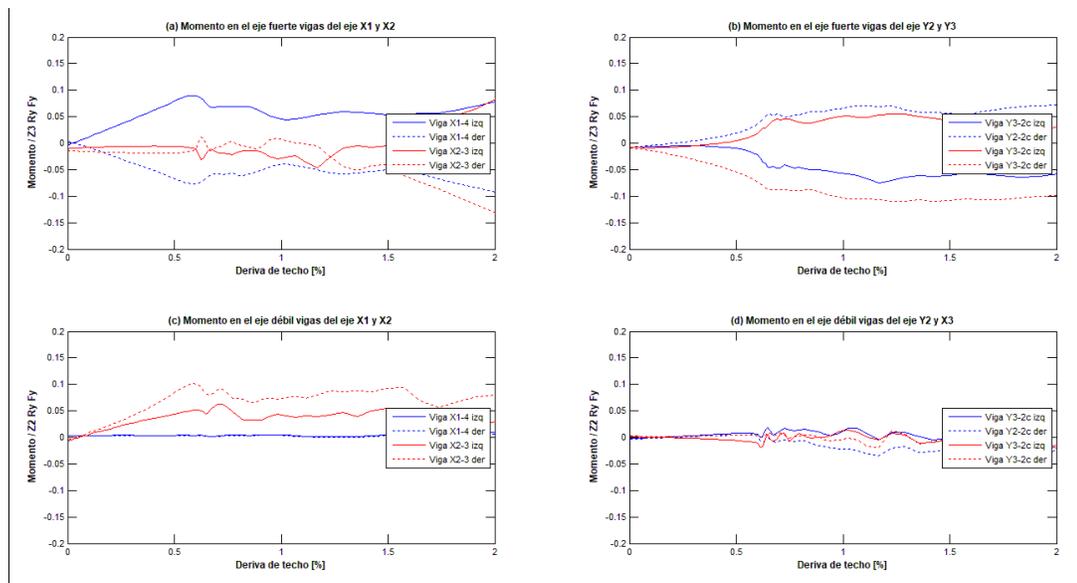


Figura B-16: Momentos flectores en las vigas – Pushover +Y – Estructura 2, versión propuesta, diagonal tubular, suelo D

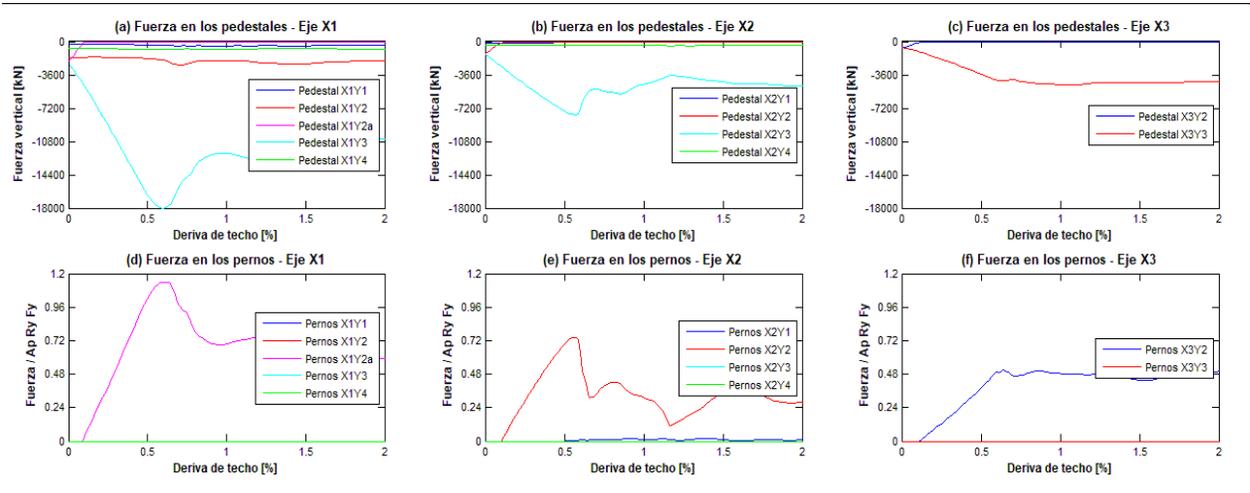
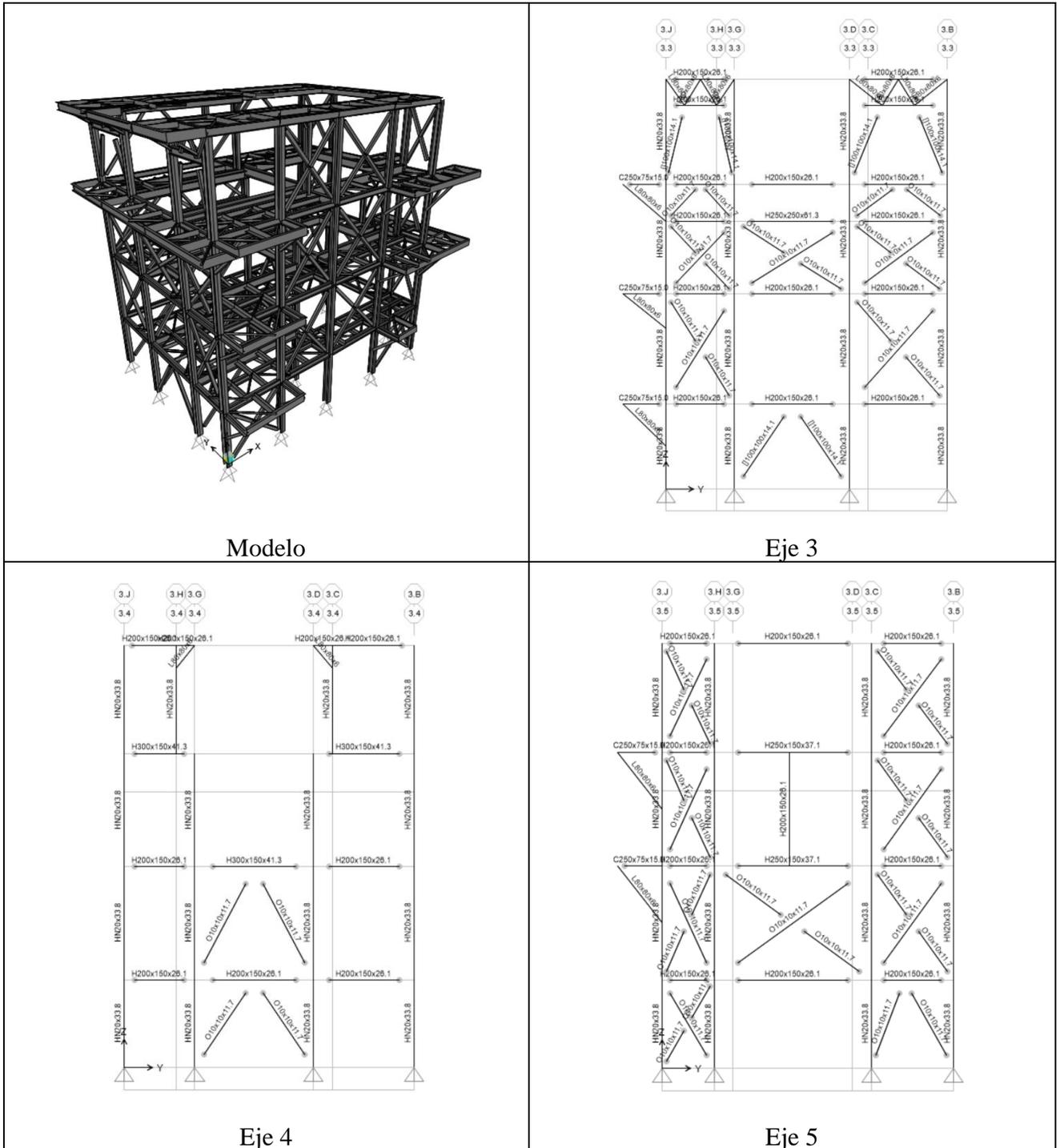


Figura B-17: Anclajes – Pushover +Y – Estructura 2, versión propuesta, diagonal tubular, suelo D

# ANEXO C ESTRUCTURA 3

## C.1 Descripción de la estructura y el modelo lineal



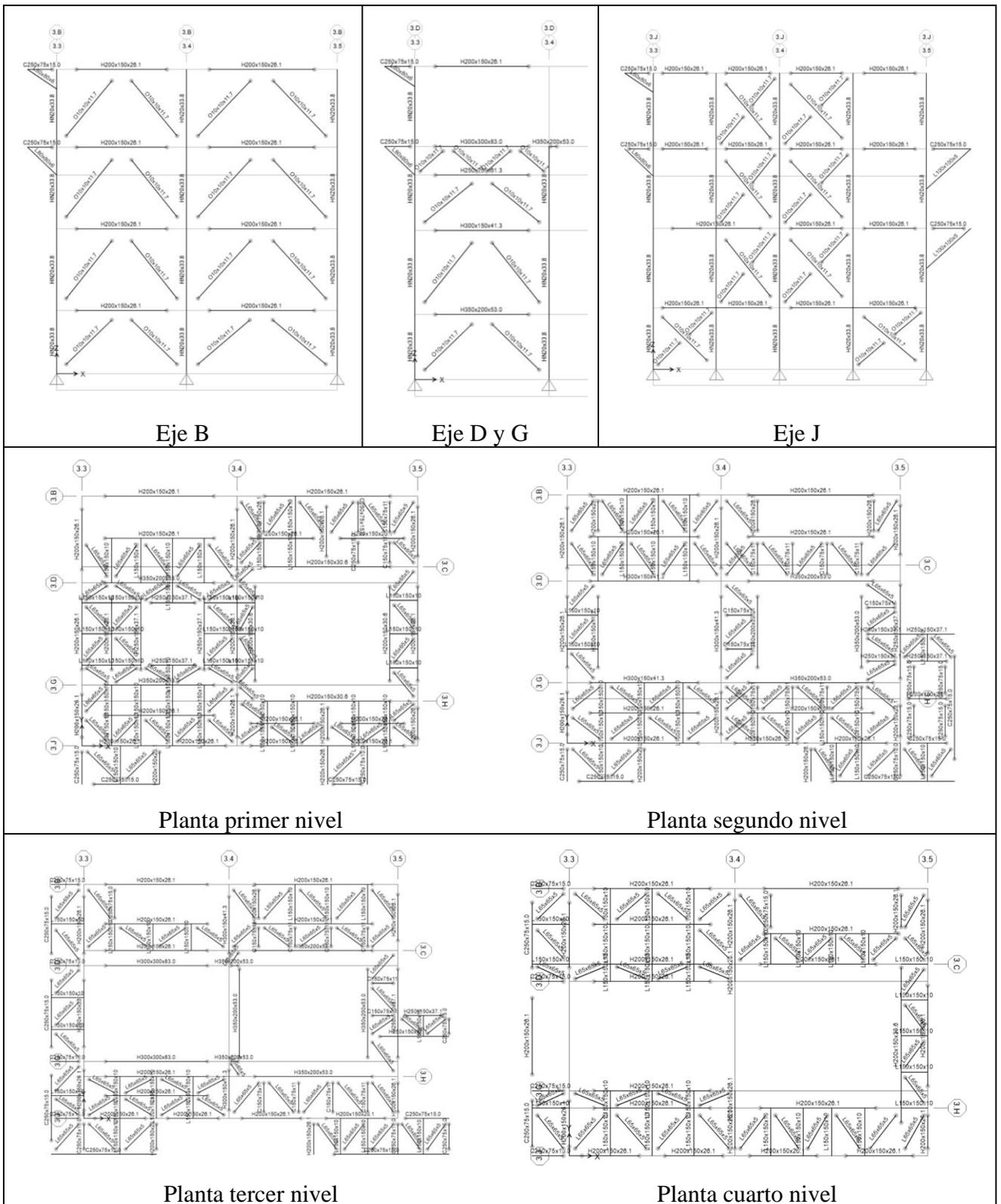


Figura C-1.: Estructura 3 y secciones

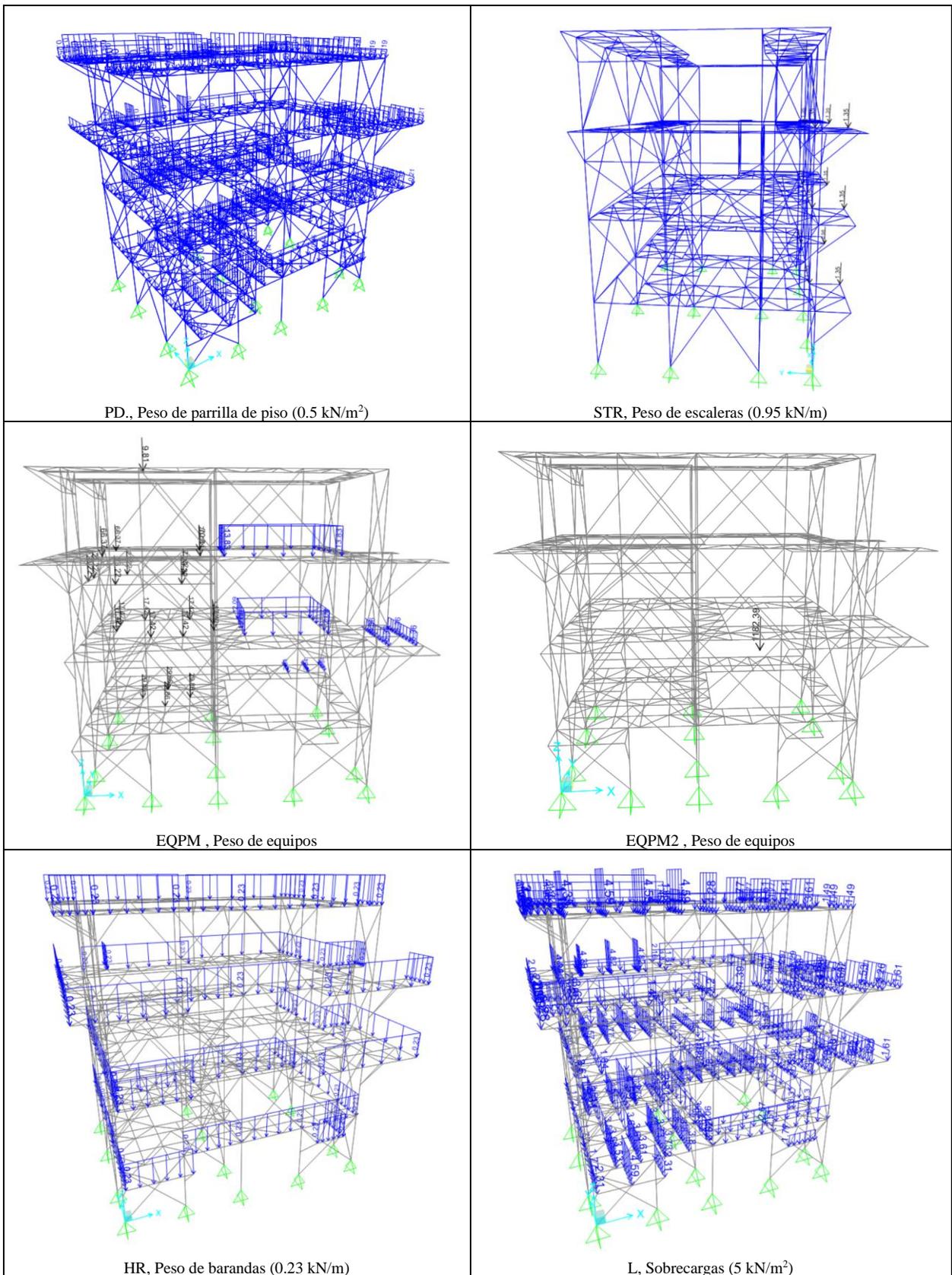


Figura C-2: Cargas de la estructura 3

Tabla C-1: Combinaciones de carga versión vigente– Estructura 3

N°	Descripción	Uso
LRFD 01	1.2Dle + 1.6LL	Dimensionamiento de estructura
LRFD 02	1.2DL + LL ± 1.1Elx (o 1.1Ely)	Dimensionamiento de estructura
LRFD 03	0.9DL ± 1.1Elx (o 1.1Ely)	Dimensionamiento de estructura
LRFD 04	1.2DL + LL ± 1.1Elx (o Ely) ± 1.1Elz	Dimensionamiento de anclajes
LRFD 05	0.9DL ± 1.1Elx (o Ely) ± 0.3Elz	Dimensionamiento de anclajes
EQ AMP 02	1.2DL + LL ± 1.1 x 1.5Elx (o 1.5Ely)	NCh 2369 Of 2003 – 8.3.5
EQ AMP 03	0.9DL - 1.1 x 1.5Ely (o 1.5Ely)	NCh 2369 Of 2003 – 8.3.5

Tabla C-2: Combinaciones de carga versión propuesta – Estructura 3

N°	Descripción	Uso
LRFD 01	1.4De+1,6L	Dimensionamiento de estructura
LRFD 02	1.2DL+0.25LL+1.4(+1.0ELX +0.3ELY+0.6ELZ)	Dimensionamiento de estructura
LRFD 03	1.2DL+0.25LL+1.4(+0.3ELX +1.0ELY+0.6ELZ)	Dimensionamiento de estructura
LRFD 04	1.2DL+0.25LL+1.4(+0.6ELX +0.2ELY+1.0ELZ)	Dimensionamiento de estructura
LRFD 05	1.2DL+0.25LL+1.4(+0.2ELX +0.6ELY+1.0ELZ)	Dimensionamiento de estructura
LRFD 06	0.9DL+1.4(+1.0ELX +0.3ELY+0.6ELZ)	Dimensionamiento de estructura
LRFD 07	0.9DL+1.4(+0.3ELX +1.0ELY+0.6ELZ)	Dimensionamiento de estructura
LRFD 08	0.9DL+1.4(+0.6ELX +0.2ELY+1.0ELZ)	Dimensionamiento de estructura
LRFD 09	0.9DL+1.4(+0.2ELX +0.6ELY+1.0ELZ)	Dimensionamiento de estructura
SOBRE 02	1.2DL+0.25LL+1.4(0.7R1)(+1.0ELX +0.3ELY+0.6ELZ)	Sobreressitencia en columnas
SOBRE 03	1.2DL+0.25LL+1.4(0.7R1)(+0.3ELX +1.0ELY+0.6ELZ)	Sobreressitencia en columnas
SOBRE 04	1.2DL+0.25LL+1.4(0.7R1)(+0.6ELX +0.2ELY+1.0ELZ)	Sobreressitencia en columnas
SOBRE 05	1.2DL+0.25LL+1.4(0.7R1)(+0.2ELX +0.6ELY+1.0ELZ)	Sobreressitencia en columnas
SOBRE 06	0.9DL+1.4(0.7R1)(+1.0ELX +0.3ELY+0.6ELZ)	Sobreressitencia en columnas
SOBRE 07	0.9DL+1.4(0.7R1)(+0.3ELX +1.0ELY+0.6ELZ)	Sobreressitencia en columnas
SOBRE 08	0.9DL+1.4(0.7R1)(+0.6ELX +0.2ELY+1.0ELZ)	Sobreressitencia en columnas
SOBRE 09	0.9DL+1.4(0.7R1)(+0.2ELX +0.6ELY+1.0ELZ)	Sobreressitencia en columnas

## C.2 Resultados de diseño

Tabla C-3: Combinaciones de carga versión vigente– Estructura 3

Barra	Sección	Tipo	FU	Combinación
1	H200x150x26.1	Beam	9%	LRFD02C
2	H200x150x26.1	Beam	17%	LRFD02C
3	H200x150x26.1	Beam	15%	LRFD02C
4	H200x150x26.1	Beam	7%	LRFD02A
7	H200x150x26.1	Beam	19%	LRFD02C
9	H350x200x53.0	Beam	19%	LRFD01
10	H350x200x53.0	Beam	19%	LRFD01
14	H200x150x26.1	Beam	8%	LRFD02C
15	H200x150x26.1	Beam	21%	LRFD01
16	H200x150x26.1	Beam	17%	LRFD02C
17	H200x150x26.1	Beam	10%	LRFD02A
19	H200x150x26.1	Beam	10%	LRFD02A
23	H200x150x26.1	Beam	13%	LRFD02A
31	H200x150x26.1	Beam	9%	LRFD02A
32	H200x150x26.1	Beam	10%	LRFD02A
11	H200x150x26.1	Beam	7%	LRFD02C
12	H200x150x26.1	Beam	9%	LRFD02C
13	H200x150x26.1	Beam	14%	LRFD01
18	H200x150x26.1	Beam	11%	LRFD01
36	H300x150x41.3	Beam	16%	LRFD02A
38	H300x150x41.3	Beam	19%	LRFD01
79	H200x150x26.1	Beam	18%	LRFD02A
165	H200x150x26.1	Beam	8%	LRFD02A
168	H200x150x26.1	Beam	16%	LRFD02A
169	H250x150x37.1	Beam	41%	LRFD01
170	H200x150x26.1	Beam	16%	LRFD01
319	H200x150x26.1	Beam	6%	LRFD02A
321	H200x150x26.1	Beam	15%	LRFD02C
322	H200x150x26.1	Beam	10%	LRFD02C
323	H200x150x26.1	Beam	20%	LRFD02C
324	H200x150x26.1	Beam	6%	LRFD02C
330	H200x150x26.1	Beam	10%	LRFD02C
386	H200x150x26.1	Beam	8%	LRFD02C
387	H200x150x26.1	Beam	17%	LRFD01
422	H200x150x26.1	Beam	13%	LRFD02C
424	H200x150x26.1	Beam	2%	LRFD02C
487	H200x150x26.1	Beam	9%	LRFD01
506	H200x150x26.1	Beam	10%	LRFD01
508	H200x150x26.1	Beam	1%	LRFD01
527	H200x150x26.1	Beam	8%	LRFD02C
554	H200x150x26.1	Beam	6%	LRFD02C
556	H200x150x26.1	Beam	14%	LRFD01
601	HN20x33.8	Column	43%	LRFD02C
605	HN20x33.8	Column	38%	LRFD02A
609	HN20x33.8	Column	38%	LRFD02C
613	HN20x33.8	Column	44%	LRFD02C
620	[]100x100x14.1	Brace	54%	LRFD02C
621	[]100x100x14.1	Brace	52%	LRFD02C
626	H200x150x26.1	Beam	4%	LRFD02C

Barra	Sección	Tipo	FU	Combinación
627	H250x250x61.3	Beam	15%	LRFD02C
628	H200x150x26.1	Beam	3%	LRFD02C
629	O10x10x11.7	Brace	25%	LRFD02C
630	O10x10x11.7	Brace	22%	LRFD02C
631	O10x10x11.7	Brace	20%	LRFD03C
632	O10x10x11.7	Brace	28%	LRFD02C
655	HN20x33.8	Column	17%	LRFD02C
659	HN20x33.8	Column	60%	LRFD02A
663	HN20x33.8	Column	64%	LRFD02A
667	HN20x33.8	Column	23%	LRFD02C
673	O10x10x11.7	Brace	49%	LRFD02C
674	O10x10x11.7	Brace	46%	LRFD02C
675	O10x10x11.7	Brace	53%	LRFD02C
676	O10x10x11.7	Brace	49%	LRFD02C
677	HN20x33.8	Column	48%	LRFD02C
689	HN20x33.8	Column	34%	LRFD02C
695	O10x10x11.7	Brace	33%	LRFD02C
696	O10x10x11.7	Brace	40%	LRFD02C
718	HN20x33.8	Column	32%	LRFD02A
722	HN20x33.8	Column	32%	LRFD02A
749	O10x10x11.7	Brace	51%	LRFD02A
750	O10x10x11.7	Brace	47%	LRFD02A
751	O10x10x11.7	Brace	52%	LRFD02A
752	O10x10x11.7	Brace	48%	LRFD02A
754	O10x10x11.7	Brace	42%	LRFD02A
755	O10x10x11.7	Brace	34%	LRFD02A
764	O10x10x11.7	Brace	48%	LRFD02A
765	O10x10x11.7	Brace	46%	LRFD02A
766	O10x10x11.7	Brace	49%	LRFD02A
767	O10x10x11.7	Brace	43%	LRFD02A
769	O10x10x11.7	Brace	37%	LRFD02A
770	O10x10x11.7	Brace	32%	LRFD02A
783	O10x10x11.7	Brace	24%	LRFD02A
784	O10x10x11.7	Brace	27%	LRFD02A
785	O10x10x11.7	Brace	12%	LRFD02A
786	O10x10x11.7	Brace	25%	LRFD02A
787	O10x10x11.7	Brace	10%	LRFD02A
788	O10x10x11.7	Brace	23%	LRFD02A
789	O10x10x11.7	Brace	8%	LRFD02C
790	O10x10x11.7	Brace	7%	LRFD02C
791	O10x10x11.7	Brace	9%	LRFD02C
792	O10x10x11.7	Brace	8%	LRFD02C
793	O10x10x11.7	Brace	7%	LRFD02A
794	O10x10x11.7	Brace	9%	LRFD02A
795	O10x10x11.7	Brace	24%	LRFD02A
796	O10x10x11.7	Brace	28%	LRFD02A
797	O10x10x11.7	Brace	9%	LRFD02A
798	O10x10x11.7	Brace	10%	LRFD02A
870	O10x10x11.7	Brace	35%	LRFD02C
874	O10x10x11.7	Brace	7%	LRFD02C
902	O10x10x11.7	Brace	24%	LRFD02A
906	O10x10x11.7	Brace	32%	LRFD02A
910	O10x10x11.7	Brace	9%	LRFD02A
914	O10x10x11.7	Brace	25%	LRFD02A

Barra	Sección	Tipo	FU	Combinación
918	O10x10x11.7	Brace	3%	LRFD02A
922	O10x10x11.7	Brace	11%	LRFD02A
926	O10x10x11.7	Brace	35%	LRFD02A
930	O10x10x11.7	Brace	3%	LRFD03C
5	O10x10x11.7	Brace	51%	LRFD02C
26	O10x10x11.7	Brace	26%	LRFD02C
45	O10x10x11.7	Brace	25%	LRFD02C
122	O10x10x11.7	Brace	35%	LRFD02C
194	O10x10x11.7	Brace	46%	LRFD02C
201	O10x10x11.7	Brace	46%	LRFD02C
202	O10x10x11.7	Brace	43%	LRFD02C
239	O10x10x11.7	Brace	36%	LRFD02C
240	O10x10x11.7	Brace	36%	LRFD02C
242	O10x10x11.7	Brace	8%	LRFD02C
245	O10x10x11.7	Brace	2%	LRFD03A
246	O10x10x11.7	Brace	2%	LRFD03A
248	O10x10x11.7	Brace	7%	LRFD02C
252	O10x10x11.7	Brace	9%	LRFD02C
253	O10x10x11.7	Brace	9%	LRFD02C
254	O10x10x11.7	Brace	6%	LRFD02C
264	O10x10x11.7	Brace	3%	LRFD02C
268	O10x10x11.7	Brace	3%	LRFD02C
269	O10x10x11.7	Brace	6%	LRFD02C
271	O10x10x11.7	Brace	7%	LRFD02C
275	O10x10x11.7	Brace	7%	LRFD02C
276	O10x10x11.7	Brace	24%	LRFD02C
288	O10x10x11.7	Brace	28%	LRFD02C
289	O10x10x11.7	Brace	28%	LRFD02C
290	O10x10x11.7	Brace	7%	LRFD02C
293	O10x10x11.7	Brace	9%	LRFD02C
302	O10x10x11.7	Brace	9%	LRFD02C
303	O10x10x11.7	Brace	44%	LRFD02C
316	O10x10x11.7	Brace	35%	LRFD02C
339	O10x10x11.7	Brace	34%	LRFD02C
345	O10x10x11.7	Brace	26%	LRFD02C
400	O10x10x11.7	Brace	7%	LRFD02C
401	O10x10x11.7	Brace	7%	LRFD02C
402	O10x10x11.7	Brace	31%	LRFD02A
403	O10x10x11.7	Brace	31%	LRFD02A
404	O10x10x11.7	Brace	23%	LRFD02A
405	O10x10x11.7	Brace	23%	LRFD02A
406	O10x10x11.7	Brace	27%	LRFD02A
430	O10x10x11.7	Brace	27%	LRFD02A
431	O10x10x11.7	Brace	3%	LRFD02A
432	O10x10x11.7	Brace	3%	LRFD02A
433	O10x10x11.7	Brace	8%	LRFD02A
439	O10x10x11.7	Brace	8%	LRFD02A
441	O10x10x11.7	Brace	10%	LRFD02A
443	O10x10x11.7	Brace	10%	LRFD02A
445	O10x10x11.7	Brace	4%	LRFD02A
446	O10x10x11.7	Brace	4%	LRFD02A
448	O10x10x11.7	Brace	7%	LRFD02A
449	O10x10x11.7	Brace	7%	LRFD02A
451	O10x10x11.7	Brace	41%	LRFD02C

Barra	Sección	Tipo	FU	Combinación
454	O10x10x11.7	Brace	41%	LRFD02C
455	O10x10x11.7	Brace	8%	LRFD02C
459	O10x10x11.7	Brace	8%	LRFD02C

Tabla C-4: Combinaciones de carga versión propuesta– Estructura 3

Barra	Sección	Tipo	FU	Combinación
1	H200x150x26.1	Beam	0.094913	LRFD 03A
2	IN35x71.3	Beam	0.10385	LRFD 03A
3	H200x150x26.1	Beam	0.136822	LRFD 03A
4	H200x150x26.1	Beam	0.100102	LRFD 02A
7	H300x150x41.3	Beam	0.157295	LRFD 03A
10	H350x200x53.0	Beam	0.207154	LRFD 04A
14	H200x150x26.1	Beam	0.094472	LRFD 03A
15	H200x150x26.1	Beam	0.213106	LRFD 01
16	IN25x37.1	Beam	0.131763	LRFD 03A
17	H200x150x26.1	Beam	0.095739	LRFD 02A
19	H200x150x26.1	Beam	0.0862	LRFD 02A
23	H200x150x26.1	Beam	0.124262	LRFD 01
31	H200x150x26.1	Beam	0.075597	LRFD 01
32	H200x150x26.1	Beam	0.084727	LRFD 02A
11	H200x150x26.1	Beam	0.072283	LRFD 03A
12	H200x150x26.1	Beam	0.081522	LRFD 03A
13	H200x150x26.1	Beam	0.136672	LRFD 01
18	H200x150x26.1	Beam	0.106125	LRFD 01
35	H300x150x41.3	Beam	0.199633	LRFD 03A
36	H300x150x41.3	Beam	0.15978	LRFD 04A
165	H200x150x26.1	Beam	0.075728	LRFD 02A
168	H200x150x26.1	Beam	0.154559	LRFD 02A
169	H250x150x37.1	Beam	0.508073	LRFD 04A
170	H200x150x26.1	Beam	0.154464	LRFD 01
319	H200x150x26.1	Beam	0.079057	LRFD 02A
321	H200x150x26.1	Beam	0.102638	LRFD 03A
323	H200x150x26.1	Beam	0.148729	LRFD 03A
324	H200x150x26.1	Beam	0.075757	LRFD 03A
330	H200x150x26.1	Beam	0.105446	LRFD 03A
386	H200x150x26.1	Beam	0.07771	LRFD 03A
387	H200x150x26.1	Beam	0.163994	LRFD 01
422	H200x150x26.1	Beam	0.129953	LRFD 03A
424	H200x150x26.1	Beam	0.021675	LRFD 03A
487	H200x150x26.1	Beam	0.085352	LRFD 01
506	H200x150x26.1	Beam	0.096401	LRFD 01
508	H200x150x26.1	Beam	0.013969	LRFD 01
527	IN25x32.6	Beam	0.064074	LRFD 03A
554	IN25x32.6	Beam	0.058696	LRFD 03A
556	H200x150x26.1	Beam	0.1243	LRFD 01
601	HN25x50.1	Column	0.351435	LRFD 03A
605	HN25x50.1	Column	0.327517	LRFD 02A
609	HN25x50.1	Column	0.338865	LRFD 03A
613	HN25x50.1	Column	0.367919	LRFD 03A
620	[]100x100x14.1	Brace	0.740952	LRFD 03A
621	[]100x100x14.1	Brace	0.728789	LRFD 03A
626	H200x150x26.1	Beam	0.037025	LRFD 03A
627	H250x250x61.3	Beam	0.237584	LRFD 05A

Barra	Sección	Tipo	FU	Combinación
628	H200x150x26.1	Beam	0.031925	LRFD 03A
629	O10x10x11.7	Brace	0.282837	LRFD 03A
630	O10x10x11.7	Brace	0.264853	LRFD 03A
631	O10x10x11.7	Brace	0.242	LRFD 03A
632	O10x10x11.7	Brace	0.309206	LRFD 03A
655	HN25x50.1	Column	0.177767	LRFD 03A
659	HN25x50.1	Column	0.504953	LRFD 04A
663	HN25x50.1	Column	0.523182	LRFD 04A
667	HN25x50.1	Column	0.162954	LRFD 03A
673	O10x10x11.7	Brace	0.598245	LRFD 03A
674	O10x10x11.7	Brace	0.580386	LRFD 03A
675	O10x10x11.7	Brace	0.664435	LRFD 03A
676	O10x10x11.7	Brace	0.635104	LRFD 03A
677	HN25x50.1	Column	0.371244	LRFD 03A
681	HN25x50.1	Column	0.455175	LRFD 05A
685	HN25x50.1	Column	0.400694	LRFD 03A
689	HN25x50.1	Column	0.306995	LRFD 03A
696	O10x10x11.7	Brace	0.516834	LRFD 03A
718	HN25x50.1	Column	0.130792	LRFD 02A
722	HN25x50.1	Column	0.247326	LRFD 02A
749	O10x10x11.7	Brace	0.616459	LRFD 02A
750	O10x10x11.7	Brace	0.580422	LRFD 02A
751	O10x10x11.7	Brace	0.657492	LRFD 02A
752	O10x10x11.7	Brace	0.630227	LRFD 02A
754	O10x10x11.7	Brace	0.535376	LRFD 02A
755	O10x10x11.7	Brace	0.470673	LRFD 02A
783	O10x10x11.7	Brace	0.310212	LRFD 02A
784	O10x10x11.7	Brace	0.331833	LRFD 02A
785	O10x10x11.7	Brace	0.295611	LRFD 02A
786	O10x10x11.7	Brace	0.326621	LRFD 02A
787	O10x10x11.7	Brace	0.240837	LRFD 02A
788	O10x10x11.7	Brace	0.271014	LRFD 02A
789	O10x10x11.7	Brace	0.102483	LRFD 03A
790	O10x10x11.7	Brace	0.088951	LRFD 03A
791	O10x10x11.7	Brace	0.098498	LRFD 03A
792	O10x10x11.7	Brace	0.099442	LRFD 03A
793	O10x10x11.7	Brace	0.107597	LRFD 02A
794	O10x10x11.7	Brace	0.22786	LRFD 02A
795	O10x10x11.7	Brace	0.316783	LRFD 02A
796	O10x10x11.7	Brace	0.362459	LRFD 02A
797	O10x10x11.7	Brace	0.25337	LRFD 02A
798	O10x10x11.7	Brace	0.265633	LRFD 02A
850	O10x10x11.7	Brace	0.360457	LRFD 03A
854	O10x10x11.7	Brace	0.607197	LRFD 03A
858	O10x10x11.7	Brace	0.470912	LRFD 03A
862	O10x10x11.7	Brace	0.071376	LRFD 03A
866	O10x10x11.7	Brace	0.255707	LRFD 03A
870	O10x10x11.7	Brace	0.442351	LRFD 03A
874	O10x10x11.7	Brace	0.100164	LRFD 03A
878	O10x10x11.7	Brace	0.056853	LRFD 03A
882	O10x10x11.7	Brace	0.105844	LRFD 03A
886	O10x10x11.7	Brace	0.392918	LRFD 03A
890	O10x10x11.7	Brace	0.236365	LRFD 03A
894	O10x10x11.7	Brace	0.477715	LRFD 03A

Barra	Sección	Tipo	FU	Combinación
898	O10x10x11.7	Brace	0.146094	LRFD 03A
902	O10x10x11.7	Brace	0.340779	LRFD 02A
906	O10x10x11.7	Brace	0.3954	LRFD 02A
910	O10x10x11.7	Brace	0.219533	LRFD 02A
914	O10x10x11.7	Brace	0.313442	LRFD 02A
918	O10x10x11.7	Brace	0.041667	LRFD 02A
922	O10x10x11.7	Brace	0.253727	LRFD 02A
926	O10x10x11.7	Brace	0.434972	LRFD 02A
930	O10x10x11.7	Brace	0.056358	LRFD 02A
24	H200x150x26.1	Beam	0.075549	LRFD 02A
26	O10x10x11.7	Brace	0.676983	LRFD 03A
45	O10x10x11.7	Brace	0.68167	LRFD 03A
79	O10x10x11.7	Brace	0.577172	LRFD 03A
122	O10x10x11.7	Brace	0.583418	LRFD 03A
192	O10x10x11.7	Brace	0.612914	LRFD 03A
194	O10x10x11.7	Brace	0.617817	LRFD 03A
201	O10x10x11.7	Brace	0.110867	LRFD 03A
202	O10x10x11.7	Brace	0.122038	LRFD 03A
227	O10x10x11.7	Brace	0.104953	LRFD 03A
239	O10x10x11.7	Brace	0.107918	LRFD 03A
240	O10x10x11.7	Brace	0.573425	LRFD 03A
242	O10x10x11.7	Brace	0.581992	LRFD 03A
243	O10x10x11.7	Brace	0.246785	LRFD 03A
245	O10x10x11.7	Brace	0.249565	LRFD 03A
246	O10x10x11.7	Brace	0.074677	LRFD 03A
248	O10x10x11.7	Brace	0.072445	LRFD 03A
250	O10x10x11.7	Brace	0.088742	LRFD 03A
252	O10x10x11.7	Brace	0.086572	LRFD 03A
253	O10x10x11.7	Brace	0.3704	LRFD 03F
254	O10x10x11.7	Brace	0.368526	LRFD 03F
255	O10x10x11.7	Brace	0.108987	LRFD 03A
264	O10x10x11.7	Brace	0.113661	LRFD 03A
268	O10x10x11.7	Brace	0.3836	LRFD 03A
269	O10x10x11.7	Brace	0.385812	LRFD 03A
270	O10x10x11.7	Brace	0.822189	LRFD 03A
271	O10x10x11.7	Brace	0.827298	LRFD 03A
275	O10x10x11.7	Brace	0.36939	LRFD 02A
276	O10x10x11.7	Brace	0.368251	LRFD 02A
277	O10x10x11.7	Brace	0.292841	LRFD 02A
288	O10x10x11.7	Brace	0.291399	LRFD 02A
289	O10x10x11.7	Brace	0.338683	LRFD 02A
290	O10x10x11.7	Brace	0.336239	LRFD 02A
292	O10x10x11.7	Brace	0.041016	LRFD 02A
293	O10x10x11.7	Brace	0.039805	LRFD 02A
302	O10x10x11.7	Brace	0.096661	LRFD 02A
303	O10x10x11.7	Brace	0.095456	LRFD 02A
304	O10x10x11.7	Brace	0.263088	LRFD 02A
316	O10x10x11.7	Brace	0.261533	LRFD 02E
339	O10x10x11.7	Brace	0.04467	LRFD 02A
345	O10x10x11.7	Brace	0.043364	LRFD 02A
359	O10x10x11.7	Brace	0.094966	LRFD 02A
400	O10x10x11.7	Brace	0.093662	LRFD 02A

Tabla C-5: Fuerzas en los anclajes versión vigente – Estructura 3

Nodo	Combinación		Fx [kN]	Fy [kN]	Fz [kN]
499	LRFD.ENV	Max	72	0	372
499	LRFD.ENV	Min	-56	-2	-108
500	LRFD.ENV	Max	103	109	438
500	LRFD.ENV	Min	-18	-101	-4
501	LRFD.ENV	Max	99	103	466
501	LRFD.ENV	Min	-16	-105	3
502	LRFD.ENV	Max	31	0	369
502	LRFD.ENV	Min	-31	-1	-142
526	LRFD.ENV	Max	0	1	117
526	LRFD.ENV	Min	0	0	25
527	LRFD.ENV	Max	23	80	683
527	LRFD.ENV	Min	-94	-55	80
528	LRFD.ENV	Max	19	56	715
528	LRFD.ENV	Min	-93	-76	100
529	LRFD.ENV	Max	72	0	226
529	LRFD.ENV	Min	-60	-1	-20
537	LRFD.ENV	Max	56	73	436
537	LRFD.ENV	Min	-76	-40	-159
538	LRFD.ENV	Max	-1	29	339
538	LRFD.ENV	Min	-2	-56	-40
539	LRFD.ENV	Max	0	35	345
539	LRFD.ENV	Min	0	-30	-63
540	LRFD.ENV	Max	28	45	412
540	LRFD.ENV	Min	-51	-59	-171
548	LRFD.ENV	Max	29	-1	202
548	LRFD.ENV	Min	-54	-3	-55
549	LRFD.ENV	Max	58	0	230
549	LRFD.ENV	Min	-36	-3	-55

Tabla C-6: Fuerzas en los anclajes versión propuesta – Estructura 3

Nodo	Combinación		Fx [kN]	Fy [kN]	Fz [kN]
499	LRFD.ENV	Max	82	0	434
499	LRFD.ENV	Min	-73	-2	-225
500	LRFD.ENV	Max	112	148	482
500	LRFD.ENV	Min	-35	-136	-63
501	LRFD.ENV	Max	106	138	498
501	LRFD.ENV	Min	-32	-146	-48
502	LRFD.ENV	Max	43	1	441
502	LRFD.ENV	Min	-43	-2	-267
526	LRFD.ENV	Max	0	1	120
526	LRFD.ENV	Min	0	0	13
527	LRFD.ENV	Max	39	94	765
527	LRFD.ENV	Min	-105	-72	-65
528	LRFD.ENV	Max	34	73	778
528	LRFD.ENV	Min	-102	-91	-33
529	LRFD.ENV	Max	94	0	180
529	LRFD.ENV	Min	-84	-1	-27
537	LRFD.ENV	Max	75	79	493
537	LRFD.ENV	Min	-87	-59	-272
538	LRFD.ENV	Max	0	49	389
538	LRFD.ENV	Min	-3	-65	-131
539	LRFD.ENV	Max	0	46	392
539	LRFD.ENV	Min	0	-42	-146
540	LRFD.ENV	Max	40	64	502
540	LRFD.ENV	Min	-58	-74	-316
548	LRFD.ENV	Max	53	0	197
548	LRFD.ENV	Min	-68	-3	-82
549	LRFD.ENV	Max	68	0	226
549	LRFD.ENV	Min	-53	-2	-85

## C.3 Resultados de análisis no lineal

### C.3.1 Versión vigente, +Y

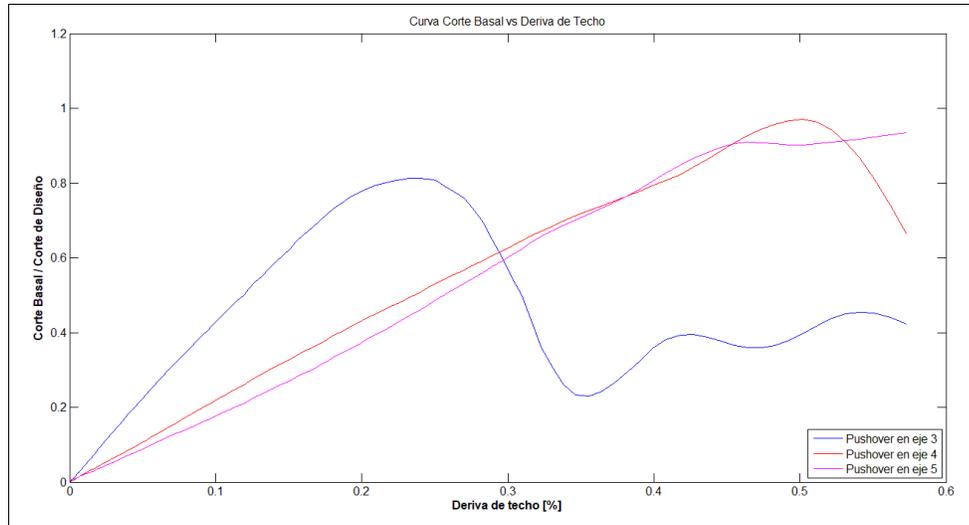


Figura C-3: Carga deformación por eje – Pushover +Y – Estructura 3, versión vigente

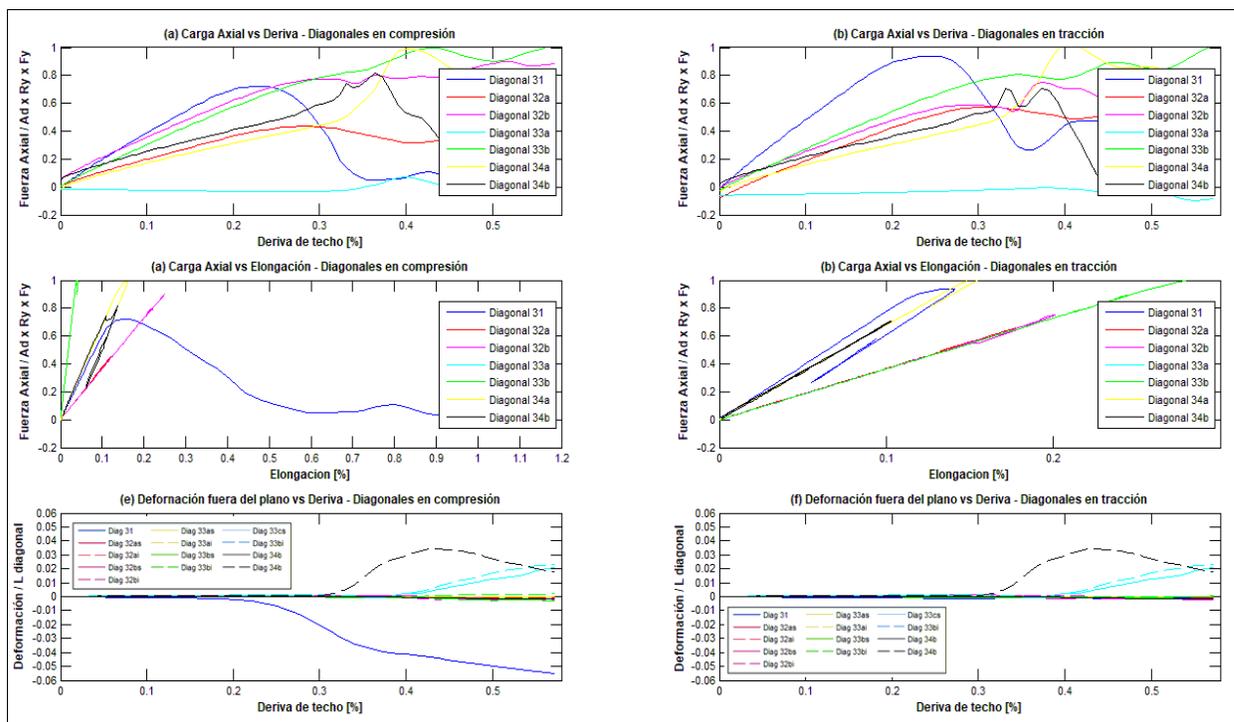


Figura C-4: Carga axial y deformación en diagonales en el eje 3 – Pushover +Y – Estructura 3, versión vigente

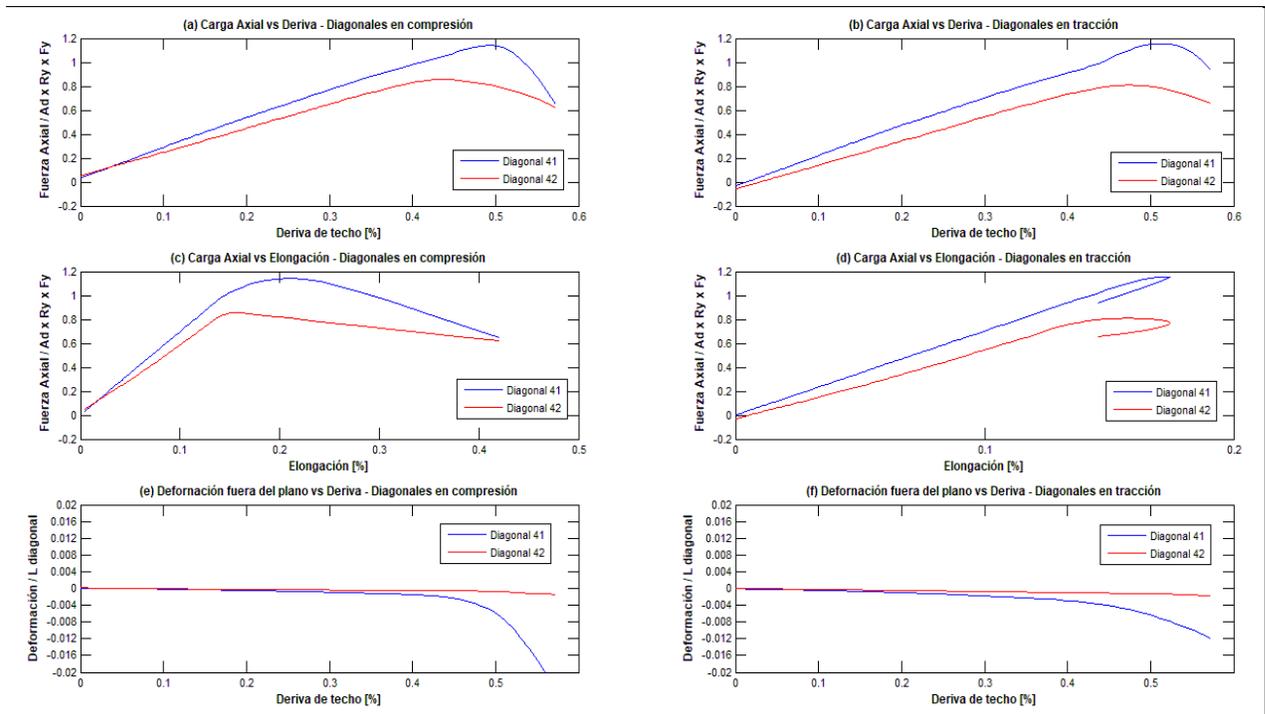


Figura C-5: Carga axial y deformación en diagonales en el eje 4 – Pushover +Y – Estructura 3, versión vigente

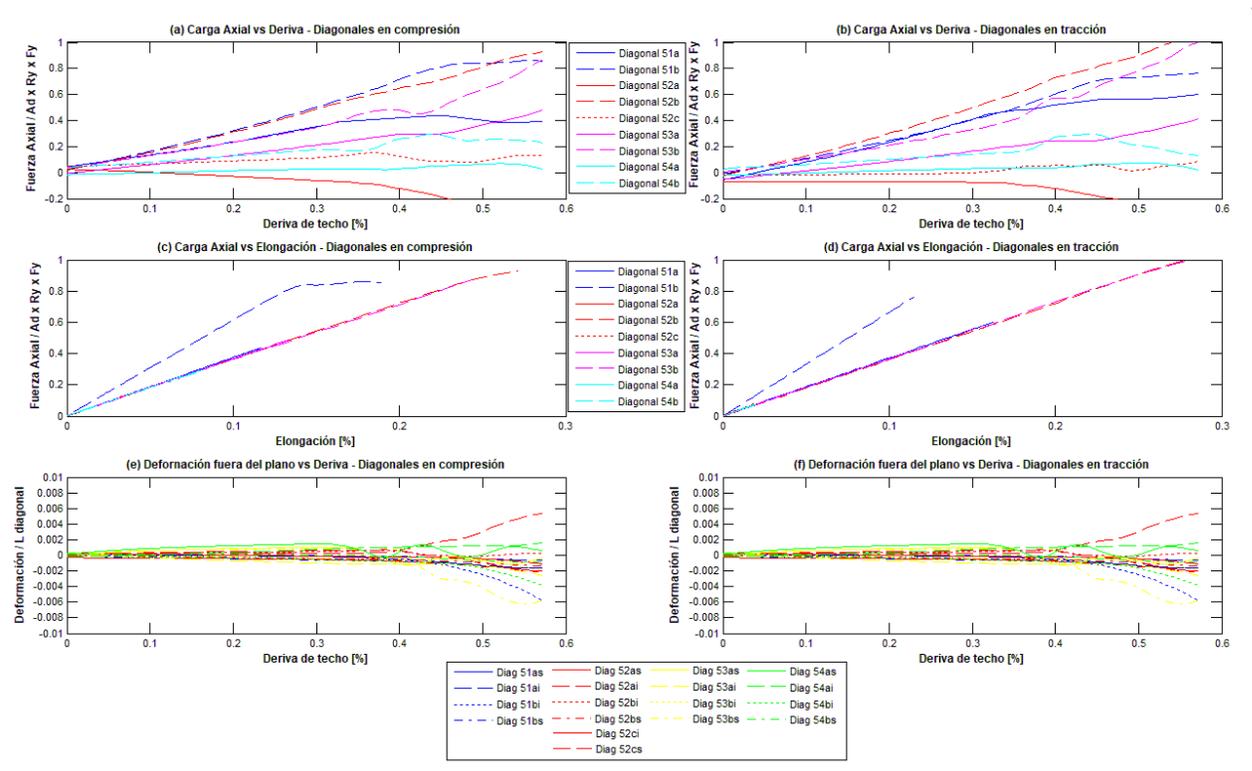


Figura C-6: Carga axial y deformación en diagonales en el eje 5 – Pushover +Y – Estructura 3, versión vigente

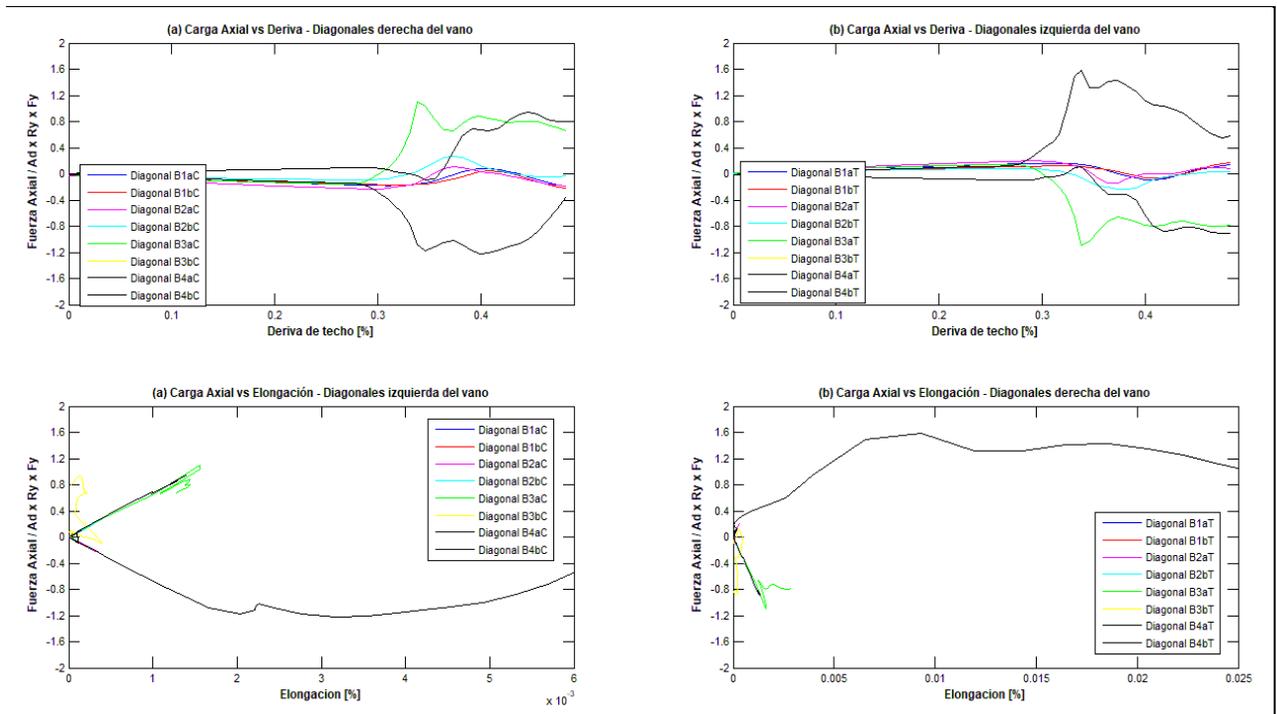


Figura C-7: Carga axial de diagonales transversales, eje B – Pushover +Y – Estructura 3, versión vigente

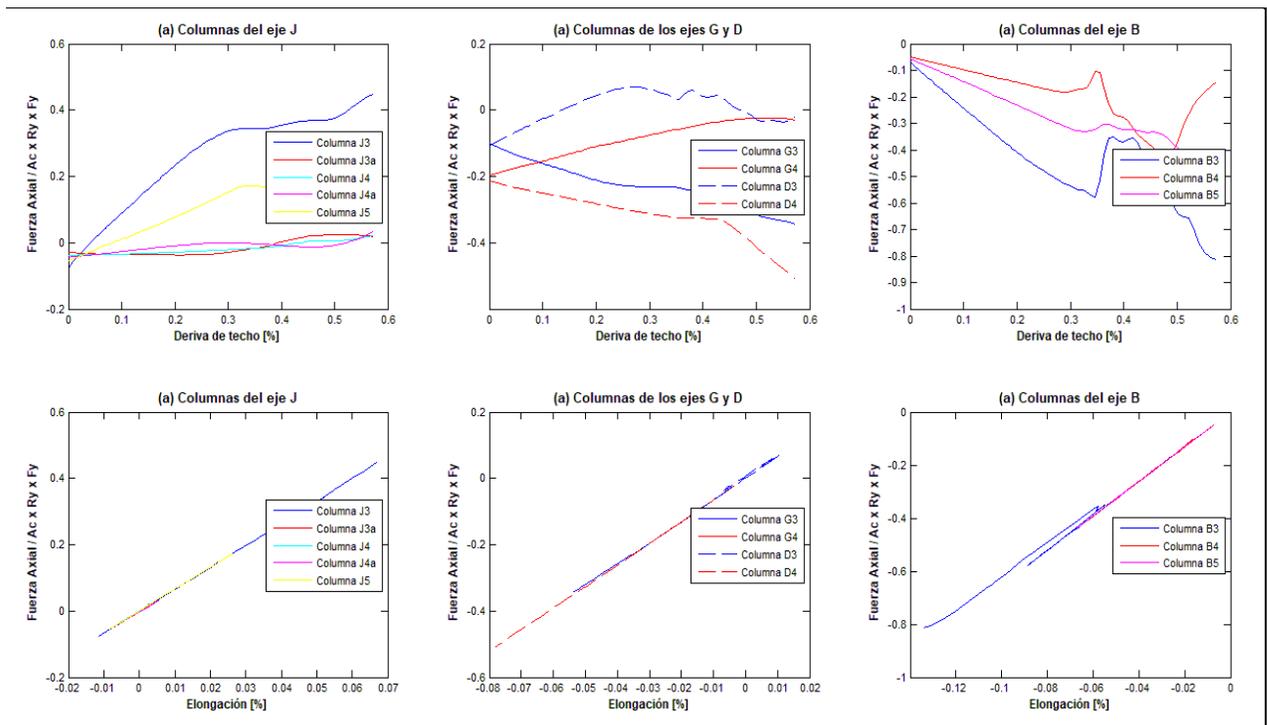


Figura C-8: Esfuerzos axial en las columnas – Pushover +Y – Estructura 3, versión vigente

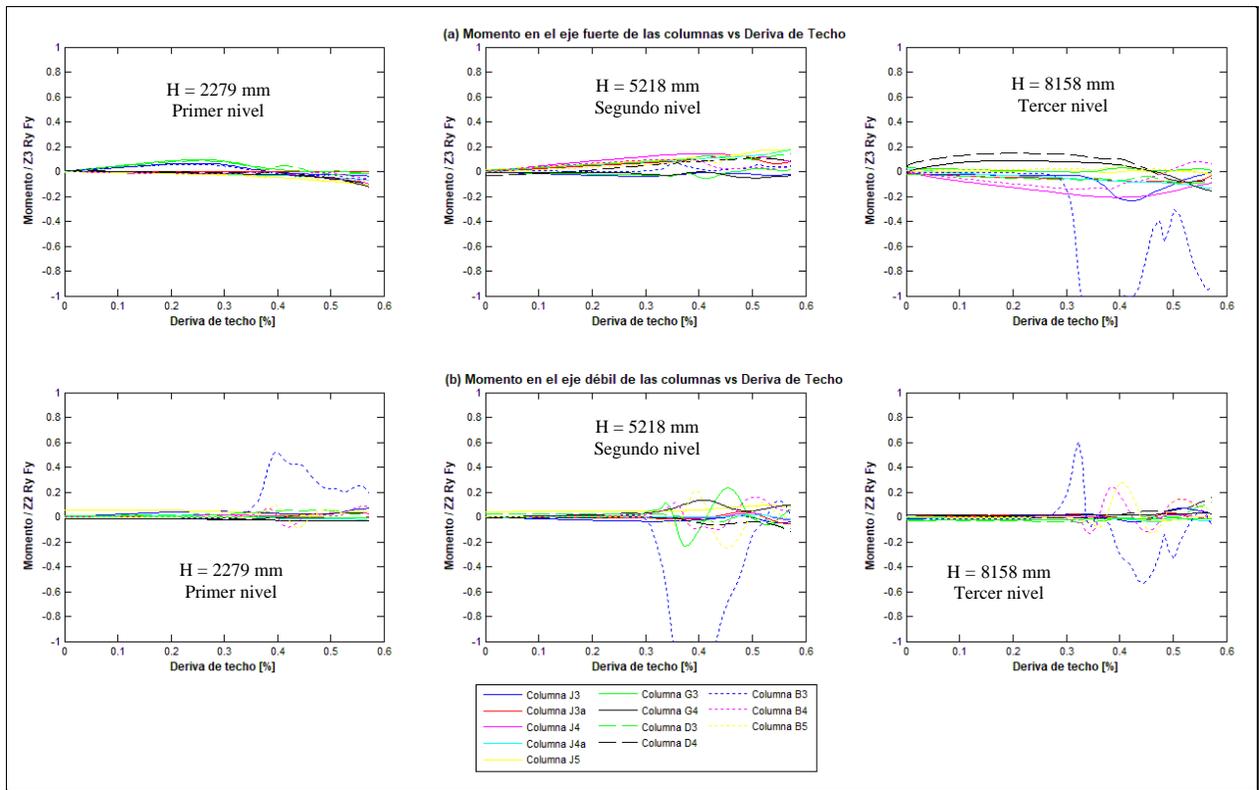


Figura C-9: Momentos flectores en las columnas – Pushover +Y – Estructura 3, versión vigente

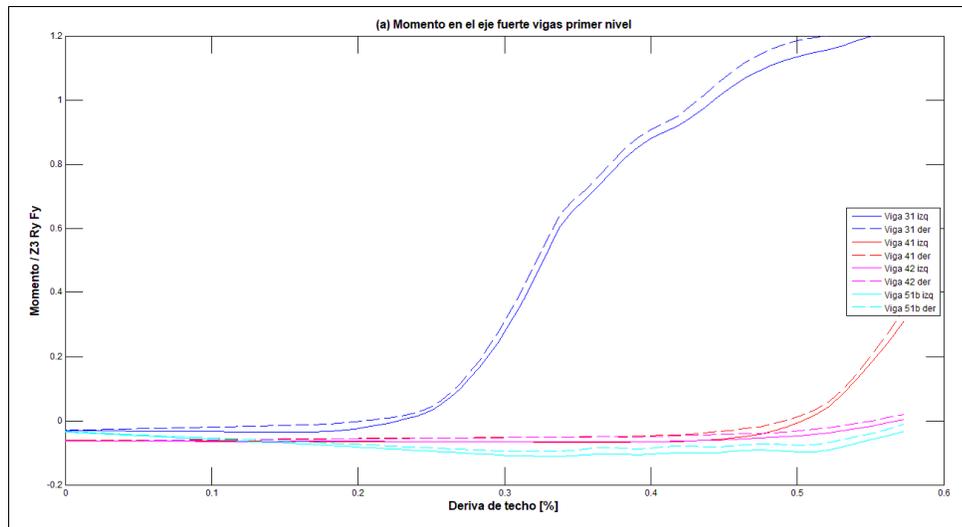


Figura C-10: Momentos flectores en vigas – Pushover +Y – Estructura 3, versión vigente

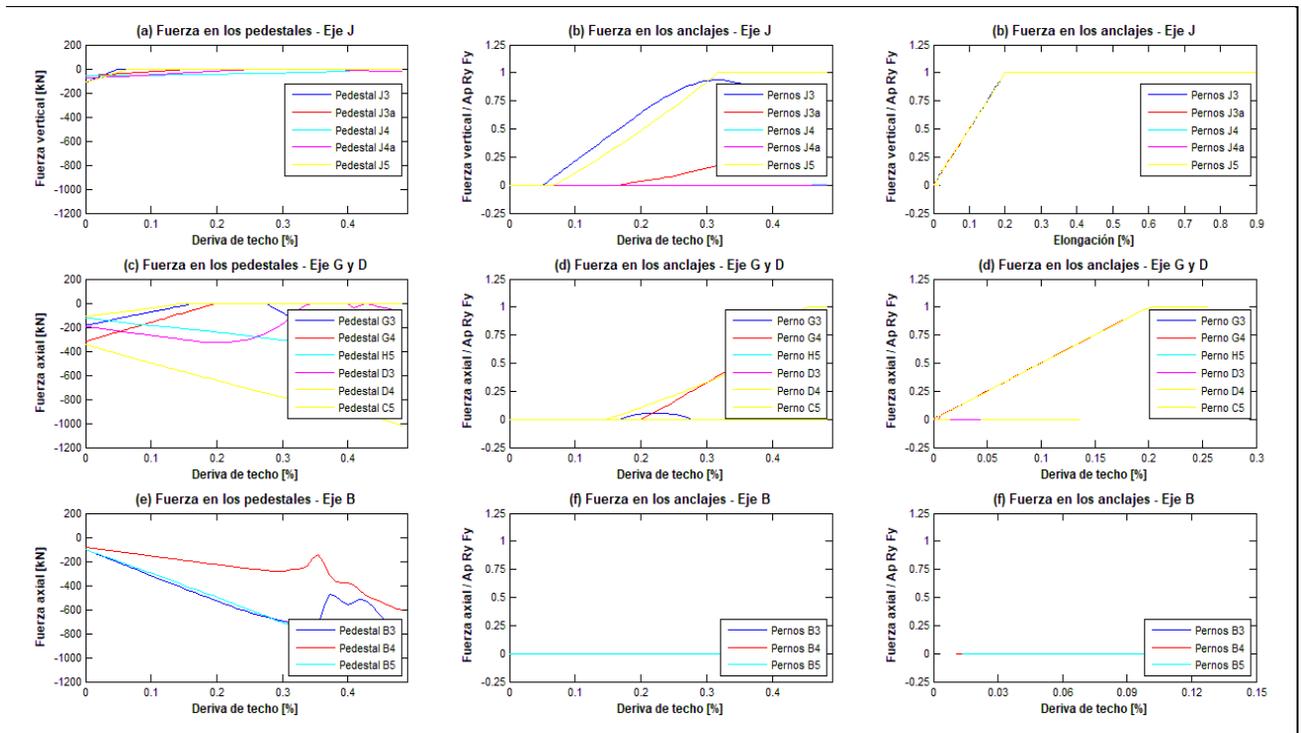


Figura C-11: Carga axial de los anclajes – Pushover +Y – Estructura 3, versión vigente

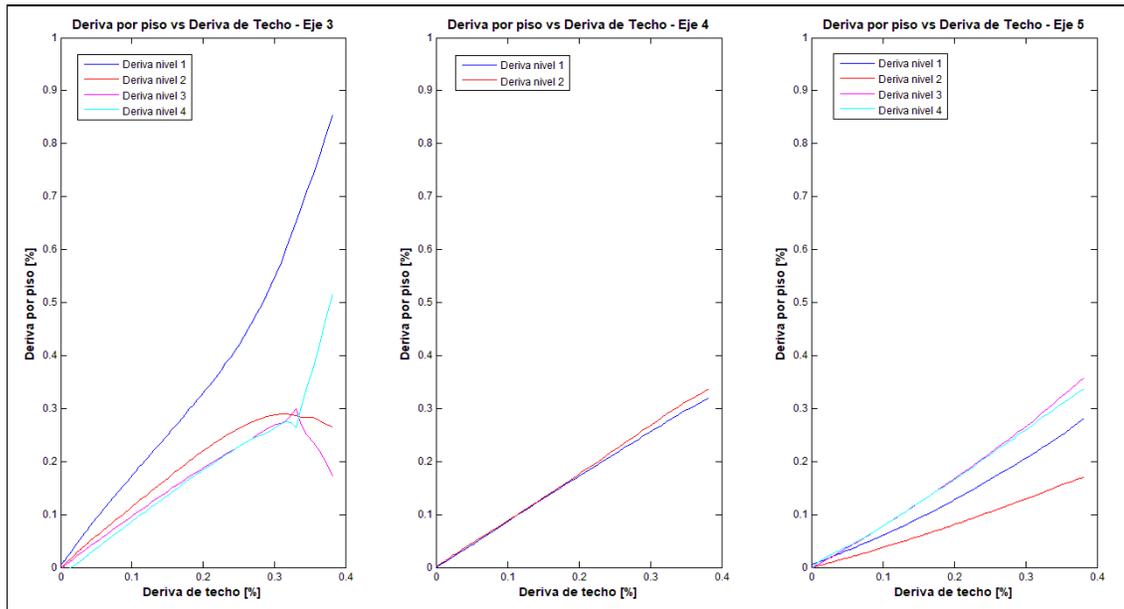


Figura C-12: Deriva de cada nivel – Pushover +Y – Estructura 3, versión vigente

### C.3.2 Versión propuesta, +X

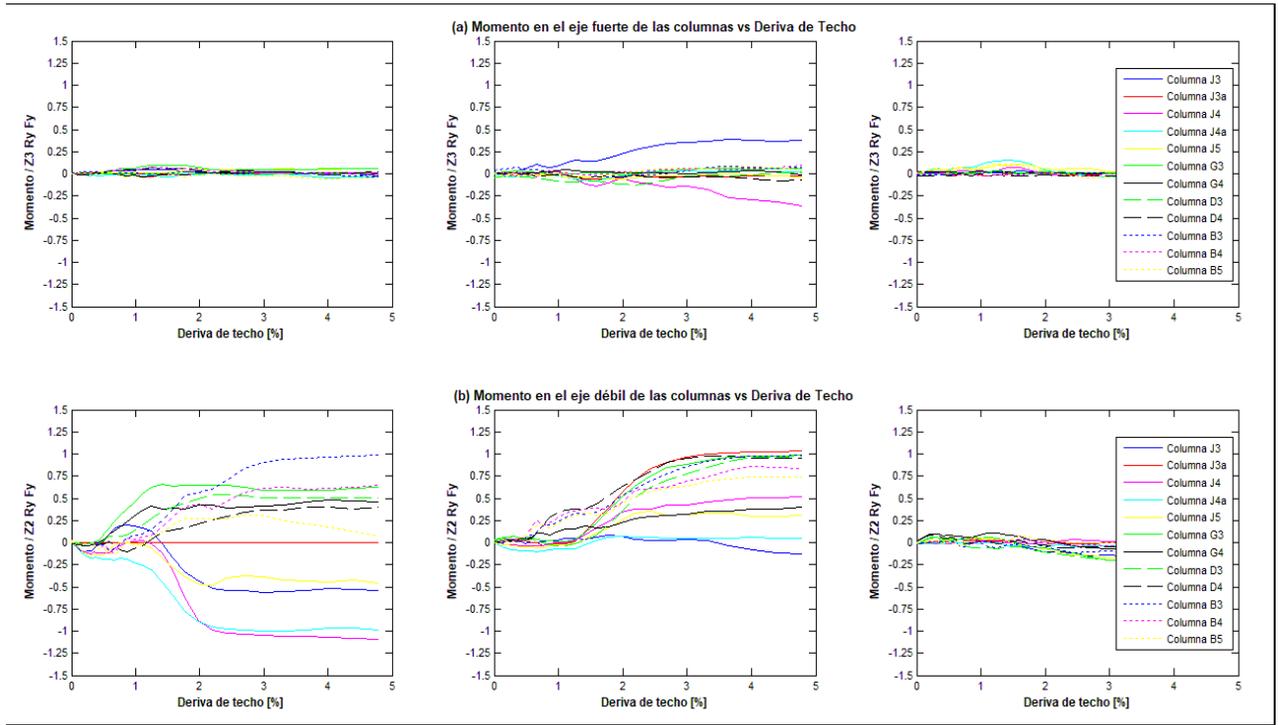


Figura C-13: Momentos flectores en las columnas – Pushover +X – Estructura 3, versión propuesta

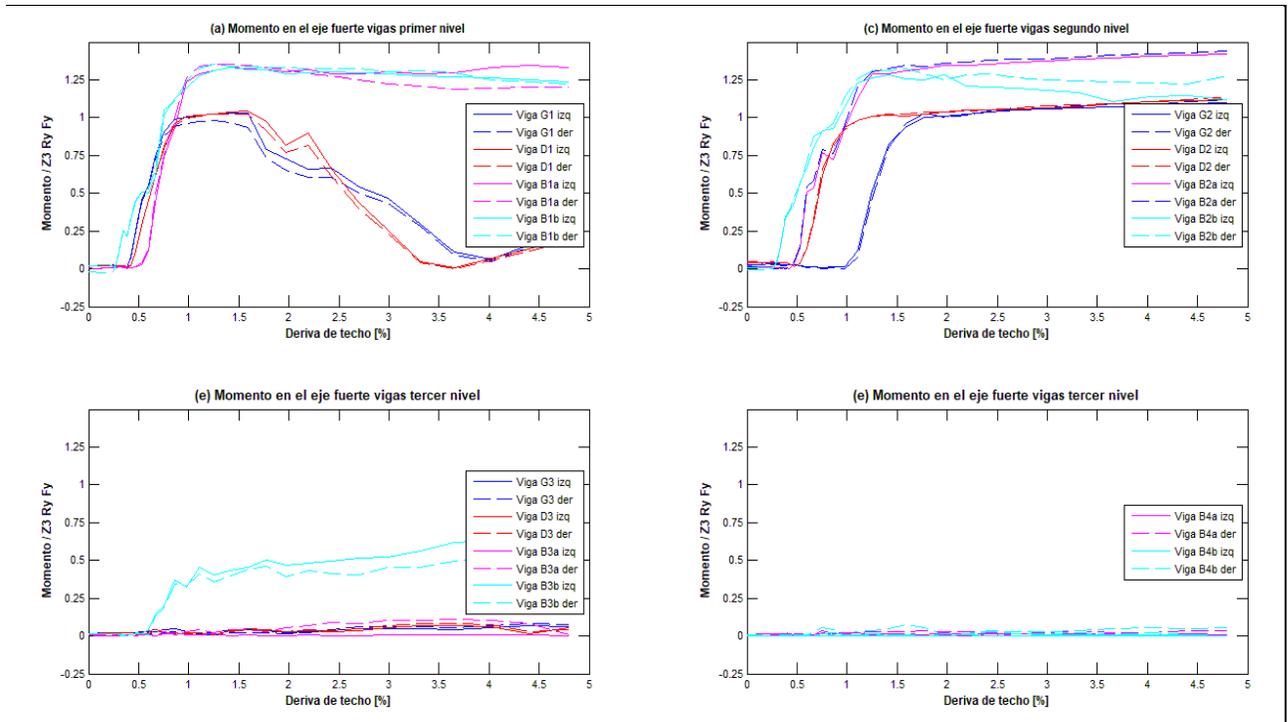


Figura C-14: Momentos flectores en vigas – Pushover +X – Estructura 3, versión propuesta

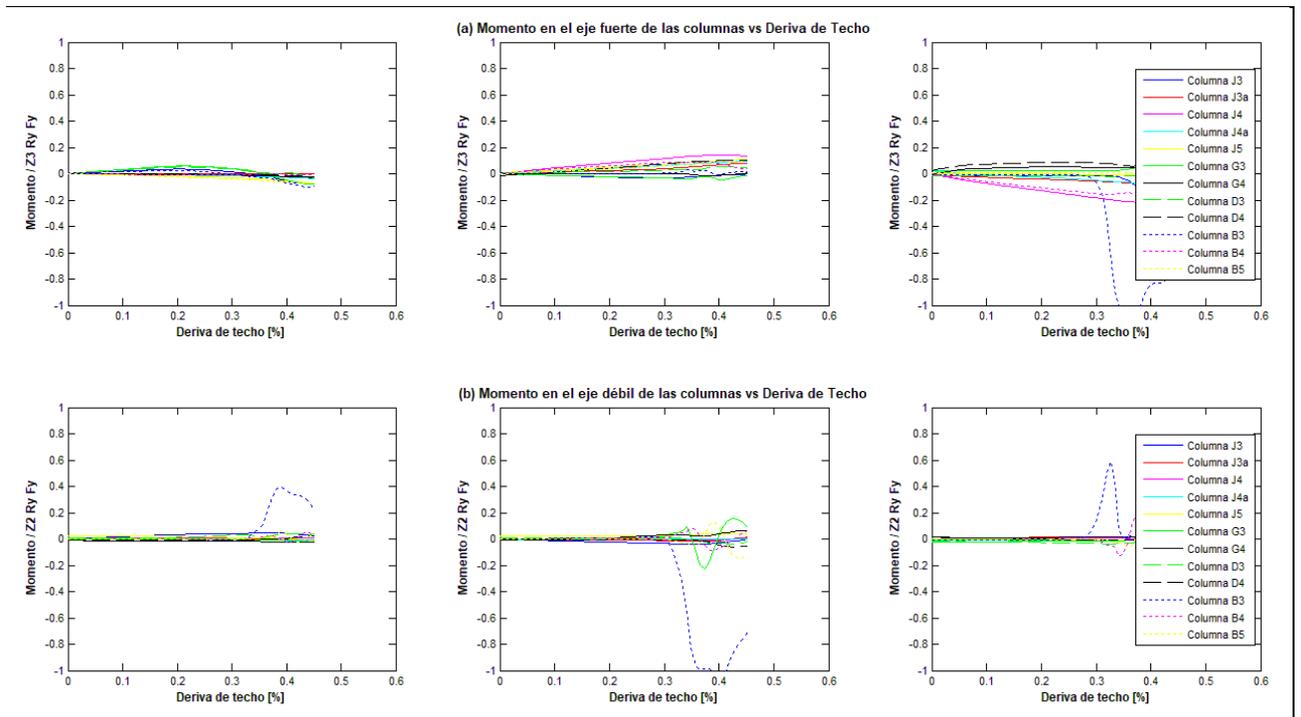


Figura C-15: Momentos flectores en las columnas – Pushover +Y – Estructura 3, versión propuesta

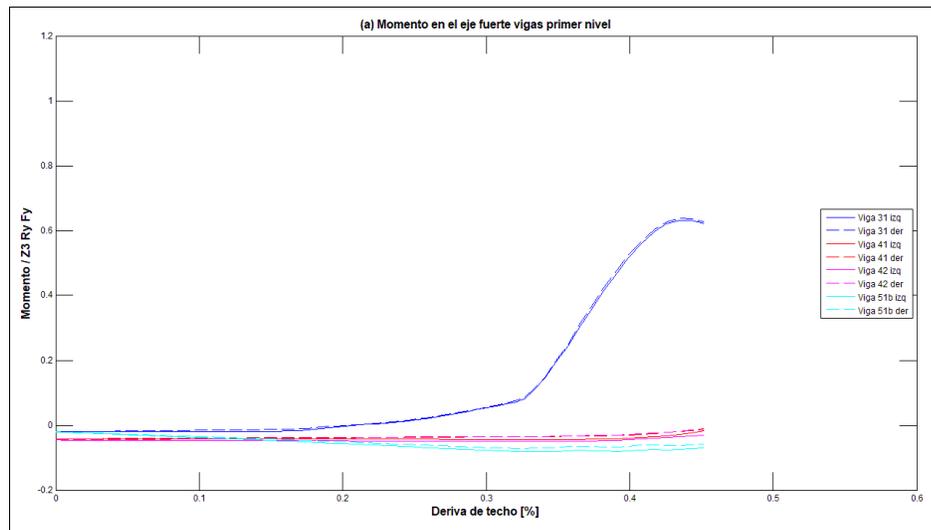


Figura C-16: Momentos flectores en vigas – Pushover +Y – Estructura 3, versión propuesta

# ANEXO D ESTRUCTURA 4

## D.1 Descripción de la estructura y el modelo lineal

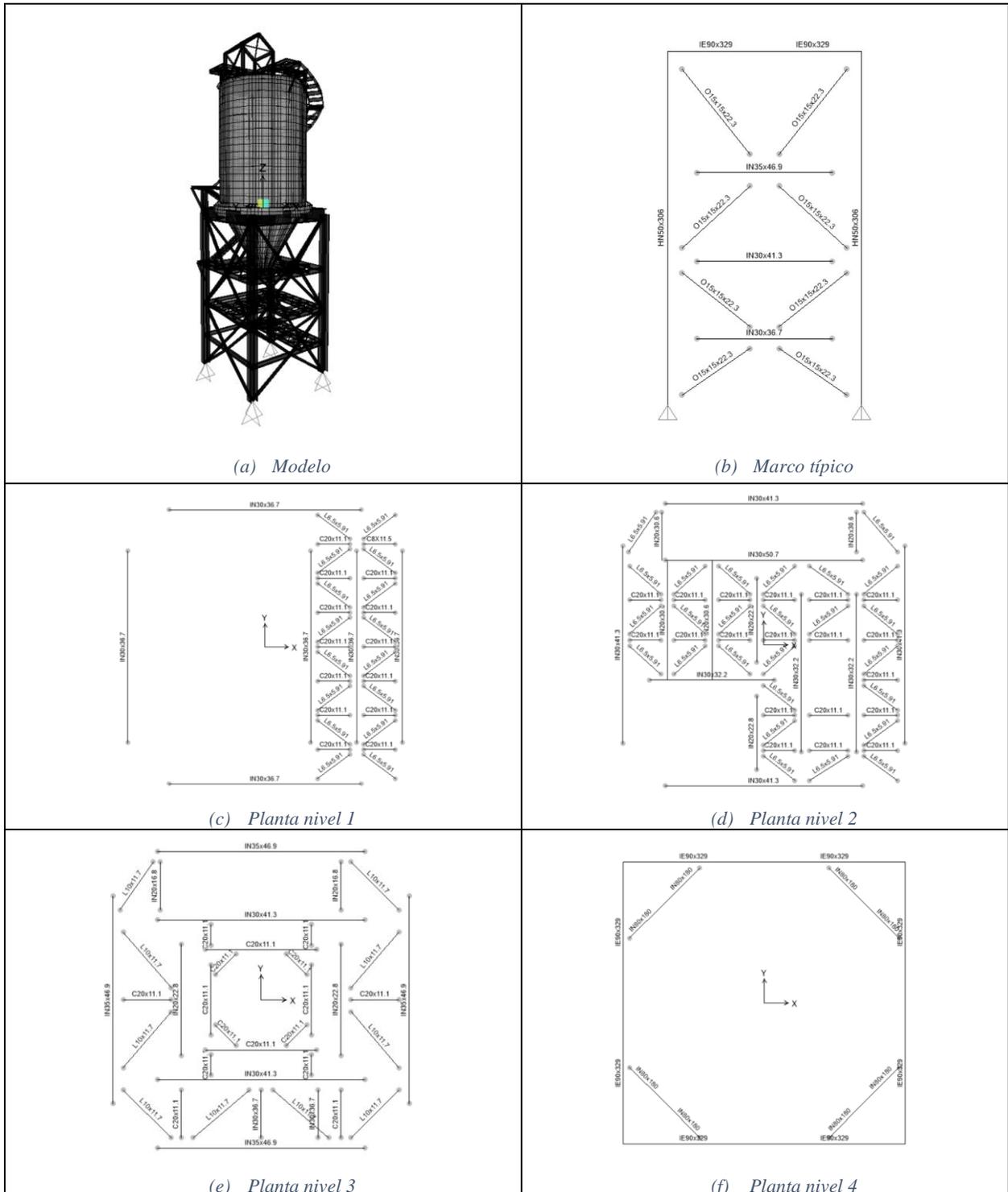
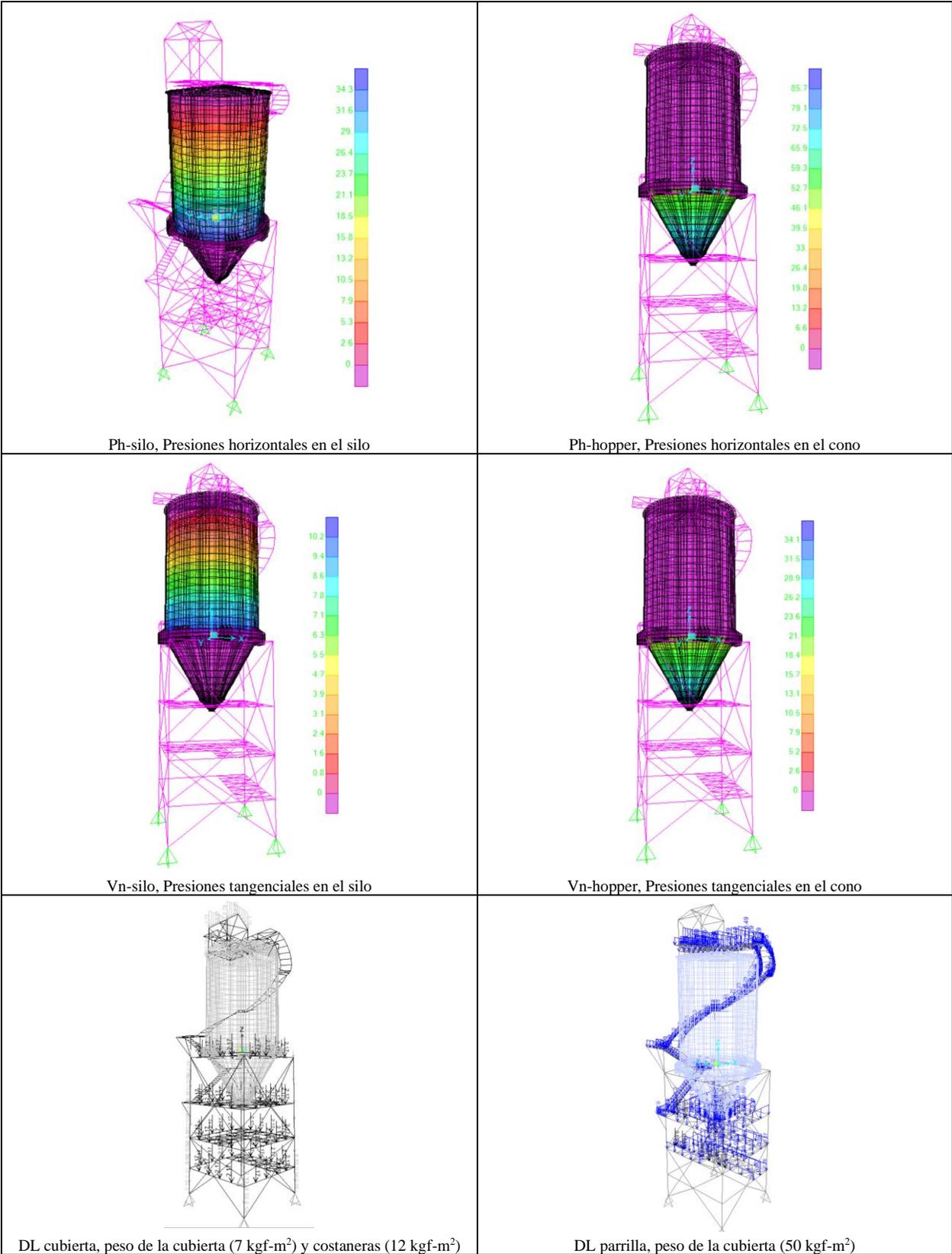
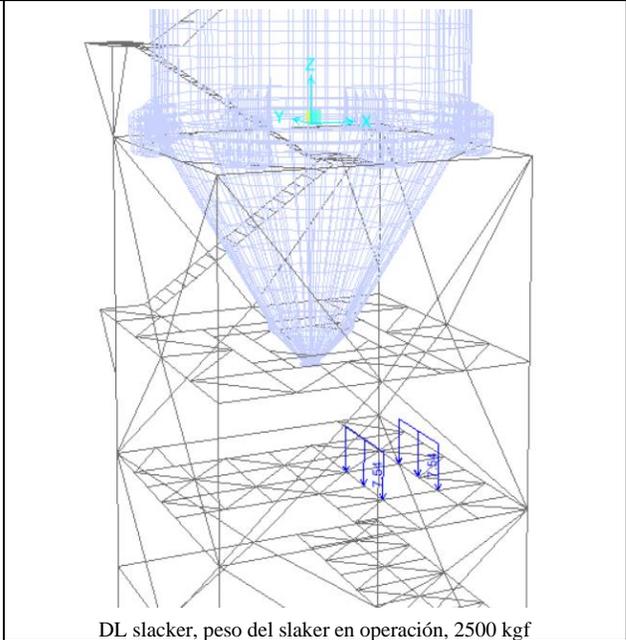
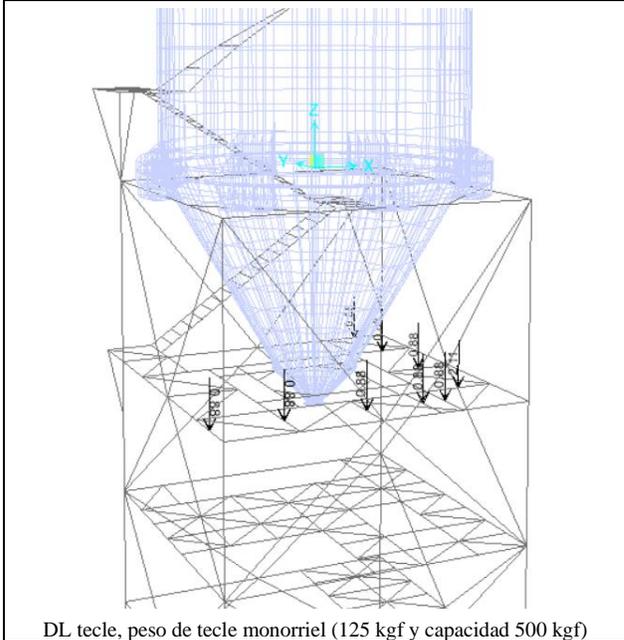
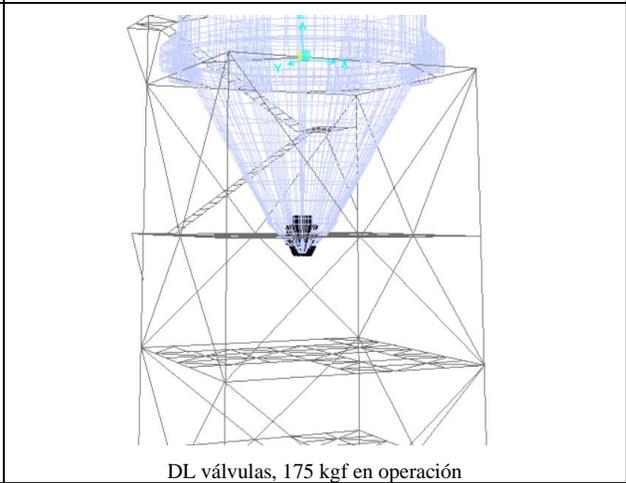
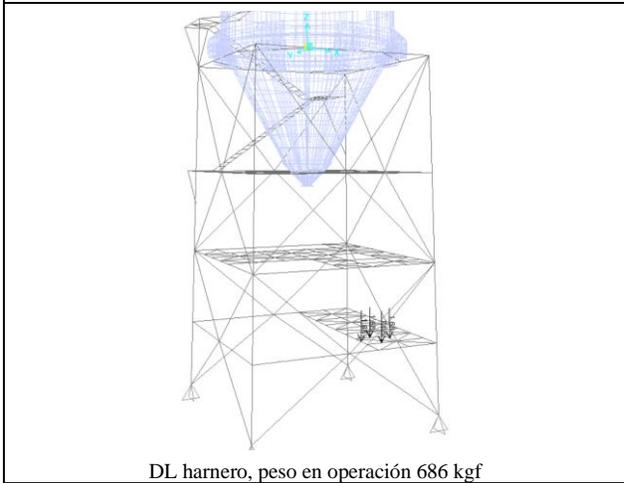
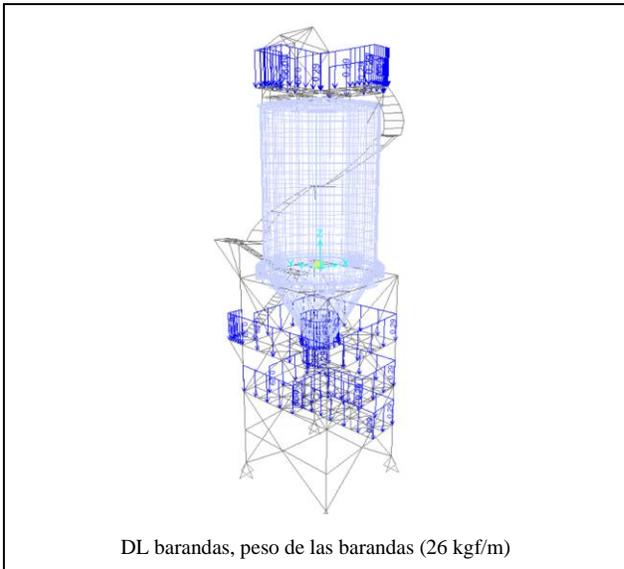


Figura D-1: Estructura 4 y Secciones





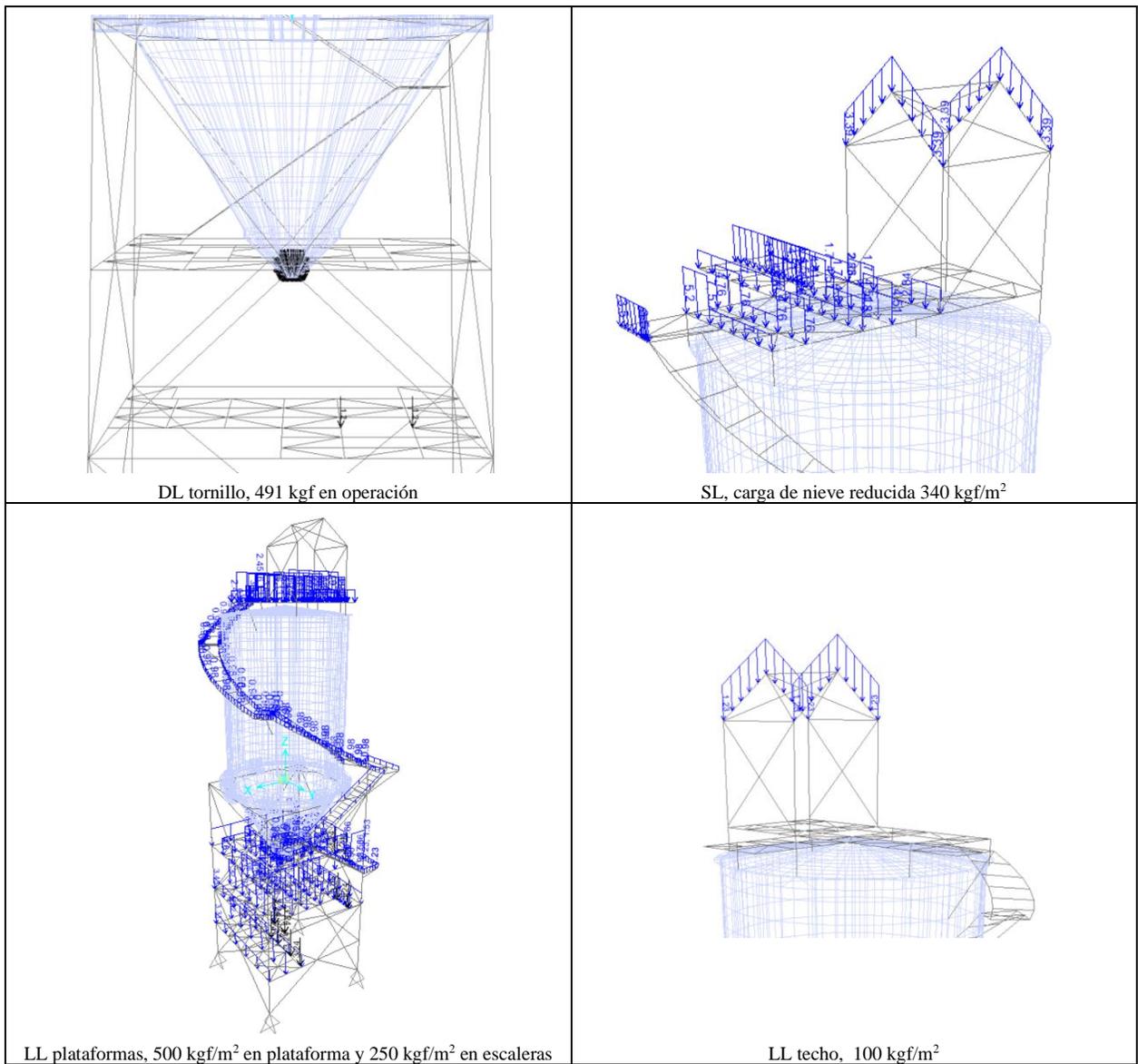


Figura D-2: Cargas de la estructura 4

Tabla D-1: Combinaciones de carga versión vigente– Estructura 4

N°	Descripción	Uso
LRFD 01	1.4DL	Dimensionamiento de estructura
LRFD 02	1.2DL + 1.6LL + 0.5Lr	Dimensionamiento de estructura
LRFD 03	1.2DL + 1.6LL + 0.5SL	Dimensionamiento de estructura
LRFD 04	1.2DL + 1.6Lr + LL	Dimensionamiento de estructura
LRFD 05	1.2DL + 1.6SL + LL	Dimensionamiento de estructura
LRFD 06	1.2DL + 0.0LL ± 1.1ELX	Dimensionamiento de estructura
LRFD 07	1.2DL + 0.0LL ± 1.1ELY	Dimensionamiento de estructura
LRFD 08	0.9DL ± 1.1ELX	Dimensionamiento de estructura
LRFD 09	0.9DL ± 1.1ELY	Dimensionamiento de estructura
LRFD 10	1.2DL + 1.6Lr ± 0.8WLX	Dimensionamiento de estructura
LRFD 11	1.2DL + 1.6SL ± 0.8WLY	Dimensionamiento de estructura
LRFD 12	1.2DL + LL + 0.5Lr ± 1.6WLX	Dimensionamiento de estructura
LRFD 13	1.2DL + LL + 0.5SL ± 1.6WLX	Dimensionamiento de estructura
LRFD 14	1.2DL + 0.0LL ± 1.1ELX ± 1.1ELZ	Dimensionamiento de anclajes
LRFD 15	1.2DL + 0.0LL ± 1.1ELY ± 1.1ELZ	Dimensionamiento de anclajes
LRFD 16	0.9DL ± 1.1ELX ± 0.3ELZ	Dimensionamiento de anclajes
LRFD 17	0.9DL ± 1.1ELX ± 0.3ELZ	Dimensionamiento de anclajes
LRFD 18	1.2DL+LL+1.6SL+1.6(Cvs+Ci+Css+ClS)	AISE Reporte 13
LRFD 18	1.2DL+LL+1.6SL+1.6(Cvs+Ci)±WLX	AISE Reporte 13
LRFD 19	1.2DL+LL+1.6SL+1.6(Cvs+Ci)±WLY	AISE Reporte 13
LRFD21	1.2DL + 0.0LL ± 1.1 (1.5 ELX)	NCh 2369 Of 2003 - 8.3.5
LRFD22	1.2DL + 0.0LL ± 1.1 (1.5 ELY)	NCh 2369 Of 2003 - 8.3.5

Tabla D-2: Combinaciones de carga versión propuesta – Estructura 4

N°	Descripción	Uso
LRFD 01	1.4DL	Dimensionamiento de estructura
LRFD 02	1.2DL + 1.6HL - Lleno	Dimensionamiento de estructura
LRFD 03	1.2DL + 1.6LL - Vacío	Dimensionamiento de estructura
LRFD 04	1.2DL + 1.6HL +1.6LL - Lleno	Dimensionamiento de estructura
LRFD 05	1.2DL + 1.6SL + LL - Vacío	Dimensionamiento de estructura
LRFD 06	1.2DL + 1.6LL + 0,5SL - Vacío	Dimensionamiento de estructura
LRFD 07	1.2DL + 1.6SL + LL - Lleno	Dimensionamiento de estructura
LRFD 08	1.2DL + 1.6LL + 0,5SL - Lleno	Dimensionamiento de estructura
LRFD 09	1.2DL + 1.6SL ± 0.8WL - Vacía	Dimensionamiento de estructura
LRFD 10	1.2DL + LL + 0.5SL ± 1.6WL	Dimensionamiento de estructura
LRFD 11	0.9DL±1.6WL	Dimensionamiento de estructura
LRFD 12	1.2DL+0.00LL+0.2SL+1.6HL+1.4(+1.0ELX +0.3ELY+0.6ELZ)	Dimensionamiento de estructura
LRFD 13	1.2DL+0.00L+0.2SL+1.6HL+1.4(+0.3ELX +1.0ELY+0.6ELZ)	Dimensionamiento de estructura
LRFD 14	1.2DL+0.00LL+0.2SL+1.6HL+1.4(+0.6ELX +0.2ELY+1.0ELZ)	Dimensionamiento de estructura
LRFD 15	1.2DL+0.00LL+0.2SL+1.6HL+1.4(+0.2ELX +0.6ELY+1.0ELZ)	Dimensionamiento de estructura
LRFD 16	1.2DL+0.00LL +0.2SL+1.6HL+1.4(+1.0ELD +0.6ELZ)	Dimensionamiento de estructura
LRFD 17	1.2DL+0.00LL +0.2SL+1.6HL+1.4(+0.6ELD +1.0ELZ)	Dimensionamiento de estructura

N°	Descripción	Uso
LRFD 18	$0.9DL + 1.6HL \pm 1.4(\pm 1.0ELX \pm 0.3ELY \pm 0.6ELZ)$	Dimensionamiento de estructura
LRFD 18	$0.9DL + 1.6HL \pm 1.4(\pm 0.3ELX \pm 1.0ELY \pm 0.6ELZ)$	Dimensionamiento de estructura
LRFD 19	$0.9DL + 1.6HL \pm 1.4(\pm 0.6ELX \pm 0.2ELY \pm 1.0ELZ)$	Dimensionamiento de estructura
LRFD21	$0.9DL + 1.6HL \pm 1.4(\pm 0.2ELX \pm 0.6ELY \pm 1.0ELZ)$	Dimensionamiento de estructura
LRFD22	$0.9DL + 1.6HL \pm 1.4(\pm 1.0ELD \pm 0.6ELZ)$	Dimensionamiento de estructura
LRFD 23	$0.9DL + 1.6HL \pm 1.4(\pm 0.6ELD \pm 1.0ELZ)$	Dimensionamiento de estructura
LRFD 24	$1.2DL + LL + 1.6SL + 1.6(Cvs + Ci + Css + Cls)$	AISE Reporte 13
LRFD 25	$1.2DL + 0.00LL + 0.2SL + 1.6HL + 1.4(0.7R1)(+1.0ELX + 0.3ELY + 0.6ELZ)$	Sobreressitencia en columnas
LRFD 26	$1.2DL + 0.00LL + 0.2SL + 1.6HL + 1.4(0.7R1)(+0.3ELX + 1.0ELY + 0.6ELZ)$	Sobreressitencia en columnas
LRFD 27	$1.2DL + 0.00LL + 0.2SL + 1.6HL + 1.4(0.7R1)(+0.6ELX + 0.2ELY + 1.0ELZ)$	Sobreressitencia en columnas
LRFD 28	$1.2DL + 0.00LL + 0.2SL + 1.6HL + 1.4(0.7R1)(+0.2ELX + 0.6ELY + 1.0ELZ)$	Sobreressitencia en columnas
LRFD 29	$1.2DL + 0.00LL + 0.2SL + 1.6HL + 1.4(0.7R1)(+1.0ELD + 0.6ELZ)$	Sobreressitencia en columnas
LRFD 30	$1.2DL + 0.00LL + 0.2SL + 1.6HL + 1.4(0.7R1)(+0.6ELD + 1.0ELZ)$	Sobreressitencia en columnas
LRFD 31	$0.9DL + 1.6HL \pm 1.4(0.7R1)(\pm 1.0ELX \pm 0.3ELY \pm 0.6ELZ)$	Sobreressitencia en columnas
LRFD 32	$0.9DL + 1.6HL \pm 1.4(0.7R1)(\pm 0.3ELX \pm 1.0ELY \pm 0.6ELZ)$	Sobreressitencia en columnas
LRFD 33	$0.9DL + 1.6HL \pm 1.4(0.7R1)(\pm 0.6ELX \pm 0.2ELY \pm 1.0ELZ)$	Sobreressitencia en columnas
LRFD 34	$0.9DL + 1.6HL \pm 1.4(0.7R1)(\pm 0.2ELX \pm 0.6ELY \pm 1.0ELZ)$	Sobreressitencia en columnas
LRFD 35	$0.9DL + 1.6HL \pm 1.4(0.7R1)(\pm 1.0ELD \pm 0.6ELZ)$	Sobreressitencia en columnas
LRFD 36	$0.9DL + 1.6HL \pm 1.4(0.7R1)(\pm 0.6ELD \pm 1.0ELZ)$	Sobreressitencia en columnas

## D.2 Resultados de diseño

Tabla D-3: Factores de utilización normativa vigente – Estructura 4

Elemento	Sección	Tipo	F.U.	Combinacion
342	HN50x306	Column	99%	LRFD 14a - 1.2DL+1.1ELD+0.25LL+0.2SL+1.6HL
378	HN50x306	Column	98%	LRFD 14a - 1.2DL+1.1ELD+0.25LL+0.2SL+1.6HL
434	HN50x306	Column	99%	LRFD 14a - 1.2DL+1.1ELD+0.25LL+0.2SL+1.6HL
443	HN50x306	Column	97%	LRFD 14a - 1.2DL+1.1ELD+0.25LL+0.2SL+1.6HL
343	O15x15x22.3	Brace	60%	LRFD 12a - 1.2DL+1.1ELX+0.25LL+0.2SL+1.6HL
344	O15x15x22.3	Brace	52%	LRFD 12a - 1.2DL+1.1ELX+0.25LL+0.2SL+1.6HL
345	O15x15x22.3	Brace	61%	LRFD 12a - 1.2DL+1.1ELX+0.25LL+0.2SL+1.6HL
346	O15x15x22.3	Brace	52%	LRFD 12a - 1.2DL+1.1ELX+0.25LL+0.2SL+1.6HL
347	O15x15x22.3	Brace	49%	LRFD 12a - 1.2DL+1.1ELX+0.25LL+0.2SL+1.6HL
348	O15x15x22.3	Brace	46%	LRFD 13a - 0.9DL+1.1ELX+1.6HL
349	O15x15x22.3	Brace	49%	LRFD 12a - 1.2DL+1.1ELX+0.25LL+0.2SL+1.6HL
350	O15x15x22.3	Brace	46%	LRFD 13a - 0.9DL+1.1ELX+1.6HL
351	O15x15x22.3	Brace	61%	LRFD 12a - 1.2DL+1.1ELX+0.25LL+0.2SL+1.6HL
352	O15x15x22.3	Brace	52%	LRFD 12a - 1.2DL+1.1ELX+0.25LL+0.2SL+1.6HL
353	O15x15x22.3	Brace	61%	LRFD 12a - 1.2DL+1.1ELX+0.25LL+0.2SL+1.6HL
354	O15x15x22.3	Brace	51%	LRFD 12a - 1.2DL+1.1ELX+0.25LL+0.2SL+1.6HL
355	O15x15x22.3	Brace	49%	LRFD 12a - 1.2DL+1.1ELX+0.25LL+0.2SL+1.6HL
356	O15x15x22.3	Brace	46%	LRFD 13a - 0.9DL+1.1ELX+1.6HL
357	O15x15x22.3	Brace	50%	LRFD 12a - 1.2DL+1.1ELX+0.25LL+0.2SL+1.6HL
358	O15x15x22.3	Brace	47%	LRFD 13a - 0.9DL+1.1ELX+1.6HL
359	O15x15x22.3	Brace	48%	LRFD 12b - 1.2DL+1.1ELY+0.25LL+0.2SL+1.6HL
360	O15x15x22.3	Brace	46%	LRFD 12b - 1.2DL+1.1ELY+0.25LL+0.2SL+1.6HL
361	O15x15x22.3	Brace	63%	LRFD 12b - 1.2DL+1.1ELY+0.25LL+0.2SL+1.6HL
362	O15x15x22.3	Brace	55%	LRFD 13b - 0.9DL+1.1ELY+1.6HL
363	O15x15x22.3	Brace	48%	LRFD 12b - 1.2DL+1.1ELY+0.25LL+0.2SL+1.6HL
364	O15x15x22.3	Brace	46%	LRFD 12b - 1.2DL+1.1ELY+0.25LL+0.2SL+1.6HL
365	O15x15x22.3	Brace	63%	LRFD 12b - 1.2DL+1.1ELY+0.25LL+0.2SL+1.6HL
366	O15x15x22.3	Brace	54%	LRFD 13b - 0.9DL+1.1ELY+1.6HL
367	O15x15x22.3	Brace	47%	LRFD 12b - 1.2DL+1.1ELY+0.25LL+0.2SL+1.6HL
368	O15x15x22.3	Brace	46%	LRFD 12b - 1.2DL+1.1ELY+0.25LL+0.2SL+1.6HL
369	O15x15x22.3	Brace	63%	LRFD 12b - 1.2DL+1.1ELY+0.25LL+0.2SL+1.6HL
370	O15x15x22.3	Brace	55%	LRFD 13b - 0.9DL+1.1ELY+1.6HL
371	O15x15x22.3	Brace	47%	LRFD 12b - 1.2DL+1.1ELY+0.25LL+0.2SL+1.6HL
372	O15x15x22.3	Brace	46%	LRFD 12b - 1.2DL+1.1ELY+0.25LL+0.2SL+1.6HL
373	O15x15x22.3	Brace	62%	LRFD 12b - 1.2DL+1.1ELY+0.25LL+0.2SL+1.6HL
374	O15x15x22.3	Brace	55%	LRFD 13b - 0.9DL+1.1ELY+1.6HL
1	IN35x46.9	Beam	18%	LRFD 08 - 1.2DL+1.6LL+0.5SL - Lleno
3	IN35x46.9	Beam	19%	LRFD 08 - 1.2DL+1.6LL+0.5SL - Lleno
5	IN35x46.9	Beam	38%	LRFD 04 - 1.2DL+1.6LL - Lleno
6	IN35x46.9	Beam	35%	LRFD 08 - 1.2DL+1.6LL+0.5SL - Lleno

Elemento	Seccion	Tipo	F.U.	Combinacion
92	IN30x41.3	Beam	91%	LRFD 08 - 1.2DL+1.6LL+0.5SL - Llano
93	IN30x41.3	Beam	22%	LRFD 08 - 1.2DL+1.6LL+0.5SL - Llano
94	IN30x41.3	Beam	85%	LRFD 08 - 1.2DL+1.6LL+0.5SL - Llano
95	IN30x41.3	Beam	87%	LRFD 08 - 1.2DL+1.6LL+0.5SL - Llano
224	IN30x36.7	Beam	31%	LRFD 08 - 1.2DL+1.6LL+0.5SL - Llano
226	IN30x36.7	Beam	31%	LRFD 08 - 1.2DL+1.6LL+0.5SL - Llano
227	IN30x36.7	Beam	14%	LRFD 12a - 1.2DL+1.1ELX+0.25LL+0.2SL+1.6HL
229	IN30x36.7	Beam	9%	LRFD 08 - 1.2DL+1.6LL+0.5SL - Llano
17	IE90x329	Beam	67%	LRFD 12b - 1.2DL+1.1ELY+0.25LL+0.2SL+1.6HL
40	IE90x329	Beam	67%	LRFD 12b - 1.2DL+1.1ELY+0.25LL+0.2SL+1.6HL
45	IE90x329	Beam	68%	LRFD 12a - 1.2DL+1.1ELX+0.25LL+0.2SL+1.6HL
115	IE90x329	Beam	68%	LRFD 12a - 1.2DL+1.1ELX+0.25LL+0.2SL+1.6HL
116	IE90x329	Beam	68%	LRFD 12b - 1.2DL+1.1ELY+0.25LL+0.2SL+1.6HL
117	IE90x329	Beam	67%	LRFD 12b - 1.2DL+1.1ELY+0.25LL+0.2SL+1.6HL
123	IE90x329	Beam	66%	LRFD 12a - 1.2DL+1.1ELX+0.25LL+0.2SL+1.6HL
126	IE90x329	Beam	66%	LRFD 12a - 1.2DL+1.1ELX+0.25LL+0.2SL+1.6HL
391	IN80x180	Beam	62%	LRFD 12a - 1.2DL+1.1ELX+0.25LL+0.2SL+1.6HL
392	IN80x180	Beam	61%	LRFD 12a - 1.2DL+1.1ELX+0.25LL+0.2SL+1.6HL
393	IN80x180	Beam	61%	LRFD 12b - 1.2DL+1.1ELY+0.25LL+0.2SL+1.6HL
394	IN80x180	Beam	61%	LRFD 12a - 1.2DL+1.1ELX+0.25LL+0.2SL+1.6HL
395	IN80x180	Beam	59%	LRFD 12a - 1.2DL+1.1ELX+0.25LL+0.2SL+1.6HL
396	IN80x180	Beam	59%	LRFD 12a - 1.2DL+1.1ELX+0.25LL+0.2SL+1.6HL
397	IN80x180	Beam	61%	LRFD 12a - 1.2DL+1.1ELX+0.25LL+0.2SL+1.6HL
398	IN80x180	Beam	60%	LRFD 12b - 1.2DL+1.1ELY+0.25LL+0.2SL+1.6HL

Tabla D-4: Factores de utilización normativa propuesta – Estructura 4

Barra	Sección	Tipo	FU	Combinación
343	O15x15x22.3	Brace	80%	LRFD 12a - 1.2DL+0.00LL+0.2SL+1.6HL+1.4(+1.0ELX +0.3ELY+0.6ELZ)
344	O15x15x22.3	Brace	74%	LRFD 12a - 1.2DL+0.00LL+0.2SL+1.6HL+1.4(+1.0ELX +0.3ELY+0.6ELZ)
345	O15x15x22.3	Brace	80%	LRFD 12a - 1.2DL+0.00LL+0.2SL+1.6HL+1.4(+1.0ELX +0.3ELY+0.6ELZ)
346	O15x15x22.3	Brace	73%	LRFD 12a - 1.2DL+0.00LL+0.2SL+1.6HL+1.4(+1.0ELX +0.3ELY+0.6ELZ)
347	O15x15x22.3	Brace	67%	LRFD 12a - 1.2DL+0.00LL+0.2SL+1.6HL+1.4(+1.0ELX +0.3ELY+0.6ELZ)
348	O15x15x22.3	Brace	64%	LRFD 12a - 1.2DL+0.00LL+0.2SL+1.6HL+1.4(+1.0ELX +0.3ELY+0.6ELZ)
349	O15x15x22.3	Brace	67%	LRFD 12a - 1.2DL+0.00LL+0.2SL+1.6HL+1.4(+1.0ELX +0.3ELY+0.6ELZ)
350	O15x15x22.3	Brace	64%	LRFD 12a - 1.2DL+0.00LL+0.2SL+1.6HL+1.4(+1.0ELX +0.3ELY+0.6ELZ)
351	O15x15x22.3	Brace	80%	LRFD 12a - 1.2DL+0.00LL+0.2SL+1.6HL+1.4(+1.0ELX +0.3ELY+0.6ELZ)
352	O15x15x22.3	Brace	74%	LRFD 12a - 1.2DL+0.00LL+0.2SL+1.6HL+1.4(+1.0ELX +0.3ELY+0.6ELZ)
353	O15x15x22.3	Brace	81%	LRFD 12a - 1.2DL+0.00LL+0.2SL+1.6HL+1.4(+1.0ELX +0.3ELY+0.6ELZ)
354	O15x15x22.3	Brace	72%	LRFD 12a - 1.2DL+0.00LL+0.2SL+1.6HL+1.4(+1.0ELX +0.3ELY+0.6ELZ)
355	O15x15x22.3	Brace	67%	LRFD 12a - 1.2DL+0.00LL+0.2SL+1.6HL+1.4(+1.0ELX +0.3ELY+0.6ELZ)
356	O15x15x22.3	Brace	65%	LRFD 12a - 1.2DL+0.00LL+0.2SL+1.6HL+1.4(+1.0ELX +0.3ELY+0.6ELZ)
357	O15x15x22.3	Brace	68%	LRFD 12a - 1.2DL+0.00LL+0.2SL+1.6HL+1.4(+1.0ELX +0.3ELY+0.6ELZ)
358	O15x15x22.3	Brace	66%	LRFD 12a - 1.2DL+0.00LL+0.2SL+1.6HL+1.4(+1.0ELX +0.3ELY+0.6ELZ)
359	O15x15x22.3	Brace	65%	LRFD 13a - 1.2DL+0.00LL+0.2SL+1.6HL+1.4(+0.3ELX +1.0ELY+0.6ELZ)
360	O15x15x22.3	Brace	64%	LRFD 13a - 1.2DL+0.00LL+0.2SL+1.6HL+1.4(+0.3ELX +1.0ELY+0.6ELZ)
361	O15x15x22.3	Brace	82%	LRFD 13a - 1.2DL+0.00LL+0.2SL+1.6HL+1.4(+0.3ELX +1.0ELY+0.6ELZ)
362	O15x15x22.3	Brace	79%	LRFD 13a - 1.2DL+0.00LL+0.2SL+1.6HL+1.4(+0.3ELX +1.0ELY+0.6ELZ)
363	O15x15x22.3	Brace	65%	LRFD 13a - 1.2DL+0.00LL+0.2SL+1.6HL+1.4(+0.3ELX +1.0ELY+0.6ELZ)

Barra	Sección	Tipo	FU	Combinación
364	O15x15x22.3	Brace	64%	LRFD 13a - 1.2DL+0.00LL+0.2SL+1.6HL+1.4(+0.3ELX +1.0ELY+0.6ELZ)
365	O15x15x22.3	Brace	82%	LRFD 13a - 1.2DL+0.00LL+0.2SL+1.6HL+1.4(+0.3ELX +1.0ELY+0.6ELZ)
366	O15x15x22.3	Brace	77%	LRFD 21a - 0.9DL+1.6HL+1.4(+0.3ELX +1.0ELY+0.6ELZ)
367	O15x15x22.3	Brace	65%	LRFD 13a - 1.2DL+0.00LL+0.2SL+1.6HL+1.4(+0.3ELX +1.0ELY+0.6ELZ)
368	O15x15x22.3	Brace	64%	LRFD 13a - 1.2DL+0.00LL+0.2SL+1.6HL+1.4(+0.3ELX +1.0ELY+0.6ELZ)
369	O15x15x22.3	Brace	82%	LRFD 13a - 1.2DL+0.00LL+0.2SL+1.6HL+1.4(+0.3ELX +1.0ELY+0.6ELZ)
370	O15x15x22.3	Brace	79%	LRFD 13a - 1.2DL+0.00LL+0.2SL+1.6HL+1.4(+0.3ELX +1.0ELY+0.6ELZ)
371	O15x15x22.3	Brace	64%	LRFD 13a - 1.2DL+0.00LL+0.2SL+1.6HL+1.4(+0.3ELX +1.0ELY+0.6ELZ)
372	O15x15x22.3	Brace	64%	LRFD 13a - 1.2DL+0.00LL+0.2SL+1.6HL+1.4(+0.3ELX +1.0ELY+0.6ELZ)
373	O15x15x22.3	Brace	82%	LRFD 13a - 1.2DL+0.00LL+0.2SL+1.6HL+1.4(+0.3ELX +1.0ELY+0.6ELZ)
374	O15x15x22.3	Brace	78%	LRFD 13a - 1.2DL+0.00LL+0.2SL+1.6HL+1.4(+0.3ELX +1.0ELY+0.6ELZ)
1	HN25x68.9	Beam	16%	LRFD 08 - 1.2DL+1.6LL+0.5SL - Lleno
3	HN25x68.9	Beam	16%	LRFD 08 - 1.2DL+1.6LL+0.5SL - Lleno
5	HN25x68.9	Beam	34%	LRFD 28b - 1.2DL+1.6LL+1.6Cvs+1.6Ci
6	HN25x68.9	Beam	32%	LRFD 28a - 1.2DL+1.6LL+1.6Cvs+1.6Ci
92	IN30x41.3	Beam	90%	LRFD 28a - 1.2DL+1.6LL+1.6Cvs+1.6Ci
93	IN30x41.3	Beam	21%	LRFD 08 - 1.2DL+1.6LL+0.5SL - Lleno
94	IN30x41.3	Beam	85%	LRFD 28a - 1.2DL+1.6LL+1.6Cvs+1.6Ci
95	IN30x41.3	Beam	86%	LRFD 08 - 1.2DL+1.6LL+0.5SL - Lleno
224	HN25x68.9	Beam	21%	LRFD 28a - 1.2DL+1.6LL+1.6Cvs+1.6Ci
226	HN25x68.9	Beam	21%	LRFD 08 - 1.2DL+1.6LL+0.5SL - Lleno
229	HN25x68.9	Beam	6%	LRFD 28a - 1.2DL+1.6LL+1.6Cvs+1.6Ci
17	IE90x329	Beam	79%	LRFD 15a - 1.2DL+0.00LL+0.2SL+1.6HL+1.4(+0.2ELX +0.6ELY+1.0ELZ)
40	IE90x329	Beam	79%	LRFD 15a - 1.2DL+0.00LL+0.2SL+1.6HL+1.4(+0.2ELX +0.6ELY+1.0ELZ)
45	IE90x329	Beam	77%	LRFD 12a - 1.2DL+0.00LL+0.2SL+1.6HL+1.4(+1.0ELX +0.3ELY+0.6ELZ)
115	IE90x329	Beam	76%	LRFD 14a - 1.2DL+0.00LL+0.2SL+1.6HL+1.4(+0.6ELX +0.2ELY+1.0ELZ)
116	IE90x329	Beam	80%	LRFD 15a - 1.2DL+0.00LL+0.2SL+1.6HL+1.4(+0.2ELX +0.6ELY+1.0ELZ)
117	IE90x329	Beam	79%	LRFD 15a - 1.2DL+0.00LL+0.2SL+1.6HL+1.4(+0.2ELX +0.6ELY+1.0ELZ)
123	IE90x329	Beam	76%	LRFD 14a - 1.2DL+0.00LL+0.2SL+1.6HL+1.4(+0.6ELX +0.2ELY+1.0ELZ)
126	IE90x329	Beam	75%	LRFD 14a - 1.2DL+0.00LL+0.2SL+1.6HL+1.4(+0.6ELX +0.2ELY+1.0ELZ)
11	HN25x68.9	Beam	9%	LRFD 12a - 1.2DL+0.00LL+0.2SL+1.6HL+1.4(+1.0ELX +0.3ELY+0.6ELZ)
12	HN25x68.9	Beam	9%	LRFD 12a - 1.2DL+0.00LL+0.2SL+1.6HL+1.4(+1.0ELX +0.3ELY+0.6ELZ)
34	HN50x380	Column	79%	LRFD 13a - 1.2DL+0.00LL+0.2SL+1.6HL+1.4(+0.3ELX +1.0ELY+0.6ELZ)
82	HN50x380	Column	79%	LRFD 13a - 1.2DL+0.00LL+0.2SL+1.6HL+1.4(+0.3ELX +1.0ELY+0.6ELZ)
136	HN50x380	Column	78%	LRFD 13a - 1.2DL+0.00LL+0.2SL+1.6HL+1.4(+0.3ELX +1.0ELY+0.6ELZ)
227	HN50x380	Column	77%	LRFD 13a - 1.2DL+0.00LL+0.2SL+1.6HL+1.4(+0.3ELX +1.0ELY+0.6ELZ)

Tabla D-5: Fuerzas en los anclajes normativa vigente – Estructura 4

Nudo	Combinacion	Max/Min	F1	F2	F3
			[kN]	[kN]	[kN]
309	LRFD.ENV	Max	212	124	3067
309	LRFD.ENV	Min	-129	-204	301
310	LRFD.ENV	Max	213	205	2998
310	LRFD.ENV	Min	-125	-124	281
311	LRFD.ENV	Max	126	207	3053
311	LRFD.ENV	Min	-211	-123	301
312	LRFD.ENV	Max	125	122	3072
312	LRFD.ENV	Min	-216	-208	302

Tabla D-5: Fuerzas en los anclajes normativa propuesta – Estructura 4

Nudo	Combinacion	Max/Min	F1	F2	F3
			[kN]	[kN]	[kN]
309	LRFD.ENV	Max	260	187	3645
309	LRFD.ENV	Min	-193	-254	316
310	LRFD.ENV	Max	261	255	3583
310	LRFD.ENV	Min	-189	-187	295
311	LRFD.ENV	Max	189	256	3629
311	LRFD.ENV	Min	-261	-186	315
312	LRFD.ENV	Max	190	185	3645
312	LRFD.ENV	Min	-265	-256	316

### D.3 Resultados de análisis no lineal

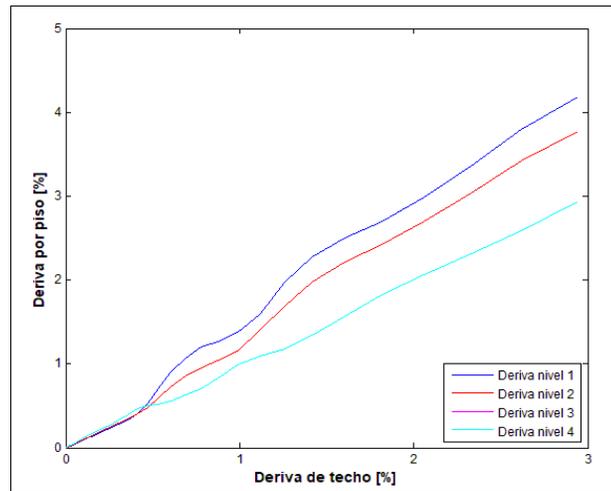
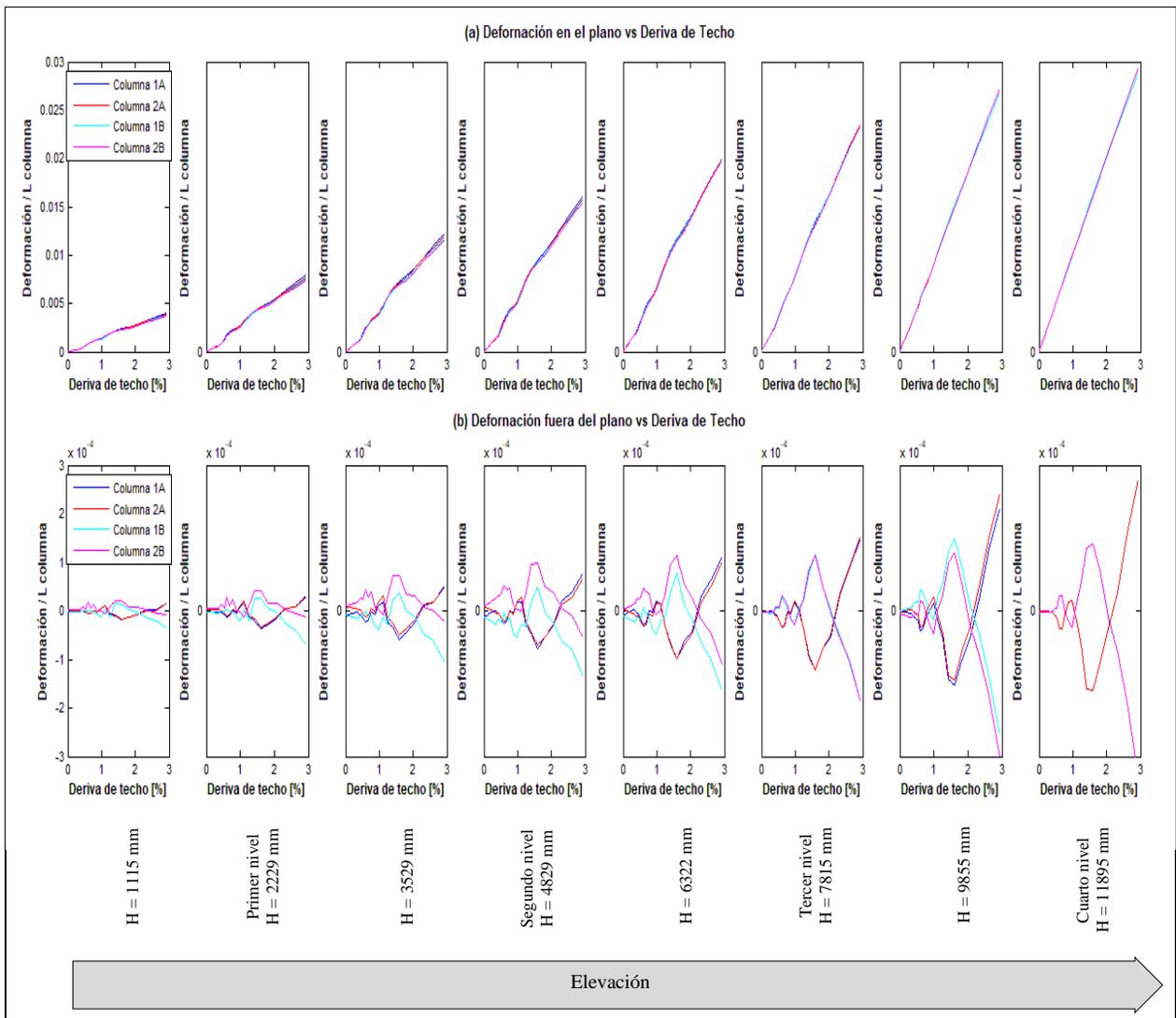


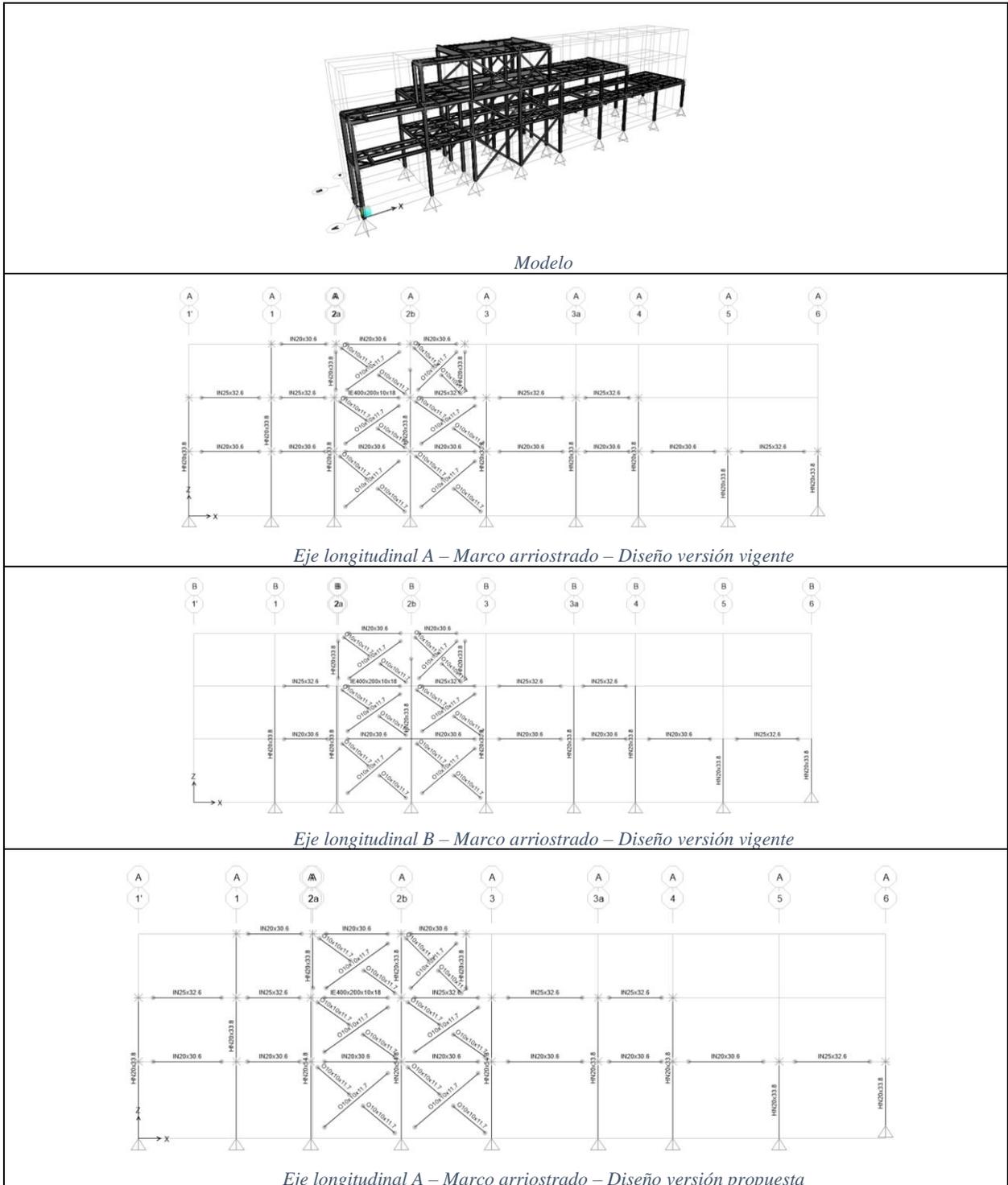
Figura D-3: Deriva de cada nivel – Estructura 4, versión vigente

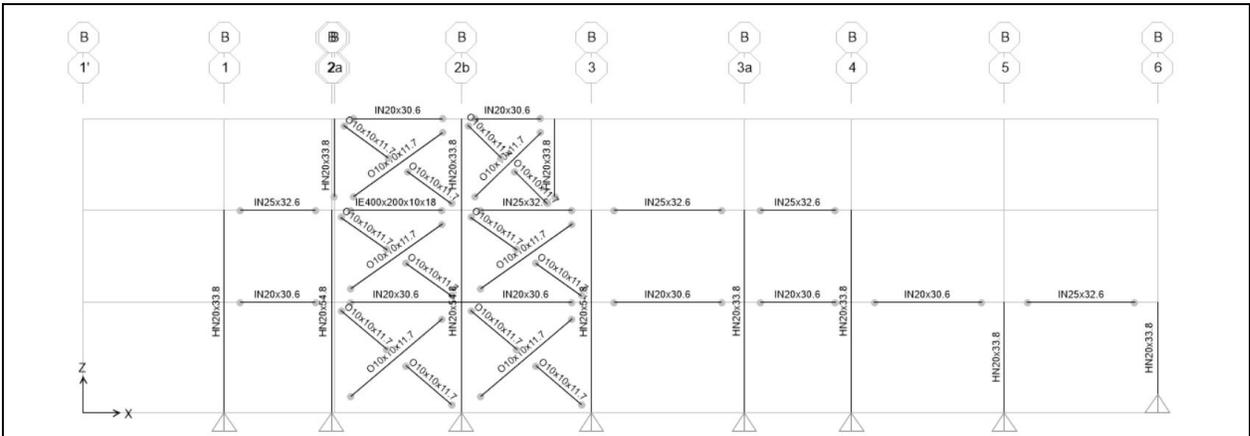


*Figura D-4: Deformación lateral en las columnas - Estructura 4, versión vigente*

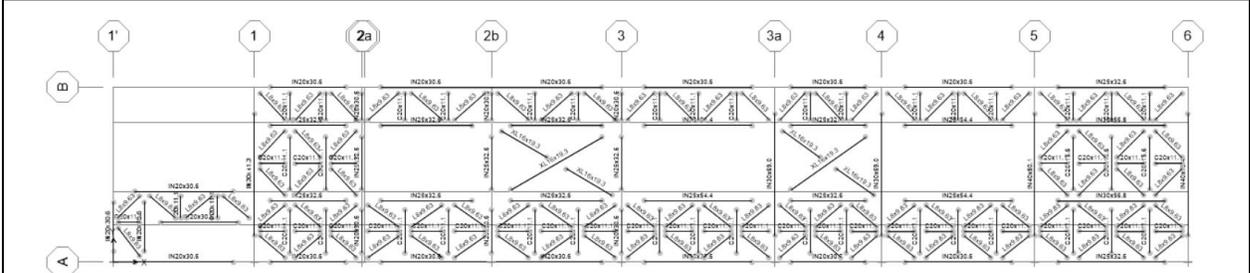
# ANEXO E ESTRUCTURA 5

## E.1 Descripción de la estructura y el modelo lineal

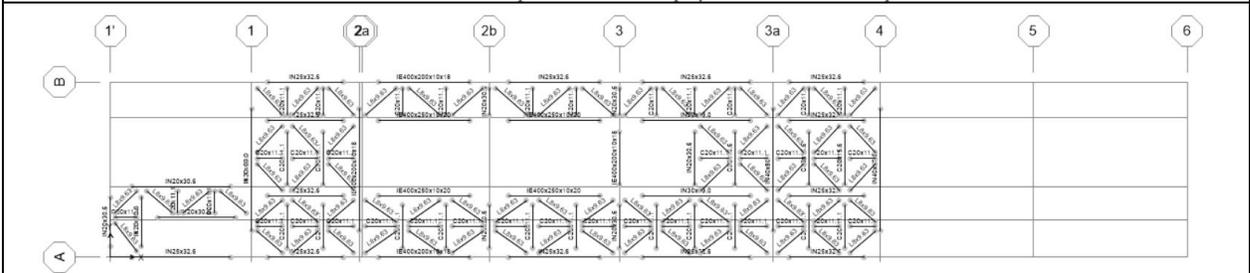




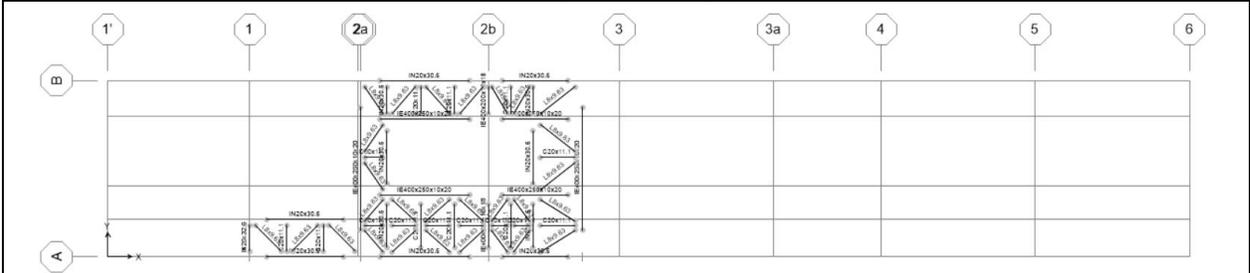
Eje longitudinal B – Marco arriostrado – Diseño versión propuesta



Planta del primer nivel – Apoyo del chute de traspaso

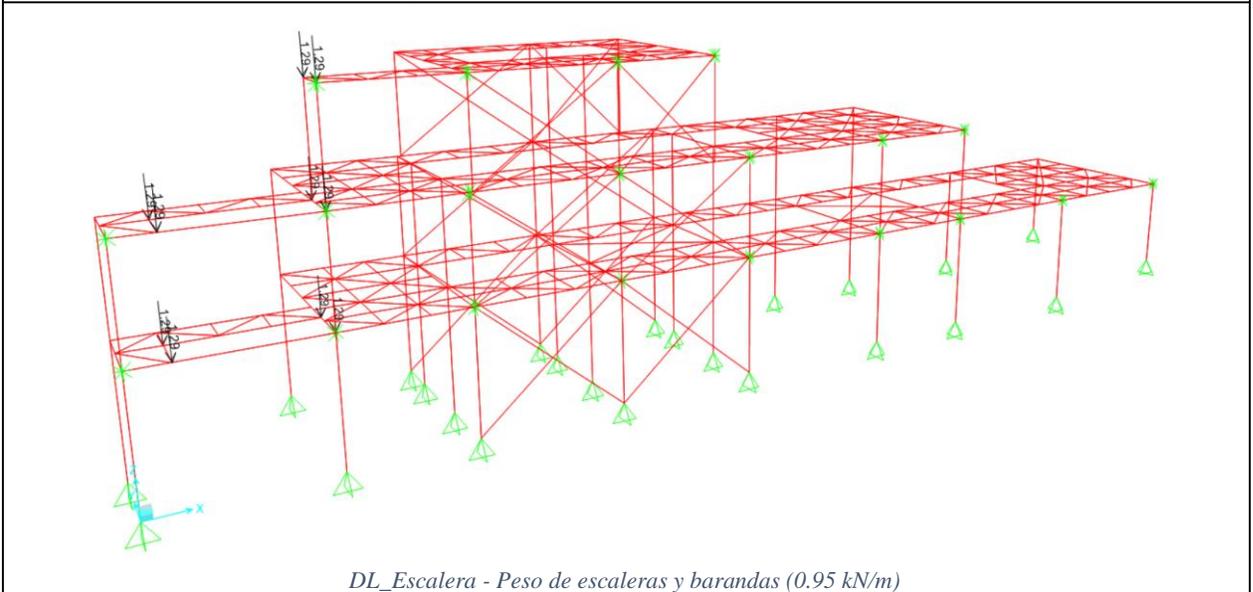
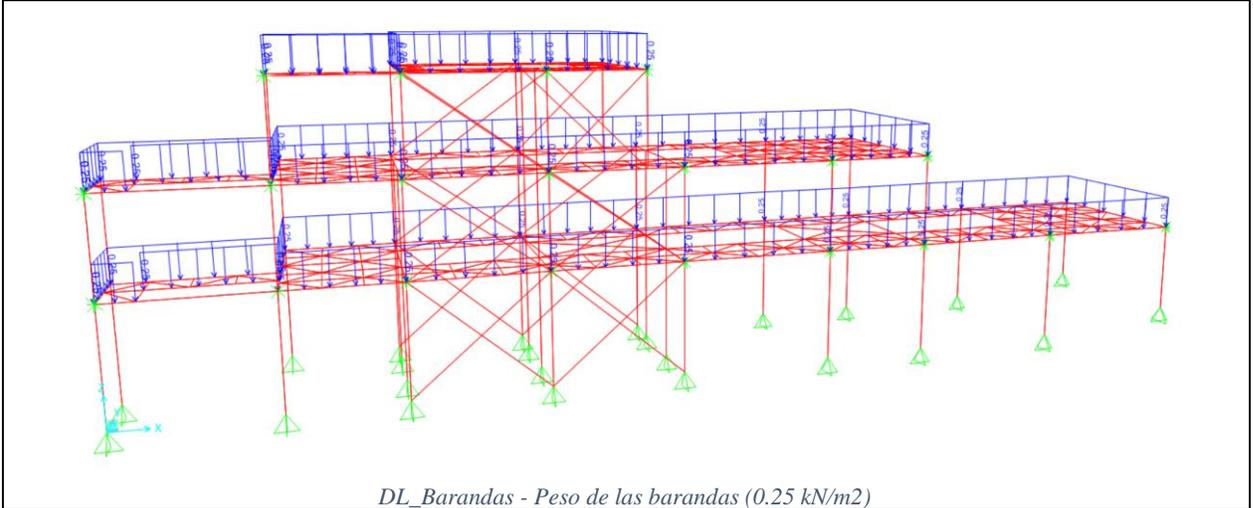
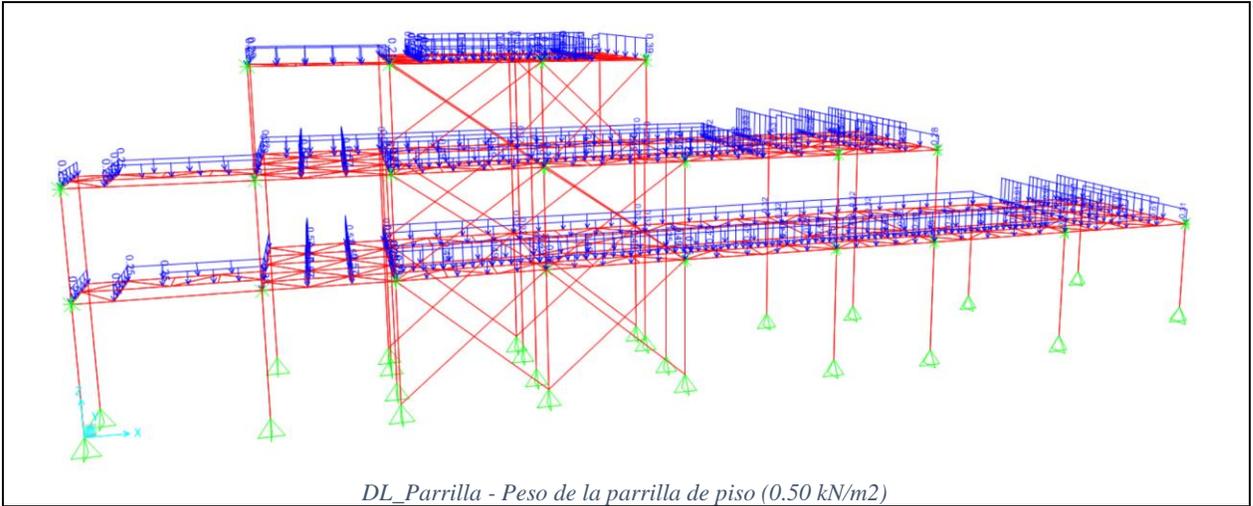


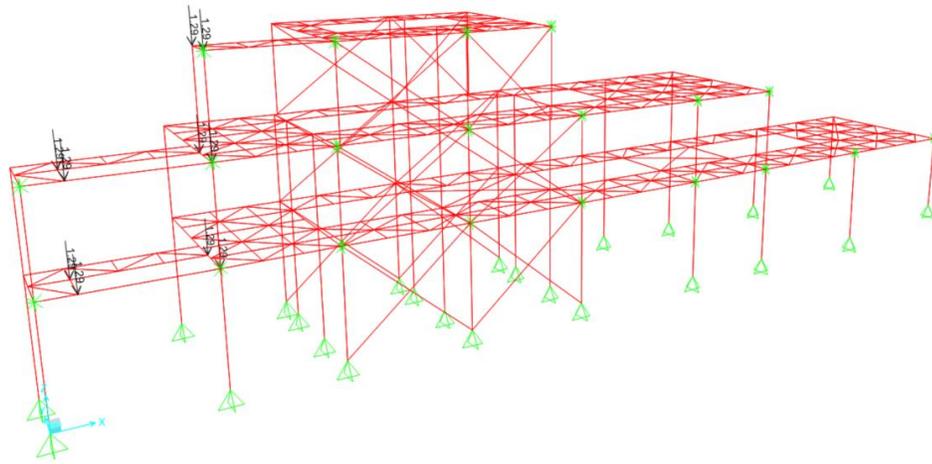
Planta del segundo nivel – Apoyo del alimentador



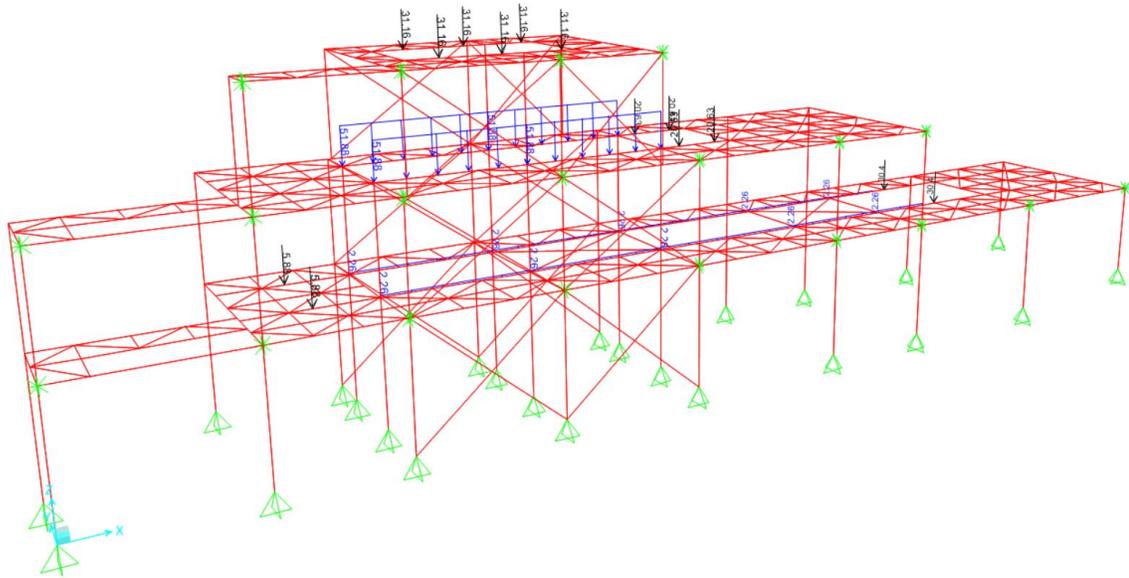
Planta del tercer nivel – Apoyo del chute de descarga

Figura E-1: Estructura 5 y secciones

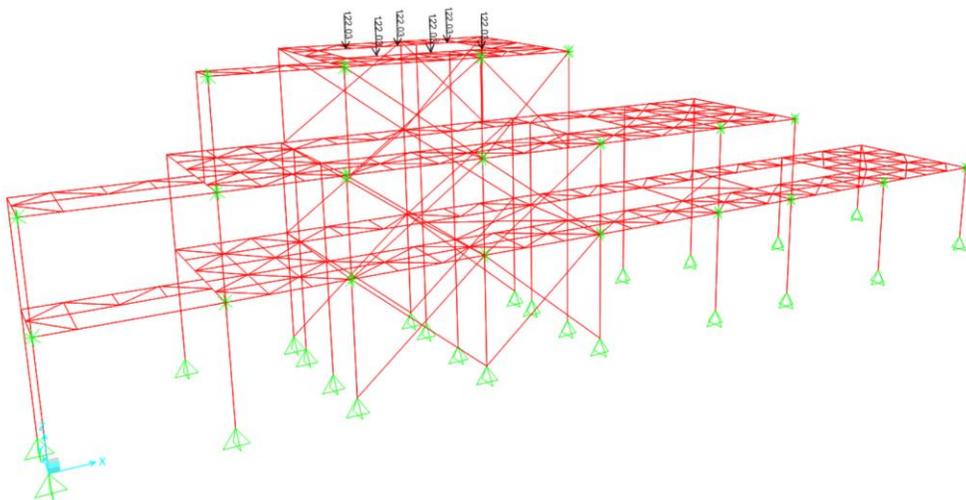




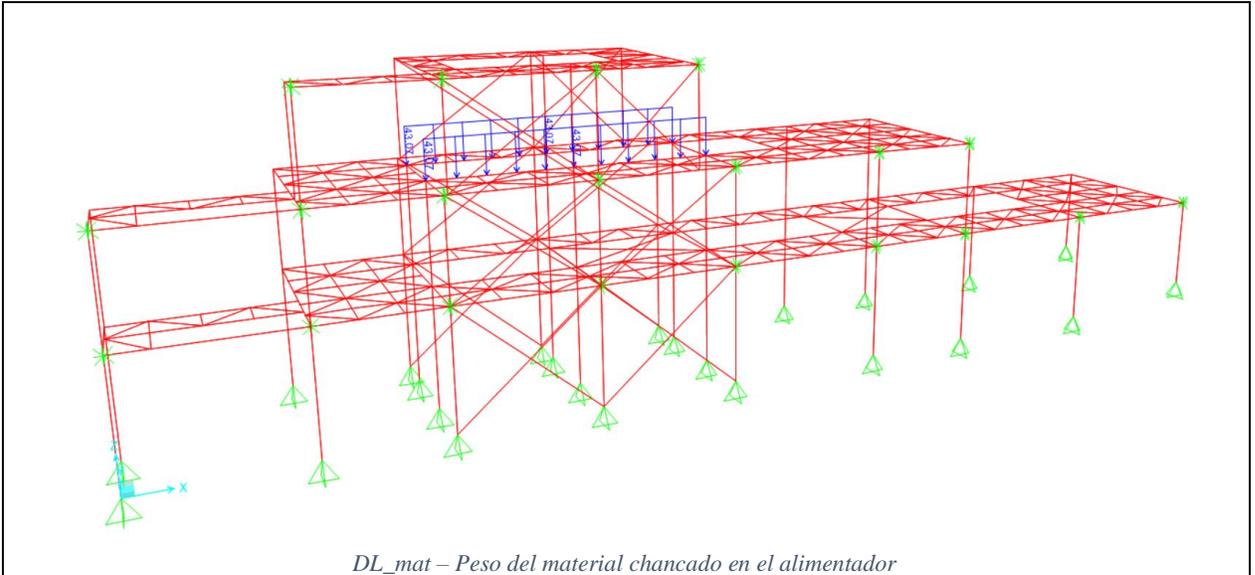
*DL\_Escalera - Peso de escaleras y barandas (0.95 kN/m)*



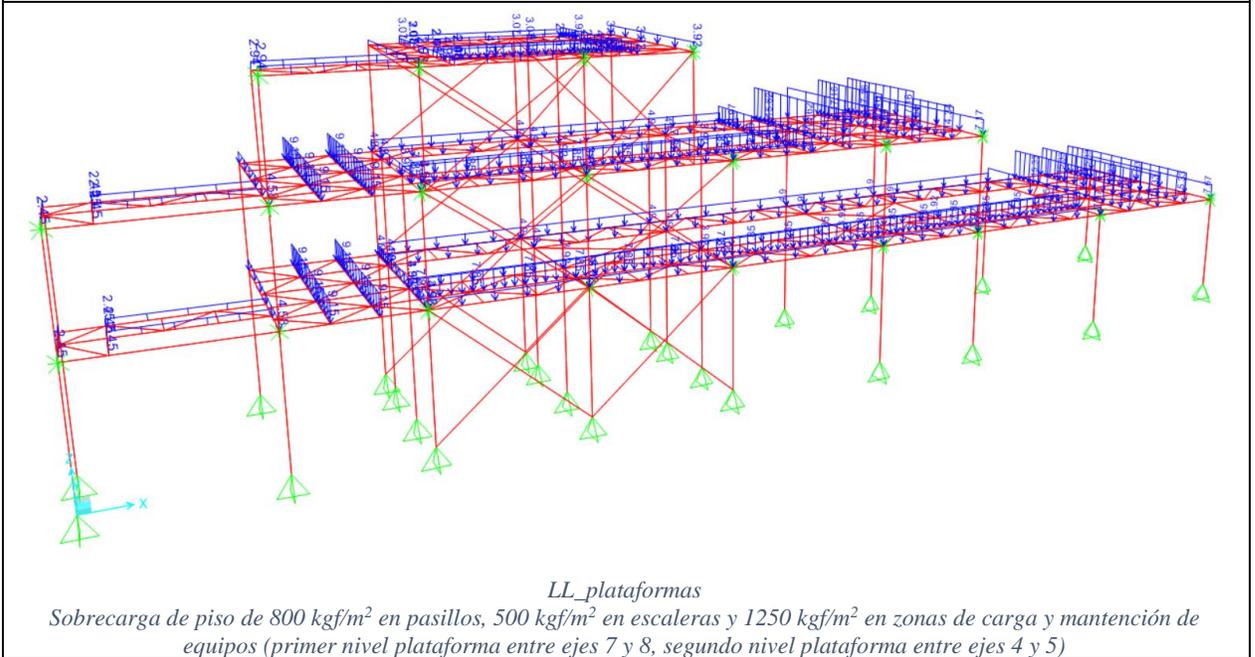
*DL\_eq - Peso de los equipos (chutes y alimentador)*



*DL\_mat - Peso del material chancado en el chute de descarga*



*DL\_mat – Peso del material chancado en el alimentador*



*LL\_plataformas*

*Sobrecarga de piso de 800 kgf/m<sup>2</sup> en pasillos, 500 kgf/m<sup>2</sup> en escaleras y 1250 kgf/m<sup>2</sup> en zonas de carga y mantención de equipos (primer nivel plataforma entre ejes 7 y 8, segundo nivel plataforma entre ejes 4 y 5)*

*Figura E-2: Cargas de la estructura 5*

Tabla E-1: Combinaciones de carga normativa vigente – Estructura 5

N°	Descripción	Uso
LRFD 01	1.4DL	Dimensionamiento de estructura
LRFD 02	1.2DL + 1.6LL	Dimensionamiento de estructura
LRFD 03A	1.2DL+0.25LL+1.1ELx	Dimensionamiento de estructura
LRFD 03B	1.2DL+0.25LL-1.1ELx	Dimensionamiento de estructura
LRFD 04A	1.2DL+0.25LL+1.1ELy	Dimensionamiento de estructura
LRFD 04B	1.2DL+0.25LL-1.1ELy	Dimensionamiento de estructura
LRFD 05A	0.9DL+1.1ELx	Dimensionamiento de estructura
LRFD 05B	0.9DL-1.1ELx	Dimensionamiento de estructura
LRFD 06A	0.9DL+1.1ELy	Dimensionamiento de estructura
LRFD 06B	0.9DL-1.1ELy	Dimensionamiento de estructura
LRFD 07A	1.2DL+0.25LL+1.1ELx+1.1ELz	Dimensionamiento de anclajes
LRFD 07B	1.2DL+0.25LL+1.1ELx-1.1ELz	Dimensionamiento de anclajes
LRFD 07C	1.2DL+0.25LL-1.1ELx+1.1ELz	Dimensionamiento de anclajes
LRFD 07D	1.2DL+0.25LL-1.1ELx-1.1ELz	Dimensionamiento de anclajes
LRFD 08A	1.2DL+0.25LL+1.1ELy+1.1ELz	Dimensionamiento de anclajes
LRFD 08B	1.2DL+0.25LL+1.1ELy-1.1ELz	Dimensionamiento de anclajes
LRFD 08C	1.2DL+0.25LL-1.1ELy+1.1ELz	Dimensionamiento de anclajes
LRFD 08D	1.2DL+0.25LL-1.1ELy-1.1ELz	Dimensionamiento de anclajes
LRFD 09A	0.9DL+1.1ELx+0.3ELz	Dimensionamiento de anclajes
LRFD 09B	0.9DL+1.1ELx-0.3ELz	Dimensionamiento de anclajes
LRFD 09C	0.9DL-1.1ELx+0.3ELz	Dimensionamiento de anclajes
LRFD 09D	0.9DL-1.1ELx-0.3ELz	Dimensionamiento de anclajes
LRFD 10A	0.9DL+1.1ELy+0.3ELz	Dimensionamiento de anclajes
LRFD 10B	0.9DL+1.1ELy-0.3ELz	Dimensionamiento de anclajes
LRFD 10C	0.9DL-1.1ELy+0.3ELz	Dimensionamiento de anclajes
LRFD 10D	0.9DL-1.1ELy-0.3ELz	Dimensionamiento de anclajes

Tabla E-2: Combinaciones de carga normativa propuesta– Estructura 5

N°	Descripción	Uso
LRFD 01	1.4DL	Dimensionamiento de la estructura y anclajes
LRFD 02	1.2DL + 1.6LL	Dimensionamiento de la estructura y anclajes
LRFD 03	1.2DL+0.25LL+1.4 ( $\pm 1.0ELX \pm 0.3ELY \pm 0.6ELZ$ )	Dimensionamiento de la estructura y anclajes
LRFD 04	1.2DL+0.25LL+1.4 ( $\pm 0.3ELX \pm 1.0ELY \pm 0.6ELZ$ )	Dimensionamiento de la estructura y anclajes
LRFD 05	1.2DL+0.25LL+1.4 ( $\pm 0.6ELX \pm 0.2ELY \pm 1.0ELZ$ )	Dimensionamiento de la estructura y anclajes
LRFD 06	1.2DL+0.25LL+1.4 ( $\pm 0.2ELX \pm 0.6ELY \pm 1.0ELZ$ )	Dimensionamiento de la estructura y anclajes
LRFD 07	0.9DL+1.4 ( $\pm 1.0ELX \pm 0.3ELY \pm 0.6ELZ$ )	Dimensionamiento de la estructura y anclajes
LRFD 08	0.9DL+1.4 ( $\pm 0.3ELX \pm 1.0ELY \pm 0.6ELZ$ )	Dimensionamiento de la estructura y anclajes
LRFD 09	0.9DL+1.4 ( $\pm 0.6ELX \pm 0.2ELY \pm 1.0ELZ$ )	Dimensionamiento de la estructura y anclajes
LRFD 10	0.9DL+1.4 ( $\pm 0.2ELX \pm 0.6ELY \pm 1.0ELZ$ )	Dimensionamiento de la estructura y anclajes
SOBRE 03	1.2DL+0.25LL+1.4 R1(+1.0ELX +0.3ELY+0.6ELZ)	Evaluación de sobrerresistencia en columnas
SOBRE 04	1.2DL+0.25LL+1.4 R1(+0.3ELX +1.0ELY+0.6ELZ)	Evaluación de sobrerresistencia en columnas
SOBRE 05	1.2DL+0.25LL+1.4 R1(+0.6ELX +0.2ELY+1.0ELZ)	Evaluación de sobrerresistencia en columnas
SOBRE 06	1.2DL+0.25LL+1.4 R1(+0.2ELX +0.6ELY+1.0ELZ)	Evaluación de sobrerresistencia en columnas
SOBRE 07	0.9DL+1.4 R1(+1.0ELX +0.3ELY+0.6ELZ)	Evaluación de sobrerresistencia en columnas
SOBRE 08	0.9DL+1.4 R1(+0.3ELX +1.0ELY+0.6ELZ)	Evaluación de sobrerresistencia en columnas
SOBRE 09	0.9DL+1.4 R1(+0.6ELX +0.2ELY+1.0ELZ)	Evaluación de sobrerresistencia en columnas
SOBRE 10	0.9DL+1.4 R1(+0.2ELX +0.6ELY+1.0ELZ)	Evaluación de sobrerresistencia en columnas
ASD 02	DL + LL	Evaluación de deformación
ASD 03	DL+0.25LL+1.4 R1(+1.0ELX +0.3ELY+0.6ELZ)	Evaluación de deformación
ASD 04	DL+0.25LL+1.4 R1(+0.3ELX +1.0ELY+0.6ELZ)	Evaluación de deformación
ASD 05	DL+0.25LL+1.4 R1(+0.6ELX +0.2ELY+1.0ELZ)	Evaluación de deformación
ASD 06	DL+0.25LL+1.4 R1(+0.2ELX +0.6ELY+1.0ELZ)	Evaluación de deformación
ASD 07	DL+1.4 R1(+1.0ELX +0.3ELY+0.6ELZ)	Evaluación de deformación
ASD 08	DL+1.4 R1(+0.3ELX +1.0ELY+0.6ELZ)	Evaluación de deformación
ASD 09	DL+1.4 R1(+0.6ELX +0.2ELY+1.0ELZ)	Evaluación de deformación
ASD 10	DL+1.4 R1(+0.2ELX +0.6ELY+1.0ELZ)	Evaluación de deformación

## E.2 Resultados de diseño

Tabla E-3: Factores de utilización normativa vigente – Estructura 5

Barra	Sección	Tipo	FU	Combinación
1	HN20x33.8	Column	4%	LRFD 02 - 1.2DL + 1.6LL
2	HN20x33.8	Column	39%	LRFD 02 - 1.2DL + 1.6LL
3	HN20x33.8	Column	69%	LRFD 03A - 1.2DL+0.25LL+1.1ELx
4	HN20x33.8	Column	48%	LRFD 03A - 1.2DL+0.25LL+1.1ELx
18	HN20x33.8	Column	27%	LRFD 03A - 1.2DL+0.25LL+1.1ELx
20	HN20x33.8	Column	4%	LRFD 03A - 1.2DL+0.25LL+1.1ELx
34	HN20x33.8	Column	24%	LRFD 02 - 1.2DL + 1.6LL
35	HN20x33.8	Column	70%	LRFD 03A - 1.2DL+0.25LL+1.1ELx
36	HN20x33.8	Column	47%	LRFD 03A - 1.2DL+0.25LL+1.1ELx
47	HN20x33.8	Column	33%	LRFD 03A - 1.2DL+0.25LL+1.1ELx
48	HN20x33.8	Column	5%	LRFD 03A - 1.2DL+0.25LL+1.1ELx
152	HN20x33.8	Column	35%	LRFD 02 - 1.2DL + 1.6LL
153	HN20x33.8	Column	51%	LRFD 02 - 1.2DL + 1.6LL
154	HN20x33.8	Column	33%	LRFD 02 - 1.2DL + 1.6LL
155	HN20x33.8	Column	31%	LRFD 02 - 1.2DL + 1.6LL
156	HN20x33.8	Column	10%	LRFD 02 - 1.2DL + 1.6LL
157	HN20x33.8	Column	33%	LRFD 02 - 1.2DL + 1.6LL
164	HN20x33.8	Column	10%	LRFD 02 - 1.2DL + 1.6LL
276	HN20x33.8	Column	44%	LRFD 03A - 1.2DL+0.25LL+1.1ELx
282	HN20x33.8	Column	47%	LRFD 03A - 1.2DL+0.25LL+1.1ELx
373	HN20x33.8	Column	52%	LRFD 02 - 1.2DL + 1.6LL
728	HN20x33.8	Column	42%	LRFD 02 - 1.2DL + 1.6LL
730	HN20x46.0	Column	86%	LRFD 03A - 1.2DL+0.25LL+1.1ELx
732	HN20x33.8	Column	44%	LRFD 02 - 1.2DL + 1.6LL
735	HN20x33.8	Column	41%	LRFD 03A - 1.2DL+0.25LL+1.1ELx
737	HN20x46.0	Column	85%	LRFD 03A - 1.2DL+0.25LL+1.1ELx
739	HN20x33.8	Column	44%	LRFD 02 - 1.2DL + 1.6LL
27	O10x10x11.7	Brace	76%	LRFD 03A - 1.2DL+0.25LL+1.1ELx
28	O10x10x11.7	Brace	53%	LRFD 03A - 1.2DL+0.25LL+1.1ELx
51	O10x10x11.7	Brace	77%	LRFD 03A - 1.2DL+0.25LL+1.1ELx
52	O10x10x11.7	Brace	52%	LRFD 03A - 1.2DL+0.25LL+1.1ELx
26	O10x10x11.7	Brace	52%	LRFD 03A - 1.2DL+0.25LL+1.1ELx
55	O10x10x11.7	Brace	30%	LRFD 03A - 1.2DL+0.25LL+1.1ELx
56	O10x10x11.7	Brace	53%	LRFD 03A - 1.2DL+0.25LL+1.1ELx
65	O10x10x11.7	Brace	59%	LRFD 03A - 1.2DL+0.25LL+1.1ELx
75	O10x10x11.7	Brace	53%	LRFD 03A - 1.2DL+0.25LL+1.1ELx
109	O10x10x11.7	Brace	54%	LRFD 03A - 1.2DL+0.25LL+1.1ELx
121	O10x10x11.7	Brace	59%	LRFD 03A - 1.2DL+0.25LL+1.1ELx
124	O10x10x11.7	Brace	36%	LRFD 04A - 1.2DL+0.25LL+1.1ELy
742	O10x10x11.7	Brace	80%	LRFD 03A - 1.2DL+0.25LL+1.1ELx

Barra	Sección	Tipo	FU	Combinación
743	O10x10x11.7	Brace	80%	LRFD 03A - 1.2DL+0.25LL+1.1ELx
744	O10x10x11.7	Brace	43%	LRFD 03A - 1.2DL+0.25LL+1.1ELx
745	O10x10x11.7	Brace	43%	LRFD 03A - 1.2DL+0.25LL+1.1ELx
746	O10x10x11.7	Brace	81%	LRFD 03A - 1.2DL+0.25LL+1.1ELx
747	O10x10x11.7	Brace	80%	LRFD 03A - 1.2DL+0.25LL+1.1ELx
748	O10x10x11.7	Brace	46%	LRFD 03A - 1.2DL+0.25LL+1.1ELx
749	O10x10x11.7	Brace	46%	LRFD 03A - 1.2DL+0.25LL+1.1ELx
750	O10x10x11.7	Brace	23%	LRFD 03A - 1.2DL+0.25LL+1.1ELx
751	O10x10x11.7	Brace	23%	LRFD 03A - 1.2DL+0.25LL+1.1ELx
752	O10x10x11.7	Brace	72%	LRFD 03A - 1.2DL+0.25LL+1.1ELx
753	O10x10x11.7	Brace	72%	LRFD 03A - 1.2DL+0.25LL+1.1ELx
754	O10x10x11.7	Brace	67%	LRFD 03A - 1.2DL+0.25LL+1.1ELx
755	O10x10x11.7	Brace	66%	LRFD 03A - 1.2DL+0.25LL+1.1ELx
756	O10x10x11.7	Brace	56%	LRFD 03A - 1.2DL+0.25LL+1.1ELx
757	O10x10x11.7	Brace	56%	LRFD 03A - 1.2DL+0.25LL+1.1ELx
758	O10x10x11.7	Brace	58%	LRFD 03A - 1.2DL+0.25LL+1.1ELx
759	O10x10x11.7	Brace	57%	LRFD 03A - 1.2DL+0.25LL+1.1ELx
760	O10x10x11.7	Brace	75%	LRFD 03A - 1.2DL+0.25LL+1.1ELx
761	O10x10x11.7	Brace	74%	LRFD 03A - 1.2DL+0.25LL+1.1ELx
762	O10x10x11.7	Brace	67%	LRFD 03A - 1.2DL+0.25LL+1.1ELx
763	O10x10x11.7	Brace	67%	LRFD 03A - 1.2DL+0.25LL+1.1ELx
764	O10x10x11.7	Brace	26%	LRFD 03A - 1.2DL+0.25LL+1.1ELx
765	O10x10x11.7	Brace	26%	LRFD 03A - 1.2DL+0.25LL+1.1ELx
191	IN20x30.6	Beam	22%	LRFD 02 - 1.2DL + 1.6LL
234	IN20x30.6	Beam	13%	LRFD 02 - 1.2DL + 1.6LL
261	IN20x30.6	Beam	31%	LRFD 02 - 1.2DL + 1.6LL
271	IN20x30.6	Beam	19%	LRFD 02 - 1.2DL + 1.6LL
272	IN20x30.6	Beam	42%	LRFD 02 - 1.2DL + 1.6LL
273	IN20x30.6	Beam	42%	LRFD 02 - 1.2DL + 1.6LL
274	IE400x200x10x18	Beam	50%	LRFD 03A - 1.2DL+0.25LL+1.1ELx
275	IN25x32.6	Beam	54%	LRFD 03A - 1.2DL+0.25LL+1.1ELx
278	IN20x30.6	Beam	29%	LRFD 02 - 1.2DL + 1.6LL
279	IN20x30.6	Beam	29%	LRFD 02 - 1.2DL + 1.6LL
280	IE400x200x10x18	Beam	58%	LRFD 03A - 1.2DL+0.25LL+1.1ELx
281	IN25x32.6	Beam	61%	LRFD 03A - 1.2DL+0.25LL+1.1ELx

Tabla E-4: Factores de utilización normativa propuesta – Estructura 5

Barra	Sección	Tipo	FU	Combinación
1	HN20x33.8	Column	4%	LRFD 02 - 1.2DL + 1.6LL
2	HN20x33.8	Column	38%	LRFD 02 - 1.2DL + 1.6LL
3	HN20x54.8	Column	49%	LRFD 03a - 1.2DL+0.25LL+1.4(+1.0ELX +0.3ELY+0.6ELZ)
4	HN20x54.8	Column	34%	LRFD 03a - 1.2DL+0.25LL+1.4(+1.0ELX +0.3ELY+0.6ELZ)
18	HN20x33.8	Column	28%	LRFD 03a - 1.2DL+0.25LL+1.4(+1.0ELX +0.3ELY+0.6ELZ)
20	HN20x33.8	Column	4%	LRFD 03a - 1.2DL+0.25LL+1.4(+1.0ELX +0.3ELY+0.6ELZ)
34	HN20x33.8	Column	24%	LRFD 02 - 1.2DL + 1.6LL
35	HN20x54.8	Column	50%	LRFD 03a - 1.2DL+0.25LL+1.4(+1.0ELX +0.3ELY+0.6ELZ)
36	HN20x54.8	Column	33%	LRFD 03a - 1.2DL+0.25LL+1.4(+1.0ELX +0.3ELY+0.6ELZ)
47	HN20x33.8	Column	33%	LRFD 03a - 1.2DL+0.25LL+1.4(+1.0ELX +0.3ELY+0.6ELZ)
48	HN20x33.8	Column	5%	LRFD 05a - 1.2DL+0.25LL+1.4(+0.6ELX +0.2ELY+1.0ELZ)
152	HN20x33.8	Column	34%	LRFD 02 - 1.2DL + 1.6LL
153	HN20x33.8	Column	49%	LRFD 02 - 1.2DL + 1.6LL
154	HN20x33.8	Column	32%	LRFD 02 - 1.2DL + 1.6LL
155	HN20x33.8	Column	30%	LRFD 02 - 1.2DL + 1.6LL
156	HN20x33.8	Column	10%	LRFD 02 - 1.2DL + 1.6LL
157	HN20x33.8	Column	32%	LRFD 02 - 1.2DL + 1.6LL
164	HN20x33.8	Column	10%	LRFD 02 - 1.2DL + 1.6LL
373	HN20x33.8	Column	51%	LRFD 02 - 1.2DL + 1.6LL
728	HN20x33.8	Column	38%	LRFD 02 - 1.2DL + 1.6LL
732	HN20x33.8	Column	41%	LRFD 05a - 1.2DL+0.25LL+1.4(+0.6ELX +0.2ELY+1.0ELZ)
735	HN20x33.8	Column	34%	LRFD 05a - 1.2DL+0.25LL+1.4(+0.6ELX +0.2ELY+1.0ELZ)
739	HN20x33.8	Column	42%	LRFD 05a - 1.2DL+0.25LL+1.4(+0.6ELX +0.2ELY+1.0ELZ)
8	HN20x54.8	Column	29%	LRFD 03a - 1.2DL+0.25LL+1.4(+1.0ELX +0.3ELY+0.6ELZ)
9	HN20x33.8	Column	14%	LRFD 03a - 1.2DL+0.25LL+1.4(+1.0ELX +0.3ELY+0.6ELZ)
12	HN20x54.8	Column	30%	LRFD 03a - 1.2DL+0.25LL+1.4(+1.0ELX +0.3ELY+0.6ELZ)
14	HN20x33.8	Column	15%	LRFD 03a - 1.2DL+0.25LL+1.4(+1.0ELX +0.3ELY+0.6ELZ)
17	HN20x60.8	Column	69%	LRFD 05a - 1.2DL+0.25LL+1.4(+0.6ELX +0.2ELY+1.0ELZ)
21	HN20x60.8	Column	69%	LRFD 05a - 1.2DL+0.25LL+1.4(+0.6ELX +0.2ELY+1.0ELZ)
27	O10x10x11.7	Brace	87%	LRFD 03a - 1.2DL+0.25LL+1.4(+1.0ELX +0.3ELY+0.6ELZ)
28	O10x10x11.7	Brace	66%	LRFD 03a - 1.2DL+0.25LL+1.4(+1.0ELX +0.3ELY+0.6ELZ)
51	O10x10x11.7	Brace	87%	LRFD 03a - 1.2DL+0.25LL+1.4(+1.0ELX +0.3ELY+0.6ELZ)
52	O10x10x11.7	Brace	66%	LRFD 03a - 1.2DL+0.25LL+1.4(+1.0ELX +0.3ELY+0.6ELZ)
26	O10x10x11.7	Brace	61%	LRFD 03a - 1.2DL+0.25LL+1.4(+1.0ELX +0.3ELY+0.6ELZ)
55	O10x10x11.7	Brace	30%	LRFD 05a - 1.2DL+0.25LL+1.4(+0.6ELX +0.2ELY+1.0ELZ)
56	O10x10x11.7	Brace	62%	LRFD 03a - 1.2DL+0.25LL+1.4(+1.0ELX +0.3ELY+0.6ELZ)
65	O10x10x11.7	Brace	76%	LRFD 03a - 1.2DL+0.25LL+1.4(+1.0ELX +0.3ELY+0.6ELZ)
75	O10x10x11.7	Brace	63%	LRFD 03a - 1.2DL+0.25LL+1.4(+1.0ELX +0.3ELY+0.6ELZ)
109	O10x10x11.7	Brace	64%	LRFD 03a - 1.2DL+0.25LL+1.4(+1.0ELX +0.3ELY+0.6ELZ)
121	O10x10x11.7	Brace	75%	LRFD 03a - 1.2DL+0.25LL+1.4(+1.0ELX +0.3ELY+0.6ELZ)
124	O10x10x11.7	Brace	38%	LRFD 06a - 1.2DL+0.25LL+1.4(+0.2ELX +0.6ELY+1.0ELZ)
742	O10x10x11.7	Brace	90%	LRFD 03a - 1.2DL+0.25LL+1.4(+1.0ELX +0.3ELY+0.6ELZ)
743	O10x10x11.7	Brace	90%	LRFD 03a - 1.2DL+0.25LL+1.4(+1.0ELX +0.3ELY+0.6ELZ)

Barra	Sección	Tipo	FU	Combinación
744	O10x10x11.7	Brace	56%	LRFD 03a - 1.2DL+0.25LL+1.4(+1.0ELX +0.3ELY+0.6ELZ)
745	O10x10x11.7	Brace	56%	LRFD 03a - 1.2DL+0.25LL+1.4(+1.0ELX +0.3ELY+0.6ELZ)
746	O10x10x11.7	Brace	91%	LRFD 03a - 1.2DL+0.25LL+1.4(+1.0ELX +0.3ELY+0.6ELZ)
747	O10x10x11.7	Brace	90%	LRFD 03a - 1.2DL+0.25LL+1.4(+1.0ELX +0.3ELY+0.6ELZ)
748	O10x10x11.7	Brace	58%	LRFD 03a - 1.2DL+0.25LL+1.4(+1.0ELX +0.3ELY+0.6ELZ)
749	O10x10x11.7	Brace	57%	LRFD 03a - 1.2DL+0.25LL+1.4(+1.0ELX +0.3ELY+0.6ELZ)
750	O10x10x11.7	Brace	22%	LRFD 03a - 1.2DL+0.25LL+1.4(+1.0ELX +0.3ELY+0.6ELZ)
751	O10x10x11.7	Brace	23%	LRFD 03a - 1.2DL+0.25LL+1.4(+1.0ELX +0.3ELY+0.6ELZ)
752	O10x10x11.7	Brace	82%	LRFD 03a - 1.2DL+0.25LL+1.4(+1.0ELX +0.3ELY+0.6ELZ)
753	O10x10x11.7	Brace	82%	LRFD 03a - 1.2DL+0.25LL+1.4(+1.0ELX +0.3ELY+0.6ELZ)
754	O10x10x11.7	Brace	75%	LRFD 03a - 1.2DL+0.25LL+1.4(+1.0ELX +0.3ELY+0.6ELZ)
755	O10x10x11.7	Brace	74%	LRFD 03a - 1.2DL+0.25LL+1.4(+1.0ELX +0.3ELY+0.6ELZ)
756	O10x10x11.7	Brace	70%	LRFD 03a - 1.2DL+0.25LL+1.4(+1.0ELX +0.3ELY+0.6ELZ)
757	O10x10x11.7	Brace	70%	LRFD 03a - 1.2DL+0.25LL+1.4(+1.0ELX +0.3ELY+0.6ELZ)
758	O10x10x11.7	Brace	71%	LRFD 03a - 1.2DL+0.25LL+1.4(+1.0ELX +0.3ELY+0.6ELZ)
759	O10x10x11.7	Brace	71%	LRFD 03a - 1.2DL+0.25LL+1.4(+1.0ELX +0.3ELY+0.6ELZ)
760	O10x10x11.7	Brace	84%	LRFD 03a - 1.2DL+0.25LL+1.4(+1.0ELX +0.3ELY+0.6ELZ)
761	O10x10x11.7	Brace	83%	LRFD 03a - 1.2DL+0.25LL+1.4(+1.0ELX +0.3ELY+0.6ELZ)
762	O10x10x11.7	Brace	75%	LRFD 03a - 1.2DL+0.25LL+1.4(+1.0ELX +0.3ELY+0.6ELZ)
763	O10x10x11.7	Brace	75%	LRFD 03a - 1.2DL+0.25LL+1.4(+1.0ELX +0.3ELY+0.6ELZ)
764	O10x10x11.7	Brace	25%	LRFD 03a - 1.2DL+0.25LL+1.4(+1.0ELX +0.3ELY+0.6ELZ)
765	O10x10x11.7	Brace	25%	LRFD 03a - 1.2DL+0.25LL+1.4(+1.0ELX +0.3ELY+0.6ELZ)
191	IN20x30.6	Beam	21%	LRFD 02 - 1.2DL + 1.6LL
234	IN20x30.6	Beam	12%	LRFD 02 - 1.2DL + 1.6LL
261	IN20x30.6	Beam	30%	LRFD 02 - 1.2DL + 1.6LL
271	IN20x30.6	Beam	18%	LRFD 02 - 1.2DL + 1.6LL
272	IN20x30.6	Beam	41%	LRFD 02 - 1.2DL + 1.6LL
273	IN20x30.6	Beam	41%	LRFD 02 - 1.2DL + 1.6LL
274	IE400x200x10x18	Beam	55%	LRFD 03a - 1.2DL+0.25LL+1.4(+1.0ELX +0.3ELY+0.6ELZ)
275	IN25x32.6	Beam	58%	LRFD 03a - 1.2DL+0.25LL+1.4(+1.0ELX +0.3ELY+0.6ELZ)
278	IN20x30.6	Beam	28%	LRFD 02 - 1.2DL + 1.6LL
279	IN20x30.6	Beam	28%	LRFD 02 - 1.2DL + 1.6LL
280	IE400x200x10x18	Beam	62%	LRFD 03a - 1.2DL+0.25LL+1.4(+1.0ELX +0.3ELY+0.6ELZ)
281	IN25x32.6	Beam	63%	LRFD 03a - 1.2DL+0.25LL+1.4(+1.0ELX +0.3ELY+0.6ELZ)

Tabla E-5: Fuerzas en los anclajes normativa vigente – Estructura 5

Nudo	Combinacion	Max/Min	F1	F2	F3
			[kN]	[kN]	[kN]
5	LRFD_ENVOLVENTE	Max	144	0	619
5	LRFD_ENVOLVENTE	Min	-112	0	-356
7	LRFD_ENVOLVENTE	Max	130	0	477
7	LRFD_ENVOLVENTE	Min	-153	0	-369
24	LRFD_ENVOLVENTE	Max	194	0	274
24	LRFD_ENVOLVENTE	Min	-205	0	22
25	LRFD_ENVOLVENTE	Max	195	0	299
25	LRFD_ENVOLVENTE	Min	-201	0	9
38	LRFD_ENVOLVENTE	Max	144	0	626
38	LRFD_ENVOLVENTE	Min	-110	0	-315
40	LRFD_ENVOLVENTE	Max	128	0	468
40	LRFD_ENVOLVENTE	Min	-154	0	-364

Tabla E-6: Fuerzas en los anclajes normativa propuesta – Estructura 5

Nudo	Combinacion	Max/Min	F1	F2	F3
			[kN]	[kN]	[kN]
5	LRFD_ENVOLVENTE	Max	162	0	725
5	LRFD_ENVOLVENTE	Min	-145	0	-517
7	LRFD_ENVOLVENTE	Max	160	0	550
7	LRFD_ENVOLVENTE	Min	-173	0	-471
24	LRFD_ENVOLVENTE	Max	263	0	299
24	LRFD_ENVOLVENTE	Min	-269	0	-45
25	LRFD_ENVOLVENTE	Max	264	0	299
25	LRFD_ENVOLVENTE	Min	-267	0	-56
38	LRFD_ENVOLVENTE	Max	162	0	741
38	LRFD_ENVOLVENTE	Min	-143	0	-481
40	LRFD_ENVOLVENTE	Max	159	0	542
40	LRFD_ENVOLVENTE	Min	-173	0	-467

# ANEXO F ESTRUCTURA 6

## F.1 Descripción de la estructura y el modelo lineal

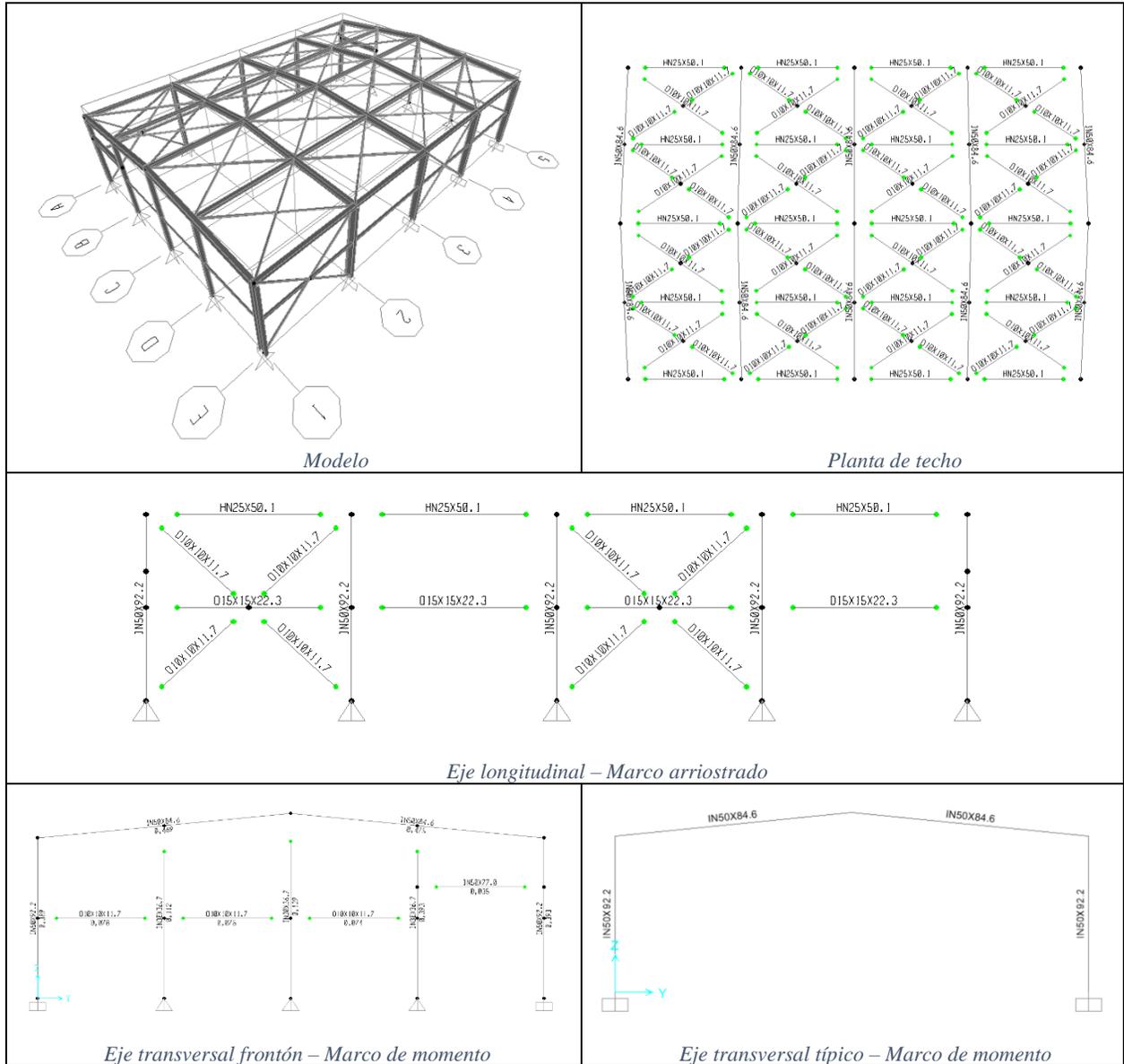
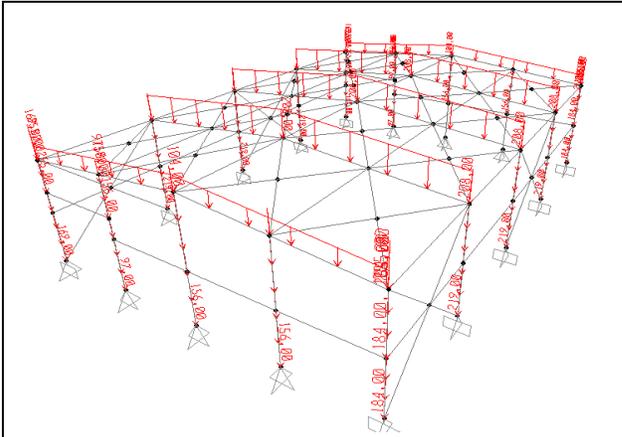
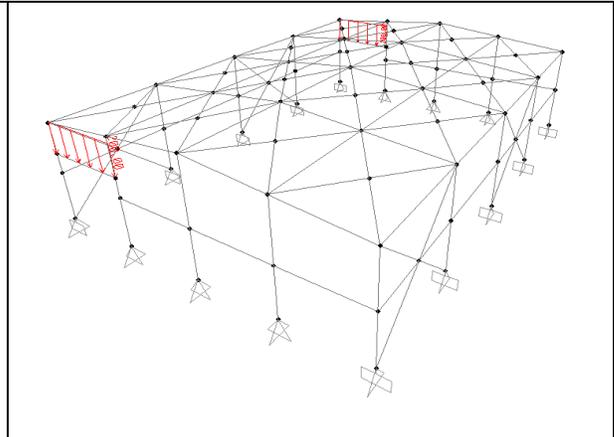


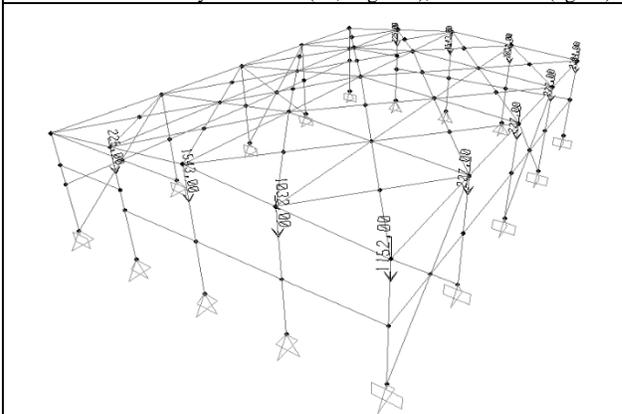
Figura F-1: Estructura 6 y secciones



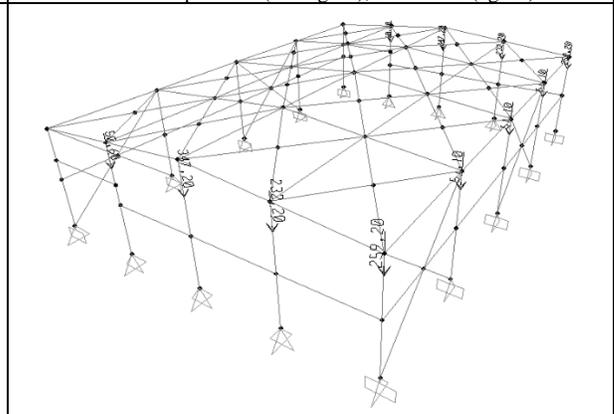
Peso de la cubierta y costaneras (31,2 kgf/m<sup>2</sup>), DL Cubierta (kgf/m)



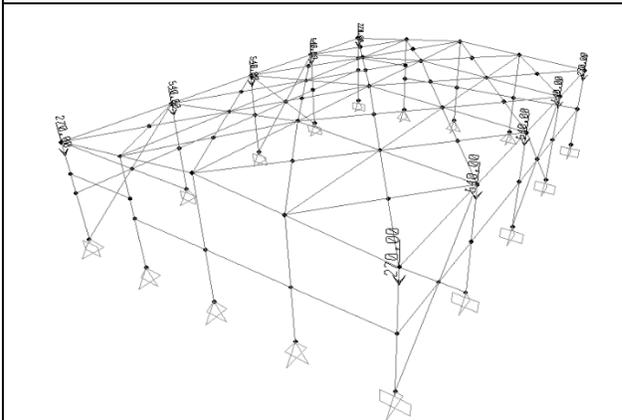
Peso de los portones (200 kgf/m), DL Porton (kgf/m)



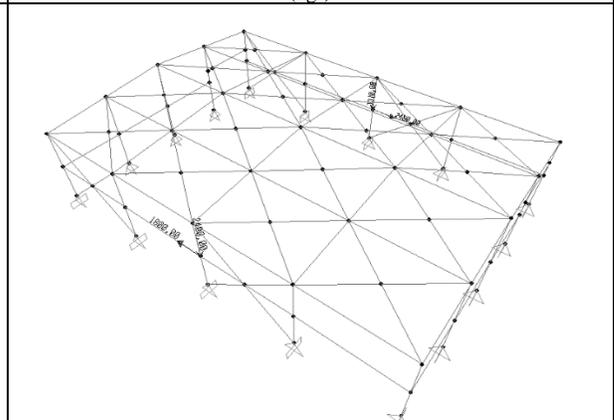
Peso de la estructura del pasillo (120 kgf/m<sup>2</sup>), DL Pasillo (kgf)



Peso de la parrilla de piso de los pasillos (27 kgf/m<sup>2</sup>), DL Parrilla (kgf)



Peso de la viga carrilera (IN25x77), DL vpg (kgf)



Grúa estacionada en el centro, Cd1 (kgf)

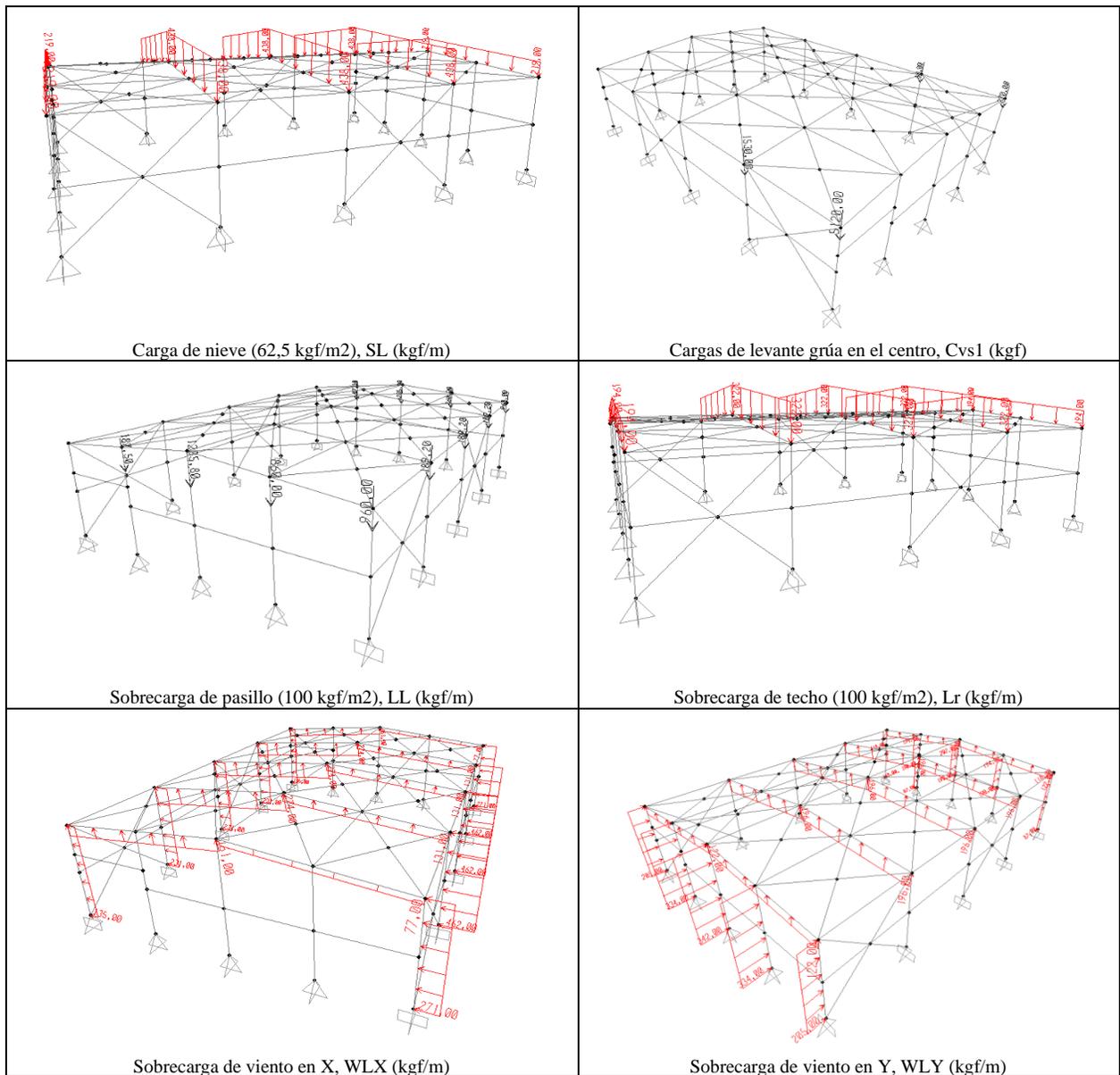


Figura F-2: Cargas de la estructura 6

Tabla F-1: Combinaciones de carga normativa vigente – Estructura 6

N°	Descripción	Uso
LRFD 01	1.4DL	Dimensionamiento de estructura
LRFD 02	1.2DL + 1.6LL + 0.5Lr	Dimensionamiento de estructura
LRFD 03	1.2DL + 1.6LL + 0.5SL	Dimensionamiento de estructura
LRFD 04	1.2DL + 1.6Lr + LL	Dimensionamiento de estructura
LRFD 05	1.2DL + 1.6SL + LL	Dimensionamiento de estructura
LRFD 06	1.2DL + 0.0LL ± 1.1ELX	Dimensionamiento de estructura
LRFD 07	1.2DL + 0.0LL ± 1.1ELY	Dimensionamiento de estructura
LRFD 08	0.9DL ± 1.1ELX	Dimensionamiento de estructura
LRFD 09	0.9DL ± 1.1ELY	Dimensionamiento de estructura

N°	Descripción	Uso
LRFD 10	$1.2DL + 1.6Lr \pm 0.8WLX$	Dimensionamiento de estructura
LRFD 11	$1.2DL + 1.6SL \pm 0.8WLY$	Dimensionamiento de estructura
LRFD 12	$1.2DL + LL + 0.5Lr \pm 1.6WLX$	Dimensionamiento de estructura
LRFD 13	$1.2DL + LL + 0.5SL \pm 1.6WLX$	Dimensionamiento de estructura
LRFD 14	$1.2DL + 0.0LL \pm 1.1ELX \pm 1.1ELZ$	Dimensionamiento de anclajes
LRFD 15	$1.2DL + 0.0LL \pm 1.1ELY \pm 1.1ELZ$	Dimensionamiento de anclajes
LRFD 16	$0.9DL \pm 1.1ELX \pm 0.3ELZ$	Dimensionamiento de anclajes
LRFD 17	$0.9DL \pm 1.1ELX \pm 0.3ELZ$	Dimensionamiento de anclajes
LRFD 18	$1.2DL+LL+1.6SL+1.6(Cvs+Ci+Css+Cls)$	AISE Reporte 13
LRFD 18	$1.2DL+LL+1.6SL+1.6(Cvs+Ci)\pm WLX$	AISE Reporte 13
LRFD 19	$1.2DL+LL+1.6SL+1.6(Cvs+Ci)\pm WLY$	AISE Reporte 13
LRFD21	$1.2DL + 0.0LL \pm 1.1 (1.5 ELX)$	NCh 2369 Of 2003 - 8.3.5
LRFD22	$1.2DL + 0.0LL \pm 1.1 (1.5 ELY)$	NCh 2369 Of 2003 - 8.3.5

Tabla F-2: Combinaciones de carga normativa propuesta– Estructura 6

N°	Descripción	Uso
LRFD 01	1.4DL	Dimensionamiento de estructura
LRFD 02	$1.2DL + 1.6LL + 0.5Lr$	Dimensionamiento de estructura
LRFD 03	$1.2DL + 1.6LL + 0.5SL$	Dimensionamiento de estructura
LRFD 04	$1.2DL + 1.6Lr + LL$	Dimensionamiento de estructura
LRFD 05	$1.2DL + 1.6SL + LL$	Dimensionamiento de estructura
LRFD 06	$1.2DL + 0.0LL+0.2SL + 1.4(\pm 1.0ELX \pm 0.3ELY \pm 0.6ELZ)$	Dimensionamiento de estructura
LRFD 07	$1.2DL + 0.0LL+0.2SL + 1.4(\pm 0.3ELX \pm 1.0ELY \pm 0.6ELZ)$	Dimensionamiento de estructura
LRFD 08	$1.2DL + 0.0LL+0.2SL + 1.4(\pm 0.6ELX \pm 0.2ELY \pm 1.0ELZ)$	Dimensionamiento de estructura
LRFD 09	$1.2DL + 0.0LL+0.2SL + 1.4(\pm 0.2ELX \pm 0.6ELY \pm 1.0ELZ)$	Dimensionamiento de estructura
LRFD 10	$0.9DL+1.4(\pm 1.0ELX \pm 0.3ELY \pm 0.6ELZ)$	Dimensionamiento de estructura
LRFD 11	$0.9DL+1.4(\pm 0.3ELX \pm 1.0ELY \pm 0.6ELZ)$	Dimensionamiento de estructura
LRFD 12	$0.9DL + 1.4(\pm 0.6ELX \pm 0.2ELY \pm 1.0ELZ)$	Dimensionamiento de estructura
LRFD 13	$0.9DL+1.4(\pm 0.2ELX \pm 0.6ELY \pm 1.0ELZ)$	Dimensionamiento de estructura
LRFD 14	$1.2DL + 1.6Lr \pm 0.8WLX$	Dimensionamiento de estructura
LRFD 15	$1.2DL + 1.6SL \pm 0.8WLY$	Dimensionamiento de estructura
LRFD 16	$1.2DL + LL + 0.5Lr \pm 1.6WLX$	Dimensionamiento de estructura
LRFD 17	$1.2DL + LL + 0.5SL \pm 1.6WLX$	Dimensionamiento de estructura
LRFD 18	$1.2DL+LL+1.6SL+1.6(Cvs+Ci+Css+Cls)$	Dimensionamiento de estructura - AISE Rp 13
LRFD 19	$1.2DL+LL+1.6SL+1.6(Cvs+Ci)\pm WLX$	Dimensionamiento de estructura - AISE Rp 13
LRFD 20	$1.2DL+LL+1.6SL+1.6(Cvs+Ci)\pm WLY$	Dimensionamiento de estructura - AISE Rp 13
LRFD 21	$1.2DL + 0.0LL+0.2SL + 1.4(0.7Ri)(+1.0ELX + 0.3ELY + 0.6ELZ)$	Sobreressitencia en columnas
LRFD 22	$1.2DL + 0.0LL+0.2SL + 1.4(0.7R1)(+0.3ELX + 1.0ELY + 0.6ELZ)$	Sobreressitencia en columnas
LRFD 23	$1.2DL + 0.0LL+0.2SL + 1.4(0.7R1)(+0.6ELX + 0.2ELY + 1.0ELZ)$	Sobreressitencia en columnas
LRFD 24	$1.2DL + 0.0LL+0.2SL + 1.4(0.7R1)(+0.2ELX + 0.6ELY + 1.0ELZ)$	Sobreressitencia en columnas
LRFD 25	$0.9DL+1.4(0.7R1)(+1.0ELX + 0.3ELY + 0.6ELZ)$	Sobreressitencia en columnas
LRFD 26	$0.9DL+1.4(0.7R1)(+0.3ELX + 1.0ELY + 0.6ELZ)$	Sobreressitencia en columnas
LRFD 27	$0.9DL+1.4(0.7R1)(+0.6ELX + 0.2ELY + 1.0ELZ)$	Sobreressitencia en columnas
LRFD 28	$0.9DL+1.4(0.7R1)(+0.2ELX + 0.6ELY + 1.0ELZ)$	Sobreressitencia en columnas

## F.2 Resultados de diseño

Tabla F-3: Factores de utilización normativa propuesta – Estructura 6

Barra	Sección	Tipo	FU	Combinación
1	IN50X92.2	Column	39%	LRFD18b - 1.2DL+LL+1.6SL+1.6(Cvs+Ci+Css+ClS)
4	IN50X92.2	Column	59%	LRFD18b - 1.2DL+LL+1.6SL+1.6(Cvs+Ci+Css+ClS)
16	IN50X92.2	Column	60%	LRFD 05 - 1.2DL+1.6SL+LL
17	IN50X92.2	Column	60%	LRFD18a - 1.2DL+LL+1.6SL+1.6(Cvs+Ci+Css+ClS)
20	IN50X92.2	Column	62%	LRFD 05 - 1.2DL+1.6SL+LL
21	IN50X92.2	Column	78%	LRFD18a - 1.2DL+LL+1.6SL+1.6(Cvs+Ci+Css+ClS)
24	IN50X92.2	Column	59%	LRFD 05 - 1.2DL+1.6SL+LL
25	IN50X92.2	Column	59%	LRFD18b - 1.2DL+LL+1.6SL+1.6(Cvs+Ci+Css+ClS)
28	IN50X92.2	Column	39%	LRFD 05 - 1.2DL+1.6SL+LL
29	IN50X92.2	Column	39%	LRFD18a - 1.2DL+LL+1.6SL+1.6(Cvs+Ci+Css+ClS)
18	IN50X84.6	Beam	72%	LRFD 05 - 1.2DL+1.6SL+LL
19	IN50X84.6	Beam	73%	LRFD18a - 1.2DL+LL+1.6SL+1.6(Cvs+Ci+Css+ClS)
22	IN50X84.6	Beam	75%	LRFD18a - 1.2DL+LL+1.6SL+1.6(Cvs+Ci+Css+ClS)
23	IN50X84.6	Beam	75%	LRFD18b - 1.2DL+LL+1.6SL+1.6(Cvs+Ci+Css+ClS)
26	IN50X84.6	Beam	72%	LRFD 05 - 1.2DL+1.6SL+LL
27	IN50X84.6	Beam	72%	LRFD18b - 1.2DL+LL+1.6SL+1.6(Cvs+Ci+Css+ClS)
35	HN25X50.1	Beam	6%	LRFD 08a - 1.2DL+1.4(0.6ELX+0.2ELY+ELZ)
36	HN25X50.1	Beam	7%	LRFD 08a - 1.2DL+1.4(0.6ELX+0.2ELY+ELZ)
37	HN25X50.1	Beam	6%	LRFD 08a - 1.2DL+1.4(0.6ELX+0.2ELY+ELZ)
38	HN25X50.1	Beam	6%	LRFD 08a - 1.2DL+1.4(0.6ELX+0.2ELY+ELZ)
74	HN25X50.1	Beam	5%	LRFD 08a - 1.2DL+1.4(0.6ELX+0.2ELY+ELZ)
75	HN25X50.1	Beam	5%	LRFD 08a - 1.2DL+1.4(0.6ELX+0.2ELY+ELZ)
76	HN25X50.1	Beam	5%	LRFD 08a - 1.2DL+1.4(0.6ELX+0.2ELY+ELZ)
77	HN25X50.1	Beam	5%	LRFD 08a - 1.2DL+1.4(0.6ELX+0.2ELY+ELZ)
78	HN25X50.1	Beam	5%	LRFD 08a - 1.2DL+1.4(0.6ELX+0.2ELY+ELZ)
79	HN25X50.1	Beam	5%	LRFD 08a - 1.2DL+1.4(0.6ELX+0.2ELY+ELZ)
80	HN25X50.1	Beam	5%	LRFD 08a - 1.2DL+1.4(0.6ELX+0.2ELY+ELZ)
81	HN25X50.1	Beam	5%	LRFD 08a - 1.2DL+1.4(0.6ELX+0.2ELY+ELZ)
82	HN25X50.1	Beam	6%	LRFD 08a - 1.2DL+1.4(0.6ELX+0.2ELY+ELZ)
83	HN25X50.1	Beam	8%	LRFD 08a - 1.2DL+1.4(0.6ELX+0.2ELY+ELZ)
84	HN25X50.1	Beam	8%	LRFD18a - 1.2DL+LL+1.6SL+1.6(Cvs+Ci+Css+ClS)
85	HN25X50.1	Beam	6%	LRFD 08a - 1.2DL+1.4(0.6ELX+0.2ELY+ELZ)
43	O15X15X22.3	Strut	12%	LRFD 06g - 1.2DL+1.4(-ELX+0.3ELY-0,6ELZ)
44	O15X15X22.3	Strut	14%	LRFD 08a - 1.2DL+1.4(0.6ELX+0.2ELY+ELZ)
45	O15X15X22.3	Strut	11%	LRFD 06g - 1.2DL+1.4(-ELX+0.3ELY-0,6ELZ)
46	O15X15X22.3	Strut	11%	LRFD 08a - 1.2DL+1.4(0.6ELX+0.2ELY+ELZ)
59	O15X15X22.3	Strut	12%	LRFD 06g - 1.2DL+1.4(-ELX+0.3ELY-0,6ELZ)
60	O15X15X22.3	Strut	14%	LRFD 08a - 1.2DL+1.4(0.6ELX+0.2ELY+ELZ)
61	O15X15X22.3	Strut	11%	LRFD 06g - 1.2DL+1.4(-ELX+0.3ELY-0,6ELZ)
62	O15X15X22.3	Strut	11%	LRFD 08a - 1.2DL+1.4(0.6ELX+0.2ELY+ELZ)

Barra	Sección	Tipo	FU	Combinación
47	O10X10X11.7	Brace	55%	LRFD 06g - 1.2DL+1.4(-ELX+0.3ELY-0,6ELZ)
48	O10X10X11.7	Brace	37%	LRFD 06g - 1.2DL+1.4(-ELX+0.3ELY-0,6ELZ)
49	O10X10X11.7	Brace	83%	LRFD 06g - 1.2DL+1.4(-ELX+0.3ELY-0,6ELZ)
50	O10X10X11.7	Brace	43%	LRFD 06g - 1.2DL+1.4(-ELX+0.3ELY-0,6ELZ)
51	O10X10X11.7	Brace	87%	LRFD 06g - 1.2DL+1.4(-ELX+0.3ELY-0,6ELZ)
52	O10X10X11.7	Brace	47%	LRFD 06g - 1.2DL+1.4(-ELX+0.3ELY-0,6ELZ)
53	O10X10X11.7	Brace	55%	LRFD 06g - 1.2DL+1.4(-ELX+0.3ELY-0,6ELZ)
54	O10X10X11.7	Brace	38%	LRFD 06g - 1.2DL+1.4(-ELX+0.3ELY-0,6ELZ)
63	O10X10X11.7	Brace	57%	LRFD 06g - 1.2DL+1.4(-ELX+0.3ELY-0,6ELZ)
64	O10X10X11.7	Brace	38%	LRFD 06g - 1.2DL+1.4(-ELX+0.3ELY-0,6ELZ)
65	O10X10X11.7	Brace	86%	LRFD 06g - 1.2DL+1.4(-ELX+0.3ELY-0,6ELZ)
66	O10X10X11.7	Brace	44%	LRFD 06g - 1.2DL+1.4(-ELX+0.3ELY-0,6ELZ)
67	O10X10X11.7	Brace	89%	LRFD 06g - 1.2DL+1.4(-ELX+0.3ELY-0,6ELZ)
68	O10X10X11.7	Brace	47%	LRFD 06g - 1.2DL+1.4(-ELX+0.3ELY-0,6ELZ)
69	O10X10X11.7	Brace	57%	LRFD 06g - 1.2DL+1.4(-ELX+0.3ELY-0,6ELZ)
70	O10X10X11.7	Brace	38%	LRFD 06g - 1.2DL+1.4(-ELX+0.3ELY-0,6ELZ)
99	O10X10X11.7	Brace	65%	LRFD 08a - 1.2DL+1.4(0.6ELX+0.2ELY+ELZ)
100	O10X10X11.7	Brace	49%	LRFD 09a - 1.2DL+1.4(0.2ELX+0.6ELY+0,6ELZ)
101	O10X10X11.7	Brace	49%	LRFD 08a - 1.2DL+1.4(0.6ELX+0.2ELY+ELZ)
102	O10X10X11.7	Brace	65%	LRFD 08a - 1.2DL+1.4(0.6ELX+0.2ELY+ELZ)
111	O10X10X11.7	Brace	60%	LRFD 08a - 1.2DL+1.4(0.6ELX+0.2ELY+ELZ)
112	O10X10X11.7	Brace	44%	LRFD 09a - 1.2DL+1.4(0.2ELX+0.6ELY+0,6ELZ)
113	O10X10X11.7	Brace	44%	LRFD 09a - 1.2DL+1.4(0.2ELX+0.6ELY+0,6ELZ)
114	O10X10X11.7	Brace	59%	LRFD 08a - 1.2DL+1.4(0.6ELX+0.2ELY+ELZ)
115	O10X10X11.7	Brace	60%	LRFD 08a - 1.2DL+1.4(0.6ELX+0.2ELY+ELZ)
116	O10X10X11.7	Brace	44%	LRFD 09a - 1.2DL+1.4(0.2ELX+0.6ELY+0,6ELZ)
117	O10X10X11.7	Brace	44%	LRFD 09a - 1.2DL+1.4(0.2ELX+0.6ELY+0,6ELZ)
118	O10X10X11.7	Brace	60%	LRFD 08a - 1.2DL+1.4(0.6ELX+0.2ELY+ELZ)
127	O10X10X11.7	Brace	65%	LRFD 09a - 1.2DL+1.4(0.2ELX+0.6ELY+0,6ELZ)
128	O10X10X11.7	Brace	49%	LRFD 09a - 1.2DL+1.4(0.2ELX+0.6ELY+0,6ELZ)
129	O10X10X11.7	Brace	49%	LRFD 08a - 1.2DL+1.4(0.6ELX+0.2ELY+ELZ)
130	O10X10X11.7	Brace	64%	LRFD 08a - 1.2DL+1.4(0.6ELX+0.2ELY+ELZ)
2	O10X10X11.7	Brace	9%	LRFD 08a - 1.2DL+1.4(0.6ELX+0.2ELY+ELZ)
3	O10X10X11.7	Brace	9%	LRFD 08a - 1.2DL+1.4(0.6ELX+0.2ELY+ELZ)
5	O10X10X11.7	Brace	12%	LRFD18a - 1.2DL+LL+1.6SL+1.6(Cvs+Ci+Css+ClS)
6	O10X10X11.7	Brace	12%	LRFD18a - 1.2DL+LL+1.6SL+1.6(Cvs+Ci+Css+ClS)
9	O10X10X11.7	Brace	13%	LRFD18b - 1.2DL+LL+1.6SL+1.6(Cvs+Ci+Css+ClS)
11	O10X10X11.7	Brace	13%	LRFD18b - 1.2DL+LL+1.6SL+1.6(Cvs+Ci+Css+ClS)
13	O10X10X11.7	Brace	9%	LRFD 08a - 1.2DL+1.4(0.6ELX+0.2ELY+ELZ)
15	O10X10X11.7	Brace	9%	LRFD 08a - 1.2DL+1.4(0.6ELX+0.2ELY+ELZ)
39	O10X10X11.7	Brace	8%	LRFD 06a - 1.2DL+1.4(ELX+0.3ELY+0,6ELZ)
40	O10X10X11.7	Brace	8%	LRFD 06a - 1.2DL+1.4(ELX+0.3ELY+0,6ELZ)
41	O10X10X11.7	Brace	8%	LRFD 08a - 1.2DL+1.4(0.6ELX+0.2ELY+ELZ)
42	O10X10X11.7	Brace	8%	LRFD 08a - 1.2DL+1.4(0.6ELX+0.2ELY+ELZ)
71	O10X10X11.7	Brace	8%	LRFD 08a - 1.2DL+1.4(0.6ELX+0.2ELY+ELZ)

Barra	Sección	Tipo	FU	Combinación
72	O10X10X11.7	Brace	8%	LRFD 08a - 1.2DL+1.4(0.6ELX+0.2ELY+ELZ)
73	O10X10X11.7	Brace	8%	LRFD 06a - 1.2DL+1.4(ELX+0.3ELY+0,6ELZ)
86	O10X10X11.7	Brace	8%	LRFD 06a - 1.2DL+1.4(ELX+0.3ELY+0,6ELZ)
87	O10X10X11.7	Brace	8%	LRFD 06a - 1.2DL+1.4(ELX+0.3ELY+0,6ELZ)
88	O10X10X11.7	Brace	8%	LRFD 06a - 1.2DL+1.4(ELX+0.3ELY+0,6ELZ)
89	O10X10X11.7	Brace	8%	LRFD 08a - 1.2DL+1.4(0.6ELX+0.2ELY+ELZ)
90	O10X10X11.7	Brace	8%	LRFD 08a - 1.2DL+1.4(0.6ELX+0.2ELY+ELZ)
91	O10X10X11.7	Brace	8%	LRFD 08a - 1.2DL+1.4(0.6ELX+0.2ELY+ELZ)
92	O10X10X11.7	Brace	8%	LRFD 08a - 1.2DL+1.4(0.6ELX+0.2ELY+ELZ)
93	O10X10X11.7	Brace	7%	LRFD 08a - 1.2DL+1.4(0.6ELX+0.2ELY+ELZ)
94	O10X10X11.7	Brace	8%	LRFD 08a - 1.2DL+1.4(0.6ELX+0.2ELY+ELZ)
95	O10X10X11.7	Brace	9%	LRFD 08a - 1.2DL+1.4(0.6ELX+0.2ELY+ELZ)
96	O10X10X11.7	Brace	9%	LRFD 08a - 1.2DL+1.4(0.6ELX+0.2ELY+ELZ)
97	O10X10X11.7	Brace	12%	LRFD18a - 1.2DL+LL+1.6SL+1.6(Cvs+Ci+Css+ClS)
98	O10X10X11.7	Brace	12%	LRFD18a - 1.2DL+LL+1.6SL+1.6(Cvs+Ci+Css+ClS)
103	O10X10X11.7	Brace	12%	LRFD 05 - 1.2DL+1.6SL+LL
104	O10X10X11.7	Brace	12%	LRFD 05 - 1.2DL+1.6SL+LL
105	O10X10X11.7	Brace	9%	LRFD 08a - 1.2DL+1.4(0.6ELX+0.2ELY+ELZ)
106	O10X10X11.7	Brace	9%	LRFD 08a - 1.2DL+1.4(0.6ELX+0.2ELY+ELZ)

Tabla F-4: Factores de utilización normativa vigente – Estructura 6

Barra	Sección	Tipo	FU	Combinación
1	IN50X92.2	Column	57%	LRFD 15a - 1.2DL+1.1ELY+1.1ELZ
4	IN50X92.2	Column	59%	LRFD18b - 1.2DL+LL+1.6SL+1.6(Cvs+Ci+Css+Cls)
16	IN50X92.2	Column	74%	LRFD 15a - 1.2DL+1.1ELY+1.1ELZ
17	IN50X92.2	Column	73%	LRFD 15a - 1.2DL+1.1ELY+1.1ELZ
20	IN50X92.2	Column	75%	LRFD 15a - 1.2DL+1.1ELY+1.1ELZ
21	IN50X92.2	Column	78%	LRFD18a - 1.2DL+LL+1.6SL+1.6(Cvs+Ci+Css+Cls)
24	IN50X92.2	Column	73%	LRFD 15a - 1.2DL+1.1ELY+1.1ELZ
25	IN50X92.2	Column	72%	LRFD 15a - 1.2DL+1.1ELY+1.1ELZ
28	IN50X92.2	Column	58%	LRFD 15a - 1.2DL+1.1ELY+1.1ELZ
29	IN50X92.2	Column	55%	LRFD 15a - 1.2DL+1.1ELY+1.1ELZ
18	IN50X84.6	Beam	89%	LRFD 15a - 1.2DL+1.1ELY+1.1ELZ
19	IN50X84.6	Beam	88%	LRFD 15a - 1.2DL+1.1ELY+1.1ELZ
22	IN50X84.6	Beam	90%	LRFD 15a - 1.2DL+1.1ELY+1.1ELZ
23	IN50X84.6	Beam	90%	LRFD 15a - 1.2DL+1.1ELY+1.1ELZ
26	IN50X84.6	Beam	90%	LRFD 15a - 1.2DL+1.1ELY+1.1ELZ
27	IN50X84.6	Beam	88%	LRFD 15a - 1.2DL+1.1ELY+1.1ELZ
35	HN25X50.1	Beam	9%	LRFD 14a - 1.2DL+1.1ELX+1.1ELZ
36	HN25X50.1	Beam	10%	LRFD 14a - 1.2DL+1.1ELX+1.1ELZ
37	HN25X50.1	Beam	9%	LRFD 14a - 1.2DL+1.1ELX+1.1ELZ
38	HN25X50.1	Beam	9%	LRFD 14a - 1.2DL+1.1ELX+1.1ELZ
55	HN25X50.1	Beam	9%	LRFD 14a - 1.2DL+1.1ELX+1.1ELZ
56	HN25X50.1	Beam	10%	LRFD 14a - 1.2DL+1.1ELX+1.1ELZ
57	HN25X50.1	Beam	9%	LRFD 14a - 1.2DL+1.1ELX+1.1ELZ
58	HN25X50.1	Beam	9%	LRFD 14a - 1.2DL+1.1ELX+1.1ELZ
74	HN25X50.1	Beam	8%	LRFD 14a - 1.2DL+1.1ELX+1.1ELZ
75	HN25X50.1	Beam	8%	LRFD 14a - 1.2DL+1.1ELX+1.1ELZ
76	HN25X50.1	Beam	8%	LRFD 14a - 1.2DL+1.1ELX+1.1ELZ
77	HN25X50.1	Beam	8%	LRFD 14a - 1.2DL+1.1ELX+1.1ELZ
78	HN25X50.1	Beam	8%	LRFD 14a - 1.2DL+1.1ELX+1.1ELZ
79	HN25X50.1	Beam	8%	LRFD 14a - 1.2DL+1.1ELX+1.1ELZ
80	HN25X50.1	Beam	8%	LRFD 14a - 1.2DL+1.1ELX+1.1ELZ
81	HN25X50.1	Beam	8%	LRFD 14a - 1.2DL+1.1ELX+1.1ELZ
82	HN25X50.1	Beam	10%	LRFD 14a - 1.2DL+1.1ELX+1.1ELZ
83	HN25X50.1	Beam	12%	LRFD 14a - 1.2DL+1.1ELX+1.1ELZ
84	HN25X50.1	Beam	12%	LRFD 14a - 1.2DL+1.1ELX+1.1ELZ
85	HN25X50.1	Beam	10%	LRFD 14a - 1.2DL+1.1ELX+1.1ELZ
43	O15X15X22.3	Strut	17%	LRFD 15a - 1.2DL+1.1ELY+1.1ELZ
44	O15X15X22.3	Strut	22%	LRFD 14a - 1.2DL+1.1ELX+1.1ELZ
45	O15X15X22.3	Strut	17%	LRFD 15a - 1.2DL+1.1ELY+1.1ELZ
46	O15X15X22.3	Strut	16%	LRFD 14a - 1.2DL+1.1ELX+1.1ELZ
59	O15X15X22.3	Strut	16%	LRFD 15a - 1.2DL+1.1ELY+1.1ELZ
60	O15X15X22.3	Strut	22%	LRFD 14a - 1.2DL+1.1ELX+1.1ELZ
61	O15X15X22.3	Strut	17%	LRFD 15a - 1.2DL+1.1ELY+1.1ELZ
62	O15X15X22.3	Strut	16%	LRFD 14a - 1.2DL+1.1ELX+1.1ELZ

Barra	Sección	Tipo	FU	Combinación
47	O10X10X11.7	Brace	53%	LRFD 14a - 1.2DL+1.1ELX+1.1ELZ
48	O10X10X11.7	Brace	36%	LRFD 14a - 1.2DL+1.1ELX+1.1ELZ
49	O10X10X11.7	Brace	84%	LRFD 14a - 1.2DL+1.1ELX+1.1ELZ
50	O10X10X11.7	Brace	40%	LRFD 14a - 1.2DL+1.1ELX+1.1ELZ
51	O10X10X11.7	Brace	86%	LRFD 14a - 1.2DL+1.1ELX+1.1ELZ
52	O10X10X11.7	Brace	43%	LRFD 14a - 1.2DL+1.1ELX+1.1ELZ
53	O10X10X11.7	Brace	53%	LRFD 14a - 1.2DL+1.1ELX+1.1ELZ
54	O10X10X11.7	Brace	36%	LRFD 14a - 1.2DL+1.1ELX+1.1ELZ
63	O10X10X11.7	Brace	54%	LRFD 14a - 1.2DL+1.1ELX+1.1ELZ
64	O10X10X11.7	Brace	37%	LRFD 14a - 1.2DL+1.1ELX+1.1ELZ
65	O10X10X11.7	Brace	85%	LRFD 14a - 1.2DL+1.1ELX+1.1ELZ
66	O10X10X11.7	Brace	40%	LRFD 14a - 1.2DL+1.1ELX+1.1ELZ
67	O10X10X11.7	Brace	88%	LRFD 14a - 1.2DL+1.1ELX+1.1ELZ
68	O10X10X11.7	Brace	43%	LRFD 14a - 1.2DL+1.1ELX+1.1ELZ
69	O10X10X11.7	Brace	54%	LRFD 14a - 1.2DL+1.1ELX+1.1ELZ
70	O10X10X11.7	Brace	37%	LRFD 14a - 1.2DL+1.1ELX+1.1ELZ
99	O10X10X11.7	Brace	99%	LRFD 14a - 1.2DL+1.1ELX+1.1ELZ
100	O10X10X11.7	Brace	75%	LRFD 15a - 1.2DL+1.1ELY+1.1ELZ
101	O10X10X11.7	Brace	74%	LRFD 14a - 1.2DL+1.1ELX+1.1ELZ
102	O10X10X11.7	Brace	97%	LRFD 14a - 1.2DL+1.1ELX+1.1ELZ
111	O10X10X11.7	Brace	90%	LRFD 15a - 1.2DL+1.1ELY+1.1ELZ
112	O10X10X11.7	Brace	66%	LRFD 15a - 1.2DL+1.1ELY+1.1ELZ
113	O10X10X11.7	Brace	65%	LRFD 15a - 1.2DL+1.1ELY+1.1ELZ
114	O10X10X11.7	Brace	90%	LRFD 14a - 1.2DL+1.1ELX+1.1ELZ
115	O10X10X11.7	Brace	92%	LRFD 14a - 1.2DL+1.1ELX+1.1ELZ
116	O10X10X11.7	Brace	66%	LRFD 15a - 1.2DL+1.1ELY+1.1ELZ
117	O10X10X11.7	Brace	65%	LRFD 15a - 1.2DL+1.1ELY+1.1ELZ
118	O10X10X11.7	Brace	91%	LRFD 14a - 1.2DL+1.1ELX+1.1ELZ
127	O10X10X11.7	Brace	97%	LRFD 15a - 1.2DL+1.1ELY+1.1ELZ
128	O10X10X11.7	Brace	75%	LRFD 15a - 1.2DL+1.1ELY+1.1ELZ
129	O10X10X11.7	Brace	74%	LRFD 14a - 1.2DL+1.1ELX+1.1ELZ
130	O10X10X11.7	Brace	96%	LRFD 14a - 1.2DL+1.1ELX+1.1ELZ
2	O10X10X11.7	Brace	14%	LRFD 14a - 1.2DL+1.1ELX+1.1ELZ
3	O10X10X11.7	Brace	14%	LRFD 14a - 1.2DL+1.1ELX+1.1ELZ
6	O10X10X11.7	Brace	19%	LRFD 14a - 1.2DL+1.1ELX+1.1ELZ
9	O10X10X11.7	Brace	18%	LRFD 14a - 1.2DL+1.1ELX+1.1ELZ
11	O10X10X11.7	Brace	18%	LRFD 14a - 1.2DL+1.1ELX+1.1ELZ
13	O10X10X11.7	Brace	14%	LRFD 14a - 1.2DL+1.1ELX+1.1ELZ
15	O10X10X11.7	Brace	14%	LRFD 14a - 1.2DL+1.1ELX+1.1ELZ
39	O10X10X11.7	Brace	13%	LRFD 14a - 1.2DL+1.1ELX+1.1ELZ
40	O10X10X11.7	Brace	13%	LRFD 14a - 1.2DL+1.1ELX+1.1ELZ
41	O10X10X11.7	Brace	13%	LRFD 14a - 1.2DL+1.1ELX+1.1ELZ
42	O10X10X11.7	Brace	13%	LRFD 14a - 1.2DL+1.1ELX+1.1ELZ
71	O10X10X11.7	Brace	13%	LRFD 14a - 1.2DL+1.1ELX+1.1ELZ
72	O10X10X11.7	Brace	13%	LRFD 14a - 1.2DL+1.1ELX+1.1ELZ

Barra	Sección	Tipo	FU	Combinación
73	O10X10X11.7	Brace	13%	LRFD 14a - 1.2DL+1.1ELX+1.1ELZ
86	O10X10X11.7	Brace	13%	LRFD 14a - 1.2DL+1.1ELX+1.1ELZ
87	O10X10X11.7	Brace	13%	LRFD 14a - 1.2DL+1.1ELX+1.1ELZ
88	O10X10X11.7	Brace	13%	LRFD 14a - 1.2DL+1.1ELX+1.1ELZ
89	O10X10X11.7	Brace	13%	LRFD 14a - 1.2DL+1.1ELX+1.1ELZ
90	O10X10X11.7	Brace	13%	LRFD 14a - 1.2DL+1.1ELX+1.1ELZ
91	O10X10X11.7	Brace	13%	LRFD 14a - 1.2DL+1.1ELX+1.1ELZ
92	O10X10X11.7	Brace	13%	LRFD 14a - 1.2DL+1.1ELX+1.1ELZ
93	O10X10X11.7	Brace	12%	LRFD 14a - 1.2DL+1.1ELX+1.1ELZ
94	O10X10X11.7	Brace	12%	LRFD 14a - 1.2DL+1.1ELX+1.1ELZ
95	O10X10X11.7	Brace	14%	LRFD 14a - 1.2DL+1.1ELX+1.1ELZ
96	O10X10X11.7	Brace	14%	LRFD 14a - 1.2DL+1.1ELX+1.1ELZ
98	O10X10X11.7	Brace	18%	LRFD 14a - 1.2DL+1.1ELX+1.1ELZ
103	O10X10X11.7	Brace	17%	LRFD 14a - 1.2DL+1.1ELX+1.1ELZ
105	O10X10X11.7	Brace	14%	LRFD 14a - 1.2DL+1.1ELX+1.1ELZ
106	O10X10X11.7	Brace	14%	LRFD 14a - 1.2DL+1.1ELX+1.1ELZ

Tabla F-5: Fuerzas en los anclajes normativa vigente – Estructura 6

Nodo	Combinación		F <sub>x</sub> [KN]	F <sub>y</sub> [KN]	F <sub>z</sub> [KN]	M <sub>x</sub> [KN-m]
1	LRFD.ENV	Max	-27	35	122	-15
1	LRFD.ENV	Min	-74	7	10	-88
5	LRFD.ENV	Max	-27	-9	165	131
5	LRFD.ENV	Min	-74	-55	-1	15
15	LRFD.ENV	Max	-16	71	282	-43
15	LRFD.ENV	Min	-44	20	90	-169
16	LRFD.ENV	Max	-16	-20	274	184
16	LRFD.ENV	Min	-43	-77	87	41
20	LRFD.ENV	Max	43	79	351	-47
20	LRFD.ENV	Min	5	23	110	-178
21	LRFD.ENV	Max	43	-24	368	212
21	LRFD.ENV	Min	5	-95	115	46
25	LRFD.ENV	Max	72	71	140	-44
25	LRFD.ENV	Min	20	20	35	-168
26	LRFD.ENV	Max	72	-20	164	185
26	LRFD.ENV	Min	21	-77	33	42
30	LRFD.ENV	Max	2	35	221	-20
30	LRFD.ENV	Min	-1	9	65	-89
31	LRFD.ENV	Max	2	-10	166	112
31	LRFD.ENV	Min	1	-43	49	20

Tabla F-6: Fuerzas en los anclajes normativa propuesta – Estructura 6

Nodo	Combinación		Fx [KN]	Fy [KN]	Fz [KN]	Mx [KN-m]
1	LRFD.ENV	Max	1	55	123	121
1	LRFD.ENV	Min	-132	-31	-139	-176
5	LRFD.ENV	Max	2	25	111	166
5	LRFD.ENV	Min	-135	-50	-147	-109
15	LRFD.ENV	Max	13	71	204	91
15	LRFD.ENV	Min	-90	-22	15	-206
16	LRFD.ENV	Max	16	14	201	201
16	LRFD.ENV	Min	-94	-71	12	-90
20	LRFD.ENV	Max	94	78	252	92
20	LRFD.ENV	Min	-19	-18	19	-214
21	LRFD.ENV	Max	97	15	264	213
21	LRFD.ENV	Min	-22	-78	17	-93
25	LRFD.ENV	Max	133	71	136	91
25	LRFD.ENV	Min	-2	-22	-141	-206
26	LRFD.ENV	Max	136	14	133	202
26	LRFD.ENV	Min	-4	-71	-147	-91
30	LRFD.ENV	Max	2	55	152	121
30	LRFD.ENV	Min	-1	-31	16	-178
31	LRFD.ENV	Max	2	24	115	166
31	LRFD.ENV	Min	0	-50	11	-109