



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

**ANÁLISIS DEL EFECTO DE LAS MODIFICACIONES DE LA NORMA
NCH2369 EN EL DISEÑO Y DESEMPEÑO DE ESTRUCTURAS
INDUSTRIALES DE ACERO**

MEMORIA PARA OPTAR AL TÍTULO DE INGENIERO CIVIL

LEANDRO JOSÉ ZÚÑIGA RODRÍGUEZ

PROFESOR GUÍA:
RICARDO HERRERA MARDONES

MIEMBROS DE LA COMISIÓN:
RAMÓN MONTECINOS CONCHA
ALEJANDRO VERDUGO PALMA

SANTIAGO DE CHILE
2017

RESUMEN DE LA MEMORIA PARA OPTAR
AL TÍTULO DE INGENIERO CIVIL
POR: LEANDRO JOSÉ ZÚÑIGA RODRÍGUEZ
FECHA: JULIO DE 2017
PROF. GUÍA: SR. RICARDO HERRERA MARDONES

ANÁLISIS DEL EFECTO DE LAS MODIFICACIONES DE LA NORMA NCH2369 EN EL DISEÑO Y DESEMPEÑO DE ESTRUCTURAS INDUSTRIALES DE ACERO

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*”. Esta norma refleja el estado del arte del diseño sísmico en Chile, basada en la experiencia obtenida del comportamiento de estructuras y equipos industriales durante los terremotos de 1960 en Concepción y 1985 en Valparaíso. Tras el terremoto de Maule el año 2010, se han puesto a revisión algunas disposiciones de la normativa.

En el caso de estructuras industriales de acero, las disposiciones a modificar se centran en el diseño de arriostramientos y columnas. En el caso de arriostramientos, se evalúa eliminar la limitación del esfuerzo sísmico en diagonales comprimidas al 80 % de su capacidad, además de cambios en el cálculo de vigas y riostras en marcos arriostrados de tipo V o V-invertida. En el caso de las columnas, se propone amplificar el esfuerzo sísmico en el factor $0.7R_1 \geq 2.0$ 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.

Para evaluar el efecto de estas modificaciones en el diseño y el desempeño, en este trabajo se modelan tres estructuras industriales de acero, basadas en marcos arriostrados concéntrica-mente, diseñándolas paralelamente con la normativa vigente e incluyendo las modificaciones propuestas. La evaluación del desempeño se lleva a cabo de acuerdo a la metodología indicada en el estándar FEMA P695, incluyendo la no linealidad de arriostramientos, rótulas plásticas y pernos de anclaje.

En el caso del diseño, los tamaños relativos de los arriostramientos se ven mínimamente afectados por las modificaciones propuestas, ya que para las estructuras analizadas, el dimensionamiento está controlado por los límites de esbeltez global y local, por sobre los requerimientos de resistencia. En el caso de las columnas, las modificaciones propuestas imponen un aumento de su sección, lo que se traduce en un incremento de la masa sísmica y de las fuerzas de diseño, con variaciones del orden del 3 % para ambas variables, además de un aumento de rigidez del sistema.

La aplicación de la metodología del estándar FEMA P695 entrega mejoras en el desempeño, dadas principalmente por la ductilidad del sistema, con incrementos del 45 %, 7 % y 85 % para cada una de las estructuras. La sobrerresistencia, por su parte, presenta variaciones del 3 %, 5 % y 18 %, respectivamente. Si bien ninguna de las estructuras fue capaz de alcanzar el margen de seguridad mínimo establecido por la metodología, se aprecia que otorgando una mayor sobrerresistencia o una mayor ductilidad a la estructura y al anclaje estructura - fundación es posible mejorar el desempeño del sistema.

A mis padres, *pues sin su apoyo incondicional
no habría sido capaz de llegar hasta donde he llegado.*

Agradecimientos

Quiero agradecer a mis padres por brindarme siempre su apoyo incondicional, por los sacrificios que como familia realizamos para concretar este proyecto que forjaron en mí. A mis hermanas Fernanda y Maura, gracias por todo el apoyo y por soportarme en los momentos de mayor estrés. A Camila Faúndez, debo agradecer su apoyo, compañía y paciencia en este proceso. Todos ustedes sido un pilar fundamental en todo el proceso universitario y nunca olvidaré eso. Espero poder retribuirles todo lo que me han dado.

A los profesores Ricardo Herrera, Ramón Montecinos y Alejandro Verdugo, les agradezco haberme permitido trabajar con ustedes, y también agradezco su paciencia, su apoyo, sus aportes e ideas durante la elaboración de esta Memoria.

A Cristián Urzúa, gracias por toda la ayuda cuando las cosas se veían difíciles, orientándome y ayudándome a resolver los problemas que surgieron. Fuiste un mentor en todo el proceso, y estoy seguro que sin ti este trabajo habría demorado mucho tiempo más en poder terminarse. Espero que este trabajo pueda ser un aporte en las investigaciones futuras.

También agradezco a todos quienes formaron parte de mi vida en el proceso universitario, en particular quiero agradecer a Soledad Céspedes, Francisco Melo, Natalia Pizarro y a Natalia Urzúa. Han sido varios años de amistad, donde pasamos por muchas alegrías y penas en el proceso, pero siempre salimos adelante. Hacer la Memoria fue un proceso arduo para todos, pero gracias a su apoyo, ayuda y compañía lo hicieron mucho más ameno. Los quiero mucho y les deseo lo mejor siempre.

A las generaciones siguientes: Javiera Bustos y Guillermo Parraguez, gracias por su apoyo, por la buena onda y la amistad. Les deseo el mayor de los éxitos.

Al equipo EdV: Alejandra Ávila, Lisette Astorga y Daniela Orellana, gracias por permitirme formar parte de este proyecto y fomentar mi desarrollo personal y profesional, y por su preocupación cuando me accidenté. A Paulina Matte, gracias por la amistad que continuó después de hacerte clases de Matemática II el año 2011 ,y por el apoyo incondicional en todos los momentos difíciles.

Por último, fue muy difícil compatibilizar los estudios, el trabajo y la elaboración de esta Memoria, por lo mismo quiero agradecer a todo el equipo de IE3, en especial a: Iván Hrepic, Fernando García, Gonzalo San Martín y Ronald Segovia, y a los ingenieros Enzo de Vico y Claudio Guerrero, por todo el apoyo brindado, sobre todo este último tiempo.

A todos quienes, si bien no pude nombrar por espacio, formaron parte de mi vida en el proceso universitario, muchas gracias por sus constantes muestras de apoyo y amistad. Este trabajo es para todos ustedes.

Tabla de Contenido

1. Introducción	1
1.1. Introducción General	1
1.2. Objetivos	2
1.2.1. Objetivo General	2
1.2.2. Objetivos Específicos	2
1.3. Organización del Trabajo	6
2. Antecedentes	7
2.1. Antecedentes	7
2.2. Cambios Propuestos en la Normativa	8
2.3. Recomendaciones en el Diseño	9
2.4. Metodología	9
2.4.1. Marco General	10
2.4.2. Descripción del Proceso	10
2.4.2.1. Desarrollo Conceptual del Sistema	10
2.4.2.2. Información Requerida del Sistema	11
2.4.2.3. Desarrollo de Arquetipos	11
2.4.2.4. Desarrollo de Modelos No Lineales	11
2.4.2.5. Análisis No Lineales	11
2.4.2.6. Evaluación del Desempeño	12
2.4.2.7. Documentación	12
3. Aspectos Comunes de la Metodología	13
3.1. Desarrollo Conceptual del Sistema	13
3.2. Información Requerida del Sistema	14
3.2.1. Materiales	14
3.2.2. Estados de Carga	14
3.2.3. Combinaciones de Carga	16
3.2.4. Criterios de Diseño	16
3.2.5. Calidad de los Criterios de Diseño	18
3.2.6. Datos Experimentales	18
3.2.7. Calidad de los Datos Experimentales	19
3.3. Desarrollo de Arquetipos	19
3.4. Desarrollo de Modelos No Lineales	19
3.4.1. Bases de Modelación	19
3.4.2. Modelo No Lineal de Arriostamientos	20
3.4.3. Modelo No Lineal de Rótula Plástica en Vigas de Marcos Arriostrados Tipo Chevron	24
3.4.4. Modelo No Lineal de Anclaje Estructura - Fundación	26
3.4.5. Modos de Falla No Simulados	28

3.4.6.	Calidad de los Modelos Analíticos	29
3.5.	Análisis No Lineales	30
3.5.1.	Procedimientos de Análisis No Lineal	30
3.5.2.	Análisis No Lineal Estático (<i>Pushover</i>)	30
3.5.2.1.	Estimación del Factor de Reducción de la Respuesta R	32
3.5.3.	Análisis No Lineal Dinámico (<i>Tiempo-Historia</i>)	32
3.5.3.1.	Registros Sísmicos	33
3.5.3.2.	Estimación de la Razón del Margen de Colapso CMR	34
3.5.3.3.	Incertidumbre Registro a Registro	36
3.5.3.4.	Incertidumbre Total	37
3.5.3.5.	Límite de la Razón de Margen de Colapso CMR	37
3.5.3.6.	Estimación del Factor de Reducción de la Respuesta R	37
3.5.3.7.	Estimación de la Energía Sísmica Disipada	38
3.5.4.	Disipación de Energía por Amortiguamiento Viscoso	38
3.5.5.	Software de Análisis No Lineal	39
4.	Diseño y Evaluación del Desempeño de la Estructura 1	40
4.1.	Análisis según la normativa vigente	40
4.1.1.	Diseño Lineal Elástico	40
4.1.1.1.	Cargas de Diseño	40
4.1.1.2.	Verificación de Esbelteces	41
4.1.1.3.	Verificación de Deriva de Piso	42
4.1.1.4.	Verificación de Resistencia	42
4.1.1.5.	Detallamiento de Pernos de Anclaje	43
4.1.1.6.	Análisis Pushover para Estimar el Comportamiento de los Pernos de Anclaje	44
4.1.2.	Análisis no Lineal Estático	46
4.1.2.1.	Análisis Pushover	46
4.1.3.	Análisis no Lineal Dinámico	47
4.1.3.1.	Determinación del Margen de Colapso	47
4.1.3.2.	Disipación y Distribución de Energía	48
4.2.	Análisis según la normativa propuesta	52
4.2.1.	Diseño Lineal Elástico	52
4.2.1.1.	Cargas de Diseño	52
4.2.1.2.	Verificación de Esbelteces	53
4.2.1.3.	Verificación de Deriva de Piso	53
4.2.1.4.	Verificación de Resistencia	54
4.2.1.5.	Detallamiento de Pernos de Anclaje	56
4.2.1.6.	Análisis Pushover para Estimar el Comportamiento de los Pernos de Anclaje	57
4.2.2.	Análisis no Lineal Estático	58
4.2.2.1.	Análisis Pushover	58
4.2.3.	Análisis no Lineal Dinámico	60
4.2.3.1.	Determinación del Margen de Colapso	60
4.2.3.2.	Disipación y Distribución de Energía	61
4.3.	Comparación de resultados según ambas normativas	65
4.3.1.	Comparación en el diseño	65

4.3.2.	Comparación en el desempeño	66
5.	Diseño y Evaluación del Desempeño de la Estructura 2	68
5.1.	Análisis según la normativa vigente	68
5.1.1.	Diseño Lineal Elástico	68
5.1.1.1.	Cargas de Diseño	68
5.1.1.2.	Verificación de Esbelteces	69
5.1.1.3.	Verificación de Deriva de Piso	70
5.1.1.4.	Verificación de Resistencia	71
5.1.1.5.	Detallamiento de Pernos de Anclaje	72
5.1.2.	Análisis no Lineal Estático	73
5.1.2.1.	Análisis Pushover	73
5.1.3.	Análisis no Lineal Dinámico	75
5.1.3.1.	Determinación del Margen de Colapso	75
5.1.3.2.	Disipación y Distribución de Energía	76
5.2.	Análisis según la normativa propuesta	80
5.2.1.	Diseño Lineal Elástico	80
5.2.1.1.	Cargas de Diseño	80
5.2.1.2.	Verificación de Esbelteces	81
5.2.1.3.	Verificación de Deriva de Piso	82
5.2.1.4.	Verificación de Resistencia	83
5.2.1.5.	Detallamiento de Pernos de Anclaje	85
5.2.2.	Análisis no Lineal Estático	86
5.2.2.1.	Análisis Pushover	86
5.2.3.	Análisis no Lineal Dinámico	88
5.2.3.1.	Determinación del Margen de Colapso	88
5.2.3.2.	Disipación y Distribución de Energía	89
5.3.	Comparación de resultados según ambas normativas	93
5.3.1.	Comparación en el diseño	93
5.3.2.	Comparación en el desempeño	94
6.	Diseño y Evaluación del Desempeño de la Estructura 3	96
6.1.	Análisis según la normativa vigente	96
6.1.1.	Diseño Lineal Elástico	96
6.1.1.1.	Cargas de Diseño	96
6.1.1.2.	Verificación de Esbelteces	97
6.1.1.3.	Verificación de Deriva de Piso	98
6.1.1.4.	Verificación de Resistencia	99
6.1.1.5.	Detallamiento de Pernos de Anclaje	99
6.1.2.	Análisis no Lineal Estático	101
6.1.2.1.	Análisis Pushover	101
6.1.3.	Análisis no Lineal Dinámico	102
6.1.3.1.	Determinación del Margen de Colapso	102
6.1.3.2.	Disipación y Distribución de Energía	103
6.2.	Análisis según la normativa propuesta	107
6.2.1.	Diseño Lineal Elástico	107
6.2.1.1.	Cargas de Diseño	107

6.2.1.2.	Verificación de Esbelteces	108
6.2.1.3.	Verificación de Deriva de Piso	109
6.2.1.4.	Verificación de Resistencia	109
6.2.1.5.	Detallamiento de Pernos de Anclaje	110
6.2.2.	Análisis no Lineal Estático	112
6.2.2.1.	Análisis Pushover	112
6.2.3.	Análisis no Lineal Dinámico	113
6.2.3.1.	Determinación del Margen de Colapso	113
6.2.3.2.	Disipación y Distribución de Energía	114
6.3.	Comparación de resultados según ambas normativas	118
6.3.1.	Comparación en el diseño	118
6.3.2.	Comparación en el desempeño	119
7.	Revisión de Fuerzas de Diseño para Pernos de Anclaje	120
7.1.	Distribución de Energía de Pernos de Anclaje	120
7.2.	Metodología para Estimar las Cargas Sísmicas en Pernos de Anclaje	123
7.3.	Aplicación de la Metodología en la Estructura 1	124
8.	Conclusiones	125
8.1.	Aplicación de la Metodología	125
8.2.	Efectos en el Diseño Estructural	126
8.3.	Efectos en el Desempeño	126
8.4.	Razón del Margen de Colapso	126
8.5.	Respuestas Máximas	127
8.6.	Validación de las Modificaciones Propuestas	128
8.7.	Metodología Propuesta al Diseño de Pernos de Anclaje	128
8.8.	Recomendaciones y Trabajo Futuro	129
	Bibliografía	130
A.	Secciones y Componentes no Lineales, Estructura 1	132
A.1.	Cargas aplicadas sobre la estructura	132
A.2.	Secciones de la Estructura	135
A.2.1.	Diseño bajo la normativa vigente	135
A.2.2.	Diseño considerando las modificaciones propuestas	142
A.3.	Disposición de Elementos No Lineales	148
B.	Secciones y Componentes no Lineales, Estructura 2	149
B.1.	Cargas aplicadas sobre la estructura	149
B.2.	Secciones de la Estructura	155
B.2.1.	Diseño bajo la normativa vigente	155
B.2.2.	Diseño considerando las modificaciones propuestas	162
B.3.	Disposición de Elementos No Lineales	169
C.	Secciones y Componentes no Lineales, Estructura 3	170
C.1.	Cargas aplicadas sobre la estructura	170
C.2.	Secciones de la Estructura	173
C.2.1.	Diseño bajo la normativa vigente	173

C.2.2. Diseño considerando las modificaciones propuestas	182
C.3. Disposición de Elementos No Lineales	191

Índice de Tablas

3.1. Modelación de los modos de falla críticos en estructuras a estudiar.	29
3.2. Registros sísmicos utilizados en los análisis tiempo-historia. (Urzúa, 2015). . .	33
4.1. Cargas permanentes y de uso utilizadas en el análisis estructural.	40
4.2. Cargas de diseño totales aplicadas sobre la estructura.	41
4.3. Límites de compacidad local de los elementos que componen la estructura. . .	41
4.4. Límites de esbeltez global de los elementos que componen la estructura. . . .	41
4.5. Verificación de derivas de piso, de acuerdo a la deformación elástica.	42
4.6. Envolvente de fuerzas (LRFD) para los anclajes de columnas sismorresistentes.	43
4.7. Factores de desempeño resultantes del análisis pushover.	47
4.8. Resultados obtenidos del análisis no lineal dinámico.	48
4.9. Determinación del margen de colapso <i>CMR</i>	48
4.10. Distribución de respuestas máximas de componentes no lineales para un nivel de colapso incipiente.	49
4.11. Determinación del factor de reducción R y distribución de energía a nivel de colapso incipiente.	50
4.12. Cargas permanentes y de uso utilizadas en el análisis estructural.	52
4.13. Cargas de diseño totales aplicadas sobre la estructura.	52
4.14. Límites de compacidad local de los elementos que componen la estructura. . .	53
4.15. Límites de esbeltez global de los elementos que componen la estructura. . . .	53
4.16. Verificación de derivas de piso, de acuerdo a la deformación elástica.	54
4.17. Envolvente de fuerzas (LRFD) para los anclajes de columnas sismorresistentes.	56
4.18. Factores de desempeño resultantes del análisis pushover.	60
4.19. Resultados obtenidos del análisis no lineal dinámico.	60
4.20. Determinación del margen de colapso <i>CMR</i>	61
4.21. Distribución de respuestas máximas de componentes no lineales para un nivel de colapso incipiente.	62
4.22. Determinación del factor de reducción R y distribución de energía a nivel de colapso incipiente.	63
4.23. Comparación del diseño entre ambas normativas.	65
4.24. Comparación en el desempeño entre ambas normativas.	67
5.1. Cargas permanentes y de uso utilizadas en el análisis estructural.	69
5.2. Cargas de diseño totales aplicadas sobre la estructura.	69
5.3. Límites de compacidad local de los elementos que componen la estructura. . .	70
5.4. Límites de esbeltez global de los elementos que componen la estructura. . . .	70
5.5. Verificación de derivas de piso, de acuerdo a la deformación elástica.	71
5.6. Envolvente de fuerzas (LRFD) para los anclajes de columnas sismorresistentes.	73
5.7. Factores de desempeño resultantes del análisis pushover.	75
5.8. Resultados obtenidos del análisis no lineal dinámico.	76

5.9. Determinación del margen de colapso <i>CMR</i>	76
5.10. Distribución de respuestas máximas de componentes no lineales para un nivel de colapso incipiente.	77
5.11. Determinación del factor de reducción R y distribución de energía a nivel de colapso incipiente.	78
5.12. Cargas permanentes y de uso utilizadas en el análisis estructural.	80
5.13. Cargas de diseño totales aplicadas sobre la estructura.	81
5.14. Límites de compacidad local de los elementos que componen la estructura.	81
5.15. Límites de esbeltez global de los elementos que componen la estructura.	82
5.16. Verificación de derivas de piso, de acuerdo a la deformación elástica.	82
5.17. Envolvente de fuerzas (LRFD) para los anclajes de columnas sismorresistentes.	86
5.18. Factores de desempeño resultantes del análisis pushover.	88
5.19. Resultados obtenidos del análisis no lineal dinámico.	88
5.20. Determinación del margen de colapso <i>CMR</i>	89
5.21. Distribución de respuestas máximas de componentes no lineales para un nivel de colapso incipiente.	90
5.22. Determinación del factor de reducción R y distribución de energía a nivel de colapso incipiente.	91
5.23. Comparación del diseño entre ambas normativas.	94
5.24. Comparación en el desempeño entre ambas normativas.	95
6.1. Cargas permanentes y de uso utilizadas en el análisis estructural.	96
6.2. Cargas de diseño totales aplicadas sobre la estructura.	97
6.3. Límites de compacidad local de los elementos que componen la estructura.	97
6.4. Límites de esbeltez global de los elementos que componen la estructura.	98
6.5. Verificación de derivas de piso, de acuerdo a la deformación elástica.	98
6.6. Envolvente de fuerzas (LRFD) para los anclajes de columnas sismorresistentes.	100
6.7. Factores de desempeño resultantes del análisis pushover.	102
6.8. Resultados obtenidos del análisis no lineal dinámico.	103
6.9. Determinación del margen de colapso <i>CMR</i>	103
6.10. Distribución de respuestas máximas de componentes no lineales para un nivel de colapso incipiente.	104
6.11. Determinación del factor de reducción R y distribución de energía a nivel de colapso incipiente.	105
6.12. Cargas permanentes y de uso utilizadas en el análisis estructural.	107
6.13. Cargas de diseño totales aplicadas sobre la estructura.	107
6.14. Límites de compacidad local de los elementos que componen la estructura.	108
6.15. Límites de esbeltez global de los elementos que componen la estructura.	108
6.16. Verificación de derivas de piso, de acuerdo a la deformación elástica.	109
6.17. Envolvente de fuerzas (LRFD) para los anclajes de columnas sismorresistentes.	111
6.18. Factores de desempeño resultantes del análisis pushover.	113
6.19. Resultados obtenidos del análisis no lineal dinámico.	114
6.20. Determinación del margen de colapso <i>CMR</i>	114
6.21. Distribución de respuestas máximas de componentes no lineales para un nivel de colapso incipiente.	115
6.22. Determinación del factor de reducción R y distribución de energía a nivel de colapso incipiente.	116

6.23. Comparación del diseño entre ambas normativas.	119
6.24. Comparación en el desempeño entre ambas normativas.	119

Índice de Figuras

1.1.	Modelo Estructura soportante de Baterías de Ciclones.	3
1.2.	Modelo Estructura de Molino Vertical.	3
1.3.	Modelo Edificio de Chancador Secundario.	4
1.4.	Esquema de ubicación de equipos presentes en la Estructura 1.	4
1.5.	Esquema de ubicación de equipos presentes en la Estructura 2.	5
1.6.	Esquema de ubicación de equipos presentes en la Estructura 3.	5
2.1.	Pasos constitutivos de la Metodología.	12
3.1.	Espectro de diseño para las tres estructuras, de acuerdo a la norma NCh2369.	15
3.2.	Esquema de la curva monotónica paramétrica fuerza-deformación para arriostramientos verticales (Urzúa, 2015).	21
3.3.	Curva de histéresis para el modelo de pivote (Dowell et al., 1980) (Urzúa, 2015).	23
3.4.	Curva envolvente monotónica paramétrica de la rótula plástica. (Urzúa, 2015).	24
3.5.	Esquema de anclaje estructura-fundación y modelo no lineal (Urzúa, 2015).	26
3.6.	Curva envolvente para pernos de anclaje (Urzúa, 2015).	27
3.7.	Ley de degradación cinemática para los pernos de anclaje (Urzúa, 2015).	28
3.8.	Curva pushover no lineal estática (idealizada).	31
3.9.	Comparación de intensidades instrumentales normalizadas.	34
3.10.	Espectro de pseudo-aceleración <i>MCE</i> para un amortiguamiento del 5 %, de acuerdo a la norma NCh2745.	35
3.11.	Espectros de aceleración del conjunto de registros utilizados para percentiles del 50 %, 75 % y 85 % y el Máximo Sismo Considerado <i>MCE</i> para un amortiguamiento efectivo del 5 %.	36
4.1.	Factores de utilización obtenidos para la Estructura 1 según la normativa vigente.	42
4.2.	Detalle del anclaje de las columnas sismorresistentes para la Estructura 1.	43
4.3.	Curva Pushover para estimar el comportamiento de los pernos de anclaje $\phi = 1\frac{1}{8}''$ dispuestos según diseño.	44
4.4.	Análisis pushover realizado para la estructura.	46
4.5.	Respuestas máximas normalizadas para arriostramientos (arriba) y pernos de anclaje (abajo) a nivel de colapso incipiente para terremotos de Valparaíso 1985 (estaciones Melipilla y San Isidro), Tocopilla 2007 (estación Tocopilla) y Maule 2010 (estaciones Angol y Constitución).	49
4.6.	Distribución de energía sísmica en el tiempo para el terremoto de Valparaíso 1985.	51
4.7.	Distribución de energía sísmica en el tiempo para el terremoto de Maule 2010.	51
4.8.	Factores de utilización obtenidos para las columnas, amplificando las solicitudes sísmicas por $0.7R_1 \geq 2.0$	54
4.9.	Factores de utilización obtenidos para la Estructura 1 según la normativa propuesta.	55

4.10.	Detalle del anclaje de las columnas sismorresistentes para la Estructura 1. . .	56
4.11.	Curva Pushover para estimar el comportamiento de los pernos de anclaje $\phi = 1\frac{1}{8}''$ dispuestos según diseño.	57
4.12.	Análisis pushover realizado para la estructura.	59
4.13.	Respuestas máximas normalizadas para arriostramientos (arriba) y pernos de anclaje (abajo) a nivel de colapso incipiente para terremotos de Valparaíso 1985 (estaciones Melipilla y San Isidro), Tocopilla 2007 (estación Tocopilla) y Maule 2010 (estaciones Angol y Constitución).	62
4.14.	Distribución de energía sísmica en el tiempo para el terremoto de Valparaíso 1985.	64
4.15.	Distribución de energía sísmica en el tiempo para el terremoto de Maule 2010.	64
5.1.	Factores de utilización obtenidos para la Estructura 2 según la normativa vigente.	71
5.2.	Detalle del anclaje de las columnas sismorresistentes para la Estructura 2.	72
5.3.	Análisis pushover realizado para la estructura.	74
5.4.	Respuestas máximas normalizadas para arriostramientos (arriba) y pernos de anclaje (abajo) a nivel de colapso incipiente para terremotos de Valparaíso 1985 (estaciones Melipilla y San Isidro), Tocopilla 2007 (estación Mejillones) y Maule 2010 (estaciones Angol y Constitución).	77
5.5.	Distribución de energía sísmica en el tiempo para el terremoto de Valparaíso 1985.	79
5.6.	Distribución de energía sísmica en el tiempo para el terremoto de Maule 2010.	79
5.7.	Factores de utilización obtenidos para las columnas, amplificando las solicitudes sísmicas por $0.7R_1 \geq 2.0$	83
5.8.	Factores de utilización obtenidos para la Estructura 2 según la normativa propuesta.	84
5.9.	Detalle del anclaje de las columnas sismorresistentes para la Estructura 2.	85
5.10.	Análisis pushover realizado para la estructura.	87
5.11.	Respuestas máximas normalizadas para arriostramientos (arriba) y pernos de anclaje (abajo) a nivel de colapso incipiente para terremotos de Valparaíso 1985 (estaciones Melipilla y San Isidro), Tocopilla 2007 (estación Mejillones) y Maule 2010 (estaciones Angol y Constitución).	90
5.12.	Distribución de energía sísmica en el tiempo para el terremoto de Valparaíso 1985.	92
5.13.	Distribución de energía sísmica en el tiempo para el terremoto de Maule 2010.	92
6.1.	Factores de utilización obtenidos para la Estructura 3 según la normativa vigente.	99
6.2.	Detalle del anclaje de las columnas sismorresistentes para la Estructura 3.	100
6.3.	Análisis pushover realizado para la estructura.	102
6.4.	Respuestas máximas normalizadas para arriostramientos (arriba) y pernos de anclaje (abajo) a nivel de colapso incipiente para terremotos de Valparaíso 1985 (estaciones Melipilla y San Isidro), Tocopilla 2007 (estación Tocopilla) y Maule 2010 (estaciones Angol y Constitución).	104
6.5.	Distribución de energía sísmica en el tiempo para el terremoto de Valparaíso 1985.	106
6.6.	Distribución de energía sísmica en el tiempo para el terremoto de Maule 2010.	106

6.7.	Factores de utilización obtenidos para las columnas, amplificando las sollicitaciones sísmicas por $0.7R_1 \geq 2.0$	109
6.8.	Factores de utilización obtenidos para la Estructura 3 según la normativa propuesta.	110
6.9.	Detalle del anclaje de las columnas sismorresistentes para la Estructura 3.	111
6.10.	Análisis pushover realizado para la estructura.	113
6.11.	Respuestas máximas normalizadas para arriostramientos (arriba) y pernos de anclaje (abajo) a nivel de colapso incipiente para terremotos de Valparaíso 1985 (estaciones Melipilla y San Isidro), Tocopilla 2007 (estación Tocopilla) y Maule 2010 (estaciones Angol y Constitución).	115
6.12.	Distribución de energía sísmica en el tiempo para el terremoto de Valparaíso 1985.	117
6.13.	Distribución de energía sísmica en el tiempo para el terremoto de Maule 2010.	117
7.1.	Energía disipada por pernos de anclaje y arriostramientos para la Estructura 1 diseñada bajo la normativa propuesta.	121
7.2.	Energía disipada por pernos de anclaje y arriostramientos para la Estructura 2 diseñada bajo la normativa propuesta.	121
7.3.	Energía disipada por pernos de anclaje y arriostramientos para la Estructura 3 diseñada bajo la normativa propuesta.	122
A.1.	Cargas permanentes de barandas (25 [kgf/m]).	132
A.2.	Cargas permanentes de piso (58 [kgf/m ²]).	133
A.3.	Cargas de operación de equipos [kgf,m].	133
A.4.	Cargas permanentes de piping [kgf].	134
A.5.	Sobrecargas de uso de piso [kgf,m].	134
A.6.	Factores de utilización obtenidos para la planta al nivel +3.465 [m].	135
A.7.	Factores de utilización obtenidos para la planta al nivel +6.885 [m].	136
A.8.	Factores de utilización obtenidos para la planta al nivel +9.385 [m].	136
A.9.	Factores de utilización obtenidos para la planta al nivel +11.855 [m].	137
A.10.	Factores de utilización obtenidos para la elevación A.	137
A.11.	Factores de utilización obtenidos para la elevación B.	138
A.12.	Factores de utilización obtenidos para la elevación C.	138
A.13.	Factores de utilización obtenidos para la elevación D.	139
A.14.	Factores de utilización obtenidos para la elevación 1.	139
A.15.	Factores de utilización obtenidos para la elevación 2.	140
A.16.	Factores de utilización obtenidos para la elevación 3.	140
A.17.	Factores de utilización obtenidos para la elevación 4.	141
A.18.	Factores de utilización obtenidos para la planta al nivel +3.465 [m].	142
A.19.	Factores de utilización obtenidos para la planta al nivel +6.885 [m].	142
A.20.	Factores de utilización obtenidos para la planta al nivel +9.385 [m].	143
A.21.	Factores de utilización obtenidos para la planta al nivel +11.855 [m].	143
A.22.	Factores de utilización obtenidos para la elevación A.	144
A.23.	Factores de utilización obtenidos para la elevación B.	144
A.24.	Factores de utilización obtenidos para la elevación C.	145
A.25.	Factores de utilización obtenidos para la elevación D.	145
A.26.	Factores de utilización obtenidos para la elevación 1.	146

A.27.Factores de utilización obtenidos para la elevación 2.	146
A.28.Factores de utilización obtenidos para la elevación 3.	147
A.29.Factores de utilización obtenidos para la elevación 4.	147
A.30.Distribución de componentes no lineales de la Estructura 1.	148
B.1. Cargas permanentes de piso [kgf,m].	149
B.2. Cargas permanentes de piping [kgf,m].	150
B.3. Cargas de operación de equipo hidrociclones [kgf].	150
B.4. Cargas de operación del cajón distribuidor [kgf,m].	151
B.5. Cargas de operación de tolvas de almacenamiento [kgf].	151
B.6. Cargas de operación de viga monorriel [kgf].	152
B.7. Cargas de operación de puentegrúa [kgf].	152
B.8. Sobrecargas de uso de viga monorriel [kgf].	153
B.9. Sobrecargas de uso de puentegrúa [kgf].	153
B.10.Sobrecargas de uso (500 [kgf/m ²]).	154
B.11.Factores de utilización obtenidos para la planta al nivel +5.175 [m].	155
B.12.Factores de utilización obtenidos para la planta al nivel +10.845 [m].	156
B.13.Factores de utilización obtenidos para la planta al nivel +14.970 [m].	156
B.14.Factores de utilización obtenidos para la planta al nivel +16.870 [m].	157
B.15.Factores de utilización obtenidos para la planta al nivel +20.000 [m].	157
B.16.Factores de utilización obtenidos para la planta al nivel +22.000 [m].	158
B.17.Factores de utilización obtenidos para la elevación A.	158
B.18.Factores de utilización obtenidos para la elevación B.	159
B.19.Factores de utilización obtenidos para la elevación C.	159
B.20.Factores de utilización obtenidos para la elevación D.	160
B.21.Factores de utilización obtenidos para la elevación 1.	160
B.22.Factores de utilización obtenidos para la elevación 2.	161
B.23.Factores de utilización obtenidos para la elevación 3.	161
B.24.Factores de utilización obtenidos para la planta al nivel +5.175 [m].	162
B.25.Factores de utilización obtenidos para la planta al nivel +10.845 [m].	162
B.26.Factores de utilización obtenidos para la planta al nivel +14.970 [m].	163
B.27.Factores de utilización obtenidos para la planta al nivel +16.870 [m].	163
B.28.Factores de utilización obtenidos para la planta al nivel +20.000 [m].	164
B.29.Factores de utilización obtenidos para la planta al nivel +22.000 [m].	164
B.30.Factores de utilización obtenidos para la elevación A.	165
B.31.Factores de utilización obtenidos para la elevación B.	165
B.32.Factores de utilización obtenidos para la elevación C.	166
B.33.Factores de utilización obtenidos para la elevación D.	166
B.34.Factores de utilización obtenidos para la elevación 1.	167
B.35.Factores de utilización obtenidos para la elevación 2.	167
B.36.Factores de utilización obtenidos para la elevación 3.	168
B.37.Distribución de componentes no lineales de la Estructura 2.	169
C.1. Cargas permanentes de barandas (23 [kgf/m]).	170
C.2. Cargas permanentes de placas diamantadas de piso (52 [kgf/m ²]).	171
C.3. Cargas permanentes de escaleras (95 [kgf/m ²]).	171

C.4. Cargas de operación de equipos (Harnero, Chutes de descarga y alimentación, enfriadores y unidad hidráulica) [kgf,m].	172
C.5. Sobrecargas de uso (400 [kgf/m ²]).	172
C.6. Factores de utilización obtenidos para la planta al nivel +2.278 [m].	173
C.7. Factores de utilización obtenidos para la planta al nivel +5.218 [m].	174
C.8. Factores de utilización obtenidos para la planta al nivel +7.158 [m].	174
C.9. Factores de utilización obtenidos para la planta al nivel +8.158 [m].	175
C.10. Factores de utilización obtenidos para la planta al nivel +10.975 [m].	175
C.11. Factores de utilización obtenidos para la elevación A.	176
C.12. Factores de utilización obtenidos para la elevación B.	176
C.13. Factores de utilización obtenidos para la elevación C.	177
C.14. Factores de utilización obtenidos para la elevación D.	177
C.15. Factores de utilización obtenidos para la elevación E.	178
C.16. Factores de utilización obtenidos para la elevación F.	178
C.17. Factores de utilización obtenidos para la elevación G.	179
C.18. Factores de utilización obtenidos para la elevación 1.	179
C.19. Factores de utilización obtenidos para la elevación 2.	180
C.20. Factores de utilización obtenidos para la elevación 3.	180
C.21. Factores de utilización obtenidos para la elevación 4.	181
C.22. Factores de utilización obtenidos para la elevación 5.	181
C.23. Factores de utilización obtenidos para la planta al nivel +2.278 [m].	182
C.24. Factores de utilización obtenidos para la planta al nivel +5.218 [m].	182
C.25. Factores de utilización obtenidos para la planta al nivel +7.158 [m].	183
C.26. Factores de utilización obtenidos para la planta al nivel +8.158 [m].	183
C.27. Factores de utilización obtenidos para la planta al nivel +10.975 [m].	184
C.28. Factores de utilización obtenidos para la elevación A.	184
C.29. Factores de utilización obtenidos para la elevación B.	185
C.30. Factores de utilización obtenidos para la elevación C.	185
C.31. Factores de utilización obtenidos para la elevación D.	186
C.32. Factores de utilización obtenidos para la elevación E.	186
C.33. Factores de utilización obtenidos para la elevación F.	187
C.34. Factores de utilización obtenidos para la elevación G.	187
C.35. Factores de utilización obtenidos para la elevación 1.	188
C.36. Factores de utilización obtenidos para la elevación 2.	188
C.37. Factores de utilización obtenidos para la elevación 3.	189
C.38. Factores de utilización obtenidos para la elevación 4.	189
C.39. Factores de utilización obtenidos para la elevación 5.	190
C.40. Distribución de componentes no lineales de la Estructura 3.	191

Capítulo 1: Introducción

1.1. Introducción General

Actualmente no existen normas internacionales que regulen el diseño sísmico de estructuras industriales, por lo que la norma NCh2369.Of2003 “*Diseño sísmico de estructuras e instalaciones industriales*” refleja el estado del arte del diseño sísmico de Chile, de acuerdo a la práctica empleada por las empresas de ingeniería líderes del país (INN, 2003b). Este documento se basa en la experiencia obtenida del comportamiento de las estructuras y equipos industriales durante los sismos destructivos de 1960 en la zona de Concepción y Talcahuano, y de 1985 en la zona central del país.

Esta norma se diferencia de su símil en edificios, la NCh433.Of96 “*Diseño sísmico de estructuras*”, en conjunto con los decretos N° 60 y 61, principalmente por sus objetivos: mientras para la norma de edificios está la protección de la vida; para la de estructuras industriales están la protección de la vida y la continuidad de la operación, debido a la magnitud de las pérdidas económicas que eventualmente pueden ocurrir tras una interrupción o suspensión del proceso productivo debido a los daños producidos por el sismo a la estructura o equipos. A pesar de esto, la norma NCh2369 especifica que debe complementarse con la NCh433 en aquellos aspectos que no sean modificados por la primera (INN, 2003b, Art. 1.4.).

Los terremotos del Maule y de Coquimbo, el 27 de Febrero de 2010 y el 16 de Septiembre de 2015 respectivamente, han entregado un gran número de experiencias sobre el comportamiento de estructuras industriales, por lo que algunas disposiciones han sido sometidas a revisión. En el caso particular de marcos arriostrados de acero, las principales modificaciones radican en la eliminación de la limitación del esfuerzo sísmico en diagonales comprimidas al 80 % de su capacidad, además de cambios en la determinación del efecto sísmico de vigas en arriostramientos tipo V o V-invertida, así como de las diagonales de este sistema (INN, 2003b, Art. 8.3.6. y 8.3.5.).

Con el fin de evaluar el efecto de dichas modificaciones, se analizan tres estructuras industriales de acero, basadas en marcos arriostrados concéntricamente, y se estudia la incidencia de estas disposiciones en el diseño y en el desempeño de dichas estructuras. El análisis se lleva a cabo en dos etapas: un análisis lineal-elástico y análisis no lineales, tanto estáticos como dinámicos. Para el análisis lineal-elástico, se estudia el efecto en los tamaños relativos de los elementos; mientras que los análisis no lineales entregan información sobre el desempeño de la estructura ante sismos severos. Estos estudios permitirán validar las modificaciones propuestas a la norma NCh2369.

1.2. Objetivos

1.2.1. Objetivo General

El presente trabajo tiene como objetivo estudiar el efecto de las modificaciones propuestas a la norma NCh2369, en cuanto al diseño y desempeño de estructuras industriales de acero, en particular de marcos arriostrados concéntricamente.

1.2.2. Objetivos Específicos

El trabajo propuesto posee tres objetivos específicos, desarrollados en el orden expuesto a continuación:

- Evaluar el efecto sobre los tamaños relativos de los elementos estructurales, diseñándolos con la norma NCh2369 vigente y bajo las modificaciones propuestas.
- Evaluar cambios en el desempeño ante sismos de estructuras arriostradas concéntricamente, diseñadas con la norma NCh2369 vigente y bajo las modificaciones propuestas.
- Validar las modificaciones propuestas a la norma NCh2369.

Este trabajo contempla el análisis de tres estructuras industriales de acero, pertenecientes a la minería del cobre, descritas a continuación:

1. *Estructura soportante de Batería de Hidrociclones (en adelante 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 las Figuras 1.1 y 1.4.
2. *Estructura de Molino Vertical (en adelante Estructura 2)*: Corresponde a una estructura arriostrada de 6 niveles y 24 [m] de altura, arriostrada en ambas direcciones principales. Sirve a la operación de un molino de bolas, dilatado a la estructura, 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 un puente grúa. Su configuración es irregular en masa y rigidez y su geometría se aprecia en las Figuras 1.2 y 1.5.
3. *Edificio de Chancador Secundario (en adelante Estructura 3)*: Corresponde a una estructura de cuatro niveles y 11 [m] de altura, arriostrada en ambas direcciones principales, 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 las Figuras 1.3 y 1.6.

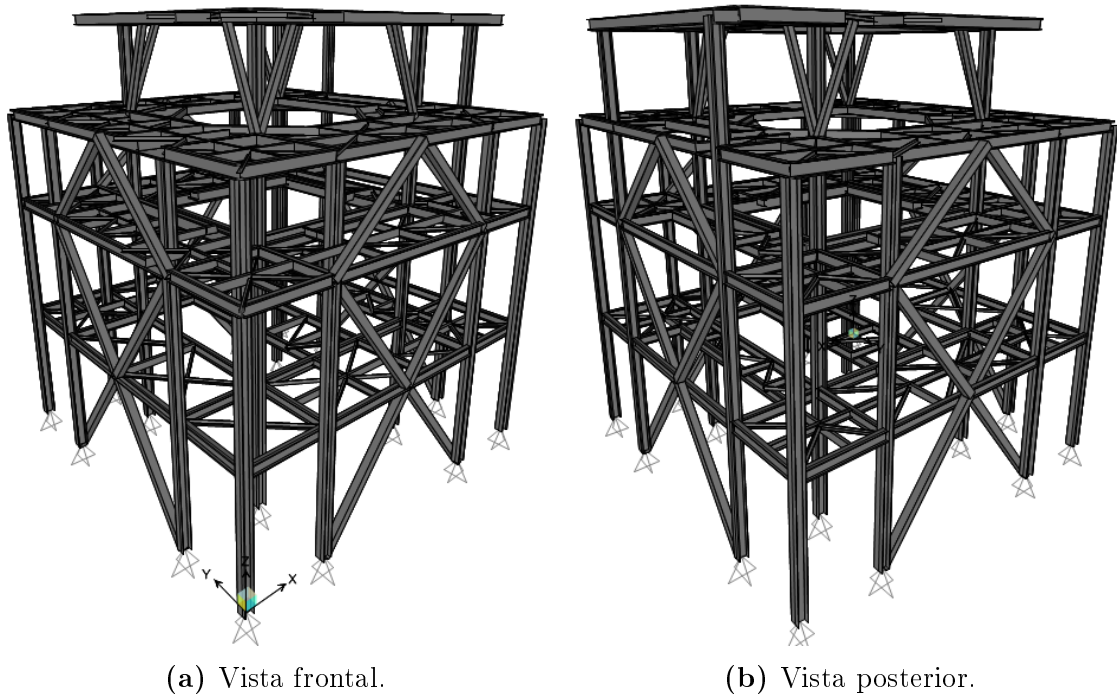


Figura 1.1: Modelo Estructura soportante de Baterías de Ciclones.

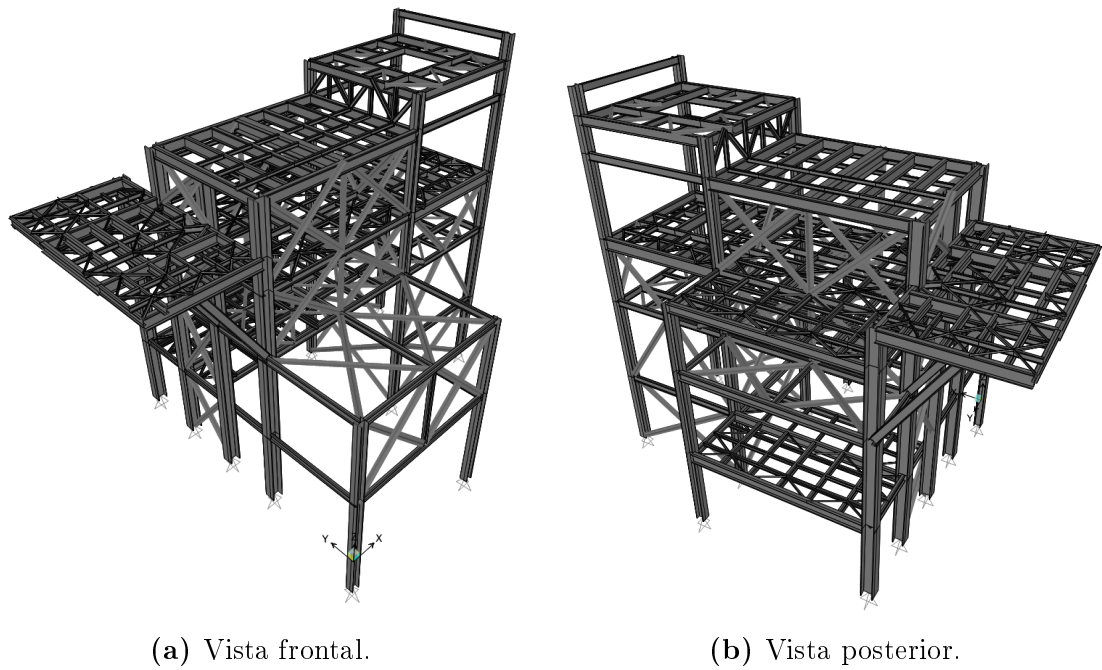
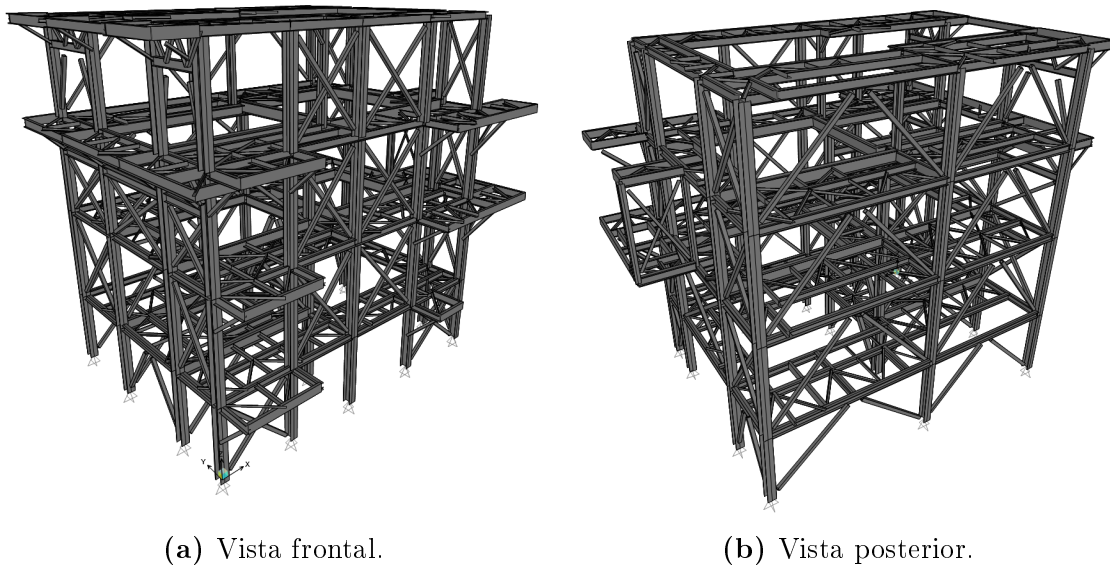


Figura 1.2: Modelo Estructura de Molino Vertical.



(a) Vista frontal.

(b) Vista posterior.

Figura 1.3: Modelo Edificio de Chancador Secundario.

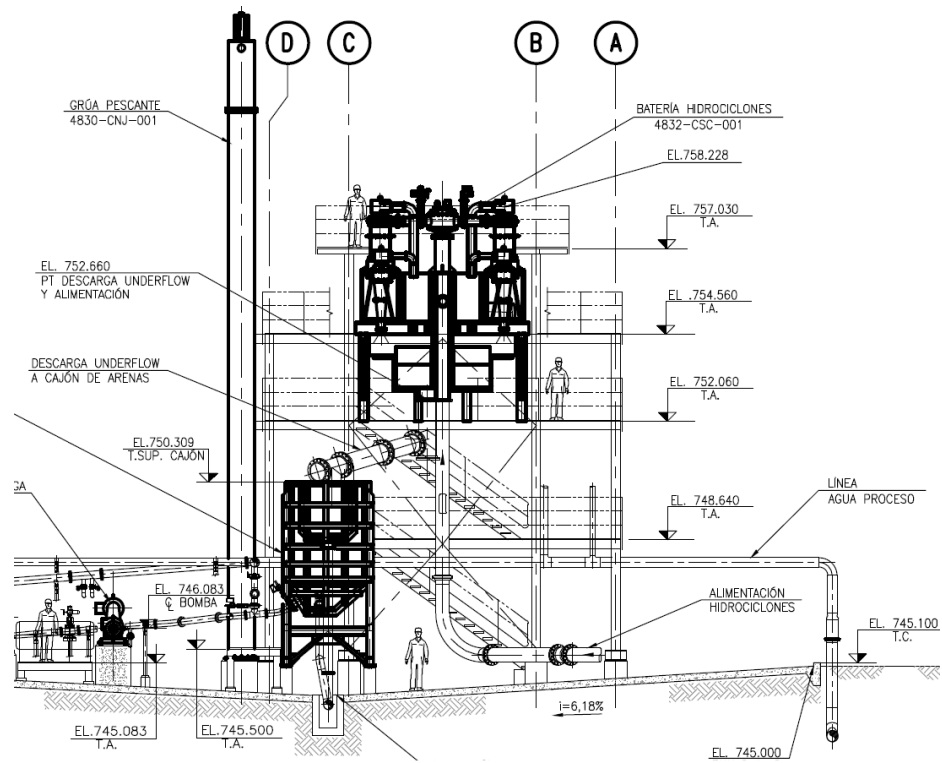


Figura 1.4: Esquema de ubicación de equipos presentes en la Estructura 1.

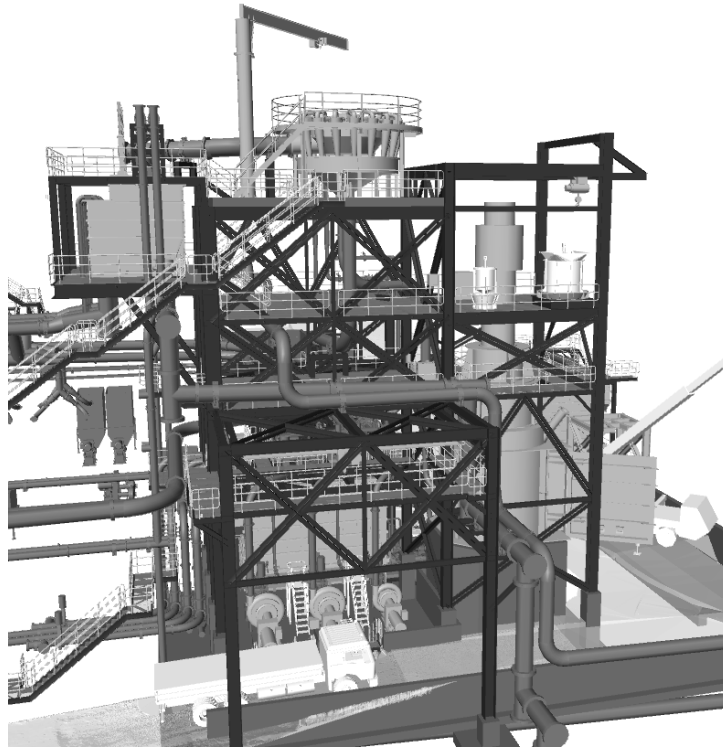


Figura 1.5: Esquema de ubicación de equipos presentes en la Estructura 2.

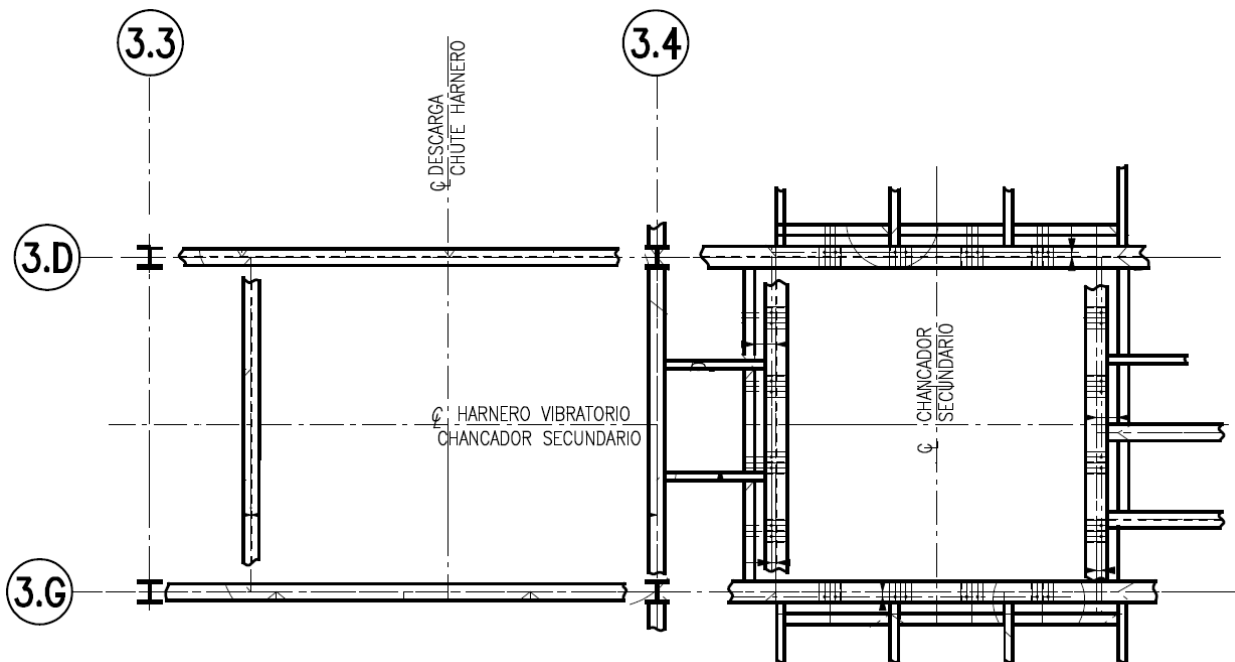


Figura 1.6: Esquema de ubicación de equipos presentes en la Estructura 3.

1.3. Organización del Trabajo

El presente trabajo se organiza en 8 Capítulos, descritos a continuación.

El Capítulo 2 presenta los principales antecedentes utilizados en el trabajo, además de introducir la metodología a seguir para la evaluación del desempeño en las estructuras a estudiar.

El Capítulo 3 expone los aspectos de la metodología que son comunes a las tres estructuras a estudiar, tales como: criterios de diseño, estados y combinaciones de carga, calibraciones de modelos no lineales contra datos experimentales, descripción de análisis no lineales requeridos, entre otros.

El Capítulo 4 detalla los resultados obtenidos del diseño lineal-elástico y del análisis de desempeño de la Estructura 1, tanto para la normativa vigente como para la propuesta.

El Capítulo 5 muestra los resultados obtenidos del diseño lineal-elástico y del análisis de desempeño de la Estructura 2, tanto para la normativa vigente como para la propuesta.

El Capítulo 6 presenta los resultados obtenidos del diseño lineal-elástico y del análisis de desempeño de la Estructura 3, tanto para la normativa vigente como para la propuesta.

El Capítulo 7 propone, a partir de la estructura que presente el mejor comportamiento, una metodología para la estimación de las cargas de diseño y el posterior dimensionamiento de pernos de anclaje.

El Capítulo 8 rescata los principales resultados y conclusiones de este trabajo.

Capítulo 2: Antecedentes

2.1. Antecedentes

Los estudios sobre el desempeño sísmico de estructuras industriales de acero diseñadas bajo las disposiciones de la norma NCh2369 son limitados. Astica (2012), en su memoria de título, “*Evaluación de las disposiciones de diseño sísmico para marcos arriostrados de edificios industriales*”, estudia el desempeño de un edificio de operación de un chancador primario, mediante análisis no lineales estáticos (*pushover*) y dinámicos (*tiempo-historia*), similares a los que se desarrollan en la segunda parte de este trabajo. La estructura se basa en marcos arriostrados concéntricamente, con configuraciones de riostras en X y V-invertida, una alta irregularidad en masa y rigidez en planta y elevación, alta sobrerresistencia y baja ductilidad. La modelación considera componentes no lineales para vigas, columnas y arriostramientos, cuya sección se discretizó según un modelo de fibras para incorporar la no linealidad del material. Los modelos requieren calibrar una imperfección inicial para incorporar el efecto de la excentricidad en la compresión, para inducir el pandeo flexural, obteniéndose que para que este modo de falla controle la deformación debe ser excesiva, superando cualquier tolerancia constructiva.

Por otro lado, los análisis no lineales dinámicos consideran la acción simultánea de sólo una componente horizontal de cada registro sísmico y desprecian la componente vertical. Tampoco incluye en la modelación la plasticidad de los pernos de anclaje, por lo que la participación de estos en la disipación de energía sísmica no puede ser evaluada. El estudio revela un comportamiento global frágil, con alta sobrerresistencia respecto a la demanda esperada, por lo que la estructura estudiada puede encontrarse sobredimensionada.

Es importante recalcar que este último punto no se debe exclusivamente a las disposiciones de la norma NCh2369, sino también a decisiones de diseño del ingeniero encargado del análisis estructural, en búsqueda de una mayor simetría de la estructura o para simplificar los procesos constructivos de la misma. Uno de estos cambios fue reducir el valor del factor de reducción R , de 5 a 3. Astica, al evaluar sólo una estructura en su trabajo, no permite establecer de forma clara esta relación.

Por su parte, Urzúa (2015), en su tesis, “*Comparación del desempeño de dos estructuras industriales de acero diseñadas según la práctica nacional y disposiciones AISC*”, analiza dos estructuras industriales de acero típicas del rubro minero bajo las disposiciones de la norma NCh2369.Of2003 y la norteamericana AISC, evaluando en términos de desempeño, parámetros como el factor de reducción de la respuesta R , la sobrerresistencia Ω , la ductilidad μ y la energía disipada. La modelación se lleva a cabo mediante el uso de elementos fenomenológicos, definidos mediante una curva fuerza-deformación envolvente y una ley de degradación histerética con el fin de incluir en el análisis la degradación de rigidez y resistencia durante

los ciclos de carga y descarga a los que se somete la estructura; mientras que la metodología es similar a la que se desarrolla en este trabajo.

En el caso de la normativa chilena, al comparar los factores de reducción de la respuesta, los valores obtenidos según la metodología son menores a los dados por la normativa chilena, por lo que Urzúa recomienda una revisión de estos parámetros para estructuras de acero.

Urzúa, además, estudia el efecto de los pernos de anclaje en la disipación de energía, obteniendo mejoras en el comportamiento estructural, reduciendo la demanda sobre los elementos resistentes al ser el primer mecanismo de disipación para sismos de baja energía.

2.2. Cambios Propuestos en la Normativa

El comité de norma, conformado por expertos en la materia, se ha reunido desde el año 2014 para proponer modificaciones a la normativa oficializada el año 2003. El documento que contiene las modificaciones al Capítulo 8, relacionado a estructuras de acero, a la fecha de elaboración de este trabajo, se encuentra en su versión previa a consulta pública.

En el caso de estructuras de acero basadas en marcos arriostrados concéntricos, tema en el que se centra este trabajo, las principales modificaciones se enfocan en el diseño de diagonales en tracción y compresión, en configuraciones X y V (o V-invertida), y de columnas pertenecientes al sistema sismorresistente.

Entre estas modificaciones, la primera es eliminar el requisito de sobrerresistencia de diagonales comprimidas. Según la normativa vigente, el factor de utilización debe ser menor o igual que 80 % (INN, 2003b, Art. 8.3.6.). Así, la normativa propuesta permite disminuir el tamaño relativo de dichas diagonales, cuando en el diseño controlan las cargas sísmicas.

Es muy común en la práctica nacional la búsqueda de regularidad en elevación, escogiendo los mismos perfiles en arriostramientos verticales, por lo que es posible que algunas diagonales sean sobredimensionadas. Además, las limitaciones en dimensiones de las diagonales debido a la incorporación de pernos de conexión obligan a que, en algunas ocasiones, el perfil mínimo admisible para lograr una correcta unión sea sobredimensionado con respecto a las solicitudes. De este modo, la observación del efecto de esta modificación puede verse afectada en las estructuras propuestas.

Otra modificación propuesta es 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. Además, la tracción en la diagonal debe determinarse amplificando los estados de carga sísmicos en $0.7R_1 \geq 2.0$. Esta propuesta busca garantizar que la viga permanezca elástica a todo evento, esperando que la plastificación del marco se manifieste mediante el pandeo de la diagonal comprimida y la fluencia de la diagonal traccionada.

Además, otra modificación señala que la resistencia axial requerida de las columnas debe determinarse amplificando los estados de carga sísmicos en $0.7R \geq 2.0$. Este requisito busca proteger aquellas columnas sensibles a la acción sísmica, con el objeto de preservar el sistema resistente gravitacional durante posibles incursiones inelásticas de la estructura, en búsqueda de prevenir el colapso temprano de la estructura.

2.3. Recomendaciones en el Diseño

La institución estadounidense *National Earthquake Hazards Reduction Program* (NEHRP), en su documento “*Seismic Design of Steel Special Concentrically Braced Frame Systems: A Guide for Practicing Engineers*” (NEHRP, 2013), entrega recomendaciones sobre el diseño y detallamiento de conexiones para marcos arriostrados concéntricamente. Explica que estos sistemas sismorresistentes proveen elevados niveles de ductilidad en los arriostramientos con el fin de alcanzar altos niveles de deformaciones y lograr de este modo que estos elementos actúen como fusibles ante grandes demandas sísmicas.

La norma NCh2369 es consistente con las recomendaciones de diseño entregadas en el documento estadounidense, entre las que se encuentran:

- La búsqueda de una elevada ductilidad en los arriostramientos, de forma que estos elementos sean los primeros en fallar ante un sismo severo y no las columnas, con el fin de evitar una falla frágil de la estructura. Los cambios propuestos, al eliminar el requisito de sobrerresistencia, permiten que los arriostramientos desarrollen de forma más anticipada su comportamiento no lineal.
- Las configuraciones de arriostramientos deben ser tales que deben ir de a pares, de modo que cuando una resista la compresión, la otra sea solicitada a tracción (INN, 2003b, Art. 8.3.2.). Tanto el documento estadounidense como la norma chilena aceptan el uso de arriostramientos en X, V y V-invertida, y prohíben configuraciones en forma de K.

2.4. Metodología

Tras llevar a cabo el diseño elástico, se caracteriza el desempeño de las estructuras a modelar, mediante parámetros sísmicos como la sobrerresistencia Ω , la ductilidad μ , el factor de reducción R y el margen de colapso CMR . Para ello, se utilizan como referencia las disposiciones detalladas en el documento “*Quantification of Building Seismic Performance Factors*” (FEMAP695, 2009) (llamado de aquí en adelante la *Metodología*).

La Metodología tiene como objetivo proponer una base para la determinación de parámetros de desempeño de sistemas estructurales, los cuales, una vez implementados en el diseño sísmico, provean un nivel de seguridad al colapso durante un sismo severo, de forma similar a los detallados en los códigos y normas sísmicas actuales. En particular, se siguen las disposiciones del Apéndice F del documento, donde se entregan recomendaciones para la evaluación de estructuras individuales.

En las siguientes secciones se describe brevemente cada etapa de la Metodología, proponiendo al lector la revisión del documento para una descripción más detallada y una guía en su aplicación.

2.4.1. Marco General

La Metodología tiene como propósito cuantificar factores de desempeño sísmicos, como el factor de reducción de la respuesta R , la sobrerresistencia Ω y el factor de amplificación de la deflexión C_d de sistemas sismorresistentes. Para ello utiliza herramientas de análisis no lineal, incluyendo en el modelamiento la incertidumbre asociada a los criterios de diseño, ensayo sobre los materiales, calidad de los materiales, simulación computacional, entre otros.

La Metodología requiere la utilización de registros sísmicos y modelos no lineales representativos para cada sistema sismorresistente, pues la seguridad al colapso se evalúa en base a la respuesta asociada a registros preseleccionados. Por otro lado, la Metodología requiere que los modelos numéricos a utilizar en la predicción de la respuesta de la estructura analizada sean calibrados por medio de datos experimentales, con el fin de obtener una noción cuantitativa de la capacidad predictiva del modelo y su incertidumbre asociada.

Otra característica de la Metodología es que no impone requisitos mínimos sobre los antecedentes utilizados, sino que premia una menor incertidumbre en esta información. Así, un margen de seguridad menor se asocia directamente a información con menor incertidumbre.

2.4.2. Descripción del Proceso

La Figura 2.1 expone los pasos constitutivos de la Metodología. El Capítulo 3 presenta el detalle de los aspectos comunes a las tres estructuras a modelar, mientras que los capítulos siguientes detallan los aspectos particulares a cada estructura. A continuación se describen brevemente los pasos de esta Metodología.

2.4.2.1. Desarrollo Conceptual del Sistema

Esta etapa consiste en la definición del sistema sismorresistente, así como la caracterización de los materiales, los mecanismos de disipación de energía y el rango de aplicación del modelo.

2.4.2.2. Información Requerida del Sistema

Para esta etapa es necesario obtener información de carácter tanto experimental como analítica, para lograr una predicción confiable de la respuesta del sistema estructural. Algunos parámetros necesarios son la calidad de los materiales, los estados de carga y sus combinaciones, los criterios de diseño y datos experimentales para la calibración de los modelos, entre otros.

2.4.2.3. Desarrollo de Arquetipos

En esta etapa se identifica el rango probable de aplicaciones de un sistema estructural, en función de su geometría y distribución de carga, con el fin de definir posibles estructuraciones. Para cada una, se debe establecer sus características, ventajas y comportamientos esperados.

Cada arquetipo asume un valor de prueba del factor de reducción R , el cual posteriormente puede ser validado o rechazado.

Para este trabajo, no obstante, se analizan tres estructuras específicas, por lo que no es necesario definir arquetipos.

2.4.2.4. Desarrollo de Modelos No Lineales

En esta etapa se define un número finito de arquetipos y modelos no lineales que representan el comportamiento del sistema propuesto. Dichos modelos son utilizados para la evaluación probabilística de colapso, los cuales se calibran a partir de datos experimentales. Además, se definen los modos de falla no simulados, en caso de no poder incorporar alguno de forma directa.

2.4.2.5. Análisis No Lineales

En esta etapa se desarrollan los análisis no lineales estáticos (*pushover*) y dinámicos (*tiempo-historia*).

Los métodos no lineales estáticos tienen como objeto validar el comportamiento de los modelos no lineales y obtener información estadística de ductilidad y sobrerresistencia.

Los métodos no lineales dinámicos permiten establecer el margen de colapso CMR .

Esta información permite determinar el factor de reducción de la respuesta y estimar la energía sísmica disipada por los elementos estructurales.

2.4.2.6. Evaluación del Desempeño

En esta etapa se evalúa probabilísticamente el desempeño de los sistemas analizados, mediante la determinación de la incertidumbre total (que depende de la calidad de la información en las etapas anteriores) y de la razón de margen de colapso, y se compara esta razón con un valor mínimo determinado en función de la incertidumbre total.

El criterio para establecer un valor del factor de reducción R es comparar el margen de colapso CMR , con un valor determinado en función de la incertidumbre total. En caso de no cumplirse, el sistema debe ser redefinido, ya sea ajustando los requisitos de diseño, el comportamiento o estableciendo nuevos valores de prueba para el factor de reducción R .

2.4.2.7. Documentación

En esta etapa, se debe registrar la información obtenida para su posterior revisión y aprobación.



Figura 2.1: Pasos constitutivos de la Metodología.

Capítulo 3: Aspectos Comunes de la Metodología

El presente capítulo aborda aquellos puntos de la Metodología, explicada en el capítulo anterior, comunes a las tres estructuras a estudiar. La determinación de los parámetros de desempeño para cada estructura, obtenida a partir de la aplicación de dicha Metodología, se detalla en los siguientes capítulos.

3.1. 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 estructuraciones rígidas, robustas y redundantes, típicamente dotadas de arrostramientos concéntricos y anclaje dúctil a la fundación. Este sistema sismorresistente ha mostrado un adecuado comportamiento en los últimos terremotos severos ocurridos en Chile.

La norma NCh2369 no establece restricciones sobre la regularidad en planta ni elevación a sus estructuras. Sin embargo, es común en la práctica chilena proveer estructuras simples y regulares, capaces de transmitir rápidamente las cargas desde la estructura a la fundación.

Existen limitaciones en cuanto a la distribución de fuerzas en los elementos resistentes, como por ejemplo evitar que las diagonales de arriostramientos trabajen sólo en tracción; además de establecer restricciones geométricas, como la compacidad local y esbeltez global de los elementos estructurales.

Uno de los puntos débiles de la norma NCh2369 es la falta de respaldo teórico de algunas de sus disposiciones, pues la norma se confeccionó 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.

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 son estos elementos los que deben resistir las cargas gravitacionales.

3.2. Información Requerida del Sistema

3.2.1. Materiales

Para el modelamiento de las tres estructuras, se utilizará acero ASTM A36 para perfiles, planchas, barras y pernos de anclaje.

Estos materiales 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.

3.2.2. 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): Corresponde a la sobrecarga de operación variable en el tiempo que actúa en la estructura.

Carga Sísmica (E): Corresponde al efecto inercial inducido en la estructura por el movimiento del suelo. En este trabajo se determina la demanda sísmica mediante el método modal espectral debido a la irregularidad geométrica y de masa de las estructuras.

El espectro de diseño a utilizar es el dado por la ecuación (5-5) de la norma NCh2369. Las tres estructuras se ubican en la Zona Sísmica 2, con Suelo Tipo II.

$$S_a = \min \left[IC_{max}, \frac{2.75A_0I}{R} \left(\frac{T'}{T} \right)^n \left(\frac{0.05}{\xi} \right)^{0.4} \right] \quad (3.1)$$

donde:

- I = Factor de importancia, 1.2 para estructuras de Categoría C1 (Estructuras 2 y 3) y 1.0 para estructuras de Categoría C2 (Estructura 1) (INN, 2003b, Art. 4.3.2)
- C_{max} = Coeficiente sísmico máximo, 0.255 para $R = 3$ y Zona Sísmica 2 (INN, 2003b, Tabla 5.7)
- A_0 = Aceleración efectiva máxima, $0.30g$ para Zona Sísmica 2 (INN, 2003b, Tabla 5.2)
- R = Factor de reducción de la respuesta según los criterios de diseño de los proyectos respectivos, 3 para las Estructuras 1, 2 y 3
- T', n = Parámetros del suelo considerado, $T' = 0.35[s]$ y $n = 1.33$ para Suelo Tipo II (INN, 2003b, Tabla 5.4)
- T = Periodo de vibración del suelo considerado [s]
- ξ = Razón de amortiguamiento, 0.03 (INN, 2003b, Tabla 5.5)

La Figura 3.1 muestra el espectro de diseño utilizado para el análisis lineal-elástico de las tres estructuras.

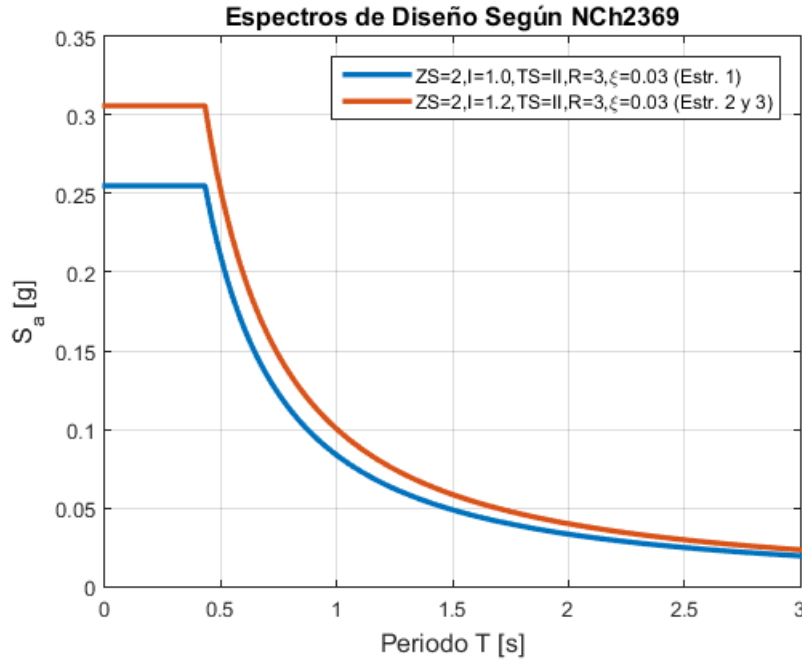


Figura 3.1: Espectro de diseño para las tres estructuras, de acuerdo a la norma NCh2369.

El corte basal, sin embargo, no puede ser menor que:

$$Q_{min} = 0.25I \frac{A_0}{g} P \quad (3.2)$$

El sismo vertical se calcula de acuerdo al Art. 5.5.1 de la norma NCh2369:

$$E_z = \frac{2}{3} \frac{A_0}{g} IP \quad (3.3)$$

El peso sísmico P de las estructuras se calcula de acuerdo a lo estipulado en la sección 3.5.1 de este trabajo (FEMAP695, 2009, Ecuación (6-1)).

3.2.3. Combinaciones de Carga

Las combinaciones de carga no sísmicas a considerar corresponden a las detalladas en la sección 9 de la norma NCh3171.Of2010 “*Diseño estructural - Disposiciones generales y combinaciones de carga*” (INN, 2010), mediante el método de cargas últimas *LRFD*.

Para las combinaciones de carga sísmicas, prevalecen las disposiciones indicadas en la sección 4.5 de la norma NCh2369. Puesto que las modificaciones a estudiar no incluyen cambios en dicha sección, las combinaciones de carga expuestas en este documento también son válidas para el análisis que considera las modificaciones propuestas.

En resumen, las combinaciones de carga a considerar en este trabajo corresponden a:

Combinaciones de Carga ASD	Combinaciones de Carga LRFD
$D + L$	$1.2D + 1.6L$
$D + L \pm E_{x,y} \pm E_z$	$1.2D + L \pm 1.1E_{x,y} \pm 1.1E_z$
$D \pm E_{x,y} \pm E_z$	$0.9D \pm 1.1E_{x,y} \pm 0.3E_z$

3.2.4. Criterios de Diseño

El dimensionamiento de las estructuras de acero es realizado mediante las disposiciones de la norma NCh2369, tanto en su versión oficial del año 2003 como la que incluye las modificaciones propuestas. La estimación de la capacidad resistente de los elementos que componen cada estructura es de acuerdo a las especificaciones del estándar “*Specification for Structural Steel Building*”, AISC360-05 (AISC, 2005b).

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, además de pertenecer al mismo paquete normativo señalado en la Metodología.

Por su parte, la versión que incluye las modificaciones señala que el dimensionamiento debe utilizarse con el estándar AISC360-05 mientras no sea oficializada la norma de dimensionamiento y construcción de estructuras de acero NCh427 Parte 1.

En lo que respecta 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 están dadas por:

- La versión oficial limita el esfuerzo sísmico de diagonales en compresión al 80 % de su capacidad resistente. Este punto fue eliminado con el objetivo que las diagonales sean los primeros elementos en incursionar en el rango inelástico y evitar un mecanismo de colapso por falla frágil en las columnas.
- La versión propuesta establece que la resistencia axial requerida de las columnas debe determinarse amplificando los estados de carga sísmicos por $0.7R_1 \geq 2.0$. Este requisito busca proteger aquellas columnas sensibles a la acción sísmica, de modo de preservar el sistema resistente gravitacional durante posibles incursiones inelásticas de la estructura, con el fin de prevenir el colapso temprano.
- La versión propuesta establece que las vigas que reciben arriostramientos tipo Chevron deben calcularse mediante equilibrio de fuerzas, considerando que la diagonal comprimida presenta su capacidad residual, mientras que la traccionada presenta su capacidad esperada, con el fin de garantizar que la viga se mantenga elástica en todo momento y que la plastificación del marco sea mediante el pandeo de la diagonal comprimida y la fluencia de la diagonal traccionada. Además, la tracción en la diagonal debe determinarse amplificando los estados de carga sísmicos en $0.7R_1 \geq 2.0$. El factor R_1 se define como:

$$R_1 = \begin{cases} 0.5R & \text{si } \frac{Q_0}{Q_{min}} < 0.5 \\ R \cdot \frac{Q_0}{Q_{min}} & \text{si } 0.5 \leq \frac{Q_0}{Q_{min}} \leq 1 \\ R & \text{si } \frac{Q_0}{Q_{min}} > 1 \end{cases} \quad (3.4)$$

donde Q_0 corresponde al corte basal de la estructura y Q_{min} corresponde al corte basal mínimo, dado por la ecuación (3.2).

Por otro lado, para el análisis de la deriva de pisos, si los desplazamientos son calculados a partir de solicitaciones sísmicas reducidas por el factor R , es necesario calcular las deformaciones de acuerdo a la ecuación (6-1) de la norma NCh2369. El límite de deformaciones sísmicas está dado por el factor $0.015h$, donde h corresponde a la altura del piso (INN, 2003b, Art. 6.3).

$$d = d_0 + R_1 \cdot d_d \quad (3.5)$$

donde:

- d = Deformación sísmica
- d_0 = Deformación debida a cargas de servicio no sísmicas, igual a 0
- R_1 = Factor dado por la ecuación (3.4)
- d_d = Deformación calculada con solicitaciones sísmicas reducidas por el factor R

3.2.5. Calidad de los Criterios de Diseño

De acuerdo al 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 a la Metodología, la incertidumbre asociada a la calidad de los criterios de diseño es igual a $\beta_{DR} = 0.10$ (FEMAP695, 2009, Tabla 3-1).

3.2.6. Datos Experimentales

La calibración de modelos no lineales de arriostramientos y rótulas plásticas utilizados en este trabajo es la misma que investigó Urzúa (2015) en su tesis.

Para el caso de arriostramientos, la calibración se obtiene a partir de los resultados experimentales de Black, Wenger y Popov (1980), en los cuales se aplican historias de desplazamiento en forma cuasi estática a arriostramientos individuales.

La calibración de modelos no lineales de rótulas plásticas se logra a partir de los resultados experimentales obtenidos por Uriz y Mahin (2008), en los cuales se aplica una historia de desplazamientos cuasi estática a un marco plano de 2 niveles con arriostramientos tipo Chevron.

3.2.7. Calidad de los Datos Experimentales

Si bien los datos experimentales obtenidos de los ensayos de arriostramientos individuales cubren la gama de secciones y esbelteces más comunes utilizadas en el diseño, dichos elementos poseen dimensiones inferiores a las utilizadas normalmente en diseños de estructuras industriales. Por tanto, las secciones mayores podrían presentar un comportamiento diferente al exhibido por las secciones ensayadas.

Los ensayos que muestran el comportamiento de rótulas plásticas en vigas se obtienen del estudio de sistemas de marcos de momento. Debido a que las rótulas plásticas de marcos arriostrados tipo Chevron se forman a cada lado del gusset central que recibe los arriostramientos, el comportamiento de éstas podría diferir a lo observado en los ensayos de conexiones de momento viga-columna. La elección de este modelo fue debido a la ausencia de información específica para marcos arriostrados tipo Chevron.

Por otro lado, los ensayos realizados a un marco arriostrado completo no incluyen el efecto de las cargas gravitacionales sobre vigas y columnas, por lo que el comportamiento puede verse afectado.

Además, 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 a la Metodología, la incertidumbre asociada a la calidad de los datos experimentales es igual a $\beta_{TD} = 0.20$ (FEMAP695, 2009, Tabla 3-2).

3.3. Desarrollo de Arquetipos

Este trabajo comprende el análisis de tres 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.

3.4. Desarrollo de Modelos No Lineales

3.4.1. Bases de Modelación

Para el desarrollo de este trabajo se utilizan modelos no lineales tridimensionales que concentran el comportamiento no lineal en arriostramientos verticales, rótulas plásticas y pernos de anclaje. La posible incursión en el rango inelástico de otros elementos, como vigas y columnas, se evalúa por medio de modos de falla no simulados.

Los modelos no lineales se desarrollan en el software *SAP2000*, en los que los arriostramientos verticales, rótulas plásticas y pernos de anclaje se modelan mediante elementos fenomenológicos del tipo *Link*. Estos elementos se definen a partir de una curva envolvente fuerza-deformación (también llamada “*backbone*”) y una ley de degradación histerética, que permite incorporar el efecto de la degradación de resistencia y rigidez en los que incursiona un elemento sometido a ciclos de carga y descarga.

Las uniones viga-columna de los marcos arriostrados se consideran como uniones de corte. Cuando esta unión se produce en el eje fuerte de la columna, el tramo de viga que representa la unión se considera como un segmento rígido.

3.4.2. Modelo No Lineal de Arriostramientos

Los arriostramientos verticales son modelados como elementos no lineales del tipo *Link Multilinear Plastic*. Dichos elementos definen su respuesta mediante una curva envolvente fuerza-deformación y una ley histerética de degradación de resistencia y rigidez.

El tramo en tracción de la envolvente se define a partir de las disposiciones del documento “*Prestandard and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings*”, FEMA356 (FEMA356, 2000), donde la curva post plastificación presenta degradación de la resistencia y posteriormente fractura. Dicha definición es consistente con lo expuesto en el informe “*Seismic Rehabilitation of Existing Buildings*”, ASCE/SEI 41-06 (ASCE, 2006).

Para el tramo en compresión de la envolvente, sin embargo, no existe una buena correspondencia entre la curva indicada por el documento FEMA356 y la descrita en los ensayos utilizados, a excepción de la resistencia residual (igual al 20 % de la capacidad a compresión). Por lo tanto, para este trabajo es necesario definir y calibrar la envolvente a compresión.

Para ello se considera que la envolvente es lineal y elástica hasta alcanzar la carga crítica de pandeo, definida por la norma AISC360-05 (AISC, 2005b, Sección E3.). La transición desde la carga de pandeo hasta la carga residual se modela como un decaimiento exponencial, cuyo orden se calibra a partir de los ensayos realizados por Black, Wenger y Popov (1980) a un conjunto de arriostramientos de distintas esbelteces, compacidades y secciones. Urzúa (2015) realizó esta calibración para perfiles H, TL, XL y Cajón, obteniendo los exponentes que rigen el decaimiento de la resistencia a compresión a medida que el elemento se pandea.

La longitud efectiva recomendada por el FEMA356 y el ASCE/SEI 41-06 es igual a 0.5 veces la distancia entre líneas de giro de gussets para el caso de arriostramientos que se cruzan y unen en el punto medio. Para el caso de pandeo de arriostramientos individuales fuera y en el plano, los valores recomendados son 0.8 y 1.0, respectivamente. Por otro lado, ensayos en marcos arriostrados (Uriz y Mahin, 2008) muestran que la rotación de gussets post pandeo de arriostramientos es baja y por tanto proveen una restricción al pandeo fuera del plano no despreciable.

Considerando lo anterior, para este trabajo se utiliza un factor de longitud efectiva igual a 0.5 para arriostramientos que se cruzan y unen en su punto medio, e igual a 0.8 para arriostramientos individuales que se pandean en o fuera del plano.

La Figura 3.2 muestra la curva monótonica paramétrica fuerza-deformación utilizada en este trabajo para arriostramientos verticales.

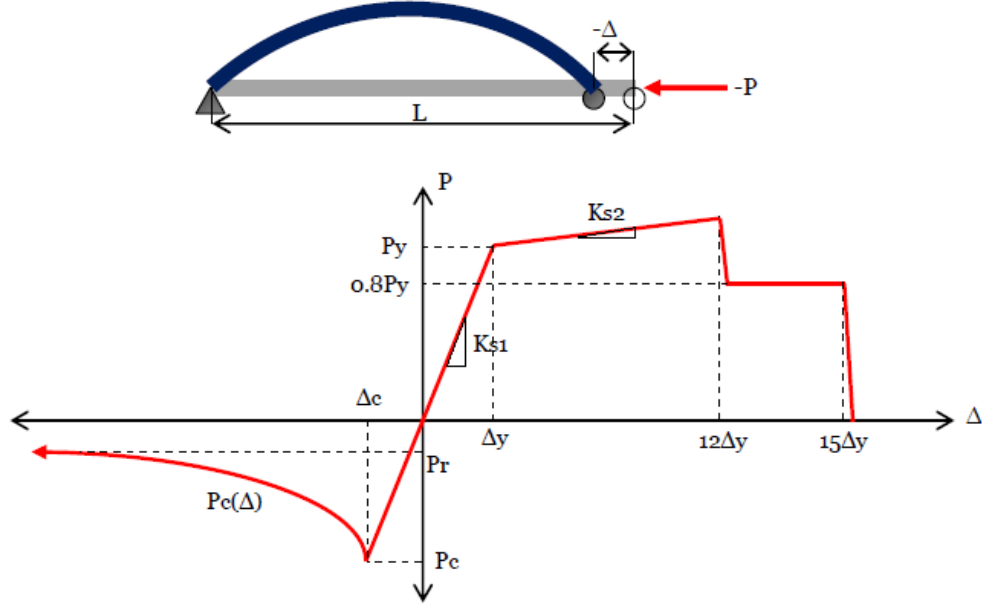


Figura 3.2: Esquema de la curva monótonica paramétrica fuerza-deformación para arriostramientos verticales (Urzúa, 2015).

Los parámetros mostrados en la Figura 3.2 corresponden a:

$P_c(\Delta)$ = Fuerza post pandeo, donde n se obtiene de la calibración de los modelos no lineales, $n = 1.4$ y 1.1 y 0.75 para secciones H, XL y Cajón, respectivamente (Urzúa, 2015)

$$P_c(\Delta) = \min \left(P_r, P_c \left[\frac{\Delta_c}{\Delta} \right]^n \right) \quad (3.6)$$

P_r = Fuerza residual, $P_r = 0.2P_c$

P_c = Fuerza de pandeo inelástico, $P_c = F_{cr}A_g$

F_{cr} = Tensión de pandeo flexural para secciones compactas (AISC, 2005b, Ecuaciones (E3-2) y (E3-3))

$$F_{cr} = [0.658^{F_{ye}/F_e}] F_{ye} \text{ si } KL_e/r \leq 4.71\sqrt{E_s/F_{ye}} \quad (3.7)$$

$$F_{cr} = 0.877F_e \text{ si } KL_e/r > 4.71\sqrt{E_s/F_{ye}} \quad (3.8)$$

F_e = Tensión crítica de pandeo elástico (AISC, 2005b, Ecuación (E3-4))

$$F_e = \frac{\pi^2 E_s}{(KL_e/r)^2} \quad (3.9)$$

F_{ye} = Tensión de fluencia esperada para el acero, $F_{ye} = F_y R_y$, $F_{ye} = 322$ y 372 MPa para planchas de acero y perfiles laminados de calidad ASTM A36, respectivamente

F_y = Tensión de fluencia especificada para el acero, $F_y = 248$ MPa para acero de calidad ASTM A36

R_y = Razón entre fluencia esperada y fluencia especificada, $R_y = 1.3$ y 1.5 para planchas de acero y perfiles laminados de calidad ASTM A36, respectivamente (AISC, 2005a, Tabla I-6-1)

A_g = Área bruta de la sección transversal del arriostramiento

E_s = Módulo de elasticidad del acero, $E_s = 200000$ MPa (AISC, 2005b)

L_e = Largo efectivo del arriostramiento

Δ_c = Deformación de pandeo, $\Delta_c = P_c/K_{s1}$

Δ_y = Deformación de fluencia, $\Delta_y = P_y/K_{s1}$

F_u = Tensión de rotura especificada para el acero, $F_u = 400$ MPa para acero de calidad ASTM A36

F_{ue} = Tensión de rotura esperada para el acero, $F_{ue} = F_u R_t$, $F_{ue} = 480$ MPa para acero de calidad ASTM A36

R_t = Razón entre la rotura esperada y rotura especificada, $R_t = 1.2$ para planchas de acero y perfiles laminados de calidad ASTM A36

K = Factor de longitud efectiva, $K = 0.8$ para arriostramientos individuales y 0.5 para arriostramientos que se cruzan y unen en su punto medio (FEMA356, 2000, Sección 5.6.2.3.2)

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

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

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

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

La degradación histerética de la resistencia y rigidez se incorpora en el modelo mediante un modelo de pivote (Dowell et al., 1980), opción incluida en el software *SAP2000* para elementos tipo *Link*. Es importante notar que este modelo fue desarrollado para el análisis de elementos de hormigón armado, pero de todos modos es utilizado debido a la amplia gama de parámetros que permiten definir la curva de histéresis.

La Figura 3.3 muestra un esquema de la curva de histéresis a utilizar en este trabajo.

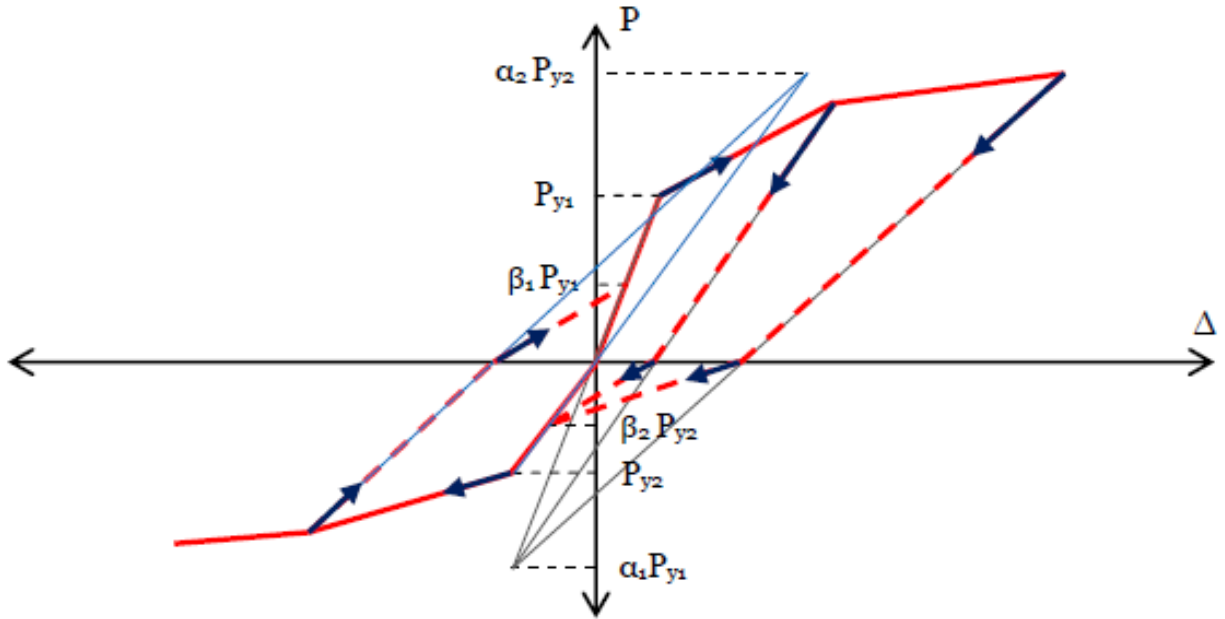


Figura 3.3: Curva de histéresis para el modelo de pivote (Dowell et al., 1980) (Urzúa, 2015).

Los parámetros que controlan la curva histerética para el modelo de pivote son:

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

Los parámetros se calibran para definir una ley de histéresis que reproduzca el comportamiento de arriostramientos bajo cargas cíclicas. La calibración de estos parámetros es idéntica a la obtenida por Urzúa (2015). De este modo:

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

3.4.3. Modelo No Lineal de Rótula Plástica en Vigas de Marcos Arriostrados Tipo Chevron

La plastificación de vigas de marcos arriostrados tipo Chevron ocurre a ambos lados del gusset central de conexión de los arriostramientos que llegan a la viga. Los requisitos de diseño impuestos por la norma NCh2369 no son suficientes para evitar este tipo de falla, por lo que es necesario incorporar este efecto en la modelación de las estructuras.

Debido a la falta de información y ensayos asociados a la formación de rótulas plásticas en marcos arriostrados, se utilizan los resultados mostrados en el informe “*Modelling and Acceptance Criteria for Seismic Design and Analysis of Tall Buildings*”, PEER/ATC-72-1 (ATC, 2010). Este documento estudia la formación de rótulas plásticas en marcos rígidos. Por tanto, para la modelación de este fenómeno considera que la unión viga-columna es totalmente rígida. El modelo de rótula plástica se implementa en el software *SAP2000* mediante el uso de elementos tipo *Link Multilinear Plastic*, con una envolvente monótonica según el modelo propuesto por Lignos y Krawlinker (ATC, 2010), idéntica a la utilizada por Urzúa (2015).

El modelo considera un deterioro en la rigidez equivalente al 1 % de la rigidez elástica de la viga. Considerando que en las vigas de marcos arriostrados tipo Chevron, la deformación elástica ocurre en la viga, la curva envolvente presenta una rigidez elástica inicial 100 veces mayor que la rigidez elástica al giro de la viga. Este valor se utiliza para evitar inestabilidades numéricas que se presentan con rigideces muy altas (Urzúa, 2015). La Figura 3.4 muestra la curva envolvente utilizada en este trabajo.

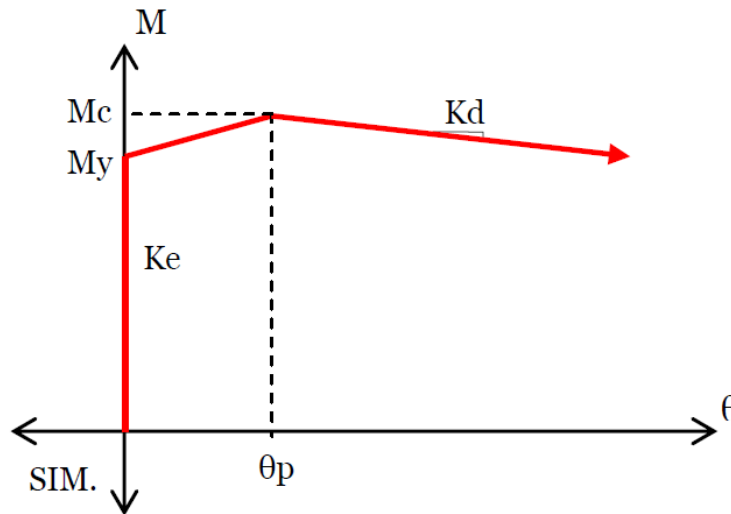


Figura 3.4: Curva envolvente monótonica paramétrica de la rótula plástica. (Urzúa, 2015).

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

- M_y = Momento plástico esperado en la viga, $M_y = ZF_{ye}$
- M_c = Momento máximo en la viga, $M_c = 1.1M_y$
- Z = Módulo plástico de la viga

- F_{ye} = Tensión de fluencia esperada para el acero, $F_{ye} = R_y F_y$, $F_{ye} = 322$ MPa para planchas de acero de calidad ASTM A36
 F_y = Tensión de fluencia especificada para el acero, $F_y = 248$ MPa para acero de calidad ASTM A36
 K_d = Rigidez de degradación de resistencia, $K_d = 0.01K_\theta$
 K_θ = Rigidez elástica al giro de la viga considerando apoyo simple y carga puntual al centro, $K_\theta = 4E_s I / L_e$
 K_e = Rigidez elástica al giro de la rótula plástica, $K_e = 100K_\theta$
 E_s = Módulo de elasticidad del acero, $E_s = 200000$ MPa (AISC, 2005b)
 I = Momento de inercia de la viga
 L_e = Largo libre de la viga en metros
 θ_p = Rotación en momento máximo en radianes

$$\theta_p = 0.087 \left(\frac{h}{t_w} \right)^{-0.365} \left(\frac{b_f}{2t_f} \right)^{-0.14} \left(\frac{L_e}{d} \right)^{0.34} \left(\frac{d}{0.533} \right)^{-0.721} \left(\frac{F_{ye}}{345} \right)^{-0.23} \quad (3.10)$$

- b = Ancho del ala de la viga
 d = Altura de la viga en metros
 h = Altura del alma de la viga
 t_f = Espesor del ala
 t_w = Espesor del alma

3.4.4. Modelo No Lineal de Anclaje Estructura - Fundación

El anclaje de la estructura a las fundaciones está dado por dos elementos principales: la llave de corte y los pernos de anclaje. Las llaves de corte diseñadas con la normativa NCh2369 han mostrado buen desempeño ante sismos severos, por lo que se considera que la transmisión de corte a la fundación se mantiene lineal elástica.

En el caso de los pernos de anclaje, se ha exhibido plastificación y, en algunos casos, fractura posterior a eventos sísmicos severos, por lo que estos elementos actúan como fusibles, disipando mucha energía en el proceso de plastificación. Por lo tanto, es necesario modelar el comportamiento no lineal de estos elementos.

Los pernos de anclaje, parcialmente embebidos en el hormigón, están diseñados para que la falla se produzca en los pernos y no en la fundación. La conexión de los pernos a las sillas de anclaje adosadas a la columna no permite el trabajo a compresión de los pernos.

La Figura 3.5 muestra un esquema del funcionamiento del anclaje de la estructura a la fundación. Debido a que el modelo de las columnas contempla sólo la acción de tracción y compresión en la base, es decir, rotulado en la base, la modelación del anclaje estructura - fundación se basa en el uso en paralelo de dos elementos no lineales. El primero representa los pernos de anclaje, que trabaja sólo en tracción, y se modela como un elemento tipo *Link Multilinear Plastic*. El segundo representa el pedestal, que trabaja sólo en compresión, y se modela como un elemento tipo *Gap*.

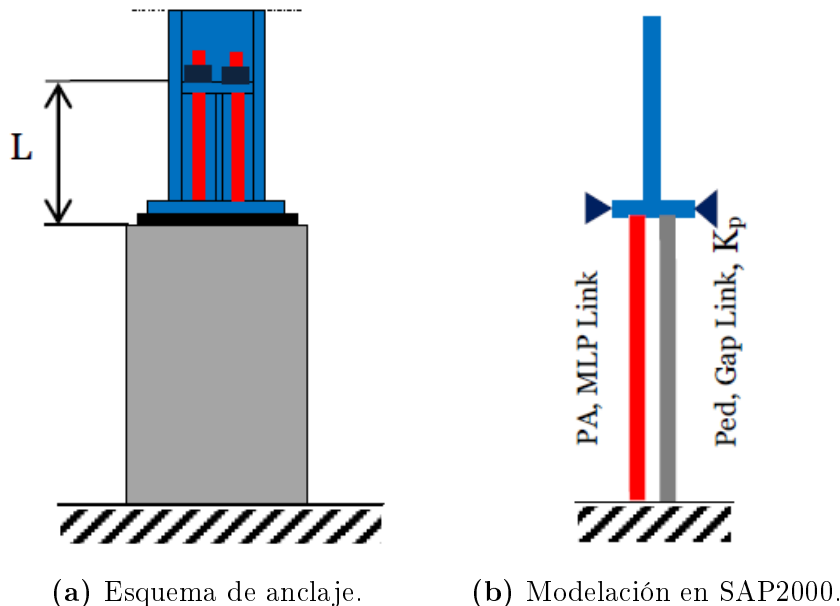


Figura 3.5: Esquema de anclaje estructura-fundación y modelo no lineal (Urzúa, 2015).

La curva envolvente asociada a los pernos de anclaje se muestra en la Figura 3.6. 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.

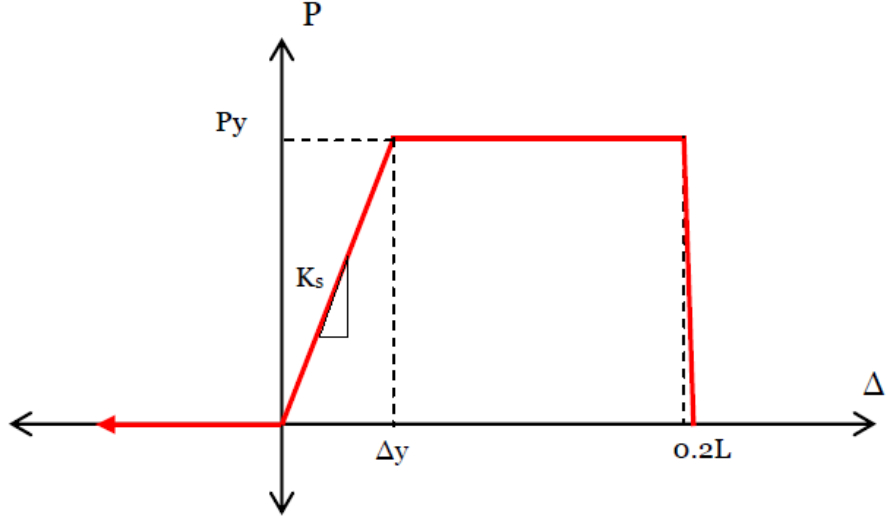


Figura 3.6: Curva envolvente para pernos de anclaje (Urzúa, 2015).

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

- P_y = Fuerza esperada de fluencia en pernos de anclaje, $P_y = F_{ye}A_g$
- 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
- Δy = 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.

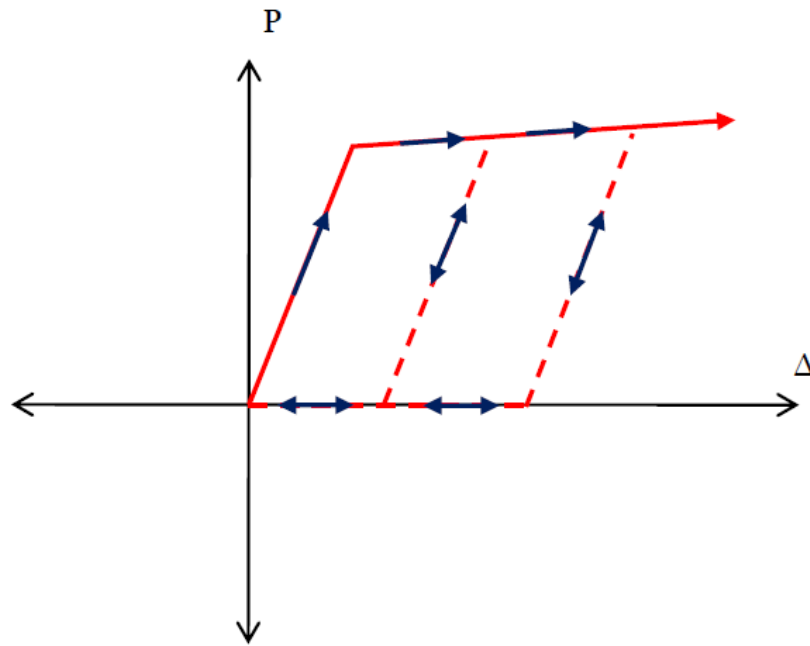


Figura 3.7: Ley de degradación cinemática para los pernos de anclaje (Urzúa, 2015).

3.4.5. Modos de Falla No Simulados

Este trabajo concentra el comportamiento no lineal de las estructuras en pernos de anclaje, arriostramientos y en la formación de rótulas plásticas en vigas, debido a su capacidad de disipación de energía sísmica. En estos elementos se modelan explícitamente los modos de falla dominantes, como pandeo flexural en arriostramientos. 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 ciclaje en arriostramientos, como se explicó en la sección anterior, no es considerada de forma explícita, pero sí se considera su efecto al limitar la deformación última 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 a las disposiciones de los estándares FEMA356 y ASCE/SEI 41-06.

Por su parte, la fractura en columnas, precursora del colapso frágil de la estructura, tampoco es considerada de forma explícita, debido a la complejidad del análisis para establecer la zona de formación de rótulas plásticas y su comportamiento bajo flexocompresión biaxial. 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.

Además, la interacción de esfuerzos axiales, flexurales y de corte es registrada en cada elemento. De forma conservadora, se considera que en cualquier eje, una relación demanda/capacidad mayor a uno en cualquier columna es representativa de inestabilidad lateral y

eventual colapso frágil de la estructura. La resistencia en columnas se evalúa considerando las propiedades esperadas y el 100 % del largo libre en compresión. En general, se espera que en columnas controle el modo de falla no simulado asociado a la primera fluencia por sobre el de deriva lateral asociado a fractura.

La Tabla 3.1 resume la modelación para cada tipo de elemento resistente.

Tabla 3.1: Modelación de los modos de falla críticos en estructuras a estudiar.

Modo de Falla	Estados de Modelación		
	Explícitamente Modelado	Modo de Falla No Simulado	Prevenido por CD's
<i>Arriostramientos Verticales</i>			
Pandeo Flexural	✓		
Fatiga de Bajo Ciclaje		✓	
Pandeo Local			✓
Fractura del Área Neta			✓
<i>Vigas, Columnas y Arriostramientos de Piso</i>			
Pandeo Global y Local		✓	
Pandeo Lateral Torsional		✓	
Interacción P-M, V-T		✓	
Fractura Columna		✓	
<i>Conexiones</i>			
Falla Conexiones			✓

3.4.6. Calidad de los Modelos Analíticos

Los modelos analíticos de arriostramientos y rótulas plásticas son capaces de reproducir de manera razonable el comportamiento global cuyo modo de falla dominante no sea la fractura o el pandeo local de un arriostramiento. El pandeo local es restringido en los criterios de diseño, al limitar la relación ancho-espesor de las secciones (INN, 2003b, Tabla 8.1). La fractura producto de la fatiga de bajo ciclaje se considera indirectamente en la curva envolvente monotónica 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 al 5 %.

Considerando lo anterior, la calidad en la modelación es considerada Buena (B). De acuerdo a la Metodología, la incertidumbre asociada a los modelos analíticos es igual a $\beta_{MDL} = 0.20$ (FEMAP695, 2009, Tabla 5-3).

3.5. Análisis No Lineales

3.5.1. Procedimientos de Análisis No Lineal

La determinación de los parámetros de desempeño requieren el desarrollo de análisis no lineales del tipo estático (*pushover*) y dinámico (*tiempo-historia*). Los análisis no lineales estáticos permiten obtener información estadística sobre la sobrerresistencia del sistema Ω , la ductilidad μ_T y sobre el factor de reducción de la respuesta R ; mientras que los análisis no lineales dinámicos permiten la evaluación de la capacidad media de colapso \widehat{S}_{CT} , la razón de margen de colapso CMR , la distribución de energía entre arriostramientos y validar el factor de reducción de la respuesta R .

Las cargas gravitacionales y masas sísmicas deben ser representativas de la estructura representada. De acuerdo a esto, la Metodología (FEMAP695, 2009, Ecuación (6-1)) establece una combinación de carga para la realización de los análisis no lineales, mostrada en la ecuación (3.11):

$$1.05D + 0.25L \quad (3.11)$$

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

3.5.2. Análisis No Lineal Estático (*Pushover*)

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 Ω y desplazamiento de techo δ_u corresponden al promedio de los obtenidos por los análisis en cada dirección.

El desarrollo de los análisis estáticos se lleva a cabo a partir de análisis tiempo-historia, conocidos como *Fast Nonlinear Analysis (FNA)*, donde la carga se aplica lentamente considerando una alta razón de amortiguamiento crítico (igual a 0.999). Este enfoque se prefiere por sobre los análisis no lineales estáticos tradicionales por la alta eficiencia computacional que ofrece; y por no presentar problemas de convergencia asociados a la multiplicidad de soluciones, inducidos por no linealidades abruptas, como pandeo de arriostramientos (CSI, 2011).

Los análisis no lineales estáticos se realizan en dos etapas. Primero, se aplican lentamente las cargas gravitacionales, de acuerdo a la combinación de carga dada por la ecuación (3.11); luego se aplican lentamente cargas laterales en cada nivel de la estructura, controlando la deformación de techo de ésta.

La distribución de la carga lateral sobre cada nivel, de acuerdo a la Metodología, debe ser proporcional a la forma modal fundamental y a la masa de dicho nivel, como se expone en la ecuación (3.12).

$$F_x \propto m_x \phi_{1,x} \quad (3.12)$$

donde m_x representa la masa en el nivel x y $\phi_{1,x}$ corresponde al valor de la forma modal fundamental en el nivel x .

Se obtiene como resultado una curva pushover, en la que se grafica el corte basal en función del desplazamiento de techo, como se expone en la Figura 3.8. V_{max} corresponde al corte basal máximo, mientras que δ_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).

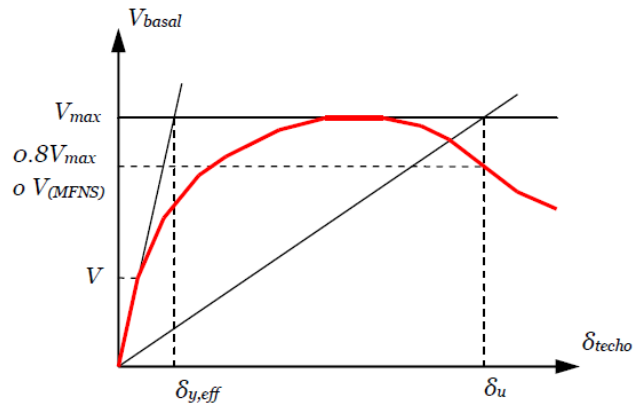


Figura 3.8: Curva pushover no lineal estática (idealizada).

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

$$\Omega = \frac{V_{max}}{V} \quad (3.13)$$

La ductilidad para una estructura de periodo T , μ_T , se define como la razón entre el desplazamiento de techo último δ_u y el desplazamiento de fluencia efectivo $\delta_{y,eff}$:

$$\mu_T = \frac{\delta_u}{\delta_{y,eff}} \quad (3.14)$$

El desplazamiento de fluencia efectivo $\delta_{y,eff}$ está dado por la expresión:

$$\delta_{y,eff} = C_0 \frac{V_{max}}{W} \left[\frac{g}{4\pi^2} \right] T^2 \quad (3.15)$$

donde W representa el peso de la estructura.

El coeficiente C_0 se basa en la ecuación (C3-4) de ASCE/SEI 41-06 (ASCE, 2006):

$$C_0 = \phi_{1,r} \frac{\sum_{x=1}^N m_x \phi_{1,x}}{\sum_{x=1}^N m_x \phi_{1,x}^2} \quad (3.16)$$

donde N representa el número de niveles de la estructura y x el nivel del piso. $\phi_{1,r}$ corresponde a la forma modal fundamental a nivel del techo.

3.5.2.1. Estimación del Factor de Reducción de la Respuesta R

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).

$$R = \Omega R_\mu \quad (3.17)$$

El factor R_μ corresponde al Factor de Ductilidad, el cual se basa en lo dictaminado por Newmark y Hall (1982), el cual depende del periodo predominante del suelo T_p y del periodo fundamental de la estructura T :

$$R_\mu = \begin{cases} 1 & \text{si } T < T_p \\ \sqrt{2\mu - 1} & \text{si } T > T_p \\ \mu & \text{si } T \gg T_p \end{cases} \quad (3.18)$$

El Factor de Ductilidad R_μ representa la reducción de fuerza sísmica que presenta un sistema con sobrerresistencia unitaria. Este parámetro será utilizado como referencia para compararlo con la reducción de fuerza obtenida de los análisis dinámicos no lineales, pues los Factores de Reducción R obtenidos de estos análisis representan la condición de colapso incipiente o, en otras palabras, de sobrerresistencia unitaria.

3.5.3. Análisis No Lineal Dinámico (*Tiempo-Historia*)

El análisis no lineal dinámico de estructuras se lleva a cabo mediante la combinación de cargas mostrada en la ecuación (3.11) y el conjunto de registros sísmicos mostrado en la Tabla 3.2. Estos análisis permiten obtener parámetros de desempeño como la Capacidad Mediana de Colapso \hat{S}_{CT} , la Razón de Margen de Colapso CMR , la distribución de energía entre arriostramientos y el factor de reducción de la respuesta R para cada una de las estructuras y bajo cada una de las normativas.

Los registros sísmicos utilizados en los análisis *tiempo-historia* son los mismos que los seleccionados por Urzúa (2015), con el fin de mantener continuidad con su estudio.

3.5.3.1. Registros Sísmicos

Los análisis *tiempo-historia* a utilizar en este trabajo corresponden a sismos severos registrados en el territorio chileno, contenidos en bases de datos chilenas [www.terremotos.ing.uchile.cl] y de Estados Unidos [www.strongmotioncenter.org].

Los registros utilizados han sido previamente procesados con el fin de corregir posibles problemas de línea base y contenido de frecuencias según los procedimientos estándar. De cada sismo se extrae el par de estaciones cuyas aceleraciones son mayores a $0.2g$ y se estima su Intensidad de Arias (Arias, 1970) y el Potencial Destructivo (Araya y Saragoni, 1985), con el objetivo de correlacionar estos parámetros y la cercanía al colapso que tiene cada uno de estos eventos.

La Tabla 3.2 detalla el conjunto de registros sísmicos utilizados en este trabajo para los análisis no lineales dinámicos, además de su respectiva Intensidad de Arias y Potencial Destructivo. Además, la Figura 3.9 establece una comparación de las intensidades instrumentales normalizadas.

Tabla 3.2: Registros sísmicos utilizados en los análisis tiempo-historia. (Urzúa, 2015).

Epicentro	Fecha	Magnitud	Estaciones	Reg. Nro	Comp.	Dur. [s]	Δt [s]	PGA [g]	IA [m/s]	PD [m-s]
Valparaíso	03-03-1985	7.8 Ms	Melipilla	1	EW	79.3	0.005	0.53	9.70	0.042
				2	NS	79.3	0.005	0.69	8.97	0.043
				3	V	79.3	0.005	0.26	1.87	0.002
			San Isidro	4	L	100.0	0.005	0.72	19.94	0.252
				5	T	100.0	0.005	0.71	20.81	0.288
				6	V	100.0	0.005	0.40	4.92	0.014
Punitaqui	14-10-1997	6.8 Ms	Illapel	7	L	80.0	0.005	0.27	2.12	0.009
				8	T	80.0	0.005	0.35	2.65	0.013
				9	V	80.0	0.005	0.18	0.64	0.002
Sur de Perú	23-06-2001	8.4 Mw	Cementerio	10	L	63.3	0.005	0.27	1.41	0.012
				11	T	63.3	0.005	0.31	1.67	0.011
				12	V	63.3	0.005	0.18	0.64	0.002
			Costanera	13	L	76.2	0.005	0.34	1.39	0.019
				14	T	76.2	0.005	0.27	1.26	0.015
				15	V	76.2	0.005	0.08	0.21	0.001
Tocopilla	14-11-2007	7.7 Mw	Mejillones	16	EW	218.0	0.005	0.41	2.59	0.014
				17	NS	218.0	0.005	0.42	2.98	0.018
				18	V	218.0	0.005	0.34	2.63	0.012
			Tocopilla	19	L	70.9	0.005	0.50	7.29	0.029
				20	T	70.9	0.005	0.59	8.67	0.023
				21	V	70.9	0.005	0.57	5.25	0.010
Maule	27-02-2010	8.8 Mw	Angol	22	EW	180.0	0.010	0.70	17.50	0.134
				23	NS	180.0	0.010	0.94	19.90	0.145
				24	V	180.0	0.010	0.29	4.25	0.015
			Constitución	25	L	143.3	0.005	0.54	19.69	0.435
				26	T	143.3	0.005	0.63	26.05	0.655
				27	V	143.3	0.005	0.35	3.74	0.025
Iquique	01-04-2014	8.2 Mw	Chusmiza	28	EW	282.0	0.010	0.24	1.62	0.012
				29	NS	282.0	0.010	0.36	2.43	0.011
				30	V	282.0	0.010	0.16	0.90	0.003

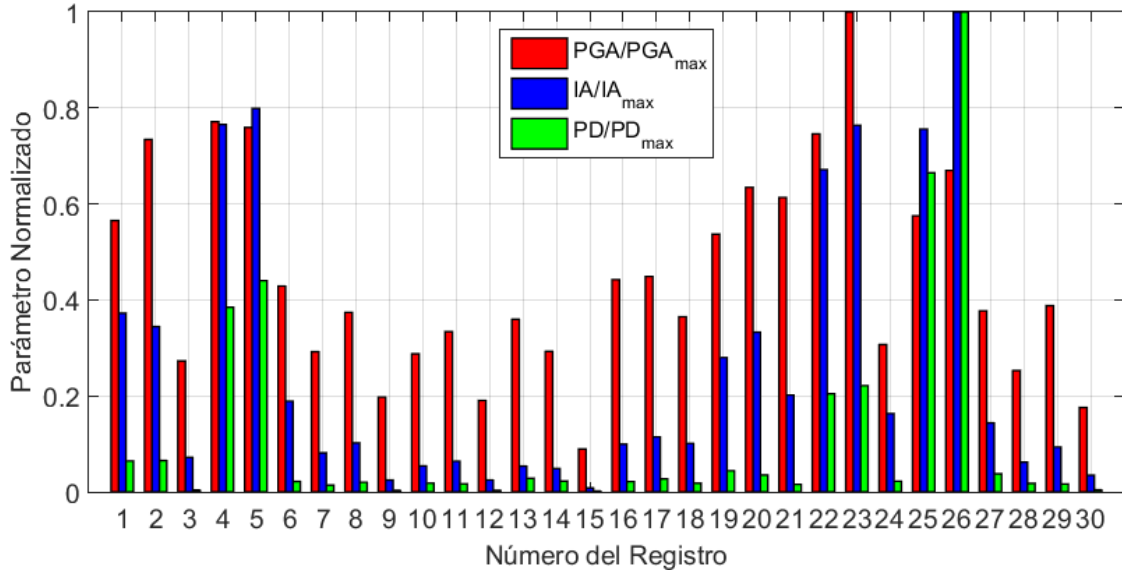


Figura 3.9: Comparación de intensidades instrumentales normalizadas.

3.5.3.2. Estimación de la Razón del Margen de Colapso CMR

La Razón del Margen de Colapso CMR se define como la razón entre la Intensidad Media de Colapso \hat{S}_{CT} y la Intensidad del Máximo Sismo Considerado S_{MT} .

$$CMR = \frac{\hat{S}_{CT}}{S_{MT}} \quad (3.19)$$

De acuerdo a la Metodología, la Intensidad Media de Colapso se obtiene escalando el valor de la aceleración espectral mediana, para el periodo fundamental en cada dirección de análisis, por un factor de escalamiento que produzca el colapso estructural en al menos el 50 % de los registros utilizados en los análisis *tiempo-historia*.

La Intensidad del Máximo Sismo Considerado S_{MT} se define como aquella aceleración espectral al nivel del Máximo Sismo Considerado MCE para un periodo igual al periodo fundamental de la estructura analizada.

Debido a que la norma NCh2369 no define un espectro al nivel de MCE , se utiliza en este trabajo como referencia la norma NCh2745 (INN, 2003a, 8.4). En este documento, se define el MCE como la sismicidad del territorio nacional con una intensidad que presenta una probabilidad de excedencia del 10 % en 100 años.

La Figura 3.10 expone el espectro para el *MCE*, considerando un amortiguamiento igual al 5 %.

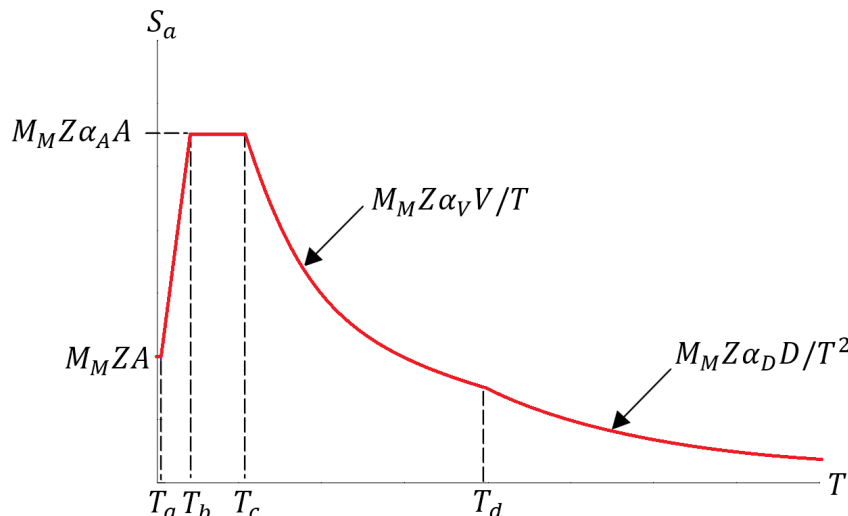


Figura 3.10: Espectro de pseudo-aceleración *MCE* para un amortiguamiento del 5 %, de acuerdo a la norma NCh2745.

donde:

- M_M = Factor de amplificación para el sismo *MCE*, igual a 1.2 (INN, 2003a, Tabla 3)
- Z = Factor de amplificación según zona sísmica, igual a 1.0 para zona sísmica 2 (INN, 2003a, Tabla 5)
- A = Aceleración máxima del suelo, 0.41g para suelo tipo II (INN, 2003a, Art. C8.4.1.)
- $\alpha_A A$ = Aceleración máxima, 1100 [cm/s^2] para suelo tipo II (INN, 2003a, Tabla 6)
- $\alpha_V V, \alpha_D D$ = $\alpha_V V = 94$ [cm/s] y $\alpha_D D = 30$ [cm] para suelo tipo II (INN, 2003a, Tabla 6)
- T_a, T_b, T_c, T_d = Periodos característicos del espectro, $T_a = 0.03$, $T_b = 0.20$, $T_c = 0.54$, $T_d = 2.00$ [s] para suelo tipo II (INN, 2003a, Tabla 6)

A modo de comparación del espectro definido con los registros sísmicos a utilizar en este trabajo, la Figura 3.11 muestra el espectro *MCE* con los espectros elásticos del conjunto de registros para los percentiles del 50 %, 75 % y 85 %, todos ellos bajo un amortiguamiento efectivo del 5 %.

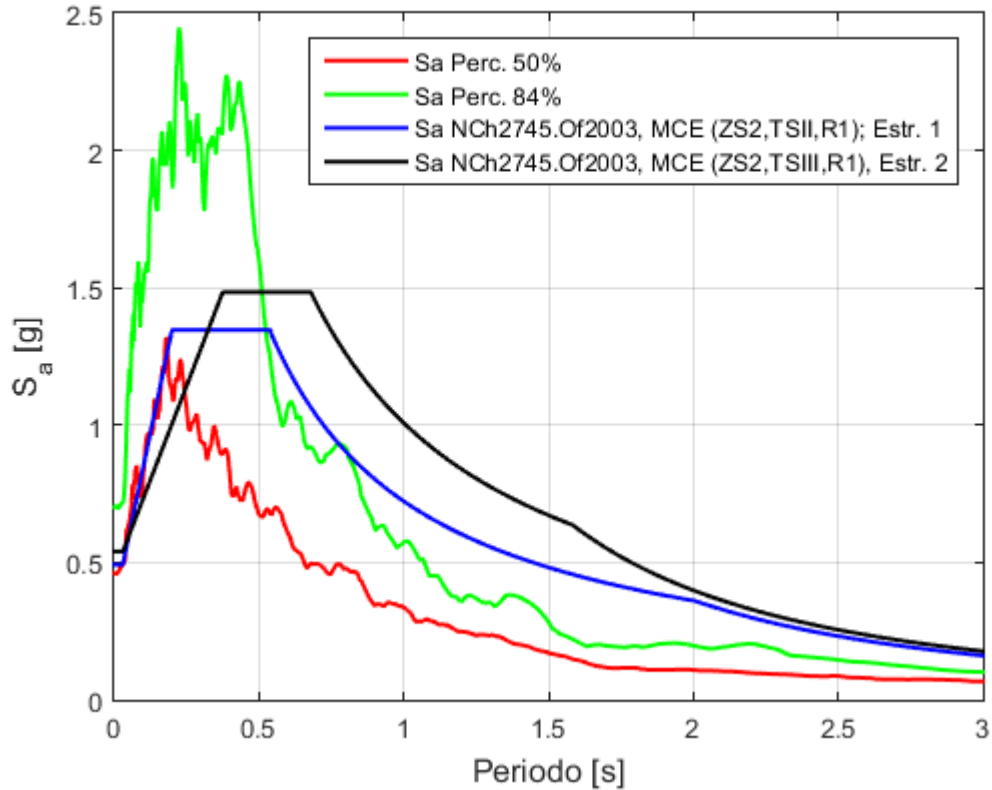


Figura 3.11: Espectros de aceleración del conjunto de registros utilizados para percentiles del 50 %, 75 % y 85 % y el Máximo Sismo Considerado *MCE* para un amortiguamiento efectivo del 5 %.

La Metodología establece que la Intensidad Media de Colapso \hat{S}_{CT} obtenida a partir de análisis en tres dimensiones son en promedio un 20 % menores que la resultante de análisis en dos dimensiones. Por tanto, este valor debe incrementarse en un 20 % para una correcta estimación de la Razón de Margen de Colapso *CMR* (FEMAP695, 2009, Sección 6.4.5).

Además, la Metodología requiere que el *CMR* calculado sea ajustado en función de la ductilidad del sistema (FEMAP695, 2009, Sección 7.2). Dicha corrección se debe a la diferencias en la forma espectral que exhiben los registros en el catálogo estadounidense, producto de los diferentes mecanismos de falla que originen los sismos. Para los registros utilizados en este trabajo, en cambio, no es necesaria esta corrección debido a que todos los sismos tienen el mismo mecanismo de falla, dado por la subducción entre las placas de Nazca y Sudamericana, a excepción del terremoto de Punitaqui 1997, del tipo intraplaca.

3.5.3.3. Incertidumbre Registro a Registro

La incertidumbre registro a registro se debe a la variabilidad en la respuesta de una misma estructura ante distintos eventos sísmicos. Este fenómeno se produce por variaciones en el contenido de frecuencias y características dinámicas de los distintos registros (FEMAP695, 2009, Sección 7.3.1).

De acuerdo a la Metodología, la incertidumbre registro a registro β_{RTR} se calcula como:

$$0.20 \leq \beta_{RTR} = 0.10 + 0.10\mu_T \leq 0.40 \quad (3.20)$$

De la ecuación (3.20) se obtiene que para estructuras con ductilidad $\mu_T \geq 3$, la incertidumbre registro a registro es igual a $\beta_{RTR} = 0.40$. De este modo, en este trabajo se utiliza este valor para evaluar la incertidumbre total asociada a las estructuras en estudio.

3.5.3.4. Incertidumbre Total

La incertidumbre total estimada para las estructuras en estudio está dada por:

$$\beta_{TOT} = \sqrt{\beta_{RTR}^2 + \beta_{DR}^2 + \beta_{TD}^2 + \beta_{MDL}^2} = 0.50 \quad (3.21)$$

donde:

- β_{TOT} = Incertidumbre total al colapso del sistema
- β_{RTR} = Incertidumbre registro a registro, 0.40 (Sección 3.5.3.3)
- β_{DR} = Incertidumbre en los criterios de diseño, 0.10 (Sección 3.2.5)
- β_{TD} = Incertidumbre en los ensayos utilizados en calibraciones, 0.20 (Sección 3.2.7)
- β_{MDL} = Incertidumbre en la modelación, 0.20 (Sección 3.4.6)

3.5.3.5. Límite de la Razón de Margen de Colapso CMR

Para la evaluación del desempeño de estructuras, la Metodología impone una probabilidad máxima de colapso de un 10 %, por lo que para dicho documento, se establece que para la incertidumbre total de $\beta_{TOT} = 0.50$, la Razón de Margen de Colapso es igual a $CMR_{10\%} = 1.90$ (FEMAP695, 2009, Apéndice F y Tabla 7-3).

3.5.3.6. Estimación del Factor de Reducción de la Respuesta R

Para estimar la Intensidad Mediana de Colapso \hat{S}_{CT} se realizan análisis *tiempo-historia* donde los registros se amplifican gradualmente hasta alcanzar el colapso estructural en al menos el 50 % de éstos. Los registros escalados a nivel incipiente de colapso son utilizados como base para la estimación del Factor de Reducción de la Respuesta R y la distribución de energía sísmica, pues representan de forma conservadora el estado último de resistencia estructural.

El Factor de Reducción de la Respuesta R se estima, para cada estructura y dirección de análisis, mediante la razón entre el corte basal obtenido de un análisis *tiempo-historia* elástico y el corte basal obtenido de un análisis *tiempo-historia* no lineal a nivel de colapso. Esta razón

es independiente de la sobrerresistencia del sistema, por lo que este valor se compara con el factor R_μ obtenido de los análisis no lineales elásticos.

3.5.3.7. Estimación de la Energía Sísmica Disipada

La energía sísmica disipada por pernos de anclaje, arriostramientos y rótulas plásticas a nivel de colapso se determina mediante el trabajo mecánico acumulado en el tiempo por cada elemento.

Si $p(t)$ y $\delta(t)$ corresponden a las cargas axial/momento y deformación/rotación en el instante t , el trabajo mecánico para ese tiempo está dado por:

$$W(t) = \frac{1}{2} (p(t) + p(t-1)) (\delta(t) - \delta(t-1)) \quad (3.22)$$

Así, el trabajo acumulado hasta el tiempo t_0 está dado por:

$$\bar{W}(t_0) = \sum_t^{t_0} W(t) \quad (3.23)$$

3.5.4. Disipación de Energía por Amortiguamiento Viscoso

Debido a que los modelos no lineales fueron calibrados para representar adecuadamente la respuesta histerética de sus componentes, la mayor parte de la energía disipada se modela de forma directa en cada elemento. Por tanto, el amortiguamiento viscoso asumido en los análisis no lineales es menor al típicamente utilizado en los análisis dinámicos lineales.

En los modelos no lineales de este trabajo, el amortiguamiento viscoso es utilizado para representar la disipación que ocurre en el deslizamiento de conexiones, plastificaciones locales menores o daño en elementos no estructurales, entre otros. Considerando lo anterior, se utiliza una razón de amortiguamiento crítico del 1% sólo en los modos con mayor participación modal, verificando que a nivel de colapso, la mayor parte de la disipación de energía es producto de la disipación histerética y en menor medida al amortiguamiento viscoso. De acuerdo a Urzúa (2015), es considerado aceptable que entre un 20% y un 30% de la energía total sea disipada por amortiguamiento viscoso.

3.5.5. Software de Análisis No Lineal

El método de integración paso a paso para el análisis no lineal dinámico sobre estructuras tridimensionales complejas es computacionalmente muy costoso. El uso de modelos fenomenológicos del tipo *Link* por sobre los modelos de elementos finitos permiten reducir la demanda computacional, sin embargo es necesaria la aplicación de un enfoque distinto para el desarrollo de estos análisis en tiempos razonables.

Este trabajo considera el enfoque implementado en el software *SAP2000* llamado “*Fast Nonlinear Analysis (FNA)*”, el cual corresponde a una extensión del método desarrollado por E. Wilson para sistemas de naturaleza fundamentalmente elástica y con no linealidades concentradas en elementos tipo *Link* (CSI, 2011). En este método, la no linealidad de la estructura se separa de la parte elástica, permitiendo la resolución modal de la parte elástica a partir de vectores de RITZ, para resolver luego la parte no lineal de forma iterativa. Este método es altamente eficiente para la resolución de problemas complejos y sus resultados no son tan dependientes del paso de tiempo escogido, a diferencia del método de integración directa.

Capítulo 4: Diseño y Evaluación del Desempeño de la Estructura 1

El presente capítulo se centra en el diseño y la evaluación del desempeño de la Estructura 1, de acuerdo a las disposiciones de la normativa vigente y propuesta. El diseño se lleva a cabo considerando un comportamiento lineal-elástico, con el fin de comparar el efecto en los tamaños relativos de los componentes estructurales. Por su parte, la evaluación del desempeño se logra mediante la aplicación de la Metodología, a partir de análisis no lineales.

4.1. Análisis según la normativa vigente

Esta sección presenta los resultados obtenidos a partir de los análisis lineal-elástico y no lineal de la Estructura 1, mediante la aplicación de la normativa vigente. La no linealidad está modelada en los arriostramientos de los dos niveles inferiores así como en los anclajes de las columnas que forman parte del marco arriostrado sismorresistente. Los arriostramientos del nivel superior no presentan incursiones en el rango inelástico y los pernos de anclaje de las columnas gravitacionales no forman parte del análisis de las disposiciones de la norma NCh2369.

El Anexo A.3 muestra la distribución de los componentes no lineales para la Estructura 1.

4.1.1. Diseño Lineal Elástico

4.1.1.1. Cargas de Diseño

Las cargas permanentes y sobrecargas de uso aplicadas sobre la Estructura 1 para el análisis lineal-elástico se presentan en la Tabla 4.1. Por otra parte, la Tabla 4.2 muestra las cargas de diseño totales aplicadas sobre la estructura. El Anexo A.1 muestra el detalle de la distribución de cargas aplicadas en la estructura.

Tabla 4.1: Cargas permanentes y de uso utilizadas en el análisis estructural.

Elemento	Carga [N/m]	Carga [Pa]
Peso propio grating	-	490.50
Peso propio escaleras	931.95	-
Peso propio barandas	245.25	-
Sobrecarga de piso	-	7848.00
Sobrecarga de escaleras	4905.00	-

Tabla 4.2: Cargas de diseño totales aplicadas sobre la estructura.

Carga	Definición	Comp.	Carga [kN]
Dsw	Peso propio	Fz	283.7
Dplat	Peso escaleras, grating	Fz	124.3
Dhr	Peso barandas	Fz	47.3
Deq	Peso equipos	Fz	624.7
Dpp	Peso piping	Fz	99.4
D	Carga muerta operacional D=1.15Dsw+Dplat+Dhr+Deq+Dpp	Fz	1222.0
L	Sobrecarga de uso de plataformas	Fz	1654.0
Ws	Peso sísmico Ws=1.15Dsw+Dplat+Dhr+Deq+Dpp+0.25L	Fz	1636.1
Sx	Corte basal análisis modal espectral en dirección X, Modo 2 (70 Modos Ritz, 99 % Part Modal, T=0.283 [s] con 85 % Part. Modal)	Fx	481.0
Sy	Corte basal análisis modal espectral en dirección Y, Modo 1 (70 Modos Ritz, 99 % Part Modal, T=0.292 [s] con 76 % Part. Modal)	Fy	439.8

4.1.1.2. Verificación de Esbelteces

Las Tablas 4.3 y 4.4 muestran, respectivamente, la verificación de los límites de compacidad local y esbeltez global de los elementos componentes de la estructura, de acuerdo a los requerimientos de los artículos 8.3.3 y 8.7.3 de la norma NCh2369.

El cálculo de las compacidades a flexión se realizó suponiendo que las columnas están sometidas a compresión pura, mientras que las vigas se someten a flexocompresión.

Tabla 4.3: Límites de compacidad local de los elementos que componen la estructura.

Tipo	Perfil	Ala				Comp. Ala		Alma				Comp. Alma	
		λ_f	$\lambda_{r,c}$	$\lambda_{p,f}$	$\lambda_{r,f}$	Comp	Flex	λ_w	$\lambda_{r,c}$	$\lambda_{p,f}$	$\lambda_{r,f}$	Comp	Flex
COL	HN20x39.9	10.0	15.5	10.8	31.5	C	C	30.0	149.9	106.8	161.9	C	C
ARR	200x200x5	35.0	39.8	31.8	39.8	C	NC	35.0	39.8	31.8	39.8	C	NC
ARR	150x150x5	25.0	39.8	31.8	39.8	C	C	25.0	39.8	31.8	39.8	C	C
ARR	L8x9.63	7.5	12.8	-	-	C	-	-	-	-	-	-	-
VIGA	IN25x32.6	7.5	14.0	10.8	28.3	C	C	46.0	149.9	106.8	149.9	C	C
VIGA	IN25x46.6	8.3	14.0	10.8	28.4	C	C	45.2	149.9	77.4	149.9	C	C
VIGA	IN35x71.3	5.6	13.5	10.8	27.4	C	C	52.3	149.9	77.4	149.9	C	C
VIGA	IE350x200x10x18	5.6	15.4	10.8	31.1	C	C	31.4	149.9	77.4	149.9	C	C
VIGA	C20x15.4	10.0	11.9	8.5	11.9	C	NC	28.3	88.9	50.8	88.9	C	C

Tabla 4.4: Límites de esbeltez global de los elementos que componen la estructura.

Tipo	Perfil	KL/r_{max}	KL/r_{lim}
COL	HN20x39.9	67.6	133.8
ARR	200x200x5	55.1	133.8
ARR	150x150x5	45.0	133.8
ARR	L8x9.63	110.7	133.8
VIGA	IN25x32.6	117.3	133.8
VIGA	IN25x46.6	32.7	133.8
VIGA	IN35x71.3	88.5	133.8
VIGA	IE350x200x10x18	35.3	133.8
VIGA	C20x15.4	102.5	133.8

4.1.1.3. Verificación de Deriva de Piso

La Tabla 4.5 muestra la verificación de la deriva de piso para las solicitaciones sísmicas. De acuerdo al Artículo 6.1 de la norma NCh2369, las deformaciones deben calcularse considerando el espectro de diseño elástico o, equivalentemente, amplificando las solicitaciones sísmicas por el factor R (INN, 2003b, Art. 6.1).

Tabla 4.5: Verificación de derivas de piso, de acuerdo a la deformación elástica.

Dir.	Despl.	Δ [mm]	H [mm]	Δ_{real}/H	Δ/H_{lim}	Cumple?
X	DX01	5.9	3465	0.002	0.015	✓
	DX02	10.8	3420	0.003	0.015	✓
	DX03	5.4	2500	0.002	0.015	✓
	DX04	15.2	2470	0.006	0.015	✓
Y	DY01	4.9	3465	0.001	0.015	✓
	DY02	8.6	3420	0.003	0.015	✓
	DY03	4.6	2500	0.002	0.015	✓
	DY04	11.3	2470	0.005	0.015	✓

4.1.1.4. Verificación de Resistencia

Para el diseño con las combinaciones de carga LRFD de la norma NCh2369, se determinó el factor de utilización de los otros elementos estructurales. La Figura 4.1 muestra en escala de colores los factores de utilización obtenidos tras el diseño. El Anexo A.2.1 muestra el detalle de los factores de utilización obtenidos en cada planta y en cada eje.

Del diseño se obtiene que la columna más solicitada posee un factor de utilización de 0.75, mientras que el arriostramiento más solicitado posee un factor de utilización igual a 0.75.

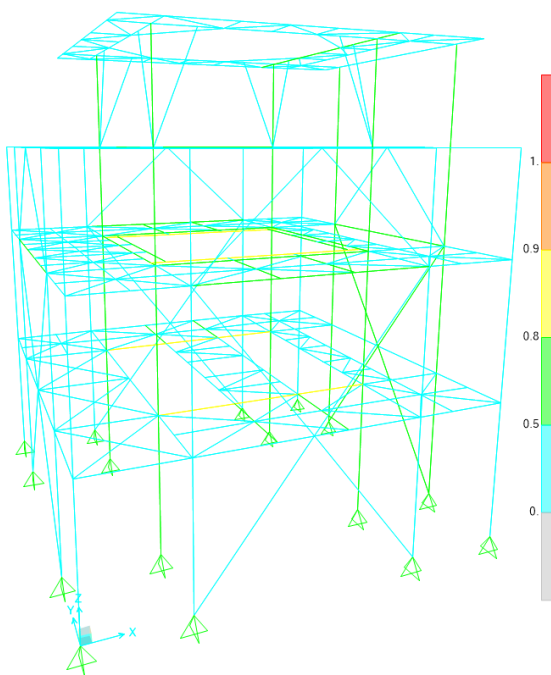


Figura 4.1: Factores de utilización obtenidos para la Estructura 1 según la normativa vigente.

4.1.1.5. Detallamiento de Pernos de Anclaje

La Figura 4.2 muestra el detalle de los pernos de anclaje con los que la estructura fue originalmente diseñada. La solución consiste en 4 pernos $\phi 1\frac{1}{8}$ " de calidad ASTM A36, además de una silla de anclaje. El largo libre de los pernos es igual a 43 [cm].

De acuerdo al punto 8.6.8. de la norma NCh2369, el perno se diseña para que falle antes que la placa de apoyo o el hormigón del pedestal. La Tabla 4.6 expone la envolvente de fuerzas de las combinaciones LRFD para los nodos de anclaje.

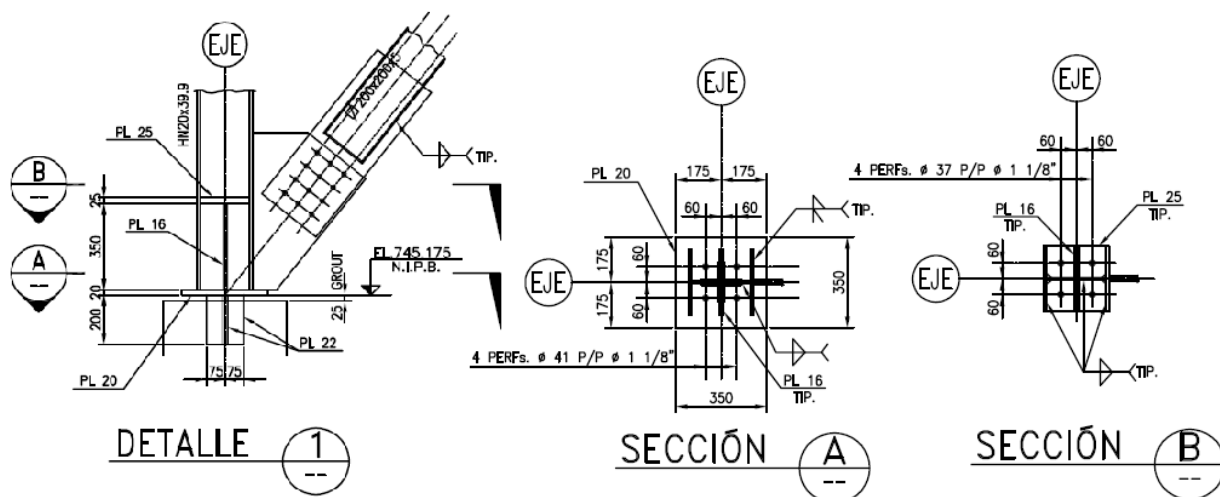


Figura 4.2: Detalle del anclaje de las columnas sismorresistentes para la Estructura 1.

Tabla 4.6: Envolvente de fuerzas (LRFD) para los anclajes de columnas sismorresistentes.

Nodo	Combinación	Tipo	F1 [kN]	F2 [kN]	F3 [kN]
A1	U.ENV	Max	1.1	177.7	536.7
A1	U.ENV	Min	-1.1	-145.7	-402.5
A2	U.ENV	Max	1.1	145.8	587.3
A2	U.ENV	Min	-1.1	-176.9	-388.1
A3	U.ENV	Max	208.0	0.3	663.1
A3	U.ENV	Min	-166.7	-0.3	-456.2
A4	U.ENV	Max	199.7	0.3	617.1
A4	U.ENV	Min	-163.6	-0.3	-449.2
A5	U.ENV	Max	166.0	0.4	638.8
A5	U.ENV	Min	-206.0	-0.4	-470.9
A6	U.ENV	Max	163.6	0.4	620.4
A6	U.ENV	Min	-200.5	-0.4	-449.0
A7	U.ENV	Max	0.3	203.7	706.8
A7	U.ENV	Min	-0.3	-143.9	-404.1
A8	U.ENV	Max	0.3	143.9	698.5
A8	U.ENV	Min	-0.3	-204.7	-405.2
MAX			208.0	203.7	706.8
MIN			-206.0	-204.7	-470.9

La existencia de una llave de corte permite que el perno trabaje a tracción pura. La resistencia última de los pernos se estima a partir de lo estipulado en el Capítulo J de la norma AISC360 (AISC, 2005b, Ecuación (J3-1)), por lo que la relación demanda/capacidad es igual a:

$$\frac{T_u}{\phi T_n} = 0.82 \quad (4.1)$$

donde:

- T_u = Tracción última en el anclaje, $T_u = 470.9$ [kN]
- ϕT_n = Resistencia disponible a la tracción, $\phi T_n = \phi F_{nt} A_{PA}$
- ϕ = Factor de reducción, $\phi = 0.75$
- n = Número de pernos en cada anclaje, $n = 4$
- A_{PA} = Área bruta de los pernos en cada anclaje, $A_{PA} = 2565.2$ [mm²]
- F_{nt} = Tensión nominal a la tracción, $F_{nt} = 0.75 F_u = 300$ [MPa] para acero calidad ASTM A36

4.1.1.6. Análisis Pushover para Estimar el Comportamiento de los Pernos de Anclaje

Previo al análisis de la estructura, se verifica que el modelo permita estudiar el desarrollo de resistencia y la estabilidad de sistemas gravitacionales posteriores al pandeo de arriostramientos. La Figura 4.3 muestra el resultado obtenido de un análisis pushover sobre la estructura. De la Figura, se observa que la estructura se mantiene lineal y elástica, mientras que toda la disipación de energía está dada por la fluencia, y posterior ruptura, de los pernos de anclaje.

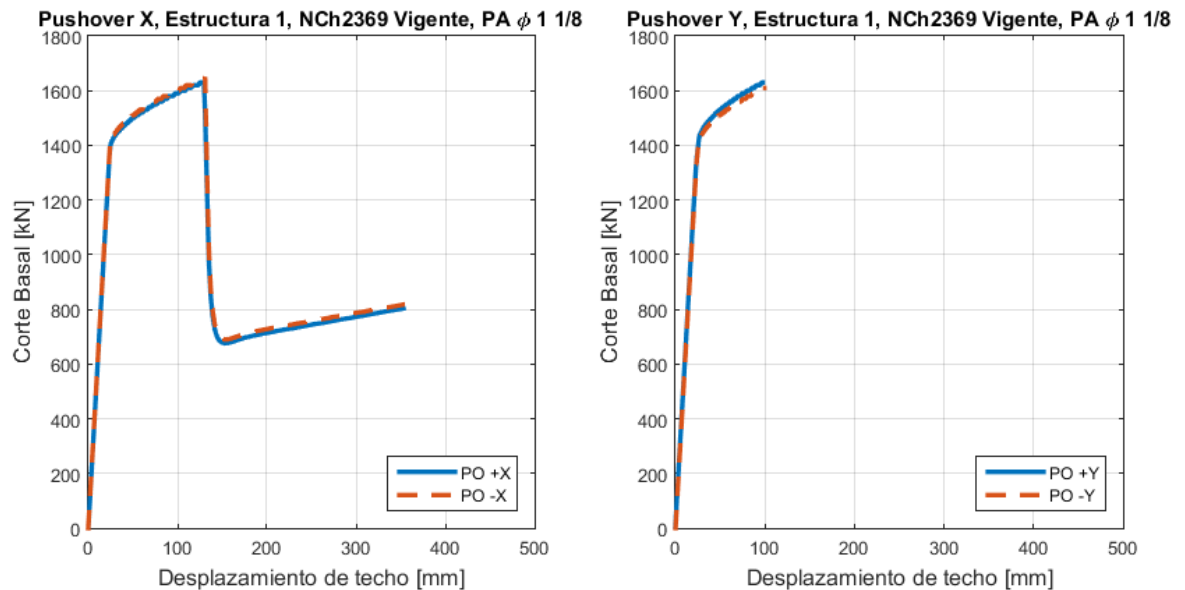


Figura 4.3: Curva Pushover para estimar el comportamiento de los pernos de anclaje $\phi = 1\frac{1}{8}$ dispuestos según diseño.

En la práctica chilena, es común que los edificios industriales de acero tengan un comportamiento similar: la selección de pernos de anclaje que fluyen y eventualmente se fracturan antes que la estructura alcance un comportamiento inelástico.

Las nuevas disposiciones de la norma NCh2369 tienen como objeto proteger el sistema gravitacional de una estructura mediante la disipación de energía a través de la fluencia y el pandeo de arriostramientos y fluencia de pernos de anclaje. Debido a que, a partir del análisis pushover anterior, la fractura de pernos es previa al pandeo y la fluencia de arriostramientos, es necesario aumentar el diámetro de los pernos de anclaje, con el fin de permitir el estudio del efecto de las nuevas disposiciones en el desempeño de esta estructura.

El nuevo diámetro de pernos es igual a $\phi = 1\frac{1}{2}''$. La nueva relación demanda/capacidad es entonces igual a:

$$\frac{T_u}{\phi T_n} = 0.46 \quad (4.2)$$

donde:

- T_u = Tracción última en el anclaje, $T_u = 470.9$ [kN]
- ϕT_n = Resistencia disponible a la tracción, $\phi T_n = \phi F_{nt} A_{PA}$
- ϕ = Factor de reducción, $\phi = 0.75$
- n = Número de pernos en cada anclaje, $n = 4$
- A_{PA} = Área bruta de los pernos en cada anclaje, $A_{PA} = 4560.4$ [mm²]
- F_{nt} = Tensión nominal a la tracción, $F_{nt} = 0.75 F_u = 300$ [MPa] para acero calidad ASTM A36

4.1.2. Análisis no Lineal Estático

4.1.2.1. Análisis Pushover

La Figura 4.4 muestra los resultados de los análisis no lineales estáticos realizados en cada una de las direcciones principales de la estructura. Es importante mencionar que el punto de control considerado en los análisis pushover corresponde al penúltimo nivel de la estructura, pues el nivel superior tiene una estructuración basada en marcos de momento, más flexibles que los marcos arriostrados. El considerar el último nivel por lo tanto, tendría como consecuencia valores de ductilidad mayores y no representativos de la estructuración del resto del edificio.

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 del corte basal, asociado a la fluencia de los pernos de anclaje. Posterior a esta degradación del corte basal, se gatilla un modo de falla no simulado, en el que se alcanza la resistencia esperada a compresión en las columnas. En este estado se alcanza un corte basal de 2650 [kN], equivalente a 1.6 veces el peso sísmico, y una deriva del 0.75 % para las direcciones +X y -X.

En cuanto a la dirección Y, se tiene que la estructura permanece lineal hasta que se gatilla un modo de falla no simulado, asociado al límite de resistencia esperada a compresión en las columnas, no disipando energía en el proceso. En este estado se alcanza un corte basal de 2270 [kN], equivalente a 1.4 veces el peso sísmico, y una deriva del 0.34 % para las direcciones +Y y -Y.

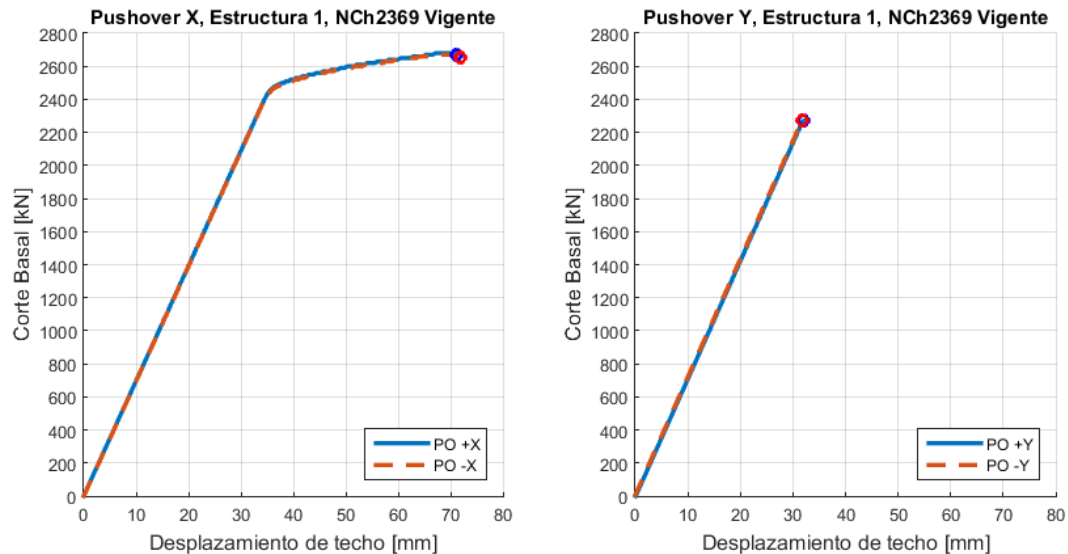


Figura 4.4: Análisis pushover realizado para la estructura.

Para la determinación de los parámetros de desempeño μ_T , Ω y R_μ se considera el análisis pushover hasta que se gatilla un modo de falla no simulado, de acuerdo a las especificaciones de la Metodología. La Tabla 4.7 muestra los resultados obtenidos de dichos análisis. Si se considera el factor de reducción asociado a la ductilidad R_μ , se observa que en promedio es menor que el valor de diseño. Además, en la dirección Y tiene un valor muy cercano a 1.0 debido a su casi nula incursión en el rango inelástico. Por otro lado, la estructura posee una ductilidad muy baja, dada exclusivamente por la fluencia de los pernos de anclaje.

Tabla 4.7: Factores de desempeño resultantes del análisis pushover.

Caso	$V_0 = 1.4V$ [kN]	C_0	V_{max} [kN]	W [kN]	T [s]	$\delta_{y,eff}$ [mm]
PO +X	673.4	0.83	2670	1638.3	0.283	26.9
PO -X	673.4	0.83	2670	1638.3	0.283	26.9
PO +Y	615.7	0.88	2270	1638.3	0.292	25.7
PO -Y	615.7	0.88	2270	1638.3	0.292	25.7
Caso	δ_u [mm]	μ_T	Ω	R_μ	$R = \Omega R_\mu$	$R_{diseño}$
PO +X	71.9	2.7	4.0	2.1	8.3	3
PO -X	71.9	2.7	4.0	2.1	8.3	3
PO +Y	31.8	1.2	3.7	1.2	4.5	3
PO -Y	31.8	1.2	3.7	1.2	4.5	3
Promedio	51.8	2.0	3.8	1.6	6.4	3

4.1.3. Análisis no Lineal Dinámico

4.1.3.1. Determinación del Margen de Colapso

La Tabla 4.8 muestra el análisis no lineal dinámico incremental asociado a la estructura. Los análisis se realizan considerando simultáneamente las tres direcciones registradas en cada estación. El análisis comienza con un escalamiento inicial de 0.5, el cual se incrementa hasta llegar al colapso incipiente en el 50 % de los registros con un factor de escalamiento $SF = 0.8$. Los terremotos que controlan el colapso incipiente son los de Valparaíso 1985 (estaciones Melipilla y San Isidro), Tocopilla 2007 (estación Tocopilla) y Maule 2010 (estaciones Angol y Constitución). En la Tabla, los registros marcados con asterisco son aquellos a considerar para el estudio de las respuestas máximas así como la distribución de energía de los componentes no lineales presentes en la estructura.

La Tabla 4.9 expone el cálculo de la Razón del Margen de Colapso CMR para cada dirección de análisis. Debido a la simetría de la estructura, en ambas direcciones se obtienen razones CMR similares. Se observa que la estructura posee, en promedio, un $CMR = 0.72$, un 60 % menor al requerido por la Metodología, por lo que no cumple con el objetivo de desempeño de dicho documento.

Tabla 4.8: Resultados obtenidos del análisis no lineal dinámico.

Factor de escalamiento SF					0.5	0.6	0.7	0.8
Epicentro	Fecha	Magnitud	Estación	Registros X/Y/Z	Colapso	Colapso	Colapso	Colapso
Valparaíso	03-03-1985	7.8 Ms	Melipilla	EW/NS/V*	NO	SI	SI	SI
				NS/EW/V	SI	SI	SI	SI
			San Isidro	L/T/V*	SI	SI	SI	SI
				T/L/V	SI	SI	SI	SI
Punitaqui	14-10-1997	6.8 Ms	Illapel	L/T/V	NO	NO	NO	NO
				T/L/V	NO	NO	NO	NO
Sur de Peru	23-06-2001	8.4 Mw	Cementerio	L/T/V	NO	NO	NO	NO
				T/L/V	NO	NO	NO	NO
			Costanera	L/T/V	NO	NO	NO	NO
				T/L/V	NO	NO	NO	NO
Tocopilla	14-11-2007	7.7 Mw	Mejillones	EW/NS/V	NO	NO	NO	NO
				NS/EW/V	NO	NO	NO	NO
			Tocopilla	L/T/V*	NO	NO	NO	SI
				T/L/V	NO	NO	SI	SI
Maule	27-02-2010	8.8 Mw	Angol	EW/NS/V*	SI	SI	SI	SI
				NS/EW/V	SI	SI	SI	SI
			Constitución	L/T/V*	SI	SI	SI	SI
				T/L/V	SI	SI	SI	SI
Iquique	01-04-2014	8.2 Mw	Chusmiza	EW/NS/V	NO	NO	NO	NO
				NS/EW/V	NO	NO	NO	NO
% de Colapsos					40 %	40 %	45 %	50 %

Tabla 4.9: Determinación del margen de colapso CMR .

Dirección	X	Y
Periodo fundamental T_n	0.283	0.292
Factor de escalamiento SF	0.8	0.8
Factor tridimensionalidad SF_{3D}	1.2	1.2
Intensidad Mediana $Sa_{50\%}$	1.038	0.981
$SCT = SF \cdot Sa_{50\%}$	0.830	0.785
Intensidad MCE SMT	1.347	1.347
$CMR = SF_{3D} \cdot SCT/SMT$	0.74	0.70
$CMR_{10\%}$	1.9	1.9
Cumple?	NO	NO
$CMR/CMR_{10\%}$	0.39	0.37

4.1.3.2. Disipación y Distribución de Energía

La Tabla 4.10 muestra las respuestas máximas obtenidas por los componentes no lineales del modelo diseñado según la normativa vigente, para un nivel de colapso incipiente. Por su parte, la Figura 4.5 exhibe de forma gráfica las respuestas máximas normalizadas de los componentes no lineales de la estructura.

Se observa que los arriostramientos en tracción no alcanzan la fluencia para ninguno de los eventos analizados, de los cuales en promedio, alrededor del 50 % presentan una razón tensión máxima/tensión de fluencia T/T_y en el rango 0.50-0.75, y un 45 % en el rango 0.75-1.00.

En cuanto a los arriostramientos en compresión, se observa que en promedio el 95 % exhibe deformaciones menores al 1.5 %, valor conservadoramente definido para caracterizar la deformación por pandeo. Por otro lado, se observa que alrededor del 30 % de los arriostramientos presentan razones compresión máxima/tensión de pandeo P/P_c en el rango 0.50-0.75, mientras que el 70 % restante se ubica en el rango 0.75-1.00.

En cuanto a las respuestas de los pernos de anclaje, se observa que del orden del 50 % de los pernos de anclaje alcanza la fluencia, sin alcanzar la ruptura. Además, se observa que el 90 % de los pernos presenta razones de tensión máxima/tensión de fluencia T/T_y en el rango 0.75-1.00.

Tabla 4.10: Distribución de respuestas máximas de componentes no lineales para un nivel de colapso incipiente.

Arriost. en Tracción Sismo	T/T_y				$\varepsilon_t = \delta_t/Le$	
	0.00-0.25	0.25-0.50	0.50-0.75	0.75-1.00	$0 - \varepsilon_y$	$\varepsilon_y - \varepsilon_u$
Melipilla 1985 (EW/NS/V)	0 %	0 %	75 %	25 %	100 %	0 %
San Isidro 1985 (L/T/V)	0 %	0 %	12 %	88 %	100 %	0 %
Tocopilla 2007 (L/T/V)	0 %	25 %	69 %	6 %	100 %	0 %
Angol 2010 (EW/NS/V)	0 %	0 %	88 %	12 %	100 %	0 %
Constitución 2010 (L/T/V)	0 %	0 %	12 %	88 %	100 %	0 %
Arriost. en Compresión Sismo	P/P_c				$\varepsilon_c = \delta_c/Le$	
	0.00-0.25	0.25-0.50	0.50-0.75	0.75-1.00	$0 - 1.5\%$	$1.5\% - 1.5\%$
Melipilla 1985 (EW/NS/V)	0 %	0 %	50 %	50 %	100 %	0 %
San Isidro 1985 (L/T/V)	0 %	0 %	0 %	100 %	75 %	25 %
Tocopilla 2007 (L/T/V)	0 %	0 %	44 %	56 %	100 %	0 %
Angol 2010 (EW/NS/V)	0 %	0 %	62 %	38 %	100 %	0 %
Constitución 2010 (L/T/V)	0 %	0 %	0 %	100 %	100 %	0 %
Pernos de anclaje Sismo	T/T_y				$\varepsilon_t = \delta_t/Le$	
	0.00-0.25	0.25-0.50	0.50-0.75	0.75-1.00	$0 - \varepsilon_y$	$\varepsilon_y - \varepsilon_u$
Melipilla 1985 (EW/NS/V)	0 %	0 %	0 %	100 %	38 %	62 %
San Isidro 1985 (L/T/V)	0 %	0 %	0 %	100 %	0 %	100 %
Tocopilla 2007 (L/T/V)	0 %	0 %	50 %	50 %	100 %	0 %
Angol 2010 (EW/NS/V)	0 %	0 %	0 %	100 %	100 %	0 %
Constitución 2010 (L/T/V)	0 %	0 %	0 %	100 %	0 %	100 %

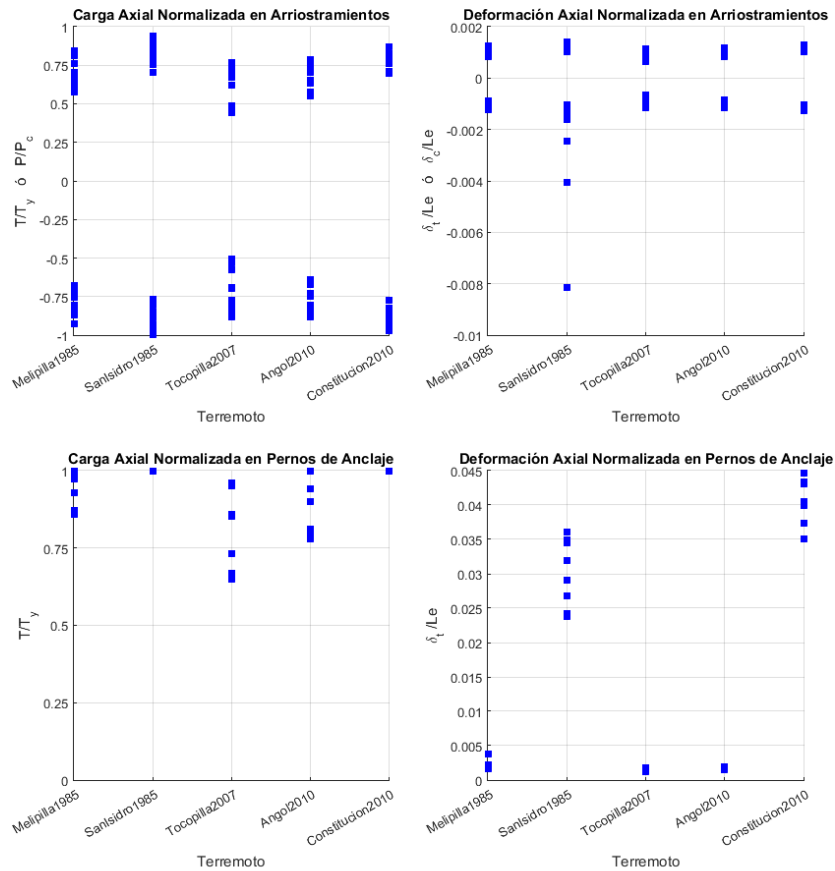


Figura 4.5: Respuestas máximas normalizadas para arriostamientos (arriba) y pernos de anclaje (abajo) a nivel de colapso incipiente para terremotos de Valparaíso 1985 (estaciones Melipilla y San Isidro), Tocopilla 2007 (estación Tocopilla) y Maule 2010 (estaciones Angol y Constitución).

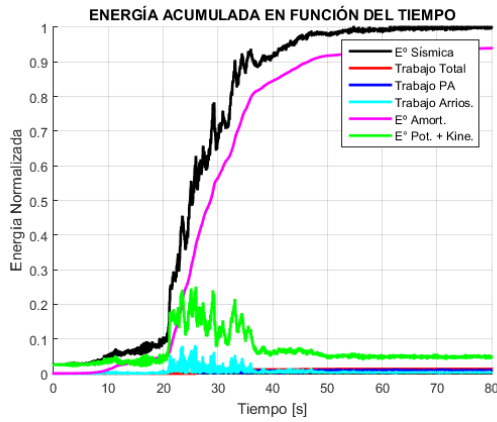
Los resultados de los análisis tiempo-historia al nivel de colapso incipiente se registran en la Tabla 4.11. El factor de reducción R se obtiene comparando el corte basal máximo elástico y el obtenido de un análisis no lineal. Este valor se compara con el parámetro R_μ debido a que se trata de la respuesta a un nivel de colapso incipiente, sin considerar sobrerresistencia. En promedio se obtiene un factor de reducción de la respuesta $R = 1.4$, un poco más bajo que el obtenido de análisis pushover ($R_\mu = 1.6$), pero consistente con el análisis previo.

La Tabla muestra además que el colapso incipiente se alcanza a diferentes niveles de energía, donde la mayor parte de la disipación se logra debido al amortiguamiento de la estructura, que no alcanza la plastificación de sus elementos antes de llegar al colapso incipiente. Cuando dicha plastificación se alcanza, se observa que la disipación de energía se produce mayoritariamente en los pernos de anclaje y posteriormente en los arriostramientos en compresión.

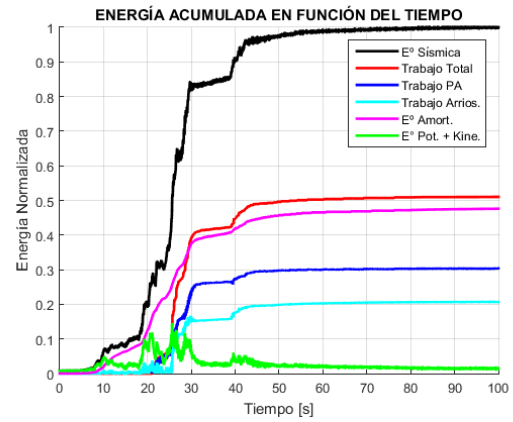
Las Figuras 4.6 y 4.7 muestran la distribución de energía en función del tiempo para los terremotos de Valparaíso 1985 y Maule 2010.

Tabla 4.11: Determinación del factor de reducción R y distribución de energía a nivel de colapso incipiente.

Epicentro	Valparaíso		Tocopilla	Maule	
	1985		2007	2010	
Año	1985		2007	2010	
Magnitud	7.8 Ms		7.7 Mw	8.8 Mw	
Estación	Melipilla	San Isidro	Tocopilla	Angol	Constitución
Dirección Reg. X/Y/Z	EW/NS/V	L/T/V	L/T/V	EW/NS/V	L/T/V
Escala	0.6	0.5	0.8	0.5	0.5
Nro. Columnas Mecanismo Colapso	1	5	2	2	2
FU máximo Columnas	1.02	1.01/1.02/1.07/ 1.11/1.18	1.08/1.09	1.01/1.02	1.05/1.10
Corte Basal, Dirección X [kN]					
Modelo lineal	2380	2087	2249	2148	4807
Modelo no lineal	2313	2063	1754	2071	2107
Factor de Reducción R	1.03	1.01	1.28	1.04	2.28
Corte Basal, Dirección Y [kN]					
Modelo lineal	2563	2365	2658	3869	4807
Modelo no lineal	1936	2328	2336	2004	2398
Factor de Reducción R	1.32	1.02	1.14	1.93	2.00
Energía Acumulada					
Pernos de anclaje [%]	0.9 %	30.3 %	0.1 %	0.0 %	42.5 %
Arriostramientos [%]	0.2 %	20.7 %	0.1 %	0.0 %	0.3 %
Amortiguamiento [%]	94.0 %	47.6 %	89.8 %	97.6 %	54.8 %
Cinética + Potencial [%]	4.9 %	1.4 %	10.0 %	2.4 %	2.4 %
Total [%]	100.0 %	100.0 %	100.0 %	100.0 %	100.0 %
Total [kJ]	196.60	621.03	184.23	333.08	528.61

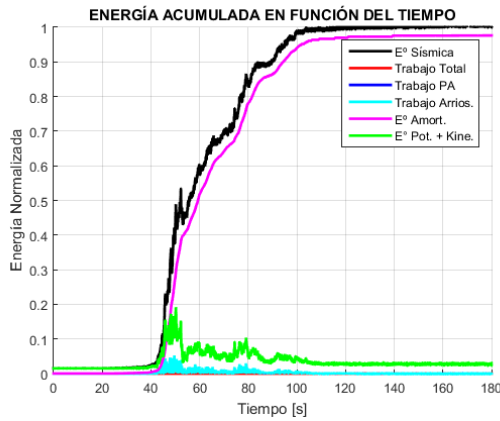


(a) Estación Melipilla
(X/Y/Z=EW/NS/V).

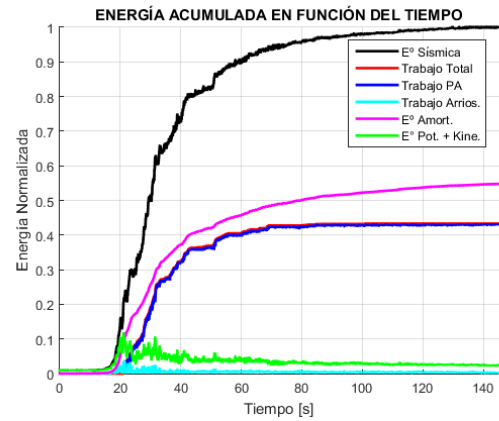


(b) Estación San Isidro
(X/Y/Z=L/T/V).

Figura 4.6: Distribución de energía sísmica en el tiempo para el terremoto de Valparaíso 1985.



(a) Estación Angol
(X/Y/Z = EW/NS/V).



(b) Estación Constitución
(X/Y/Z = L/T/V).

Figura 4.7: Distribución de energía sísmica en el tiempo para el terremoto de Maule 2010.

4.2. Análisis según la normativa propuesta

Esta sección presenta los resultados obtenidos a partir de los análisis lineal-elástico y no lineal de la Estructura 1, mediante la aplicación de la normativa propuesta. La no linealidad está modelada en los arriostramientos de los dos niveles inferiores así como en los anclajes de las columnas que forman parte del marco arriostrado sismorresistente. Los arriostramientos del nivel superior no presentan incursiones en el rango inelástico y los pernos de anclaje de las columnas gravitacionales no forman parte del análisis de las disposiciones de la norma NCh2369.

El Anexo A.3 muestra la distribución de los componentes no lineales para la Estructura 1.

4.2.1. Diseño Lineal Elástico

4.2.1.1. Cargas de Diseño

Las cargas permanentes y sobrecargas de uso aplicadas sobre la Estructura 1 para el análisis lineal-elástico se presentan en la Tabla 4.12. Por otra parte, la Tabla 4.13 muestra las cargas de diseño totales aplicadas sobre la estructura. El Anexo A.1 muestra el detalle de la distribución de cargas aplicadas en la estructura.

Tabla 4.12: Cargas permanentes y de uso utilizadas en el análisis estructural.

Elemento	Carga [N/m]	Carga [Pa]
Peso propio grating	-	490.50
Peso propio escaleras	931.95	-
Peso propio barandas	245.25	-
Sobrecarga de piso	-	7848.00
Sobrecarga de escaleras	4905.00	-

Tabla 4.13: Cargas de diseño totales aplicadas sobre la estructura.

Carga	Definición	Comp.	Carga [kN]
Dsw	Peso propio	Fz	312.6
Dplat	Peso escaleras, grating	Fz	124.3
Dhr	Peso barandas	Fz	47.3
Deq	Peso equipos	Fz	624.7
Dpp	Peso piping	Fz	99.4
D	Carga muerta operacional $D=1.15Dsw+Dplat+Dhr+Deq+Dpp$	Fz	1255.2
L	Sobrecarga de uso de plataformas	Fz	1654.0
Ws	Peso sísmico $Ws=1.15Dsw+Dplat+Dhr+Deq+Dpp+0.25L$	Fz	1669.3
Sx	Corte basal análisis modal espectral en dirección X, Modo 2 (70 Modos Ritz, 99 % Part Modal, $T=0.268$ [s] con 87 % Part. Modal)	Fx	500.5
Sy	Corte basal análisis modal espectral en dirección Y, Modo 1 (70 Modos Ritz, 99 % Part Modal, $T=0.275$ [s] con 82 % Part. Modal)	Fy	476.7

4.2.1.2. Verificación de Esbelteces

Las Tablas 4.14 y 4.15 muestran, respectivamente, la verificación de los límites de compacidad local y esbeltez global de los elementos componentes de la estructura, de acuerdo a los requerimientos de los artículos 8.3.3 y 8.7.3 de la norma NCh2369.

El cálculo de las compacidades a flexión se realizó suponiendo que las columnas están sometidas a compresión pura, mientras que las vigas se someten a flexocompresión.

Tabla 4.14: Límites de compacidad local de los elementos que componen la estructura.

Tipo	Perfil	Ala				Comp. Ala		Alma				Comp. Alma	
		λ_f	$\lambda_{r,c}$	$\lambda_{p,f}$	$\lambda_{r,f}$	Comp	Flex	λ_w	$\lambda_{r,c}$	$\lambda_{p,f}$	$\lambda_{r,f}$	Comp	Flex
COL	HN25x57.7	10.4	14.7	10.8	29.7	C	C	37.7	149.9	106.8	161.9	C	C
ARR	200x200x5	35.0	39.8	31.8	39.8	C	NC	35.0	39.8	31.8	39.8	C	NC
ARR	150x150x5	25.0	39.8	31.8	39.8	C	C	25.0	39.8	31.8	39.8	C	C
ARR	L8x9.63	7.5	12.8	-	-	C	-	-	-	-	-	-	-
VIGA	IN25x32.6	7.5	14.0	10.8	28.3	C	C	46.0	149.9	106.8	149.9	C	C
VIGA	IN25x46.6	8.3	14.0	10.8	28.4	C	C	45.2	149.9	77.4	149.9	C	C
VIGA	IN35x71.3	5.6	13.5	10.8	27.4	C	C	52.3	149.9	77.4	149.9	C	C
VIGA	IE350x200x10x18	5.6	15.4	10.8	31.1	C	C	31.4	149.9	77.4	149.9	C	C
VIGA	C20x15.4	10.0	11.9	8.5	11.9	C	NC	28.3	88.9	50.8	88.9	C	C

Tabla 4.15: Límites de esbeltez global de los elementos que componen la estructura.

Tipo	Perfil	KL/r_{max}	KL/r_{lim}
COL	HN25x57.7	53.2	133.8
ARR	200x200x5	55.1	133.8
ARR	150x150x5	45.0	133.8
ARR	L8x9.63	110.7	133.8
VIGA	IN25x32.6	117.3	133.8
VIGA	IN25x46.6	32.7	133.8
VIGA	IN35x71.3	88.5	133.8
VIGA	IE350x200x10x18	35.3	133.8
VIGA	C20x15.4	102.5	133.8

4.2.1.3. Verificación de Deriva de Piso

La Tabla 4.16 muestra la verificación de la deriva de piso para las solicitaciones sísmicas. De acuerdo al Artículo 6.1 de la norma NCh2369, las deformaciones deben calcularse considerando el espectro de diseño elástico o, equivalentemente, amplificando las solicitaciones sísmicas por el factor R (INN, 2003b, Art. 6.1).

Tabla 4.16: Verificación de derivas de piso, de acuerdo a la deformación elástica.

Dir.	Despl.	Δ [mm]	H [mm]	Δ/H	Δ/H_{lim}	Cumple?
X	DX01	6.2	3465	0.002	0.015	✓
	DX02	9.3	3420	0.003	0.015	✓
	DX03	4.7	2500	0.002	0.015	✓
	DX04	12.3	2470	0.005	0.015	✓
Y	DY01	5.4	3465	0.002	0.015	✓
	DY02	7.7	3420	0.002	0.015	✓
	DY03	4.0	2500	0.002	0.015	✓
	DY04	10.6	2470	0.004	0.015	✓

4.2.1.4. Verificación de Resistencia

De acuerdo a la normativa propuesta, el sistema gravitacional debe ser capaz de resistir las solicitaciones posteriores al pandeo y fluencia de arriostramientos, por lo que las solicitaciones sísmicas se amplifican por el factor $0.7R_1 \geq 2.0$. La Figura 4.8 muestra este resultado, en el que la columna más solicitada posee un factor de utilización de 0.64.

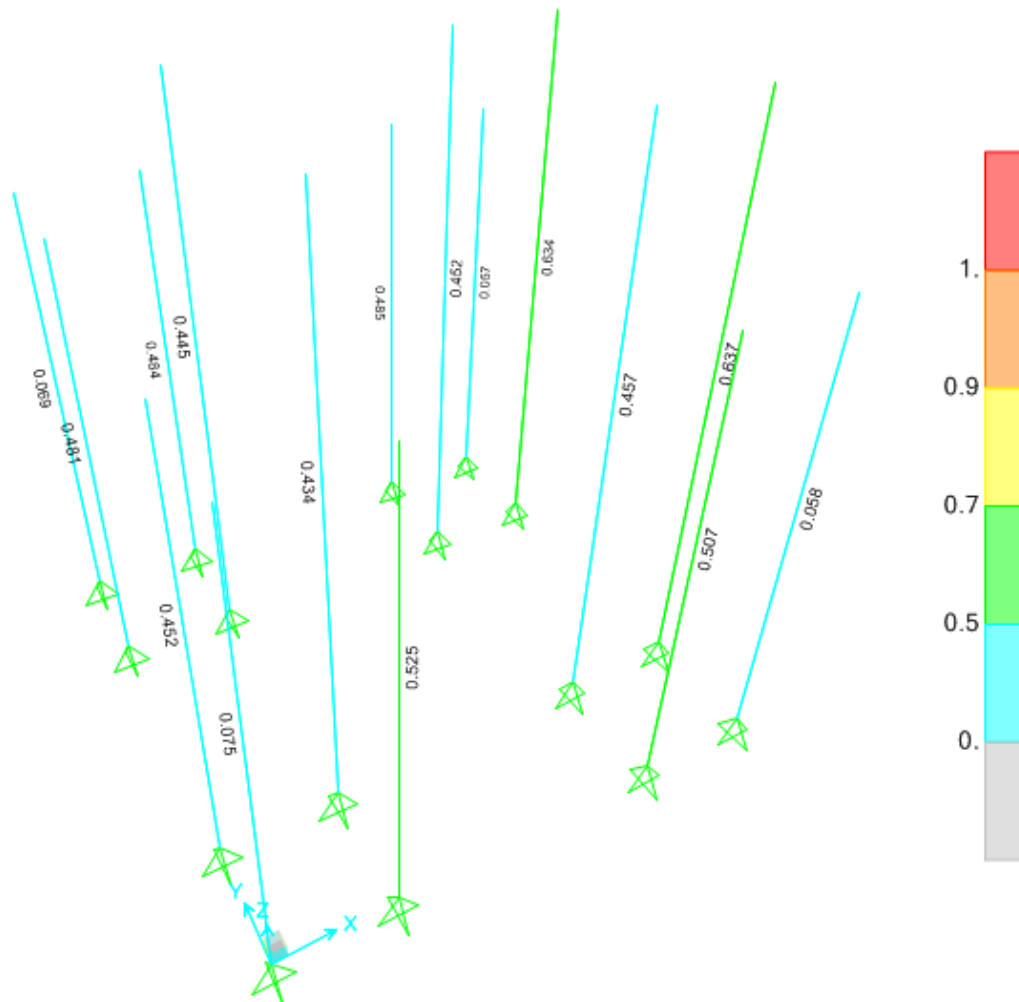


Figura 4.8: Factores de utilización obtenidos para las columnas, amplificando las solicitaciones sísmicas por $0.7R_1 \geq 2.0$.

Para el diseño con las combinaciones de carga LRFD de la norma NCh2369, se determinó el factor de utilización de los otros elementos estructurales. La Figura 4.9 muestra en escala de colores los factores de utilización obtenidos tras el diseño. El Anexo A.2.2 muestra el detalle de los factores de utilización obtenidos en cada planta y en cada eje.

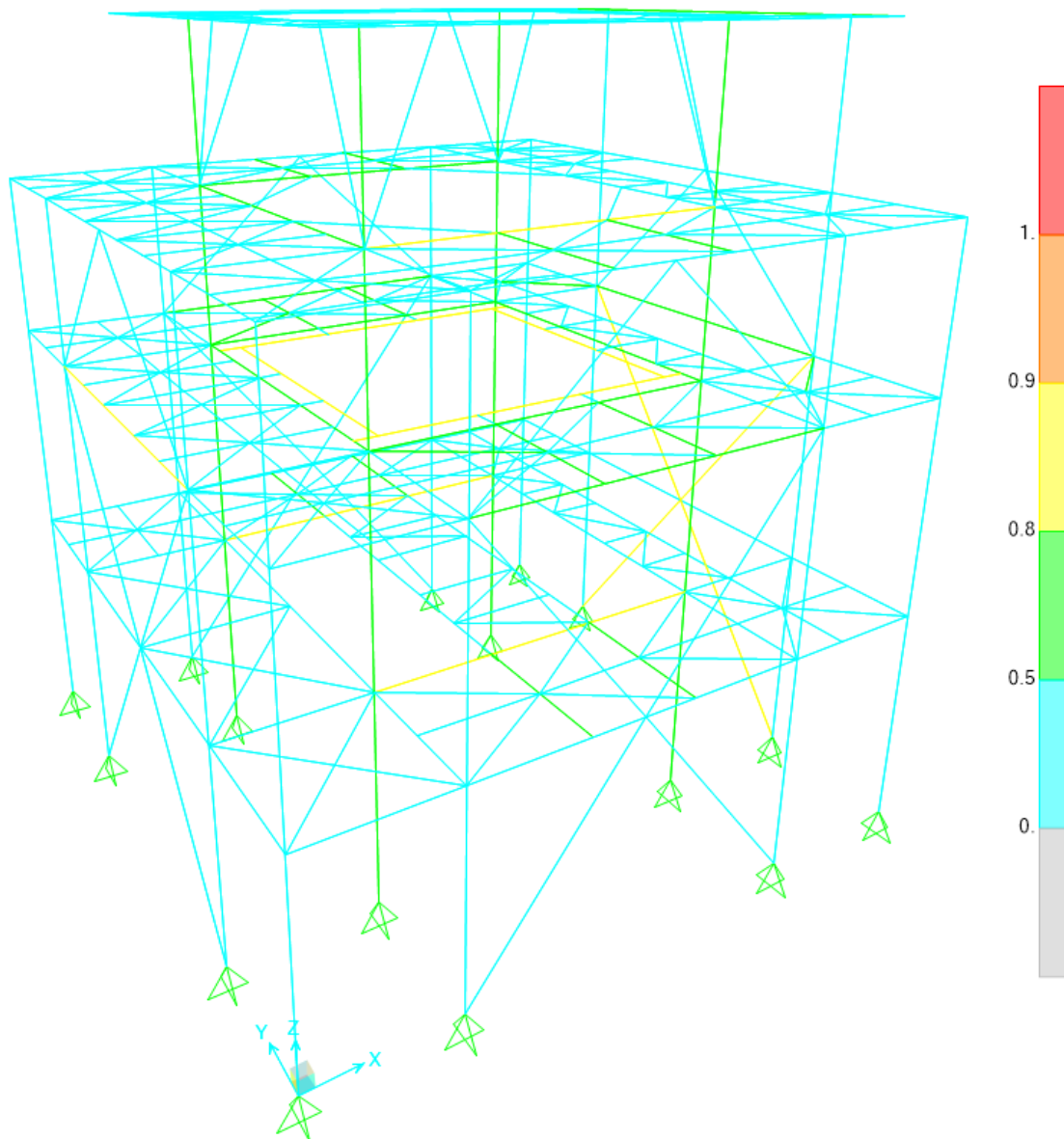


Figura 4.9: Factores de utilización obtenidos para la Estructura 1 según la normativa propuesta.

4.2.1.5. Detallamiento de Pernos de Anclaje

La Figura 4.10 muestra el detalle de los pernos de anclaje con los que la estructura fue originalmente diseñada. La solución consiste en 4 pernos $\phi 1\frac{1}{8}$ " de calidad ASTM A36, además de una silla de anclaje. El largo libre de los pernos es igual a 43 [cm].

De acuerdo al punto 8.6.8. de la norma NCh2369, el perno se diseña para que falle antes que la placa de apoyo o el hormigón del pedestal. La Tabla 4.17 expone la envolvente de fuerzas de las combinaciones LRFD para los nodos de anclaje.

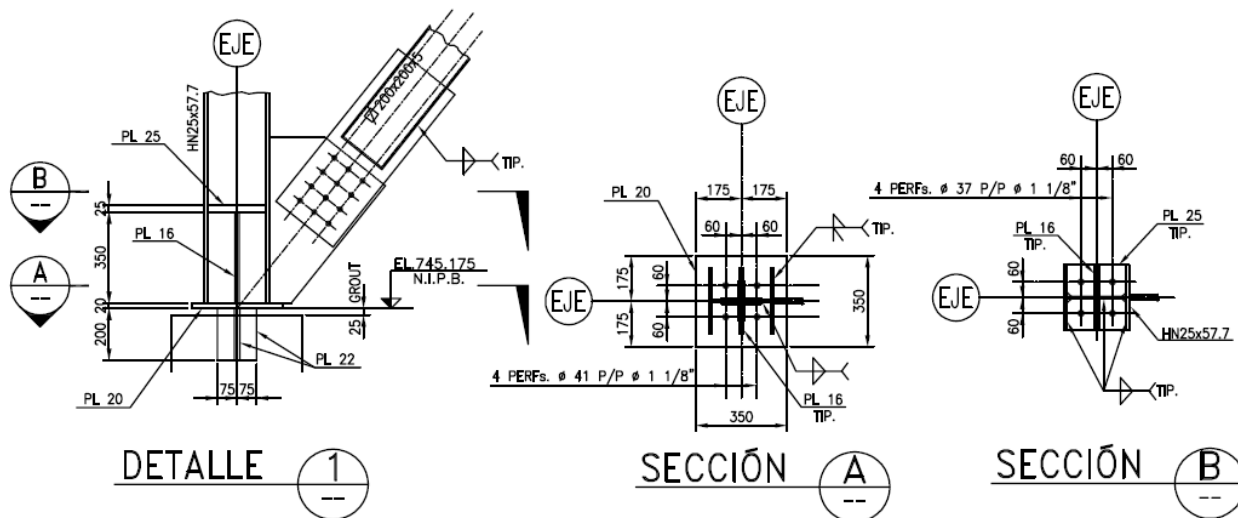


Figura 4.10: Detalle del anclaje de las columnas sismorresistentes para la Estructura 1.

Tabla 4.17: Envolvente de fuerzas (LRFD) para los anclajes de columnas sismorresistentes.

Nodo	Combinación	Tipo	F1 [kN]	F2 [kN]	F3 [kN]
A1	U.ENV	Max	1.4	186.1	575.3
A1	U.ENV	Min	-1.5	-161.4	-437.0
A2	U.ENV	Max	1.5	161.3	626.4
A2	U.ENV	Min	-1.5	-185.3	-422.3
A3	U.ENV	Max	209.0	0.6	683.5
A3	U.ENV	Min	-175.4	-0.6	-472.5
A4	U.ENV	Max	201.5	0.6	638.0
A4	U.ENV	Min	-172.0	-0.6	-465.1
A5	U.ENV	Max	174.8	0.7	660.2
A5	U.ENV	Min	-207.3	-0.7	-487.3
A6	U.ENV	Max	171.8	0.7	640.4
A6	U.ENV	Min	-202.1	-0.7	-464.9
A7	U.ENV	Max	0.4	206.6	742.9
A7	U.ENV	Min	-0.5	-159.0	-434.1
A8	U.ENV	Max	0.5	159.0	733.8
A8	U.ENV	Min	-0.5	-207.5	-435.3
MAX			209.0	206.6	742.9
MIN			-207.3	-207.5	-487.3

La existencia de una llave de corte permite que el perno trabaje a tracción pura. La resistencia última de los pernos se estima a partir de lo estipulado en el Capítulo J de la norma AISC360 (AISC, 2005b, Ecuación (J3-1)), por lo que la relación demanda/capacidad es igual a:

$$\frac{T_u}{\phi T_n} = 0.84 \quad (4.3)$$

donde:

- T_u = Tracción última en el anclaje, $T_u = 487.3$ [kN]
- ϕT_n = Resistencia disponible a la tracción, $\phi T_n = \phi F_{nt} A_{PA}$
- ϕ = Factor de reducción, $\phi = 0.75$
- n = Número de pernos en cada anclaje, $n = 4$
- A_{PA} = Área bruta de los pernos en cada anclaje, $A_{PA} = 2565.2$ [mm²]
- F_{nt} = Tensión nominal a la tracción, $F_{nt} = 0.75 F_u = 300$ [MPa] para acero calidad ASTM A36

4.2.1.6. Análisis Pushover para Estimar el Comportamiento de los Pernos de Anclaje

Previo al análisis de la estructura, se verifica que el modelo permita estudiar el desarrollo de resistencia y la estabilidad de sistemas gravitacionales posteriores al pandeo de arriostramientos. La Figura 4.11 muestra el resultado obtenido de un análisis pushover sobre la estructura. De la Figura, se observa que la estructura se mantiene lineal y elástica, mientras que toda la disipación de energía está dada por la fluencia, y posterior ruptura, de los pernos de anclaje.

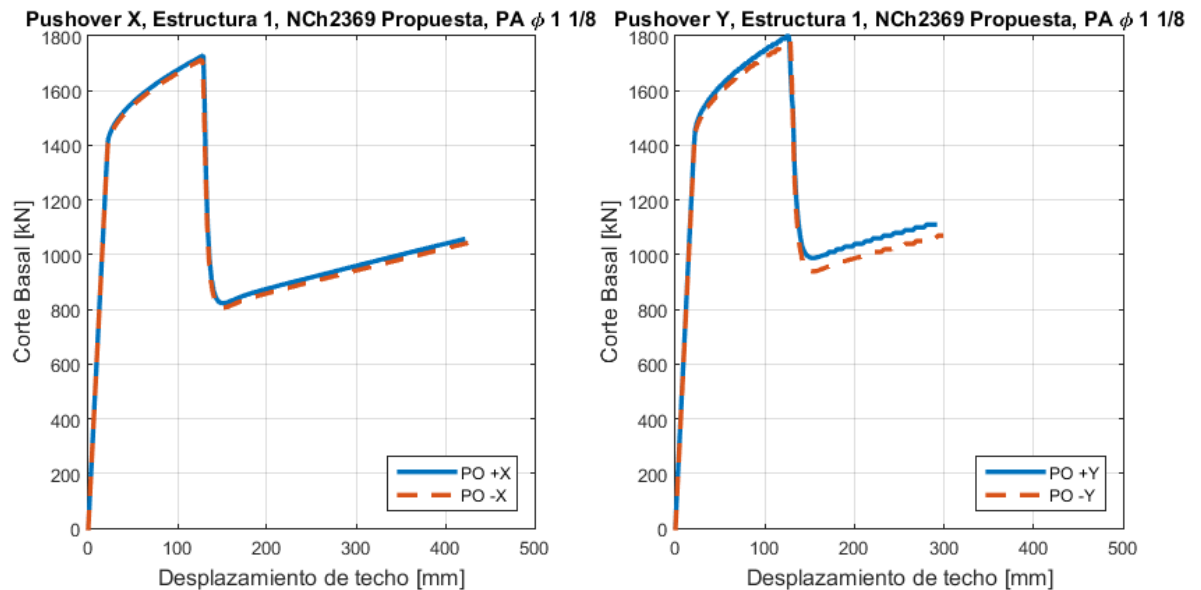


Figura 4.11: Curva Pushover para estimar el comportamiento de los pernos de anclaje $\phi = 1\frac{1}{8}$ dispuestos según diseño.

En la práctica chilena, es común que los edificios industriales de acero tengan un comportamiento similar: la selección de pernos de anclaje que fluyen y eventualmente se fracturan antes que la estructura alcance un comportamiento inelástico.

Las disposiciones propuestas de la norma NCh2369 tienen como objeto proteger el sistema gravitacional de una estructura estableciendo una jerarquía de falla, mediante la disipación de energía a través de la fluencia y el pandeo de arriostramientos y la fluencia de pernos de anclaje, antes de alcanzar la falla de columnas. Debido a que, a partir del análisis pushover anterior, la fractura de pernos es previa al pandeo y la fluencia de arriostramientos, es necesario aumentar el diámetro de los pernos de anclaje, con el fin de permitir el estudio del efecto de las nuevas disposiciones en el desempeño de esta estructura.

El nuevo diámetro de pernos es igual a $\phi = 1\frac{1}{2}''$. La nueva relación demanda/capacidad es entonces igual a:

$$\frac{T_u}{\phi T_n} = 0.47 \quad (4.4)$$

donde:

- T_u = Tracción última en el anclaje, $T_u = 487.3$ [kN]
- ϕT_n = Resistencia disponible a la tracción, $\phi T_n = \phi F_{nt} A_{PA}$
- ϕ = Factor de reducción, $\phi = 0.75$
- n = Número de pernos en cada anclaje, $n = 4$
- A_{PA} = Área bruta de los pernos en cada anclaje, $A_{PA} = 4560.4$ [mm²]
- F_{nt} = Tensión nominal a la tracción, $F_{nt} = 0.75 F_u = 300$ [MPa] para acero calidad ASTM A36

4.2.2. Análisis no Lineal Estático

4.2.2.1. Análisis Pushover

La Figura 4.12 muestra los resultados de los análisis no lineales estáticos realizados en cada una de las direcciones principales de la estructura. Debido a la estructuración casi simétrica del proyecto, se tiene el mismo comportamiento en ambas direcciones. Es importante mencionar que el punto de control considerado en los análisis pushover corresponde al penúltimo nivel de la estructura, pues el nivel superior tiene una estructuración basada en marcos de momento, más flexibles que los marcos arriostrados. Por tanto, considerar el último nivel tendría como consecuencia valores de ductilidad mayores y no representativos de la estructuración del resto del edificio.

Al aumentar el desplazamiento de techo en cualquiera de las direcciones principales, se observa que la estructura permanece lineal hasta llegar a una primera desviación del comportamiento lineal del corte basal, asociado al pandeo de los arriostramientos en compresión del primer nivel de la estructura y a la fluencia de los pernos de anclaje. Posteriormente los arriostramientos en compresión del primer nivel alcanzan su carga residual, lo que provoca un nuevo decaimiento en el corte basal, equivalente a un 46 % en la dirección X y a un 39 % en la dirección Y. Finalmente, se gatilla un modo de falla no simulado, en el que se alcanza la resistencia esperada a flexocompresión en las columnas.

Para las direcciones +X y -X, en el estado último se alcanza un corte basal de 2100 [kN], equivalente a 1.26 veces el peso sísmico, y una deriva del 0.8 %.

En el caso de las direcciones +Y y -Y, en este estado último se alcanza un corte basal de 2150 y 2100 [kN], lo que equivale respectivamente a 1.29 y 1.26 veces el peso sísmico, y derivas del 0.99 % y del 0.79 %, respectivamente.

Para la determinación de los parámetros de desempeño μ_T , Ω y R_μ se considera el análisis pushover hasta la zona en que el corte basal decae al 80 % de su valor máximo, de acuerdo a las especificaciones de la Metodología. En la Figura 4.12, dichos puntos se denotan con un círculo. La Tabla 4.18 muestra los resultados obtenidos de dichos análisis. Si se considera el factor de reducción asociado a la ductilidad R_μ , se observa que es menor que el valor de diseño. Esto tiene como consecuencia un aumento de la resistencia y una menor capacidad de disipación de energía, con respecto a lo esperado tras la aplicación de la normativa.

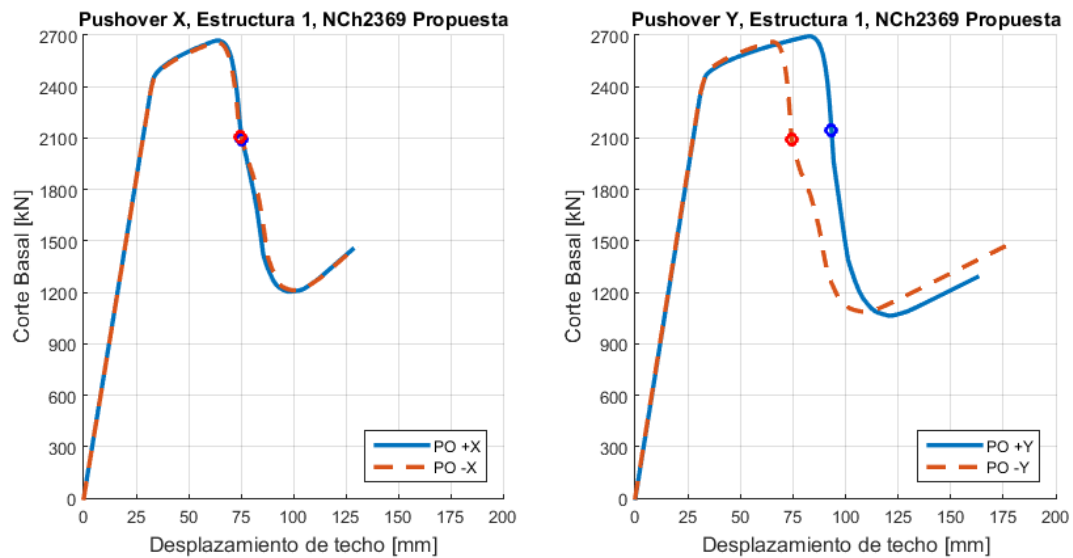


Figura 4.12: Análisis pushover realizado para la estructura.

Tabla 4.18: Factores de desempeño resultantes del análisis pushover.

Caso	$V_0 = 1.4V$ [kN]	C_0	V_{max} [kN]	W [kN]	T [s]	$\delta_{y,eff}$ [mm]
PO +X	700.7	0.86	2669	1612.1	0.268	25.3
PO -X	700.7	0.86	2659	1612.1	0.268	25.2
PO +Y	667.4	0.95	2694	1612.1	0.275	29.8
PO -Y	667.4	0.95	2661	1612.1	0.275	29.5
Caso	δ_u [mm]	μ_T	Ω	R_μ	$R = \Omega R_\mu$	R_{diseno}
PO +X	75.5	3.0	3.8	2.2	8.5	3
PO -X	75.0	3.0	3.8	2.2	8.4	3
PO +Y	93.3	3.1	4.0	2.3	9.3	3
PO -Y	74.4	2.5	4.0	2.0	8.0	3
Promedio	79.5	2.9	3.9	2.2	8.5	3

4.2.3. Análisis no Lineal Dinámico

4.2.3.1. Determinación del Margen de Colapso

La Tabla 4.19 muestra el análisis no lineal dinámico incremental asociado a la estructura. Los análisis se realizan considerando simultáneamente las tres direcciones registradas en cada estación. El análisis comienza con un escalamiento inicial de 1.0, el cual se incrementa hasta llegar al colapso incipiente en el 50 % de los registros con un factor de escalamiento $SF = 1.3$. Los terremotos que controlan el colapso incipiente son los de Valparaíso 1985 (estaciones Melipilla y San Isidro), Tocopilla 2007 (estación Tocopilla) y Maule 2010 (estaciones Angol y Constitución). En la Tabla, los registros marcados con asterisco son aquellos a considerar para el estudio de las respuestas máximas así como la distribución de energía de los componentes no lineales presentes en la estructura.

La Tabla 4.20 expone el cálculo de la Razón del Margen de Colapso CMR para cada dirección de análisis. Debido a la simetría de la estructura, en ambas direcciones se obtienen razones CMR similares. Se observa que la estructura posee, en promedio, un $CMR = 1.17$, un 38 % menor al requerido por la Metodología, por lo que no cumple con el objetivo de desempeño de dicho documento.

Tabla 4.19: Resultados obtenidos del análisis no lineal dinámico.

Factor de escalamiento SF					1.0	1.1	1.2	1.3
Epicentro	Fecha	Magnitud	Estación	Registros X/Y/Z	Colapso	Colapso	Colapso	Colapso
Valparaíso	03-03-1985	7.8 Ms	Melipilla	EW/NS/V*	SI	SI	SI	SI
				NS/EW/V	SI	SI	SI	SI
			San Isidro	L/T/V*	SI	SI	SI	SI
				T/L/V	SI	SI	SI	SI
Punitaqui	14-10-1997	6.8 Ms	Illapel	L/T/V	NO	NO	NO	NO
				T/L/V	NO	NO	NO	NO
Sur de Peru	23-06-2001	8.4 Mw	Cementerio	L/T/V	NO	NO	NO	NO
				T/L/V	NO	NO	NO	NO
			Costanera	L/T/V	NO	NO	NO	NO
				T/L/V	NO	NO	NO	NO
Tocopilla	14-11-2007	7.7 Mw	Mejillones	EW/NS/V	NO	NO	NO	NO
				NS/EW/V	NO	NO	NO	NO
			Tocopilla	L/T/V*	NO	NO	NO	SI
				T/L/V	SI	SI	SI	SI
Maule	27-02-2010	8.8 Mw	Angol	EW/NS/V*	NO	SI	SI	SI
				NS/EW/V	NO	NO	SI	SI
			Constitución	L/T/V*	SI	SI	SI	SI
				T/L/V	SI	SI	SI	SI
Iquique	01-04-2014	8.2 Mw	Chusmiza	EW/NS/V	NO	NO	NO	NO
				NS/EW/V	NO	NO	NO	NO
% de Colapsos					35 %	40 %	45 %	50 %

Tabla 4.20: Determinación del margen de colapso CMR .

Dirección	X	Y
Periodo fundamental T_n	0.268	0.275
Factor de escalamiento SF	1.3	1.3
Factor tridimensionalidad SF_{3D}	1.2	1.2
Intensidad Mediana $Sa_{50\%}$	1.009	1.013
$SCT = SF \cdot Sa_{50\%}$	1.312	1.317
Intensidad MCE SMT	1.347	1.347
$CMR = SF_{3D} \cdot SCT/SMT$	1.17	1.17
$CMR_{10\%}$	1.9	1.9
Cumple?	NO	NO
$CMR/CMR_{10\%}$	0.62	0.62

4.2.3.2. Disipación y Distribución de Energía

La Tabla 4.21 muestra las respuestas máximas obtenidas por los componentes no lineales del modelo diseñado según la normativa propuesta, para un nivel de colapso incipiente. Por su parte, la Figura 4.13 exhibe de forma gráfica las respuestas máximas normalizadas de los componentes no lineales de la estructura.

Se observa que la mayoría de los arriostramientos en tracción no alcanzan la fluencia, donde alrededor del 2.5 % presenta algún grado de plastificación por fluencia. Por otro lado, alrededor de 15 % de los arriostramientos presentan una razón tensión máxima/tensión de fluencia T/T_y en el rango 0.50-0.75, y un 85 % en el rango 0.75-1.00.

En cuanto a los arriostramientos en compresión, se observa que en promedio el 35 % exhibe deformaciones mayores al 1.5 ‰, valor conservadoramente definido para caracterizar la deformación por pandeo. Por otro lado, se observa que alrededor del 97.5 % presenta una razón compresión máxima/tensión de pandeo P/P_c en el rango 0.75-1.00, mientras que el 2.5 % restante se ubica en el rango 0.50-0.75.

En cuanto a las respuestas de los pernos de anclaje, la totalidad de los pernos se plastifica, pero sin alcanzar la ruptura. Se observa de este modo que la plastificación de los pernos de anclaje es uno de los primeros mecanismos en movilizar la no linealidad en la estructura.

Tabla 4.21: Distribución de respuestas máximas de componentes no lineales para un nivel de colapso incipiente.

Arriost. en Tracción Sismo	T/T_y				$\varepsilon_t = \delta_t/Le$	
	0.00-0.25	0.25-0.50	0.50-0.75	0.75-1.00	$0 - \varepsilon_y$	$\varepsilon_y - \varepsilon_u$
Melipilla 1985 (EW/NS/V)	0 %	0 %	12 %	88 %	100 %	0 %
San Isidro 1985 (L/T/V)	0 %	0 %	0 %	100 %	94 %	6 %
Tocopilla 2007 (L/T/V)	0 %	0 %	25 %	75 %	94 %	6 %
Angol 2010 (EW/NS/V)	0 %	0 %	25 %	75 %	100 %	0 %
Constitución 2010 (L/T/V)	0 %	0 %	0 %	100 %	100 %	0 %
Arriost. en Compresión Sismo	P/P_c				$\varepsilon_c = \delta_c/Le$	
	0.00-0.25	0.25-0.50	0.50-0.75	0.75-1.00	$0 - 1.5\%$	$1.5\%_0 - 1.5\%$
Melipilla 1985 (EW/NS/V)	0 %	0 %	0 %	100 %	75 %	25 %
San Isidro 1985 (L/T/V)	0 %	0 %	0 %	100 %	62 %	38 %
Tocopilla 2007 (L/T/V)	0 %	0 %	12 %	88 %	69 %	31 %
Angol 2010 (EW/NS/V)	0 %	0 %	0 %	100 %	88 %	12 %
Constitución 2010 (L/T/V)	0 %	0 %	0 %	100 %	31 %	69 %
Pernos de anclaje Sismo	T/T_y				$\varepsilon_t = \delta_t/Le$	
	0.00-0.25	0.25-0.50	0.50-0.75	0.75-1.00	$0 - \varepsilon_y$	$\varepsilon_y - \varepsilon_u$
Melipilla 1985 (EW/NS/V)	0 %	0 %	0 %	100 %	0 %	100 %
San Isidro 1985 (L/T/V)	0 %	0 %	0 %	100 %	0 %	100 %
Tocopilla 2007 (L/T/V)	0 %	0 %	0 %	100 %	0 %	100 %
Angol 2010 (EW/NS/V)	0 %	0 %	0 %	100 %	0 %	100 %
Constitución 2010 (L/T/V)	0 %	0 %	0 %	100 %	0 %	100 %

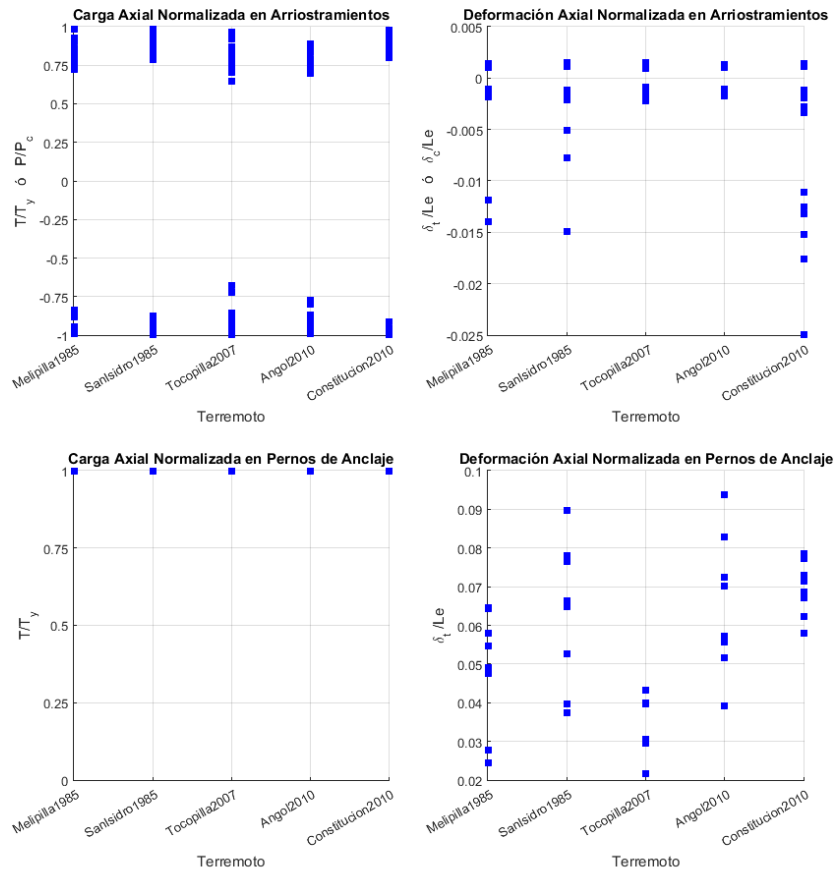


Figura 4.13: Respuestas máximas normalizadas para arriostamientos (arriba) y pernos de anclaje (abajo) a nivel de colapso incipiente para terremotos de Valparaíso 1985 (estaciones Melipilla y San Isidro), Tocopilla 2007 (estación Tocopilla) y Maule 2010 (estaciones Angol y Constitución).

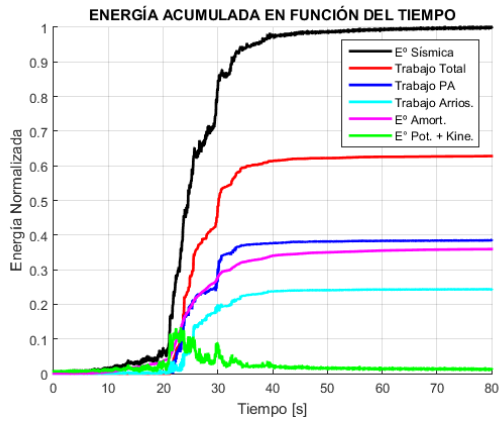
Los resultados de los análisis tiempo-historia al nivel de colapso incipiente se registran en la Tabla 4.22. El factor de reducción R se obtiene comparando el corte basal máximo elástico y el obtenido de un análisis no lineal. Este valor se compara con el parámetro R_μ debido a que se trata de la respuesta a un nivel de colapso incipiente, sin considerar sobrerresistencia. En promedio se obtiene un factor de reducción de la respuesta $R = 2.25$, del orden del valor obtenido de análisis pushover ($R_\mu = 2.2$).

La Tabla muestra además que el colapso incipiente se alcanza a diferentes niveles de energía, donde la disipación está dada principalmente por la acción de los pernos de anclaje y del amortiguamiento, donde cada una disipa en promedio el 40 % de la energía ingresada al sistema. Por su parte, los arriostramientos disipan en promedio el 19 % de la energía y el 1 % restante está asociado a las componentes cinética y potencial intrínsecas de la estructura.

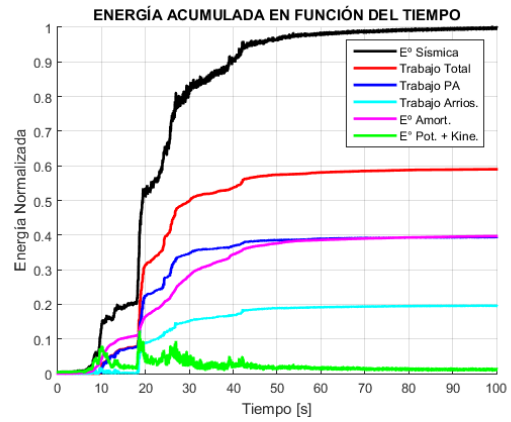
Las Figuras 4.14 y 4.15 muestran la distribución de energía en función del tiempo para los terremotos de Valparaíso 1985 y Maule 2010.

Tabla 4.22: Determinación del factor de reducción R y distribución de energía a nivel de colapso incipiente.

Epicentro	Valparaíso		Tocopilla	Maule	
Año	1985		2007	2010	
Magnitud	7.8 Ms		7.7 Mw	8.8 Mw	
Estación	Melipilla	San Isidro	Tocopilla	Angol	Constitución
Dirección Reg. X/Y/Z	EW/NS/V	L/T/V	L/T/V	EW/NS/V	L/T/V
Escala	1.0	1.0	1.3	1.1	1.0
Nro. Columnas Mecanismo Colapso	6	5	1	1	8
FU máximo Columnas	1.06/1.06/1.09/ 1.18/1.18/1.27	1.06/1.11/1.14/ 1.17/1.20	1.01	1.02	1.07/1.15/1.36/1.37/ 1.43/1.54/1.56/1.60
Corte Basal, Dirección X [kN]					
Modelo lineal	3987	4296	3612	3551	7684
Modelo no lineal	2619	2530	1938	2632	2303
Factor de Reducción R	1.52	1.70	1.86	1.35	3.34
Corte Basal, Dirección Y [kN]					
Modelo lineal	4636	6410	3878	9278	6587
Modelo no lineal	2086	2226	2592	2513	2683
Factor de Reducción R	2.22	2.88	1.50	3.69	2.46
Energía Acumulada					
Pernos de anclaje [%]	38.4 %	39.3 %	43.8 %	51.4 %	25.0 %
Arriostramientos [%]	24.3 %	19.6 %	8.0 %	2.2 %	41.7 %
Amortiguamiento [%]	35.9 %	39.7 %	44.6 %	45.5 %	32.7 %
Cinética + Potencial [%]	1.4 %	1.4 %	3.6 %	0.9 %	0.6 %
Total [%]	100.0 %	100.0 %	100.0 %	100.0 %	100.0 %
Total [kJ]	732.81	1138.00	470.24	817.73	1972.10

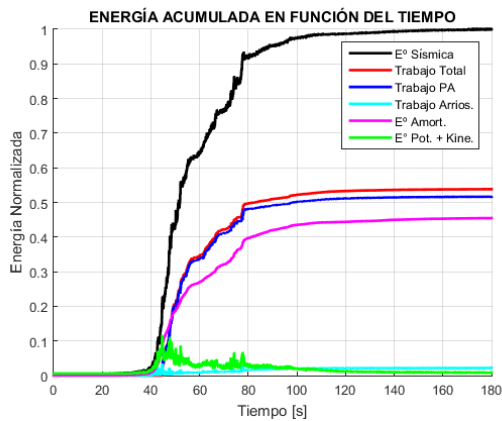


(a) Estación Melipilla
(X/Y/Z = EW/NS/V).

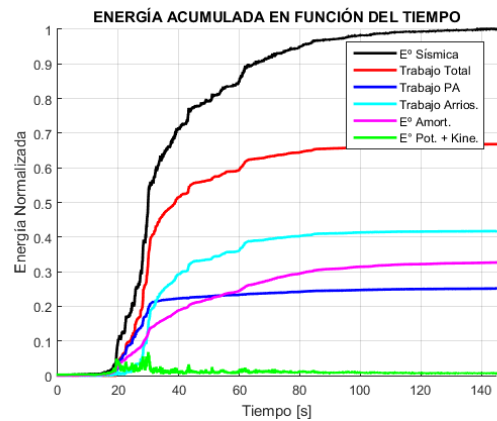


(b) Estación San Isidro
(X/Y/Z = L/T/V).

Figura 4.14: Distribución de energía sísmica en el tiempo para el terremoto de Valparaíso 1985.



(a) Estación Angol
(X/Y/Z = EW/NS/V).



(b) Estación Constitución
(X/Y/Z = L/T/V).

Figura 4.15: Distribución de energía sísmica en el tiempo para el terremoto de Maule 2010.

4.3. Comparación de resultados según ambas normativas

Esta sección resume los resultados obtenidos y además presenta una comparativa entre las normativas NCh2369 vigente y considerando las modificaciones propuestas, en cuanto al diseño realizado y al desempeño obtenido para la Estructura 1.

4.3.1. Comparación en el diseño

La aplicación de las normativas vigente y propuesta entregó como resultado dos diseños similares, con arriostramientos de las mismas dimensiones, debido a los requisitos de compacidad y esbeltez presentes en ambos documentos.

La principal diferencia entre ambos diseños está dada por las dimensiones de las columnas. Debido a las disposiciones propuestas, es necesario aumentar la resistencia de éstas para asegurar estabilidad global posterior al pandeo y fluencia de arriostramientos. La Tabla 4.23 compara ambos diseños desde el punto de vista geométrico y de comportamiento sísmico.

El diseño según la normativa propuesta, en comparación al dado por la normativa vigente, presenta un peso sísmico 1.02 veces mayor y periodos fundamentales del orden del 5 % menor, debido al aumento en las dimensiones de las columnas y, por ende, de la rigidez del sistema. Además, se observa que la estructura, al presentar un mayor peso sísmico, también presenta cortes basales de diseño mayores, en un orden del 4 % y del 8 % en cada dirección principal.

El análisis de las Figuras 4.1 y de la 4.8 a la 4.9 muestra que los factores de utilización en arriostramientos y vigas se mantienen en la misma razón para ambos diseños, mientras que los de las columnas disminuye debido al aumento de resistencia de éstas.

Desde el punto de vista de la deriva de piso, al comparar las Tablas 4.5 y 4.16, se observan deformaciones levemente menores en el diseño según la normativa propuesta. Dado que ambas disposiciones presentan los mismos límites de deriva, la normativa propuesta permite mejorar dichos resultados.

Tabla 4.23: Comparación del diseño entre ambas normativas.

Diseño	Normativa		Razón Propuesta/Vigente
	Vigente	Propuesta	
Pernos de anclaje	4φ1 1/2"	4φ1 1/2"	-
Columnas	HN20x39.9	HN25x57.7	-
I_{xx} [cm ⁴]	3900	9080	2.33
I_{yy} [cm ⁴]	1330	3130	2.35
Peso sísmico [kN]	1636.1	1669.3	1.02
T_x [s]	0.283	0.268	0.95
T_y [s]	0.292	0.275	0.94
Corte basal X [kN]	481.0	500.5	1.04
Corte basal Y [kN]	439.8	476.7	1.08

4.3.2. Comparación en el desempeño

La aplicación de las normativas vigente y propuesta entregó como resultado dos estructuras similares en el diseño, pero con comportamientos diferentes al evaluar su desempeño. La Tabla 4.24 compara los parámetros de desempeño de ambas estructuras, de acuerdo a la Metodología, a partir de lo obtenido en los análisis no lineales estáticos y dinámicos.

De los análisis no lineales estáticos, al comparar las Figuras 4.4 y 4.12, se observa que ambas estructuras son de comportamiento frágil, en las que el corte basal máximo es similar para ambos diseños, por lo que la diferencia en el desempeño está en la ductilidad del sistema. De la Tabla 4.24 se observa que la máxima capacidad de deformación δ_μ es cerca de un 50 % mayor en el diseño bajo la normativa propuesta. En consecuencia, la ductilidad también aumenta, siendo un 45 % mayor.

Con respecto a la sobrerresistencia Ω , se observa que la diferencia es del orden del 3 %, por lo que no se obtienen grandes cambios para este parámetro de desempeño. Esto se debe a que el cambio en el diseño sólo provee mayor resistencia en las columnas, lo que se traduce en mayor ductilidad al sistema, pero los componentes que disipan energía (arriostramientos y pernos de anclaje), al ser iguales en ambos diseños, conllevan a que el corte basal máximo sea similar. Por otro lado, dado que el corte basal de diseño presenta variaciones del 4 % y del 8 % en cada dirección, tiene como consecuencia que la sobrerresistencia se mantenga dentro del mismo rango.

En cuanto al factor de ductilidad R_μ , se presentan variaciones del 40 %. Se destaca que el diseño bajo la normativa vigente presenta una incursión inelástica mínima, dada únicamente por la plastificación de los pernos de anclaje. En el diseño según la normativa propuesta, en cambio, se observa pandeo en arriostramientos del nivel inferior, proporcionando mayor capacidad de disipación de energía. Por lo tanto, el factor de ductilidad R_μ es mayor.

En cuanto a la determinación del margen de colapso CMR , ninguna de las estructuras cumple con el objetivo de desempeño propuesto por la Metodología. Se observa que la estructura según la normativa vigente está aproximadamente un 60 % por debajo del límite propuesto por las disposiciones del FEMA P695. En cambio, el diseño según la normativa propuesta está aproximadamente un 40 % por debajo de dicho límite. Las disposiciones propuestas mejoran el desempeño de esta estructura, pero no son capaces de cumplir con estos requerimientos.

Con respecto a los análisis no lineales dinámicos, al nivel de colapso incipiente, se obtuvo un factor de reducción R un 60 % más alto en el diseño según la normativa propuesta. Para determinar si existe una buena correlación entre los análisis, se comparan los factores R y R_μ para cada diseño, obteniendo variaciones del 12 % y del 2 % en cada uno de los diseños. Estos valores se encuentran dentro del orden esperado de variación.

Tabla 4.24: Comparación en el desempeño entre ambas normativas.

Parámetro	Normativa		Razón
	Vigente	Propuesta	Propuesta/Vigente
δ_u [mm]	51.8	79.5	1.53
μ_T	2	2.9	1.45
Ω	3.8	3.9	1.03
R_μ	1.6	2.2	1.38
$R = \Omega R_\mu$	6.4	8.5	1.33
R_{diseno}	3	3	1.00
$CMR/CMR_{10\%}$	0.38	0.62	1.63
R_{TH}	1.4	2.25	1.61
R_{TH}/R_μ	0.88	1.02	-

Capítulo 5: Diseño y Evaluación del Desempeño de la Estructura 2

El presente capítulo se centra en el diseño y la evaluación del desempeño de la Estructura 2, de acuerdo a las disposiciones de la normativa vigente y propuesta. El diseño se lleva a cabo considerando un comportamiento lineal-elástico, con el fin de comparar el efecto en los tamaños relativos de los componentes estructurales. Por su parte, la evaluación del desempeño se logra mediante la aplicación de la Metodología, a partir de análisis no lineales.

5.1. Análisis según la normativa vigente

Esta sección presenta los resultados obtenidos a partir de los análisis lineal-elástico y no lineal de la Estructura 2, mediante la aplicación de la normativa vigente. La no linealidad está modelada en los arriostramientos de los tres niveles inferiores así como en los anclajes de las columnas que forman parte del marco arriostrado sismorresistente. Los arriostramientos del nivel superior no presentan incursiones en el rango inelástico y los pernos de anclaje de las columnas gravitacionales no forman parte del análisis de las disposiciones de la norma NCh2369.

El Anexo B.3 muestra la distribución de los componentes no lineales para la Estructura 2.

5.1.1. Diseño Lineal Elástico

5.1.1.1. Cargas de Diseño

Las cargas permanentes y sobrecargas de uso aplicadas sobre la Estructura 2 para el análisis lineal-elástico se presentan en la Tabla 5.1. Por otra parte, la Tabla 5.2 muestra las cargas de diseño totales aplicadas sobre la estructura. El Anexo B.1 muestra el detalle de la distribución de cargas aplicadas en la estructura.

Tabla 5.1: Cargas permanentes y de uso utilizadas en el análisis estructural.

Elemento	Carga [N/m]
Peso propio plataforma Nivel +5.175	490.50
Peso propio plataformas Nivel +10.845	902.52
Peso propio plataformas Nivel +14.970	657.27
Peso propio plataformas Nivel +16.870	9074.25
Peso propio piping Nivel +5.175	9810.00
Peso propio piping Nivel +14.970	13243.50
Sobrecarga de piso Nivel +5.175	4905.00
Sobrecarga de piso Nivel +10.845	9025.20
Sobrecarga de piso Nivel +14.970	6572.70

Tabla 5.2: Cargas de diseño totales aplicadas sobre la estructura.

Carga	Definición	Comp.	Carga [kN]
Dsw	Peso propio	Fz	2022.1
Dplatf	Peso plataformas	Fz	1494.5
Dpiping	Peso piping	Fz	1378.8
Deq1	Peso equipo hidrociclón	Fz	676.7
Deq2	Peso equipo cajón	Fz	1350.2
Deq3	Peso equipo tolva	Fz	235.9
Deq4	Peso equipo puentegrúa	Fz	48.6
Deq5	Peso equipo monorriel	Fz	6.2
D	Carga muerta operacional $D=1.15Dsw+Dplatf+Dpiping+Deq1+Deq2+Deq3+Deq4+Deq5$	Fz	7516.3
Lplatf	Sobrecarga de uso de plataformas	Fz	2480.4
Leq4	Sobrecarga de uso de equipo puentegrúa	Fz	196.1
Leq5	Sobrecarga de uso de equipo monorriel	Fz	99.1
L	Sobrecarga de uso $L=Lplatf+Leq4+Leq5$	Fz	2775.6
Ws	Peso sísmico $Ws=1.15Dsw+Dplatf+Dpiping+Deq1+Deq2+Deq3+Deq4+Deq5+0.25L$	Fz	8136.4
Sx	Corte basal análisis modal espectral en dirección X, Modo 5 (100 Modos Ritz, 99 % Part Modal, T=0.449 [s] con 82 % Part. Modal)	Fx	2177.5
Sy	Corte basal análisis modal espectral en dirección Y, Modo 2 (100 Modos Ritz, 99 % Part Modal, T=0.677 [s] con 56 % Part. Modal)	Fy	1731.6

5.1.1.2. Verificación de Esbelteces

Las Tablas 5.3 y 5.4 muestran, respectivamente, la verificación de los límites de compacidad local y esbeltez global de los elementos componentes de la estructura, de acuerdo a los requerimientos de los artículos 8.3.3 y 8.7.3 de la norma NCh2369.

El cálculo de las compacidades a flexión se realizó suponiendo que las columnas están sometidas a compresión pura, mientras que las vigas se someten a flexocompresión.

Tabla 5.3: Límites de compacidad local de los elementos que componen la estructura.

Tipo	Perfil	Ala				Comp. Ala		Alma				Comp. Alma	
		λ_f	$\lambda_{r,c}$	$\lambda_{p,f}$	$\lambda_{r,f}$	Compr	Flex	λ_w	$\lambda_{r,c}$	$\lambda_{p,f}$	$\lambda_{r,f}$	Comp	Flex
COL	HE600x600x40x18	7.5	15.7	10.8	31.8	C	C	28.9	149.9	106.8	161.9	C	C
COL	HN40x190.0	8.0	15.6	10.8	31.7	C	C	29.2	149.9	77.8	149.9	C	C
ARR	HN40x160.0	10.0	15.5	10.8	31.5	C	C	30.0	149.9	106.8	161.9	C	C
ARR	XL40x93.3	10.0	12.8	-	-	C	-	-	-	-	-	-	-
ARR	L10x17.8	5.8	12.8	-	-	C	-	-	-	-	-	-	-
ARR	XL20x35.7	5.8	12.8	-	-	C	-	-	-	-	-	-	-
VIGA	IE600x300x28x16	5.4	15.1	10.8	30.5	C	C	34.0	149.9	77.4	149.9	C	C
VIGA	IN20x30.6	7.5	14.8	10.8	30.1	C	C	36.0	149.9	77.4	149.9	C	C
VIGA	IN25x37.1	6.3	14.7	10.8	29.7	C	C	37.7	149.9	77.4	149.9	C	C
VIGA	IN30x56.8	7.1	14.0	10.8	28.4	C	C	45.3	149.9	77.4	149.9	C	C
VIGA	IN40x67.7	6.3	13.0	10.8	26.3	C	C	61.3	149.9	77.4	149.9	C	C
VIGA	IN40x87.8	6.9	13.0	10.8	26.4	C	C	60.7	149.9	77.4	149.9	C	C
VIGA	IN50x123.0	7.5	13.2	10.8	26.8	C	C	57.5	149.9	77.4	149.9	C	C
VIGA	IN60x166.0	5.4	12.7	10.8	25.7	C	C	68.0	149.9	77.4	149.9	C	C
VIGA	IN60x184.0	4.7	12.7	10.8	25.8	C	C	67.0	149.9	77.4	149.9	C	C
VIGA	IN70x194.0	6.3	12.1	10.8	24.6	C	C	80.5	149.9	77.4	149.9	C	NC

Tabla 5.4: Límites de esbeltez global de los elementos que componen la estructura.

Tipo	Perfil	KL/r_{max}	KL/r_{lim}
COL	HE600x600x40x18	32.3	133.8
COL	HN40x190.0	52.4	133.8
ARR	HN40x160.0	70.6	133.8
ARR	XL40x93.3	117.2	133.8
ARR	L10x17.8	75.4	133.8
ARR	XL20x35.7	72.0	133.8
VIGA	IE600x300x28x16	92.4	133.8
VIGA	IN20x30.6	52.7	133.8
VIGA	IN25x37.1	108.4	133.8
VIGA	IN30x56.8	111.6	133.8
VIGA	IN40x67.7	80.3	133.8
VIGA	IN40x87.8	84.9	133.8
VIGA	IN50x123.0	72.6	133.8
VIGA	IN60x166.0	71.3	133.8
VIGA	IN60x184.0	70.2	133.8
VIGA	IN70x194.0	61.2	133.8

5.1.1.3. Verificación de Deriva de Piso

La Tabla 5.5 muestra la verificación de la deriva de piso para las solicitaciones sísmicas. De acuerdo al Artículo 6.1 de la norma NCh2369, las deformaciones deben calcularse considerando el espectro de diseño elástico o, equivalentemente, amplificando las solicitaciones sísmicas por el factor R (INN, 2003b, Art. 6.1).

Tabla 5.5: Verificación de derivas de piso, de acuerdo a la deformación elástica.

Dir.	Despl.	Δ [mm]	H [mm]	Δ_{real}/H	Δ/H_{lim}	Cumple?
X	DX01	11.4	5175	0.002	0.015	✓
	DX02	19.5	5670	0.003	0.015	✓
	DX03	2.9	4125	0.001	0.015	✓
	DX04	3.8	1900	0.002	0.015	✓
	DX05	3.6	5030	0.001	0.015	✓
	DX06	3.2	2000	0.002	0.015	✓
Y	DY01	9.4	5175	0.002	0.015	✓
	DY02	14.2	5670	0.003	0.015	✓
	DY03	12.1	4125	0.003	0.015	✓
	DY04	10.5	1900	0.006	0.015	✓
	DY05	16.6	5030	0.003	0.015	✓
	DY06	4.4	2000	0.002	0.015	✓

5.1.1.4. Verificación de Resistencia

Para el diseño con las combinaciones de carga LRFD de la norma NCh2369, se determinó el factor de utilización de los otros elementos estructurales. La Figura 5.1 muestra en escala de colores los factores de utilización obtenidos tras el diseño. El Anexo B.2.1 muestra el detalle de los factores de utilización obtenidos en cada planta y en cada eje.

Del diseño se obtiene que la columna más solicitada posee un factor de utilización de 0.68, mientras que el arriostramiento más solicitado posee un factor de utilización igual a 0.63.

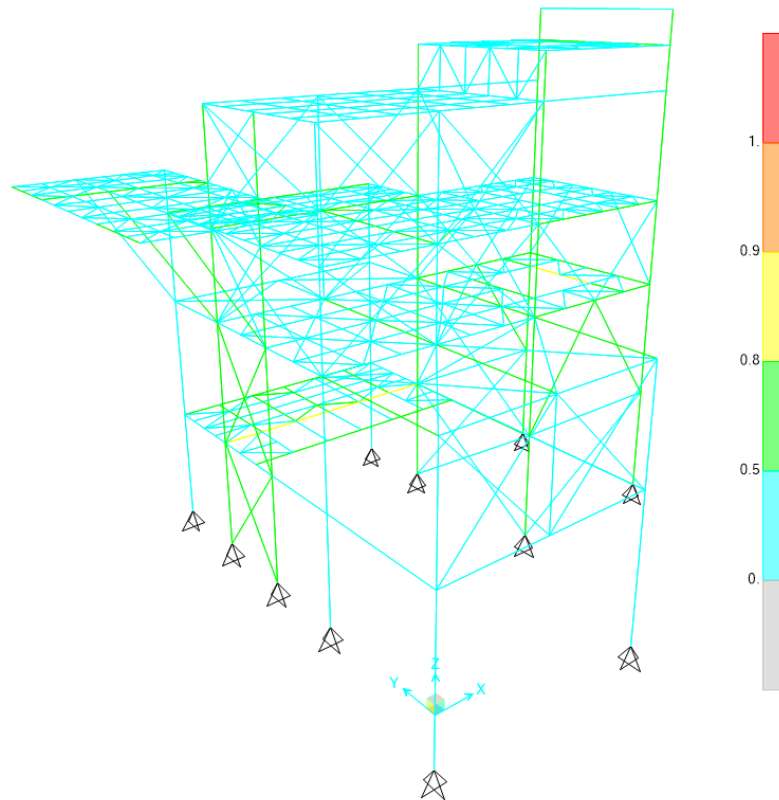


Figura 5.1: Factores de utilización obtenidos para la Estructura 2 según la normativa vigente.

5.1.1.5. Detallamiento de Pernos de Anclaje

La Figura 5.2 muestra el detalle de los pernos de anclaje con los que la estructura fue originalmente diseñada. Para el caso de las columnas HE600x600x40x18, la solución consiste en 6 pernos $\phi 2\frac{1}{4}$ " de calidad ASTM A36, además de una silla de anclaje. El largo libre de los pernos es igual a 38 [cm]. En cambio, para las columnas HN40x190.0, la solución consiste en 4 pernos $\phi 2$ " de calidad ASTM A36, además de una silla de anclaje. El largo libre de los pernos es igual a 38 [cm].

De acuerdo al punto 8.6.8. de la norma NCh2369, el perno se diseña para que falle antes que la placa de apoyo o el hormigón del pedestal. La Tabla 5.6 expone la envolvente de fuerzas de las combinaciones LRFD para los nodos de anclaje.

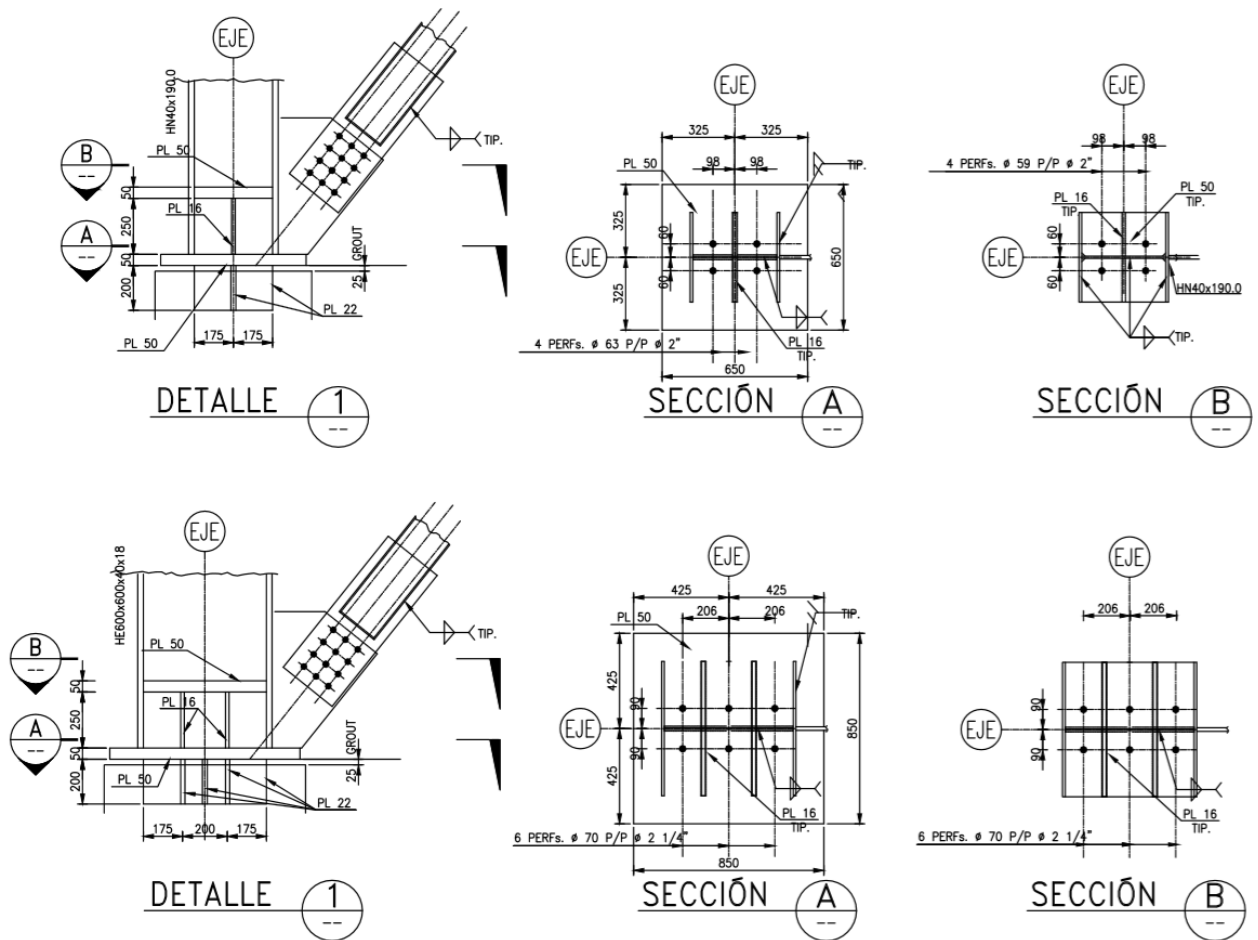


Figura 5.2: Detalle del anclaje de las columnas sismorresistentes para la Estructura 2.

Tabla 5.6: Envolvente de fuerzas (LRFD) para los anclajes de columnas sismorresistentes.

Nodo	Combinación	Tipo	Columna	F1 [kN]	F2 [kN]	F3 [kN]
A1	U.ENV	Max	HE600x600x40x18	39.7	488.6	6850.9
A1	U.ENV	Min	HE600x600x40x18	-21.7	-733.3	-2395.0
A2	U.ENV	Max	HE600x600x40x18	3.8	754.8	6433.8
A2	U.ENV	Min	HE600x600x40x18	-23.1	-484.7	-2763.7
A3	U.ENV	Max	HN40x190.0	644.5	509.5	3196.3
A3	U.ENV	Min	HN40x190.0	-546.2	-410.9	-1033.5
A4	U.ENV	Max	HN40x190.0	602.0	5.7	2837.0
A4	U.ENV	Min	HN40x190.0	-635.2	-6.1	-1535.8
A5	U.ENV	Max	HN40x190.0	604.1	5.6	2560.2
A5	U.ENV	Min	HN40x190.0	-745.5	-6.2	-1441.8
A6	U.ENV	Max	HN40x190.0	572.0	397.7	3394.5
A6	U.ENV	Min	HN40x190.0	-532.3	-582.6	-932.9
MAX			HE600x600x40x18	39.7	754.8	6850.9
MIN			HE600x600x40x18	-23.1	-733.3	-2763.7
MAX			HN40x190.0	644.5	509.5	3394.5
MIN			HN40x190.0	-745.5	-582.6	-1535.8

La existencia de una llave de corte permite que el perno trabaje a tracción pura. La resistencia última de los pernos se estima a partir de lo estipulado en el Capítulo J de la norma AISC360 (AISC, 2005b, Ecuación (J3-1)), por lo que la relación demanda/capacidad para el caso de la columna HE600x600x40x18 (HN40x190.0) es igual a:

$$\frac{T_u}{\phi T_n} = 0.80 \quad (0.84) \quad (5.1)$$

donde:

- T_u = Tracción última en el anclaje, $T_u = 2763.7$ [kN] ($T_u = 1535.8$ [kN])
- ϕT_n = Resistencia disponible a la tracción, $\phi T_n = \phi F_{nt} A_{PA}$
- ϕ = Factor de reducción, $\phi = 0.75$
- n = Número de pernos en cada anclaje, $n = 6$ ($n = 4$)
- A_{PA} = Área bruta de los pernos en cada anclaje, $A_{PA} = 15391.2$ [mm²] ($A_{PA} = 8107.3$ [mm²])
- F_{nt} = Tensión nominal a la tracción, $F_{nt} = 0.75 F_u = 300$ [MPa] para acero calidad ASTM A36

5.1.2. Análisis no Lineal Estático

5.1.2.1. Análisis Pushover

La Figura 5.3 muestra los resultados de los análisis no lineales estáticos realizados en cada una de las direcciones principales de la estructura. Es importante mencionar que el punto de control considerado en los análisis pushover corresponde al penúltimo nivel de la estructura, pues el nivel superior tiene una estructuración basada en marcos de momento, más flexibles que los marcos arriostrados. Por tanto, considerar el último nivel tendría como consecuencia valores de ductilidad mayores y no representativos de la estructuración del resto del edificio.

Al aumentar el desplazamiento en la dirección +X, se observa que el corte basal mantiene un comportamiento lineal hasta llegar a una primera desviación del comportamiento lineal del corte basal, asociado a la fluencia de pernos de anclaje, y posteriormente al pandeo y fluencia de arriostramientos, en el que las riostras en compresión no alcanzan su carga residual. Este proceso se repite una vez al seguir aumentando el desplazamiento de techo. Finalmente, se gatilla un modo de falla no simulado, en el que se alcanza la resistencia esperada a flexocompresión en las columnas. En este estado se alcanza un corte basal de 7090 [kN], equivalente a 0.9 veces el peso sísmico, y una deriva del 0.42 %.

En el caso de la dirección -X, al aumentar el desplazamiento de techo, se observa que la estructura permanece lineal hasta una primera desviación del comportamiento, asociado a la fluencia de pernos de anclaje. Posteriormente, se observa un decaimiento brusco asociado a la fractura de dichos pernos de anclaje, gatillándose un modo de falla. En el estado donde se inicia la fractura se alcanza un corte basal de 6910 [kN], equivalente a 0.8 veces el peso sísmico, y una deriva del 0.61 %.

En el caso de las direcciones +Y y -Y, al aumentar el desplazamiento de techo, la estructura permanece lineal hasta que se alcanza la plastificación de pernos de anclaje. Posteriormente, se gatilla un modo de falla asociado a la fractura de dichos pernos. En el estado donde se inicia la fractura se alcanza un corte basal de 4740 y 5040 [kN] para las direcciones +Y y -Y, respectivamente, equivalentes a 0.6 veces el peso sísmico, y derivas del 1.29 % y 1.42 %, respectivamente.

Para la determinación de los parámetros de desempeño μ_T , Ω y R_μ se considera un análisis pushover hasta la zona en que se gatilla un modo de falla, de acuerdo a las especificaciones de la Metodología. En la Figura 5.3, dichos puntos se denotan con un círculo. La Tabla 5.7 muestra los resultados obtenidos de dichos análisis. Si se considera el factor de reducción asociado a la ductilidad R_μ , se observa que es levemente menor que el valor de diseño, lo que se traduce en una mayor resistencia y menor capacidad de disipación de energía con respecto a lo esperado tras la aplicación de la normativa.

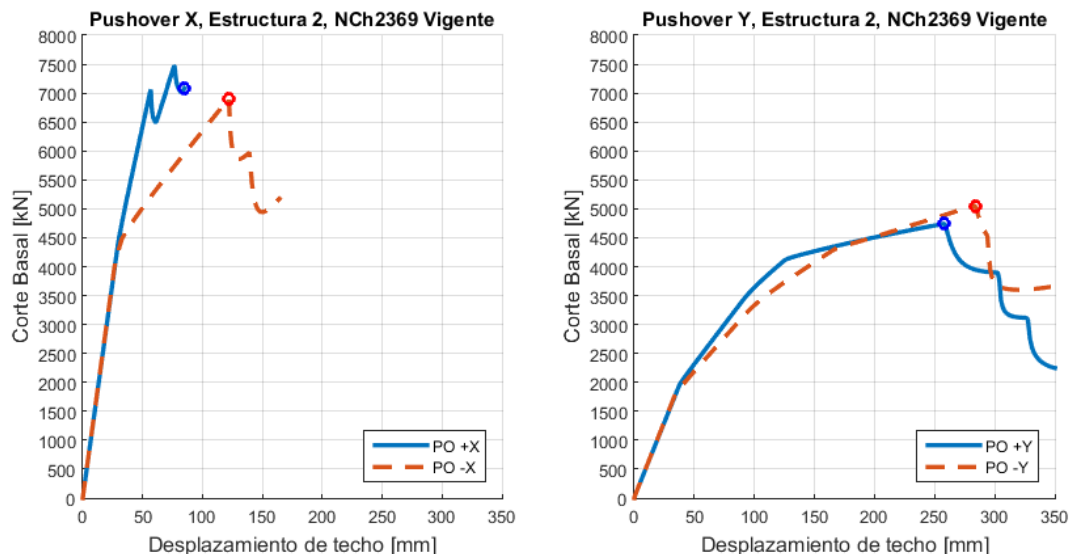


Figura 5.3: Análisis pushover realizado para la estructura.

Tabla 5.7: Factores de desempeño resultantes del análisis pushover.

Caso	$V_0 = 1.4V$ [kN]	C_0	V_{max} [kN]	W [kN]	T [s]	$\delta_{y,eff}$ [mm]
PO +X	3048.5	0.92	7464	7537.1	0.449	45.6
PO -X	3048.5	0.92	6906	7537.1	0.449	42.2
PO +Y	2424.2	0.99	4743	7537.1	0.677	70.8
PO -Y	2424.2	0.99	5052	7537.1	0.677	75.4
Caso	δ_u [mm]	μ_T	Ω	R_μ	$R = \Omega R_\mu$	R_{diseno}
PO +X	85.0	1.9	2.4	1.7	4.0	3
PO -X	122.0	2.9	2.3	2.2	5.0	3
PO +Y	257.9	3.6	2.0	2.5	4.9	3
PO -Y	282.8	3.8	2.1	2.6	5.3	3
Promedio	186.9	3.0	2.2	2.2	4.8	3

5.1.3. Análisis no Lineal Dinámico

5.1.3.1. Determinación del Margen de Colapso

La Tabla 5.8 muestra el análisis no lineal dinámico incremental asociado a la estructura. Los análisis se realizan considerando simultáneamente las tres direcciones registradas en cada estación. El análisis comienza con un escalamiento inicial de 1.0, el cual se incrementa hasta llegar al colapso incipiente en el 65 % de los registros con un factor de escalamiento igual a 1.1. Realizando una interpolación lineal, se tiene que el factor de escalamiento que lleva al colapso el 50 % de los casos es igual a $SF = 1.025$. Los terremotos que controlan el colapso incipiente son los de Valparaíso 1985 (estaciones Melipilla y San Isidro), Punitaqui 1997 (estación Illapel), Tocopilla 2007 (estaciones Tocopilla y Mejillones) y Maule 2010 (estaciones Angol y Constitución). En la Tabla, los registros marcados con asterisco son aquellos a considerar para el estudio de las respuestas máximas así como la distribución de energía de los componentes no lineales presentes en la estructura.

La Tabla 5.9 expone el cálculo de la Razón del Margen de Colapso CMR para cada dirección de análisis. Se observa que la estructura posee, en promedio, un $CMR = 0.56$, un 70 % menor al requerido por la Metodología, por lo que no cumple con el objetivo de desempeño de dicho documento.

Tabla 5.8: Resultados obtenidos del análisis no lineal dinámico.

Factor de escalamiento SF					1.0	1.1
Epicentro	Fecha	Magnitud	Estación	Registros X/Y/Z	Colapso	Colapso
Valparaíso	03-03-1985	7.8 Ms	Melipilla	EW/NS/V*	SI	SI
				NS/EW/V	SI	SI
			San Isidro	L/T/V*	SI	SI
				T/L/V	SI	SI
Punitaqui	14-10-1997	6.8 Ms	Illapel	L/T/V	NO	SI
				T/L/V	NO	NO
Sur de Peru	23-06-2001	8.4 Mw	Cementerio	L/T/V	NO	NO
				T/L/V	NO	NO
			Costanera	L/T/V	NO	NO
				T/L/V	NO	NO
Tocopilla	14-11-2007	7.7 Mw	Mejillones	EW/NS/V*	NO	SI
				NS/EW/V	NO	SI
			Tocopilla	L/T/V	NO	SI
				T/L/V	SI	SI
Maule	27-02-2010	8.8 Mw	Angol	EW/NS/V*	SI	SI
				NS/EW/V	SI	SI
			Constitución	L/T/V*	SI	SI
				T/L/V	SI	SI
Iquique	01-04-2014	8.2 Mw	Chusmiza	EW/NS/V	NO	NO
				NS/EW/V	NO	NO
% de Colapsos					45 %	65 %

Tabla 5.9: Determinación del margen de colapso CMR .

Dirección	X	Y
Periodo fundamental T_n	0.449	0.677
Factor de escalamiento SF	1.025	1.025
Factor tridimensionalidad SF_{3D}	1.2	1.2
Intensidad Mediana $Sa_{50\%}$	0.746	0.491
$SCT = SF \cdot Sa_{50\%}$	0.765	0.504
Intensidad MCE SMT	1.347	1.347
$CMR = SF_{3D} \cdot SCT/SMT$	0.68	0.45
$CMR_{10\%}$	1.9	1.9
Cumple?	NO	NO
$CMR/CMR_{10\%}$	0.36	0.24

5.1.3.2. Disipación y Distribución de Energía

La Tabla 5.10 muestra las respuestas máximas obtenidas por los componentes no lineales del modelo diseñado según la normativa vigente, para un nivel de colapso incipiente. Por su parte, la Figura 5.4 exhibe de forma gráfica las respuestas máximas normalizadas de los componentes no lineales de la estructura.

Se observa que los arriostramientos en tracción alcanzan la fluencia en promedio para el 3% de los eventos analizados. De las riostras que no se plastifican, alrededor del 40% presentan razones tensión máxima/tensión de fluencia T/T_y en el rango 0.25-0.50, mientras que aproximadamente el 50% se ubican en el rango 0.50-0.75. El 10% restante se encuentra en el rango 0.75-1.00.

En cuanto a los arriostramientos en compresión, en promedio el 95% exhibe deformaciones menores al 1.5‰, valor conservadoramente definido para caracterizar la deformación por pandeo. Por otro lado, se observa que alrededor del 20% de los arriostramientos presentan razones compresión máxima/tensión de pandeo P/P_c en el rango 0.25-0.50, mientras que el 55% se ubica en el rango 0.50-0.75. El 25% restante se encuentra en el rango 0.75-1.00.

En cuanto a las respuestas de los pernos de anclaje, se observa que todos alcanzan la fluencia, donde en promedio el 45% de ellos llegan la fractura.

Tabla 5.10: Distribución de respuestas máximas de componentes no lineales para un nivel de colapso incipiente.

Arriost. en Tracción Sismo	T/T_y				$\varepsilon_t = \delta_t/Le$	
	0.00-0.25	0.25-0.50	0.50-0.75	0.75-1.00	0 - ε_y	$\varepsilon_y - \varepsilon_u$
Melipilla 1985 (EW/NS/V)	0 %	58 %	39 %	3 %	100 %	0 %
San Isidro 1985 (L/T/V)	0 %	15 %	82 %	3 %	100 %	0 %
Mejillones 2007 (EW/NS/V)	0 %	68 %	32 %	0 %	100 %	0 %
Angol 2010 (EW/NS/V)	0 %	32 %	58 %	10 %	95 %	5 %
Constitución 2010 (L/T/V)	3 %	29 %	39 %	29 %	89 %	11 %
Arriost. en Compresión Sismo	P/P_c				$\varepsilon_c = \delta_c/Le$	
	0.00-0.25	0.25-0.50	0.50-0.75	0.75-1.00	0 - 1.5 % ε_c	1.5 % ε_c - 1.5 %
Melipilla 1985 (EW/NS/V)	0 %	32 %	55 %	13 %	100 %	0 %
San Isidro 1985 (L/T/V)	0 %	3 %	58 %	39 %	97 %	3 %
Mejillones 2007 (EW/NS/V)	0 %	24 %	66 %	10 %	100 %	0 %
Angol 2010 (EW/NS/V)	0 %	13 %	50 %	37 %	95 %	5 %
Constitución 2010 (L/T/V)	0 %	13 %	48 %	39 %	82 %	18 %
Pernos de anclaje Sismo	T/T_y				$\varepsilon_t = \delta_t/Le$	
	0.00-0.25	0.25-0.50	0.50-0.75	0.75-1.00	0 - ε_y	$\varepsilon_y - \varepsilon_u$
Melipilla 1985 (EW/NS/V)	0 %	0 %	0 %	100 %	0 %	100 %
San Isidro 1985 (L/T/V)	0 %	0 %	0 %	100 %	0 %	33 %
Mejillones 2007 (EW/NS/V)	0 %	0 %	0 %	100 %	0 %	67 %
Angol 2010 (EW/NS/V)	0 %	0 %	0 %	100 %	0 %	33 %
Constitución 2010 (L/T/V)	0 %	0 %	0 %	100 %	0 %	33 %

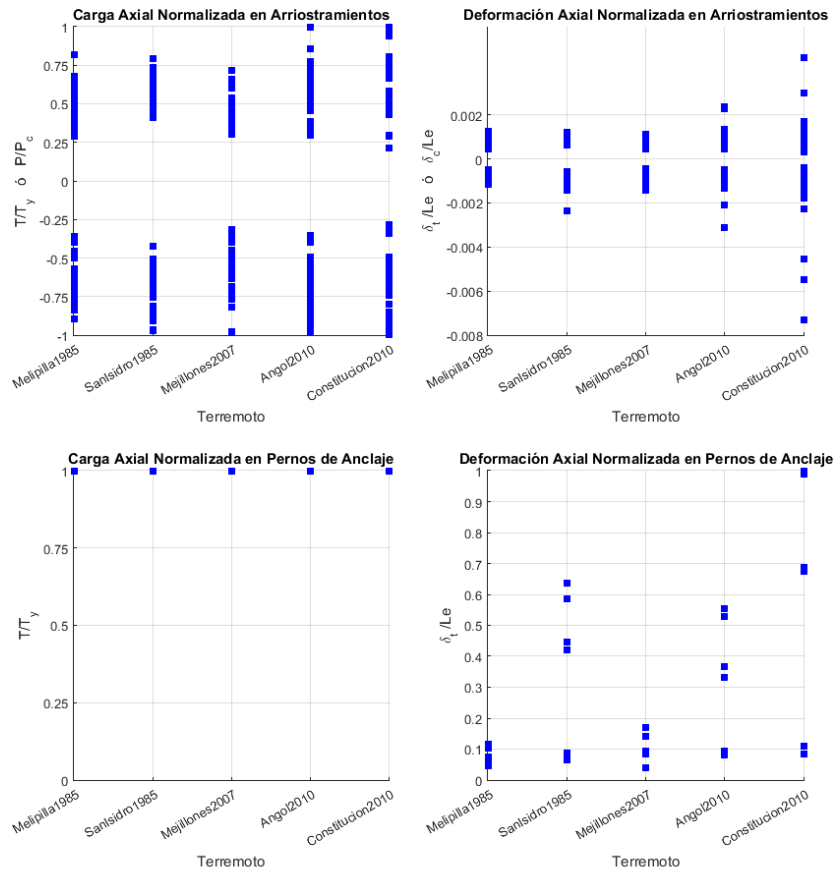


Figura 5.4: Respuestas máximas normalizadas para arriostamientos (arriba) y pernos de anclaje (abajo) a nivel de colapso incipiente para terremotos de Valparaíso 1985 (estaciones Melipilla y San Isidro), Tocopilla 2007 (estación Mejillones) y Maule 2010 (estaciones Angol y Constitución).

Los resultados de los análisis tiempo-historia al nivel de colapso incipiente se registran en la Tabla 5.11. El factor de reducción R se obtiene comparando el corte basal máximo elástico y el obtenido de un análisis no lineal. Este valor se compara con el parámetro R_μ debido a que se trata de la respuesta a un nivel de colapso incipiente, sin considerar sobrerresistencia. En promedio se obtiene un factor de reducción de la respuesta $R = 2.0$, un poco más bajo que el obtenido de análisis pushover ($R_\mu = 2.2$), pero consistente con el análisis previo.

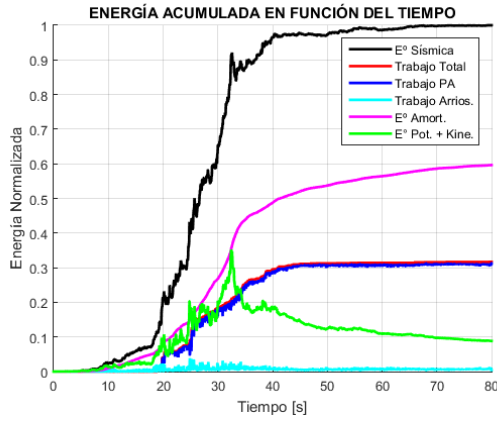
La Tabla muestra además que el colapso incipiente se alcanza a diferentes niveles de energía, donde la mayor parte de la disipación de energía se logra debido al amortiguamiento de la estructura, que no es capaz de alcanzar a lograr la plastificación de sus elementos antes de llegar al colapso incipiente. Cuando dicha plastificación se alcanza, se observa que la disipación de energía se produce mayoritariamente en los pernos de anclaje y posteriormente en los arriostramientos, tanto en tracción como en compresión.

Se observa que el amortiguamiento, en promedio, disipa aproximadamente el 60 % de la energía ingresada al sistema. Los pernos de anclaje y los arriostramientos, por su parte, disipan en promedio el 30 % y el 5 % de la energía, respectivamente. El 5 % restante se asocia a la energía potencial y cinética intrínsecas de la estructura. Se destaca que el primer mecanismo de disipación de energía corresponde a la fluencia de los pernos de anclaje de la estructura y posteriormente la fluencia y pandeo de arriostramientos.

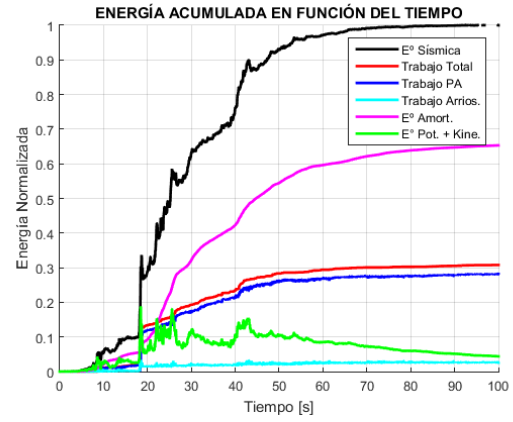
Las Figuras 5.5 y 5.6 muestran la distribución de energía en función del tiempo para los terremotos de Valparaíso 1985 y Maule 2010.

Tabla 5.11: Determinación del factor de reducción R y distribución de energía a nivel de colapso incipiente.

Epicentro	Valparaíso		Tocopilla	Maule	
Año	1985		2007	2010	
Magnitud	7.8 Ms		7.7 Mw	8.8 Mw	
Estación	Melipilla	San Isidro	Mejillones	Angol	Constitución
Dirección Reg. X/Y/Z	EW/NS/V	L/T/V	EW/NS/V	EW/NS/V	L/T/V
Escala	1.0	1.0	1.1	1.0	1.0
Nro. Columnas Mecanismo Colapso	3	4	4	5	6
FU máximo Columnas	1.07/1.14/1.27	1.30/1.30/1.31/ 1.35	1.09/1.20/1.27/ 1.28	1.28/1.45/1.46/ 1.50/1.53	1.04/1.18/1.59/ 1.64/1.69/1.71
Corte Basal, Dirección X [kN]					
Modelo lineal	14820	25520	12980	14610	26340
Modelo no lineal	6418	7232	5904	6923	8290
Factor de Reducción R	2.31	3.53	2.20	2.11	3.18
Corte Basal, Dirección Y [kN]					
Modelo lineal	7823	6108	3885	8501	11230
Modelo no lineal	7677	4835	3455	7410	5076
Factor de Reducción R	1.02	1.26	1.12	1.15	2.21
Energía Acumulada					
Pernos de anclaje [%]	31.2 %	28.1 %	43.2 %	18.1 %	18.4 %
Arriostramientos [%]	0.5 %	2.5 %	0.0 %	18.7 %	23.2 %
Amortiguamiento [%]	59.5 %	65.2 %	54.6 %	62.5 %	57.9 %
Cinética + Potencial [%]	8.8 %	4.2 %	2.2 %	0.7 %	0.5 %
Total [%]	100.0 %	100.0 %	100.0 %	100.0 %	100.0 %
Total [kJ]	1666.80	3183.50	1502.10	5981.40	5711.90

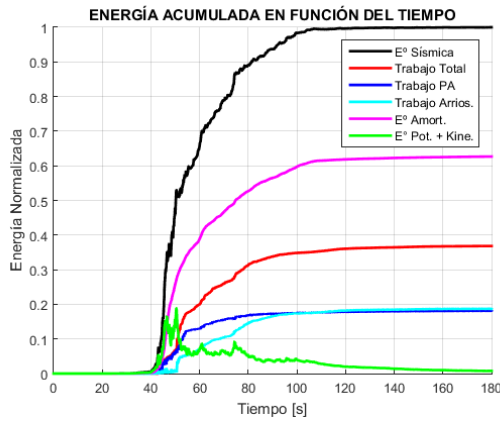


(a) Estación Melipilla
(X/Y/Z = EW/NS/V).

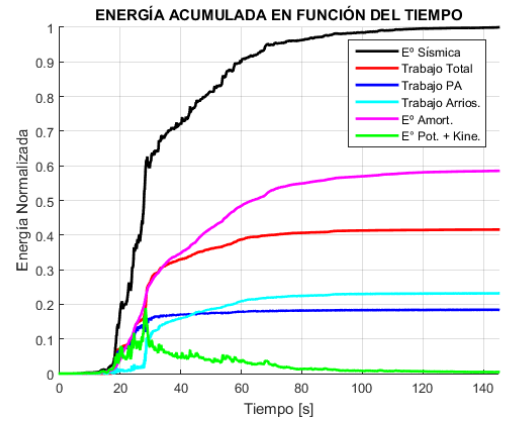


(b) Estación San Isidro
(X/Y/Z = L/T/V).

Figura 5.5: Distribución de energía sísmica en el tiempo para el terremoto de Valparaíso 1985.



(a) Estación Angol
(X/Y/Z = EW/NS/V).



(b) Estación Constitución
(X/Y/Z = L/T/V).

Figura 5.6: Distribución de energía sísmica en el tiempo para el terremoto de Maule 2010.

5.2. Análisis según la normativa propuesta

Esta sección presenta los resultados obtenidos a partir de los análisis lineal-elástico y no lineal de la Estructura 2, mediante la aplicación de la normativa propuesta. La no linealidad está modelada en los arriostramientos de los tres niveles inferiores así como en los anclajes de las columnas que forman parte del marco arriostrado sismorresistente. Los arriostramientos del nivel superior no presentan incursiones en el rango inelástico y los pernos de anclaje de las columnas gravitacionales no forman parte del análisis de las disposiciones de la norma NCh2369.

El Anexo B.3 muestra la distribución de los componentes no lineales para la Estructura 2.

5.2.1. Diseño Lineal Elástico

5.2.1.1. Cargas de Diseño

Las cargas permanentes y sobrecargas de uso aplicadas sobre la Estructura 2 para el análisis lineal-elástico se presentan en la Tabla 5.12. Por otra parte, la Tabla 5.13 muestra las cargas de diseño totales aplicadas sobre la estructura. El Anexo B.1 muestra el detalle de la distribución de cargas aplicadas en la estructura.

Tabla 5.12: Cargas permanentes y de uso utilizadas en el análisis estructural.

Elemento	Carga [N/m]
Peso propio plataforma Nivel +5.175	490.50
Peso propio plataformas Nivel +10.845	902.52
Peso propio plataformas Nivel +14.970	657.27
Peso propio plataformas Nivel +16.870	9074.25
Peso propio piping Nivel +5.175	9810.00
Peso propio piping Nivel +14.970	13243.50
Sobrecarga de piso Nivel +5.175	4905.00
Sobrecarga de piso Nivel +10.845	9025.20
Sobrecarga de piso Nivel +14.970	6572.70

Tabla 5.13: Cargas de diseño totales aplicadas sobre la estructura.

Carga	Definición	Comp.	Carga [kN]
Dsw	Peso propio	Fz	2158.5
Dplatf	Peso plataformas	Fz	1494.5
Dpiping	Peso piping	Fz	1378.8
Deq1	Peso equipo hidrociclón	Fz	676.7
Deq2	Peso equipo cajón	Fz	1350.2
Deq3	Peso equipo tolva	Fz	235.9
Deq4	Peso equipo puentegrúa	Fz	48.6
Deq5	Peso equipo monorriel	Fz	6.2
D	Carga muerta operacional D=1.15Dsw+Dplat+Dpiping+Deq1+Deq2+Deq3+Deq4+Deq5	Fz	7673.2
Lplatf	Sobrecarga de uso de plataformas	Fz	2480.4
Leq4	Sobrecarga de uso de equipo puentegrúa	Fz	196.1
Leq5	Sobrecarga de uso de equipo monorriel	Fz	99.1
L	Sobrecarga de uso L=Lplatf+Leq4+Leq5	Fz	2775.6
Ws	Peso sísmico Ws=1.15Dsw+Dplat+Dpiping+Deq1+Deq2+Deq3+Deq4+Deq5+0.25L	Fz	8369.9
Sx	Corte basal análisis modal espectral en dirección X, Modo 5 (100 Modos Ritz, 99 % Part Modal, T=0.436 [s] con 81 % Part. Modal)	Fx	2201.1
Sy	Corte basal análisis modal espectral en dirección Y, Modo 2 (100 Modos Ritz, 99 % Part Modal, T=0.658 [s] con 38 % Part. Modal)	Fy	1776.9

5.2.1.2. Verificación de Esbelteces

Las Tablas 5.14 y 5.15 muestran, respectivamente, la verificación de los límites de compacidad local y esbeltez global de los elementos componentes de la estructura, de acuerdo a los requerimientos de los artículos 8.3.3 y 8.7.3 de la norma NCh2369.

El cálculo de las compacidades a flexión se realizó suponiendo que las columnas están sometidas a compresión pura, mientras que las vigas se someten a flexocompresión.

Tabla 5.14: Límites de compacidad local de los elementos que componen la estructura.

Tipo	Perfil	Ala				Comp. Ala		Alma				Comp. Alma	
		λ_f	$\lambda_{r,c}$	$\lambda_{p,f}$	$\lambda_{r,f}$	Comp	Flex	λ_w	$\lambda_{r,c}$	$\lambda_{p,f}$	$\lambda_{r,f}$	Comp	Flex
COL	HE700x700x40x18	8.8	15.0	10.8	30.4	C	C	34.4	149.9	106.8	161.9	C	C
COL	HN50x246.0	10.0	15.3	10.8	30.9	C	C	32.1	149.9	106.8	161.9	C	C
ARR	HN40x160.0	10.0	15.5	10.8	31.5	C	C	30.0	149.9	106.8	161.9	C	C
ARR	XL40x93.3	10.0	12.8	-	-	C	-	-	-	-	-	-	-
ARR	L10x17.8	5.8	12.8	-	-	C	-	-	-	-	-	-	-
ARR	XL20x35.7	5.8	12.8	-	-	C	-	-	-	-	-	-	-
VIGA	IE600x300x28x16	5.4	15.1	10.8	30.5	C	C	34.0	149.9	77.4	149.9	C	C
VIGA	IN20x30.6	7.5	14.8	10.8	30.1	C	C	36.0	149.9	77.4	149.9	C	C
VIGA	IN25x37.1	6.3	14.7	10.8	29.7	C	C	37.7	149.9	77.4	149.9	C	C
VIGA	IN30x56.8	7.1	14.0	10.8	28.4	C	C	45.3	149.9	77.4	149.9	C	C
VIGA	IN40x67.7	6.3	13.0	10.8	26.3	C	C	61.3	149.9	77.4	149.9	C	C
VIGA	IN40x87.8	6.9	13.0	10.8	26.4	C	C	60.7	149.9	77.4	149.9	C	C
VIGA	IN50x123.0	7.5	13.2	10.8	26.8	C	C	57.5	149.9	77.4	149.9	C	C
VIGA	IN60x166.0	5.4	12.7	10.8	25.7	C	C	68.0	149.9	77.4	149.9	C	C
VIGA	IN60x184.0	4.7	12.7	10.8	25.8	C	C	67.0	149.9	77.4	149.9	C	C
VIGA	IN70x194.0	6.3	12.1	10.8	24.6	C	C	80.5	149.9	77.4	149.9	C	NC

Tabla 5.15: Límites de esbeltez global de los elementos que componen la estructura.

Tipo	Perfil	KL/r_{max}	KL/r_{lim}
COL	HE700x700x40x18	22.4	133.8
COL	HN50x246.0	32.0	133.8
ARR V	HN40x160.0	70.6	133.8
ARR	XL40x93.3	117.2	133.8
ARR	L10x17.8	75.4	133.8
ARR	XL20x35.7	72.0	133.8
VIGA	IE600x300x28x16	92.4	133.8
VIGA	IN20x30.6	52.7	133.8
VIGA	IN25x37.1	108.4	133.8
VIGA	IN30x56.8	111.6	133.8
VIGA	IN40x67.7	80.3	133.8
VIGA	IN40x87.8	84.9	133.8
VIGA	IN50x123.0	72.6	133.8
VIGA	IN60x166.0	71.3	133.8
VIGA	IN60x184.0	70.2	133.8
VIGA	IN70x194.0	61.2	133.8

5.2.1.3. Verificación de Deriva de Piso

La Tabla 5.16 muestra la verificación de la deriva de piso para las solicitaciones sísmicas. De acuerdo al Artículo 6.1 de la norma NCh2369, las deformaciones deben calcularse considerando el espectro de diseño elástico o, equivalentemente, amplificando las solicitaciones sísmicas por el factor R (INN, 2003b, Art. 6.1).

Tabla 5.16: Verificación de derivas de piso, de acuerdo a la deformación elástica.

Dir.	Despl.	Δ [mm]	H [mm]	Δ_{real}/H	Δ/H_{lim}	Cumple?
X	DX01	11.0	5175	0.002	0.015	✓
	DX02	17.7	5670	0.003	0.015	✓
	DX03	2.8	4125	0.001	0.015	✓
	DX04	3.0	1900	0.002	0.015	✓
	DX05	3.8	5030	0.001	0.015	✓
	DX06	2.4	2000	0.001	0.015	✓
Y	DY01	8.7	5175	0.002	0.015	✓
	DY02	12.5	5670	0.002	0.015	✓
	DY03	10.5	4125	0.003	0.015	✓
	DY04	8.9	1900	0.005	0.015	✓
	DY05	14.0	5030	0.003	0.015	✓
	DY06	3.5	2000	0.002	0.015	✓

5.2.1.4. Verificación de Resistencia

De acuerdo a la normativa propuesta, el sistema gravitacional debe ser capaz de resistir las solicitaciones posteriores al pandeo y fluencia de arriostramientos, por lo que las solicitaciones sísmicas se amplifican por el factor $0.7R_1 \geq 2.0$. La Figura 5.7 muestra este resultado, en el que la columna más solicitada posee un factor de utilización de 0.92.

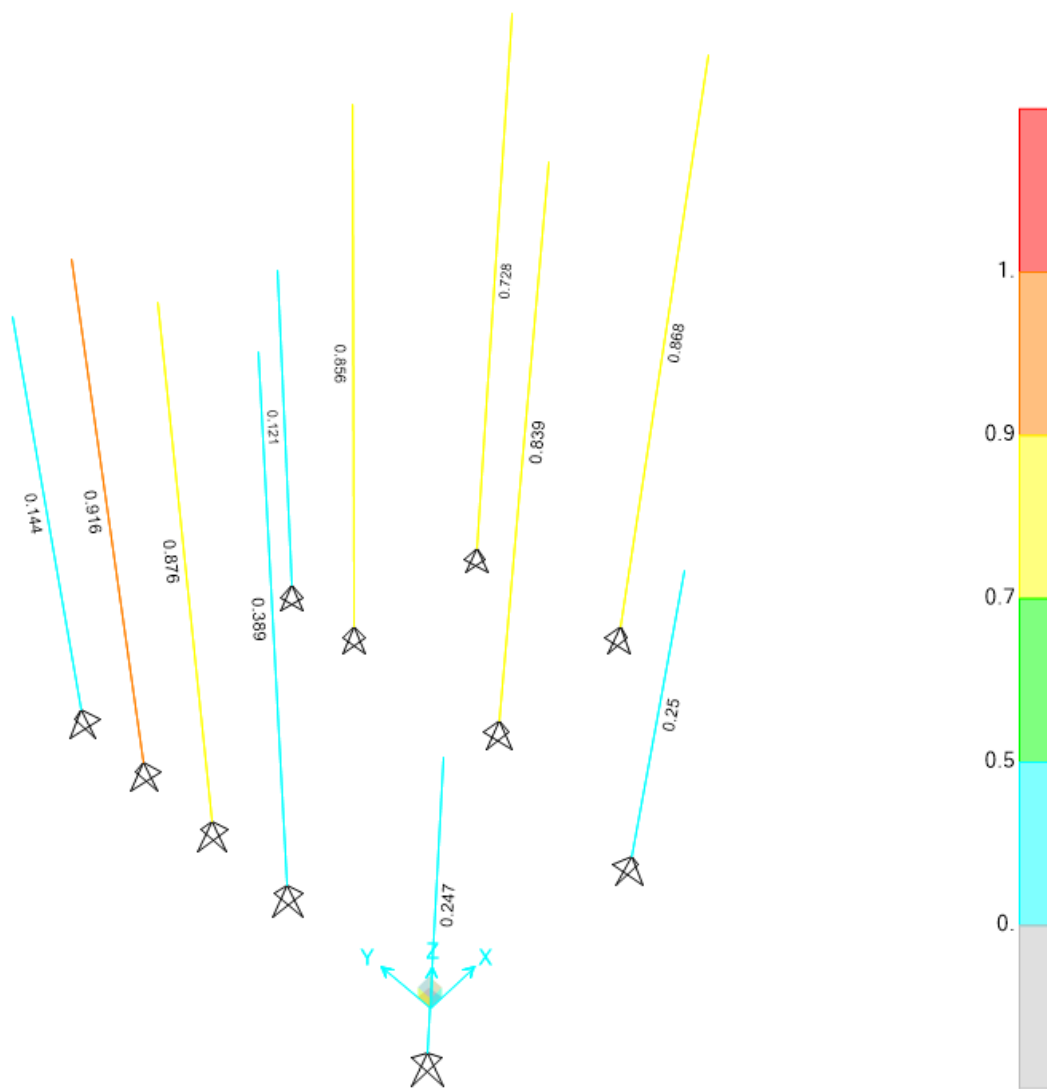


Figura 5.7: Factores de utilización obtenidos para las columnas, amplificando las solicitaciones sísmicas por $0.7R_1 \geq 2.0$.

Para el diseño con las combinaciones de carga LRFD de la norma NCh2369, se determinó el factor de utilización de los otros elementos estructurales. La Figura 5.8 muestra en escala de colores los factores de utilización obtenidos tras el diseño. El Anexo B.2.2 muestra el detalle de los factores de utilización obtenidos en cada planta y en cada eje.

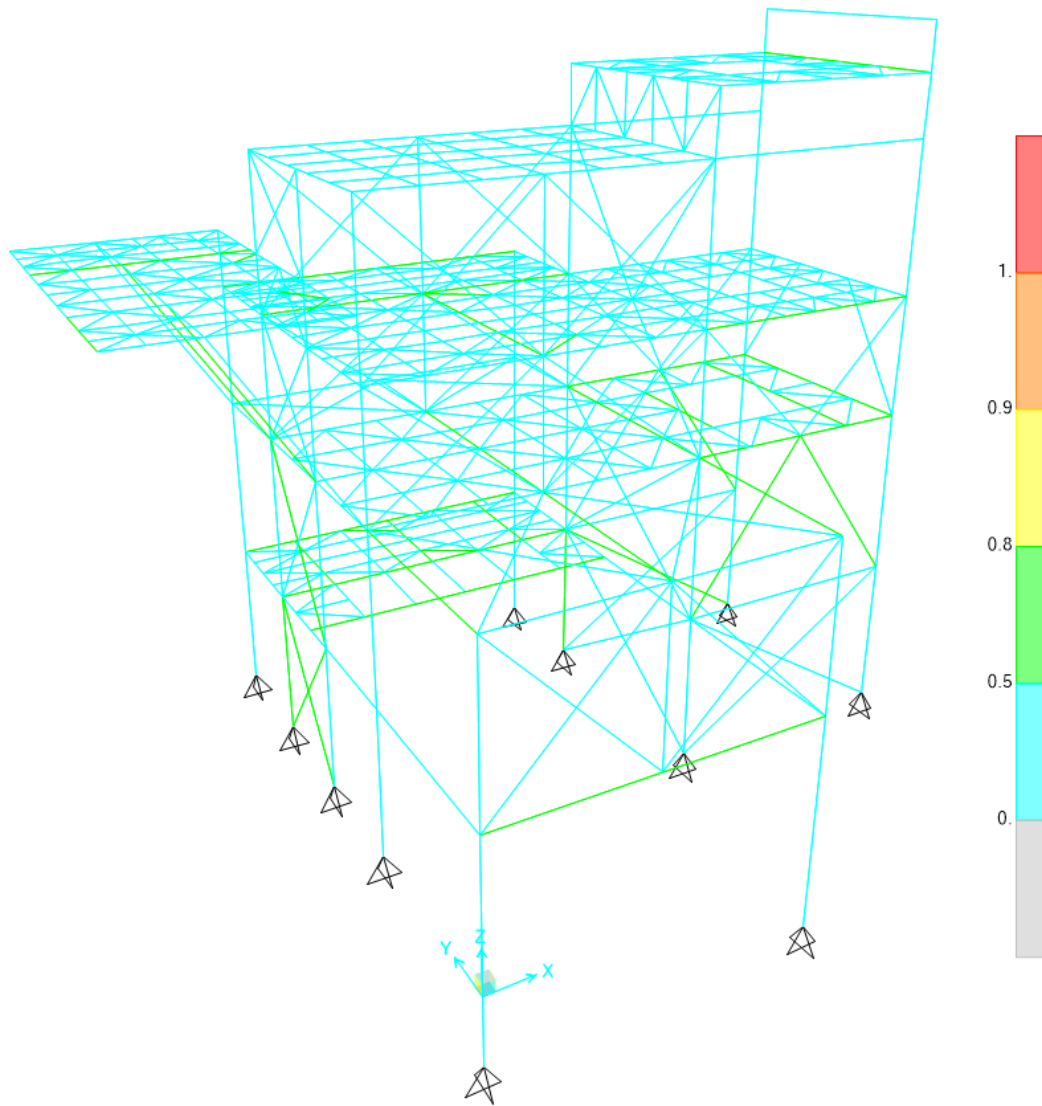


Figura 5.8: Factores de utilización obtenidos para la Estructura 2 según la normativa propuesta.

5.2.1.5. Detallamiento de Pernos de Anclaje

La Figura 5.9 muestra el detalle de los pernos de anclaje con los que la estructura fue originalmente diseñada. Para el caso de las columnas HE700x700x40x18, la solución consiste en 6 pernos $\phi 2\frac{1}{4}$ " de calidad ASTM A36, además de una silla de anclaje. El largo libre de los pernos es igual a 38 [cm]. En cambio, para las columnas HN50x246.0, la solución consiste en 4 pernos $\phi 2$ " de calidad ASTM A36, además de una silla de anclaje. El largo libre de los pernos es igual a 38 [cm].

De acuerdo al punto 8.6.8. de la norma NCh2369, el perno se diseña para que falle antes que la placa de apoyo o el hormigón del pedestal. La Tabla 5.17 expone la envolvente de fuerzas de las combinaciones LRFD para los nodos de anclaje.

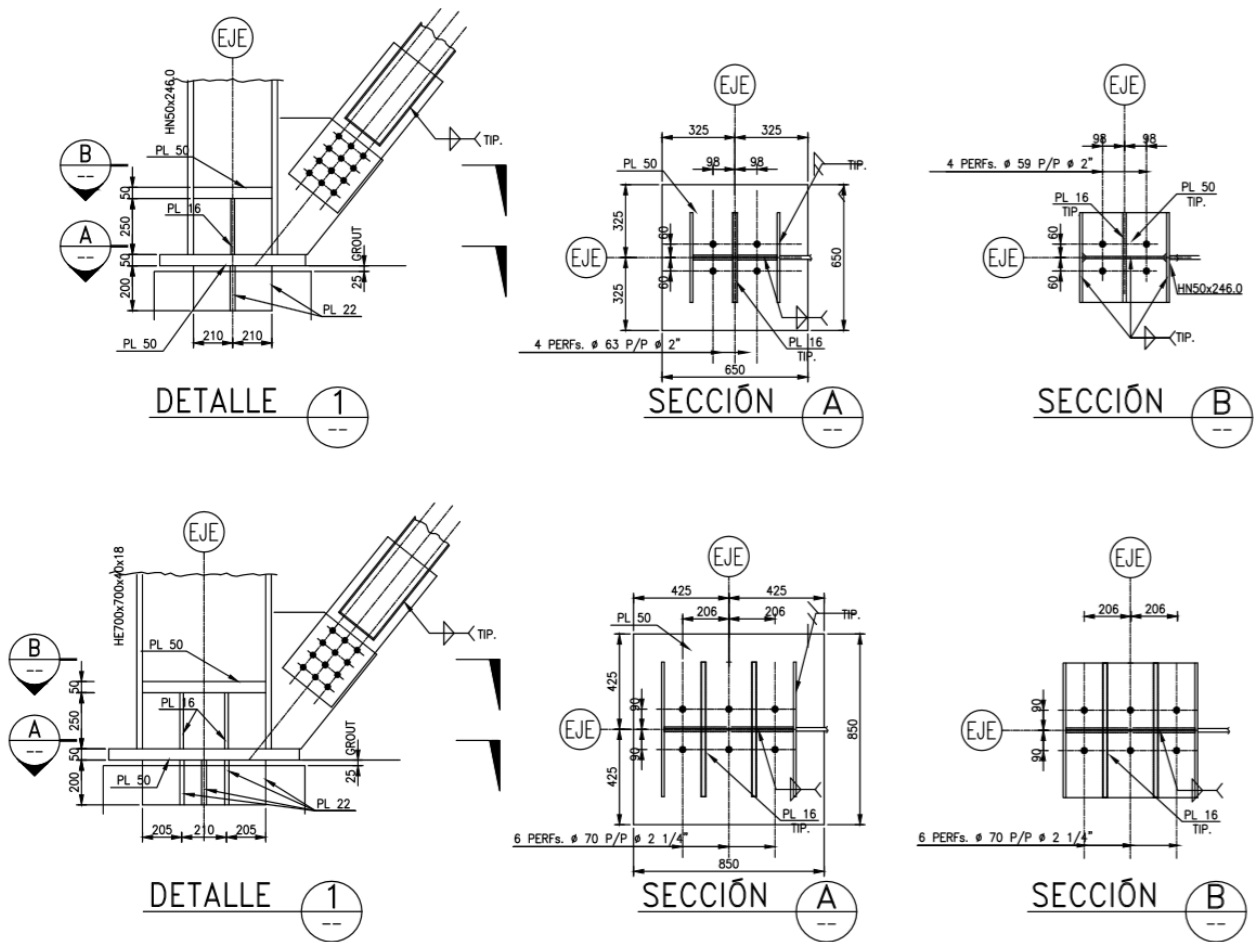


Figura 5.9: Detalle del anclaje de las columnas sismorresistentes para la Estructura 2.

Tabla 5.17: Envolvente de fuerzas (LRFD) para los anclajes de columnas sismorresistentes.

Nodo	Combinación	Tipo	Columna	F1 [kN]	F2 [kN]	F3 [kN]
A1	U.ENV	Max	HE700x700x40x18	43.0	518.9	7148.6
A1	U.ENV	Min	HE700x700x40x18	-26.2	-719.3	-2574.7
A2	U.ENV	Max	HE700x700x40x18	5.8	731.5	6604.3
A2	U.ENV	Min	HE700x700x40x18	-29.7	-509.0	-2901.4
A3	U.ENV	Max	HN50x246.0	644.3	489.8	3129.3
A3	U.ENV	Min	HN50x246.0	-550.0	-391.8	-1028.9
A4	U.ENV	Max	HN50x246.0	607.0	5.6	2835.9
A4	U.ENV	Min	HN50x246.0	-640.1	-6.1	-1541.8
A5	U.ENV	Max	HN50x246.0	617.9	5.6	2545.7
A5	U.ENV	Min	HN50x246.0	-748.9	-6.2	-1451.9
A6	U.ENV	Max	HN50x246.0	580.6	377.1	3281.9
A6	U.ENV	Min	HN50x246.0	-537.8	-560.8	-843.2
MAX			HE700x700x40x18	644.3	731.5	7148.6
MIN			HE700x700x40x18	-748.9	-719.3	-2901.4
MAX			HN50x246.0	644.3	489.8	3281.9
MIN			HN50x246.0	-748.9	-560.8	-1541.8

La existencia de una llave de corte permite que el perno trabaje a tracción pura. La resistencia última de los pernos se estima a partir de lo estipulado en el Capítulo J de la norma AISC360 (AISC, 2005b, Ecuación (J3-1)), por lo que la relación demanda/capacidad para el caso de la columna HE700x700x40x18 (HN50x246.0) es igual a:

$$\frac{T_u}{\phi T_n} = 0.84 \quad (0.85) \quad (5.2)$$

donde:

- T_u = Tracción última en el anclaje, $T_u = 2901.4$ [kN] ($T_u = 1541.8$ [kN])
- ϕT_n = Resistencia disponible a la tracción, $\phi T_n = \phi F_{nt} A_{PA}$
- ϕ = Factor de reducción, $\phi = 0.75$
- n = Número de pernos en cada anclaje, $n = 6$ ($n = 4$)
- A_{PA} = Área bruta de los pernos en cada anclaje, $A_{PA} = 15391.2$ [mm²] ($A_{PA} = 8107.3$ [mm²])
- F_{nt} = Tensión nominal a la tracción, $F_{nt} = 0.75 F_u = 300$ [MPa] para acero calidad ASTM A36

5.2.2. Análisis no Lineal Estático

5.2.2.1. Análisis Pushover

La Figura 5.10 muestra los resultados de los análisis no lineales estáticos realizados en cada una de las direcciones principales de la estructura. Es importante mencionar que el punto de control considerado en los análisis pushover corresponde al penúltimo nivel de la estructura, pues el nivel superior tiene una estructuración basada en marcos de momento, más flexibles que los marcos arriostrados. Por tanto, considerar el último nivel tendría como consecuencia valores de ductilidad mayores y no representativos de la estructuración del resto del edificio.

Al aumentar el desplazamiento de techo en la dirección +X, se observa que la estructura permanece lineal hasta llegar a una primera desviación del comportamiento elástico del corte basal, asociado a la fluencia de pernos de anclaje y al pandeo y fluencia de arriostramientos, en el que las riostras en compresión alcanzan su carga residual. Este proceso se repite dos veces al seguir aumentando el desplazamiento de techo. Finalmente, se gatilla un modo de falla no simulado, en el que se alcanza la resistencia esperada a flexocompresión en las columnas. En este estado se alcanza un corte basal de 7550 [kN], equivalente a 0.9 veces el peso sísmico, y una deriva del 0.49 %.

En el caso de la dirección -X, al aumentar el desplazamiento de techo, se observa que la estructura permanece lineal hasta una primera desviación del comportamiento, asociado a la fluencia de pernos de anclaje. Posteriormente, se observa un decaimiento debido a la fractura de dichos pernos de anclaje, gatillándose un modo de falla. En el estado donde se inicia la fractura se alcanza un corte basal de 7050 [kN], equivalente a 0.8 veces el peso sísmico, y una deriva del 0.61 %.

En el caso de las direcciones +Y y -Y, al aumentar el desplazamiento de techo, la estructura permanece lineal hasta alcanzar la plastificación de pernos de anclaje. Posteriormente, se gatilla un modo de falla asociado a la fractura de dichos pernos. En este estado se alcanza un corte basal de 4780 y 5080 [kN] para las direcciones +Y y -Y, respectivamente, equivalentes a 0.6 veces el peso sísmico, y derivas del 1.27 % y 1.39 %, respectivamente.

Para la determinación de los parámetros de desempeño μ_T , Ω y R_μ se considera el análisis pushover hasta la zona en que se gatilla un modo de falla, de acuerdo a las especificaciones de la Metodología. En la Figura 5.10, dichos puntos se denotan con un círculo. La Tabla 5.18 muestra los resultados obtenidos de dichos análisis. Si se considera el factor de reducción asociado a la ductilidad R_μ , se observa que es menor que el valor de diseño y similar al obtenido de acuerdo a la aplicación de la normativa vigente. Esto tiene como consecuencia un aumento de la resistencia y una menor capacidad de disipación de energía, con respecto a lo esperado.

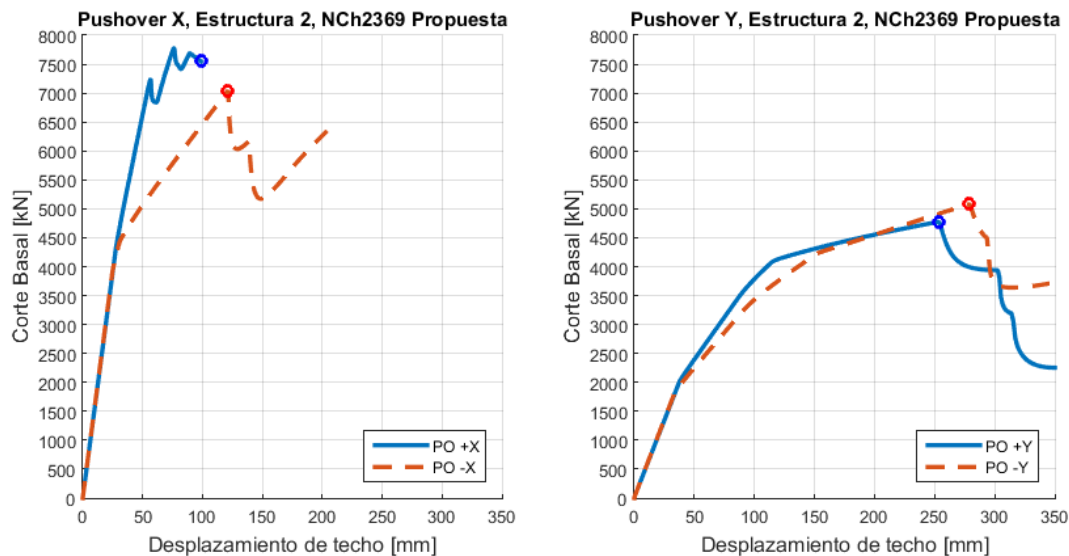


Figura 5.10: Análisis pushover realizado para la estructura.

Tabla 5.18: Factores de desempeño resultantes del análisis pushover.

Caso	$V_0 = 1.4V$ [kN]	C_0	V_{max} [kN]	W [kN]	T [s]	$\delta_{y,eff}$ [mm]
PO +X	3081.5	0.91	7776	7588.9	0.436	44.2
PO -X	3081.5	0.91	7045	7588.9	0.436	40.0
PO +Y	2347.7	0.96	4775	7588.9	0.658	65.3
PO -Y	2347.7	0.96	5079	7588.9	0.658	69.4
Caso	δ_u [mm]	μ_T	Ω	R_μ	$R = \Omega R_\mu$	$R_{diseño}$
PO +X	76.2	1.7	2.5	1.6	3.9	3
PO -X	121.4	3.0	2.3	2.3	5.1	3
PO +Y	253.5	3.9	2.0	2.6	5.3	3
PO -Y	278.4	4.0	2.2	2.6	5.7	3
Promedio	182.4	3.2	2.3	2.3	5.0	3

5.2.3. Análisis no Lineal Dinámico

5.2.3.1. Determinación del Margen de Colapso

La Tabla 5.19 muestra el análisis no lineal dinámico incremental asociado a la estructura. Los análisis se realizan considerando simultáneamente las tres direcciones registradas en cada estación. El análisis comienza con un escalamiento inicial de 1.0, el cual se incrementa hasta llegar al colapso incipiente en el 50 % de los registros con un factor de escalamiento $SF = 1.2$. Los terremotos que controlan el colapso incipiente son los de Valparaíso 1985 (estaciones Melipilla y San Isidro), Tocopilla 2007 (estaciones Mejillones y Tocopilla) y Maule 2010 (estaciones Angol y Constitución). En la Tabla, los registros marcados con asterisco son aquellos a considerar para el estudio de las respuestas máximas así como la distribución de energía de los componentes no lineales presentes en la estructura.

La Tabla 5.20 expone el cálculo de la Razón del Margen de Colapso CMR para cada dirección de análisis. Se observa que la estructura posee, en promedio, un $CMR = 0.66$, un 65 % menor al requerido por la Metodología, por lo que no cumple con el objetivo de desempeño de dicho documento.

Tabla 5.19: Resultados obtenidos del análisis no lineal dinámico.

Factor de escalamiento SF					1.0	1.1	1.2
Epicentro	Fecha	Magnitud	Estación	Registros X/Y/Z	Colapso	Colapso	Colapso
Valparaíso	03-03-1985	7.8 Ms	Melipilla	EW/NS/V*	NO	SI	SI
				NS/EW/V	NO	SI	SI
			San Isidro	L/T/V*	SI	SI	SI
				T/L/V	SI	SI	SI
Punitaqui	14-10-1997	6.8 Ms	Illapel	L/T/V	NO	NO	NO
				T/L/V	NO	NO	NO
Sur de Peru	23-06-2001	8.4 Mw	Cementerio	L/T/V	NO	NO	NO
				T/L/V	NO	NO	NO
			Costanera	L/T/V	NO	NO	NO
				T/L/V	NO	NO	NO
Tocopilla	14-11-2007	7.7 Mw	Mejillones	EW/NS/V*	NO	NO	SI
				NS/EW/V	NO	NO	NO
			Tocopilla	L/T/V	NO	NO	SI
				T/L/V	NO	NO	NO
Maule	27-02-2010	8.8 Mw	Angol	EW/NS/V*	SI	SI	SI
				NS/EW/V	SI	SI	SI
			Constitución	L/T/V*	SI	SI	SI
				T/L/V	SI	SI	SI
Iquique	01-04-2014	8.2 Mw	Chusmiza	EW/NS/V	NO	NO	NO
				NS/EW/V	NO	NO	NO
% de Colapsos					30 %	40 %	50 %

Tabla 5.20: Determinación del margen de colapso CMR .

Dirección	X	Y
Periodo fundamental T_n	0.436	0.658
Factor de escalamiento SF	1.2	1.2
Factor tridimensionalidad SF_{3D}	1.2	1.2
Intensidad Mediana $Sa_{50\%}$	0.727	0.496
$SCT = SF \cdot Sa_{50\%}$	0.873	0.596
Intensidad MCE SMT	1.347	1.347
$CMR = SF_{3D} \cdot SCT/SMT$	0.78	0.53
$CMR_{10\%}$	1.9	1.9
Cumple?	NO	NO
$CMR/CMR_{10\%}$	0.41	0.28

5.2.3.2. Disipación y Distribución de Energía

La Tabla 5.21 muestra las respuestas máximas obtenidas por los componentes no lineales del modelo diseñado según la normativa propuesta, para un nivel de colapso incipiente. Por su parte, la Figura 5.11 exhibe de forma gráfica las respuestas máximas normalizadas de los componentes no lineales de la estructura.

Se observa que los arriostramientos en tracción alcanzan la fluencia en promedio para el 2% de los eventos analizados. De las riostras que no se plastifican, alrededor del 30% presentan razones tensión máxima/tensión de fluencia T/T_y en el rango 0.25-0.50, mientras que aproximadamente el 55% se ubican en el rango 0.50-0.75. El 15% restante se encuentra en el rango 0.75-1.00.

En cuanto a los arriostramientos en compresión, se observa que en promedio el 95% exhibe deformaciones menores al 1.5‰, valor conservadoramente definido para caracterizar la deformación por pandeo. Por otro lado, se observa que alrededor del 10% de los arriostramientos presentan razones compresión máxima/tensión de pandeo P/P_c en el rango 0.25-0.50, mientras que el 55% se ubica en el rango 0.50-0.75. El 35% restante se encuentra en el rango 0.75-1.00.

En cuanto a las respuestas de los pernos de anclaje, se observa que todos alcanzan la fluencia, donde en promedio el 55% de ellos llegan a la fractura. Se observa de este modo que la plastificación de los pernos de anclaje es uno de los principales mecanismos de movilización de no linealidad en la estructura.

Tabla 5.21: Distribución de respuestas máximas de componentes no lineales para un nivel de colapso incipiente.

Arriost. en Tracción Sismo	T/T_y				$\varepsilon_t = \delta_t/Le$	
	0.00-0.25	0.25-0.50	0.50-0.75	0.75-1.00	0 - ε_y	$\varepsilon_y - \varepsilon_u$
Melipilla 1985 (EW/NS/V)	0 %	42 %	53 %	5 %	100 %	0 %
San Isidro 1985 (L/T/V)	0 %	24 %	71 %	5 %	100 %	0 %
Mejillones 2007 (EW/NS/V)	0 %	55 %	42 %	3 %	100 %	0 %
Angol 2010 (EW/NS/V)	0 %	16 %	63 %	21 %	92 %	8 %
Constitución 2010 (L/T/V)	0 %	3 %	47 %	50 %	100 %	0 %
Arriost. en Compresión Sismo	P/P_c				$\varepsilon_c = \delta_c/Le$	
	0.00-0.25	0.25-0.50	0.50-0.75	0.75-1.00	0 - 1.5 % ε_c	1.5 % ε_c - 1.5 %
Melipilla 1985 (EW/NS/V)	0 %	21 %	66 %	13 %	95 %	5 %
San Isidro 1985 (L/T/V)	0 %	11 %	71 %	18 %	95 %	5 %
Mejillones 2007 (EW/NS/V)	0 %	16 %	71 %	13 %	97 %	3 %
Angol 2010 (EW/NS/V)	0 %	5 %	45 %	50 %	95 %	5 %
Constitución 2010 (L/T/V)	0 %	0 %	18 %	82 %	84 %	16 %
Pernos de anclaje Sismo	T/T_y				$\varepsilon_t = \delta_t/Le$	
	0.00-0.25	0.25-0.50	0.50-0.75	0.75-1.00	0 - ε_y	$\varepsilon_y - \varepsilon_u$
Melipilla 1985 (EW/NS/V)	0 %	0 %	0 %	100 %	0 %	67 %
San Isidro 1985 (L/T/V)	0 %	0 %	0 %	100 %	0 %	33 %
Mejillones 2007 (EW/NS/V)	0 %	0 %	0 %	100 %	0 %	67 %
Angol 2010 (EW/NS/V)	0 %	0 %	0 %	100 %	0 %	33 %
Constitución 2010 (L/T/V)	0 %	0 %	0 %	100 %	0 %	17 %

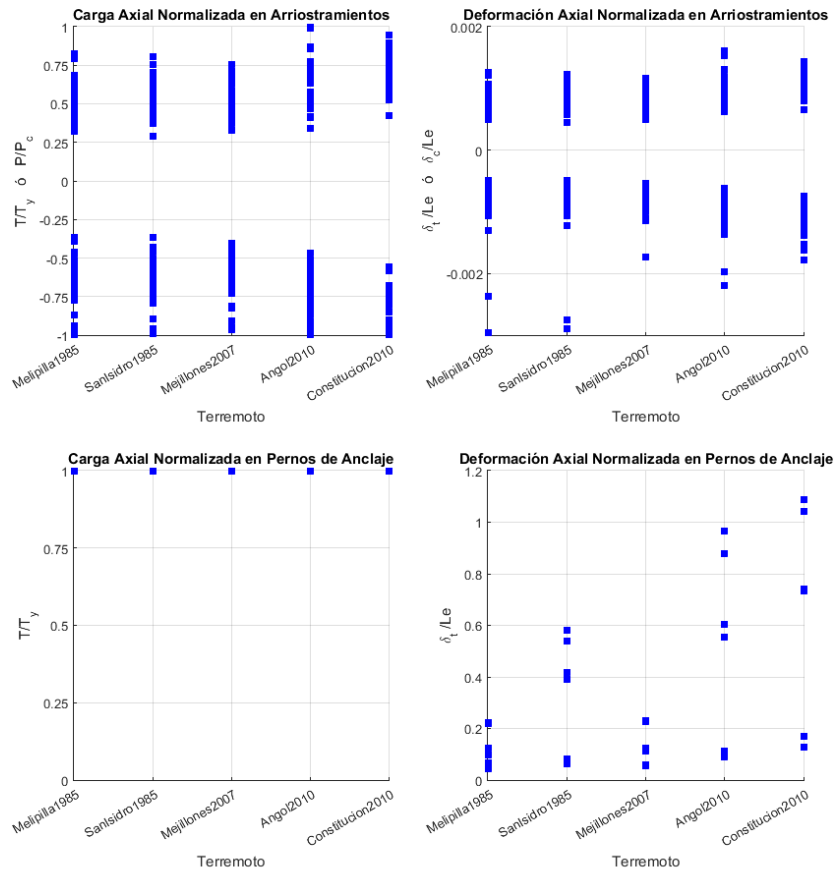


Figura 5.11: Respuestas máximas normalizadas para arriostamientos (arriba) y pernos de anclaje (abajo) a nivel de colapso incipiente para terremotos de Valparaíso 1985 (estaciones Melipilla y San Isidro), Tocopilla 2007 (estación Mejillones) y Maule 2010 (estaciones Angol y Constitución).

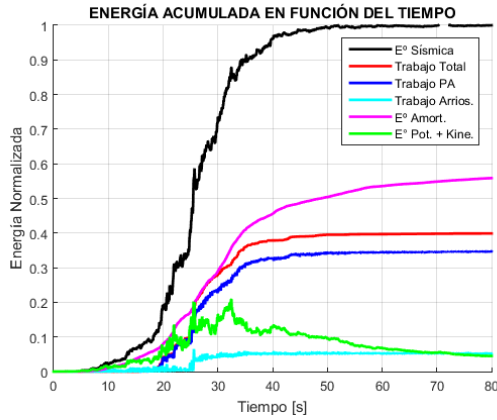
Los resultados de los análisis tiempo-historia al nivel de colapso incipiente se registran en la Tabla 5.22. El factor de reducción R se obtiene comparando el corte basal máximo elástico y el obtenido de un análisis no lineal. Este valor se compara con el parámetro R_μ debido a que se trata de la respuesta a un nivel de colapso incipiente, sin considerar sobrerresistencia. En promedio se obtiene un factor de reducción de la respuesta $R = 2.1$, valor levemente menor respecto del obtenido de análisis pushover ($R_\mu = 2.3$).

La Tabla muestra además que el colapso incipiente se alcanza a diferentes niveles de energía, donde la disipación de energía está dada principalmente por el amortiguamiento y la acción de los pernos de anclaje, que disipan en promedio el 65 % y el 25 % de la energía ingresada al sistema, respectivamente. Por su parte, los arriostramientos disipan en promedio el 5 % de la energía total, mientras que el 5 % restante está asociado a las componentes cinética y potencial intrínsecas de la estructura.

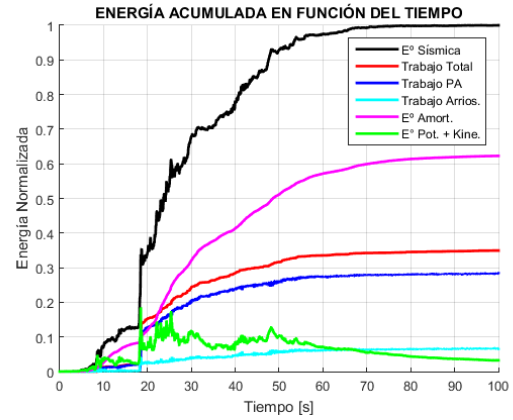
Las Figuras 5.12 y 5.13 muestran la distribución de energía en función del tiempo para los terremotos de Valparaíso 1985 y Maule 2010.

Tabla 5.22: Determinación del factor de reducción R y distribución de energía a nivel de colapso incipiente.

Epicentro	Valparaíso		Tocopilla	Maule	
Año	1985		2007	2010	
Magnitud	7.8 Ms		7.7 Mw	8.8 Mw	
Estación	Melipilla	San Isidro	Mejillones	Angol	Constitución
Dirección Reg. X/Y/Z	EW/NS/V	L/T/V	L/T/V	EW/NS/V	L/T/V
Escala	1.1	1.0	1.2	1.0	1.0
Nro. Columnas Mecanismo Colapso	2	2	1	6	5
FU máximo Columnas	1.03/1.11	1.07/1.14/1.15	1.03	1.04/1.20/1.30/ 1.55/1.60/1.61	1.05/1.38/1.41/ 1.42/1.52
Corte Basal, Dirección X [kN]					
Modelo lineal	11670	35640	11720	16470	24580
Modelo no lineal	7878	6108	7350	7748	7906
Factor de Reducción R	1.48	5.83	1.59	2.13	3.11
Corte Basal, Dirección Y [kN]					
Modelo lineal	8387	7556	4704	9933	11230
Modelo no lineal	5758	6022	3591	9863	6466
Factor de Reducción R	1.46	1.25	1.31	1.01	1.74
Energía Acumulada					
Pernos de anclaje [%]	34.7 %	28.4 %	38.1 %	18.4 %	21.9 %
Arriostramientos [%]	5.2 %	6.6 %	0.9 %	11.5 %	5.0 %
Amortiguamiento [%]	55.6 %	61.7 %	58.7 %	69.2 %	70.4 %
Cinética + Potencial [%]	4.5 %	3.3 %	2.3 %	0.9 %	2.7 %
Total [%]	100.0 %	100.0 %	100.0 %	100.0 %	100.0 %
Total [kJ]	2230.80	3347.70	1966.50	6058.80	5489.40

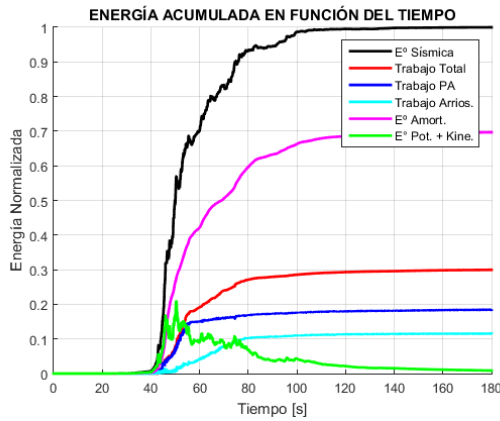


(a) Estación Melipilla
(X/Y/Z = EW/NS/V).

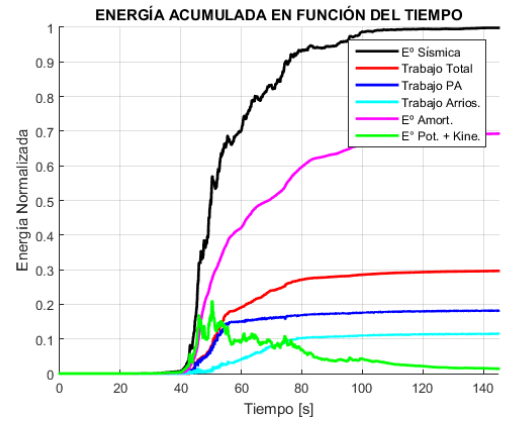


(b) Estación San Isidro
(X/Y/Z = L/T/V).

Figura 5.12: Distribución de energía sísmica en el tiempo para el terremoto de Valparaíso 1985.



(a) Estación Angol
(X/Y/Z = EW/NS/V).



(b) Estación Constitución
(X/Y/Z = L/T/V).

Figura 5.13: Distribución de energía sísmica en el tiempo para el terremoto de Maule 2010.

5.3. Comparación de resultados según ambas normativas

Esta sección resume los resultados obtenidos y además presenta una comparativa entre las normativas NCh2369 vigente y considerando las modificaciones propuestas, en cuanto al diseño realizado y al desempeño obtenido para la Estructura 2.

5.3.1. Comparación en el diseño

La aplicación de las normativas vigente y propuesta entregó como resultado dos diseños similares, con arriostramientos de las mismas dimensiones, debido a los requisitos de compacidad y esbeltez presentes en ambos documentos.

Los requisitos de diseño de la Estructura 2 establecen un dimensionamiento mínimo para las columnas, por lo que el tamaño de éstas no puede ser menor que el especificado en el diseño propuesto, a pesar que el diseño según la normativa vigente permite columnas de menores dimensiones.

La principal diferencia entre ambos diseños está dada por las dimensiones de las columnas. Debido a las disposiciones propuestas, es necesario aumentar la resistencia de éstas para asegurar estabilidad global posterior al pandeo y fluencia de arriostramientos. La Tabla 5.23 compara ambos diseños desde el punto de vista geométrico y de comportamiento sísmico.

El diseño según la normativa propuesta, en comparación al dado por la normativa vigente, presenta un peso sísmico 1.03 veces mayor y periodos fundamentales levemente menores, del orden del 3 % menor, debido al aumento en las dimensiones de las columnas y, por ende, de la rigidez del sistema. Además, se observa que la estructura, al presentar un mayor peso sísmico, también presenta cortes basales de diseño mayores, en un orden del 1 % y del 3 % en cada una de las direcciones principales.

El análisis de las Figuras 5.1 y de la 5.7 a la 5.8 muestra que los factores de utilización en arriostramientos y vigas se mantienen en la misma razón para ambos diseños, mientras que los de las columnas disminuye debido al aumento de resistencia de éstas.

Desde el punto de vista de la deriva de piso, al comparar las Tablas 5.5 y 5.16, se observan deformaciones levemente menores en el diseño según la normativa propuesta. Dado que ambas disposiciones presentan los mismos límites de deriva, la normativa propuesta permite mejorar dichos resultados.

Tabla 5.23: Comparación del diseño entre ambas normativas.

Diseño	Normativa		Razón Propuesta/Vigente
	Vigente	Propuesta	
Pernos de anclaje	6 ϕ 2 1/4"	6 ϕ 2 1/4"	-
Columnas	HE600x600x40x18	700x700x40x18	-
Ixx [cm ⁴]	401251	650069	1.62
Iyy [cm ⁴]	144025	228697	1.59
Pernos de anclaje	4 ϕ 2"	4 ϕ 2"	-
Columnas	HN40x190.0	HN50x246.0	-
Ixx [cm ⁴]	75225	152428	2.03
Iyy [cm ⁴]	26672	52094	1.95
Peso sísmico [kN]	8136.4	8369.9	1.03
Tx [s]	0.449	0.436	0.97
Ty [s]	0.677	0.658	0.97
Corte basal X [kN]	2177.5	2201.1	1.01
Corte basal Y [kN]	1731.6	1776.9	1.03

5.3.2. Comparación en el desempeño

La aplicación de las normativas vigente y propuesta entregó como resultado dos estructuras con desempeños similares. La Tabla 5.24 compara los parámetros de desempeño de ambas estructuras, de acuerdo a la Metodología, a partir de lo obtenido en los análisis no lineales estáticos y dinámicos.

De los análisis no lineales estáticos, al comparar las Figuras 5.3 y 5.10, se observa que el comportamiento para ambos diseños es similar, donde el corte basal aumenta levemente para la estructura definida a partir de la normativa propuesta. Tanto la máxima capacidad de deformación δ_{μ} como la ductilidad μ_T son similares, mientras que la sobrerresistencia Ω es levemente mayor para el diseño según la normativa propuesta, debido al incremento de resistencia asociado a las mayores dimensiones de las columnas.

Dado que el cambio en el diseño sólo provee mayor resistencia en las columnas, mientras que los elementos que disipan energía (arriostramientos y pernos de anclaje) son iguales en ambos diseños, el corte basal máximo es similar. Esto se ve reflejado en el corte basal de diseño, que presenta variaciones del 1 % y del 3 % en cada dirección, dentro del mismo orden que el aumento del corte basal de diseño.

En cuanto al factor de ductilidad R_{μ} , se presentan variaciones del 5 %. Se destaca que esta variación es mínima puesto que los requisitos de diseño impiden un dimensionamiento menor de las columnas.

En cuanto a la determinación de la razón de margen de colapso CMR , ninguna de las estructuras cumple con el objetivo de desempeño propuesto por la Metodología. Se observa que ambas estructuras se ubican aproximadamente un 70 % por debajo del límite propuesto por las disposiciones del FEMA P695. Esto se debe a la casi nula incursión inelástica de la estructura, donde los pernos de anclaje toman el rol más relevante en la disipación.

Con respecto a los análisis no lineales dinámicos, al nivel de colapso incipiente, se obtuvo un factor de reducción R un 5% más alto en el diseño según la normativa propuesta. Para determinar si existe una buena correlación entre los análisis, se comparan los factores R y R_μ para cada diseño, obteniendo variaciones del 9% en cada ambos diseños. Estos valores se encuentran dentro del orden esperado de variación.

Tabla 5.24: Comparación en el desempeño entre ambas normativas.

Parámetro	Normativa		Razón
	Vigente	Propuesta	Propuesta/Vigente
δ_u [mm]	186.9	182.4	0.98
μ_T	3.0	3.2	1.07
Ω	2.2	2.3	1.05
R_μ	2.2	2.3	1.05
$R = \Omega R_\mu$	4.8	5.3	1.09
R_{diseno}	3	3	1.00
$CMR/CMR_{10\%}$	0.30	0.35	1.17
R_{TH}	2.0	2.1	1.05
R_{TH}/R_μ	0.91	0.91	-

Capítulo 6: Diseño y Evaluación del Desempeño de la Estructura 3

El presente capítulo se centra en el diseño y la evaluación del desempeño de la Estructura 3, de acuerdo a las disposiciones de la normativa vigente y propuesta. El diseño se lleva a cabo considerando un comportamiento lineal-elástico, con el fin de comparar el efecto en los tamaños relativos de los componentes estructurales. Por su parte, la evaluación del desempeño se logra mediante la aplicación de la Metodología, a partir de análisis no lineales.

6.1. Análisis según la normativa vigente

Esta sección presenta los resultados obtenidos a partir de los análisis lineal-elástico y no lineal de la Estructura 3, mediante la aplicación de la normativa vigente. La no linealidad está modelada en los arriostramientos de los tres niveles inferiores así como en los anclajes de las columnas que forman parte del marco arriostrado sismorresistente. Los arriostramientos del nivel superior no presentan incursiones en el rango inelástico y los pernos de anclaje de las columnas gravitacionales no forman parte del análisis de las disposiciones de la norma NCh2369.

El Anexo C.3 muestra la distribución de los componentes no lineales para la Estructura 3.

6.1.1. Diseño Lineal Elástico

6.1.1.1. Cargas de Diseño

Las cargas permanentes y sobrecargas de uso aplicadas sobre la Estructura 3 para el análisis lineal-elástico se presentan en la Tabla 6.1. Por otra parte, la Tabla 6.2 muestra las cargas de diseño totales aplicadas sobre la estructura. El Anexo C.1 muestra el detalle de la distribución de cargas aplicadas en la estructura.

Tabla 6.1: Cargas permanentes y de uso utilizadas en el análisis estructural.

Elemento	Carga [N/m]	Carga [Pa]
Peso propio barandas	225.63	-
Peso propio planchas de piso	-	510.12
Peso propio escaleras	931.95	-
Sobrecarga de piso	3924.00	-

Tabla 6.2: Cargas de diseño totales aplicadas sobre la estructura.

Carga	Definición	Comp.	Carga [kN]
Dsw	Peso propio	Fz	289.3
Dhr	Peso barandas	Fz	34.0
Dstr	Peso propio escaleras	Fz	16.8
Dpd	Peso propio placa diamantada	Fz	113.1
Deq	Peso propio equipos	Fz	1099.4
D	Carga muerta operacional D=1.15Dsw+Dhr+Dstr+Dpd+Deq	Fz	1596.1
L	Sobrecarga de uso	Fz	869.9
Ws	Peso sísmico Ws=1.15Dsw+Dhr+Dstr+Dpd+Deq+0.25L	Fz	1814.2
Sx	Corte basal análisis modal espectral en dirección X, Modo 2 (100 Modos Ritz, 99 % Part Modal, T=0.201 [s] con 78 % Part. Modal)	Fx	436.6
Sy	Corte basal análisis modal espectral en dirección Y, Modo 1 (100 Modos Ritz, 99 % Part Modal, T=0.289 [s] con 79 % Part. Modal)	Fy	442.9

6.1.1.2. Verificación de Esbelteces

Las Tablas 6.3 y 6.4 muestran, respectivamente, la verificación de los límites de compacidad local y esbeltez global de los elementos componentes de la estructura, de acuerdo a los requerimientos de los artículos 8.3.3 y 8.7.3 de la norma NCh2369.

El cálculo de las compacidades a flexión se realizó suponiendo que las columnas están sometidas a compresión pura, mientras que las vigas se someten a flexocompresión.

Tabla 6.3: Límites de compacidad local de los elementos que componen la estructura.

Tipo	Perfil	Ala				Comp. Ala		Alma				Comp. Alma	
		λ_f	$\lambda_{r,c}$	$\lambda_{p,f}$	$\lambda_{r,f}$	Compr	Flex	λ_w	$\lambda_{r,c}$	$\lambda_{p,f}$	$\lambda_{r,f}$	Comp	Flex
COL	HN20x33.8	12.5	15.4	10.8	31.3	C	NC	30.7	149.9	106.8	161.9	C	C
ARR	□100x100x5	15.0	39.8	31.8	39.8	C	C	15.0	39.8	31.8	39.8	C	C
ARR	□150x150x5	25.0	39.8	31.8	39.8	C	C	25.0	39.8	31.8	39.8	C	C
ARR	L6.5x4.78	10.5	12.8	-	-	C	-	-	-	-	-	-	-
ARR	L8x7.07	10.8	12.8	-	-	C	-	-	-	-	-	-	-
ARR	L10x7.53	10.0	12.8	-	-	C	-	-	-	-	-	-	-
ARR	L15x22.3	12.5	12.8	-	-	C	-	-	-	-	-	-	-
VIGA	C15x11.1	10.5	11.9	8.5	11.9	C	NC	25.0	88.9	50.8	88.9	C	C
VIGA	C25x15.1	10.5	11.9	8.5	11.9	C	NC	45.0	88.9	50.8	88.9	C	C
VIGA	HN25x61.3	10.4	15.8	10.8	32.0	C	C	28.3	149.9	77.4	149.9	C	C
VIGA	HN30x83.0	10.7	15.1	10.8	30.5	C	C	34.0	149.9	77.4	149.9	C	C
VIGA	IN20x26.1	9.4	14.8	10.8	29.9	C	C	36.8	149.9	77.4	149.9	C	C
VIGA	IN20x30.6	7.5	14.8	10.8	30.1	C	C	36.0	149.9	77.4	149.9	C	C
VIGA	IN25x37.1	6.3	14.0	10.8	28.4	C	C	45.2	149.9	77.4	149.9	C	C
VIGA	IN30x41.3	6.3	14.0	10.8	28.3	C	C	46.0	149.9	77.4	149.9	C	C
VIGA	IN35x53.0	8.3	13.4	10.8	27.1	C	C	54.3	149.9	77.4	149.9	C	C

Tabla 6.4: Límites de esbeltez global de los elementos que componen la estructura.

Tipo	Perfil	KL/r_{max}	KL/r_{lim}
COL	HN20x33.8	59.0	133.8
ARR	□100x100x5	64.4	133.8
ARR	□150x150x5	56.1	133.8
ARR	L6.5x4.78	88.3	133.8
ARR	L8x7.07	67.7	133.8
ARR	L10x7.53	70.2	133.8
ARR	L15x22.3	28.8	133.8
VIGA	C15x11.1	57.6	133.8
VIGA	C25x15.1	102.5	133.8
VIGA	HN25x61.3	73.9	133.8
VIGA	HN30x83.0	60.6	133.8
VIGA	IN20x26.1	36.8	133.8
VIGA	IN20x30.6	35.7	133.8
VIGA	IN25x37.1	107.2	133.8
VIGA	IN30x41.3	32.6	133.8
VIGA	IN35x53.0	111.5	133.8

6.1.1.3. Verificación de Deriva de Piso

La Tabla 6.5 muestra la verificación de la deriva de piso para las solicitaciones sísmicas. De acuerdo al Artículo 6.1 de la norma NCh2369, las deformaciones deben calcularse considerando el espectro de diseño elástico o, equivalentemente, amplificando las solicitaciones sísmicas por el factor R (INN, 2003b, Art. 6.1).

Tabla 6.5: Verificación de derivas de piso, de acuerdo a la deformación elástica.

Dir.	Despl.	Δ [mm]	H [mm]	Δ_{real}/H	Δ/H_{lim}	Cumple?
X	DX01	1.7	2278	0.001	0.015	✓
	DX02	2.5	2940	0.001	0.015	✓
	DX03	2.1	2940	0.001	0.015	✓
	DX04	1.1	2817	0.000	0.015	✓
Y	DY01	3.8	2278	0.002	0.015	✓
	DY02	3.6	2940	0.001	0.015	✓
	DY03	8.1	2940	0.003	0.015	✓
	DY04	7.5	2817	0.003	0.015	✓

6.1.1.4. Verificación de Resistencia

Para el diseño con las combinaciones de carga LRFD de la norma NCh2369, se determinó el factor de utilización de los otros elementos estructurales. La Figura 6.1 muestra en escala de colores los factores de utilización obtenidos tras el diseño. El Anexo C.2.1 muestra el detalle de los factores de utilización obtenidos en cada planta y en cada eje.

Del diseño se obtiene que la columna más solicitada posee un factor de utilización de 0.75, mientras que el arriostramiento más solicitado posee un factor de utilización igual a 0.76.

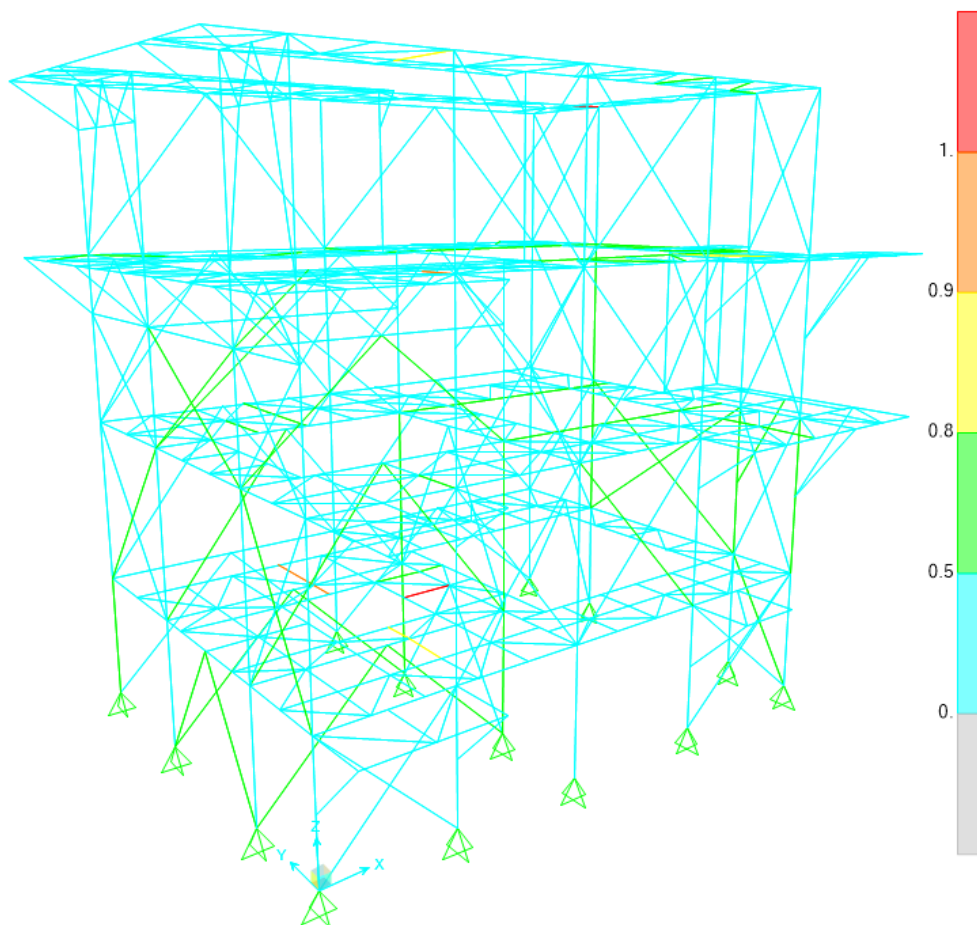


Figura 6.1: Factores de utilización obtenidos para la Estructura 3 según la normativa vigente.

6.1.1.5. Detallamiento de Pernos de Anclaje

La Figura 6.2 muestra el detalle de los pernos de anclaje con los que la estructura fue originalmente diseñada. La solución consiste en 4 pernos $\phi 1''$ de calidad ASTM A36, además de una silla de anclaje. El largo libre de los pernos es igual a 38 [cm].

De acuerdo al punto 8.6.8. de la norma NCh2369, el perno se diseña para que falle antes que la placa de apoyo o el hormigón del pedestal. La Tabla 6.6 expone la envolvente de fuerzas de las combinaciones LRFD para los nodos de anclaje.

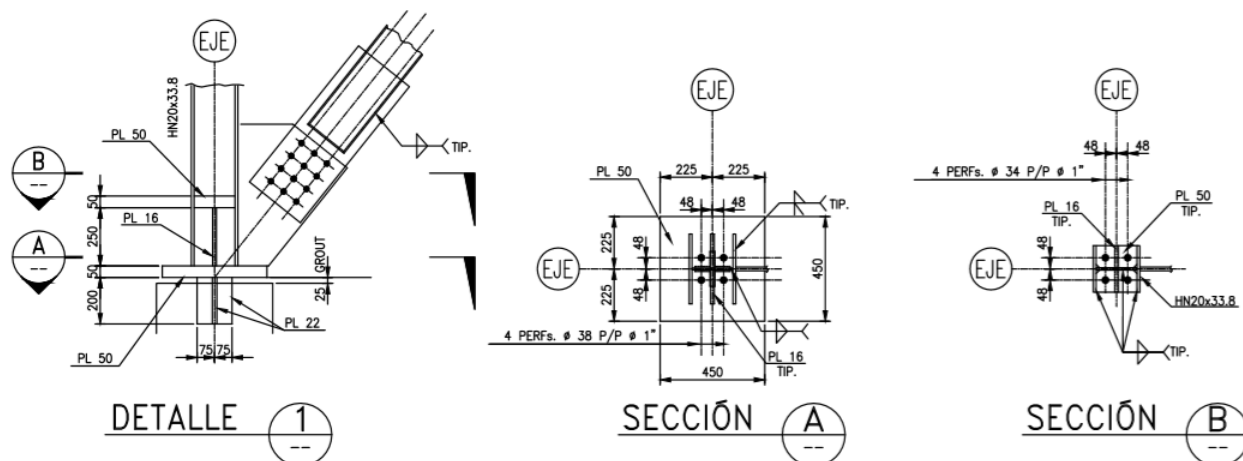


Figura 6.2: Detalle del anclaje de las columnas sismorresistentes para la Estructura 3.

Tabla 6.6: Envolvente de fuerzas (LRFD) para los anclajes de columnas sismorresistentes.

Nodo	Combinación	Tipo	F1 [kN]	F2 [kN]	F3 [kN]
A1	U.ENV	Max	91.1	0.4	402.6
A1	U.ENV	Min	-74.1	-2.0	-132.3
A2	U.ENV	Max	116.0	120.7	461.5
A2	U.ENV	Min	-30.9	-113.9	-34.0
A3	U.ENV	Max	109.7	114.7	487.2
A3	U.ENV	Min	-27.1	-118.3	-30.1
A4	U.ENV	Max	36.4	1.0	394.7
A4	U.ENV	Min	-38.2	-1.5	-172.8
A5	U.ENV	Max	0.1	1.2	113.3
A5	U.ENV	Min	0.0	-0.6	25.0
A6	U.ENV	Max	37.1	111.0	759.6
A6	U.ENV	Min	-103.7	-89.6	2.4
A7	U.ENV	Max	31.7	91.6	761.5
A7	U.ENV	Min	-101.9	-104.4	37.9
A8	U.ENV	Max	83.5	0.5	234.8
A8	U.ENV	Min	-74.1	-0.7	-35.1
A9	U.ENV	Max	73.5	85.1	460.5
A9	U.ENV	Min	-98.7	-47.6	-185.2
A10	U.ENV	Max	-0.6	30.8	326.6
A10	U.ENV	Min	-2.1	-60.5	-41.0
A11	U.ENV	Max	0.1	39.0	338.2
A11	U.ENV	Min	-0.3	-35.8	-73.5
A12	U.ENV	Max	34.2	52.4	445.1
A12	U.ENV	Min	-57.7	-67.9	-200.4
A13	U.ENV	Max	32.7	-0.4	205.2
A13	U.ENV	Min	-63.5	-2.6	-78.3
A14	U.ENV	Max	69.6	0.0	252.3
A14	U.ENV	Min	-43.0	-2.5	-76.2
MAX			116.0	120.7	761.5
MIN			-103.7	-118.3	-200.4

La existencia de una llave de corte permite que el perno trabaje a tracción pura. La resistencia última de los pernos se estima a partir de lo estipulado en el Capítulo J de la norma AISC360 (AISC, 2005b, Ecuación (J3-1)), por lo que la relación demanda/capacidad es igual a:

$$\frac{T_u}{\phi T_n} = 0.44 \quad (6.1)$$

donde:

- T_u = Tracción última en el anclaje, $T_u = 200.4$ [kN]
- ϕT_n = Resistencia disponible a la tracción, $\phi T_n = \phi F_{nt} A_{PA}$
- ϕ = Factor de reducción, $\phi = 0.75$
- n = Número de pernos en cada anclaje, $n = 4$
- A_{PA} = Área bruta de los pernos en cada anclaje, $A_{PA} = 2026.8$ [mm²]
- F_{nt} = Tensión nominal a la tracción, $F_{nt} = 0.75 F_u = 300$ [MPa] para acero calidad ASTM A36

6.1.2. Análisis no Lineal Estático

6.1.2.1. Análisis Pushover

La Figura 6.3 muestra los resultados de los análisis no lineales estáticos realizados en cada una de las direcciones principales de la estructura. El punto de control considerado en los análisis pushover corresponde al último nivel de la estructura.

Al analizar la dirección X, se observa que el comportamiento de la estructura se mantiene lineal elástico hasta gatillar un modo de falla no simulado, en el que se alcanza la resistencia esperada a compresión en las columnas. En este estado se alcanza un corte basal de 3260 [kN], equivalente a 1.8 veces el peso sísmico, y una deriva del 0.16 % para las direcciones +X y -X.

Por otro lado, en la dirección Y, al aumentar el desplazamiento de techo, la estructura mantiene un comportamiento lineal elástico, el que posteriormente cambia debido a la fluencia de pernos de anclaje. El análisis finaliza cuando se gatilla un modo de falla no simulado, en el que se alcanza la resistencia esperada a compresión en las columnas. En este estado se alcanza un corte basal de 2140 [kN], equivalente a 1.2 veces el peso sísmico, y una deriva del 0.44 % para las direcciones +Y y -Y.

Para la determinación de los parámetros de desempeño μ_T , Ω y R_μ se considera un análisis pushover hasta la zona en que se gatilla un modo de falla, de acuerdo a las especificaciones de la Metodología. En la Figura 6.3, dichos puntos se denotan con un círculo. La Tabla 6.7 muestra los resultados obtenidos de dichos análisis. Si se considera el factor de reducción asociado a la ductilidad R_μ , se observa que es casi igual a 1.0, lo que se traduce en una mayor resistencia y menor capacidad de disipación de energía con respecto a lo esperado tras la aplicación de la normativa, representada con un comportamiento casi lineal elástico.

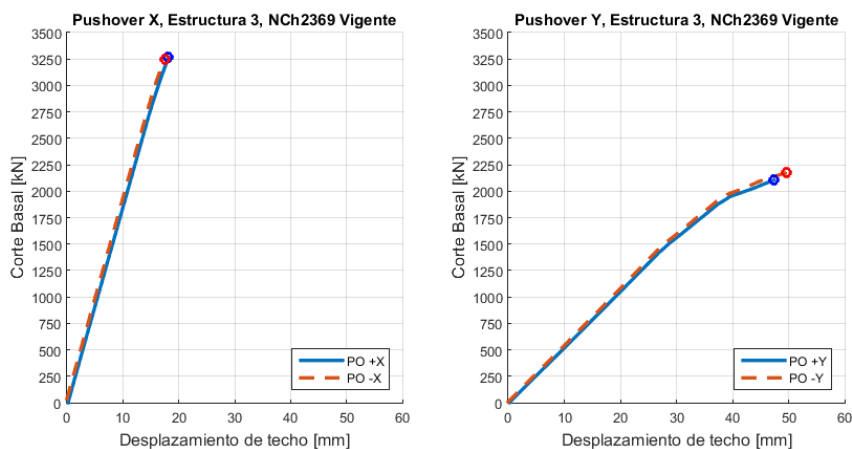


Figura 6.3: Análisis pushover realizado para la estructura.

Tabla 6.7: Factores de desempeño resultantes del análisis pushover.

Caso	$V_0 = 1.4V$ [kN]	C_0	V_{max} [kN]	W [kN]	T [s]	$\delta_{y,eff}$ [mm]
PO +X	611.2	0.81	3267	1592.5	0.201	16.7
PO -X	611.2	0.81	3250	1592.5	0.201	16.6
PO +Y	620.1	1.18	2105	1592.5	0.289	32.5
PO -Y	620.1	1.18	2176	1592.5	0.289	33.5

Caso	δ_u [mm]	μ_T	Ω	R_μ	$R = \Omega R_\mu$	R_{diseno}
PO +X	18.2	1.1	5.3	1.1	5.8	3
PO -X	17.5	1.1	5.3	1.0	5.6	3
PO +Y	47.4	1.5	3.4	1.4	4.7	3
PO -Y	49.7	1.5	3.5	1.4	4.9	3
Promedio	33.2	1.3	4.4	1.2	5.2	3

6.1.3. Análisis no Lineal Dinámico

6.1.3.1. Determinación del Margen de Colapso

La Tabla 6.8 muestra el análisis no lineal dinámico incremental asociado a la estructura. Los análisis se realizan considerando simultáneamente las tres direcciones registradas en cada estación. El análisis comienza con un escalamiento inicial de 0.5, el cual se incrementa hasta llegar al colapso incipiente en el 50 % de los registros con un factor de escalamiento igual a $SF = 0.7$. Los terremotos que controlan el colapso incipiente son los de Valparaíso 1985 (estaciones Melipilla y San Isidro), Tocopilla 2007 (estación Tocopilla) y Maule 2010 (estaciones Angol y Constitución). En la Tabla, los registros marcados con asterisco son aquellos a considerar para el estudio de las respuestas máximas así como la distribución de energía de los componentes no lineales presentes en la estructura.

La Tabla 6.9 expone el cálculo de la Razón del Margen de Colapso CMR para cada dirección de análisis. Se observa que la estructura posee, en promedio, un $CMR = 0.66$, un 65 % menor al requerido por la Metodología, por lo que no cumple con el objetivo de desempeño de dicho documento.

Tabla 6.8: Resultados obtenidos del análisis no lineal dinámico.

Factor de escalamiento SF					0.5	0.6	0.7
Epicentro	Fecha	Magnitud	Estación	Registros X/Y/Z	Colapso	Colapso	Colapso
Valparaíso	03-03-1985	7.8 Ms	Melipilla	EW/NS/V*	NO	SI	SI
				NS/EW/V	SI	SI	SI
			San Isidro	L/T/V*	SI	SI	SI
				T/L/V	SI	SI	SI
Punitaqui	14-10-1997	6.8 Ms	Illapel	L/T/V	NO	NO	NO
				T/L/V	NO	NO	NO
Sur de Peru	23-06-2001	8.4 Mw	Cementerio	L/T/V	NO	NO	NO
				T/L/V	NO	NO	NO
			Costanera	L/T/V	NO	NO	NO
				T/L/V	NO	NO	NO
Tocopilla	14-11-2007	7.7 Mw	Mejillones	EW/NS/V	NO	NO	NO
				NS/EW/V	NO	NO	NO
			Tocopilla	L/T/V*	SI	SI	SI
				T/L/V	SI	SI	SI
Maule	27-02-2010	8.8 Mw	Angol	EW/NS/V*	SI	SI	SI
				NS/EW/V	SI	SI	SI
			Constitución	L/T/V*	SI	SI	SI
				T/L/V	NO	NO	SI
Iquique	01-04-2014	8.2 Mw	Chusmiza	EW/NS/V	NO	NO	NO
				NS/EW/V	NO	NO	NO
% de Colapsos					40 %	45 %	50 %

Tabla 6.9: Determinación del margen de colapso CMR .

Dirección	X	Y
Periodo fundamental T_n	0.201	0.289
Factor de escalamiento SF	0.7	0.7
Factor tridimensionalidad SF_{3D}	1.2	1.2
Intensidad Mediana $Sa_{50\%}$	1.111	1.010
$SCT = SF \cdot Sa_{50\%}$	0.778	0.707
Intensidad MCE SMT	1.347	1.347
$CMR = SF_{3D} \cdot SCT/SMT$	0.69	0.63
$CMR_{10\%}$	1.9	1.9
Cumple?	NO	NO
$CMR/CMR_{10\%}$	0.36	0.33

6.1.3.2. Disipación y Distribución de Energía

La Tabla 6.10 muestra las respuestas máximas obtenidas por los componentes no lineales del modelo diseñado según la normativa vigente, para un nivel de colapso incipiente. Por su parte, la Figura 6.4 exhibe de forma gráfica las respuestas máximas normalizadas de los componentes no lineales de la estructura.

Se observa que los arriostramientos en tracción alcanzan la fluencia en promedio para el 6 % de los eventos analizados. De las riostras que no se plastifican, alrededor del 15 % presentan razones tensión máxima/tensión de fluencia T/T_y en el rango 0.00-0.25, mientras que aproximadamente el 40 % se ubican en el rango 0.25-0.50. Por otro lado, el 25 % se ubica en el rango 0.50-0.75 y el 20 % restante se encuentra en el rango 0.75-1.00.

En cuanto a los arriostramientos en compresión, en promedio el 95 % exhibe deformaciones menores al 1.5 ‰, valor conservadoramente definido para caracterizar la deformación por pandeo. Por otro lado, se observa que alrededor del 35 % de los arriostramientos presentan razones compresión máxima/tensión de pandeo P/P_c en el rango 0.00-0.50, mientras que el 30 % se ubica en el rango 0.50-0.75. El 35 % restante se encuentra en el rango 0.75-1.00.

En cuanto a las respuestas de los pernos de anclaje, se observa que alcanzan la fluencia en alrededor del 50 % de los casos analizados, no llegando a observarse fractura de pernos.

Tabla 6.10: Distribución de respuestas máximas de componentes no lineales para un nivel de colapso incipiente.

Arriost. en Tracción Sismo	T/T_y				$\varepsilon_t = \delta_t/Le$	
	0.00-0.25	0.25-0.50	0.50-0.75	0.75-1.00	$0 - \varepsilon_y$	$\varepsilon_y - \varepsilon_u$
Melipilla 1985 (EW/NS/V)	12 %	29 %	33 %	26 %	92 %	8 %
San Isidro 1985 (L/T/V)	12 %	48 %	18 %	22 %	92 %	8 %
Tocopilla 2007 (L/T/V)	21 %	59 %	15 %	5 %	100 %	0 %
Angol 2010 (EW/NS/V)	12 %	20 %	45 %	23 %	94 %	6 %
Constitución 2010 (L/T/V)	20 %	45 %	11 %	24 %	94 %	6 %
Arriost. en Compresión Sismo	P/P_c				$\varepsilon_c = \delta_c/Le$	
	0.00-0.25	0.25-0.50	0.50-0.75	0.75-1.00	$0 - 1.5\%$	$1.5\%_0 - 1.5\%$
Melipilla 1985 (EW/NS/V)	8 %	11 %	33 %	48 %	94 %	6 %
San Isidro 1985 (L/T/V)	6 %	35 %	26 %	33 %	92 %	8 %
Tocopilla 2007 (L/T/V)	6 %	39 %	39 %	16 %	100 %	0 %
Angol 2010 (EW/NS/V)	11 %	9 %	32 %	48 %	95 %	5 %
Constitución 2010 (L/T/V)	8 %	33 %	29 %	30 %	91 %	9 %
Pernos de anclaje Sismo	T/T_y				$\varepsilon_t = \delta_t/Le$	
	0.00-0.25	0.25-0.50	0.50-0.75	0.75-1.00	$0 - \varepsilon_y$	$\varepsilon_y - \varepsilon_u$
Melipilla 1985 (EW/NS/V)	8 %	0 %	21 %	71 %	43 %	57 %
San Isidro 1985 (L/T/V)	7 %	0 %	29 %	64 %	43 %	57 %
Tocopilla 2007 (L/T/V)	7 %	36 %	43 %	14 %	93 %	7 %
Angol 2010 (EW/NS/V)	7 %	7 %	7 %	79 %	43 %	57 %
Constitución 2010 (L/T/V)	7 %	0 %	29 %	64 %	43 %	57 %

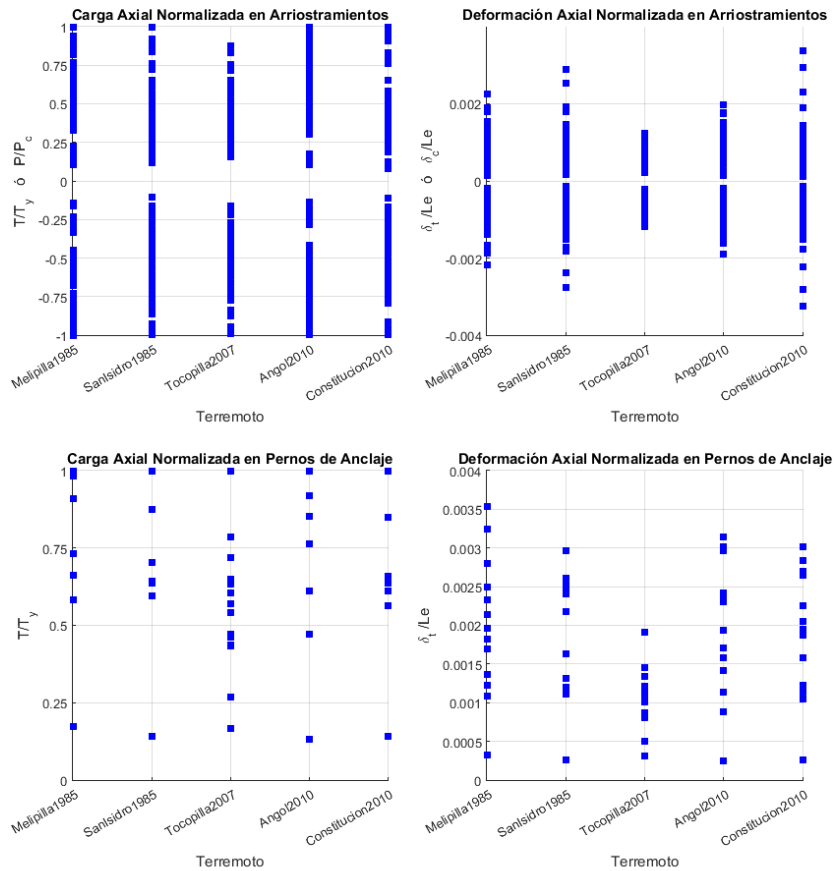


Figura 6.4: Respuestas máximas normalizadas para arriostamientos (arriba) y pernos de anclaje (abajo) a nivel de colapso incipiente para terremotos de Valparaíso 1985 (estaciones Melipilla y San Isidro), Tocopilla 2007 (estación Tocopilla) y Maule 2010 (estaciones Angol y Constitución).

Los resultados de los análisis tiempo-historia al nivel de colapso incipiente se registran en la Tabla 6.11. El factor de reducción R se obtiene comparando el corte basal máximo elástico y el obtenido de un análisis no lineal. Este valor se compara con el parámetro R_μ debido a que se trata de la respuesta a un nivel de colapso incipiente, sin considerar sobrerresistencia. En promedio se obtiene un factor de reducción de la respuesta $R = 1.3$, un poco mayor que el obtenido de análisis pushover ($R_\mu = 1.2$), pero consistente con el análisis previo.

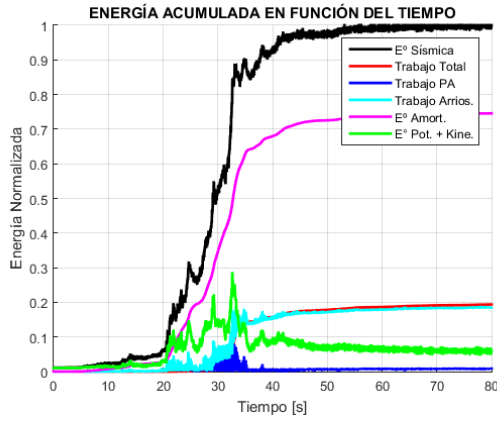
La Tabla muestra además que el colapso incipiente se alcanza a diferentes niveles de energía, donde la mayor parte de la disipación de energía se logra debido al amortiguamiento de la estructura, que no es capaz de alcanzar a lograr la plastificación de sus elementos antes de llegar al colapso incipiente. Cuando dicha plastificación se alcanza, se observa que la disipación de energía se produce mayoritariamente en los arriostramientos, tanto en tracción como en compresión. La baja disipación de los pernos de anclaje se debe a las bajas sollicitaciones de tracción en los anclajes, por lo que los pernos se encuentran sobredimensionados con respecto a la demanda y no alcanzan la plastificación.

Se observa que el amortiguamiento, en promedio, disipa aproximadamente el 60 % de la energía ingresada al sistema. Los arriostramientos y los pernos de anclaje, por su parte, disipan en promedio el 25 % y el 1 % de la energía, respectivamente. El 14 % restante se asocia a la energía potencial y cinética intrínsecas de la estructura. Se destaca que en este caso el primer mecanismo de disipación de energía corresponde a la fluencia y pandeo de arriostramientos.

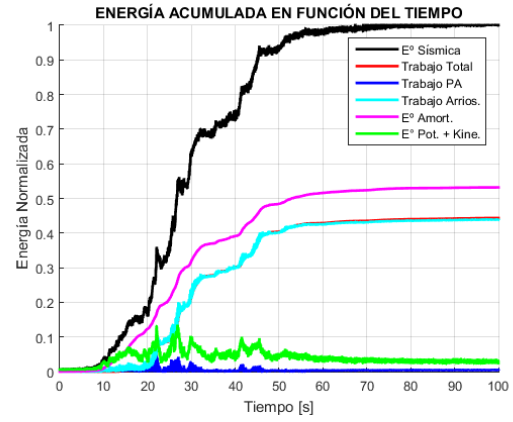
Las Figuras 6.5 y 6.6 muestran la distribución de energía en función del tiempo para los terremotos de Valparaíso 1985 y Maule 2010.

Tabla 6.11: Determinación del factor de reducción R y distribución de energía a nivel de colapso incipiente.

Epicentro	Valparaíso		Tocopilla	Maule	
Año	1985		2007	2010	
Magnitud	7.8 Ms		7.7 Mw	8.8 Mw	
Estación	Melipilla	San Isidro	Tocopilla	Angol	Constitución
Dirección Reg. X/Y/Z	EW/NS/V	L/T/V	L/T/V	EW/NS/V	L/T/V
Escala	0.6	0.5	0.5	0.5	0.5
Nro. Columnas Mecanismo Colapso	6	2	5	5	2
FU máximo Columnas	1.07/1.12/1.13/ 1.20/1.21/1.32	1.10/1.27	1.05/1.11/1.17/ 1.27/1.63	1.07/1.07/1.09/ 1.13/1.15	1.05/1.26
Corte Basal, Dirección X [kN]					
Modelo lineal	3307	2138	1509	3248	1876
Modelo no lineal	2795	1990	1117	3143	1578
Factor de Reducción R	1.18	1.07	1.35	1.03	1.19
Corte Basal, Dirección Y [kN]					
Modelo lineal	2292	3576	1586	2172	3823
Modelo no lineal	1924	2161	1351	1834	2129
Factor de Reducción R	1.19	1.65	1.17	1.18	1.80
Energía Acumulada					
Pernos de anclaje [%]	0.9 %	0.5 %	1.6 %	0.7 %	0.4 %
Arriostramientos [%]	18.5 %	43.9 %	1.6 %	18.6 %	46.0 %
Amortiguamiento [%]	74.6 %	53.1 %	55.0 %	77.5 %	52.3 %
Cinética + Potencial [%]	6.0 %	2.5 %	41.8 %	3.2 %	1.3 %
Total [%]	100.0 %	100.0 %	100.0 %	100.0 %	100.0 %
Total [kJ]	247.30	430.44	62.37	408.28	482.94

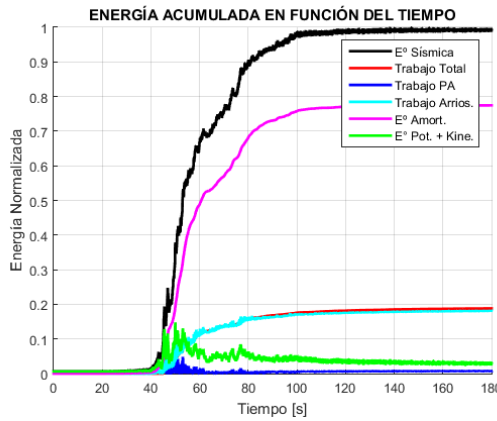


(a) Estación Melipilla
(X/Y/Z = EW/NS/V).

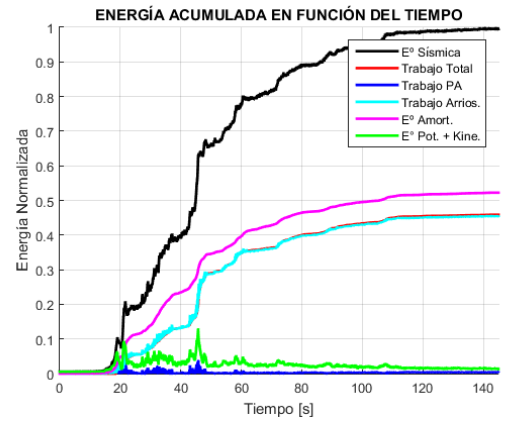


(b) Estación San Isidro
(X/Y/Z = L/T/V).

Figura 6.5: Distribución de energía sísmica en el tiempo para el terremoto de Valparaíso 1985.



(a) Estación Angol
(X/Y/Z = EW/NS/V).



(b) Estación Constitución
(X/Y/Z = L/T/V).

Figura 6.6: Distribución de energía sísmica en el tiempo para el terremoto de Maule 2010.

6.2. Análisis según la normativa propuesta

Esta sección presenta los resultados obtenidos a partir de los análisis lineal-elástico y no lineal de la Estructura 3, mediante la aplicación de la normativa propuesta. La no linealidad está modelada en los arriostramientos de los tres niveles inferiores así como en los anclajes de las columnas que forman parte del marco arriostrado sismorresistente. Los arriostramientos del nivel superior no presentan incursiones en el rango inelástico y los pernos de anclaje de las columnas gravitacionales no forman parte del análisis de las disposiciones de la norma NCh2369.

El Anexo C.3 muestra la distribución de los componentes no lineales para la Estructura 3.

6.2.1. Diseño Lineal Elástico

6.2.1.1. Cargas de Diseño

Las cargas permanentes y sobrecargas de uso aplicadas sobre la Estructura 3 para el análisis lineal-elástico se presentan en la Tabla 6.12. Por otra parte, la Tabla 6.13 muestra las cargas de diseño totales aplicadas sobre la estructura. El Anexo C.1 muestra el detalle de la distribución de cargas aplicadas en la estructura.

Tabla 6.12: Cargas permanentes y de uso utilizadas en el análisis estructural.

Elemento	Carga [N/m]	Carga [Pa]
Peso propio barandas	225.63	-
Peso propio planchas de piso	-	510.12
Peso propio escaleras	931.95	-
Sobrecarga de piso	3924.00	-

Tabla 6.13: Cargas de diseño totales aplicadas sobre la estructura.

Carga	Definición	Comp.	Carga [kN]
Dsw	Peso propio	Fz	347.4
Dhr	Peso barandas	Fz	34.0
Dstr	Peso propio escaleras	Fz	16.8
Dpd	Peso propio placa diamantada	Fz	113.1
Deq	Peso propio equipos	Fz	1099.4
D	Carga muerta operacional $D=1.15Dsw+Dhr+Dstr+Dpd+Deq$	Fz	1662.9
L	Sobrecarga de uso	Fz	869.9
Ws	Peso sísmico $Ws=1.15Dsw+Dhr+Dstr+Dpd+Deq+0.25L$	Fz	1880.4
Sx	Corte basal análisis modal espectral en dirección X, Modo 2 (100 Modos Ritz, 99 % Part Modal, $T=0.190$ [s] con 84 % Part. Modal)	Fx	484.2
Sy	Corte basal análisis modal espectral en dirección Y, Modo 1 (100 Modos Ritz, 99 % Part Modal, $T=0.268$ [s] con 82 % Part. Modal)	Fy	472.9

6.2.1.2. Verificación de Esbelteces

Las Tablas 6.14 y 6.15 muestran, respectivamente, la verificación de los límites de compacidad local y esbeltez global de los elementos componentes de la estructura, de acuerdo a los requerimientos de los artículos 8.3.3 y 8.7.3 de la norma NCh2369.

El cálculo de las compacidades a flexión se realizó suponiendo que las columnas están sometidas a compresión pura, mientras que las vigas se someten a flexocompresión.

Tabla 6.14: Límites de compacidad local de los elementos que componen la estructura.

Tipo	Perfil	Ala				Comp. Ala		Alma				Comp. Alma	
		λ_f	$\lambda_{r,c}$	$\lambda_{p,f}$	$\lambda_{r,f}$	Comp	Flex	λ_w	$\lambda_{r,c}$	$\lambda_{p,f}$	$\lambda_{r,f}$	Comp	Flex
COL	HN30x73.9	12.5	15.0	10.8	30.4	C	NC	34.5	149.9	106.8	161.9	C	C
ARR	100x100x5	15.0	39.8	31.8	39.8	C	C	15.0	39.8	31.8	39.8	C	C
ARR	150x150x5	25.0	39.8	31.8	39.8	C	C	25.0	39.8	31.8	39.8	C	C
ARR	L6.5x4.78	10.5	12.8	-	-	C	-	-	-	-	-	-	-
ARR	L8x7.07	10.8	12.8	-	-	C	-	-	-	-	-	-	-
ARR	L10x11.7	10.0	12.8	-	-	C	-	-	-	-	-	-	-
ARR	L15x22.3	12.5	12.8	-	-	C	-	-	-	-	-	-	-
VIGA	C15x11.1	10.5	11.9	8.5	11.9	C	NC	25.0	88.9	50.8	88.9	C	C
VIGA	C25x15.1	10.5	11.9	8.5	11.9	C	NC	45.0	88.9	50.8	88.9	C	C
VIGA	HN25x61.3	10.4	15.8	10.8	32.0	C	C	28.3	149.9	77.4	149.9	C	C
VIGA	HN30x83.0	10.7	15.1	10.8	30.5	C	C	34.0	149.9	77.4	149.9	C	C
VIGA	IN20x26.1	9.4	14.8	10.8	29.9	C	C	36.8	149.9	77.4	149.9	C	C
VIGA	IN20x30.6	7.5	14.8	10.8	30.1	C	C	36.0	149.9	77.4	149.9	C	C
VIGA	IN25x37.1	6.3	14.0	10.8	28.4	C	C	45.2	149.9	77.4	149.9	C	C
VIGA	IN30x41.3	6.3	14.0	10.8	28.3	C	C	46.0	149.9	77.4	149.9	C	C
VIGA	IN35x53.0	8.3	13.4	10.8	27.1	C	C	54.3	149.9	77.4	149.9	C	C

Tabla 6.15: Límites de esbeltez global de los elementos que componen la estructura.

Tipo	Perfil	KL/r_{max}	KL/r_{lim}
COL	HN30x73.9	38.8	133.8
ARR	100x100x5	64.4	133.8
ARR	150x150x5	56.1	133.8
ARR	L6.5x4.78	88.3	133.8
ARR	L8x7.07	67.7	133.8
ARR	L10x7.53	70.2	133.8
ARR	L15x22.3	28.8	133.8
VIGA	C15x11.1	57.6	133.8
VIGA	C25x15.1	102.5	133.8
VIGA	HN25x61.3	73.9	133.8
VIGA	HN30x83.0	60.6	133.8
VIGA	IN20x26.1	36.8	133.8
VIGA	IN20x30.6	35.7	133.8
VIGA	IN25x37.1	107.2	133.8
VIGA	IN30x41.3	32.6	133.8
VIGA	IN35x53.0	111.5	133.8

6.2.1.3. Verificación de Deriva de Piso

La Tabla 6.16 muestra la verificación de la deriva de piso para las solicitaciones sísmicas. De acuerdo al Artículo 6.1 de la norma NCh2369, las deformaciones deben calcularse considerando el espectro de diseño elástico o, equivalentemente, amplificando las solicitaciones sísmicas por el factor R (INN, 2003b, Art. 6.1).

Tabla 6.16: Verificación de derivas de piso, de acuerdo a la deformación elástica.

Dir.	Despl.	Δ [mm]	H [mm]	Δ_{real}/H	Δ/H_{lim}	Cumple?
X	DX01	1.8	2278	0.001	0.015	✓
	DX02	2.4	2940	0.001	0.015	✓
	DX03	2.0	2940	0.001	0.015	✓
	DX04	0.9	2817	0.000	0.015	✓
Y	DY01	3.8	2278	0.002	0.015	✓
	DY02	3.5	2940	0.001	0.015	✓
	DY03	7.2	2940	0.002	0.015	✓
	DY04	6.6	2817	0.002	0.015	✓

6.2.1.4. Verificación de Resistencia

De acuerdo a la normativa propuesta, el sistema gravitacional debe ser capaz de resistir las solicitaciones posteriores al pandeo y fluencia de arriostramientos, por lo que las solicitaciones sísmicas se amplifican por el factor $0.7R_1 \geq 2.0$. La Figura 6.7 muestra este resultado, en el que la columna más solicitada posee un factor de utilización de 0.45.

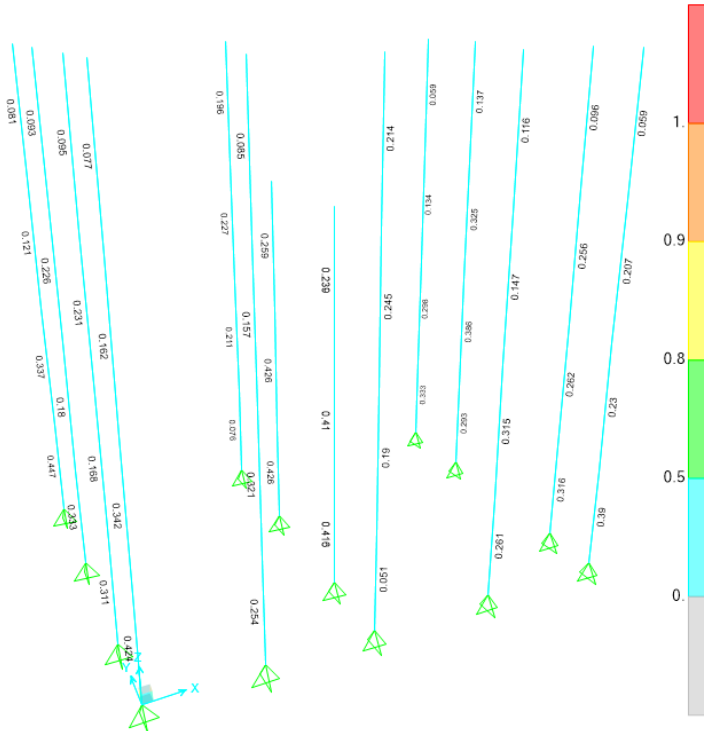


Figura 6.7: Factores de utilización obtenidos para las columnas, amplificando las solicitaciones sísmicas por $0.7R_1 \geq 2.0$.

Para el diseño con las combinaciones de carga LRFD de la norma NCh2369, se determinó el factor de utilización de los otros elementos estructurales. La Figura 6.8 muestra en escala de colores los factores de utilización obtenidos tras el diseño. El Anexo C.2.2 muestra el detalle de los factores de utilización obtenidos en cada planta y en cada eje.

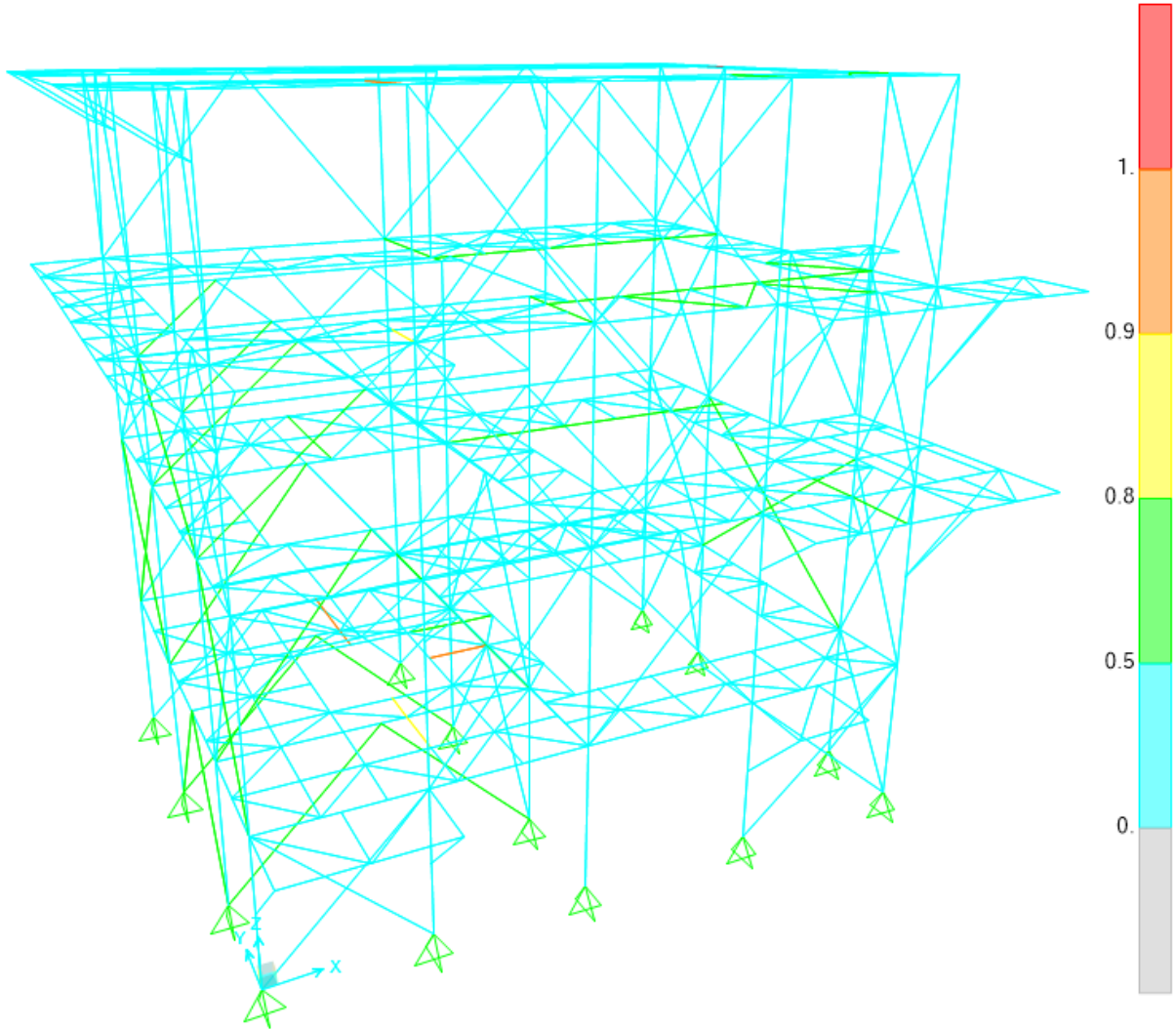


Figura 6.8: Factores de utilización obtenidos para la Estructura 3 según la normativa propuesta.

6.2.1.5. Detallamiento de Pernos de Anclaje

La Figura 6.9 muestra el detalle de los pernos de anclaje con los que la estructura fue originalmente diseñada. La solución consiste en 4 pernos $\phi 1''$ de calidad ASTM A36, además de una silla de anclaje. El largo libre de los pernos es igual a 38 [cm].

De acuerdo al punto 8.6.8. de la norma NCh2369, el perno se diseña para que falle antes que la placa de apoyo o el hormigón del pedestal. La Tabla 6.17 expone la envolvente de fuerzas de las combinaciones LRFD para los nodos de anclaje.

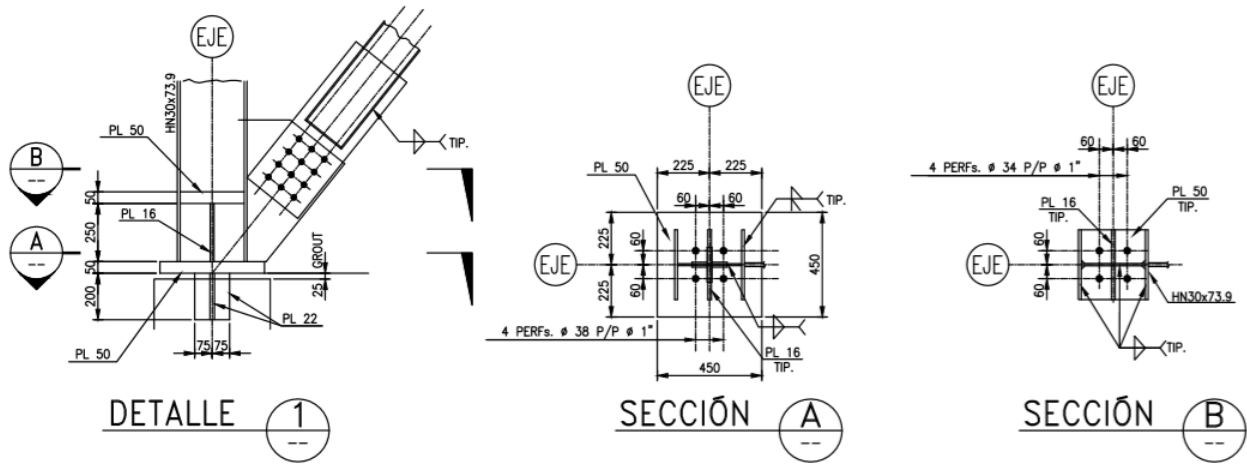


Figura 6.9: Detalle del anclaje de las columnas sismorresistentes para la Estructura 3.

Tabla 6.17: Envolvente de fuerzas (LRFD) para los anclajes de columnas sismorresistentes.

Nodo	Combinación	Tipo	F1 [kN]	F2 [kN]	F3 [kN]
A1	U.ENV	Max	87.5	1.0	407.3
A1	U.ENV	Min	-73.7	-2.5	-144.4
A2	U.ENV	Max	116.1	122.6	472.3
A2	U.ENV	Min	-34.0	-116.2	-39.5
A3	U.ENV	Max	110.0	117.2	497.3
A3	U.ENV	Min	-30.1	-120.2	-32.0
A4	U.ENV	Max	38.1	1.9	401.3
A4	U.ENV	Min	-39.2	-2.6	-182.1
A5	U.ENV	Max	0.1	1.4	114.5
A5	U.ENV	Min	0.0	-0.7	26.3
A6	U.ENV	Max	39.0	111.4	781.3
A6	U.ENV	Min	-105.6	-91.6	-6.8
A7	U.ENV	Max	33.8	93.4	784.7
A7	U.ENV	Min	-103.6	-105.5	27.0
A8	U.ENV	Max	87.6	0.5	226.8
A8	U.ENV	Min	-76.9	-0.8	-29.1
A9	U.ENV	Max	73.5	80.7	474.9
A9	U.ENV	Min	-94.5	-48.7	-201.5
A10	U.ENV	Max	-0.5	34.9	348.7
A10	U.ENV	Min	-2.3	-59.8	-56.4
A11	U.ENV	Max	0.2	39.7	360.1
A11	U.ENV	Min	-0.5	-36.6	-85.1
A12	U.ENV	Max	35.9	53.0	453.5
A12	U.ENV	Min	-58.9	-67.0	-216.7
A13	U.ENV	Max	38.1	-0.2	208.6
A13	U.ENV	Min	-62.9	-2.8	-79.5
A14	U.ENV	Max	69.2	0.1	252.1
A14	U.ENV	Min	-46.6	-2.6	-79.6
MAX			116.1	122.6	784.7
MIN			-105.6	-120.2	-216.7

La existencia de una llave de corte permite que el perno trabaje a tracción pura. La resistencia última de los pernos se estima a partir de lo estipulado en el Capítulo J de la norma AISC360, por lo que la relación demanda/capacidad es igual a:

$$\frac{T_u}{\phi T_n} = 0.48 \quad (6.2)$$

donde:

- T_u = Tracción última en el anclaje, $T_u = 216.7$ [kN]
- ϕT_n = Resistencia disponible a la tracción, $\phi T_n = \phi F_{nt} A_{PA}$
- ϕ = Factor de reducción, $\phi = 0.75$
- n = Número de pernos en cada anclaje, $n = 4$
- A_{PA} = Área bruta de los pernos en cada anclaje, $A_{PA} = 2026.8$ [mm²]
- F_{nt} = Tensión nominal a la tracción, $F_{nt} = 0.75 F_u = 300$ [MPa] para acero calidad ASTM A36

6.2.2. Análisis no Lineal Estático

6.2.2.1. Análisis Pushover

La Figura 6.10 muestra los resultados de los análisis no lineales estáticos realizados en cada una de las direcciones principales de la estructura. El punto de control considerado en los análisis pushover corresponde al último nivel de la estructura.

Al analizar la dirección X, se observa que el comportamiento de la estructura se mantiene lineal hasta alcanzar la fluencia de pernos de anclaje y fluencia y pandeo de arriostamientos de los primeros dos niveles. Finalmente se gatilla un modo de falla no simulado, donde se alcanza la resistencia esperada a flexocompresión en las columnas. En este estado se alcanza un corte basal de 4250 [kN], equivalente a 2.3 veces el peso sísmico, y una deriva de 0.35 % para las direcciones +X y -X.

Por otro lado, en la dirección Y, al aumentar el desplazamiento de techo, la estructura mantiene un comportamiento lineal elástico, el que posteriormente cambia debido a la fluencia de pernos de anclaje y posteriormente la fluencia y pandeo de arriostamientos de los primeros dos niveles de la estructura. El análisis finaliza cuando se gatilla un modo de falla no simulado, en el que se alcanza la resistencia esperada a flexocompresión en las columnas. En este estado se alcanza un corte basal de 2650 y 2730 [kN] para las direcciones +Y y -Y, respectivamente, equivalentes a 1.4 veces el peso sísmico, y derivas de 0.72 % y 0.80 %, respectivamente.

Para determinar los parámetros de desempeño μ_T , Ω y R_μ se considera el análisis pushover hasta la zona en que se gatilla un modo de falla. En la Figura 6.10, dichos puntos se denotan con un círculo. La Tabla 6.18 muestra los resultados obtenidos de dichos análisis. Si se considera el factor de reducción asociado a la ductilidad R_μ , se observa que es menor que el valor de diseño. Esto tiene como consecuencia un aumento de la resistencia y una menor capacidad de disipación de energía, con respecto a lo esperado.

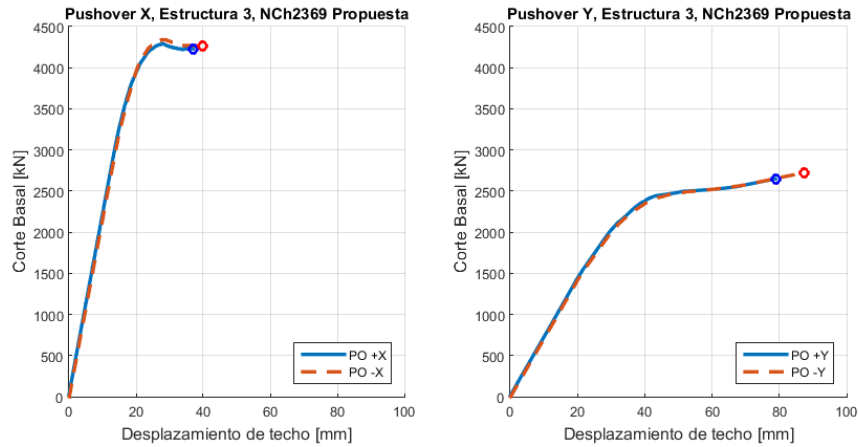


Figura 6.10: Análisis pushover realizado para la estructura.

Tabla 6.18: Factores de desempeño resultantes del análisis pushover.

Caso	$V_0 = 1.4V$ [kN]	C_0	V_{max} [kN]	W [kN]	T [s]	$\delta_{y,eff}$ [mm]
PO +X	677.9	0.85	4289	1620.4	0.190	20.2
PO -X	677.9	0.85	4342	1620.4	0.190	20.5
PO +Y	662.1	0.99	2649	1620.4	0.268	29.0
PO -Y	662.1	0.99	2727	1620.4	0.268	29.9
Caso	δ_u [mm]	μ_T	Ω	R_μ	$R = \Omega R_\mu$	R_{diseno}
PO +X	37.1	1.8	6.3	1.6	10.3	3
PO -X	40.0	1.9	6.4	1.7	10.9	3
PO +Y	78.9	2.7	4.0	2.1	8.4	3
PO -Y	87.3	2.9	4.1	2.2	9.1	3
Promedio	60.8	2.4	5.2	1.9	9.7	3

6.2.3. Análisis no Lineal Dinámico

6.2.3.1. Determinación del Margen de Colapso

La Tabla 6.19 muestra el análisis no lineal dinámico incremental asociado a la estructura. Los análisis se realizan considerando simultáneamente las tres direcciones registradas en cada estación. El análisis comienza con un escalamiento inicial de 1.0, el cual se incrementa hasta llegar al colapso incipiente en el 50 % de los registros con un factor de escalamiento igual a $SF = 1.8$. Los terremotos que controlan el colapso incipiente son los de Valparaíso 1985 (estaciones Melipilla y San Isidro), Tocopilla 2007 (estación Tocopilla) y Maule 2010 (estaciones Angol y Constitución). En la Tabla, los registros marcados con asterisco son aquellos a considerar para el estudio de las respuestas máximas así como la distribución de energía de los componentes no lineales presentes en la estructura.

La Tabla 6.20 expone el cálculo de la Razón del Margen de Colapso CMR para cada dirección de análisis. Se observa que la estructura posee, en promedio, un $CMR = 1.78$, un 6 % menor al requerido por la Metodología, por lo que no cumple con el objetivo de desempeño de dicho documento.

Tabla 6.19: Resultados obtenidos del análisis no lineal dinámico.

Factor de escalamiento SF					1.0	1.3	1.5	1.7	1.8
Epicentro	Fecha	Magnitud	Estación	Registros X/Y/Z	Colapso	Colapso	Colapso	Colapso	Colapso
Valparaíso	03-03-1985	7.8 Ms	Melipilla	EW/NS/V*	NO	NO	SI	SI	SI
				NS/EW/V	NO	SI	SI	SI	SI
			San Isidro	L/T/V*	SI	SI	SI	SI	SI
				T/L/V	SI	SI	SI	SI	
Punitaqui	14-10-1997	6.8 Ms	Illapel	L/T/V	NO	NO	NO	NO	NO
				T/L/V	NO	NO	NO	NO	NO
Sur de Peru	23-06-2001	8.4 Mw	Cementerio	L/T/V	NO	NO	NO	NO	NO
				T/L/V	NO	NO	NO	NO	NO
			Costanera	L/T/V	NO	NO	NO	NO	NO
				T/L/V	NO	NO	NO	NO	
Tocopilla	14-11-2007	7.7 Mw	Mejillones	EW/NS/V	NO	NO	NO	NO	NO
				NS/EW/V	NO	NO	NO	NO	NO
			Tocopilla	L/T/V*	NO	NO	NO	SI	SI
				T/L/V	NO	NO	NO	SI	
Maule	27-02-2010	8.8 Mw	Angol	EW/NS/V*	NO	NO	SI	SI	SI
				NS/EW/V	SI	SI	SI	SI	SI
			Constitución	L/T/V*	NO	SI	SI	SI	SI
				T/L/V	NO	SI	SI	SI	
Iquique	01-04-2014	8.2 Mw	Chusmiza	EW/NS/V	NO	NO	NO	NO	NO
				NS/EW/V	NO	NO	NO	NO	NO
% de Colapsos					15 %	30 %	40 %	45 %	50 %

Tabla 6.20: Determinación del margen de colapso CMR .

Dirección	X	Y
Periodo fundamental T_n	0.190	0.268
Factor de escalamiento SF	1.8	1.8
Factor tridimensionalidad SF_{3D}	1.2	1.2
Intensidad Mediana $Sa_{50\%}$	1.166	1.009
$SCT = SF \cdot Sa_{50\%}$	2.099	1.816
Intensidad MCE SMT	1.297	1.347
$CMR = SF_{3D} \cdot SCT/SMT$	1.94	1.62
$CMR_{10\%}$	1.9	1.9
Cumple?	SI	NO
$CMR/CMR_{10\%}$	1.02	0.85

6.2.3.2. Disipación y Distribución de Energía

La Tabla 6.21 muestra las respuestas máximas obtenidas por los componentes no lineales del modelo diseñado según la normativa propuesta, para un nivel de colapso incipiente. Por su parte, la Figura 6.11 exhibe de forma gráfica las respuestas máximas normalizadas de los componentes no lineales de la estructura.

Se observa que los arriostramientos en tracción alcanzan la fluencia en promedio para el 40 % de los eventos analizados. De las riostras que no se plastifican, alrededor del 15 % presentan razones tensión máxima/tensión de fluencia T/T_y en el rango 0.00-0.50, mientras que aproximadamente el 20 % se ubican en el rango 0.50-0.75. Por otro lado, el 65 % restante se ubica en el rango 0.75-1.00.

En cuanto a los arriostramientos en compresión, en promedio el 40 % exhibe deformaciones menores al 1.5 ‰, valor conservadoramente definido para caracterizar la deformación por pandeo. Por otro lado, se observa que alrededor del 10 % de los arriostramientos presentan razones compresión máxima/tensión de pandeo P/P_c en el rango 0.00-0.50, mientras que el 15 % se ubica en el rango 0.50-0.75. El 75 % restante se encuentra en el rango 0.75-1.00.

En cuanto a las respuestas de los pernos de anclaje, se observa que alcanzan la fluencia en alrededor del 90 % de los casos analizados, no llegando a observarse fractura de pernos.

Tabla 6.21: Distribución de respuestas máximas de componentes no lineales para un nivel de colapso incipiente.

Arriost. en Tracción Sismo	T/T_y				$\varepsilon_t = \delta_t/Le$	
	0.00-0.25	0.25-0.50	0.50-0.75	0.75-1.00	$0 - \varepsilon_y$	$\varepsilon_y - \varepsilon_u$
Melipilla 1985 (EW/NS/V)	6 %	6 %	18 %	70 %	50 %	50 %
San Isidro 1985 (L/T/V)	5 %	10 %	20 %	65 %	61 %	39 %
Tocopilla 2007 (L/T/V)	8 %	12 %	26 %	55 %	76 %	24 %
Angol 2010 (EW/NS/V)	6 %	6 %	12 %	76 %	47 %	53 %
Constitución 2010 (L/T/V)	5 %	15 %	28 %	52 %	64 %	36 %
Arriost. en Compresión Sismo	P/P_c				$\varepsilon_c = \delta_c/Le$	
	0.00-0.25	0.25-0.50	0.50-0.75	0.75-1.00	$0 - 1.5\%$	$1.5\%_0 - 1.5\%$
Melipilla 1985 (EW/NS/V)	3 %	6 %	11 %	80 %	38 %	62 %
San Isidro 1985 (L/T/V)	5 %	5 %	14 %	76 %	42 %	58 %
Tocopilla 2007 (L/T/V)	5 %	9 %	18 %	68 %	55 %	45 %
Angol 2010 (EW/NS/V)	3 %	7 %	5 %	85 %	27 %	73 %
Constitución 2010 (L/T/V)	5 %	6 %	21 %	68 %	47 %	53 %
Pernos de anclaje Sismo	T/T_y				$\varepsilon_t = \delta_t/Le$	
	0.00-0.25	0.25-0.50	0.50-0.75	0.75-1.00	$0 - \varepsilon_y$	$\varepsilon_y - \varepsilon_u$
Melipilla 1985 (EW/NS/V)	0 %	0 %	0 %	100 %	7 %	93 %
San Isidro 1985 (L/T/V)	0 %	0 %	0 %	100 %	7 %	93 %
Tocopilla 2007 (L/T/V)	0 %	7 %	0 %	93 %	14 %	86 %
Angol 2010 (EW/NS/V)	0 %	0 %	7 %	93 %	7 %	93 %
Constitución 2010 (L/T/V)	0 %	0 %	0 %	100 %	7 %	93 %

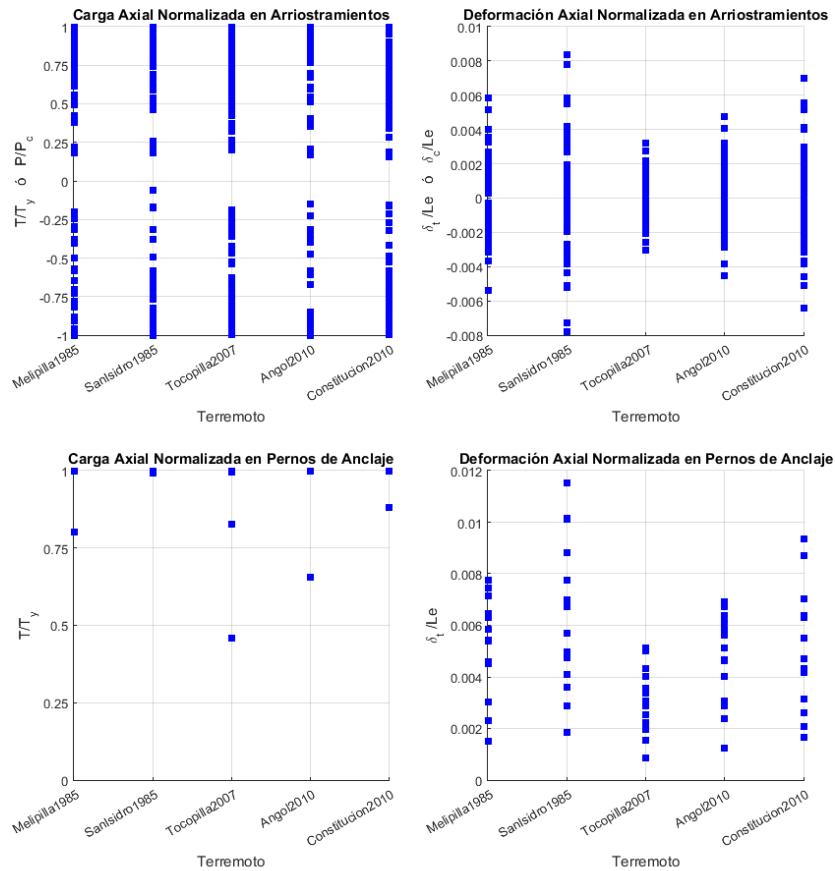


Figura 6.11: Respuestas máximas normalizadas para arriostamientos (arriba) y pernos de anclaje (abajo) a nivel de colapso incipiente para terremotos de Valparaíso 1985 (estaciones Melipilla y San Isidro), Tocopilla 2007 (estación Tocopilla) y Maule 2010 (estaciones Angol y Constitución).

Los resultados de los análisis tiempo-historia al nivel de colapso incipiente se registran en la Tabla 6.22. El factor de reducción R se obtiene comparando el corte basal máximo elástico y el obtenido de un análisis no lineal. Este valor se compara con el parámetro R_μ debido a que se trata de la respuesta a un nivel de colapso incipiente, sin considerar sobrerresistencia. En promedio se obtiene un factor de reducción de la respuesta $R = 2.4$, valor levemente mayor respecto del obtenido de análisis pushover ($R_\mu = 1.9$).

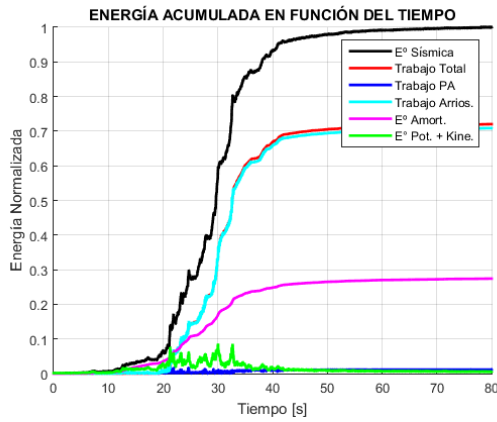
La Tabla muestra además que el colapso incipiente se alcanza a diferentes niveles de energía, donde la mayor parte de la disipación se logra debido a la fluencia y pandeo de arriostramientos y al amortiguamiento de la estructura. La baja disipación de los pernos de anclaje se debe a las bajas sollicitaciones de tracción en los anclajes, por lo que los pernos se encuentran sobredimensionados con respecto a la demanda y no alcanzan a desarrollar una plastificación severa.

Se observa que los arriostramientos y el amortiguamiento disipan en promedio el 70 % y el 27 % de la energía, respectivamente. El 3 % restante se asocia a la energía potencial y cinética intrínsecas de la estructura, además de la plastificación de los pernos de anclaje.

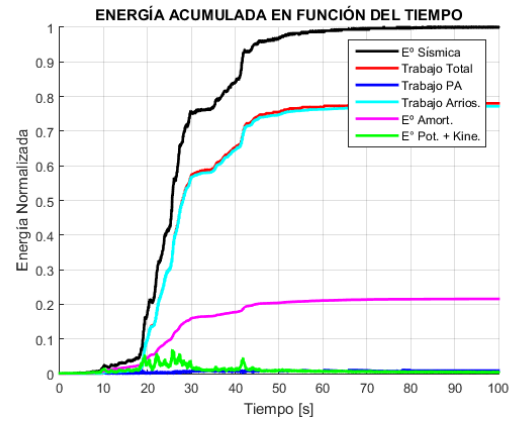
Las Figuras 6.5 y 6.6 muestran la distribución de energía en función del tiempo para los terremotos de Valparaíso 1985 y Maule 2010.

Tabla 6.22: Determinación del factor de reducción R y distribución de energía a nivel de colapso incipiente.

Epicentro	Valparaíso		Tocopilla	Maule	
Año	1985		2007	2010	
Magnitud	7.8 Ms		7.7 Mw	8.8 Mw	
Estación	Melipilla	San Isidro	Tocopilla	Angol	Constitución
Dirección Reg. X/Y/Z	EW/NS/V	L/T/V	L/T/V	EW/NS/V	L/T/V
Escala	1.4	1.0	1.6	1.4	1.3
Nro. Columnas Mecanismo Colapso	2	6	1	1	3
FU máximo Columnas	1.12/1.14	1.06/1.10/1.10/ 1.17/1.28/1.38	1.08	1.06	1.08/1.14/1.20
Corte Basal, Dirección X [kN]					
Modelo lineal	7074	5168	7755	10360	3946
Modelo no lineal	4473	4111	3846	4395	3765
Factor de Reducción R	1.58	1.26	2.02	2.36	1.05
Corte Basal, Dirección Y [kN]					
Modelo lineal	8496	6177	6166	12270	8615
Modelo no lineal	2697	2880	2380	2478	2834
Factor de Reducción R	3.15	2.14	2.59	4.95	3.04
Energía Acumulada					
Pernos de anclaje [%]	1.2 %	0.8 %	2.0 %	1.8 %	0.6 %
Arriostramientos [%]	70.9 %	77.2 %	54.7 %	72.4 %	77.0 %
Amortiguamiento [%]	27.4 %	21.6 %	38.4 %	25.4 %	22.2 %
Cinética + Potencial [%]	0.5 %	0.4 %	4.9 %	0.4 %	0.2 %
Total [%]	100.0 %	100.0 %	100.0 %	100.0 %	100.0 %
Total [kJ]	1629.00	2767.90	651.00	3022.40	3661.50

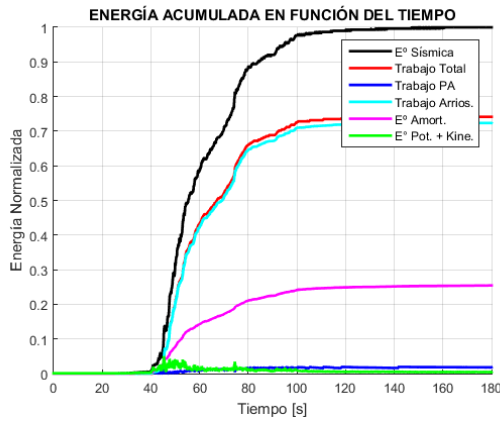


(a) Estación Melipilla
(X/Y/Z = EW/NS/V).

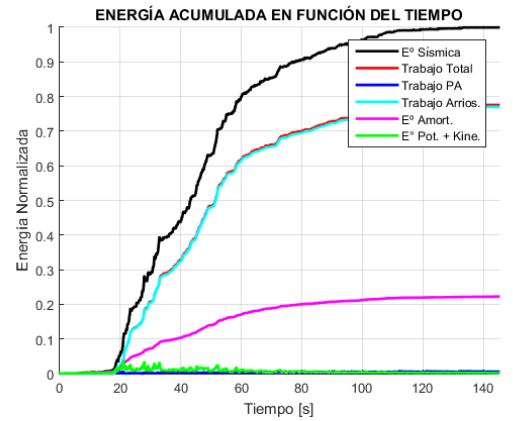


(b) Estación San Isidro
(X/Y/Z = L/T/V).

Figura 6.12: Distribución de energía sísmica en el tiempo para el terremoto de Valparaíso 1985.



(a) Estación Angol
(X/Y/Z = EW/NS/V).



(b) Estación Constitución
(X/Y/Z = L/T/V).

Figura 6.13: Distribución de energía sísmica en el tiempo para el terremoto de Maule 2010.

6.3. Comparación de resultados según ambas normativas

Esta sección resume los resultados obtenidos y además presenta una comparativa entre las normativas NCh2369 vigente y considerando las modificaciones propuestas, en cuanto al diseño realizado y al desempeño obtenido para la Estructura 3.

6.3.1. Comparación en el diseño

La aplicación de las normativas vigente y propuesta entregó como resultado dos diseños similares, con arriostramientos de las mismas dimensiones, debido a los requisitos de compacidad y esbeltez presentes en ambos documentos.

La principal diferencia entre ambos diseños está dada por las dimensiones de las columnas. Debido a las disposiciones propuestas, es necesario aumentar la resistencia de éstas para asegurar estabilidad global posterior al pandeo y fluencia de arriostramientos. La Tabla 6.23 compara ambos diseños desde el punto de vista geométrico y de comportamiento sísmico.

Si bien en el diseño bajo la normativa propuesta acepta columnas de menores dimensiones, se prefirió utilizar columnas menos solicitadas para evaluar el efecto de estructuras con mayor grado de sobrerresistencia.

El diseño según la normativa propuesta, en comparación al dado por la normativa vigente, presenta un peso sísmico 1.04 veces mayor y periodos fundamentales levemente menores, del orden del 6 % menor, debido al aumento en las dimensiones de las columnas y, por ende, de la rigidez del sistema. Además, se observa que la estructura, al presentar un mayor peso sísmico, también presenta cortes basales de diseño mayores, en un orden del 11 % y del 7 % en cada una de las direcciones principales.

El análisis de las Figuras 6.1 y de la 6.7 a la 6.8 muestra que los factores de utilización en arriostramientos y vigas se mantienen en la misma razón para ambos diseños, mientras que los de las columnas disminuye debido al aumento de resistencia de éstas.

Desde el punto de vista de la deriva de piso, al comparar las Tablas 6.5 y 6.16, se observan deformaciones levemente menores en el diseño según la normativa propuesta. Dado que ambas disposiciones presentan los mismos límites de deriva, la normativa propuesta permite mejorar dichos resultados.

Tabla 6.23: Comparación del diseño entre ambas normativas.

Diseño	Normativa		Razón Propuesta/Vigente
	Vigente	Propuesta	
Pernos de anclaje	4 ϕ 1"	4 ϕ 1"	-
Columnas	HN20x33.8	HN30x73.9	-
Ixx [cm ⁴]	3262	16340	5.01
Iyy [cm ⁴]	1067	5401	5.06
Peso sísmico [kN]	1814.2	1880.4	1.04
Tx [s]	0.201	0.190	0.95
Ty [s]	0.289	0.268	0.93
Corte basal X [kN]	436.6	484.2	1.11
Corte basal Y [kN]	442.9	472.9	1.07

6.3.2. Comparación en el desempeño

La aplicación de las normativas vigente y propuesta entregó como resultado dos estructuras con comportamientos diferentes al evaluar su desempeño. La Tabla 6.24 compara los parámetros de desempeño de ambas estructuras, de acuerdo a la Metodología, a partir de lo obtenido en los análisis no lineales estáticos y dinámicos.

De los análisis no lineales estáticos, al comparar las Figuras 6.3 y 6.10, se observa que para la estructura bajo la normativa propuesta, las columnas alcanzan su capacidad esperada para un desplazamiento de techo mayor, lo que permite un corte basal máximo mayor. Lo anterior se traduce en un aumento en los parámetros de desempeño: la ductilidad μ_T es un 85 % mayor; la sobrerresistencia Ω aumenta un 18 % y el factor de ductilidad R_μ aumenta un 58 %.

En cuanto a la determinación de la razón de margen de colapso CMR , ninguna de las estructuras cumple con el objetivo de desempeño propuesto por la Metodología. Se observa que la razón CMR para la estructura diseñada bajo la normativa propuesta es muy cercana a la especificada por el FEMA P695, a diferencia del diseño bajo la normativa vigente, en la que la incursión inelástica es mínima.

Con respecto a los análisis no lineales dinámicos, se observa en ambos diseños que el principal mecanismo de disipación está dado por la fluencia y pandeo de arriostramientos y el amortiguamiento, por sobre la plastificación de pernos de anclaje. Esto se debe al sobredimensionamiento de los pernos con respecto a la demanda de diseño.

Tabla 6.24: Comparación en el desempeño entre ambas normativas.

Parámetro	Normativa		Razón Propuesta/Vigente
	Vigente	Propuesta	
δ_u [mm]	33.2	60.8	1.83
μ_T	1.3	2.4	1.85
Ω	4.4	5.2	1.18
R_μ	1.2	1.9	1.58
$R = \Omega R_\mu$	5.2	9.7	1.87
R_{diseno}	3	3	1.00
$CMR/CMR_{10\%}$	0.35	0.94	2.69
R_{TH}	1.3	2.4	1.85
R_{TH}/R_μ	1.08	1.26	-

Capítulo 7: Revisión de Fuerzas de Diseño para Pernos de Anclaje

El presente capítulo analiza, para las estructuras diseñadas bajo la normativa propuesta, la distribución de energía sísmica disipada y propone una metodología para la determinación de fuerzas de diseño para pernos de anclaje. Dicha metodología se evalúa posteriormente para la Estructura 1.

7.1. Distribución de Energía de Pernos de Anclaje

Las estructuras diseñadas bajo la normativa propuesta permiten una mejora en términos de disipación de energía sísmica, así como en el desempeño. Los pernos de anclaje son, como se observa en los capítulos anteriores, el mecanismo que moviliza, de forma temprana, un mayor grado de no linealidad en la estructura, por lo que resulta muy importante un correcto dimensionamiento de estos elementos.

El diseño de pernos de anclaje muy pequeños conllevan a que la fractura se produzca a pequeñas deformaciones, mientras que pernos de anclaje muy grandes se mantienen en el rango lineal elástico, por lo que la no linealidad se moviliza a la estructura.

Para efectos del análisis del dimensionamiento de pernos de anclaje, se caracteriza el comportamiento de dichos elementos como:

- *Adecuado*, en el que tanto la estructura como el anclaje estructura - fundación presentan incursiones no lineales dadas por la fluencia y pandeo de arriostramientos, formación de rótulas plásticas, y fluencia de pernos de anclaje.
- *No adecuado*, en el que los pernos de anclaje presentan fractura o están sobredimensionados, no llegando a disipar energía sísmica en el proceso.

A partir de los resultados expuestos en las Figuras 4.14, 4.15, 5.12, 5.13, 6.12 y 6.13, y las Tablas 4.22, 5.22 y 6.22, en las Figuras 7.1 a la 7.3 se muestra, para el nivel de colapso incipiente de las estructuras diseñadas bajo la normativa propuesta, la energía disipada por pernos de anclaje y arriostramientos como función de la energía ingresada al sistema, para los terremotos de Valparaíso 1985 (Estaciones Melipilla y San Isidro) y Maule 2010 (Estaciones Angol y Constitución).

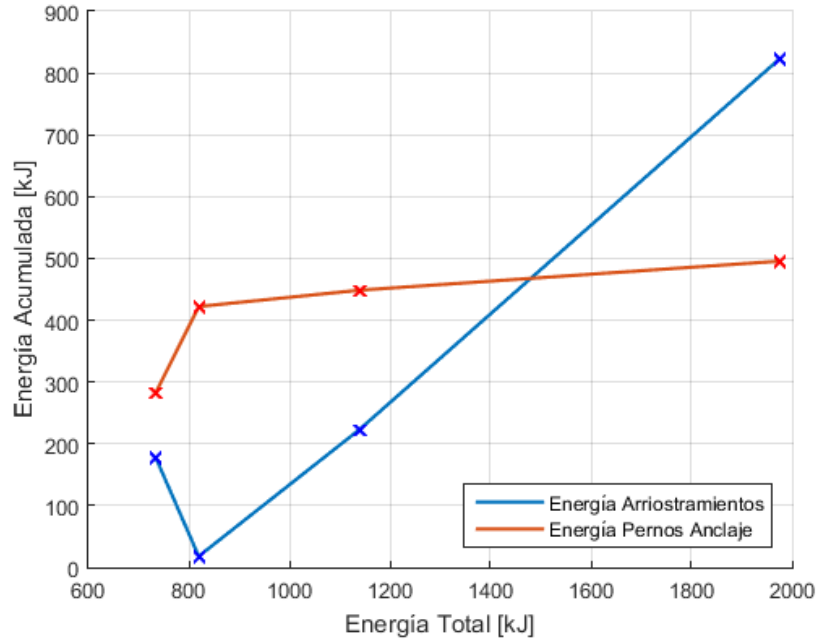


Figura 7.1: Energía disipada por pernos de anclaje y arriostramientos para la Estructura 1 diseñada bajo la normativa propuesta.

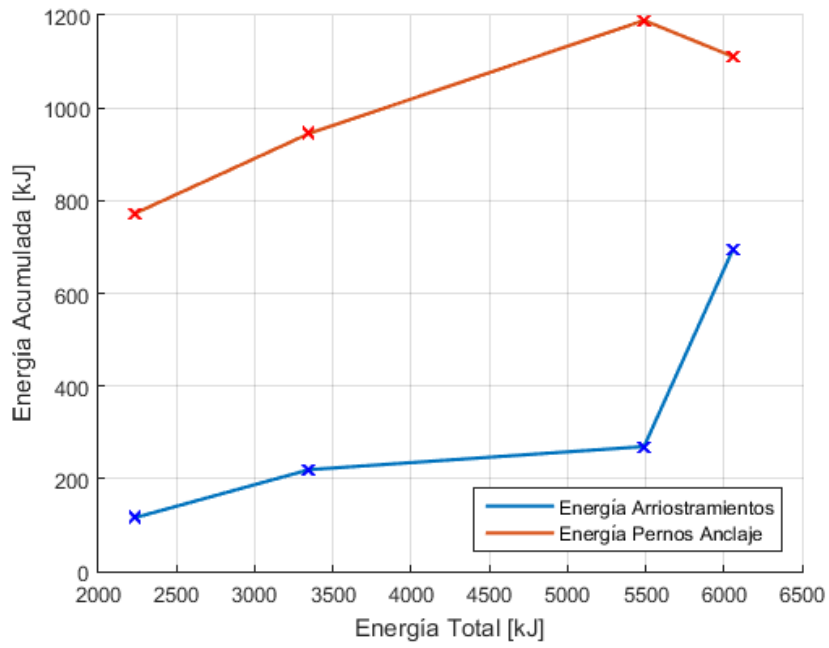


Figura 7.2: Energía disipada por pernos de anclaje y arriostramientos para la Estructura 2 diseñada bajo la normativa propuesta.

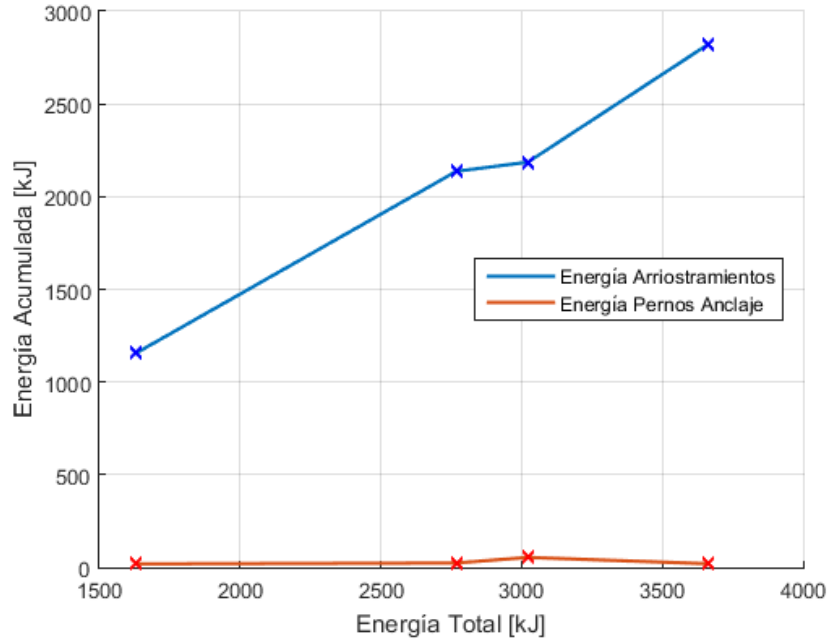


Figura 7.3: Energía disipada por pernos de anclaje y arriostramientos para la Estructura 3 diseñada bajo la normativa propuesta.

De las Figuras anteriores, se observa que para la Estructura 1, los pernos de anclaje disipan la mayor cantidad de energía sísmica para demandas bajas, pero al aumentar dicha demanda, son los arriostramientos los elementos que toman mayor relevancia; para la Estructura 2, los pernos de anclaje disipan la mayor cantidad de energía para todos los niveles de energía estudiados; y para la Estructura 3, al no alcanzarse la fluencia de la totalidad de los pernos de anclaje, son los arriostramientos los elementos que disipan una mayor cantidad de energía sísmica.

A partir de los análisis de respuestas máximas de los capítulos anteriores, en las Tablas 4.21, 5.21 y 6.21, en conjunto con la anterior caracterización del comportamiento, se tiene que:

- Para la Estructura 1, se observa la fluencia de la totalidad de pernos de anclaje y pandeo de alrededor del 35 % de la totalidad de arriostramientos. Por tanto, esta estructura se caracteriza con comportamiento *Adecuado*.
- Para la Estructura 2, se observa la fractura alrededor del 55 % de los pernos de anclaje. Por tanto, esta estructura se caracteriza con comportamiento *No adecuado*.
- Para la Estructura 3, se observa que alrededor del 10 % de los pernos de anclaje se mantienen en el rango lineal elástico, no alcanzando a disipar energía. Por tanto, esta estructura se caracteriza con comportamiento *No adecuado*.

7.2. Metodología para Estimar las Cargas Sísmicas en Pernos de Anclaje

Para un correcto dimensionamiento, es necesario dar cierta sobrerresistencia a los pernos, para poder satisfacer las altas demandas de ductilidad al someter las estructuras a sismos severos.

Un diseño poco holgado conlleva a que, al someter los pernos de anclaje a altas demandas sísmicas, la fluencia sea demasiado temprana y eventualmente se alcance la fractura. En consecuencia, se propone, para la Estructura 1, cuyo comportamiento se caracteriza como *Adecuado*, una metodología para el dimensionamiento de pernos de anclaje.

La metodología propuesta involucra, de forma análoga al requisito propuesto para la sobrerresistencia de columnas, la amplificación de cargas sísmicas por un factor $\Omega_{AB} = \alpha_{AB}R$.

La razón demanda/capacidad es igual a:

$$\phi T_n \geq T_u \quad (7.1)$$

El efecto de amplificación de cargas sísmicas modifica la expresión anterior a:

$$\phi T_n \geq \Omega_{AB} T_u = (\alpha_{AB} R) T_u \quad (7.2)$$

Por otro lado, $T_n = F_{nt} A_{AB}$, de modo que, tras imponer la igualdad, el factor de amplificación α_{AB} es igual a:

$$\alpha_{AB} = \frac{\phi F_{nt} A_{AB}}{R T_u} \quad (7.3)$$

7.3. Aplicación de la Metodología en la Estructura 1

Como se explica en la sección anterior, el comportamiento de la Estructura 1 se caracteriza como *Adecuado*. Por tanto, se aplica la metodología propuesta por la Ecuación (7.3) para determinar el factor de amplificación de cargas sísmicas para el dimensionamiento de pernos de anclaje.

$$\alpha_{AB} = \frac{\phi F_{nt} A_{AB}}{RT_u} = 0.70 \quad (7.4)$$

donde:

- T_u = Tracción última en el anclaje, $T_u = 487.3$ [kN]
- ϕT_n = Resistencia disponible a la tracción, $\phi T_n = \phi F_{nt} A_{PA}$
- ϕ = Factor de reducción, $\phi = 0.75$
- n = Número de pernos en cada anclaje, $n = 4$ de diámetro $\phi 1\frac{1}{2}$ "
- A_{PA} = Área bruta de los pernos en cada anclaje, $A_{PA} = 4560.4$ [mm²]
- F_{nt} = Tensión nominal a la tracción, $F_{nt} = 0.75 F_u = 300$ [MPa] para acero calidad ASTM A36
- R = Factor de reducción de la respuesta, $R = 3$ para la Estructura 1

El factor de amplificación, por tanto, es igual a $\Omega_{AB} = 0.7R$, el que entrega un dimensionamiento de pernos de anclaje que permite caracterizar el comportamiento de la estructura como *Adecuado*.

Capítulo 8: Conclusiones

Este capítulo expone las principales conclusiones obtenidas a partir del presente trabajo. Se analizaron tres estructuras industriales de acero del rubro de la minería del cobre, cada una diseñada bajo la normativa chilena vigente y considerando las modificaciones propuestas por el comité de norma.

Es importante recalcar que las tres estructuras en estudio no necesariamente son representativas del diseño bajo la práctica chilena, puesto que corresponden a edificios específicos y están sujetos a los criterios de diseño previamente establecidos. Sin embargo, sí pueden considerarse como base para estudios más generales que permitan una mejor caracterización del comportamiento de edificios industriales de acero, en particular de estructuraciones basadas en marcos arriostrados concéntricamente.

En relación al punto anterior, los criterios de diseño de las tres estructuras analizadas establecen el uso de un factor de reducción de la respuesta $R = 3$ para el diseño, menor que el definido por norma NCh2369 ($R = 5$), lo que conlleva a que los diseños mostrados en este trabajo tengan una mayor sobrerresistencia y una menor demanda de ductilidad, con respecto a un diseño basado exclusivamente en la normativa, no pudiendo reflejar del todo el comportamiento esperado por la norma NCh2369, tanto en su versión oficial así como la que considera las modificaciones propuestas.

8.1. Aplicación de la Metodología

Con respecto a la aplicación de la Metodología, se observan falencias en el desarrollo de modelos no lineales.

En el caso del modelo no lineal de arriostramientos, se utiliza un factor de longitud efectiva igual a 0.8 para arriostramientos individuales que se pandean, tanto dentro como fuera del plano. En el caso de pandeo en el plano, el documento FEMA356 recomienda un factor igual a 1.0, por tanto, los modelos desarrollados consideran arriostramientos más rígidos con respecto a las especificaciones de dicho informe.

El modelo no lineal de rótulas plásticas se basa en los resultados obtenidos para marcos de momento, debido a la falta de información en marcos arriostrados, por lo que este modelo es poco representativo del comportamiento de este tipo de estructuración. Se requiere, por tanto, la generación de resultados experimentales para una mejor calibración del fenómeno de rótulas plásticas en estructuras arriostradas.

El modelo de pernos de anclaje estima la rigidez a partir de la longitud libre de pernos de anclaje. Chávez (2011) muestra que una parte de la longitud embebida de los pernos de anclaje también se deforma axialmente, por lo que el modelo desarrollado considera pernos de anclaje más rígidos.

Un adecuado desarrollo de modelos no lineales permite mejorar la calidad de los modelos analíticos β_{MDL} , disminuyendo así la incertidumbre total y, en consecuencia, la Razón de Margen de Colapso $CMR_{10\%}$.

8.2. Efectos en el Diseño Estructural

El trabajo contempló el análisis de tres estructuras. La primera, una estructura altamente regular en geometría pero no en masa; la segunda, una estructura irregular pero que por criterios de diseño presenta un alto grado de sobredimensionamiento en las columnas; y la tercera, una estructura irregular tanto en masa como en rigidez.

En todos los casos se obtuvo estructuras de pesos similares, siendo mayor para los diseños según la normativa propuesta (en un 2%, 3% y 4% para las Estructuras 1, 2 y 3, respectivamente), por lo que las fuerzas de diseño se mantienen dentro del mismo orden de variación.

El efecto de amplificar las solicitaciones sísmicas para el diseño de las columnas reduce el nivel de deformaciones de la estructura, al aumentar la rigidez del sistema. Bajo este punto de vista, las modificaciones propuestas mejoran el comportamiento actual de las estructuras industriales de acero.

8.3. Efectos en el Desempeño

Los análisis no lineales estáticos muestran que las tres estructuras analizadas presentan mejoras en su desempeño al ser diseñadas bajo la normativa propuesta: la ductilidad μ_T aumenta (en un 45%, 7% y 85% para las Estructuras 1, 2 y 3, respectivamente), la sobre-resistencia Ω se mantiene dentro del mismo orden (variaciones del 3%, 5% y 18% para las Estructuras 1, 2 y 3, respectivamente) y el factor de ductilidad R_μ es mayor (en un 38%, 5% y 58% para las Estructuras 1, 2 y 3, respectivamente).

8.4. Razón del Margen de Colapso

Para ninguna de las estructuras fue posible alcanzar el margen de seguridad mínimo establecido por la Metodología. Al analizar los factores de ductilidad R_μ (1.6 y 2.2 para la Estructura 1; 2.2 y 2.3 para la Estructura 2; 1.2 y 1.9 para la Estructura 3), se observa

que los valores son menores que el de diseño ($R = 3$). Esto significa que, a nivel de colapso incipiente y sin considerar sobrerresistencia, el factor de reducción R utilizado para el diseño es muy alto, lo que conlleva a que la estructura no sea capaz de satisfacer su demanda de ductilidad. Por lo tanto, se recomienda una revisión de los factores de reducción R establecidos en la normativa.

Si se considera la sobrerresistencia, se tiene que los factores de reducción de la respuesta R (6.4 y 8.5 para la Estructura 1; 4.8 y 5.3 para la Estructura 2; 5.2 y 9.7 para la Estructura 3) son mayores que el valor de diseño ($R = 3$). Esto significa que la sobrerresistencia Ω permite que las estructuras sean capaces de satisfacer una demanda de ductilidad mayor que la estimada en el diseño.

La normativa propuesta permite la mejora de la Razón del Margen de Colapso CMR . El caso mejor representado es el de la Estructura 3, donde la sobrerresistencia proporcionada es mayor, lo que permite que la estructura sea capaz de resistir las demandas sísmicas posteriores al pandeo y la fluencia de arriostramientos y la plastificación de los pernos de anclaje. El menor grado de sobrerresistencia en las otras estructuras no permite que se alcancen grandes incursiones inelásticas, alcanzándose de forma prematura la capacidad esperada en las columnas en condición de colapso incipiente.

Algunas formas de mejorar la Razón de Margen de Colapso CMR en las estructuras son dar mayor sobrerresistencia, ya sea aumentándola en las columnas o reduciendo el factor R , o proveer mayor ductilidad a pernos de anclaje y arriostramientos. Las modificaciones propuestas aumentan la sobrerresistencia en columnas y mejoran la ductilidad de arriostramientos, por lo que se debe estudiar los efectos que tiene en el diseño el uso de un factor R menor.

Se hace necesario recordar también que los análisis de desempeño se realizan amplificando la demanda del conjunto de registros hasta alcanzar el colapso incipiente en el 50 % de los casos. Esto puede conllevar a que la demanda amplificada involucre niveles de energía exageradamente mayores a lo observado e inviables en la realidad.

8.5. Respuestas Máximas

La normativa propuesta proporciona diferencias en las respuestas máximas obtenidas para las tres estructuras, lo que se traduce en mejoras en el desempeño.

En el caso de la Estructura 1, hubo un aumento de arriostramientos en fluencia (0 %/2.5 %), de pandeo de riostras (5 %/35 %) y plastificación de pernos de anclaje (50 %/100 %). Para la Estructura 2, el comportamiento es similar en ambos diseños: fluencia de arriostramientos (3 %/2 %), pandeo de arriostramientos (5 %/5 %) y fractura de pernos de anclaje (45 %/55 %). Para la Estructura 3, por otro lado, las mejoras fueron mucho mayores: fluencia de arriostramientos (6 %/40 %), pandeo de diagonales (5 %/60 %) y fluencia de pernos de anclaje (50 %/90 %).

8.6. Validación de las Modificaciones Propuestas

A partir del diseño de las tres estructuras bajo la normativa vigente y considerando las modificaciones propuestas, se analizaron los efectos que tienen dichas modificaciones en el desempeño.

Las modificaciones propuestas incluyen la eliminación del requisito de sobrerresistencia en arriostramientos, la incorporación del requisito de sobrerresistencia en columnas y en el cálculo de vigas y arriostramientos tipo V o V-invertido.

Con respecto al requisito de sobrerresistencia en arriostramientos, no se observan mayores cambios en los factores de utilización de estos tras la aplicación de la normativa. De este modo, al utilizar riostras más pequeñas, la no linealidad se moviliza a estos elementos de forma más temprana, mediante el pandeo y la fluencia de sus componentes. La modificación, entonces, proporciona una mejora en el desempeño y por lo tanto se valida.

En cuanto al requisito de sobrerresistencia de columnas, el aumento en las dimensiones de estas proporciona un incremento considerable de resistencia, lo que permite a otros elementos estructurales incursionar en el rango no lineal mientras las columnas mantienen su comportamiento lineal. La modificación, por lo tanto, se valida debido a las mejoras observadas en el desempeño.

En relación al cálculo de vigas y arriostramientos tipo V o V-invertido, no se observa formación de rótulas plásticas en ninguno de los diseños, por lo que se recomienda estudiar este efecto con estructuraciones más simples y diseños menos holgados en sobrerresistencia, de forma tal que sea posible apreciar el efecto que tiene esta modificación.

Las modificaciones propuestas no establecen cambios con respecto al dimensionamiento de pernos de anclaje, por lo que se recomienda la realización de estudios enfocados a la evaluación del desempeño para estructuras con diferentes niveles de sobrerresistencia y ductilidad en su anclaje.

8.7. Metodología Propuesta al Diseño de Pernos de Anclaje

En este trabajo se establece una metodología para mejorar el dimensionamiento de pernos de anclaje, para así evitar la fractura de pernos y aumentar el grado de disipación de energía sísmica mediante la fluencia de éstos.

La metodología propuesta pretende otorgar mayor sobrerresistencia al anclaje, mediante la amplificación de cargas sísmicas por un valor que sea función del factor de reducción R . De las estructuras diseñadas bajo la normativa propuesta, se escoge la Estructura 1, pues presenta el mejor comportamiento a nivel de colapso incipiente, y se aplica la metodología, obteniendo que las solicitaciones deben ser amplificadas por el factor $0.7R$.

Es importante señalar que para obtener mejoras en el desempeño del anclaje estructura - fundación, aumentar la sobrerresistencia no es la única solución. Una alternativa para mejorar el desempeño de los pernos de anclaje dándoles mayor ductilidad. Esto es posible aumentando la longitud libre a los pernos de anclaje. Por tanto, se recomienda realizar un estudio que permita analizar el efecto de ambas propuestas.

8.8. Recomendaciones y Trabajo Futuro

A partir de lo expuesto, se propone mejorar los modelos no lineales utilizados en este trabajo, con el fin de reducir la incertidumbre total de las estructuras a estudiar. Se observaron falencias en los modelos no lineales de arriostramientos, pernos de anclaje y rótulas plásticas, por lo que se recomienda generar información experimental que permita calibrar de mejor manera dichos modelos.

Además, se propone como trabajo futuro establecer una metodología para un mejor dimensionamiento de pernos de anclaje, ya sea aumentando su sobrerresistencia o su ductilidad. Se propone evaluar si el factor de sobrerresistencia propuesto, $0.7R$, entrega mejoras en el desempeño. Además, se recomienda estudiar los efectos que tiene en la ductilidad y en el desempeño el aumento de la longitud libre de pernos de anclaje.

Otro aspecto importante en el diseño es determinar el nivel óptimo de sobrerresistencia que debe tener una estructura para asegurar un margen mínimo de seguridad al colapso. Se propone evaluar el desempeño para una estructura, con distintos grados de sobrerresistencia, de modo de validar el factor de amplificación de solicitaciones sísmicas propuesto por el comité de norma, igual a $0.7R_1 \geq 2.0$.

Bibliografía

AISC. (2005a). *Seismic Provisions for Structural Steel Buildings, ANSI/AISC 341-05*. American Institute of Steel Construction, Chicago, Illinois.

AISC. (2005b). *Specification for Structural Steel Buildings, AISC/ANSI 360-05*. American Institute of Steel Construction, Chicago, Illinois.

Araya, R., y Saragoni, G. (1985). *Earthquake Accelerogram Destructiveness Potential Factor*. Proc. 8th World Conference on Earthquake Engineering, EERI, San Francisco, CA, pp.835-842.

Arias, A. (1970). *A measure of earthquake intensity, Seismic Design for Nuclear Plants*. MIT Press, Cambridge, MA, pp.438-469.

ASCE. (2005). *Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures, ASCE/SEI 7-05*. American Society of Civil Engineers, Reston, Virginia.

ASCE. (2006). *Seismic Rehabilitation of Existing Buildings, ASCE/SEI 41-06*. American Society of Civil Engineers, Reston, Virginia.

Astica, G. (2012). *Evaluación de las disposiciones de diseño sísmico para marcos arriostrados en edificios industriales* (Memoria para Optar al Título de Ingeniero Civil). Departamento de Ingeniería Civil, Universidad de Chile.

ATC. (1995). *Structural Response Modification Factors*. Applied Technology Council (ATC), Redwood City, California.

ATC. (2010). *Modeling and Acceptance Criteria for Seismic Design and Analysis of Tall Buildings, PEER/ATC-72-1*. Applied Technology Council (ATC) California, Redwood City, California.

Black, G., Wenger, W., y Popov, E. (1980). *Inelastic Buckling of Steel Struts Under Cyclic Load Reversals*. UCB/EERC-80/40, Earthquake Engineering Research Center, Berkeley, California.

Chávez, N. (2011). *Revisión de los criterios de diseño de pernos de anclaje* (Memoria para Optar al Título de Ingeniero Civil). Departamento de Ingeniería Civil, Universidad de Chile.

CSI. (2011). *CSI Analysis Reference Manual for SAP2000, ETABS, SAFE and CSIBridge*. Computers and Structures Inc., Berkeley, California.

Dowell, R., Seible, F., y Wilson, E. (1980). *Pivot Hysteretic Model for Reinforced Concrete*

Members. ACI Structural Journal, Vol. 95, pp. 607-617.

FEMA356. (2000). *Prestandard and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings, FEMA356*. Federal Emergency Management Agency, Washington, D.C.

FEMAP695. (2009). *Quantification of Building Seismic Performance Factors*. Federal Emergency Management Agency, Washington, D.C.

INN. (2003a). *Análisis y Diseño de Edificios con Aislación Sísmica - Requisitos, NCh2745.Of2003*. Instituto Nacional de Normalización.

INN. (2003b). *Diseño Sísmico de Estructuras e Instalaciones Industriales, NCh2369.Of2003*. Instituto Nacional de Normalización.

INN. (2009). *Diseño Estructural - Cargas Permanentes y Cargas de Uso, NCh1537.Of2009*. Instituto Nacional de Normalización.

INN. (2010). *Diseño Estructural - Disposiciones Generales y Combinaciones de Carga, NC3171.Of2010*. Instituto Nacional de Normalización.

NEHRP. (2013). *Seismic Design of Steel Special Concentrically Braced Frame Systems: A Guide for Practicing Engineers*. NIST.

Newell, J., y Uang, C. (2006). *Cyclic Behaviour of Steel Columns with Combined High Axial Load and Drift Demand*. Report No. SSRP-06/22, Structura Research Project, Department of Structural Engineering, University of California, San Diego, California.

Newmark, N., y Hall, W. (1982). *Earthquake Spectra and Design*. Monograph Series, Earthquake Engineering Research Institute.

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.

Urzúa, C. (2015). *Comparación del desempeño de dos estructuras industriales de acero diseñadas según la práctica nacional y disposiciones AISC* (Tesis para Optar al grado de Magíster en Ciencias de la Ingeniería Mención Estructuras, Construcción y Geotecnia). Departamento de Ingeniería Civil, Universidad de Chile.

Apéndice A: Secciones y Componentes no Lineales, Estructura 1

A.1. Cargas aplicadas sobre la estructura

Las Figuras A.1 a la A.5 detallan la distribución de las cargas de diseño de la estructura.

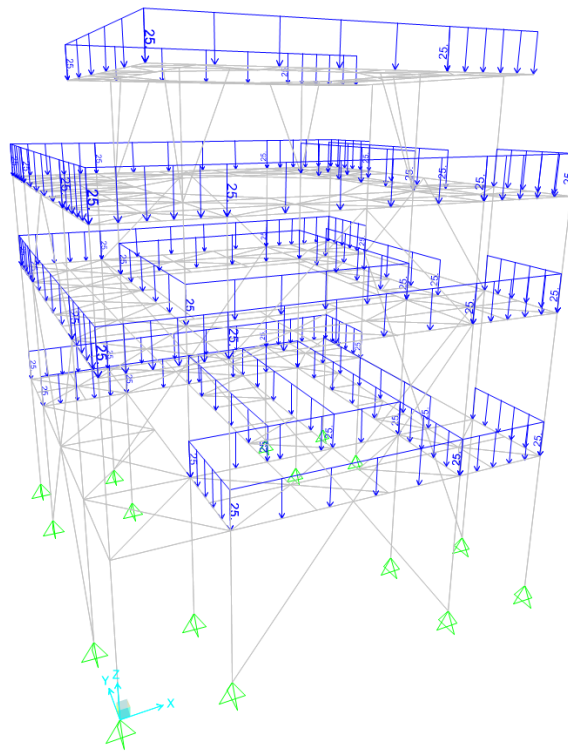


Figura A.1: Cargas permanentes de barandas (25 [kgf/m]).

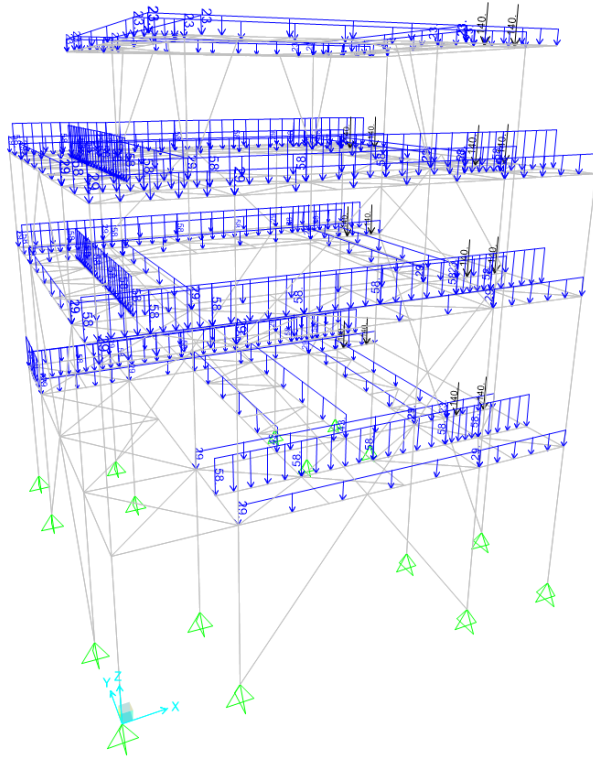


Figura A.2: Cargas permanentes de piso ($58 \text{ [kgf/m}^2\text{]}$).

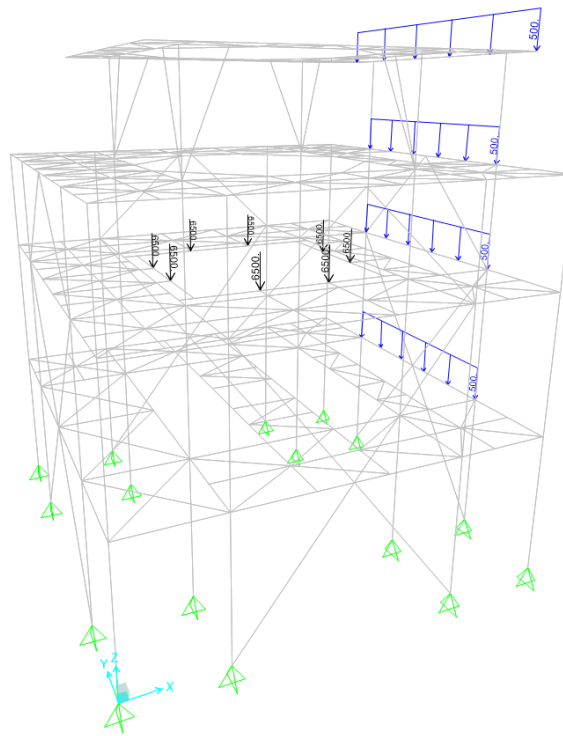


Figura A.3: Cargas de operación de equipos $[\text{kgf,m}]$.

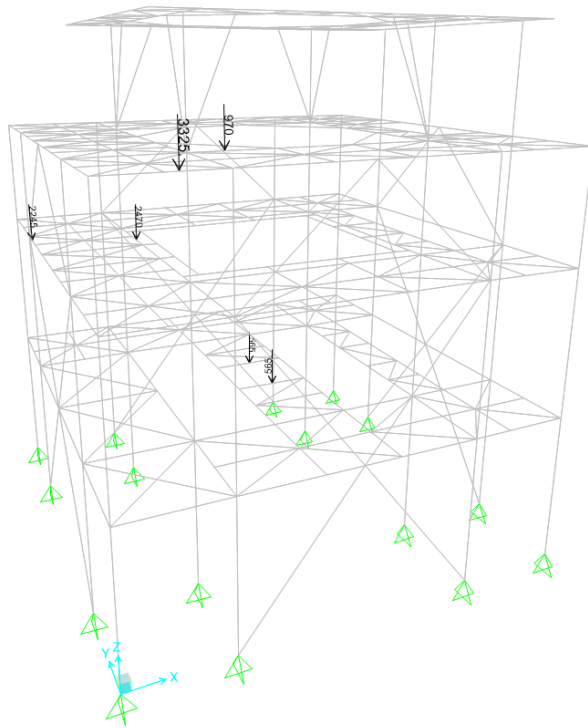


Figura A.4: Cargas permanentes de piping [kgf].

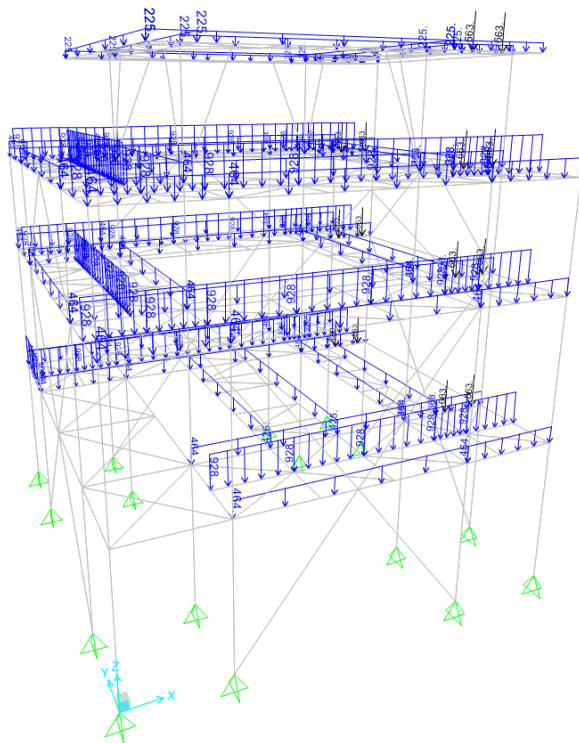


Figura A.5: Sobrecargas de uso de piso [kgf,m].

A.2. Secciones de la Estructura

A.2.1. Diseño bajo la normativa vigente

Esta sección presenta los factores de utilización obtenidos para el diseño de la Estructura 1 bajo la normativa vigente, detallados en las Figuras A.6 a la A.17.

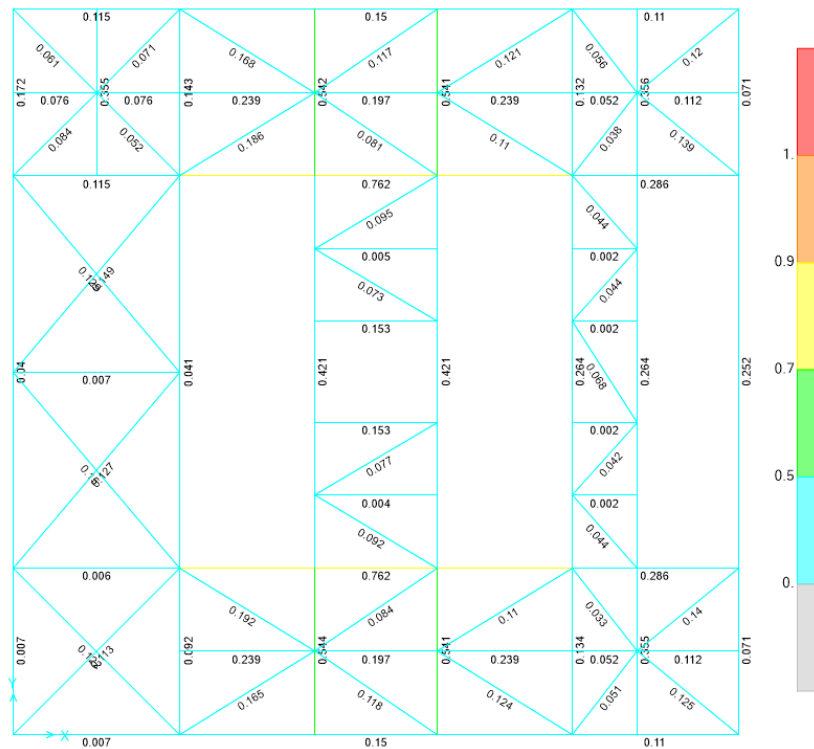


Figura A.6: Factores de utilización obtenidos para la planta al nivel +3.465 [m].

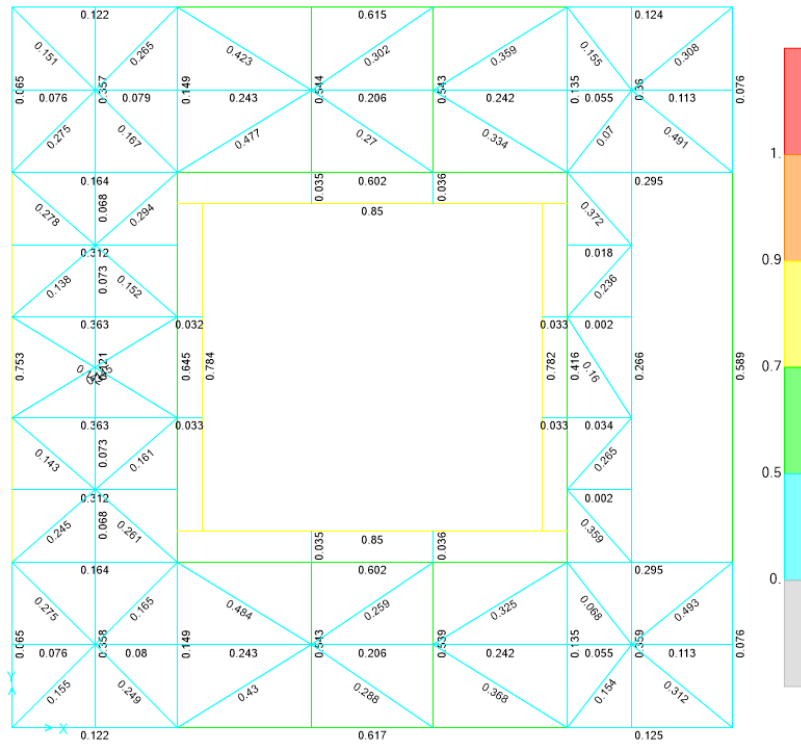


Figura A.7: Factores de utilización obtenidos para la planta al nivel +6.885 [m].

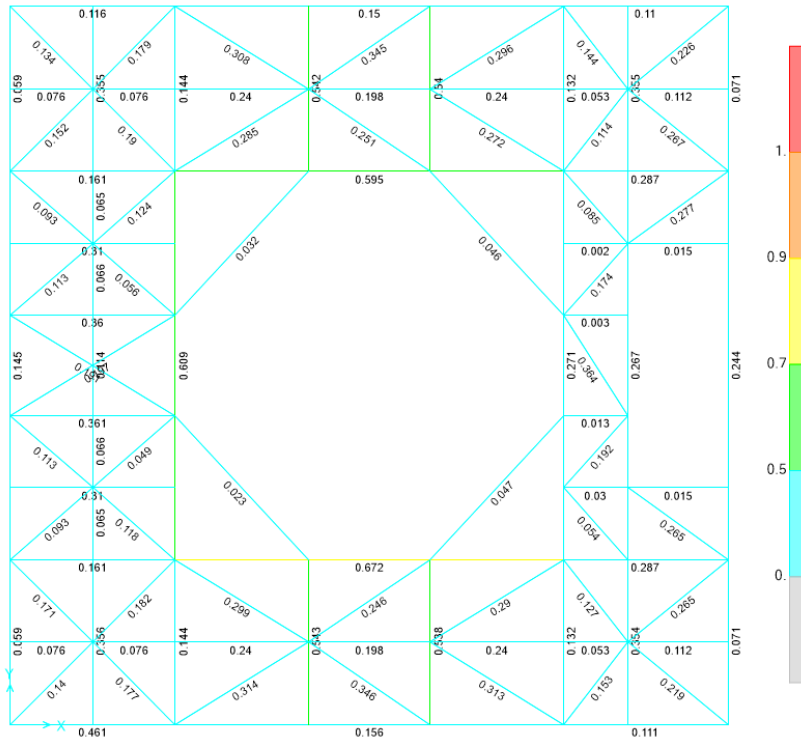


Figura A.8: Factores de utilización obtenidos para la planta al nivel +9.385 [m].

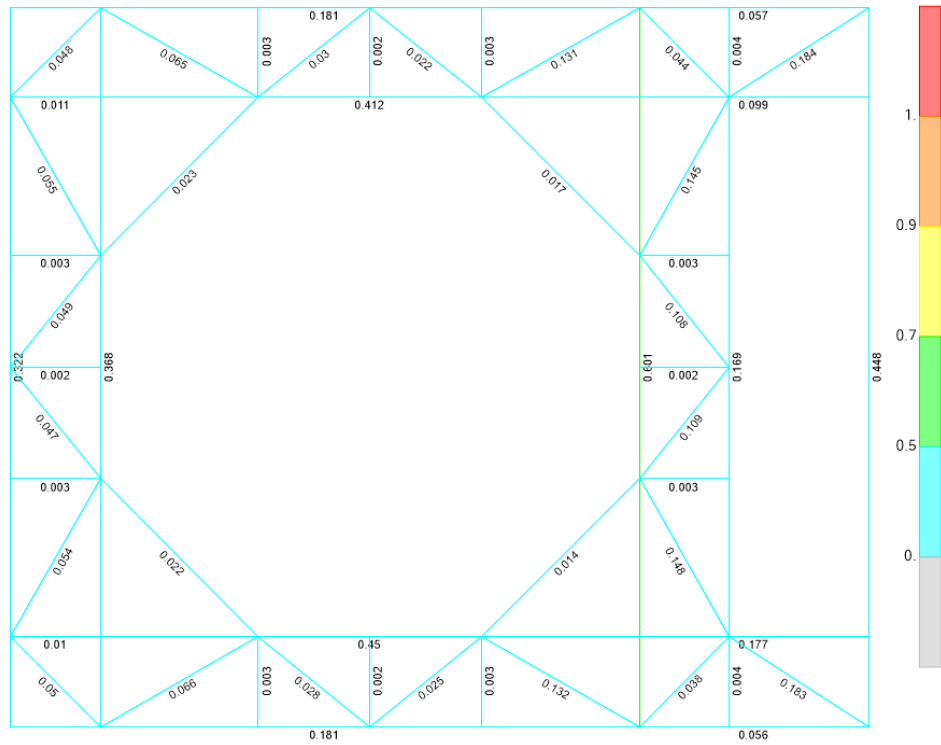


Figura A.9: Factores de utilización obtenidos para la planta al nivel +11.855 [m].

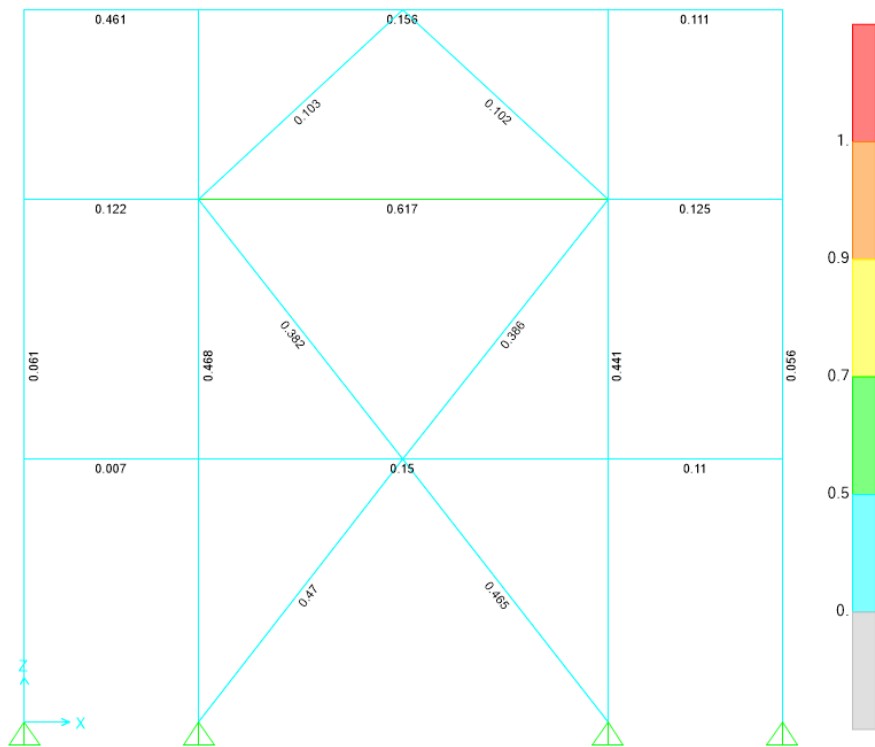


Figura A.10: Factores de utilización obtenidos para la elevación A.

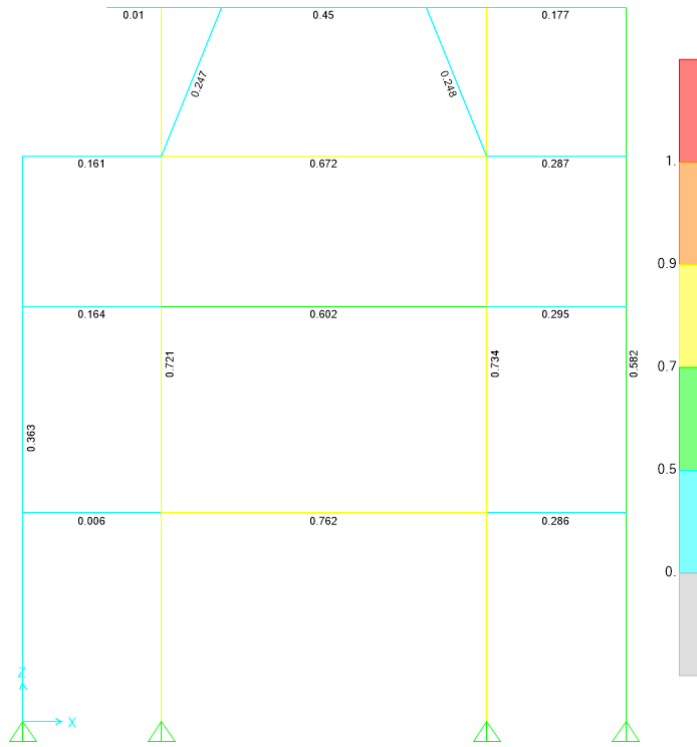


Figura A.11: Factores de utilización obtenidos para la elevación B.

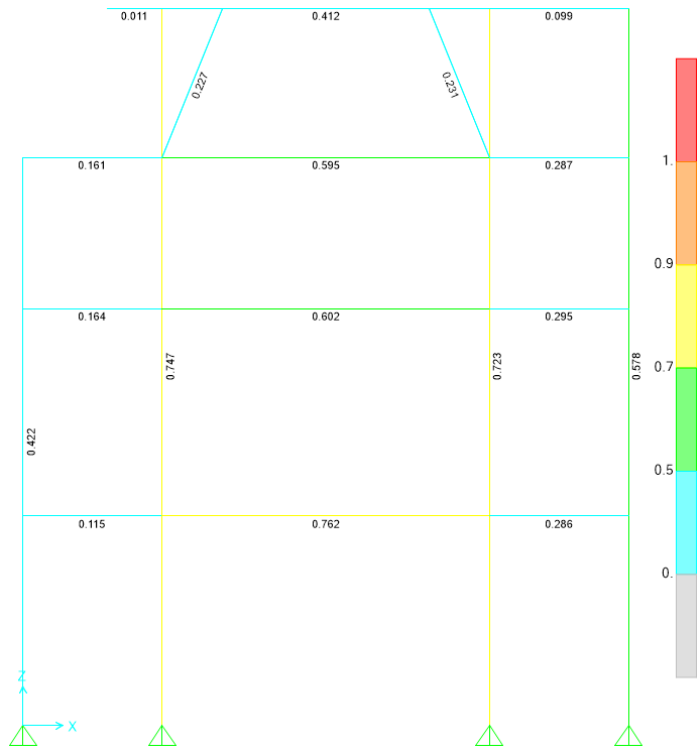


Figura A.12: Factores de utilización obtenidos para la elevación C.

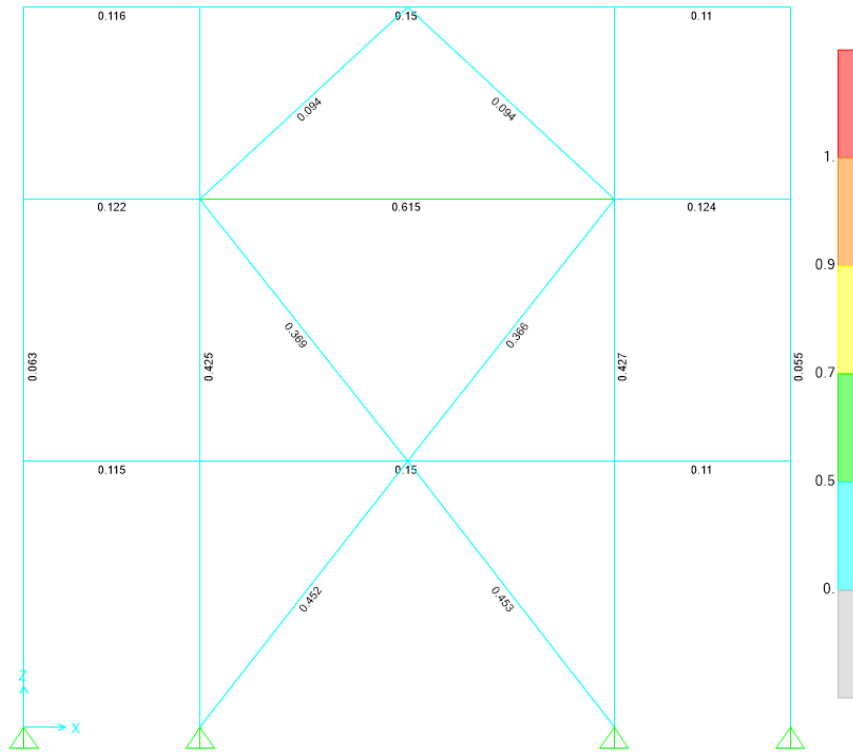


Figura A.13: Factores de utilización obtenidos para la elevación D.

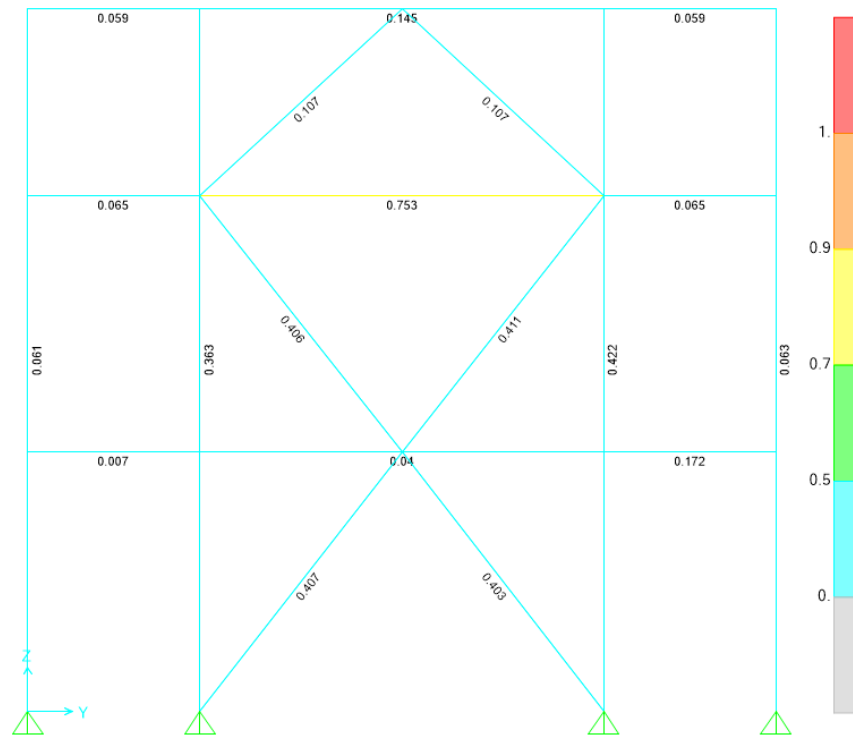


Figura A.14: Factores de utilización obtenidos para la elevación 1.

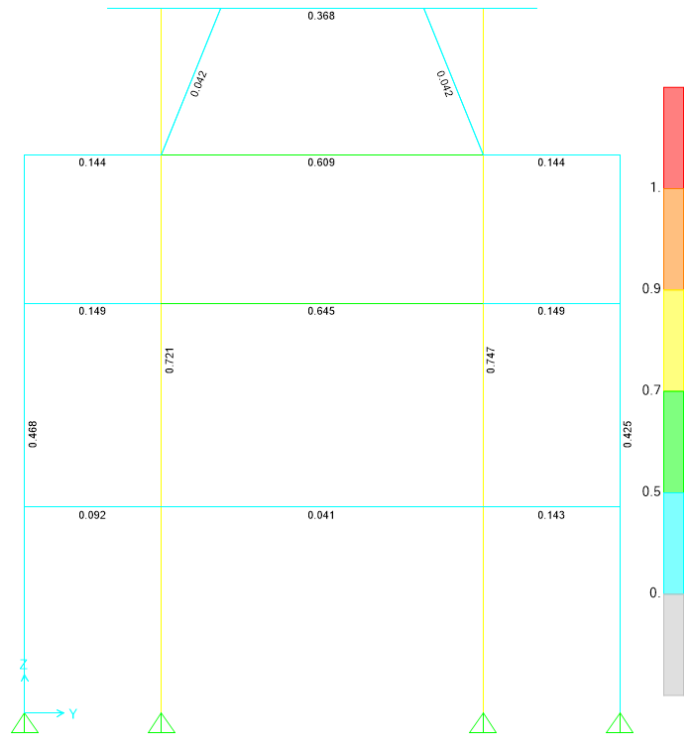


Figura A.15: Factores de utilización obtenidos para la elevación 2.

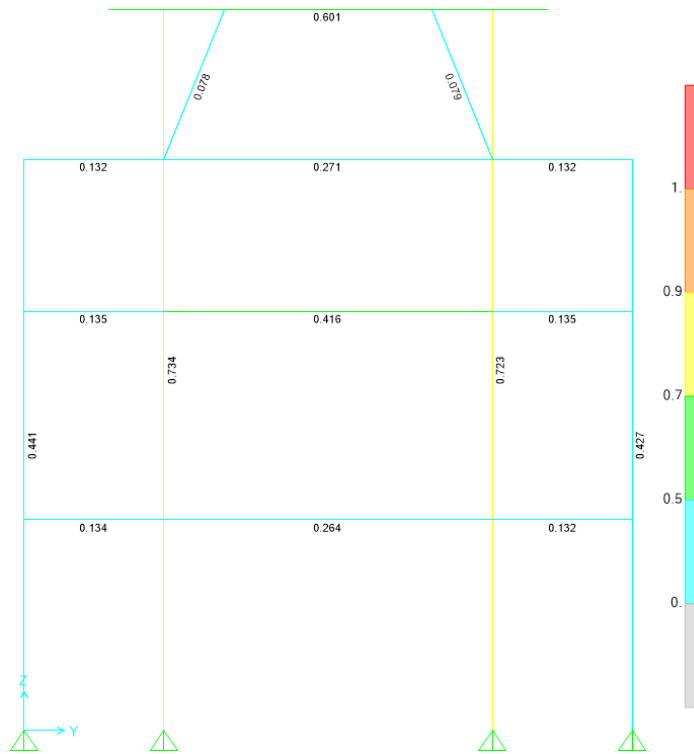


Figura A.16: Factores de utilización obtenidos para la elevación 3.

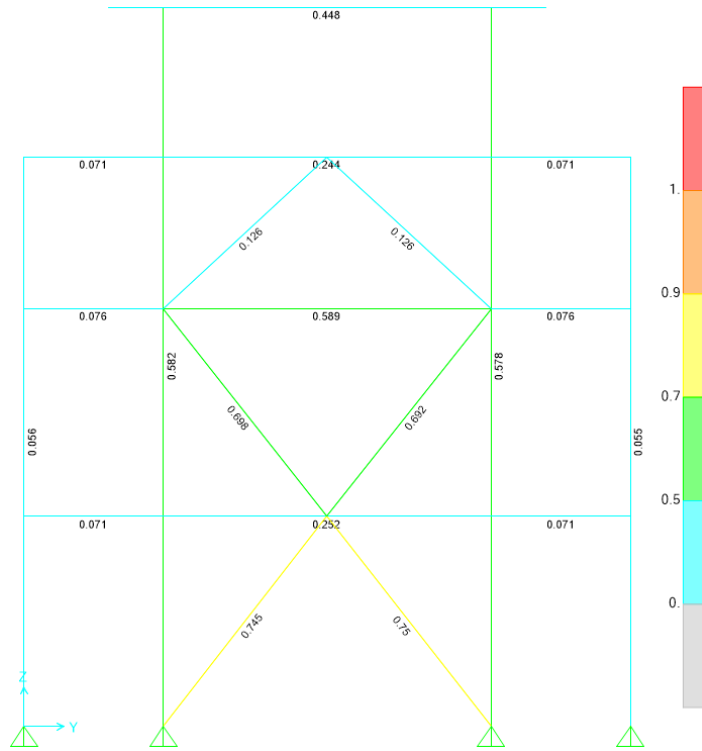


Figura A.17: Factores de utilización obtenidos para la elevación 4.

A.2.2. Diseño considerando las modificaciones propuestas

Esta sección presenta los factores de utilización obtenidos para el diseño de la Estructura 1 bajo la normativa propuesta, detallados en las Figuras A.18 a la A.29.

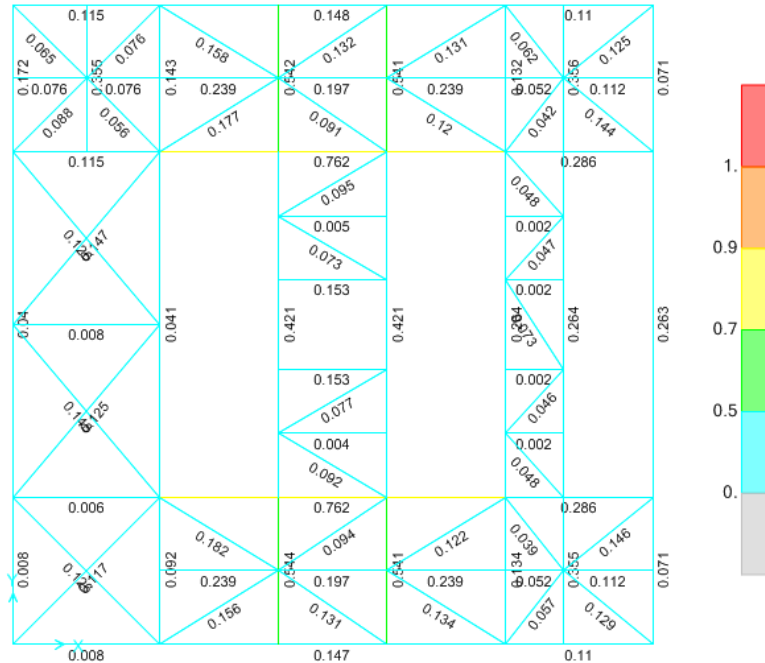


Figura A.18: Factores de utilización obtenidos para la planta al nivel +3.465 [m].

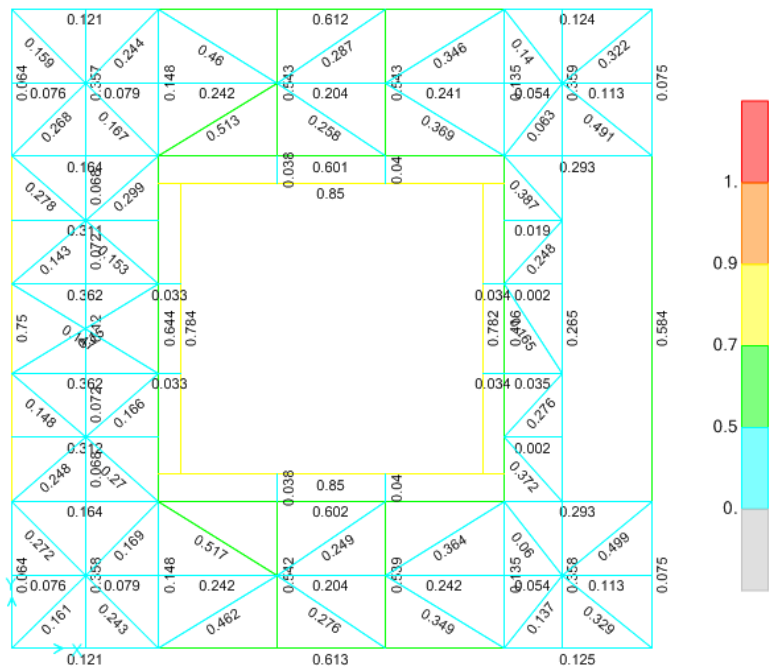


Figura A.19: Factores de utilización obtenidos para la planta al nivel +6.885 [m].

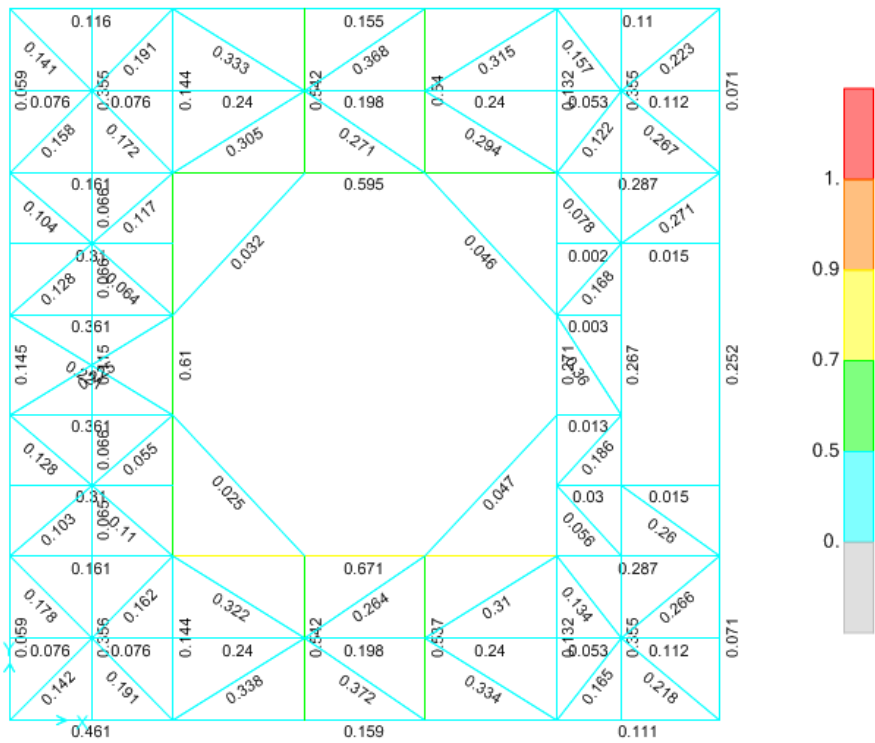


Figura A.20: Factores de utilización obtenidos para la planta al nivel +9.385 [m].

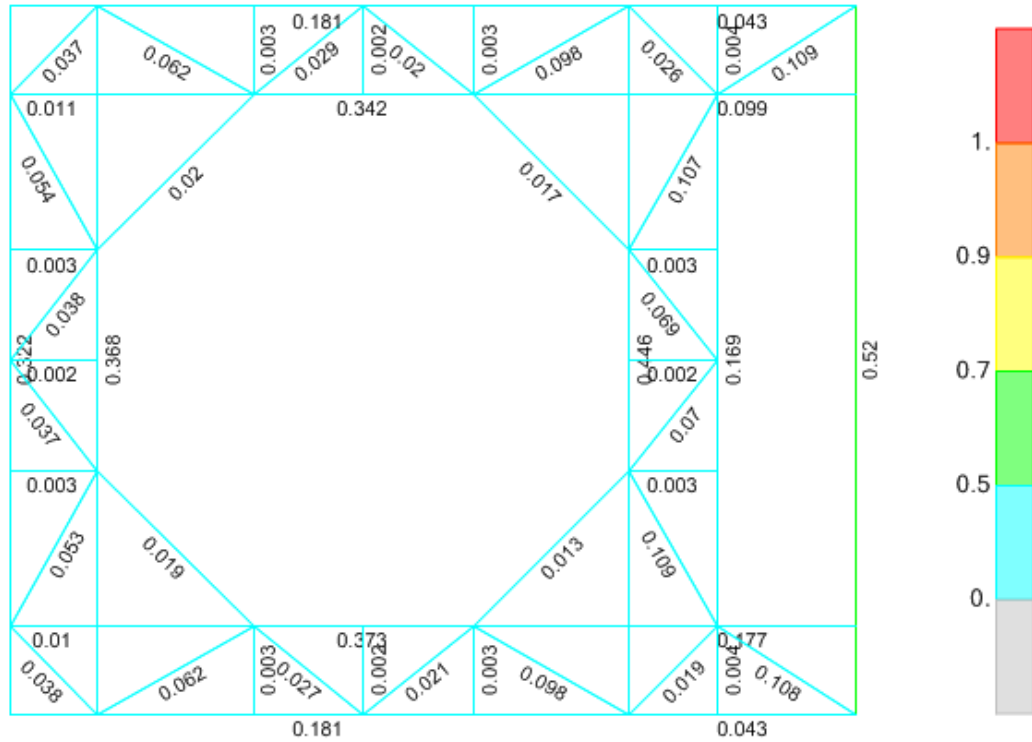


Figura A.21: Factores de utilización obtenidos para la planta al nivel +11.855 [m].

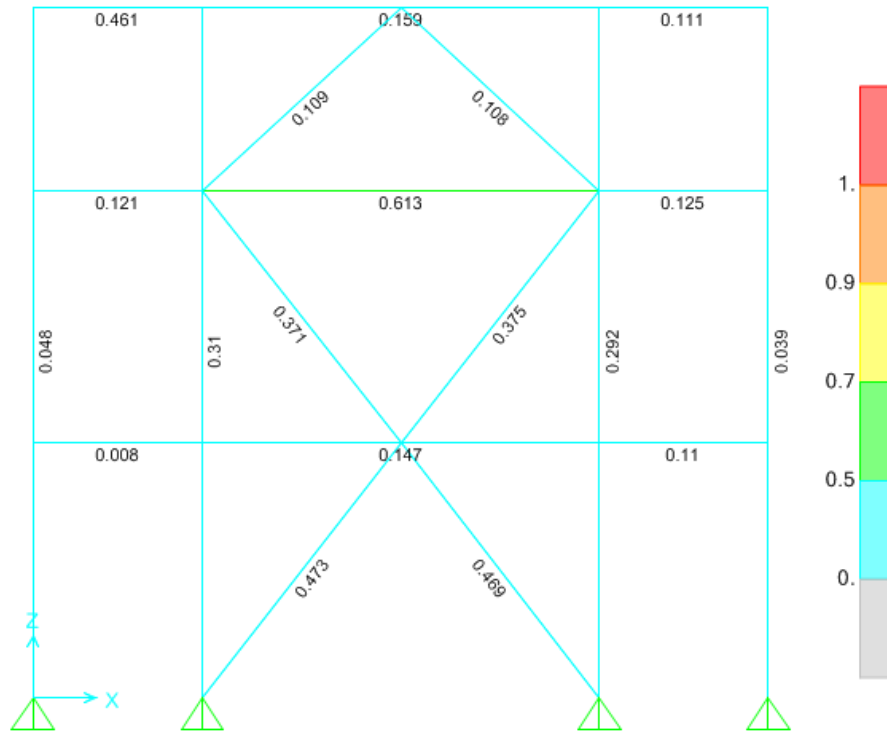


Figura A.22: Factores de utilización obtenidos para la elevación A.

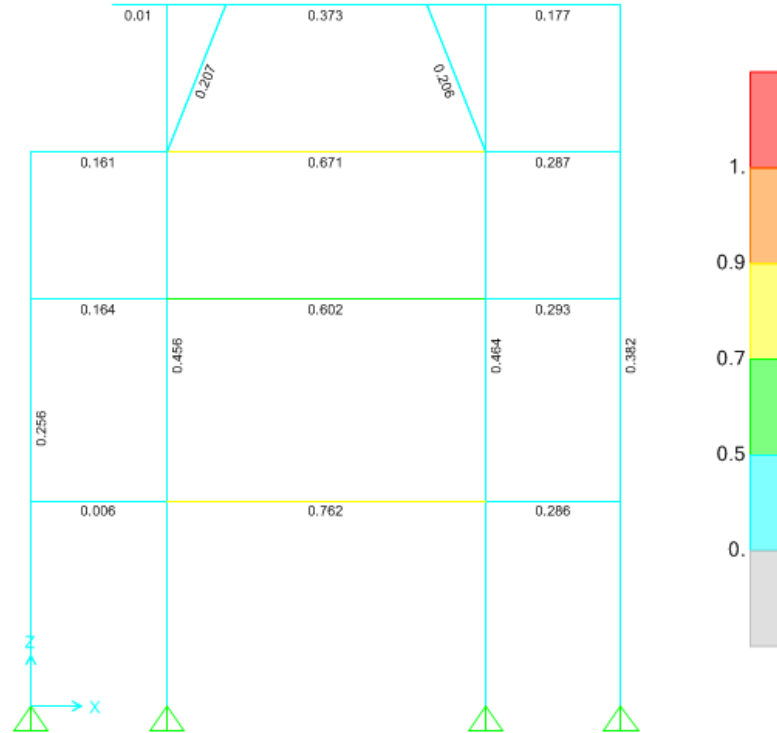


Figura A.23: Factores de utilización obtenidos para la elevación B.

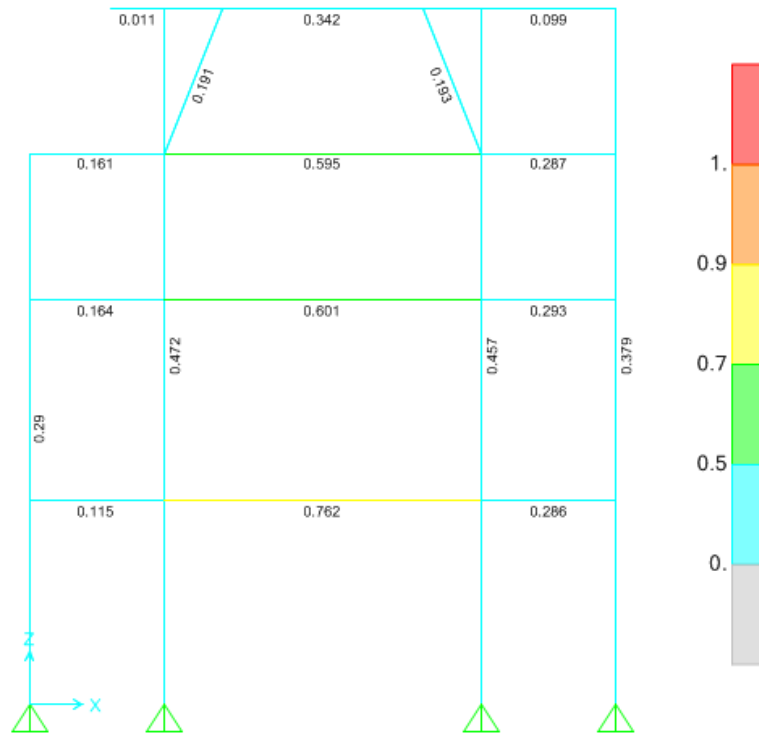


Figura A.24: Factores de utilización obtenidos para la elevación C.

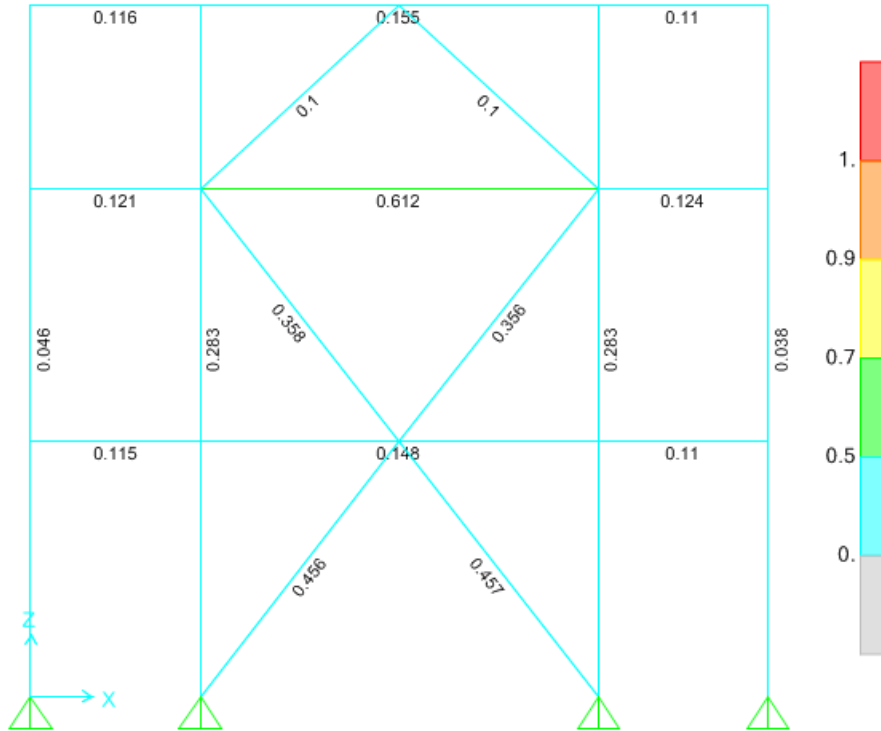


Figura A.25: Factores de utilización obtenidos para la elevación D.

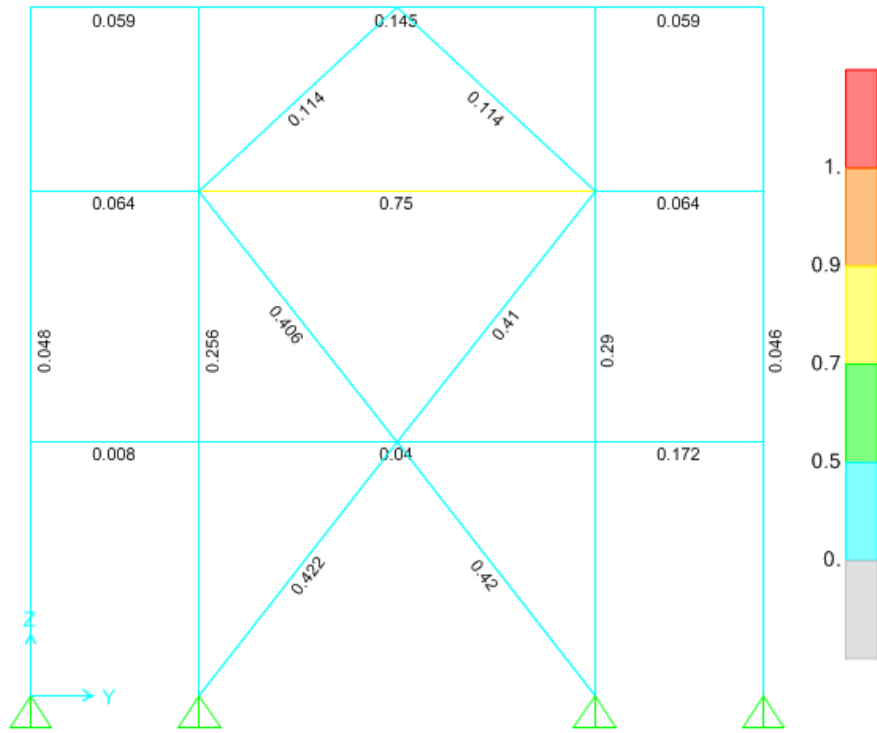


Figura A.26: Factores de utilización obtenidos para la elevación 1.

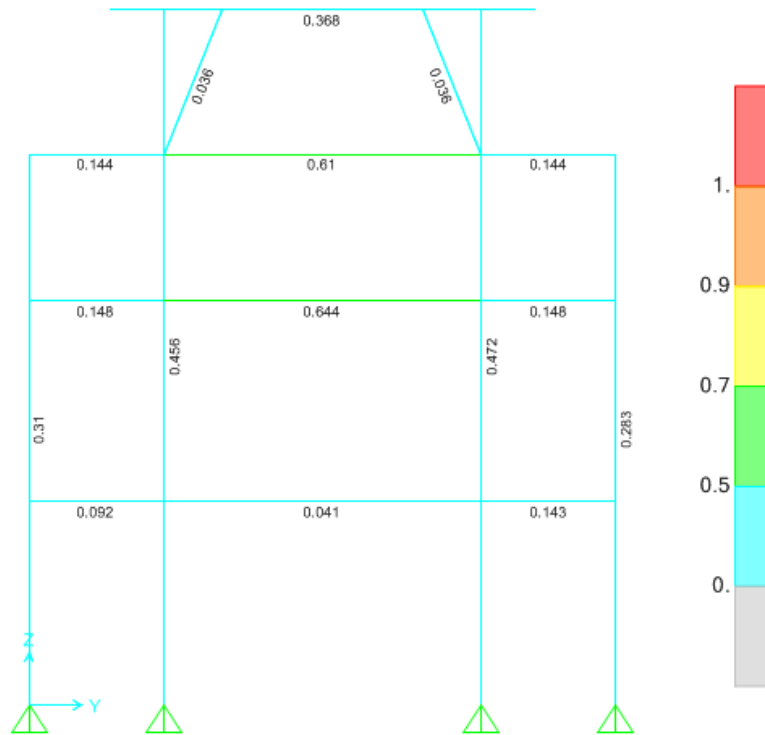


Figura A.27: Factores de utilización obtenidos para la elevación 2.

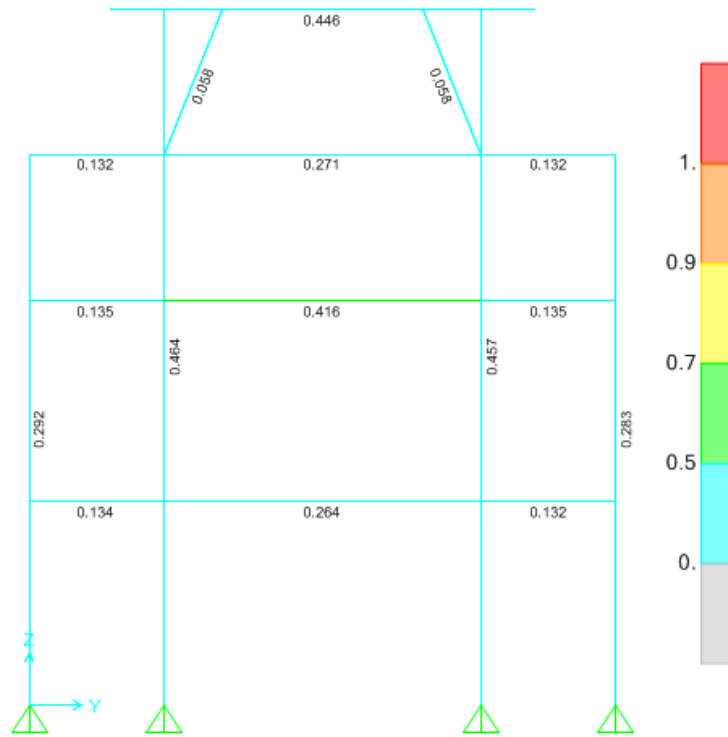


Figura A.28: Factores de utilización obtenidos para la elevación 3.

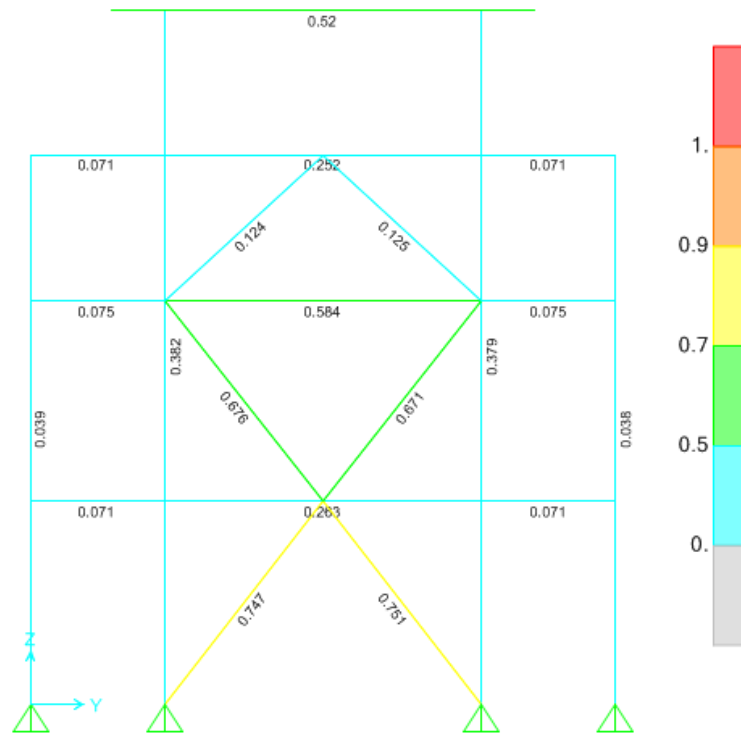


Figura A.29: Factores de utilización obtenidos para la elevación 4.

A.3. Disposición de Elementos No Lineales

La Figura A.30 muestra la distribución de los componentes no lineales modelados para la Estructura 1, tanto para la normativa vigente como para la propuesta.

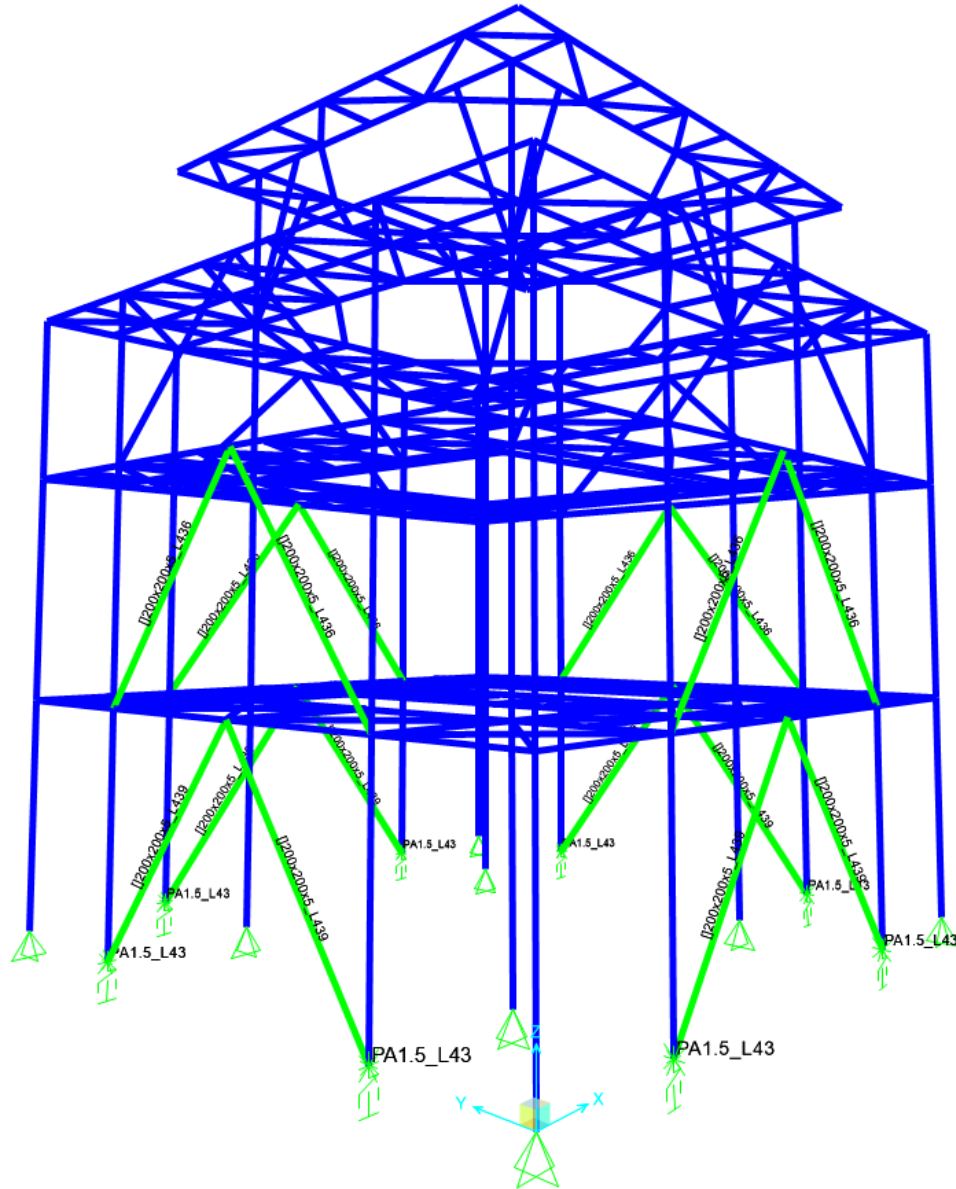


Figura A.30: Distribución de componentes no lineales de la Estructura 1.

Apéndice B: Secciones y Componentes no Lineales, Estructura 2

B.1. Cargas aplicadas sobre la estructura

Las Figuras B.1 a la B.10 detallan la distribución de las cargas de diseño de la estructura.

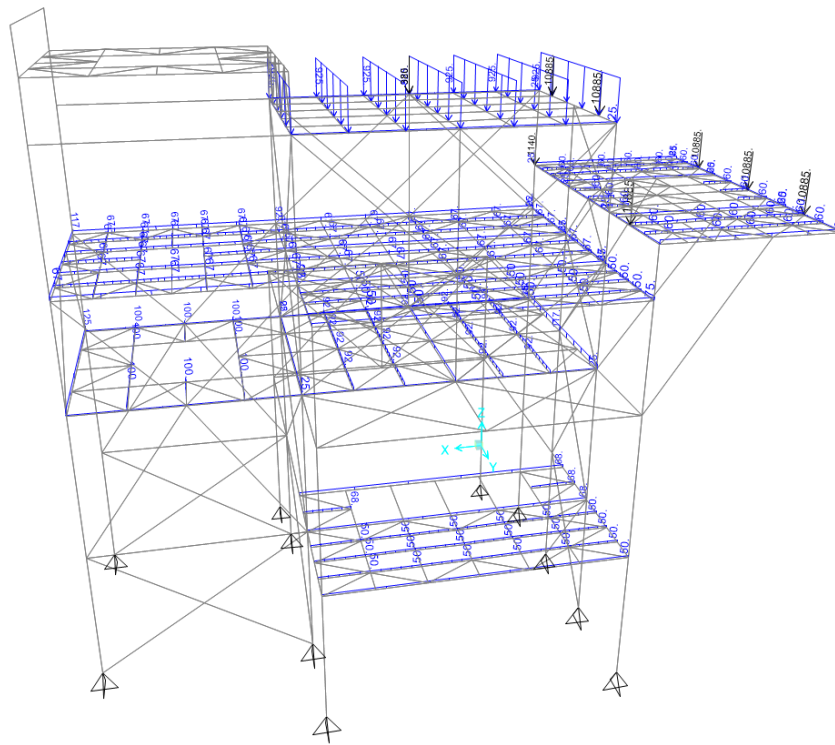


Figura B.1: Cargas permanentes de piso [kgf,m].

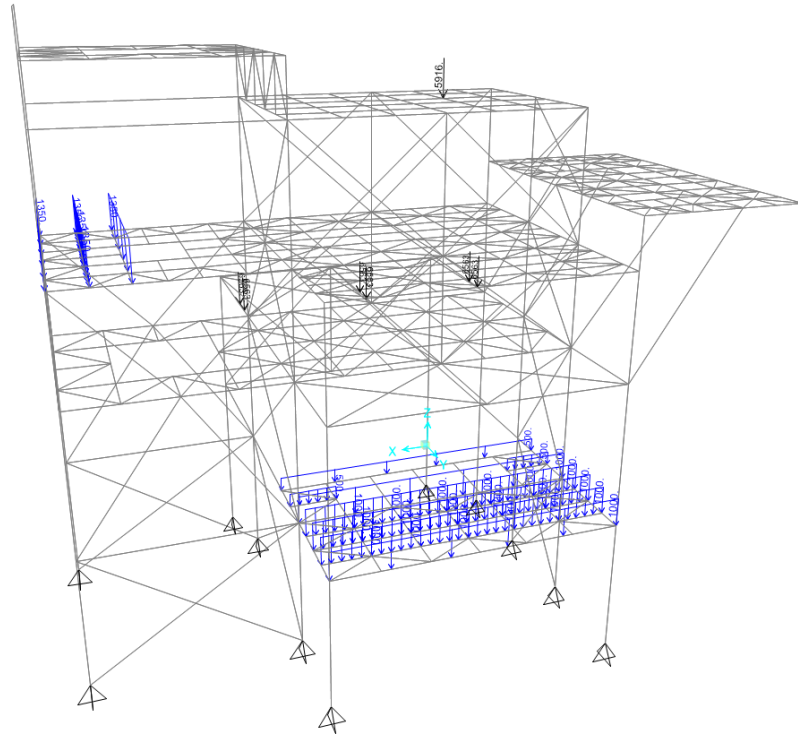


Figura B.2: Cargas permanentes de piping [kgf,m].

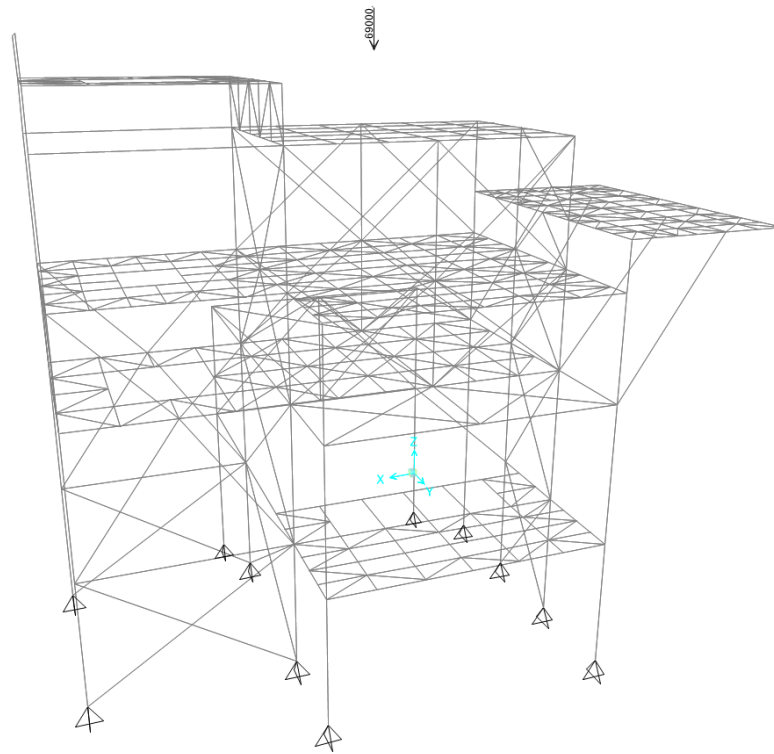


Figura B.3: Cargas de operación de equipo hidrociclones [kgf].

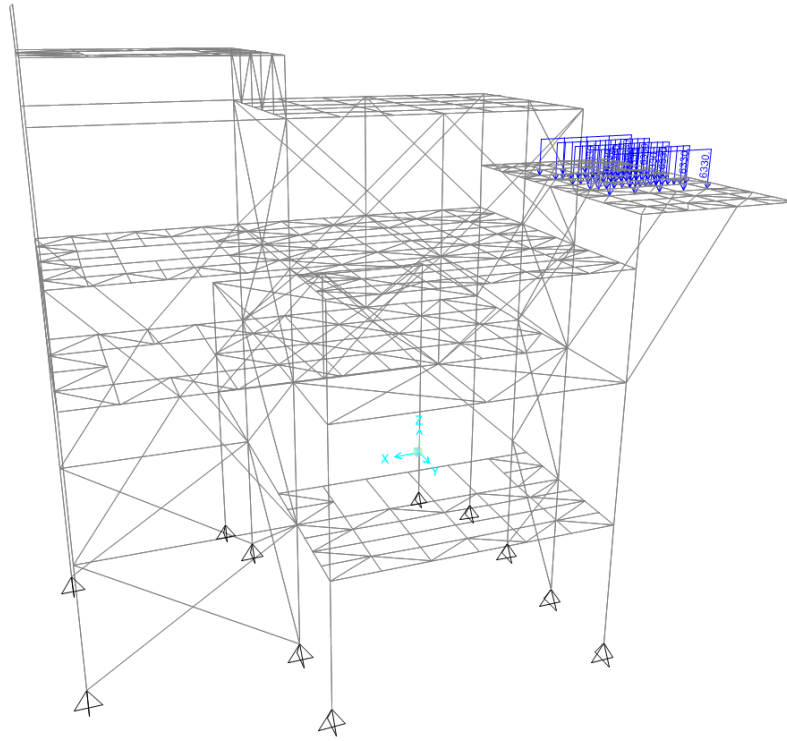


Figura B.4: Cargas de operación del cajón distribuidor [kgf,m].

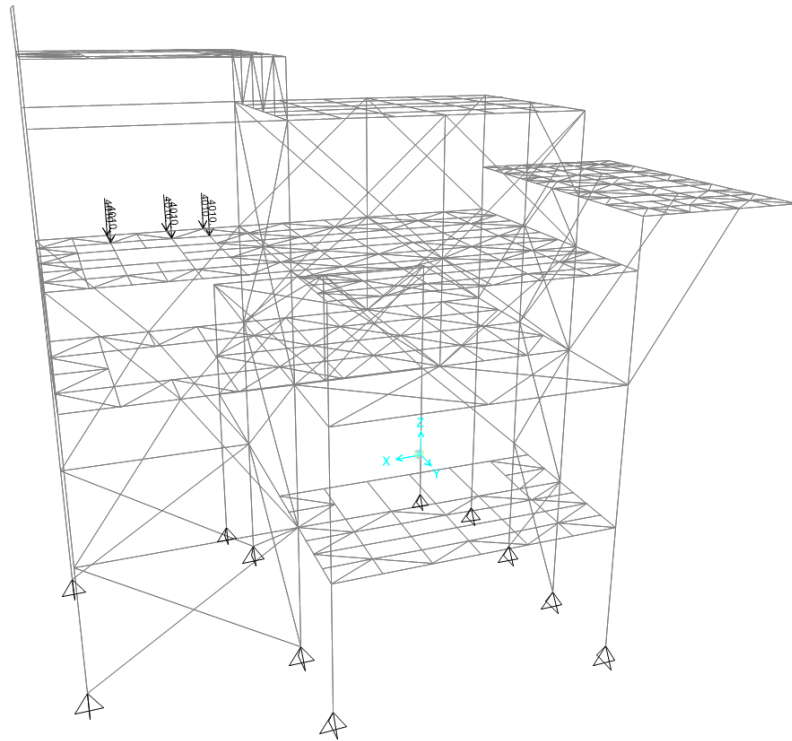


Figura B.5: Cargas de operación de tolvas de almacenamiento [kgf].

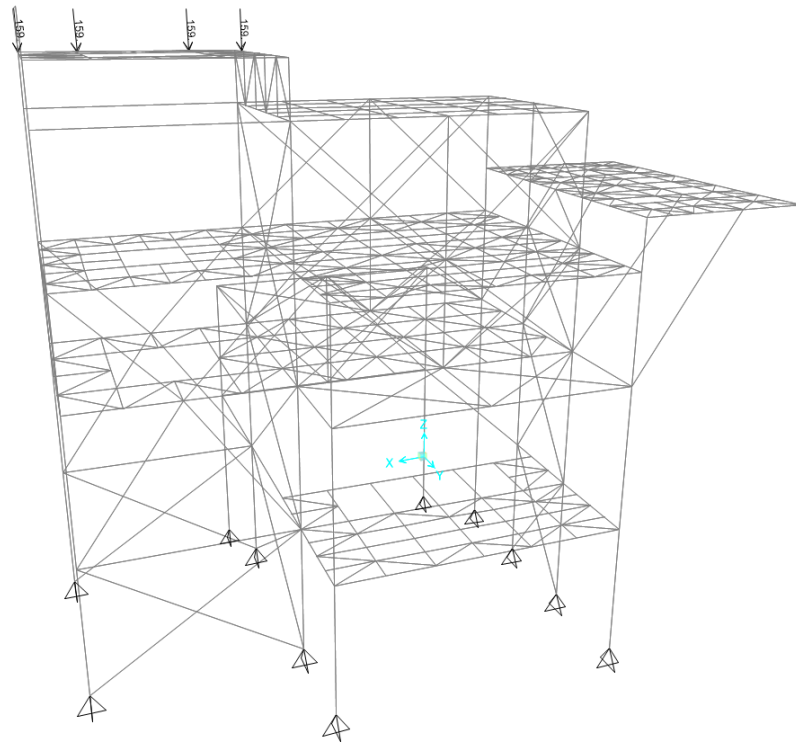


Figura B.6: Cargas de operación de viga monorriel [kgf].

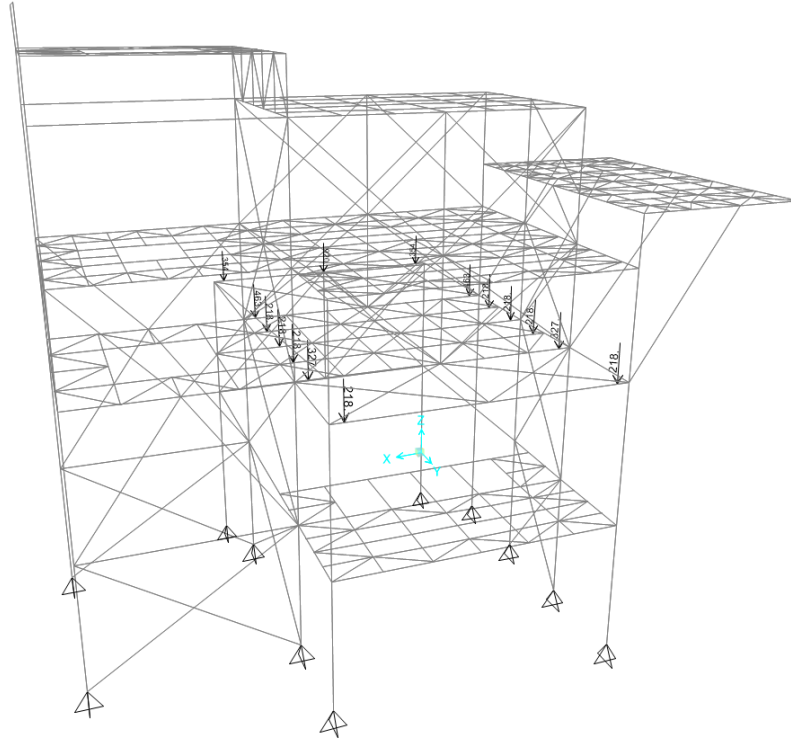


Figura B.7: Cargas de operación de puentegrúa [kgf].

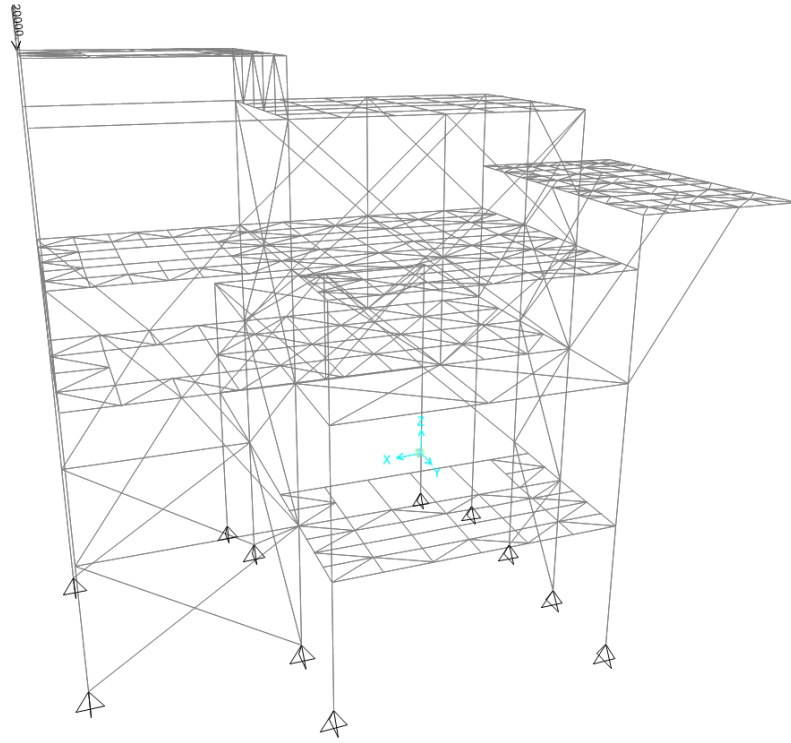


Figura B.8: Sobrecargas de uso de viga monorriel [kgf].

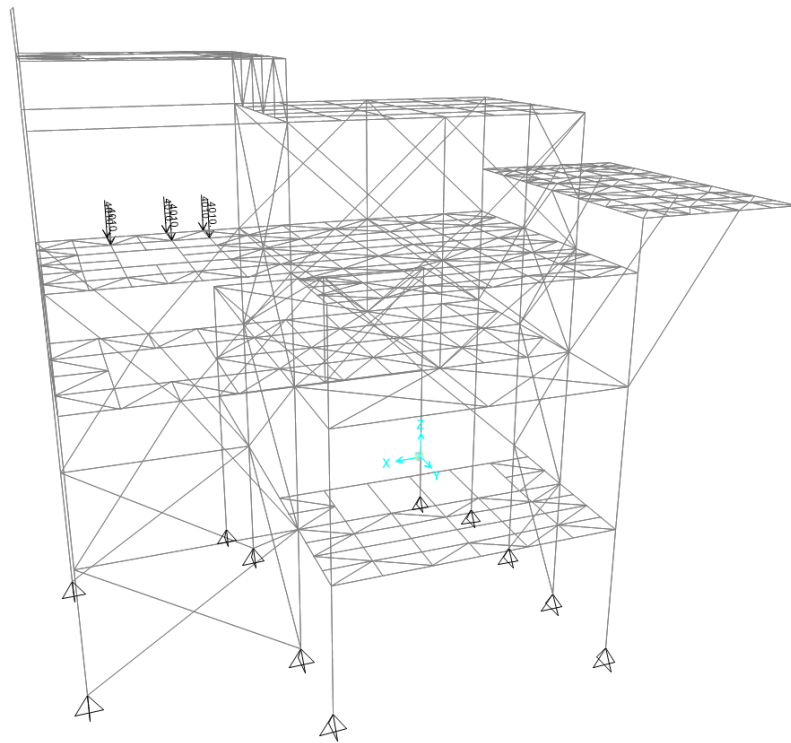


Figura B.9: Sobrecargas de uso de puente grúa [kgf].

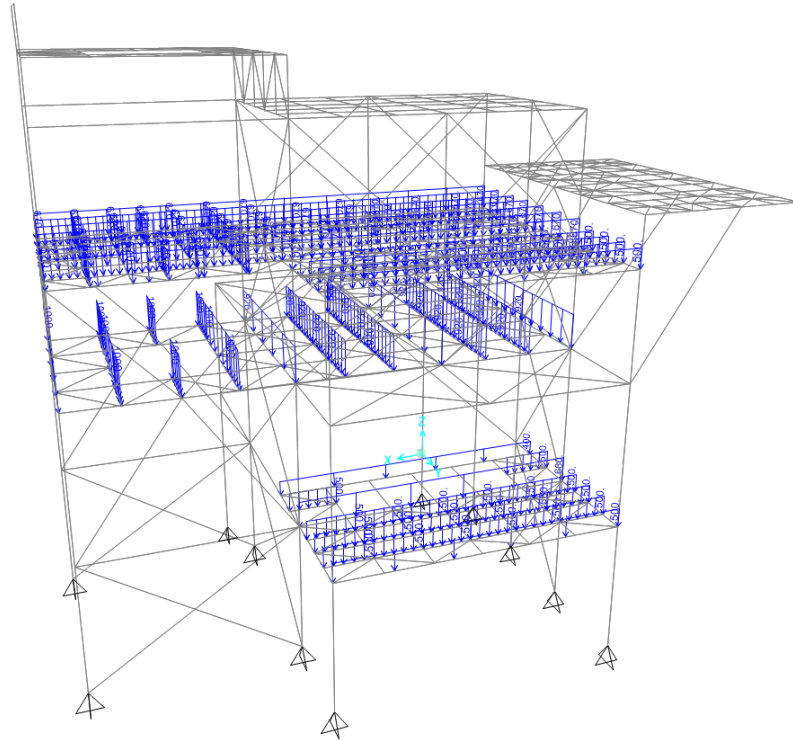


Figura B.10: Sobrecargas de uso ($500 \text{ [kgf/m}^2\text{]}$).

B.2. Secciones de la Estructura

B.2.1. Diseño bajo la normativa vigente

Esta sección presenta los factores de utilización obtenidos para el diseño de la Estructura 2 bajo la normativa vigente, detallados en las Figuras B.11 a la B.23.

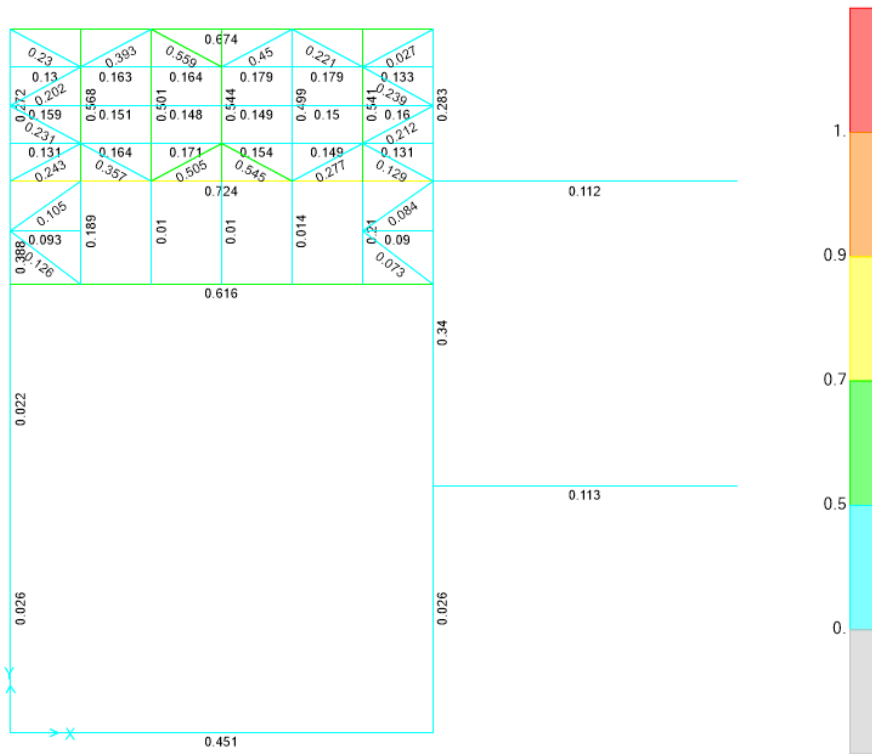


Figura B.11: Factores de utilización obtenidos para la planta al nivel +5.175 [m].

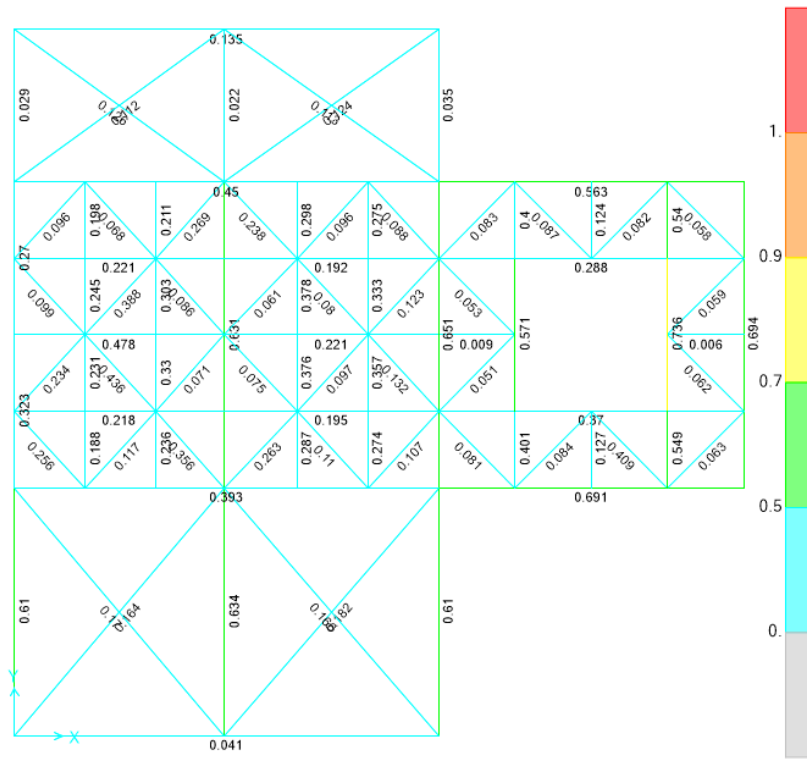


Figura B.12: Factores de utilización obtenidos para la planta al nivel +10.845 [m].

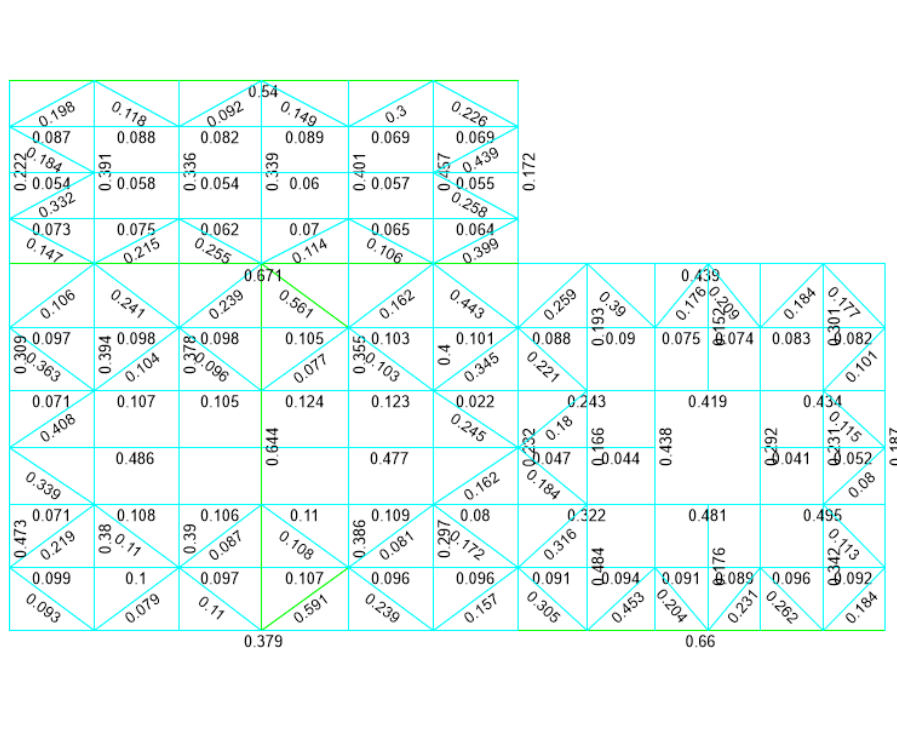


Figura B.13: Factores de utilización obtenidos para la planta al nivel +14.970 [m].

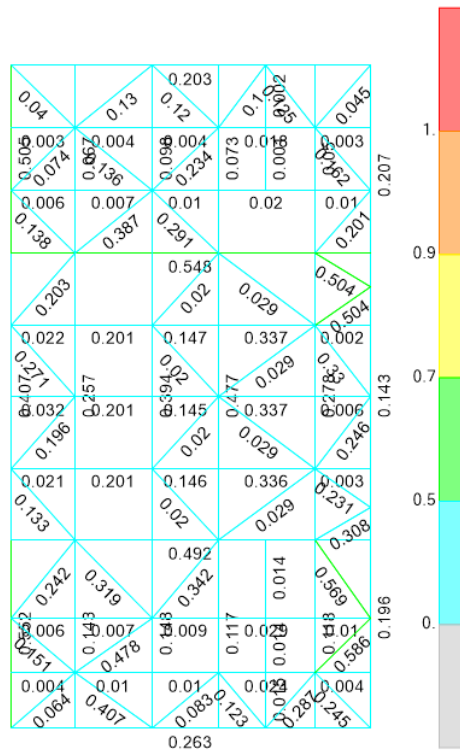


Figura B.14: Factores de utilización obtenidos para la planta al nivel +16.870 [m].

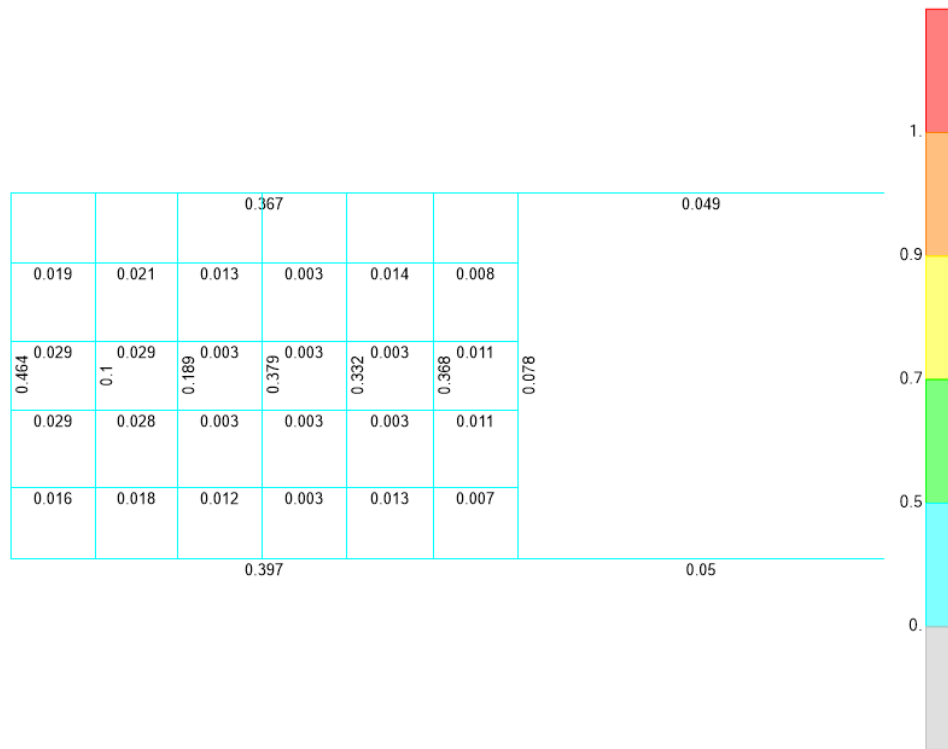


Figura B.15: Factores de utilización obtenidos para la planta al nivel +20.000 [m].

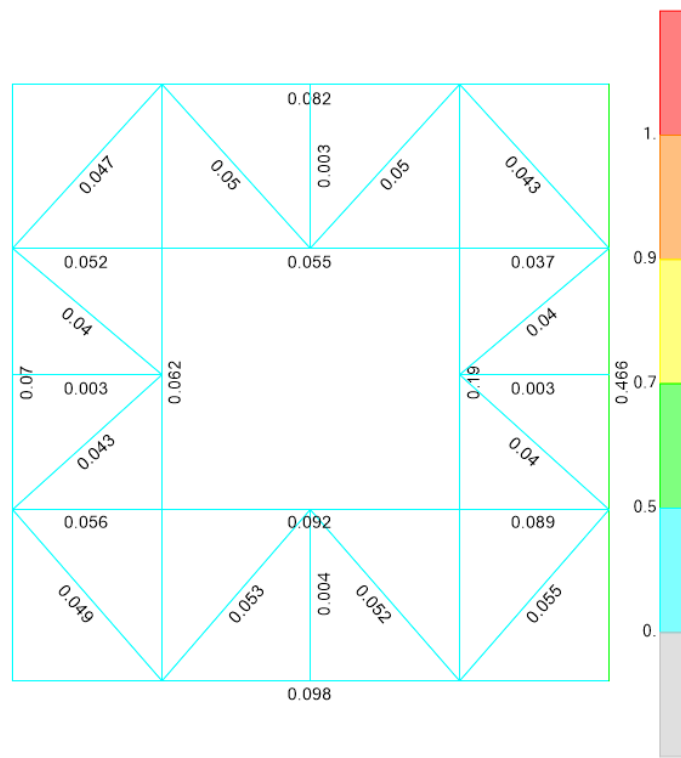


Figura B.16: Factores de utilización obtenidos para la planta al nivel +22.000 [m].

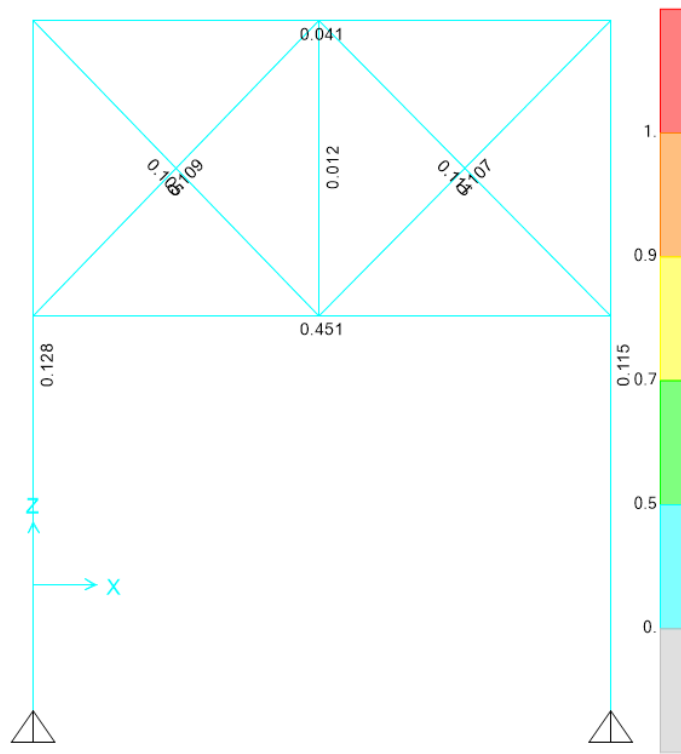


Figura B.17: Factores de utilización obtenidos para la elevación A.

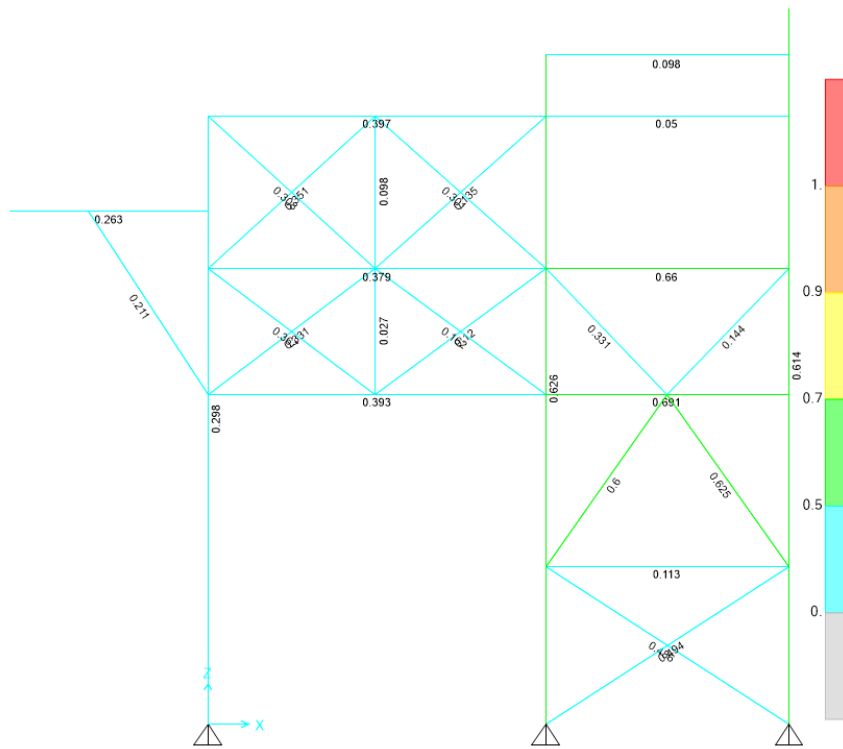


Figura B.18: Factores de utilización obtenidos para la elevación B.

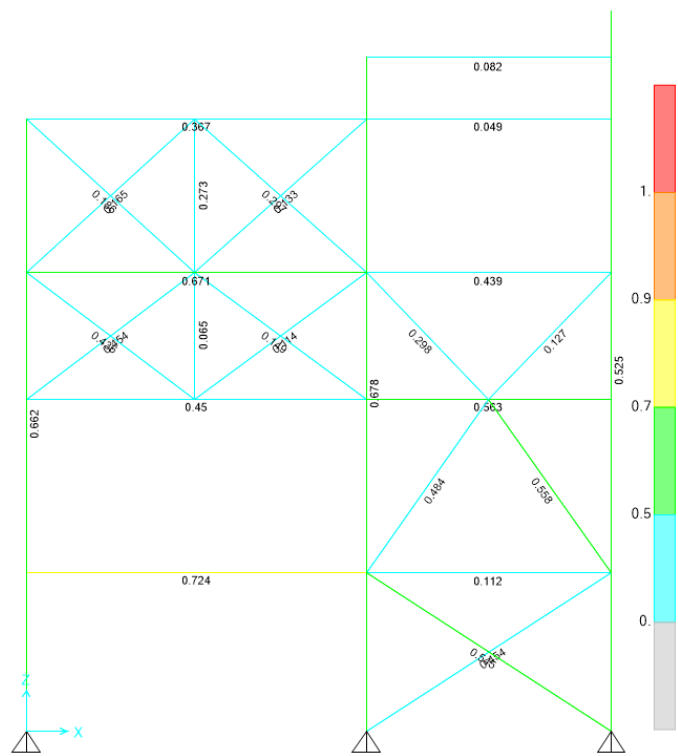


Figura B.19: Factores de utilización obtenidos para la elevación C.

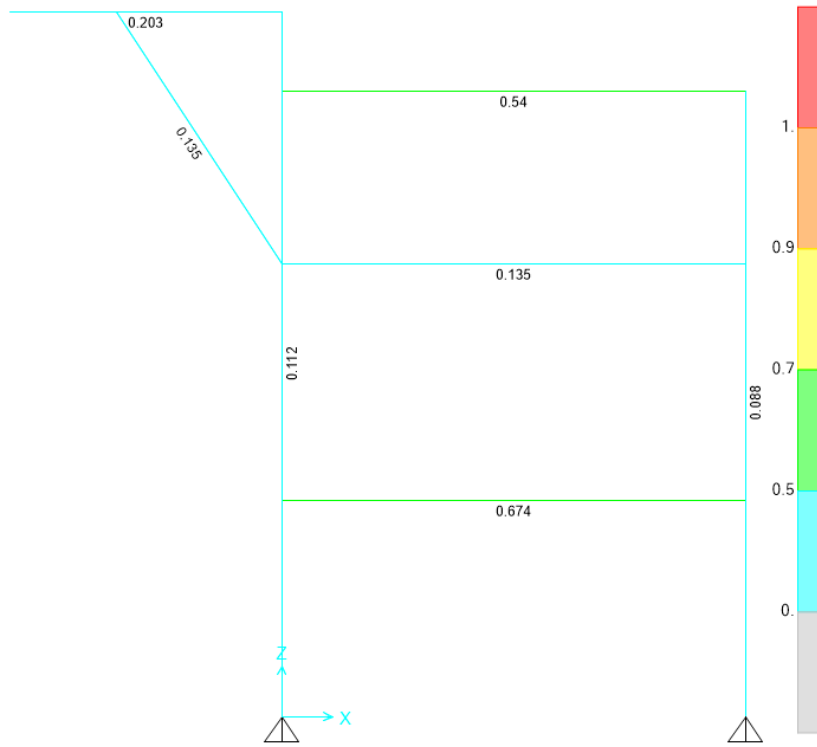


Figura B.20: Factores de utilización obtenidos para la elevación D.

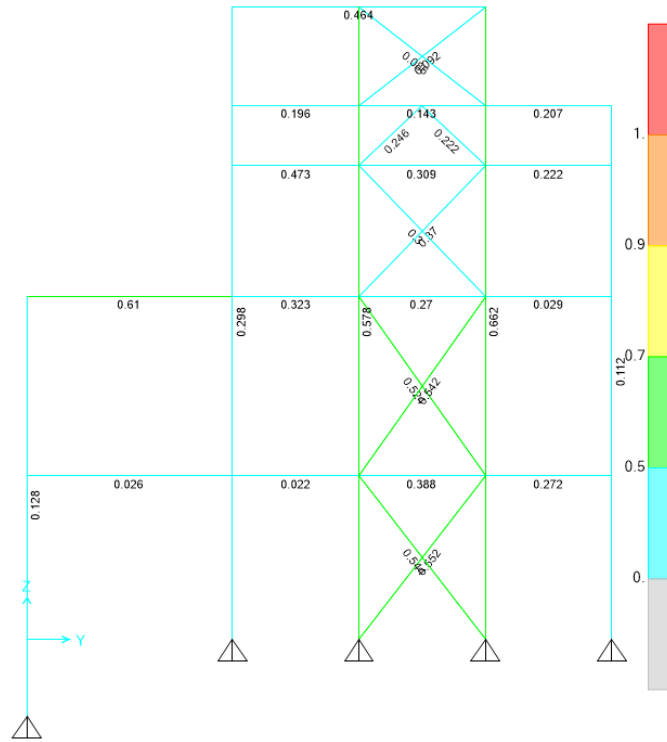


Figura B.21: Factores de utilización obtenidos para la elevación 1.

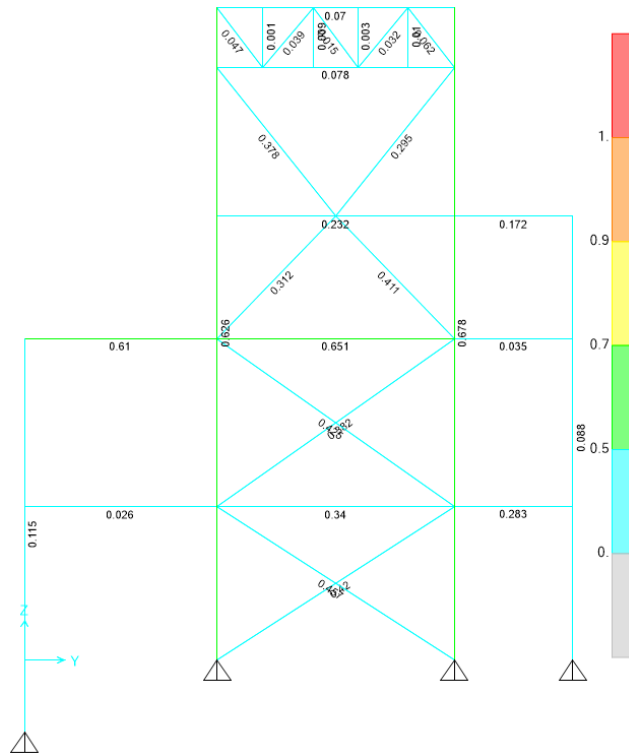


Figura B.22: Factores de utilización obtenidos para la elevación 2.

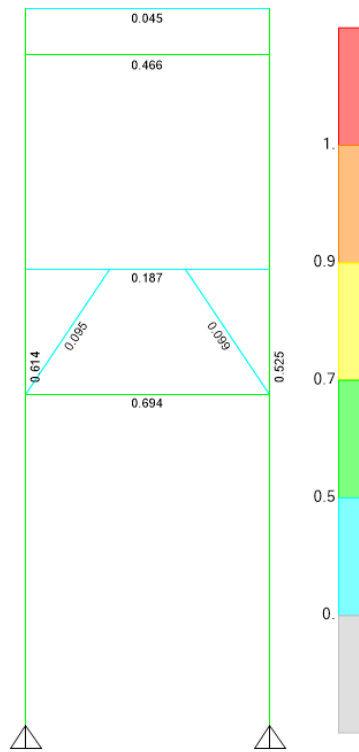


Figura B.23: Factores de utilización obtenidos para la elevación 3.

B.2.2. Diseño considerando las modificaciones propuestas

Esta sección presenta los factores de utilización obtenidos para el diseño de la Estructura 2 bajo la normativa propuesta, detallados en las Figuras B.24 a la B.36.

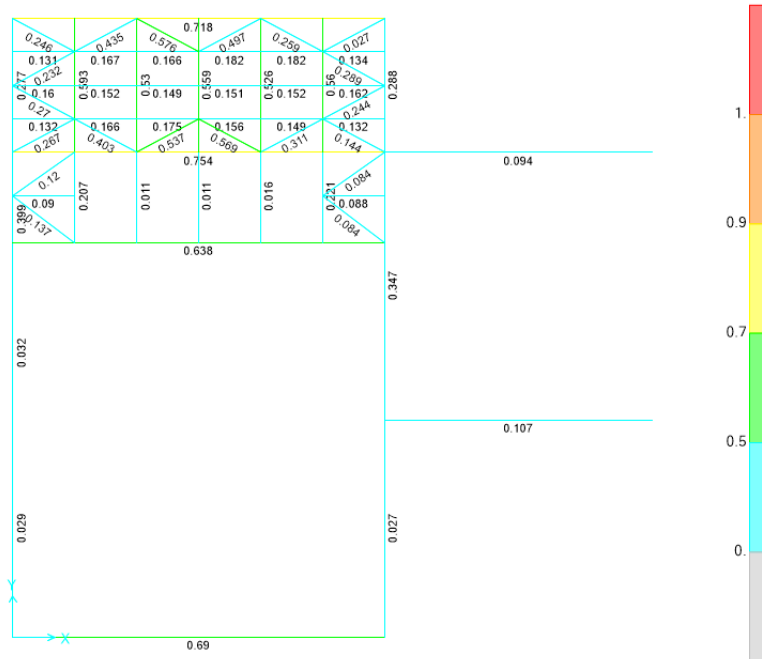


Figura B.24: Factores de utilización obtenidos para la planta al nivel +5.175 [m].

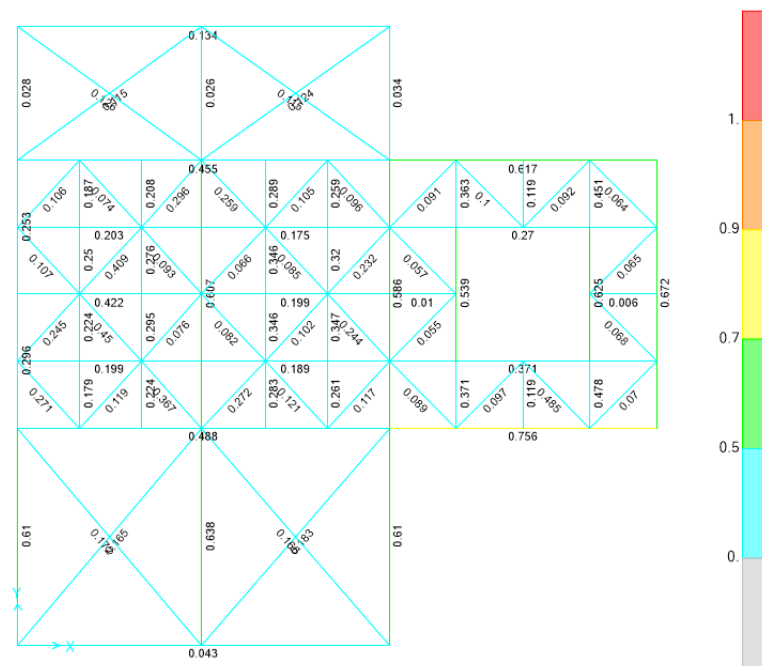


Figura B.25: Factores de utilización obtenidos para la planta al nivel +10.845 [m].

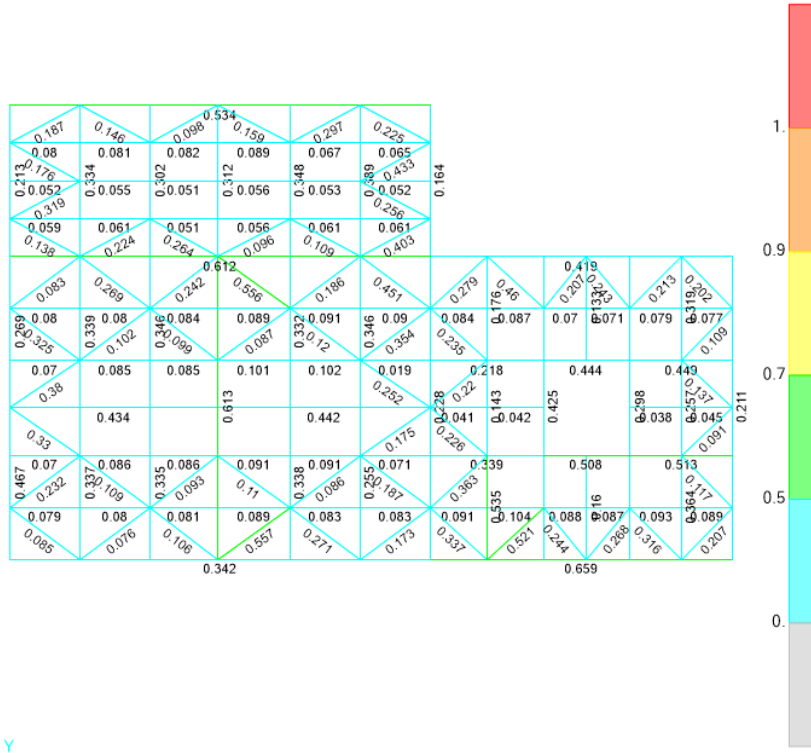


Figura B.26: Factores de utilización obtenidos para la planta al nivel +14.970 [m].

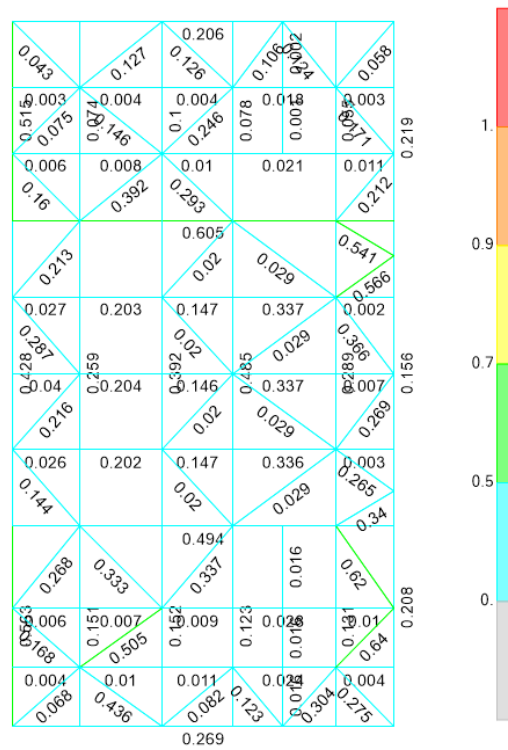


Figura B.27: Factores de utilización obtenidos para la planta al nivel +16.870 [m].

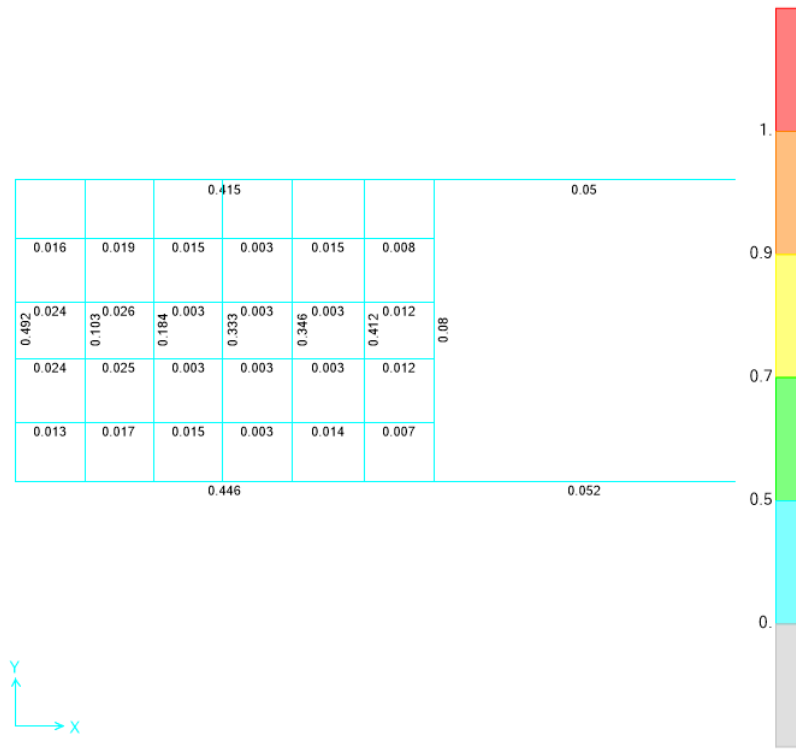


Figura B.28: Factores de utilización obtenidos para la planta al nivel +20.000 [m].

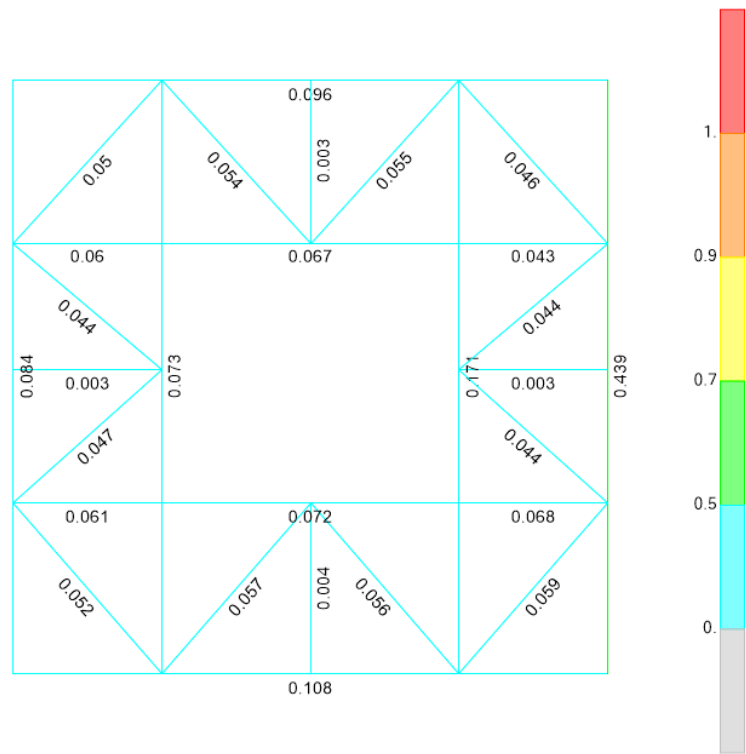


Figura B.29: Factores de utilización obtenidos para la planta al nivel +22.000 [m].

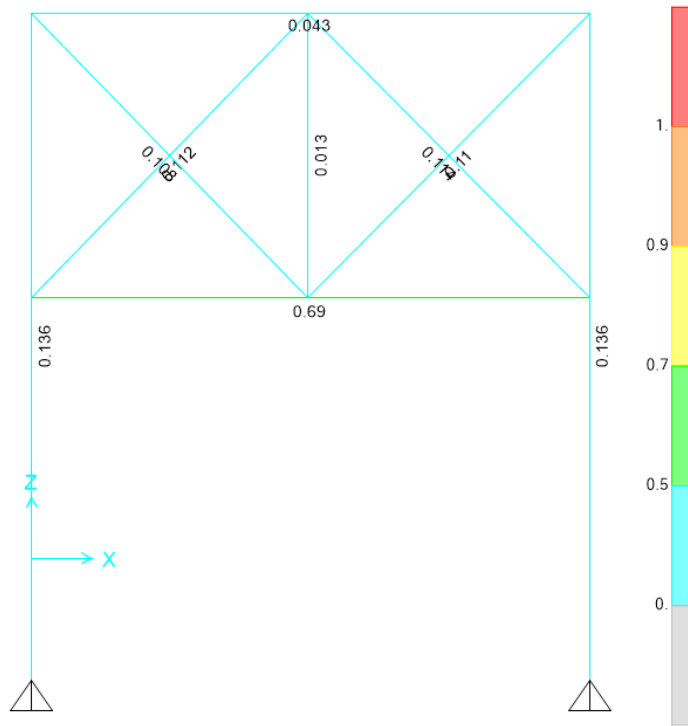


Figura B.30: Factores de utilización obtenidos para la elevación A.

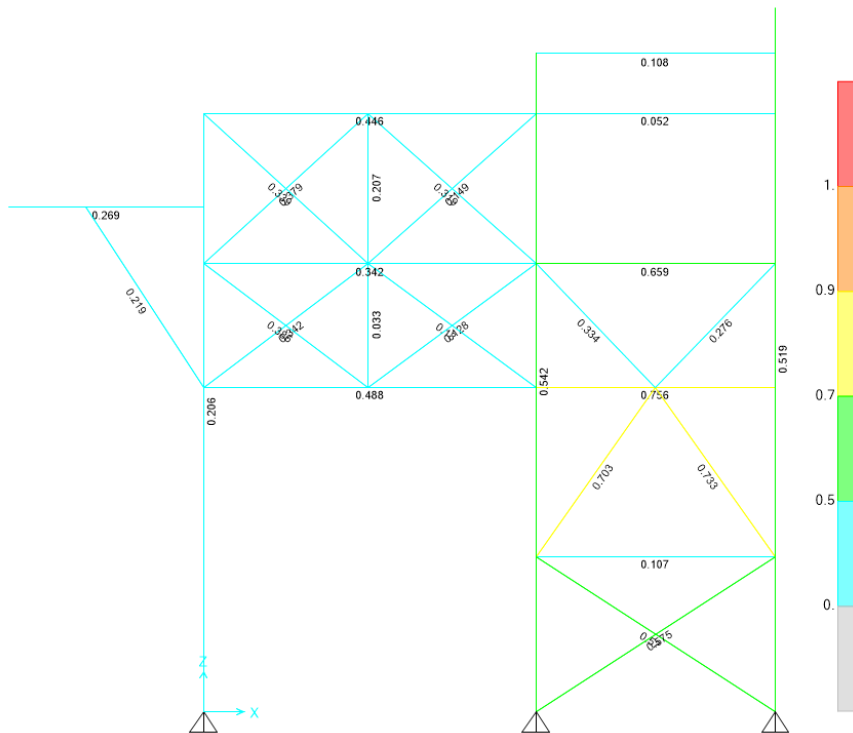


Figura B.31: Factores de utilización obtenidos para la elevación B.

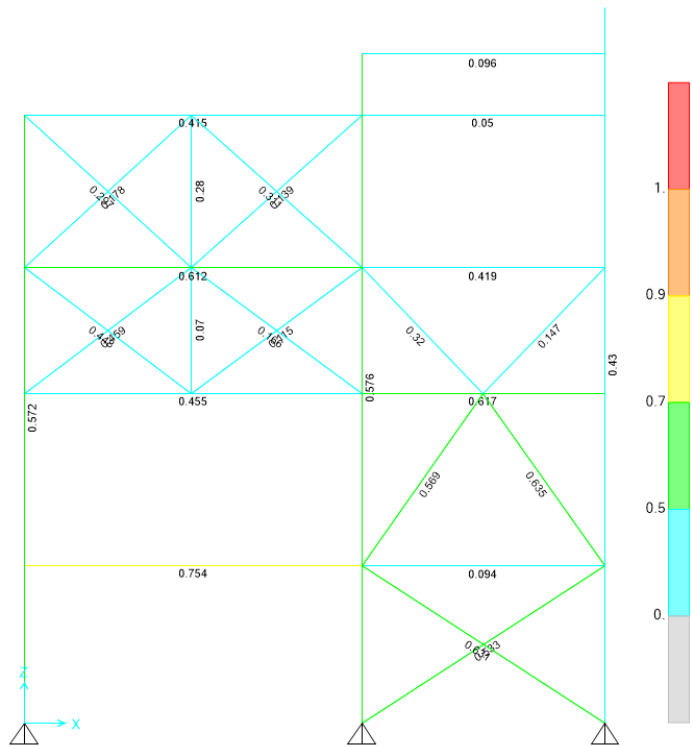


Figura B.32: Factores de utilización obtenidos para la elevación C.

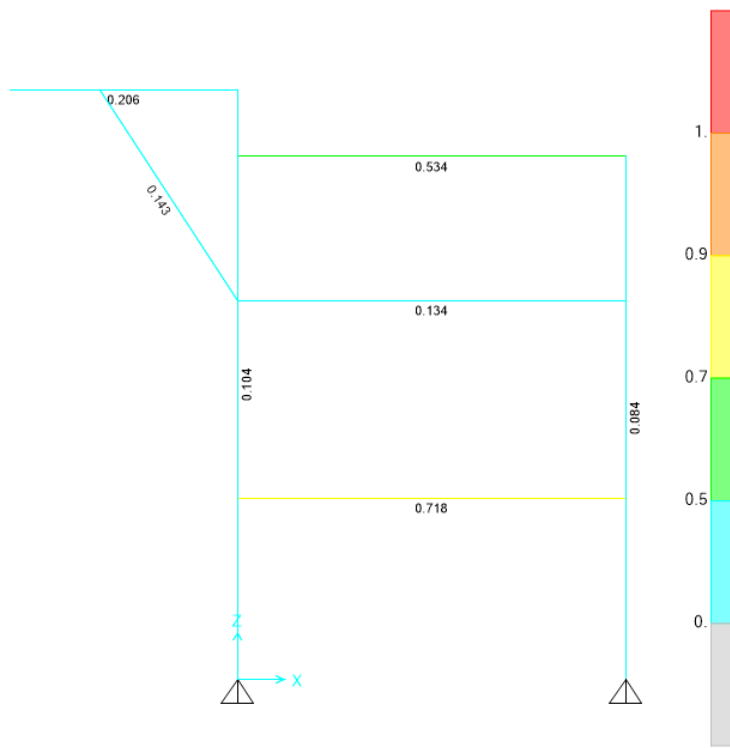


Figura B.33: Factores de utilización obtenidos para la elevación D.

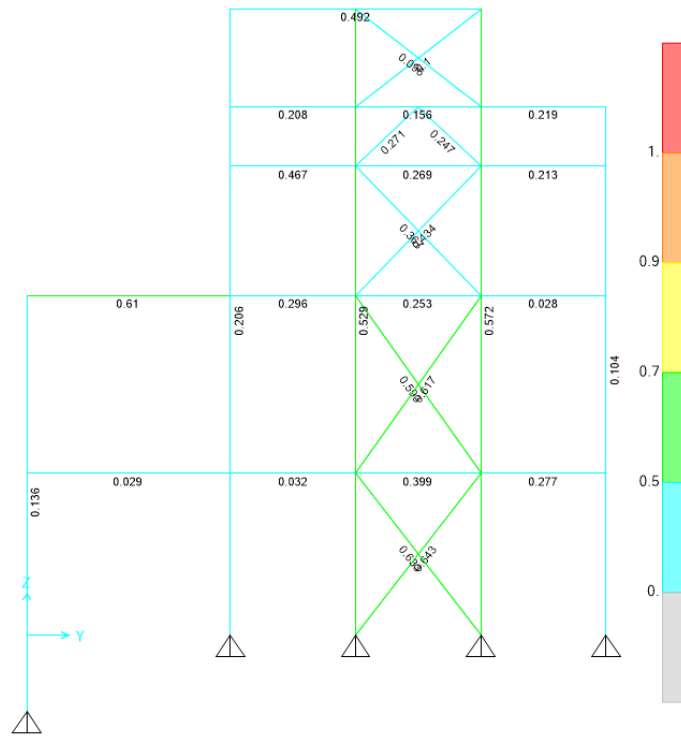


Figura B.34: Factores de utilización obtenidos para la elevación 1.

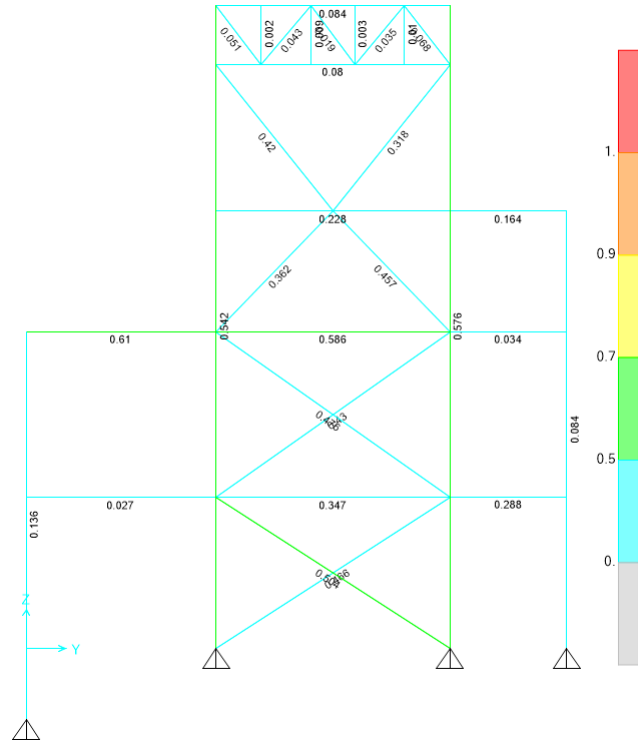


Figura B.35: Factores de utilización obtenidos para la elevación 2.

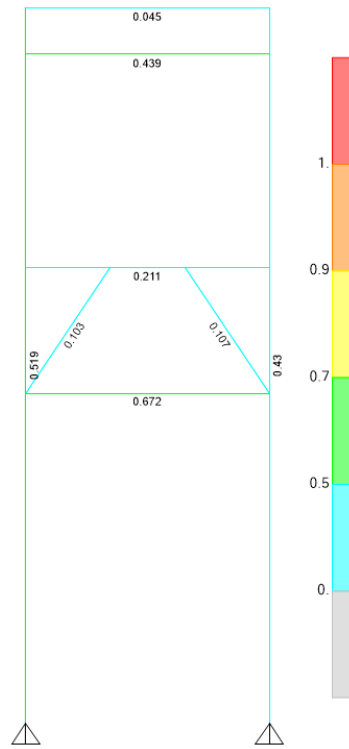


Figura B.36: Factores de utilización obtenidos para la elevación 3.

B.3. Disposición de Elementos No Lineales

La Figura B.37 muestra la distribución de los componentes no lineales modelados para la Estructura 2, tanto para la normativa vigente como para la propuesta.

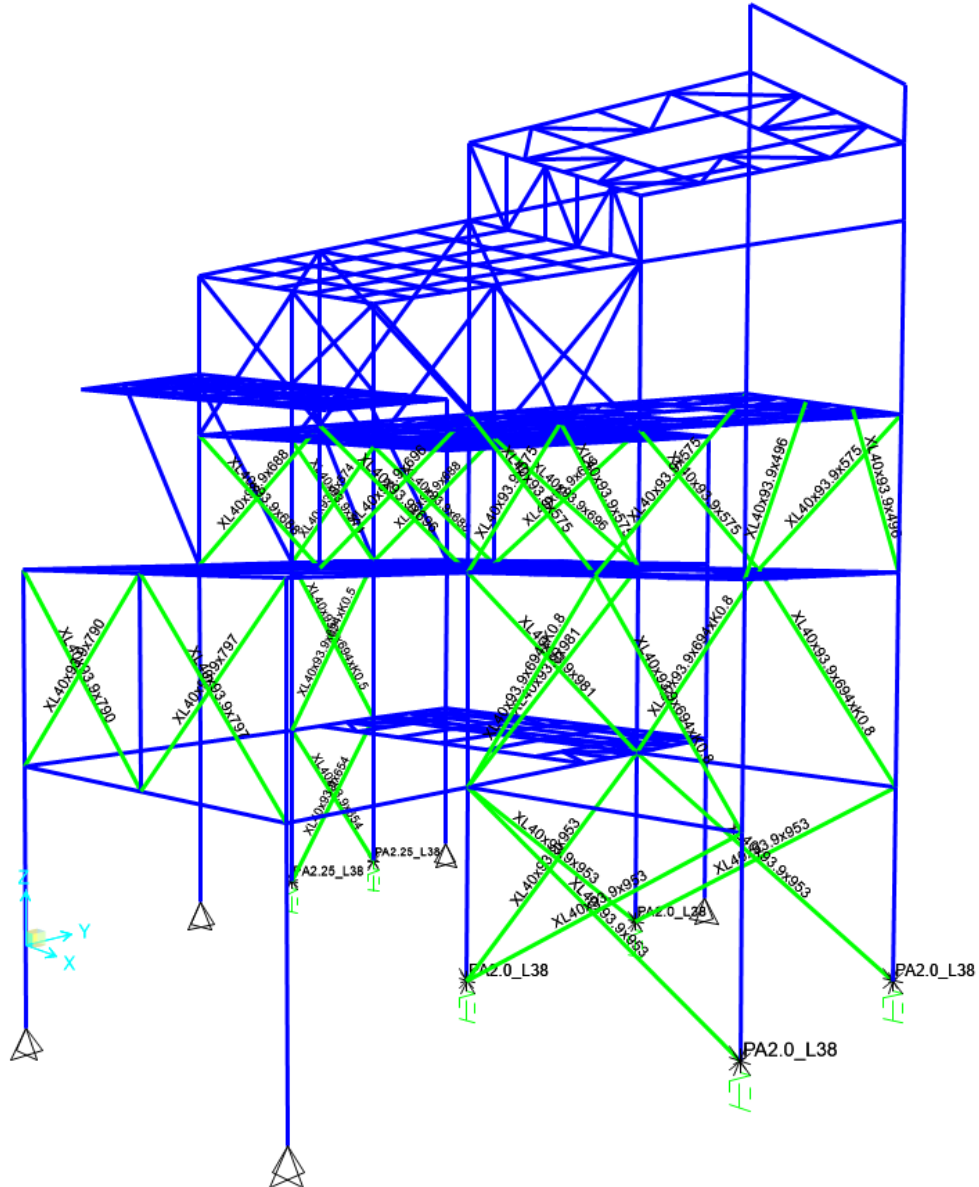


Figura B.37: Distribución de componentes no lineales de la Estructura 2.

Apéndice C: Secciones y Componentes no Lineales, Estructura 3

C.1. Cargas aplicadas sobre la estructura

Las Figuras C.1 a la C.5 detallan la distribución de las cargas de diseño de la estructura.

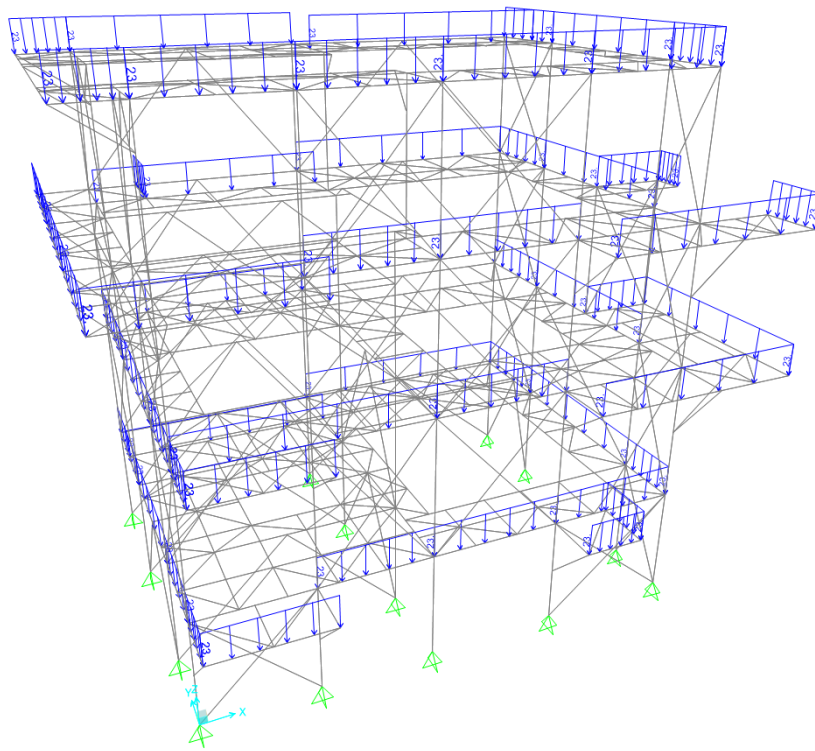


Figura C.1: Cargas permanentes de barandas (23 [kgf/m]).

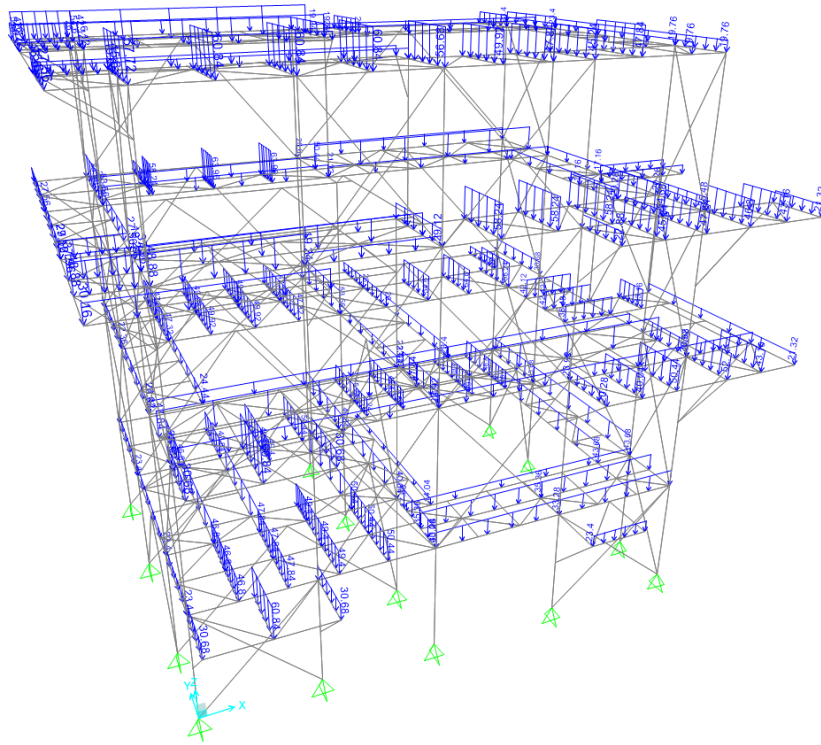


Figura C.2: Cargas permanentes de placas diamantadas de piso ($52 \text{ [kgf/m}^2\text{]}$).

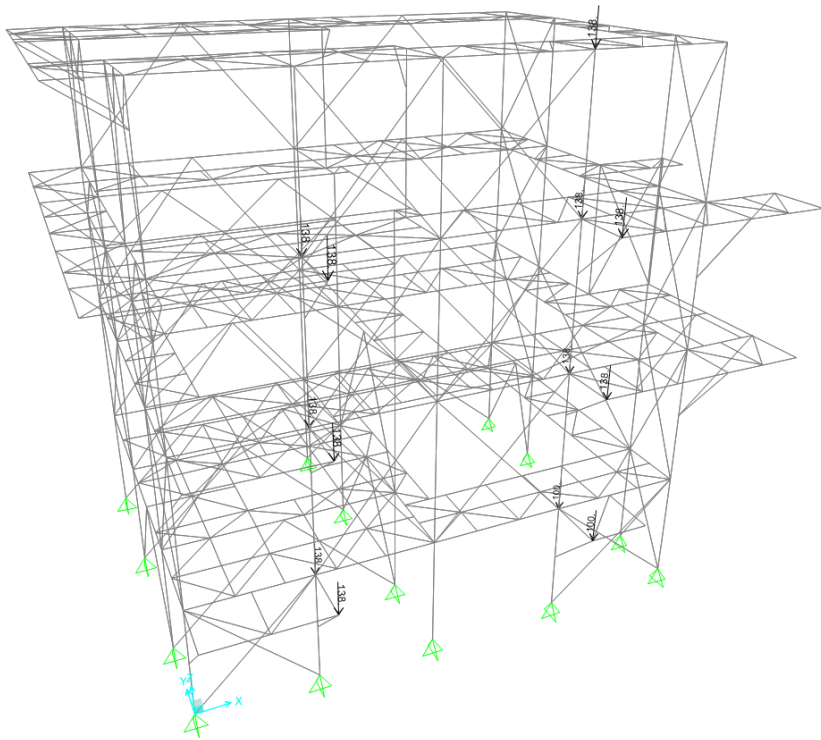


Figura C.3: Cargas permanentes de escaleras ($95 \text{ [kgf/m}^2\text{]}$).

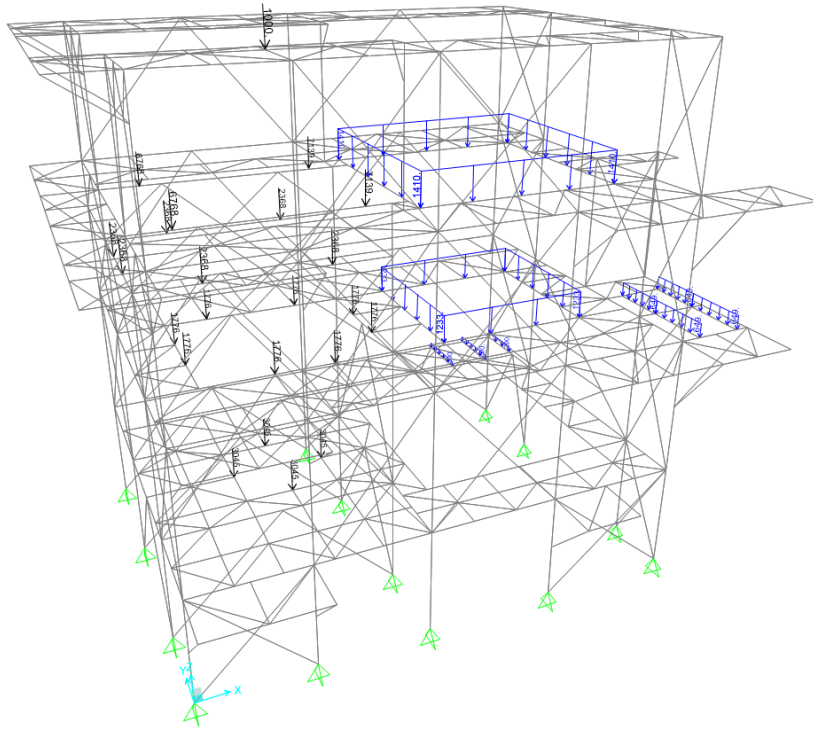


Figura C.4: Cargas de operación de equipos (Harnero, Chutes de descarga y alimentación, enfriadores y unidad hidráulica) [kgf,m].

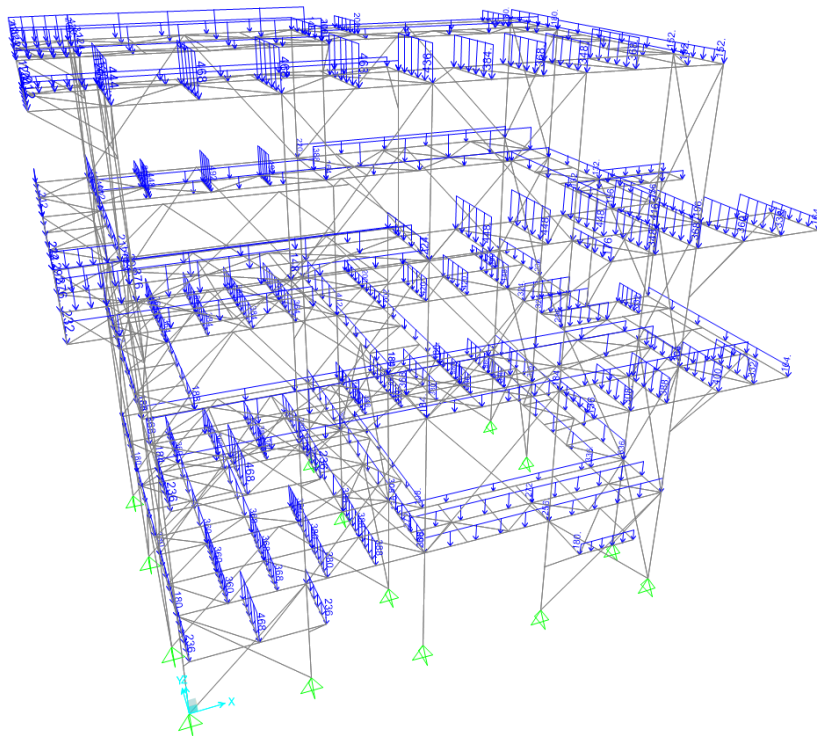


Figura C.5: Sobrecargas de uso (400 [kgf/m²]).

C.2. Secciones de la Estructura

C.2.1. Diseño bajo la normativa vigente

Esta sección presenta los factores de utilización obtenidos para el diseño de la Estructura 3 bajo la normativa vigente, detallados en las Figuras C.6 a la C.22.

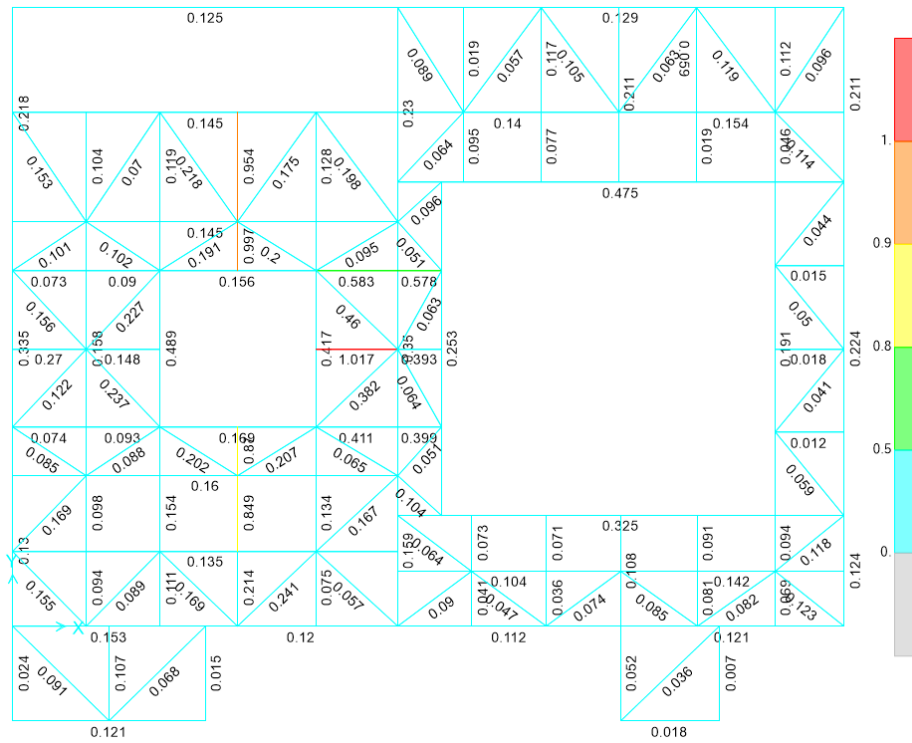


Figura C.6: Factores de utilización obtenidos para la planta al nivel +2.278 [m].

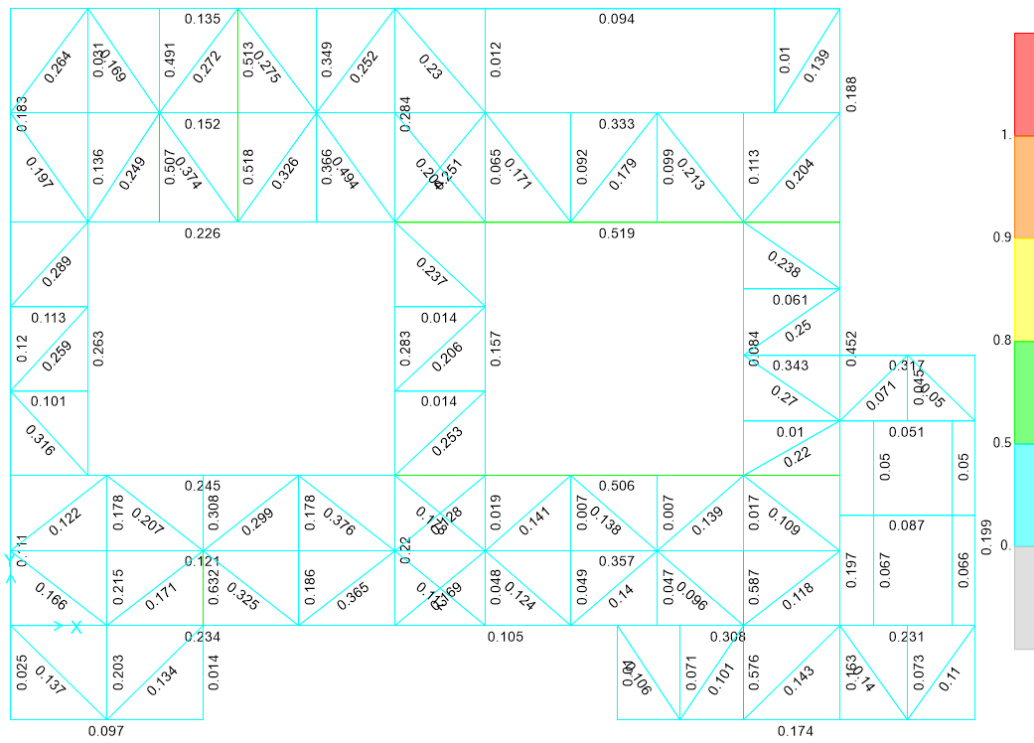


Figura C.7: Factores de utilización obtenidos para la planta al nivel +5.218 [m].

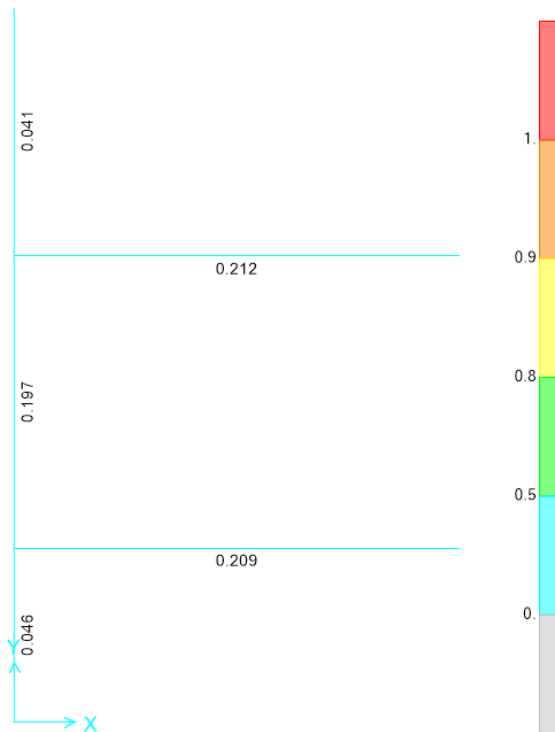


Figura C.8: Factores de utilización obtenidos para la planta al nivel +7.158 [m].

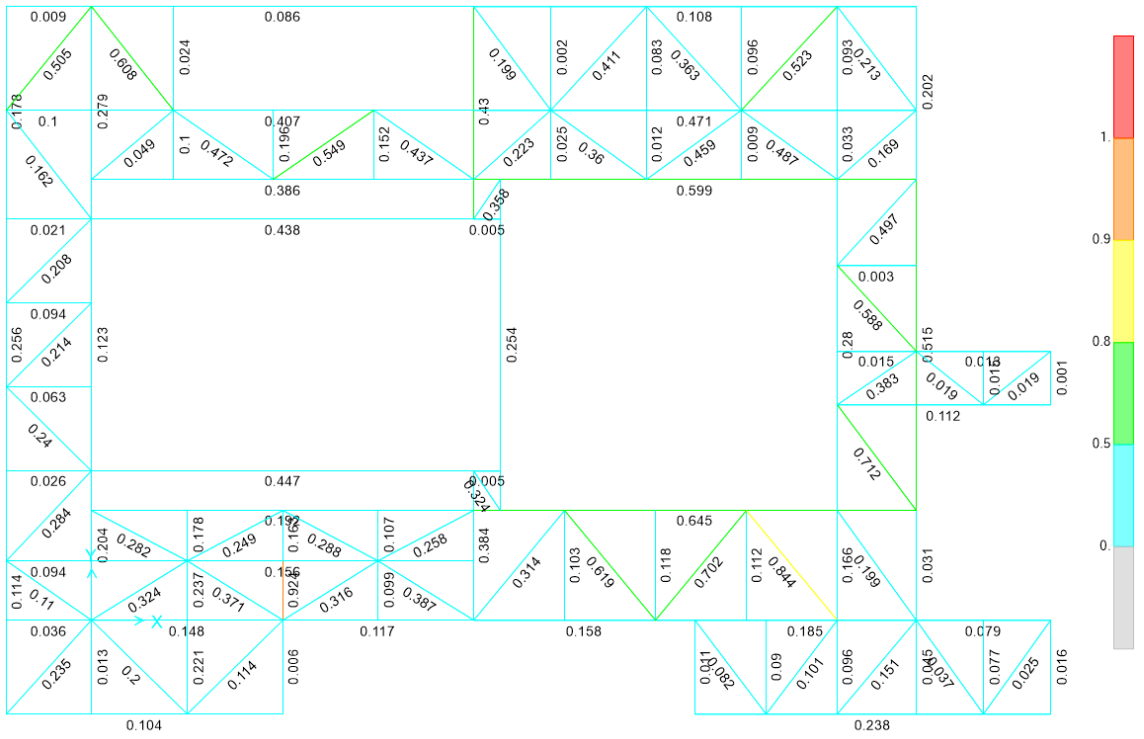


Figura C.9: Factores de utilización obtenidos para la planta al nivel +8.158 [m].

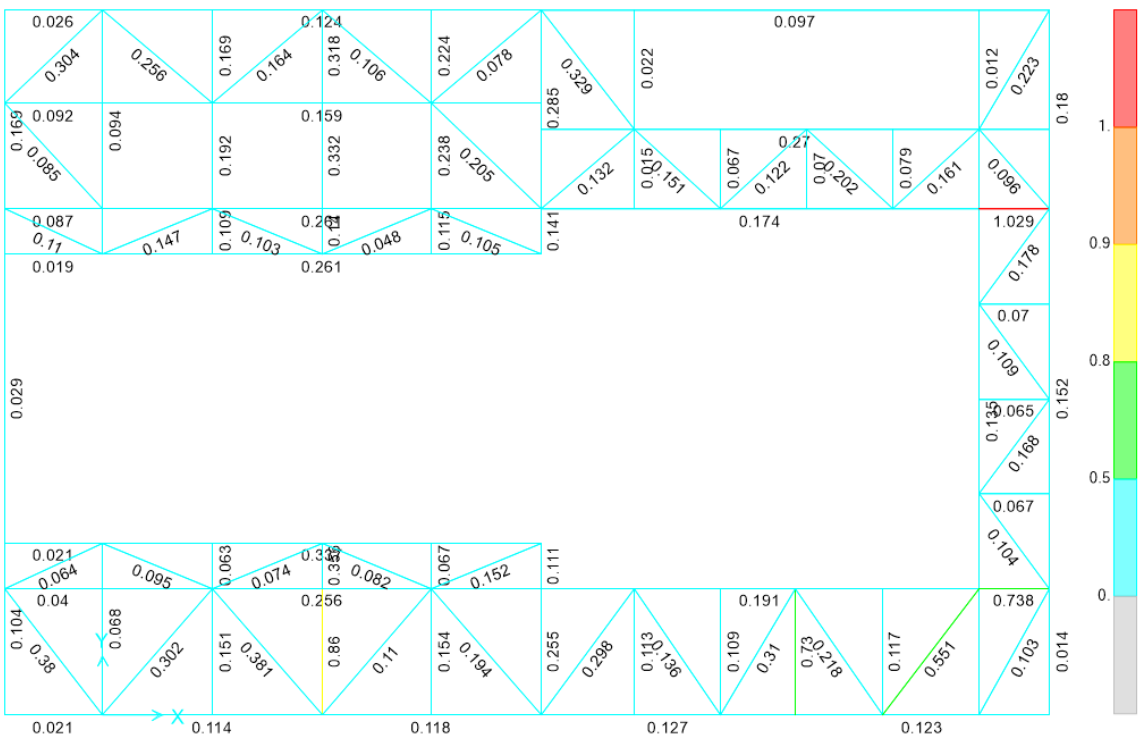


Figura C.10: Factores de utilización obtenidos para la planta al nivel +10.975 [m].

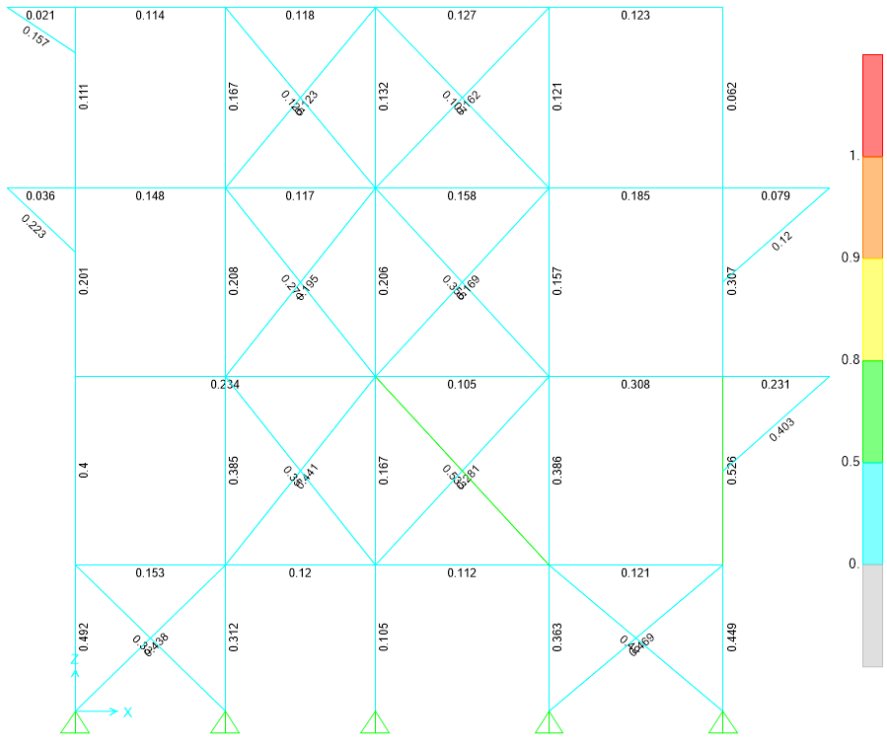


Figura C.11: Factores de utilización obtenidos para la elevación A.

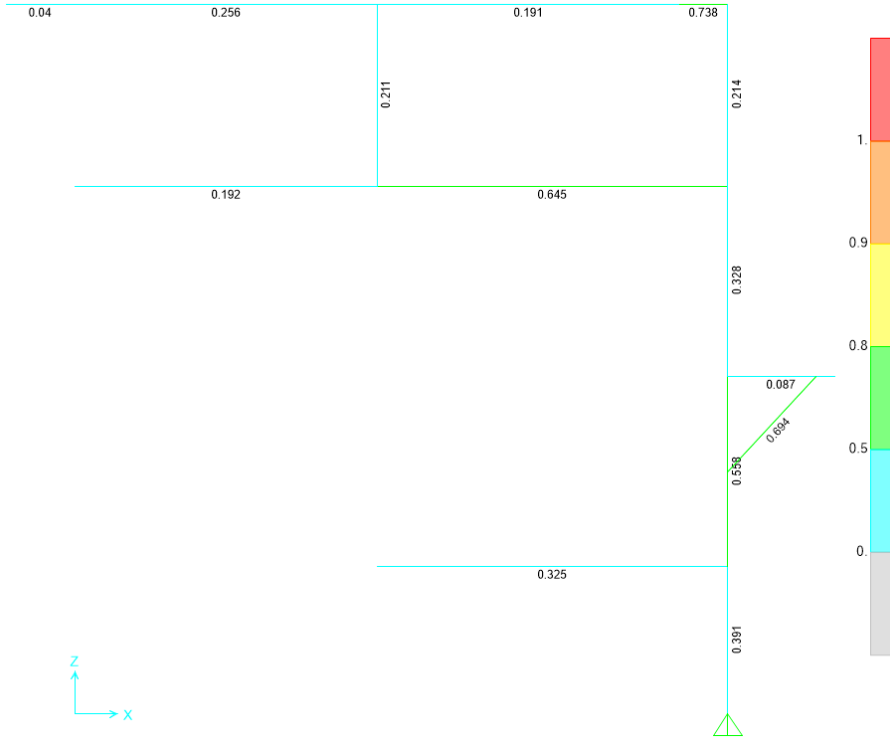


Figura C.12: Factores de utilización obtenidos para la elevación B.

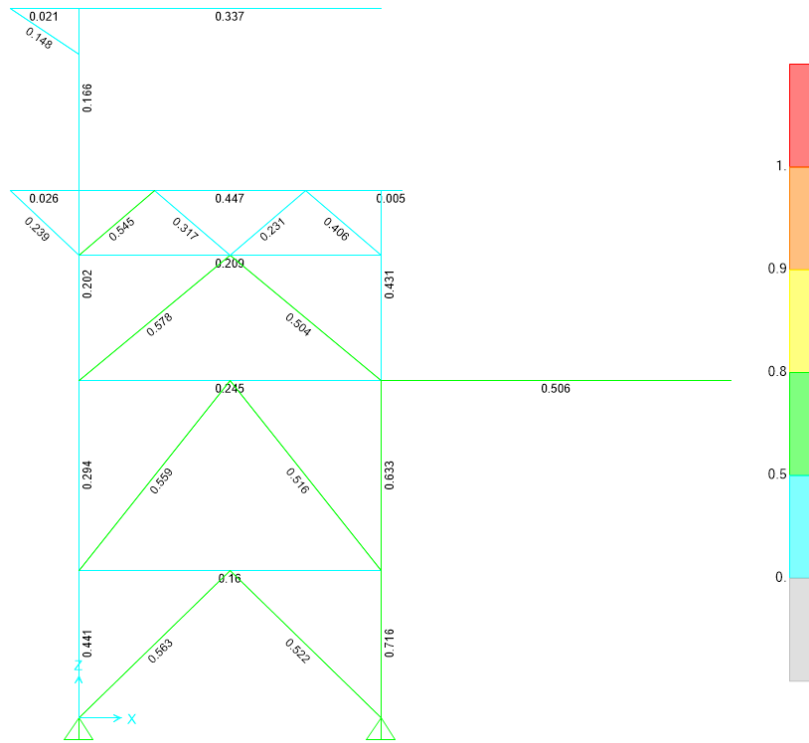


Figura C.13: Factores de utilización obtenidos para la elevación C.

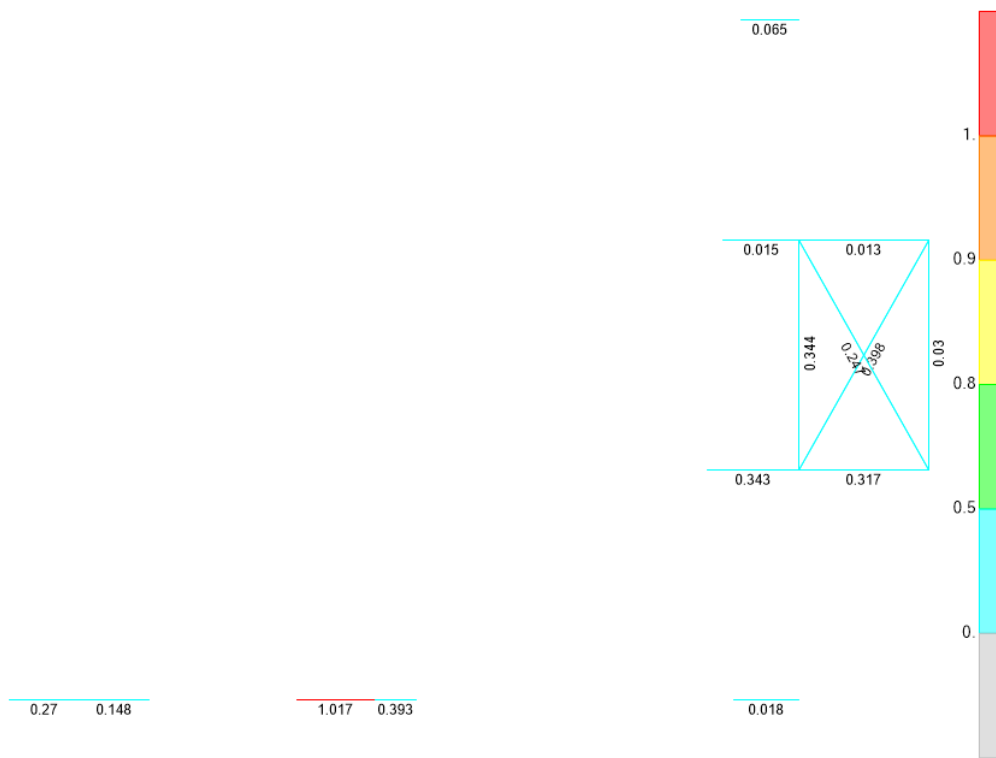


Figura C.14: Factores de utilización obtenidos para la elevación D.

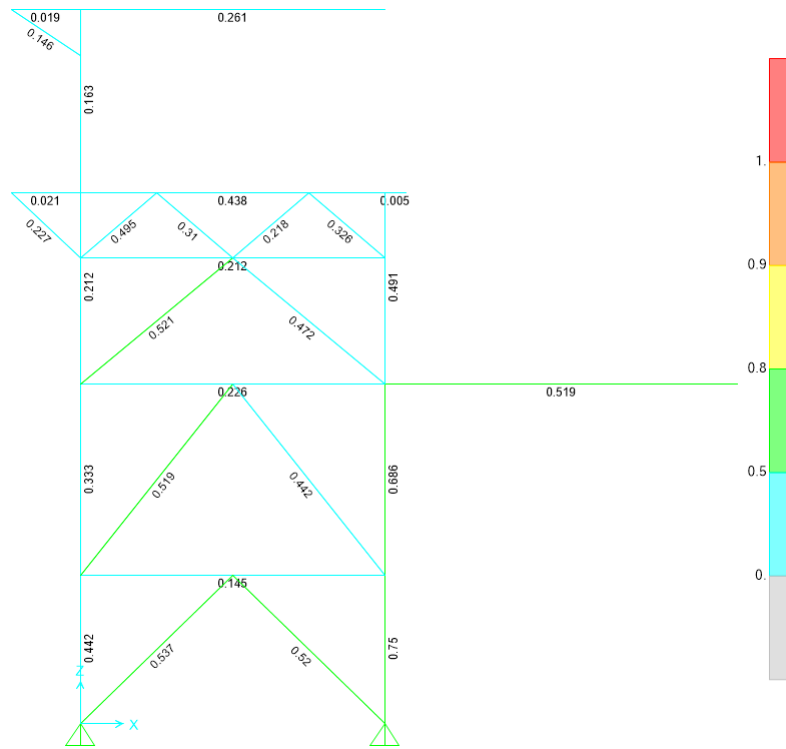


Figura C.15: Factores de utilización obtenidos para la elevación E.

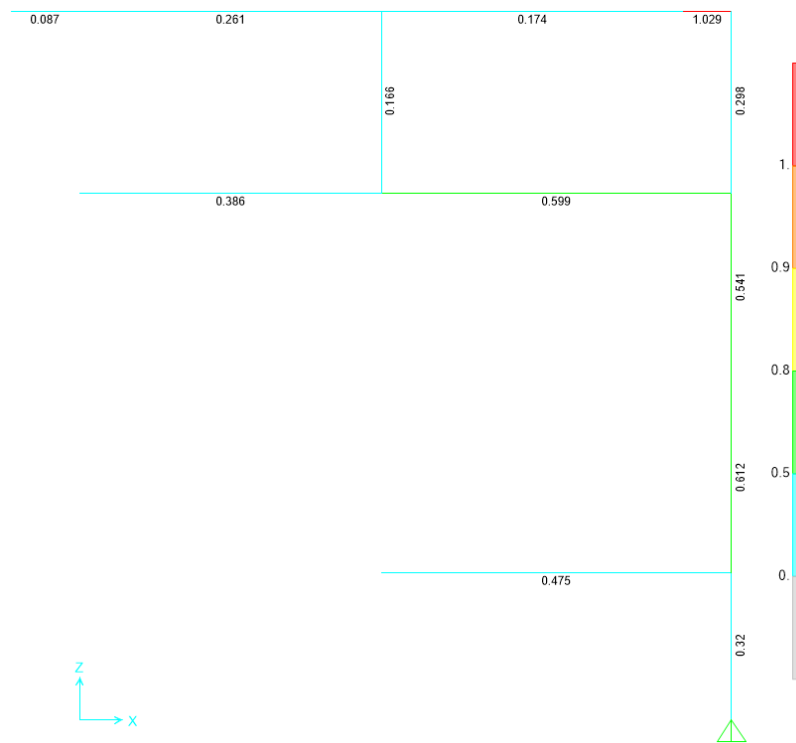


Figura C.16: Factores de utilización obtenidos para la elevación F.

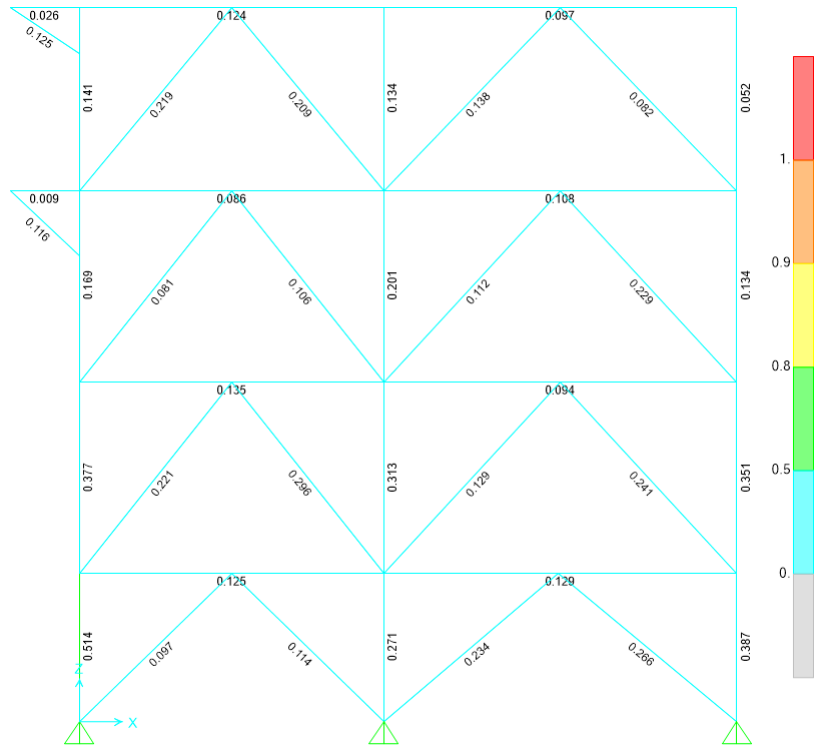


Figura C.17: Factores de utilización obtenidos para la elevación G.

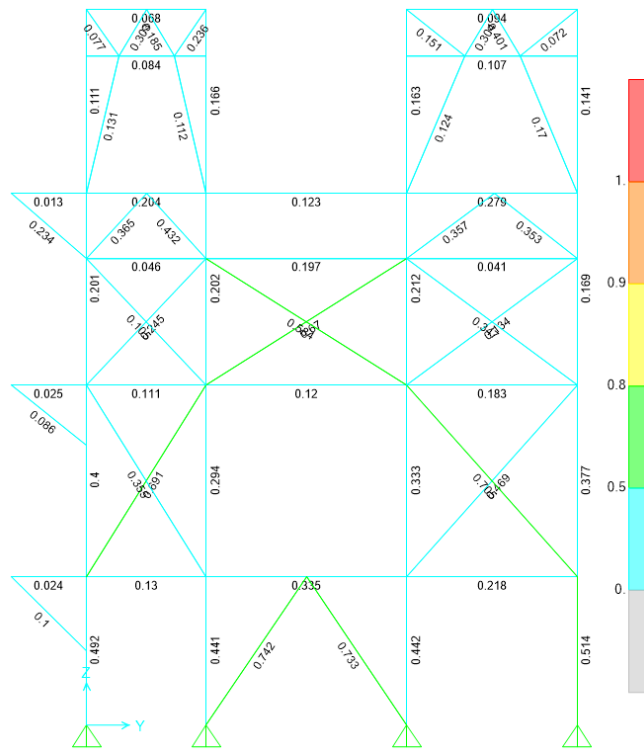


Figura C.18: Factores de utilización obtenidos para la elevación 1.

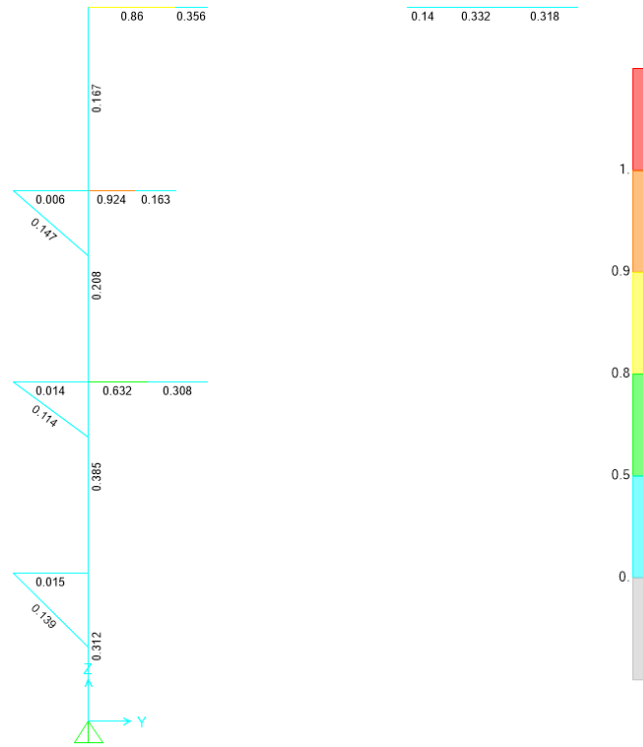


Figura C.19: Factores de utilización obtenidos para la elevación 2.

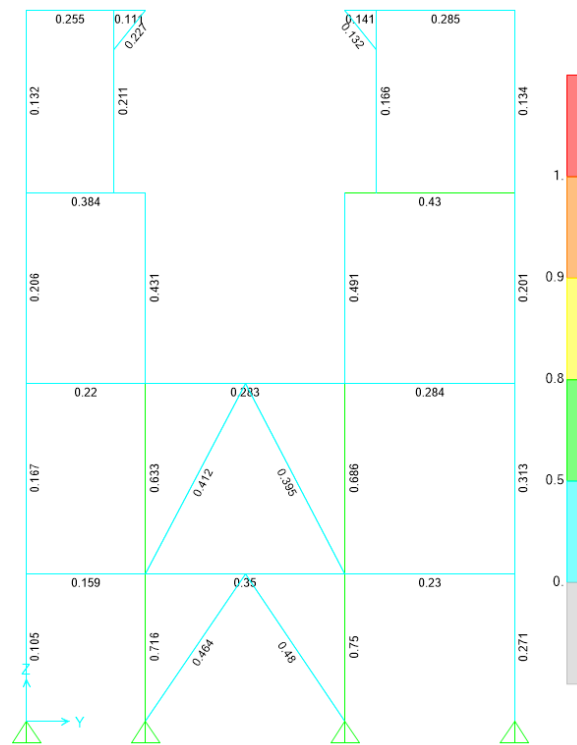


Figura C.20: Factores de utilización obtenidos para la elevación 3.

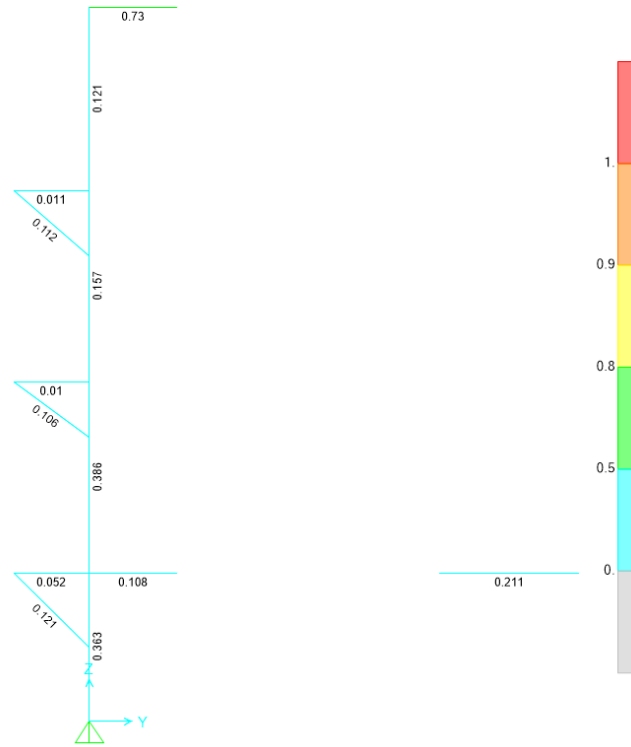


Figura C.21: Factores de utilización obtenidos para la elevación 4.

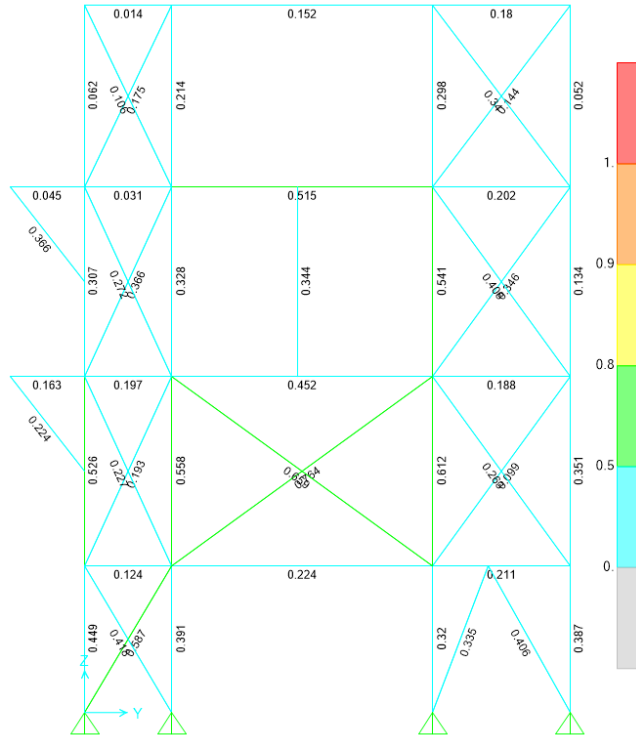


Figura C.22: Factores de utilización obtenidos para la elevación 5.

C.2.2. Diseño considerando las modificaciones propuestas

Esta sección presenta los factores de utilización obtenidos para el diseño de la Estructura 3 bajo la normativa propuesta, detallados en las Figuras C.23 a la C.39.

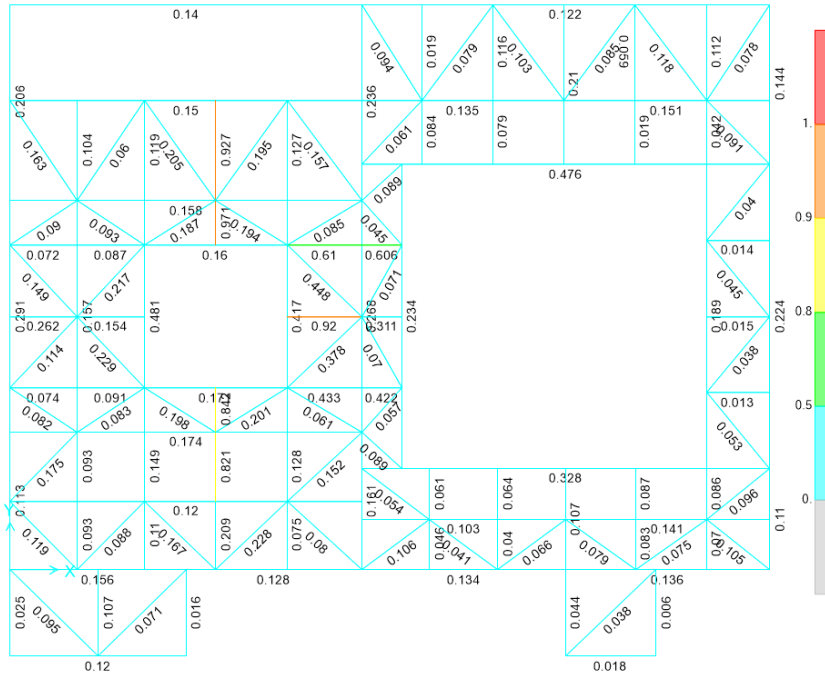


Figura C.23: Factores de utilización obtenidos para la planta al nivel +2.278 [m].

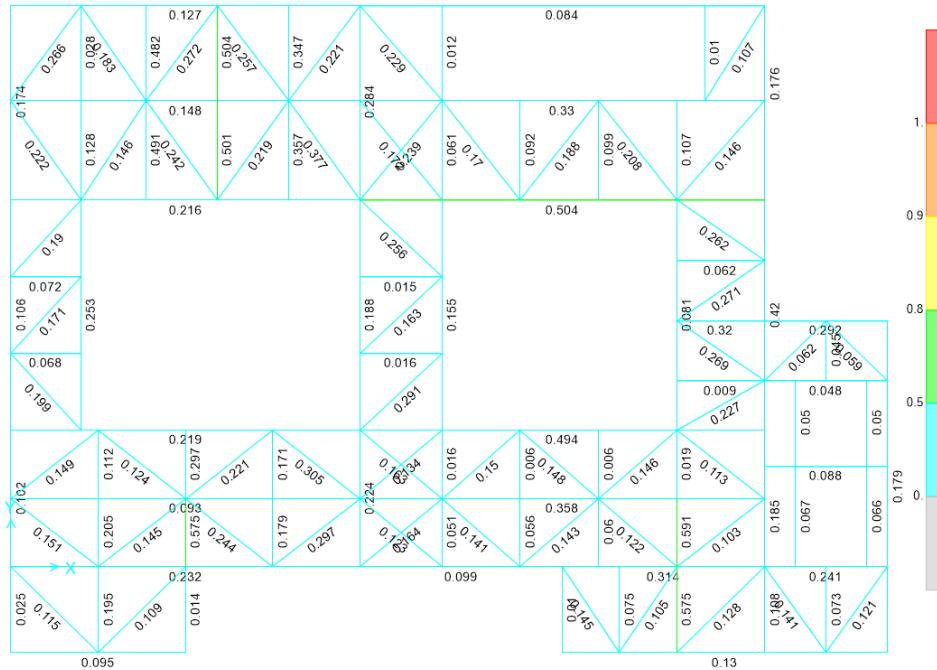


Figura C.24: Factores de utilización obtenidos para la planta al nivel +5.218 [m].

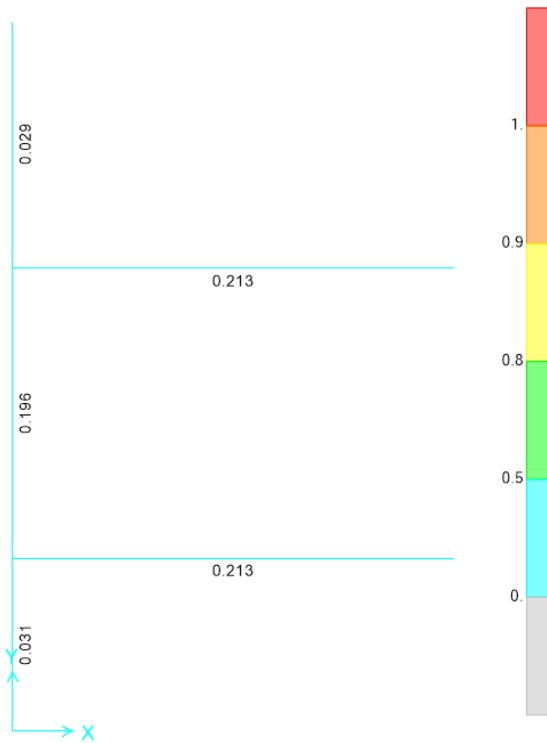


Figura C.25: Factores de utilización obtenidos para la planta al nivel +7.158 [m].

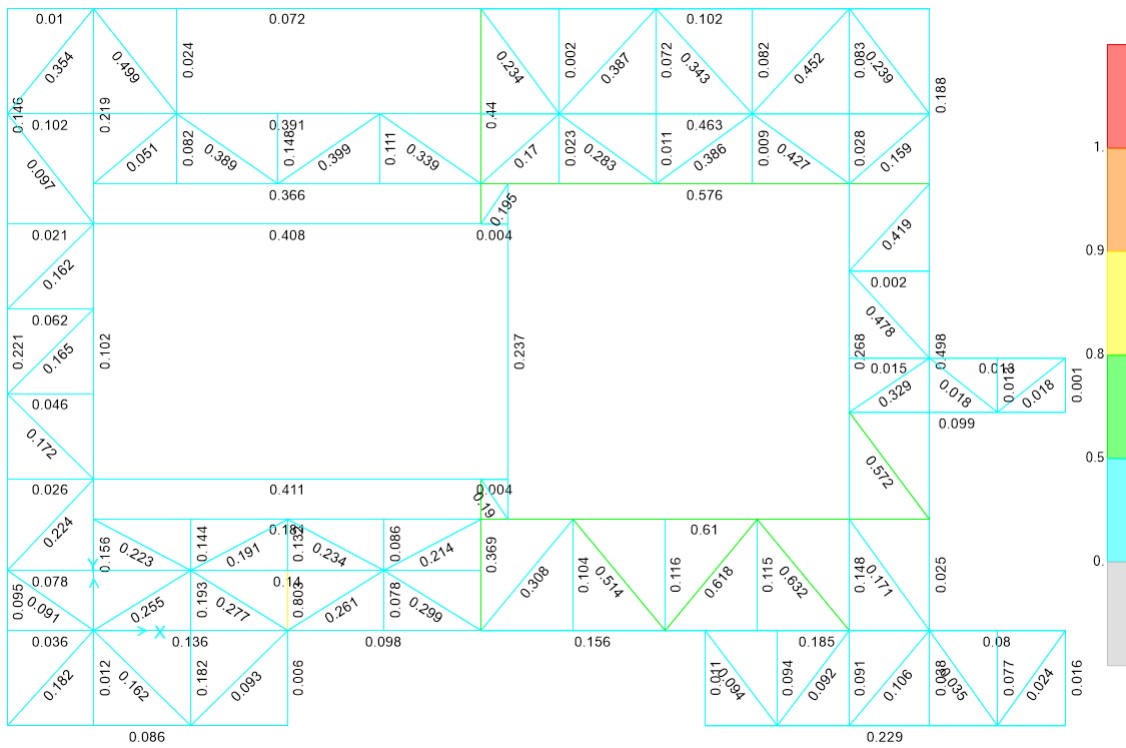


Figura C.26: Factores de utilización obtenidos para la planta al nivel +8.158 [m].

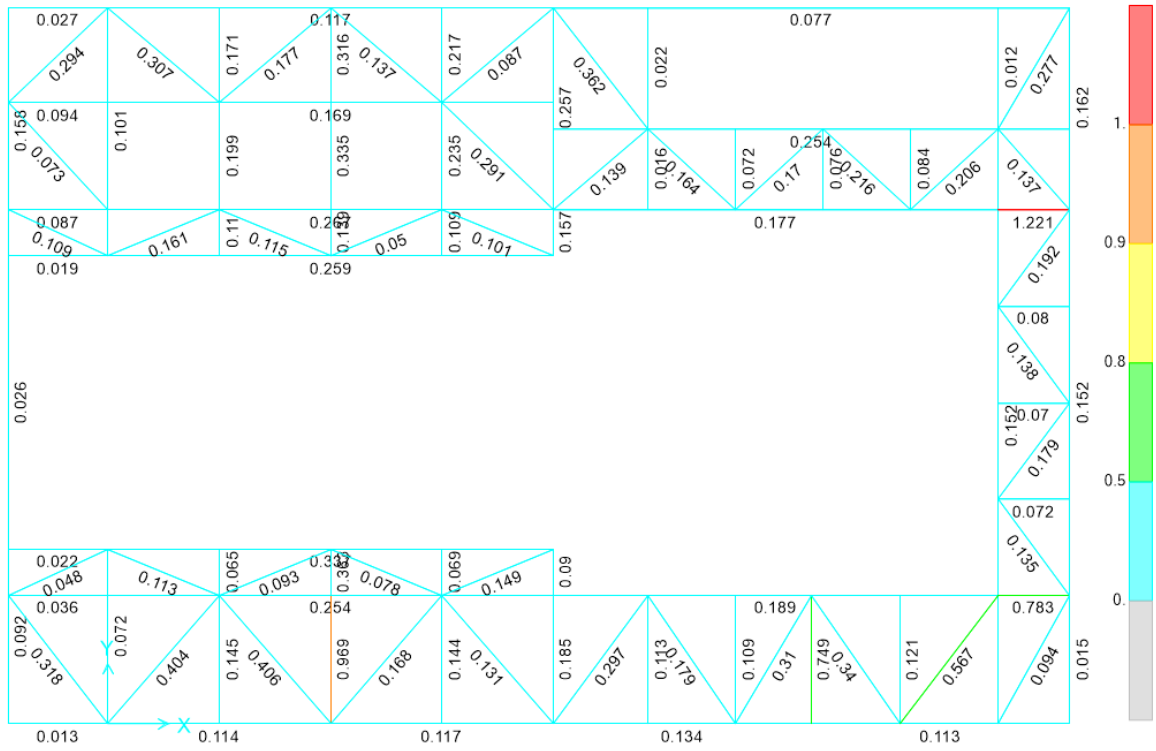


Figura C.27: Factores de utilización obtenidos para la planta al nivel +10.975 [m].

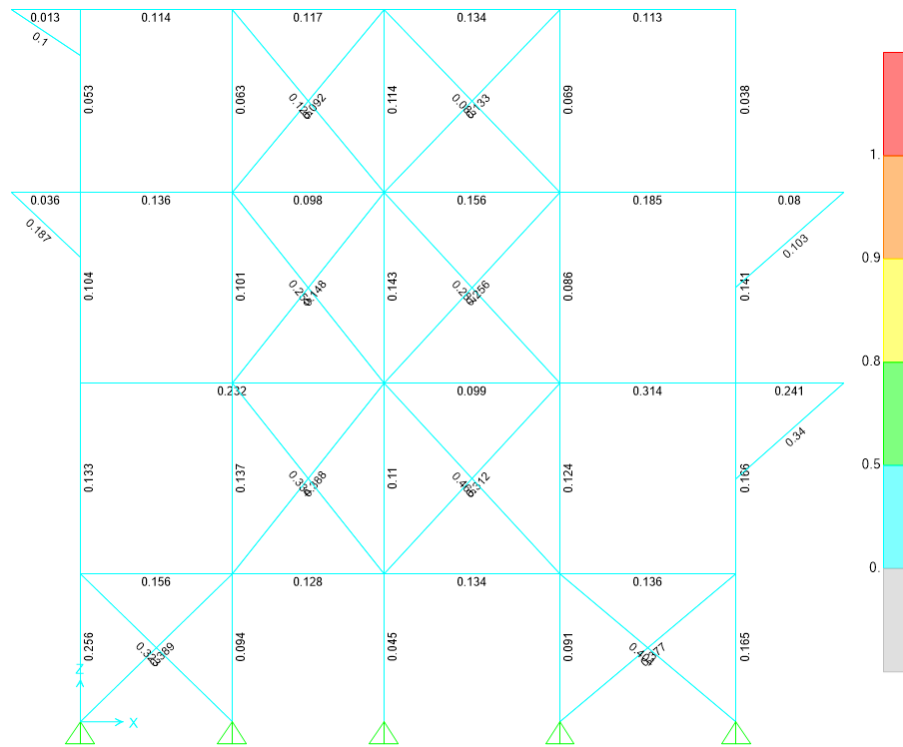


Figura C.28: Factores de utilización obtenidos para la elevación A.

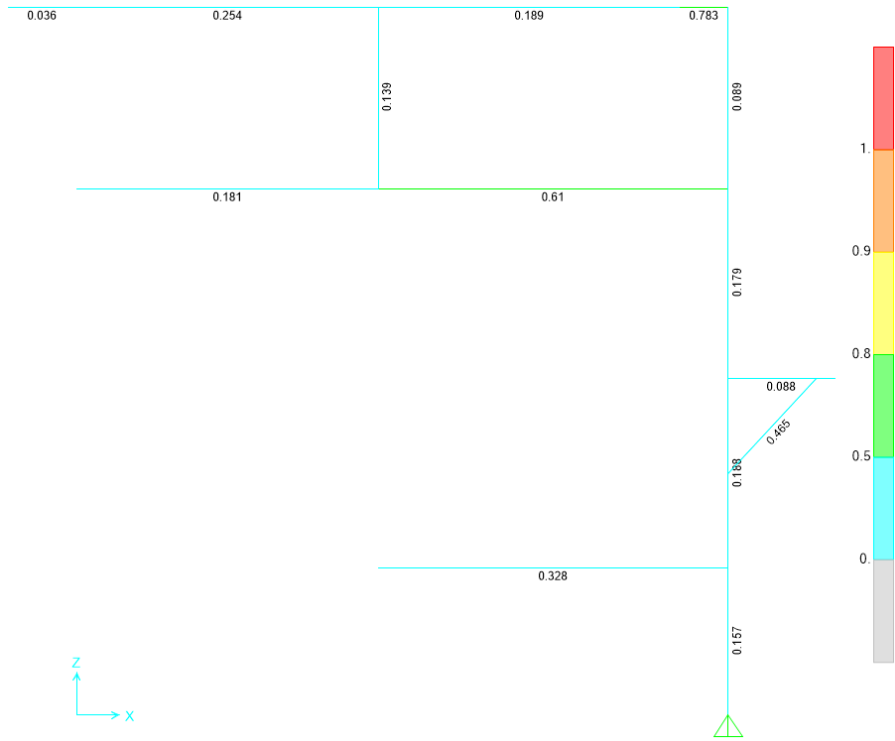


Figura C.29: Factores de utilización obtenidos para la elevación B.

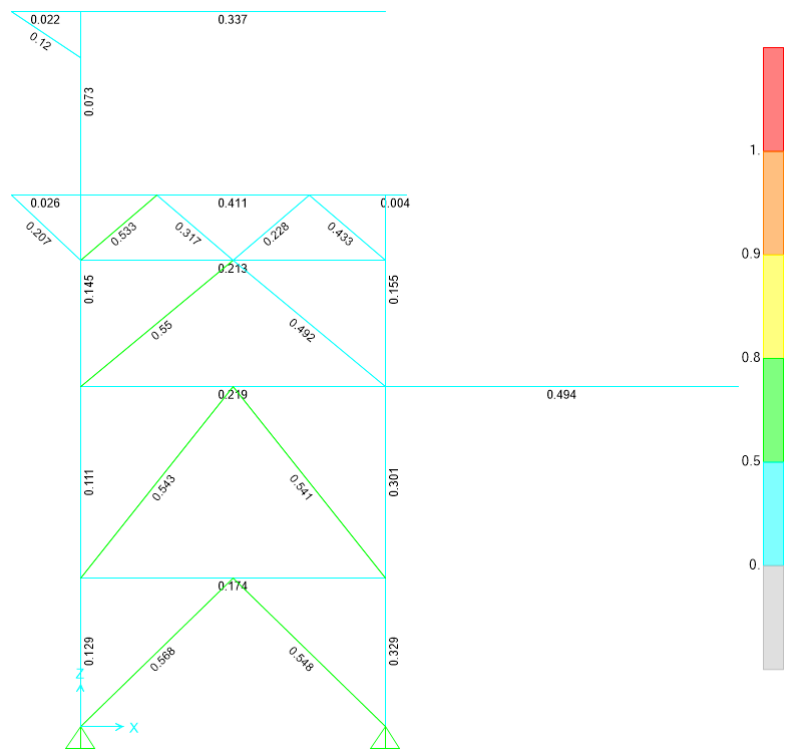


Figura C.30: Factores de utilización obtenidos para la elevación C.

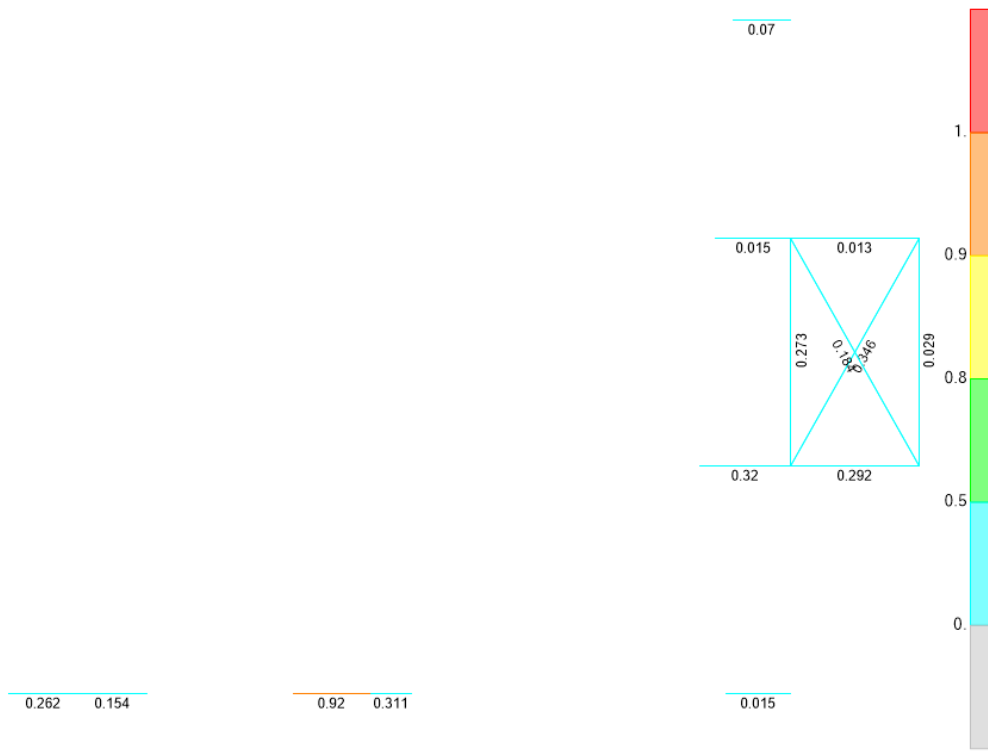


Figura C.31: Factores de utilización obtenidos para la elevación D.

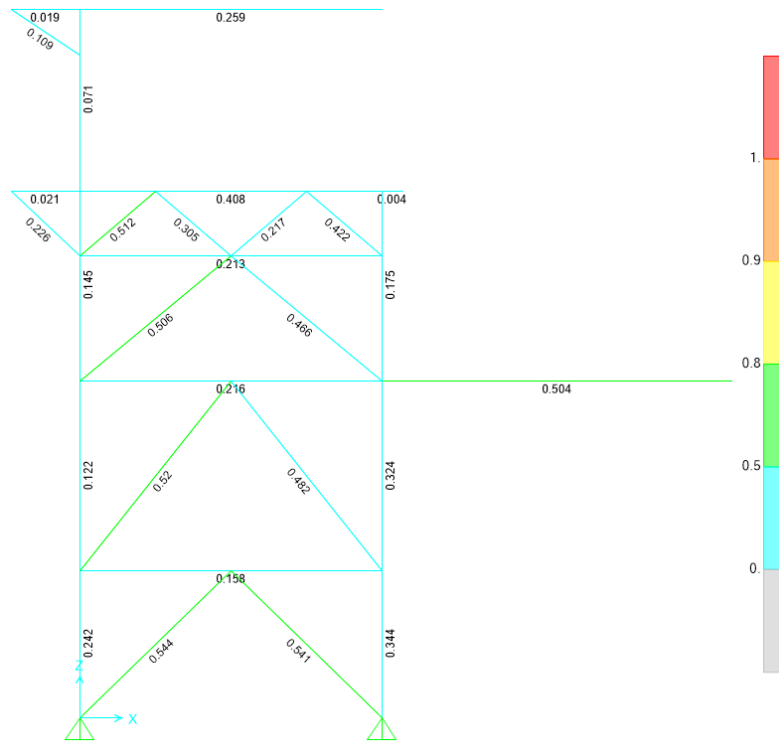


Figura C.32: Factores de utilización obtenidos para la elevación E.

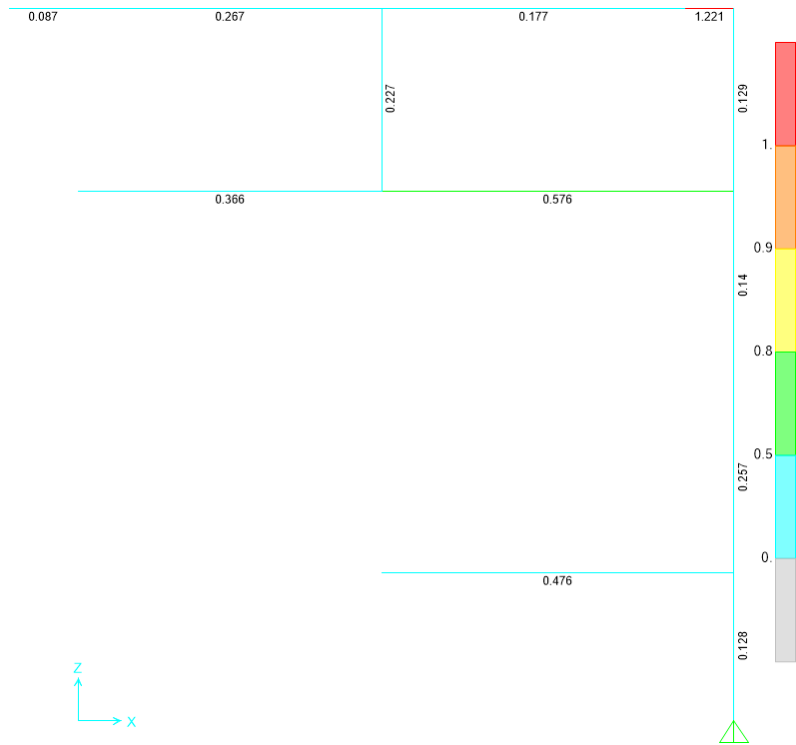


Figura C.33: Factores de utilización obtenidos para la elevación F.

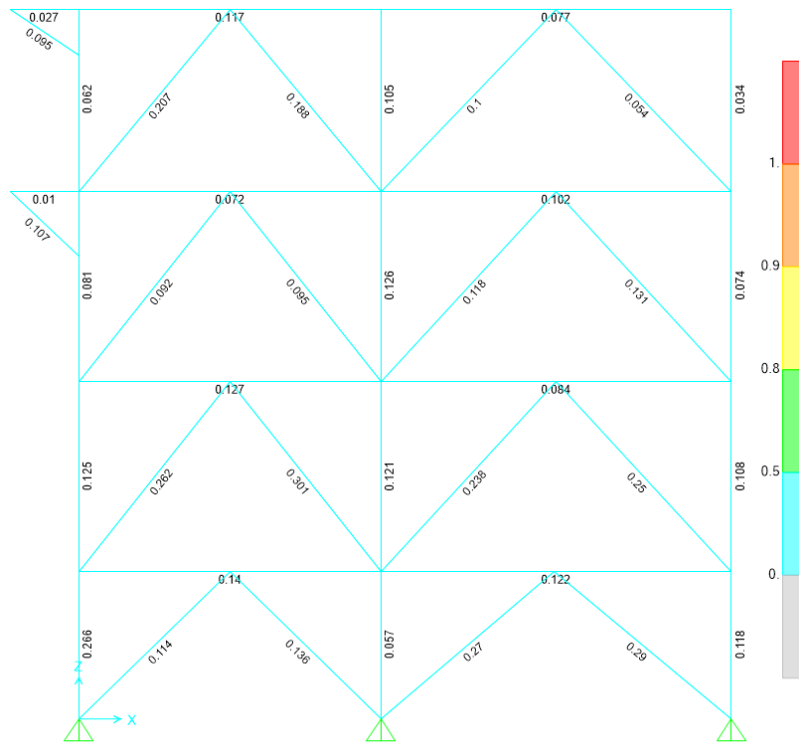


Figura C.34: Factores de utilización obtenidos para la elevación G.

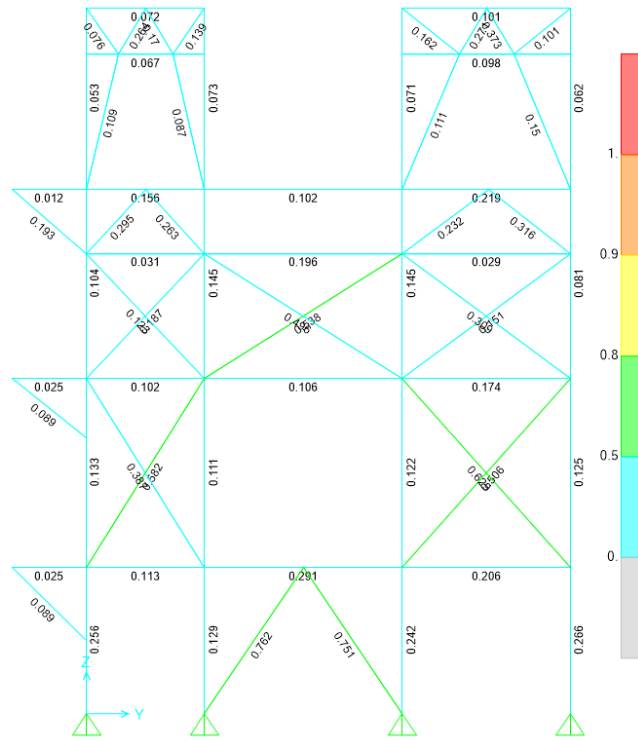


Figura C.35: Factores de utilización obtenidos para la elevación 1.

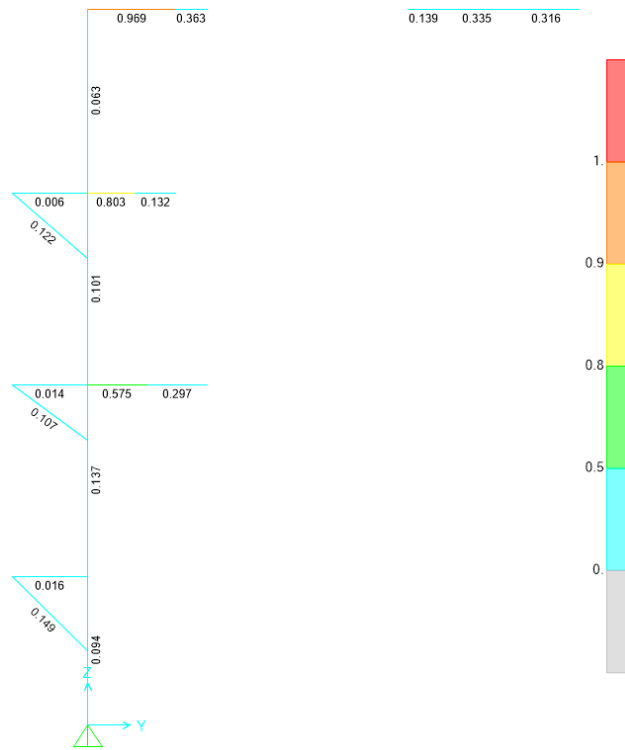


Figura C.36: Factores de utilización obtenidos para la elevación 2.

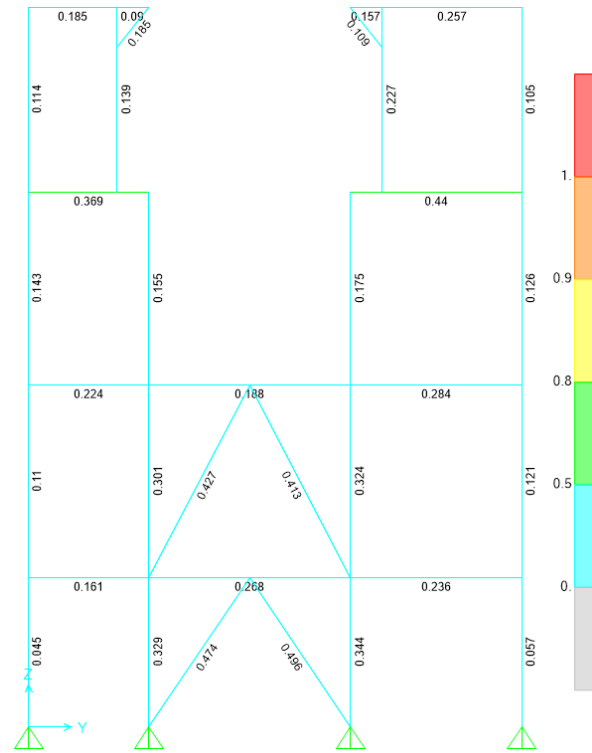


Figura C.37: Factores de utilización obtenidos para la elevación 3.

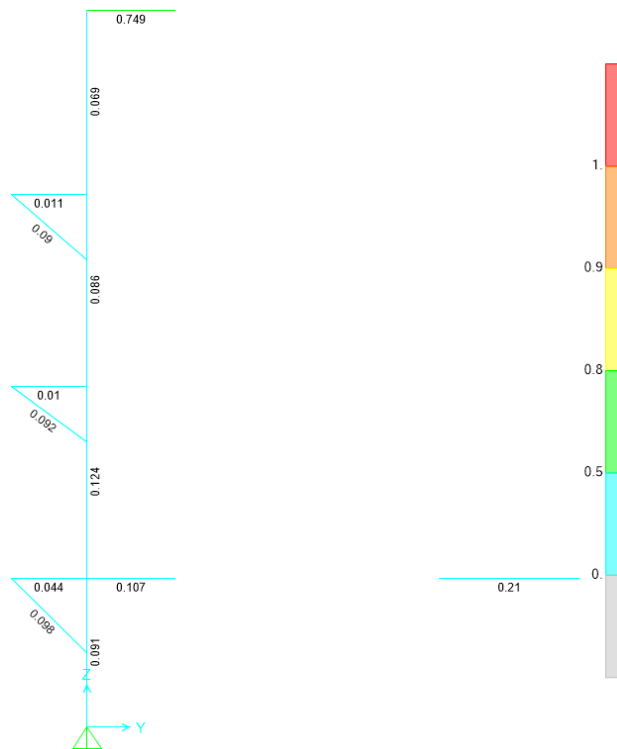


Figura C.38: Factores de utilización obtenidos para la elevación 4.

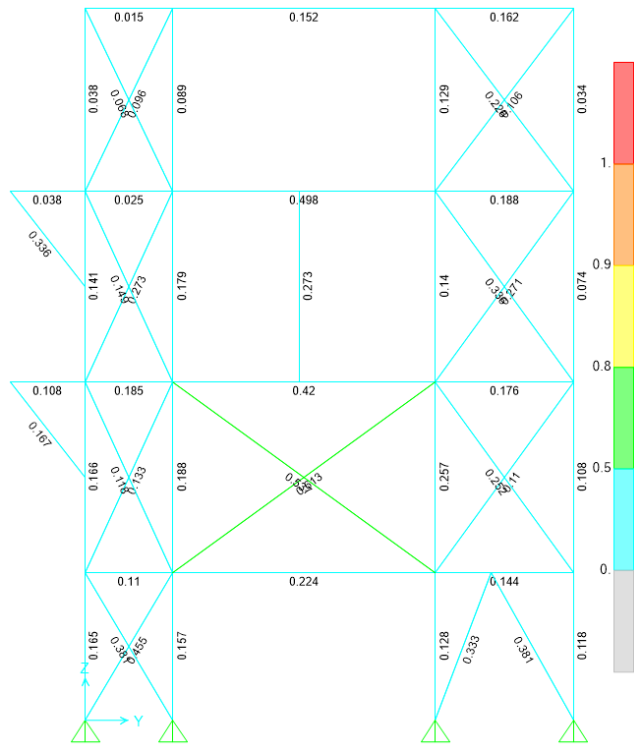


Figura C.39: Factores de utilización obtenidos para la elevación 5.

C.3. Disposición de Elementos No Lineales

La Figura C.40 muestra la distribución de los componentes no lineales modelados para la Estructura 3, tanto para la normativa vigente como para la propuesta.

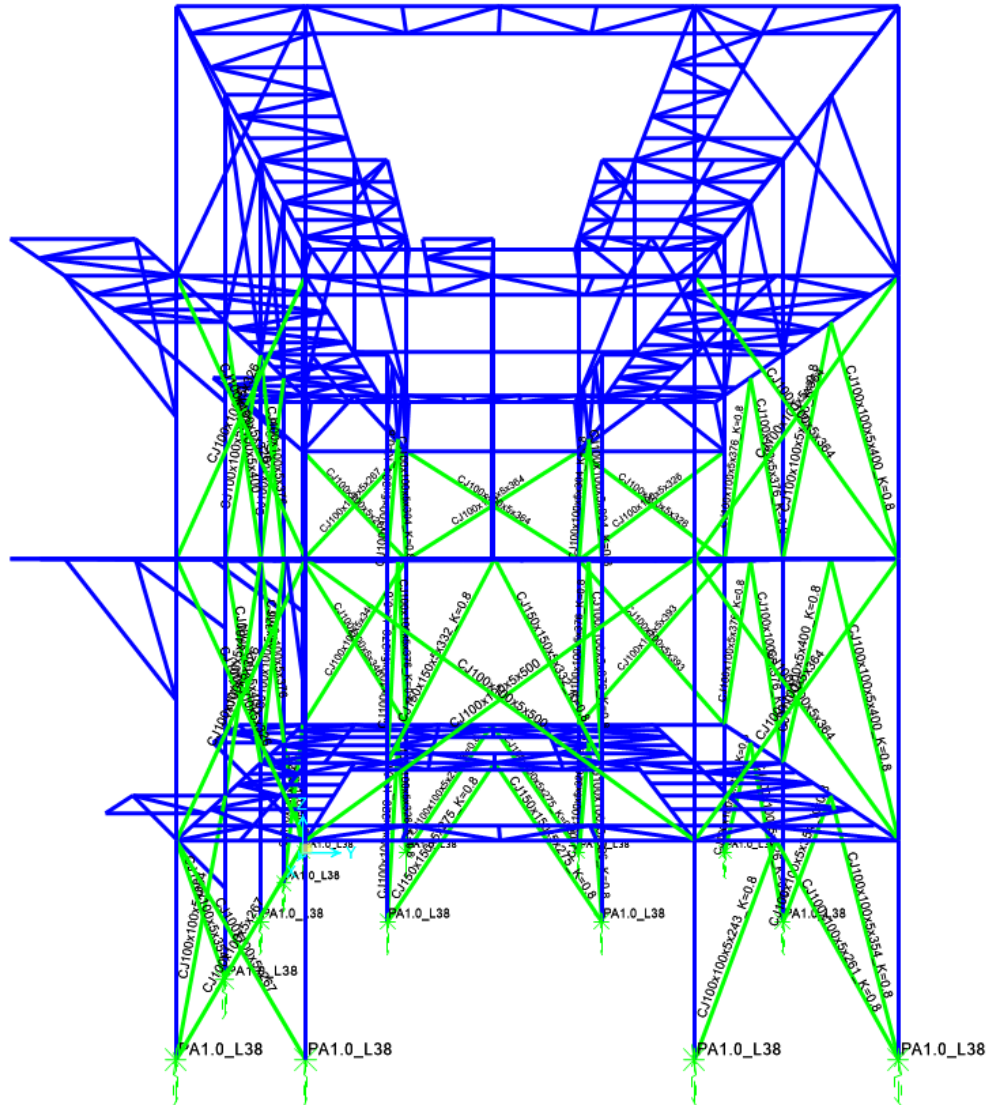


Figura C.40: Distribución de componentes no lineales de la Estructura 3.