



UNIVERSIDAD DE CONCEPCIÓN
FACULTAD DE INGENIERIA
DEPARTAMENTO DE INGENIERIA CIVIL



**EVALUACIÓN DESEMPEÑO SISMICO DE EDIFICIO DE REMOLIENDA DISEÑADO
SEGÚN NORMA NCH2369 2023**

POR

Brian Alonso Valencia Aravena

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

Profesor Guía
Rodrigo Silva Muñoz.

Profesional Supervisor
Víctor Aguilar Vidal.

Marzo 2024
Concepción (Chile)

© 2024 Brian Alonso Valencia Aravena

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

DEDICATORIA

Este trabajo se lo dedico a mi familia, en especial a mis padres que siempre me entregaron su apoyo y cariño incondicional, a mis hermanos por estar ahí siempre y ayudarme en lo que podían, a mi sobrina por siempre recibirme con un abrazo y a mi perrito por siempre recibirme con cariño cada vez que llegaba a la casa.

Al Zorrito, Pancho y Parrita por las conversaciones y risas en clases todos estos años, además de las juntas y asados que siempre alegraban mis días.

A mis amigos por las noches de videojuegos que me mantuvieron cuerdo durante los años de pandemia y que siempre lograban sacarme una risa.

Por último, a mi novia Darlyn por estar siempre conmigo, dándome ánimos y cariño cada vez que las cosas se ponían difíciles o cuando me estancaba y no sabía cómo seguir.

AGRADECIMIENTOS

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

Al profesor Rodrigo Silva por el apoyo y por siempre responder las dudas a lo largo de todo el proceso de realización de este trabajo, además de la buena disposición a compartir su experiencia y conocimiento del tema. Su ayuda fue fundamental el desarrollo de este texto.

Al profesor Miguel Medalla y Cristian Urzua por aportar con sus conocimientos y material de estudio para llevar a cabo esta memoria.

Por último, un agradecimiento especial a todos los profesores que estuvieron durante estos 6 años de formación, compartiendo sus conocimientos, experiencia e historias siempre con el fin de enriquecer mi aprendizaje y contribuir a mi desarrollo académico. Sus enseñanzas han sido invaluable durante este camino y que me servirán posteriormente en mi etapa profesional.

RESUMEN

Chile ha experimentado terremotos de diversa magnitud a lo largo de su historia, convirtiéndose en una parte inherente de la realidad nacional y quedando totalmente arraigados en la memoria colectiva del pueblo chileno. Dada la necesidad de tener estructuras lo suficientemente resistentes que cumplan con las necesidades de la industria nacional nace la normativa NCh2369 “Diseño sísmico de estructuras e instalaciones industriales” oficializada en el año 2003 cuya filosofía es entregar sobrerresistencia y ductilidad moderada a las estructuras para cumplir con los objetivos continuidad de operación y protección de vida en la industria. Esta normativa fue puesta a prueba con el terremoto del Maule 2010 en donde se evidenciaron daños en las estructuras. Estos eventos combinados con los cambios en las necesidades del país y los avances en el conocimiento y herramientas de análisis impulsaron la actualización de la normativa NCh2369 a la versión 2023. En esta actualización se reemplaza el espectro de Blume por espectros que vienen de una estimación formal de amenaza sísmica. Además, se definen límites de esbeltez local más estrictos y se otorga mayor sobrerresistencia a elementos estructurales que no estén pensados como fusibles sísmicos, con el objetivo de proteger el sistema gravitacional. Cabe destacar que la filosofía tradicional de diseño no cambia, sino que, esta actualización busca garantizar que se cumplan con objetivos de la norma.

El presente texto tiene como objetivo evaluar el desempeño sísmico de un Edificio de Remolienda, estructurado en base a marcos de momento en la dirección transversal y arriostrado longitudinalmente. Primero se diseñó esta estructura en base a la normativa 2023, luego se realiza el análisis no lineal tiempo historia para nivel de diseño SDI y máximo sismo posible SMP, considerando no linealidad de columnas, vigas y arriostramientos. De esta forma se validan las nuevas disposiciones de la normativa.

Para análisis lineal se optimizaron las columnas para tener factores de utilización cercanos a 1, en cuanto arriostramientos se consideraron perfiles tubulares en toda la altura, estos quedan controlados por límites de esbeltez local y global. El diseño de pernos de anclaje quedó controlado por cargas de viento debido al alto valor del factor de reducción $R = 5$. Con respecto al análisis no lineal la incursión no lineal se enfocó principalmente en los arriostramientos, por lo que en general, la estructura operó dentro del rango de la sobrerresistencia con leve incursión no lineal de columnas y vigas. Además, se cumple con los criterios de aceptación de NCh2369 2023 para columnas, vigas y arriostramientos.

ABSTRACT

Chile has experienced earthquakes of varying magnitudes throughout its history, becoming an inherent part of the national reality and deeply ingrained in the collective memory of the Chilean people. Given the need for structures that are sufficiently resistant to meet the needs of the national industry, the NCh2369 regulation "Diseño sísmico de estructuras e instalaciones industriales" was established in 2003. Its philosophy is to provide overstrength and moderate ductility to structures to achieve the goals of operational continuity and life protection in the industry. This regulation was tested during the 2010 Maule earthquake, revealing damage to structures. These events, combined with changes in the country's needs and advances in knowledge and analysis tools, prompted the update of the NCh2369 regulation to the 2023 version. This update replaces the Blume spectrum with spectra derived from a formal estimation of seismic hazard. Additionally, stricter local slenderness limits are defined, and greater overstrength is granted to structural elements not intended as seismic fuses, with the aim of protecting the gravitational system. It should be noted that the traditional design philosophy remains unchanged, but this update aims to ensure compliance with the regulation objectives.

The purpose of this text is to evaluate the seismic performance of a Remolienda building, structured based on moment frames in the transverse direction and longitudinally braced. Firstly, this structure was designed according to the 2023 regulations, then nonlinear time history analysis was carried out for the design (SDI) level and the maximum possible earthquake (SMP), considering nonlinearity of columns, beams, and bracings. In this way, the new provisions of the regulations are validated.

For linear analysis, the columns were optimized to have utilization factors close to 1, while tubular profiles were considered for bracing throughout the height, controlled by local and global slenderness limits. The design of anchor bolts was controlled by wind loads due to the high value of the reduction factor $R = 5$. Regarding the nonlinear analysis, the nonlinear incursion primarily focused on the bracings. Thus, overall, the structure operated within the over-resistance range, with a minor nonlinear involvement of columns and beams. Additionally, compliance with the acceptance criteria of NCh2369 2023 for columns, beams, and bracings is achieved.

TABLA DE CONTENIDO

CAPÍTULO 1: INTRODUCCIÓN	1
1.1. Motivación.....	1
1.2. Objetivos.....	2
1.2.1. Objetivo general.....	2
1.2.2. Objetivos específicos	2
1.3. Descripción estructura	2
1.4. Organización de la memoria.....	4
CAPÍTULO 2: ANTECEDENTES.....	5
2.1. Introducción.....	5
2.2. Diseño nacional de estructuras industriales.....	5
2.3. Principales cambios normativos.	6
2.3.1. Capítulo 4: Disposiciones generales	6
2.3.2. Capítulo 5: Análisis sísmico	7
2.3.3. Capítulo 6: Desplazamientos debidos a la acción sísmica.....	8
2.3.4. Capítulo 8: Disposiciones para estructuras de acero.....	9
2.4. Diseño lineal.....	11
2.5. Modelación no lineal	12
2.5.1. Rótulas de vigas.	12
2.5.2. Rótulas de columnas	13
2.5.3. Diagonales verticales marco arriostrado.....	15
2.5.4. Criterios de aceptación.....	18
2.6. Análisis no lineal	19
2.7. Conclusiones.....	24

CAPÍTULO 3: DISEÑO LINEAL.....	25
3.1. Introducción.....	25
3.2. Materiales	25
3.3. Cargas	26
3.3.1. Cargas muertas (D_t)	26
3.3.2. Carga de equipos mecánicos (E_{mec})	26
3.3.3. Carga de material de los equipos mecánicos (M_{AT}).....	26
3.3.4. Carga viga monorriel (M_R)	27
3.4. Cargas vivas (L).....	27
3.5. Cargas de viento (W_x , W_y)	27
3.6. Carga sísmica (E_x , E_y , E_z).....	28
3.7. Resumen cargas.....	31
3.8. Combinaciones de carga.....	33
3.9. Verificación resistencia estructural	34
3.10. Verificación deflexiones verticales.	36
3.11. Verificación de drift de entepiso	36
3.12. Detalle de anclaje estructura - fundación	38
3.13. Conexiones	40
3.14. Conclusiones.....	41
CAPÍTULO 4: EVALUACIÓN DESEMPEÑO SÍSMICO	42
4.1. Introducción.....	42
4.2. Deformaciones arriostramientos.....	42
4.3. Factores de utilización columnas.....	46
4.4. Drift sísmico	48
4.5. Deformación rotacional en vigas y columnas de marcos de momento	50

4.5.1. Vigas	50
4.5.2. Columnas	53
4.6. Factores de desempeño sísmico.....	54
4.7. Conclusiones.....	57
CAPÍTULO 5: CONCLUSIONES	59
Referencias.....	61
ANEXO A: CONTRIBUCIÓN A LOS OBJETIVOS DE DESARROLLO SOSTENIBLE.....	63
ANEXO B: CARGAS DE DISEÑO.....	64
B.1. Cargas muertas totales (D_t)	64
B.2. Carga de equipos mecánicos (Emec)	65
B.3. Carga de material de los equipos mecánicos (M_{AT}).....	68
B.4. Carga de Viga Monorriel (M_R)	70
B.5. Cargas vivas (L).....	70
B.6. Cargas de Viento (W_x, W_y).....	71
ANEXO C: DISEÑO ESTRUCTURA	72
C.1. Marcos estructurales	72
C.2. Plataformas de piso	77
ANEXO D: VERIFICACIÓN RESISTENCIA ESTRUCTURAL.....	94
D.1. Combinaciones de diseño LRFD.....	94
D.2. Combinaciones con sismo amplificado por R_1	99
ANEXO E: MODELO NO LINEAL.....	104
E.1. Vigas de marcos de momento	104
E.2. Columnas.....	106
E.3. Arriostramientos verticales	108
ANEXO F: AMENAZA SÍSMICA.....	112

ANEXO G: REGISTROS SÍSMICOS	121
ANEXO H: CONEXIONES Y DESBALANCE PLÁSTICO	125
H.1. Conexiones	125
H.2. Desbalance plastico	127

INDICE DE TABLAS

Tabla 2.1. Factores de importancia.	6
Tabla 2.2. Capacidades esperadas.	9
Tabla 3.1. Propiedades acero estructural ASTM A36.....	25
Tabla 3.2. Propiedades hormigón G25.....	26
Tabla 3.3. Parámetros cargas de viento.....	28
Tabla 3.4. Parámetros sísmicos.....	29
Tabla 3.5. Resumen resultados análisis modal espectral.....	30
Tabla 3.6. Coeficiente sísmico vertical para los estados de carga.....	31
Tabla 3.7. Resumen de cargas.....	31
Tabla 3.8. Resultados desbalance plástico.....	35
Tabla 3.9. Drift de entrepiso por acción sísmica.....	36
Tabla 3.10. Drift de entrepiso debido a acción del viento.....	37
Tabla 3.11. Diseño anclajes.....	38
Tabla 3.12. Estimación rigidez secante.....	40
Tabla 3.13. Esfuerzos de diseño para conexiones de arriostramientos.....	40
Tabla 4.1. Deformación rotacional normalizada máxima de rótulas de vigas para nivel SMP.....	52
Tabla 4.2. Deformación rotacional normalizada máxima de rótulas de columnas para nivel SMP.....	54
Tabla C.1. Esbeltez local y global marco de momento externo.....	72
Tabla C.2. Verificación deformaciones verticales de vigas de piso (L/300) marco de momento exterior.....	73
Tabla C.3. Verificación deformaciones verticales de vigas de soporte a equipos generales (L/500) marco de momento exterior.....	73
Tabla C.4. Esbeltez local y global marco de momento interno.....	74

Tabla C.5. Verificación deformaciones verticales de vigas de piso (L/300) marco de momento interior.	75
Tabla C.6. Verificación deformaciones verticales de soporte de equipos vibratorios (L/1000) y de equipos generales (L/500) para marco de momento interior.....	75
Tabla C.7. Esbeltez local y global marco arriostrado.	76
Tabla C.8. Esbeltez local y global marco arriostrado.	77
Tabla C.9. Esbeltez local y global plataforma primer nivel.....	78
Tabla C.10. Verificación deformaciones verticales de vigas de piso (L/300) plataforma primer nivel.	78
Tabla C.11. Verificación deformaciones verticales de vigas monorriel (L/600) plataforma primer nivel.....	79
Tabla C.12. Verificación deformaciones verticales de vigas de soporte de equipos vibratorios (L/1000) plataforma primer nivel.....	80
Tabla C.13. Esbeltez local y global plataforma primer nivel.....	81
Tabla C.14. Verificación deformaciones verticales de vigas de piso (L/300) plataforma segundo nivel.	82
Tabla C.15. Verificación deformaciones verticales de vigas monorriel (L/600) plataforma segundo nivel.....	82
Tabla C.16. Esbeltez local y global plataforma tercer nivel.	83
Tabla C.17. Verificación deformaciones verticales de vigas de piso (L/300) plataforma tercer nivel.	84
Tabla C.18. Verificación deformaciones verticales de vigas de soporte de equipos vibratorios (L/1000) plataforma tercer nivel.	84
Tabla C.19. Esbeltez local y global plataforma cuarto nivel.	86
Tabla C.20. Verificación deformaciones verticales de vigas de piso (L/300) plataforma cuarto nivel.	87

Tabla C.21. Verificación deformaciones verticales de vigas de soporte de equipos generales(L/500) plataforma cuarto nivel.....	87
Tabla C.22. Esbeltez local y global plataforma quinto nivel.	88
Tabla C.23. Verificación deformaciones verticales de vigas de piso (L/300) plataforma quinto nivel.	89
Tabla C.24. Verificación deformaciones verticales de vigas de soporte de equipos generales(L/500) plataforma quinto nivel.	89
Tabla C.25. Esbeltez local y global plataforma sexto nivel.	90
Tabla C.26. Verificación deformaciones verticales de vigas de piso (L/300) plataforma sexto nivel.	91
Tabla C.27. Verificación deformaciones verticales de vigas de soporte de equipos generales(L/500) plataforma sexto nivel.	91
Tabla C.28. Esbeltez local y global plataforma soporte harneros.	92
Tabla C.29. Verificación deformaciones verticales de vigas de piso (L/300) plataforma soporte harneros.	92
Tabla C.30. Verificación deformaciones verticales de vigas de soporte de equipos generales(L/500) plataforma soporte harneros.	93
Tabla E.1. Parámetros para definir diagrama momento rotacion en vigas.	104
Tabla E.2. Parámetros para obtener curva no lineal de columnas.....	106
Tabla E.3. Parámetros a,b y c diagrama momento rotación de columnas y criterios de aceptación.	107
Tabla E.4. Propiedades y asignaciones de arriostramientos tipo Link.....	108
Tabla G.1. Propiedades registros sísmicos T = 0.64 s, nivel SDI.	121
Tabla G.2. Propiedades registros sísmicos T = 0.93 [s], nivel SDI.	122
Tabla G.3. Propiedades registros sísmicos T = 0.64 [s], nivel SMP.....	122
Tabla G.4. Propiedades registros sísmicos T = 0.93 [s], nivel SMP.....	123

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1.1. Edificio de Remolienda.	3
Figura 2.1. Curva esfuerzo deformación generalizada para elementos de acero (Fuente: ASCE 41-17).	13
Figura 2.2. Parámetros y criterios de aceptación de curva no lineal para vigas de marcos de momento (Fuente: Errata 1 ASCE, 2018).	13
Figura 2.3. Parámetros y criterios de aceptación de curva no lineal para columnas (Fuente: Errata 1 ASCE, 2018).	15
Figura 2.4. Largo entre líneas de plastificación para arriostramientos en X (Izquierda) y para arriostramientos individuales dispuestos en V (Derecha).	16
Figura 2.5. Curva monótonica paramétrica fuerza-deformación para arriostramientos verticales. ...	16
Figura 2.6. Curva histerética modelo tipo pivot para arriostramientos verticales.....	18
Figura 2.7. Criterios de aceptación para modelación no lineal de arriostramientos (Fuente: ASCE 41- 17).....	19
Figura 2.8. Duración acortada para los registros sísmicos.	20
Figura 2.9. Función tipo Ramp.....	21
Figura 2.10. Condicion de inicial de estado de carga.....	21
Figura 2.11. Amortiguamiento tipo Rayleigh análisis no lineal en software SAP2000.....	22
Figura 2.12. Ingreso parámetros análisis lineal en software SAP2000.....	23
Figura 2.13. Ingreso parámetros análisis no lineal en software SAP2000.....	23
Figura 3.1. Espectro de diseño NCh2369 2023 y 2003.....	30
Figura 3.2. Factores de utilización sismo amplificado.....	34
Figura 3.3. Factores de utilización combinaciones de diseño LRFD.....	35
Figura 3.4. Drift de entrepiso por acción sísmica.	37
Figura 3.5. Distinción columnas.	38

Figura 3.6. Diseño placa base columnas externas.....	39
Figura 3.7. Diseño placa base columnas internas.....	39
Figura 4.1. Deformación normalizada de arriostramientos en tracción para marco arriostrado, nivel SDI.	43
Figura 4.2. Deformación normalizada de arriostramientos en compresion para marco arriostrado, nivel SDI.	44
Figura 4.3. Deformación normalizada de arriostramientos en tracción para marco arriostrado, nivel SMP.....	45
Figura 4.4. Deformación normalizada de arriostramientos en compresión para marco arriostrado, nivel SMP.....	46
Figura 4.5. Nomenclatura columnas.	46
Figura 4.6. Factores de utilización de columnas para nivel SDI.....	47
Figura 4.7. Factores de utilización de columnas para nivel SMP.	47
Figura 4.8. Drift sísmico en dirección X para nivel SDI.....	48
Figura 4.9. Drift sísmico en dirección Y para nivel SDI.....	48
Figura 4.10. Drift sísmico en dirección X para nivel SMP.....	49
Figura 4.11. Drift sísmico en dirección Y para nivel SMP.....	49
Figura 4.12. Histéresis rotulas plásticas para vigas IN 60x90.9 (1), IN 90x170 (2) y IN 70x126 (3), nivel SDI.	50
Figura 4.13. Rótulas de vigas que incursionan en el rango no lineal, nivel SMP.....	51
Figura 4.14. Histéresis rotulas plásticas de vigas IN 60x90.9 (1), IN 90x170 (2) y IN 70x126 (3), nivel SMP.....	52
Figura 4.15. Histéresis rótulas plásticas para columnas IE 70x208.5 (Izquierda) y IN 70x108 (Derecha), nivel SDI.	53
Figura 4.16. Rótulas de columnas que incursionaron en el rango no lineal, nivel SMP.....	53
Figura 4.17. Histéresis rótulas plásticas de columnas IE 70x208.5 (Izquierda) y IN 70x108 (Derecha), nivel SMP.....	54

Figura 4.18. Factor de reducción por ductilidad R_{μ} , nivel SDI.....	55
Figura 4.19. Factor de reducción R , nivel SDI.	55
Figura 4.20. Factor de sobrerresistencia Ω , nivel SDI.	56
Figura 4.21. Factor de reducción por ductilidad R_{μ} , nivel SMP.	56
Figura 4.22. Factor de reducción R , nivel SMP.....	57
Figura 4.23. Factor de sobrerresistencia Ω , nivel SMP.....	57
Figura B.1. Carga permanente de Parrillas de Piso (D_{parr}).....	64
Figura B.2. Carga permanente de Barandas (D_{bar}).....	65
Figura B.3. Carga de peso propio de Molino de Jaula (M_{OL}).	65
Figura B.4. Carga de peso propio de Agitador (A_g).....	66
Figura B.5. Carga de peso propio del Motor (M_{TR}).....	66
Figura B.6. Carga de peso propio de Cajones Distribuidores (C_D).....	66
Figura B.7. Carga de peso propio de Harneros Vibratorios (H_{AV}).....	67
Figura B.8. Carga de peso propio de Canaleta (C_{AN}).....	67
Figura B.9. Carga de peso propio de Chute (C_{hu}).	67
Figura B.10. Carga de peso propio de Material de Molino de Jaula (M_{ol_pp}).	68
Figura B.11. Carga de peso propio de Material de Cajones Distribuidores (C_{D_mat}).	68
Figura B.12. Carga de peso propio de Material de Harneros Vibratorios (H_{AR_mat}).	68
Figura B.13. Carga de peso propio de Material de Canaleta (C_{AN_mat}).	69
Figura B.14. Carga de Atollo de Chute (C_{hu_mat}).....	69
Figura B.15. Carga de Levante Viga Monorriel (M_R).....	70
Figura B.16. Sobrecargas de uso (L).....	70
Figura B.17. Cargas de viento en dirección x (W_x).	71
Figura B.18. Cargas de viento en dirección y (W_y).....	71
Figura C.1. Secciones marco de momento externo.	72

Figura C.2. Secciones marco de momento interno.....	74
Figura C.3. Secciones marco arriostrado.	76
Figura C.4. Secciones de perfiles plataforma primer nivel.	77
Figura C.5. Secciones de perfiles plataforma segundo nivel.	81
Figura C.6. Secciones de perfiles plataforma tercer nivel.....	83
Figura C.7. Secciones de perfiles plataforma cuarto nivel.....	86
Figura C.8. Secciones de perfiles plataforma quinto nivel.	88
Figura C.9. Secciones de perfiles plataforma sexto nivel.	90
Figura C.10. Secciones de perfiles plataforma soporte harneros.	92
Figura D.1. Factores de utilización más desfavorables marco de momento externo (Izquierda) e interno (Derecha) para cargas de diseño LRFD.	94
Figura D.2. Factores de utilización más desfavorables marco arriostrado para cargas de diseño LRFD.	95
Figura D.3. Factores de utilización planta primer nivel para cargas de diseño LRFD.	95
Figura D.4. Factores de utilización planta primer nivel para cargas de diseño LRFD.	96
Figura D.5. Factores de utilización planta segundo nivel para cargas de diseño LRFD.....	96
Figura D.6. Factores de utilización planta cuarto nivel para cargas de diseño LRFD.	97
Figura D.7. Factores de utilización planta quinto nivel para cargas de diseño LRFD.....	97
Figura D.8. Factores de utilización planta sexto nivel para cargas de diseño LRFD.....	98
Figura D.9. Factores de utilización planta estructura soporte de harneros para cargas de diseño LRFD.	98
Figura D.10. Factores de utilización más desfavorables marco de momento externo (Izquierda) e interno (Derecha) para cargas que consideran sismo amplificado por R_1	99
Figura D.11. Factores de utilización más desfavorables marco arriostrado para cargas que consideran sismo amplificado por R_1	100

Figura D.12. Factores de utilización planta primer nivel para cargas que consideran sismo amplificado por R_1	100
Figura D.13. Factores de utilización planta segundo nivel para cargas que consideran sismo amplificado por R_1	101
Figura D.14. Factores de utilización planta primer tercer para cargas que consideran sismo amplificado por R_1	101
Figura D.15. Factores de utilización planta cuarto nivel para cargas que consideran sismo amplificado por R_1	102
Figura D.16. Factores de utilización planta quinto nivel para cargas que consideran sismo amplificado por R_1	102
Figura D.17. Factores de utilización planta sexto nivel para cargas que consideran sismo amplificado por R_1	103
Figura D.18. Factores de utilización planta estructura soporte de harneros para cargas que consideran sismo amplificado por R_1	103
Figura E.1. Diagrama momento rotación de rotulas plásticas de vigas de marco de momento IN 60x90.9.....	104
Figura E.2. Diagrama momento rotación de rotulas plásticas de vigas de marco de momento IN 90x170.....	105
Figura E.3. Diagrama momento rotación de rotulas plásticas de vigas de marco de momento IN 70x126.....	105
Figura E.4. Designación rotulas plásticas en SAP2000.	106
Figura E.5. Diagrama momento rotacion de rótulas plásticas de columnas IE 70x208.5 (Izquierda) y IN 70X108 (Derecha).....	108
Figura E.6. Designación de links de arriostamientos mara marco arriostrado en $Y = 0$ (Derecha) y en $Y = 11$ (Izquierda).....	108
Figura E.7. Curva monotonica de los links modelados.....	109
Figura E.8. Curva monotonica de link 1 en software SAP2000.	110
Figura E.9. Curva monotonica de link 2 en software SAP2000.	110

Figura E.10. Curva monótonica de link 3 en software SAP2000.	111
Figura E.11. Curva monótonica de link 4 en software SAP2000.	111
Figura F.1. Ubicación sitio en estudio.	112
Figura F.2. Posicionamiento en Plataformas de Amenaza.	112
Figura F.3. Espectros de Amenaza Uniforme.	114
Figura F.4. Razón entre amenaza uniforme definida de 975 a 475 años de periodo de retorno medio.	114
Figura F.5. Registros con menor SSE (Izquierda) y Registros amplificados por factor de escalamiento 1 (Derecha).	116
Figura F.6. Espectro y ajuste final 11 registros, demanda SMP y $T=0.64$ seg.	117
Figura F.7. Registros con menor SSE (Izquierda) y Registros amplificados por factor de escalamiento 1 (Derecha).	117
Figura F.8. Espectro y ajuste final 11 registros, demanda SMP y $T=0.93$ seg.	118
Figura F.9. Registros con menor SSE (Izquierda) y Registros amplificados por factor de escalamiento 1 (Derecha).	118
Figura F.10. Espectro y ajuste final 11 registros, demanda SMP y $T=0.64$ seg.	119
Figura F.11. Registros con menor SSE (Izquierda) y Registros amplificados por factor de escalamiento 1 (Derecha).	119
Figura F.12. Espectro y ajuste final 11 registros, demanda SMP y $T=0.93$ seg.	120
Figura H.1. Detalle conexión placa base perfil O 141.3x5.	125
Figura H.2. Detalle disposición X perfil O 141.3x5.	125
Figura H.3. Detalle disposición X perfil O 141.3x5 conexión con viga.	126
Figura H.4. Detalle disposición X perfil O 141.3x5 conexión con viga.	126
Figura H.5. Detalle disposición X perfil O 141.3x5 conexión con viga.	127
Figura H.6. Diagrama de cuerpo libre viga puntal configuración de arriostramientos en X. (Fuente: Peña & Urzúa, 2019).	128

Figura H.7. Diagrama de cuerpo libre viga puntal configuración de arriostramientos en V o V invertida (Fuente: Peña & Urzúa, 2019).....	128
Figura H.8. Vigas puntales diseñadas.	128

CAPÍTULO 1: INTRODUCCIÓN

1.1. Motivación.

Chile es considerado el país más sísmico del mundo debido a su ubicación en el cinturón de fuego del Pacífico. A lo largo de su historia, ha experimentado devastadores terremotos, como el terremoto de Chillán de 1939, que se cobró muchas vidas, el terremoto de Valdivia en 1960, el cual ostenta el récord de ser el más potente registrado en la historia, con una magnitud de 9.5 Mw, y el más reciente terremoto del Maule en 2010, con una magnitud de 8.8 Mw. Dada la constante amenaza sísmica y el crecimiento de importantes proyectos industriales en el país, se hace imperativo mantener actualizadas y revisar de forma continua las normativas de diseño.

La norma vigente NCh2369 Of.2003(INN, 2003) oficializada en Chile en el año 2003 establece los requisitos que deben cumplir las estructuras industriales. Su filosofía “establece que la base del diseño estructural industrial chileno es proveer una considerable sobrerresistencia y una ductilidad moderada, con la intención de hacer un uso limitado (o nulo) de esta ductilidad, trabajando preponderantemente dentro del rango definido por la sobrerresistencia” (Peña, 2022) con el fin de cumplir con los objetivos de protección de la vida en la industria y el de continuidad de operación, este último se refiere a la preservación de procesos esenciales y a la facilidad de inspección y reparación. La norma actualizada NCh2369 2023 (INN, 2023) busca garantizar el cumplimiento de estos objetivos incorporando la experiencia del último terremoto del 2010 así como el avance en el conocimiento de las últimas décadas, ya que se vieron afectadas estructuras industriales incluyendo daños en conexiones débiles, inestabilidad local de perfiles comprimidos, daños en pedestales y pernos, etc. El cumplimiento de tales objetivos se logra entregando ductilidad a elementos que puedan incurrir en el rango no lineal como lo son arriostramientos verticales, vigas y pernos de anclaje, por otra parte, se le entrega mayor sobrerresistencia a columnas para que el sistema resistente gravitacional permanezca elástico durante un sismo severo.

En el presente texto se aplicaron las disposiciones de la normativa del año 2023 en el diseño de un edificio de Remolienda. En este rediseño se aplicaron nuevas disposiciones sísmicas, principalmente las que hacen referencia al capítulo 8 de la norma. Posterior a este rediseño se realizó un análisis no lineal tiempo historia considerando no linealidad de columnas, vigas y arriostramientos. El objetivo de análisis lineal y no-lineal es verificar que las nuevas disposiciones de la normativa satisfacen los objetivos de desempeño tradicionales.

1.2. Objetivos

1.2.1. Objetivo general

El objetivo principal del presente trabajo es evaluar el desempeño sísmico de un Edificio de Remolienda, ubicado en la Región de Antofagasta, estructurado en base a marcos de momento en la dirección transversal y arriostrado longitudinalmente, considerando las disposiciones de la normativa NCh2369 2023 (INN, 2023).

1.2.2. Objetivos específicos

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

1.3. Descripción estructura

El Edificio de Remolienda por evaluar se ubica en el Salar de Atacama, Región de Antofagasta. La estructura fue concebida para dar soporte a un Molino de Jaula, 6 harneros vibratorios y 9 cajones de traspaso de material, además de los sistemas de transporte de material correspondientes.

La resistencia de la estructura está dada por 2 sistemas estructurales independientes en cada dirección de análisis, en sentido transversal corresponde a 4 marcos resistentes a momento de 11m de ancho y longitudinalmente considera sistema de marcos arriostrados en los vanos centrales de cada cara de 7m. La estructura cuenta con 6 niveles, el primer nivel de la estructura es para dar soporte al Molino

de Jaula, el segundo nivel para Chute y canaletas, el tercer nivel para dar soporte a los harneros vibratorios y los niveles restantes dan soporte a los cajones distribuidores de material.

Las dimensiones generales del edificio corresponden a 14.5m de largo, 11m de ancho y 26.7m de alto.

La estructura cuenta con bases empotradas en la dirección transversal y rotulada en dirección longitudinal. Por requerimientos mecánicos el edificio no cuenta con estructura de techo ni paneles de revestimiento. En la Figura 1.1 se aprecia la estructuración y dimensiones generales.

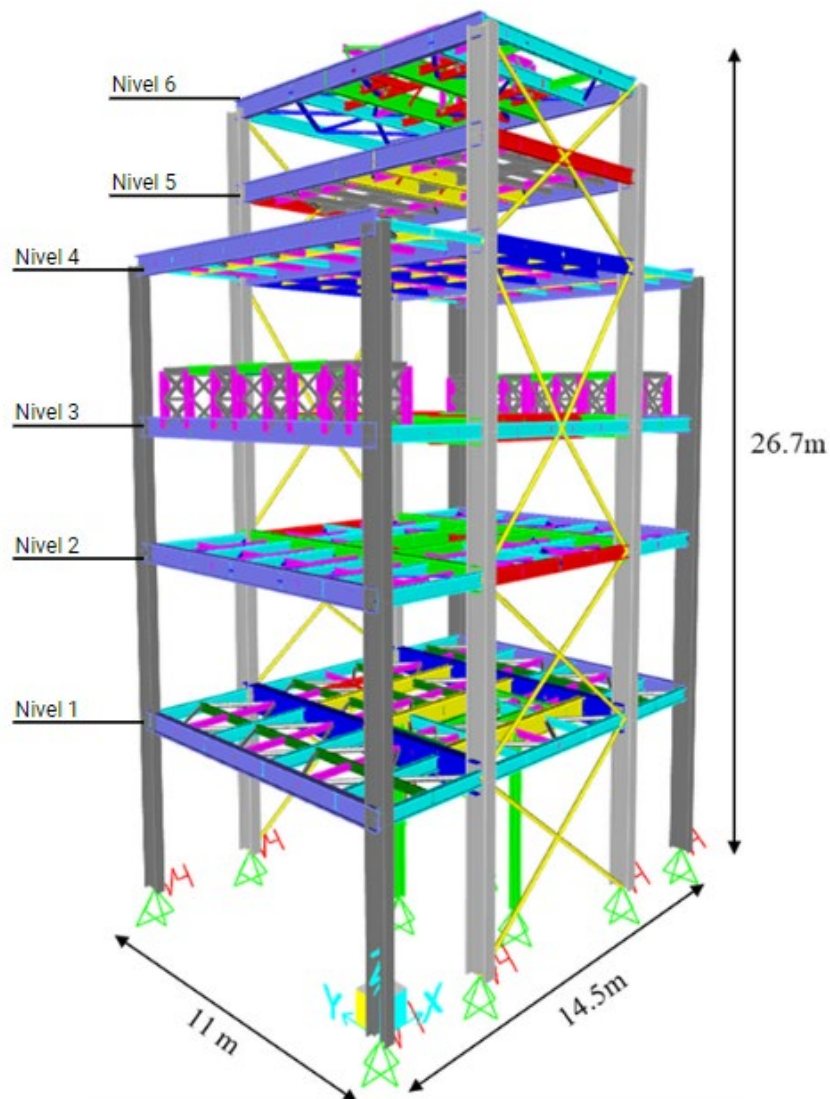


Figura 1.1. Edificio de Remolienda.

1.4. Organización de la memoria

El presente trabajo está estructurado en 5 capítulos, descritos a continuación:

En el Capítulo 1 se aborda la motivación del trabajo, establece los objetivos generales y específicos, proporciona una descripción de la estructura y, finalmente, presenta la organización del trabajo.

En el Capítulo 2 se presenta una breve reseña histórica del diseño nacional de estructuras industriales, luego se exponen los principales cambios normativos de la normativa NCh2369. Posteriormente, se definen los requisitos para el diseño lineal y se describe la metodología aplicada para la modelación no lineal de la estructura. Por último, se detalla el procedimiento para el análisis no lineal tiempo historia.

En el Capítulo 3 se definen las propiedades consideradas para el diseño lineal, que incluyen materiales, cargas, combinaciones de cargas, verificación de resistencia estructural, evaluación de verticales y verificación de drift sísmico. Por último, se presenta el diseño de las bases de columnas y conexiones de arriostramientos.

En el Capítulo 4 se expone la evaluación del desempeño sísmico de la estructura a partir de los análisis no lineales tiempo historia realizados.

El Capítulo 5 resume las conclusiones más relevantes derivadas de este trabajo.

CAPÍTULO 2: ANTECEDENTES

2.1. Introducción

En este capítulo se exponen, primero una breve reseña histórica del diseño industrial en Chile, luego se presentan los principales cambios de la normativa NCh2369 2023 (INN, 2023) con respecto a la normativa NCh2369 2003 (INN, 2003). Posteriormente se plantean los requisitos del diseño lineal de la estructura, seguidamente se detalla la modelación no lineal de ciertos elementos de la estructura junto con los criterios de aceptación que deben cumplir. Por último, se presenta el procedimiento para realizar el análisis no lineal.

2.2. Diseño nacional de estructuras industriales

La ingeniería aplicada a proyectos industriales en Chile tiene sus orígenes en los años 40 debido a la creación de la CORFO luego del terremoto de Chillan de 1939, con el objetivo de industrialización y desarrollo del país, siendo la materialización de la Siderúrgica Huachipato el proyecto más relevante de la época y que fue puesto a prueba con el terremoto de 1960 sin registrar daños significativos. En estos años nace lo que se conoce como “la escuela chilena” que se destaca por el uso del buen sentido en las estructuraciones y diseños, así como también el uso de herramientas analíticas solo de ser necesario (considerando lo limitado de las herramientas tecnológicas de la época).

La década de los años 60 en adelante se destacó por grandes proyectos como lo son METRO, CODELCO, celulosa ARAUCO, entre otros. Además, se sumaron empresas extranjeras en asociación con empresas nacionales, consolidando así el uso de los códigos internacionales ACI y AISC, así como también la adopción de herramientas computacionales. La norma de diseño NCh2369 tuvo su origen en los años 90, recogiendo la experiencia de los 40 años anteriores, oficializándose en el año 2003, cuya filosofía de diseño es entregar sobrerresistencia y ductilidad moderada a las estructuras para cumplir con los objetivos de protección de la vida en la industria y el de continuidad de operación. En el terremoto del Maule de 2010 esta normativa fue puesta a prueba, en donde aproximadamente 1/3 de las industrias estuvieron detenidas por semanas o meses (Montecinos & et al., 2012) . Los principales daños se centraron en pandeo de diagonales, fallas en conexiones, daño en pedestales y fractura de pernos de anclaje, lo que condujo a la creación de la nueva normativa 2023 que considera la experiencia del terremoto de 2010, los cambios en las necesidades del país y el conocimiento que se ha ido incorporando a lo largo de los años.

2.3. Principales cambios normativos.

A continuación se presentan los cambios más relevantes de la normativa NCh2369 2023, específicamente los asociados al diseño de la estructura estudiada. Cabe recalcar que la filosofía de diseño no cambia, sino que se establecen mayores requisitos con el fin de asegurar que esta filosofía se cumpla.

2.3.1. Capítulo 4: Disposiciones generales

En el acápite 4.3 se definen las categorías de ocupación así como el factor de importancia asociado, (Ver Tabla 2.1) en donde la categoría IV permite usar factores de importancia mayores según necesidad del proyecto. Por otra parte, categorías III y IV tienen requisitos mayores en cuanto a esbeltez de los miembros estructurales.

Tabla 2.1. Factores de importancia.

Factor de importancia según categoría		
Categoría de Ocupación I	I	0.8
Categoría de Ocupación II	I	1
Categoría de Ocupación III	I	1.2
Categoría de Ocupación IV	I	1.2

En el acápite 4.5 se establecen que combinaciones de carga que no incorporen sismo deben seguir lo estipulado en norma NCh3171 (INN, 2017) y combinaciones que consideren la acción sísmica deben considerar las siguientes combinaciones como mínimo:

Método ASD

- $D + 0.75aL + 0.75SO + 0.75SA + E$
- $D + 0.75SA + E$

Método LRFD

- $1.2D + aL + SO + SA + 1.4E$

$$\circ 0.9D + 0.75SA + 1.4E$$

Donde D corresponde a las cargas permanentes, L carga de uso, a es el factor de reducción de sobrecarga de uso en base a la probabilidad de ocurrencia de su valor nominal en conjunto con el sismo de diseño, SO corresponde a la carga de operación esperada concurrente con el sismo de diseño, SA es la carga accidental esperada producida por la ocurrencia del sismo de diseño y E corresponde a la carga sísmica direccionalmente combinada.

La carga sísmica E se representa como la combinación lineal de sus 3 direcciones ortogonales, por lo que la regla de simultaneidad es la siguiente:

- $E = \pm 1,0 E_x \pm 0,3 E_y \pm 0,6 E_z$
- $E = \pm 0,3 E_x \pm 1,0 E_y \pm 0,6 E_z$
- $E = \pm 0,6 E_x \pm 0,2 E_y \pm 1,0 E_z$
- $E = \pm 0,2 E_x \pm 0,6 E_y \pm 1,0 E_z$

2.3.2. Capítulo 5: Análisis sísmico

En el acápite 5.4 de la norma se detallan los espectros normativos. Se definen el espectro de diseño en la Ecuación (2.1) y Ecuación (2.2), así como el espectro de referencia en la Ecuación (2.3) y (2.4), para dirección horizontal y vertical, respectivamente.

$$S_{a(T_H)} = 0,7 \frac{IS_{aH}(T_H)}{R} \left(\frac{0,05}{\xi} \right)^{0,4} \quad (2.1)$$

$$S_{a(T_V)} = 0,7 \frac{IS_{aV}(T_V)}{R} \left(\frac{0,05}{\xi} \right)^{0,4} \quad (2.2)$$

$$S_{aH(T_H)} = 1,4SA_0 \left(\frac{1 + 4,5 \left(\frac{T_H}{T_0} \right)^p}{1 + \left(1,7 \frac{T_H}{T_0} \right)^3} \right) \quad (2.3)$$

$$S_{aV(T_V)} = 1,4SA_0 \left(\frac{1 + 4,5 \left(\frac{T_V}{T_0} \right)^p}{1 + \left(1,7 \frac{T_V}{T_0} \right)^3} \right) \quad (2.4)$$

Donde I es el factor de importancia, A_0 es la aceleración efectiva máxima, S , T_0 , p son los parámetros relativos al tipo de suelo, R y R_V corresponden a los factores de reducción de respuesta horizontal y vertical, respectivamente. T_H y T_V son los periodos de vibración fundamentales en dirección horizontal y vertical y por último ξ y ξ_V son las razones de amortiguamiento crítico horizontal y vertical.

En base al espectro de referencia se define el espectro de diseño, este espectro tiene como objetivo representar un nivel razonable de amenaza sísmica esperada en las distintas zonas sísmicas del país.

En el acápite 5.5 se define el coeficiente sísmico mínimo:

$$C_{\min} = \begin{cases} \frac{2,75 ISA_0}{g(R+1)} \left(\frac{0,05}{\xi}\right)^{0,4} & ; 0,06 \text{ s} < T^* < 0,25 \text{ s} \\ \frac{0,25 ISA_0}{g} & ; T^* \geq 0,25 \text{ s} \end{cases} \quad (2.5)$$

Luego el corte basal mínimo (Q_{\min}):

$$Q_{\min} = C_{\min} \cdot P \quad (2.6)$$

En el acápite 5.7 se muestra la estimación de acción sísmica vertical considerando método estático equivalente, para ello se define el coeficiente sísmico vertical:

$$C_v = 1,18 \cdot I \cdot S \cdot A_0/g \quad (2.7)$$

Las fuerzas estáticas equivalentes se estiman de la siguiente forma:

$$F_v = C_v P \quad (2.8)$$

En el acápite 5.10 se detallan los procedimientos para análisis, especialmente los que hacen referencia a análisis tiempo – historia lineales y no lineales, además de los correspondientes requisitos y criterios de aceptación.

2.3.3. Capítulo 6: Desplazamientos debidos a la acción sísmica.

En el acápite 6.1 se explica que los desplazamientos sísmicos se deben estimar considerando el espectro de referencia corregido según la razón de amortiguamiento y ponderado por el factor de importancia I . La acción sísmica debe tener en cuenta la regla de simultaneidad.

El acápite 6.3 se definen los desplazamientos sísmicos máximos en base al tipo de estructura, estos límites se pueden aumentar al doble si se demuestra que el desplazamiento horizontal no compromete

la operación de la industria. Para estructuras en general se define un desplazamiento máximo de 0.015 la altura de entrepiso.

2.3.4. Capítulo 8: Disposiciones para estructuras de acero

Este capítulo es el corazón de la norma y es el que recibió mayor cantidad de cambios.

En el acápite 8.1 se detallan las disposiciones generales para el diseño de estructuras de acero, en donde se señala que los sistemas estructurales que no estén incluidos en la norma se deben diseñar según AISC 360-16 (AISC, 2016) considerando que el factor de respuesta R no debe ser mayor a 5 y el amortiguamiento no puede superar el 5%. También se indica que en caso de contradicción con otras normas o códigos deben prevalecer las disposiciones de este capítulo de la norma.

En el acápite 8.2 se muestran los aceros estructurales aceptados para uso sísmico así como los requisitos que deben cumplir.

El acápite 8.3 se definen las capacidades esperadas para método LRFD (Ver Tabla 2.2).

Tabla 2.2. Capacidades esperadas.

Parámetro	
Tensión de fluencia esperada	$F_{ye} = R_y F_y$
Tensión última esperada	$F_{ue} = R_t F_u$
Capacidad en tracción esperada	$T_{ye} = F_{ye} A_g$
Capacidad en compresion esperada	$P_{ne} = 1.14 F_{cre} A_g$
Capacidad residual en compresion esperada	$P_{rc} = 0.3 P_{ne}$
Capacidad flexural esperada	$M_{pe} = F_{ye} Z$

F_y corresponde a la tensión de fluencia, F_u es la tensión última, R_y es la razón entre tensión de fluencia esperada y F_y , R_t es la razón entre tensión última esperada y F_u , A_g es el área bruta de la sección y Z corresponde al módulo de sección plástico tomado en torno al eje de flexión.

El objetivo de estas capacidades esperadas es estimar la carga que puede ser traspasada por un elemento o conexión en el instante en que se produzca su plastificación y considerando la variabilidad de la tensión de fluencia.

En el acápite 8.3.4 se señala que columnas deben ser diseñadas considerando combinaciones de carga en que la acción sísmica horizontal ha sido amplificada por $0.7R_1$, el objetivo de este requisito es que las columnas permanezcan elásticas para preservar el sistema resistente gravitacional y evitar posibles incursiones inelásticas de estos miembros. El acápite 8.3.5 establece que estructuras categorías III y IV no pueden considerar las alternativas de diseño 8.4, 8.5, 8.6 y 8.7 las cuales permiten omitir los requisitos de esbeltez de ciertos miembros cuando se diseñan con cargas sísmicas amplificadas por $0.7R_1 \geq 1.0$.

El acápite 8.4 establece los requisitos generales para conexiones sismorresistentes y señala que la resistencia requerida para conexiones debe ser determinada con combinaciones de carga en que la acción sísmica ha sido amplificada por $0.7R_1 \geq 1.0$. La resistencia requerida no necesita ser mayor que el menor valor entre la capacidad esperada del elemento a conectar y la máxima carga que el sistema puede transferir a la conexión, además la resistencia requerida de la conexión no debe ser menor que la mitad de la capacidad esperada del elemento. En este acápite también se detallan los requisitos para empalmes de columnas, soldaduras, pernos de conexión y uniones.

En el acápite 8.5 se señalan los requisitos de diseño de pernos de anclaje dúctiles y su respectivo detallamiento. Además, establece que para bases de columnas empotradas el análisis estructural de considerar la rigidez rotacional secante de la base de columna K_s , que para el caso de base de columnas que consideran silla de anclaje y atiesadores verticales se tiene la siguiente expresión aproximada para el cálculo de esta rigidez:

$$K_s = \frac{E_s A_b n t b^2}{L_b} \quad (2.9)$$

En donde E_s corresponde al módulo de elasticidad del acero de pernos de anclaje, n es el número de pernos del lado traccionado, b es la distancia entre pernos traccionados y extremo opuesto de la placa base y L_b es la longitud flexible del perno de anclaje que corresponde de al largo expuesto del perno de anclaje más 8 veces su diámetro.

En acápite 8.5.3 se establecen los requisitos que deben cumplir las llaves de corte, en donde se señala que se deben diseñar para transmitir el total del esfuerzo de corte en el apoyo, lo que se traduce en

usar para el diseño el esfuerzo de corte que viene de las combinaciones con acción sísmica amplificada por $0.7R_1 \geq 1.0$.

En el acápite 8.6 se presentan los requisitos de diseño para marcos arriostrados concéntricamente. En el acápite 8.6.3 se definen los límites de esbeltez local y global para los elementos sísmosresistentes de planos verticales que trabajen en compresión, en cuanto a esbeltez local se establece el límite λ_{md} y para esbeltez global el límite $1.5 \pi \sqrt{E/F_y}$. Se pueden exceptuar de este requisito elementos cuya resistencia sea determinada usando las combinaciones con carga sísmica amplificada por $0.7R_1 \geq 1.0$ (Categorías I y II). En acápite 8.6.7 se establece que vigas o puntales horizontales se deben diseñar para el desbalance plástico, o sea suponer que las diagonales presentan su capacidad residual y que las diagonales traccionadas presentan su capacidad esperada. La tracción de las diagonales no necesita ser mayor que la determinada con cargas sísmicas amplificadas por $0.7R_1 \geq 1.0$.

El acápite 8.7 se muestran los requisitos de diseño para marcos de momento. En el acápite 8.7.3 se establece que las secciones de vigas de marcos de momento deben cumplir con el límite de esbeltez local λ_{md} . En el acápite 8.7.4 se especifica que en estructuras de varios niveles se recomienda que la suma de las capacidades flexurales esperadas reducidas por la carga axial en las columnas que concurren en un nudo sea mayor o igual a 1.2 veces la suma de las capacidades flexurales esperadas de las vigas conectadas en dicho nudo, este requisito reemplaza al criterio de columna fuerte y viga débil de la normativa del año 2003.

En el acápite 8.8 se detallan los requisitos para sistemas arriostrados horizontales. En el acápite 8.8.4 se establece que las diagonales y puntales de sistemas de diafragmas de piso o de cubierta deben cumplir con el límite de esbeltez local λ_{md} y el límite de esbeltez global $1.5 \pi \sqrt{E/F_y}$, se puede eximir de este requisito si estos elementos se diseñaron con cargas sísmicas amplificadas por $0.7R_1 \geq 1.0$.

2.4. Diseño lineal

En esta sección se definen los requisitos para el diseño lineal del Edificio de Remolienda según NCh2369 2023 (INN, 2023). Los siguientes requisitos de la normativa se deben aplicar:

- Verificación de esbeltez global y local de miembros estructurales o en su defecto estimar resistencia de miembros en base a las cargas sísmicas amplificadas por $0.7R_1 \geq 1.0$.
- Verificación de resistencia de perfiles según NCh427/1 (INN, 2016) considerando método LRFD.

- Vigas puntales en marcos arriostrados se deben diseñar para desbalance plástico con el objetivo de que resistan el desequilibrio post pandeo de diagonales.
- Diseño de columnas se realiza considerando combinaciones con carga sísmica amplificada por $0.7R_1 \geq 1.0$.
- Deriva de piso se verifica considerando el espectro de referencia.
- Conexiones de arriostramientos se diseñan considerando la capacidad esperada en tracción y compresión, pero no mayor a la que resulta de cargas sísmicas amplificadas por $0.7R_1 \geq 1.0$.
- Pernos de anclaje se diseñan con carga sísmica reducida, llave de corte se diseña con la carga proveniente de combinaciones de carga sísmica amplificada por $0.7R_1 \geq 1.0$, silla de anclaje y atiesadores se diseñan con la capacidad esperada en tracción de los pernos de anclaje.
- Verificación de corte basal mínimo.
- Se debe considerar rigidez rotacional de bases de columnas en el análisis estructural.

2.5. Modelación no lineal

En esta sección se expone la modelación de elementos fusibles estructurales del proyecto con el propósito de ilustrar el comportamiento de la estructura cuando entra en el rango no lineal, así como deformaciones de estos elementos cuando plastifican y disipan energía al entrar al rango no lineal. Para este análisis se considera la base infinitamente rígida por lo que se considera empotramiento en la dirección de marcos de momento y apoyo fijo en la dirección arriostrada. En Anexo E: se muestran los parámetros calculados y curvas no lineales de vigas, columnas y arriostramientos.

2.5.1. Rótulas de vigas.

Para vigas se considera una rótula plástica en los extremos según procedimiento ASCE41-17 (ASCE, 2017), esta rótula se define mediante una curva esfuerzo deformación (Ver Figura 2.1) procedimiento de ASCE41-17 (ASCE, 2017). Los parámetros para definir esta curva para vigas son los siguientes:

$$\theta_y = \frac{M_{pe}L(1 + \eta)}{6EI} \quad (2.10)$$

$$\eta = \frac{12EI}{L^2GA_s} \quad (2.11)$$

Donde θ_y es la rotación de fluencia de la sección, L es el largo de la viga, M_{pe} corresponde a la capacidad flexural esperada de la sección, I es la inercia entorno al eje de flexión, A_s es el área de corte efectiva y G es el módulo de corte del acero.

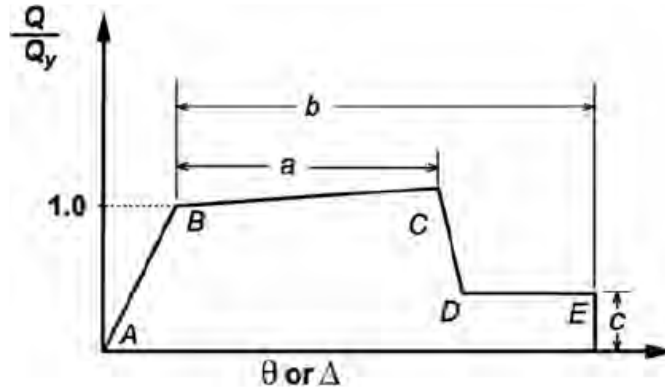


Figure 9-2. Generalized Force–Deformation Relation for Steel Elements or Components

Figura 2.1. Curva esfuerzo deformación generalizada para elementos de acero (Fuente: ASCE 41-17).

En base a los parámetros θ_y y η junto con los valores a, b y c de la Figura 2.2 que dependen de la esbeltez del elemento se obtiene la curva no lineal de las vigas de marcos de momento.

Modeling Parameters		Acceptance Criteria		
Plastic rotation angle a and b (radians) Residual strength ratio c		Plastic rotation angle (radians) Performance Level		
		IO	LS	CP
Beams				
1. Where: $\frac{b_f}{2t_f} \leq 0.30 \sqrt{\frac{E}{F_{ye}}}$ and $\frac{h}{t_w} \leq 2.45 \sqrt{\frac{E}{F_{ye}}}$	$a = 9\theta_y$ $b = 11\theta_y$ $c = 0.6$	<u>0.25^a</u> <u>0.25a</u>	^a <u>a</u>	^b <u>b</u>
2. Where: $\frac{b_f}{2t_f} \geq 0.38 \sqrt{\frac{E}{F_{ye}}}$ or $\frac{h}{t_w} \geq 3.76 \sqrt{\frac{E}{F_{ye}}}$	$a = 4\theta_y$ $b = 6\theta_y$ $c = 0.2$	<u>0.25^a</u> <u>0.25a</u>	<u>0.75^a</u> <u>0.75a</u>	^a <u>a</u>
3. Other: Linear interpolation between the values on lines 1 and 2 for both flange slenderness (first term) and web slenderness (second term) shall be performed, and the lower resulting value shall be used.				

Figura 2.2. Parámetros y criterios de aceptación de curva no lineal para vigas de marcos de momento (Fuente: Errata 1 ASCE, 2018).

2.5.2. Rótulas de columnas

La curva esfuerzo deformación para definir las rótulas en la base de columnas se obtiene mediante procedimiento ASCE 41-17. Los parámetros para definir esta curva son los siguientes:

$$\theta_y = \frac{M_{pce}L(1 + \eta)}{6\tau_p EI} \quad (2.12)$$

$$M_{pce} = \begin{cases} M_{pe} \left(1 - \frac{|P_g|}{2P_{ye}}\right), & \frac{|P_g|}{P_{ye}} < 0.2 \\ M_{pe} \frac{9}{8} \left(1 - \frac{|P_g|}{P_{ye}}\right), & \frac{|P_g|}{2P_{ye}} \geq 0.2 \end{cases} \quad (2.13)$$

$$\tau_p = \begin{cases} 1, & \frac{|P_g|}{P_{ye}} \leq 0.2 \\ 4 \frac{|P_g|}{P_{ye}} \left(1 - \frac{|P_g|}{P_{ye}}\right), & \frac{|P_g|}{P_{ye}} > 0.2 \end{cases} \quad (2.14)$$

En donde M_{pe} corresponde a la capacidad flexural reducido por efecto de la carga axial y P_g es la carga axial resultante de cargas gravitatorias ($D + 0.25L$).

En base a estos parámetros, junto con los valores a , b y c de la Figura 2.3 que dependen de la esbeltez del elemento, se obtiene la esfuerzo deformación normalizada de las columnas.

Modeling Parameters	Acceptance Criteria		
	Plastic rotation angle (radians) Performance Level		
Plastic rotation angle a and b (radians) Residual strength ratio c	IO	LS	CP
Columns in Compression ^{a,b}			
1. Where: $\frac{b_f}{2t_f} \leq 0.30 \sqrt{\frac{E}{F_{yc}}}$ and	0.5 ^a	0.75 ^b	1 ^b
For $\frac{P_G}{P_{yc}} < 0.2$ $\rightarrow \frac{h}{t_w} \leq 2.45 \sqrt{\frac{E}{F_{yc}}} \left(1 - 0.71 \frac{P_G}{P_{yc}}\right)$	0.5a	0.75b	b
For $\frac{P_G}{P_{yc}} \geq 0.2$ $\rightarrow \frac{h}{t_w} \leq 0.77 \sqrt{\frac{E}{F_{yc}}} \left(2.93 - \frac{P_G}{P_{yc}}\right) \leq 1.49 \sqrt{\frac{E}{F_{yc}}}$			
$a = 0.8 \left(1 - \frac{P_G}{P_{yc}}\right)^{2.2} \left(0.1 \frac{L}{r_y} + 0.8 \frac{h}{t_w}\right)^{-1} - 0.0035 \geq 0$			
$b = 7.4 \left(1 - \frac{P_G}{P_{yc}}\right)^{2.3} \left(0.5 \frac{L}{r_y} + 2.9 \frac{h}{t_w}\right)^{-1} - 0.006 \geq 0$			
$c = 0.9 - 0.9 \frac{P_G}{P_{yc}}$			
2. Where $\frac{b_f}{2t_f} \geq 0.38 \sqrt{\frac{E}{F_{yc}}}$ or	0.5 ^a	0.75 ^b	1 ^b
For $\frac{P_G}{P_{yc}} < 0.2$ $\rightarrow \frac{h}{t_w} \geq 3.76 \sqrt{\frac{E}{F_{yc}}} \left(1 - 1.83 \frac{P_G}{P_{yc}}\right)$	0.5a	0.75b	b
For $\frac{P_G}{P_{yc}} \geq 0.2$ $\rightarrow \frac{h}{t_w} \geq 1.12 \sqrt{\frac{E}{F_{yc}}} \left(2.33 - \frac{P_G}{P_{yc}}\right) \geq 1.49 \sqrt{\frac{E}{F_{yc}}}$			
$a = 1.2 \left(1 - \frac{P_G}{P_{yc}}\right)^{1.2} \left(1.4 \frac{L}{r_y} + 0.1 \frac{h}{t_w} + 0.9 \frac{b}{2t_f}\right)^{-1} - 0.0023 \geq 0$			
$b = 2.5 \left(1 - \frac{P_G}{P_{yc}}\right)^{1.8} \left(0.1 \frac{L}{r_y} + 0.2 \frac{h}{t_w} + 2.7 \frac{b}{2t_f}\right)^{-1} - 0.0097 \geq 0$			
$c = 0.5 - 0.5 \frac{P_G}{P_{yc}}$			
3. Other: Linear interpolation between the values on lines 1 and 2 for both flange slenderness (first term) and web slenderness (second term) shall be performed, and the lower resulting value shall be used.			

Figura 2.3. Parámetros y criterios de aceptación de curva no lineal para columnas (Fuente: Errata 1 ASCE, 2018).

2.5.3. Diagonales verticales marco arriostrado

Los arriostramientos verticales de marcos arriostrados se modelan en SAP2000 utilizando elementos no lineales tipo Link Multilinear Plastic (MLP). La respuesta de estos elementos se define por medio de una curva envolvente fuerza – deformación y una ley de degradación histerética de la rigidez. El tramo en tracción de la envolvente se define según procedimiento ASCE 41-17 (ASCE, 2017) donde la post plastificación la curva primero presenta degradación de la resistencia y posteriormente, fractura. En compresión se considera que la rigidez se mantiene lineal y elástica hasta alcanzar la capacidad nominal de pandeo, estimada en base al capítulo E de la NCh427/1 (INN, 2016). La transición desde la carga de pandeo a la carga residual post pandeo se modela como un decaimiento exponencial, cuyo orden fue calibrado por Urzúa (2015) según ensayos realizados por Black, Wenger y Popov (Black et al., 1980) a una serie de arriostramientos con distintas esbelteces, compacidades y secciones.

El largo considerado de los arriostramientos es el largo entre líneas de plastificación que corresponde a la distancia entre la línea de pernos más alejadas de los extremos de las conexiones de arriostramientos, en la Figura 2.4 se muestra un esquema de esta longitud.

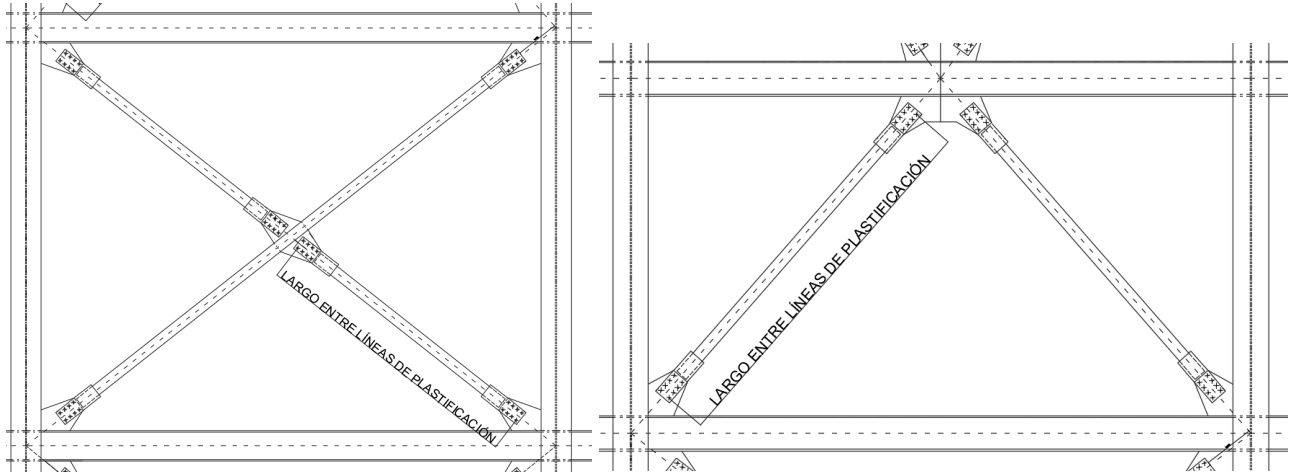


Figura 2.4. Largo entre líneas de plastificación para arriostramientos en X (Izquierda) y para arriostramientos individuales dispuestos en V (Derecha).

En la Figura 2.5 se muestra la curva monótonica paramétrica fuerza – deformación utilizada en el modelo.

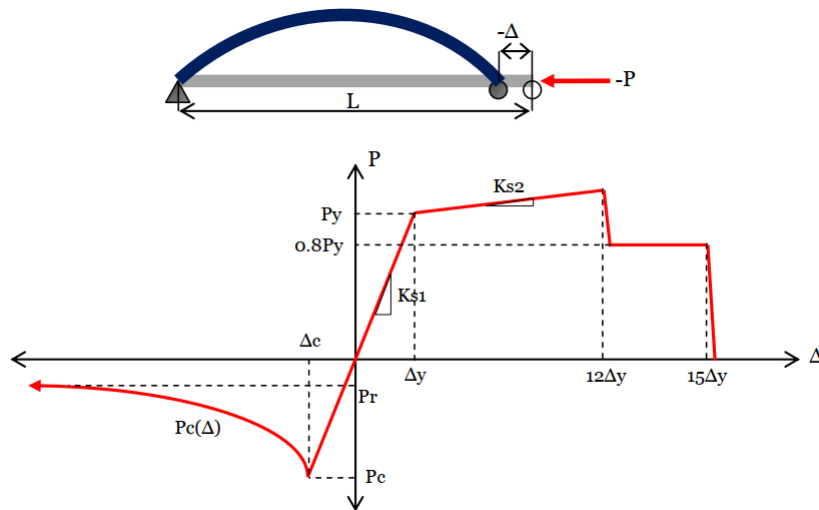


Figura 2.5. Curva monótonica paramétrica fuerza-deformación para arriostramientos verticales.

Los parámetros más relevantes para definir la curva son los siguientes:

$P_c(\Delta)$ Fuerza post pandeo, donde n se obtiene de la calibración de los modelos no lineales, $n = 1.4$, y 0.6 para secciones HN y tubular circular respectivamente.

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

P_r Fuerza residual, $P_r = 0.2 P_c$

P_c Fuerza de pandeo inelástico, $P_c = F_{cre} A_g$, según capítulo E del NCh 427/1 Of.2016, considerando la tensión de fluencia esperada del material.

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

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

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

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

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

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

L_e Largo efectivo del arriostramiento, definido como largo total menos la distancia de la conexión, la cual se detalla en el Anexo 2.1.

K Factor de longitud efectiva, que se considera igual a 1 para arriostramientos individuales y 0.5 para diagonales que se cruzan en su punto punto medio.

La degradación histerética de la resistencia y rigidez se incorpora por medio de un modelo pivot, el cual viene incorporado como opción para definir la histéresis de elementos tipo Link en SAP2000. La Figura 2.6 muestra la curva histerética del modelo pivot.

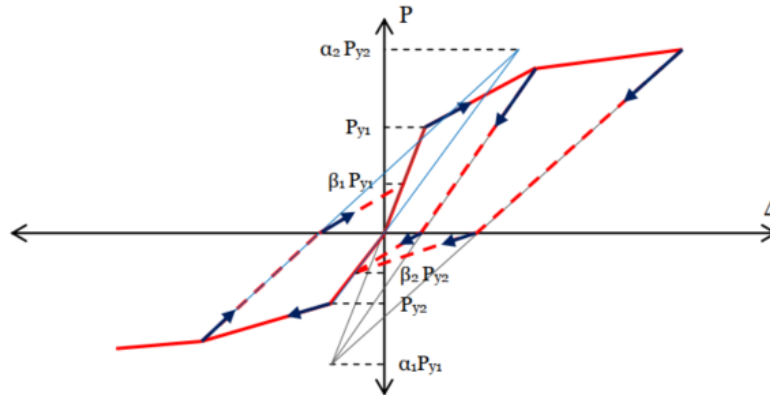


Figura 2.6. Curva histerética modelo tipo pivot para arriostramientos verticales.

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

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

Los parámetros considerados son los mismo que Urzúa (2015), con objetivo de producir un comportamiento similar al característico de arriostramiento bajos cargas cíclicas. Los parámetros utilizados son los siguientes:

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

2.5.4. Criterios de aceptación

Las curvas esfuerzo-deformación de vigas, columnas, así como las deformaciones de arriostramientos consideran los siguientes criterios de aceptación:

- IO: Se asegura la ocupación inmediata luego de un evento sísmico.

- LS: Se asegura la seguridad de las vidas de personas de la estructura luego de un evento sísmico.
- CP: Se asegura la prevención del colapso de la estructura luego de un evento sísmico.

En la Figura 2.2 y Figura 2.3 expuestas anteriormente se muestran estos límites para las rotulas de vigas y columnas, respectivamente. Además, en la Figura 2.7 se detallan los límites para modelamiento no lineal de arriostramientos en base a ASCE 41-17 (ASCE, 2017). En Anexo E: se detalla el valor numérico de estos límites para vigas y arriostramientos.

En cuanto a la normativa NCh2369 2023, según acápite 5.10.4.4 el criterio de aceptación corresponde al 50% del límite de seguridad de vida (LS) para SDI con objetivo de cumplir con los objetivos tradicionales de la normativa. Para SMP se debe considerar el 100% del límite de seguridad de vida (LS).

Table 9-8. Modeling Parameters and Acceptance Criteria for Nonlinear Procedures—Structural Steel Components—Axial Actions

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

Figura 2.7. Criterios de aceptación para modelación no lineal de arriostramientos (Fuente: ASCE 41-17).

2.6. Análisis no lineal

Para la evaluación del desempeño sísmico se realizan análisis tiempo historia lineales y no lineales, además se determina la incursión no lineal de ciertos elementos.

El nivel de demanda sísmica probabilista se estima para la zona de emplazamiento de la estructura, la cual se define como la ubicación de la Planta Minera Gabriela Mistral, Región de Antofagasta, Chile. El nivel de amenaza sísmica se considera 5% de probabilidad de excedencia en 50 años para nivel de

diseño SDI y 10% de probabilidad de excedencia en 100 años para máximo sismo posible SMP. Se consideran los primeros modos de vibración por dirección ya que ambos reúnen aproximadamente el 90% de la masa, $T_{1x} = 0.64$ [s] y $T_{1y} = 0.93$ [s], por lo que se seleccionan 11 registros de forma espectral por periodo y por cada nivel de amenaza, resultando 22 registros para cada nivel de amenaza que se traducen en 44 registros en total para el análisis tiempo historia no lineal. La selección de registros se hizo en base a la metodología de escalamiento espectral indicada en ASCE 7-16 (ASCE, 2016) considerando un espectro objetivo de tipo media condicionada. En Anexo F: se muestra el procedimiento con mayor detalle. En Anexo G: se muestran las principales propiedades de los registros sísmicos obtenidos para el análisis.

Se utiliza la duración acortada o “bracketed duration” (Bolt, 1973), la cual considera la parte más significativa del sismo y filtra los datos considerando el lapso de tiempo entre el primer y último dato que supera el valor de 0.05g. El utilizar esta duración acortada permite eliminar cualquier ruido o interferencia en los registros, además al considerar la parte más relevante del sismo en el análisis estructural se reduce el tiempo computo. En la Figura 2.8 se aprecia la duración acortada para 1 registro en las 3 direcciones ortogonales del sismo.

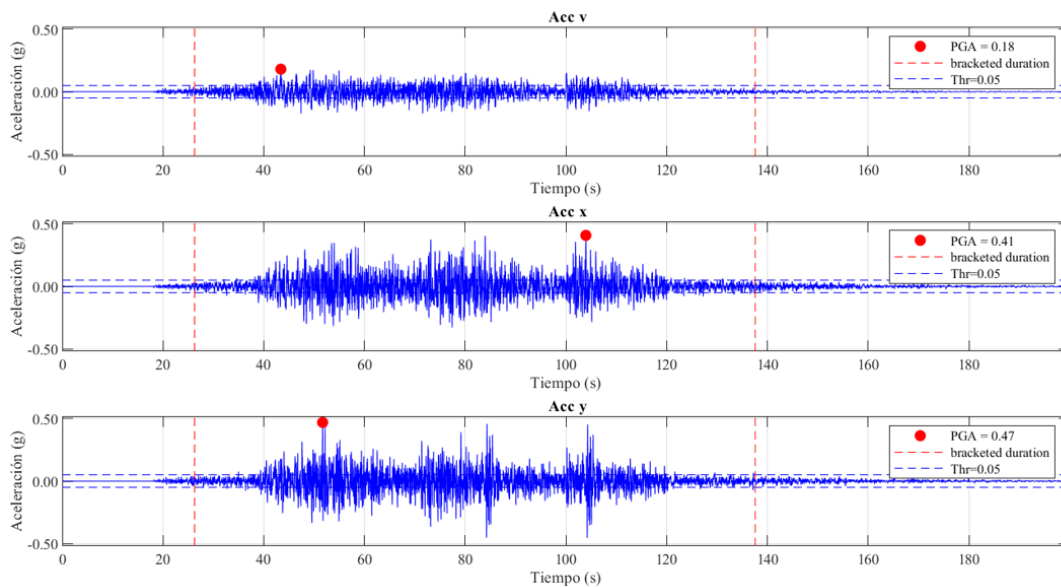


Figura 2.8. Duración acortada para los registros sísmicos.

Las cargas se aplican con una función tipo “Ramp” que aumenta linealmente desde cero hasta 1 en un intervalo de tiempo y luego se mantiene constante (Ver Figura 2.9), esto se realiza para aplicar las cargas de manera quasi-estática y con un alto nivel de amortiguamiento para no excitar el comportamiento dinámico.

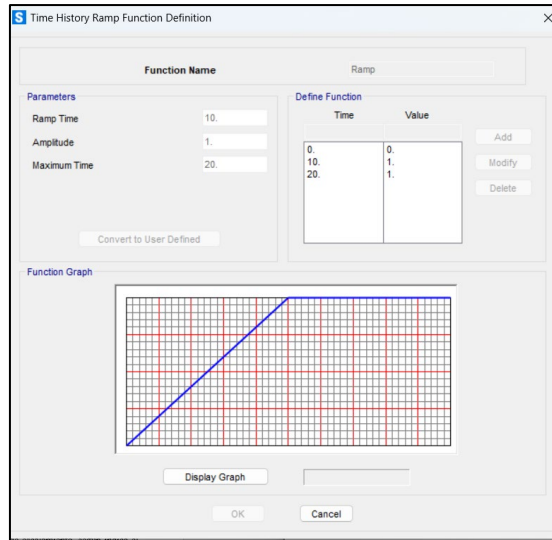


Figura 2.9. Función tipo Ramp.

Se definieron los load case en el software SAP2000 para los 44 registros considerando análisis no lineal tiempo historia. Como condicion inicial se tiene un estado de carga tipo no lineal tiempo historia “WS_MTH”, que considera los 50 primeros modos de vibrar en el analisis modal con vectores de Ritz. Además, se considera el 100% de las cargas permanentes más el 25% de cargas vivas ($D + 0.25L$) tal como se muestra en la Figura 2.10, estas cargas se aplican con la función “Ramp” definida anteriormente.

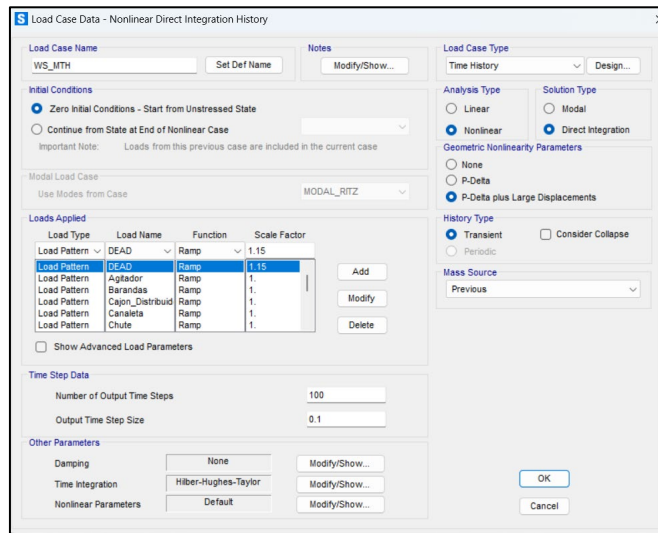


Figura 2.10. Condicion de inicial de estado de carga.

Para el analisis lineal se parte de condiciones iniciales 0, considera análisis modal tiempo historia y amortiguamiento $\xi = 0.03$. Para para análisis no lineal se parte del load case “WS_MTH”, considera análisis tiempo historia con integración directa y un amortiguamiento tipo Rayleigh definido en

SAP2000 mediante los dos primeros modos fundamentales de vibrar y un valor de amortiguamiento inherente de la estructura de $\xi = 0.02$ según acápite 5.10.4.3 de NCh2369 2023 (INN, 2023), en la Figura 2.11 se muestran estos parámetros ingresados al software.

Para ambos tipos de análisis se considera el número de pasos que viene del registro sísmico acortado y un paso de tiempo igual al del registro. Estos load case consideran las aceleraciones en las 3 direcciones ortogonales del sismo (U1, U2 y U3) multiplicadas por el factor de escalamiento y la constante de aceleración g. En la Figura 2.12 y Figura 2.13 se muestran cada uno de los parámetros ingresados para análisis lineal y no lineal, respectivamente.

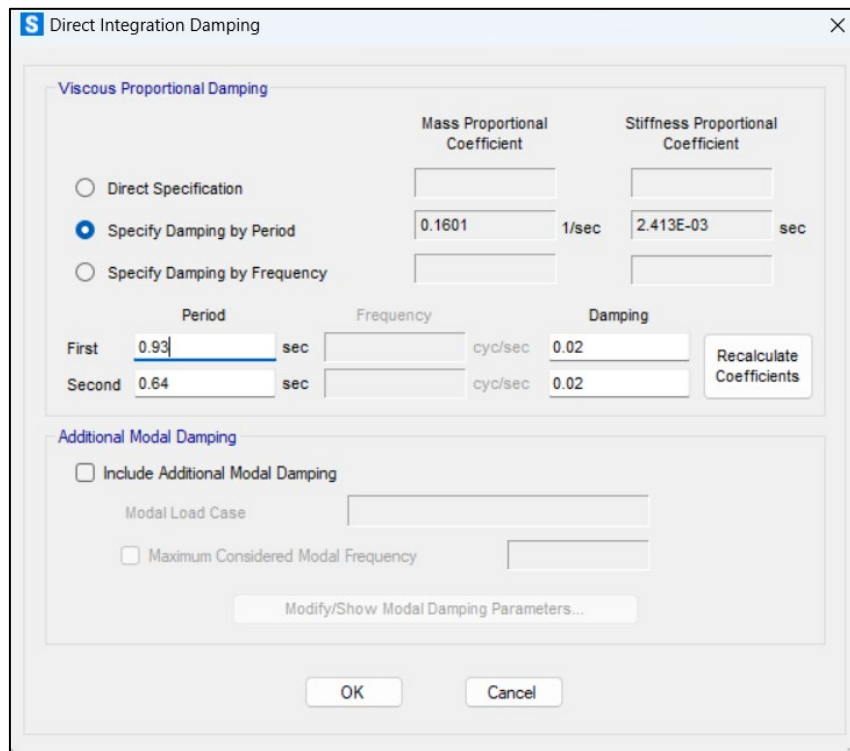


Figura 2.11. Amortiguamiento tipo Rayleigh análisis no lineal en software SAP2000.

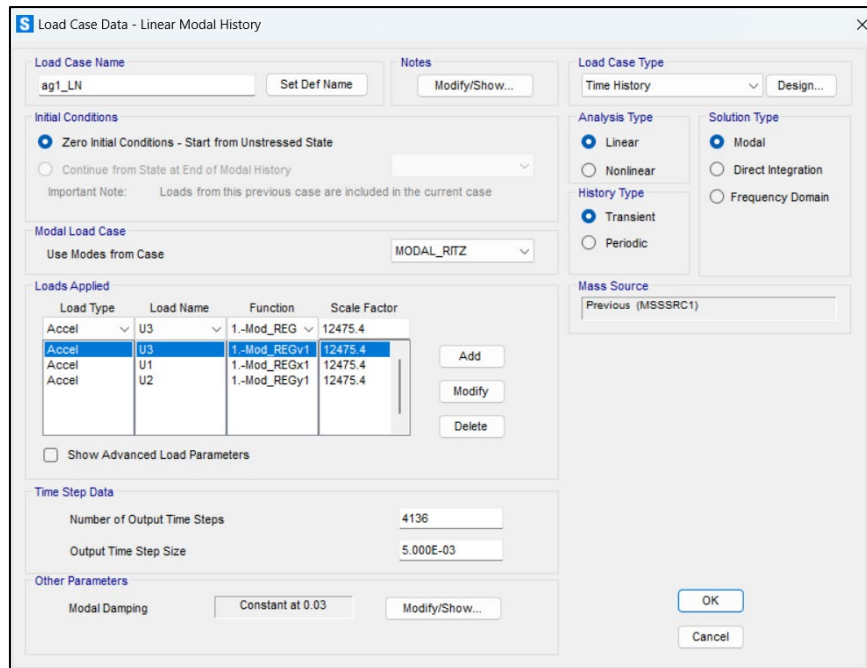


Figura 2.12. Ingreso parámetros análisis lineal en software SAP2000.

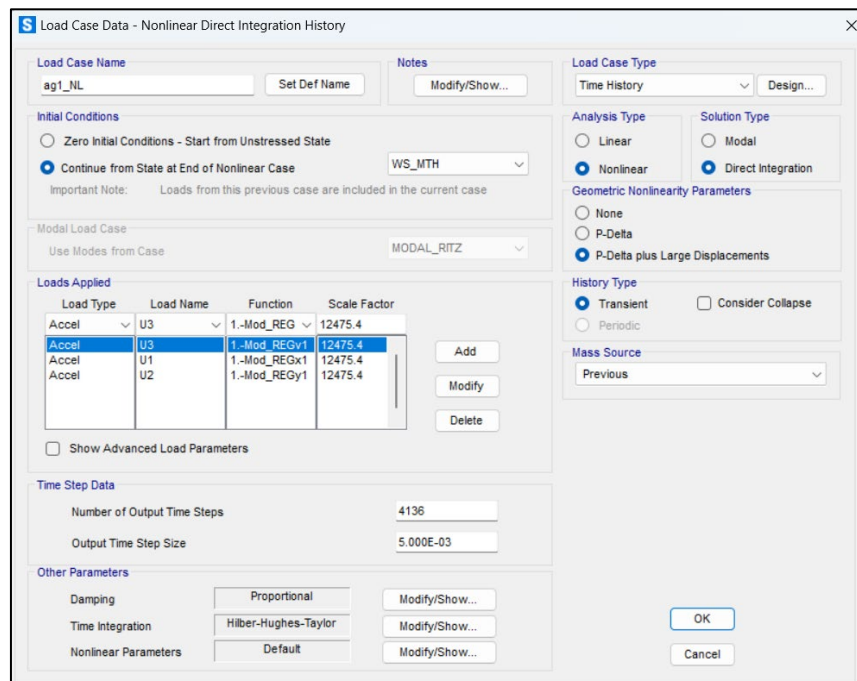


Figura 2.13. Ingreso parámetros análisis no lineal en software SAP2000.

En base a los resultados de los análisis se calculan los siguientes parámetros:

Factor de reducción de respuesta por ductilidad:
$$R_{\mu} = \frac{V_{lineal}}{V_{no\ lineal}} \quad (2.15)$$

Factor de sobrerresistencia:
$$\Omega = \frac{V_{no\ lineal}}{V_{lineal}} \quad (2.16)$$

Factor de reducción de respuesta:
$$R = R_{\mu} \Omega \quad (2.17)$$

Donde V_{lineal} y $V_{no\ lineal}$ corresponden al corte basal del análisis lineal y no lineal, respectivamente. De los análisis no lineales se obtiene también se obtiene la deformación axial de arriostramientos, factores de utilización de columnas, también se analizan rotulas de columnas y vigas que incursionan en el rango no lineal. Estos resultados se comparan los criterios de aceptación mencionados anteriormente.

2.7. Conclusiones

En este capítulo se presentó breve reseña histórica del diseño de estructuras industriales en Chile y la necesidad de mantener siempre actualizadas las normativas, en base a esto se detallaron los principales cambios normativos con objetivo de garantizar que se cumplan los objetivos tradicionales de diseño ya que el terremoto del 2010 evidencio daños en algunos elementos y en esta normativa se hicieron los ajustes correspondientes para evitar que vuelvan a ocurrir, ademas se incluye el conocimiento adquirido de las últimas décadas.

Posteriormente, se detallaron los requisitos para el diseño lineal según la normativa del 2023. Luego, se expuso la metodología de modelación no lineal de columnas, vigas de marcos de momento y arriostramientos junto con los respectivos criterios de aceptación.

Por último, se expuso la metodología para desarrollar los análisis lineales y no lineales tiempo historia, ademas de la obtención de los resultados respectivos.

CAPÍTULO 3: DISEÑO LINEAL

3.1. Introducción

En el presente capítulo se muestra el diseño del Edificio de Remolienda en base a las disposiciones de la norma NCh2369 2023 (INN, 2023). Primero se indican los materiales de perfiles estructura y sus respectivas propiedades, luego los distintos estados de cargas aplicados al modelo para definir las combinaciones de carga, posteriormente se muestra la verificación de resistencia estructural. Además, se indica la verificación de deflexiones verticales y deriva de piso. Luego se muestra la metodología se muestra el diseño de placa base y el cálculo de la rigidez secante. Por último, se expone la metodología aplicada para el diseño de conexiones de arriostramientos.

3.2. Materiales

Para perfiles, planchas, barras y pernos de anclaje se utilizó acero estructural ASTM A36 (Ver Tabla 3.1) y para hormigón de pedestal se utilizó un G25 (Ver Tabla 3.2).

Tabla 3.1. Propiedades acero estructural ASTM A36.

Acero estructural ASTM A36		
Módulo de elasticidad [MPa]	Es	200000
Tension mínima de fluencia especificada [MPa]	Fy	248
Tension ultima mínima especificada [t/cm ²]	Fu	400
Razon entre tension de fluencia esperada y la tension mínima de fluencia esperada para perfiles fabricados con planchas de acero	Ry	1.3
Razon entre tension de fluencia esperada y la tension mínima de fluencia esperada para pernos de anclaje	Ry	1.5

Tabla 3.2. Propiedades hormigón G25

Hormigón G25		
Módulo de elasticidad [MPa]	E	23500
Resistencia a la compresion [MPa]	f'c	25

3.3. Cargas

A continuación, se muestra la estimación de las cargas aplicadas al modelo y en el Anexo B: se muestran cada una de estas cargas aplicadas al modelo estructural.

3.3.1. Cargas muertas (D_t)

La carga muerta corresponde al peso de los perfiles estimado por el programa SAP2000 (DEAD), más 15% adicional por conexiones. Además, se consideran las cargas permanentes de peso de parrillas de piso (D_{parr}) y barandas (D_{bar}) en los distintos niveles de la estructura, siendo estos de 0.48 [kN/m²] y 0.27 [kN/m²] respectivamente.

3.3.2. Carga de equipos mecánicos (E_{mec})

Corresponde al peso de los equipos mecánicos:

- Molino de Jaula (M_{OL}).
- Agitador (A_g).
- Motores (M_{TR}).
- Cajón Distribuidor (C_D).
- Harneros Vibratorios (H_{AV}).
- Canaleta (C_{AN}).
- Chute (C_{hu}).

3.3.3. Carga de material de los equipos mecánicos (M_{AT})

Corresponde al peso de material que sostienen los equipos mecánicos:

- Material Molino (M_{ol_pp})
- Material Cajón Distribuidor (C_{D_mat})
- Material Harnero (H_{AR_mat})
- Material Canaleta (C_{AN_mat})
- Atollo de Chutes (C_{hu_mat})

3.3.4. Carga viga monorriel (M_R)

Se consideran cargas de levante + 25% de impacto de 62.5 [kN] y 93.8[kN] por viga monorriel en los sectores más desfavorables de los niveles 1 y 2.

3.4. Cargas vivas (L)

Corresponden a las cargas de operación de la estructura que son 0.4 [kN/m²] y 0.8 [kN/m²] para plataformas de equipos livianos y plataformas de equipos pesados, respectivamente.

3.5. Cargas de viento (W_x, W_y)

Las cargas de viento se calcularon en base al acápite 7 de la norma NCh432 Of.2010 (INN, 2010) considerando el procedimiento analítico. El diseño considera de la norma los casos 1, donde el viento se aplica 100% en una dirección de análisis, y el caso 3 en donde actúa el 75% del viento en ambas direcciones (componente diagonal).

La distribución de velocidades se estima de la siguiente forma:

$$q_z = 0.613 \cdot K_z \cdot K_{zt} \cdot K_d \cdot v^2 \cdot I \quad (3.1)$$

En base a q_z se calcula la presión de viento de diseño sobre elementos estructurales con la siguiente ecuación:

$$F = q_z \cdot G \cdot C_f \cdot A \quad (3.2)$$

En la Tabla 3.3 se muestran los parámetros utilizados para estimar las cargas de viento

Tabla 3.3. Parámetros cargas de viento.

Parámetros cargas de viento		
Velocidad básica del viento [m/s]	V	30
Categoría de Ocupación	c.o	II
Factor de direccionalidad	K _d	0.85
Factor de importancia	I	1
Categoría Rugosidad	c.r	C
Categoría de Exposición	c.e	C
Altura máxima edificio [m]	z	26.7
Coefficiente de exposición de la distribución de velocidades	K _z	1.23
Factor topográfico	K _{zt}	1
Factor efecto ráfaga	G	0.85
Coefficiente eólico	C _f	2

3.6. Carga sísmica (E_x , E_y , E_z)

El sismo horizontal (E_x, E_y) se representa mediante análisis modal espectral indicado en la norma NCh2369 2023 (INN,2023). La estructura se califica como categoría II, factor de importancia I igual a 1, está emplazada en Zona sísmica 2 y suelo tipo B, con un factor de modificación de la respuesta R igual a 5 que es el máximo que permite la norma. Para el análisis modal se consideró 100% de las cargas permanentes más el 25% de la carga viva como peso sísmico. En la Tabla 3.4 se indican los parámetros sísmicos considerados.

Tabla 3.4. Parámetros sísmicos.

Categoría estructura	c.est	II
Factor de importancia	I	1
Zona sísmica	zs	2
Aceleración efectiva máxima	A_o	0.3
Tipo de suelo	T_s	B
Parámetros dependientes del tipo de suelo	S	1
	$T_o[s]$	0.3
	p	1.6
	$T1(s)$	0.27
Amortiguamiento	ξ	0.03
Factor de Reducción de Respuesta	R	5

La Figura 3.1 muestra el espectro de diseño considerado en base a la normativa NCh2369 2023 (INN, 2023) junto con el de la normativa NCh2369 Of.2003 (INN, 2003) a modo de comparación.

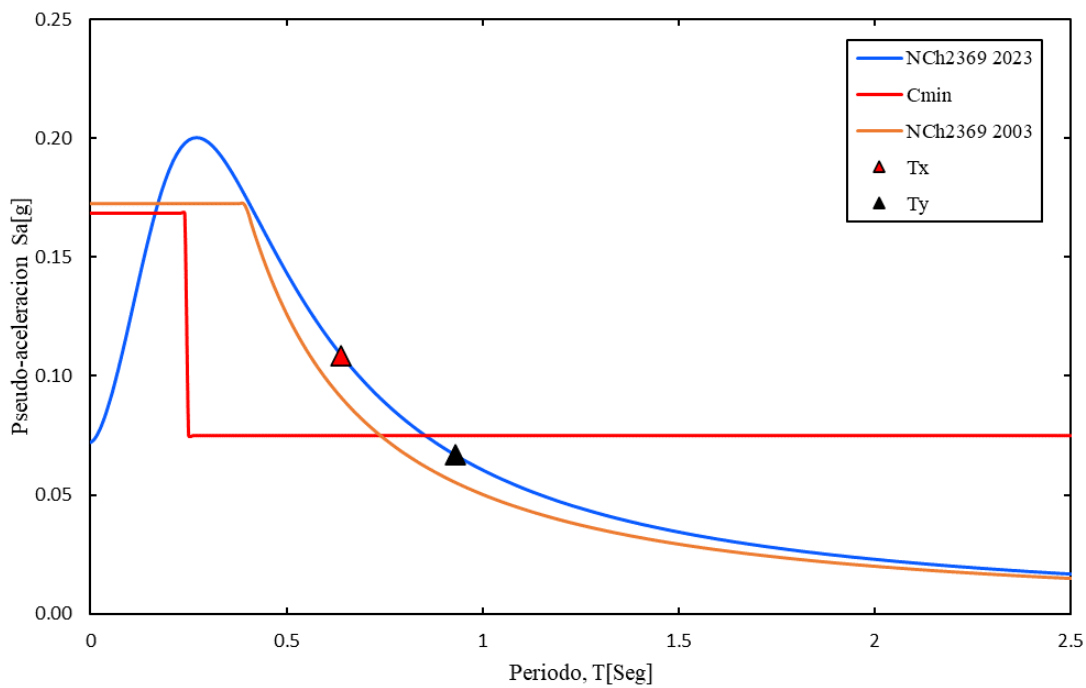


Figura 3.1. Espectro de diseño NCh2369 2023 y 2003.

Como se ve en la Figura 3.1 para el período en dirección y se tiene un corte menor al valor mínimo establecido por la norma por lo que fue necesario amplificar por 1.4 para cumplir con este valor. En la Tabla 3.5 se tiene un resumen de los resultados del análisis modal espectral.

Tabla 3.5. Resumen resultados análisis modal espectral.

Peso sísmico	P [kN]	3927.23
Período fundamental dirección x	T_x [s]	0.64
Período fundamental dirección y	T_y [s]	0.93
Coefficiente sísmico dirección x	C_{sx}	0.092
Coefficiente sísmico amplificado dirección y	C_{sy}	0.075
Coefficientes sísmico mínimo	C_x	0.075

Para sismo vertical (E_z) se realizó un análisis estático considerando el coeficiente sísmico vertical (C_v). En la Tabla 3.6 se indican los coeficientes sísmicos que se ingresan en “load case data” para realizar el análisis estático.

Tabla 3.6. Coeficiente sísmico vertical para los estados de carga.

Notación	C_v
D_t	0.407
E_{mec}	0.354
M_{AT}	0.354
Carga viva (L)	0.089

3.7. Resumen cargas.

En la Tabla 3.7 se muestra un resumen de las cargas aplicadas a la estructura.

Tabla 3.7. Resumen de cargas.

Carga	Componente	SAP2000 [kN]
DEAD (+15% conexiones)	Fz	1188.83
D_{parr}	Fz	373.16
D_{bar}	Fz	78.85
D_t	Fz	1640.84
M_{OL}	Fz	196.20
A_g	Fz	29.43
M_{TR}	Fz	98.10

Carga	Componente	SAP2000 [kN]
C_D	Fz	109.87
H_{AV}	Fz	293.71
C_{AN}	Fz	22.85
C_{hu}	Fz	39.00
M_{ol_pp}	Fz	19.62
C_{D_mat}	Fz	289.40
H_{AR_mat}	Fz	52.97
C_{AN_mat}	Fz	121.64
C_{hu_mat}	Fz	317.24
M_R	Fz	613.32
L	Fz	4054.41
W_x	Fx	455.87
W_y	Fy	450.42
E_x	Fx	363.16
E_y	Fy	294.54
E_z	Fz	1390.24

3.8. Combinaciones de carga.

Las combinaciones que no consideran sismo son las establecidas en la norma NCh3171 2017 (INN, 2017) , al incorporar carga sísmica se deben adoptar las combinaciones de cargas establecidas en NCh2360 2023 (INN, 2023).

Para la verificación de miembros resistentes se consideran las siguientes combinaciones mayoradas de método LRFD:

- $1.4D$
- $1.2D + 1.6L$
- $1.2D + L$
- $1.2D + 0.8W$
- $1.2D + 1.6W + L$
- $0.9D + 1.6 W$
- $1.2D + 0.25L + 1.4E$
- $D + 1.4E$

Para verificación de serviciabilidad y drift sísmico se tienen las siguientes combinaciones según método ASD:

- D
- $D + L$
- $D+W$
- $D + L + W$
- $0.6D + W$
- $D + 0.25L + E$
- $D + E$

Donde D corresponde a la carga muerta, L carga viva, W carga de viento y E es la carga sísmica según regla de simultaneidad considerando sismo de diseño para diseño de elementos resistentes y corresponde al sismo de referencia para verificación de serviciabilidad y drift sísmico.

Para verificación de columnas y elementos que requieran permanecer elásticos ante sismos se debe amplificar la carga sísmica por $0.7R_1$.

3.9. Verificación resistencia estructural

Verificación de esbeltez global y local de perfiles estructurales se muestran en Anexo C:.

Según apartado 8.3.4 de NCh2369 2023 (INN, 2023), columnas deben cumplir con sismo amplificado por $0.7 R_1 = 3.5$ con el propósito de proteger el sistema resistente gravitacional ante posible incursiones inelásticas de la estructura, esto con el fin de cumplir con el objetivos de desempeño de la norma. En la Figura 3.2 se muestra este este resultado.

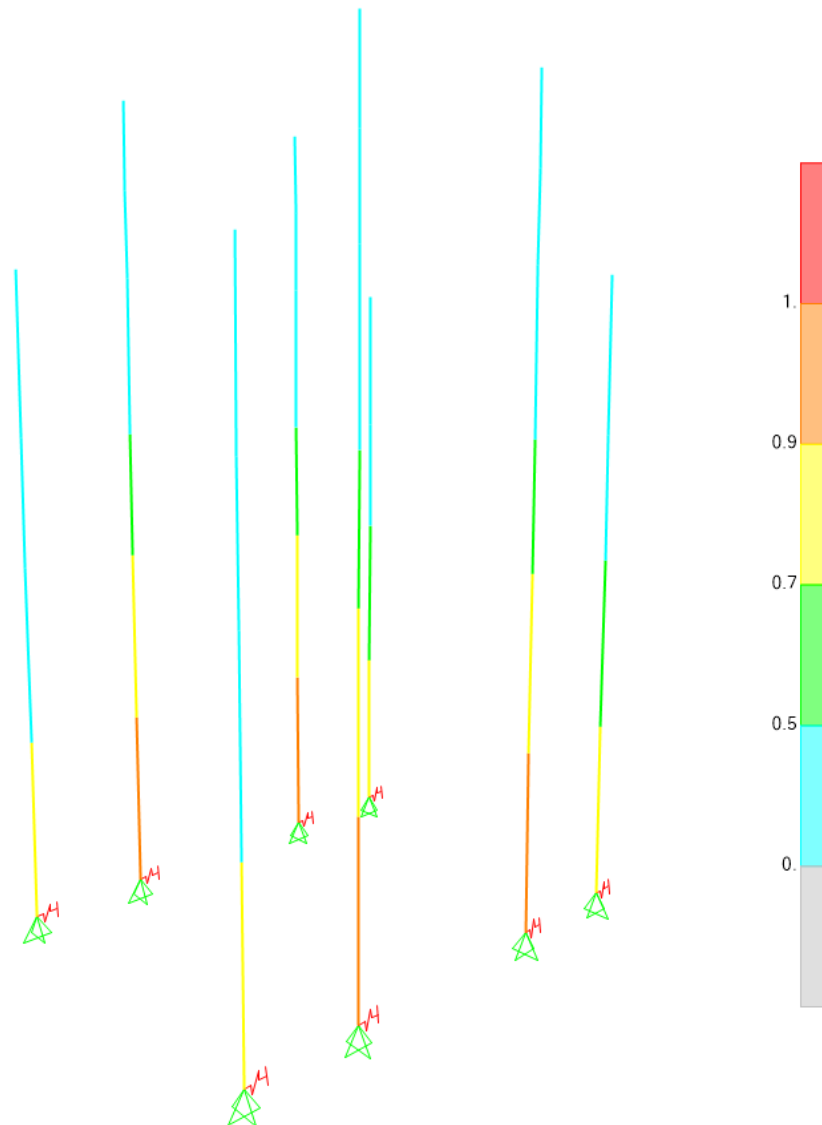


Figura 3.2. Factores de utilización sismo amplificado.

La verificación de los demás elementos estructurales se hizo para combinaciones de diseño LRFD, la Figura 3.3 muestra este resultado.

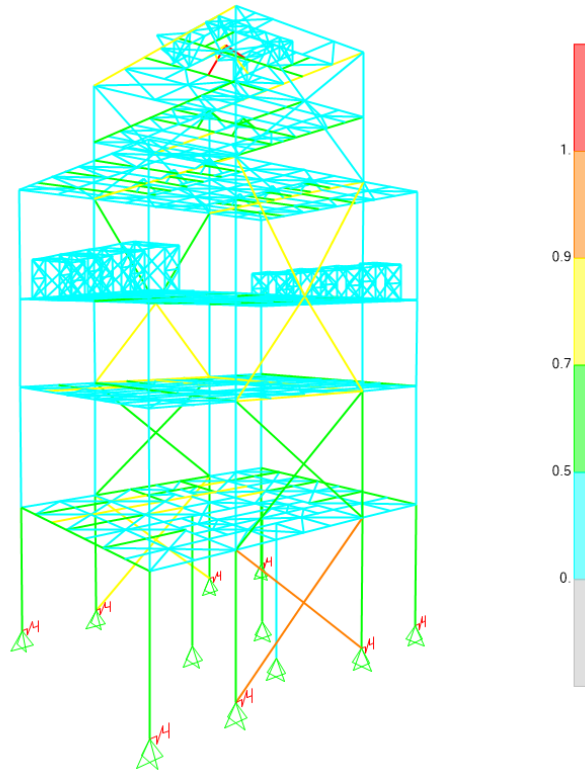


Figura 3.3. Factores de utilización combinaciones de diseño LRFD.

En el Anexo D: se muestra con mayor detalle cada uno de los factores de utilización (FU) del diseño de la estructura para combinaciones de diseño LRFD y para combinaciones de carga amplificada por R_1 .

La verificación de puntales de compresion de marcos arriostrados establecida en acápite 8.6.7 de NCh2369 2023 (INN, 2023) se realiza en base al procedimiento mostrado en el Anexo H: y se obtienen los siguientes resultados:

Tabla 3.8. Resultados desbalance plástico.

Nivel	Viga	Pu (kN)	M (kN-m)	V (kN)	FU
1	IN 40x49.3	284.61	42.02	0.06	0.41
2	IN 40x55.4	300.25	57.16	11.95	0.43
3	IN 40x49.3	211.40	79.85	26.18	0.55
4	IN 45x64.4	103.94	23.27	1.32	0.11

3.10. Verificación deflexiones verticales.

La verificación de deflexiones verticales se realiza en base a los criterios de diseño del proyecto, en donde se considera un límite $L/300$ para plataformas generales (Vigas de piso), $L/500$ para plataformas de Equipos Generales, $L/600$ para viga Monorriel y $L/1000$ para plataformas que soportan equipos vibratorios. En Anexo C: se muestra a detalle esta verificación.

3.11. Verificación de drift de entrepiso

Se considera un drift sísmico máximo de 1.5% de la altura de entrepiso según NCh2369 2023 (INN, 2023) para estructuras en general. Para viento se considera un límite de $H/200$ como criterio de diseño, donde H corresponde a la altura de entrepiso. A continuación se muestran estos resultados.

Tabla 3.9. Drift de entrepiso por acción sísmica.

Nivel	H[mm]	Δ_x [mm]	Δ_y [mm]	δ_x	δ_y	δ_{lim}	Status
1	5700	26.80	30.10	0.47 %	0.53 %	1.5 %	OK
2	11200	26.20	38.40	0.48 %	0.70 %	1.5 %	OK
3	15200	20.30	24.90	0.51 %	0.62 %	1.5 %	OK
4	20200	23.00	27.40	0.46 %	0.55 %	1.5 %	OK
5	22950	8.40	13.00	0.31 %	0.47 %	1.5 %	OK
6	25700	6.70	10.30	0.24 %	0.37 %	1.5 %	OK

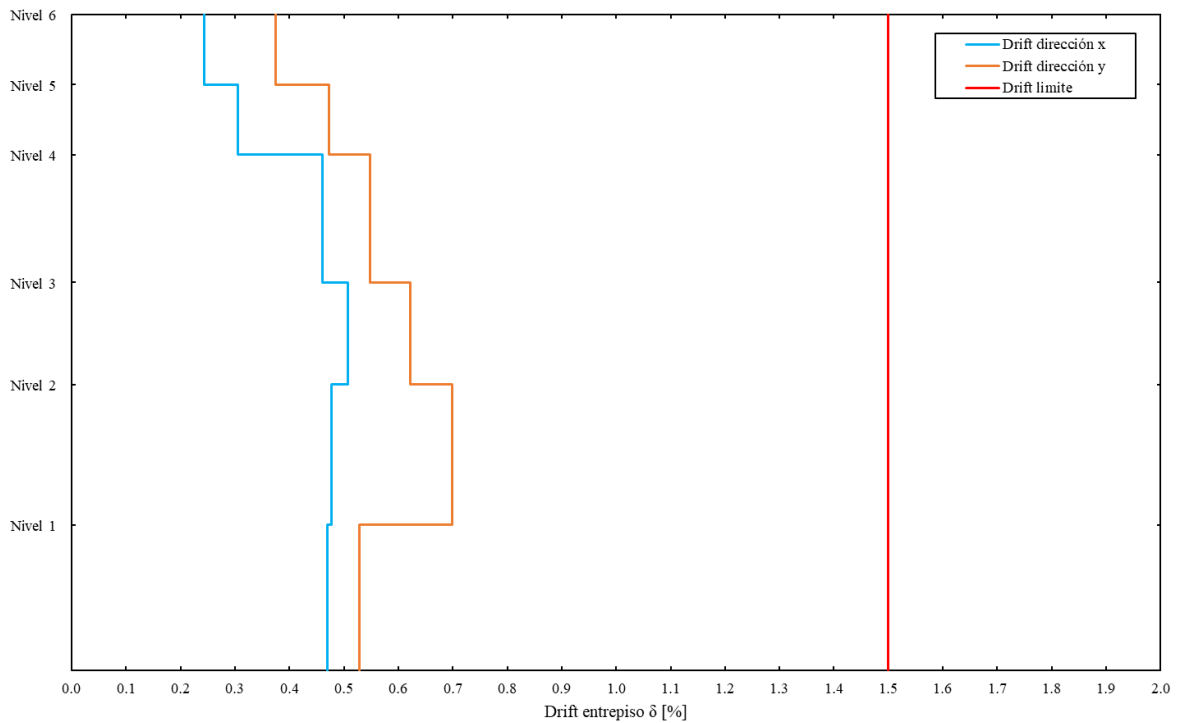


Figura 3.4. Drift de entrepiso por acción sísmica.

Tabla 3.10. Drift de entrepiso debido a acción del viento.

Nivel	H[mm]	Δ_x [mm]	Δ_y [mm]	Δ_{adm} [mm]	Status
1	5700	8.00	4.10	28.50	OK
2	11200	9.80	3.40	27.50	OK
3	15200	5.80	2.20	20.00	OK
4	20200	5.00	2.20	25.00	OK
5	22950	1.70	0.70	13.75	OK
6	25700	1.40	0.70	13.75	OK

3.12. Detalle de anclaje estructura - fundación

El diseño de los pernos de anclaje se realizó en base a las combinaciones sísmicas reducidas por R_1 ya que son elementos disipadores de energía y se espera que entren en el rango no lineal (anclaje dúctil). Silla de anclaje, atiesadores y placa base se diseñaron considerando que los pernos puedan alcanzar una tracción igual a su fluencia esperada. Llave de corte se diseña para cargas amplificadas por R_1 . A continuación se muestra el diseño del anclaje de la estructura para columnas externas e internas.

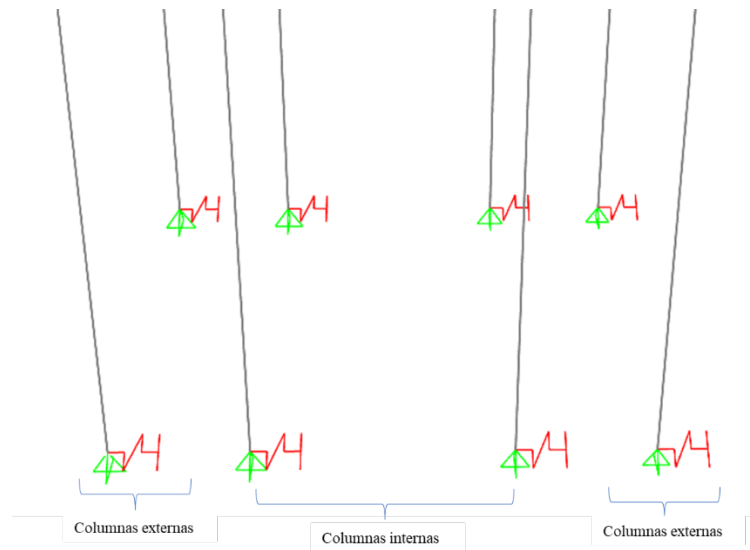


Figura 3.5. Distinción columnas.

Tabla 3.11. Diseño anclajes.

Parámetro	Columnas externas	Columnas internas
FU pernos	0.77	0.96
Cantidad de pernos	3+3 PA 1"	5+5 PA 1"
Dimensiones placa base	PL 900x400x22mm	PL 900x500x22mm
Dimensiones pedestal	PL 1100x600xmm	PL 1100x700xmm
Dimensiones silla de anclaje	PL 400x100x22mm	PL 500x100x22mm

Parámetro	Columnas externas	Columnas internas
Dimensiones atiesador	PL 300x100x12mm	PL 300x100x12mm
Dimensiones llave de corte	PL 150x150x10mm	PL 240x240x18mm

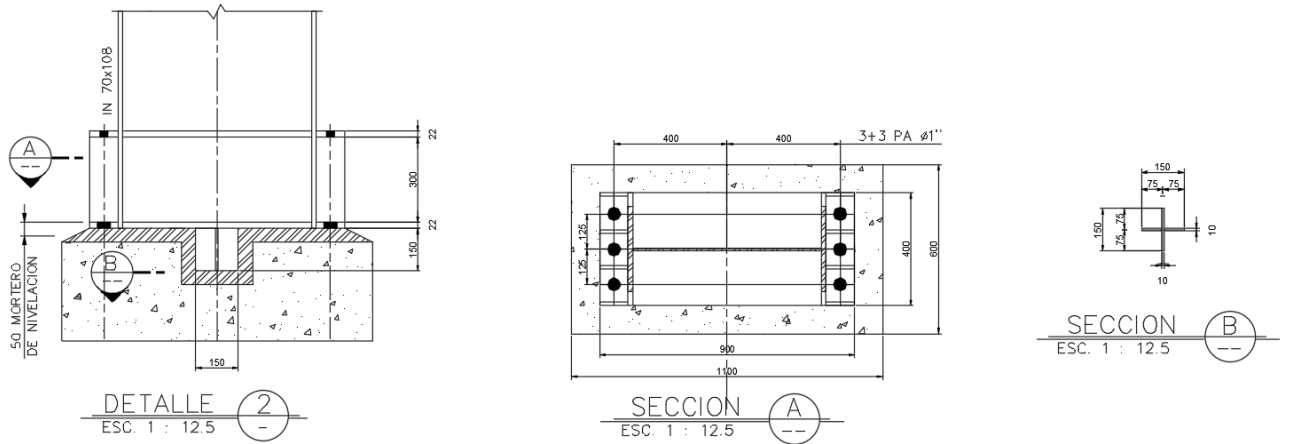


Figura 3.6. Diseño placa base columnas externas.

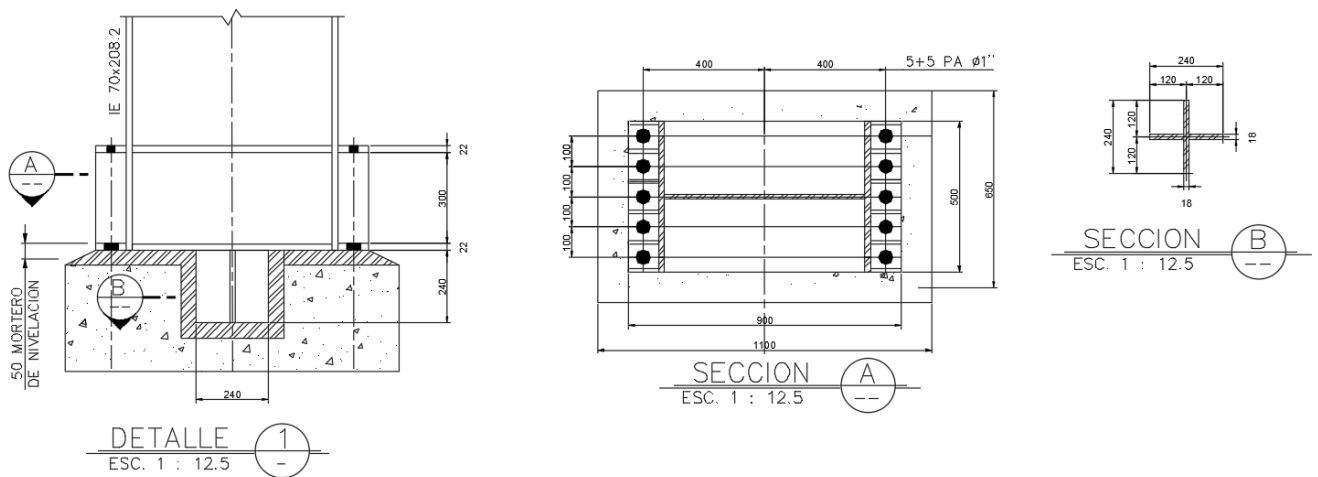


Figura 3.7. Diseño placa base columnas internas.

En base a este diseño se calcula la rigidez secante establecida en acápite 8.5.2 de la norma NCh2369 2023 (INN, 2023) que se modela mediante un resorte rotacional. En la Tabla 3.12 se muestra este resultado.

Tabla 3.12. Estimación rigidez secante.

Parámetro		Columnas externas	Columnas internas
Área perno de anclaje [mm ²]	Ab	507	507
Distancia entre centro de pernos traccionado y extremo opuesto de la placa base [mm]	b	850	850
Longitud flexible perno de anclaje [mm]	Lb	547.2	547.2
Numero de pernos traccionado	nt	3.0	5.0
Rigidez secante [kN-m/rad]	Ks	401421	669035

3.13. Conexiones

Conexiones de arriostamientos diseñan en base a disposiciones NCh2369 2023 (INN, 2023). En la Tabla 3.13 $T_{u \text{ amp}}$ y $P_{u \text{ amp}}$ corresponde a la tracción y compresión que viene de cargas sísmicas amplificadas por $0.7R_1$, T_u y P_u corresponden a la resistencia de diseño en tracción y compresion, por último, T_{uye} y P_{uye} corresponde a las capacidades esperadas del perfil para tracción y compresion. Para el diseño si las cargas amplificadas son mayores que la resistencia de diseño se diseña con capacidades esperadas, en cambio si las cargas amplificadas son menores que la resistencia de diseño se considera esta resistencia para el diseño. En Anexo H: se muestra el plano de conexiones de arriostamientos.

Tabla 3.13. Esfuerzos de diseño para conexiones de arriostamientos.

Nivel	Perfil	$T_{u \text{ amp}}$ (kN)	$P_{u \text{ amp}}$ (kN)	T_u (kN)	P_u (kN)	T_{uye} (kN)	P_{uye} (kN)	Diseño
1	O 141.3x5	614	652	478	302	691	432	Tuye
2	O 141.3x5	531	556	478	305	691	440	Tuye
3	O 141.3x5	538	579	478	252	691	343	Tuye
4	O 141.3x5	437	456	478	206	691	264	Tuye
5	O 141.3x5	215	235	478	305	691	440	Tu

Nivel	Perfil	$T_{u \text{ amp}}$ (kN)	$P_{u \text{ amp}}$ (kN)	T_u (kN)	P_u (kN)	T_{uye} (kN)	P_{uye} (kN)	Diseño
6	O 141.3x5	215	235	478	305	691	440	Tu

3.14. Conclusiones

En este capítulo se expuso el diseño lineal de la estructura en base a la normativa NCh2369 2023 (INN, 2023).

Las columnas interiores quedaron con un factor de utilización muy cercano a 1 y las columnas externas quedaron al 80% de su capacidad aproximadamente por lo que se espera que se comporten de forma elástica frente a un sismo severo. En cuanto a arriostramientos cumplen con combinaciones LRFD, mientras que para carga amplificada se espera actúen como fusibles, entren en el rango no lineal y disipen energía. Las vigas puntales cumplen con verificación de desbalance plástico establecido en la normativa.

En el análisis estructural se consideró la rigidez secante de bases de columnas.

Las deflexiones verticales de vigas cumplen con los criterios de diseño del proyecto y drift sísmico es menor al 1.5% en dirección X e Y, por lo que cumple con normativa.

Pernos de anclaje quedan como máximo al 96% y 76% para columnas internas y externas, respectivamente, además quedan controlados por combinaciones que consideran cargas de viento.

Por último, las conexiones de arriostramientos se diseñaron en su mayoría para capacidad esperada excepto los del último nivel que se diseñaron para el 100% de la resistencia en tracción.

CAPÍTULO 4: EVALUACIÓN DESEMPEÑO SÍSMICO

4.1. Introducción

En este capítulo se muestran los resultados de los análisis tiempo historia para espectro objetivo de diseño SDI y máximo sismo probable SMP, considerando incursión no lineal de columnas, vigas de marcos de momento y arriostramientos. Para el análisis se tienen 22 registros para nivel SDI y SMP, respectivamente. Para cada nivel 11 registros corresponden a la forma modal $T_{1X} = 0.64$ [s] y 11 registros para $T_{1Y} = 0.93$ [s] que son los periodos que consideran el 90% de la masa modal.

Primero se presentan los resultados en cuanto a deformaciones de arriostramientos, luego se detallan los factores de utilización de columnas y el drift sísmico. Posteriormente el comportamiento de rótulas plásticas de columnas y vigas de marcos de momento. Por último, se exponen los factores de desempeño correspondientes. Cada uno de estos resultados se presenta para los niveles de diseño SDI y SMP.

4.2. Deformaciones arriostramientos

En la Figura 4.1 y Figura 4.2 se presentan los gráficos de deformación normalizados para tracción y compresión de los arriostramientos de marcos arriostrados por nivel de la estructura, para nivel SDI. El promedio de deformación de arriostramientos para nivel SDI, normalizados tanto para tracción y para compresión, cumple con el 50% de LS establecido por normativa como criterio de aceptación. Además, este criterio se cumple para el promedio más/menos una desviación estándar.

Los arriostramientos del primer nivel pandean en hasta 15 registros, siendo el más desfavorable el ARR_XZ_Y0_2 que alcanza en promedio 1.29 la deformación de pandeo ($1.29\Delta c$). Con respecto al nivel 2 el promedio se mantiene elástico, pero el arriostramiento ARR_XZ_Y0_4 panea para 10 registros alcanzando una deformación de pandeo promedio de $1.02\Delta c$ y para ciertos registros llegando a valores de $1.69\Delta c$. Para el nivel 3 arriostramientos pandean en hasta 13 registros con un promedio de $1.45\Delta c$, siendo los más exigidos los ARR_XZ_Y0_5 y ARR_XZ_Y11_5 con deformaciones de pandeo promedio de $1.49\Delta c$ y $1.55\Delta c$, respectivamente. Además, el ARR_XZ_Y0_6 llega a alcanzar deformaciones de pandeo de hasta $3.81\Delta c$. En el nivel 4 se tienen las mayores deformaciones de pandeo, en donde arriostramientos pandean en hasta 16 registros con un promedio de $1.79\Delta c$, siendo los más desfavorables los arriostramientos ARR_XZ_Y0_7 y ARR_XZ_Y11_7, con deformaciones de pandeo promedio de $2.14\Delta c$ y $1.33\Delta c$, respectivamente. En este nivel el arriostramiento

ARR_XZ_Y0_8 llega a alcanzar deformaciones de pandeo de hasta $5.28 \Delta c$ para un registro. Para los dos últimos niveles arriostramientos permanecen elásticos para todos los registros. La alta concentración de deformaciones en los niveles 1, 3 y 4 coincide con el diseño lineal en donde estos arriostramientos soportan grandes cargas del molino, harneros vibratorios y cajones distribuidores de material, además los niveles 3 y 4 tienen los arriostramientos de mayor longitud por lo que su capacidad en compresión es menor, lo que se traduce en menos capacidad de deformación en compresión. En resumen, los arriostramientos del nivel 1 pandean en el 68% de los registros, los de nivel 2 lo hacen en el 45%, en el nivel 3 el 60% y en el nivel 4 el 73% de los registros (Valores aproximados).

Los arriostramientos de nivel 1, en promedio ($\Delta t = 0.65$) no llegan a deformaciones de fluencia, pero para ARR_XZ_Y0_1 se supera la fluencia Δt para 5 registros, llegando a valores de $1.2\Delta t$. Para nivel 2 ningún arriostramiento fluye en tracción. Para nivel 3 el promedio $0.72\Delta t$ no llega a superar la deformación de fluencia, pero el ARR_XZ_Y0_6 fluye para 8 registros alcanzando un valor máximo de $2.2\Delta t$. Para nivel 4 solo el ARR_XZ_Y0_8 fluye para 2 registros alcanzando valores de $1.11\Delta t$. En resumen, los arriostramientos de nivel 1 fluyen para 23% de los registros, los de nivel 3 para el 36% y los de nivel 4 para el 9% de los registros (Valores aproximados).

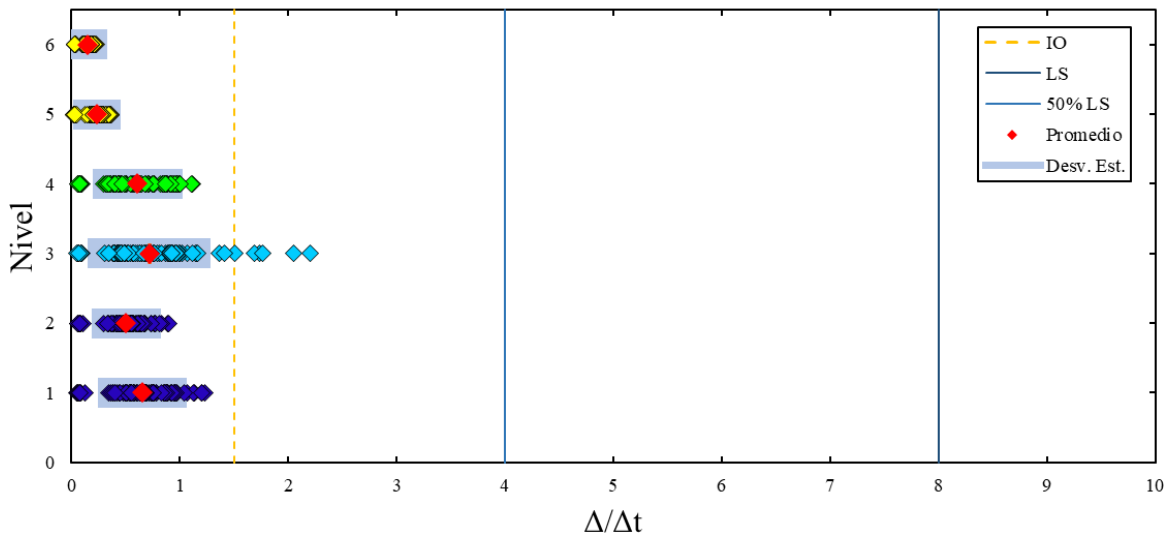


Figura 4.1. Deformación normalizada de arriostramientos en tracción para marco arriostrado, nivel SDI.

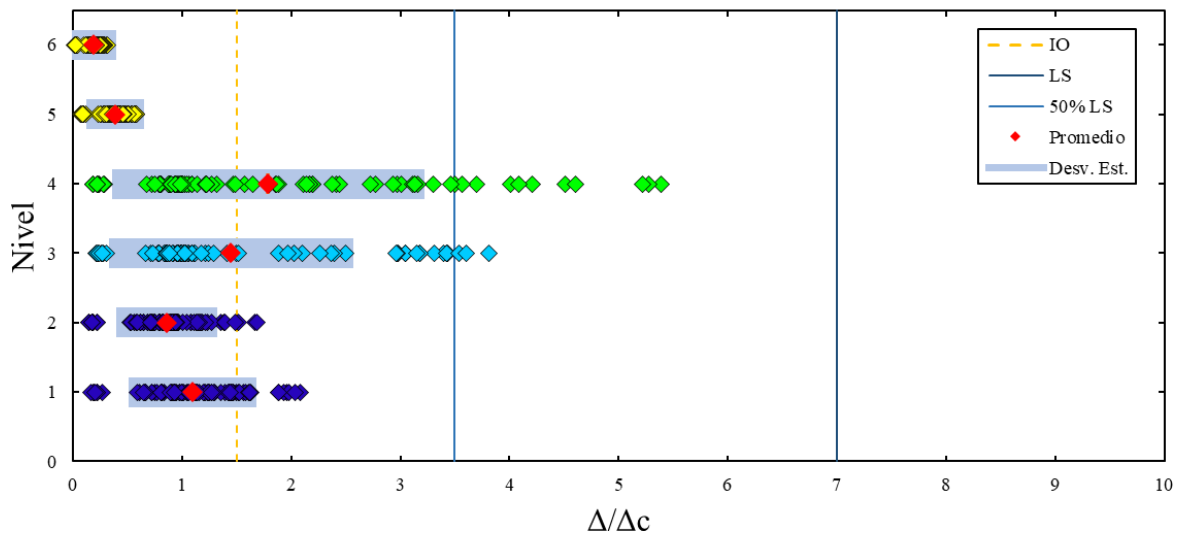


Figura 4.2. Deformación normalizada de arriostramientos en compresión para marco arriestrado, nivel SDI.

En la Figura 4.3 y Figura 4.4 se presentan los gráficos de deformación normalizados para tracción y compresión de los arriostramientos de marcos arriestrados por nivel de la estructura, para nivel SMP. La deformación promedio de arriostramientos normalizada de tracción y compresión se encuentra por debajo del límite LS según lo establecido por la normativa. Además, este criterio se cumple para el promedio más/menos una desviación estándar.

Arriostramientos del primer nivel alcanzan la deformación de pandeo, con un promedio de $2.25\Delta_c$, siendo el ARR_XZ_Y0_1 y ARR_XZ_Y0_2 el más desfavorable, pandeando en 17 registros, con un promedio de deformación de pandeo de $2.33\Delta_c$, llegando a un valor máximo de $7.85\Delta_c$ para un registro. Con respecto al nivel 2, la deformación de pandeo promedio es $1.13\Delta_c$ y arriostramientos pandean en hasta 13 registros, siendo el ARR_XZ_Y0_3 el más exigido con un promedio de $1.38\Delta_c$ y llegando hasta valores de $2.22\Delta_c$. Para el nivel 3 la deformación promedio es de $2.44\Delta_c$, siendo los ARR_XZ_Y0_6 Y ARR_XZ_Y1_6 que pandean en hasta 15 registros, con un promedio de $2.78\Delta_c$ y $2.10\Delta_c$, respectivamente, llegando hasta un valor máximo de $6.38\Delta_c$. En el nivel 4 se tiene un promedio de $1.88\Delta_c$, siendo el ARR_XZ_Y0_7 el más crítico, pandeando en hasta 17 registros con un promedio de $2.29\Delta_c$, con un valor máximo de $8.39\Delta_c$. En cuanto a los últimos 2 niveles arriostramientos permanecen elásticos. Al igual que para SDI, deformaciones se concentran en los niveles 1, 3 y 4. En resumen, arriostramientos de nivel 1 pandean en el 77% de los registros, los de nivel 2 lo hacen en el 60%, los de nivel 3 en el 64% y los de nivel 4 en el 82% (Valores aproximados),

Los arriostramientos del nivel 1 fluyen para 59% de los registros, los de nivel 2 para 23%, los de nivel 3 lo hacen para el 59% y los de nivel 4 para el 55% (Valores aproximados). Los arriostramientos más críticos corresponden a ARR_XZ_Y0_1 y ARR_XZ_Y0_6 al igual que para SDI.

Los arriostramientos de nivel 1 alcanzan la fluencia con un promedio de $1.4\Delta t$, siendo el más desfavorable el ARR_XZ_Y0_1 que fluye en hasta 11 registros con un promedio de $1.67\Delta t$ alcanzando una deformación máxima de $5.22\Delta t$. Para nivel 2 el promedio $0.65\Delta t$ no supera la deformación de fluencia, pero el ARR_XZ_Y0_3 fluye para 5 registros con un promedio de $1.38\Delta t$ al con un valor máximo de $1.27\Delta t$. Para nivel 3 el promedio $0.97\Delta t$ no supera la fluencia, siendo el ARR_XZ_Y0_6 el más exigido fluyendo 13 registros para con una deformación promedio de $1.19\Delta t$ y un valor máximo de $1.63\Delta t$. Para nivel 4 el promedio $0.88\Delta t$ no supera la fluencia, siendo el arriostramiento más exigido el ARR_XZ_Y0_8 que fluye para 8 registros con un promedio de $1.07\Delta t$ con un valor máximo de $2.36\Delta t$,

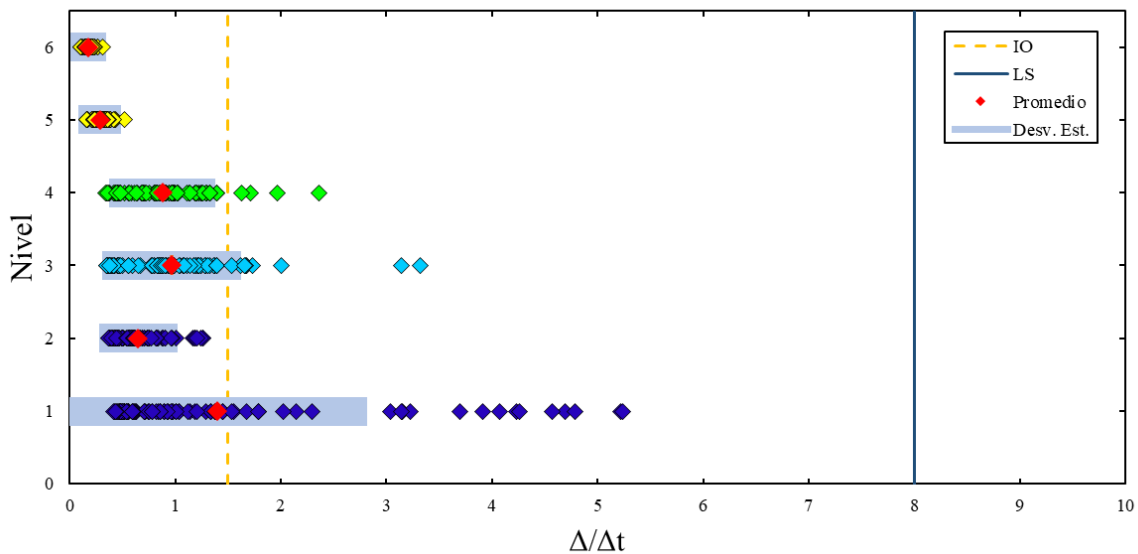


Figura 4.3. Deformación normalizada de arriostramientos en tracción para marco arriostrado, nivel SMP.

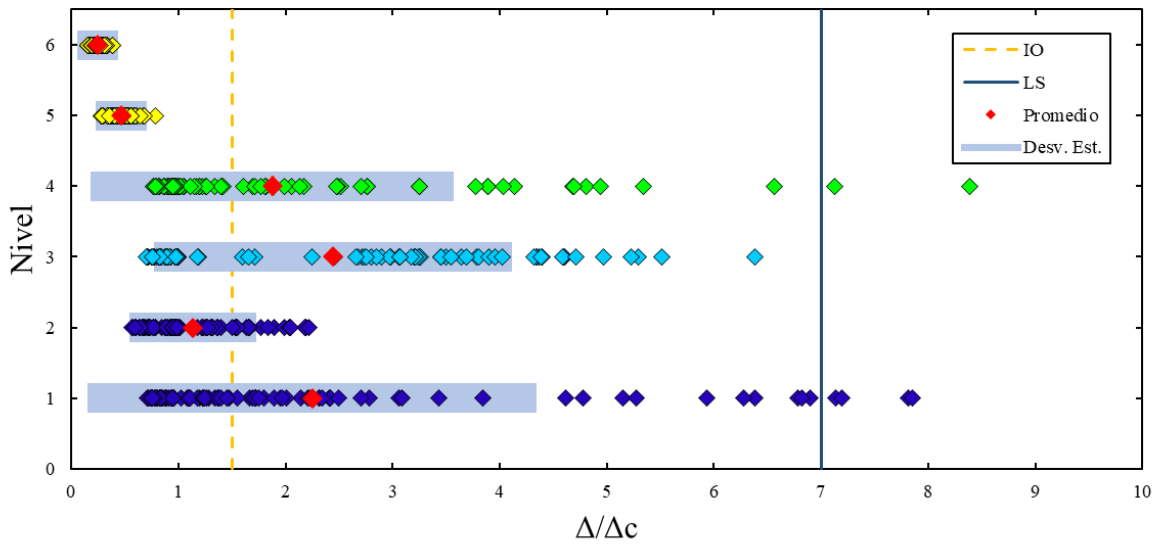


Figura 4.4. Deformación normalizada de arriostramientos en compresión para marco arriostrado, nivel SMP.

4.3. Factores de utilización columnas

En la Figura 4.5 se muestra la nomenclatura utilizada para el diseño de las columnas.

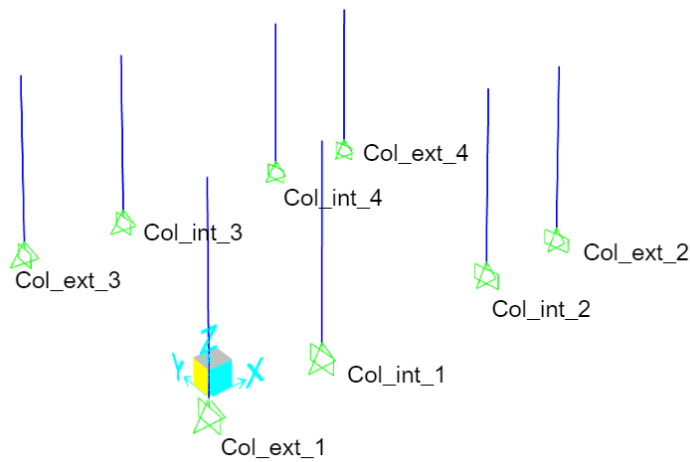


Figura 4.5. Nomenclatura columnas.

En la Figura 4.6 se muestran los factores de utilización de columnas internas y externas de los análisis no lineales para nivel SDI, en comparación con el diseño lineal con cargas sísmicas amplificadas por $0.7 R_1$. Los valores promedio de los análisis no lineales están por debajo de 100% de la capacidad de la columna, específicamente llegan a un máximo del 70% de capacidad, por lo que no se espera que

columnas incursionen en el rango no lineal para nivel SDI. Mas aún, los factores de utilización resultantes de todos los registros están por debajo del 100% de la capacidad de columnas por lo que se asegura un comportamiento elástico para nivel SDI.

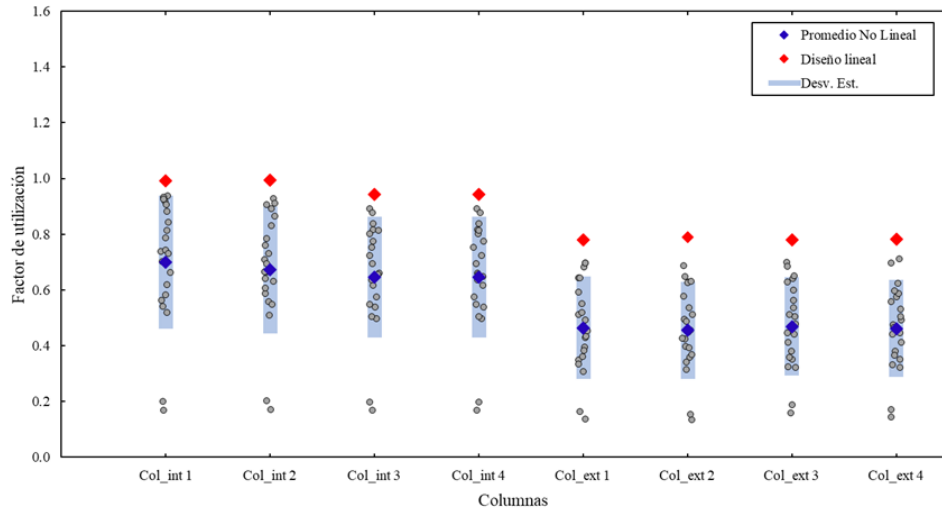


Figura 4.6. Factores de utilización de columnas para nivel SDI.

En la Figura 4.7 se muestra el factor de utilización de columnas para nivel SMP. El promedio para columnas interiores supera el 100% de su capacidad levemente, incluso para 12 registros se supera este valor, llegando a valores de hasta 155% de su capacidad. En cuanto a las columnas interiores el promedio está por debajo del 100, pero para 8 registros se supera este valor, llegando a valores de hasta el 137% de su capacidad. De este análisis se espera que parte de las columnas incursionen en el rango no lineal para nivel SMP.

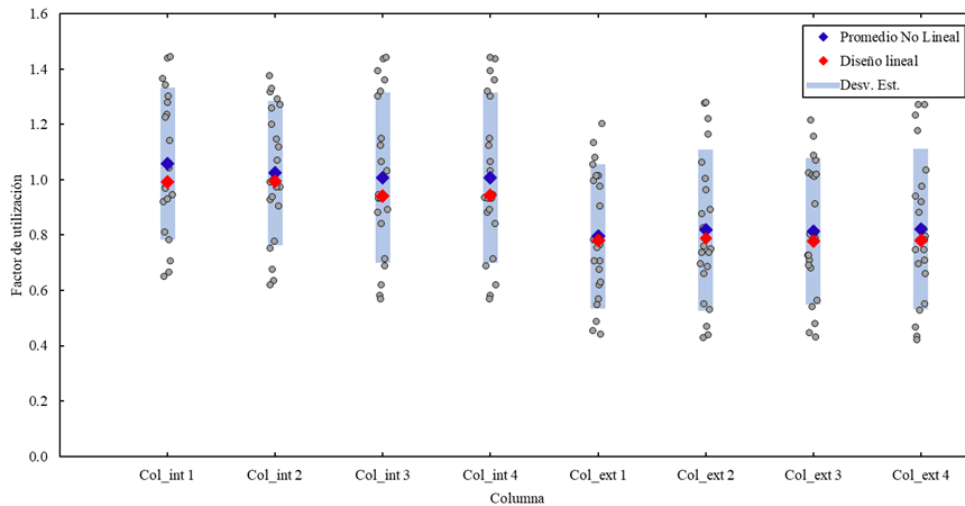


Figura 4.7. Factores de utilización de columnas para nivel SMP.

4.4. Drift sísmico

En Figura 4.8 y Figura 4.9 se muestran los drift sísmicos en la dirección X e Y, respectivamente, para nivel SDI. En los gráficos se aprecia que el drift promedio en ambas direcciones es bastante uniforme en altura siendo la forma muy similar a la obtenida en el diseño lineal. En el nivel 3 es el mayor drift en X pues en ese nivel se concentra la mayor plastificación de diagonales.

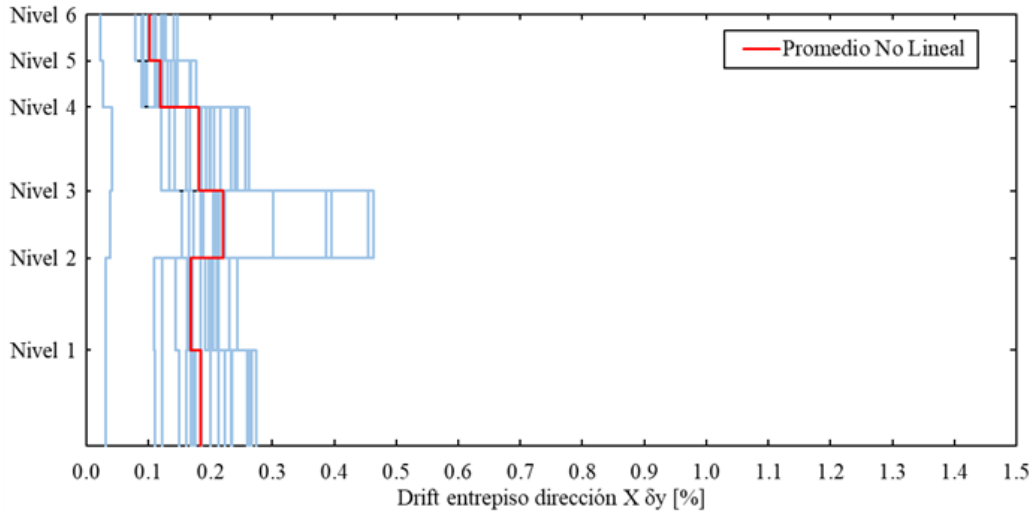


Figura 4.8. Drift sísmico en dirección X para nivel SDI.

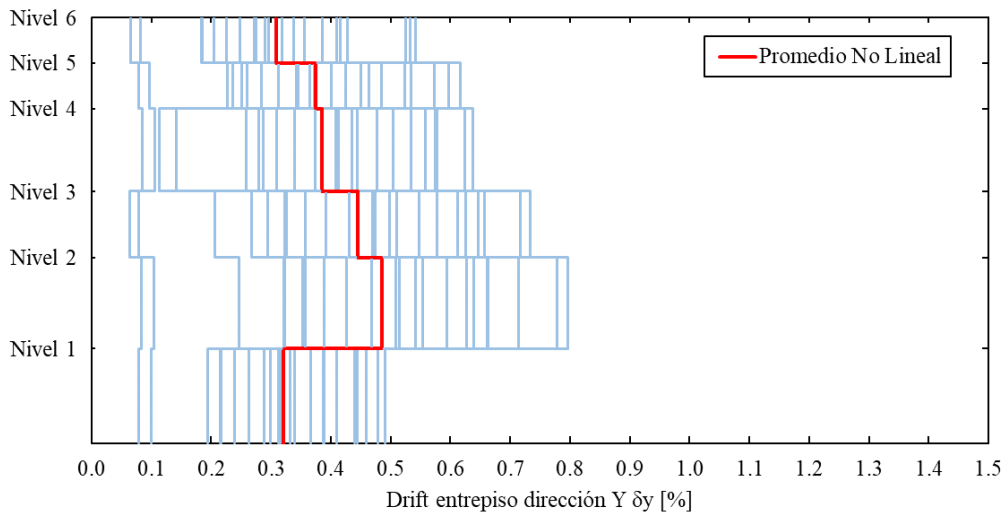


Figura 4.9. Drift sísmico en dirección Y para nivel SDI.

En Figura 4.10 y Figura 4.11 se muestran los drift sísmicos en la dirección X e Y, respectivamente, para nivel SMP. En los gráficos se aprecia que el drift promedio en ambas direcciones es uniforme en

altura, aunque hay más dispersión de los datos que para nivel SDI. En este caso el drift en X es mayor en el nivel 1 que es donde se tiene mayor plastificación de diagonales.

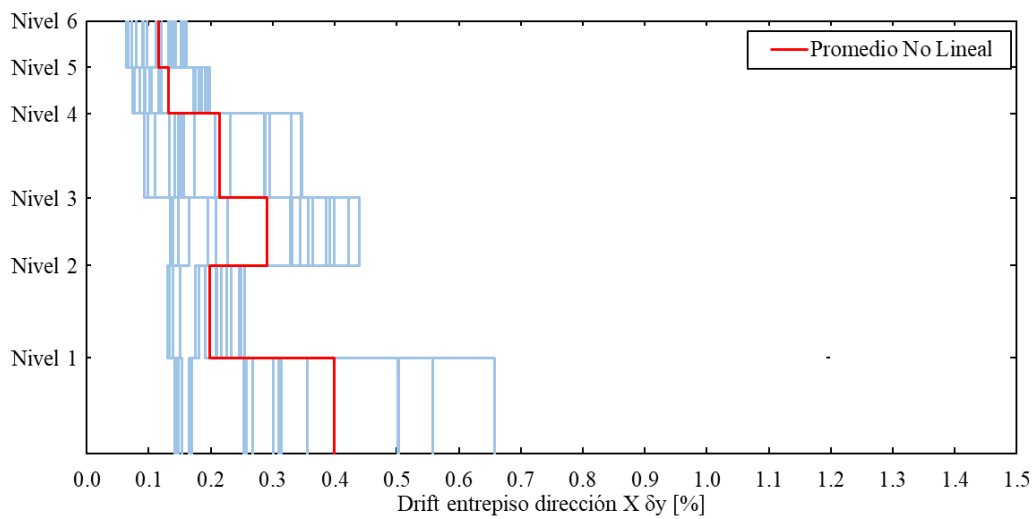


Figura 4.10. Drift sísmico en dirección X para nivel SMP.

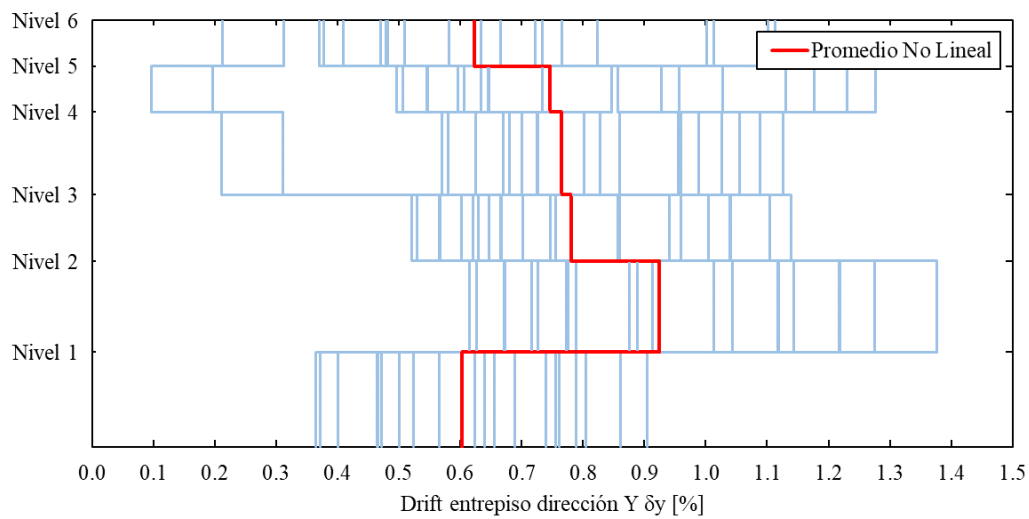


Figura 4.11. Drift sísmico en dirección Y para nivel SMP.

Para caso SDI y SMP de todos los registros se cumple con drift de 1.5%.

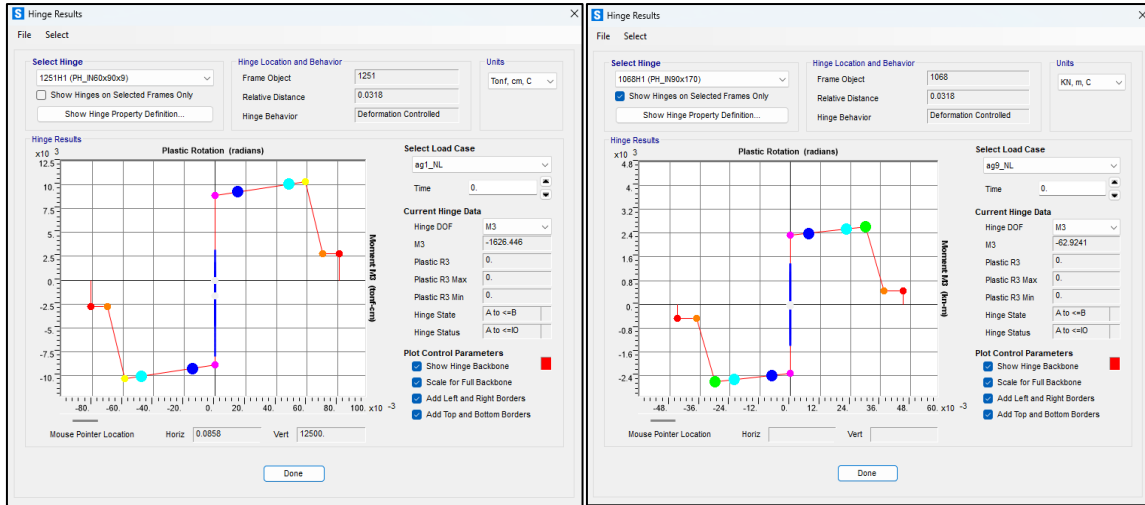
4.5. Deformación rotacional en vigas y columnas de marcos de momento

4.5.1. Vigas

Para nivel SDI ninguna rótula plastifica. En la Figura 4.12 se muestra la curva de histéresis en donde se aprecia que, para los esfuerzos máximos del análisis, vigas se mantienen en el rango elástico.

(1)

(2)



(3)

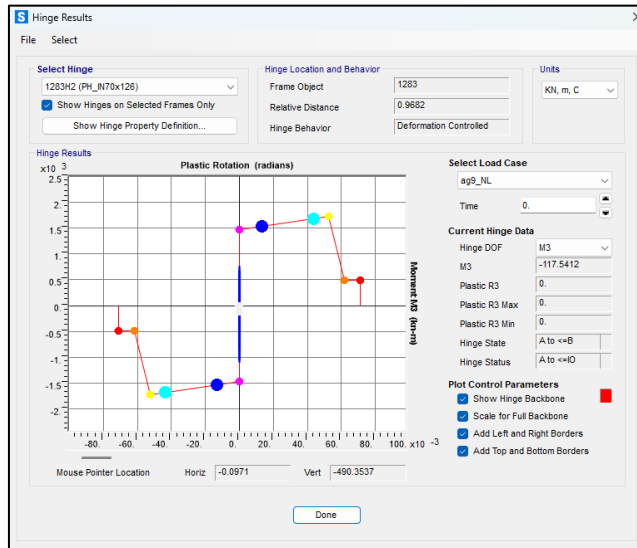


Figura 4.12. Histéresis rotulas plásticas para vigas IN 60x90.9 (1), IN 90x170 (2) y IN 70x126 (3), nivel SDI.

En la Figura 4.13 se muestran las rótulas que incursionaron en el rango no lineal. Para marcos interiores, vigas de primer nivel plastificaron en un máximo de 5 registros, las de segundo y tercer nivel en hasta 4 registros, y las de los tres últimos niveles en hasta 6 registros. Para marcos exteriores, vigas de nivel 1,2 y 3 plastificaron en un máximo de 3 registros, mientras que las de ultimo nivel permanecieron elásticas.

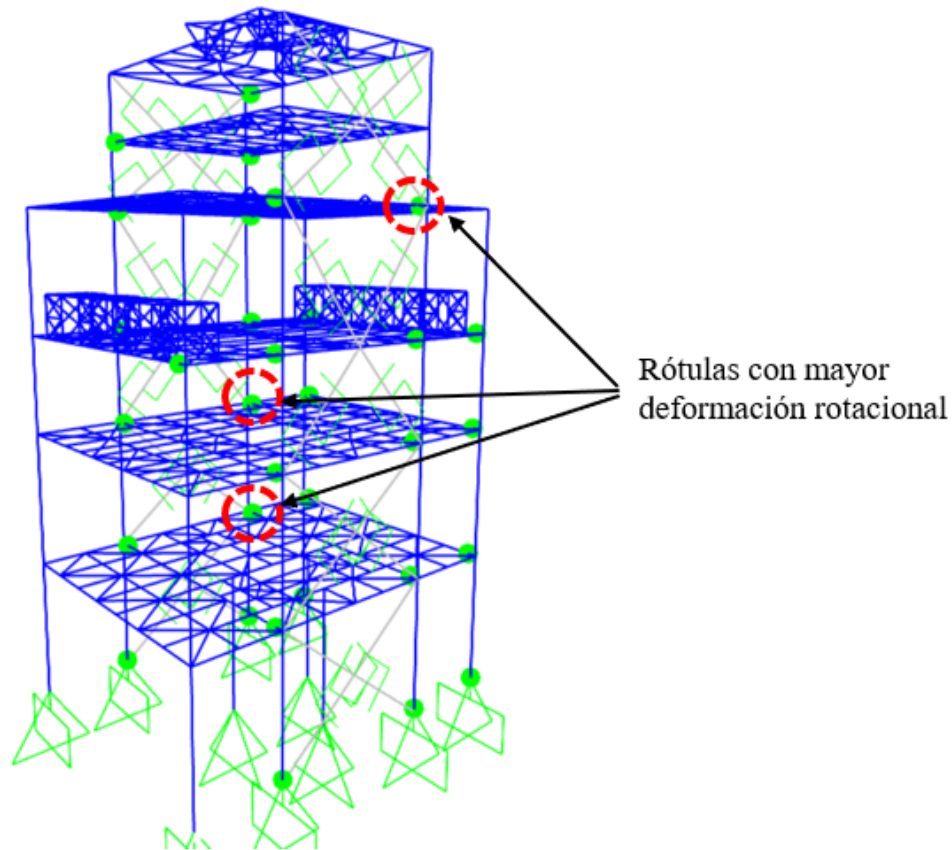
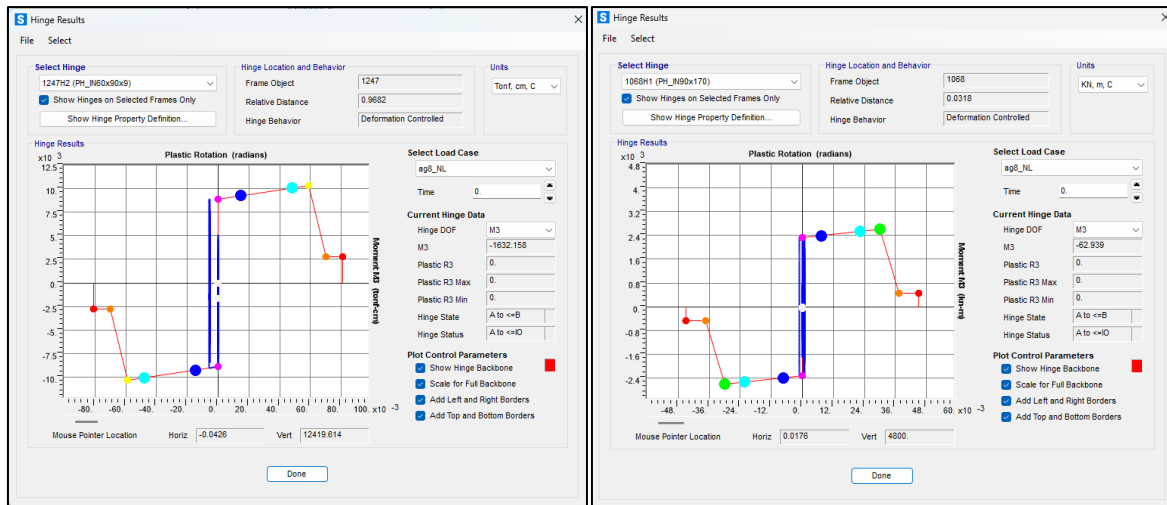


Figura 4.13. Rótulas de vigas que incursionan en el rango no lineal, nivel SMP.

En la Figura 4.14 se muestran las curvas de histéresis de las rótulas plásticas de vigas de deformación rotacional máxima, para nivel SMP. La Tabla 4.1 presenta la deformación rotacional normalizada máxima de las vigas para nivel SMP, estos valores cumplen con criterio de aceptación LS.



(3)

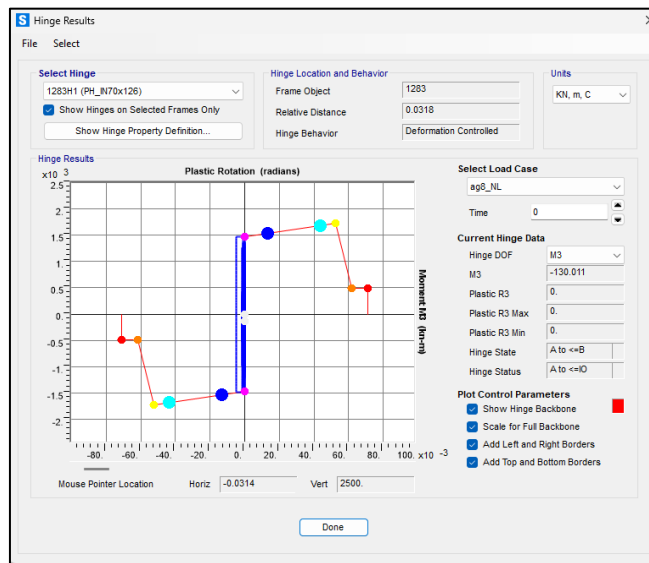


Figura 4.14. Histéresis rotulas plásticas de vigas IN 60x90.9 (1), IN 90x170 (2) y IN 70x126 (3), nivel SMP.

Tabla 4.1. Deformación rotacional normalizada máxima de rótulas de vigas para nivel SMP.

Viga	θ/θ_y
IN 60x90.9	1.53
IN 90x170	1.17
IN 70x126	1.53

4.5.2. Columnas

Para nivel SDI rótulas de columnas no plastifican. En la Figura 4.15 y Figura 4.12 se muestra la histéresis para los esfuerzos máximos del análisis y se muestra que columnas se mantienen en el rango elástico.

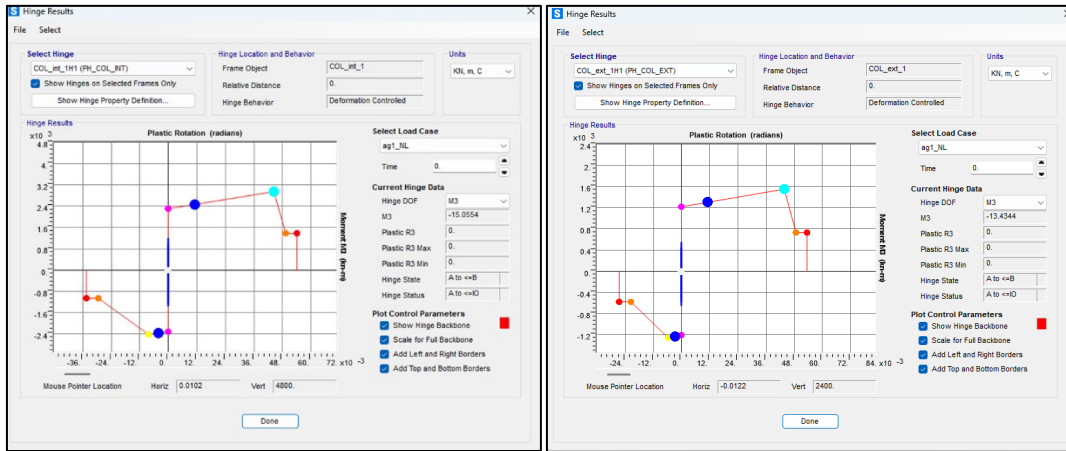


Figura 4.15. Histéresis rótulas plásticas para columnas IE 70x208.5 (Izquierda) y IN 70x108 (Derecha), nivel SDI.

Para nivel SMP, en la Figura 4.16 se muestran las rótulas de columnas que incurrieron en el rango no lineal, para nivel SMP. Columnas interiores plastificaron en un máximo de 3 registros mientras que columnas externas en hasta 2 registros, lo que se traduce en 15% y 9% de los registros SMP, respectivamente. Esto se debe a que columnas fueron optimizadas con factores de utilización de hasta 99%.

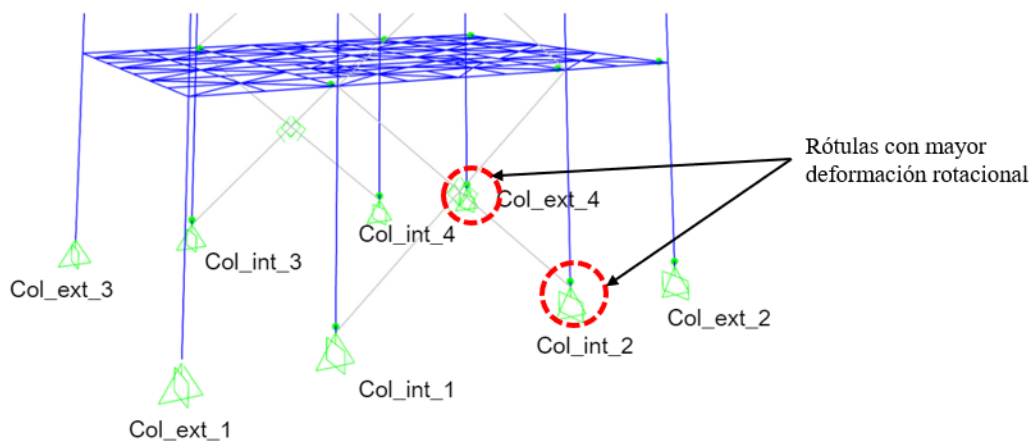


Figura 4.16. Rótulas de columnas que incurrieron en el rango no lineal, nivel SMP.

En la Figura 4.18 se muestra la curva no lineal para rótulas con deformación rotacional máxima de columnas internas y externas. La Tabla 4.2 presenta la deformación rotacional máxima normalizada, para nivel SMP, estos valores cumplen con criterio de aceptación LS.

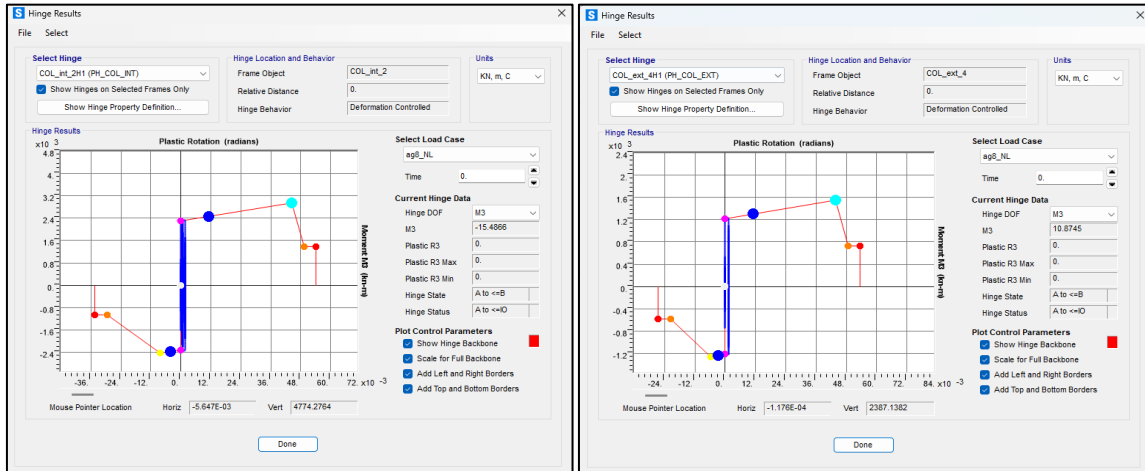


Figura 4.17. Histéresis rótulas plásticas de columnas IE 70x208.5 (Izquierda) y IN 70x108 (Derecha), nivel SMP.

Tabla 4.2. Deformación rotacional normalizada máxima de rótulas de columnas para nivel SMP.

Columna	θ/θ_y
IE 70x208.5	1.31
IN 70x108	1.27

4.6. Factores de desempeño sísmico

De la Figura 4.18 a la Figura 4.20 se muestran los factores de desempeño R_μ , Ω y R , respectivamente para los 22 registros SDI. Se aprecia un uso moderado de la ductilidad en ambas direcciones, siendo el valor del factor R_μ mayor en X pues es la dirección arriostrada donde plastifican las diagonales. La sobrerresistencia Ω es considerable en ambas direcciones, pues el diseño se hizo pensando en que la estructura opere en el rango de la sobrerresistencia, que es la filosofía de diseño de la normativa. El factor de reduccion de respuesta es en promedio similar al usado para el diseño lineal de la estructura.

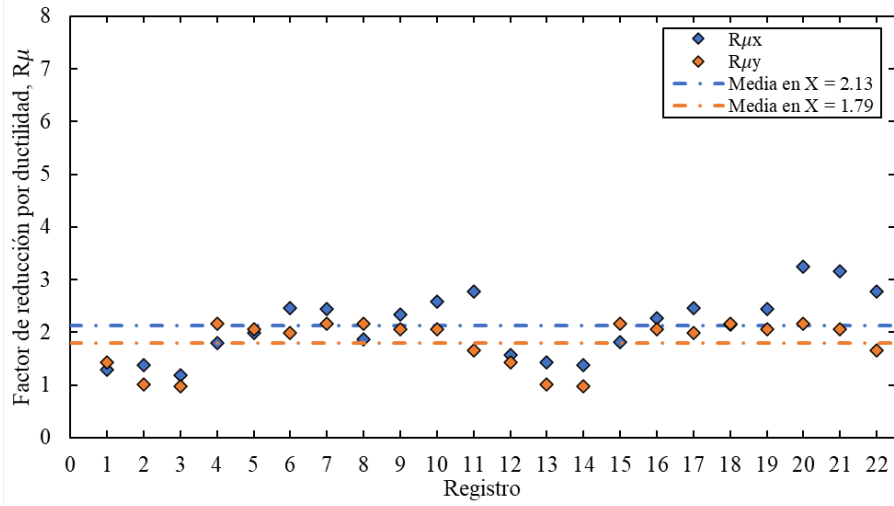


Figura 4.18. Factor de reducción por ductilidad R_{μ} , nivel SDI.

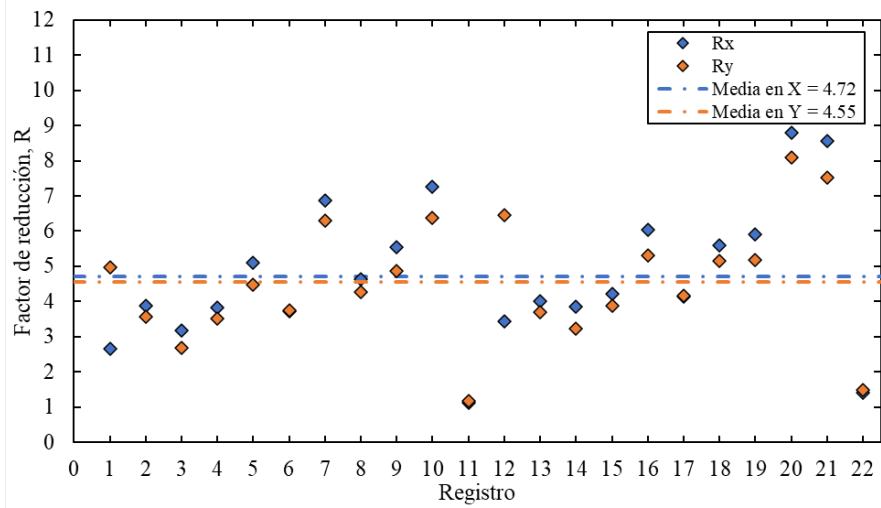


Figura 4.19. Factor de reducción R , nivel SDI.

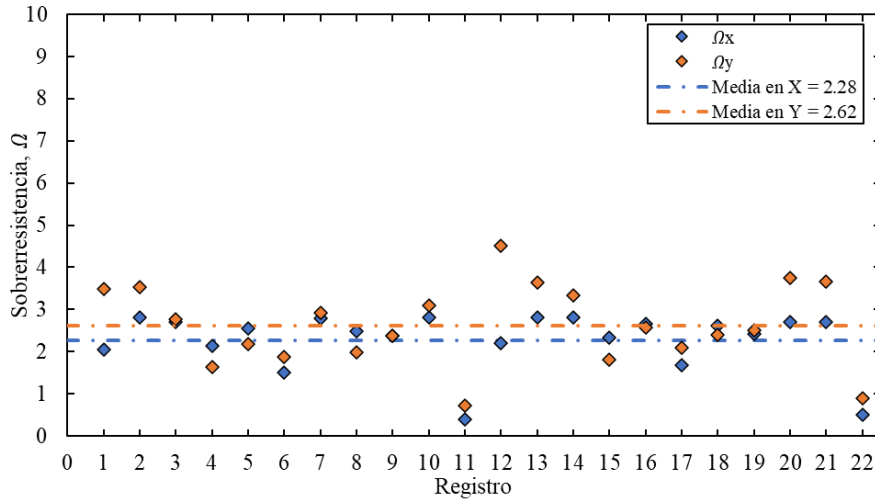


Figura 4.20. Factor de sobrerresistencia Ω , nivel SDI.

De la Figura 4.19 a la Figura 4.20 se muestran los factores de desempeño R_μ , Ω y R , respectivamente para los 22 registros SMP. Para este caso aumenta la media R_μ lo que indica un mayor uso de ductilidad que se concentra en la dirección arriostrada X mientras que para la dirección Y disminuye, manteniéndose casi elásticos los marcos de momento, esto debido al aumento de intensidad de los registros. El promedio del factor R aumenta y se mantiene idéntico para ambas direcciones por tanto se esta reduciendo la respuesta para estos registros de mayor intensidad. En cuanto a la sobrerresistencia Ω aumenta levemente en dirección X, mientras que experimenta un incremento significativo en dirección Y lo que nos indica que la estructura en esta dirección está trabajando en el rango de la sobrerresistencia.

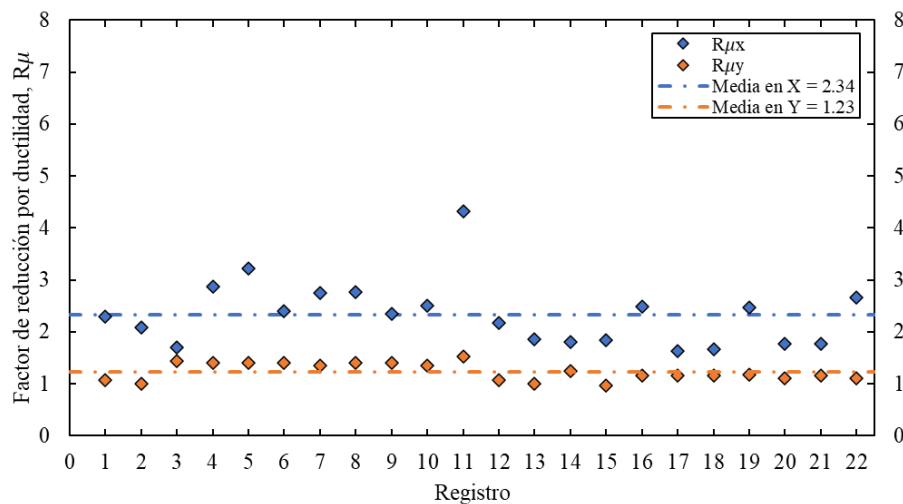


Figura 4.21. Factor de reducción por ductilidad R_μ , nivel SMP.

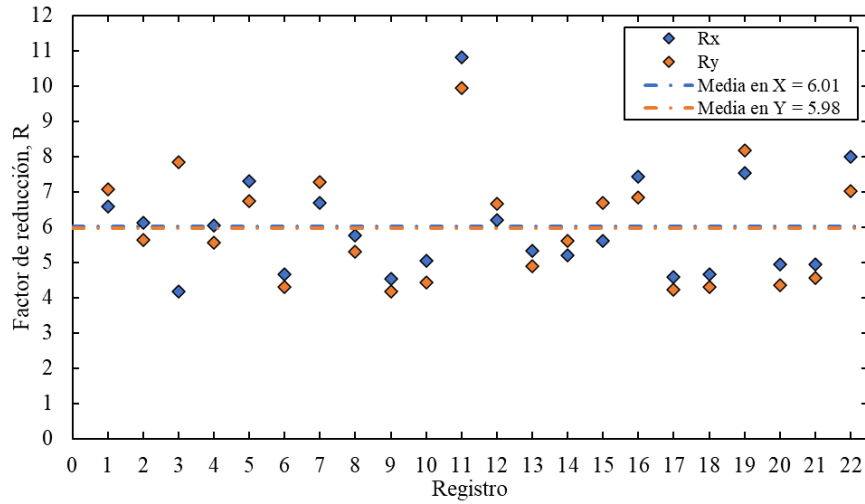


Figura 4.22. Factor de reducción R, nivel SMP.

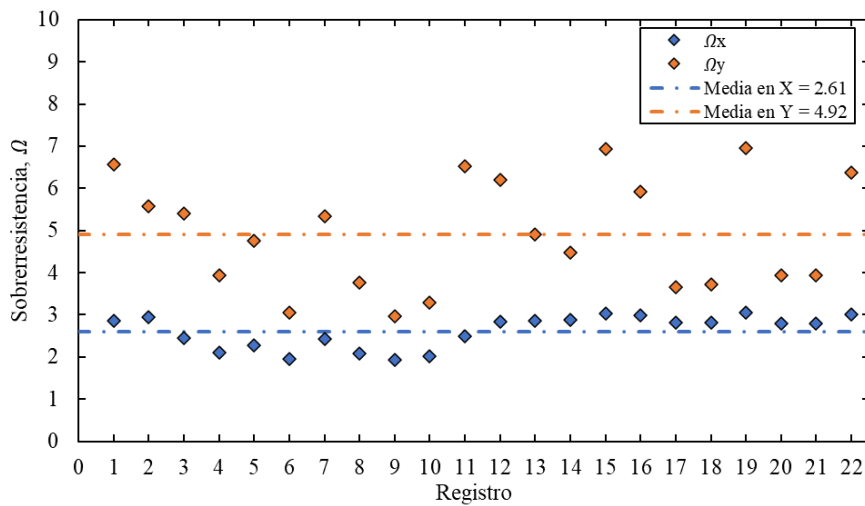


Figura 4.23. Factor de sobrerresistencia Ω , nivel SMP.

4.7. Conclusiones

En este capítulo se presentó la evaluación del desempeño sísmico de la estructura.

Para arriostramientos las deformaciones normalizadas en tracción y compresion el promedio cumple con el 50% LS para SDI y 100% LS para SMP, más específicamente el 100% de arriostramientos en tracción cumplen con estos criterios y en compresion el 95% y 98% para nivel SDI y SMP, respectivamente.

En cuanto al drift, para nivel SDI el promedio es uniforme en altura para ambas direcciones siendo muy similar la forma al obtenido con el diseño lineal. Para nivel SMP sigue siendo uniforme el

promedio, pero con mayor dispersión debido al aumento de intensidad y factores de escalamiento. Tanto a nivel SDI como SMP se tiene un drift menor al 1.5%.

Con respecto a las columnas, permanecieron elásticas para nivel SDI, mientras que para SMP plastificaron en hasta 3 registros, llegando a plastificar 6 columnas para un solo registro. Esto implica una baja probabilidad de incursión no lineal. Sin embargo, según la filosofía de la normativa, esto no es deseable ya que podría comprometer la integridad estructural.

Con respecto a las vigas, para nivel SDI mantuvieron su comportamiento elástico en todos los registros. Sin embargo, para nivel SMP, algunas vigas llegaron a plastificar en hasta 6 registros, cumpliendo con el criterio de aceptación LS. Esta baja tendencia a la incursión no lineal de vigas se debe a que estas fueron sobredimensionadas conforme a requisitos técnicos del proyecto.

A nivel SDI la estructura opera en el rango de la sobrerresistencia con uso moderado de la ductilidad, la cual está dada principalmente por los arriostramientos en dirección X. Por otro lado, para nivel SMP, la estructura hace uso mayor de la ductilidad proporcionada por los arriostramientos en X, mientras que en Y opera más aun en el rango de la sobrerresistencia, por lo que la ductilidad para este nivel se centra en la dirección arriostrada.

CAPÍTULO 5: CONCLUSIONES

En este capítulo se presentan las conclusiones del análisis lineal y no lineal del Edificio de Remolienda.

En el diseño lineal se optimizaron las columnas para tener valores lo más cercanos a 1. Por otra parte, vigas fueron sobredimensionadas por requisitos técnicos. Además, para arriostramientos se consideraron perfiles tubulares circulares en toda la altura quedando controlados por los nuevos límites de esbeltez de la normativa 2023. Debido a esta nueva restricción se va a limitar el uso de perfiles XL en la industria, ya que gran parte de perfiles L ya no cumplen con los nuevos límites, mientras que perfiles tubulares o rectangulares cumplen de mejor forma por lo que la tendencia en la industria para los nuevos diseños debería ir por este lado. Arriostramientos quedaron como máximo al 80% de capacidad para combinaciones LRFD y controlaron las cargas de servicio esto debido al factor de reducción $R = 5$. En cuanto a los pernos de anclaje de la placa base, quedaron controlados por cargas de viento debido al alto factor R utilizado para el sismo de diseño.

Con respecto al análisis no lineal tiempo historia, el promedio de arriostramientos cumplen los criterios establecidos en NCH2369 2023 para deformación normalizada en tracción y compresión, más específicamente para el 95% y 98% de los registros se cumple con estos criterios para nivel SDI y SMP, respectivamente. En cuanto a las vigas, estas se mantienen elásticas para nivel SDI, mientras que para nivel SMP plastifican principalmente las vigas de marcos interiores para un máximo de 27% de los registros, mientras que vigas de marcos exteriores plastifican para un máximo de 9% de los registros, lo que indica que, aunque estas vigas fueron sobredimensionadas, todavía tienen probabilidad de plastificar. Con respecto a los factores de utilización de columnas, para todos los registros SDI se mantuvieron <1 mientras que para SMP en el 50% de los registros se superó este valor. Con respecto a las columnas interiores plastifican en un máximo de un 14% de los registros mientras que columnas exteriores para un 9%. Aunque la probabilidad de incursión no lineal de columnas sea baja, esto representa un riesgo significativo para la integridad estructural del edificio. Esto se debe a que columnas fueron optimizadas lo máximo posible para sismo amplificado en el diseño lineal, llegando hasta factores de utilización del 99%, por lo que, aunque las cargas de diseño de columnas sean mayores que en la norma del 2003, sigue sin ser recomendable dejar columnas al límite de su capacidad. Por otra parte, debido a que columnas fueron diseñadas con cargas amplificadas y la estructura clasifica como tipo II, se exigen del límite de esbeltez local λ_{md} , por lo que no podemos asegurar un comportamiento del todo óptimo cuando estas incursionen en el rango

no lineal, como fue el caso. En cuanto al drift se mantuvo uniforme para SDI, pero aumento considerablemente la dispersión para SMP. Sin embargo, se cumple con límite de 1.5% para todos los registros.

Con respecto a los resultados de los factores de desempeño sísmico se deduce que la estructura hizo uso moderado de la ductilidad, principalmente otorgada por los arriostramientos en la dirección X, y operó principalmente en el rango de la sobrerresistencia. Por lo tanto, válida la filosofía de la normativa al hacer uso limitado de la ductilidad y mantenerse por el lado de la sobrerresistencia.

Por último, para el análisis no lineal se consideraron bases infinitamente rígidas. Sin embargo, para capturar un comportamiento más realista de la estructura, es necesario tener en cuenta la no linealidad de los pernos de anclaje y la rotación de la placa base. Esto que permitiría reducir la demanda de la estructura y obtener resultados más precisos. Además, se recomienda considerar elementos en el modelo que disipen energía para vigas, y hacer un analisis comparativo de disipación de energía de pernos de anclaje, arriostramientos y vigas, para validar del todo la filosofía de diseño de la norma. Por tanto, estos aspectos quedan pendiente para estudios posteriores.

Referencias

- American Institute of Steel Construction. (2016). *Minimum Design Loads and Associated Criteria for Buildings and Other Structures*. (ASCE/SEI 7-16). Reston, Virginia, EE.UU: Autor.
- American Institute of Steel Construction. (2016). *Seismic Provisions for Structural Steel Buildings* Chicago, Illinois, EE.UU: Autor.
- American Institute of Steel Construction. (2017). *Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings*.(ASCE/SEI 7-16). Reston, Virginia, EE.UU: Autor.
- American Institute of Steel Construction. (2018). *Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings ERRATA I* Reston, Virginia, EE.UU: Autor.
- Black, R. G., Wenger, B., & Popov, E. (1980). *INELASTIC BUCKLING OF STEEL STRUTS UNDER CYCLIC LOAD REVERSALS* Berkeley, California, EE.UU: Earthquake Engineering Research Center.
- Bolt, B. A. (1973). *Determination of Duration of Strong Ground Motion* Bulletin of the Seismological Society of America, 63(5), 1949-1970.
- Candia, G., Macedo, J., Miguel A, J., & Magna-Verdugo, C. (2019). Seismological Research Letters 93 (5): 2700–2718.
- Castro, S., Benavente, R., Crempien, J. G. F., Candia, G., & Llera, J. C. d. I. (2020). *A Consistently Processed Strong-Motion Database for Chilean Earthquakes*: Seismological Research Letters 93 (5): 2700–2718.
- Idini, B., Rojas, F., Ruiz, S., & Pastén, C. (2016). *Ground motion prediction equations for the Chilean subduction zone* Bull Earthquake Eng.
- Instituto Nacional de Normalización. (2003). *NCh2369 Of.2003: Diseño Sísmico de Estructuras e Instalaciones Industriales* Santiago, Chile: Autor.
- Instituto Nacional de Normalización. (2010). *NCh432:2010: Diseño estructural - Cargas de viento*. Santiago, Chile: Autor.
- Instituto Nacional de Normalización. (2016). *NCh427/1:2016. Requisitos para el cálculo de estructuras de acero para edificios. Parte 1: Criterios generales de diseño y acciones en la estructura* Santiago, Chile: Autor.

- Instituto Nacional de Normalización. (2017). *NCh3171:2017: Diseño estructural - Disposiciones generales y combinaciones de carga* Santiago, Chile: Autor.
- Instituto Nacional de Normalización. (2023). *NCh2369 2023: Diseño Sísmico de Estructuras e Instalaciones Industriales* Santiago, Chile: Autor.
- Molntalva, G., Bastías, N., & Rodríguez-Marek, A. (2017). *Ground-Motion Prediction Equation for the Chilean Subduction Zone* Bulletin of the Seismological Society of America 107 (2): 901–911.
- Montecinos, R., Herrera, R., Verdugo, A., & Beltran, J. (2012). *Mw=8.8 Terremoto en Chile: 27 de febrero 2010*. Capítulo 10: Estructuras Industriales en Chile y el Sismo del 27 de Febrero, 211-239. Santiago, Chile: Departamento de Ingeniería Civil, Universidad de Chile.
- Peña L, C. (2022). *Actualización de la NCh2369 “Diseño sísmico de estructuras e instalaciones industriales”*. *Crónica de un proceso necesario*: Revista ACHISINA.
- Peña L, C., & Urzúa, C. (2019). *Nuevas disposiciones de diseño en actualización de NCh2369, Capítulo 8 “Disposiciones para estructuras de acero”*. *Origen e implementación* Valdivia, Chile: XII Congreso Chileno de Sismología e Ingeniería Sísmica ACHISINA 2019.
- Urzúa, C. (2015). *COMPARACIÓN DEL DESEMPEÑO DE DOS ESTRUCTURAS INDUSTRIALES DE ACERO DISEÑADAS SEGÚN LA PRÁCTICA NACIONAL Y DISPOSICIONES AISC* Santiago, Chile: Departamento de Ingeniería Civil, Universidad de Chile.

ANEXO A: CONTRIBUCIÓN A LOS OBJETIVOS DE DESARROLLO SOSTENIBLE

Los Objetivos de Desarrollo Sostenible (ODS) constituyen un llamamiento universal a la acción para poner fin a la pobreza, proteger el planeta y mejorar las vidas y las perspectivas de las personas en todo el mundo. Seleccione a cuál de los 17 ODS contribuye su trabajo de Memoria de Título:

- ODS-1 : Fin de la pobreza.
- ODS-2 : Hambre cero.
- ODS-3 : Salud y bienestar.
- ODS-4 : Educación de calidad.
- ODS-5 : Igualdad de género.
- ODS-6 : Agua limpia y saneamiento.
- ODS-7 : Energía asequible y no contaminante.
- ODS-8 : Trabajo decente y crecimiento económico.
- ODS-9 : Industria, innovación e infraestructura.
- ODS-10 : Reducción de las desigualdades.
- ODS-11 : Ciudades y comunidades sostenibles.
- ODS-12 : Producción y consumo responsables.
- ODS-13 : Acción por el clima.
- ODS-14 : Vida Submarina.
- ODS-15 : Vida de ecosistemas terrestres.
- ODS-16 : Paz, justicia e instituciones sólidas.
- ODS-17 : Alianzas para lograr los objetivos.

Vinculación

Se vincula debido a que el objetivo principal de este trabajo es validar las disposiciones de la normativa 2023, la cual busca que los objetivos tradicionales de continuidad de operación y seguridad de vida se cumplan. Estos objetivos son fundamentales para los proyectos industriales, particularmente para el sector minero, que constituye el motor económico del país. La ocurrencia de daños estructurales puede provocar paralizaciones en la industria generando importantes pérdidas económicas a nivel nacional. Por tanto, es crucial mantener actualizadas las normativas de diseño sísmico.

ANEXO B: CARGAS DE DISEÑO

A continuación se muestran las cargas aplicadas al modelo estructural, desde la Figura B.1 a la Figura B.18.

B.1. Cargas muertas totales (D_t)

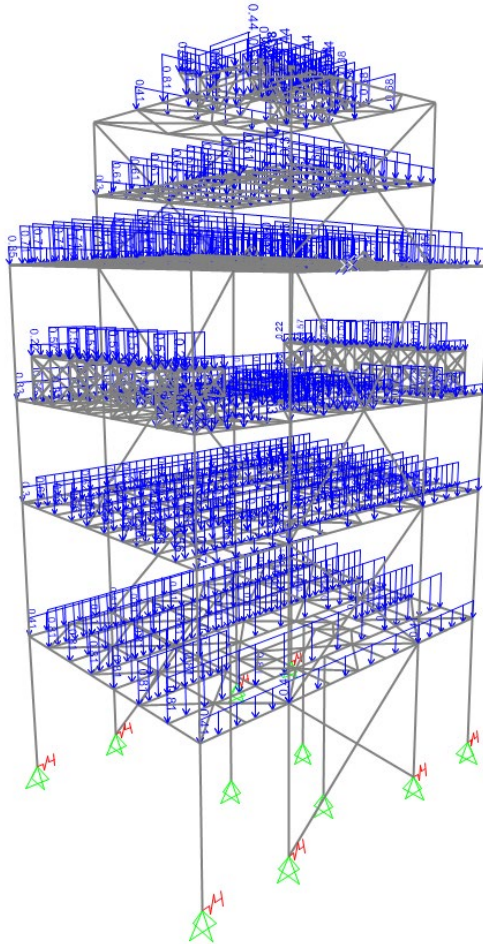


Figura B.1. Carga permanente de Parrillas de Piso (D_{parr}).

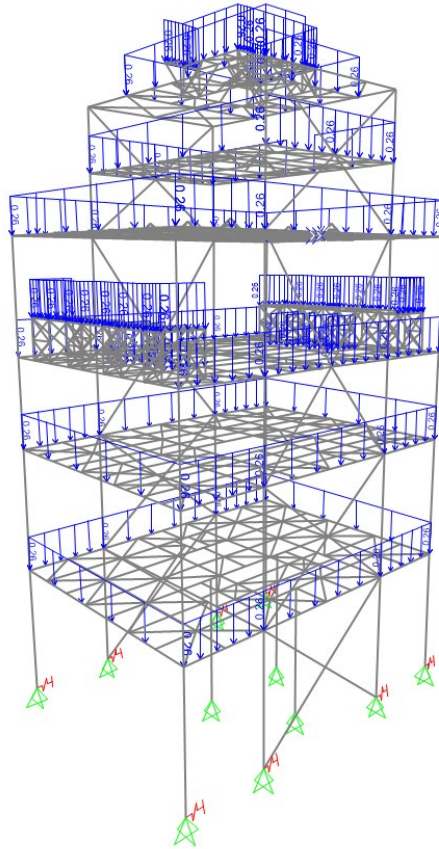


Figura B.2. Carga permanente de Barandas (D_{bar})

B.2. Carga de equipos mecánicos (Emec)

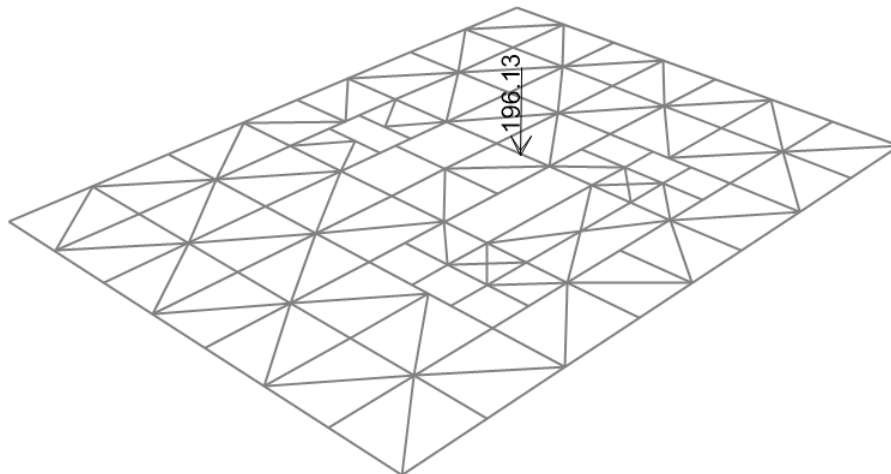


Figura B.3. Carga de peso propio de Molino de Jaula (M_{ol}).

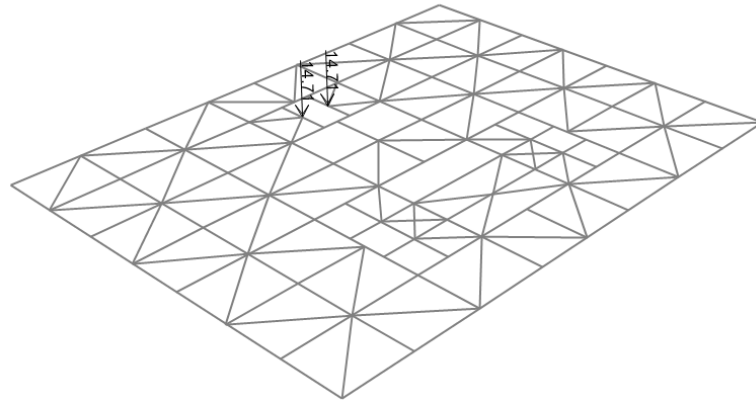


Figura B.4. Carga de peso propio de Agitador (A_g).

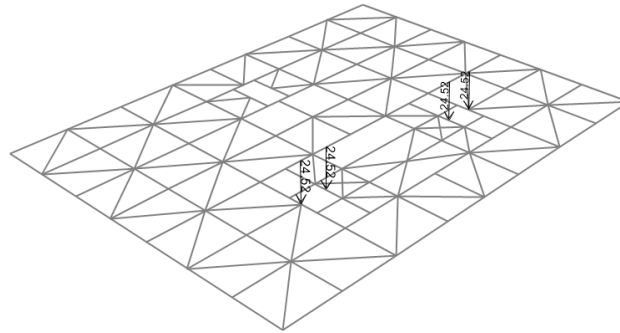


Figura B.5. Carga de peso propio del Motor (M_{TR}).

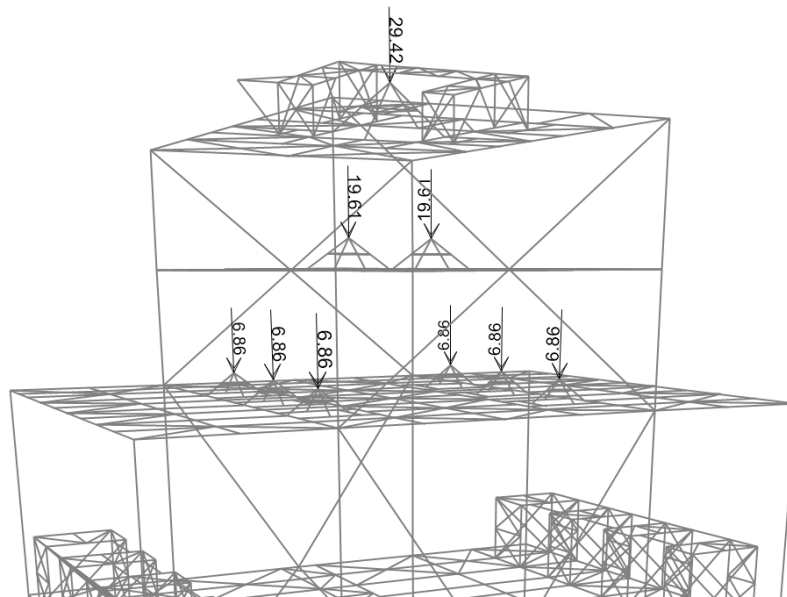


Figura B.6. Carga de peso propio de Cajones Distribuidores (C_b).

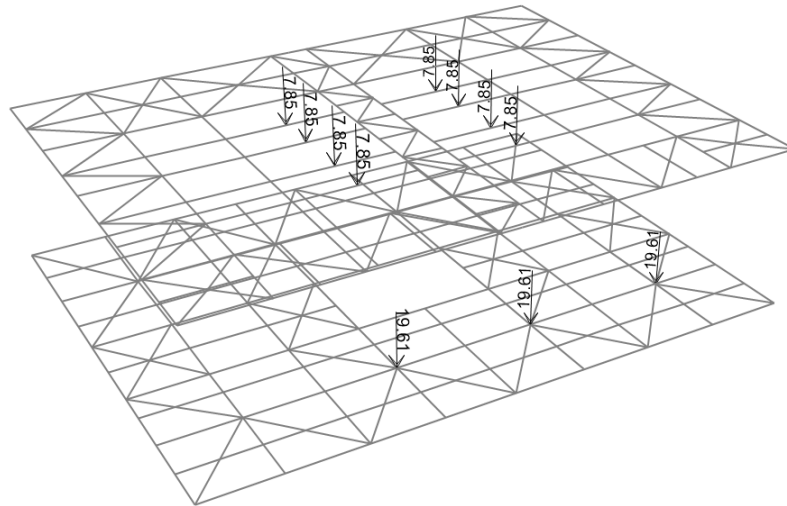


Figura B.13. Carga de peso propio de Material de Canaleta (CAN_mat).

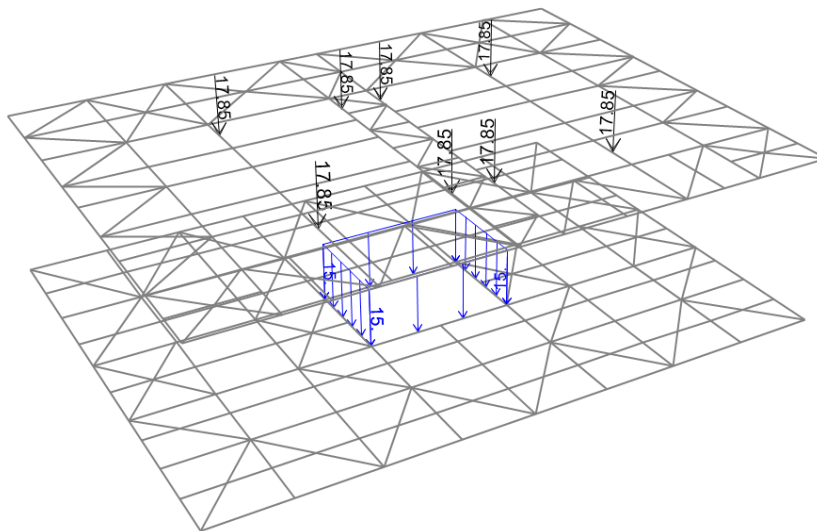


Figura B.14. Carga de Atollo de Chute (Chu_mat).

B.4. Carga de Viga Monorriel (M_R)

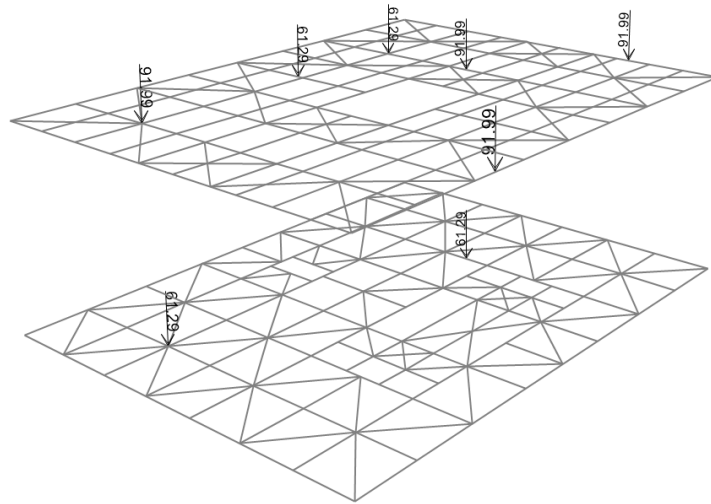


Figura B.15. Carga de Levante Viga Monorriel (M_R).

B.5. Cargas vivas (L)

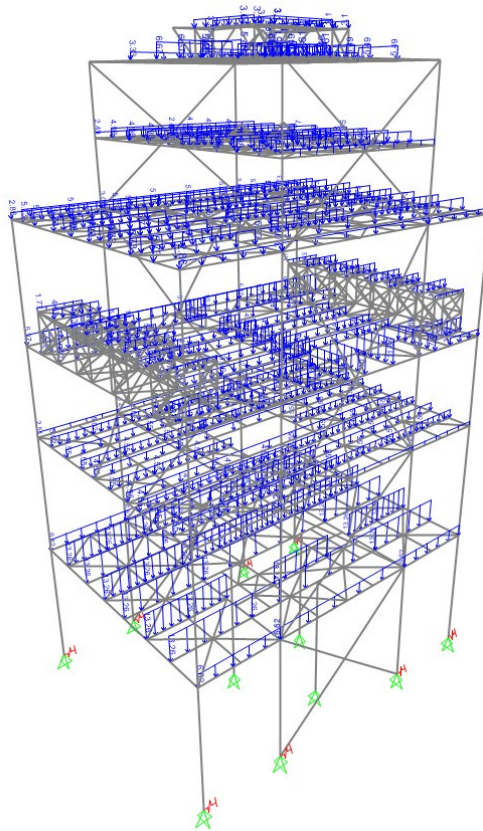
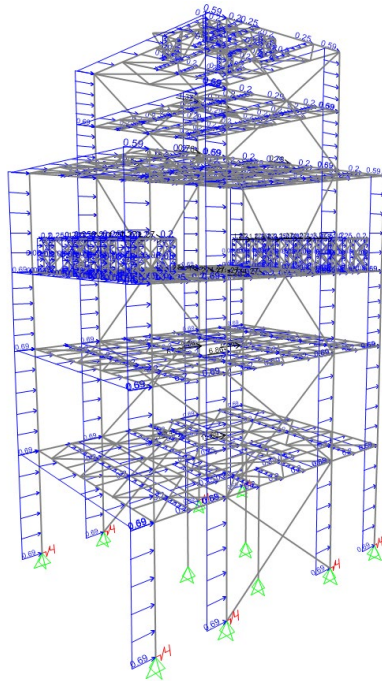
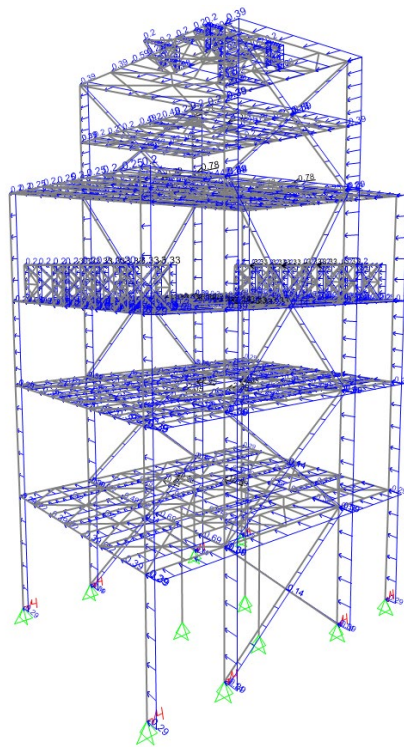


Figura B.16. Sobrecargas de uso (L).

B.6. Cargas de Viento (W_x, W_y)**Figura B.17. Cargas de viento en dirección x (W_x).****Figura B.18. Cargas de viento en dirección y (W_y).**

ANEXO C: DISEÑO ESTRUCTURA

A continuación se muestran las secciones consideradas para la estructura, de la Figura C.1 a la Figura C.10, además de la Tabla C.1 a la Tabla C.30 se detallan las verificaciones de esbeltez local, global y deflexiones verticales de los elementos estructurales.

C.1. Marcos estructurales

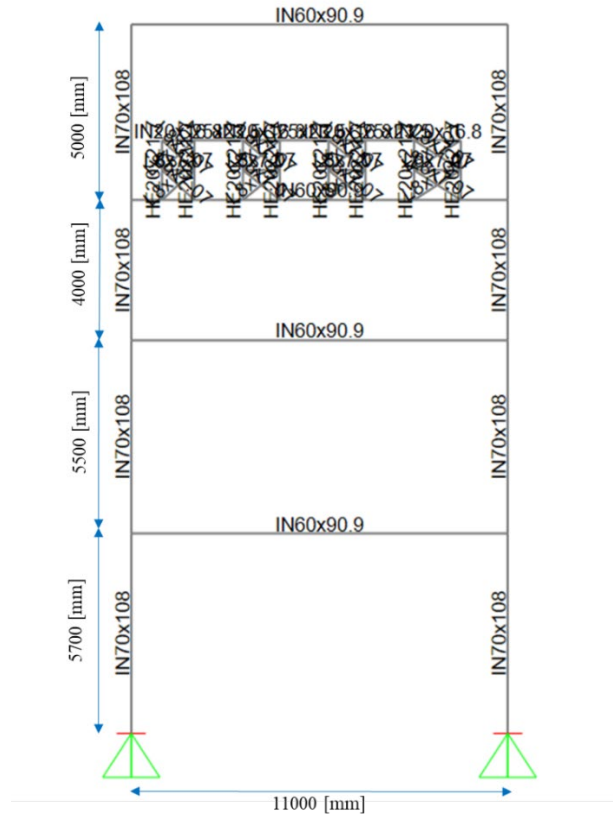


Figura C.1. Secciones marco de momento externo.

Tabla C.1. Esbeltez local y global marco de momento externo.

Miembro	Perfil	λ_{ala}	λ_{alma}	$\lambda_{md,ala}$	$\lambda_{md,alma}$	KL/r máx	KI/r lím	FU
Columna	IN 70x108	10.71	84.00	9.96	63.79	84.27	133.82	0.79
Viga 1	IN 60x90,9	8.93	71.50	9.96	94.92	43.93	133.82	0.78
Viga 2	IN 60x90,9	8.93	71.50	9.96	96.13	43.93	133.82	0.78

Miembro	Perfil	λ_{ala}	λ_{alma}	$\lambda_{md,ala}$	$\lambda_{md,alma}$	KL/r máx	KL/r lím	FU
Viga 3	IN 60x90,9	8.93	71.50	9.96	94.46	43.93	133.82	0.83
Viga 4	IN 60x90,9	8.93	71.50	9.96	90.73	43.93	133.82	0.54

Tabla C.2. Verificación deformaciones verticales de vigas de piso (L/300) marco de momento exterior.

Sección	Perfil	L[mm]	Δ_v [mm]	Δ_{adm} [mm]
Viga 1	IN 60x90,9	11000	7.20	36.67
Viga 2	IN 60x90,9	11000	4.10	36.67
Viga 3	IN 60x90,9	11000	2.80	36.67
Viga 4	IN 60x90,9	11000	50	36.67

Tabla C.3. Verificación deformaciones verticales de vigas de soporte a equipos generales (L/500) marco de momento exterior.

Sección	Perfil	L[mm]	Δ_v [mm]	Δ_{adm} [mm]
Viga 1	IN 60x90,9	11000	7.20	22.00
Viga 2	IN 60x90,9	11000	4.10	22.00
Viga 3	IN 60x90,9	11000	2.80	22.00
Viga 4	IN 60x90,9	11000	5.00	22.00

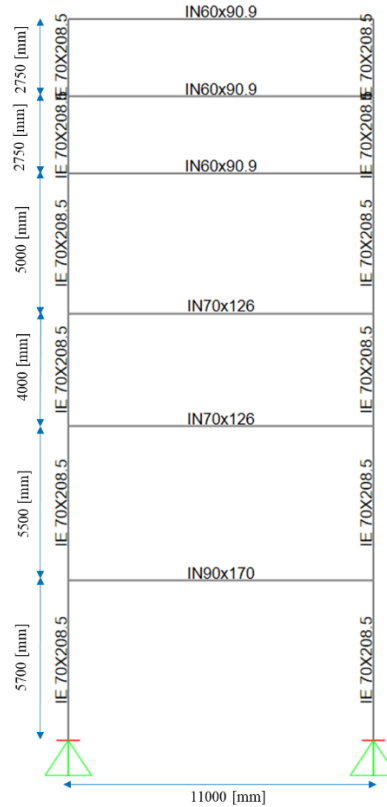


Figura C.2. Secciones marco de momento interno.

Tabla C.4. Esbeltez local y global marco de momento interno.

Miembro	Perfil	λ_{ala}	λ_{alma}	$\lambda_{md,ala}$	$\lambda_{md,alma}$	KL/r máx	Kl/r lím	FU
Columna	IE70X208.5	10.00	41.25	9.96	58.93	63.57	133.82	0.99
Viga 1	IN 90x170	10.94	72.33	9.96	95.22	30.34	133.82	0.79
Viga 2	IN 70x126	8.33	83.00	9.96	93.69	36.65	133.82	0.97
Viga 3	IN 70x126	8.33	83.00	9.96	94.99	36.65	133.82	1.04
Viga 4	IN 60x90,9	8.93	71.50	9.96	92.79	43.93	133.82	1.05
Viga 5	IN 60x90,9	8.93	71.50	9.96	90.74	43.93	133.82	0.91
Viga 6	IN 60x90,9	8.93	71.50	9.96	80.53	43.93	133.82	0.94

Tabla C.5. Verificación deformaciones verticales de vigas de piso (L/300) marco de momento interior.

Sección	Perfil	L[mm]	Δ_v [mm]	Δ_{adm} [mm]
Viga 1	IN 90x170	11000	2.40	36.67
Viga 2	IN 70x126	11000	6.30	36.67
Viga 3	IN 70x126	11000	7.40	36.67
Viga 4	IN 60x90,9	11000	11.60	36.67
Viga 5	IN 60x90,9	11000	10.30	36.67
Viga 6	IN 60x90,9	11000	12.50	36.67

Tabla C.6. Verificación deformaciones verticales de soporte de equipos vibratorios (L/1000) y de equipos generales (L/500) para marco de momento interior.

Sección	Perfil	L[mm]	Δ_v [mm]	Δ_{adm} [mm]
Viga 1	IN 90x170	11000	2.50	11.00
Viga 2	IN 70x126	11000	6.30	11.00
Viga 3	IN 70x126	11000	7.70	11.00
Viga 4	IN 60x90,9	11000	11.60	22.00
Viga 5	IN 60x90,9	11000	10.30	22.00
Viga 6	IN 60x90,9	11000	12.50	22.00

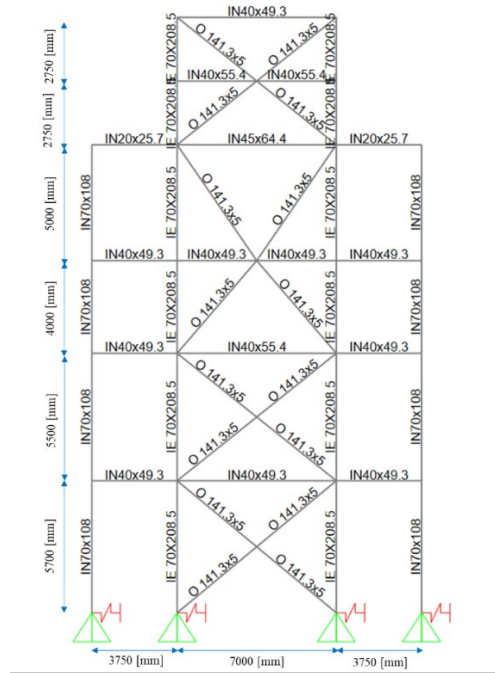


Figura C.3. Secciones marco arriostrado.

Tabla C.7. Esbeltez local y global marco arriostrado.

Miembro	Perfil	λ_{ala}	λ_{alma}	$\lambda_{md,ala}$	$\lambda_{md,alma}$	KL/r máx	Kl/r lím	FU
Columna ext	IN 70x108	10.71	84.00	9.96	63.79	84.27	133.82	0.79
Columna int	IE70X208.5	10.00	41.25	9.96	58.93	63.57	133.82	0.99
Viga 1	IN 40x49,3	10.00	63.33	9.96	98.63	41.40	133.82	0.41
Viga 2	IN 40x55,4	8.33	62.67	9.96	98.63	40.84	133.82	0.43
Viga 3	IN 40x49,3	10.00	63.33	9.96	98.63	37.97	133.82	0.55
Viga 4	IN 45x64,4	8.33	53.25	9.96	98.63	39.61	133.82	0.11
Viga 5	IN 40x55,4	8.33	62.67	9.96	95.89	36.74	133.82	0.24
Viga 6	IN 40x49,3	10.00	63.33	9.96	84.72	41.40	133.82	0.16
Diagonal	O 141.3x5		28.26		38.46	126.50	133.82	-

Tabla C.8. Esbeltez local y global marco arriostrado.

Sección	Perfil	L[mm]	Δ_v [mm]	Δ_{adm} [mm]
Viga 1	IN 40x49,3	7000	14.2	23.33
Viga 2	IN 40x55,4	7000	10.1	23.33
Viga 3	IN 40x49,3	7000	10.8	23.33
Viga 4	IN 45x64,4	7000	8.7	23.33
Viga 5	IN 40x55,4	7000	8.7	23.33
Viga 6	IN 40x49,3	7000	8.5	23.33

C.2. Plataformas de piso

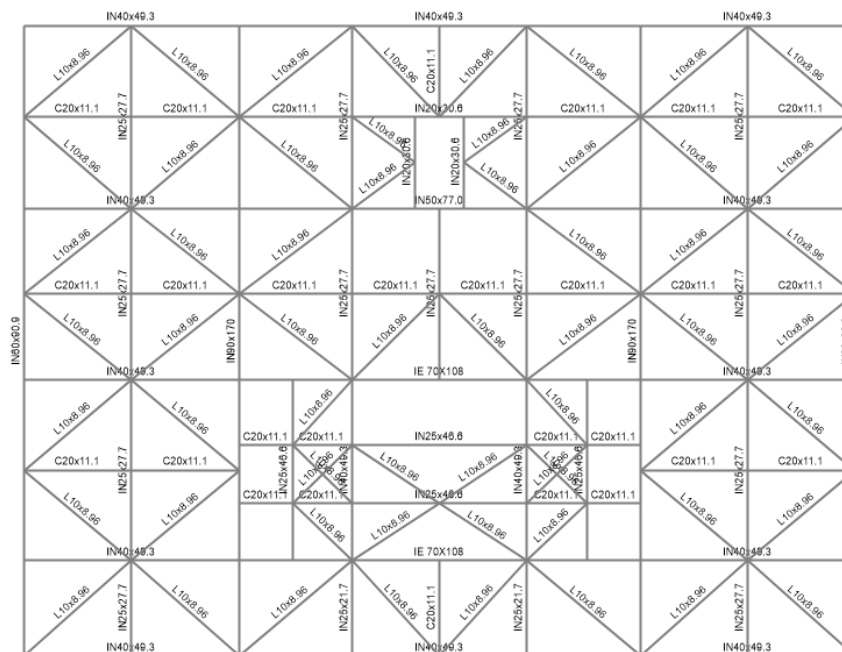


Figura C.4. Secciones de perfiles plataforma primer nivel.

Tabla C.9. Esbeltez local y global plataforma primer nivel.

Miembro	Perfil	λ_{ala}	λ_{alma}	$\lambda_{md,ala}$	$\lambda_{md,alma}$	KL/r máx	Kl/r lím	FU
VL1	IE 70x108	8.93	67.20	9.96	98.59	38.77	133.82	0.47
VL2	IE 70x108	8.93	67.20	9.96	96.49	38.77	133.82	0.28
VL3	IN 50x77	10.42	59.50	9.96	97.94	35.42	133.82	0.73
VL4	IN 20x30,6	7.50	36.00	9.96	97.19	35.05	133.82	0.53
VL5	IN 40x49,3	10.00	63.33	9.96	63.10	41.40	133.82	0.41
VL6	IN 40x49,3	10.00	63.33	9.96	98.16	40.68	133.82	0.78
VT1	IN 40x49,3	10.00	63.33	9.96	96.05	40.68	133.82	0.35
VT2	IN 25x27,7	4.17	45.20	9.96	98.36	66.97	133.82	0.68
VT 3	IN 20x30,6	7.50	36.00	9.96	97.17	42.12	133.82	0.38
VT4	IN 25x46,6	8.33	45.20	9.96	97.69	28.42	133.82	0.25
C1	C 20x11.1	8.00	36.00	9.96	94.90	136.74	133.82	0.72
D1	L 10 * 8.96	14.67		9.96		79.41	133.82	0.57

Tabla C.10. Verificación deformaciones verticales de vigas de piso (L/300) plataforma primer nivel.

Sección	Perfil	L[mm]	Δ_v [mm]	Δ_{adm} [mm]
VL1	IE 70x108	7000	1.60	23.33
VL2	IE 70x108	7000	1.10	23.33
VL3	IN 50x77	7000	12.80	23.33

Sección	Perfil	L[mm]	Δ_v [mm]	Δ_{adm} [mm]
VL4	IN 20x30,6	3050	4.50	10.17
VL5	IN 40x49,3	7000	14.20	23.33
VL6	IN 40x49,3	3750	2.40	12.50
VT1	IN 40x49,3	3750	0.40	12.50
VT2	IN 25x27,7	3190	4.20	10.63
VT3	IN 20x30,6	1600	0.30	5.33
VT4	IN 25x46,6	3150	1.30	10.50
C1	C 20x11.1	1875	1.80	6.25

Tabla C.11. Verificación deformaciones verticales de vigas monorriel (L/600) plataforma primer nivel.

Sección	Perfil	L[mm]	Δ_v [mm]	Δ_{adm} [mm]
VL1	IE 70x108	7000	-	-
VL2	IE 70x108	7000	-	-
VL3	IN 50x77	7000	-	-
VL4	IN 20x30,6	3050	-	-
VL5	IN 40x49,3	7000	-	-
VL6	IN 40x49,3	3750	2.40	6.25
VT1	IN 40x49,3	3750	-	-

Sección	Perfil	L[mm]	Δ_v [mm]	Δ_{adm} [mm]
VT2	IN 25x27,7	3190	-	-
VT3	IN 20x30,6	1600	-	-
VT4	IN 25x46,6	3150	1.30	5.25
C1	C 20x11.1	1875	-	-

Tabla C.12. Verificación deformaciones verticales de vigas de soporte de equipos vibratorios (L/1000) plataforma primer nivel.

Sección	Perfil	L[mm]	Δ_v [mm]	Δ_{adm} [mm]
VL1	IE 70x108	7000	1.70	7.00
VL2	IE 70x108	7000	1.20	7.00
VL3	IN 50x77	7000	3.10	7.00
VL4	IN 20x30,6	3050	1.80	3.05
VL5	IN 40x49,3	7000	-	-
VL6	IN 40x49,3	3750	-	-
VT1	IN 40x49,3	3750	0.40	3.75
VT2	IN 25x27,7	3190	-	-
VT3	IN 20x30,6	1600	0.30	1.60
VT4	IN 25x46,6	3150	-	-
C1	C 20x11.1	1875	-	-

Tabla C.14. Verificación deformaciones verticales de vigas de piso (L/300) plataforma segundo nivel.

Sección	Perfil	L[mm]	Δ_v [mm]	Δ_{adm} [mm]
VL1	IN 60x83,8	7000	5.00	23.33
VL2	IN 40x55,4	7000	10.10	23.33
VL3	IN 40x49,3	3750	1.60	12.50
VT1	IN 20x30,6	2130	0.40	7.10
VT2	IN 40x49,3	4800	3.00	16.00
C1	C 20x11.1	1880	0.60	6.27
C2	C 20x11.1	2560	6.30	8.53

Tabla C.15. Verificación deformaciones verticales de vigas monorriel (L/600) plataforma segundo nivel.

Sección	Perfil	L[mm]	Δ_v [mm]	Δ_{adm} [mm]
VL1	IN 60x83,8	7000	3.20	11.67
VL2	IN 40x55,4	7000	-	-
VL3	IN 40x49,3	3750	3.50	6.25
VT1	IN 20x30,6	2130	-	-
VT2	IN 40x49,3	4800	4.90	8.00
C1	C 20x11.1	188		
C2	C 20x11.1	256	-	-

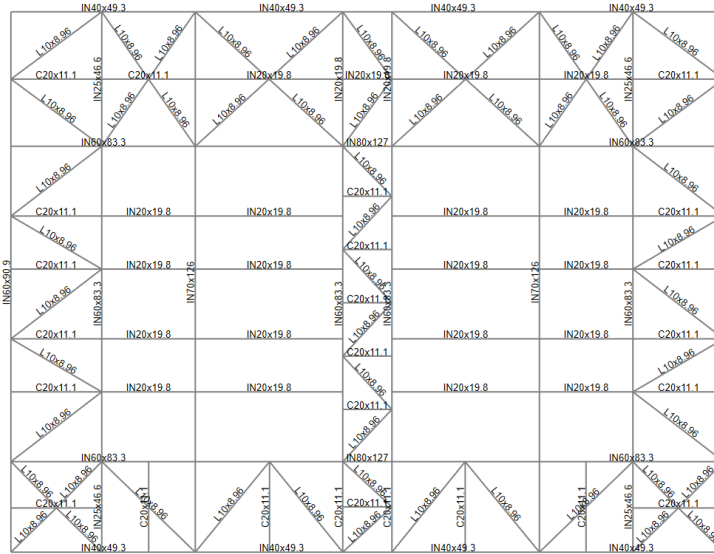


Figura C.6. Secciones de perfiles plataforma tercer nivel.

Tabla C.16. Esbeltez local y global plataforma tercer nivel.

Miembro	Perfil	λ_{ala}	λ_{alma}	$\lambda_{md,ala}$	$\lambda_{md,alma}$	KL/r máx	Kl/r lím	FU
VL1	IN 40x49,3	10.00	63.33	9.96	64.39	65.09	133.82	0.55
VL2	IN 40x49,3	10.00	63.33	9.96	94.00	40.79	133.82	0.22
VL3	IN 80x127	10.71	77.20	9.96	98.37	23.98	133.82	0.41
VL4	IN 20x19,8	6.25	36.80	9.96	96.07	130.33	133.82	0.43
VL5	IN 60x83,8	10.42	72.00	9.96	92.82	27.63	133.82	0.28
VT1	IN 60x83,8	10.42	72.00	9.96	92.71	25.93	133.82	0.33
VT2	IN 60x83,8	10.42	72.00	9.96	94.48	25.93	133.82	0.34
VT3	IN 25x46,6	8.33	45.20	9.96	95.77	26.95	133.82	0.33
VT4	IN 20x19,8	6.25	36.80	9.96	98.23	60.82	133.82	0.59
C1	C 20x11.1	8.00	36.00	9.96	97.95	134.92	133.82	0.48

Miembro	Perfil	λ_{ala}	λ_{alma}	$\lambda_{md,ala}$	$\lambda_{md,alma}$	KL/r máx	KL/r lím	FU
C2	C 20x11.1	8.00	36.00	9.96	98.61	134.92	133.82	0.53
D1	L 10 * 8.96	14.67		9.96		83.85	133.82	0.65

Tabla C.17. Verificación deformaciones verticales de vigas de piso (L/300) plataforma tercer nivel.

Sección	Perfil	L[mm]	Δ_v [mm]	Δ_{adm} [mm]
VL1	IN 40x49,3	7000	10.80	23.33
VL2	IN 40x49,3	3750	1.10	12.50
VL3	IN 80x127	7000	5.00	23.33
VL4	IN 20x19,8	3000	2.90	10.00
VL5	IN 60x83,8	3750	1.10	12.50
VT1	IN 60x83,8	6400	2.80	21.33
VT2	IN 60x83,8	6400	4.60	21.33
VT3	IN 25x46,6	2750	1.20	9.17
VT4	IN 20x19,8	2750	3.20	9.17
C1	C 20x11.1	1850	3.40	6.17
C2	C 20x11.1	2640	1.20	8.80

Tabla C.18. Verificación deformaciones verticales de vigas de soporte de equipos vibratorios (L/1000) plataforma tercer nivel.

Sección	Perfil	L[mm]	Δ_v [mm]	Δ_{adm} [mm]
VL1	IN 40x49,3	7000	-	-
VL2	IN 40x49,3	3750	1.20	3.75
VL3	IN 80x127	7000	5.00	7.00
VL4	IN 20x19,8	3000	-	-
VL5	IN 60x83,8	3750	1.20	3.75
VT1	IN 60x83,8	6400	3.10	6.40
VT2	IN 60x83,8	6400	5.00	6.40
VT3	IN 25x46,6	2750	1.30	2.75
VT4	IN 20x19,8	2750	-	-
C1	C 20x11.1	1850	-	-
C2	C 20x11.1	2640	-	-

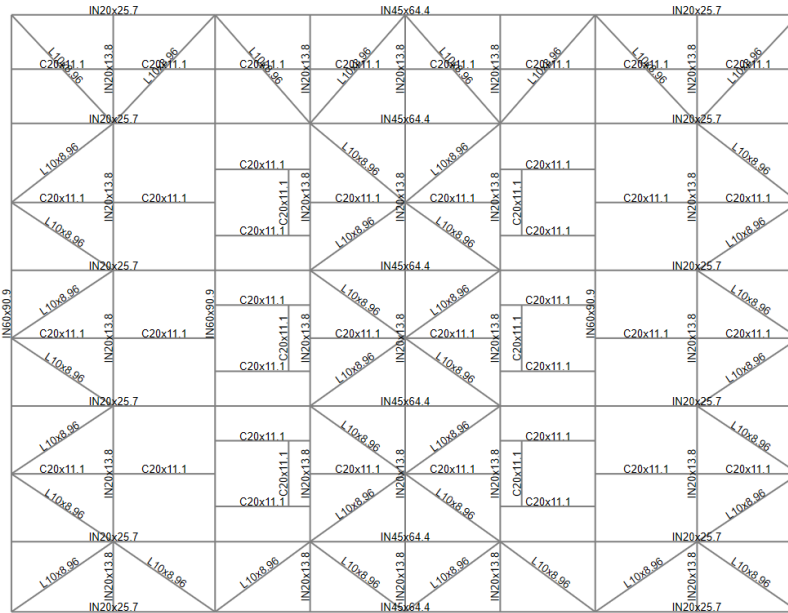


Figura C.7. Secciones de perfiles plataforma cuarto nivel.

Tabla C.19. Esbeltez local y global plataforma cuarto nivel.

Miembro	Perfil	λ_{ala}	λ_{alma}	$\lambda_{md,ala}$	$\lambda_{md,alma}$	KL/r máx	Kl/r lím	FU
VL1	IN 45x64,4	8.33	53.25	9.96	98.42	37.78	133.82	0.42
VL2	IN 20x25,7	4.17	35.20	9.96	98.09	76.10	133.82	0.64
VT1	IN 20x13,8	10.00	47.50	9.96	98.20	62.00	133.82	0.44
C1	C 20x11.1	8.00	36.00	9.96	98.42	137.10	133.82	0.28
C2	C 20x11.1	8.00	36.00	9.96	95.63	127.62	133.82	0.35
D1	L 10 * 8.96	14.67		9.96		83.85	133.82	0.90

Tabla C.20. Verificación deformaciones verticales de vigas de piso (L/300) plataforma cuarto nivel.

Sección	Perfil	L[mm]	Δ_v [mm]	Δ_{adm} [mm]
VL1	IN 45x64,4	7000	8.70	23.33
VL2	IN 20x25,7	3750	7.10	12.50
VT1	IN 20x13,8	2700	2.30	9.00
C1	C 20x11.1	1880	0.70	6.27
C2	C 20x11.1	1750	1.50	5.83

Tabla C.21. Verificación deformaciones verticales de vigas de soporte de equipos generales(L/500) plataforma cuarto nivel.

Sección	Perfil	L[mm]	Δ_v [mm]	Δ_{adm} [mm]
VL1	IN 45x64,4	7000	0.81	14.00
VL2	IN 20x25,7	3750	-	-
VT1	IN 20x13,8	2700	-	-
C1	C 20x11.1	1880	-	-
C2	C 20x11.1	1750	-	-

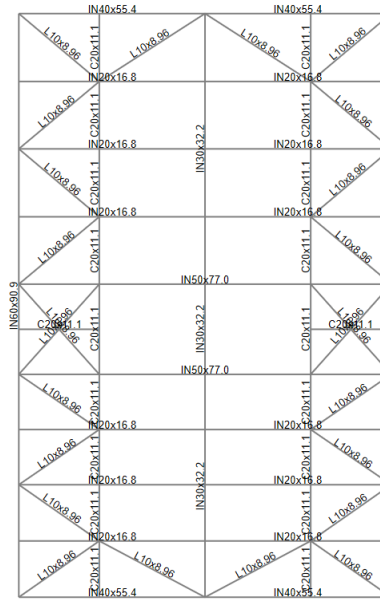


Figura C.8. Secciones de perfiles plataforma quinto nivel.

Tabla C.22. Esbeltez local y global plataforma quinto nivel.

Miembro	Perfil	λ_{ala}	λ_{alma}	$\lambda_{md,ala}$	$\lambda_{md,alma}$	KL/r máx	Kl/r lím	FU
VL1	IN 40x55,4	8.33	62.67	9.96	95.89	41.99	133.82	0.06
VL2	IN 50x77	10.42	59.50	9.96	97.20	35.42	133.82	0.61
VL3	IN 20x16,8	8.33	37.60	9.96	98.00	92.43	133.82	0.44
VT1	IN 30x32,2	9.38	47.33	9.96	98.55	41.29	133.82	0.78
C1	C 20x11.1	8.00	36.00	9.96	63.06	123.98	133.82	0.36
D1	L 10 * 11.7	10.50	0.00	9.96	0.00	75.88	133.82	0.00

Tabla C.23. Verificación deformaciones verticales de vigas de piso (L/300) plataforma quinto nivel.

Sección	Perfil	L[mm]	Δ_v [mm]	Δ_{adm} [mm]
VL1	IN 40x55,4	7000	8.70	23.33
VL2	IN 50x77	7000	10.40	23.33
VL3	IN 20x16,8	3500	4.20	11.67
VT1	IN 30x32,2	5100	11.40	17.00
C1	C 20x11.1	1700	1.20	5.67

Tabla C.24. Verificación deformaciones verticales de vigas de soporte de equipos generales(L/500) plataforma quinto nivel.

Sección	Perfil	L[mm]	Δ_v [mm]	Δ_{adm} [mm]
VL1	IN 40x55,4	7000	8.70	14.00
VL2	IN 50x77	7000	10.40	14.00
VL3	IN 20x16,8	3500	-	-
VT1	IN 30x32,2	5100	-	-
C1	C 20x11.1	1700	-	-
D1	L 10 * 11.7	2360	-	-

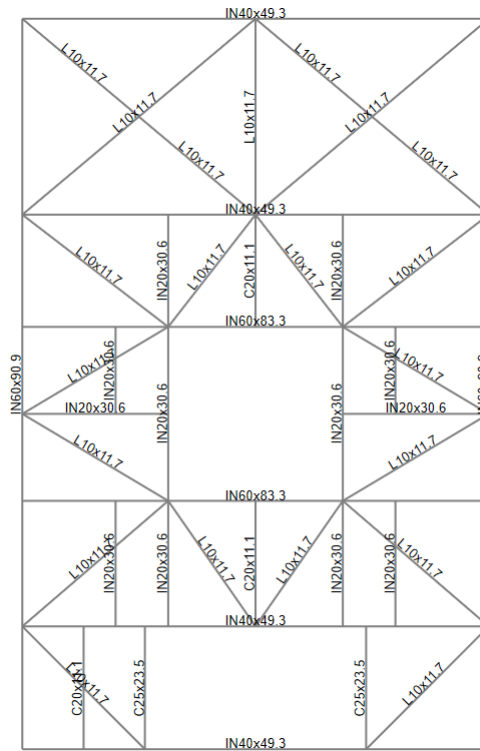


Figura C.9. Secciones de perfiles plataforma sexto nivel.

Tabla C.25. Esbeltez local y global plataforma sexto nivel.

Miembro	Perfil	λ_{ala}	λ_{alma}	$\lambda_{md,ala}$	$\lambda_{md,alma}$	KL/r máx	Kl/r lím	FU
VL1	IN 40x49,3	10.00	63.33	9.96	89.72	56.85	133.82	0.45
VL2	IN 60x83,8	10.42	72.00	9.96	92.97	47.88	133.82	0.82
VT1	IN 20x30,6	4.69	29.25	9.96	89.07	34.49	133.82	0.53
C1	C 25x23.5	5.90	27.25	9.96	69.36	86.74	133.82	0.29
D1	L 10 * 11.7	10.50	0.00	9.96	0.00	90.03	133.82	0.87

Tabla C.26. Verificación deformaciones verticales de vigas de piso (L/300) plataforma sexto nivel.

Sección	Perfil	L[mm]	Δ_v [mm]	Δ_{adm} [mm]
VL1	IN 40x49,3	7000	8.50	23.33
VL2	IN 60x83,8	7000	8.30	23.33
VT1	IN 20x30,6	2620	1.50	8.73
C1	C 25x23.5	1850	0.11	6.17

Tabla C.27. Verificación deformaciones verticales de vigas de soporte de equipos generales(L/500) plataforma sexto nivel.

Sección	Perfil	L[mm]	Δ_v [mm]	Δ_{adm} [mm]
VL1	IN 40x49,3	7000	-	-
VL2	IN 60x83,8	7000	0.83	14
VT1	IN 20x30,6	2620	0.15	5.24
C1	C 25x23.5	1850	-	-
D1	L 10 * 11.7	280	-	-



Figura C.10. Secciones de perfiles plataforma soporte harneros.

Tabla C.28. Esbeltez local y global plataforma soporte harneros.

Miembro	Perfil	λ_{ala}	λ_{alma}	$\lambda_{md,ala}$	$\lambda_{md,alma}$	KL/r máx	Kl/r lim	FU
V1	IN 20x16,8	8.33	37.60	9.96	63.04	42.75	133.82	0.24
D1	L 8 * 7.07	11.33		9.96		27.71	133.82	0.30
Columna	HE 20x21.7	20.00	47.50	9.96	63.70	19.35	133.82	0.28
D1	L 8 * 7.07	11.33		9.96		50.40	133.82	0.23
C1	C 25x23.5	9.83	27.25	9.96	63.70	66.58	133.82	0.22

Tabla C.29. Verificación deformaciones verticales de vigas de piso (L/300) plataforma soporte harneros.

Sección	Perfil	L[mm]	Δ_v [mm]	Δ_{adm} [mm]
VL1	IN 20x16,8	1850	0.33	6.17
C1	C 25x23.5	1420	0.22	4.73

Tabla C.30. Verificación deformaciones verticales de vigas de soporte de equipos generales(L/500) plataforma soporte harneros.

Sección	Perfil	L[mm]	Δ_v [mm]	Δ_{adm} [mm]
VL1	IN 20x16,8	1850	-	-
D1	L 8 * 7.07	690	-	-
Columna	HE 20x21.7	1700	-	-
D1	L 8 * 7.07	1255	-	-
C1	C 25x23.5	1420	0.22	2.84

ANEXO D: VERIFICACIÓN RESISTENCIA ESTRUCTURAL

D.1. Combinaciones de diseño LRFD

De la Figura D.1 a la Figura D.9 se muestran los factores de utilización obtenidos para el diseño de la estructura considerando combinaciones de diseño LRFD.

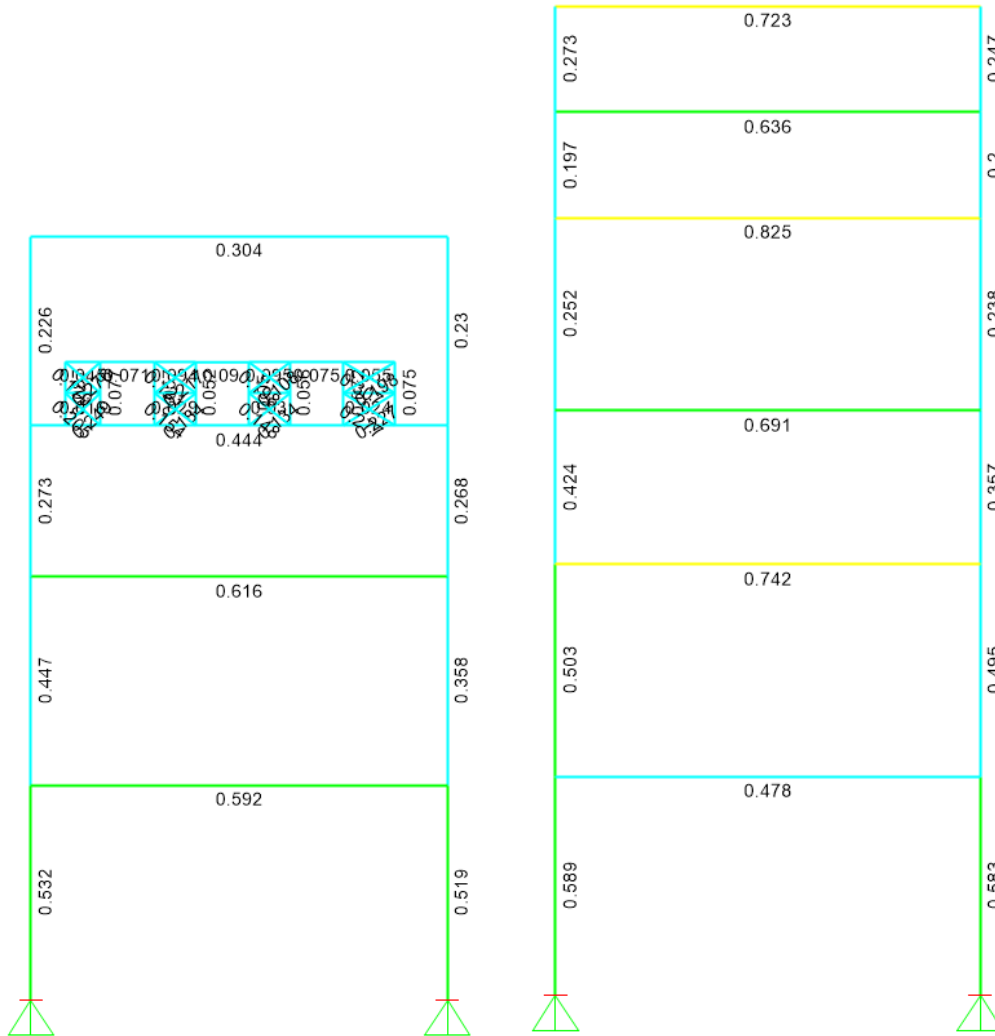


Figura D.1. Factores de utilización más desfavorables marco de momento externo (Izquierda) e interno (Derecha) para cargas de diseño LRFD.

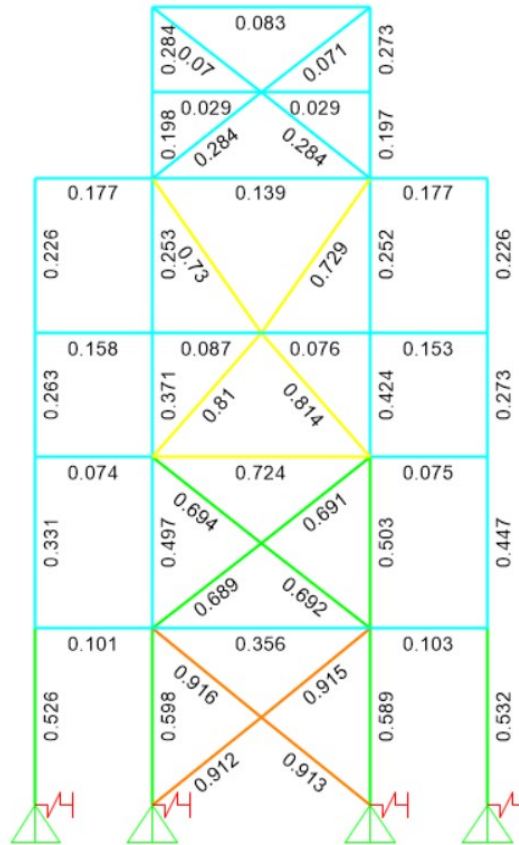


Figura D.2. Factores de utilización más desfavorables marco arriostrado para cargas de diseño LRFD.

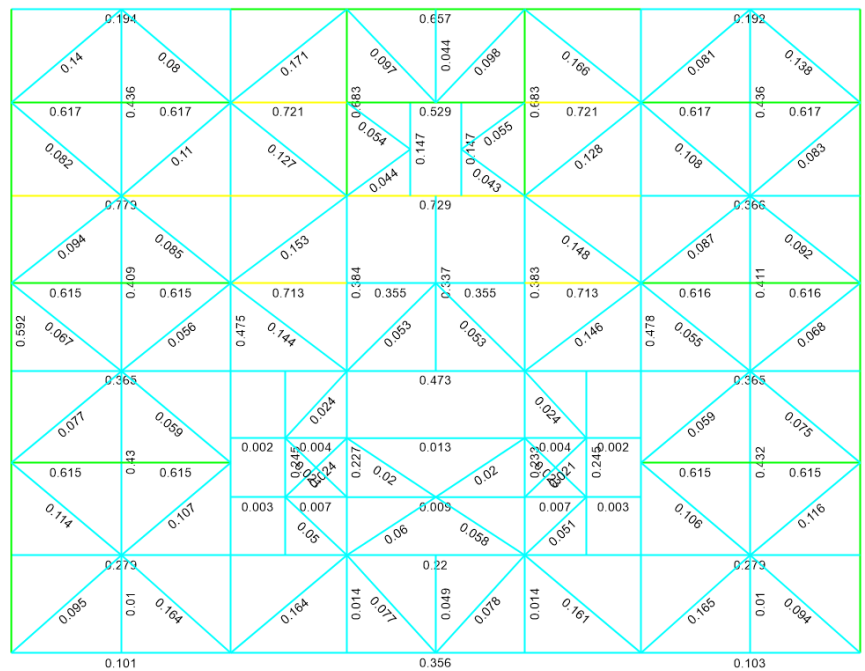


Figura D.3. Factores de utilización planta primer nivel para cargas de diseño LRFD.

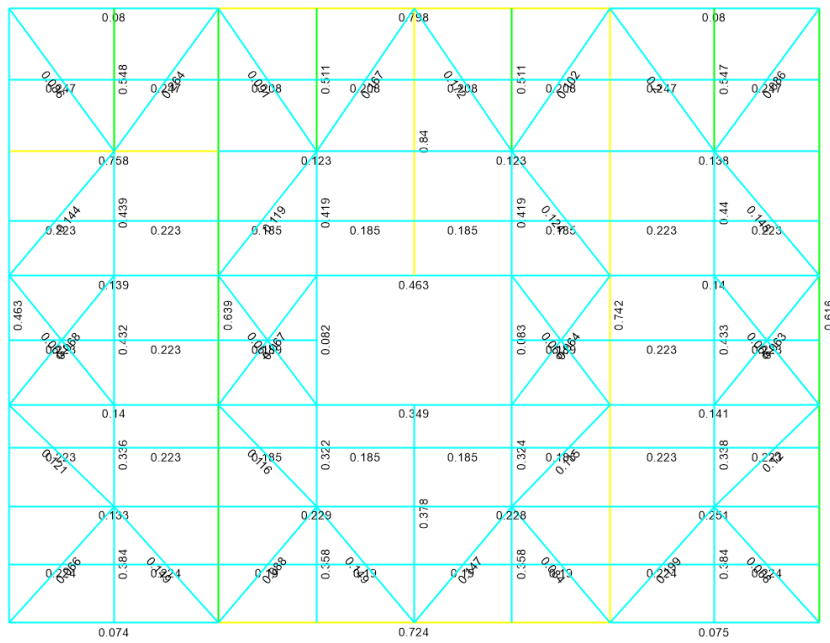


Figura D.4. Factores de utilización planta primer nivel para cargas de diseño LRFD.

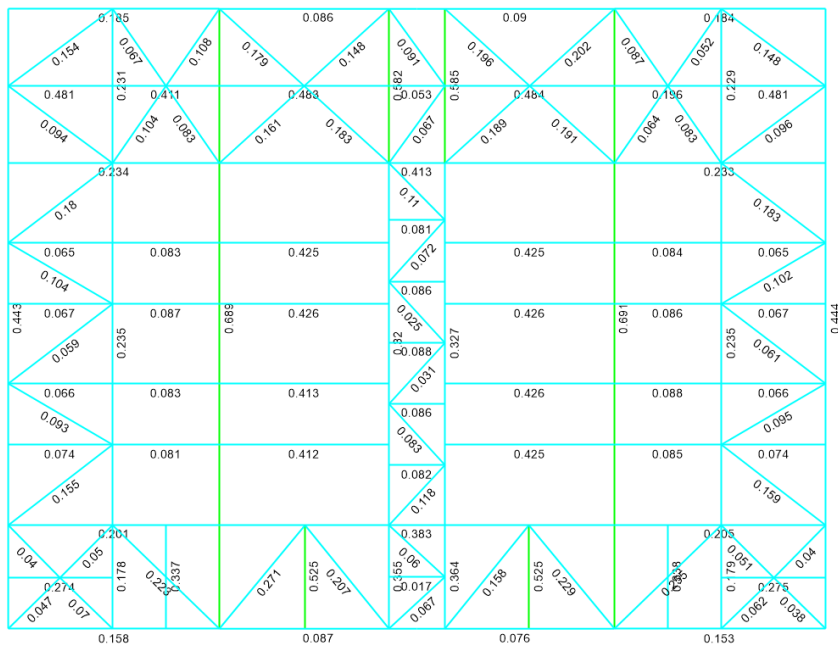


Figura D.5. Factores de utilización planta segundo nivel para cargas de diseño LRFD.

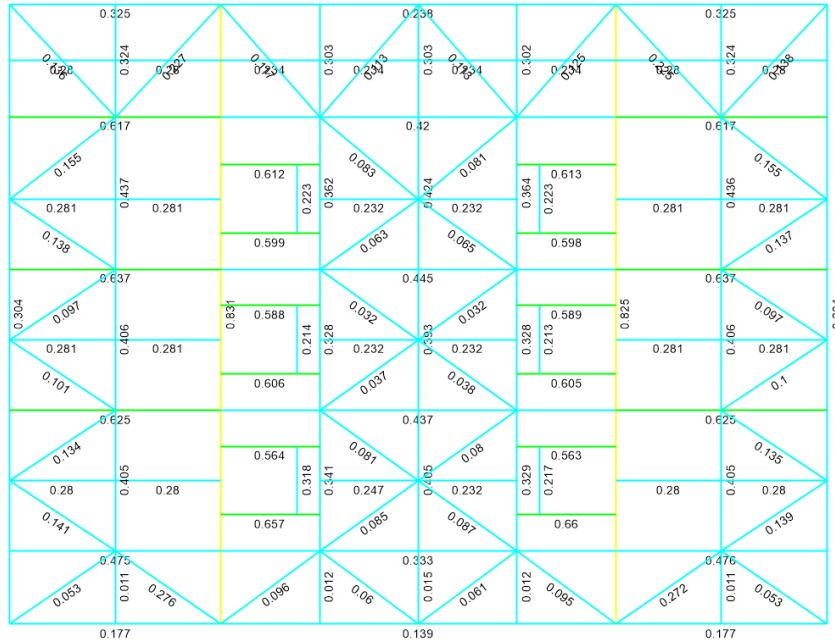


Figura D.6. Factores de utilización planta cuarto nivel para cargas de diseño LRFD.

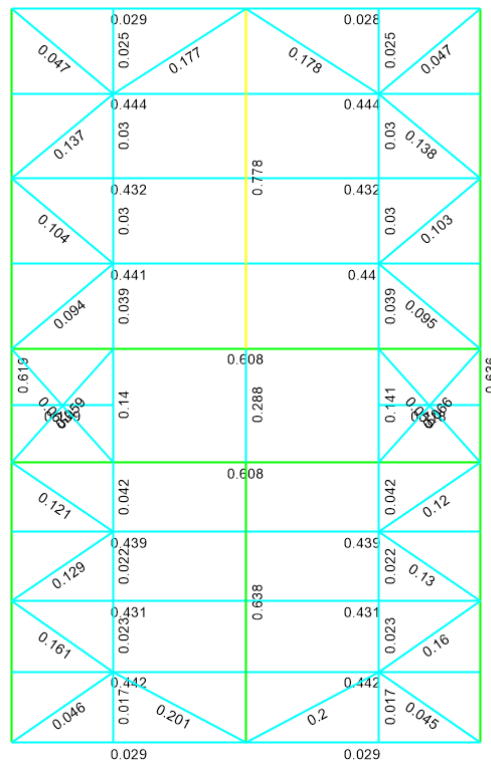


Figura D.7. Factores de utilización planta quinto nivel para cargas de diseño LRFD.

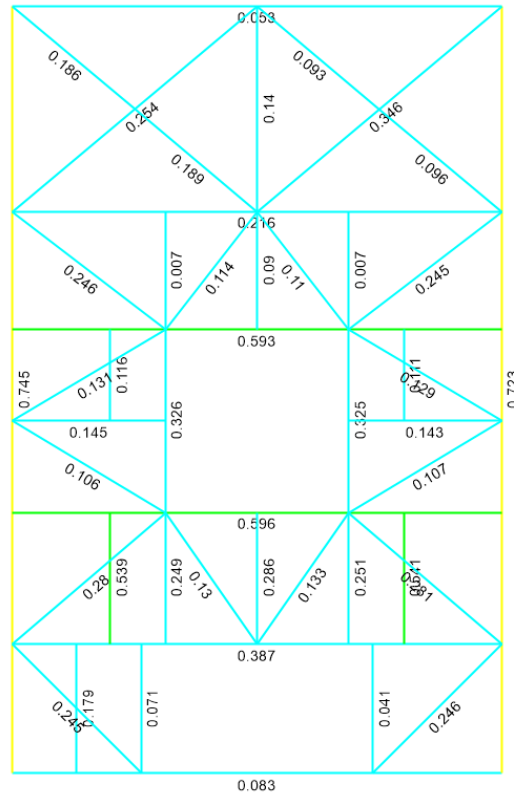


Figura D.8. Factores de utilización planta sexto nivel para cargas de diseño LRFD.



Figura D.9. Factores de utilización planta estructura soporte de harneros para cargas de diseño LRFD.

D.2. Combinaciones con sismo amplificado por R_1

De la Figura D.10 a la Figura D.18 se muestran los factores de utilización obtenidos para el diseño de la estructura considerando combinaciones de diseño que consideran el sismo amplificado por $R_1 = 3.5$.

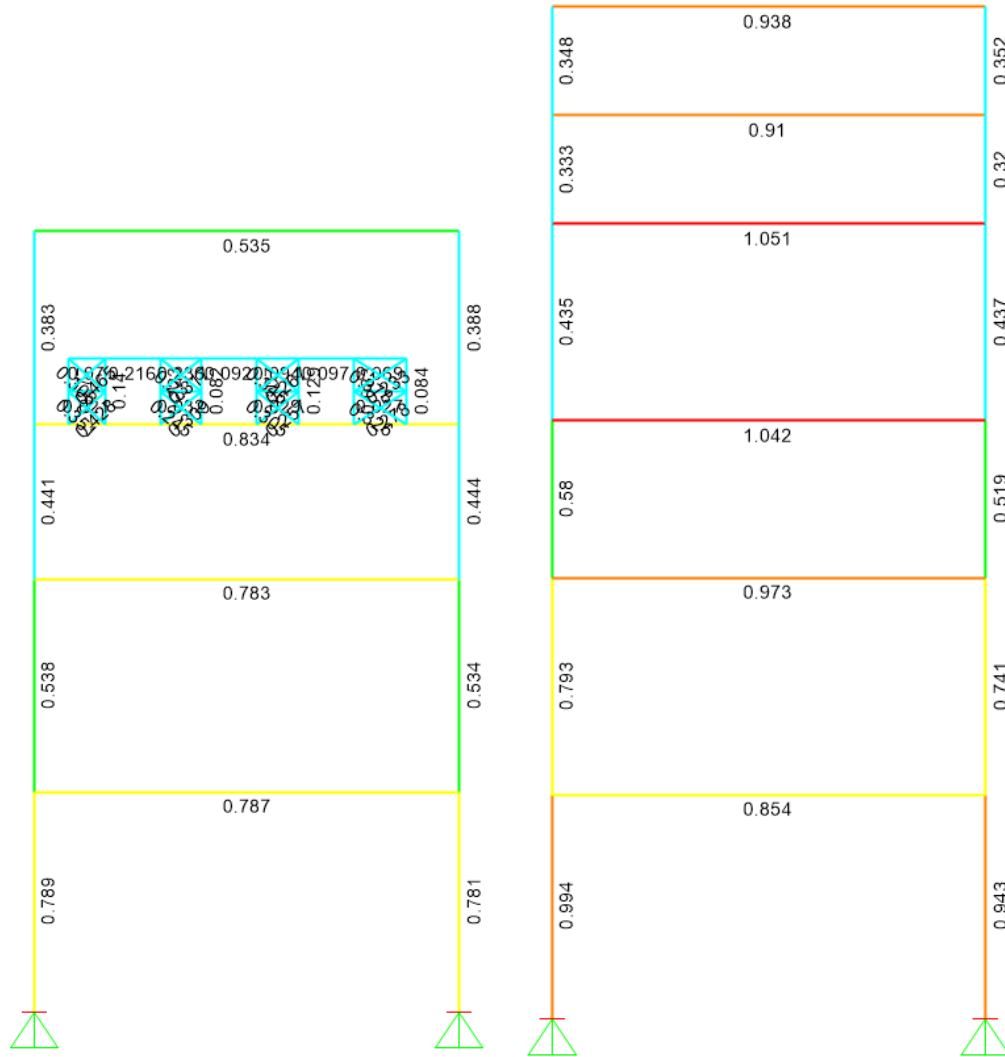


Figura D.10. Factores de utilización más desfavorables marco de momento externo (Izquierda) e interno (Derecha) para cargas que consideran sismo amplificado por R_1 .

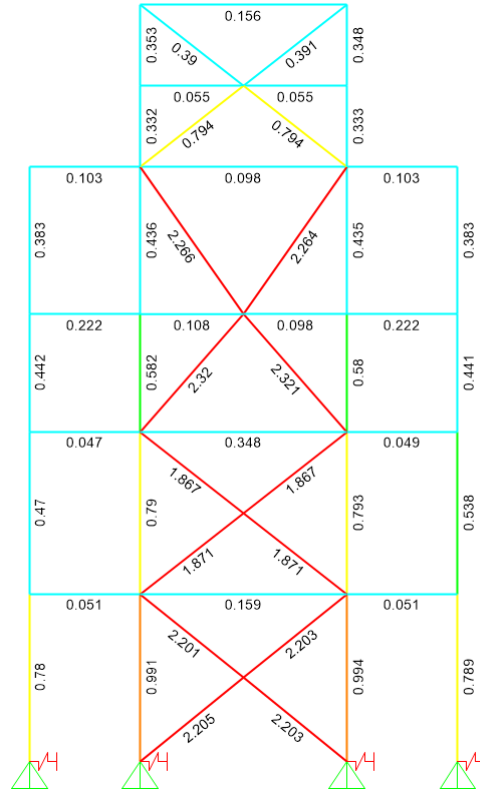


Figura D.11. Factores de utilización más desfavorables marco arriostrado para cargas que consideran sismo amplificado por R_1 .

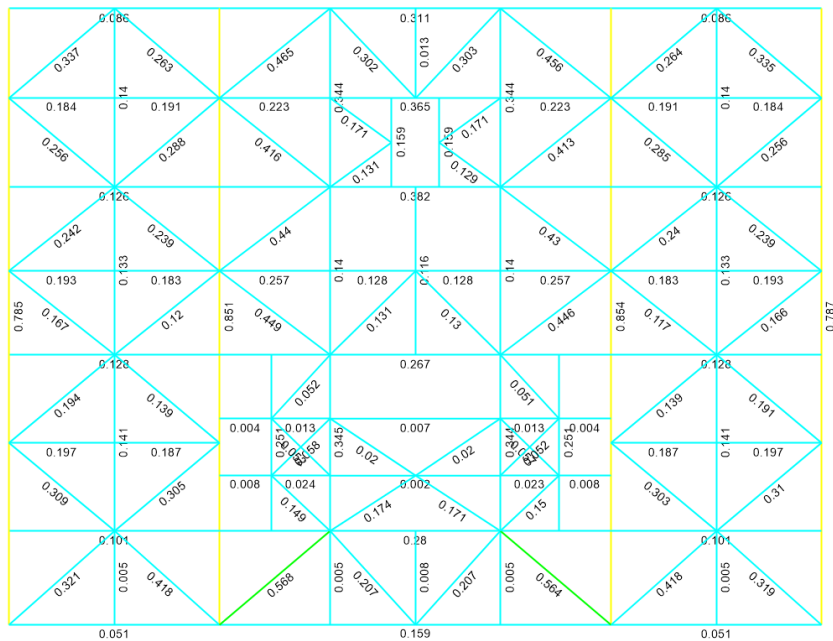


Figura D.12. Factores de utilización planta primer nivel para cargas que consideran sismo amplificado por R_1 .

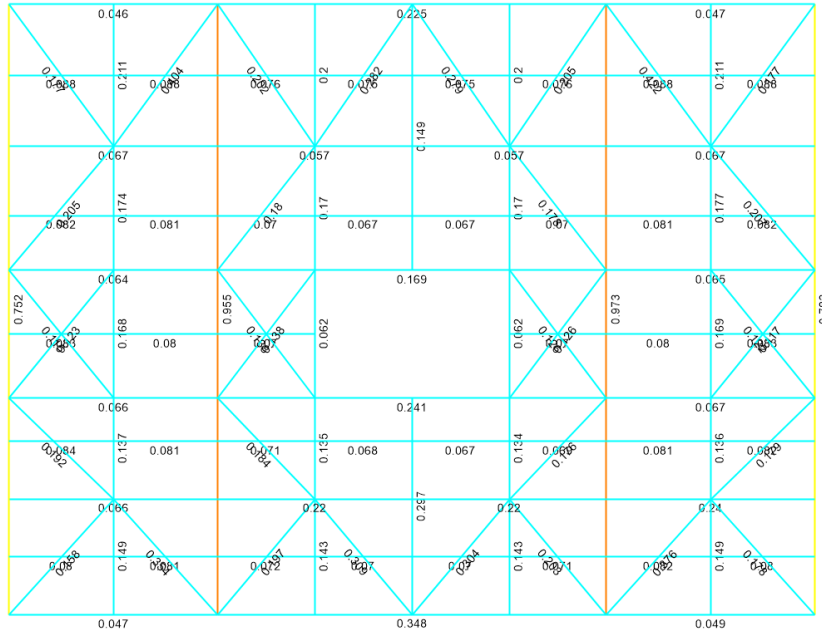


Figura D.13. Factores de utilización planta segundo nivel para cargas que consideran sismo amplificado por R_1 .

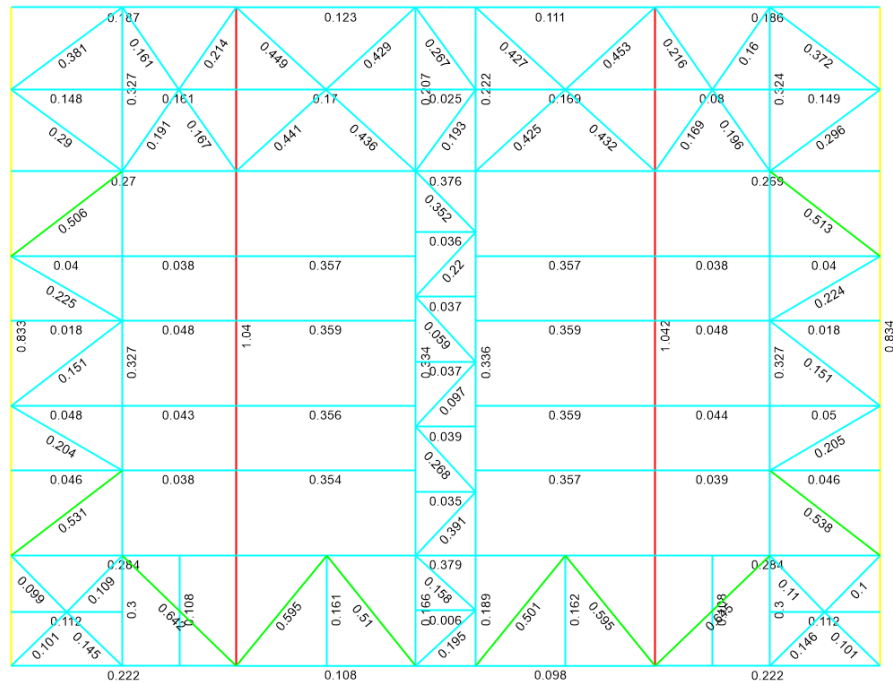


Figura D.14. Factores de utilización planta primer tercer para cargas que consideran sismo amplificado por R_1 .

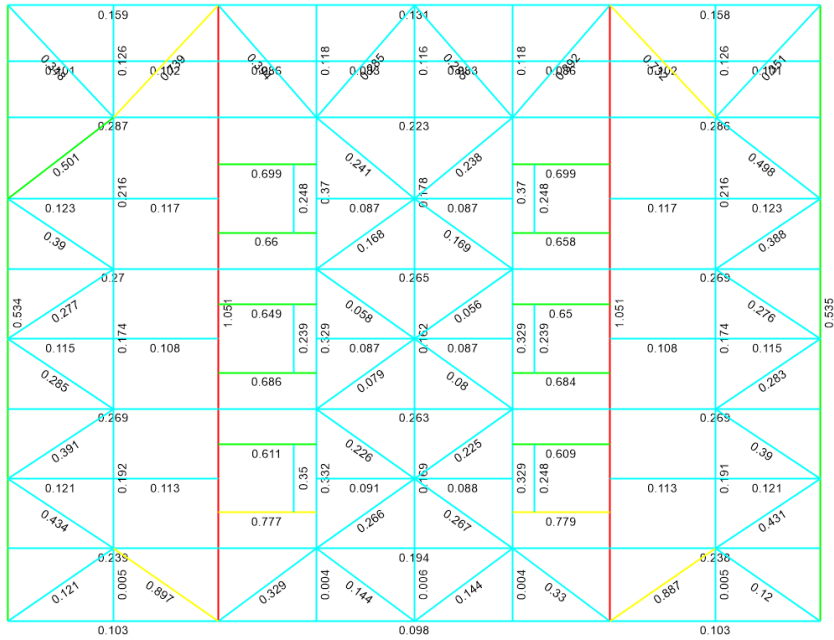


Figura D.15. Factores de utilización planta cuarto nivel para cargas que consideran sismo amplificado por R_1 .

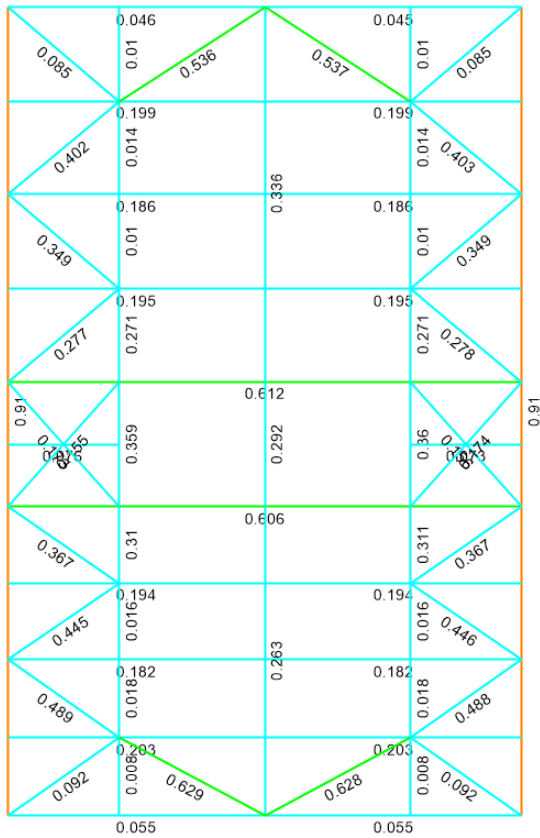


Figura D.16. Factores de utilización planta quinto nivel para cargas que consideran sismo amplificado por R_1 .

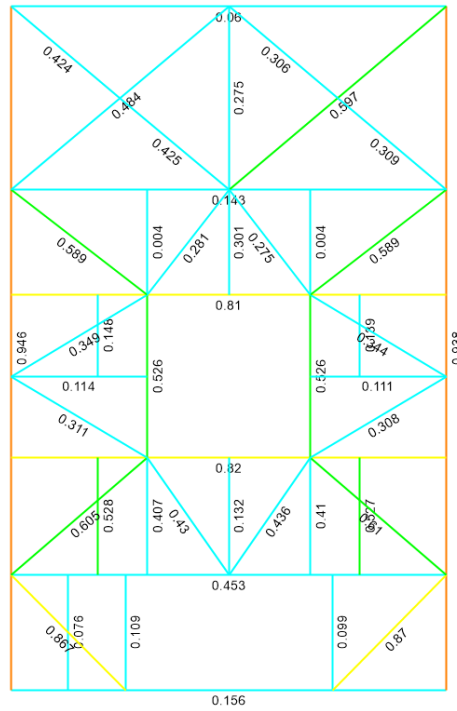


Figura D.17. Factores de utilización planta sexto nivel para cargas que consideran sismo amplificado por R_1 .



Figura D.18. Factores de utilización planta estructura soporte de harneros para cargas que consideran sismo amplificado por R_1

ANEXO E: MODELO NO LINEAL

A continuación se muestran las propiedades de los elementos no lineales.

E.1. Vigas de marcos de momento

En la Tabla E.1 se muestran los parámetros obtenidos para cada viga de marcos de momento.

Tabla E.1. Parámetros para definir diagrama momento rotacion en vigas.

Viga	Parámetros						Criterios de aceptación		
	η	Mpe [kN-m]	θ_y	a	b	c	IO	LS	CP
IN 60x90.9	0.044	874	0.011	5.35	7.35	0.31	1.34	4.37	5.88
IN 70x126	0.076	1473	0.0094	5.63	7.63	0.33	1.41	4.68	6.28
IN 90x170	0.077	2325	0.0076	4.00	6.00	0.20	1.00	3.00	4.00

De la Figura E.1 a la Figura E.3 los diagramas momento rotación ingresadas al programa SAP2000.

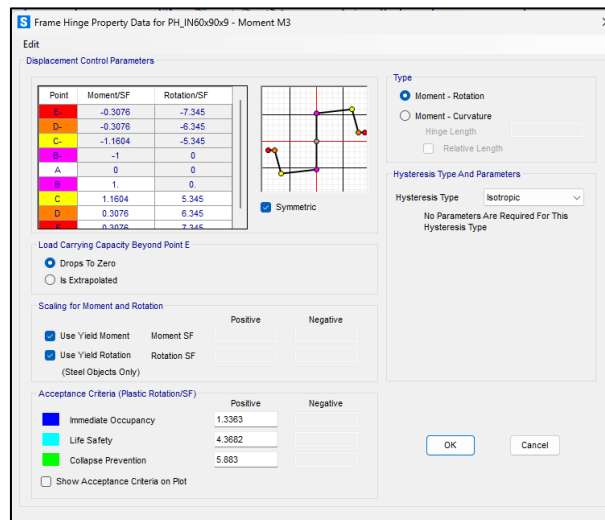


Figura E.1. Diagrama momento rotación de rotulas plásticas de vigas de marco de momento IN 60x90.9.

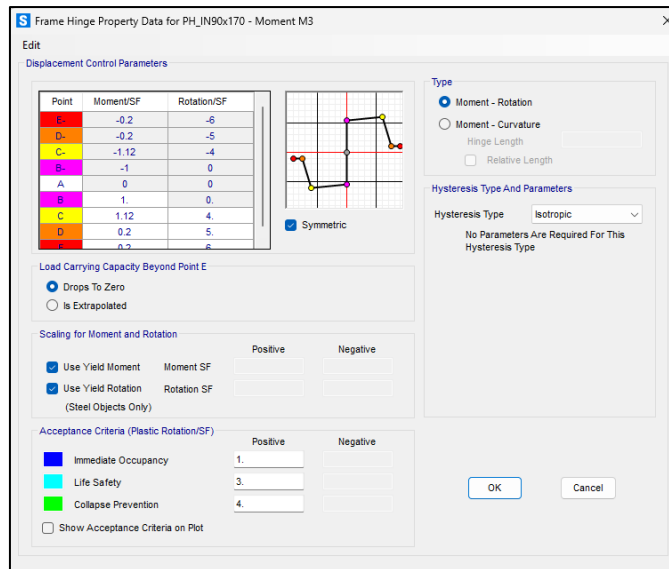


Figura E.2. Diagrama momento rotación de rotulas plásticas de vigas de marco de momento IN 90x170.

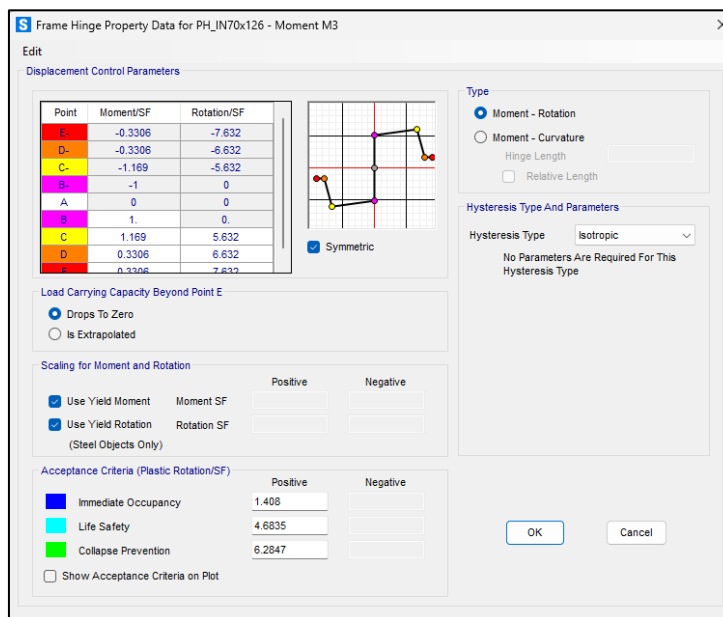


Figura E.3. Diagrama momento rotación de rotulas plásticas de vigas de marco de momento IN 70x126.

En Figura E.4 se muestra la designación de rotulas plásticas en SAP2000.

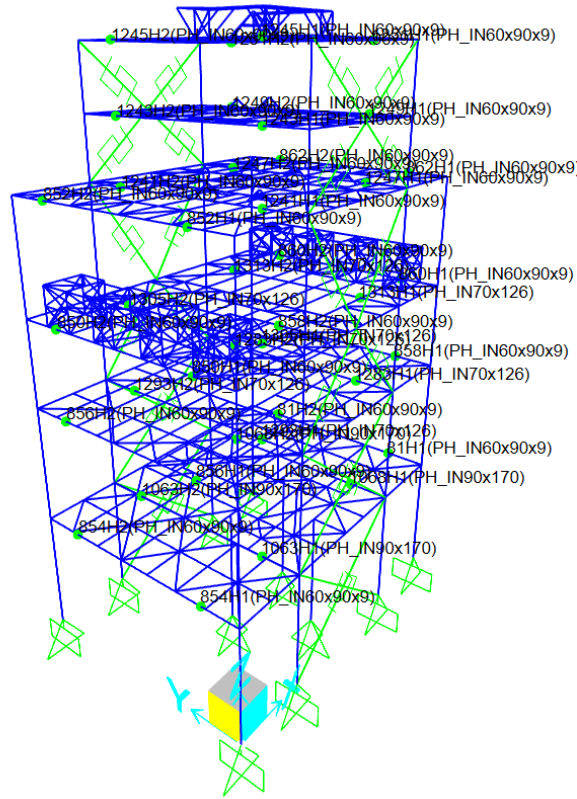


Figura E.4. Designación rotulas plásticas en SAP2000.

E.2. Columnas

En las Tabla E.2 y Tabla E.3 se presentan los parámetros para obtener diagrama momento rotación de columnas. En la Figura E.6 se muestran estas curvas ingresadas al SAP2000.

Tabla E.2. Parámetros para obtener curva no lineal de columnas.

Parámetro	Columna IE 70x208.5	Columna IN 70x108
Pg [kN]	678	191
Pye [kN]	8563	4449
Mpe [kN-m]	2316	1219

Parámetro	Columna IE 70x208.5	Columna IN 70x108
Mpce [kN-m]	2224	1192
η	0.225	0.227
τ_p	1	1
θ_y	0.00534	0.00553

Tabla E.3. Parámetros a,b y c diagrama momento rotación de columnas y criterios de aceptación.

Parámetro	Columna IE 70x208.5		Columna IN 70x108	
	Compresión	Tracción	Compresión	Tracción
a	0.009	9	0.006	9
b	0.043	11	0.033	11
c	0.460	0.6	0.479	0.6
IO	0.855	2.2500	0.584	2.25
LS	6.005	9.0000	4.516	9
CP	8.006	11.0000	6.021	11

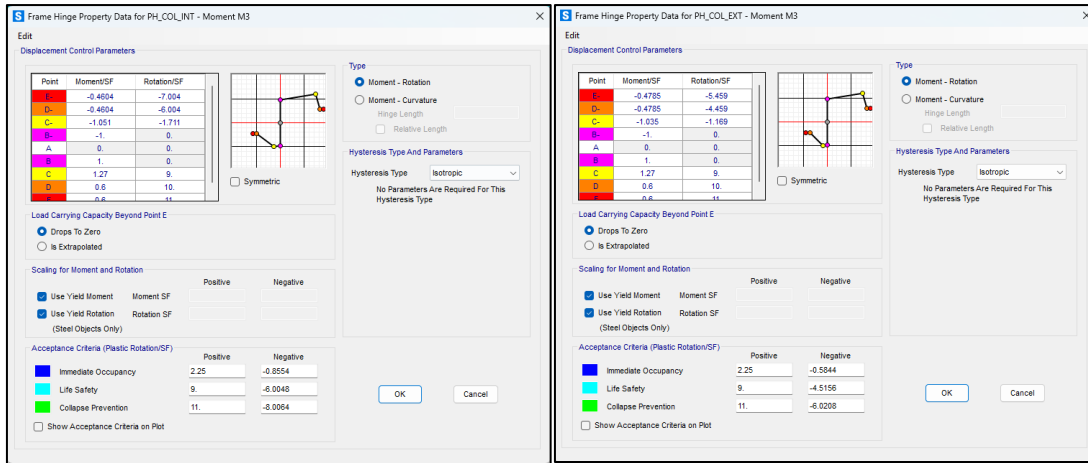


Figura E.5. Diagrama momento rotacion de rótulas plásticas de columnas IE 70x208.5 (Izquierda) y IN 70X108 (Derecha).

E.3. Arriostramientos verticales

De la Figura E.6 a la Figura E.11 se muestran la designación de links, propiedades y curvas esqueleto ingresadas en software SAP2000, respectivamente. En la Tabla E.4 se detallan las propiedades de cada link considerado en la modelación.

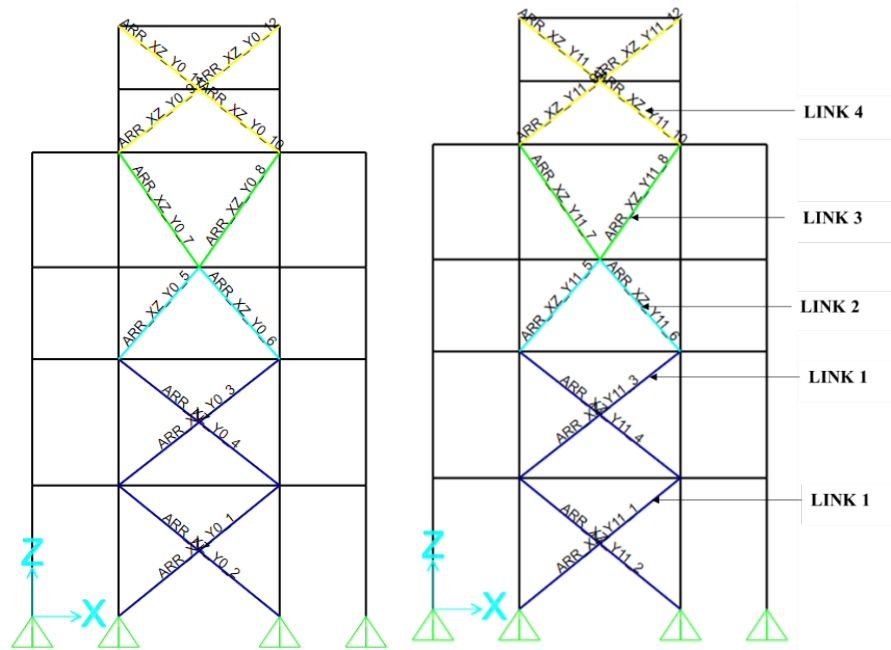


Figura E.6. Designación de links de arriostramientos para marco arriostrado en Y = 0 (Derecha) y en Y = 11 (Izquierda).

Tabla E.4. Propiedades y asignaciones de arriostramientos tipo Link.

Link	Lp [m]	Perfil	Δ_c [mm]	Δ_t [mm]	IO		LS		Arriostramientos	
					Δ/Δ_c	Δ/Δ_t	Δ/Δ_c	Δ/Δ_t	XZ_Y0	XZ_Y11
1	7.33	O141.3x5	-7.96	11.82	1.5	1.5	7	8	1,2,3,4	1,2,3,4
2	4.24	O141.3x5	-4.03	6.84	1.5	1.5	7	8	5,6	5,6
3	4.99	O141.3x5	-3.87	8.05	1.5	1.5	7	8	7,8	7,8
4	3.28	O141.3x5	-3.86	5.29	1.5	1.5	7	8	9,10,11,12	9,10,11,12

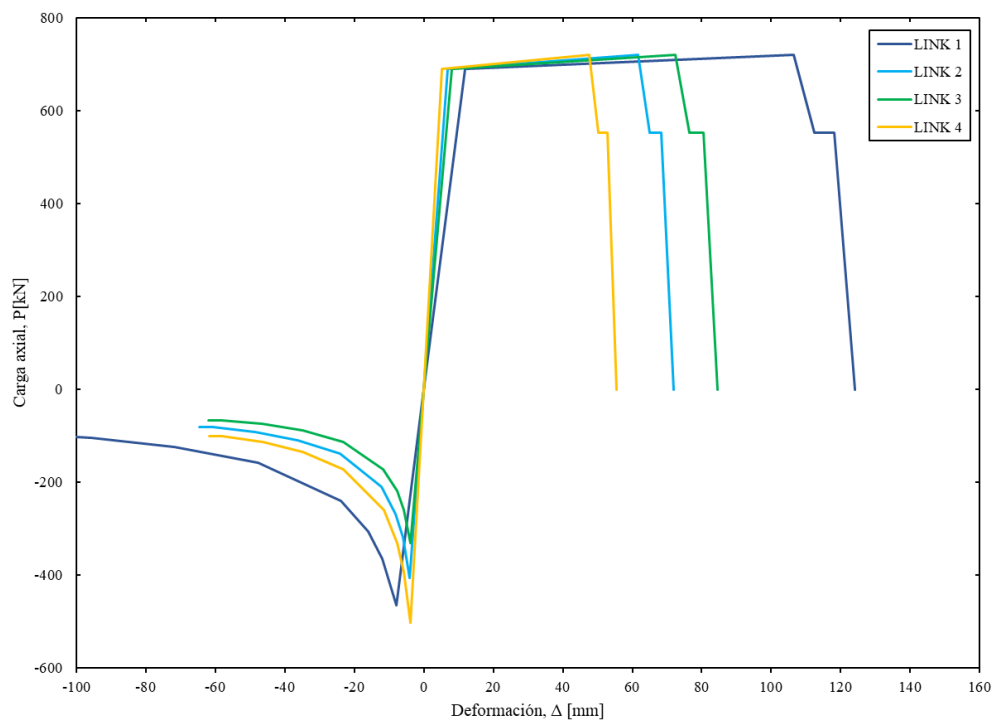


Figura E.7. Curva monotónica de los links modelados.

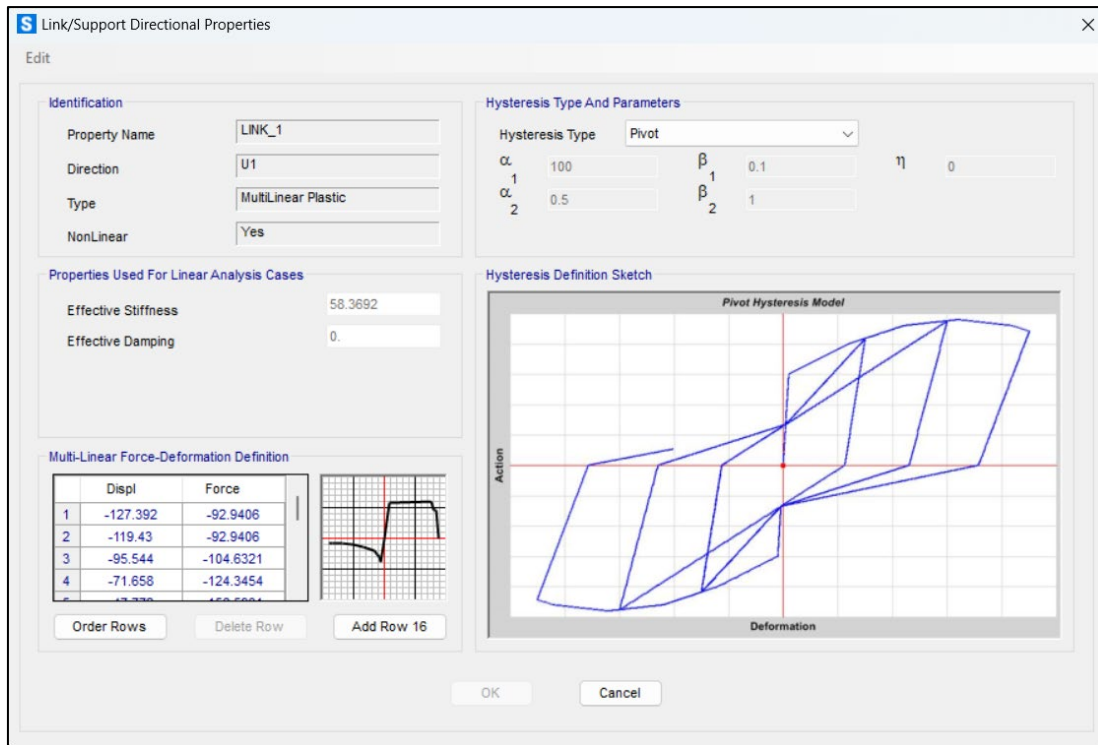


Figura E.8. Curva monotónica de link 1 en software SAP2000.

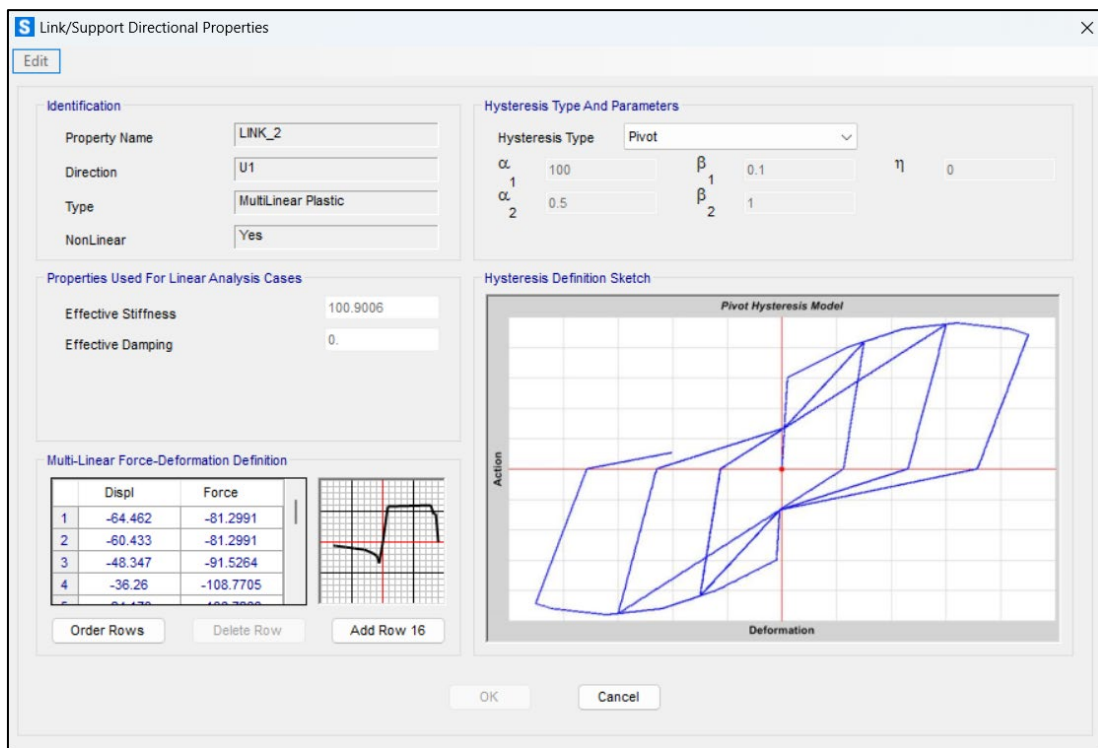


Figura E.9. Curva monotónica de link 2 en software SAP2000.

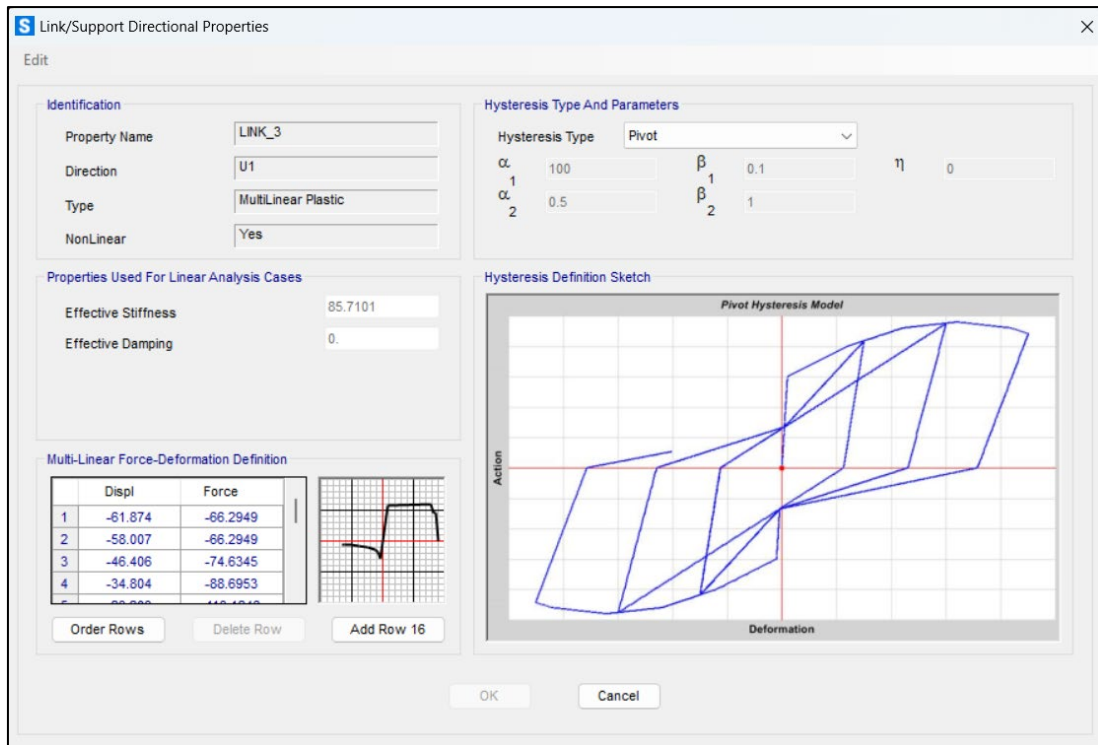


Figura E.10. Curva monotónica de link 3 en software SAP2000.

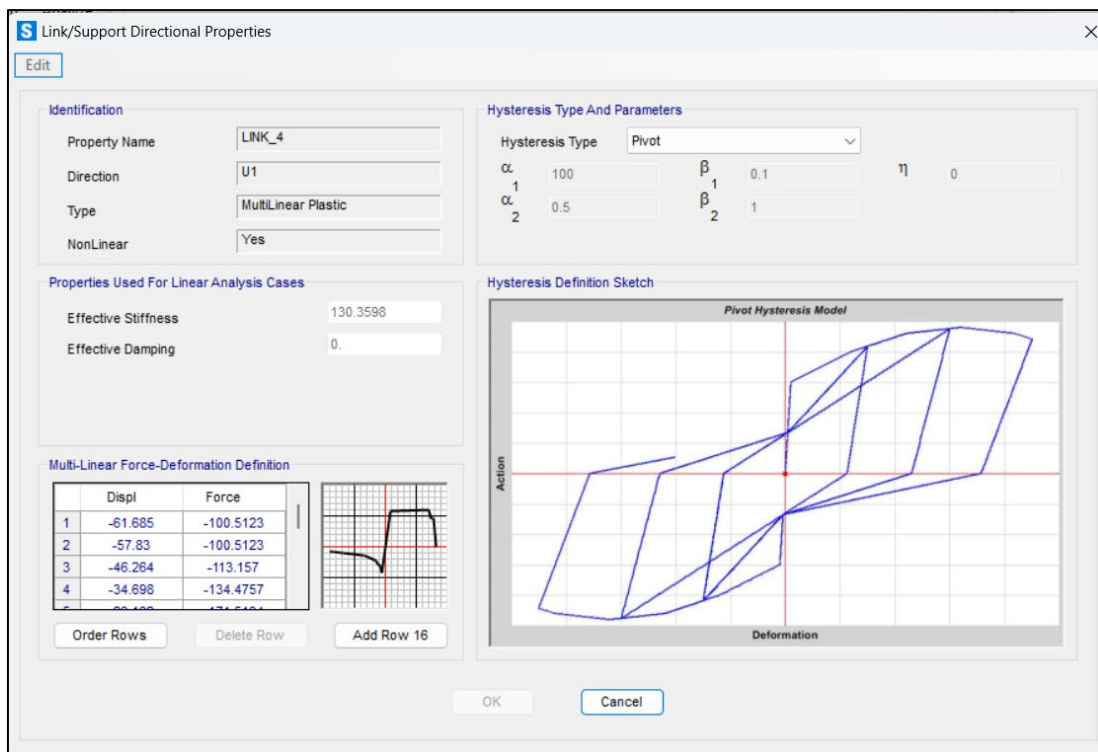


Figura E.11. Curva monotónica de link 4 en software SAP2000.

ANEXO F: AMENAZA SÍSMICA

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

- Ubicación y condición de Sitio

Se ha considerado la ubicación de la Plantas Mineras en el sector de Calama-Chuquicamata de Lat. 23.42S, Lon 68.81''W, tal como se observa en las siguientes imágenes.



Figura F.1. Ubicación sitio en estudio.

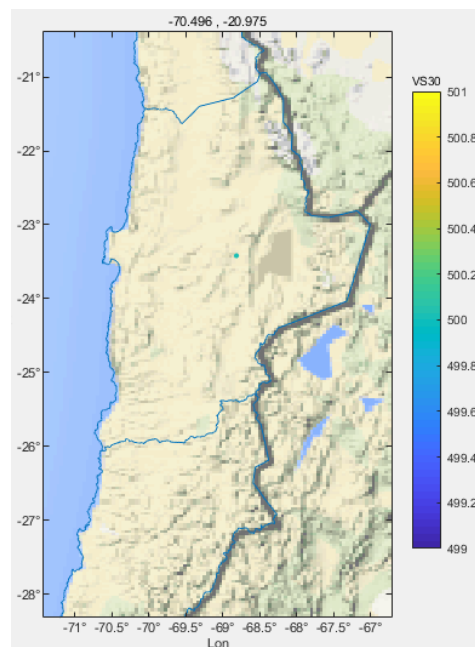


Figura F.2. Posicionamiento en Plataformas de Amenaza.

En consecuencia, con lo considerado en los diseños se ha considerado un suelo tipo B (equivalente al antiguo suelo tipo II de NCh2369.Of2003). Para maximizar la demanda, y de acuerdo con lo definido

en el NCh2369:2023, se ha considerado el menor valor de velocidad de onda de corte en los primeros 30 metros de suelos que dicha clasificación permite, es decir, $VS_{30} = 500$ m/seg.

- Modelos de movimiento del suelo

Se ha considerado dos Modelos de movimiento del suelo Montalva et al., 2017 y Idini et al., 2016, de aquí en más denominados Mon2017 e Idi2016 respectivamente. Estos modelos han sido considerados ya que: 1.- Han sido publicados y reconocidos como validos en publicaciones internacionales y 2.- Se basan en catálogos de datos que contemplan los grandes terremotos registrados a la fecha en Chile.

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

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

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

- Leyes de Recurrencia y Modelación de Fuentes

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

- Evaluación de la Amenaza Probabilística

Se ha realizado el análisis de amenaza probabilística de acuerdo con las definiciones anteriormente indicadas. En base al estado del arte en estudios de amenaza sísmica se ha considerado un truncamiento de los modelos del movimiento del suelo igual a 3 desviaciones estándar.

- Espectros de Amenaza Uniforme

Definidas las curvas de amenaza se obtuvo los siguientes espectros de amenaza uniforme para probabilidades de excedencia de 10% y 5% en 50 años, los que establecen periodos de retorno medio de 475 y 975 años respectivamente. Mientras el primero se define como el nivel de demanda para

efectos de diseño (SDI), el segundo se define, en el contexto nacional, como el espectro máximo posible (SMP), el cual es el nivel de amenaza considerado para efectos de análisis basados en desempeño en el contexto de sismo severos.

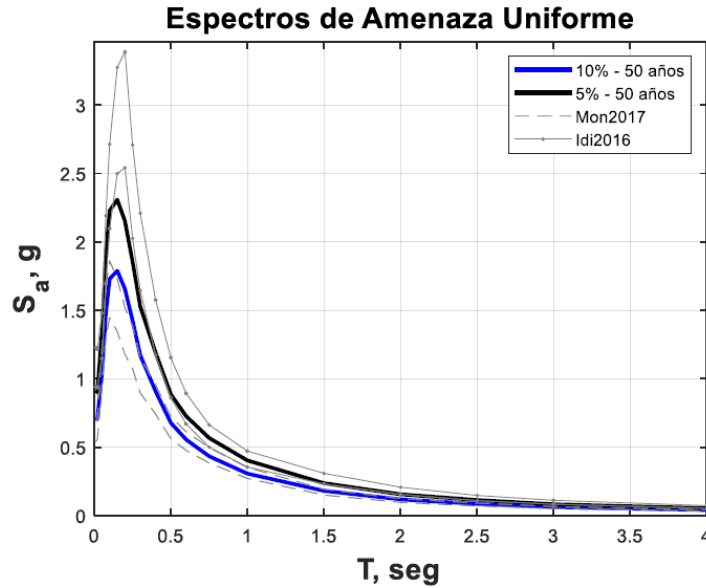


Figura F.3. Espectros de Amenaza Uniforme.

Para fines de comparación la siguiente gráfica muestra la razón entre la amenaza uniforme definida de 975 y 475 años de periodo de retorno medio.

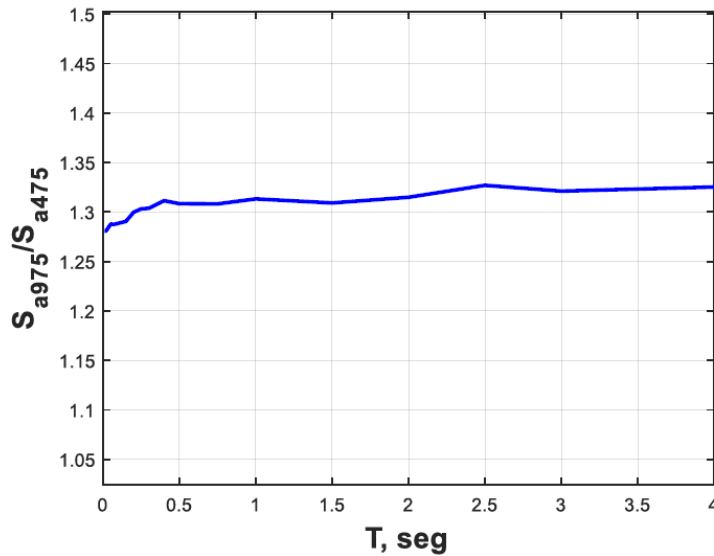


Figura F.4. Razón entre amenaza uniforme definida de 975 a 475 años de periodo de retorno medio.

- Base de Datos

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

- Selección de Registros

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

- Requisitos de Selección

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

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

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

- Registros seleccionados

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

- Los registros seleccionados fueron amplificados por un factor único que corresponde a la razón entre la aceleración espectral promedio en el rango de periodos de interés y la aceleración promedio del espectro objetivo en el mismo rango (i.e., Factor de escalamiento 1).
- En el rango de periodos de interés todas las coordenadas espectrales del promedio del set de registros seleccionados, en su combinación SRSS, ya escalados por el Factor de Escalamiento 1, deben ser al menos el 90% de 1.3 veces de las correspondientes al espectro objetivo (1.17

veces el espectro objetivo). Este segundo factor de escalamiento (i.e., Factor de escalamiento 2), también único, corresponde al máximo factor estimado, entre todos los periodos, necesario para dar cumplimiento al requisito anterior.

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

En las siguientes páginas, se presentan los resultados obtenidos para todos los escenarios y pasos del ajuste.

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

Se destaca además que dada las propiedades dinámicas (periodos naturales de vibración y masas modales correspondientes) del sistema se ha considerado los primeros periodos de vibración por dirección dado que ambos colectan aproximadamente el 90% de la masa. Estos son:

$$T_{1X} = 0.64 \text{ seg.}$$

$$T_{1Y} = 0.93 \text{ seg.}$$

- Máximo Sismo Posible (SMP) – $T = 0.64 \text{ seg.}$ (Dirección X)

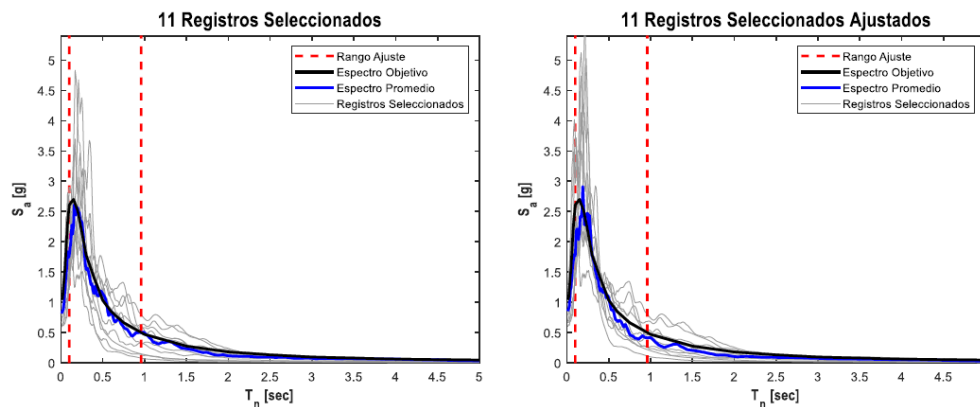


Figura F.5. Registros con menor SSE (Izquierda) y Registros amplificados por factor de escalamiento 1 (Derecha).

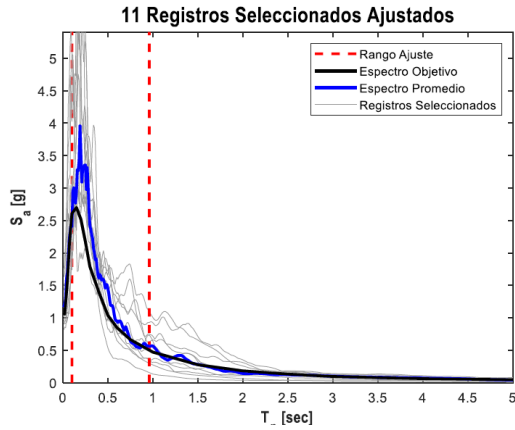


Figura F.6. Espectro y ajuste final 11 registros, demanda SMP y $T=0.64$ seg.

Para este sistema los Factores de escalamiento finales quedaron definidos por valores entre 1.08 y 2.57. Valores razonables y aceptados por el estado del arte.

- Máximo Sismo Posible (SMP) – $T = 0.93$ seg. (Dirección Y)

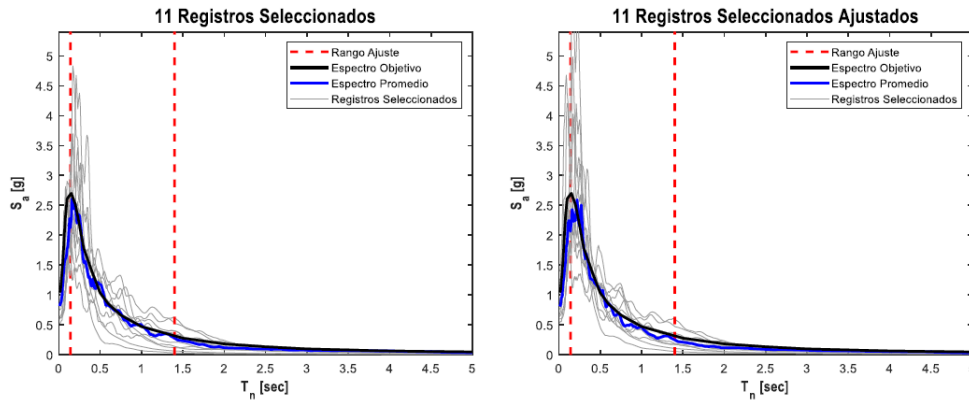


Figura F.7. Registros con menor SSE (Izquierda) y Registros amplificados por factor de escalamiento 1 (Derecha).

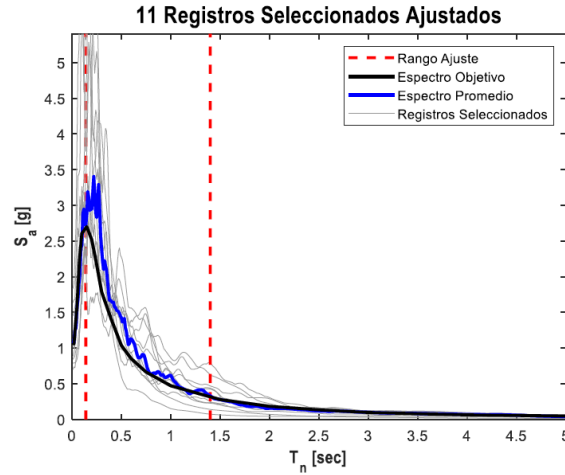


Figura F.8. Espectro y ajuste final 11 registros, demanda SMP y $T=0.93$ seg.

Para este sistema los Factores de escalamiento finales quedaron definidos por valores entre 1.06 y 2.21. Valores razonables y aceptados por el estado del arte.

- Sismo de Diseño (SDI) – $T = 0.64$ seg. (Dirección X)

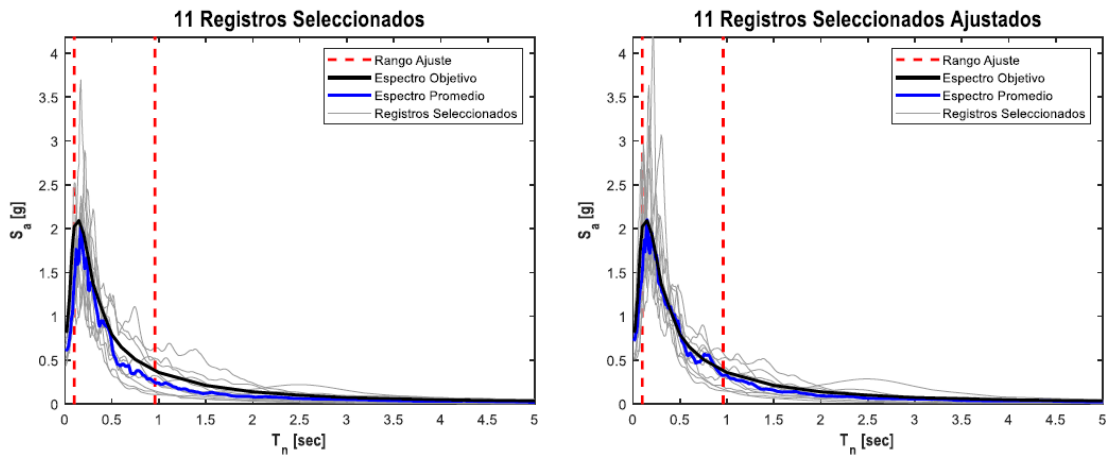


Figura F.9. Registros con menor SSE (Izquierda) y Registros amplificados por factor de escalamiento 1 (Derecha).

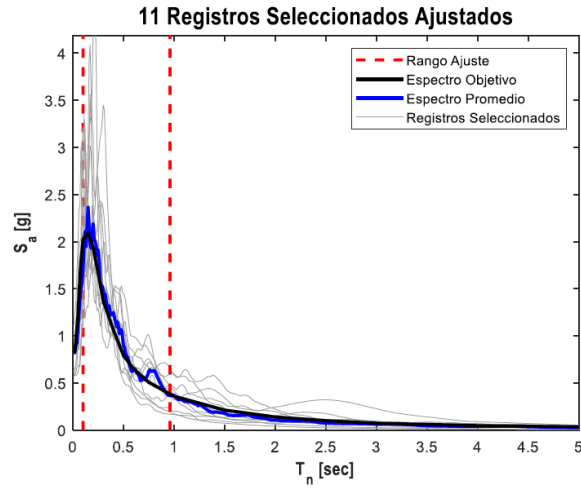


Figura F.10. Espectro y ajuste final 11 registros, demanda SMP y $T=0.64$ seg.

- Sismo de Diseño (SDI) – $T = 0.93$ seg. (Dirección Y)

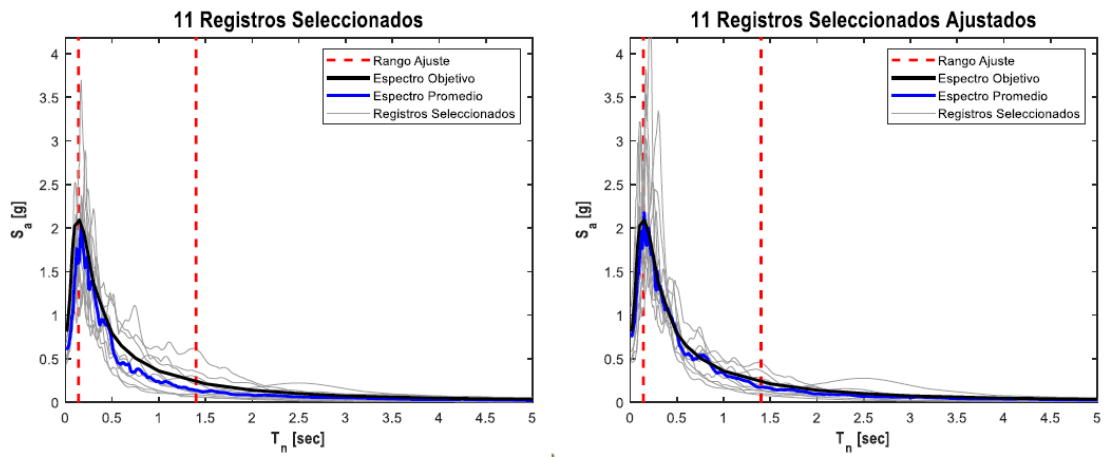


Figura F.11. Registros con menor SSE (Izquierda) y Registros amplificados por factor de escalamiento 1 (Derecha).

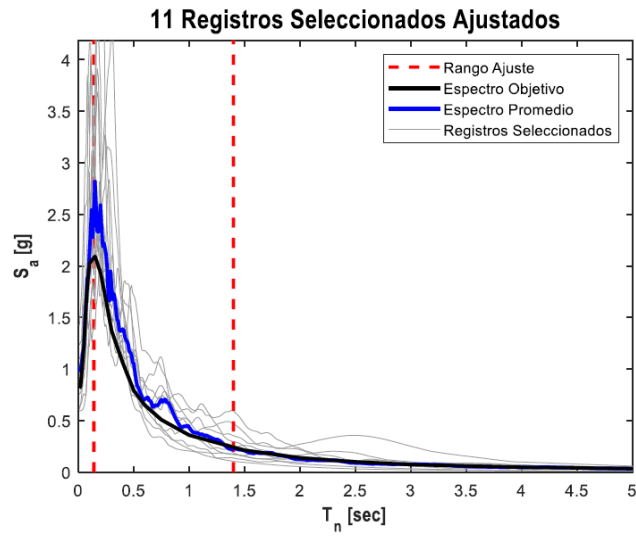


Figura F.12. Espectro y ajuste final 11 registros, demanda SMP y $T=0.93$ seg.

Para este sistema los Factores de escalamiento finales quedaron definidos por valores entre 0.95 y 2.01.

ANEXO G: REGISTROS SÍSMICOS

De la Tabla G.1 a la Tabla G.4 se muestran las propiedades de los registros sísmicos resultantes del estudio de amenaza sísmica para nivel SDI y SMD para cada período fundamental de análisis $T_{1X} = 0.65$ [s] y $T_{1Y} = 0.93$ [s], respectivamente.

Tabla G.1. Propiedades registros sísmicos $T = 0.64$ s, nivel SDI.

Registro	Estación	Fecha	Duración [s]	Duración acortada [s]	Factor escalamiento
1	C18O	26/09/2015	191.99	20.68	1.272
2	CURICO	27/02/2010	199.93	111.31	0.929
3	VALP10S	03/03/1985	64.44	58.81	1.545
4	TALCA	27/02/2010	148.015	119.41	0.912
5	T13A	03/04/2014	234.99	48.41	1.215
6	MEJILLONESPUERTO	16/12/2007	158.965	17.43	1.450
7	C18O	16/09/2015	302.99	126.91	1.634
8	T03A	01/04/2014	320.99	150.64	1.105
9	RANC02S	03/03/1985	81.225	36.42	1.322
10	MNMCX	01/04/2014	299.99	65.76	1.734
11	V18A	23/08/2014	194.99	12.45	1.551

Tabla G.2. Propiedades registros sísmicos T = 0.93 [s], nivel SDI.

Registro	Estación	Fecha	Duración [s]	Duración acortada [s]	Factor escalamiento
1	C18O	26/09/2015	191.99	20.68	1.650
2	CURICO	27/02/2010	199.93	111.31	0.958
3	VALP10S	03/03/1985	64.44	58.81	1.871
4	TALCA	27/02/2010	148.015	119.41	1.007
5	T13A	03/04/2014	234.99	48.41	1.439
6	MEJILLONESPUERTO	16/12/2007	158.965	17.43	1.611
7	T03A	01/04/2014	320.99	150.64	1.335
8	RANC02S	03/03/1985	81.225	36.42	1.407
9	C18O	16/09/2015	302.99	126.91	2.094
10	MNMCX	01/04/2014	299.99	65.76	2.046
11	V18A	23/08/2014	194.99	12.45	1.945

Tabla G.3. Propiedades registros sísmicos T = 0.64 [s], nivel SMP.

Registro	Estación	Fecha	Duración [s]	Duración acortada [s]	Factor escalamiento
1	C18O	26/09/2015	191.99	20.68	1.650
2	CURICO	27/02/2010	199.93	111.31	0.958
3	VALP10S	03/03/1985	64.44	58.81	1.871

Registro	Estación	Fecha	Duración [s]	Duración acortada [s]	Factor escalamiento
4	TALCA	27/02/2010	148.015	119.41	1.007
5	T13A	03/04/2014	234.99	48.41	1.439
6	MEJILLONESPUERTO	16/12/2007	158.965	17.43	1.611
7	T03A	01/04/2014	320.99	150.64	1.335
8	RANC02S	03/03/1985	81.225	36.42	1.407
9	C18O	16/09/2015	302.99	126.91	2.094
10	MNMCX	01/04/2014	299.99	65.76	2.046
11	V18A	23/08/2014	194.99	12.45	1.945

Tabla G.4. Propiedades registros sísmicos $T = 0.93$ [s], nivel SMP.

Registro	Estación	Fecha	Duración [s]	Duración acortada [s]	Factor escalamiento
1	STGO01S	03/03/1985	79.315	62.87	1.064
2	CURICO	27/02/2010	199.93	111.31	1.270
3	TALCA	27/02/2010	148.015	119.41	1.335
4	C18O	26/09/2015	191.99	20.68	2.188
5	T03A	01/04/2014	320.99	150.64	1.770
6	ANGOL	27/02/2010	199.93	104.16	1.094
7	C11O	16/09/2015	470.99	130.84	1.111

Registro	Estación	Fecha	Duración [s]	Duración acortada [s]	Factor escalamiento
8	PICA	10/09/2008	149.965	25.70	2.217
9	PICA	13/06/2005	251.965	68.15	1.179
10	HUALANE	27/02/2010	144.04	107.03	1.178
11	T13A	03/04/2014	234.99	48.41	1.907

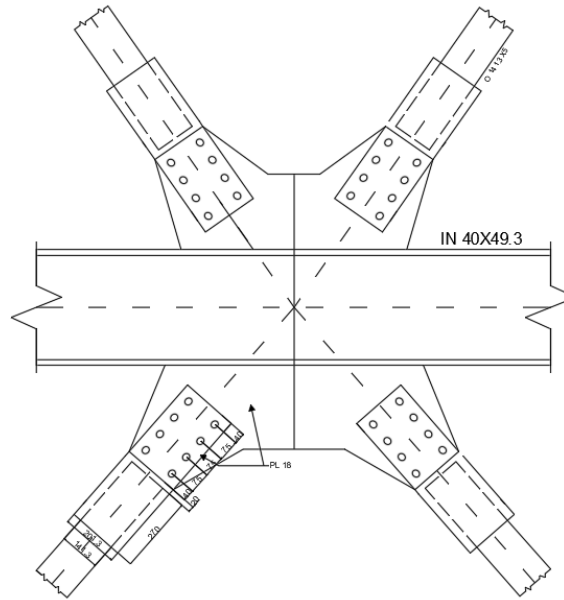


Figura H.3. Detalle disposición X perfil O 141.3x5 conexión con viga.

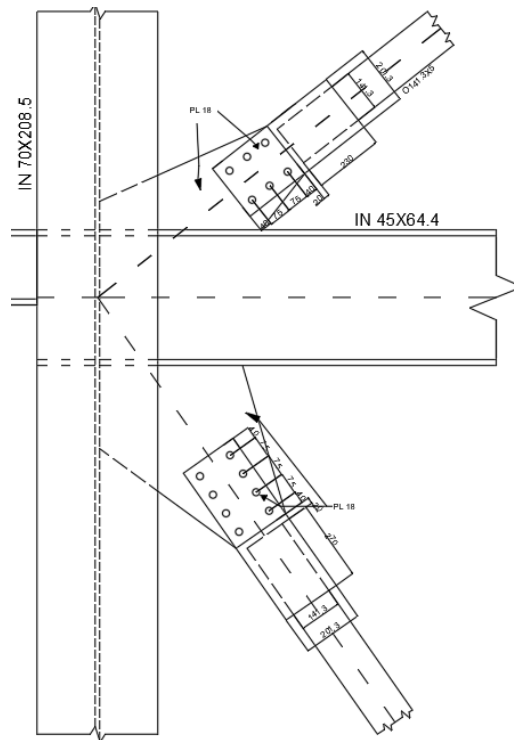


Figura H.4. Detalle disposición X perfil O 141.3x5 conexión con viga.

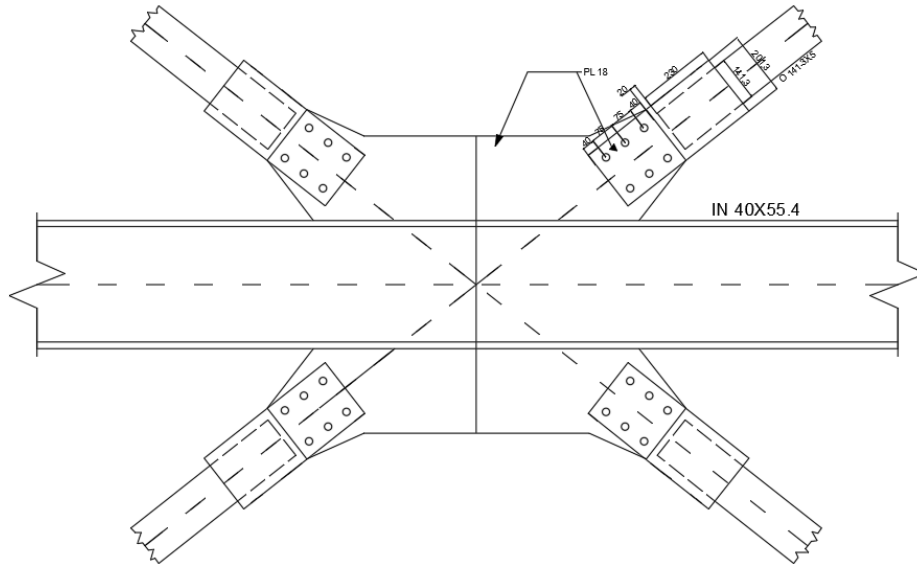


Figura H.5. Detalle disposición X perfil O 141.3x5 conexión con viga.

H.2. Desbalance plástico

Para el diseño de vigas puntales en marcos arriostrados la norma del 2023 exige que se diseñen para el desbalance plástico, considerando que las diagonales comprimidas presentan su capacidad residual y las diagonales traccionadas presentan su capacidad esperada. Sin embargo, la tracción en diagonales no necesita ser mayor que la determinada con las combinaciones de carga que consideran sismo amplificado por $0.7R_1$ o la máxima carga que el sistema pueda transferir a la viga. En la Figura H.6 y Figura H.7 se presenta el diagrama de cuerpo libre del puntal en el desbalance plástico para configuraciones de arriostramientos en X y en V o V invertida, además se indica la fuerza que se debe considerar al realizar el diseño de la viga, a estos esfuerzos se le deben sumar los que vienen de cargas gravitacionales ($1.2D + 0.25L$). Para más información revisar informe escrito por Peña & Urzúa (Peña & Urzúa, 2019).

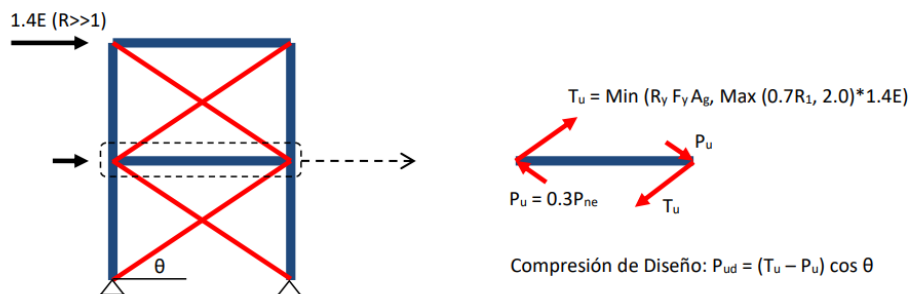


Figura H.6. Diagrama de cuerpo libre viga puntal configuración de arriostramientos en X. (Fuente: Peña & Urzúa, 2019).

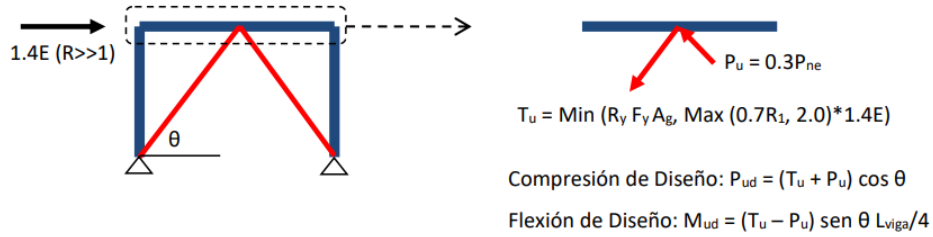


Figura H.7. Diagrama de cuerpo libre viga puntal configuración de arriostramientos en V o V invertida (Fuente: Peña & Urzúa, 2019).

En la Figura H.8 se aprecian las vigas puntales a diseñadas de la estructura.

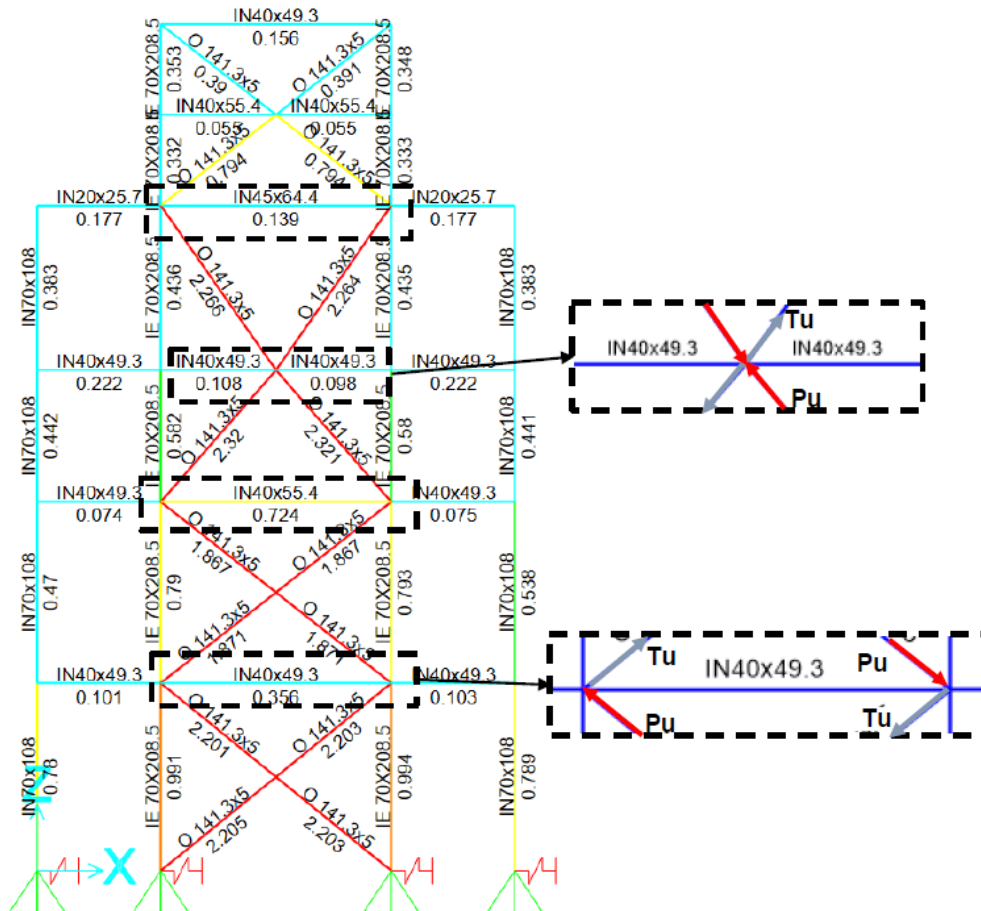


Figura H.8. Vigas puntales diseñadas.

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

Departamento : Departamento de Ingeniería Civil
Carrera : Ingeniería Civil
Nombre del memorista : Brian Alonso Valencia Aravena
Título de la memoria :
Fecha de la presentación oral :

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

Resumen

La normativa NCh2369 define los requisitos de diseño estructural en la industria, cuya filosofía es entregar sobrerresistencia y ductilidad moderada a las estructuras para cumplir con los objetivos de continuidad de operación y protección de la vida en la industria.

Para el terremoto del Maule del 2010 se evidenciaron daños en estructuras, por consiguiente, fue necesario actualizar la normativa. La normativa del 2023 incluye cambios en los espectros de diseño, cambios en límites de esbeltez, mayor sobrerresistencia en elementos no fusibles, entre otros.

El presente texto tiene como objetivo evaluar el desempeño sísmico de un Edificio de Remolienda. Se diseñó la estructura con los requerimientos de la nueva normativa, para luego realizar un análisis no lineal tiempo historia para nivel SDI y SMP considerando columnas, vigas y arriostramientos que incursionan en el rango no lineal.

Para diseño lineal se optimizaron las columnas para tener factores de utilización cercanos a 1 y para arriostramientos se consideraron perfiles tubulares en todos los niveles. Pernos de anclaje quedaron controlados por cargas de viento. Para el análisis no lineal, la estructura trabajó fundamentalmente en el rango de la sobrerresistencia, con incursión no lineal principalmente de arriostramientos. Se cumple con los criterios de aceptación normativos.