



**UNIVERSIDAD DE CONCEPCIÓN
FACULTAD DE INGENIERÍA
DEPARTAMENTO DE INGENIERÍA
CIVIL**



**EVALUACIÓN DEL DESEMPEÑO SÍSMICO DE UN EDIFICIO FILTRO
PRENSA DISEÑADO SEGÚN NORMA NCh 2369-2023.**

POR

Juan Esteban Arévalo Maldonado

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

Peter Dechent Anglada

Agosto 2023

Concepción (Chile)

© 2023 Juan Esteban Arévalo Maldonado

© 2023 Juan Esteban Arévalo Maldonado

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 mis padres quienes en todo tiempo me apoyaron a lo largo de mi vida universitaria y creyeron en mí aun cuando a veces ni yo mismo lo hacía. También a mi hermano por brindarme su compañía en momentos difíciles.

También agradecer a mis compañeros de universidad a lo largo de todo este proceso quienes me brindaron su cordialidad y ayuda sin la cual no habría llegado a este punto de esta misma manera.

Finalmente agradecer por sobre todo a Dios por permitirme estudiar una carrera y concluirla de buena forma al final, aunque el camino fuese duro.

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 su apoyo a lo largo de los años, tanto como su alumno, y por permitirme trabajar en esta memoria bajo su tutela.

Finalmente agradecer las enseñanzas mis compañeros memoristas que estuvieron trabajando bajo esta misma temática.

RESUMEN

Las estructuras industriales en Chile se diseñan bajo las disposiciones de la norma NCh 2369, la cual tienen como principal finalidad garantizar la continuidad de operación de la estructura. Bajo esta premisa, las estructuras son diseñadas de manera redundante y provistas de alta rigidez. Por otra parte, se espera que los pernos de anclaje y los arriostramientos sean la principal fuente de disipación energética en la estructura, lo cual permite mantener libre de daños al resto de los elementos estructurales que no tienen como objetivo disipar energía.

Luego del evento sísmico del año 2010, fue evidenciado que, si bien las estructuras respondían bien ante el sismo, no se cumplía a cabalidad la filosofía de diseño en muchas de ellas, generando además daños en elementos no estructurales o equipos, además de fallas en arriostramientos y anclajes debido al mal detallamiento de estos. Dado esto es que se impulsó a realizar un proceso de actualización que se tradujo en la norma NCh 2369 vigente.

El objetivo de este trabajo es evaluar el desempeño sísmico de una estructura industrial real de acero en base a marcos arriostrados, diseñada de acuerdo con la norma NCh 2369 actual, con el fin de validar sus disposiciones. La estructura analizada en cuestión corresponde a un edificio Filtro Prensa utilizado en el rubro de la minería. Se analiza la disipación de energía provista por un análisis no lineal tiempo-historia considerando los pernos de anclaje y los arriostramientos en su incursión en el rango no lineal. Se consideraron dos escenarios sísmicos diferentes, sismo de diseño (SDI) y sismo máximo posible (SMP), definidos a partir de un estudio de amenaza sísmica dando a obtener resultados como el factor de reducción de respuesta (R_{μ}), Sobrerresistencia (Ω), elongación de los pernos (ϵ), Drift de techo y de entre piso, factor de utilización de columnas (FU) y deformación normalizada de arriostramientos.

Los resultados que se obtuvieron muestran que las disposiciones de la norma NCh 2369 actualizada producen diseños que respetan la filosofía principal de continuidad de operación de las obras. Se observa buen desempeño en la estructura reflejado en los indicadores de daño dentro de los límites, lo que verifica la consistencia general de la norma en sus distintos acápites, como se puede ver en las deformaciones de arriostramientos, desplazamiento de pisos o elongación de los pernos obtenidos. En cuanto a las columnas, se obtuvo un FU menor a 1 en la mayoría de los casos, sin embargo, algunas presentan factores que parecieran muy elevados no por fuerzas axiales, sino por momento que se aplica sobre esas columnas.

ABSTRACT

Industrial structures in Chile are designed under the provisions of the NCh 2369 standard. Whose main purpose is to guarantee the continuity of operation of the structure. Under this premise, structures are redundant in design and provided with high lateral strength. On the other hand, the anchor bolts and bracing are the main source of energy dissipation in the structure, which allows the rest of the structural elements that are not intended to dissipate energy to be kept free from damage.

After the seismic event of 2010, it became evident that, although the structures responded well to the earthquake, the design philosophy was not fully complied with in many of them, causing damage to non-structural elements or equipment, in addition to failures in bracing and anchorage due to poor detailing. Given this, it was prompted to conduct a process of updating that resulted in the NCh 2369 standard today in force.

The objective of this work is to evaluate the seismic performance of an actual industrial steel structure based on braced frames, designed in accordance with the current NCh 2369 standard, in order to validate its provisions. The analyzed structure in question corresponds to Filter Press building used in the mining sector. The energy dissipation provided by a non-linear time-history analysis, considering anchor bolts and bracing in their incursion into the non-linear range. Two different seismic scenarios are considered, design level earthquake (SDI) and maximum possible earthquake (SMP), defined from a seismic hazard study, giving results such as the response reduction factor (R_{μ}), over-resistance (Ω), effective bolt elongation (ϵ), floor drift and roof drift, utilization factor of columns (FU) and normalized bracing deformation.

The results obtained show that the provisions of the NCh 2369 standard produce updated designs that respect the main philosophy of continuity of operation. A good performance in the structure is observed, reflected in the damage indicators that are within the allowed limits, which verifies the general consistency of the standard in its different sections, as can be seen in the bracing deformations, floor drift or bolt elongations. Regarding columns, a FU less than 1 was obtained in most cases, however some factors appear to be very high, not due to axial forces but due to moment applied on these columns.

TABLA DE CONTENIDOS

1. CAPÍTULO 1: INTRODUCCIÓN	15
1.1. Motivación	15
1.2. Objetivos	16
1.2.1. Objetivo general	16
1.2.2. Objetivos Específicos	16
1.3. Características Edificio Filtro Prensa.....	17
1.4. Plan de Trabajo	18
1.5. Organización	19
2. CAPÍTULO 2: DISPOSICIONES NORMATIVAS Y METODOLOGÍA DE MODELACIÓN.....	20
2.1. Introducción	20
2.2. Diseño sísmico de estructuras en Chile	20
2.3. Cambios Normativos	22
2.4. Modelo no lineal de anclaje de la estructura.....	23
2.5. Modelo no lineal de arriostramientos	29
2.6. Amenaza sísmica para respuesta no lineal.....	34
2.7. Análisis dinámico no lineal.....	35
2.8. Conclusiones	40
3. CAPÍTULO 3: DISEÑO DE LA ESTRUCTURA	41
3.1. Introducción	41
3.2. Diseño Original Edificio Filtro Prensa	41
3.3. Materiales.....	46
3.4. Cargas	47
3.5. Combinaciones de Carga	47
3.6. Diseño Sísmico	48
3.6.1. Espectro de Respuesta	48
3.6.2. Periodo Fundamental de la estructura	51
3.7. Criterios del Diseño	51
3.8. Cargas sobre la estructura	52
3.8.1. Cargas de peso propio	52
3.8.2. Sobrecargas de Uso	53

3.8.3. Cargas de Viento	54
3.9. Verificación de esbelteces locales y globales	56
3.10. Verificación de Deformaciones.....	61
3.11. Conclusiones	64
4. CAPÍTULO 4: EVALUACIÓN DE DESEMPEÑO SISMICO DE LA ESTRUCTURA.....	65
4.1. Introducción	65
4.2. Análisis no lineal de la estructura	65
4.3. Conclusiones	87
5. CAPÍTULO 5: CONCLUSIONES	89
REFERENCIAS	91
ANEXO 1: AMENAZA SISMICA.....	93
A1.1. Evaluación de la Amenaza sísmica.....	93
A1.2. Base de datos.....	99
ANEXO 2: DISPOSICIÓN DE CARGAS SOBRE LA ESTRUCTURA.....	104
A2.1. Aplicación de Cargas Permanentes:.....	104
A2.2. Aplicación de Sobrecargas de uso	111
A2.3. Aplicación de Cargas de Viento	112
ANEXO 3: REGISTROS SÍSMICOS	114
ANEXO 4: SECCIONES ORIGINALES EDIFICIO FILTRO PRENSA.....	117

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1.1. Modelo 3D de estructura Filtro Prensa.	17
Figura 1.2. Modelo estructural original de edificio Filtro Prensa.	18
Figura 2.1. a) Anclaje entre estructura y fundaciones. b) Modelación no lineal en el software. De Urzúa 2015.	24
Figura 2.2. (Arriba.) Curva monotónica y (Abajo.) curva histerética de la modelación de pernos de anclaje (Tonf y cm).	25
Figura 2.3. Propiedades del pedestal en compresión.	26
Figura 2.4. Curva envolvente fuerza-deformación.	27
Figura 2.5. Curva histerética cinemática.	28
Figura 2.6. Curva monotónica para arriostramientos.	29
Figura 2.7. Curva histerética de la modelación de arriostramiento (Tonf y cm).	30
Figura 2.8. Curva paramétrica fuerza-deformación.	31
Figura 2.9. Curva histerética modelo pivote.	33
Figura 2.10. Disposición Elementos No Lineales de la estructura (marcados en color verde).	34
Figura 2.11. Definición de vectores de Ritz.	37
Figura 2.12. Peso sísmico definido en los análisis FNA.	38
Figura 2.13. Arriba: Ejemplo de caso lineal. Abajo: Ejemplo de caso no lineal.	39
Figura 3.1. Planta de bases de columnas (dimensiones en centímetros).	42
Figura 3.2. Planta de nivel de operación de filtros.	42
Figura 3.3. Planta de cuerda superior de techo.	43
Figura 3.4. Elevación de eje A (dimensiones en centímetros).	43
Figura 3.5. Elevación de eje C.	44
Figura 3.6. Elevación de eje E.	44
Figura 3.7. Elevación de eje 1.	45
Figura 3.8. Elevación de eje 4.	45
Figura 3.9. Elevación de eje 5.	46

Figura 3.10. Espectro de respuesta horizontal (Sah) de diseño y referencia , de acuerdo con sección 5.4.1 y 5.4.2 de la norma NCh 2369 respectivamente.	50
Figura 3.11. Razón demanda capacidad de elementos en estructura para combinaciones sin sismo amplificado.	60
Figura 3.12. Razón demanda capacidad de elementos en estructura para combinaciones con sismo amplificado.	60
Figura 3.13. Razón demanda capacidad de columnas con sismo amplificado por 0,7R.	61
Figura 3.14. Distribución de pernos de anclaje en la base de la estructura.	63
Figura 4.1. Factor de reducción de respuesta para casos SDI y SMP en dirección X.	68
Figura 4.2. Factor de reducción de respuesta para casos SDI y SMP en dirección Y.	69
Figura 4.3. Razón entre corte no lineal y peso sísmico de la estructura en dirección X.	70
Figura 4.4. Razón entre Corte Basal no Lineal y Peso Sísmico de la estructura dirección Y.	70
Figura 4.5. Disipación de energía histerética en relación con la energía total ingresada.	71
Figura 4.6. Disipación de Energía de Amortiguamiento en relación con la energía Total.	72
Figura 4.7. Distribución total de la energía disipada por el sistema.	72
Figura 4.8. Vista en planta de la base de la estructura indicando los factores de utilización obtenidos al diseñar el anclaje.	74
Figura 4.9. Elongación de pernos de anclaje en la estructura.	74
Figura 4.10. Definición de límites de deformación para arriostramientos Tabla 9.8 ASCE 41-17.	76
Figura 4.11. Deformación normalizada de arriostramientos por Tracción.	77
Figura 4.12. Arriostramientos de la estructura con deformación LS 720% en compresión (marcados) y LS 700% (desmarcados).	78
Figura 4.13. Deformación normalizada de arriostramientos por Compresión (LS=700%).	78
Figura 4.14. Deformación de arriostramientos por Compresión (LS=720%).	79
Figura 4.15. FU para arriostramientos de techo para casos SDI 02 y SDI 03 (arriba) y SMP 02 y SMP 03 (abajo).	80
Figura 4.16. Factor de Utilización de columnas en la estructura.	81
Figura 4.17. Factor de Utilización para columna 2-E.	81

Figura 4.18. Detalle de esfuerzos sobre columna 2-E en caso no lineal SMP 02 (arriba) y diseño con sismo amplificado (abajo).	82
Figura 4.19. Sobrerresistencia de la estructura en la dirección X.	83
Figura 4.20. Sobrerresistencia de la estructura en la dirección Y.	84
Figura 4.21. Drift de entrepiso de la estructura en dirección X para eje 4.	85
Figura 4.22. Drift de entrepiso de la estructura en dirección Y para eje C.	85
Figura 4.23. Drift del techo de la estructura en dirección X para eje 4.	86
Figura 4.24. Drift de techo de la estructura en dirección Y para eje C.	86
Figura A1.1. Arriba: Ubicación sitio en estudio. Abajo: Posicionamiento en plataforma de amenaza.	93
Figura A1.2. Media anual de excedencia para periodo de 0.2 y 0.5 segundos.	95
Figura A1.3. Espectros de amenaza uniforme.	96
Figura A1.4. Espectro UHS vs CMS para 5% de probabilidad de excedencia.	98
Figura A1.5. Espectro UHS vs CMS para 10% de probabilidad de excedencia.	98
Figura A1.6. 11 Registros; Arriba Izq.: con menor SSE. Arriba Der.: amplificados por factor de escalamiento 1. Abajo: Espectro y ajuste final, demanda SDI y T=0.30 seg.	100
Figura A1.7. 11 Registros; Arriba Izq.: con menor SSE. Arriba Der.: amplificados por factor de escalamiento 1. Abajo: Espectro y ajuste final, demanda SDI y T=0.20 seg.	101
Figura A1.8. 11 Registros; Arriba Izq.: con menor SSE. Arriba Der.: amplificados por factor de escalamiento 1. Abajo: Espectro y ajuste final, demanda SMP y T=0.30 seg.	102
Figura A1.9. 11 Registros Arriba Izq.: con menor SSE. Arriba Der.: amplificados por factor de escalamiento 1. Abajo: Espectro y ajuste final, demanda SMP y T=0.20 seg.	103
Figura A2.1. Aplicación de carga de peso propio de filtro prensa vacío 1.	104
Figura A2.2. Aplicación de carga de peso propio de filtro prensa vacío 2.	105
Figura A2.3. Aplicación de carga de peso propio de filtro prensa en operación.	105
Figura A2.4. Aplicación de carga de peso de escalera filtro prensa.	106
Figura A2.5. Aplicación de carga de peso de bandeja de goteo.	106
Figura A2.6. Aplicación de carga de peso propio de puente grúa.	107
Figura A2.7. Aplicación de carga de peso propio de barandas.	107
Figura A2.8. Aplicación de carga de peso propio de cubierta.	108
Figura A2.9. Aplicación de carga de peso propio de costaneras.	108

Figura A2.10. Aplicación de carga de peso propio de parrilla de piso.	109
Figura A2.11. Aplicación de carga de peso propio de instrumentaciones.	109
Figura A2.12. Aplicación de carga de peso propio de polvo y derrames.....	110
Figura A2.13. Aplicación de carga de peso propio de ciclón separador de aire agua.	110
Figura A2.14. Aplicación de sobrecarga de techo sobre la estructura.	111
Figura A2.15. Aplicación de carga viva sobre la estructura.....	111
Figura A2.16. Aplicación de carga de presión de viento en la dirección X con presión interna positiva.	112
Figura A2.17. Aplicación de carga de presión de viento en la dirección X con presión interna negativa.....	112
Figura A2.18. Aplicación de carga de presión de viento en la dirección Y con presión interna positiva.	113
Figura A2.19. Aplicación de carga de presión de viento en la dirección Y con presión interna negativa.....	113
Figura A4.1. Planta de cuerda inferior de techo.....	117
Figura A4.2. Elevación eje B.	118
Figura A4.3. Elevación entre ejes B y C.	118
Figura A4.4. Elevación entre ejes C y D.....	119
Figura A4.5. Elevación eje D.	119
Figura A4.6. Elevación entre ejes D y E.	120
Figura A4.7. Elevación eje 2.	120
Figura A4.8. Elevación eje 3.	121

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 3.1. Propiedades mecánicas de acero ASTM A36.....	46
Tabla 3.2. Aceleración efectiva máxima extraído de la tabla 3 de la norma NCh 2369.	49
Tabla 3.3. Parámetros que dependen del suelo de acuerdo con tabla 5 de la norma NCh2369.....	49
Tabla 3.4. Coeficiente de importancia de acuerdo con la categoría de ocupación.....	50
Tabla 3.5. Cargas de peso propio sobre la estructura.	53
Tabla 3.6. Resumen de Sobrecargas sobre la estructura.....	54
Tabla 3.7. Velocidad básica del viento sobre la estructura.....	54
Tabla 3.8. Obtención de factores K de acuerdo con la norma NCh 432	54
Tabla 3.9. Coeficientes de presión interna para edificio cerrado.	55
Tabla 3.10. Coeficientes de presión externa de paredes según tabla 14 de la NCh 432.....	55
Tabla 3.11. Coeficientes de presión externa para techo según tabal 15 de la NCh 432.....	56
Tabla 3.12. Presiones de viento de diseño sobre la estructura en direcciones X e Y con presiones internas positivas (+) y negativas (-).	56
Tabla 3.13. Verificación de esbelteces locales límite para los elementos de la estructura..	57
Tabla 3.14. Verificación de esbelteces globales límite para los elementos de la estructura.	58
Tabla 3.15. Deformaciones por cargas gravitacionales.	62
Tabla 3.16. Deformaciones por cargas sísmicas en direcciones X e Y.	62
Tabla 4.1. Resumen de resultados de factores de desempeño sísmico para el caso SDI 02.	65
Tabla 4.2. Resumen de resultados de factores de desempeño sísmico para el caso SDI 03.	66
Tabla 4.3. Resumen de resultados de factores de desempeño sisimico para el caso SMP 02.	67
Tabla 4.4. Resumen de resultados de factores de desempeño sisimico para el caso SMP 03.	67
Tabla A3.1. Características de registros sísmicos para sismo SDI 02.....	114
Tabla A3.2. Características de registros sísmicos para sismo SDI 03.....	115

Tabla A3.3. Características de registros sísmicos para sismo SMP 02.	115
Tabla A3.4. Características de registros sísmicos para sismo SMP 03.	116

1. CAPÍTULO 1: INTRODUCCIÓN

1.1. Motivación

A lo largo de su historia Chile ha sido un país que se ha visto afectado por numerosos eventos sísmicos, tanto así que han pasado a formar parte de la identidad colectiva de sus habitantes. En particular, el terremoto registrado en Valdivia en 1960 y más recientemente el terremoto del año 2010 están entre los diez terremotos de mayor magnitud registrados en la historia.

Debido a esto, se han tomado medidas a nivel país sobre como mitigar los daños que un posible sismo pueda ocasionar en distintos ámbitos del país. Uno de estos ámbitos es generar conocimiento sobre como diseñar estructuras industriales de forma que puedan soportar estos eventos y poder seguir operando con normalidad lo más pronto posible.

La normativa de diseño sísmico actual del país es la recientemente aprobada NCh 2369-2023: Diseño sísmico de estructuras e instalaciones industriales (Instituto Nacional de Normalización) la cual emplea nuevas metodologías sobre su predecesor, la NCh 2369-2003, cuya filosofía principal era la continuidad de operación de la estructura teniendo en cuenta las enormes pérdidas que puede causar la paralización de operaciones en este tipo de estructuras.

La NCh 2369-2023 por su parte saca conclusiones de los eventos sísmicos más recientes, generando nuevas disposiciones a modo de procurar que se cumpla con la filosofía de continuidad de operación con mayores exigencias que puedan garantizar con mayor certeza que esto si ocurra. Su enfoque está centrado principalmente en aumentar la ductilidad de la estructura, haciendo que el sistema pueda incursionar en el rango no lineal tanto por fluencia de anclajes como de arriostramientos.

Dado esto es que en la presente memoria de título se estudiará el desempeño sísmico de una estructura industrial de acero, en Suelo tipo C y Zona Sísmica III, utilizando las disposiciones de la norma NCh 2369-2023.

1.2. Objetivos

1.2.1. Objetivo general

El objetivo general de este trabajo es evaluar el desempeño sísmico de un edificio Filtro Prensa, una estructura de acero de uso en la minería, en base a la reciente aprobada norma NCh 2369-2023, la cual será referida simplemente con NCh 2369 a lo largo de este trabajo. Esta estructura está constituida en base a marcos arriostrados y se realizará una incursión en el rango no lineal en los pernos de anclaje y arriostramientos a la hora de evaluar su desempeño.

1.2.2. Objetivos Específicos

- Diseñar un edificio Filtro Prensa utilizando las disposiciones de la norma NCh 2369 (INN, 2023).
- Obtener resultados del desempeño sísmico de la estructura en base a un análisis tiempo-historia considerando la no linealidad de anclajes y arriostramientos para los escenarios de demanda de sismo de diseño (SDI) y sismo máximo posible (SMP).
- Evaluar cómo es la respuesta de la estructura ante la demanda sísmica en ambos casos a partir del análisis de indicadores definidos en este trabajo, como el factor de reducción de respuesta (R_{μ}) y la Sobrerresistencia (Ω).
- Cuantificar la energía histerética disipada por pernos y arriostramientos de acuerdo con el escenario de demanda sísmica siguiendo las disposiciones de la norma NCh 2369.
- Calcular la elongación de los pernos de anclaje para ambos escenarios sísmicos verificando según la norma NCh 2369.
- Obtener la deformación normalizada de los arriostramientos de acuerdo con los criterios del ASCE 41-17 y la norma NCh 2369 para ambos tipos de sismo.
- Analizar el drift de entrepiso y del techo para poder tener una idea del daño por desplazamiento que podría sufrir la estructura en cada escenario.
- Estimar el factor de utilización de las columnas para ambos escenarios de demanda sísmica.

1.3. Características Edificio Filtro Prensa

El Edificio Filtro Prensa, corresponde a una estructura de acero de tres niveles con una cubierta alrededor de todas sus caras, con dimensión en planta de 32m x 35m una altura de 22m y un peso sísmico de 1530tonf y un periodo fundamental de 0,38s en dirección X y 0,3s en dirección Y. El edificio tiene como principal función dar soporte, en su primer nivel de plataforma, a tres filtros de prensa. La estructura cuenta además con un puente grúa que recorre toda la extensión del edificio con carga máxima de 10tonf (ver Figura 1.1 y Figura 1.2).

El edificio cuenta con dos ejes resistentes en la dirección longitudinal y dos en la dirección transversal. La resistencia lateral se otorga únicamente con marcos arriostrados. Las transferencias de las cargas del sistema gravitacional al interior del edificio se establecen a través de un sistema de arriostramiento en planta.

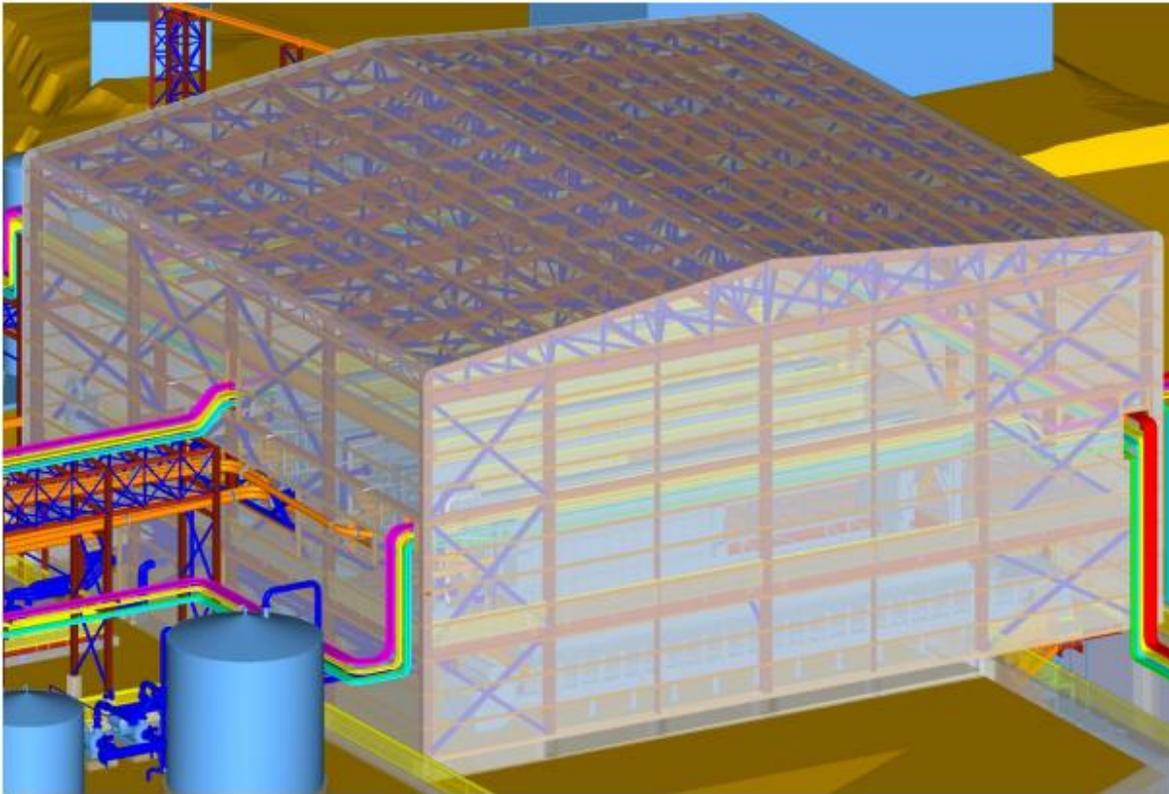


Figura 1.1. Modelo 3D de estructura Filtro Prensa.

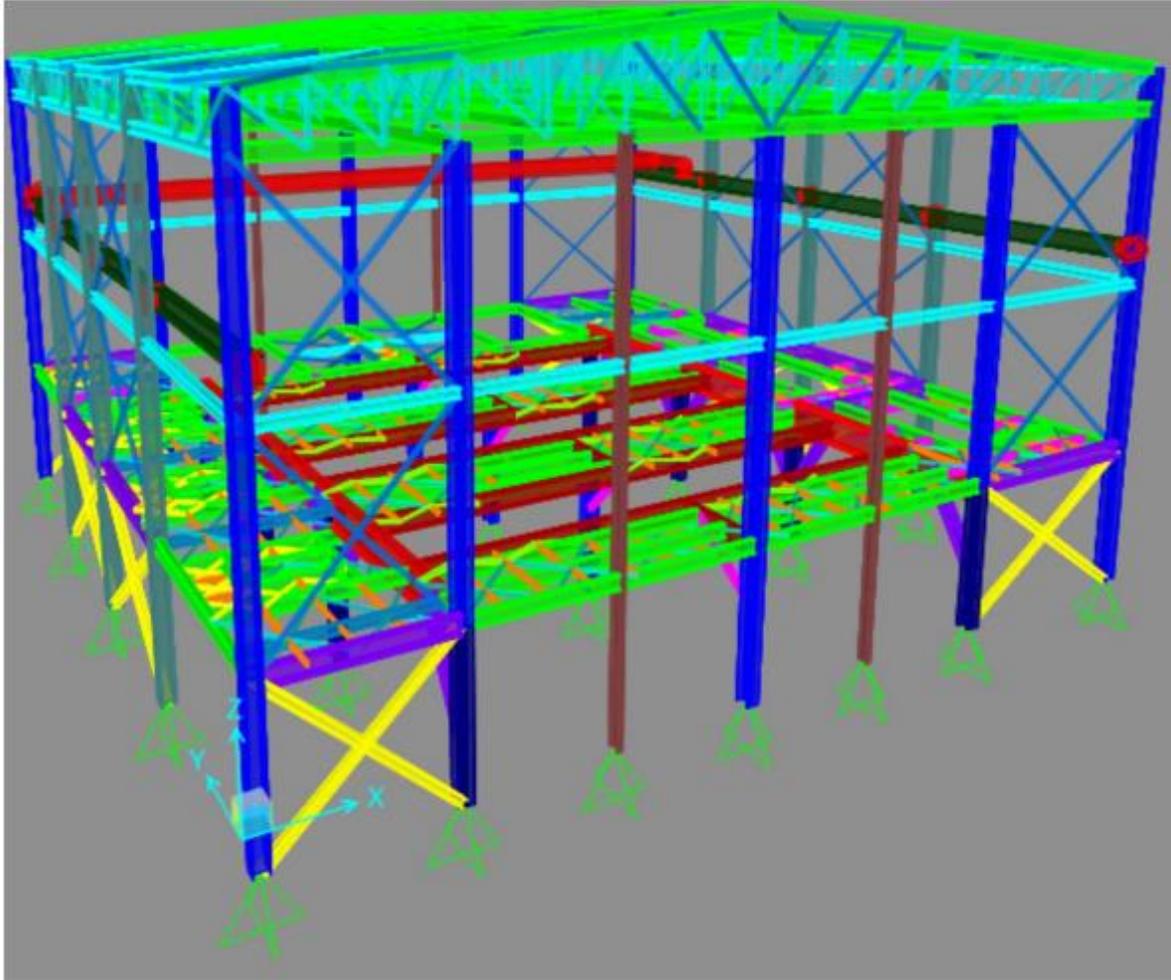


Figura 1.2. Modelo estructural original de edificio Filtro Prensa.

1.4. Plan de Trabajo

La metodología del trabajo consistió en cuatro etapas. En la primera etapa se compararon las disposiciones de diseño sísmico entre las normas NCh 2369-2003 y NCh 2369-2023.

La segunda etapa corresponde al diseño estructural según las normativas vigentes.

La tercera etapa consiste en un análisis considerando incursión en el rango no lineal en pernos de anclaje y arriostramientos. Se definieron dos niveles de amenaza sísmica, el sismo de diseño (SDI) y el sismo máximo posible (SMP) en el cual las cargas sísmicas se amplifican por 0,7R, analizando ambos casos con un análisis tiempo historia considerando espectros con 11 registros en las tres dimensiones.

Finalmente, la cuarta etapa consiste en interpretar los resultados y sacar conclusiones del desempeño sísmico de la estructura en base a estos, principalmente considerando indicadores como el factor de reducción de respuesta (R_{μ}), la elongación de los pernos (ϵ), deformación de arriostramientos, desplazamientos de pisos, energías disipadas y otros criterios de aceptación que estén dentro de la norma NCh 2369.

1.5. Organización

La memoria se organiza de la siguiente forma:

El primer capítulo muestra una introducción a la memoria indicando algunos antecedentes sobre la normativa antisísmica del país, además de la motivación, objetivos y organización del trabajo.

El segundo capítulo contiene la recopilación de información y estado actual del estudio de diseño sísmico en el país, indicando los puntos actualizados de la norma. También se describe la amenaza sísmica presente y el marco teórico utilizado tanto para el diseño lineal como para el no lineal.

El tercer capítulo contiene las cargas aplicadas, las combinaciones, los criterios utilizados para el diseño lineal de la estructura y las verificaciones del diseño.

El capítulo cuatro muestra el comportamiento de la estructura ante el análisis dinámico no lineal tiempo-historia.

Finalmente, el capítulo cinco presenta las conclusiones en base a los resultados que se obtuvieron de todos los casos analizados.

2. CAPÍTULO 2: DISPOSICIONES NORMATIVAS Y METODOLOGÍA DE MODELACIÓN.

2.1. Introducción

A continuación, se analizan las bases de diseño sísmico industrial del país, lo que plantean y su origen, así como los factores que llevaron a la reciente actualización.

Respecto a esto último se enfatiza en el cambio a estudios realizados en los capítulos referentes a análisis sísmico y el diseño de estructuras de acero con marcos arriostrados.

Finalmente se alude a la metodología y el proceso empleados para estudiar el desempeño de la estructura analizada en este trabajo.

2.2. Diseño sísmico de estructuras en Chile

La ingeniería estructural propiamente tal de edificios industriales en Chile tiene su origen en la década de 1940, debido a la fuerte industrialización a partir de la creación de la Corporación de Fomento a la Producción (CORFO), específicamente cuando se materializó la siderúrgica de Huachipato ubicada en Concepción. A partir de esta estructura se cimentaron las bases de los principales conceptos de diseño, teniendo en cuenta que esta estructura fue sometida al terremoto de 1960 sin presentar daño considerable.

A partir de ese momento y con el crecimiento económico del país. Se materializaron nuevos proyectos de mayor envergadura y complejidad, como por ejemplo la creación de ARAUCO en el rubro de la celulosa, o los proyectos mineros de CODELCO. La filosofía del diseño de estas estructuras es que no se produzcan detenciones en el funcionamiento de sus obras ante eventos sísmicos puesto que estas ocasionan grandes pérdidas, en ocasiones, a nivel país.

Considerando esta experiencia y sumándola al constante estudio de recomendaciones y normas de otros países más desarrollados como Estado Unidos con el AISC, se condensó el conocimiento adquirido durante esos 40 años traduciéndose en la creación de la norma NCh 2369 en el año 2003: Diseño sísmico de estructuras e instalaciones industriales.

Un momento crucial que puso a prueba esta norma fue durante el evento sísmico del año 2010 donde se concluyó que las estructuras bien diseñadas según esta normativa tuvieron un buen desempeño, mientras que las construcciones más antiguas a las cuales no se le había aplicado esta norma fueron las que tuvieron daños más severos.

Las inspecciones realizadas a estas estructuras evidencian daño tanto en elementos no estructurales, fallas en diagonales esbeltas, conexiones y pedestales debido al pobre detallamiento de estos. Dado que los criterios de diseño no eran respetados a cabalidad, se concluyó que debían cumplirse los límites de estabilidad local y global debido a las múltiples fallas observadas, además de hacer una mejor ejecución en el diseño de conexiones y anclajes, y proveer de ductilidad a la estructura además de una considerable Sobrerresistencia.

Debido a lo que se observó luego del terremoto del 2010, las propias limitaciones dejadas en evidencia por grandes proyectos, y los problemas de redacción con algunos puntos de la norma que daban paso a diferentes interpretaciones, se generó un comité técnico para desarrollar una actualización de la norma NCh 2369, que actualmente ya es la norma vigente.

Los principales puntos que produjeron este cambio son los siguientes (Montecinos 2017):

- Relación ambigua entre el Capítulo 8 de la norma y las disposiciones de AISC 341-10.
- Diseño de conexiones más pesados que los históricos y desmedidas en estructuras irrelevantes o incomprensibles y difíciles de construir.
- Diseño demasiado preocupado por la Sobrerresistencia, privilegiando soluciones fuertes que pueden resultar más frágiles para sismos mayores que el de diseño por sobre soluciones más dúctiles.
- Necesidad de objetivar criterios de salida permitiendo aplicar la norma en estructuras de naturaleza muy diversa.
- Necesidad de crear un conjunto de disposiciones más objetivas, menos sujetas a la interpretación.

2.3. Cambios Normativos

Se debe tener en cuenta primeramente que el diseño de estructuras industriales en Chile tiene como referencia la normativa de Estados Unidos, siendo este adoptado a la realidad nacional a partir del aprendizaje que se ha obtenido debido a gran cantidad de eventos sísmicos en el país, teniendo una base empírica para la retroalimentación. Los cambios que se han realizado no buscan eliminar por completo las disposiciones actuales y comenzar desde cero, sino que en base a los conocimientos adquiridos en los años se ha mejorado y se han reparado errores que se producían a la hora de diseñar.

En este trabajo se analizan los cambios normativos que están presentes en el capítulo 8 de la norma: Disposiciones para estructuras de acero, específicamente en la sección que trata sobre marcos arriostrados. Las modificaciones se enfocan principalmente en el diseño de diagonales dispuestas en configuración X y columnas pertenecientes al sistema sismorresistente.

Primeramente, se deja clara la ambigüedad ente las disposiciones del AISC 341-10 y la normativa chilena NCh para el diseño de marcos arriostrados y rígidos, donde se debe usar esta última en el capítulo 8, mientras que otros sistemas que queden fuera de este espectro se diseñarán con el AISC limitando el factor de reducción R a 5, y el amortiguamiento relativo a un máximo del 5%.

En la sección 8.2 se incorporan materiales en el listado ASTM, el porcentaje límite para el alargamiento de rotura pernos de anclaje se modificó para hacerlo consistente con los requisitos del ACI 318.

Para la sección 8.3 se añadieron definiciones para capacidades esperadas, se aclaró la diferencia ente fluencia específica F_y y fluencia esperada $R_y F_y$, y se incorpora un requisito que busca proteger a las columnas que sean sensibles a la acción sísmica, de manera que se pueda asegurar el buen comportamiento del sistema resistente gravitacional durante posibles incursiones en el rango no lineal en la estructura, previniendo el colapso temprano. Así, la resistencia axial requerida de las columnas debe ser determinada usando las combinaciones de carga definidas en la sección 4.5, en las cuales el estado de carga sísmico ha sido amplificado por $0.7R_1 \geq 1$.

En la sección 8.4, se exige que la resistencia requerida de las conexiones se debe determinar utilizando las combinaciones de carga definidas en la sección 4.5 en las cuales el estado sísmico ha sido amplificado por $0,7R_1 \geq 1$. Además, la resistencia requerida no necesita ser mayor a la carga máxima transferida por el sistema o la capacidad esperada del elemento a conectar. Finalmente, la resistencia requerida no debe ser menor que la mitad de la capacidad esperada del elemento a conectar.

Para la sección 8.5 que se refiere a anclajes y columnas, se exige que para los casos donde no se respete la longitud expuesta de los pernos, que la carga amplificada del caso sísmico pase de $0.5R_1$ a $0.7R_1 \geq 1$.

En la sección 8.6, referente a marcos arriostrados concéntricamente, busca que ante eventos severos las incursiones inelásticas sean moderadas, lo que se traduce en un daño moderado, que permite una pronta recuperación y puesta en marcha de la estructura. Se elimina el requerimiento de que el esfuerzo sísmico en las diagonales comprimidas deba ser menor o igual al 80% de su capacidad, dando paso a disminuir el tamaño de dichas diagonales cuando controlan las cargas sísmicas, evitando el sobredimensionamiento y favoreciendo a que la falla ocurra primero en las diagonales antes que en las columnas.

2.4. Modelo no lineal de anclaje de la estructura

El anclaje de la estructura a las fundaciones está constituido por dos elementos principales, la llave de corte y los pernos de anclaje. Las llaves de corte han mostrado buen comportamiento ante sismos de gran severidad, siendo diseñadas para mantener un comportamiento elástico-lineal. Por esta razón solo se considera a los pernos de anclaje como elementos no lineales en la modelación, dado que se ha exhibido plastificación o incluso fractura ante sismos severos por el gran aporte de disipación energética.

En este trabajo se recurrió a la propuesta de modelación no lineal propuesta en la tesis de Urzúa (2015).

El anclaje de la columna es modelado en SAP 2000 como elementos tipo “Link” que se asignan en las bases de las columnas a las que se requiera hacer el análisis no lineal. La degradación de rigidez y resistencia de los pernos, a medida que incursionan en ciclos de

carga y descarga, se incorporan gracias a una curva de fuerza-deformación envolvente y una ley de degradación histerética, definiendo la respuesta de estos elementos.

Debido a que la conexión de pernos de anclaje a las sillas adosadas en las columnas es solo por medio de placas golillas, los pernos solo trabajan a tracción, por lo que su modelo es del tipo “Multilinear Plastic” mientras que el pedestal en compresión se modela como tipo “Gap”. La representación se muestra en la Figura 2.1.

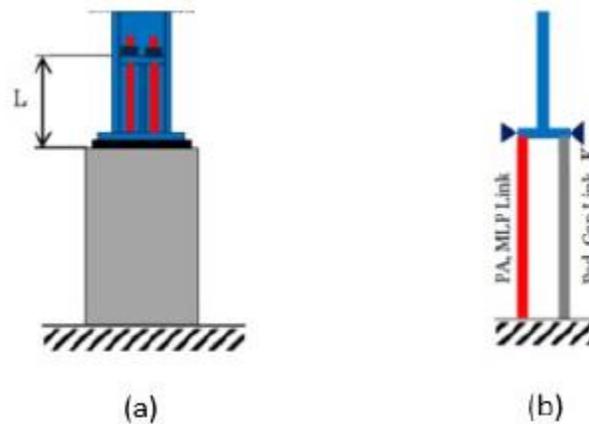


Figura 2.1. a) Anclaje entre estructura y fundaciones. b) Modelación no lineal en el software. De Urzúa 2015.

Para obtener la deformación máxima de los pernos se asume una deformación de rotura del 20% de longitud efectiva del perno considerada como la distancia entre el pedestal y la silla además de considerar al perno embebido en el hormigón una longitud 8 veces su diámetro.

Para la modelación de pernos se ocupa el diseño mediante el método LRFD. La Figura 2.2 muestra las curvas monotónica e histerética del anclaje correspondiente a una configuración con 4 pernos de 1 3/8” obtenido del programa SAP 2000. La Figura 2.3 muestra las propiedades del elemento “Gap”.

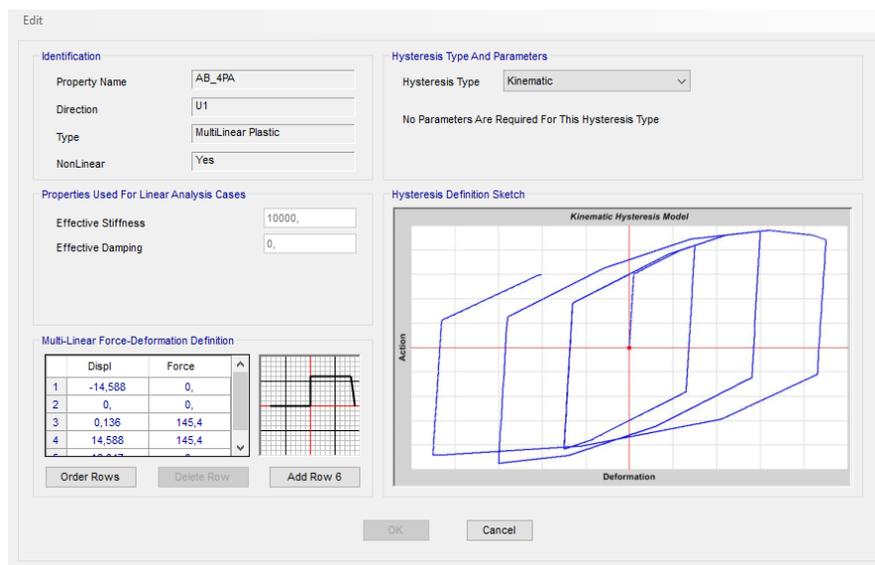
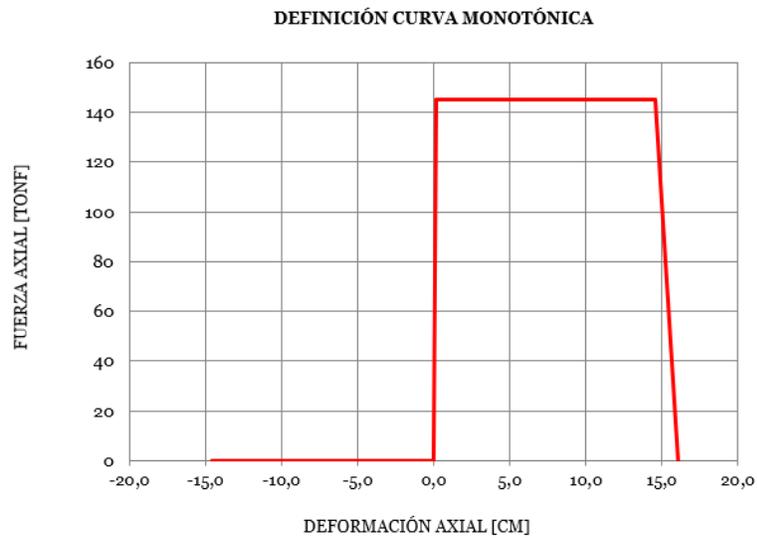


Figura 2.2. (Arriba.) Curva monotónica y (Abajo.) curva histéretica de la modelación de pernos de anclaje (Tonf y cm).

Identification	
Property Name	Pedestal
Direction	U1
Type	Gap
NonLinear	Yes

Properties Used For Linear Analysis Cases	
Effective Stiffness	0,
Effective Damping	0,

Properties Used For Nonlinear Analysis Cases	
Stiffness	10000,
Open	0,

OK Cancel

Figura 2.3. Propiedades del pedestal en compresión.

La definición de los parámetros que rigen la curva envolvente y la curva de degradación histerética se presentan a continuación.

La curva envolvente se modela con una rigidez muy baja en compresión de manera que los pernos puedan transmitir la carga al pedestal rápidamente, el cual se modela con comportamiento lineal y elástico. Teniendo esto en cuenta, y con el fin de evitar fluctuación numérica, se considera un valor de rigidez del pedestal un orden de magnitud mayor a la rigidez de las columnas. En la memoria de título de Chávez 2011, se pueden apreciar resultados de una serie de ensayos de barras lisas de acero calidad ASTM A36, en el cual se concluye que los valores de propiedades mecánicas de fluencia y rotura tiene una alta similitud a los valores dados de la Tabla I-6-1 de AISC 341-10. Así, se utilizan estas magnitudes en la modelación no lineal de los pernos de anclaje. En la Figura 2.4 se puede apreciar la envolvente fuerza-deformación.

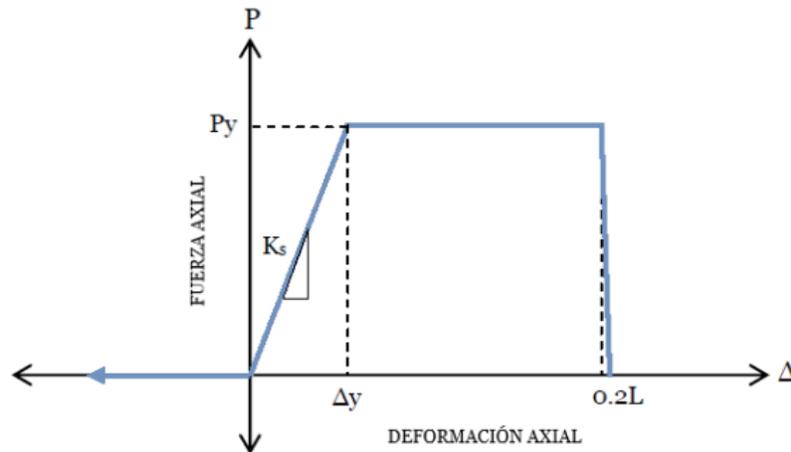


Figura 2.4. Curva envolvente fuerza-deformación

Donde los parámetros son:

P_y : Fuerza esperada de fluencia en pernos de anclaje, $P_y = F_{ye} A_s$.

F_{ye} : Tensión de fluencia esperada para el acero, $F_{ye} = F_y R_y$.

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

R_y : Razón entre fluencia esperada y fluencia especificada, $R_y = 1.5$ para barras y elementos laminados de acero A36 y $R_y = 1.3$ para elementos soldados de acero A36.

A_s : Área bruta de la sección total de pernos de anclaje.

K : Rigidez axial de los pernos, $K = E A_s / L$.

E : Módulo de elasticidad del acero, $E = 200000$ MPa según AISC 341-10.

L : Largo libre de pernos de anclaje entre tope del pedestal y tope de la placa de apoyo de la silla, más ocho veces su diámetro, considerando la distancia embebida en el pedestal.

Δ_y : Deformación de fluencia, $\Delta_y = P_y / K$

Es importante mencionar que, en el software utilizado se considera una rigidez alta de los pernos de anclaje para los análisis lineales con el fin que representen apoyos fijos. Por otra parte, al pedestal tipo “Gap” se le asigna rigidez solo para análisis no lineales, cuyo valor corresponde a 9806650 kN/m, como valor máximo permisible en el software con el fin evitar inestabilidades numéricas.

Finalmente se define un modelo con curva histerética del tipo cinemática, como se muestra en la Figura 2.5, el cual está incorporado en el software SAP 2000 para elementos tipo “Link”.

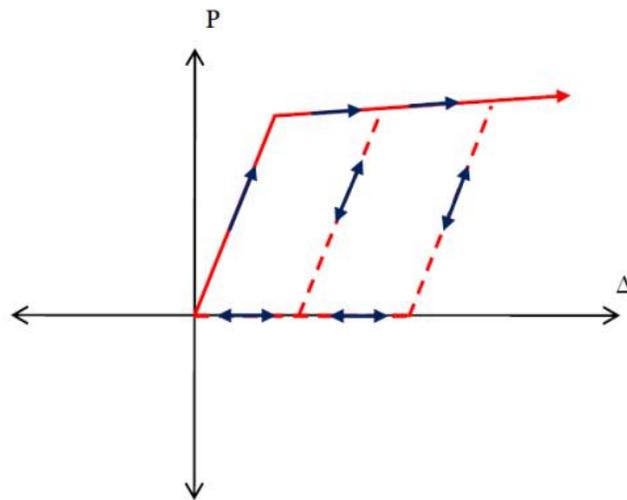


Figura 2.5. Curva histerética cinemática.

2.5. Modelo no lineal de arriostramientos

Los arriostramientos también se modelan con elementos “Link” de tipo “Multilinear Plastic”, para nuestra estructura se utilizaron distintos “Link” debido a las diferentes longitudes de los arriostramientos presentes. Para estos elementos se define la respuesta por medio de la curva envolvente fuerza-deformación y una ley de degradación histerética de la rigidez. Esto permite incorporar la degradación de resistencia y rigidez a medida que el elemento incursiona en ciclos de carga y descarga. Cabe destacar que solo se consideraron los arriostramientos laterales como elementos no lineales y no los de techo.

Al igual que con los pernos, se incorpora la no linealidad en el software SAP 2000 ingresando los parámetros correspondientes a cada caso. La Figura 2.6 y Figura 2.7 muestran las curvas resultantes de uno de ellos.

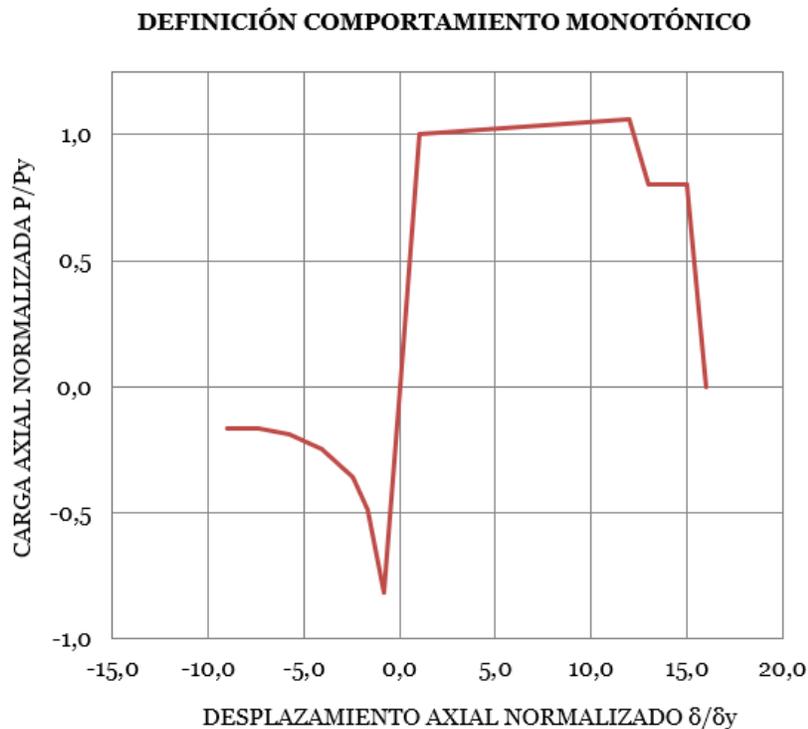


Figura 2.6. Curva monotónica para arriostramientos.

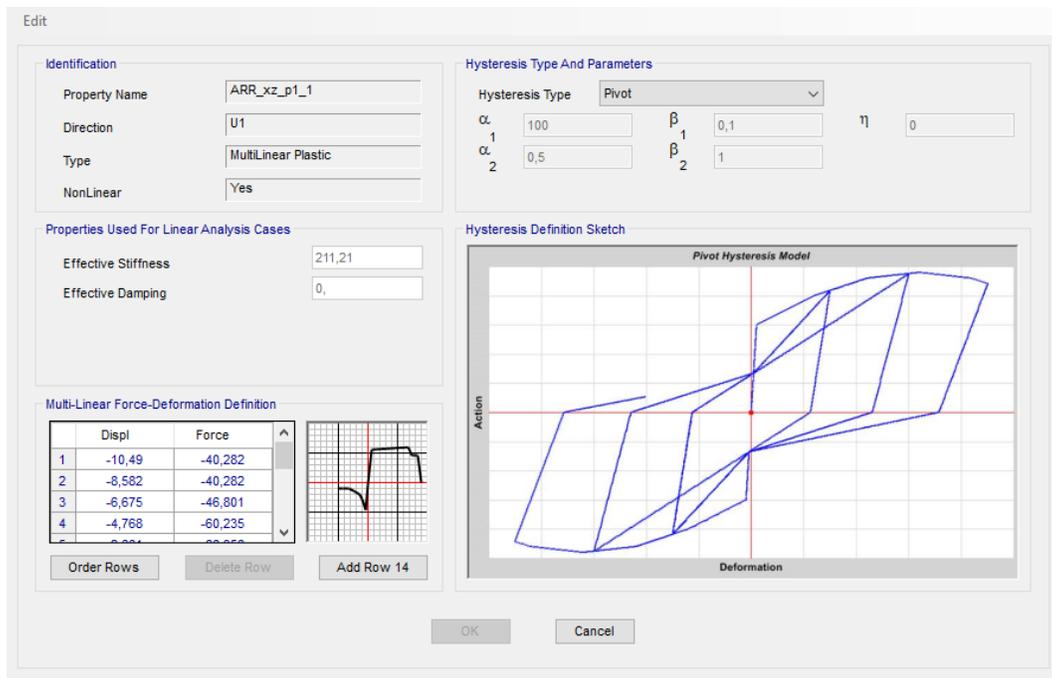


Figura 2.7. Curva histerética de la modelación de arriostramiento (Tonf y cm).

A continuación, se explica las principales consideraciones y bases de modelación para los parámetros que controlan el comportamiento no lineal de los arriostramientos, tanto para la curva envolvente fuerza-deformación como para el modelo pivote de degradación de resistencia y rigidez.

En el tramo en tracción de la envolvente, después de la plastificación, se presenta una degradación de la resistencia, y luego la fractura. En compresión, se considera que la rigidez se mantiene lineal y elástica hasta alcanzar la capacidad nominal de pandeo, definida según lo especificado en el Capítulo E del AISC 360-10. La transición desde la carga de pandeo hasta la carga residual se modela como un decaimiento exponencial, cuyo orden se calibra a partir de los ensayos realizados por Black, Wenger y Popov (1980). Urzúa (2015) realizó esta calibración para perfiles H, TL, XL y Cajón, obteniendo los exponentes que rigen el decaimiento de la resistencia a compresión a medida que el elemento se pandea.

En el trabajo de Urzúa 2015 se recomienda utilizar una longitud efectiva de 0.5 veces la distancia entre las líneas de giro de gussets en arriostramientos que se intersecan en su punto medio. En la Figura 2.8 se presenta la curva monotónica paramétrica fuerza-deformación.

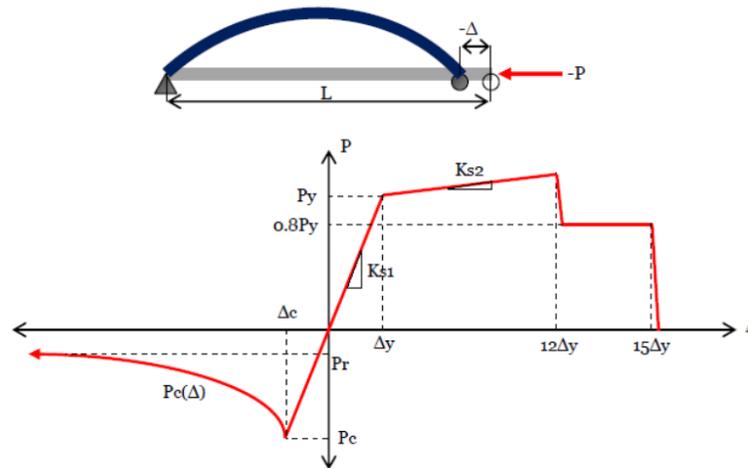


Figura 2.8. Curva paramétrica fuerza-deformación.

Los parámetros de la curva fuerza-deformación son:

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

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

P_r : Fuerza residual, $P_r = 0.2 P_c$

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

F_{cr} : Tensión de pandeo flexural para secciones compactas según Ecuaciones (E3-2) y (E3-3) AISC 2010b.

$$F_{cr} = \left[0.658 \sqrt{F_{ye} / F_e} \right] F_{ye} \quad \text{si} \quad KL_e / r \leq 4.71 \sqrt{E_s / F_{ye}}$$

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

F_e : Tensión crítica de pandeo elástico según Ecuación (E3-4) AISC 2010b.

$$F_e = \pi^2 E_s / (KL_e / r)^2$$

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

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

R_y : Razón entre fluencia esperada y fluencia especificada F_y , $R_y = 1.3$ y 1.5 para planchas de acero y perfiles laminados de calidad ASTM A36, respectivamente, según Tabla I-6-1 AISC 341-10.

A_g : Área bruta de la sección transversal del arriostramiento.

E_s : Módulo de elasticidad del acero, $E_s = 200000$ MPa según AISC 360-10.

L_e : Largo efectivo del arriostramiento, definido como largo total menos la distancia de la conexión.

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

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

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

F_{ue} : Tensión de rotura esperada para el acero, $F_{ue} = F_u R_t$, $F_{ue} = 400$ MPa para acero A36.

R_t : Razón entre la rotura esperada y la rotura especificada, $R_t = 1.2$ para planchas y perfiles laminados calidad A36 según Tabla I-6-1 AISC 341-10.

K : Factor de longitud efectiva, 0.5 para arriostramientos que se unen en su punto medio.

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

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

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

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

La degradación histerética de resistencia y rigidez de los elementos tipo “Link” que representan los arriostramientos se define por medio de un modelo de pivote, el cual está incorporado en el software SAP 2000. La curva se aprecia en la Figura 2.9. Se utiliza este modelo dada la amplia gama de parámetros de control de la curva histerética que presenta.

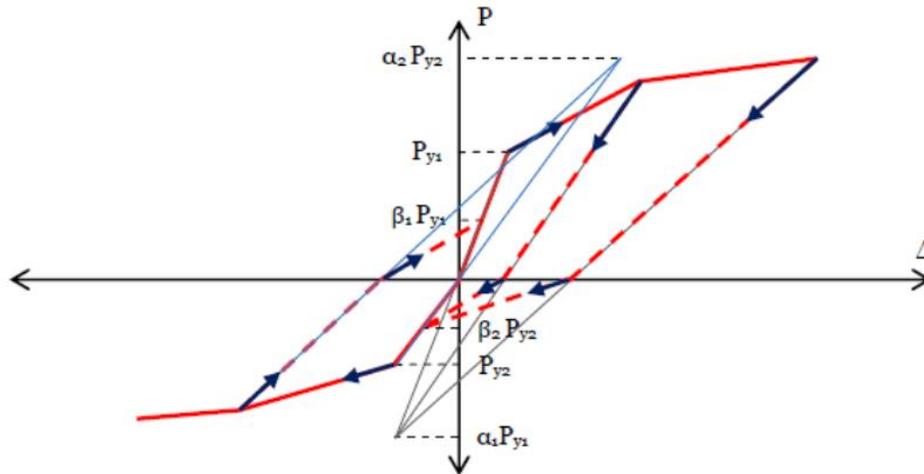


Figura 2.9. Curva histerética modelo pivote.

Los parámetros de control de la curva histerética para el modelo de pivote son según Urzúa (2015):

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 que se utilizan para definir la ley de histéresis se establecen con el fin de producir un comportamiento análogo al característico de arriostramientos bajo cargas cíclicas. Así, los parámetros utilizados son:

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

La disposición de estos elementos no lineales en la estructura se muestra en la Figura 2.10.

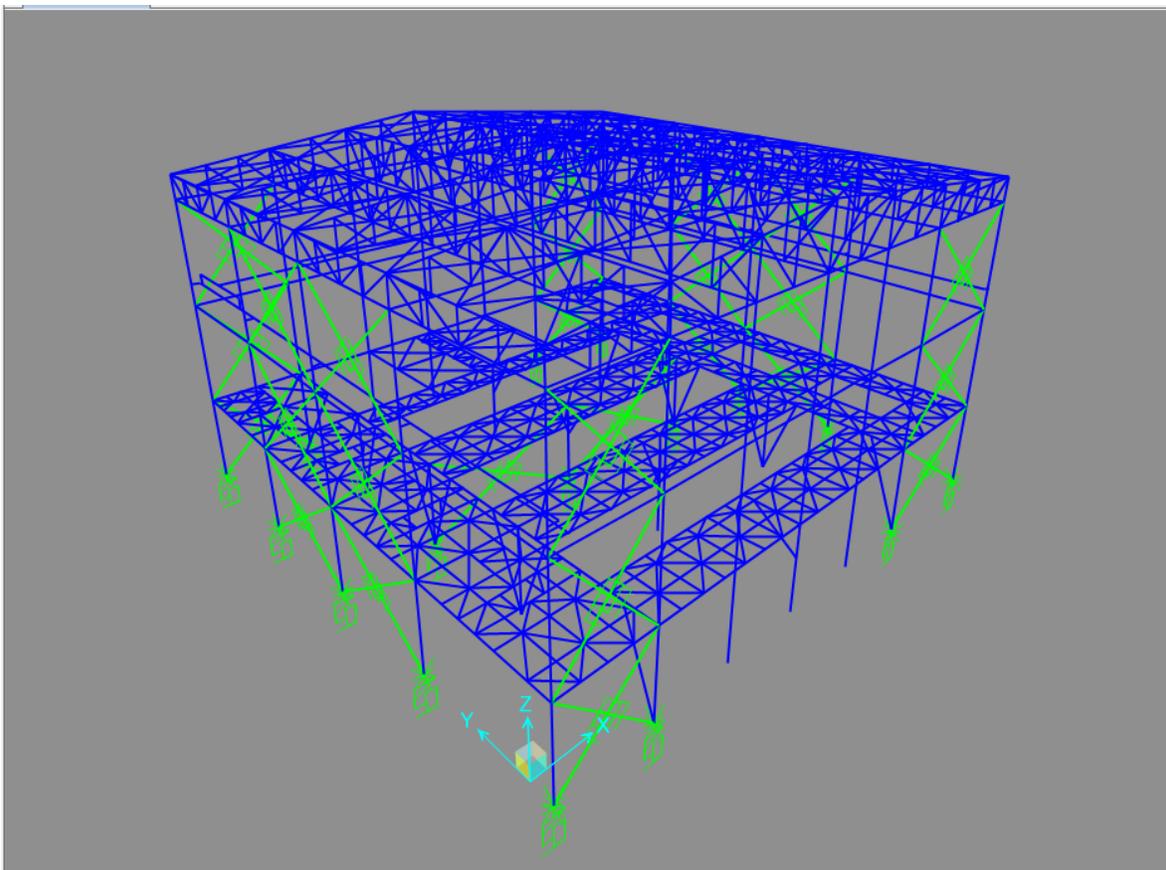


Figura 2.10. Disposición Elementos No Lineales de la estructura (marcados en color verde).

2.6. Amenaza sísmica para respuesta no lineal

Si bien el sistema estructural ha sido diseñado en base a las demandas espectrales indicadas en la norma NCh 2369, es sabido que dichas demandas representan demandas de diseño que la práctica ha definido como adecuadas, pero que no representan niveles de intensidad definidos en base a análisis probabilísticos rigurosos, así como tampoco representan la demanda esperada en un lugar particular.

Se ha analizado la estructura a partir de los periodos que llevan mayor cantidad de masa traslacional, esto es, sus periodos fundamentales, siendo estos de aproximadamente 0,38 segundos en la dirección X y de 0,32 segundos en la dirección Y.

De acuerdo con el lugar y características del suelo donde se ubica el edificio, se han seleccionado 11 registros para sismo de diseño (SDI) y sismo máximo posible (SMP) los

cuales a su vez se separan en dos sets debido a gran cantidad de masa traslacional repartida entre diferentes periodos.

2.7. Análisis dinámico no lineal

Tomando como base estos registros se realizó un análisis dinámico tiempo-historia, donde se crean los casos lineales y no lineales para cada uno de los casos de los dos tipos de sismo (SDI y SMP) creando un total de 88 casos, 44 lineales y 44 no lineales y se lleva a cabo el método de integración “Fast Non-Linear Analysis (FNA).

Para todos los casos los resultados que se obtienen son los siguientes: corte basal no lineal en ambas direcciones (E_x , E_y); factor de reducción de respuesta (R_μ); Sobrerresistencia (Ω); elongación de los pernos de anclaje (ϵ); Drift de entrepiso y del techo; la energía ingresada al sistema, la energía disipada por los elementos no lineales, la energía disipada por amortiguamiento viscoso; los factores de utilización de las columnas (FU) y finalmente la deformación normalizada de los arriostramientos.

Se destaca que el amortiguamiento utilizado para todos los análisis es del 3% ya que de acuerdo con Cruz y Miranda (2020), se puede notar que, para alturas típicas de edificios industriales, se observa una razón de 1.5 entre el amortiguamiento del suelo en suelos tipo B y C. Así, un buen amortiguamiento según datos empíricos sería de 2% para el suelo B y por lo tanto se consideró de 3% para suelo C.

El factor de Reducción de Respuesta (R_μ) se define como el cociente entre el corte basal lineal y el corte basal no lineal, y permite obtener información de la disipación energética por parte de los elementos no lineales.

La Sobrerresistencia (Ω) es la razón entre el corte basal no lineal y el corte de diseño, e indica la resistencia adicional que tiene la estructura debido al sobredimensionamiento de los elementos.

La elongación de los pernos (ϵ) permite verificar que estos soporten la sollicitación sísmica y muestra la participación en la disipación de energía de cada anclaje, la cual ayuda a disminuir la demanda impuesta por el sismo de diseño y mantiene la estructura en el rango lineal.

El drift de piso permite tener un indicador del daño debido al desplazamiento que podría tener la estructura ante un evento sísmico, mientras que el drift de techo corresponde a un indicador global de la respuesta estructural.

La energía disipada indica cuanto es el aporte realizado por la estructura de acuerdo con su rigidez natural y lo realizado por los elementos no lineales, pernos de anclaje o arriostramientos, permitiendo obtener información el aporte de cada elemento y su influencia en la respuesta total de la estructura.

La deformación normalizada de arriostramientos para los casos de tracción o compresión permite conocer la categoría de ocupación del sistema según los límites definidos en ASCE 41-17 Ocupación Inmediata (OP) y Seguridad de la vida (LS), donde también debe considerarse el límite 50%LS de acuerdo con la norma NCh 2369.

Por último, el factor de utilización de las columnas indica la razón entre la demanda y la capacidad del elemento y se obtuvo en cada uno de los modelos estudiados (SDI y SMP).

Una de las primeras condiciones que se debe tener presente al realizar los análisis no lineales es que, en el rango no lineal, los elementos estructurales trabajan a capacidad esperada, con factor de minoración de capacidad nominal $\phi = 1$.

Para elementos soldados se consideran factores $R_y = 1.3$, mientras que para perfiles laminados se consideran factores $R_y = 1.5$, según el AISC 341-10. Luego las capacidades esperadas en acero de calidad ASTM A36 serán de $R_y F_y = 322.4$ Mpa para elementos soldados y del $R_y F_y = 472$ Mpa para elementos laminados.

Para poder segregar la energía disipada por la estructura y aquella segregada por los elementos no lineales es que se debe realizar un análisis no lineal con el método de Ritz.

Otro factor que considerar es que el peso sísmico se aplica en forma gradual en la estructura por lo cual se ingresa mediante una función tipo rampa, disponiendo de un punto de inicio para la aplicación de la demanda sísmica previamente seleccionada. Cabe destacar que el peso sísmico considerado corresponde a $P_s = D + 0.25L$ donde además se amplificó el peso propio de la estructura por 1.15 para considerar el peso de las conexiones.

Una vez ingresado los registros sísmicos respectivos para cada modelo, se definen los distintos Load Cases lineales y no lineales. En el caso de los lineales, se debe combinar los efectos del peso gravitacional que ejerce la estructura y para los no lineales, se debe tener su punto de partida una vez que el peso sísmico se haya amplificado de forma completa, de acuerdo con la función tipo rampa.

En la Figura 2.11, se puede observar la definición de la forma modal de Ritz, donde se consideraron 100 nodos y en los Load Types deben estar las aceleraciones en las tres dimensiones, junto a los Links que se definieron para pernos y arriostramientos y los Load Patterns definidos para el peso sísmico.

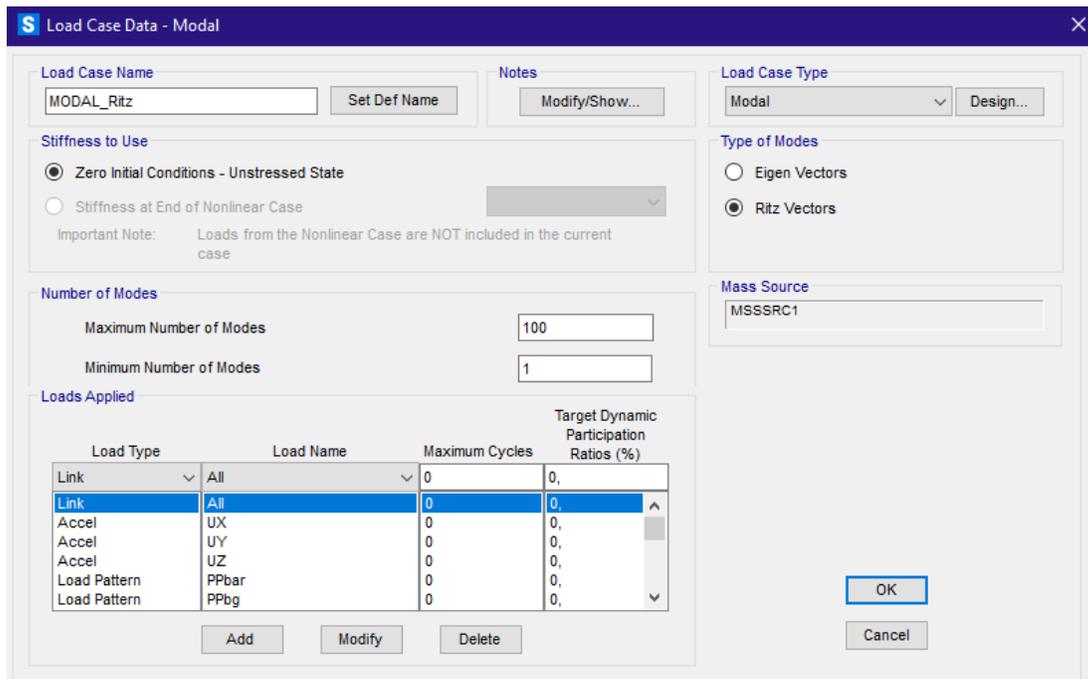


Figura 2.11. Definición de vectores de Ritz.

Por su parte, el peso sísmico para el método Fast Non-linear Analysis (FNA) se ingresa como muestra la Figura 2.12, como un Load Case no lineal tiempo-historia modal y transiente, se utiliza el peso sísmico utilizado en el diseño y el modelo de Ritz mencionado anteriormente.

Se puede ver que los Load Types se introducen gradualmente utilizando la función tipo rampa, además de esto se define un amortiguamiento muy cercano a 1.

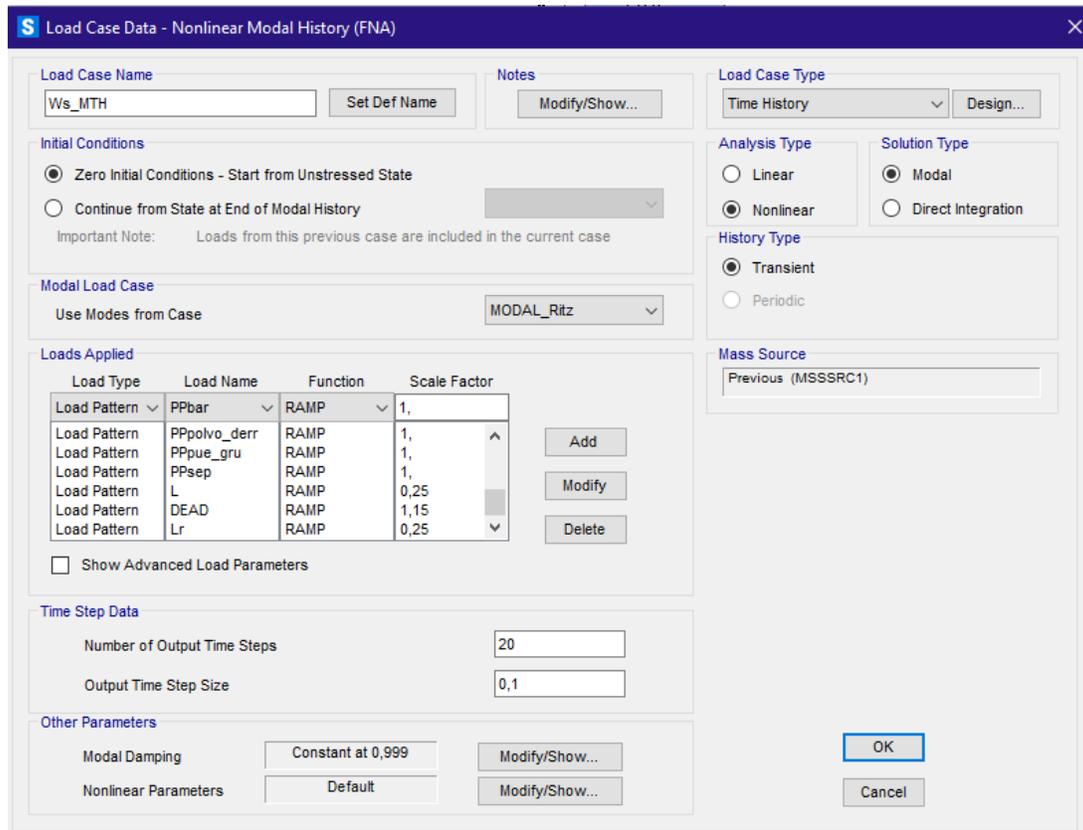


Figura 2.12. Peso sísmico definido en los análisis FNA.

Por último, la Figura 2.13 muestra un ejemplo de un caso lineal y uno no lineal que se crearon para analizar la estructura, como se puede ver, el caso no lineal comienza desde una condición final del estado modal para el peso sísmico.

S Load Case Data - Linear Modal History

Load Case Name: AG1_LN Set Def Name Modify/Show... Notes

Load Case Type: Time History Design...

Initial Conditions: Zero Initial Conditions - Start from Unstressed State
 Continue from State at End of Modal History Ws_MTH
 Important Note: Loads from this previous case are included in the current case

Modal Load Case: Use Modes from Case: MODAL_Ritz

Loads Applied:

Load Type	Load Name	Function	Scale Factor
Accel	U1	1REGX1	10,766
Accel	U2	1REGY1	10,766
Accel	U3	1REGV1	10,766

Show Advanced Load Parameters

Time Step Data: Number of Output Time Steps: 20000
Output Time Step Size: 5,000E-03

Other Parameters: Modal Damping: Constant at 5,000E-03 Modify/Show...

Analysis Type: Linear Nonlinear
 Solution Type: Modal Direct Integration
 History Type: Transient Periodic
 Mass Source: Previous (MSSSRC1)

OK Cancel

S Load Case Data - Nonlinear Modal History (FNA)

Load Case Name: AG1_NL Set Def Name Modify/Show... Notes

Load Case Type: Time History Design...

Initial Conditions: Zero Initial Conditions - Start from Unstressed State
 Continue from State at End of Modal History Ws_MTH
 Important Note: Loads from this previous case are included in the current case

Modal Load Case: Use Modes from Case: MODAL_Ritz

Loads Applied:

Load Type	Load Name	Function	Scale Factor
Accel	U1	1REGX1	10,766
Accel	U2	1REGY1	10,766
Accel	U3	1REGV1	10,766

Show Advanced Load Parameters

Time Step Data: Number of Output Time Steps: 20000
Output Time Step Size: 5,000E-03

Other Parameters: Modal Damping: Constant at 5,000E-03 Modify/Show...
 Nonlinear Parameters: Default Modify/Show...

Analysis Type: Linear Nonlinear
 Solution Type: Modal Direct Integration
 History Type: Transient Periodic
 Mass Source: Previous (MSSSRC1)

OK Cancel

Figura 2.13. Arriba: Ejemplo de caso lineal. Abajo: Ejemplo de caso no lineal.

2.8. Conclusiones

En este capítulo se dio una reseña del diseño sísmico industrial en el país a lo largo de la historia, describiendo las falencias que se observaron tras el evento sísmico del 2010 lo que impulsó el proceso de actualización de la norma NCh 2369. Posteriormente se nombraron los cambios normativos principales respecto de la norma NCh 2369-2003 referente al capítulo 8 de la misma, destacándose el proveer a la estructura de alta resistencia, pero también alta ductilidad.

También se comentó sobre la amenaza sísmica y se describió el proceso del análisis no lineal dinámico tiempo-historia en el software utilizado. Se definió también el modelo no lineal utilizado para pernos de anclaje y arriostramientos y la definición de los parámetros que rigen las curvas que describen sus comportamientos.

3. CAPÍTULO 3: DISEÑO DE LA ESTRUCTURA

3.1. Introducción

A continuación, se presenta un resumen del diseño de la estructura en base a las disposiciones de la norma NCh 2369-2023. Se indica en primer la composición original de la estructura ,luego, los materiales ocupados en el diseño estructura, luego, se detallan los diferentes estados de cargas a considerar que fueron aplicados al edificio y se detalla en particular la obtención del espectro de respuesta para la carga sísmica.

Posteriormente se presentan las magnitudes de las cargas consideradas y como se obtuvieron, seguido de la verificación de esbelteces locales y globales para cada elemento, para finalmente realizar una verificación del diseño.

3.2. Diseño Original Edificio Filtro Prensa

El diseño de la estructura fue realizado de acuerdo con las disposiciones de la norma NCh 2369-2023, varios de los elementos presentes no cumplen con la normativa actual una vez que se vuelve a realizar el diseño, por esto, si bien se conservan las dimensiones y nomenclatura de ejes, se realizan cambios en varios de los perfiles utilizados. La Figura 3.1 a Figura 3.9 muestran las vistas de las secciones más representativas del edificio, el resto de las secciones puede encontrarse en el ANEXO 4:

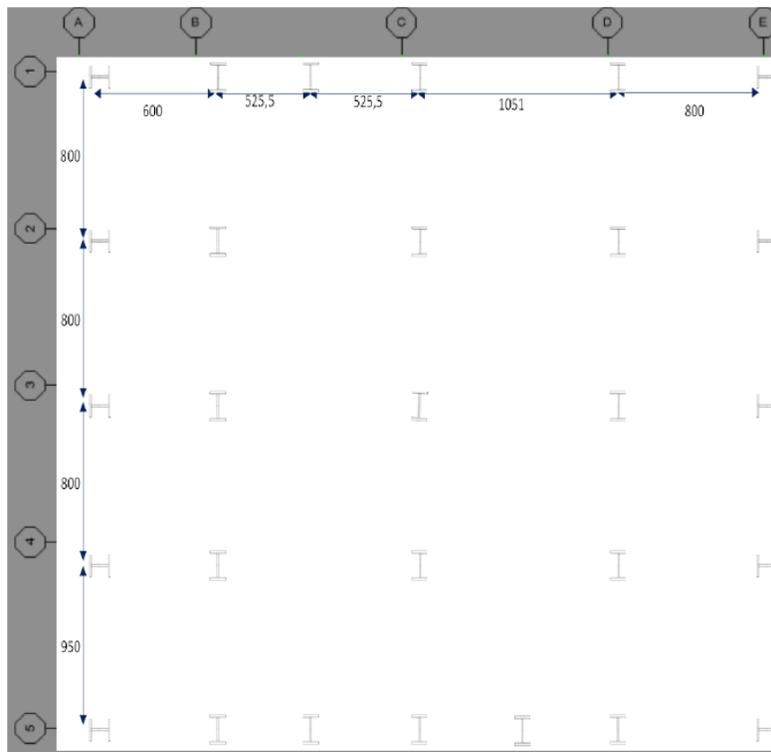


Figura 3.1. Planta de bases de columnas (dimensiones en centímetros).

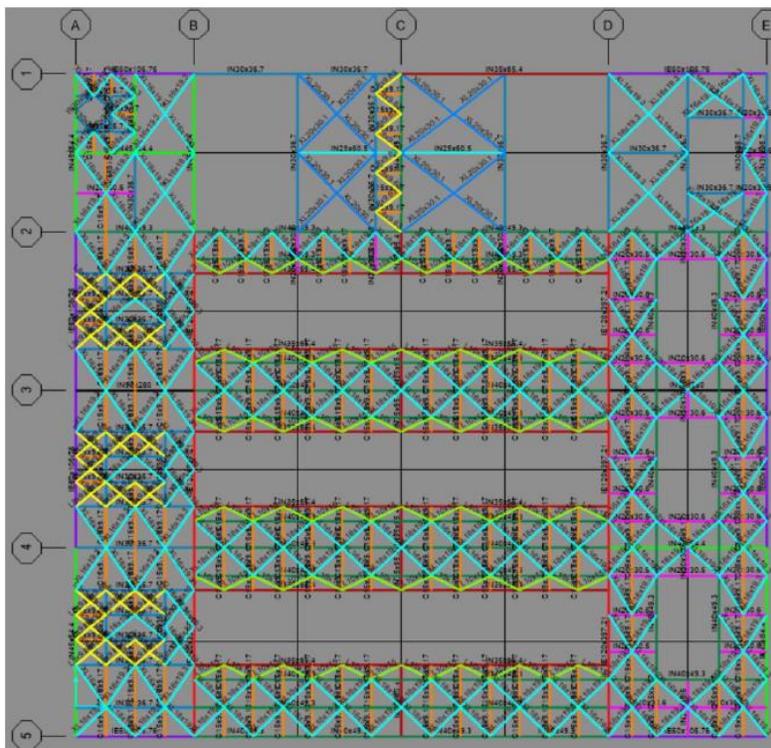


Figura 3.2. Planta de nivel de operación de filtros.

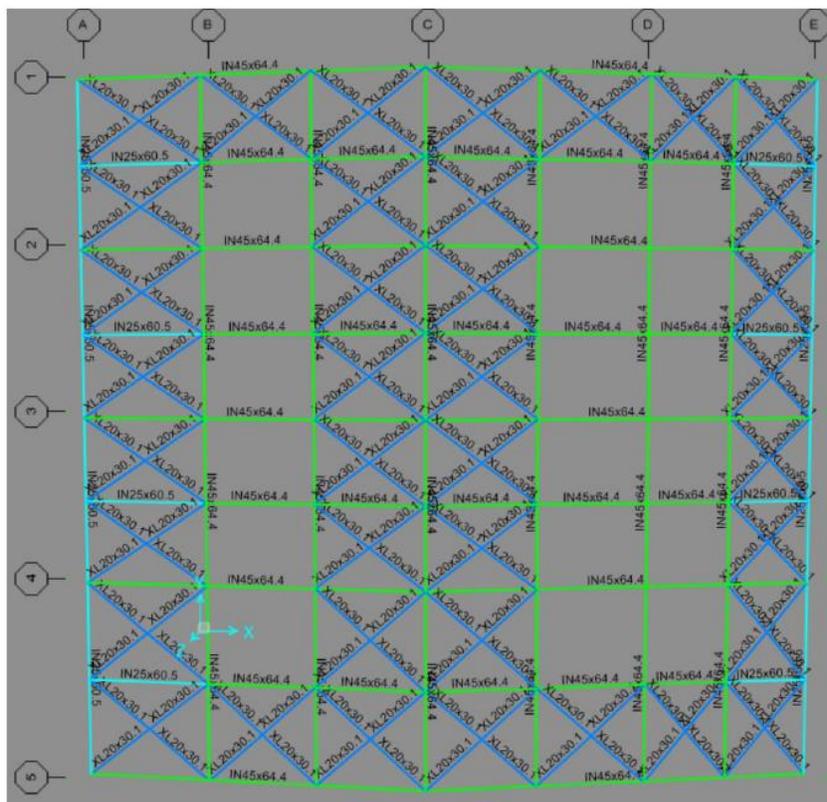


Figura 3.3. Planta de cuerda superior de techo.

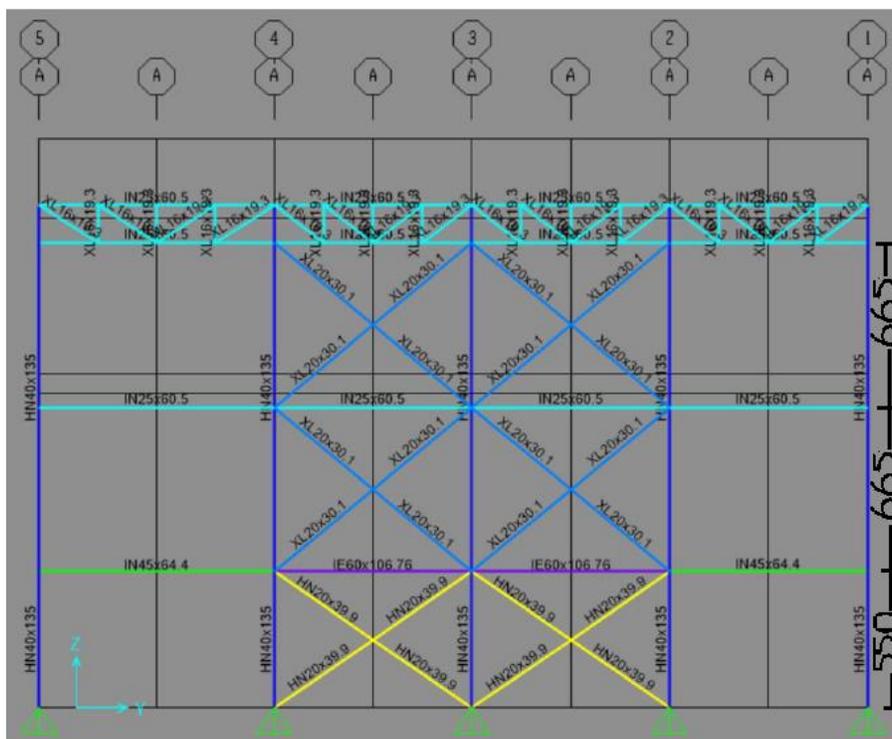


Figura 3.4. Elevación de eje A (dimensiones en centímetros).

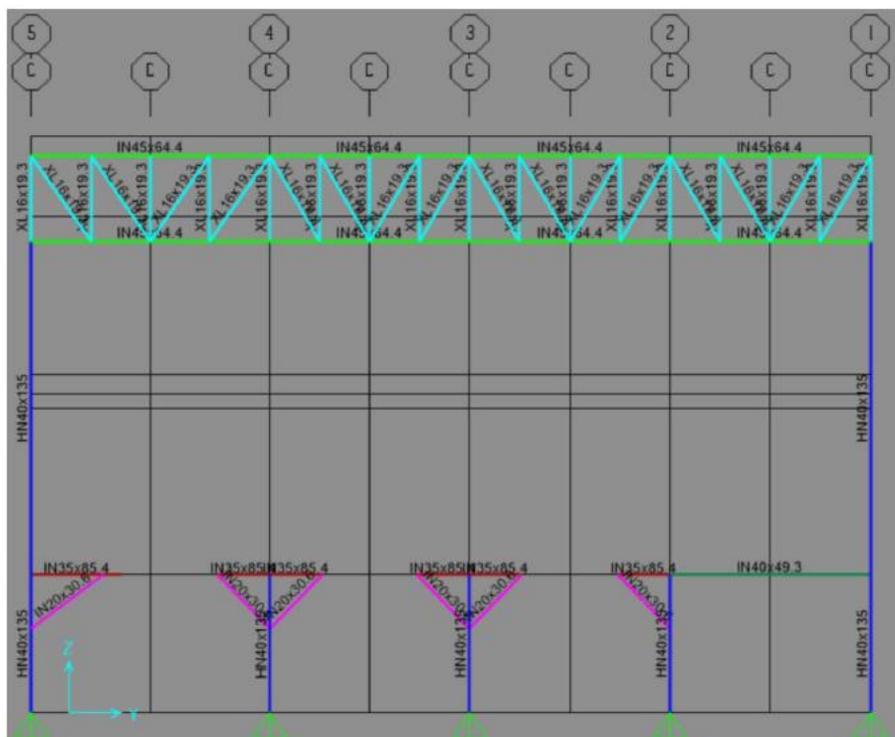


Figura 3.5. Elevación de eje C

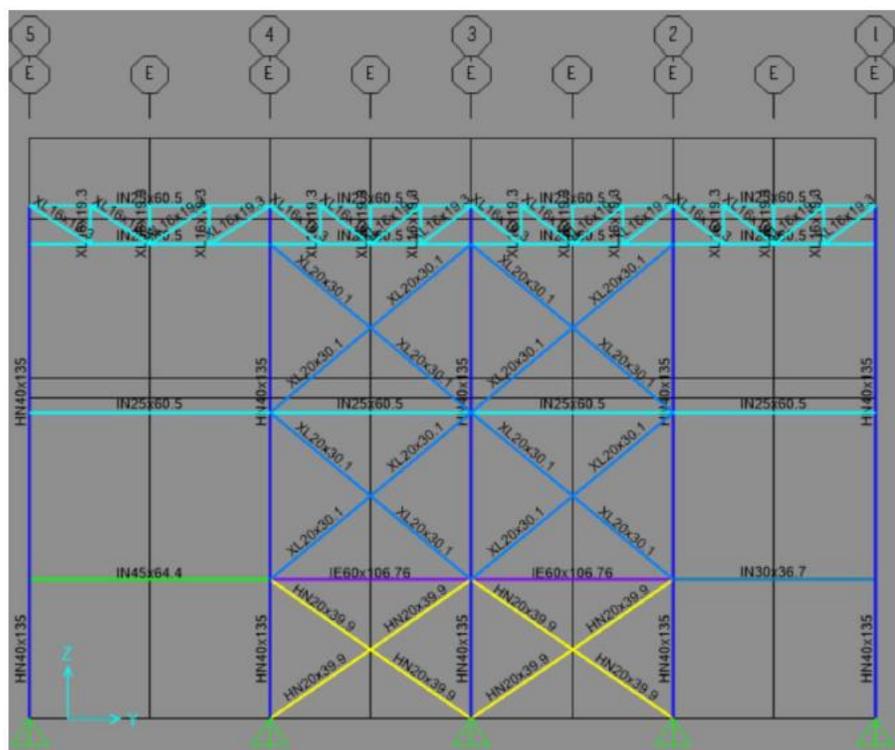


Figura 3.6. Elevación de eje E.

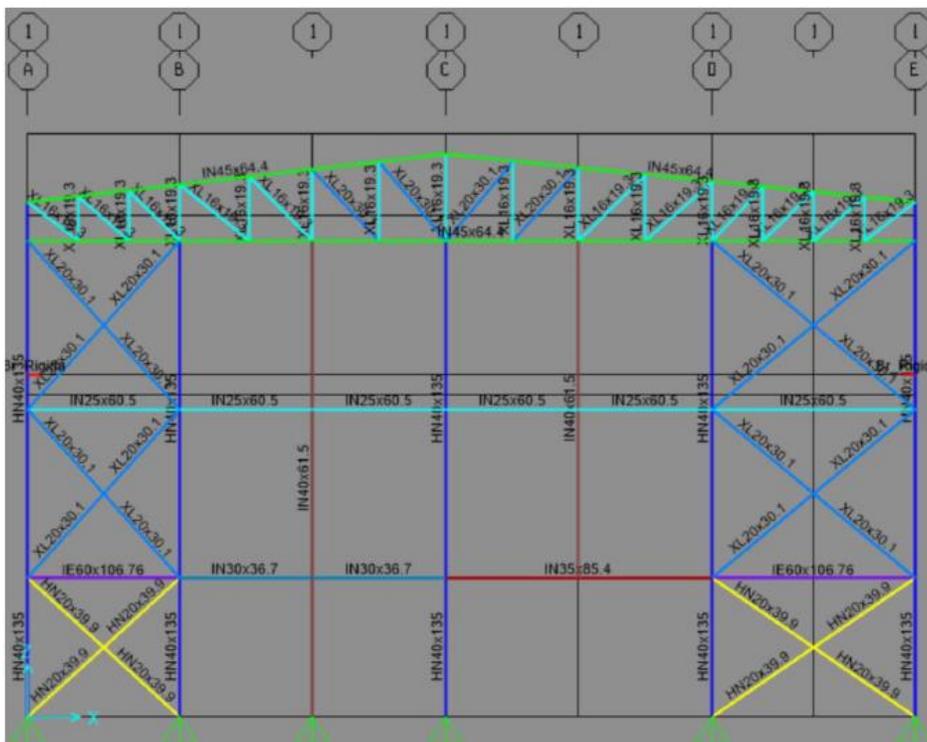


Figura 3.7. Elevación de eje 1.

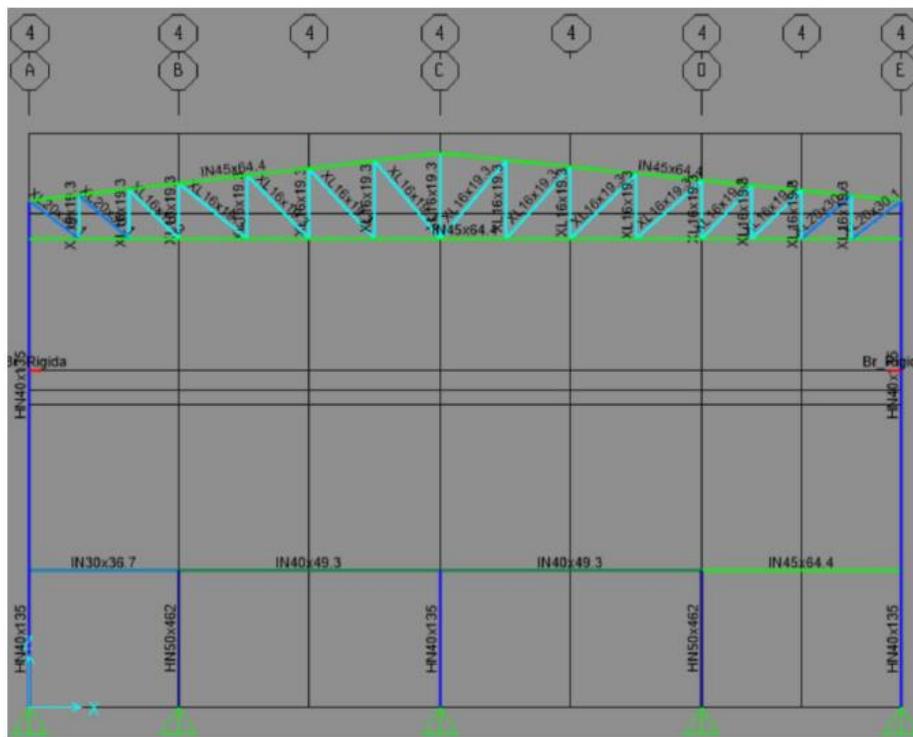


Figura 3.8. Elevación de eje 4.

3.4. Cargas

Las cargas Muertas (D) corresponden al peso propio de la estructura, incluyendo el peso de los perfiles y los elementos permanentes que posea, ya sean maquinaria, barandas, escaleras, así como también cubiertas o parrillas de piso.

La carga Viva (L) es la sobrecarga de operación debido al uso de la estructura por lo que trata de representar una carga que varía en el tiempo.

La carga sísmica (E) corresponde al movimiento de inercia que se ejerce sobre el sistema debido a un evento sísmico que produce movimiento del suelo. Para este caso se determina la demanda sísmica mediante un análisis modal espectral.

Viento (W): La carga de viento corresponde al movimiento que sufre la estructura producto de corrientes de aire, las deformaciones por viento también se tienen en cuenta en el diseño.

Las estructuras se ubican en Zona sísmica III suelo tipo C, tanto el sismo horizontal como el vertical se ingresan de manera espectral, a continuación, se puede ver el proceso de cómo se obtuvo el espectro utilizado.

3.5. Combinaciones de Carga

El diseño de la estructura se realizó con el método LRFD mientras que para las deformaciones laterales y deflexiones se usara el método ASD. Las combinaciones de carga utilizadas en el proyecto son las siguientes:

LRFD:

$1,2D+1,6L$

$1,2D+0,5L+1,4E$

$0,9D+1,4E$

ASD:

D+L

D+E

0,6D+E

La carga de viento W se consideró en ambas direcciones (X e Y) y en ambos sentidos (positivo y negativo). Las combinaciones consideradas con carga de viento son:

D+W

D+0,75W

1,2D+1,6W

0,6D+W

La carga de sismo E se definió de acuerdo con el punto 4.5.2 de la norma NCh 2369:

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

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

3.6. Diseño Sísmico

3.6.1. Espectro de Respuesta

El espectro de diseño utilizado para modelar el sismo en el modelo está definido de la siguiente forma de acuerdo con la norma NCh 2369 para sismo horizontal y vertical respectivamente:

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

$$S_{a(T_V)} = 0,7 \frac{I S_{aV(T_V)}}{R_V} \left(\frac{0,05}{\xi_V} \right)^{0,4}$$

Donde los espectros de referencia horizontal y vertical se definen de la siguiente forma:

$$S_{aH(T_H)} = 1,4 S A_0 \left(\frac{1 + 4,5 \left(\frac{T_H}{T_0} \right)^P}{1 + \left(\frac{T_H}{T_0} \right)^3} \right)$$

$$S_{aV(T_V)} = S A_0 \left(\frac{1 + 4,5 \left(1,7 \frac{T_V}{T_0} \right)^P}{1 + \left(1,7 \frac{T_V}{T_0} \right)^3} \right)$$

Donde A_0 es la aceleración efectiva máxima que depende de la zona sísmica, para el caso de este edificio se tiene lo que indica la Tabla 3.2.

Tabla 3.2. Aceleración efectiva máxima extraído de la tabla 3 de la norma NCh 2369.

Zona Sísmica	A_0
3	0,4g

Los parámetros relativos al tipo de suelo tienen los siguientes valores que se muestra en la Tabla 3.3.

Tabla 3.3. Parámetros que dependen del suelo de acuerdo con tabla 5 de la norma NCh 2369.

Tipo de Suelo	S	T_0 (s)	p
C	1,05	0,4	1,5

De acuerdo con la tabla 5.5 de la norma, se define el valor del factor de modificación de respuesta y el de amortiguamiento horizontales a partir de la composición del edificio:

$$R=5 \quad ; \quad \xi=0,03$$

En cuanto a los coeficientes verticales se utilizaron los propuestos en la sección 5.4 de la norma:

$$R_V=2 \quad ; \quad \xi_V=0,03$$

Finalmente, el coeficiente de importancia se muestra en la Tabla 3.4 , este viene dado por la categoría de ocupación que en este caso se recurre a la sección 4.3.2 de la norma NCh 2369.

Tabla 3.4. Coeficiente de importancia de acuerdo con la categoría de ocupación.

Categoría de Ocupación	I
2	1

Los espectros de referencia y respuesta en un rango de 0 a 5 segundos que se utilizaron en el modelo se muestran en la Figura 3.10.

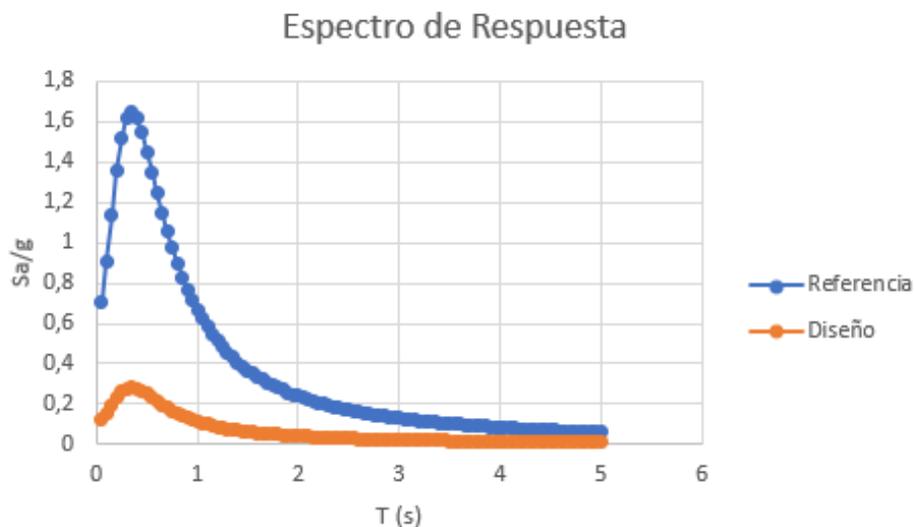


Figura 3.10. Espectro de respuesta horizontal (Sah) de diseño y referencia , de acuerdo con sección 5.4.1 y 5.4.2 de la norma NCh 2369 respectivamente.

En cuanto al sismo vertical, este se aplicó como carga estática utilizando el coeficiente C_V definido de acuerdo con el punto 5.7.1 de la norma NCh 2369.

$$C_V=1,18 \cdot I \cdot S \cdot A_0/g = 0,49$$

3.6.2. Periodo Fundamental de la estructura

De acuerdo con los obtenido en SAP 2000 se puede encontrar el periodo que tiene la mayor cantidad de masa traslacional en la dirección horizontal, así, los periodos fundamentales en dirección X e Y son:

$$X = 0,38s \quad Y = 0,32s$$

Ambos modos acarreaban casi el 50% de la masa traslacional, sin embargo, otros dos periodos, uno para X y otro para Y acarrean casi la misma cantidad de masa traslacional, estos son:

$$X = 0,24s \quad Y = 0,2s$$

Por esta razón se tienen dos sets de registros sísmicos para el sismo de diseño (SDI 02; SDI 03) y dos sets para el sismo máximo posible (SMP 02; SMP 03).

3.7. Criterios del Diseño

Esta estructura industrial está conformada en base a marcos arriostrados concéntricamente. Estos sistemas poseen alta estabilidad y disipan energía de manera conservadora ya sea por tracción o compresión de los arriostramientos. Existen distintos tipos de arriostramientos, en particular todos los arriostramientos de la estructura analizada tienen la configuración X.

Las columnas y los arriostramientos de techo se diseñaron con sismo amplificado por $0.7R \geq 1$, para las columnas, se busca que se cumpla $FU \leq 1$ para todos los miembros además de asegurar cierta homogeneidad entre todos los elementos, esto produce que algunas columnas queden con mayores solicitaciones sísmicas que el resto, se priorizan perfiles del tipo HN para las columnas dada su alta resistencia estructural. En cuanto a los arriostramientos de techo, dado que estos no se diseñaron como elementos no lineales, se busca que resulte un FU lo más cercano posible a 1, nuevamente manteniendo homogeneidad entre sus miembros. Por otra parte, para los perfiles utilizados en arriostramientos en general, se prefieren perfiles tubulares o cajón por sobre los de tipo XL debido a que proveen mayor resistencia con una menor área transversal.

El resto de los elementos de la estructura, como arriostramientos laterales o los miembros que forman parte de la parrilla de piso, fueron diseñados por cargas reducidas. Para todos los elementos es necesario verificar su esbeltez local y global, sin embargo, de acuerdo con el punto 8.6.3 de la norma NCh 2369, si uno de los elementos tiene una resistencia que cumpla con las cargas aplicadas con sismo amplificado, puede eximirse de esas exigencias.

En cuanto a las condiciones de apoyo de la estructura, todas las bases de columnas se consideran en principio como apoyos fijos. Los pernos de anclaje se añaden como elementos no lineales en los apoyos que presenten mayor demanda sísmica.

Por otra parte, la deformación admisible por piso para el Drift tiene como límite el 1,5% de la altura entrepiso de acuerdo con la disposición 6.3 de la norma NCh 2369. Las deformaciones por cargas gravitacionales se verifican según los límites del *International Building Code* (ICC, 2017).

Los pernos de anclaje de las columnas sísmicas se diseñan a partir de la demanda más desfavorable obtenida de las combinaciones de carga .

3.8. Cargas sobre la estructura

La visualización de las cargas aplicadas en la estructura puede encontrarse más adelante en el ANEXO 2:

3.8.1. Cargas de peso propio

Estas cargas corresponden al peso de los implementos dentro del edificio Filtro Prensa. La Tabla 3.5 muestra los valores de estas cargas seguido de cómo se aplican a la estructura. La mayoría de esas cargas se aplican sobre la parrilla de piso o a la cubierta alrededor del edificio.

Tabla 3.5. Cargas de peso propio sobre la estructura.

Nombre de Carga	Nomenclatura	Valor			Unidad
		X	Y	Z	
Peso propio filtro de prensa 1	PPfp_va1	9990	5000	37420	kg
Peso propio filtro de prensa 2	PPfp_va2	9990	710	30490	kg
Peso propio filtro prensa en operación	PPfp_op1	5000	5300	47930	kg
Carga de bandeja de goteo	PPbg			360	kg/m
Peso escalera filtro prensa	PPesca_pf			280	kg
Peso del puente grúa	PPpue_gru			26190	kg
Peso del revestimiento PV4	PPcubierta			5	kg/m ²
Peso propio de parrilla de piso	PPpar			50	kg/m ²
Peso propio de baranda	PPbar			27	kg/m
Peso propio de costaneras (techo)	PPcost			7,4	kg/m ²
Peso propio de costaneras (lateral)	PPcost			15,66	kg/m ²
Peso propio de instalaciones	PPins			30	kg/m ²
Peso propio de polvo y derrames	PPpolvo_derr			30	kg/m
Peso ciclón separador de aire agua	PPsep			775	kg

3.8.2. Sobrecargas de Uso

Estas cargas representan la solicitud de la estructura a través del tiempo debido al uso (ver Tabla 3.6). Para la sobrecarga de techo, se consideró la carga de uso distribuida de la NCh 1537-2009 punto 8.2:

$$L_0 = 100 \text{ kg/m}^2$$

Se calcula el área tributaria de acuerdo con el ancho tributario y la longitud entre ejes:

$$A_T = 33,5 * 17,5 = 586,25 \text{ m}^2 \rightarrow R_1 = 0,6$$

La pendiente de techo es de 10°, luego, F=17,63%

$$R_2 = 1 - 0,023F = 0,59$$

Finalmente se tiene que:

$$R_1 * R_2 = 0,59 * 0,6 = 0,35$$

$$\rightarrow L_r = L_0 * R_1 * R_2 = 35,35 \text{ kg/m}^2$$

Para la carga viva, se considera la sobrecarga de plataformas pisos industriales con equipo liviano.

$$L = 400 \text{ kg/m}^2$$

Tabla 3.6. Resumen de Sobrecargas sobre la estructura.

Nombre de Carga	Nomenclatura	Valor	Unidad
Carga Viva	L	400	kg/m ²
Sobrecarga de Techo	Lr	35,35	kg/m ²

3.8.3. Cargas de Viento

Se recurrió a la norma NCh 432-2010 para los cálculos de las cargas de viento:

De acuerdo con la Tabla 6 de la norma y la latitud de la estructura se obtiene la velocidad básica mostrada en la Tabla 3.7.

Tabla 3.7. Velocidad básica del viento sobre la estructura.

Latitud (S°)	Velocidad (m/s)
25-35	35

El factor de importancia de acuerdo con la Tabla 8 de la NCh 432, y la categoría de ocupación para este caso es 3, con lo que se establece que $I = 1,15$.

En la Tabla 3.8, se muestra la obtención de los coeficientes K.

Tabla 3.8. Obtención de factores K de acuerdo con la norma NCh 432

Descripción	Nomenclatura	Valor
Factor de direccionalidad (Tabla 7)	K_d	0,85
Factor Topográfico (sección 7.7)	K_{zt}	1
Coficiente de exposición de la distribución de velocidades (Tabla 9)	K_z (19 m)	1,32
Coficiente de exposición de la distribución de velocidades (Tabla 9)	K_z (22 m)	1,34

Para el coeficiente K_z se consideró la altura del edificio hasta la techumbre y una altura máxima sobre el techo. El tipo de exposición de la estructura es D.

La distribución de velocidades se calculará según la sección 7.1, para este caso se tiene:

$$q_z = 0,613 * K_d * K_{zt} * K_z * I * V^2$$

$$q_z(20,3) = 0,613 * 0,85 * 1 * 1,32 * 1,15 * 35^2 = 98,86$$

$$q_z(22) = 0,613 * 0,85 * 1 * 1,34 * 1,15 * 35^2 = 100,36$$

Finalmente, las presiones de viento de diseño se obtendrán según el punto 7.12.2.1 de la NCh 432:

$$p = q * G * C_p - q_i * GC_{pi}$$

Donde G es el factor de efecto ráfaga el cual, dado que se está trabajando con una estructura rígida, tiene un valor de:

$$G = 0,85$$

Los coeficientes de presión interna se presentan la Tabla 3.9, estos se obtienen según la tabla 13 de la NCh 432.

Tabla 3.9. Coeficientes de presión interna para edificio cerrado.

Grado de encerramiento	GC_{pi}
Edificio cerrado	+0,18 / -0,18

Los coeficientes de presión externa varían según la superficie considerada, estos se muestran en la Tabla 3.10 y Tabla 3.11 para las paredes y techos respectivamente.

Tabla 3.10. Coeficientes de presión externa de paredes según tabla 14 de la NCh 432.

Superficie	L/B	C_p
Barlovento	Todos los valores	0,8
Sotavento	0,95 y 1,05	-0,5
Laterales	Todos los valores	-0,7

Para techos, los coeficientes varían según la dirección del viento.

Tabla 3.11. Coeficientes de presión externa para techo según tabal 15 de la NCh 432.

Dirección del viento	Angulo (°)	h/L	Barlovento	Sotavento
Normal al techo	10	0,5	-0,88	-0,5
Paralelo al techo	10	0,5	-0,5	-0,5

Utilizando los datos anteriores se pueden calcular las presiones de viento de diseño presentadas en la Tabla 3.12.

Tabla 3.12. Presiones de viento de diseño sobre la estructura en direcciones X e Y con presiones internas positivas (+) y negativas (-).

	P(kg/m ²) X+	P (kg/m ²) X-	P(kg/m ²) Y+	P(kg/m ²) Y-
Muro Barlovento	49	85	49	85
Muro Sotavento	-59	-24	-59	-24
Muro Lateral	-75	-40	-75	-40
Techo Barlovento	-93	-57	-60	-24
Techo Sotavento	-60	-24	-60	-24

3.9. Verificación de esbelteces locales y globales

La esbeltez global de los nuevos elementos se verifica de acuerdo con el punto 8.6.3 de la norma. La esbeltez local, sigue el mismo punto utilizando las condiciones de la Tabla 8. Se indica también que pueden exceptuarse de estos límites los elementos que quedaron diseñados con sismo amplificado. La Tabla 3.13 muestra estas verificaciones.

Elementos atiesados:

$$\lambda = \frac{h}{t_w} \quad \lambda_{md} = 3,96 \sqrt{\frac{E}{R_y/F_y}} (1 - 3,04C_a) \quad C_a = \frac{P_u}{\phi_c P_y} \quad \text{Almas de perfiles C, I, H.}$$

$$\lambda = \frac{b}{t} \quad \lambda_{md} = 0,76 \sqrt{\frac{E}{R_y/F_y}} \quad \text{Almas de perfiles rectangulares.}$$

Elementos no atiesados:

$$\lambda = \frac{b}{t} \quad \lambda_{md} = 0,4 \sqrt{\frac{E}{R_y/F_y}} \quad \text{Alas de perfiles I, H, C, L.}$$

Donde:

- h es la altura del alma y t_w su espesor.
- b es el largo del ala y t su espesor
- R_y es 1.5 para acero utilizado A36 en perfiles soldados, y 1.3 en perfiles laminados.

Cabe destacar que de acuerdo con la sección 8.6.3 de la norma, los perfiles cuya resistencia cumpla utilizando las combinaciones de sismo amplificado pueden eximirse de estos requerimientos de esbeltez.

Tabla 3.13. Verificación de esbelteces locales límite para los elementos de la estructura.

Perfil	Atiesado		No atiesado	
	Razón ancho espesor (λ)	Razón límite (λ_{md})	Razón ancho espesor (λ)	Razón límite (λ_{md})
HN 40x135	30,66	Cumple Sismo Amplificado	12,5	Cumple Sismo Amplificado
HN 40x147	30,33	Cumple Sismo Amplificado	11,11	Cumple Sismo Amplificado
HN 40X160	30	Cumple Sismo Amplificado	10	Cumple Sismo Amplificado
HN 50x177	33,42	Cumple Sismo Amplificado	15,62	Cumple Sismo Amplificado
HSS 7x7x1/2	13,08	18,92		
HSS 8x8x5/8	11,71	18,92		
IE 30x150x10x8	35	39,1	7,5	9,96
IE 45x200x12x12	35,5	39,1	8,3	9,96
IE 60x106,76	56	Cumple Sismo Amplificado	5	Cumple Sismo Amplificado
IE 120x397,21	56,5	76,92	5,71	9,96
IN 20x30,6	36	39,1	7,5	9,96

IN 25x72,7	35	39,1	5	Cumple Sismo Amplificado
IN 35x85,4	52,3	Cumple Sismo Amplificado	6,94	Cumple Sismo Amplificado
IN 40x49,3	63,3	66,08	10	9,96
IN 40x61,5	62	Cumple Sismo Amplificado	7,14	Cumple Sismo Amplificado
c.t. Tubexa 8x29,15	31,83	33,33		
C 15x10,85	23	36,4	8,33	9,27
L 8x11,9			8	9,27
VPR 70x84,6	55,33	93,69	9,72	9,96
XL 16x23,7			8	9,27
XL 20x30,1			10	Cumple Sismo Amplificado

Para cumplir con la esbeltez global, los elementos deben cumplir con lo establecido en el punto 8.6.3 de la norma NCh 2369, estas verificaciones se presentan en la Tabla 3.14.

$$\left(\lambda_x = \frac{KL}{r_x} ; \lambda_y = \frac{KL}{r_y} \right) < \lambda_{md} = 1,5\pi * \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

Donde L es el largo de cada elemento

Tabla 3.14. Verificación de esbelteces globales límite para los elementos de la estructura.

Perfil	Esbeltez global (λ_x)	Esbeltez global (λ_y)	Esbeltez límite (λ_{md})
HN 40x135	38,43	68,2	Cumple Sismo Amplificado
HN 40x147	33,64	58,28	Cumple Sismo Amplificado
HN 40X160	38	65,1	Cumple Sismo Amplificado
HN 50x177	30,64	54,5	Cumple Sismo Amplificado
HSS 7x7x1/2	77,86	77,86	133,81
HSS 8x8x5/8	78,14	78,14	133,81
IE 30x150x10x8	49,13	64,22	133,81
IE 45x200x12x12	14,65	112,53	133,81
IE 60x106,76	42,89	90,29	Cumple Sismo Amplificado
IE 120x397,21	16,62	15,94	133,81

IN 20x30,6	91,95	93,16	133,81
IN 25x72,7	87,15	44,3	Cumple Sismo Amplificado
IN 35x85,4	135,8	22,86	Cumple Sismo Amplificado
IN 40x49,3	47,33	43,38	133,81
IN 40x61,5	38,43	136,27	Cumple Sismo Amplificado
c.t. Tubexa 8x29,15	51,91	51,91	133,81
C 15x10,85	75,53	95,8	133,81
L 8x11,9	69,02	69,02	133,81
VPR 70x84,6	27,36	101,13	133,81
XL 16x23,7	120,25	120,25	133,81
XL 20x30,1	78,61	78,61	Cumple Sismo Amplificado

Respecto al modelo original (ver sección 3.2 y ANEXO 4) los cambios más relevantes en los perfiles son para las columnas y los arriostramientos, se utilizó un mismo perfil para todas las columnas internas, siendo este HN 40x135, puesto que con anterioridad había presentes perfiles de área mayor sobredimensionado del diseño sin necesidad. Asimismo, las columnas externas en los planos YZ del edificio, se cambiaron todas a HN 40x160.

En cuanto a los arriostramientos, se cambiaron los perfiles XL por perfiles HSS de tipo cajón para los arriostramientos laterales HSS 7x7x1/2 para los externos y HSS 8x8x5/8 para los internos. Los arriostramientos de techo se cambiaron de XL a un perfil tubular 8x29,15 del catálogo técnico TUBEXA.

En la Figura 3.11 se presentan los factores de utilización obtenidos aplicando las combinaciones de diseño sin sismo amplificado, se observa que para todos los elementos el FU es menor a 1. El mayor valor de FU es de aproximadamente de 0,9 para arriostramientos en el primer piso.

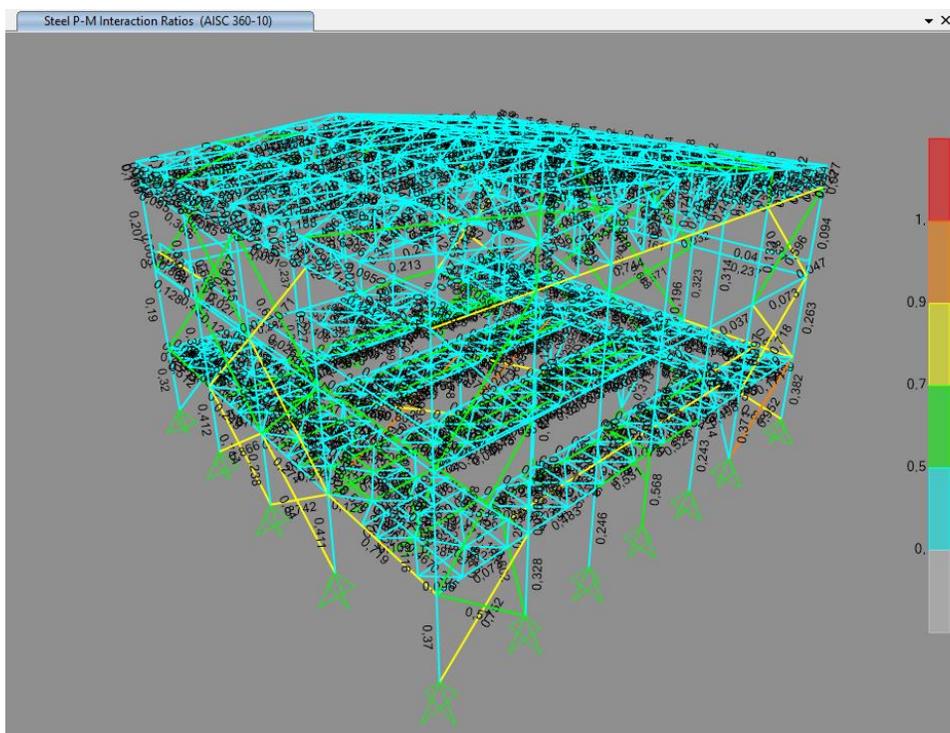


Figura 3.11. Razón demanda capacidad de elementos en estructura para combinaciones sin sismo amplificado.

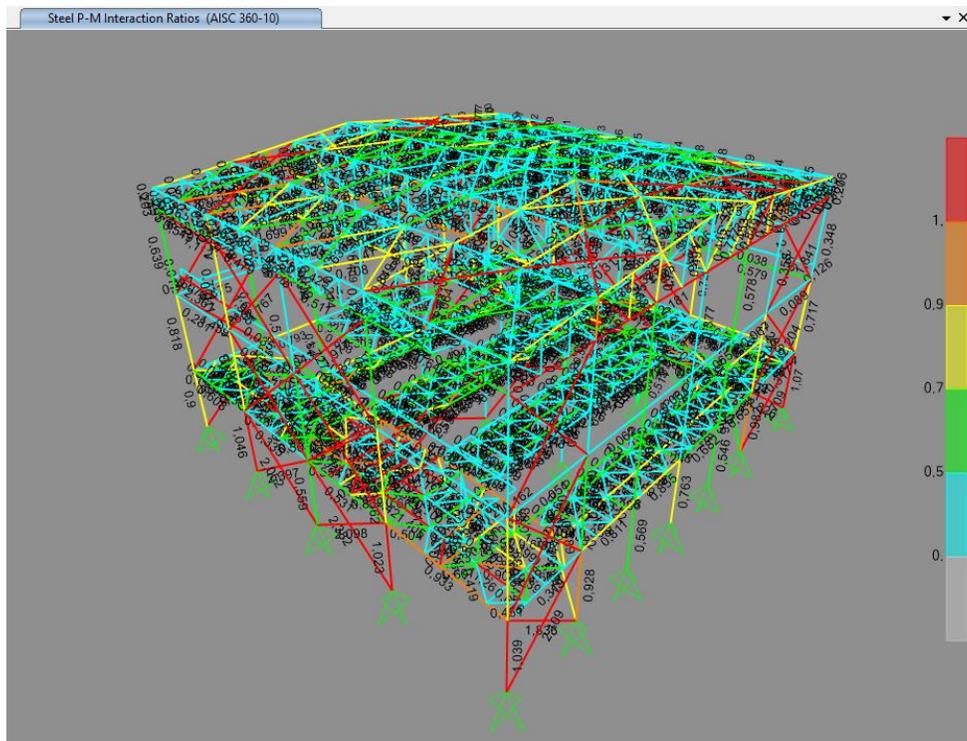


Figura 3.12. Razón demanda capacidad de elementos en estructura para combinaciones con sismo amplificado.

En la Figura 3.12 se presentan los factores de utilización obtenidos aplicando las combinaciones de diseño con sismo amplificado por $0,7R \geq 1$, tanto las columnas como los arriostramientos de techo se diseñaron con estas combinaciones. En cuanto a las columnas, estas poseen un FU de a los más 1, en la Figura 3.13 se puede apreciar esto en más detalle.

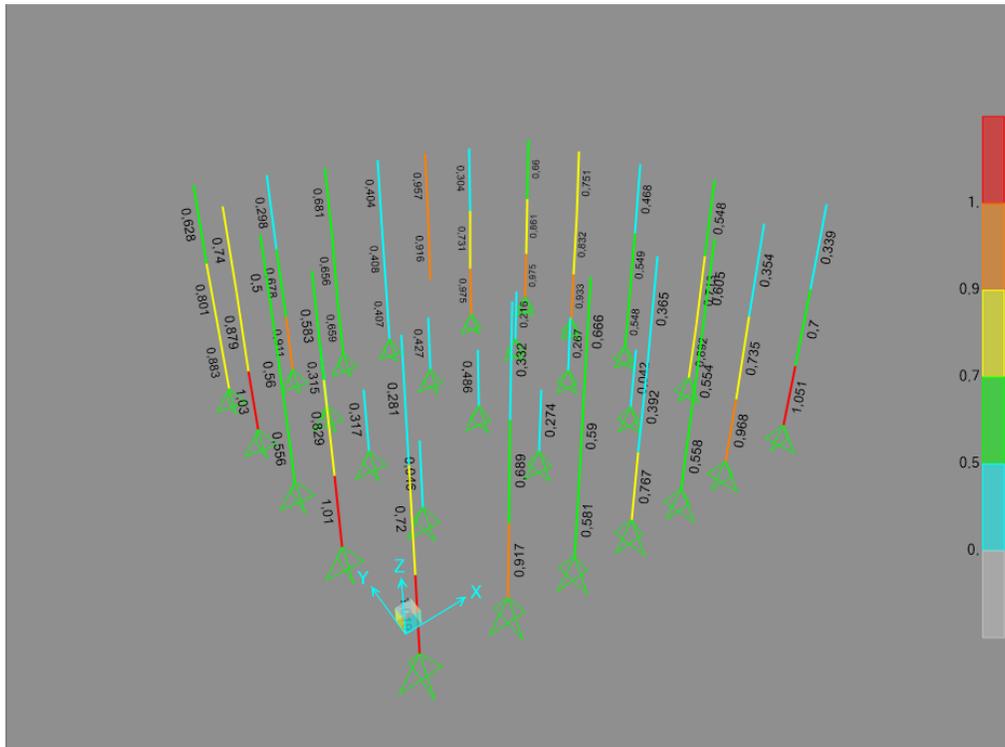


Figura 3.13. Razón demanda capacidad de columnas con sismo amplificado por $0,7R$.

3.10. Verificación de Deformaciones

Las deformaciones laterales se comprobaron utilizando las sollicitaciones de cargas gravitacionales y sísmicas donde se cumplieran con los límites admisibles tanto para deformaciones horizontales como verticales para los perfiles y las cubiertas. Los resultados se aprecian en la Tabla 3.15 y Tabla 3.16.

La verificación de deflexiones se realizó según los límites del *International Building Code* (ICC, 2017), donde para cargas vivas el límite es $L/360$ y para carga muerta más viva el límite es $L/240$. L el largo del elemento.

Tabla 3.15. Deformaciones por cargas gravitacionales.

Nivel	Largo (mm)	Δ_L (mm)	Δ_L lim (mm)	Δ_{D+L} (mm)	Δ_{D+L} lim (mm)
Parrilla de piso	10500	25,6	29.16	38,1	43.75
Techo	7200	3,4	20	21,9	30
Puente grúa	8000			3,6	33,33

En cuanto a las deformaciones por cargas sísmicas, se considera un límite del 1,5 % de la altura entrepiso, se obtienen valores para las direcciones X e Y considerando las combinaciones de carga que incluyan carga sísmica que más deformen la estructura.

Tabla 3.16. Deformaciones por cargas sísmicas en direcciones X e Y.

Nivel	δ_x (%)	δ_x lim (%)	δ_y (%)	δ_y lim (%)
Piso 1	0.37	1.5	0,47	1.5
Piso 2	0.59	1.5	0,32	1.5
Piso 3	0,6	1.5	0,45	1.5
Techo	0,51	1.5	0,38	1.5

La estructura tiene una única configuración de anclaje, donde para todas las columnas se utilizaron cuatro pernos de 1 3/8". En la Figura 3.14 se presenta la planta base de la estructura donde los apoyos marcados se diseñaron con pernos de anclaje como elementos no lineales.

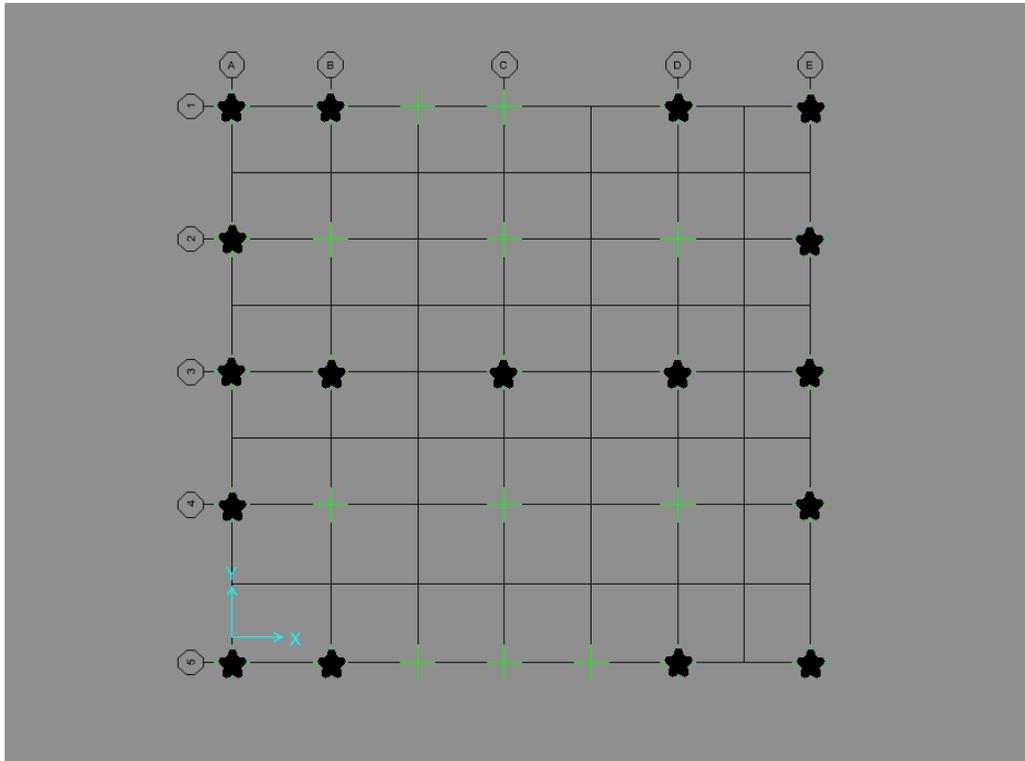


Figura 3.14. Distribución de pernos de anclaje en la base de la estructura.

La resistencia última de los pernos de determinó por tracción de acuerdo con el capítulo J del AISC 360-10. La magnitud de los FU de los anclajes es muy variada. La máxima relación demanda capacidad de los pernos ubica en el apoyo 5-A:

$$\frac{T_u}{\phi T_n} = \frac{92,76 \text{ tonf}}{\phi A_b * F_{nt}} = 1,05$$

Donde T_u es la tracción última de anclaje y T_n la resistencia disponible a la tracción. Dado que el número de pernos utilizados es 4 el área bruta de los pernos A_b en cada anclaje es $38,32 \text{ cm}^2$ y la tensión nominal a tracción es $F_{nt}=0,75F_u=4,08 \text{ tonf/cm}^2$. El factor de reducción ϕ es 0,75.

3.11. Conclusiones

En este capítulo, se presentó el diseño de la estructura de acuerdo con las disposiciones de la norma NCh 2369.

Debido a que el edificio presenta carga elevadas debido al equipo que sostiene, fue necesario aumentar el área de algunos perfiles respecto de sus dimensiones originales (ver sección 3.2 y ANEXO 4) para que se pudiera cumplir con las demandas impuestas en el caso de sismo amplificado por 0.7R, siendo estos principalmente columnas y arriostramientos.

Se analizaron los elementos de la estructura a la hora de verificar su esbeltez para asegurar la ductilidad de la estructura. Dado que varios elementos cumplían la razón demanda capacidad para sismo amplificado, pudieron eximirse de este requerimiento.

Las deflexiones verticales y desplazamientos horizontales por sismos estaban dentro de los límites requeridos.

Finalmente se utilizó una misma configuración de pernos de anclaje para todos los apoyos que los requerían, esto resultó en diversos valores de FU entre los anclajes, donde los máximos llegaban a 1 mientras que los mínimos a 0.1, mientras que los demás anclajes poseían valores intermedios.

4. CAPÍTULO 4: EVALUACIÓN DE DESEMPEÑO SISMICO DE LA ESTRUCTURA

4.1. Introducción

A continuación, se presentan los resultados del análisis no lineal de la estructura, para los dos casos de sismo de diseño (SDI 02; SDI 03) y de sismo máximo posible (SMP 02; SMP 03). Se presenta cada caso en base a los 11 registros utilizados, mostrando un valor promedio y en algunos casos la desviación estándar de la dispersión.

Para cada uno de los casos se utilizan 11 registros, dado que cada tipo de sismo utilizado (de diseño y máximo posible), tiene dos formas modales consideradas. Así, hay un total de 22 registros por tipo de sismo.

4.2. Análisis no lineal de la estructura

En la Tabla 4.1 y Tabla 4.2 se presenta un resumen de los resultados principales obtenidos para ambos casos para de sismo de diseño y en la Tabla 4.3 y Tabla 4.4 para sismo amplificado, estos resultados son el factor de reducción de respuesta, la elongación de los pernos y la distribución de disipación energética del sistema.

Tabla 4.1. Resumen de resultados de factores de desempeño sísmico para el caso SDI 02.

Numero	Análisis	E_x (KN)	E_y (KN)	E_z (KN)	R_x	R_y	ϵ_p	E.Hist/E.Input	E.Damp/E.Input
1	Lineal	18638,089	15079,913	7986,129	1,529	1,138	0,07%	0,000	0,072
	No Lineal	12192,993	13251,875	11533,18			3,79%	0,029	0,971
2	Lineal	10137,305	11419,336	5748,22	1,199	1,033	0,05%	0,000	0,060
	No Lineal	8457,402	11050,353	11065,525			1,69%	0,026	0,974
3	Lineal	21828,945	22260,415	15294,918	1,584	1,711	0,15%	0,000	0,068
	No Lineal	13778,697	13013,206	22206,509			5,73%	0,037	0,963
4	Lineal	16910,45	16725,482	6499,269	1,439	1,125	0,08%	0,000	0,062
	No Lineal	11752,532	14865,211	10445,441			2,81%	0,045	0,955
5	Lineal	16185,957	14242,444	4887,851	1,356	0,994	0,07%	0,000	0,060
	No Lineal	11936,454	14334,44	7879,367			2,29%	0,038	0,962
6	Lineal	15498,679	28041,514	5650,87	1,609	1,032	0,05%	0,000	0,060
	No Lineal	9630,089	27169,25	11279,039			1,32%	0,039	0,960

CAPÍTULO 4: EVALUACIÓN DE DESEMPEÑO SISMICO DE LA ESTRUCTURA

7	Lineal	6457	20318,297	7177,589	0,965	1,242	0,08%	0,000	0,062
	No Lineal	6691,722	16353,592	12270,393			3,65%	0,136	0,862
8	Lineal	11828,52	10836,994	9467,633	1,054	0,748	0,05%	0,000	0,067
	No Lineal	11219,785	14478,481	11396,336			1,49%	0,037	0,962
9	Lineal	10357,69	23218,93	9483,844	1,264	1,418	0,12%	0,000	0,064
	No Lineal	8193,667	16375,616	13158,116			5,29%	0,143	0,856
10	Lineal	18745,683	18410,98	12092,927	1,286	1,347	6,25%	0,000	0,060
	No Lineal	14577,038	13669,42	14363,734			6,25%	0,041	0,959
11	Lineal	2746,005	1562,558	1896,489	1,098	1,007	0,01%	0,000	0,061
	No Lineal	2499,993	1550,969	4778,193			0,06%	0,000	0,967

Tabla 4.2. Resumen de resultados de factores de desempeño sísmico para el caso SDI 03.

Numero	Analisis	E _x (KN)	E _y (KN)	E _z (KN)	R _x	R _y	ε,p	E.Hist/E.Input	E.Damp/E.Input
1	Lineal	19482,37	15763,013	8347,891	1,568	1,124	0,07%	0,000	0,073
	No Lineal	12422,936	14019,263	12813,621			3,95%	0,029	0,971
2	Lineal	17398,125	17207,823	6686,699	1,451	1,143	0,08%	0,000	0,062
	No Lineal	11991,409	15056,465	9973,051			2,94%	0,044	0,955
3	Lineal	10443,47	11764,221	5921,827	1,203	1,046	0,05%	0,000	0,060
	No Lineal	8679,458	11242,872	12314,26			1,80%	0,025	0,974
4	Lineal	11106,382	24897,28	10169,371	1,265	1,519	0,13%	0,000	0,064
	No Lineal	8776,378	16395,758	14067,965			5,57%	0,141	0,858
5	Lineal	18461,393	26126,827	9347,993	1,097	1,245	0,11%	0,000	0,060
	No Lineal	16828,54	20988,823	15415,246			3,97%	0,098	0,902
6	Lineal	7383,777	23234,594	8207,793	1,024	1,301	0,09%	0,000	0,062
	No Lineal	7207,373	17853,305	12216,183			3,66%	0,141	0,858
7	Lineal	19179,297	18836,852	12372,654	1,308	1,358	0,07%	0,000	0,060
	No Lineal	14662,941	13870,5	14547,585			6,54%	0,041	0,958
8	Lineal	23642,369	26475,776	4852,187	2,409	1,260	0,11%	0,000	0,061
	No Lineal	9814,977	21010,242	13552,516			2,66%	0,052	0,948
9	Lineal	19566,024	17216,652	5908,567	1,645	0,960	0,09%	0,000	0,061
	No Lineal	11895,283	17931,028	9930,118			2,66%	0,038	0,961
10	Lineal	13332,099	12719,127	9364,574	1,274	1,004	0,05%	0,000	0,060
	No Lineal	10462,335	12674,651	12401,333			2,45%	0,028	0,971
11	Lineal	20608,591	18980,892	15516,156	1,454	1,289	0,11%	0,000	0,066
	No Lineal	14173,324	14724,429	18634,636			12,12%	0,057	0,943

Tabla 4.3. Resumen de resultados de factores de desempeño sísmico para el caso SMP 02.

Numero	Analisis	E _x (KN)	E _y (KN)	E _z (KN)	R _x	R _y	ε,p	E.Hist/E.Input	E.Damp/E.Input
1	Lineal	15543,039	17907,093	10103,88	1,387	1,805	11,14%	0,000	0,060
	No Lineal	11203,691	9918,298	18781,362			14,60%	0,111	0,887
2	Lineal	19457,369	42812,54	18408,003	1,479	1,533	8,32%	0,000	0,079
	No Lineal	13155,893	27920,307	19175,471			8,83%	0,547	0,453
3	Lineal	30761,398	31218,667	14104,428	1,993	1,463	0,00%	0,000	0,063
	No Lineal	15433,763	21339,016	22153,232			11,51%	0,121	0,879
4	Lineal	71181,387	46808,542	26185,032	4,004	1,960	11,27%	0,000	0,067
	No Lineal	17775,413	23887,852	33179,011			14,49%	0,221	0,779
5	Lineal	43906,147	37046,137	26865,741	2,553	2,100	14,23%	0,000	0,065
	No Lineal	17200,656	17642,282	31012,985			11,68%	0,274	0,726
6	Lineal	46922,884	58694,987	32659,654	2,878	2,201	6,66%	0,000	0,063
	No Lineal	16305,074	26663,339	29917,431			8,08%	0,385	0,615
7	Lineal	42354,497	49143,876	18398,435	2,566	2,068	4,98%	0,000	0,061
	No Lineal	16508,028	23758,558	34681,853			4,81%	0,238	0,761
8	Lineal	43274,941	44963,077	21587,079	2,687	1,627	1,16%	0,000	0,081
	No Lineal	16106,204	27630,035	30695,583			5,04%	0,161	0,839
9	Lineal	38870,679	57828,755	17525,027	2,776	2,031	7,60%	0,000	0,064
	No Lineal	14003,239	28468,73	32069,327			11,95%	0,322	0,678
10	Lineal	15789,092	37768,518	12080,102	1,266	1,847	0,00%	0,000	0,064
	No Lineal	12470,923	20446,49	28005,414			0,80%	0,303	0,696
11	Lineal	23837,475	35910,675	13668,971	1,704	1,831	8,68%	0,000	0,060
	No Lineal	13989,739	19609,129	23909,869			9,11%	0,127	0,873

Tabla 4.4. Resumen de resultados de factores de desempeño sísmico para el caso SMP 03.

Numero	Analisis	E _x (KN)	E _y (KN)	E _z (KN)	R _x	R _y	ε,p	E.Hist/E.Input	E.Damp/E.Input
1	Lineal	30133,683	29804,08	11581,413	1,830	1,077	0,14%	0,000	0,061
	No Lineal	16469,066	27665,983	16621,869			8,24%	0,084	0,915
2	Lineal	33729,856	21700,913	14976,023	1,962	1,187	0,19%	0,000	0,063
	No Lineal	17187,545	18275,356	21033,485			6,22%	0,107	0,893
3	Lineal	37262,685	37805,353	29428,343	2,044	1,418	0,17%	0,000	0,063
	No Lineal	18231,718	26664,097	28951,365			4,29%	0,194	0,806
4	Lineal	29409,536	29648,271	12106,775	1,741	1,666	0,19%	0,000	0,066
	No Lineal	16893,159	17801,077	20621,434			9,09%	0,038	0,962
5	Lineal	13502,29	12975,724	7305,206	1,195	1,401	0,06%	0,000	0,060
	No Lineal	11301,785	9259,408	10012,944			1,59%	0,028	0,971
6	Lineal	33744,063	27302,023	14458,803	1,941	0,914	0,13%	0,000	0,081
	No Lineal	17386,198	29871,379	21443,763			8,23%	0,042	0,958

7	Lineal	33891,283	29821,819	10234,522	2,120	1,048	0,15%	0,000	0,062
	No Lineal	15985,671	28446,387	16028,219			6,25%	0,075	0,924
8	Lineal	18090,239	20378,051	10257,823	1,235	1,016	0,08%	0,000	0,060
	No Lineal	14642,372	20064,721	18223,866			5,49%	0,033	0,967
9	Lineal	12784,632	40229,51	14211,373	1,005	1,499	0,15%	0,000	0,064
	No Lineal	12716,831	26838,905	24759,154			7,42%	0,188	0,811
10	Lineal	16511,737	48282,14	17694,353	1,340	1,475	0,17%	0,000	0,086
	No Lineal	12319,141	32744,127	17495,749			6,96%	0,280	0,720
11	Lineal	19230,061	43094,054	17607,68	1,220	1,744	0,22%	0,000	0,064
	No Lineal	15765,314	24712,711	19194,216			7,30%	0,145	0,854

En la Figura 4.1 y Figura 4.2 se muestran los valores de los R_{μ} en la dirección X e Y respectivamente para ambos tipos de sismo. Al contrario de lo que esperaría, se observa que, si bien hay un aumento en el factor al pasar de SDI 02 a SMP 02, no se aprecia este aumento al pasar de SDI 03 a SMP 03, especialmente en la dirección X. Esto parece deberse a un error en el cálculo del factor R_{μ} , o en el set de registros para este caso, que no pudo ser detectado. Aun así, fuera del valor medio, la mayoría de los R_{μ} individuales tienen valores mayores en el caso SMP 03 que en SDI 03.

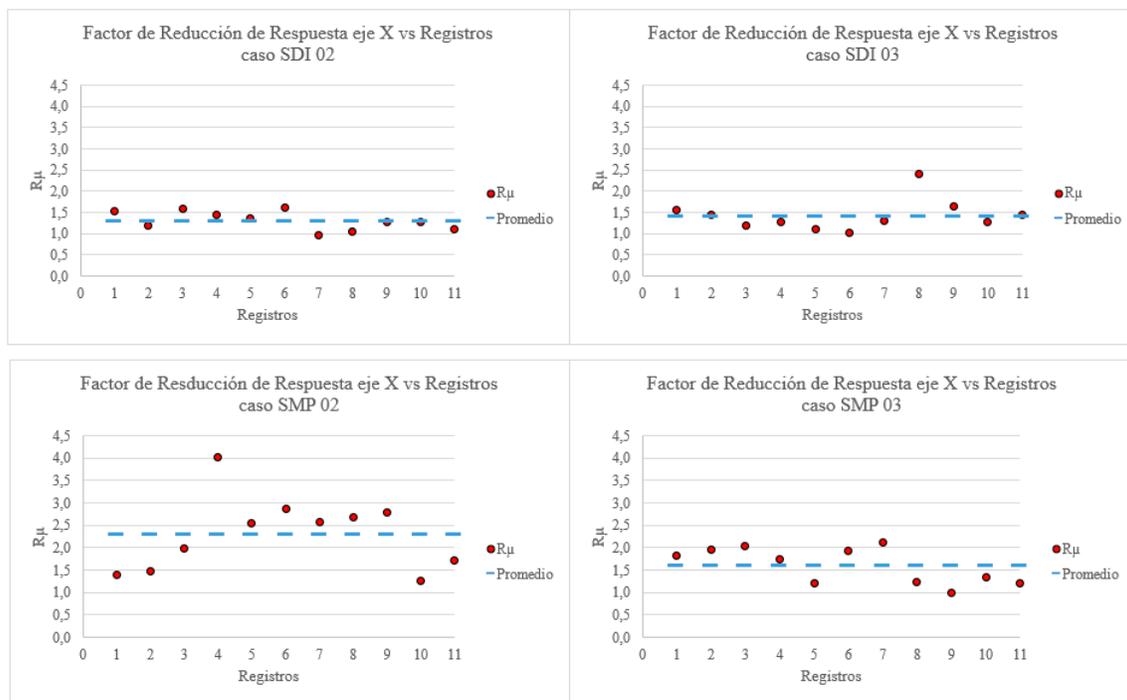


Figura 4.1. Factor de reducción de respuesta para casos SDI y SMP en dirección X.

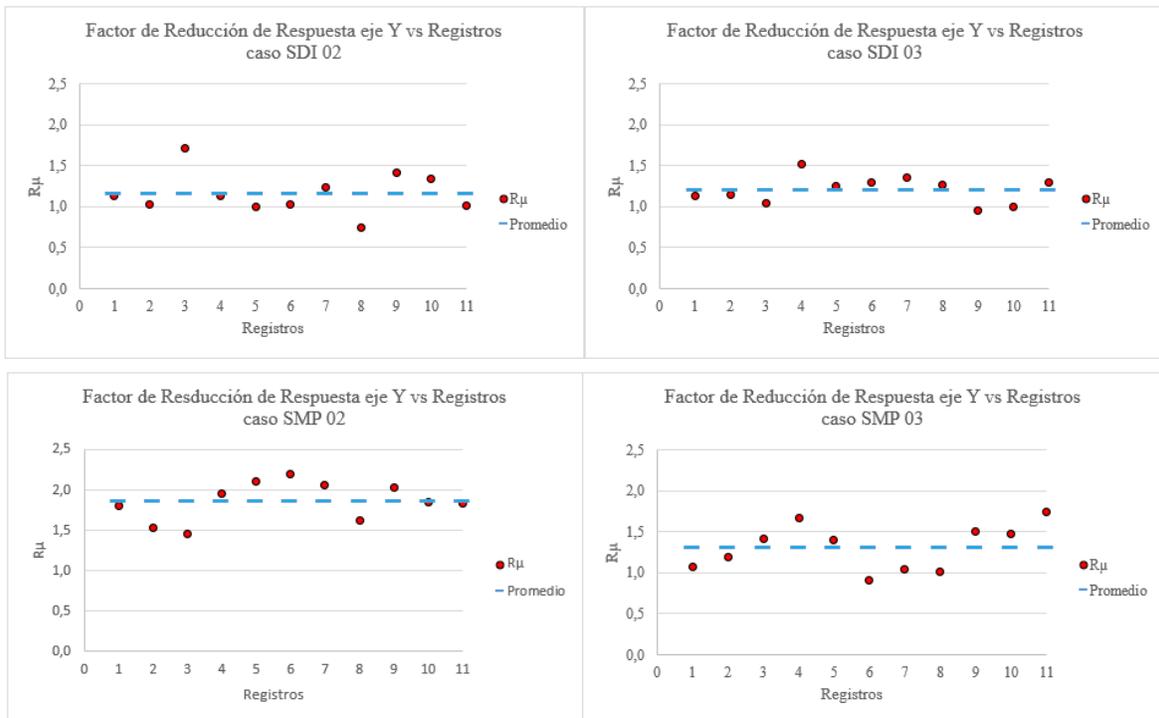


Figura 4.2. Factor de reducción de respuesta para casos SDI y SMP en dirección Y.

En la Figura 4.3 y Figura 4.4 se presenta la razón entre el corte basal no lineal y el peso sísmico de la estructura en ambas direcciones para todos los casos. La razón es mayor en promedio para los casos SMP que para los SDI, y dado que los valores de corte basal son mayores en el eje Y que el eje X para todos los casos, la razón es mayor en el eje Y.

CAPÍTULO 4: EVALUACIÓN DE DESEMPEÑO SISMICO DE LA ESTRUCTURA

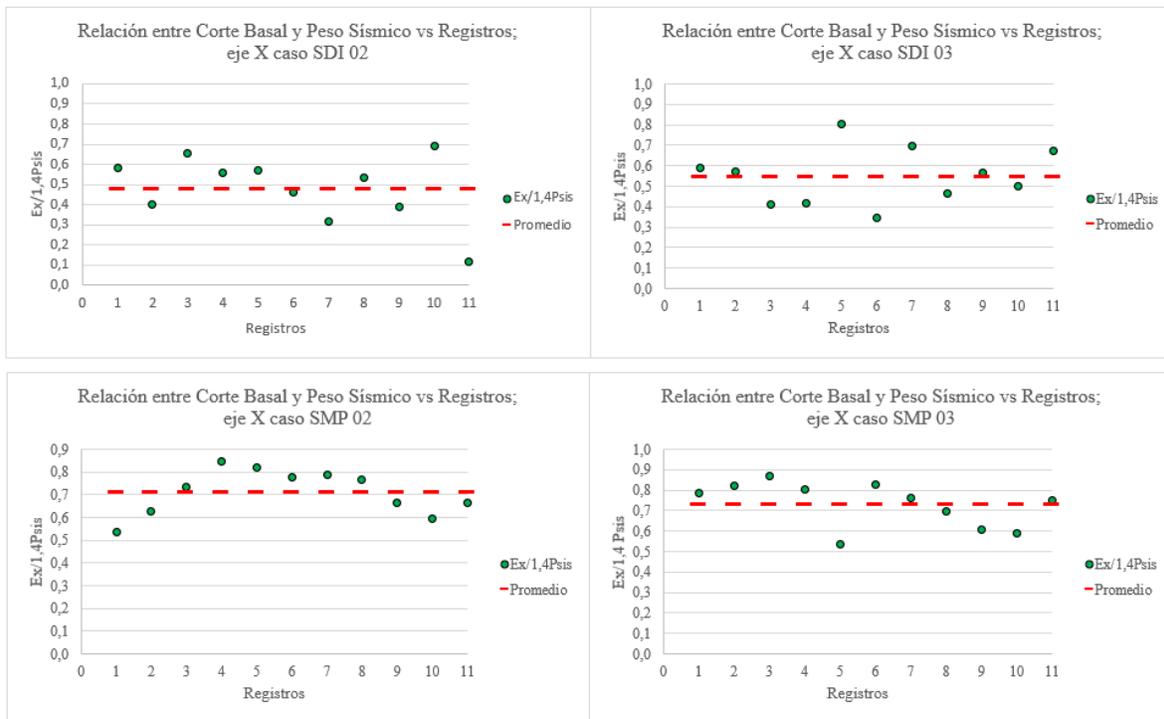


Figura 4.3. Razón entre corte no lineal y peso sísmico de la estructura en dirección X.

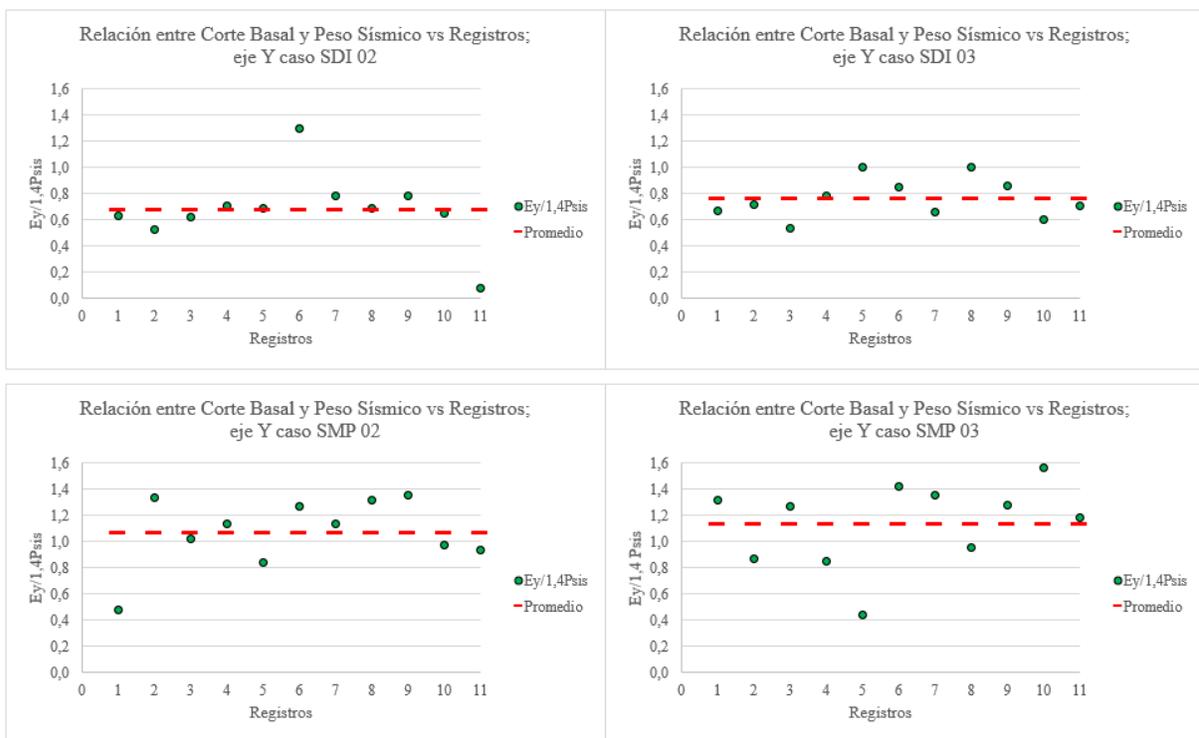


Figura 4.4. Razón entre Corte Basal no Lineal y Peso Sísmico de la estructura dirección Y.

La Figura 4.5 y la Figura 4.6 presentan la distribución de las energías de amortiguamiento viscoso e histerética disipadas por el sistema en relación con la energía total ingresada. En las Figura 4.7 se presenta la relación entre energía disipada por amortiguamiento viscoso e histerética de los pernos de anclaje y arriostramientos por separado, en cada uno de los 11 registros para todos los casos.

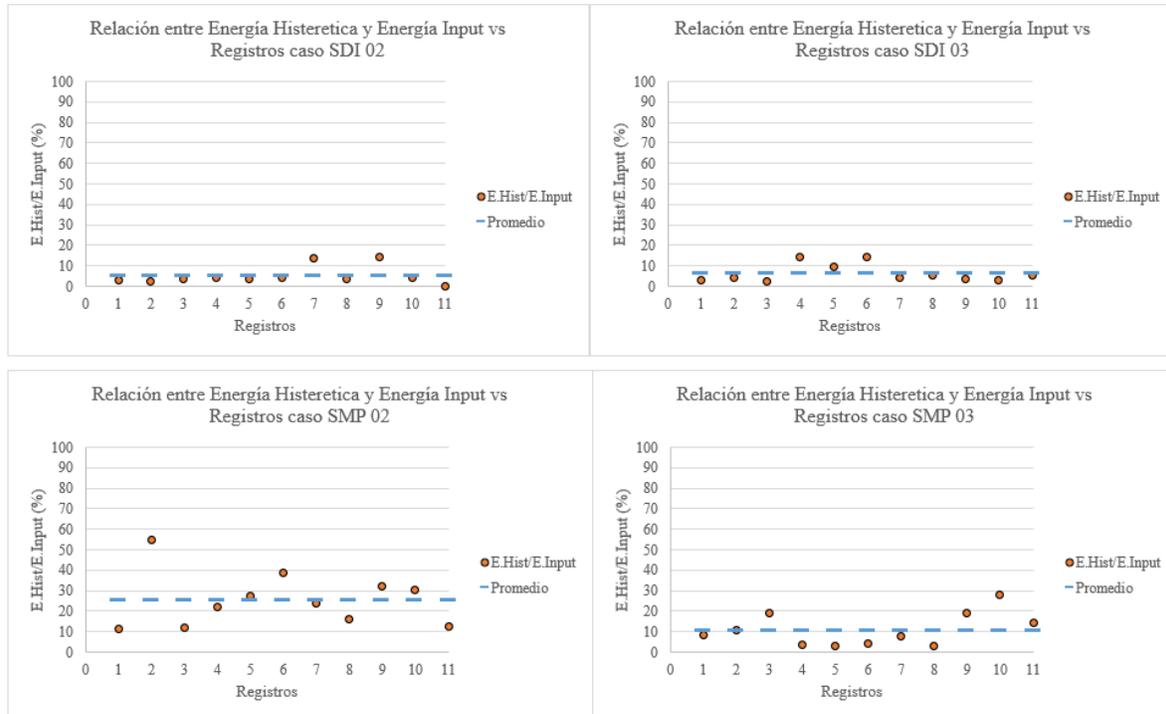


Figura 4.5. Disipación de energía histerética en relación con la energía total ingresada.

CAPÍTULO 4: EVALUACIÓN DE DESEMPEÑO SISMICO DE LA ESTRUCTURA

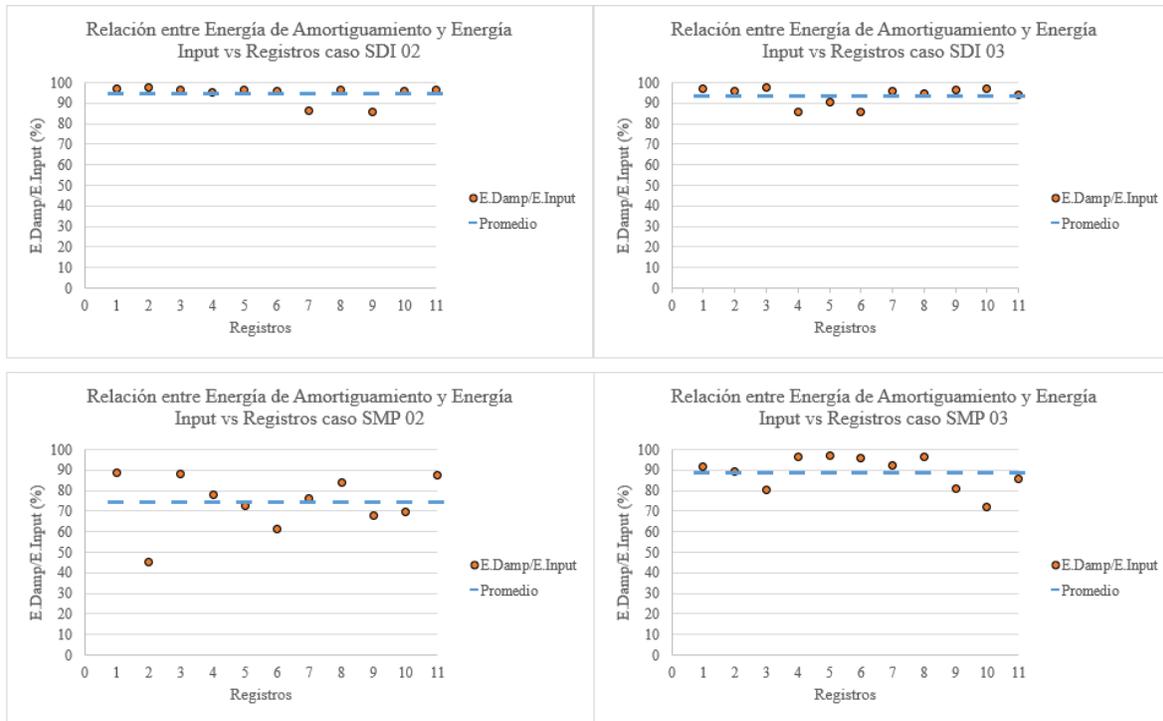


Figura 4.6. Disipación de Energía de Amortiguamiento en relación con la energía Total.

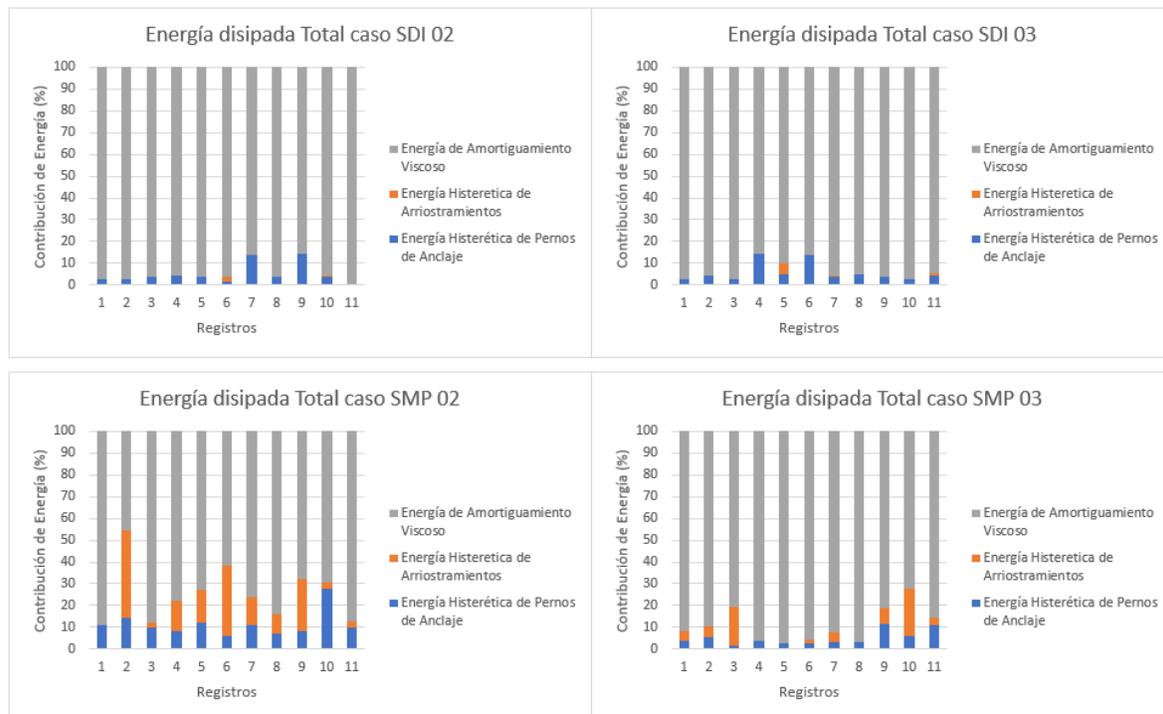


Figura 4.7. Distribución total de la energía disipada por el sistema.

Se puede observar que la energía disipada por amortiguamiento viscoso es por lo general más del 80% de la energía total, siendo SMP 02 el caso en que se disipa más energía histerética en algunos registros, pero sigue siendo en totalidad mucho menor que la energía de amortiguamiento.

En cuanto a la distribución de la energía histerética, la gran mayoría sino la totalidad de esta es disipada por los pernos de anclaje en los casos de sismo de diseño. Para sismo máximo posible la contribución de arriostramientos es mayor que la de los pernos por un 50%.

Se concluye que la incursión de los elementos en el rango no lineal es baja, pero se tiende a disipar energía primeramente mediante los pernos, llegando a activarse los arriostramientos solo en los escenarios de máximas cargas sísmicas consideradas.

En la Figura 4.9 presenta la elongación de los pernos para cada caso, considerando todos los apoyos y los 11 registros para cada uno de ellos. La distribución se realizó agrupando los pernos en base a los FU que se obtuvieron a la hora de diseñar los anclajes (ver Figura 4.8), esperando obtener diferentes niveles de elongación. Se observa que a pesar de que en algunos casos puntuales se obtienen deformaciones más altas, la elongación media en cada caso es similar para todas las agrupaciones de pernos, aunque en los casos SMP se observa algo más de diferencia que los casos SDI en cuanto a la media de las elongaciones.

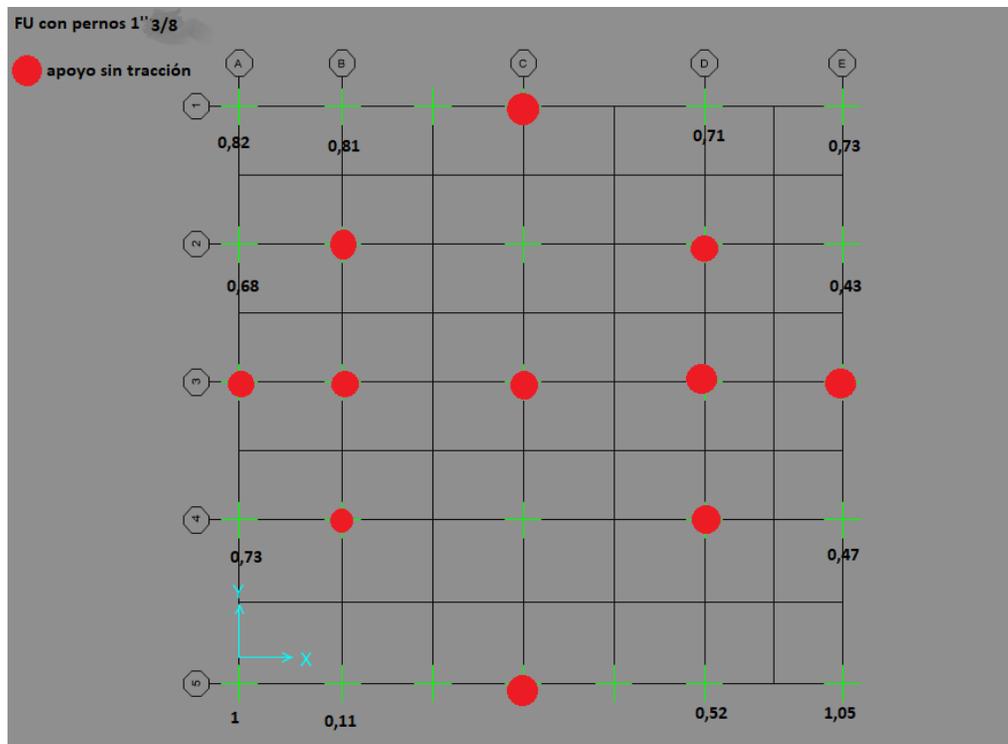


Figura 4.8. Vista en planta de la base de la estructura indicando los factores de utilización obtenidos al diseñar el anclaje.

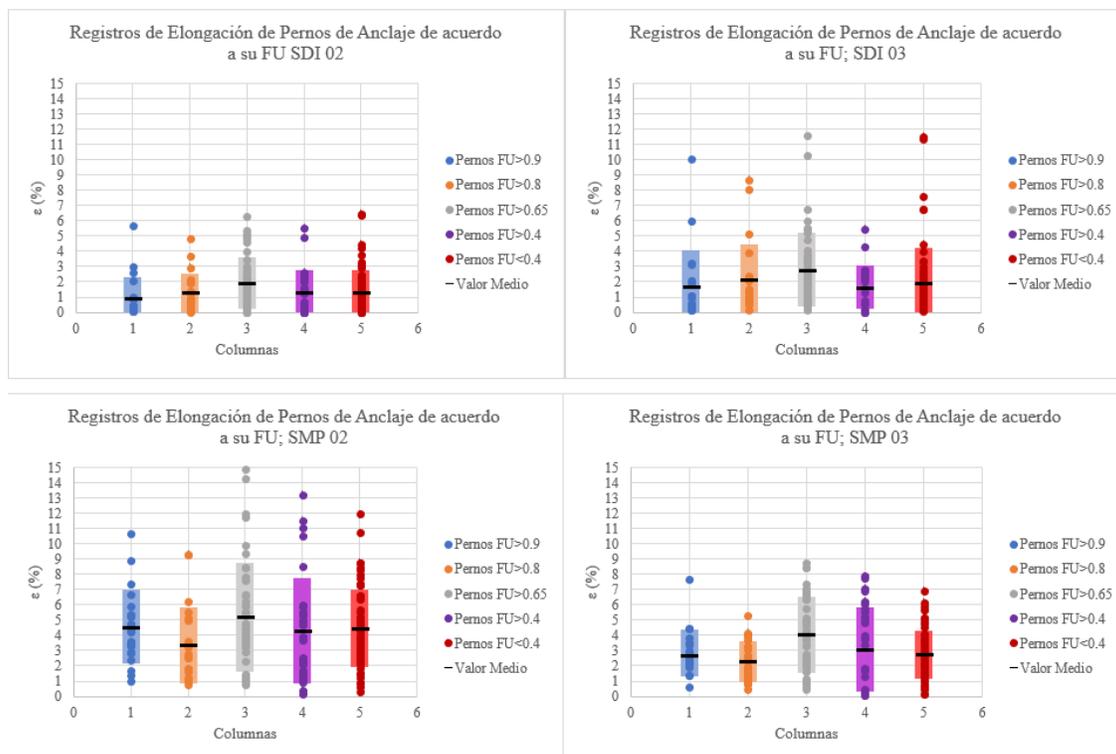


Figura 4.9. Elongación de pernos de anclaje en la estructura.

A continuación, se presenta la deformación normalizada de los arriostramientos por nivel. Estos se verificaron mediante los criterios impuestos en el ASCE 41-17, el cual indica en la tabla 9.8 (ver Figura 4.10) los límites de deformación aceptados para los procedimientos no lineales. En particular lo que interesa son los estados de Ocupación Inmediata (IO) y Seguridad de la Vida (LS).

Se busca que las deformaciones estén por debajo del límite LS cuando se trata del sismo máximo considerado, mientras que, para el sismo de diseño, la norma NCh 2369 establece en el comentario C5.10.4.4 un límite del 50% LS, los que evita restringir las deformaciones al estricto límite IO.

Estos límites son definidos de acuerdo con la deformación axial fluencia esperada por tracción (Δ_t) y la deformación axial de pandeo esperada por compresión (Δ_c) que dependen de las propiedades de perfil utilizado.

Luego, la normalización corresponde al cociente ente la deformación máxima experimentada por el arriostramiento entre los 11 registros analizados y la deformación axial de fluencia, ya sea para el caso de tracción o compresión. Finalmente, el resultado debe compararse con los límites impuestos por las normas mencionados anteriormente.

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	Plastic Deformation		
	<i>a</i>	<i>B</i>	<i>c</i>	IO	LS	CP
Braces in Compression (except EBF braces)^{a,b}						
a. Slender $\frac{KI}{r} \geq 4.2\sqrt{E/F_y}$						
1. <i>W</i> , <i>I</i> , 2 <i>L</i> in-plane ^c , 2 <i>C</i> in-plane ^c	0.5Δ _c	10Δ _c	0.3	0.5Δ _c	8Δ _c	10Δ _c
2. 2 <i>L</i> out-of-plane ^c , 2 <i>C</i> 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. <i>W</i> , <i>I</i> , 2 <i>L</i> in-plane ^c , 2 <i>C</i> in-plane ^c	1Δ _c	8Δ _c	0.5	0.5Δ _c	7Δ _c	8Δ _c
2. 2 <i>L</i> out-of-plane ^c , 2 <i>C</i> 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. <i>W</i>	10Δ _T	13Δ _T	0.6	0.5Δ _T	10Δ _T	13Δ _T
2. 2 <i>L</i>	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 4.10. Definición de límites de deformación para arriostramientos Tabla 9.8 ASCE 41-17.

Como los límites cambian en función del perfil se necesita obtener distintos límites dependiendo de los arriostramientos presentes en la estructura. En este trabajo solo se ocuparon perfiles HSS para todos los arriostramientos, por lo que se ocuparía un mismo límite para todos los casos en tracción. Sin embargo, debido a que para la compresión los límites también dependen del largo del arriostramiento, en este trabajo se ocuparon dos límites distintos para compresión.

Se obtuvo un límite IO del 150% de la deformación normalizada para todos los casos, y en LS, un límite de 900% en tracción (ver Figura 4.11), y de 700% y 720% para los dos casos de compresión (ver Figura 4.13 y Figura 4.14 respectivamente). Se observa que en todos los casos los valores de compresión son mayores que los de tracción pese a que este último presenta límites más altos. Se observa que se cumple con la restricción de deformación

normalizada menor a 50%LS para el sismo de diseño, mientras que, para el sismo máximo, nunca se sobrepasa el límite LS. La deformación normalizada máxima ocurre en el caso SMP 02 en compresión, alcanzando un valor superior al 500%.

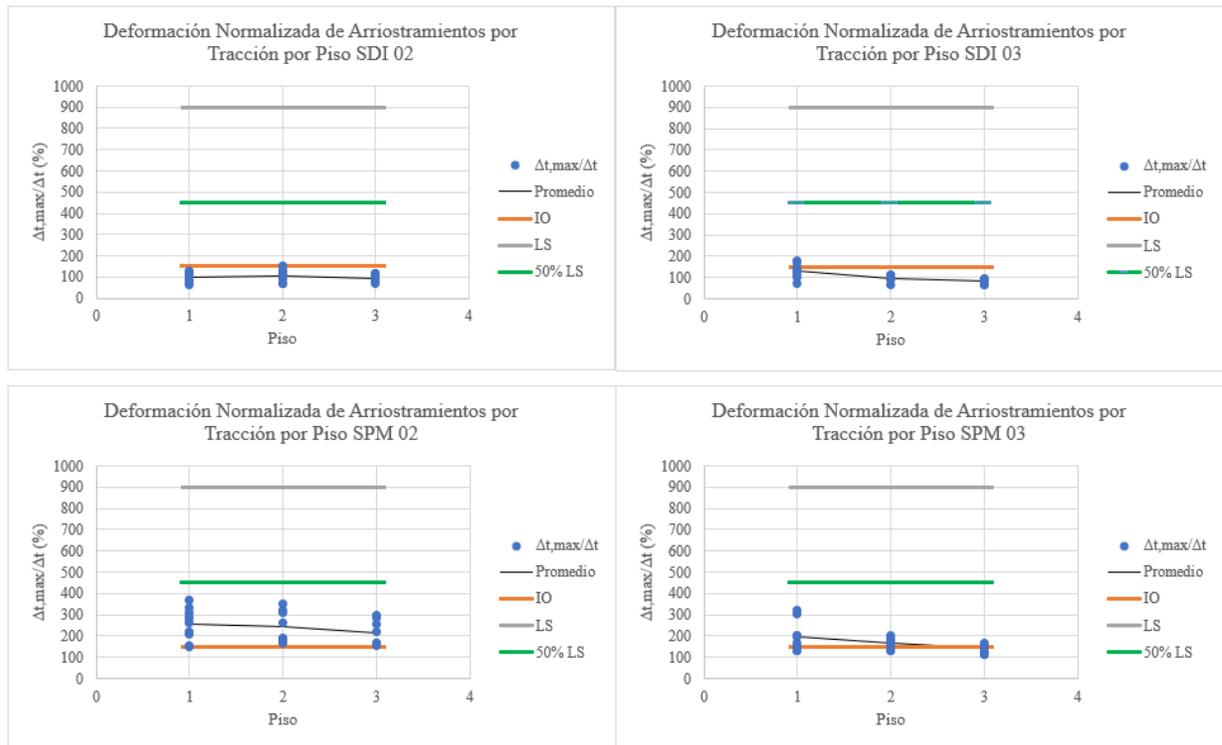


Figura 4.11. Deformación normalizada de arriostramientos por Tracción.

El parámetro límite LS en compresión depende no solo del tipo de perfil sino del largo del elemento, debido a esto, los arriostramientos más largos en la estructura presentan un límite mayor que los arriostramientos más cortos, estos límites son 720% y 700% respectivamente, la distribución de arriostramientos de acuerdo con su límite LS se muestra en la Figura 4.12.

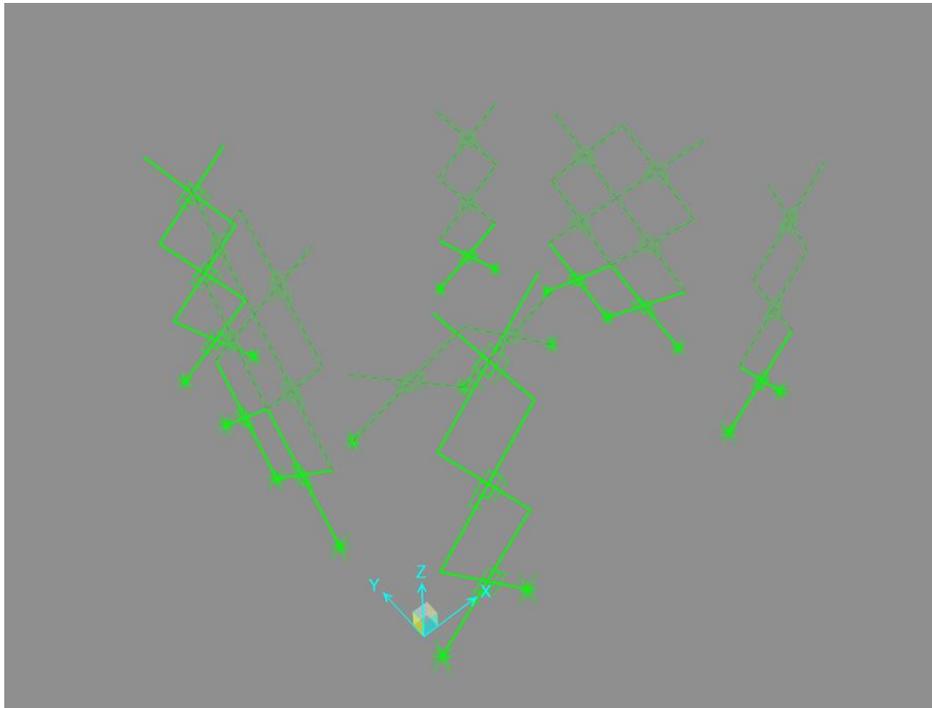


Figura 4.12. Arriostramientos de la estructura con deformación LS 720% en compresión (marcados) y LS 700% (desmarcados).

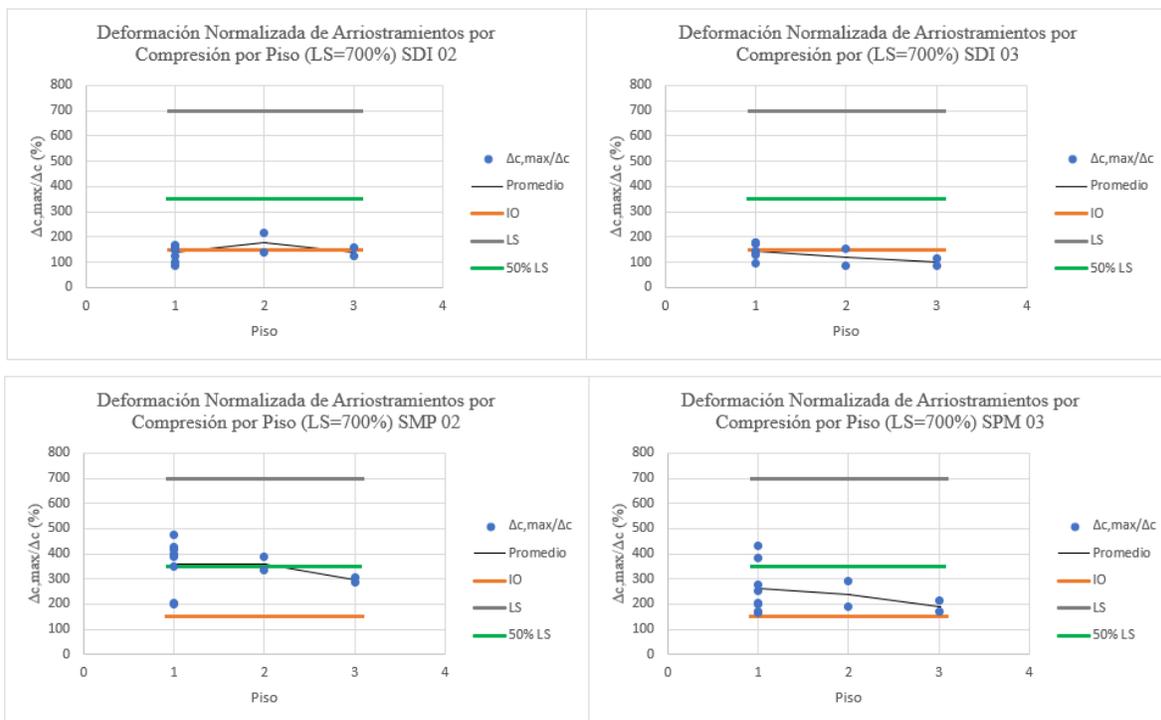


Figura 4.13. Deformación normalizada de arriostramientos por Compresión (LS=700%).

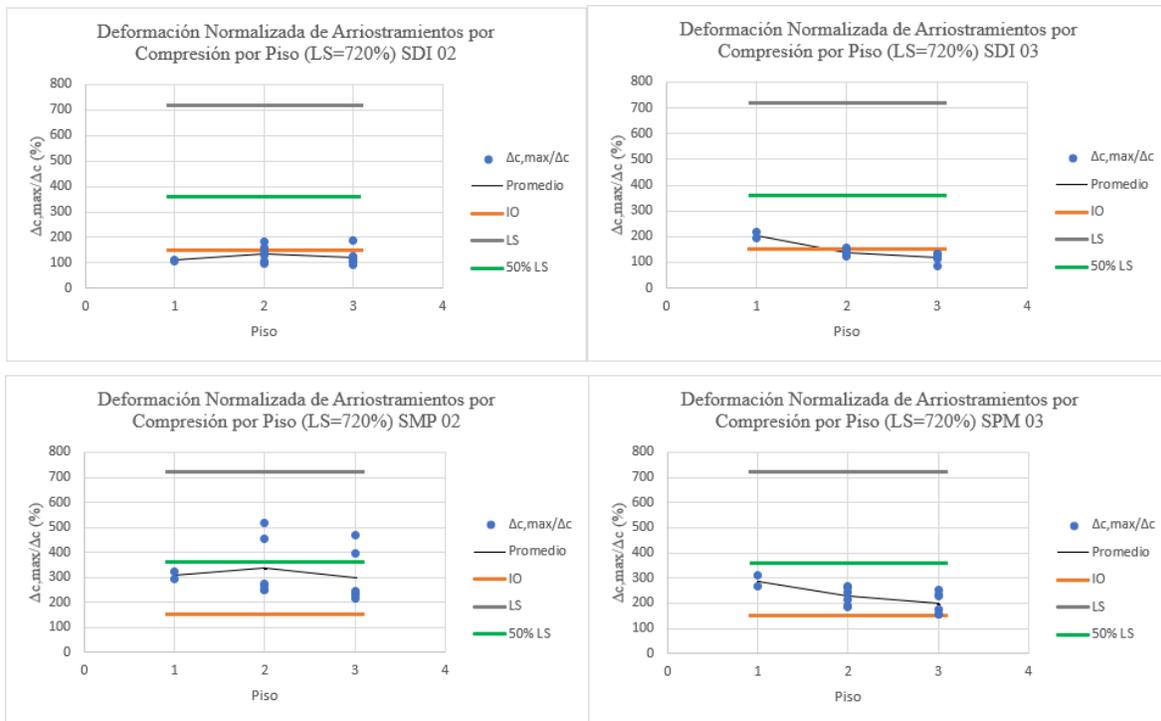


Figura 4.14. Deformación de arriostramientos por Compresión (LS=720%).

Se puede observar que se cumplen los límites impuestos por las normativas tanto para deformación en tracción como en compresión, las cuales se mantienen por debajo de 50%LS para los casos SDI y bajo LS para los casos SMP. También se puede decir que hay consistencia en los bajos niveles de deformación con respecto a la energía histerética que disipan los arriostramientos, especialmente en los casos SDI.

En cuanto a los arriostramientos de techo, estos no fueron diseñados como elementos no lineales (ver Figura 2.10). El desempeño sísmico de estos elementos para todos los casos se aprecia en la Figura 4.15. Se puede apreciar que en la mayoría de los casos los FU son menores a 1, y en los casos más extremos no se alejan demasiado de la unidad, por lo tanto, se puede decir que el no diseñar los arriostramientos de techo como elementos no lineales fue una consideración acertada.

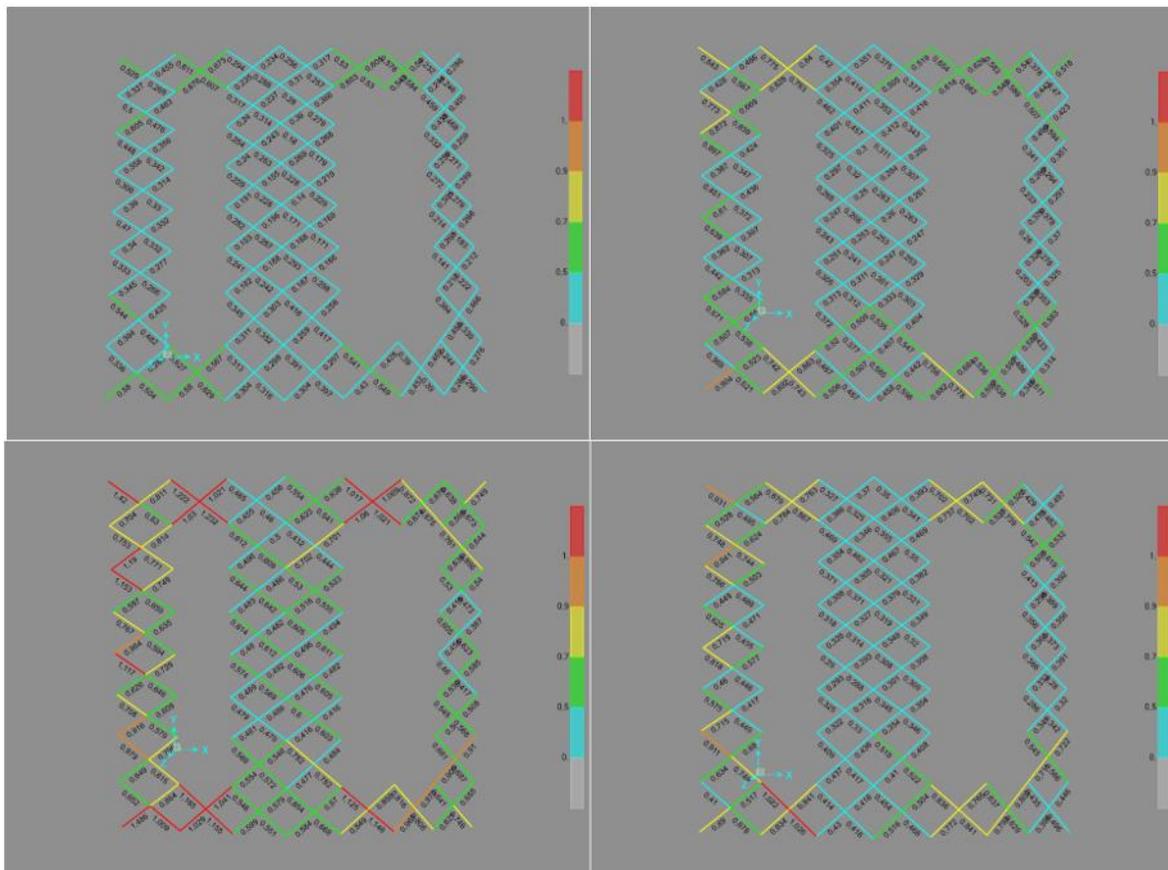


Figura 4.15. FU para arriostramientos de techo para casos SDI 02 y SDI 03 (arriba) y SMP 02 y SMP 03 (abajo).

En la Figura 4.16 se muestran los FU de las columnas en la estructura para cada elemento, en cada piso y para cada tipo de sismo con sus 11 registros, Cabe recordar que solo el piso 1 presenta columnas internas además de externas. En algunos casos puntuales los FU de las columnas parecieran muy altos, llegando hasta un valor de casi 2. Los valores más altos de FU en cuestión se producen en su mayoría en la columna ubicada en el eje 2-E y su opuesto simétrico eje 2-A (ver Figura 3.1). En la Figura 4.17 se detallan los FU de las columnas en los ejes mencionados.

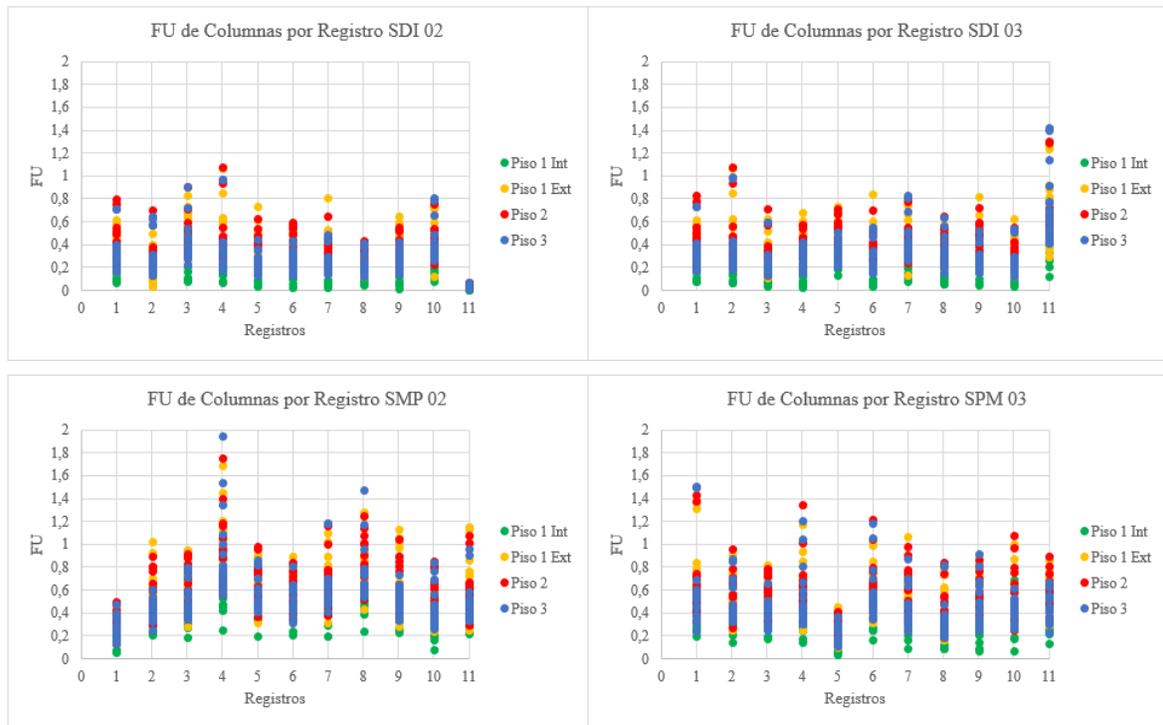


Figura 4.16. Factor de Utilización de columnas en la estructura.

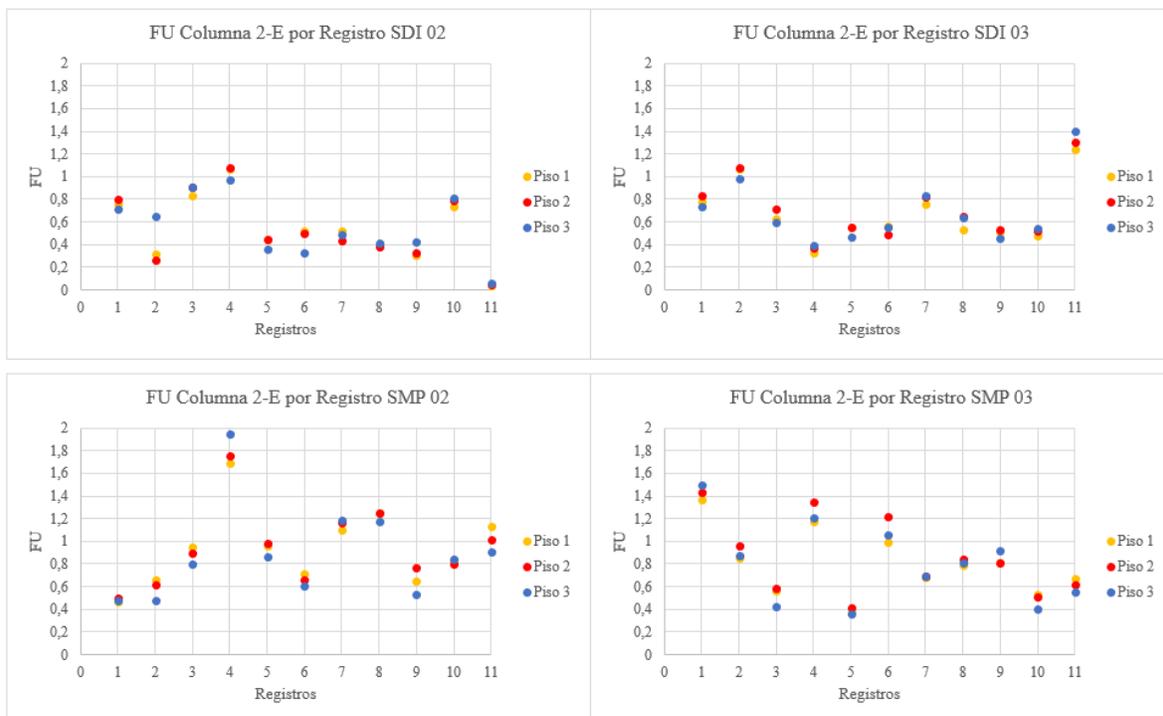


Figura 4.17. Factor de Utilización para columna 2-E.

CAPÍTULO 4: EVALUACIÓN DE DESEMPEÑO SISMICO DE LA ESTRUCTURA

Se puede observar que el FU de estas columnas supera con creces la unidad en algunos casos. Este efecto no se produce por una elevada carga axial, sino que se debe a que, en la parte superior de la columna bajo el techo, se encuentra una estructura de enrejado que aplica un momento importante a la columna produciendo estos FU elevados en algunos casos, a pesar de que varias columnas cumplirían con holgura en la etapa de diseño con sismo amplificado. En la Figura 4.18 se presenta el detalle de la verificación de uno de estos tramos de columna.

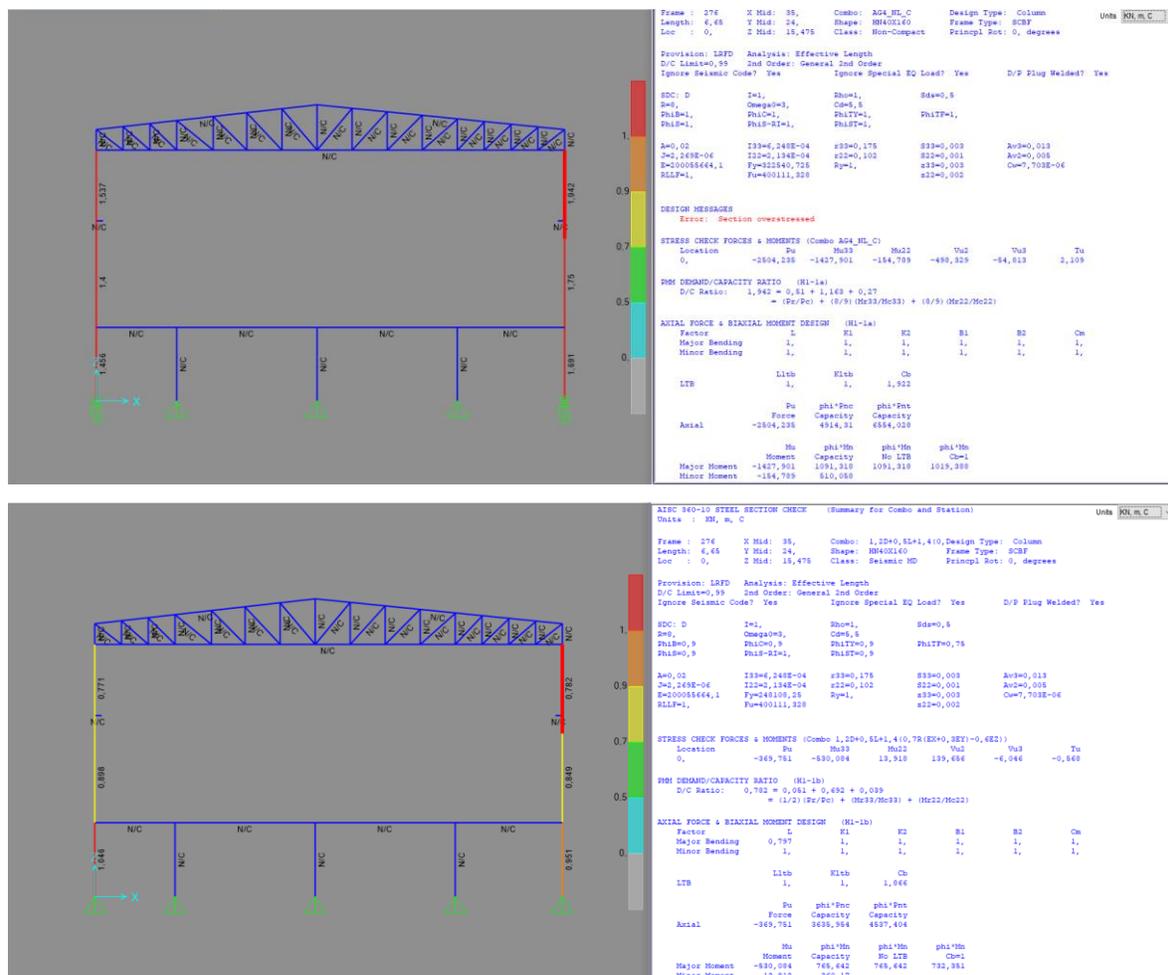


Figura 4.18. Detalle de esfuerzos sobre columna 2-E en caso no lineal SMP 02 (arriba) y diseño con sismo amplificado (abajo).

En la Figura 4.19 y Figura 4.20 se presentan los resultados de sobrerresistencia del sistema (Ω) para ambas direcciones para sismo SDI y SMP. Se observa un valor mayor de sobrerresistencia para el eje Y, donde se nota que había mayor magnitud de corte basal no lineal. Como es de esperarse el valor medio es mayor para los casos SMP que para SDI.

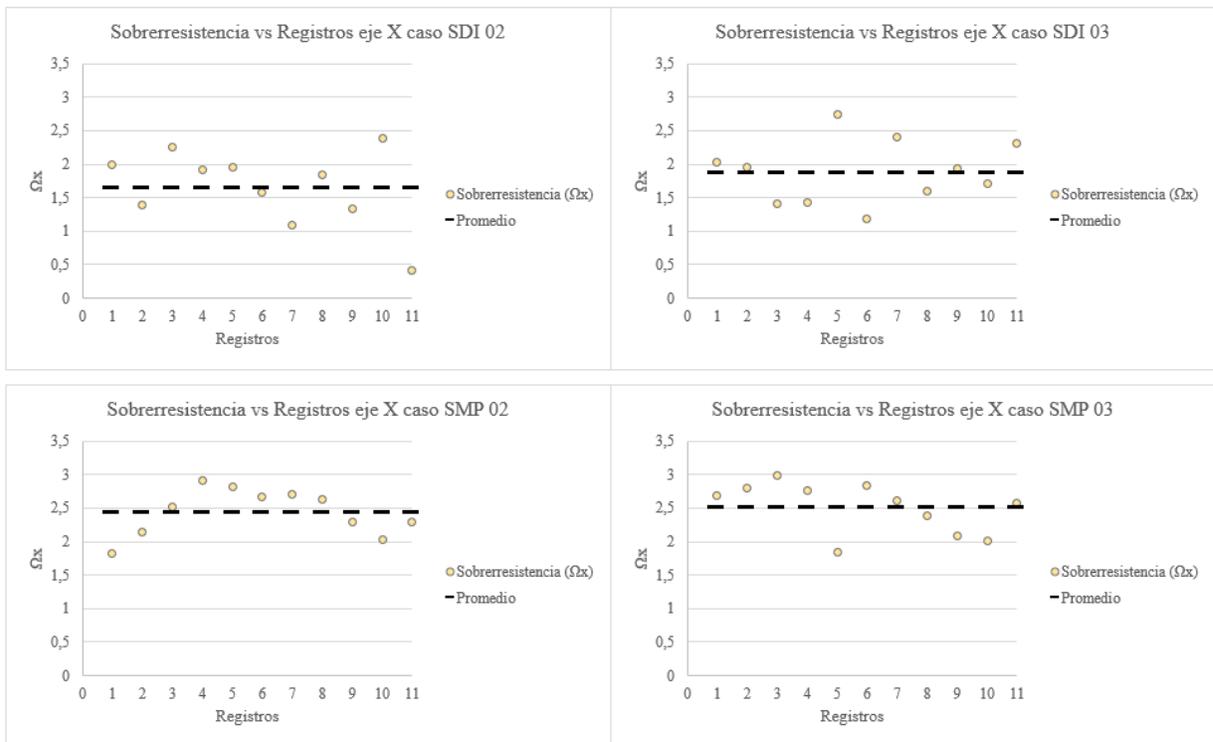


Figura 4.19. Sobrerresistencia de la estructura en la dirección X.

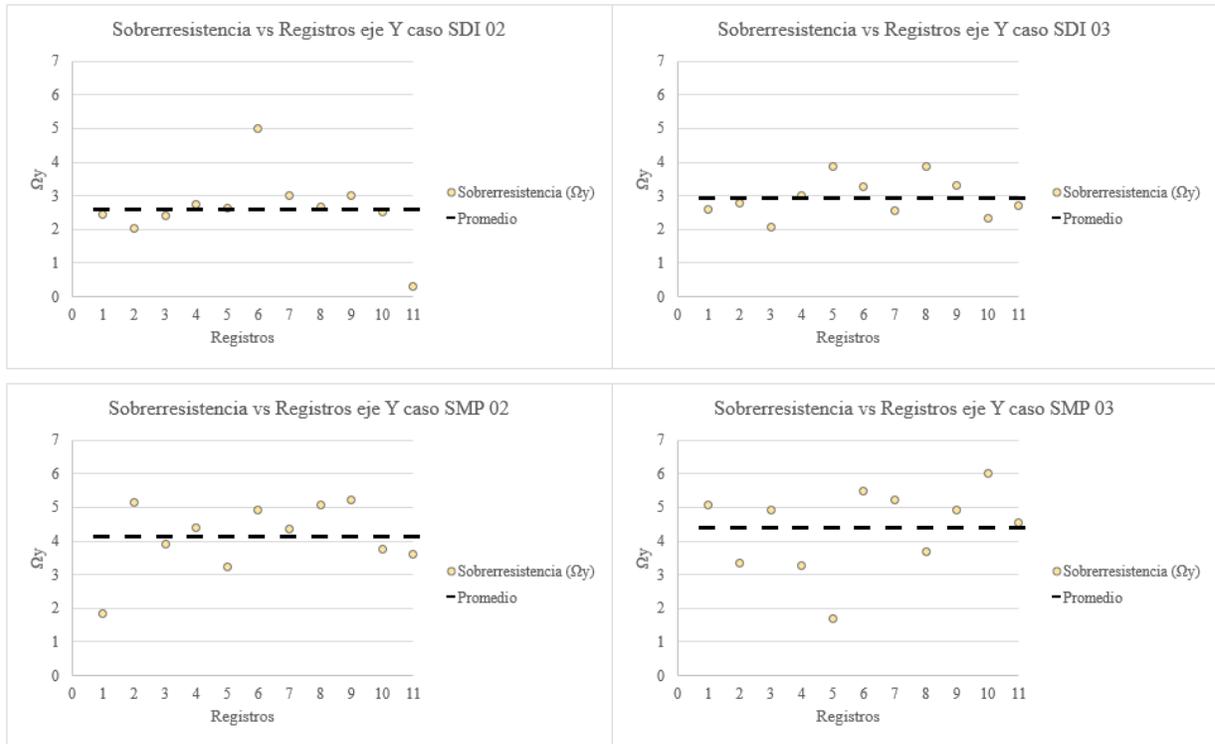


Figura 4.20. Sobrerresistencia de la estructura en la dirección Y.

En las siguientes figuras se muestran los drift de la estructura. El drift presentado, tanto de entrepiso como de techo, se obtuvo a partir del desplazamiento de un único eje en la estructura, en este caso el eje 4 para la dirección X y el eje C para la dirección Y (ver Figura 3.14 para referencia de ejes), se eligieron estos ejes puesto que eran los que presentaban los drift más elevados respecto del resto de los ejes. Para el drift de entrepiso se muestra en la Figura 4.21 y Figura 4.22, el valor límite es del 1,5%. Se puede observar que en el caso SDI 03 un desplazamiento puntual sobrepasa el límite considerablemente, pero siendo el único caso en un piso, para un tipo de sismo y para solo un registro, no es representativo del comportamiento total de la estructura. Los drift, prácticamente en su totalidad, están a la altura o por debajo del límite de deformación del 1,5% y las medias en cada caso están muy por debajo de este límite además de ser muy similares en las direcciones X e Y para un mismo caso de sismo, por lo que se puede decir que la estructura tiene una buena respuesta ante este indicador de daño.

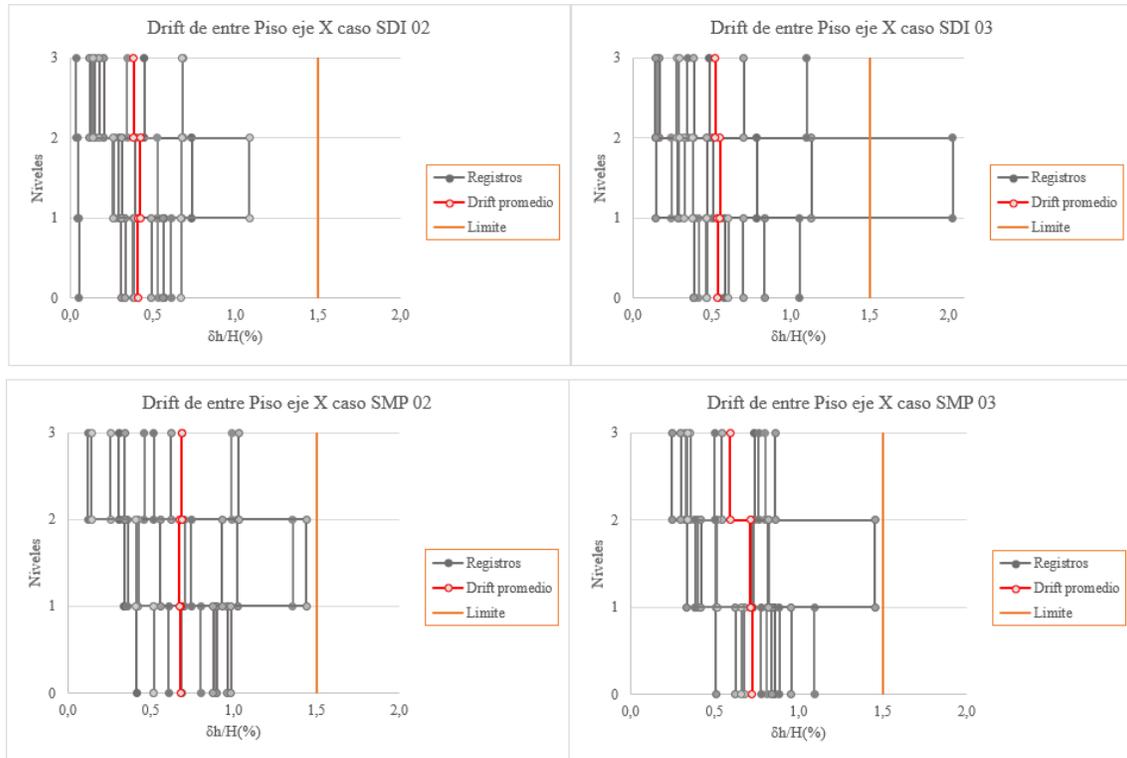


Figura 4.21. Drift de entrepiso de la estructura en dirección X para eje 4.

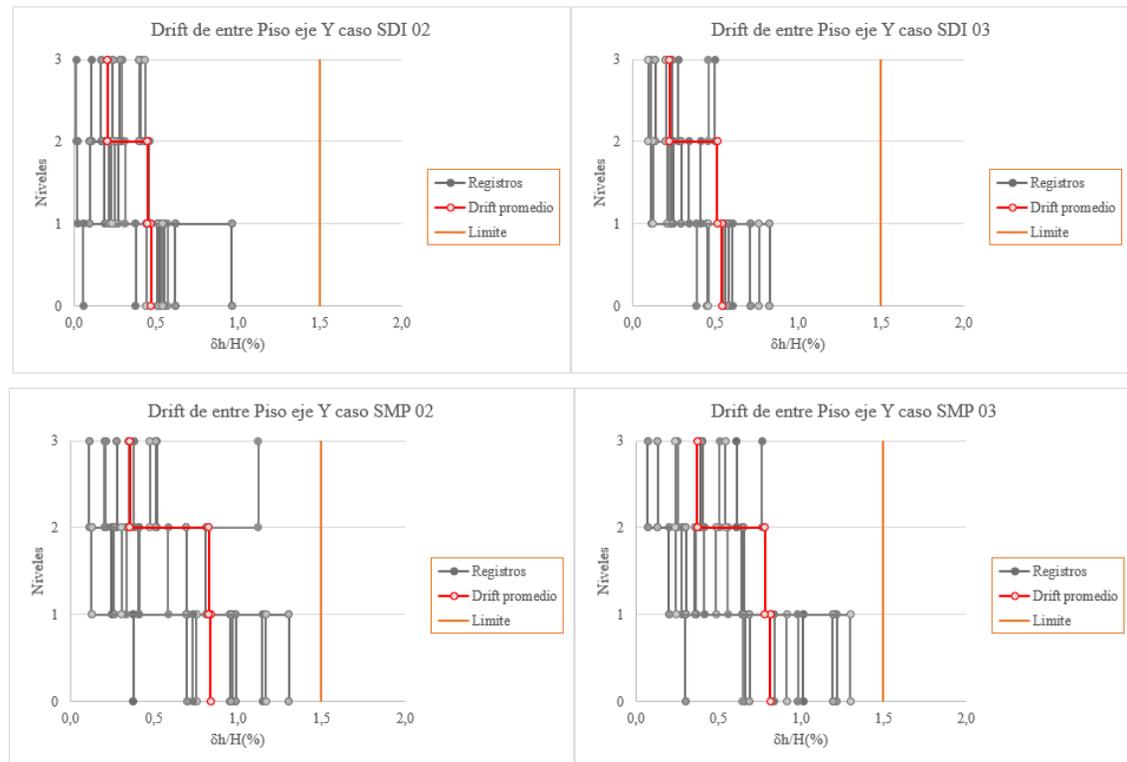


Figura 4.22. Drift de entrepiso de la estructura en dirección Y para eje C.

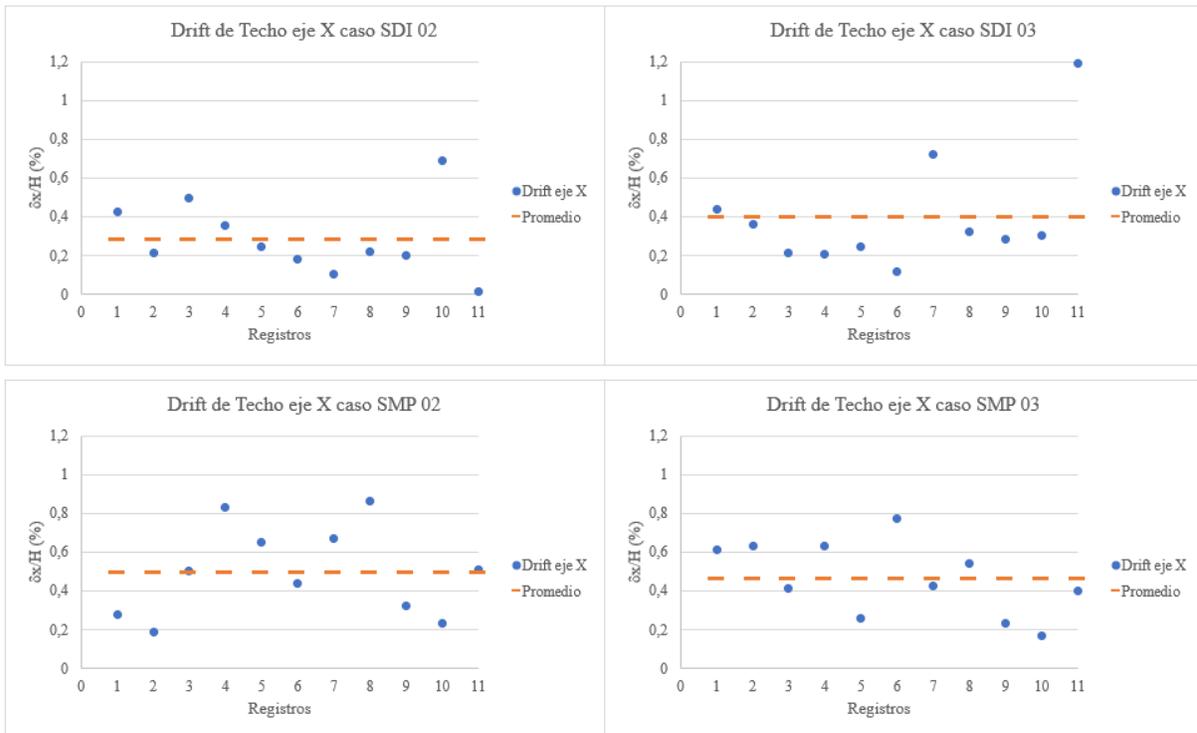


Figura 4.23. Drift del techo de la estructura en dirección X para eje 4.

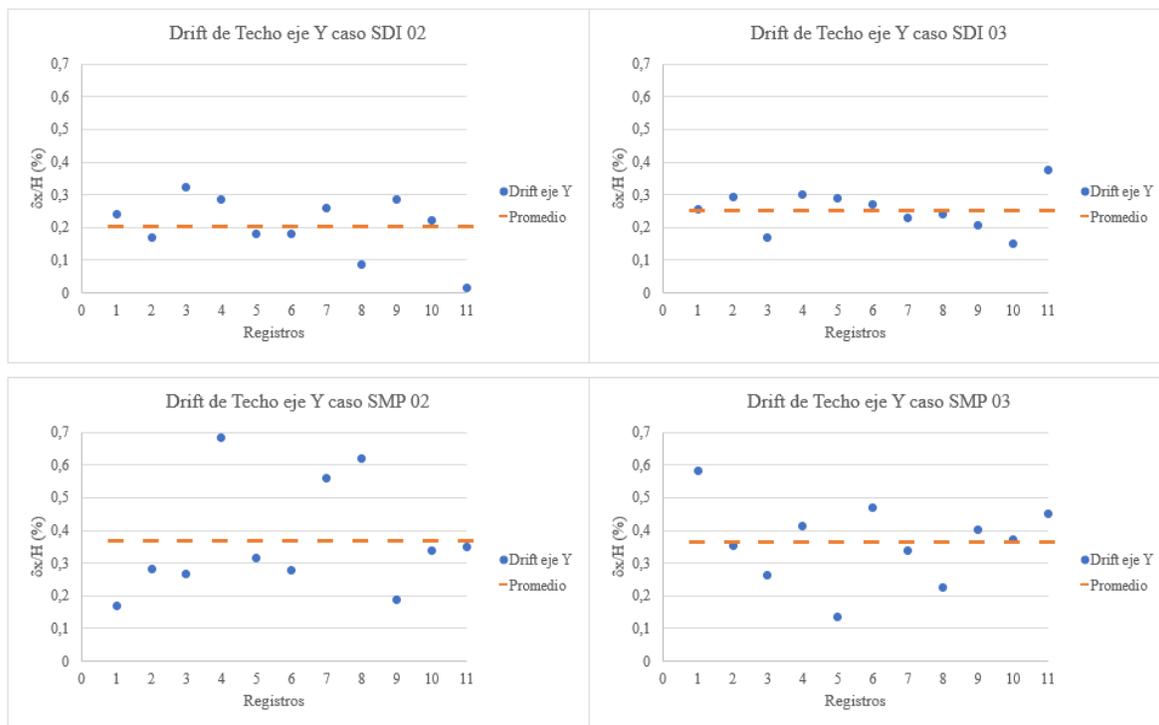


Figura 4.24. Drift de techo de la estructura en dirección Y para eje C.

En cuanto al drift de techo (ver Figura 4.23 y Figura 4.24) se puede observar que no varía mucho en las distintas direcciones en promedio, aunque para los casos SDI el desplazamiento en X es casi el doble que en Y, pero también se puede notar que, excepto por un único registro en SDI 03 eje X, los drift de techo están por debajo del 1% de desplazamiento, confirmando una vez más la buena respuesta de la estructura ante este indicador sísmico.

4.3. Conclusiones

Se realizó un análisis dinámico de la estructura considerando pernos de anclaje y arriostramientos como elementos no lineales. Se trabajó con dos tipos de sismo, el de diseño y el máximo posible, con dos diferentes casos para cada uno.

A partir de la modelación, se observa que el factor de reducción de respuesta R_{μ} es mayor en la dirección X que en la dirección Y aunque no por mucho, y sus mayores valores se alcanzan en el caso SMP 02 pero, contrario a lo que se esperaría, no en SMP 03.

El corte basal es en general mayor en la dirección Y que en la dirección X y es un indicador de la alta estructuración y rigidez de la estructura ante la demanda sísmica.

Se observa que la participación de los arriostramientos en la disipación energética se hace presente los casos de sismo máximo posible, mientras que para sismo de diseño solo disipan energía los pernos de anclaje, por lo que la fluencia de estos últimos bastaría para proteger la estructura en casos de sismos más comunes.

El aporte histerético de los elementos no lineales contribuyó significativamente a la disipación de energía del sistema en los casos de sismo máximo posible, donde particularmente en SMP 02 correspondía al 30% aproximadamente,

La elongación de los pernos de anclaje presentó un buen comportamiento. Para los casos SDI si bien unos registros puntuales marcaban una elongación de hasta un 12%, la gran mayoría de los puntos y la media, estaban por debajo del 4%. Para los casos SMP el punto máximo de elongación llega a 15% pero nuevamente la media es mucho menor, no sobrepasando el 6%.

La deformación de los arriostramientos cumple con los límites establecidos por el ASCE 41-17 y la norma NCh2369 tanto para los casos SDI como SMP. Se observan deformaciones mayores en compresión que en tracción.

El valor de la sobrerresistencia Ω es mayor en el eje Y, con un promedio entre 3-4, que en el eje X, con un promedio entre 2-2.5, aumentando en los casos SMP respecto de los SDI.

En cuanto a los factores de utilización de columnas, los resultados en general son menores a 1, sin embargo, en algunos casos de sismo máximo posible, algunas columnas llegaban hasta un FU de casi 2, lo cual se explica por una amplificación del momento aplicado a la columna debido a la estructura de enrejado que presenta la parte superior de la estructura bajo el techo.

Finalmente, en cuanto al drift, se observa prácticamente la totalidad de los casos con desplazamientos de entre piso menores al límite de 1,5%, donde la media además estaba muy por debajo de este indicador, los desplazamientos mayores ocurrían en el eje X. El desplazamiento del techo también fue mayor en el eje X, y prácticamente siempre por debajo del 1% en todos los casos.

5. CAPÍTULO 5: CONCLUSIONES

A continuación, se presentan las conclusiones obtenidas en este trabajo. La estructura en cuestión es utilizada dentro del rubro de la minería y es bastante regular en cuanto a su estructuración, permitiendo servir de ejemplo a otras estructuras con funciones similares.

El diseño fue realizado con $R = 5$ y factor de importancia $I = 1$, donde el modelo original de la estructura presentaba arriostramientos y columnas que no soportaban la demanda sísmica que se requería de acuerdo con la norma NCh 2369, por lo que las diagonales se cambiaron de perfiles XL a HSS de tipo cajón, mientras que para las columnas, se mantuvo el perfil HN pero se incrementó el área del perfil a algunos de los elementos de la parrilla de piso y el enrejado bajo el techo con perfiles C, L y XL también se les incrementó el área transversal dado que no cumplían con los límites de esbeltez. En general, en el diseño, hay un gran impacto en el dimensionamiento de elementos debido a las cargas sísmicas amplificadas por $0,7R$ y la eliminación de exigencia que el esfuerzo sísmico en las diagonales comprimidas debía ser menor al 80%.

A partir de esto, las columnas de la estructura tienen una alta resistencia axial y, sumado al cambio de perfiles en la estructura para cumplir la relación de esbeltez o cumplir con sismo amplificado, contribuyen a aumentar el peso del edificio. Estas medidas se concluyen como positivas pues permiten a las columnas tomar más carga antes de que esta se vea disminuida cuando comience la plastificación de los pernos de anclaje y arriostramientos.

Se pudo ver que los arriostramientos alcanzan una deformación normalizada mayor a 1 en casi todos los casos, pero solo contribuyen a la disipación de energía histerética en los casos SMP por lo que se concluye que los pernos de anclaje funcionaron bien como elemento no lineal de incursión primaria, pues son estos los que disipan casi de manera exclusiva cuando se trata de sismos de diseño, esto es, los sismos más comunes y abundantes. En cuanto a la elongación de los pernos de anclaje, esta se encuentra dentro de los rangos aceptados salvo por unos cuantos casos puntuales no representativos y como se ve que tienen participación de disipación histerética casi total en el sismo de diseño, se concluye que disipan lo suficiente para reducir el corte sísmico.

Se comprobó el cumplimiento de los límites para el drift de entre piso en prácticamente todos los casos vistos, además, la deformación normalizada de arriostramientos cumple igualmente con lo establecido en el ASCE 41-17 y la NCh 2369, donde en ningún caso se sobrepasa el límite de LS en sismos SMP, ni el límite de 50% LS en sismos SDI.

En cuanto a las columnas, estas se diseñaron con sismo amplificado, sin embargo, en algunos casos puntuales considerando el sismo máximo posible, algunos valores de FU se elevaban hasta casi 2. Este efecto, no se debía a alta carga axial sobre el edificio, sino a un momento que afectaba a las columnas principalmente en el tercer piso debido a la estructura de enrejado presente bajo el techo, la cual provocaba que ese sistema actuara como un marco de momento.

Considerando todos estos puntos, se concluye que se satisface los requerimientos principales de la norma, validándose sus disposiciones principales, entregando un mecanismo de falla controlado, evitando efectos no deseados como la plastificación de elementos estructurales y previniendo finalmente el colapso de la estructura.

REFERENCIAS

American Institute of Steel Construction. (2010a). *Seismic Provisions for Structural Steel Buildings*. (AISC 341-10). Chicago, Illinois, EE. UU.: Autor.

American Institute of Steel Construction. (2010b). *Specification for Structural Steel Buildings*. (AISC 360-10). Chicago, Illinois, EE. UU.: Autor.

American Society of Civil Engineers. (2017a). *Minimum Design Loads and Associated Criteria for Buildings and Other Structures*. (ASCE 7-16). Reston, Virginia, EE. UU.: Autor.

American Society of Civil Engineers. (2017b). *Sismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings*. (ASCE 41-17). Reston, Virginia, EE. UU.: Autor.

Baker, J. W. (2011). Conditional Mean Spectrum: *Tool for ground motion selection*. Journal of Structural Engineering.

Black, R. G., Wenger, W. A. B. y Popov, E. P. (1980). *Inelastic Buckling of Steel Struts under Cyclic Loads Reversals*. Earthquake Engineering Research Center. Berkeley, California, EE.UU.

Candia, G., Macedo, J., Jaimes, M. A. y Magna-Verdugo, C. (2019) *A New State-of-the-Art Platform for Probabilistic and Deterministic Seismic Hazard Assessment*. Santiago, Chile.

Castro, S., Benavente, R., Crempien, J., Candia, G y de la Llera, J. C. (2020). *A Consistently Processed Strong Motion Database for Chilean Earthquakes*. Submitted.

Chávez, N. (2011). *Revisión de los Criterios de Diseño de Pernos de Anclaje* (Memoria para optar al Título de Ingeniero Civil). Departamento de Ingeniería Civil, Universidad de Chile, Santiago.

Cruz, C. y Miranda, E. (2020). Insights into damping ratios in building. *Earthquake Engng Struct Dyn*.

Idini, B., Rojas, F., Ruiz, S. y Pastén, C. (2016). *Ground Motion Prediction Equations for the Chilean subduction Zone*. Bull Earthquake Eng.

Instituto Nacional de Normalización. (2010). *Diseño estructural – Cargas de viento*. (NCh 432.Of2010). Santiago, Chile: Autor.

Instituto Nacional de Normalización (2009). *Diseño estructural – Cargas permanentes y cargas de uso*. (NCh1537.Of2009). Santiago, Chile: Autor.

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

Instituto Nacional de Normalización. (2023). *Diseño Sísmico de Estructuras e Instalaciones Industriales*. (NCh 2369.Of2023). Santiago, Chile: Autor.

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

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

Montecinos, R. (2017). *Seminario de Actualización Norma NCh 2369. Capítulo 8: Disposiciones para estructuras de acero. Alcance y significado de las modificaciones*. Santiago, Chile.

Poulos, A., Monsalve, M., Zamora, N. y De la Llera, J.C. (2018). *An Updated Recurrence Model for Chilean Subduction Seismicity and Statistical Validation of its Poisson Nature*. Bulletin of Seismological Society of America.

Urzúa, C. (2015). *Comparación del Desempeño de Dos Estructuras Industriales de Acero Diseñadas Según la Práctica Nacional y Disposiciones AISC* (Tesis para optar al Grado de Magister en Ciencias de la Ingeniería, Mención Ingeniería Sísmica). Departamento de Ingeniería Civil, Universidad de Chile, Santiago, Chile.

ANEXO 1: AMENAZA SISMICA

A1.1. Evaluación de la 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 Planta Siderúrgica de Huachipato Lat. $36^{\circ}45'06.66''S$, Lon $73^{\circ}07'30.48''W$, tal como se observa en la Figura A1.1.

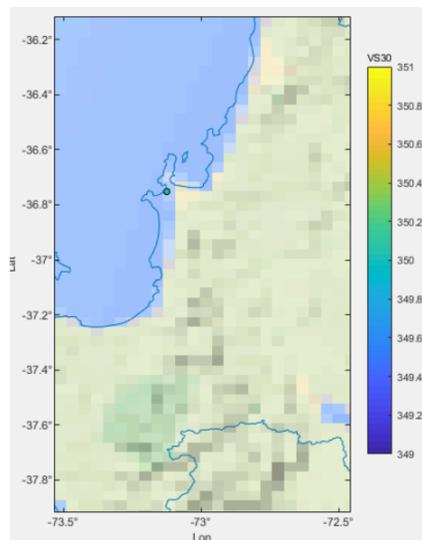
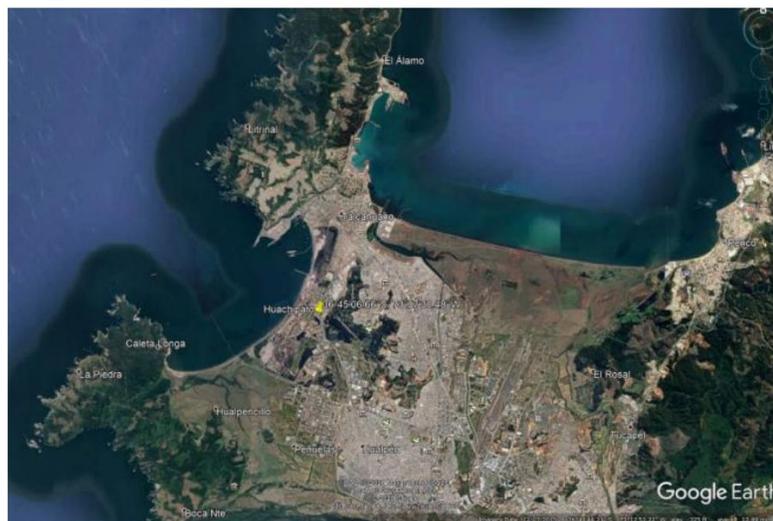


Figura A1.1. Arriba: Ubicación sitio en estudio. Abajo: Posicionamiento en plataforma de amenaza.

En consecuencia, con lo considerado en el diseño se ha considerado un suelo tipo C (equivalente al antiguo suelo tipo III de NCh 2369). Para maximizar la demanda, y de acuerdo con lo definido en el DS61-2011, se ha considerado el menor valor de velocidad de onda de corte en los primeros 30 metros de suelos que dicha clasificación permite, es decir, $VS_{30} = 350$ 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 Montalva 2017 e Idini 2016 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 Montalva 2017 se ha considerados los modelos de HQ (alta calidad), se ha considerado modelos para sismicidad interplaca e intraplaca, de acuerdo con la definición de las distintas fuentes consideradas. Para el caso de Idi2016 se ha considerado la forma espectral tipo S_{III} , en base el periodo predominante indicado en la propuesta de modificación de NCh 433 para suelo tipo C, 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.

Los diseños desarrollados en el presente estudio presentan periodos de vibración T_1 y T_2 (primera y segunda forma modal) aproximados 0.30 seg y 0.2 seg en ambas direcciones de análisis. El estudio de amenaza se ha concentrado en dichos valores. La Figura A1.2 muestra las curvas de amenaza sísmica, en su formato de media anual de excedencia, para cada uno de los periodos naturales de vibración considerados.

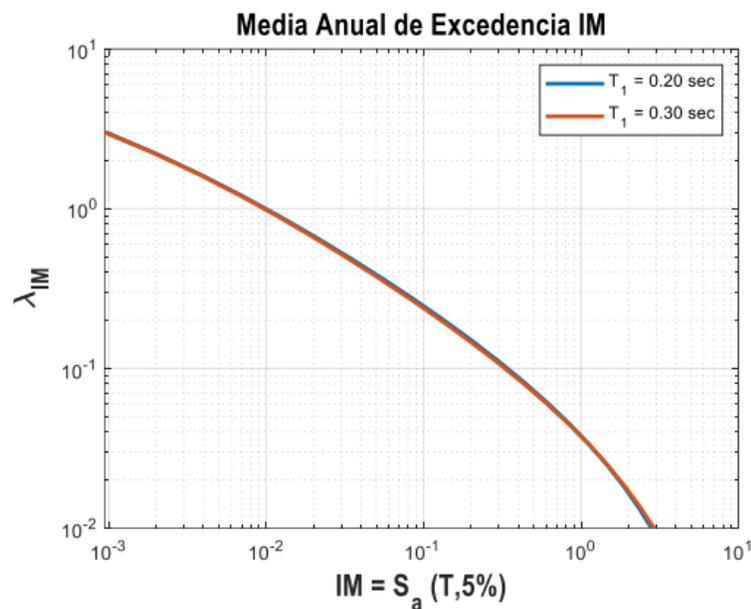


Figura A1.2. Media anual de excedencia para periodo de 0.2 y 0.5 segundos.

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 (ver Figura A1.3), 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, el segundo se define como el espectro máximo considerado,

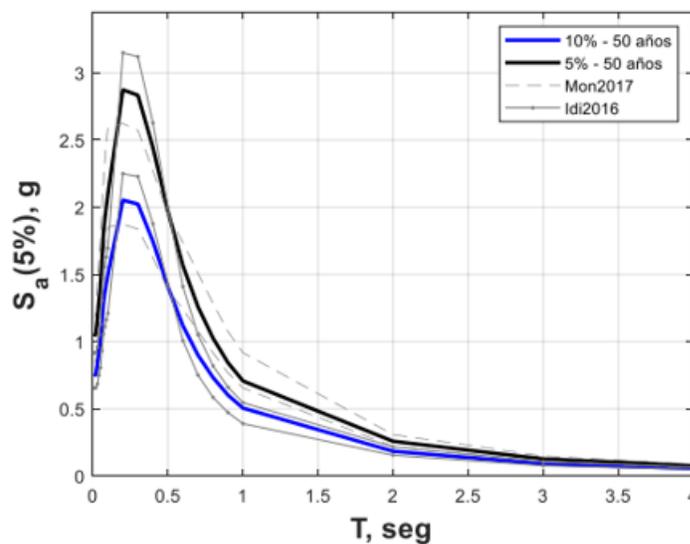


Figura A1.3. Espectros de amenaza uniforme.

Espectros Medios Condicionados (CMS)

Considerando los escenarios medios antes descritos (basados en los modelos de desagregación) se procedió a estimar espectros medios condicionados (Baker, 2011).

Es importante entender que los espectros de amenaza uniforme por definición corresponden a espectros en donde todas sus coordenadas presentan una misma probabilidad de ocurrencia o de ser excedidas. Esto que puede ser adecuado desde el punto de vista de diseño puede ser un escenario muy conservador en el contexto de la selección de registros sísmicos. Lo anterior dado que la probabilidad de que un mismo evento o mejor dicho un mismo registro

establezca para dos coordenadas (periodos) distintas el mismo nivel de demanda probabilístico es altamente improbable. En este sentido el espectro de amenaza uniforme o UHS (por el nombre en inglés Uniform Hazard Spectrum) puede ser entendido como “la envolvente” de los espectros de muchos registros.

El espectro medio condicionado (conocido como Conditional Mean Spectrum), es por tanto un espectro que, para la coordenada en estudio establece un nivel de demanda asociado a la intensidad probabilística deseada pero que el resto de las coordenadas establece los valores esperados condicionados a la ocurrencia del periodo de interés. En otras palabras, qué nivel de amenaza se espera tener en T_j dado que en T_i ha ocurrido una demanda objetivo.

Para la definición del espectro de media condicionado, entre otros, se requiere un escenario específico (M,R), el que normalmente corresponde a los valores medios provenientes de la desagregación (por ello la estimación antes indicada), un modelo del movimiento del suelo y una demanda objetivo para el periodo de interés.

En este caso se considera la demanda definida para 10 % y 5 % de probabilidad de excedencia en 50 años en cada uno de los periodos de interés y una combinación de 50 % el CMS obtenido del modelo Montalva 2017 y un 50 % del modelo Idini 2016. Es importante establecer que los factores de correlación espectral considerados se basan en Candia et al, 2019.

Se presentan a continuación los distintos espectros medios condicionados computados.

Tal como se puede observar en la Figura A1.4 y Figura A1.5, considerar al espectro envolvente como representativo de todas las estructuras para la selección de registros resulta en un análisis muy conservador, dado que los espectros “esperados” para los registros de cada sistema son muy diversos.

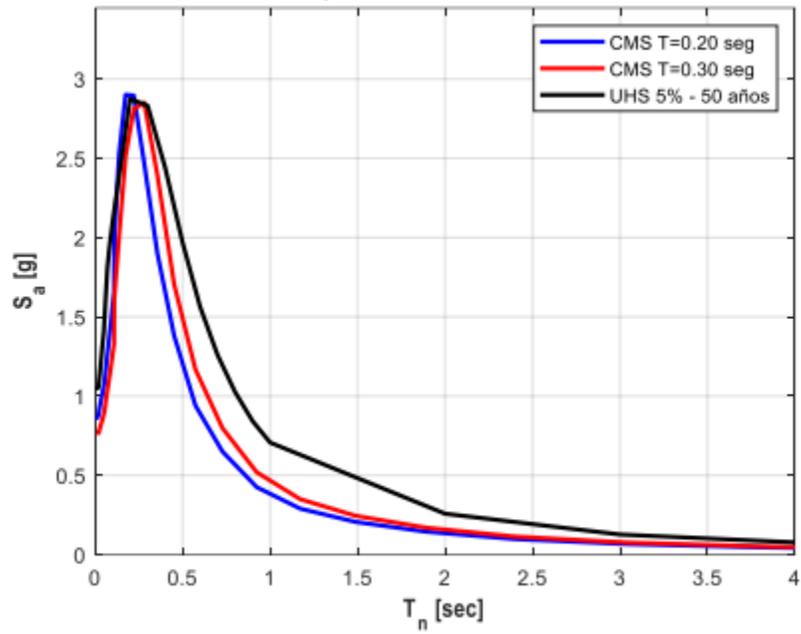


Figura A1.4. Espectro UHS vs CMS para 5% de probabilidad de excedencia.

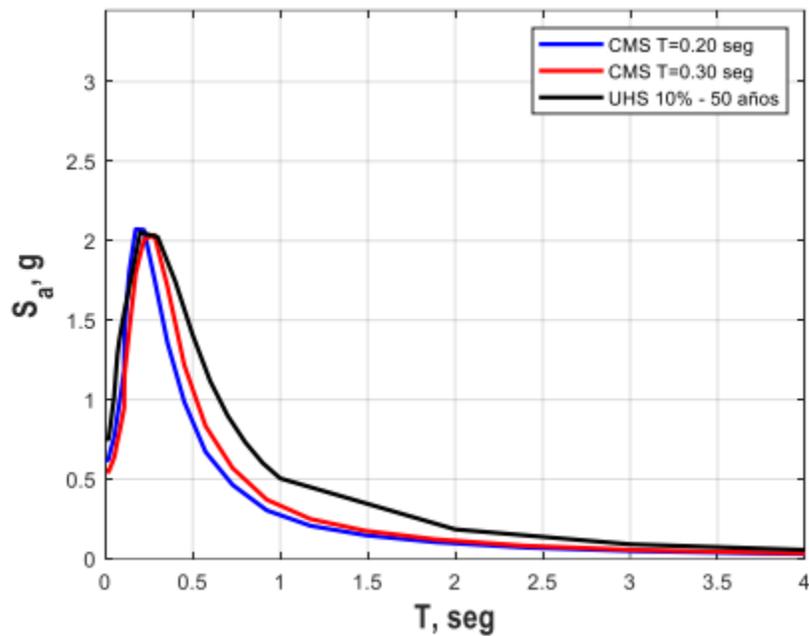


Figura A1.5. Espectro UHS vs CMS para 10% de probabilidad de excedencia.

A1.2. 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.

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).

Tal como se indicó previamente el criterio de selección corresponde al método de escalamiento espectral de ASCE 7-16, para ello se ha considerado:

-Espectro Objetivo: CMS – 975 años periodo retorno medio (SMP); CMS – 475 años periodo retorno medio (SDI)

-Rango de Periodos: $0.2T_1 - 1.5T_1$, con T_1 periodo natural estructura.

-Número de Registros: 11 para cada nivel de intensidad

Con el objetivo de buscar registros que presenten una similitud natural con esos 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 SDI y SMP respectivamente, se procedió a evaluar los factores de escalamiento de acuerdo con dos pasos:

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

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

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

De Figura A1.6 a Figura A1.9, se presentan los resultados obtenidos para todos los casos:

-SDI – T = 0.30 seg.

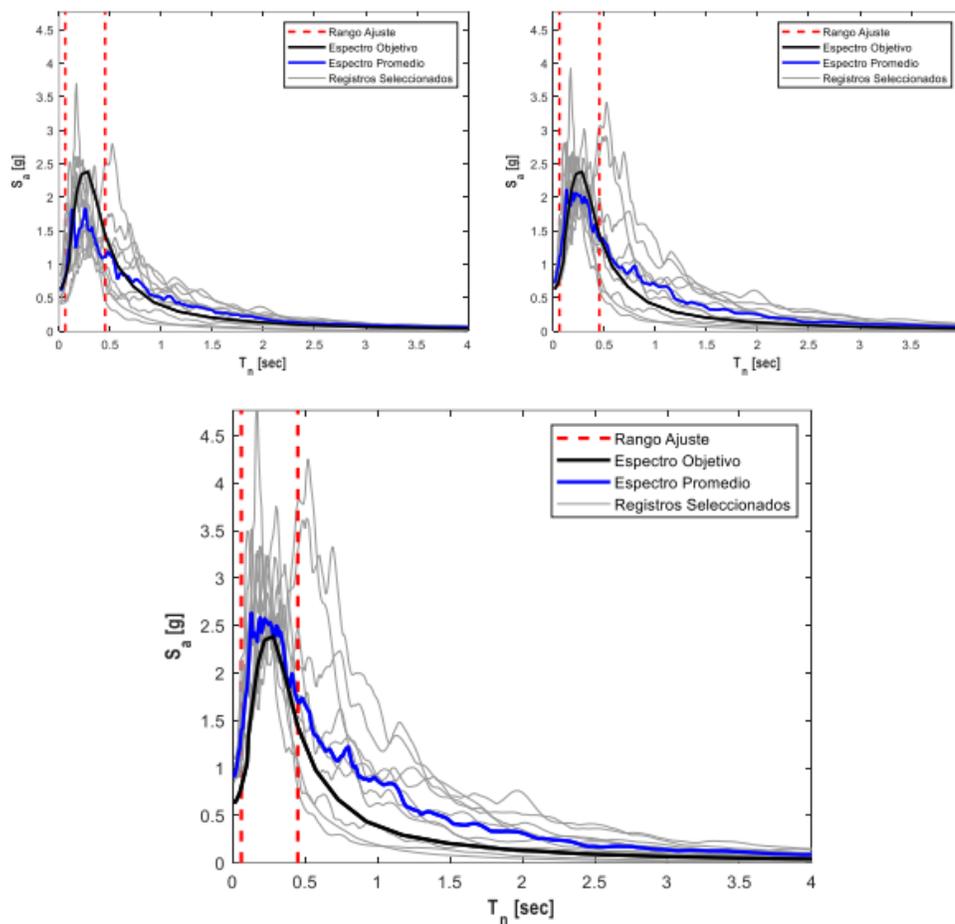


Figura A1.6. 11 Registros; Arriba Izq.: con menor SSE. Arriba Der.: amplificados por factor de escalamiento 1. Abajo: Espectro y ajuste final, demanda SDI y T=0.30 seg.

Para este sistema los Factores de escalamiento finales quedaron definidos por valores entre 1.07 y 2.15. Valores razonables y aceptados por el estado del arte.

-SDI – T = 0.20 seg.

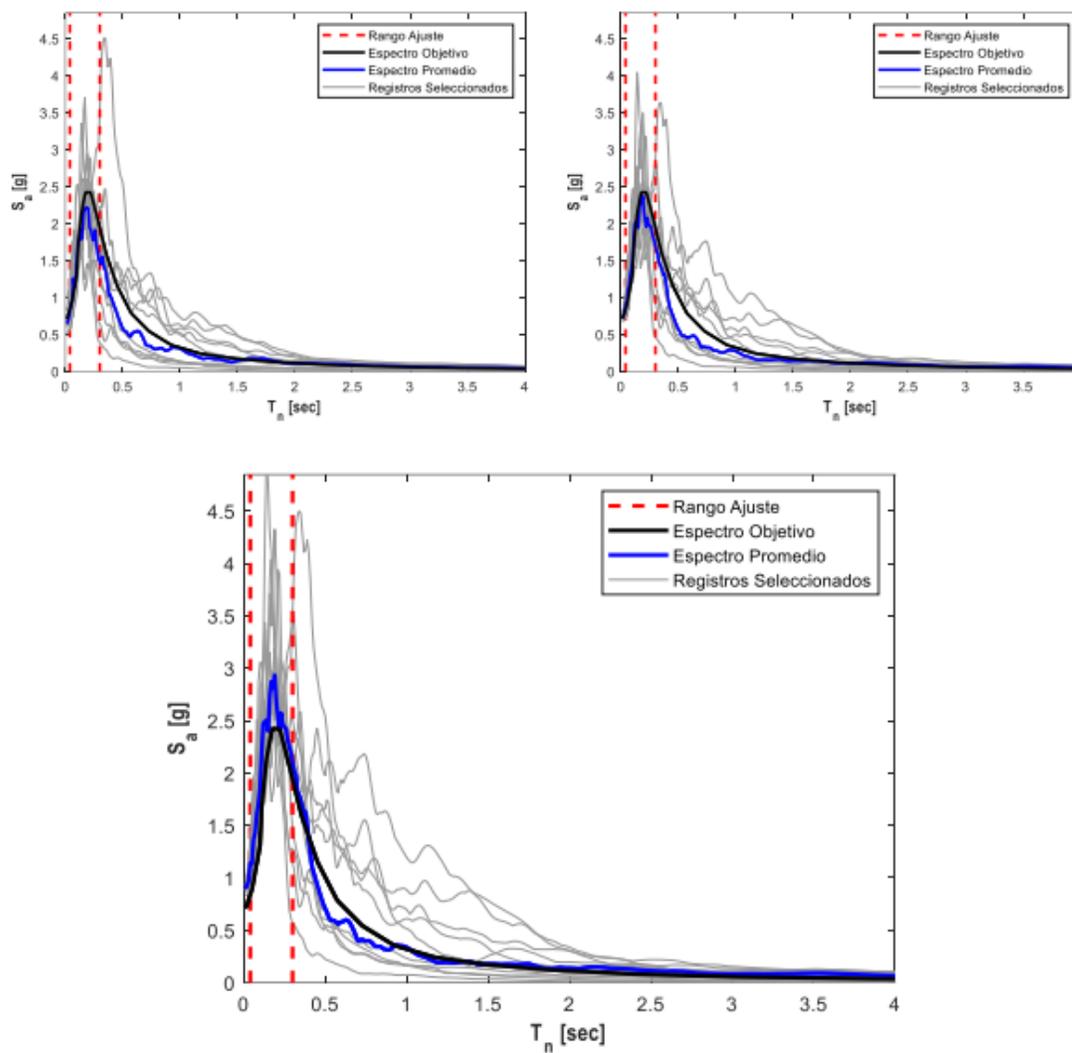


Figura A1.7. 11 Registros; Arriba Izq.: con menor SSE. Arriba Der.: amplificados por factor de escalamiento 1. Abajo: Espectro y ajuste final, demanda SDI y T=0.20 seg.

Para este sistema los Factores de escalamiento finales quedaron definidos por valores entre 0.99 y 1.64. Valores razonables y aceptados por el estado del arte.

-SMP – $T = 0.3$ seg.

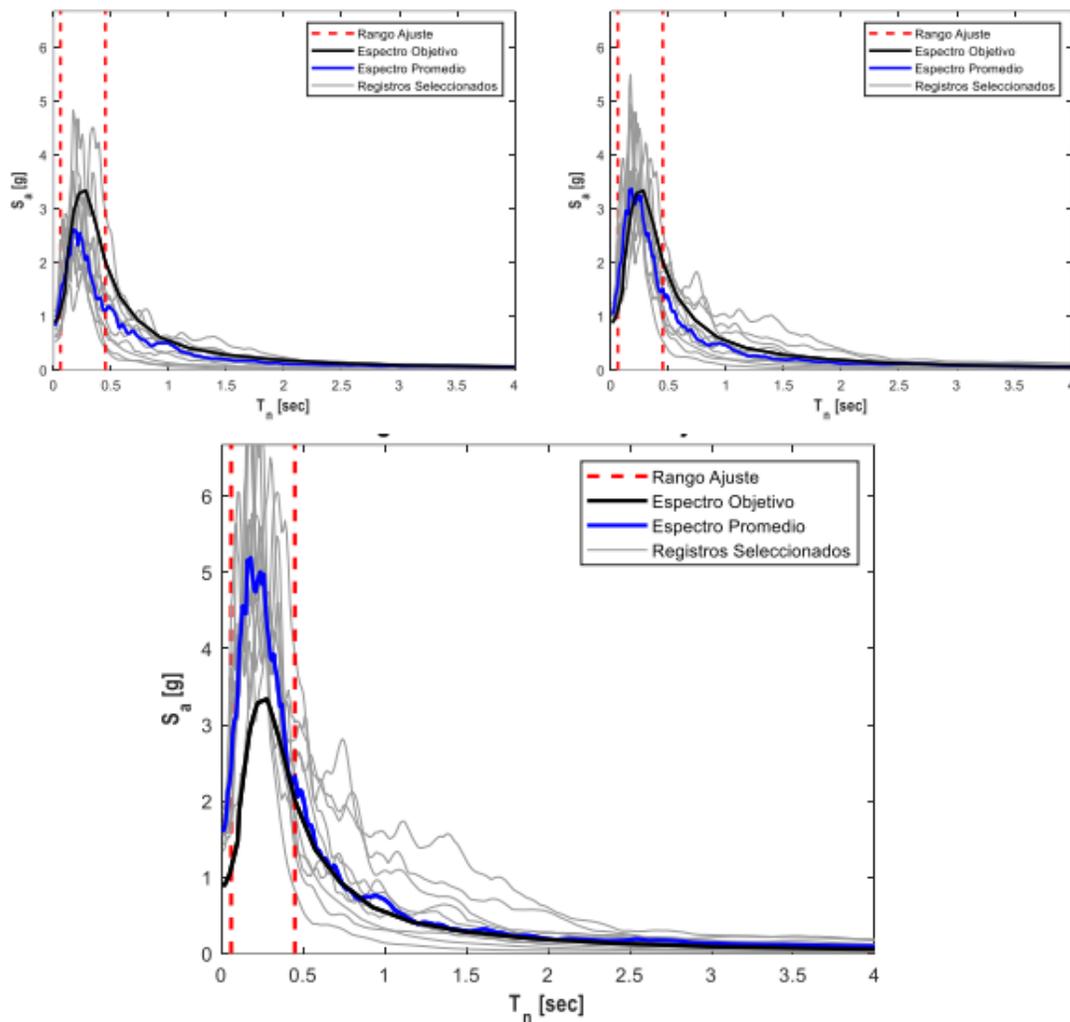


Figura A1.8. 11 Registros; Arriba Izq.: con menor SSE. Arriba Der.: amplificados por factor de escalamiento 1. Abajo: Espectro y ajuste final, demanda SMP y $T=0.30$ seg.

Para este sistema los Factores de escalamiento finales quedaron definidos por valores entre 1.34 y 2.92.

-SMP – $T = 0.2$ seg.

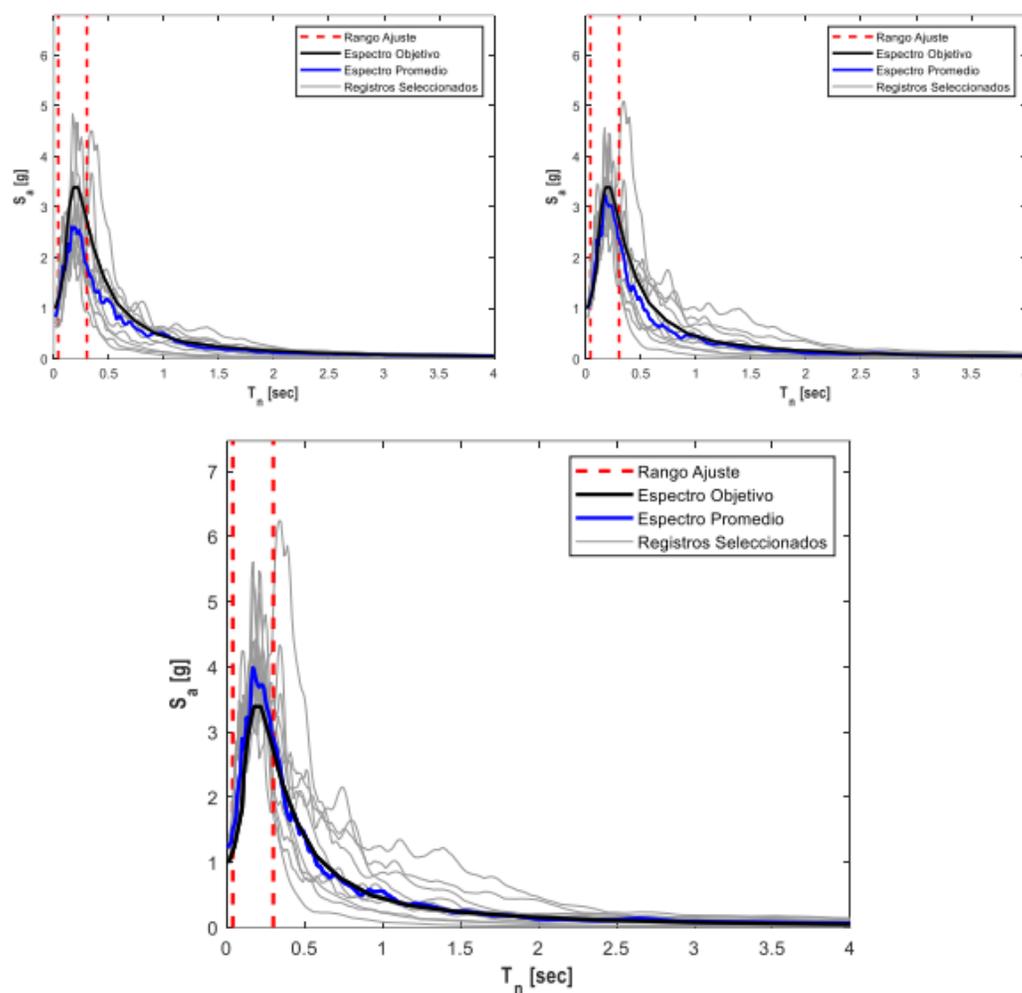


Figura A1.9. 11 Registros Arriba Izq.: con menor SSE. Arriba Der.: amplificados por factor de escalamiento 1. Abajo: Espectro y ajuste final, demanda SMP y $T=0.20$ seg.

Para este sistema los Factores de escalamiento finales quedaron definidos por valores entre 1.09 y 1.95.

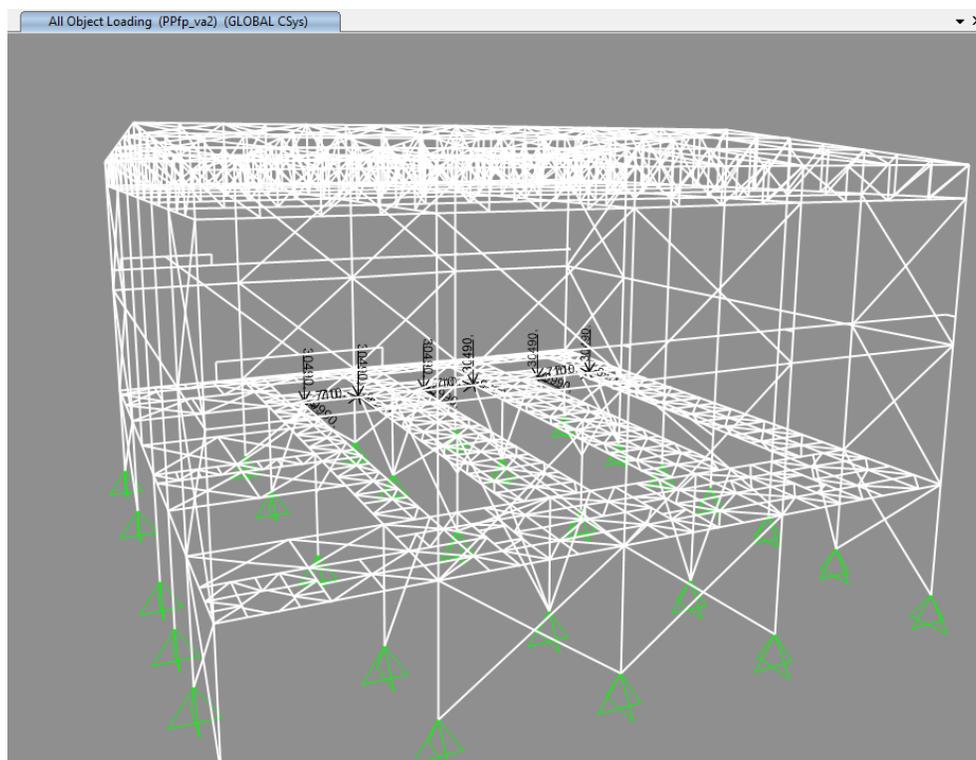


Figura A2.2. Aplicación de carga de peso propio de filtro prensa vacío 2.

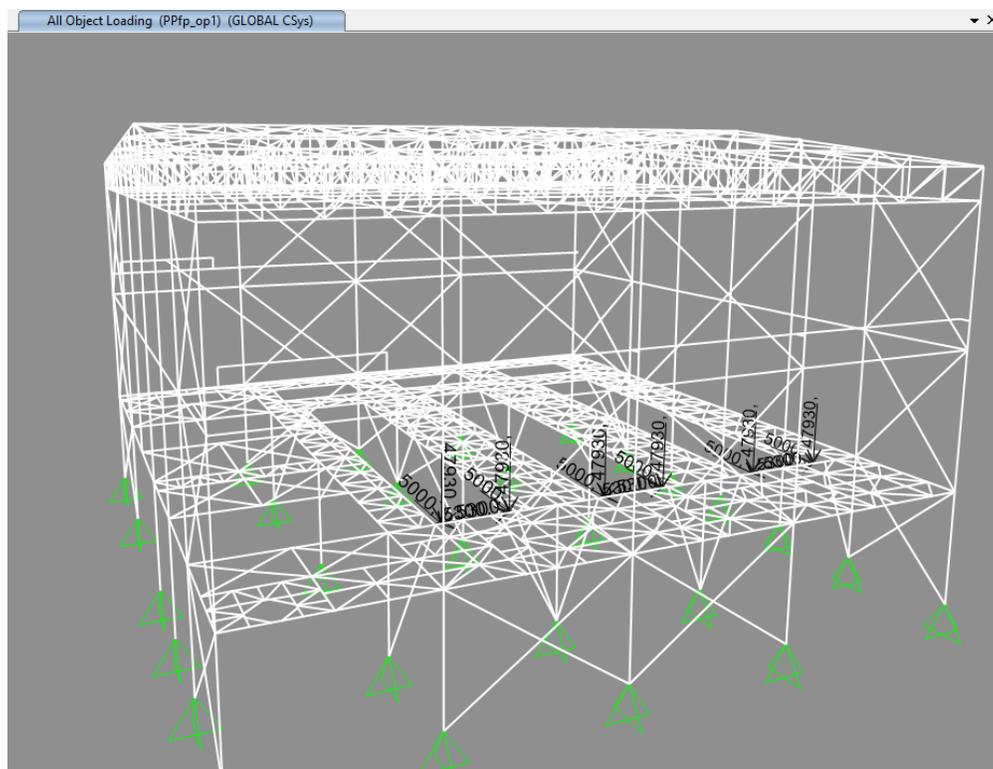


Figura A2.3. Aplicación de carga de peso propio de filtro prensa en operación.

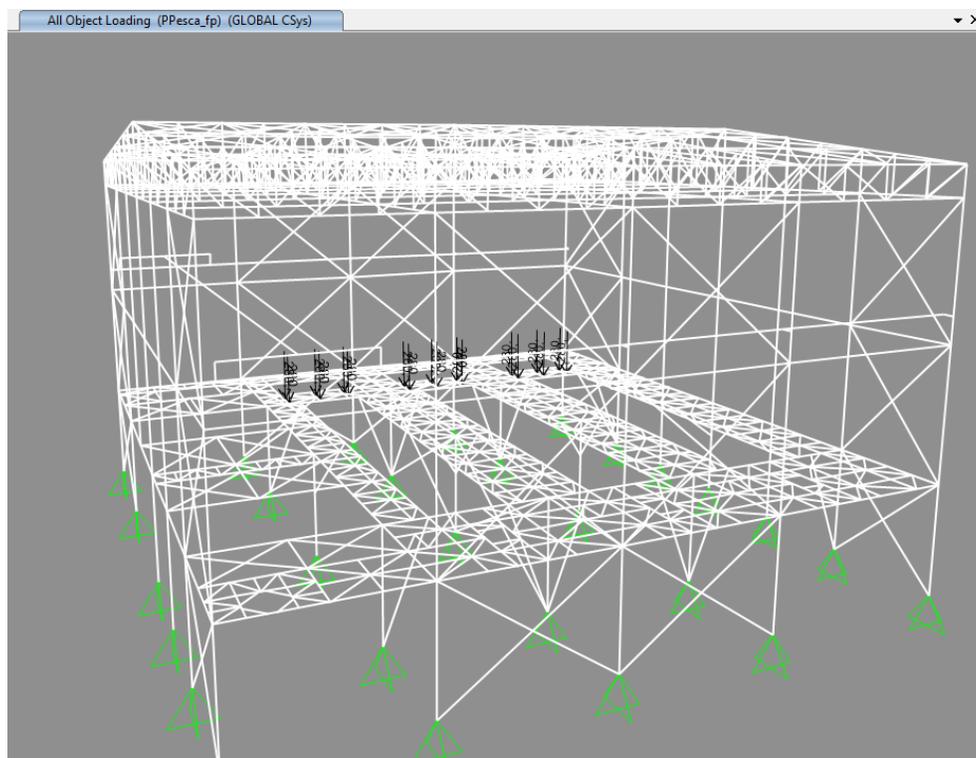


Figura A2.4. Aplicación de carga de peso de escalera filtro prensa.

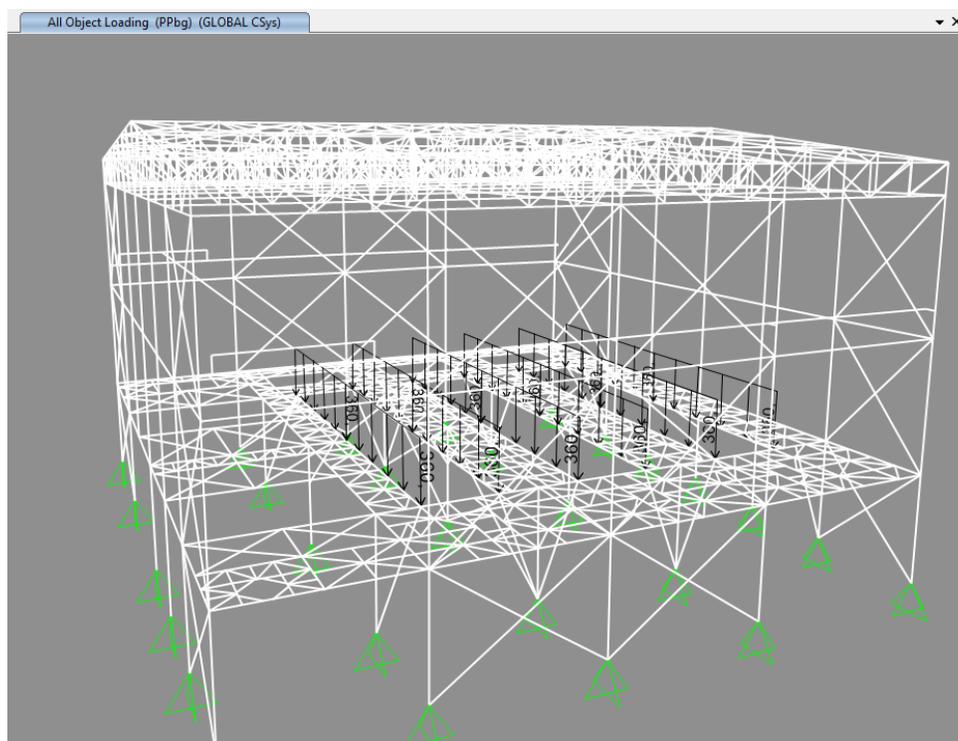


Figura A2.5. Aplicación de carga de peso de bandeja de goteo.

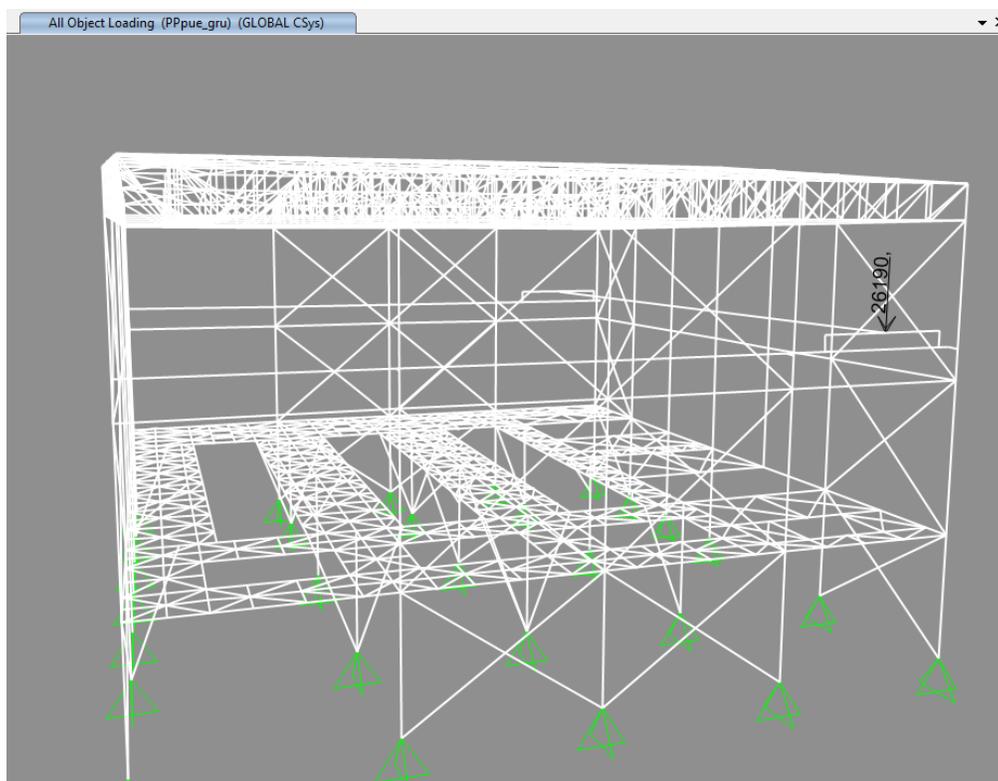


Figura A2.6. Aplicación de carga de peso propio de puente grúa.

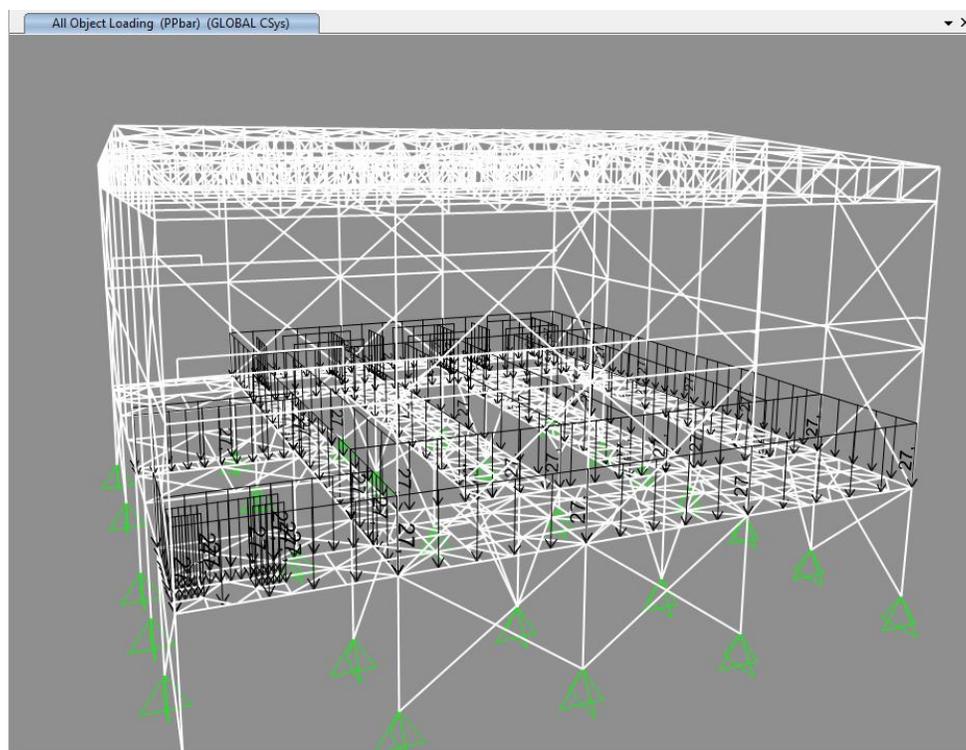


Figura A2.7. Aplicación de carga de peso propio de barandas.

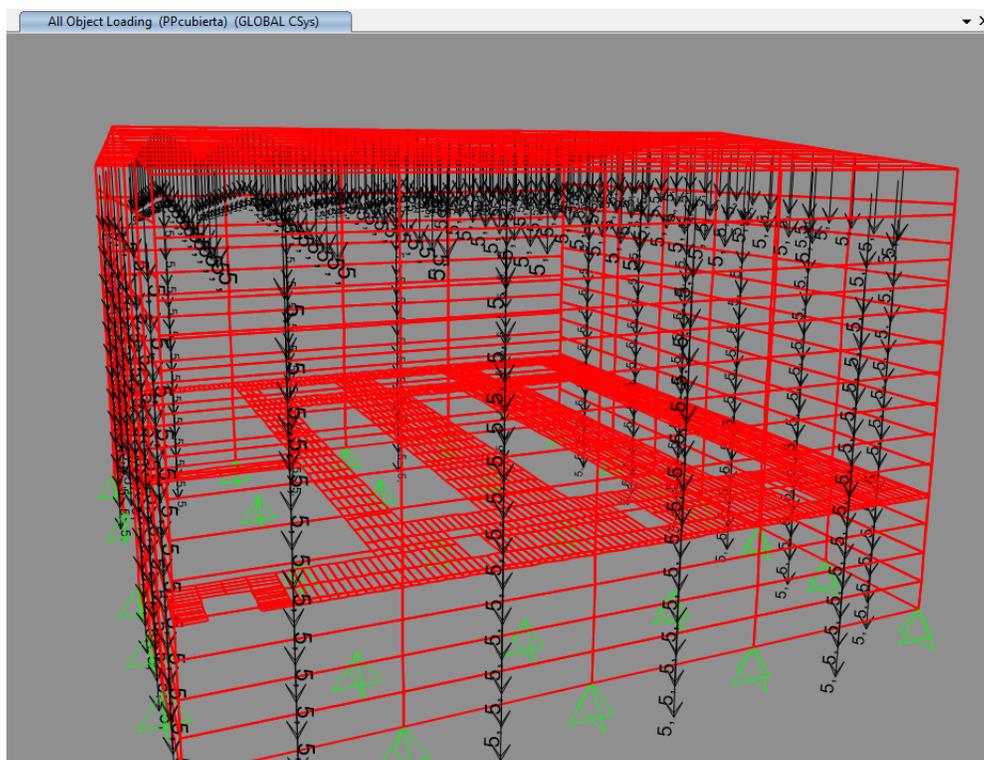


Figura A2.0.8. Aplicación de carga de peso propio de cubierta.

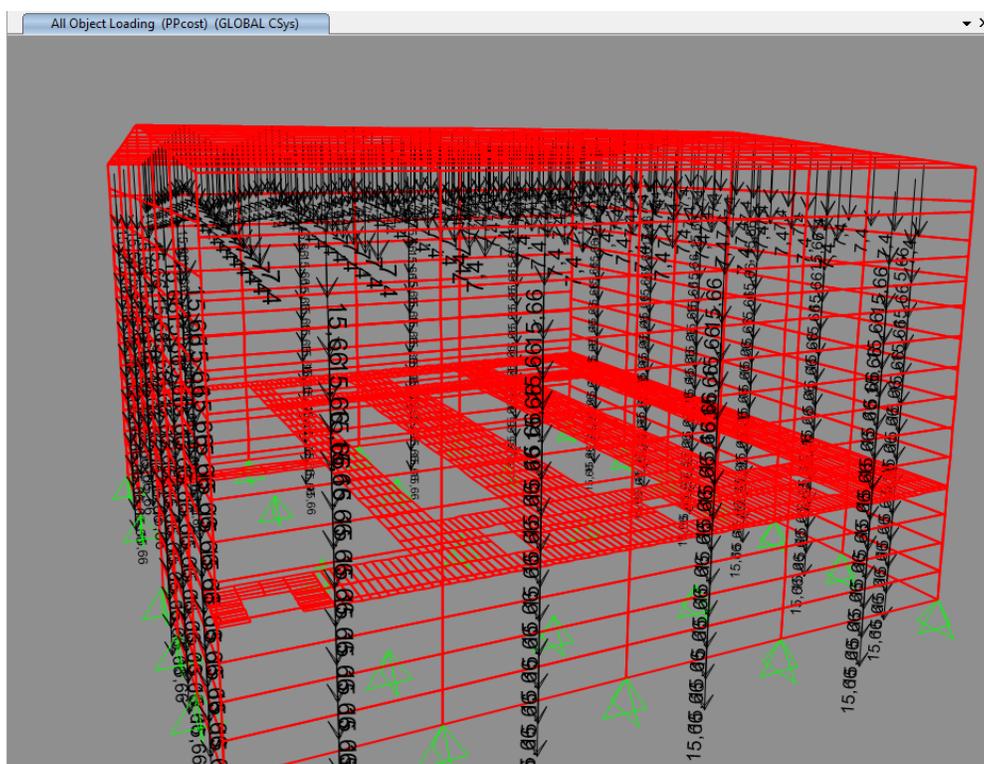


Figura A2.9. Aplicación de carga de peso propio de costaneras.

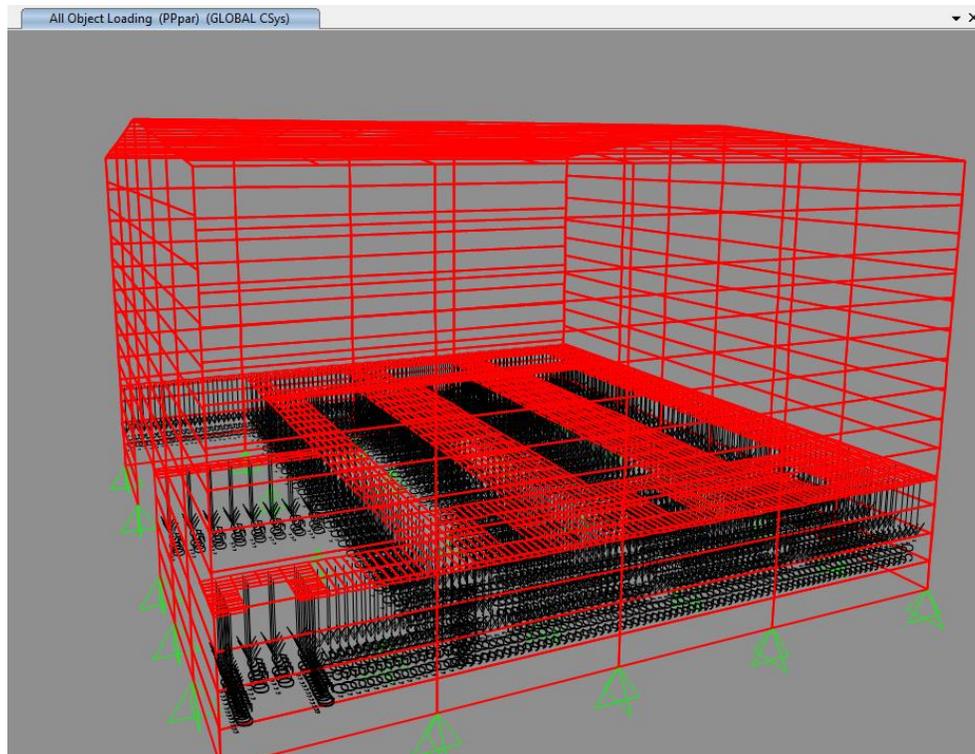


Figura A2.10. Aplicación de carga de peso propio de parrilla de piso.

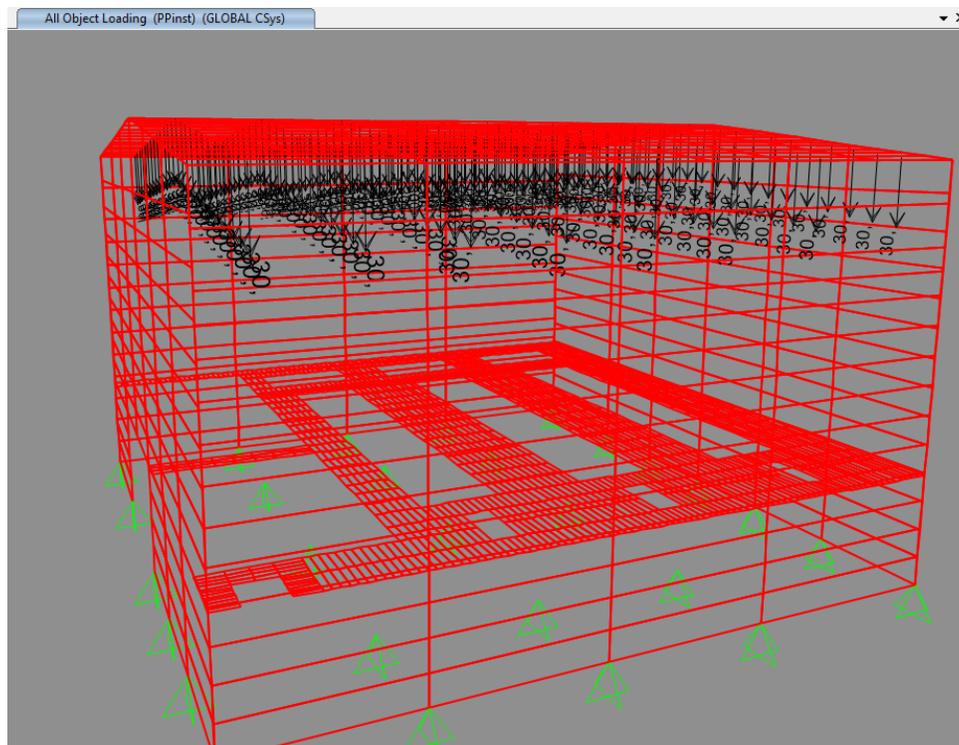


Figura A2.11. Aplicación de carga de peso propio de instrumentaciones.

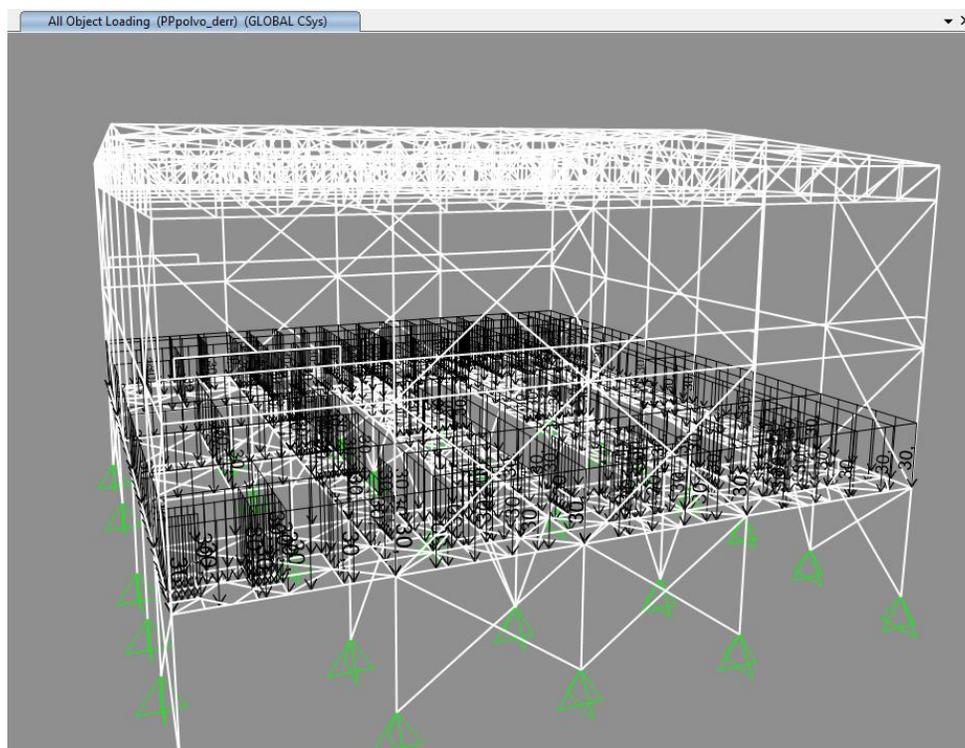


Figura A2.12. Aplicación de carga de peso propio de polvo y derrames.

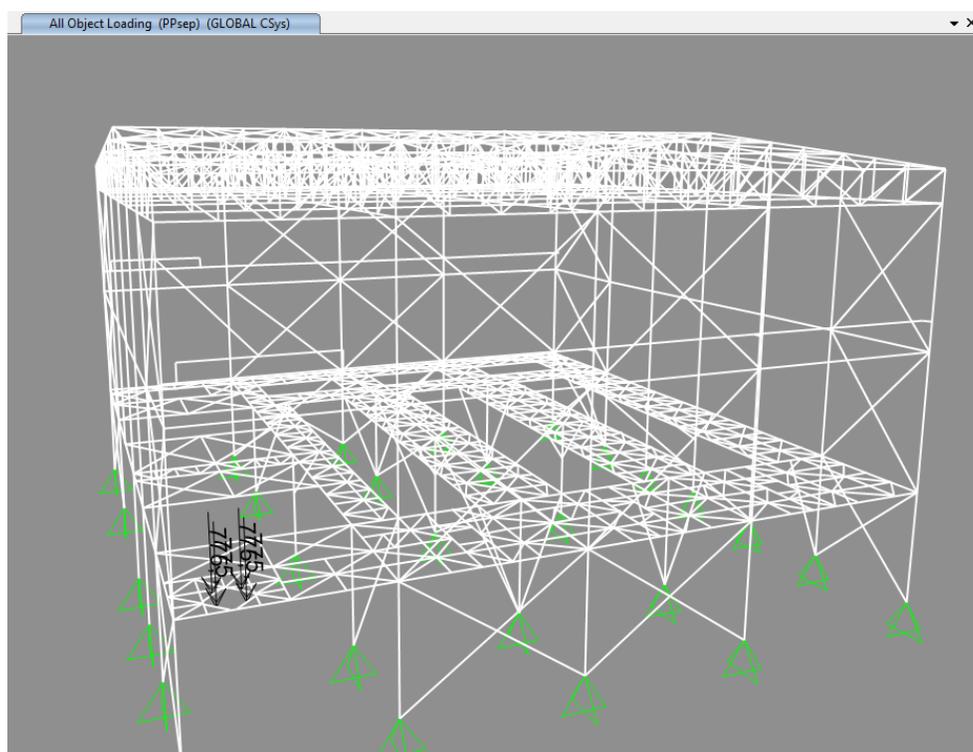


Figura A2.13. Aplicación de carga de peso propio de ciclón separador de aire agua.

A2.2. Aplicación de Sobrecargas de uso

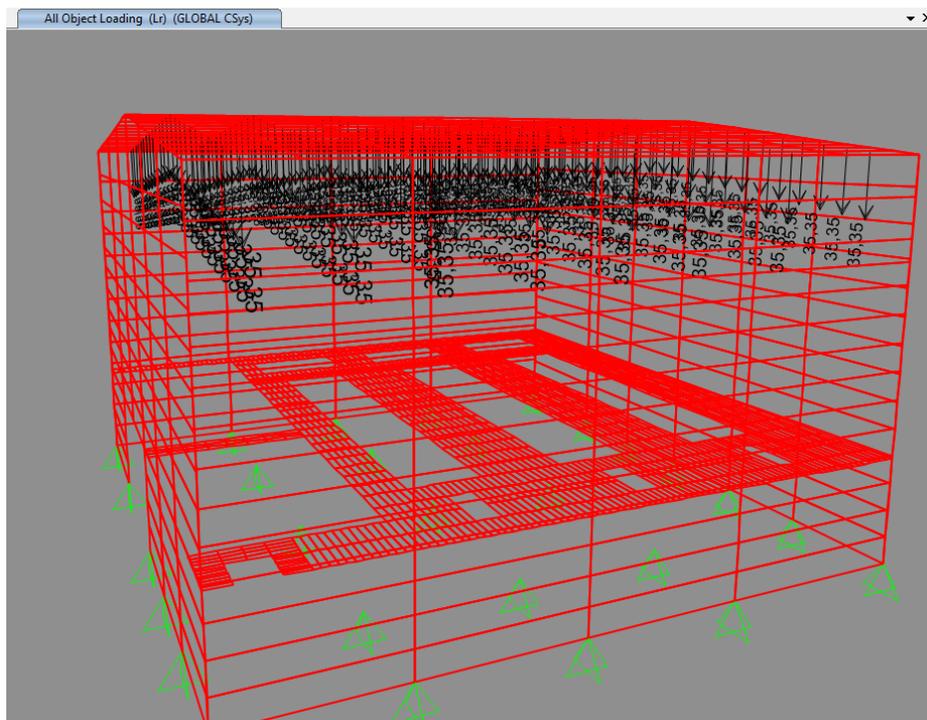


Figura A2.14. Aplicación de sobrecarga de techo sobre la estructura.

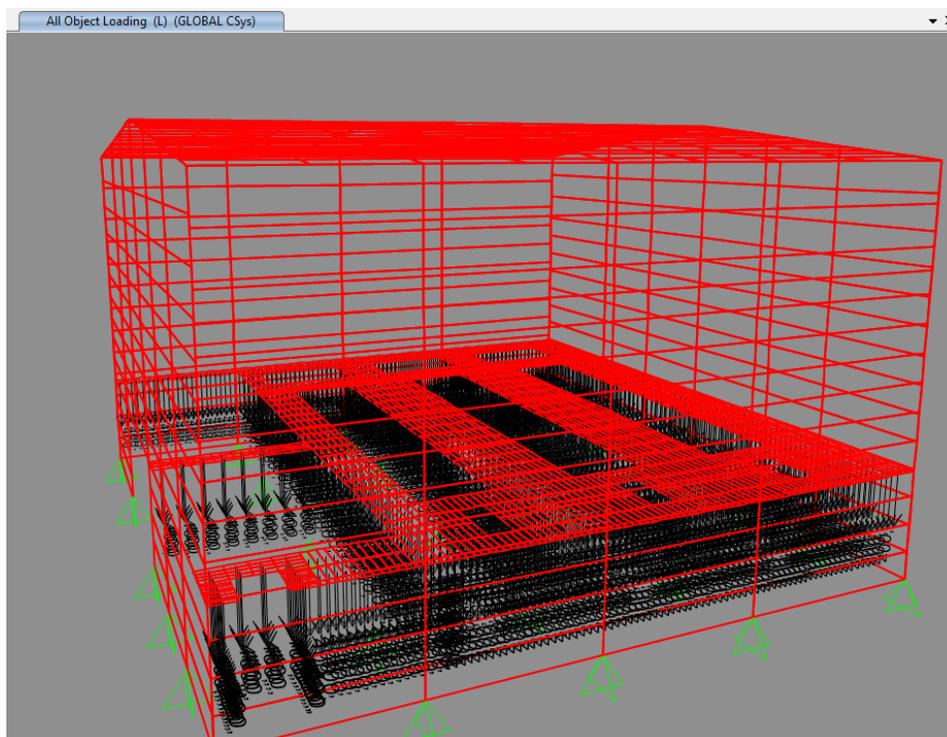


Figura A2.15. Aplicación de carga viva sobre la estructura.

A.2.3. Aplicación de Cargas de Viento

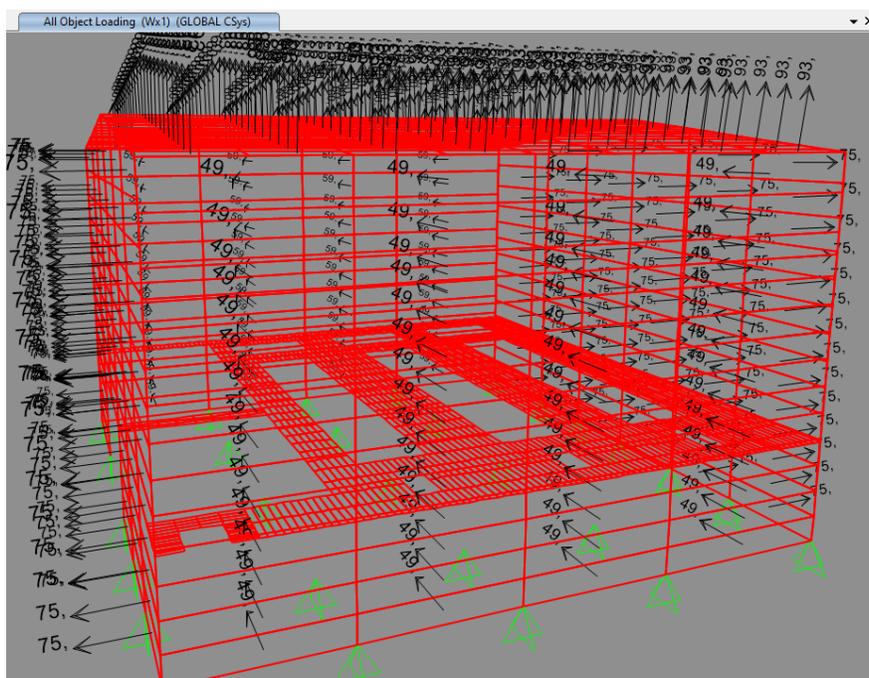


Figura A2.16. Aplicación de carga de presión de viento en la dirección X con presión interna positiva.

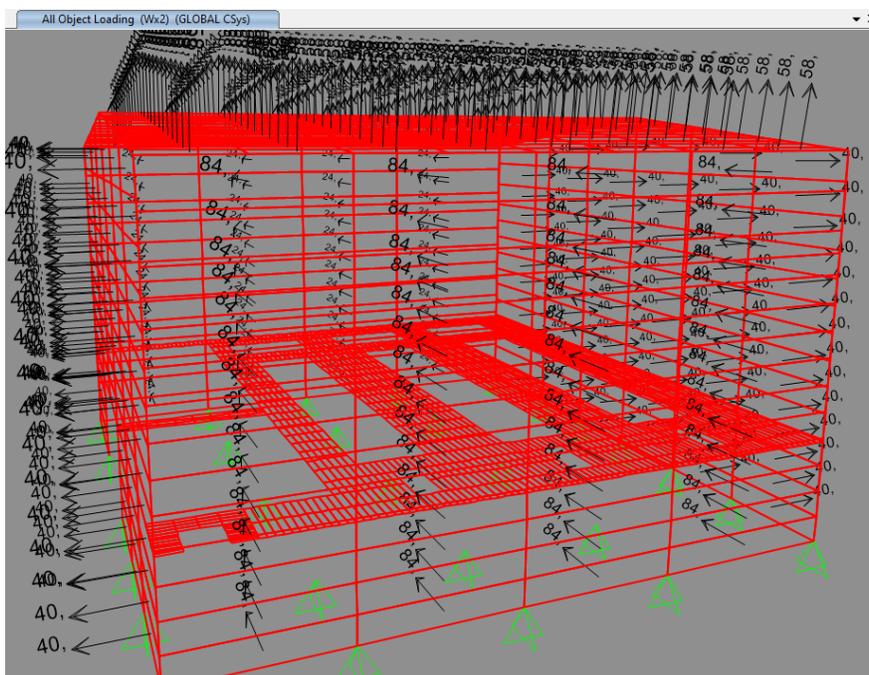


Figura A2.17. Aplicación de carga de presión de viento en la dirección X con presión interna negativa.

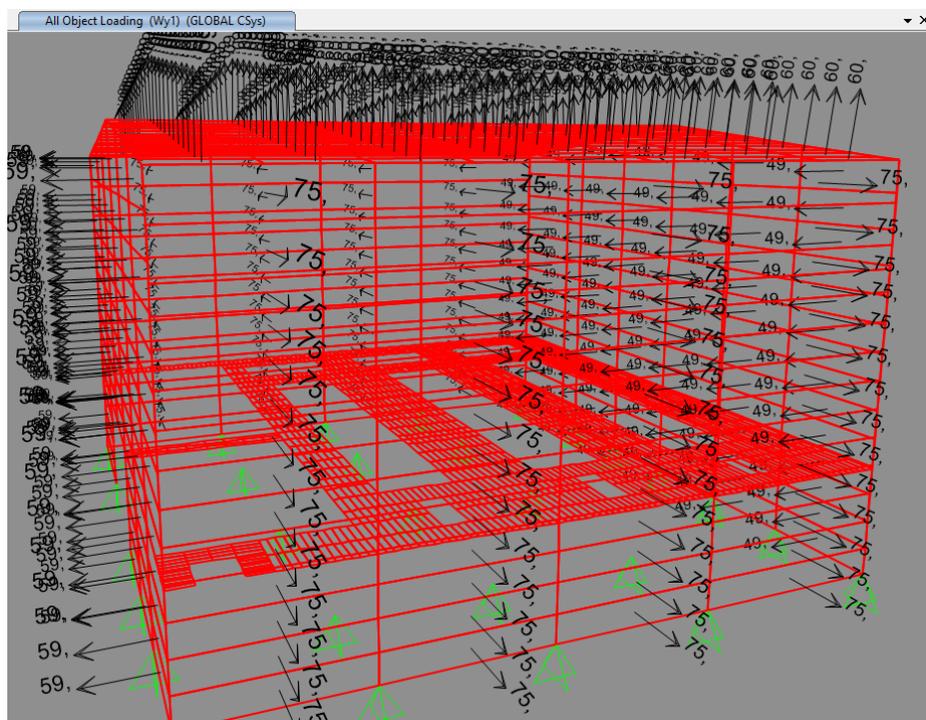


Figura A2.18. Aplicación de carga de presión de viento en la dirección Y con presión interna positiva.

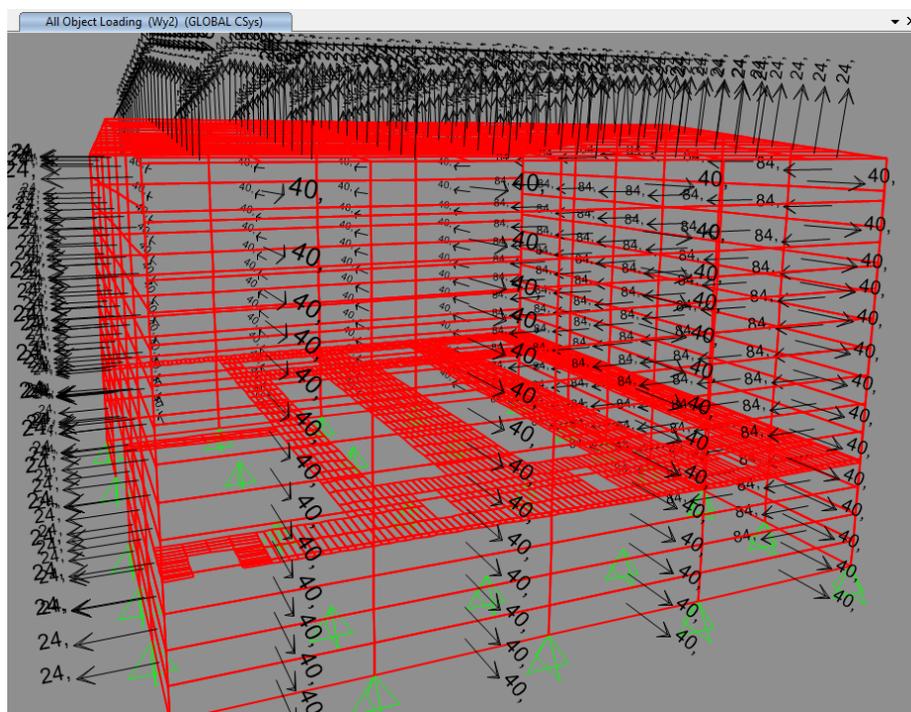


Figura A2.19. Aplicación de carga de presión de viento en la dirección Y con presión interna negativa.

ANEXO 3: REGISTROS SÍSMICOS

Las tablas Tabla A3.1 a Tabla A3.4 presentan las características de los registros sísmicos resultante del estudio de amenaza sísmica que se utilizaron en este trabajo durante el análisis no lineal tiempo-historia. Se tiene un set de registros por cada tipo de sismo para cada forma modal.

Tabla A3.1. Características de registros sísmicos para sismo SDI 02.

N°	Estación	Fecha	Mw	Mec	Rrup (km)	Vs30 (m/s)	FEFt
1	TALCA	27/02/2010	8.8	Interplaca	58,464	537	1,397
2	CURICO	27/02/2010	8.8	Interplaca	70,02	623	1,404
3	VALP11S	03/03/1985	7.9	Interplaca	57,315	382	0,997
4	STGO01S	03/03/1985	7.9	Interplaca	54,792	481	1,046
5	T03A	01/04/2014	8.2	Interplaca	38,552	613	1,092
6	C180	16/09/2015	8.4	Interplaca	79,716	600	1,362
7	C180	26/09/2015	6.3	Interplaca	117,243	600	1,210
8	POCONCHILEENTA	13/06/2005	7.9	Interplaca	172,511	511	1,769
9	VI8A	23/08/2014	6.4	Interplaca	60,375	492	1,575
10	HUALANE	27/02/2010	8.8	Interplaca	46,816	547	1,639
11	VA01	23/08/2014	6.4	interplaca	49,269	882	1,493

Tabla A3.2. Características de registros sísmicos para sismo SDI 03.

N°	Estación	Fecha	Mw	Mec	Rrup (km)	Vs30 (m/s)	FEft
1	TALCA	27/02/2010	8.8	Interplaca	58,465	537	1,461
2	STGO01S	03/03/1985	7.9	Interplaca	54,793	481	1,076
3	CURICO	27/02/2010	8.8	Interplaca	70,024	623	1,447
4	VI8A	23/08/2014	6.4	Interplaca	60,376	492	1,689
5	STGOMAIPU	27/02/2010	8.8	Interplaca	125,402	386	1,520
6	C180	26/09/2015	6.3	Interplaca	117,244	600	1,385
7	HUALANE	27/02/2010	8.8	Interplaca	46,817	547	1,677
8	RANC02S	03/03/1985	7.9	Interplaca	72,584	666	1,934
9	TO3A	01/04/2014	8.2	Interplaca	38,552	613	1,321
10	STGOPENALOLEN	27/02/2010	8.8	Interplaca	136,866	379	2,159
11	MATANZAS	27/02/2010	8.8	interplaca	44,710	394	2,065

Tabla A3.3. Características de registros sísmicos para sismo SMP 02.

N°	Estación	Fecha	Mw	Mec	Rrup (km)	Vs30 (m/s)	FEft
1	ANGOL	27/02/2010	8.8	Interplaca	56,203	355	1,098
2	PICA	10/09/2008	6	Interplaca	40,833	492	1,244
3	T03A	01/04/2014	8.2	Interplaca	38,552	613	1,517
4	VALP11S	03/03/1985	7.9	Interplaca	57,316	382	1,385
5	C110	16/09/2015	8.4	Interplaca	60,540	626	1,180
6	PICA	13/06/2005	7.9	Interplaca	92,266	492	1,097
7	STGO01S	03/03/1985	7.9	Interplaca	54,793	481	1,452
8	TALCA	27/02/2002	8.8	Interplaca	58,465	537	1,940
9	C180	16/09/2015	8.4	Interplaca	79,716	600	1,891
10	C180	26/09/2015	6.3	Interplaca	117,244	600	1,681
11	CURICO	27/02/2010	8.8	interplaca	70,024	623	1,949

Tabla A3.4. Características de registros sísmicos para sismo SMP 03.

N°	Estación	Fecha	Mw	Mec	Rrup (km)	Vs30 (m/s)	FEft
1	STGO01S	03/03/1985	7.9	Interplaca	54,793	481	1,864
2	C110	16/09/2015	8.4	Interplaca	60,540	626	1,489
3	PICA	13/06/2005	7.9	Interplaca	92,266	492	1,580
4	VALP11S	03/03/1985	7.9	Interplaca	57,316	382	1,341
5	ANGOL	27/02/2010	8.8	Interplaca	56,203	355	1,576
6	TALCA	27/02/2010	8.8	Interplaca	58,465	537	2,530
7	T03A	01/04/2014	8.2	Interplaca	38,552	613	2,287
8	CURICO	27/02/2010	8.8	Interplaca	70,024	623	2,506
9	C180	26/09/2015	6.3	Interplaca	117,244	600	2,398
10	PICA	10/09/2008	6	Interplaca	40,833	492	2,035
11	V18A	23/08/2014	6.4	interplaca	60,376	492	2,925

ANEXO 4: SECCIONES ORIGINALES EDIFICIO FILTRO PRENSA

En la Figura A4.1 a la Figura A4.8 se presentan las vistas de las secciones del edificio Filtro Prensa, el resto de las secciones pueden encontrarse en la sección 3.2.

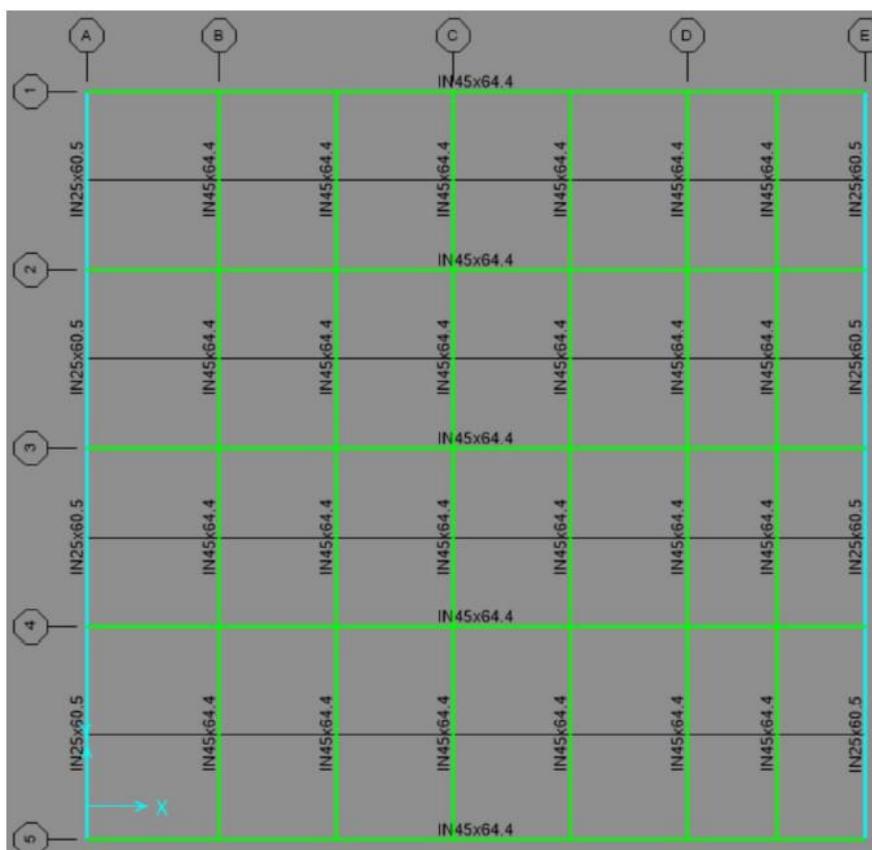


Figura A4.1. Planta de cuerda inferior de techo.

ANEXO 4: SECCIONES ORIGINALES EDIFICIO FILTRO PRENSA

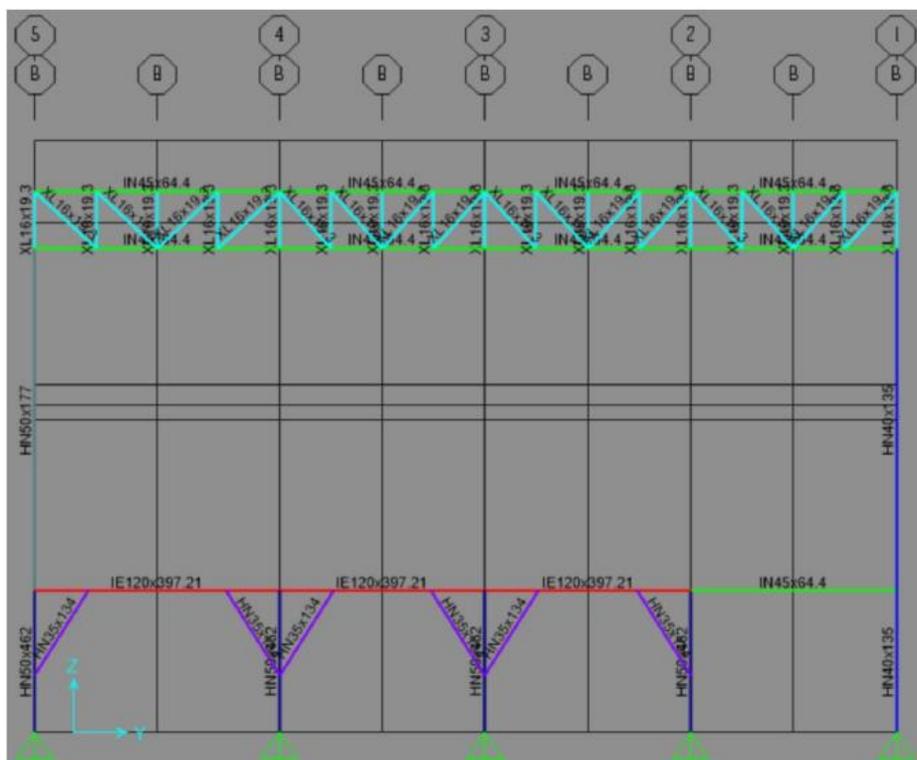


Figura A4.2. Elevación eje B.

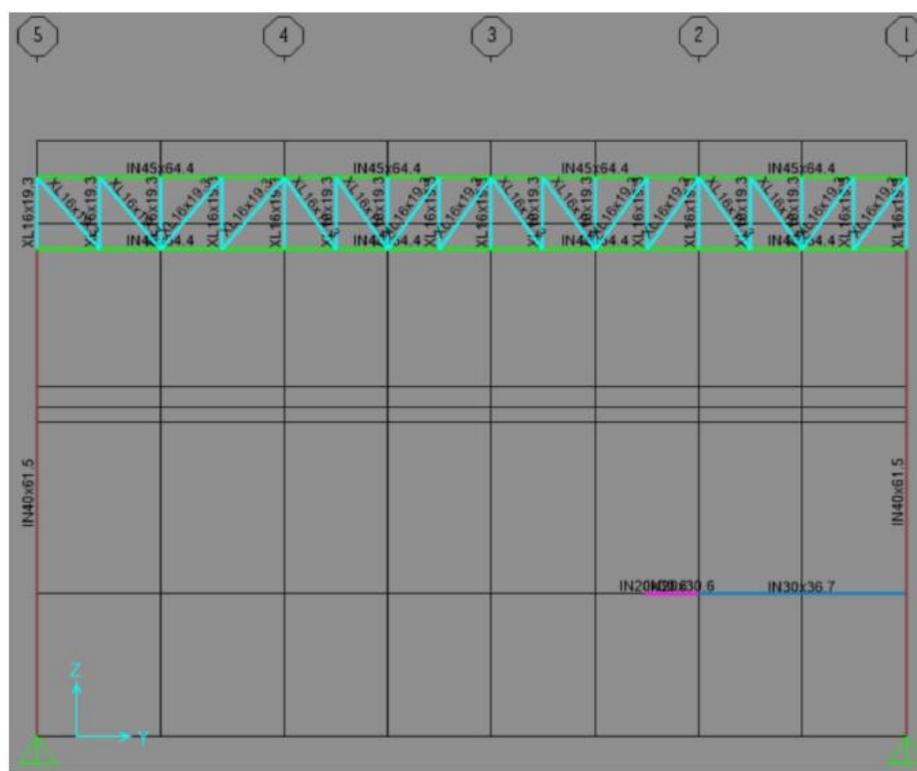


Figura A4.3. Elevación entre ejes B y C.

ANEXO 4: SECCIONES ORIGINALES EDIFICIO FILTRO PRENSA

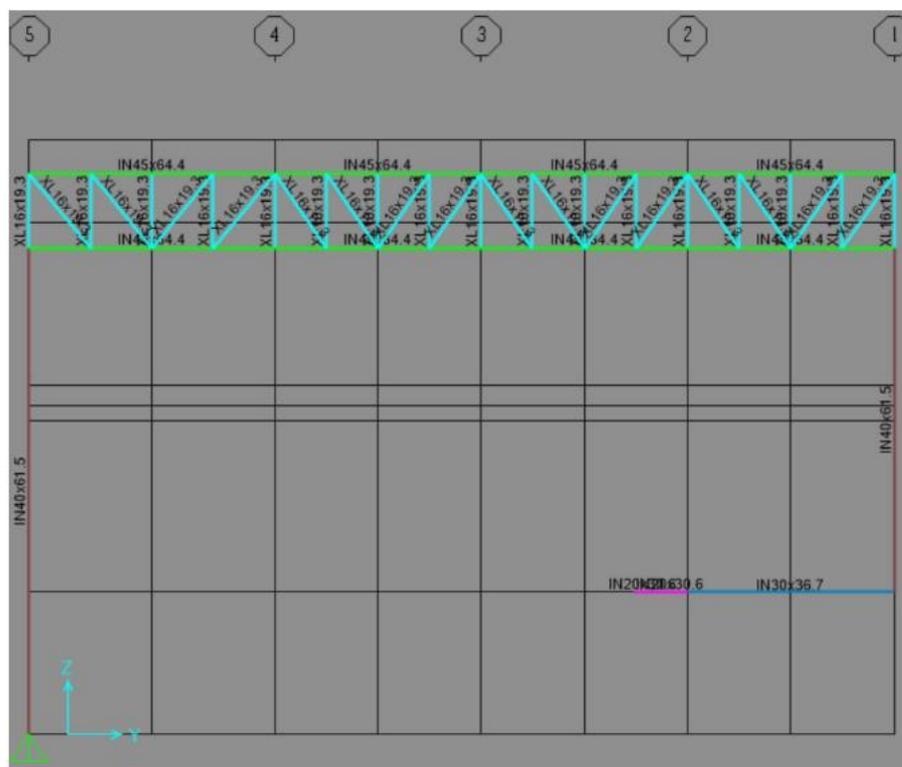


Figura A4.4. Elevación entre ejes C y D

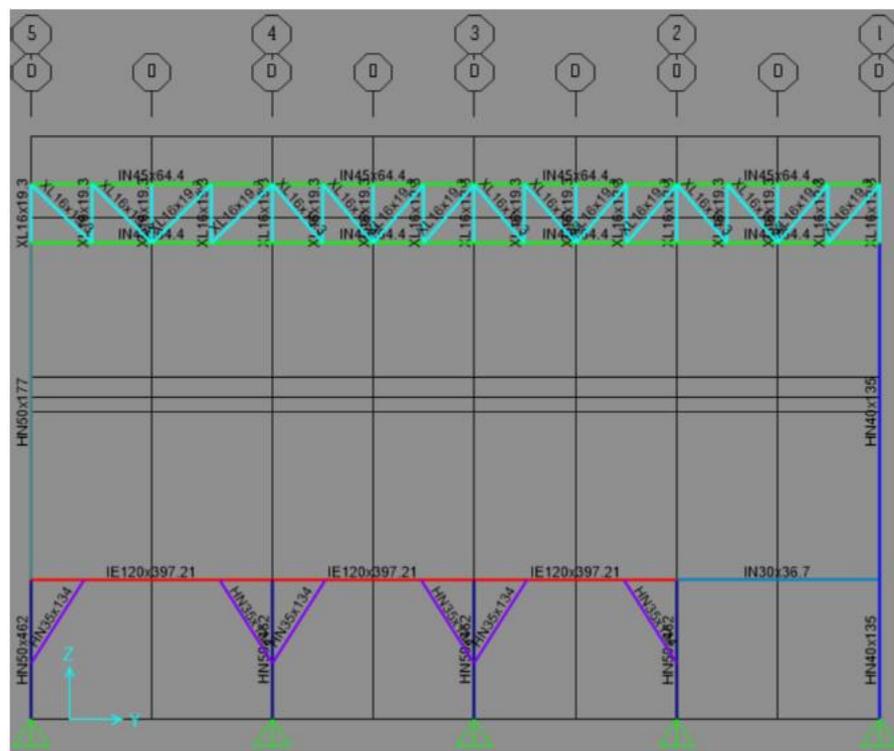


Figura A4.5. Elevación eje D.

ANEXO 4: SECCIONES ORIGINALES EDIFICIO FILTRO PRENSA

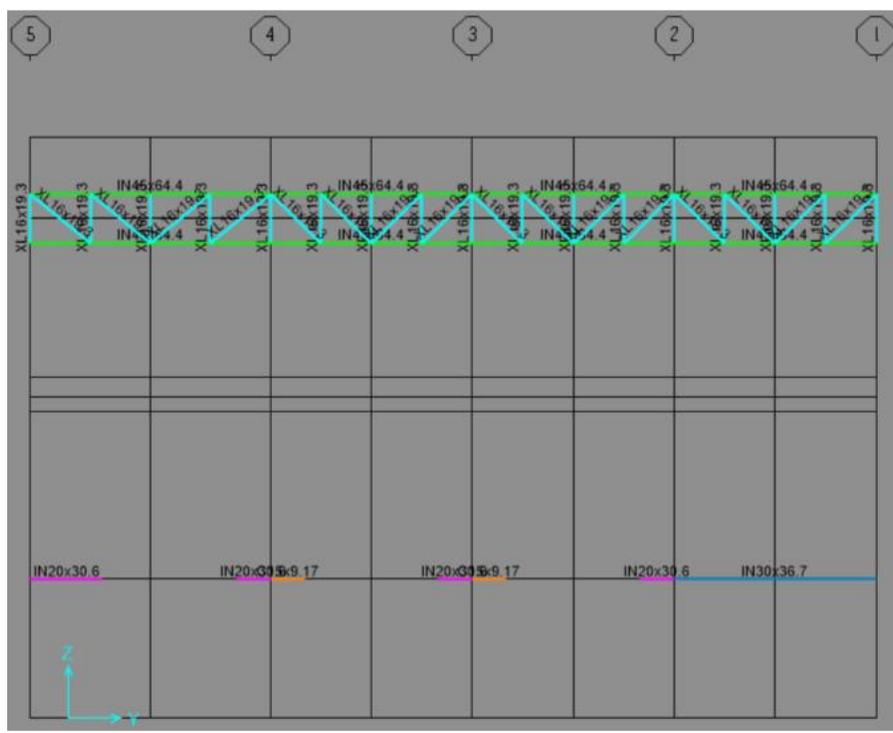


Figura A4.6. Elevación entre ejes D y E.

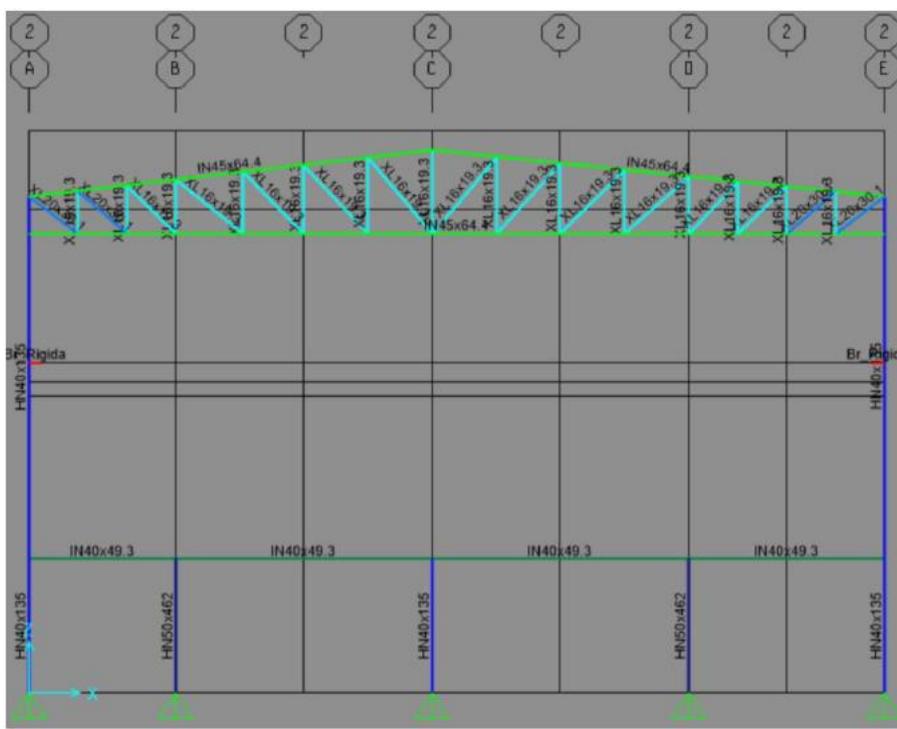


Figura A4.7. Elevación eje 2.

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

Departamento	: Departamento de Ingeniería Civil
Carrera	: Ingeniería Civil
Nombre del memorista	: Juan Esteban Arévalo Maldonado
Título de la memoria	: Evaluación del desempeño sísmico de un Edificio Filtro Prensa según NCh 2369-2023.
Fecha de la presentación oral	:
Profesor(es) Guía	: Rodrigo Silva Muñoz
Profesor(es) Revisor(es)	: Peter Dechent Anglada
Profesor(es) Externos(es)	: Miguel Medalla y Cristian Urzúa
Concepto	:
Calificación	:

Resumen

Las estructuras industriales en Chile se diseñan con la NCh 2369 la cual tiene como finalidad garantizar la continuidad de operación de la estructura.

Tras el terremoto del 2010, se identificaron falencias en las normas, lo que llevó a una actualización principalmente enfocada a que la disipación de energía ante un evento sísmico se realice en elementos no estructurales.

El objetivo principal del estudio es evaluar el desempeño sísmico de un Edificio Filtro Prensa, estructurado con marcos arriostrados concéntricamente. Se realizó un diseño lineal con las nuevas disposiciones de la norma y un análisis no lineal tiempo-historia considerando la plastificación de pernos de anclaje y arriostramientos para dos tipos de sismos, sísmo nivel de diseño (SDI) y sísmo máximo posible (SMP).

Los resultados obtenidos muestran que las disposiciones de la norma actualizada producen diseños que reflejan su filosofía principal. Se observa un buen desempeño de la estructura puesto que los indicadores de daño están concentrados dentro de los límites permitidos. Esto se puede ver principalmente en que la disipación de energía en los arriostramientos ocurre prácticamente solo en el caso SMP, por lo que los pernos funcionan como elemento no lineal de incursión primaria en sismos SDI. También se ve que los Drift de entrepiso y techo se encuentran dentro de los límites establecidos, lo que evidencia una buena respuesta a este indicador de daño por parte de la estructura.