



UNIVERSIDAD DE CONCEPCIÓN
FACULTAD DE INGENIERÍA
DEPARTAMENTO DE INGENIERÍA CIVIL



**EVALUACIÓN DEL DESEMPEÑO SÍSMICO DE EDIFICIO DE FLOTACIÓN DISEÑADO
SEGÚN LA NORMA NCh2369:2023.**

POR

Marcelo Alonso Benítez Espinoza

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

Profesor Comisión

Victor Aguilar Vidal

Profesional Supervisor

Miguel Medalla

Cristián Urzúa

Abril 2024

Concepción (Chile)

© 2023 Marcelo Alonso Benítez Espinoza

© 2023 Marcelo Alonso Benítez Espinoza

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

DEDICATORIA

Este trabajo está dedicado a mis Padres Maritza y Marcelo, por el gigantesco apoyo brindado todos estos años, por el cariño que me entregaron mientras crecía, por la fe que siempre pusieron en mí, siendo esta en algunos momentos inclusive más grande que la que yo mismo tenía, por todas las oportunidades que me brindaron y por siempre dar más de lo que pudiese haber necesitado.

A mi hermano Matías por la compañía de todos estos años, por los buenos ratos, por las conversaciones profundas y las que no lo fueron tanto, por todas las vivencias que compartimos y el cariño entregado.

A mi compañero de cuatro patas Cooper por toda compañía que me ha entregado, por los paseos, los juegos y todos los momentos de distracción que sirvieron para recargar energías y poder seguir adelante.

A mis familiares, abuelos, tíos, tías, primos que siempre estuvieron atentos y ayudaron de una u otra forma en hacer más llevadero esta etapa.

A todos los amigos que hice en el camino, los que conocí en la universidad como tal y fuera de ella, todos ellos hicieron más fácil el camino, haya sido en cuanto a lo académico o por las tardes y noches de ocio que fueron igualmente importantes.

Finalmente, recordar a mi abuelo Benito, me habría encantado que hubiese visto este momento.

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 todo el apoyo brindado durante estos últimos 6 años, orientando y colaborando más allá de lo que sus propias asignaturas requerían, siendo aún mayor su apoyo durante el desarrollo de esta memoria.

Al profesor Cristian Urzúa por sus conocimientos entregados en cuanto a análisis no lineales.

Al profesor Miguel Medalla por sus conocimientos entregados en cuanto a análisis no lineales y su dedicación y esmero en contribuir en cada uno de los traspiés que se generaron durante el proceso anteriormente mencionado.

RESUMEN

Es de conocimiento general que Chile siempre ha sido y seguirá siendo un país que se caracteriza por su alta sismicidad, se tiene larga data de sismos tan devastadores como los ocurridos en Arica el año 1868 con una intensidad estimada de 9.0 en escala de Richter o más recientes los ocurridos en Valdivia el año 1960 con una magnitud en escala de Richter de 9.5 o el último de gran magnitud ocurrido el 27 de Febrero del 2010 con una magnitud en escala de Richter 8.8, lo que impulsa políticas públicas materializadas en normativas como la NCh 2369:2023 que buscan garantizar el buen comportamiento de estructuras de carácter industrial mediante la implementación de estándares cuyo propósito es otorgar a la estructura sobrerresistencia y ductilidad moderada, de la cual se espera no hacer uso.

La primera versión de esta normativa se remonta al año 2003 donde se definieron los primeros lineamientos específicos para afrontar de buena manera los eventos sísmicos dada la recopilación de diferentes códigos y aproximándolos al acontecer nacional, esto generó buenas sensaciones dentro de la comunidad ingenieril hasta que ocurrió el evento sísmico del 27 de Febrero de 2010 donde se evidenciaron errores en la filosofía de diseño como conexiones débiles, pandeo de elementos esbeltos como arriostramientos, problemas en sistemas conexión suelo-estructura, etc. Produciéndose así la necesidad de recopilar estos antecedentes y combinados con los conocimientos estructurales más actualizados para materializar una nueva versión de esta norma, introduciendo parámetros nuevos dentro del acontecer como lo son la incorporación de un factor de amplificación para cargas sísmicas reducidas para elementos no considerados fusibles, aparición de nuevas formas espectrales para diseño y comprobación de elementos y cambios en los límites de compacidad para elementos.

El principal objetivo de este trabajo es realizar el rediseño de un edificio de flotación el cual se proyectó bajo los estándares de la normativa NCh 2369:2003, ahora mediante la actualización del año 2023 cumpliendo las nuevas exigencias de esta para luego proceder con un análisis no lineal de tipo tiempo-historia con la finalidad de determinar el desempeño de este bajo los niveles de sismo de diseño (SDI) y sismo máximo probable (SMP).

El desempeño sísmico arrojó que la estructura presentaba sobrerresistencia, esto debido probablemente al factor de minoración R utilizado en el diseño de elementos como columnas en los marcos de momento y la existencia de arriostramientos en el otro sentido de la estructura, aún así tanto para niveles SDI y SMP se presentaron fallos en algunos elementos, siendo esto atribuible a la comprobación de la estructura con una baja cantidad de registros y la utilización del parámetro que

maximizó la respuesta en cuestión, aún así se evidenció un uso moderado de la ductilidad de la estructura.

ABSTRACT

It is common knowledge that Chile has always been and will continue to be a country characterized by its high seismic activity. There is a long history of devastating earthquakes, such as those in Arica in 1868 with an estimated intensity of 9.0 on the Richter scale, or more recent ones like those in Valdivia in 1960 with a magnitude of 9.5 on the Richter scale, or the most recent significant earthquake on February 27, 2010, with a magnitude of 8.8 on the Richter scale. This drives public policies materialized in regulations such as NCh 2369:2023, which seek to guarantee the proper behavior of industrial structures through the implementation of standards aimed at providing the structure with over-resistance and moderate ductility, which ideally should not be needed.

The first version of this regulation dates back to 2003, where the initial specific guidelines were defined to properly address seismic events by compiling different codes and adapting them to the national context. This generated positive reactions within the engineering community until the seismic event of February 27, 2010, where errors in the design philosophy were evidenced, such as weak connections, buckling of slender elements like bracings, problems in soil-structure connection systems, etc. This led to the need to gather these findings and combine them with the most updated structural knowledge to materialize a new version of this standard, introducing new parameters such as the incorporation of an amplification factor for reduced seismic loads for non-fuse elements, the appearance of new spectral shapes for design and verification of elements, and changes in compactness limits for elements.

The main objective of this work is to redesign a floating building that was designed under the standards of regulation NCh 2369:2003, now updated to the 2023 version, meeting its new requirements, and then proceed with a nonlinear time-history analysis to determine its performance under the design seismic level (SDI) and maximum possible seismic level (SMP).

The seismic performance revealed that the structure exhibited over-resistance, probably due to the reduction factor R used in the design of elements such as columns in moment frames and the presence of bracings in the orthogonal direction of the structure. However, failures were observed in some elements for both DSL and MPE levels, which can be attributed to the structure being verified with a small number of records and the utilization of the parameter that maximized the response in question. Nevertheless, a moderate use of the structure's ductility was evidenced

INDICE

Contenido

CAPÍTULO 1: INTRODUCCIÓN.....	1
1.1. Motivación	1
1.2. Objetivos	1
1.2.1. Objetivos Generales	1
1.2.2. Objetivos Específicos.....	2
1.3. Edificio de Flotación	2
1.4. Organización del trabajo	3
CAPÍTULO 2: MARCO TEÓRICO Y METODOLOGÍA.....	4
2.1. Introducción	4
2.2. Diseño estructural industrial en Chile	4
2.3. Cambios Normativos.....	5
2.3.1. Capítulo 5: Análisis sísmico.....	5
2.3.2. Capítulo 6: Deformaciones Sísmicas	6
2.3.3. Capítulo 8: Disposiciones para estructuras de acero.	6
2.3.4. Capítulo 9: Disposiciones para estructuras de hormigón.	8
2.4. Diseño Lineal	8
2.4.1. Verificación de resistencia estructural	8
2.4.2. Verificación de serviciabilidad.....	9
2.5. Análisis no lineal.....	9
2.5.1. Modelamiento No Lineal de arriostramientos verticales	15
2.5.2. Modelamiento No Lineal de rótulas plásticas de vigas pertenecientes a MRM.	21
2.6. Conclusiones	23

CAPÍTULO 3: Diseño Lineal.	24
3.1. Introducción	24
3.2. Materiales	24
3.3. Estados de carga	25
3.3.1. Carga muerta	25
3.3.2. Carga viva	25
3.3.3. Carga de viento.....	26
3.3.4. Carga sísmica	27
3.3.5. Resumen de cargas	30
3.4. Combinaciones de carga.....	31
3.5. Verificación de esbeltez global y local	32
3.5. Verificación de serviciabilidad.....	33
3.5.1. Verificación deflexiones	33
3.5.2. Verificación de drift sísmico	33
3.5.3. Aplicación anclaje estructura-fundación.	35
3.5.4. Verificación resistencia estructural.	36
3.6. Conclusiones	38
CAPÍTULO 4: Evaluación de desempeño sísmico.	39
4.1. Introducción	39
4.2. Resultados	40
4.2.1. Deformación en arriostramientos	40
4.2.2. Rotación en rótulas plásticas.	43
4.2.3. <i>Drift</i> sísmico.....	47
4.2.4. Energía disipada.	50
4.2.5. Factor de utilización de las columnas.	51

4.2.6. Factores de desempeño sísmico para nivel SDI.	53
4.2.7. Factores de desempeño sísmico para nivel SMP.	55
CAPÍTULO 5: Conclusiones.	58
REFERENCIAS	60
ANEXO A. Cargas y secciones de la estructura	63
A1. Cargas de diseño.....	63
A2. Secciones resultantes diseño lineal.....	70
ANEXO B. Factores de utilización estructura	78
B1. Factores de utilización para cargas sísmicas reducidas por R	78
B2. Factores de utilización para cargas sísmicas reducidas amplificadas por 0.7R.....	86
ANEXO C. Amenaza sísmica	94
C1. Metodología de selección	94
C2. Evaluación de la amenaza.....	94
C3. Base de datos	97
C4. Selección de registros	97
C5. SDI 0.98 Segundos	99
C6. SMP 0.98 Segundos.....	100
C7. SDI 0.65 Segundos	101
C8. SMP 0.65 Segundos.....	102
ANEXO D. Modelamiento No Lineal.....	103
D1. Arriostramientos verticales.....	103
D2. Rótulas plásticas	105
ANEXO E. Registros sísmicos.....	106

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1.1 Vista tridimensional Edificio de Flotación.....	3
Figura 2.1 Esquema ilustrativo de solicitaciones de diseño para elementos estructurales. (Adaptado de Ortiz, 2023).....	9
Figura 2.2 Definición de la función Ramp en SAP2000.....	12
Figura 2.3 Peso sísmico en caso no lineal mediante Integración Directa.....	12
Figura 2.4 Incorporación de registros sísmicos ortogonales en el caso no lineal mediante Integración Directa a partir de cargas gravitacionales.....	13
Figura 2.5 Incorporación de registros sísmicos ortogonales para el caso lineal mediante FNA.....	14
Figura 2.6 Parámetros de modelación y criterios de aceptación para arriostramientos según ASCE 41-17 (Fuente: ASCE, 2017).....	16
Figura 2.7 Largo entre líneas de plastificación para arriostramientos dispuestos en X (Adaptado de Ortiz, 2023).....	17
Figura 2.8 Largo entre líneas de plastificación para arriostramientos dispuestos en V o V invertida (Adaptado de Ortiz, 2023).....	17
Figura 2.9 Punto de generación de rótula plástica en plancha gusset cuando se genera el pandeo del arriostramiento en la dirección fuera del plano. (Fuente: Astenah-Als et al., 2016).....	18
Figura 2.10 Curva monótonica paramétrica del tipo fuerza-deformación para arriostramientos verticales.....	19
Figura 2.11 Curva histerética para modelación tipo Pivot para arriostramientos verticales.....	20
Figura 2.12 Parámetros para modelación y criterios de aceptación para rótulas plásticas en vigas según código ASCE 41-17 (Fuente: ASCE 41-17).....	22
Figura 2.13 Esquema de curva para rotulas plásticas en vigas de marcos de momento (ASCE, 2017).....	22
Figura 3.1 Casos de cargas de viento para diseño (Fuente: NCh432:2010).....	26
Figura 3.2 Espectro de diseño acorde a NCh2369:2023 y los respectivos periodos fundamentales de la estructura.....	29
Figura 3.3 Drift de entre piso para el marco más desfavorable en la dirección "x" de análisis.....	34
Figura 3.4 Drift de entre piso para el marco más desfavorable en la dirección "y" de análisis.....	34
Figura 3.5 Diseño placas base.....	36
Figura 3.6 Factores de utilización de columnas sísmicas para cargas sísmicas reducidas amplificadas.....	37
Figura 3.7 Factores de utilización de la estructura completa para cargas sísmicas reducidas.....	37
Figura 3.8 Factores de utilización de arriostramientos para cargas sísmicas reducidas.....	38
Figura 4.1 Deformación normalizada en compresión para arriostramientos, nivel SDI.....	41
Figura 4.2 Deformación normalizada en tracción para arriostramientos, nivel SDI.....	41
Figura 4.3 Deformación normalizada en compresión para arriostramientos, nivel SMP.....	42

Figura 4.4 Deformación normalizada en tracción para arriostramientos, nivel SMP.....	43
Figura 4.5 Relación momento-rotación según SAP2000 para viga de marco de momento más desfavorable en el primer nivel con rotación normalizada θ/θ_y de 1.25, nivel SDI.....	44
Figura 4.6 Relación momento-rotación según SAP2000 para viga de marco de momento más desfavorable en el primer nivel con rotación normalizada θ/θ_y de 1.23, nivel SDI.....	44
Figura 4.7 Relación momento-rotación según SAP2000 para viga de marco de momento más desfavorable en el primer nivel con rotación normalizada θ/θ_y de 1.09, nivel SDI.....	45
Figura 4.8 Relación momento-rotación según SAP2000 para viga de marco de momento más desfavorable en el primer nivel con rotación normalizada θ/θ_y de 1.86, nivel SMP.....	46
Figura 4.9 Relación momento-rotación según SAP2000 para viga de marco de momento más desfavorable en el primer nivel con rotación normalizada θ/θ_y de 1.96, nivel SMP.....	46
Figura 4.10 Relación momento-rotación según SAP2000 para viga de marco de momento más desfavorable en el primer nivel con rotación normalizada θ/θ_y de 1.85, nivel SMP.....	47
Figura 4.11 Drift entre piso para dirección "x", nivel SDI.....	48
Figura 4.12 Drift entre piso para la dirección "y", nivel SDI.....	48
Figura 4.13 Drift entre piso para dirección "x", nivel SMP.....	49
Figura 4.14 Drift entre piso para la dirección "y", nivel SMP.....	49
Figura 4.15 Energía disipada porcentual y energía que ingresa al sistema en [MJ] para nivel SDI.....	50
Figura 4.16 Energía disipada porcentual y energía que ingresa al sistema en [MJ] para nivel SMP.....	51
Figura 4.17 Factores de utilización de columnas, nivel SDI.....	52
Figura 4.18 Factores de utilización de columnas, nivel SMP.....	52
Figura 4.19 Factor de modificación de la respuesta por ductilidad, nivel SDI.....	54
Figura 4.20 Factor de Sobrerresistencia, nivel SDI.....	54
Figura 4.21 Factor de reducción de la respuesta, nivel SDI.....	55
Figura 4.22 Factor de modificación de la respuesta por ductilidad, nivel SMP.....	56
Figura 4.23 Factor de Sobrerresistencia, nivel SMP.....	56
Figura 4.24 Factor de reducción de la respuesta, nivel SMP.....	57

CAPÍTULO 1: INTRODUCCIÓN

1.1. Motivación

El terremoto de Maule 2010 es el evento sísmico de mayor intensidad de la historia reciente de Chile, este afectó en mayor medida la zona comprendida entre las regiones de Valparaíso y Bio-Bío, las cuales concentran aproximadamente el 75 [%] de la población del país y gran parte de la industria nacional, por lo cual se comprobó que era necesario el uso de normativa específica para el diseño sismorresistente de estructuras industriales dado que estas tuvieron un desempeño correcto desde el punto de vista que no se produjeron daños estructurales severos pero tampoco se consiguió en muchos casos la operatividad inmediata de la industria por distintas fallas presentadas en elementos tales como pedestales y arriostramientos tal y como evidencia Montecinos (2012).

En este sentido fue relevante la información levantada ya que ese evento fue una demostración de que la filosofía de diseño no era la correcta, en este sentido se generó una diferenciación en los tipos de elementos que componen una estructura, llámese, elementos fusibles en los cuales se espera incursionen en el rango no lineal con la finalidad de disipar energía y elementos los cuales se espera permanezcan elásticos y no generen histéresis significativas para salvaguardar la integridad estructural.

En el presente trabajo se evidenciará las implicancias que esto tiene en el desarrollo de una estructura industrial, considerando las nuevas exigencias e identificando el rendimiento que la estructura obtendrá.

1.2. Objetivos

1.2.1. Objetivos Generales

El objetivo principal de la presente memoria es evaluar mediante un análisis no lineal del tipo tiempo-historia el desempeño sísmico de un edificio de flotación, cuyo sistema de estructuración son marcos de momento en la dirección transversal y marcos arriostrados en la dirección longitudinal de análisis, el cual fue rediseñado acorde a las disposiciones de la normativa sísmica NCh2369:2023,

considerando además, la no linealidad de los arriostramientos y las rótulas plásticas en las vigas de marcos de momento.

1.2.2. Objetivos Específicos

- Diseñar y verificar la estructura industrial según las disposiciones de la norma NCh2369:2023.
- Realizar un análisis no lineal de tiempo-historia considerando la no linealidad de arriostramientos y rótulas plásticas de vigas, para dos escenarios de demanda sísmica: nivel de diseño (SDI) y nivel de sismo máximo probable (SMP).
- Estimar la deformación axial de los arriostramientos y rotación máxima de las rótulas plásticas luego, comparar con los criterios de aceptación indicados en la norma NCh2369:2023.
- Cuantificar el aporte de energía disipada por los elementos fusibles para nivel SDI y SMP.
- Estimar el *drift* de entrepiso de las estructuras para nivel SDI y SMP.
- Determinar el factor de utilización de las columnas sísmicas para nivel SDI y SMP.
- Estimar y analizar los factores de desempeño sísmico: factor de reducción de la respuesta por ductilidad R_μ , el factor de sobrerresistencia Ω y el factor de reducción de la respuesta R de la estructura para niveles SDI y SMP.

1.3. Edificio de Flotación

El edificio de flotación corresponde a una estructura de acero ubicada en la planta MOP del Salar de Atacama, el edificio fundamentalmente corresponde a la estructura soportante del banco de celdas seleccionado por la disciplina mecánica.

La estructura consiste en una torre con 3 niveles de plataforma y una altura de 21.6 metros, una longitud en el eje longitudinal de 17.3 metros y una longitud en el eje transversal de 12 metros y cuyo sistema estructural se compone de marcos de momento en la dirección transversal y marcos arriostrados en los 3 niveles de la dirección longitudinal, con marcos arriostrados concéntricamente (MAC) en el primer nivel y marcos arriostrados en X para el nivel 2 y 3 de la estructura.

Cabe destacar que tienen participación sísmica los arriostramientos de los primeros 2 niveles.

A continuación, en la Figura.1 se muestra la estructuración tridimensional del edificio.

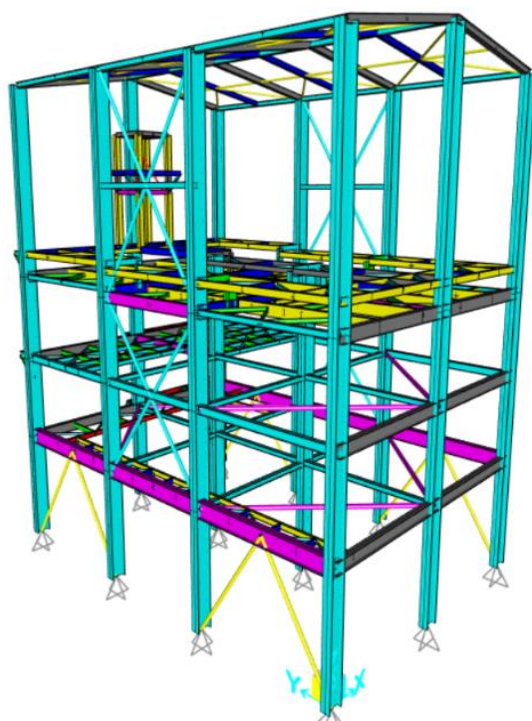


Figura 1.1 Vista tridimensional Edificio de Flotación.

1.4. Organización del trabajo

Este trabajo se desarrollará en 5 capítulos principales los cuales abarcan la totalidad del trabajo realizado, a continuación, se desglosará el contenido y principales tópicos a tocar en cada uno de ellos:

El Capítulo 1: Introducción, se indican los antecedentes históricos sobre la normativa antisísmica en el país, seguidos de la motivación de este trabajo, los objetivos generales y específicos y la organización de la memoria.

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

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

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

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

CAPÍTULO 2: MARCO TEÓRICO Y METODOLOGÍA

2.1. Introducción

En este capítulo se abordan las bases y filosofía de diseño estructural industrial en Chile, de manera posterior se indican las principales actualizaciones de la normativa NCh2369:2003 (INN,2003) las cuales se materializaron con la NCh 2369:2023 (INN,2023) con un enfoque especial en las disposiciones generales, análisis sísmico, estructuras de acero arriostradas y con marcos resistentes a momento (MRM), para finalmente describir la metodología con la cual se efectuó el análisis dinámico no lineal del modo tiempo-historia y presentar el modelamiento no lineal de arriostramientos y rótulas en vigas.

2.2. Diseño estructural industrial en Chile

Chile comenzó el proceso de industrialización en la década de 1940 de la mano de la creación de la CORFO, esto materializado con proyectos como la creación de la Siderúrgica Huacipato cuyo diseño se realizó mediante las herramientas nacionales de esa época basándose en el uso del buen sentido en las estructuraciones y diseños, esto fue el puntapié inicial para la generación de más estructuras las cuales con diseños que tuvieron buen comportamiento en los sismos venideros comenzaron a definir la escuela chilena, esto constaba de estructuras con sobrerresistencia y ductilidad moderada cuyo uso se esperaba no utilizar.

En las siguientes décadas con la basta experiencia de diseños anteriores, los Ingenieros Chilenos y con apoyo en normas internacionales adaptadas a nuestro caso particular tal y como los códigos publicados por AISC y ACI se generaron los primeros lineamientos sísmicos para estructuras contenidos en NCh 2369:2003, esta norma, presentó errores conceptuales como fallas en las estructuras industriales producto de inestabilidades locales, pandeo de diagonales, falla de conexiones de diagonales y de pernos de anclaje, los cuales corregidos en la actualización de 2023 busca mantener los estándares de de vida y continuidad de operación en la industria.

2.3. Cambios Normativos

La nueva norma consta de 14 capítulos y 6 anexos. Desde el capítulo 1 al 10 se mantienen los alcances tradicionales con modificaciones. Los capítulos comprendidos entre el 11 y el 14 corresponden en su mayoría a contenido nuevo donde el capítulo 11 corresponde a Estanques, chimeneas y equipos generales, el capítulo 12 corresponde a estructuras específicas, el capítulo 13 a Estructuras marítimas de tipo Muelle transparente y el capítulo 14 a Sistema de generación y transmisión de energía eléctrica.

A continuación, se van a explicar los cambios más significativos de la norma, en lo que compete al presente trabajo, presentándose en el orden en que aparecen en la norma.

2.3.1. Capítulo 5: Análisis sísmico

La nueva versión de la normativa modifica los factores de importancia para las estructuras generando ahora una numeración en números romanos los cuales van desde el número I hasta el número IV, donde además se definió como nueva categoría la número IV en la cual se engloban estructuras con presencia de elementos de alta importancia los cuales se quieren mantener en rangos lineales de funcionamiento.

También, se considera una nueva forma de actuar de los sismos con la llamada regla de simultaneidad, esto quiere decir, que el sismo ahora actúa en cada caso en base a 3 direcciones ortogonales donde se presenta una dirección preferente en cada caso como se evidencia a continuación:

$$\begin{aligned} E &= \pm 1.0 E_x \pm 0.3 E_y \pm 0.6 E_z \\ E &= \pm 0.3 E_x \pm 1.0 E_y \pm 0.6 E_z \\ E &= \pm 0.6 E_x \pm 0.2 E_y \pm 1.0 E_z \\ E &= \pm 0.2 E_x \pm 0.6 E_y \pm 1.0 E_z \end{aligned} \tag{2.1}$$

Se indicaron además en el acápite 5.4 de la normativa la consideración de nuevas formas espectrales para el diseño lineal de las estructuras, donde aparece un espectro de referencia el cual se origina mediante un análisis formal de amenaza sísmica unificada a nivel país acorde a criterios los cuales representan un nivel de amenaza adecuado considerando distintos efectos como los sismos interplaca

e intraplaca, modificando además el corte basal que ahora estructuras de periodos bajos se convierte en un corte basal mínimo.

Por otro lado, el factor de modificación de respuesta R , y el amortiguamiento crítico horizontal ξ , se disponen en una tabla única para facilitar su uso.

2.3.2. Capítulo 6: Deformaciones Sísmicas

En cuanto a la verificación de las deformaciones, ahora se realiza directamente con el espectro elástico de referencia en lugar del espectro de diseño amplificado por R , ya que el espectro representa bien la demanda de corte basal que se quería imponer. Además, se establece un límite máximo para el cual se puede considerar una excepción de los límites clásicos de drift sísmico para aquellas estructuras o niveles en los cuales no se vea comprometida la continuidad de operación. Se permite considerar el límite igual al doble del límite que se expresa en la norma, el cual viene dado por 0.015 veces la altura de entre piso.

2.3.3. Capítulo 8: Disposiciones para estructuras de acero.

Este capítulo presentó cambios profundos en cuanto a la metodología de diseño para lograr cohesionar de buena manera la practica nacional y los lineamientos para el diseño de estructuras de acero, generando un impacto significativo en los criterios a utilizar.

En primer lugar, ahora se considera cómo fuente exclusiva a las disposiciones del capítulo 8 para las tipologías cubiertas en él. Anteriormente, la norma consideraba el uso de las *Seismic Provision for Structural Buildings, Part 1: Structural Steel Buildings* (AISC, 1999) y alternativamente se permitía el uso las disposiciones de su capítulo 8 y del Anexo B. Esto generaba un conflicto en la filosofía dado que la practica nacional está orientada mayormente al uso de sobrerresistencia antes que ductilidad, no así, la industria Estadounidense que busca generar alta ductilidad en sus estructuraciones a base de utilizar factores de reducción R altos, generando así la necesidad de detallamientos estructurales más exhaustivos.

En caso de necesitar tipologías no contenidas en el capítulo 8 se puede optar a utilizar el AISC 341-16, *Seismic Provisions for Structural Steel Buildings* (AISC, 2016) con un valor máximo de $R=5$ y de

$x=5$ [%], para así no tener estructuras excesivamente dúctiles o flexibles y generar concordancia con la filosofía de diseño anteriormente mencionada.

Aparte, se establece que los únicos elementos a los cuales se les permitirá ingresar al rango no lineal serán los llamados elementos fusibles, para lo cual estos deben ser diseñados con cargas reducidas por el factor de modificación R , en su contraparte para elementos los cuales se busca trabajen en el rango no lineal deberán ser diseñados con la demanda de diseño amplificada por el factor $0.7R_1 \geq 1.0$, donde el factor R_1 corresponde al factor de modificación efectivo de la estructura.

Uno de los elementos que sufrió modificaciones en su forma de ser diseñadas son las columnas, dado que anteriormente era requisito diseñar por cargas amplificadas por $0.7R_1 \geq 1.0$ únicamente cuando se estaba en el caso de marcos rígidos controlados por compresión, además se elimina el criterio que limitaba la utilización de las columnas al 80 [%] de su capacidad.

En configuraciones con arriostramientos en V o V invertida, así como en configuraciones en X, la viga o puntal se debe diseñar para el desbalance que resulta cuando la diagonal comprimida presenta su capacidad residual y la diagonal traccionada presenta su capacidad esperada. Sin embargo, estas cargas no necesitan ser mayores que aquellas determinadas con las combinaciones en donde la carga sísmica horizontal reducida ha sido amplificada por $0.7R_1 \geq 1.0$. Esta condición garantiza que la viga o puntal produzca un acoplamiento post pandeo de las diagonales, permitiendo así la disipación de energía a través de las diagonales y brindando protección a las columnas.

Además, se establecieron nuevos límites para las restricciones ancho/espesor de los elementos los cuales, además, consideran las propiedades esperadas de los materiales y que son acordes a los límites establecidos por el código AISC 341-16 para elementos de ductilidad moderada, esto genera un cambio en el tipo de perfiles a utilizar para arriostramientos en la práctica nacional, migrando de perfiles XL a perfiles del tipo tubular/circular dado que estos presentan una mayor inercia para un mismo peso. Estas restricciones buscan garantizar que los ciclos de pandeo en los elementos fusibles no generen fatiga de bajo ciclaje, así, estos no pueden presentar pandeo local previo a una incursión inelástica moderada.

2.3.4. Capítulo 9: Disposiciones para estructuras de hormigón.

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

2.4. Diseño Lineal

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

2.4.1. Verificación de resistencia estructural

Las verificaciones de resistencia estructural se realizan según la NCh427/1 Of.2016, Requisitos para el cálculo de estructuras de acero para edificios (INN, 2016), utilizando el método de Factores de carga y resistencia (LRFD), e incluye el diseño de los miembros estructurales y la conexión columna-pedestal. Además, se deben satisfacer las relaciones ancho/espesor de los perfiles y los criterios de esbeltez global, para así poder asegurar un pandeo global estable. Para lograr el comportamiento deseado, cada miembro se diseña con cargas específicas según su objetivo particular dentro de la estructura.

A continuación, se indican las cargas con las que se tienen que diseñar los miembros de la estructura:

- Las columnas sísmicas se deben diseñar con cargas sísmicas reducidas amplificadas por $0.7R_1 \geq 1.0$, debido a que se espera que estas no disipen energía y además que permitan a las diagonales que disipen energía de manera estable.
- Las diagonales y los pernos de anclajes, debido a que son fusibles sísmicos se deben diseñar con las cargas sísmicas reducidas por R.
- Las vigas puntales que deben acoplar al sistema en el caso de que las diagonales incursionen en el rango no lineal, se deben diseñar por desbalance plástico en caso de ocurrir el pandeo de las diagonales que llegan, ya sea en distribución del tipo chevron o en X
- Las conexiones de las diagonales sísmicas se deben diseñar en tracción y compresión para la capacidad esperada de las diagonales, pero no mayor a la proveniente de las cargas sísmicas reducidas amplificadas por $0.7R_1 \geq 1.0$.
- La silla de anclaje y los atiesadores de la silla se diseñan con la capacidad esperada en tracción de los pernos de anclaje, para así asegurar un comportamiento elástico de estas y así permitir que los pernos de anclaje puedan disipar energía.
- El resto de los miembros se debe diseñar con las cargas sísmicas reducidas por R.

En la Figura 2.1 se muestra una representación gráfica de los elementos estructurales y acorde a que solicitaciones estos deben diseñarse.

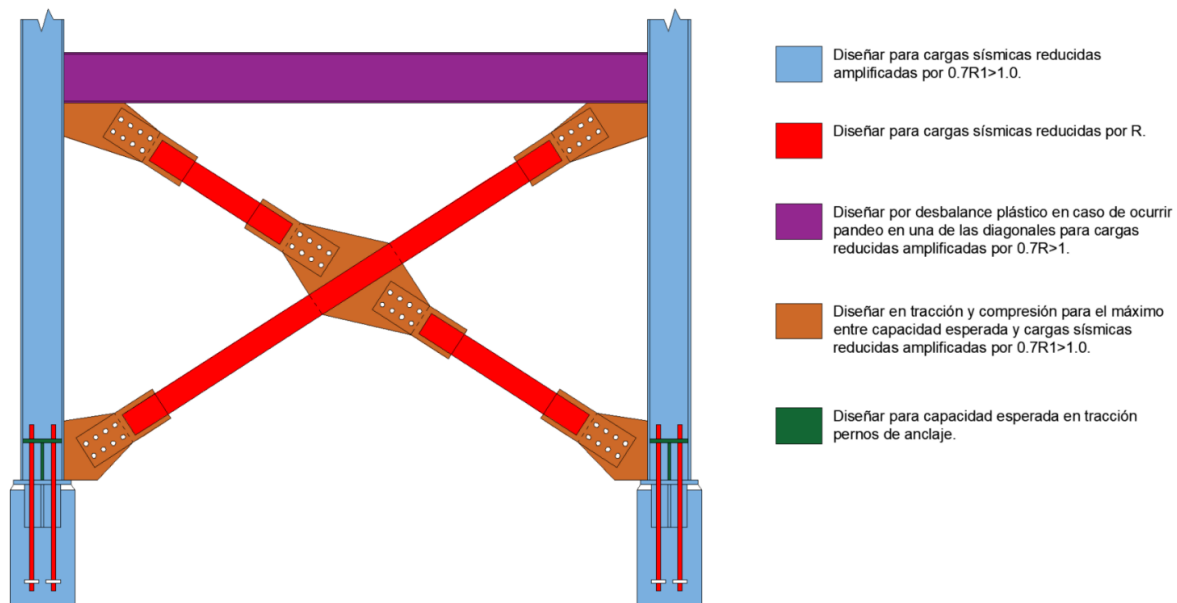


Figura 2.1 Esquema ilustrativo de solicitaciones de diseño para elementos estructurales. (Adaptado de Ortiz, 2023).

2.4.2. Verificación de serviciabilidad

Las verificaciones de serviciabilidad consideran la determinación de las deflexiones de los miembros resistentes por cargas gravitacionales, y el *drift* lateral debido a las cargas sísmicas evaluadas con el espectro de referencia elástico.

2.5. Análisis no lineal

Para la evaluación de desempeño de la estructura se realiza a cabo un análisis lineal dinámico y un análisis no lineal del modo tiempo-historia (TH), para esto se considera los primeros 2 periodos fundamentales de la estructura, los cuales consideran más de un 90 [%] de la masa en cada dirección de análisis (Direcciones X e Y del análisis) y corresponden a los valores $T = 0.98$ [s] y $T = 0.65$ [s].

Con esto para cada nivel de amenaza se seleccionaron set de 3 registros lo que da un total de dos set de 6 registros uno, consistente con el espectro objetivo a nivel de diseño SDI, en el que se considera un 10 [%] de probabilidad de excedencia en 50 años (475 años de periodo de retorno medio) y el otro consistente con el espectro objetivo a nivel máximo SMP, considerando un 5 [%] de excedencia en 50 años (975 años de periodo de retorno medio), como se indica en el punto 5.4.3 de la norma. Los registros se seleccionan y ajustan para representar un nivel de demanda sísmica probabilística para la zona de emplazamiento estructural, el cual se ha definido como la ubicación de las Plantas Mineras

en el sector de Calama-Chuquicamata, región de Antofagasta, Chile. La selección se realiza utilizando la metodología de escalamiento espectral de ASCE 7-16 *Minimum Design Loads and Associated Criteria for Buildings and Other Structures* (ASCE, 2017).

La selección de registros considera un espectro objetivo de media condicionada y cuyo procedimiento se detalla en el **Anexo C** y los registros obtenidos se presentan en el **Anexo E**.

En cuanto al desarrollo del análisis se decantó por el procesamiento de los registros para trabajar con ellos según una *bracketed duration* o duración acotada (Bolton, 1999), esto para disminuir la carga computacional en el desarrollo de los análisis. La duración acortada de los registros consiste principalmente en el filtro de la señal considerando únicamente los valores que se encuentran contenidos entre la primera y la última vez que se cruza por un valor de 0.05 veces la aceleración de gravedad [g].

La justificación de esta elección se basa en que la mayor parte de la energía disipada ocurre en una ventana corta de tiempo, y además, parte del registro corresponde a ruido y réplicas del evento.

Para el análisis buscando representar de mejor manera los fusibles sísmicos estos fueron representados mediante elementos especiales presentes en el programa SAP2000, siendo estos elementos tipo *Multilinear Plastic* para los arriostramientos y elementos tipo *Hinge* para representar las rótulas plásticas que ocurren en las vigas, esto será especificado con mayor detención más adelante.

En lo que respecta para la verificación de desempeño de elementos estos serán evaluados con factores de minoración $\phi = 1$ para todos los estados límite.

Es importante aclarar que para la realización de un análisis no lineal de desempeño la NCh 2369:2023 en el inciso 5.10.2.2 estipula que cuando se realizan análisis no lineales si los sets de registros constan de menos de siete registros para la verificación de elementos se debe escoger la respuesta que maximiza el parámetro de interés, caso contrario para más de siete registros se utiliza el promedio de la respuesta. En este caso dado que se consideran tres sets por periodo fundamental por cada nivel de amenaza esto pudiese presentar mayores exigencias dado que los puntos *outsiders* condicionan la respuesta y no son minoradas como si ocurriría el utilizar el promedio de la respuesta.

Para efectos de modelo estructural no se ha considerado la interacción suelo-estructura, fricción a nivel material ni fricción en los miembros estructurales, por lo que se utiliza una razón de amortiguamiento crítico igual al 3 [%].

Se realiza de manera independiente un análisis lineal y un análisis no lineal. El primero contempla el método Fast Nonlinear Analysis (FNA), incorporado en SAP2000, cuyo enfoque son sistemas de naturaleza fundamentalmente elástica y de no linealidad concentrada en elementos tipo *Link*, esto produjo que el análisis lineal fuera resuelto mediante vectores de Ritz donde se consideraron los primeros 50 modos, donde los vectores a considerar corresponden a las cargas gravitacionales del tipo *Carga muerta, D* y *Carga viva, L*. Los elementos tipo *Link* presentan sus masas concentradas en los nodos en los extremos de el elemento, además, el peso sísmico para este caso considera como:

$$D + 0.25L \quad (2.2)$$

Dado que un análisis por integración directa solo puede continuar desde otro análisis por integración directa, las cargas gravitacionales previo al análisis dinámico se deben aplicar de manera quasi-estática. Para realizar esto, primero se define una función tiempo-historia del tipo *Ramp*, la cual aumenta linealmente desde cero hasta uno en un intervalo de tiempo alto comparado al primer modo de vibración de la estructura, posteriormente se mantiene constante en un intervalo de tiempo igual al anterior, esto evidenciado en la Figura 2.2.

Luego se define un caso en el cual se aplican los patrones de carga gravitacionales usando la función *Ramp*, definida anteriormente, usando un paso de tiempo pequeño, asegurando que el tiempo total es por lo menos dos veces el tiempo definido en la función *Ramp*, este caso presenta el nombre de *Ws_MTH* para efectos de software y se evidencia en la Figura 2.3.

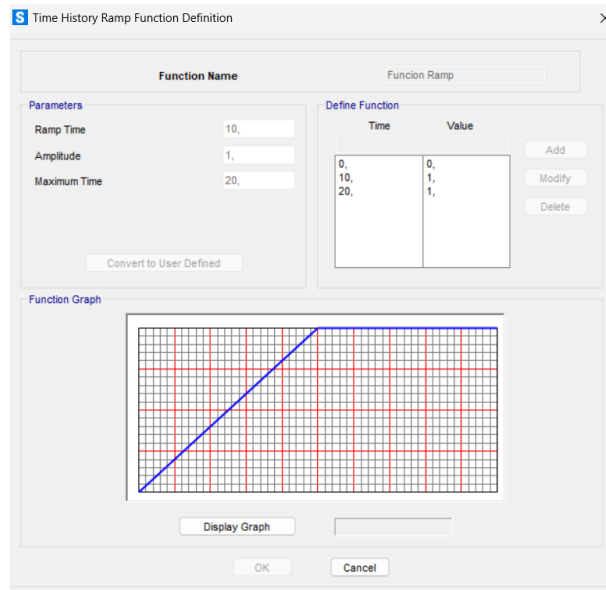


Figura 2.2 Definición de la función Ramp en SAP2000.

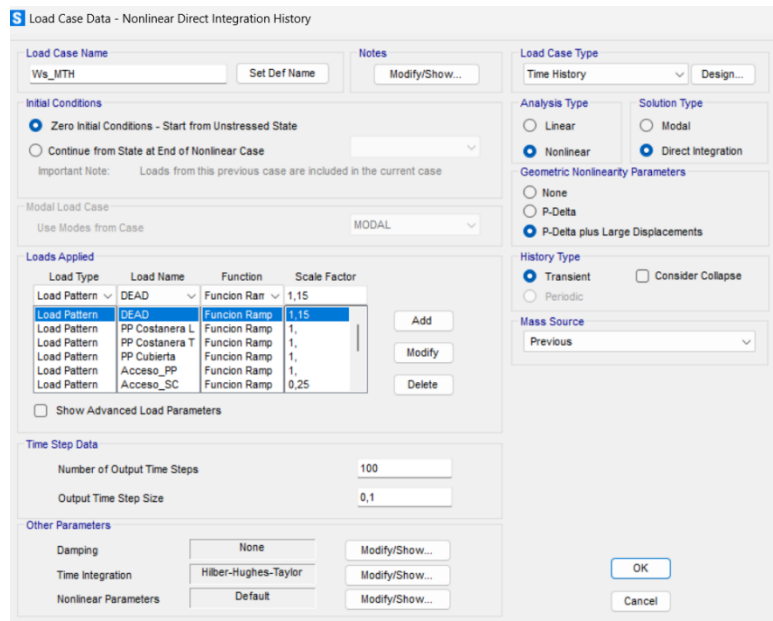


Figura 2.3 Peso sísmico en caso no lineal mediante Integración Directa.

Posteriormente, a partir el caso no lineal definido anteriormente, se define un nuevo caso no lineal por integración directa que incorpora las tres componentes ortogonales de un registro sísmico, los cuales se introducen como función tiempo-historia, y se multiplican por el respectivo factor de escalamiento, según indica el estudio de amenaza sísmica, esto es mostrado mediante la Figura 2.4.

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

Por otro lado, para el análisis lineal transiente que sirve de base para el análisis no lineal se asumen condiciones iniciales cero, lo que implica que la estructura tiene desplazamiento nulo, velocidad nula, todos los elementos no están esforzados y no hay historia de deformación no lineal (CSI, 2017). Así, sólo es necesario incorporar las componentes ortogonales de los eventos sísmicos junto con su respectivo factor de escalamiento en un caso de carga del tipo tiempo-historia modal FNA. Nuevamente, el paso de tiempo empleado es el del registro, esto se muestra mediante la Figura 2.5.

Load Case Data - Nonlinear Direct Integration History

Load Case Name: ag1_NL [Set Def Name] [Modify/Show...]

Initial Conditions:
☐ Zero Initial Conditions - Start from Unstressed State
☒ Continue from State at End of Nonlinear Case [Ws_MTH]
Important Note: Loads from this previous case are included in the current case

Modal Load Case:
 Use Modes from Case: MODAL

Loads Applied:

Load Type	Load Name	Function	Scale Factor
Accel	U1	1_Registo_x1	1479,6299
Accel	U2	1_Registo_y1	1479,6299
Accel	U3	1_Registo_v1	1479,6299

[Add] [Modify] [Delete]

☐ Show Advanced Load Parameters

Time Step Data:
 Number of Output Time Steps: 4137
 Output Time Step Size: 5.000E-03

Other Parameters:
 Damping: Proportional [Modify/Show...]
 Time Integration: Hilber-Hughes-Taylor [Modify/Show...]
 Nonlinear Parameters: User Defined [Modify/Show...]

Load Case Type: Time History [Design...]
 Analysis Type:
☐ Linear
☒ Nonlinear
 Solution Type:
☐ Modal
☒ Direct Integration
 Geometric Nonlinearity Parameters:
☐ None
☐ P-Delta
☒ P-Delta plus Large Displacements
 History Type:
☒ Transient
☐ Consider Collapse
☐ Periodic
 Mass Source: Previous

[OK] [Cancel]

Figura 2.4 Incorporación de registros sísmicos ortogonales en el caso no lineal mediante Integración Directa a partir de cargas gravitacionales.

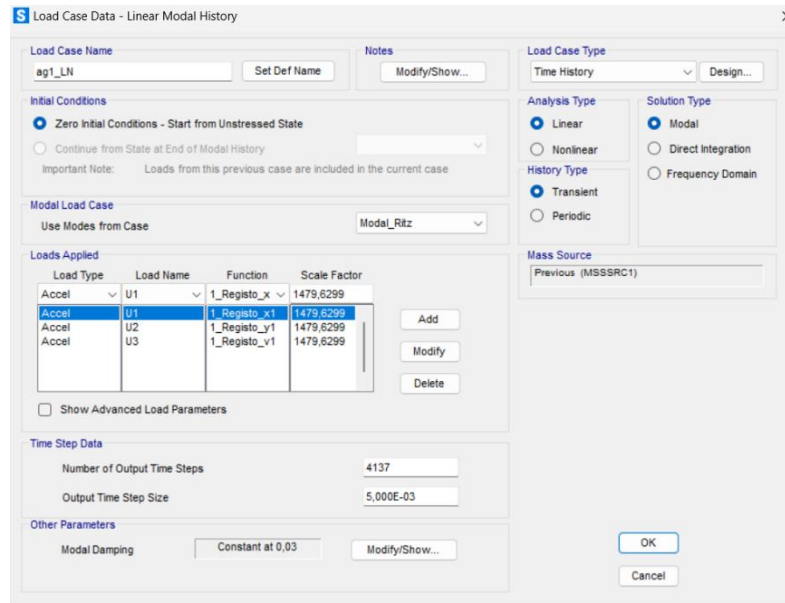


Figura 2.5 Incorporación de resigros sísmicos ortogonales para el caso lineal mediante FNA.

Una vez ejecutados los análisis para la totalidad de registros se procede a analizar los resultados arrojados por el software, los cuales consideran:

- Deformación axial de arriostramientos.
- Energía disipada mediante los arriostramientos y amortiguamiento viscos.
- *Drift* de entre piso.
- Factor de utilización de columnas sísmicas.
- Factor de reducción de respuesta por ductilidad (R_{μ}).
- Factor de sobrerresistencia (Ω).
- Factor de reducción de la respuesta (R).

Para los últimos 3 resultados se presentan las ecuaciones asociadas

- Factor de reducción de respuesta por ductilidad, este se define como la razón entre el corte basal obtenidos en el análisis lineal y el corte basal obtenido para el análisis no lineal

$$R_{\mu} = \frac{V_{\text{lineal}}}{V_{\text{no lineal}}} \quad (2.3)$$

-
- Factor de sobrerresistencia, este parámetro se define como la razón entre el corte basal obtenido mediante el análisis no lineal y el corte basal de diseño.

$$\Omega = \frac{V_{\text{no lineal}}}{V_{\text{diseño}}} \quad (2.4)$$

- Factor de modificación de la respuesta R, valor que se define como la multiplicación entre el factor de modificación de la respuesta por ductilidad y el factor de sobrerresistencia.

$$R = R_{\mu} \cdot \Omega \quad (2.5)$$

2.5.1. Modelamiento No Lineal de arriostramientos verticales

Los arriostramientos verticales de la estructura, correspondientes a tipos Chevron y tipo X son modelados mediante elementos del tipo *Link Multilinear Plastic* (MLP), cuyo comportamiento se encuentra definido mediante una curva monótonica del tipo esfuerzo-deformación y una ley de degradación histerética de la rigidez. En el **Anexo D** se presentan las curvas correspondientes para cada elemento.

Para definir la curva monótonica que representa el comportamiento de los elementos se diferencian 2 zonas de esta, en primera instancia tenemos una zona en tracción la cual es definida mediante ASCE 41-17 tabla 9-8. Esta tabla además según lo establecido por la sección 5.10.4.4 de la NCh2369:2023 nos sirve como criterios de aceptación para las deformaciones de los elementos, considerando para nivel SDI un 50 [%] del límite establecido como seguridad de la vida (LS) mientras que para nivel SMP se considera un 100 [%] del límite LS, claro está, dependiendo de si los elementos son robusto o esbeltos, además si nos encontramos en la rama de tracción o compresión. Esta tabla se evidencia en la Figura 2.6.

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 _v	13.3Δ _v	1.0	3.0Δ _v	10Δ _v	13.3Δ _v

Figura 2.6 Parámetros de modelación y criterios de aceptación para arriostramientos según ASCE 41-17 (Fuente: ASCE , 2017).

Para el caso de la rama en compresión de la curva se considera que la rigidez del elemento se mantiene lineal hasta alcanzar la capacidad nominal de pandeo de la sección, estimada acorde al capítulo E de la norma NCh 427/1:2016, para posteriormente presentar un decaimiento exponencial de la resistencia acorde a la curva descrita por Urzua (2015) acorde a los ensayos realizados por Black *et al.* (1980) a una serie de arriostramientos con diversas configuraciones.

Para el modelamiento como tal de los arriostramientos es necesario considerar el largo entre líneas de plastificación de los mismos, que para el caso de arriostramientos tipo cajón circular se toma como distancia de plastificación entre la última línea de pernos de cada uno de los extremos donde se realiza la conexión de la diagonal, esto se evidencia en la Figura 2.7 y 2.8

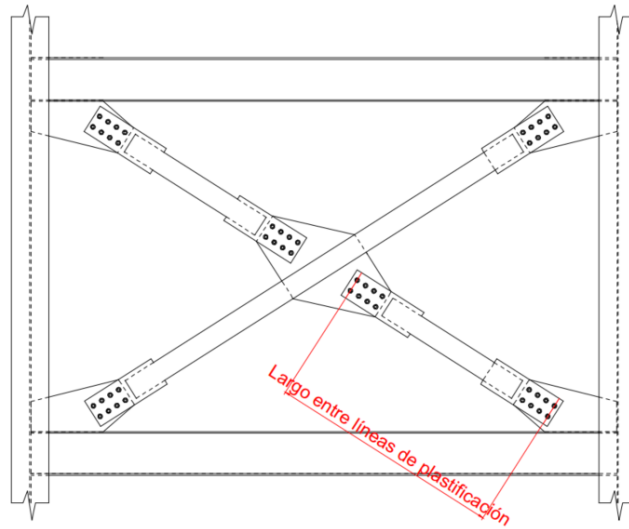


Figura 2.7 Largo entre líneas de plastificación para arriostramientos dispuestos en X (Adaptado de Ortiz, 2023).

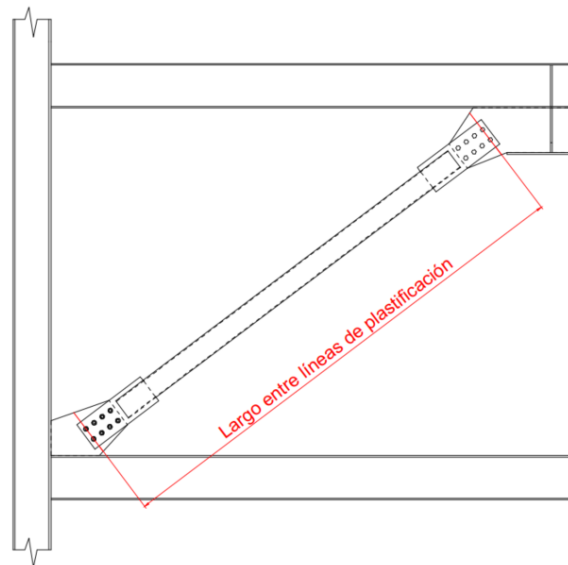


Figura 2.8 Largo entre líneas de plastificación para arriostramientos dispuestos en V o V invertida (Adaptado de Ortiz, 2023).

Para que las diagonales sean capaz de desarrollar la totalidad de su resistencia es imprescindible que las conexiones permitan la transmisión de esfuerzos para lo cual, estas fueron diseñadas acorde a la máxima fuerza que el elemento es capaz de transmitir, además, es necesario que las conexiones logren soportar los giros impuestos en las diagonales cuando estas pandeen, por esto se debe permitir la formación de la rótula plástica en la placa de conexión, llámese, placa *gusset* , para esto tomando en cuenta lo evidenciado por Astenah-Asl et al. (2016), en el caso de esta estructuración para planchas

gusset recortadas compactas, un buen detalle implica una longitud de desarrollo de rotula plástica igual a dos veces el espesor de la plancha gusset. Esta medida se toma desde el límite de la línea de plastificación hasta el cruce de una línea perpendicular al eje del arriostramiento que pasa por puntos duros en la viga o columna, tal y como se muestra en la Figura 2.9.

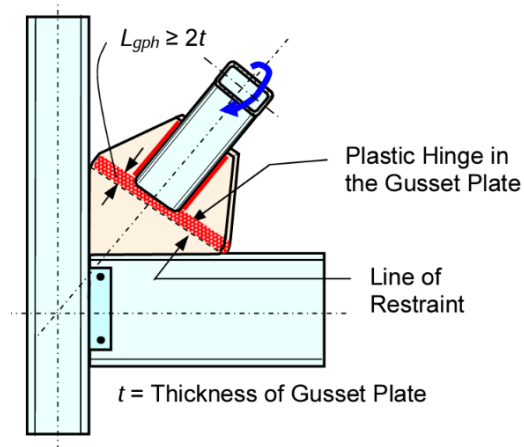


Figura 2.9 Punto de generación de rótula plástica en plancha gusset cuando se genera el pandeo del arriostramiento en la dirección fuera del plano. (Fuente: Astenah-Als et al. , 2016).

Luego, en la Figura 2.10 se evidencia la curva monotónica utilizada para el modelamiento de los arriostramientos.

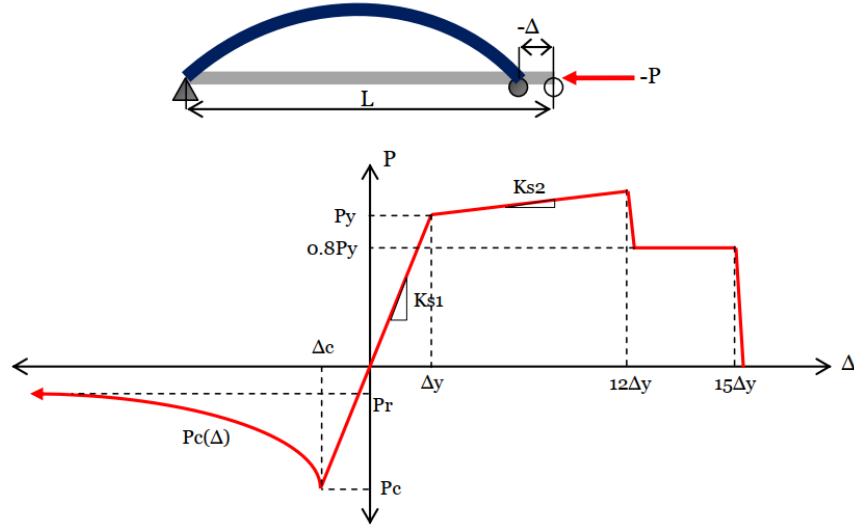


Figura 2.10 Curva monotónica paramétrica del tipo fuerza-deformación para arriostramientos verticales.

Donde, los parámetros de interés para la definición de la curva se indican a continuación:

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

$$P_c(\Delta) = \min \left\{ P_r, P_c \left(\frac{\Delta_c}{\Delta} \right)^n \right\} \quad (2.6)$$

P_r Fuerza residual, $P_r = 0.2 P_c$

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

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

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

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

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

K_{s1}	Rigidez axial elástica del arriostramiento, $K_{s1} = E_s A_g / L_e$
K_{s2}	Rigidez axial post fluencia del arriostramiento, $K_{s2} = (P_u - P_y) A_g / (\Delta_u - \Delta_y)$
L_e	Largo efectivo del arriostramiento, definido como largo total menos la distancia de la conexión.
K	Factor de longitud efectiva, que se considera igual a 1 para arriostramientos individuales y 0.5 para diagonales que se cruzan en su punto punto medio.

La degradación histerética de la resistencia y rigidez se incorpora por medio de un modelo de pivot, el cual viene integrado en el software estructural. En la Figura 2.11 se presenta la curva de degradación de la estructura.

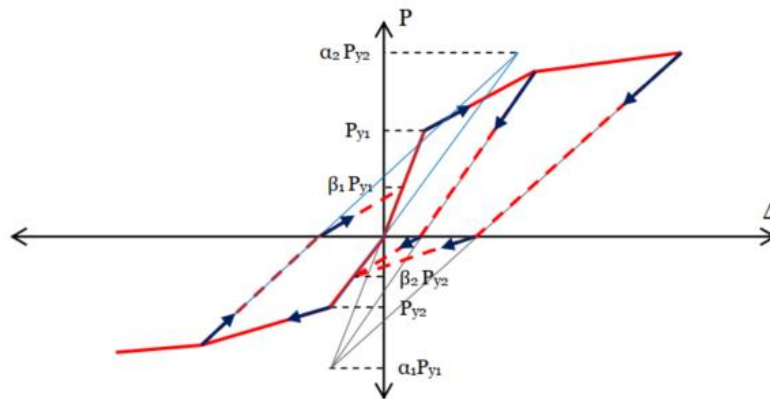


Figura 2.11 Curva histerética para modelación tipo Pivot para arriostramientos verticales.

Para el modelamiento de la curva histerética para arriostramientos con modelación tipo Pivot consideran los siguientes parámetros de control:

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.

Para este trabajo se consideraron los valores calibrados por Urzua (2015) con la finalidad de representar correctamente un arriostramiento bajo cargas cíclicas, utilizando:

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

2.5.2. Modelamiento No Lineal de rótulas plásticas de vigas pertenecientes a MRM.

Para lograr caracterizar el comportamiento que presentan las vigas en la zona de conexión rígida Viga-Columna se aplicaron elementos tipo *Hinge* a los extremos de las viga a una distancia correspondiente a la altura de la viga de la cara de los apoyos de las columnas, y cuya caracterización se basó en una curva monotónica de fuerza-deformación y una ley de degradación histerética de la rigidez.

La curva fue definida mediante la tabla 9-7.1 del código ASCE 41-17 representada en la Figura 2.12, esta es simétrica para la rotación positiva y negativa, luego se presenta un decaimiento en la rigidez luego de la plastificación del material y culmina con la fractura de este.

Además, se presenta un esquema del modelo constitutivo mediante la Figura 2.13.

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

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

Figura 2.12. Parámetros para modelación y criterios de aceptación para rótulas plásticas en vigas según código ASCE 41-17 (Fuente: ASCE 41-17).

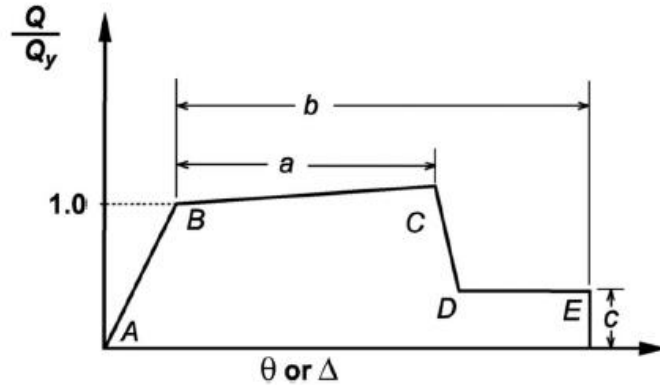


Figura 2.13 Esquema de curva para rótulas plásticas en vigas de marcos de momento (ASCE, 2017).

Donde los principales parámetros para definir las rótulas se evidencian a continuación:

$$\theta_y = \frac{M_{pe}L(1 + \eta)}{6EI} \quad (2.7)$$

$$\eta = \frac{12EI}{L^2GA_s} \quad (2.8)$$

La definición de cada una de las propiedades y las principales características de las curvas constitutivas se especifican en **Anexo D**.

2.6. Conclusiones

En este capítulo se presentó una breve descripción de la filosofía de diseño de la escuela Chilena de diseño de estructuras industriales, posterior a eso se realizó una recapitulación de los principales cambios normativos en la NCh 2369:2023 respecto a su versión anterior, NCh 2369:2003. Luego, se planteó el procedimiento para realizar el diseño lineal de estructuras industriales para finalmente sentar las bases para el correcto desarrollo de un análisis no lineal para la estructura anteriormente mencionada, indicando las características que presentará este análisis y el modo en el cual se aplicará mediante el software SAP2000.

CAPÍTULO 3: Diseño Lineal.

3.1. Introducción

En este capítulo se muestra el diseño lineal del edificio de Flotación en base a los lineamientos de la normativa NCh2369:2023 considerando un comportamiento lineal elástico de la estructura.

Se mostrará el modelo estructural realizado mediante el programa computacional SAP2000, para ello se entregará información sobre la materialidad de los elementos constituyentes, los estados de carga aplicados sobre la estructura y las combinaciones de carga que controlan el comportamiento de esta, en conjunto con las verificaciones de serviciabilidad propias de una estructuración lineal.

Finalmente se indica la metodología para el diseño de las placas bases de el edificio y la obtención de parámetros necesarios como la rigidez secante.

3.2. Materiales

Todos los perfiles utilizados para la estructuración del edificio cuentan con la calidad de acero ASTM A36, mientras que la calidad del hormigón utilizado para el diseño de pedestales es de calidad G30, las características de estos se evidencian en la Tabla 3.1 y Tabla 3.2.

Tabla 3.1 Propiedades mecánicas para acero estructural tipo ASTM A36.

Módulo de elasticidad [MPa]	E_s	200000
Tensión mínima de fluencia especificada [MPa]	F_y	248
Tensión mínima de ruptura especificada [MPa]	F_u	400
Razón entre tensión de fluencia esperada y mínima para perfiles elaborados a partir de planchas	R_y	1.3
Razón entre tensión de fluencia esperada y mínima para pernos de anclaje	R_y	1.5

Tabla 3.2 Propiedades mecánicas para hormigón G30.

Resistencia a la compresión [MPa]	f'_c	30
Módulo de Elasticidad [MPa]	E_c	23500

3.3. Estados de carga

A continuación, se detallan los estados de carga utilizados para la modelación del sistema estructural, para mayor detalle de las cargas actuando sobre la estructura se recomienda revisar **Anexo A**.

3.3.1. Carga muerta

Las cargas muertas dentro de la estructura corresponden a cada una de las cargas permanentes que actúan sobre la estructura, estas pueden ser las cargas asociadas a los perfiles que conforman la estructura o elementos externos incluidos con posterioridad cuya función es darle operatividad a la estructura. Los patrones incluidos dentro de esta clasificación son:

- Dead: Carga muerta asociada al peso de los perfiles de acero que componen la estructura.
- Pp Cubierta: Carga muerta asociada al peso de las planchas de cubierta de techo.
- Pp Costaneras: Carga muerta asociada a el peso de las costaneras tanto laterales como de techo.
- Instalaciones: Carga muerta asociada a los elementos que le otorgan operatividad a la estructura, tal y como escaleras, etc.
- Parrilla de piso: Carga muerta asociada a la instalación de parrilla de piso en la estructura.
- Barandas: Carga muerta asociada a la instalación de barandas en la estructura.

Equipos mecánicos, estos son equipos que se encuentran permanentemente en la estructura, motivo por el cual también caen en la categoría de carga muerta y estos son:

- Banco de celdas: Carga muerta definida por la disciplina mecánica que le otorgan el sentido al proyecto.
- Cajón Alimentador: Carga muerta la cual alimentará a el banco de celdas y además contiene un chute de alimentación.
- C Concentrado: Carga muerta la cual corresponde a canaletas que transportarán el concentrado en la estructura:

Cabe destacar que a modo de considerar en el peso total de la estructura las conexiones entre elementos se aplicó un aumento en el peso del estado de carga “Dead” en un 20 [%].

3.3.2. Carga viva

Tipo de carga que corresponde a la sobrecarga aplicada sobre la estructura producto de la utilización y/o revisión de la misma, se compone de los siguientes patrones de carga:

- Sobrecarga de mantención: Este estado de carga corresponde a la aplicación de una sobrecarga de uso en las plataformas industriales, se consideró la aplicación de 500 [kgf/m²] con una reacción basal total de 106 Tonf

- Sobrecarga de techo: Estado de carga que considera los trabajos de mantención en el techo de la estructura, considera un valor basal de $100 \text{ [kgf/m}^2\text{]}$ pero luego de reducción por área tributaria y por pendiente acorde a NCh 1537:2009 se consideró una carga de $51 \text{ [kgf/m}^2\text{]}$ con una reacción basal total de 11 Tonf.

3.3.3. Carga de viento

La carga de viento se calcula mediante la normativa NCh432:2010 a través del método analítico mediante los parámetros evidenciados en la Tabla 3.3.

Tabla 3.3 Parámetros para el cálculo de presiones de viento mediante el método analítico

Categoría de ocupación		II	
Categoría de exposición		C	
Velocidad básica	V	30.00	m/s
Factor de direccionalidad	K_d	0.85	
Factor topográfico	K_{zt}	1.00	
Factor de importancia	I	1.00	
Altura media	h	21.10	m
Distribución de velocidades	q_z	56.20	kgf/m^2
Factor de ráfaga	G	0.85	
Coeficiente de presión interna	GC_{pi}	0.18	

Para lo cual una vez obtenidas las presiones de viento actuando sobre la estructura se presentan 3 caso de análisis, dos casos donde el 100 [%] de la carga es aplicada en dos ejes perpendiculares entre si y un tercer caso donde la presión actúa simultáneamente en 2 ejes perpendiculares con un 75 [%] de la presión total tal y como se evidencia en la Figura 3.1.

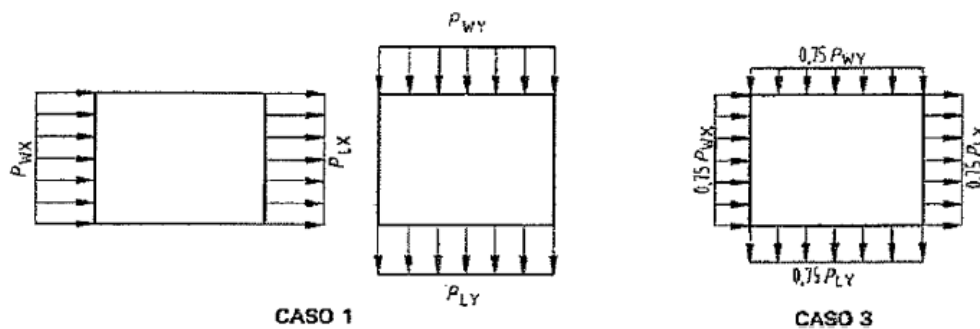


Figura 3.1 Casos de cargas de viento para diseño (Fuente: NCh432:2010).

3.3.4. Carga sísmica

Las solicitaciones sísmicas a la estructura se calcularán mediante un análisis modal espectral definido acorde a los lineamientos de la NCh2369:2023.

La estructura de estudio se consideró una zona sísmica 2, suelo tipo B , una categoría II y un factor de importancia I=1. Dentro de los parámetros más relevantes se considera un factor de reducción de la respuesta R=5 el cual es el máximo permitido por la normativa.

Para el análisis modal se consideró como peso sísmico un 100 [%] de las cargas permanentes más un 25 [%] de la sobrecarga de la estructura.

Para la obtención del espectro de diseño en primera instancia se debe obtener el espectro elástico de referencia, se evidencia la fórmula utilizada en la ecuación 3.1

$$S_{ah} = 1.4SA_0 \frac{1 + 4.5 \left(\frac{T_H}{T_0}\right)^p}{1 + \left(\frac{T_H}{T_0}\right)^3} \quad (3.1)$$

Posteriormente se obtuvo el espectro de diseño reducido por el factor R como se indica en la ecuación 3.2

$$S_a = 0.7 \frac{IS_{ah}}{R} \left(\frac{0.05}{\xi}\right)^{0.4} \quad (3.2)$$

Además, la norma indica la existencia de un corte basal mínimo C_{min} el cual se encuentra definido mediante la ecuación 3.3

$$C_{min} = \begin{cases} \frac{2.75ISA_0}{g(R+1)} \left(\frac{0.05}{\xi}\right)^{0.4}, & 0.06[s] < T < 0.25[s] \\ 0.25IS \frac{A_0}{g}, & T \geq 0.25[S] \end{cases} \quad (3.3)$$

Anteriormente definimos las ecuaciones necesarias para definir las cargas sísmicas en las direcciones horizontales de análisis, para la carga sísmica vertical se considerarán fuerzas elásticas definidas mediante el coeficiente de sismo vertical C_v expresando mediante la ecuación 3.4

$$C_v = 1.18IS \frac{A_0}{g} \quad (3.4)$$

La acción de esta ecuación se establece en la estructura mediante la ecuación 3.5

$$F_v = \pm C_v P \quad (3.5)$$

En este caso el valor P representa los pesos que efectivamente trabajan generando fuerzas inerciales, en este caso se consideran los mismos patrones de carga utilizados para la obtención del sismo horizontal.

Luego, los parámetros utilizados para estimar la demanda sísmica se evidencian en la tabla 3.4.

Tabla 3.4 Parámetros sísmicos para análisis modal y estático.

Factor de importancia	I	1
Aceleración efectiva máxima	A_0/g	0.4
Parámetros asociados al suelo	S	1
	$T_0 [s]$	0.3
	p	1.6
	R	5
Factor de reducción de la respuesta	R	5
Amortiguamiento crítico horizontal	ξ	0.03
Coeficiente sísmico vertical	C_v	0.354

Finalmente, en la Figura 3.2 se muestra el espectro de diseño obtenido mediante la NCh2369:2023, junto a los periodos de estudio de la estructuración y el corte basal mínimo impuesto mediante la normativa.

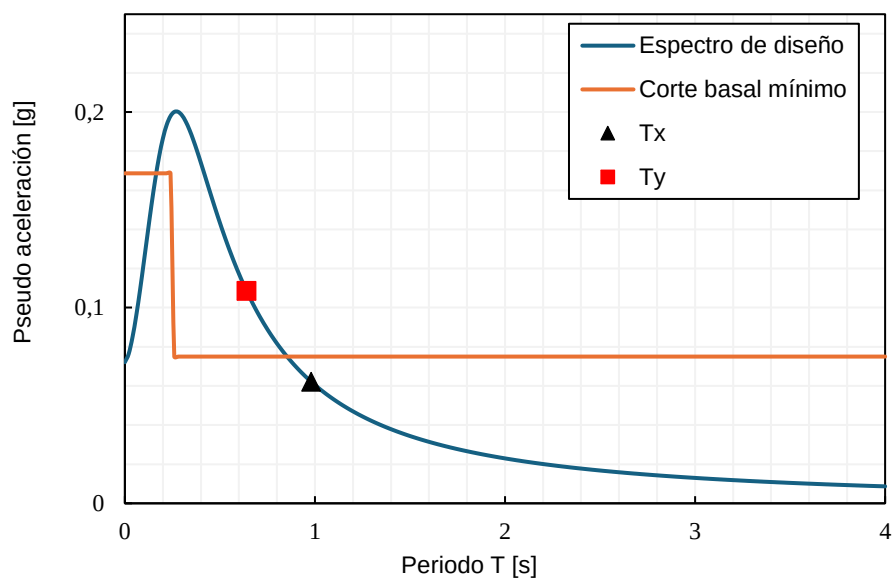


Figura 3.2 Espectro de diseño acorde a NCh2369:2023 y los respectivos periodos fundamentales de la estructura.

Es fácil notar que para el periodo en X de la estructura se presentará un corte basal menor al mínimo normativo, motivo por el cual se tendrá que amplificar para alcanzar el valor mínimo, esto se mostrará en la Tabla 3.5 donde se presentarán los principales valores respecto al análisis modal espectral.

Tabla 3.5 Resumen resultados análisis modal espectral.

Peso sísmico	520	Tonf
Periodo fundamental dirección x	0.98	s
Periodo fundamental dirección y	0.65	s
Coefficiente sísmico x	0.062	
Coefficiente sísmico x amplificado	0.077	
Coefficiente sísmico y	0.095	
Coefficiente sísmico mínimo	0.075	
Corte mínimo	39.00	Tonf
Corte en la dirección x	40.04	Tonf
Corte en la dirección y	49.40	Tonf

A continuación, en la Tabla 3.6 se presentan los resultados para la dirección vertical de análisis.

Tabla 3.6 Coeficientes sísmicos verticales para cada estado de carga.

Estado de carga	Coeficiente
Cargas muertas	0.354
Equipos mecánicos	0.354
Elementos secundarios	0.354
Sobrecargas	0.089

3.3.5. Resumen de cargas

Finalmente, en la tabla 3.7 se presenta el resumen de los estados de carga del modelo.

Tabla 3.7 Resumen patrones de carga aplicados en el modelo estructural.

Estados de carga	Nomenclatura	Dirección	Magnitud [Tonf]
Dead	Dead	z	103
Peso propio cubierta	Pp Cubierta	z	5
Peso propio costaneras	Pp Costaneras	z	7
Instalaciones	Instalaciones	z	6
Parrilla de piso	Parrilla Piso	z	11
Barandas	Barandas	z	6
Banco de celdas	Banco Celdas	z	261
Cajón alimentador	C alimentador	z	7
Canaleta de concentrado	C Concentrado	z	24
Sobrecarga de mantención	L	z	106
Sobrecarga de techo	Lr	z	11
Peso sísmico (D + 0,25L)	P sísmico	z	520
Corte basal dirección x	Ex	x	40
Corte basal dirección y	Ey	y	49
Carga sísmica vertical	Ez	z	184
Viento en dirección x con presión positiva	Wxp	x	8.7
Viento en dirección x con presión negativa	Wxn	x	8.6
Viento en dirección y con presión positiva	Wyp	y	6.2
Viento en dirección x con presión negativa	Wyn	y	6.3

3.4. Combinaciones de carga

Acorde a la práctica nacional para efectos del diseño de la estructura las combinaciones de carga no sísmicas se diseñan acorde a lo indicado en el punto 9 de la NCh3171:2010 *Diseño Estructural – Disposiciones Generales y Combinaciones de Carga* (INN, 2010). Las combinaciones de carga sísmica se consideran según la NCh2369:2023.

Para la estructura se consideró la utilización del método de diseño por factores de carga y resistencia (LRFD), en donde las combinaciones para la verificación de elementos resistentes mediante la utilización del espectro de diseño son las siguientes:

- 1) $1.4D$
- 2) $1.2D + 1.6L + 0.5L_r$
- 3) $1.2D + 1.6L + L_r$
- 4) $1.2D + 1.6L_r + 0.8W$
- 5) $1.2D + 1.6W + L + 0.5L_r$
- 6) $0.9D + 1.6W$
- 7) $1.2D + 0.25L + 1.4E$
- 8) $0.9D + 1.4E$

Para la verificación de deformaciones de la estructura se consideraron las siguientes combinaciones de carga utilizando para ello el espectro de referencia:

- 1) D
- 2) $D + L$
- 3) $D + L_r$
- 4) $D + 0.75L_r + 0.75L$
- 5) $D + W$
- 6) $0.6D + 1.6W$
- 7) $D + 0.75(0.25)L + E$
- 8) $D + E$

Además, tal y como se indicó con anterioridad para las cargas sísmicas aplica la regla de simultaneidad que se define como:

- i) $E = \pm 1.0 E_x \pm 0.3 E_y \pm 0.6 E_z$
- ii) $E = \pm 0.3 E_x \pm 1.0 E_y \pm 0.6 E_z$
- iii) $E = \pm 0.6 E_x \pm 0.2 E_y \pm 1.0 E_z$
- iv) $E = \pm 0.2 E_x \pm 0.6 E_y \pm 1.0 E_z$

Y la aplicación de las cargas de viento se consideró como:

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

Finalmente, para la verificación de elementos que se busca no incursionen en el rango no lineal tal y como las columnas sísmicas estas son diseñadas mediante combinaciones de carga reducidas amplificadas por el factor $0.7R_1 \geq 1.0$ que en este caso equivale a $0.7R_1=3.5$, resultando así las siguientes combinaciones:

1. $1.2D + L + 1.4[0.7R_1(\pm E_x \pm 0.3E_y) \pm 0.6E_z]$
2. $1.2D + L + 1.4[0.7R_1(\pm 0.3E_x \pm E_y) \pm 0.6E_z]$
3. $1.2D + L + 1.4[0.7R_1(\pm 0.6E_x \pm 0.2E_y) \pm E_z]$
4. $1.2D + L + 1.4[0.7R_1(\pm 0.2E_x \pm 0.6E_y) \pm E_z]$
5. $0.9D + 1.4[0.7R_1(\pm E_x \pm 0.3E_y) \pm 0.6E_z]$
6. $0.9D + 1.4[0.7R_1(\pm 0.3E_x \pm E_y) \pm 0.6E_z]$
7. $0.9D + 1.4[0.7R_1(\pm 0.2E_x \pm 0.6E_y) \pm E_z]$

3.5. Verificación de esbeltez global y local

En la Tabla 3.8 se presentan los límites relacionados con la esbeltez global y local de los elementos pertenecientes al sistema estructural, estos deben cumplir límites de esbeltez global inferiores al valor $1.5\pi\sqrt{E/F_y}$ acorde a lo indicado en el punto 8.6.3 de la NCh 2369:2023 y a su vez cumplir valores de la relación ancho/espesor λ_{md} menores a los indicados en la Tabla 8 de la NCh 2369:2023.

Tabla 3.8 Esbeltez local y global de elementos pertenecientes al sistema estructural.

Elemento	Perfil	b_f/t_f	$\lambda_{md}ala$	h/t_w	$\lambda_{md}alma$	KL/r max	KL/r lim
Columna	IE 60x180	8.8	9.3	32.5	36.4	121.6	133.8
Viga	HN 20x46	8.3	9.3	25.3	36.4	95.6	133.8
Viga	IN 20x16.8	8.3	9.3	35.2	36.4	64.1	133.8
Viga	IN 25x37.1	6.3	9.3	40.4	59.9	70.2	133.8
Viga	IN 25x43.4	5.4	9.3	32.3	36.4	42.4	133.8
Viga	IN 25x46.6	8.3	9.3	40.4	59.9	58.7	133.8
Viga	IN 30x50.7	8.3	9.3	42.0	59.9	43.2	133.8
Viga	IN 30x56.8	7.2	9.3	40.7	59.9	104.3	133.8
Viga	IN 40x80.1	7.8	9.3	56.0	59.9	25.1	133.8
Viga	IN 45x96.6	6.9	9.3	47.3	59.9	129.6	133.8
Viga	IE 40x86	7.8	9.3	42.0	59.9	14.6	133.8

Viga	IE 65x133	8.3	9.3	57.8	59.9	86.7	133.8
Viga	IE 50x138	7.5	9.3	35.0	36.4	83.7	133.8
Viga	IE 50X158	5.7	9.3	20.6	36.4	48.2	133.8
Arriostramiento	O 139.7x5	-	-	27.9	38.5	118.8	133.8
Arriostramiento	O 152.4x5	-	-	30.5	38.5	96.9	133.8

Acá se logra apreciar que para todos los elementos presentes en el diseño estructural se cumplen los criterios impuestos sobre esbelteces locales y globales, aún cuando para elementos diseñados con cargas sísmicas reducidas amplificadas (Columnas sísmicas) estas exigencias no eran obligatorias dado el tipo de carga que controlaba el diseño.

3.5. Verificación de serviciabilidad

3.5.1. Verificación deflexiones

La verificación de deflexiones verticales para elementos tipo viga considerando la participación de los estados de carga muerta y carga viva presentan un valor límite de $L/300$ donde L corresponde a la luz libre del elemento a verificar. En la Tabla 3.9 se evidencian los valores obtenidos para los elementos de mayor solicitud para cada nivel de la estructura.

Tabla 3.9 Deflexión más desfavorables para cargas gravitacionales

Elemento	Longitud (mm)	Δ_{d+l} (mm)	Límite (mm)
Viga 1er nivel	6000	12.9	20.0
Viga 2do nivel	6000	12.1	20.0
Viga 3er nivel	6000	2.9	20.0
Viga de techo	5300	14.1	17.6

3.5.2. Verificación de drift sísmico

Para la verificación del *drift* o deformaciones sísmicas horizontales se debe verificar la distorsión entre piso y este valor debe ser menor al límite establecido según NCh2369:2023, en la Figura 3.3 y Figura 3.4 se evidencian los marcos más desfavorables en cuando a lo que *drift* respecta para las direcciones de análisis “x” e “y”

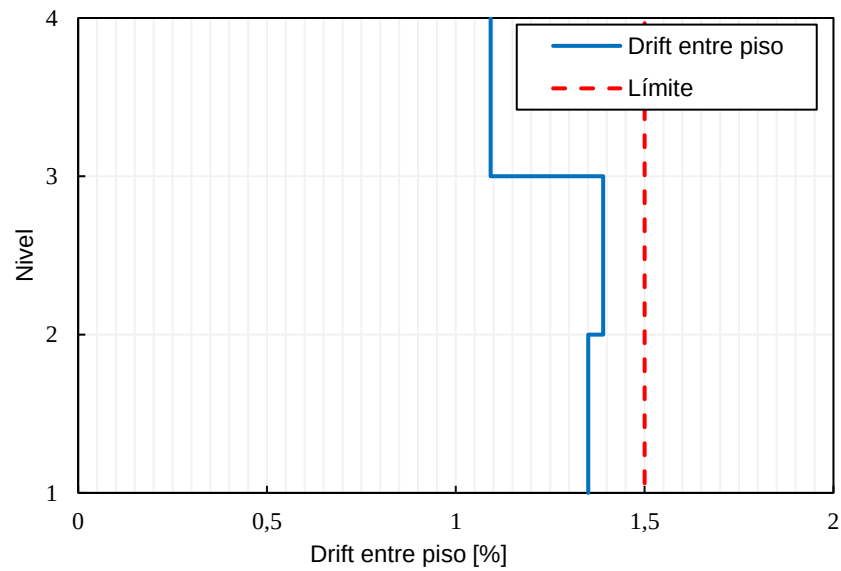


Figura 3.3 Drift de entre piso para el marco más desfavorable en la dirección "x" de análisis.

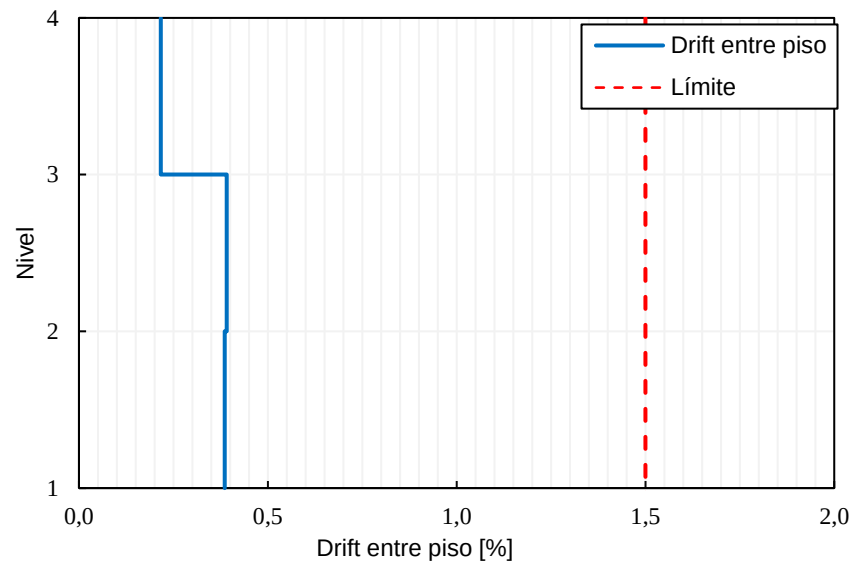


Figura 3.4 Drift de entre piso para el marco más desfavorable en la dirección "y" de análisis.

Vale destacar que la estructura cumple los valores establecidos de drift máximo entre piso y además las deformaciones evidenciadas son mayores para la dirección "x" de análisis, esto concuerda con el hecho de que en esa dirección se encuentran los marcos resistentes a momento los cuales, entregan una menor rigidez que los marcos arriostrados aplicados en la dirección "y" de análisis.

3.5.3. Aplicación anclaje estructura-fundación.

Los elementos de anclaje de la estructura fueron diseñados mediante cargas sísmicas reducidas, dado que este tipo de elementos son diseñados bajo la concepción de elementos tipo fusible los cuales son capaces de disipar la energía ingresada al sistema durante el desarrollo de un evento sísmico mediante la incursión al rango no lineal de trabajo, esto es materia de estudio, pero va más allá de los alcances de esta memoria. Esto a excepción de la llave de corte dado que este elemento se espera logre trabajar de manera elástica.

Para el diseño se consideró el estado de carga más desfavorable para todas las columnas sísmicas, resultando la configuración de placa base evidenciada en la Tabla 3.10.

Tabla 3.10 Propiedades anclaje estructura-fundación.

Sección	IE 60x180
Cantidad de pernos	2+2 PA 1 1/2"
Dimensiones placa base	PL 800x800x45mm
Dimensiones pedestal	PL1000x1000mm
Dimensiones silla de anclaje	PL 350x100x20mm
Dimensiones atiesador	PL 350x100x18mm
Dimensiones llave de corte	PL 350x250x63mm
Altura Grout	30 mm
Rigidez Secante	227573 Kn-m/rad

Para la obtención de la rigidez secante mostrada anteriormente se consideró lo indicado en el comentario del inciso 8.5.2. de la NCh 2369:2023, mediante esto se incluyó el valor en el programa para modelar de mejor manera el comportamiento de la estructura durante el análisis lineal, para ello se incluyó un resorte rotacional con el valor obtenido anteriormente.

Luego, en la Figura 3.5 se esquematiza el diseño de los anclajes.

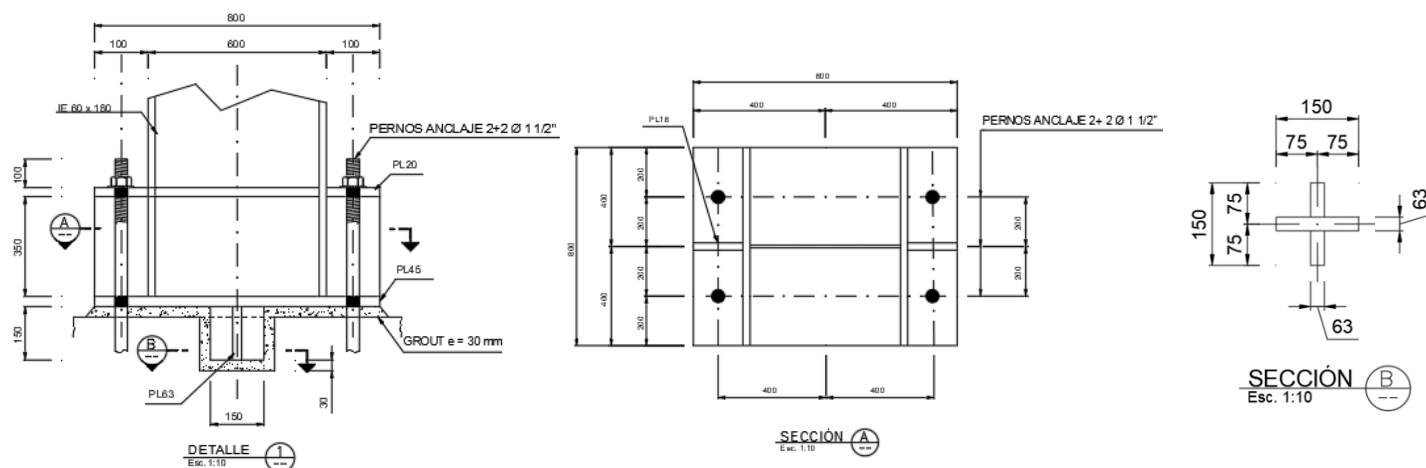


Figura 3.5 Diseño placas base.

3.5.4. Verificación resistencia estructural.

La verificación de la resistencia estructural se realiza mediante el método de diseño LRFD considerando la relación demanda/capacidad para la interacción flexo-compresión y esfuerzo de corte considerando las combinaciones de diseño mencionadas con anterioridad.

Las columnas sísmicas se verificaron para las combinaciones reducidas amplificadas por $0.7R_1=3.5$ y cuyos factores de utilización se evidencian en la Figura 3.6

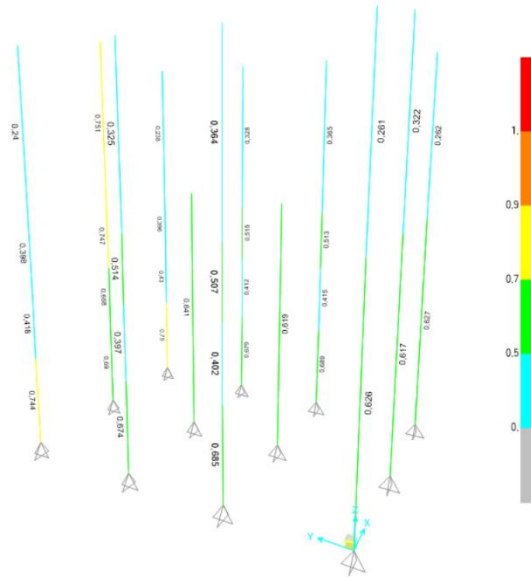


Figura 3.6 Factores de utilización de columnas sísmicas para cargas sísmicas reducidas amplificadas.

De lo expuesto con anterioridad se puede destacar que todas las columnas se encuentran en un rango de trabajo entre el 40 [%] y el 75[%], siendo la columna más solicitada la que presenta un factor de utilización igual a 75.1[%].

A continuación, en la Figura 3.7 se muestran los factores de utilización para toda la estructura cuando se consideran cargas sísmicas reducidas, en el **Anexo B** se presenta con mayor detalle los factores de utilización de toda la estructura.

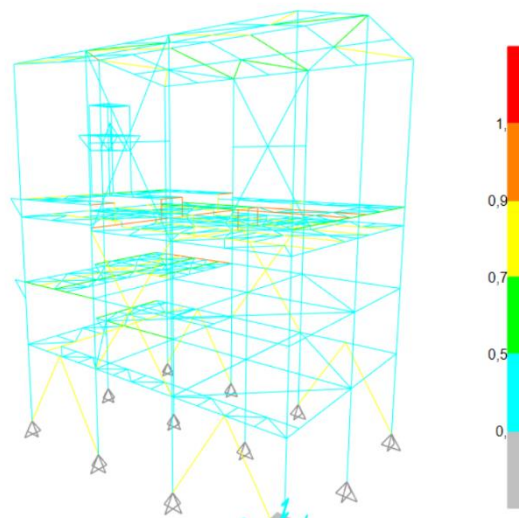
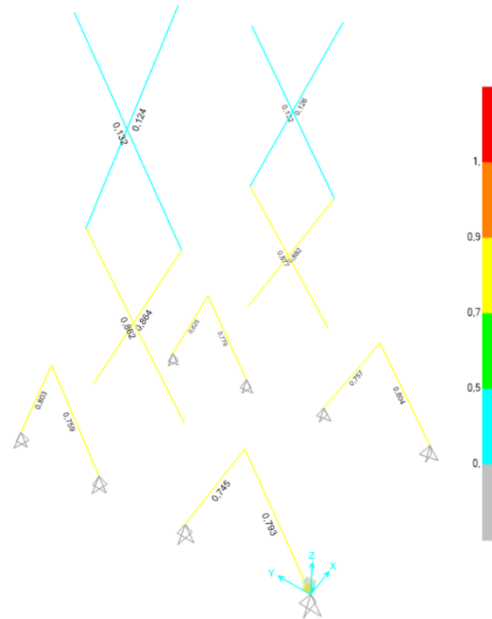


Figura 3.7 Factores de utilización de la estructura completa para cargas sísmicas reducidas.

Análogamente vale notar que el sistema completo presenta factores de utilización menores al 100 [%] de utilización, presentando mayor carga las vigas que mantienen los equipos mecánicos en el tercer nivel.



Vale destacar que los arriostramientos superiores no se activan para cargas sísmicas y permanecen en factores de utilización bajos cercanos al 15 [%] mientras que los que se activan para carga sísmica rondan sus factores de utilización el 80 [%], siendo en todo caso todos inferiores al 100 [%] de utilización.

En este capítulo se presentaron los resultados de diseño de la estructura según las disposiciones entregadas por la NCh2369:2023.

totalmente recomendable dado que pudiesen presentar problemas durante el desarrollo del análisis no lineal.

Los parámetros de control de la estructura como drift sísmico y las deflexiones verticales cumplieron de buena manera los límites establecidos, obteniendo mayores deformaciones en la dirección de marcos de momento lo cual, es un resultado esperable.

CAPÍTULO 4: Evaluación de desempeño sísmico.

4.1. Introducción

En este capítulo se presentan los resultados obtenidos de un análisis dinámico no lineal del tipo tiempo-historia aplicado sobre el edificio de flotación, donde se consideraron los comportamientos no lineales de los arriostramientos y las rótulas plásticas presentes en las vigas pertenecientes a marcos de momento.

Para el análisis se consideran 2 escenarios de demanda sísmica mediante un espectro objetivo, estos se materializan con un nivel de diseño (SDI) y un nivel del sismo máximo probable (SMP), considerando para cada caso un set de tres registros para cada uno de los periodos fundamentales de la estructura contabilizando un total de seis registros para cada uno de los niveles de diseño.

Los arriostramientos se modelan con dos tipos de *Link (MLP)* distribuidos en doce arriostramientos presentes en los marcos arriostrados de la dirección “y” de análisis

Las rótulas plásticas se modelan con un tipo de elemento *Hinge* para doce vigas contabilizando en ellas 2 rótulas, esto genera un total de 24 rótulas plásticas presentes en el total de la estructura.

La distribución de los elementos anteriormente mencionados se presentan en el **Anexo D**.

Además, se presentan los factores de utilización de las columnas sísmicas y el drift sísmico asociado para los marcos más desfavorables en ambas direcciones de análisis.

Finalmente, también se muestra la energía disipada por los arriostramientos respecto a la energía ingresada al sistema y la disipada por el amortiguamiento viscoso.

4.2. Resultados

4.2.1. Deformación en arriostramientos

Es importante destacar que tal y como se muestra con mayor detención en el **Anexo D** los arriostramientos fueron numerados del 1 al 12, siendo desde el número 1 hasta el número 8 arriostramientos del tipo Chevron y arriostramientos tipo X desde el número 9 hasta el número 12.

En la Figura 4.1 y Figura 4.2 se presentan los gráficos de las deformaciones máximas obtenidas para los arriostramientos normalizados para tracción y compresión respectivamente, considerando el nivel SDI de demanda.

El promedio de la deformación máxima de tracción para arriostramientos del tipo Chevron es equivalente a $0.8\Delta t$, esto acompañado que para 3 registros hay presencia de fluencia en los arriostramientos. La totalidad de arriostramientos presenta un buen desempeño presentando deformaciones menores al 50 [%] del límite de seguridad a la vida (LS) que propone la NCh2369:2023. Para el caso de los arriostramientos en X el promedio de la deformación máxima es equivalente a 1.2 veces la deformación de fluencia Δt , esto generando que los arriostramientos fluyan para la totalidad de registros para el nivel SDI lo que genera que todos superen en nivel de ocupación inmediata (IO) pero, estas deformaciones para todos los casos son menores a lo estipulado por la norma como el 50 [%] del límite LS

En lo que a compresión respecta, el promedio de la deformación máxima para arriostramientos tipo Chevron es equivalente a $3.9\Delta c$, presentando pandeo para la totalidad de registros y como es de esperar con estos indicativos, todos sobrepasan el límite de ocupación inmediata, además, de 8 arriostramientos Chevron tan solo 2 presentaron deformaciones inferiores al límite establecido del 50 [%] de LS. Respecto a los arriostramientos tipo X estos igualmente pandean para la totalidad de registros analizados con una deformación máxima promedio equivalente a $2.0\Delta c$, estos en general presentan deformaciones superiores al límite de ocupación inmediata pero menores al límite del 50 [%] de LS a excepción de dos registros donde los arriostramientos (un arriostramiento por registro) superan el nivel anteriormente mencionado.

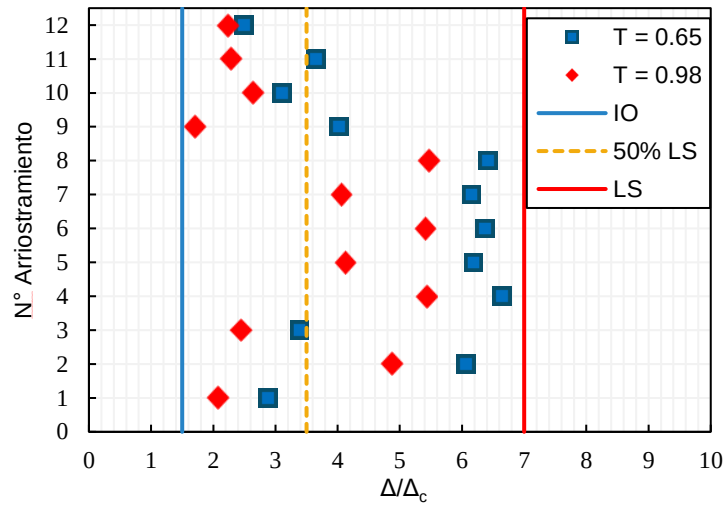


Figura 4.1 Deformación normalizada en compresión para arriostramientos, nivel SDI.

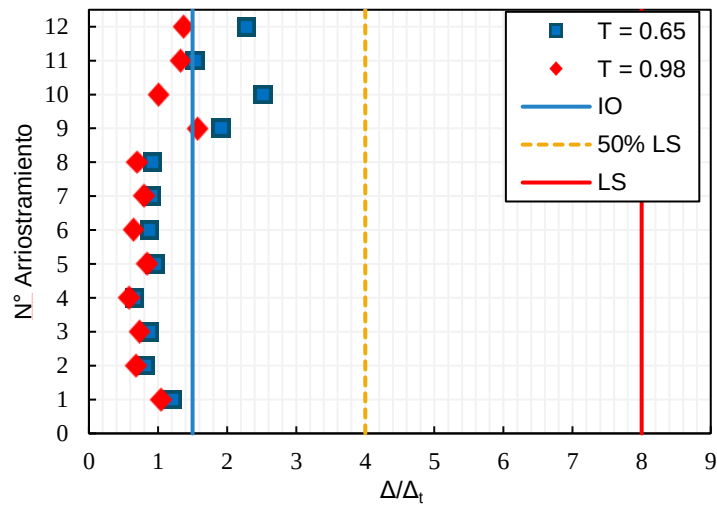


Figura 4.2 Deformación normalizada en tracción para arriostramientos, nivel SDI.

En la Figura 4.3 y Figura 4.4 se presentan los gráficos de las deformaciones máximas obtenidas para los arriostramientos normalizados para tracción y compresión respectivamente, considerando el nivel SMP de demanda.

El promedio de la deformación máxima en tracción para arriostramientos tipo Chevron es equivalente a $0.9\Delta_t$, obteniendo fluencia de los arriostramientos para 4 registros y presentando deformaciones

menores al valor de ocupación inmediata IO para todos los arriostramientos a excepción de dos arriostramientos que fluyen respectivamente para dos casos.

Cabe destacar que en este caso para el nivel de demanda SMP la exigencia es directamente el nivel de seguridad de la vida LS, nivel el cual se cumple para todos los casos. En lo que respecta a arriostramientos tipo X estos presentan el promedio de la deformación máxima en tracción con un valor equivalente a $1.9\Delta_t$, estos arriostramientos fluyen para la totalidad de registros superando en todos los casos el nivel de ocupación inmediata IO pero encontrándose bajo el nivel de seguridad de la vida LS.

En lo que a compresión respecta, para los arriostramientos tipo Chevron estos presentan un promedio de la deformación máxima en compresión equivalente a $5.1\Delta_c$ pandeando para la totalidad de registros, todos los arriostramientos superan el límite establecido para ocupación inmediata y tres arriostramientos superan la deformación límite establecida para seguridad de la vida para tres registros.

Para arriostramientos tipo X en el caso de compresión estos pandean para la totalidad de registros con una deformación máxima promedio de $3.1\Delta_c$, con lo cual en todos los casos estos presentan deformaciones mayores que el nivel IO, pero menores que el nivel de seguridad de la vida LS.

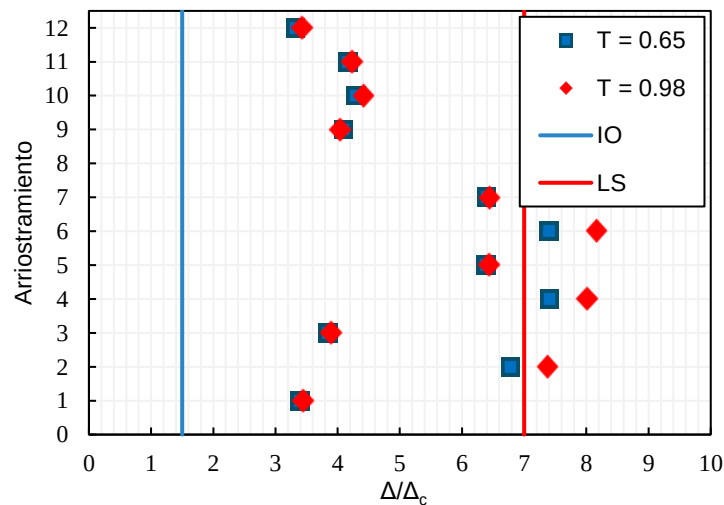


Figura 4.3 Deformación normalizada en compresión para arriostramientos, nivel SMP.

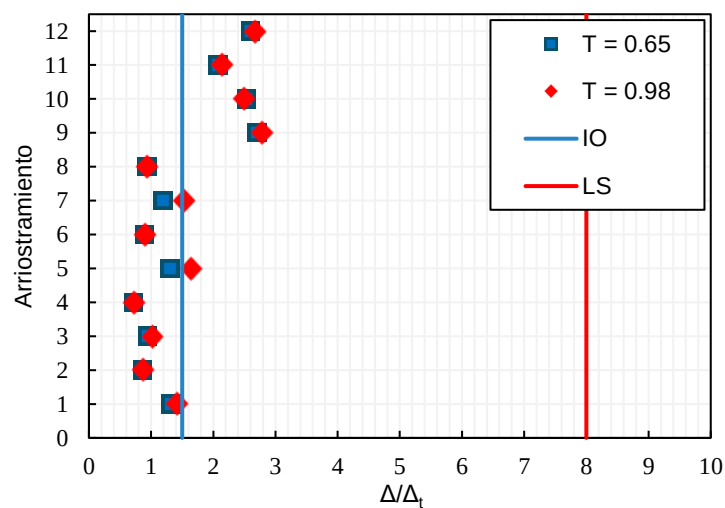


Figura 4.4 Deformación normalizada en tracción para arriostramientos, nivel SMP.

4.2.2. Rotación en rótulas plásticas.

En la Tabla 4.1 se evidencian las mayores rotaciones presentadas en las rótulas plásticas por nivel para el caso de diseño SDI

Tabla 4.1 Rotaciones rótulas plásticas máximas por nivel para marcos de momento, nivel SDI.

Nivel	Elemento	Rotación de plastificación θ_y	Rotación normalizada θ/θ_y	50 [%] LS normalizada
1	Viga IN 45x96.6	0.007	1.25	4.5
2	Viga IN 45x96.6	0.007	1.23	4.5
3	Viga IN 45x96.6	0.007	1.09	4.5

Como se logra evidenciar en todos los casos se presentan plastificaciones en las rótulas plásticas, pero estas se encuentran bajo el límite establecido del 50 [%] de LS por lo cual, esto nos indica que efectivamente hay disipación de energía pero es residual, no comprometiendo la integridad estructural.

En la Figura 4.5, Figura 4.6 y Figura 4.7 se presentan las relaciones momento-rotación obtenidas mediante software para cada uno de los casos más desfavorables.

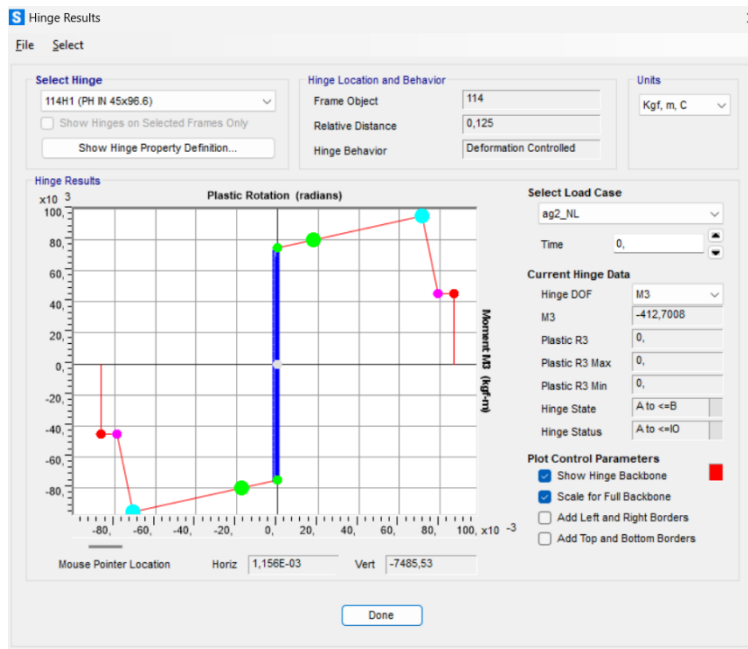


Figura 4.5 Relación momento-rotación según SAP2000 para viga de marco de momento más desfavorable en el primer nivel con rotación normalizada θ/θ_y de 1.25, nivel SDI.

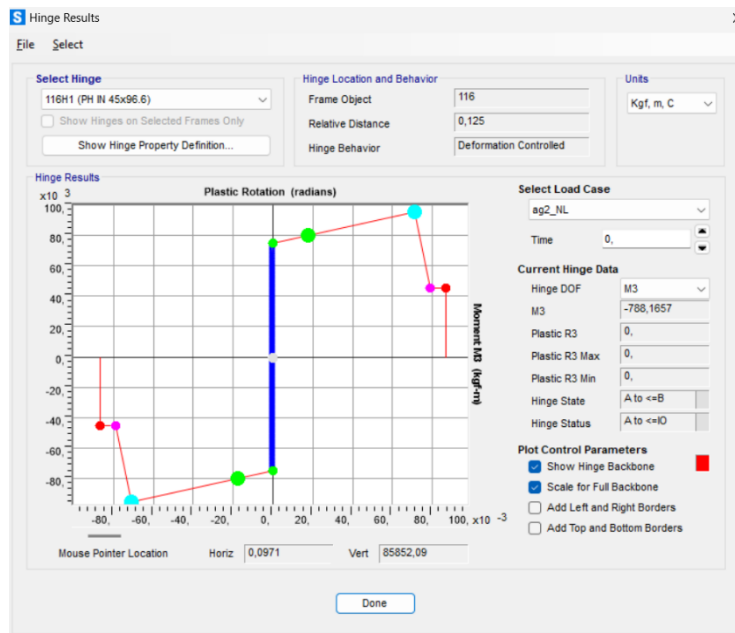


Figura 4.6 Relación momento-rotación según SAP2000 para viga de marco de momento más desfavorable en el primer nivel con rotación normalizada θ/θ_y de 1.23, nivel SDI.

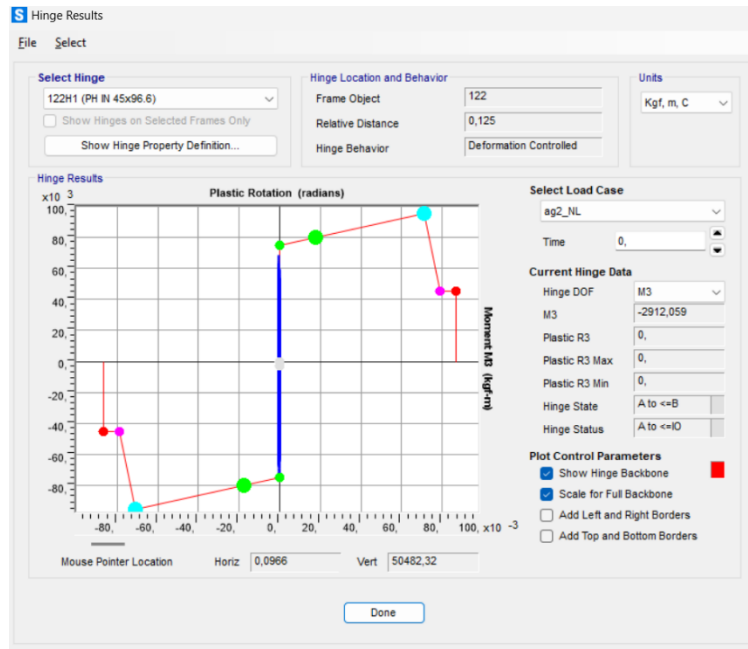


Figura 4.7 Relación momento-rotación según SAP2000 para viga de marco de momento más desfavorable en el primer nivel con rotación normalizada θ/θ_y de 1.09, nivel SDI.

En la Tabla 4.2 se evidencian las mayores rotaciones presentadas en las rótulas plásticas por nivel para el caso de diseño SMP

Tabla 4.2 Rotaciones rótulas plásticas máximas por nivel para marcos de momento, nivel SMP.

Nivel	Elemento	Rotación de plastificación θ_y	Rotación normalizada θ/θ_y	50 [%] LS normalizada
1	Viga IN 45x96.6	0.007	1.86	4.5
2	Viga IN 45x96.6	0.007	1.96	4.5
3	Viga IN 45x96.6	0.007	1.85	4.5

Se puede notar que las rotaciones obtenidas efectivamente fueron superiores que las resultantes para el nivel SDI, pero aún así estas se encuentran contenidas bajo el nivel establecido como 50 [%] LS.

A continuación en la Figura 4.8, Figura 4.9 y Figura 4.10 se evidencian las relaciones momento-rotación obtenidas mediante Software para cada uno de los casos indicados anteriormente.

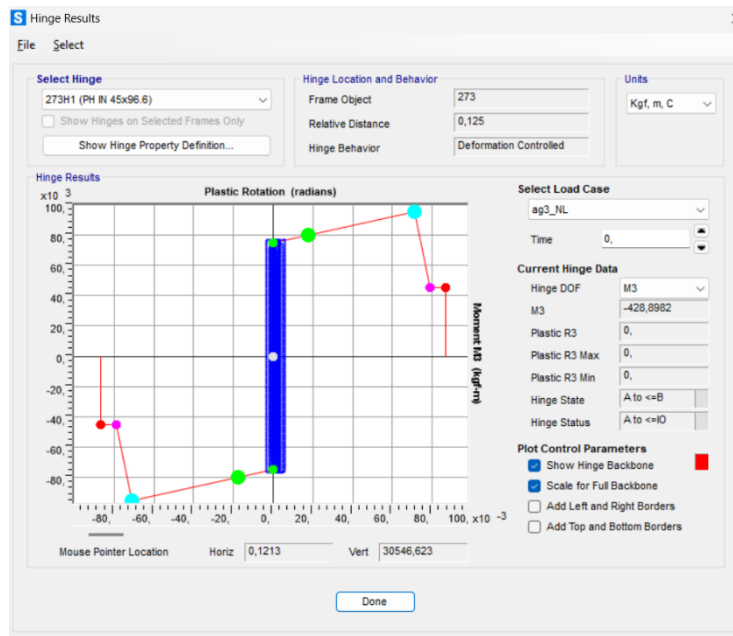


Figura 4.8 Relación momento-rotación según SAP2000 para viga de marco de momento más desfavorable en el primer nivel con rotación normalizada θ/θ_y de 1.86, nivel SMP.

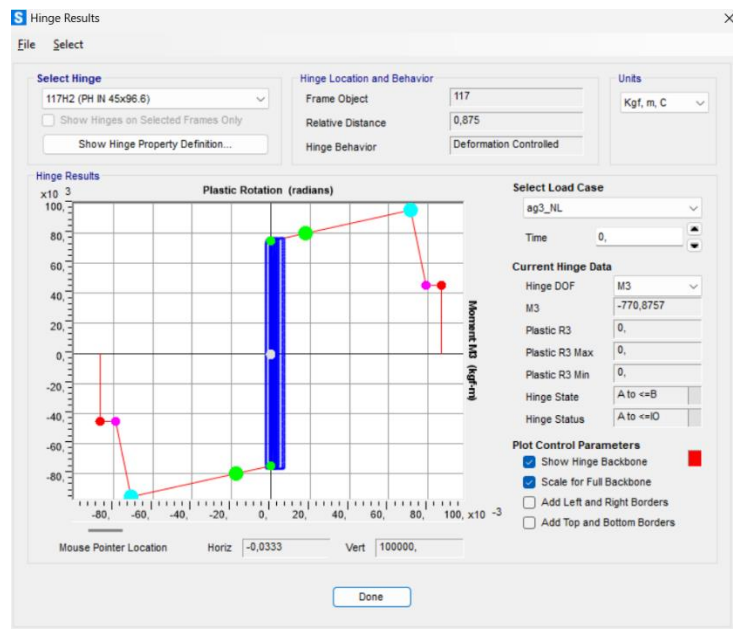


Figura 4.9 Relación momento-rotación según SAP2000 para viga de marco de momento más desfavorable en el primer nivel con rotación normalizada θ/θ_y de 1.96, nivel SMP.

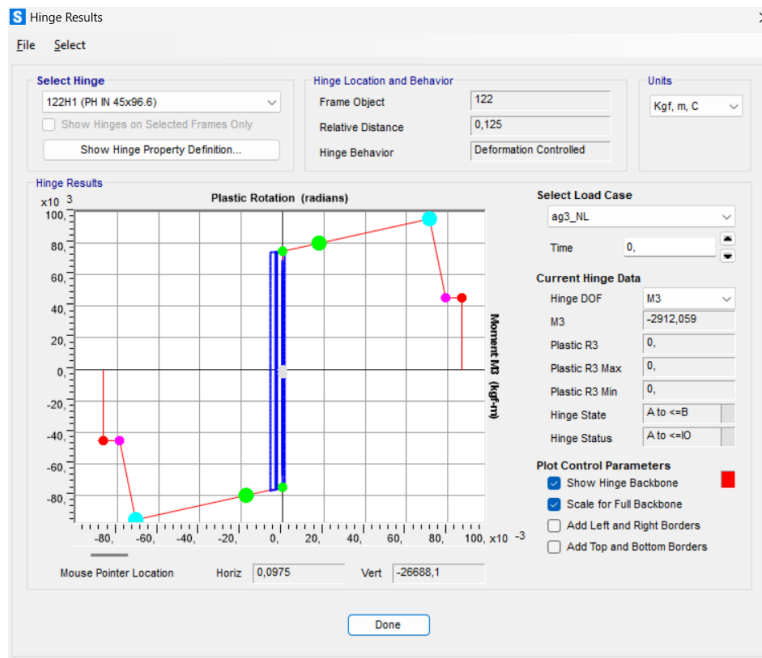


Figura 4.10 Relación momento-rotación según SAP2000 para viga de marco de momento más desfavorable en el primer nivel con rotación normalizada θ/θ_y de 1.85, nivel SMP.

Como era de esperar las deformaciones y las histéresis fueron mayores para los casos SMP, en donde de manera general se obtuvieron mayores deformaciones para los primeros 2 niveles dado que, estos son los que concentraban la mayor cantidad de masa.

4.2.3. *Drift* sísmico.

En la Figura 4.11 y Figura 4.12 se evidencian las deformaciones máximas para los marcos de momento en las direcciones “x” e “y” de análisis respectivamente para el nivel SDI y donde se compara a su vez con la deformación máxima obtenida para el caso lineal.

En ambos casos los resultados obtenidos son consistentes con los obtenidos en el caso lineal generando valores parecidos a los anteriormente mencionados, en donde a su vez para el caso de la dirección de los marcos arriostrados estos presentaron poca dispersión y valores inferiores al 1 [%] de deformación, esto dado a la disipación de energía de arriostramientos y a la mayor rigidez axial que estos proveen a la estructura.

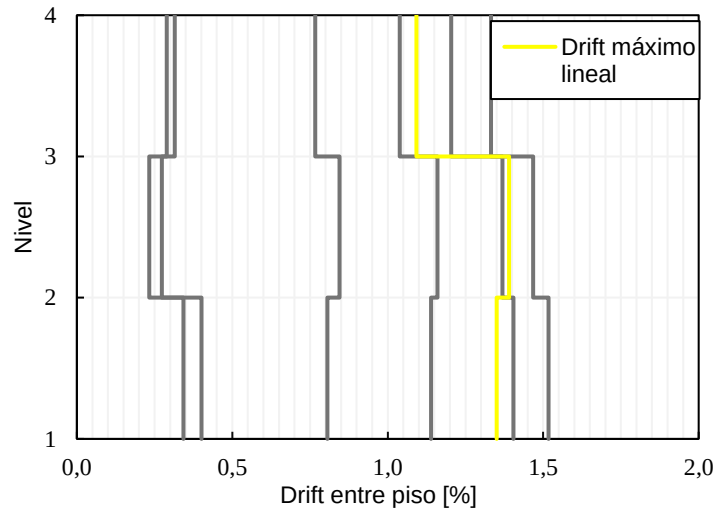


Figura 4.11 Drift entre piso para dirección "x", nivel SDI.

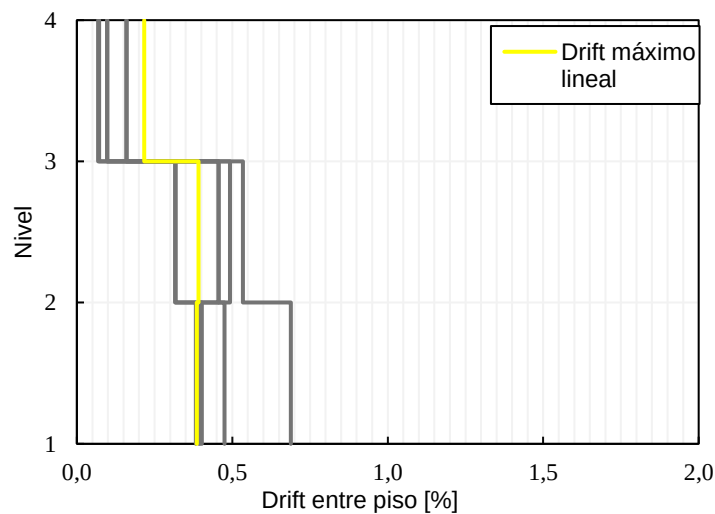


Figura 4.12 Drift entre piso para la dirección "y", nivel SDI.

Vale destacar que para el caso de los marcos en “x” (marcos de momento) estos presentan deformaciones mayores al 1.5 [%] requerido por la normativa para el primer nivel de la estructura y una mayor dispersión de los datos, esto es posible dada la plastificación de las vigas para los distintos registros.

En la Figura 4.13 y Figura 4.14 se evidencian las deformaciones máximas para los marcos de momento en las direcciones “x” e “y” de análisis respectivamente para el nivel SMP y donde se compara a su vez con la deformación máxima obtenida para el caso lineal.

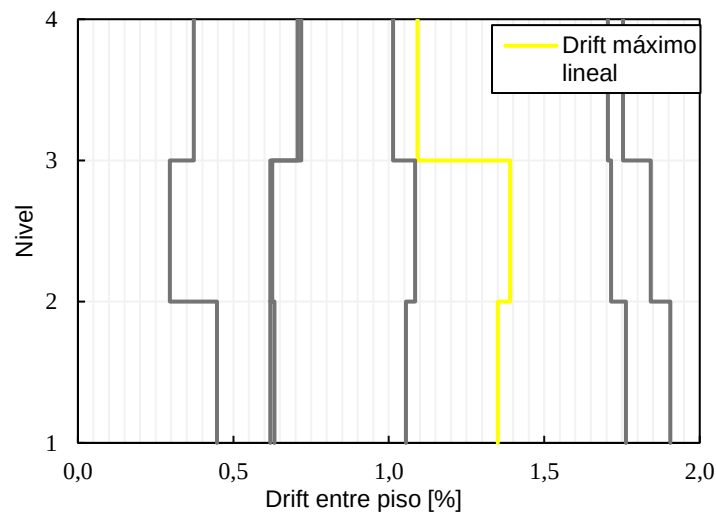


Figura 4.13 Drift entre piso para dirección "x", nivel SMP.

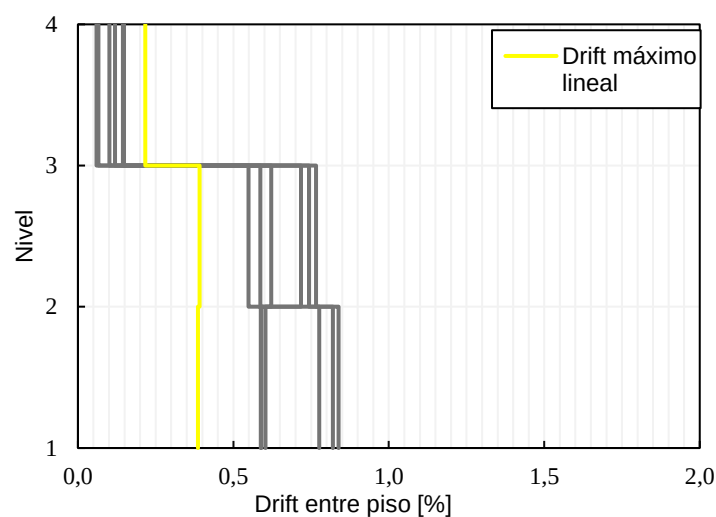


Figura 4.14 Drift entre piso para la dirección "y", nivel SMP.

Vale notar que para el nivel SMP ambos registros presentaron mayores drift sísmicos que para el nivel de demanda SDI, siendo consistentes con las deformaciones obtenidos para caso lineal.

Para el eje de marcos arriostrados (eje "y") estos mantienen deformaciones menores al 1.5 [%] establecido por la normativa, indicando inclusive deformaciones menores al 1 [%], esto producto de los arriostramientos.

Para el caso de los marcos pertenecientes al eje “x” estos presentan deformaciones mayores que el 1.5 [%] permitido por la normativa, llegando para un escenario a valores cercanos al 2 [%], lo cual pudiese deberse a la plastificación de las vigas que no generan disminución en la rigidez del sistema.

4.2.4. Energía disipada.

En la Figura 4.15 se evidencia la energía disipada en cada uno de los registros para el nivel de demanda SDI.

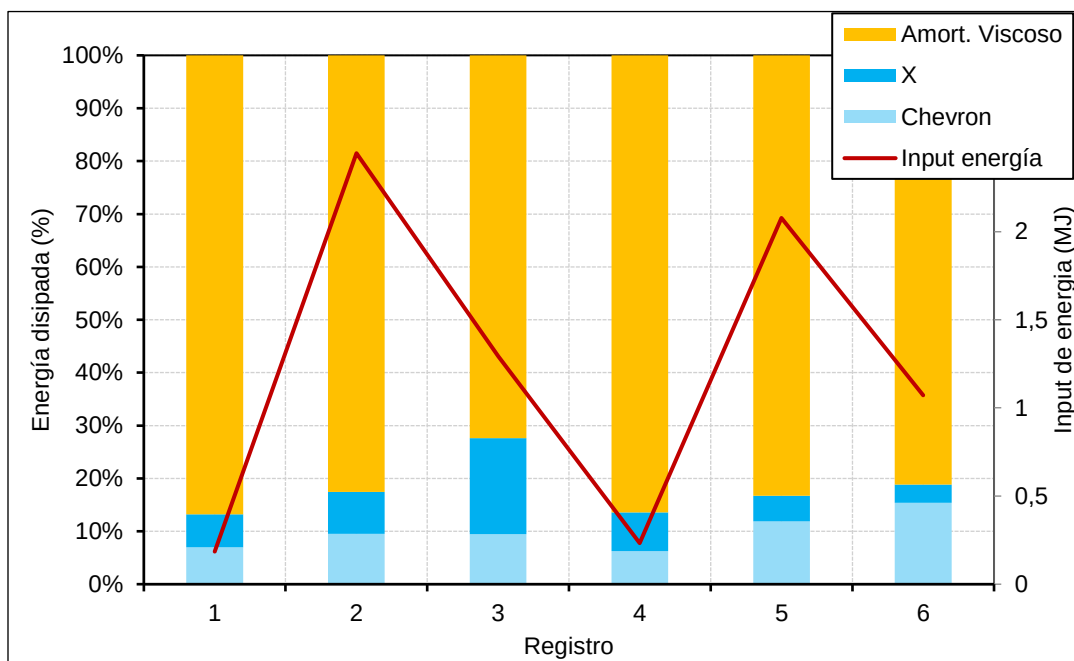


Figura 4.15 Energía disipada porcentual y energía que ingresa al sistema en [MJ] para nivel SDI.

Como se logra observar el sistema de arriostramientos disipa en promedio para los 6 registros un 18 [%] de energía contra el 82 [%] atribuido al amortiguamiento viscoso, del punto de vista de los arriostramientos esta es una cantidad significativa, del punto de vista del amortiguamiento viscoso es favorable que este disipe la mayor cantidad dado que así la estructura no agota su ductilidad.

En la Figura 4.16 se evidencia la energía disipada en cada uno de los registros para el nivel de demanda SMP.

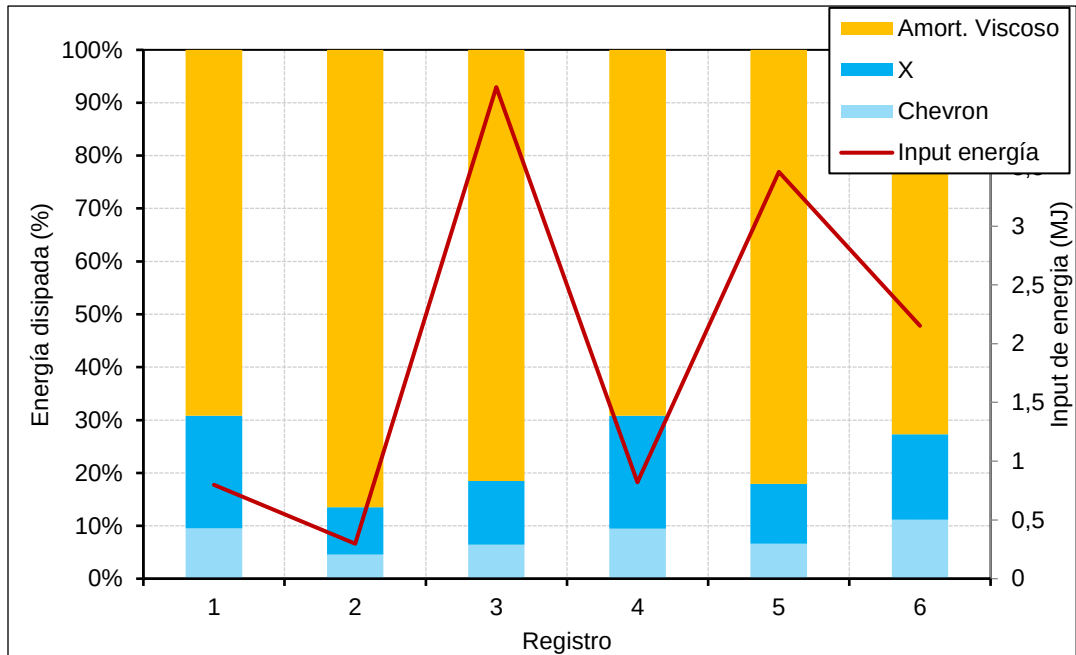


Figura 4.16 Energía disipada porcentual y energía que ingresa al sistema en [MJ] para nivel SMP.

En este caso se evidencia un aumento en el input de energía respecto al nivel SDI, concretamente ingresa en promedio un 60 [%] más energía, análogamente también aumenta la participación de los arriostramientos en la disipación, pasando de disipar un 18 [%] a un 23 [%] en promedio para los registros. Esto nos indica que la estructura cede parte del trabajo realizado por la ductilidad de esta a elementos focalizados como los arriostramientos, generando ciclos de disipación de energía a costo de una degradación de la rigidez de los elementos.

4.2.5. Factor de utilización de las columnas.

En la Figura 4.17 y Figura 4.18 se evidencian los factores de utilización de las columnas para los niveles de demanda SDI y SMP respectivamente.

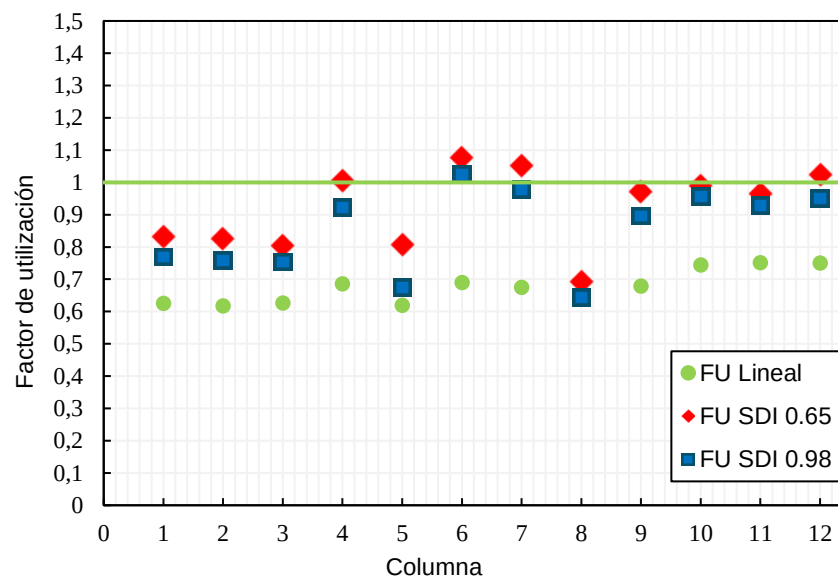


Figura 4.17 Factores de utilización de columnas, nivel SDI.

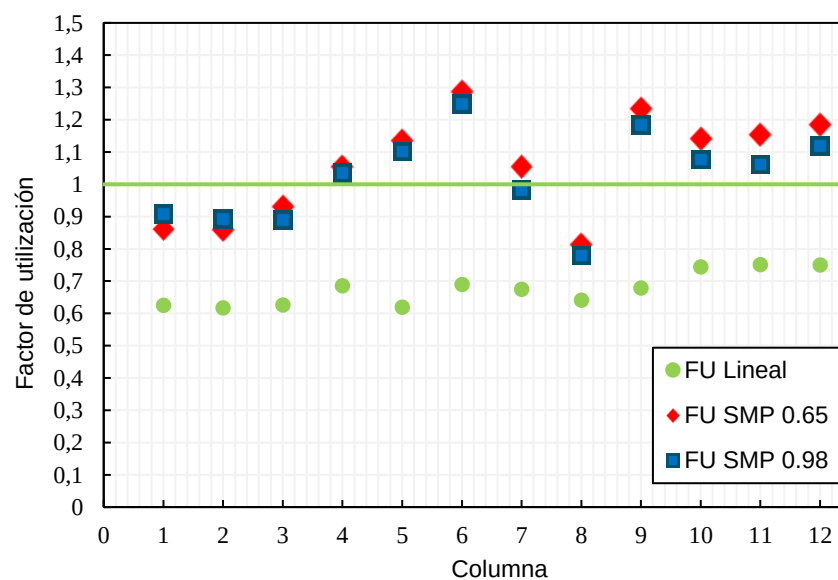


Figura 4.18 Factores de utilización de columnas, nivel SMP.

Para ambos casos se evidencian los factores de utilización del caso lineal de las columnas, en conjunto con los mayores factores de utilización para cada uno de los niveles de demanda SDI y SMP respectivamente, para el caso del nivel SDI se muestra que en su mayoría los factores de utilización son mayores que para el caso lineal, salvo 1 caso donde los factores de utilización son menores que para el caso lineal.

En cuanto a lo que la utilización de las columnas respecto a su capacidad máxima, se presentan cuatro casos donde los factores de utilización son mayores a 1 llegando a un máximo de 108 [%] de ocupación, lo cual indica que para esas columnas hay presencia de plastificación producto de la incursión no lineal generando rótulas plásticas.

Para el caso de demanda SMP se tiene que todos los factores de utilización son mayores que para el caso lineal, inclusive superando en 8 casos los factores de utilización máxima de la columna llegando en un caso a la utilización del 129 [%] de la columna.

Esto nos indica que hay una plastificación generalizada de las columnas para el caso de diseño antes mencionado, lo precisamente se busca evitar mediante la metodología de diseño de las columnas dado que esto pudiese comprometer la integridad estructural.

Con estos resultados en mente hubiese sido aconsejable la integración de rótulas plásticas en las columnas para mayor fidelidad del modelo.

4.2.6. Factores de desempeño sísmico para nivel SDI.

En la Figura 4.19, Figura 4.20 y Figura 4.21 se muestran los factores de desempeño sísmico R_μ , Ω y R respectivamente. Los gráficos nos indican que la estructura presenta una sobrerresistencia no agotada y un uso moderado de la ductilidad lo cual sigue los lineamientos establecidos en la filosofía de diseño estructural implementados por la normativa.

En la dirección “y” del análisis se obtuvo una menor reducción de la respuesta dada la incursión no lineal y plastificación de los arriostramientos.

El valor promedio de el factor de reducción de la respuesta R es igual a 3, este presenta un valor menor en la dirección “x” de análisis, indicando que el diseño en el sentido anteriormente mencionado presenta una mayor holgura.

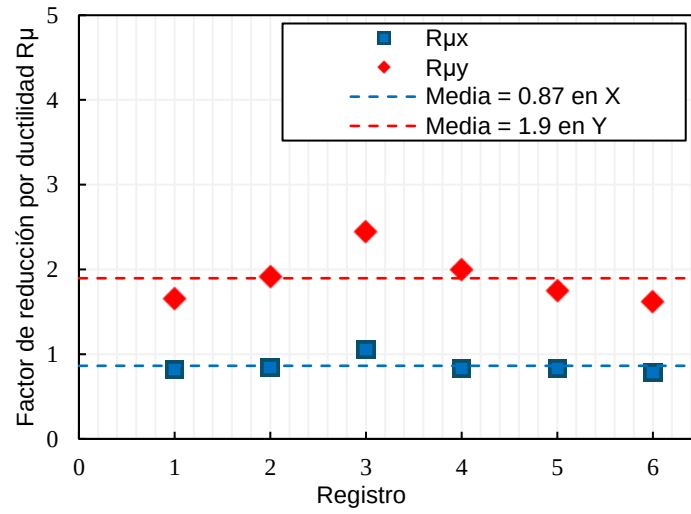


Figura 4.19 Factor de modificación de la respuesta por ductilidad, nivel SDI.

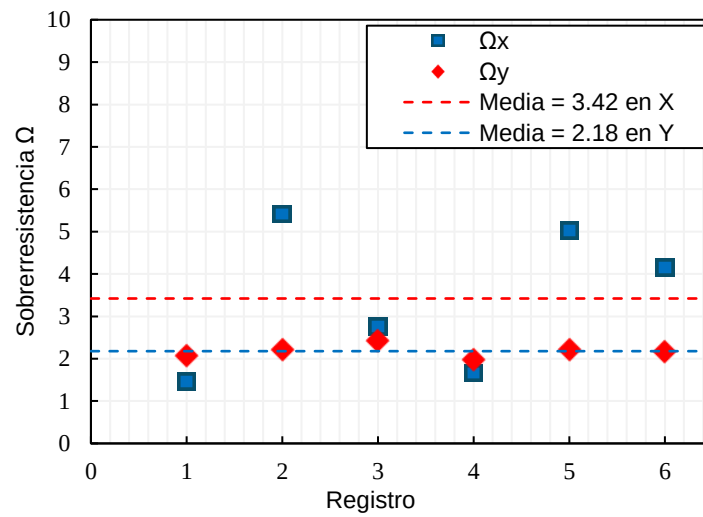


Figura 4.20 Factor de Sobrerresistencia, nivel SDI.

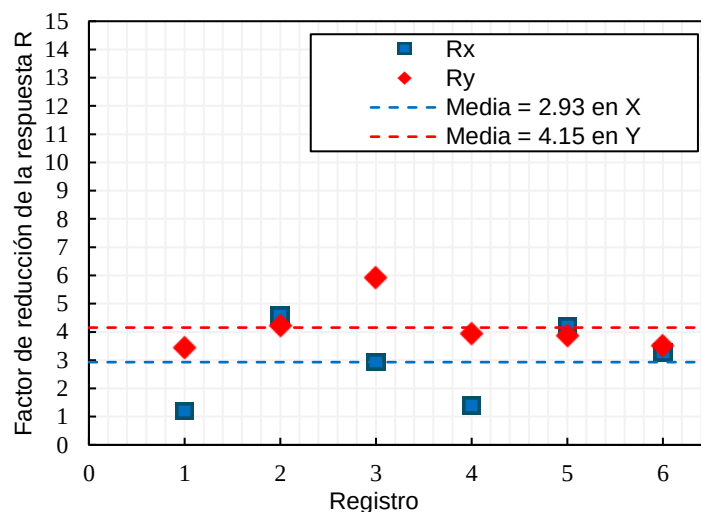


Figura 4.21 Factor de reducción de la respuesta, nivel SDI

4.2.7. Factores de desempeño sísmico para nivel SMP.

En la Figura 4.22, Figura 4.23 y Figura 4.24 se muestran los factores de desempeño sísmico R_{μ} , Ω y R respectivamente. Los gráficos nos indican que la estructura presenta una sobrerresistencia no agotada y un uso moderado de la ductilidad lo cual sigue los lineamientos establecidos en la filosofía de diseño estructural implementados por la normativa.

En primera instancia a su vez se evidencia un aumento en la dispersión de los datos, esto se asocia principalmente a el aumento de la intensidad y por consiguiente, sollicitación de la estructura al pasar de un nivel SDI a uno SMP.

En lo que respecta al parámetro asociado al factor de disminución por ductilidad estos tuvieron una tendencia similar con un leve aumento en sus valores, esto sigue siendo indicativo que se mantiene un bajo uso en la ductilidad de la estructura.

Continuando con el valor de sobrerresistencia este aumenta, pero sigue en valores que deslumbran aún queda una reserva de sobrerresistencia no agotada pensando en sismos de mayor intensidad.

Luego, el parámetro de disminución de la respuesta R presenta un valor promedio cercano a 5, este se acerca más a lo utilizado en el diseño lineal de la estructura.

Se obtuvo nuevamente una disminución menor de la respuesta en el eje “y” por la presencia de los arriostramientos y un valor de R menor en la dirección “x”, por lo cual esta dirección de análisis presentó mayor holgura en cuanto a la demanda que a esta se le impuso.

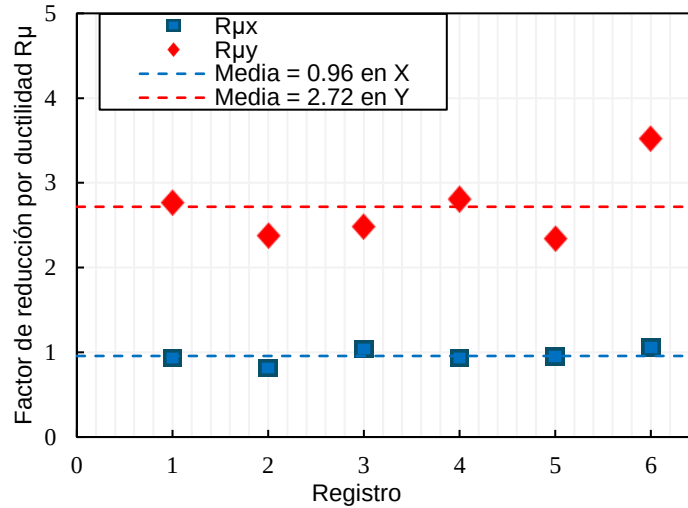


Figura 4.22 Factor de modificación de la respuesta por ductilidad, nivel SMP.

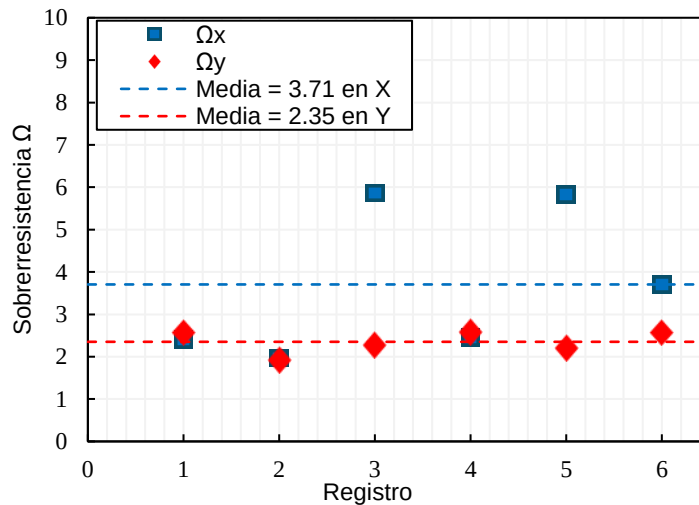


Figura 4.23 Factor de Sobrerresistencia, nivel SMP.

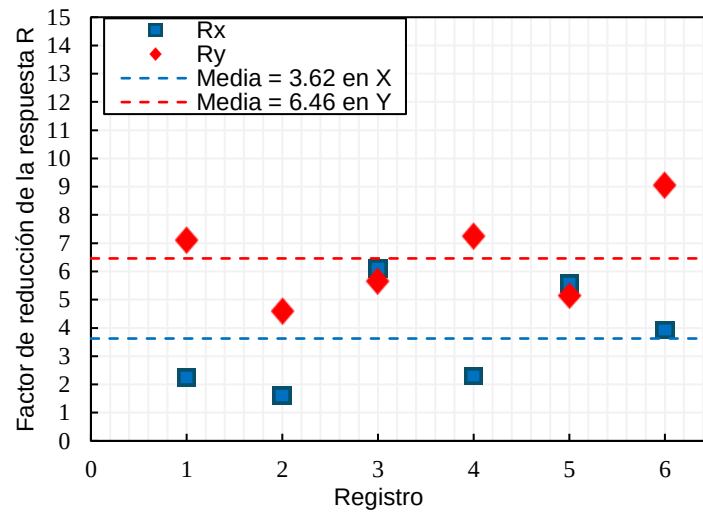


Figura 4.24 Factor de reducción de la respuesta, nivel SMP.

CAPÍTULO 5: Conclusiones.

A continuación, se presentan las principales conclusiones obtenidas a partir del diseño lineal y análisis realizado a la estructura “Edificio de Flotación”.

Los parámetros de escogidos para la estructura anteriormente mencionada resultaron en un diseño el cual destaca la aparición de una sobrerresistencia y elementos que permitieron otorgar al sistema resistente un nivel de ductilidad moderada, lo cual es consistente con la nueva normativa.

Elementos como las columnas no fueron diseñados mediante la optimización de las solicitaciones entregando así una capacidad de soportar mayores cargas que las mínimas solicitadas.

Elementos como las vigas pertenecientes a los sistemas de marcos arriostrados finalmente fueron diseñadas mediante el desbalance plástico, el cual generó solicitaciones muy superiores a las impuestas por las cargas establecidas en la normativa.

Es destacable que los arriostramientos en la estructuración anterior estaban compuestos por perfiles XL pero con los nuevos requerimientos estos presentan un diseño controlado por esbelteces, por lo cual ahora se escogieron perfiles del tipo HSS circulares. Esto hizo que los arriostramientos no puedan ser llevados al límite en cuanto a factores de utilización por combinaciones de carga.

En lo que al análisis no lineal y sus resultados respecta, se tiene que los elementos definidos como fusibles acorde a la metodología de la NCh 2369:2023 estos presentaron problemas de integridad sobrepasando los límites establecidos en cuanto a deformación axial tanto en compresión como en tracción.

Respecto a elementos como vigas estos se mantienen en factores de utilización aceptables y en ciertos casos puntuales incursionan en el rango no lineal mediante la generación de rótulas plásticas en los marcos de momento, siendo en todo caso, valores admisibles y no generan un problema mayor.

Caso contrario el de las columnas, estas incursionaron en el rango no lineal de manera importante para el caso del nivel de demanda SMP, lo que pudiese generar riesgo de colapso dado el método de falla que presentaría la estructura. Sería rescatable realizar un análisis con la consideración de rótulas plásticas en estos casos para determinar el nivel de incursión no lineal.

En ambos casos los factores de reducción R presentan un promedio de 4.5, lo cual es cercano al de diseño $R=5$, esto indica en conjunto con los otros parámetros de desempeño sísmico que la estructura

mantiene una sobrerresistencia no agotada y la capacidad de desarrollar ductilidad, ambos necesarios en este tipo de estructuras.

El principal responsable de los resultados anteriormente mostrados pudiese ser la utilización de solo tres registros por nivel y por periodo de la estructura, ya que la normativa respecto a este tipo de casos indica que se debe verificar el desempeño acorde a la respuesta que maximice el parámetro de interés, esto genera que los valores *outsiders* producto del ajuste de registro (Peaks inesperados para periodos particulares en los registros, registros los cuales escapan de el nivel de diseño esperado, etc) pudiesen aplicar niveles de demanda superiores al deseado perdiendo sentido respecto a las filosofías SDI y SMP.

Pudiese ser un estudio interesante determinar cual es el número de registros que generan una respuesta con mayor precisión respecto a los niveles de demanda esperada, esto buscando compatibilizar tanto las probabilidades de ocurrencia y las demandas reales a las que las estructuras se ven expuestas durante su vida útil como el costo computacional que significa abarcar una mayor cantidad de datos para estructuras que pudiesen ser muy complejas.

REFERENCIAS

American Institute of Steel Construction. (1999). *Seismic Provision for Structural Buildings, Part 1: Structural Steel Buildings*. Chicago, Illinois, EE. UU.: Autor.

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

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

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

Astaneh-Asl, A., & Cochran, M., Sabelli, R. (2006). *Seismic Detailing of Gusset Plates for Special Concentrically Braced Frames*. Steel Technical Information and Product Services (Steel TIPS) report. Structural Steel Educational Council Moraga, California, EE.UU.

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

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

Bolt, B. A. (1973). *Determination of Duration of Strong Ground Motion*. Bulletin of the Seismological Society of America, 63(5), 1949-1970.

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

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

Computers and Structures, Inc (2017). *CSI Analysis Reference Manual for SAP2000, ETABS, SAFE and CSIBridge*, Computers and Structures Inc., Berkeley, California, EE.UU.

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

Peña, C., Urzúa, C. (2019). *Nuevas disposiciones de diseño en actualización de NCh2369, Capítulo 8 “Disposiciones para estructuras de acero”. Origen e implementación*. XII Congreso Chileno de Sismología e Ingeniería Sísmica ACHISINA 2019. Valdivia, Chile.

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

Schafer B. (2020). *Ad Hoc Task Group Report on Local Buckling (Width-to-thickness) Limits*. AISC Committee on Specifications Task Group on Local Buckling (Width-to-thickness) Limits.

Soules, J., Bachman, R., Silva, J. (2016). *Chile Earthquake of 2010: Assessment of Industrial Facilities around Concepción*. 10.1061/9780784413647.

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

ANEXO A. Cargas y secciones de la estructura

A1. Cargas de diseño

A continuación, se evidencian las cargas de diseño para la estructura

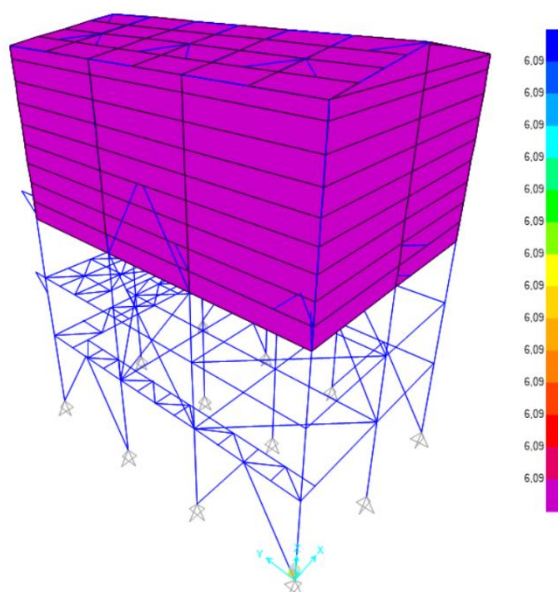


Figura A.1 Carga Pp Cubiertas (Kgf, m²).

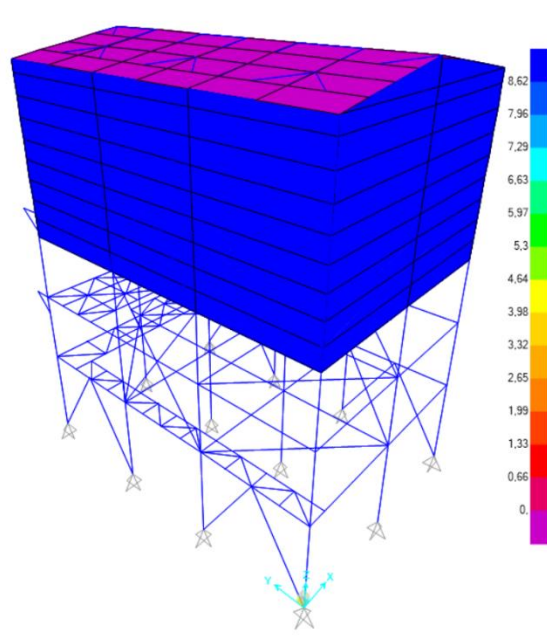


Figura A.2 Carga Pp Costanera Lateral (Kgf, m²).

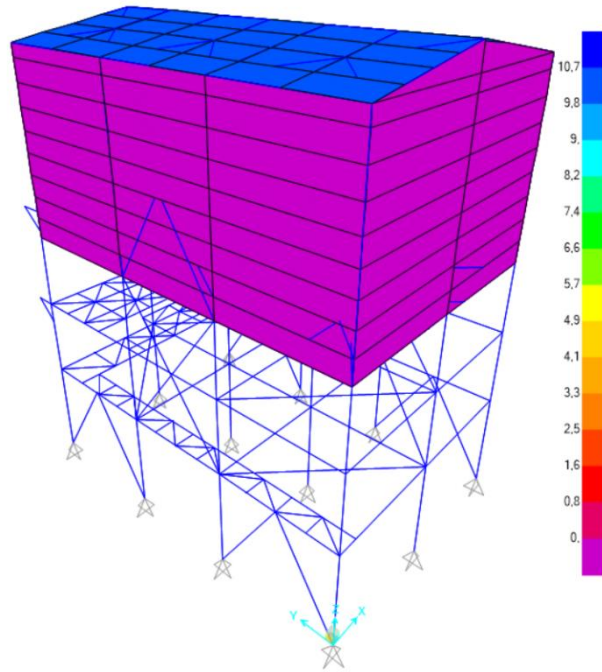


Figura A.3 Carga Pp Costanera Techo (Kgf, m²).

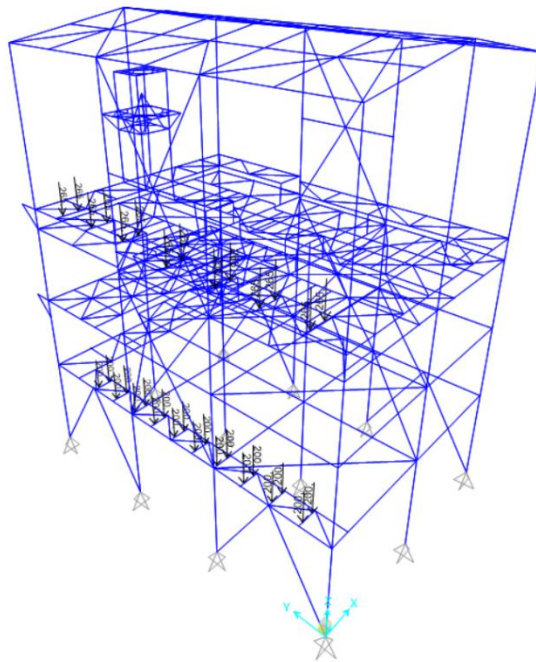


Figura A.4 Carga Instalaciones (Kgf).

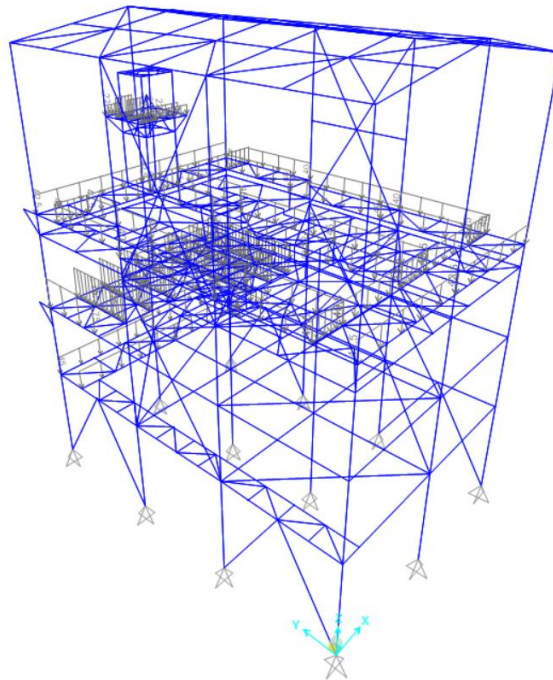


Figura A.5 Carga Parrilla de piso (Kgf,m).

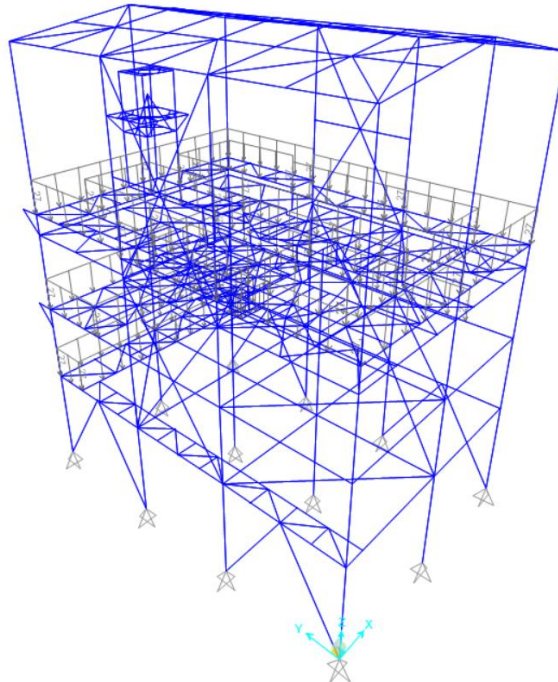


Figura A.6 Carga Barandas (Kgf,m).

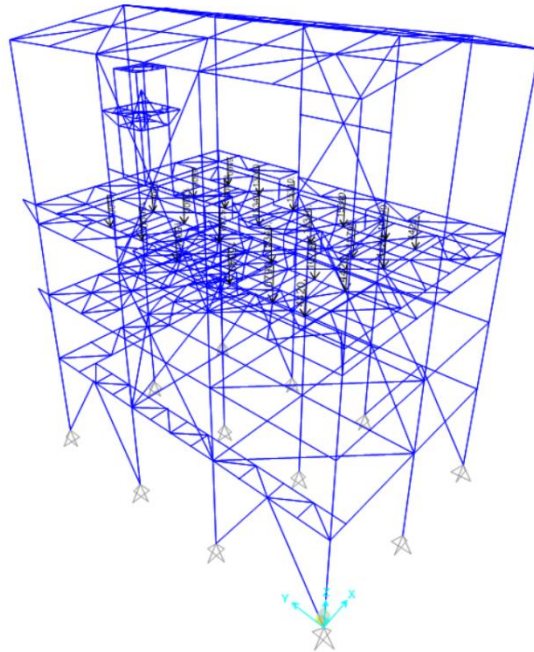


Figura A.7 Carga Banco de Celdas (Kgf).

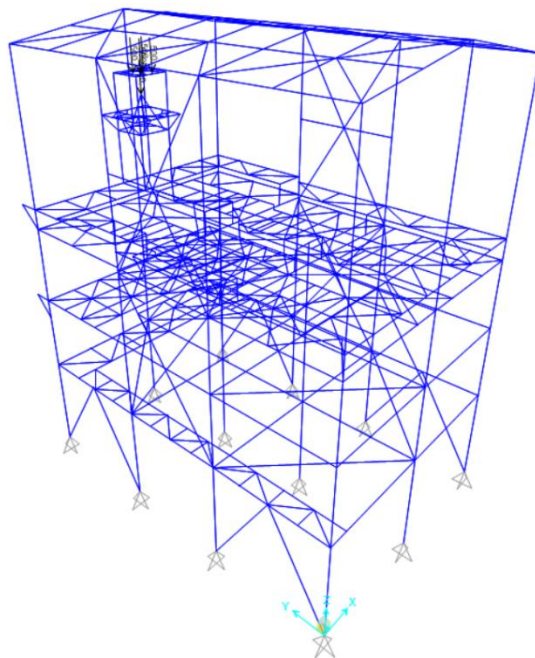


Figura A.8 Carga Cajón Alimentador (Kgf).

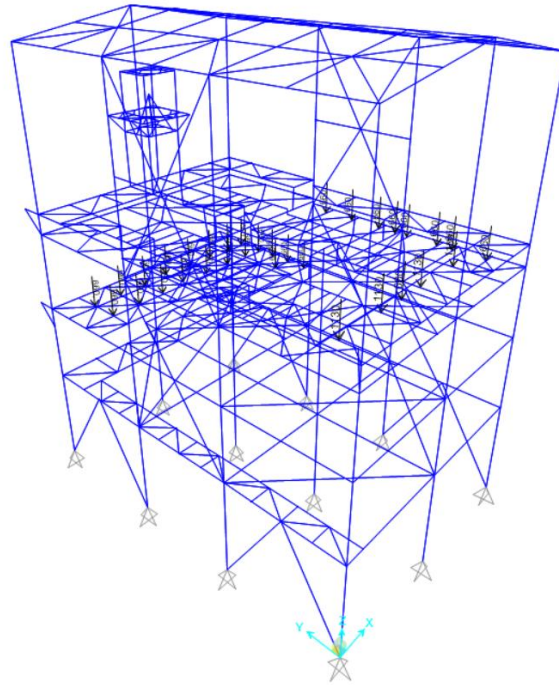


Figura A.9 Carga Canaleta de Concentrado (Kgf).

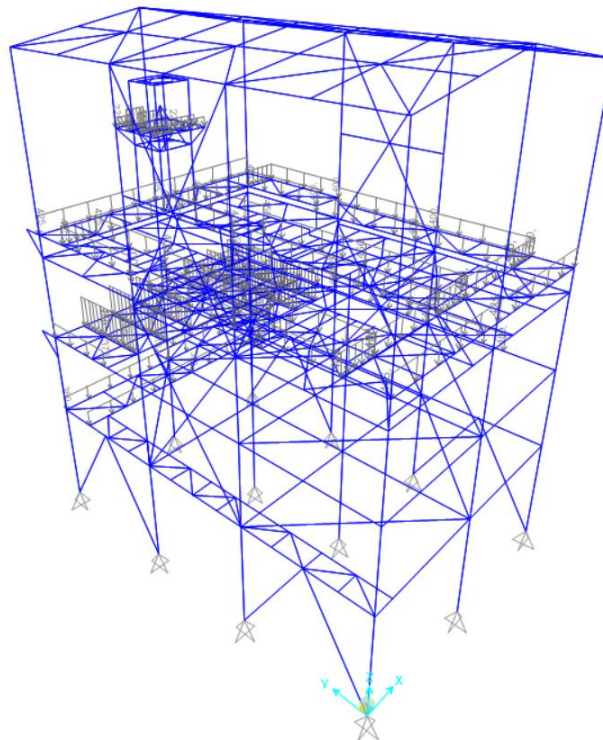


Figura A.10 Carga Sobrecarga de Piso (Carga viva) (Kgf, m).

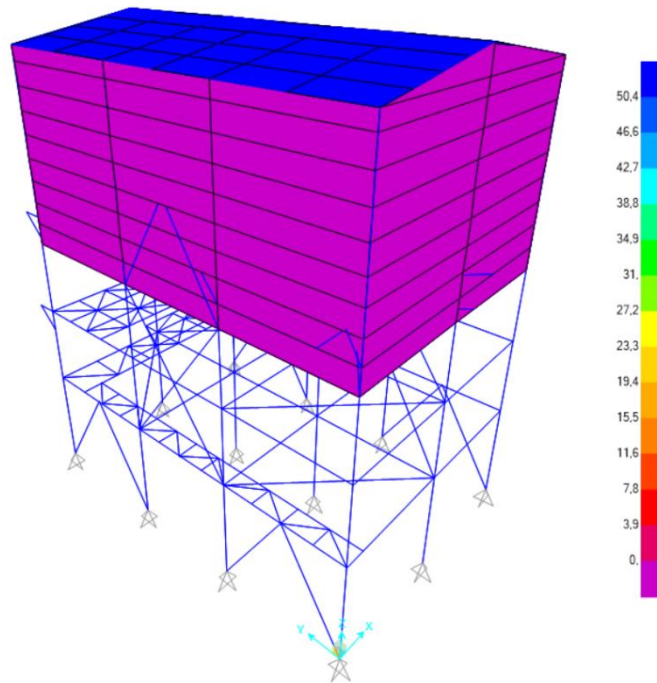


Figura A.11 Carga Sobrecarga de techo (Carga viva) (Kgf, m²).

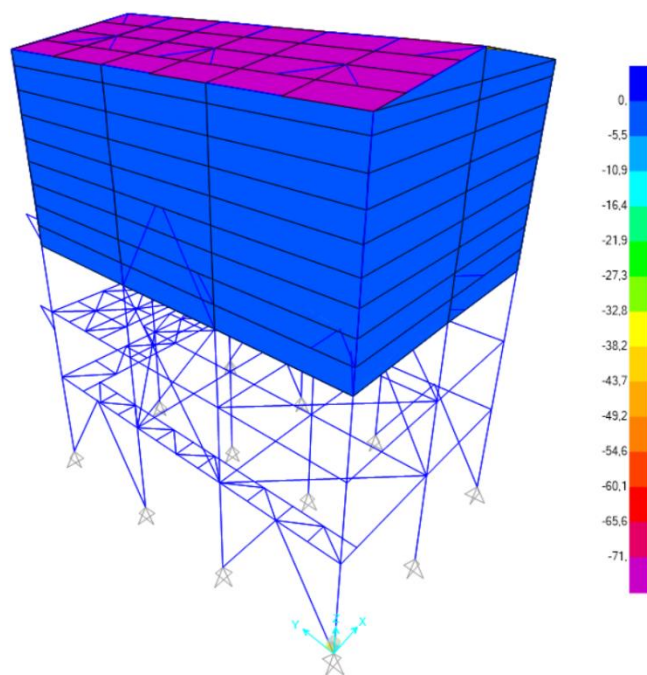


Figura A.12 Carga de viento en dirección x positiva presión positiva (Wx) (Kgf, m²).

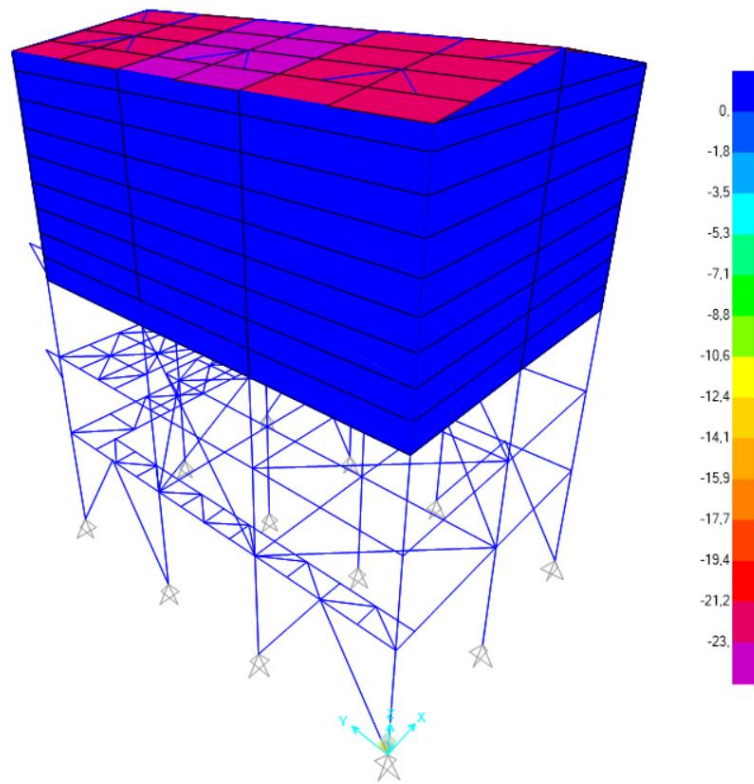


Figura A.13 Carga de viento en dirección x negativa presión negativa (Wy) (Kgf, m²).

A2. Secciones resultantes diseño lineal.

A continuación se evidencian las secciones resultantes de la estructura acorde al diseño lineal de la estructura.

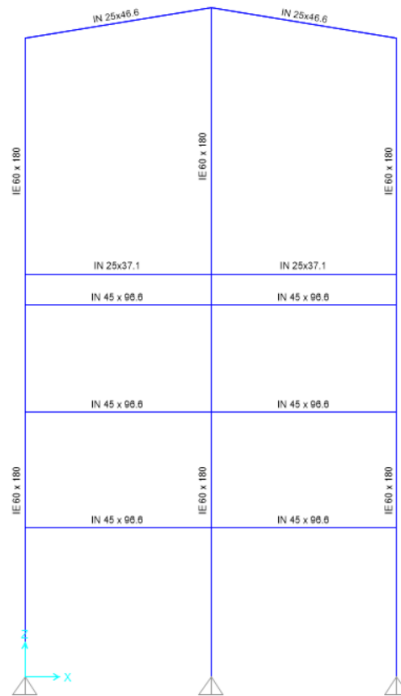


Figura A.14 Marco dirección XZ altura 0 m.

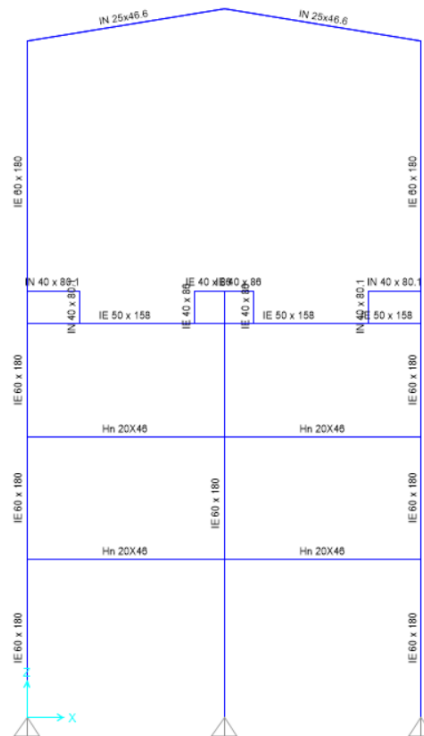


Figura A.15 Marco dirección XZ altura 6 m.

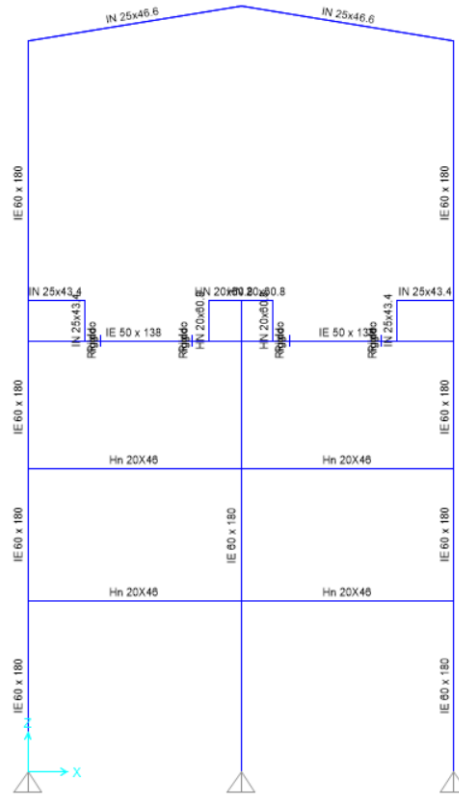


Figura A.16 Marco dirección XZ altura 11.3 m.

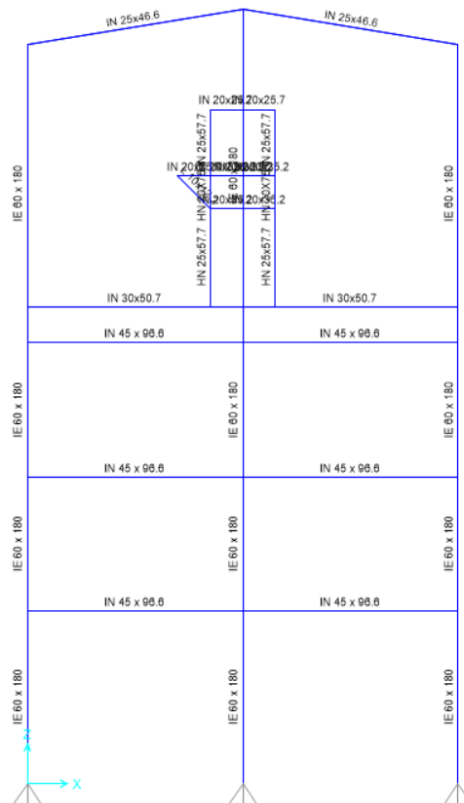


Figura A.17 Marco dirección XZ altura 17.3 m.

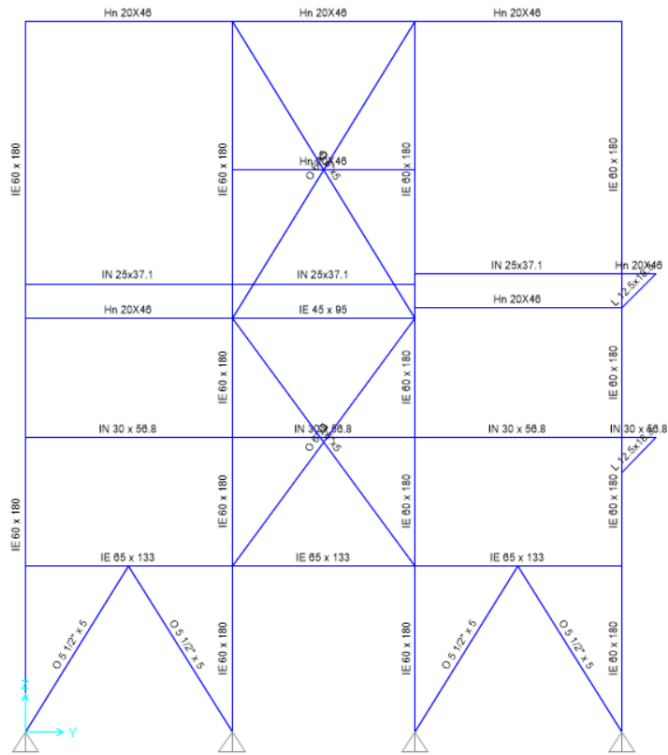


Figura A.18 Marco dirección YZ altura 0 m.

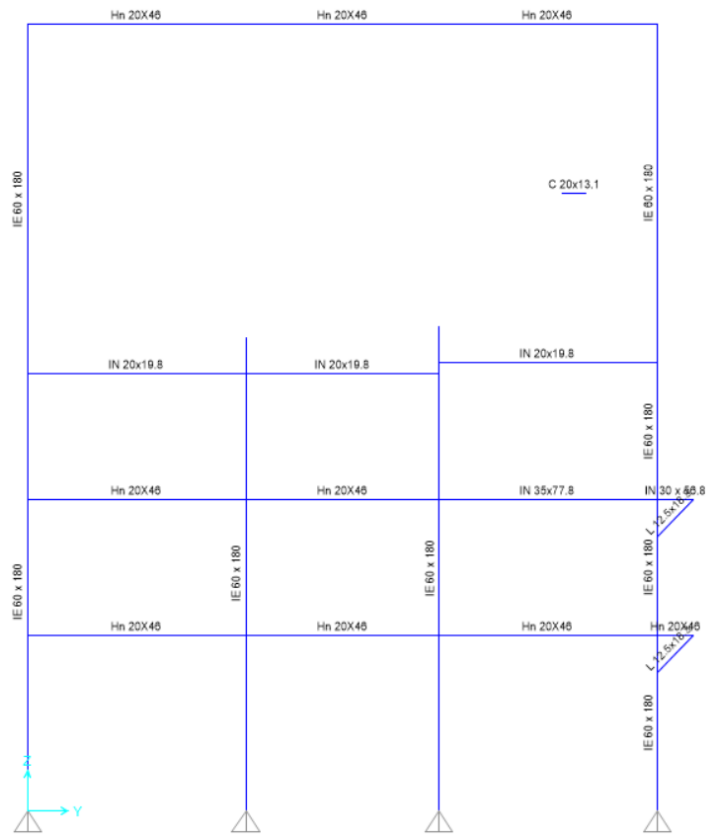
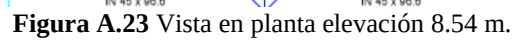
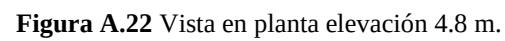
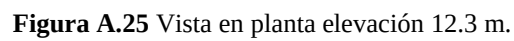


Figura A.19 Marco dirección YZ altura 6 m.





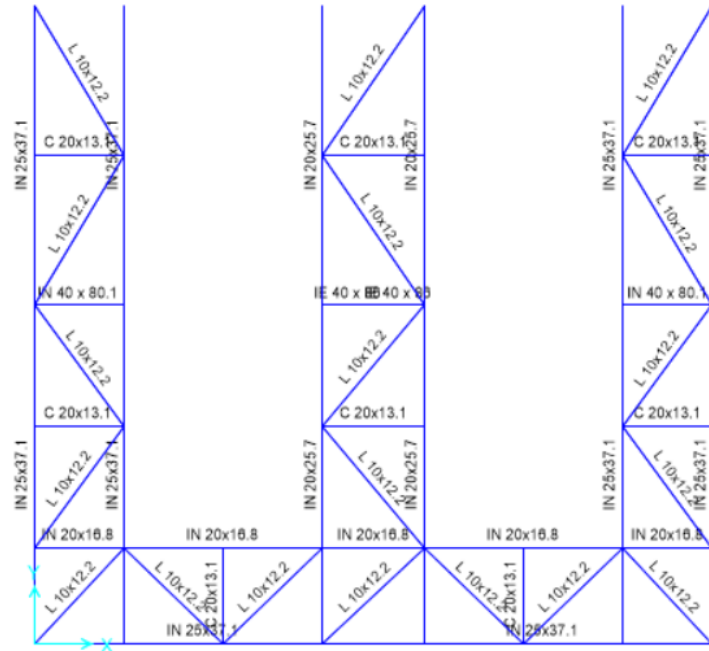


Figura A.26 Vista en planta elevación 13 m.

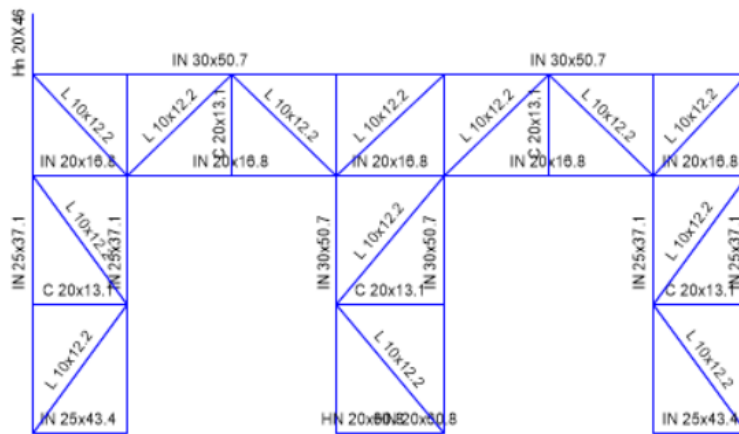


Figura A.27 Vista en planta elevación 13.3 m.

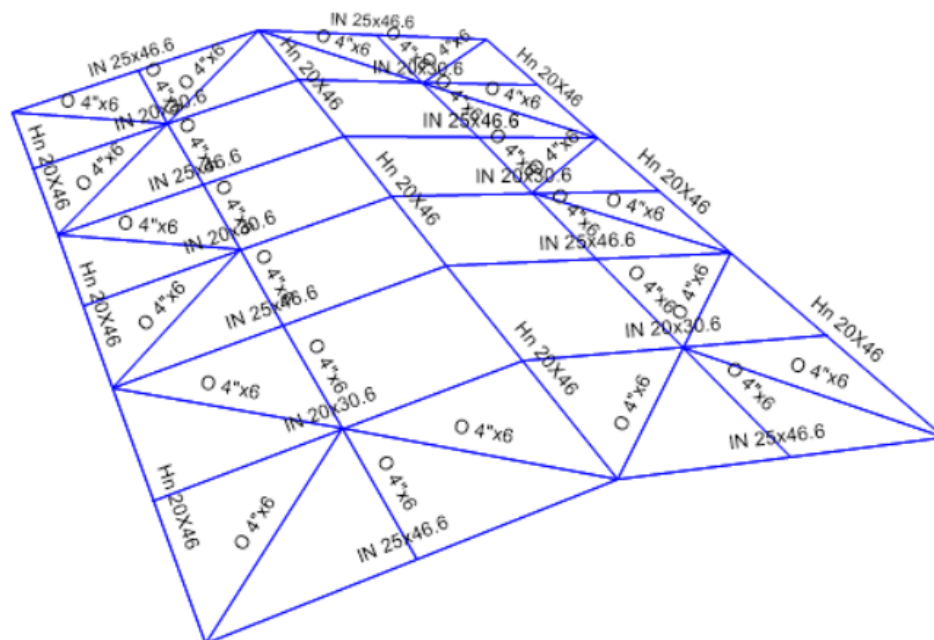


Figura A.28 Vista en elevación estructura de techo.

ANEXO B. Factores de utilización estructura

B1. Factores de utilización para cargas sísmicas reducidas por R

A continuación se evidencian los factores de utilización de la estructura para cargas sísmicas reducidas por el factor R.



Figura B.1 Factores de utilización marco dirección XZ altura 0 m.

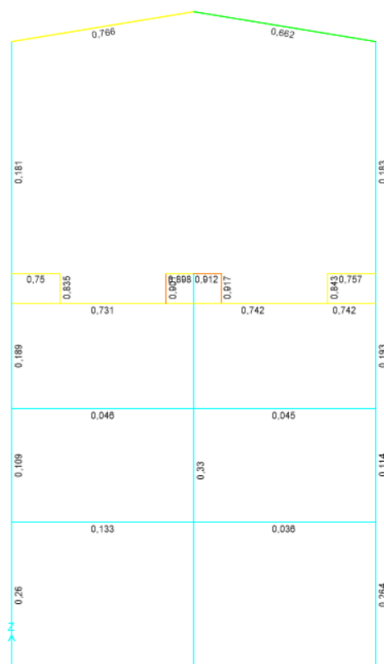


Figura B.2 Factores de utilización marco dirección XZ altura 6 m.

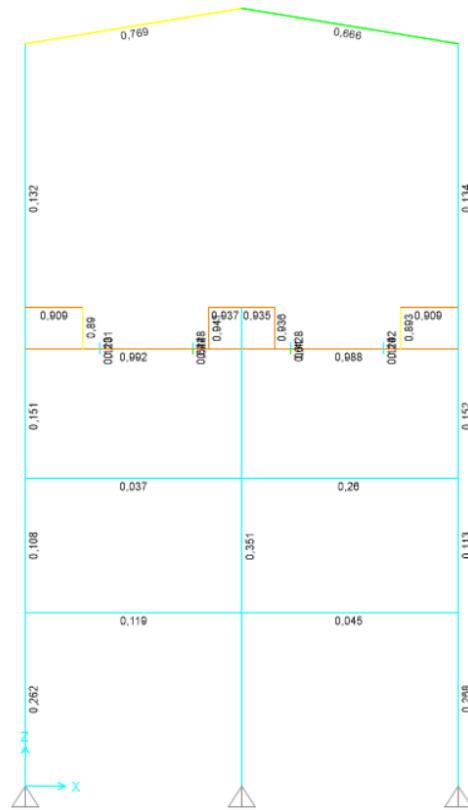


Figura B.3 Factores de utilización marco dirección XZ altura 11.3 m.



Figura B.4 Factores de utilización marco dirección XZ altura 17.3 m.

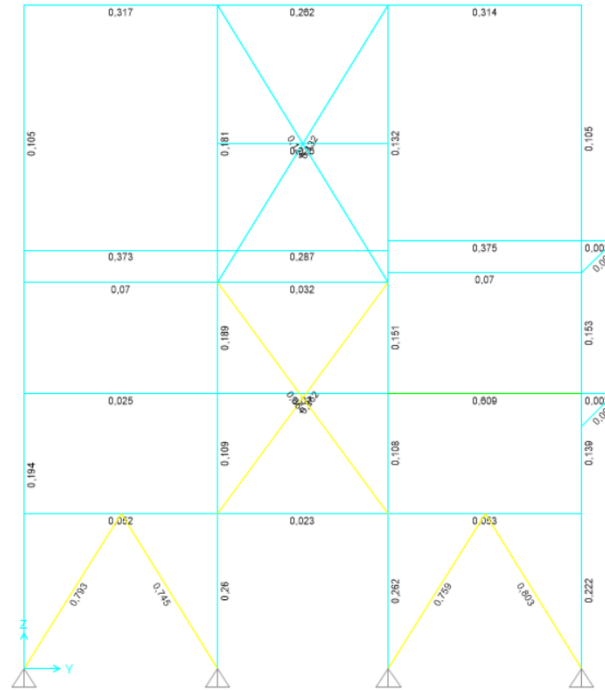


Figura B.5 Factores de utilización marco dirección YZ altura 0 m.

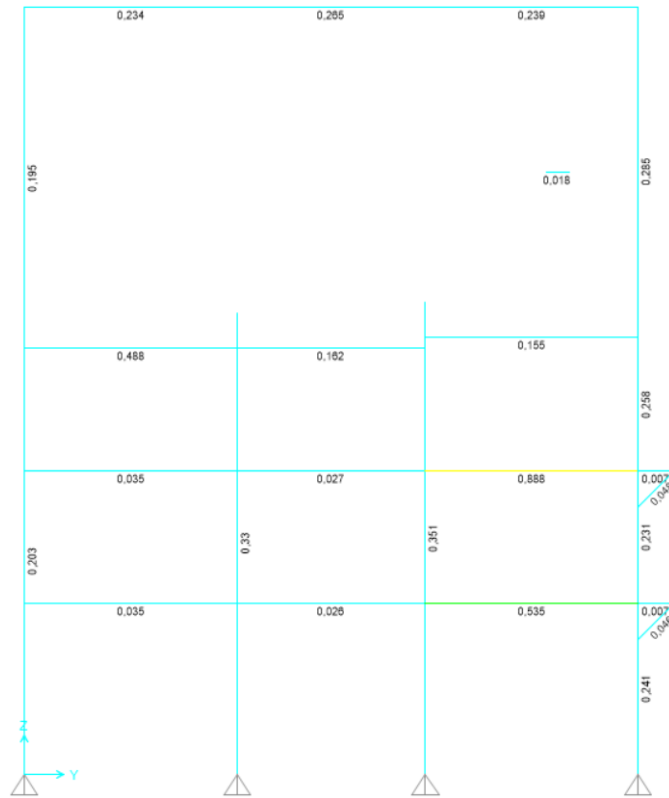


Figura B.6 Factores de utilización marco dirección YZ altura 6 m.

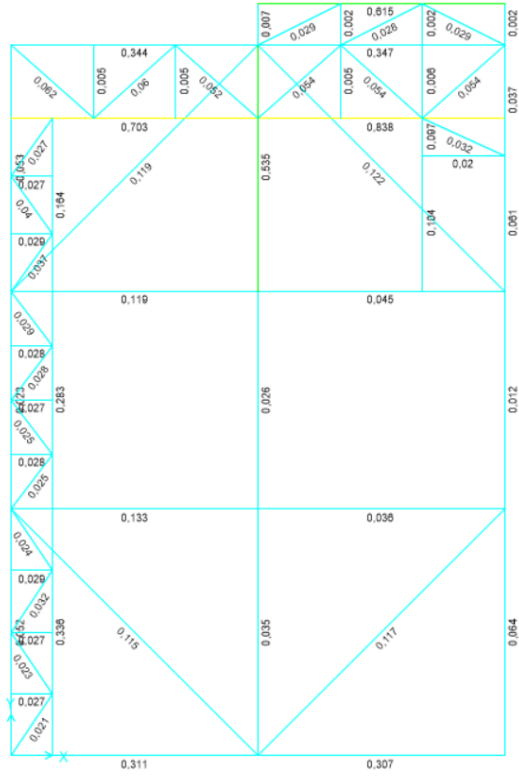


Figura B.9 Factores de utilización vista en planta elevación 4.8 m.

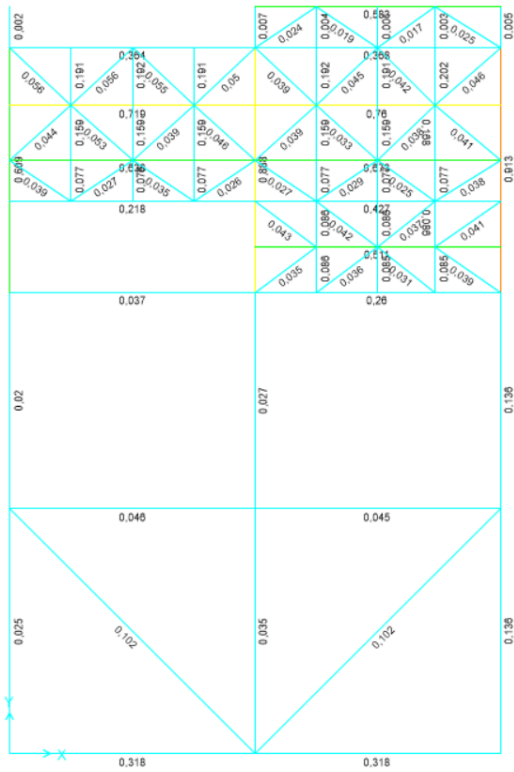


Figura B.10 Factores de utilización vista en planta elevación 8.54 m.

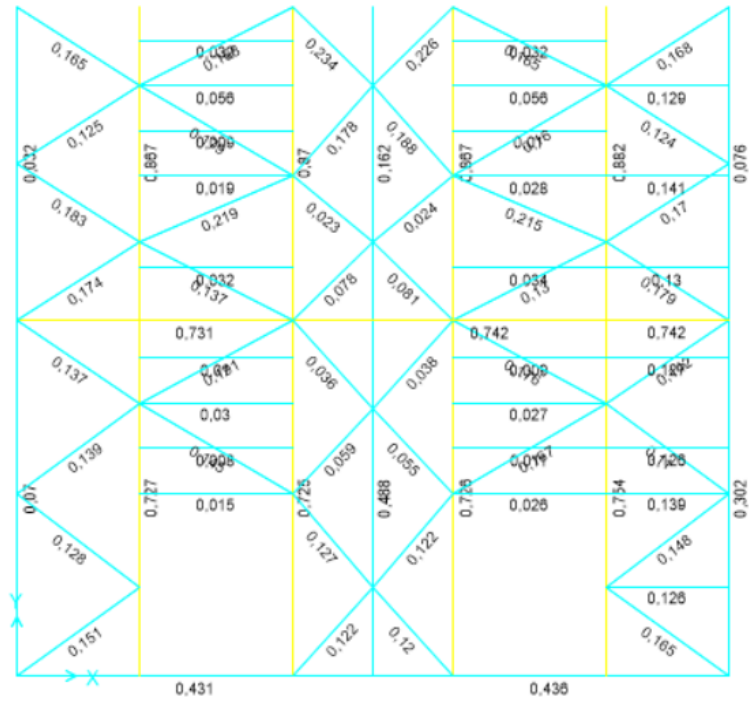


Figura B.11 Factores de utilización vista en planta elevación 12 m.

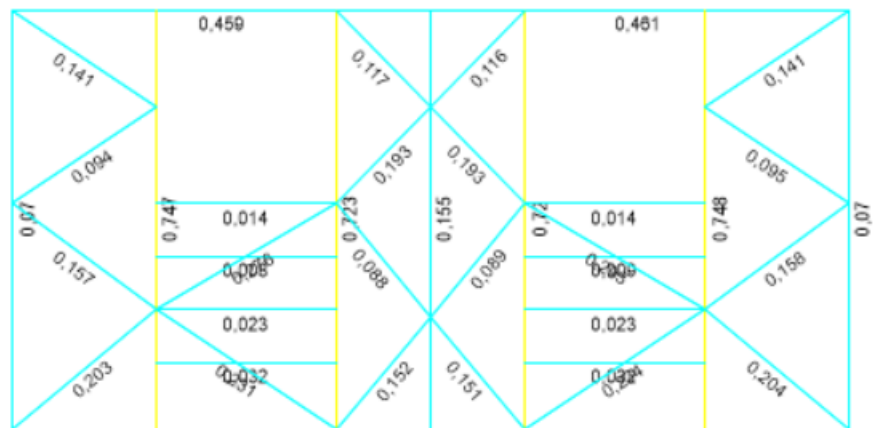


Figura B.12 Factores de utilización vista en planta elevación 12.3 m.

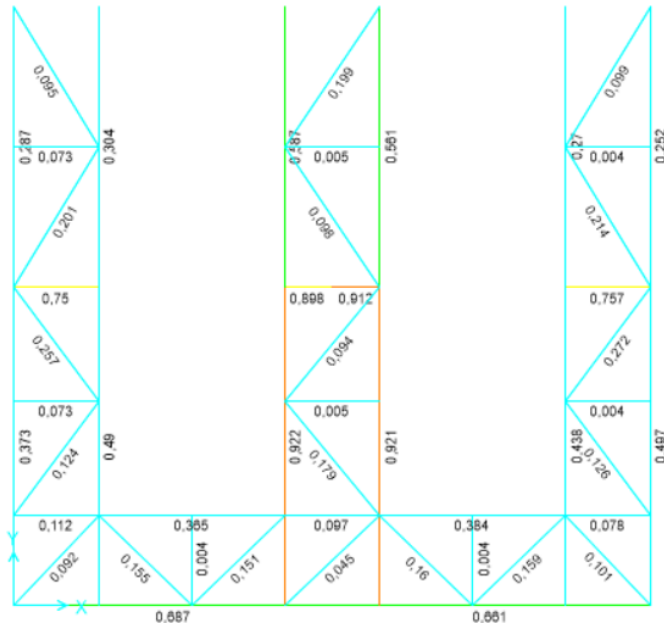


Figura B.13 Factores de utilización vista en planta elevación 13 m.

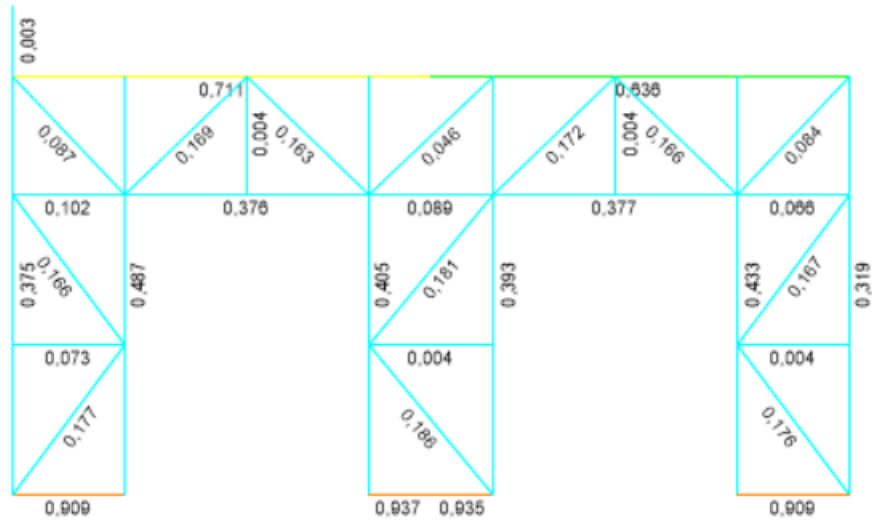


Figura B.14 Factores de utilización vista en planta elevación 13.3 m.

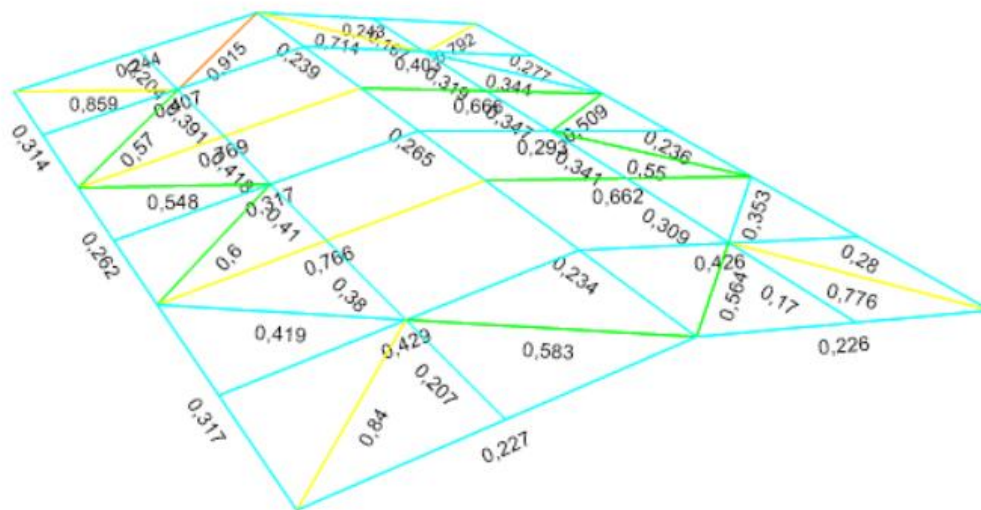


Figura B.15 Factores de utilización estructura de techo.

B2. Factores de utilización para cargas sísmicas reducidas amplificadas por 0.7R

A continuación se evidencian los factores de utilización de la estructura para cargas sísmicas reducidas amplificadas por el factor $0.7R_1 \geq 1.0$

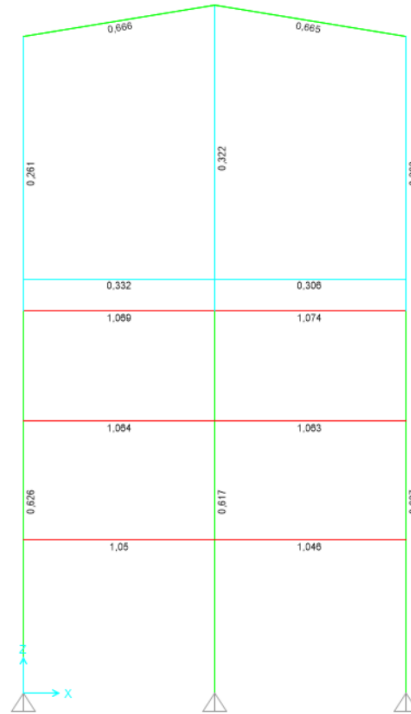


Figura B.16 Factores de utilización marco dirección XZ altura 0 m.

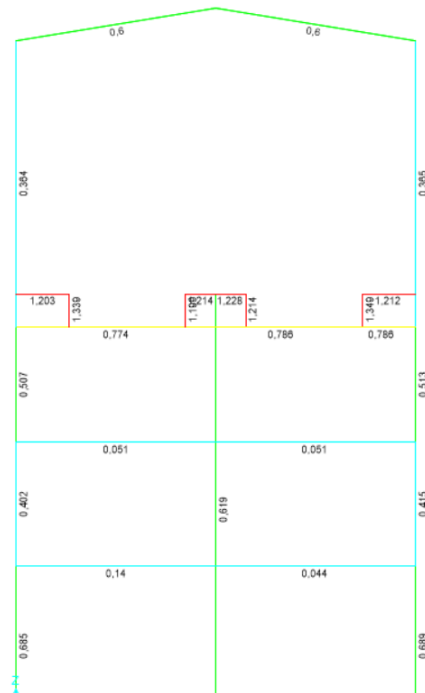


Figura B.17 Factores de utilización marco dirección XZ altura 6 m.

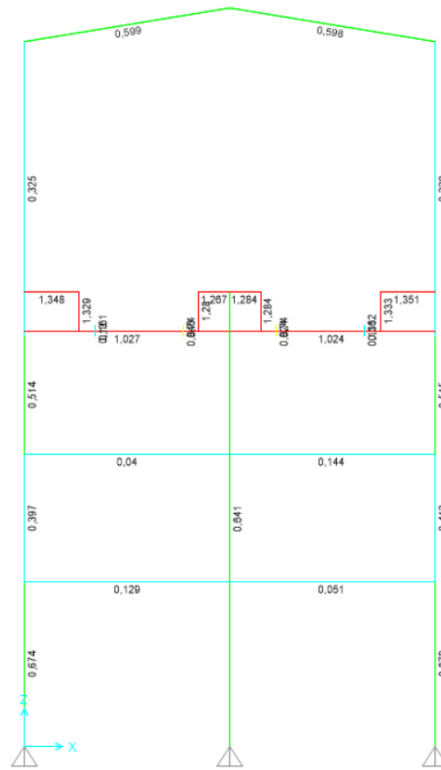
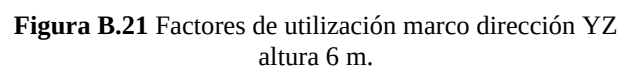
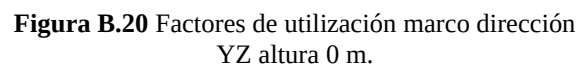


Figura B.18 Factores de utilización marco dirección XZ altura 11.3 m.



Figura B.19 Factores de utilización marco dirección XZ altura 17.3 m.



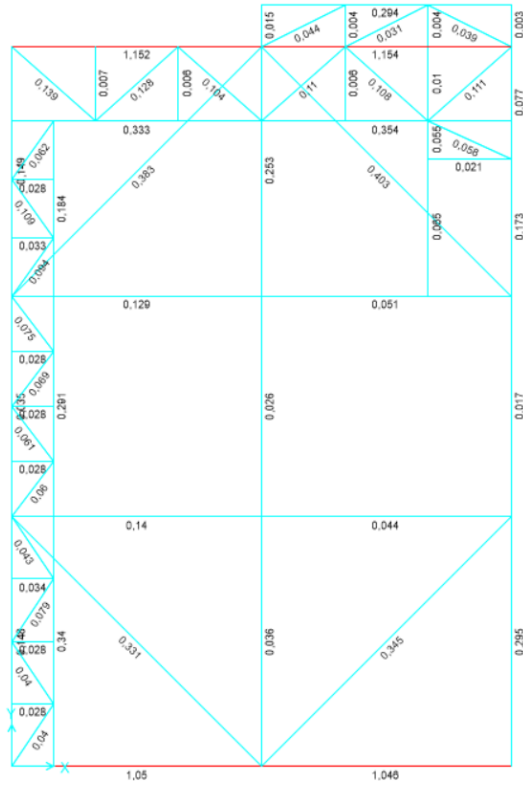


Figura B.24 Factores de utilización vista en planta elevación 4.8 m.

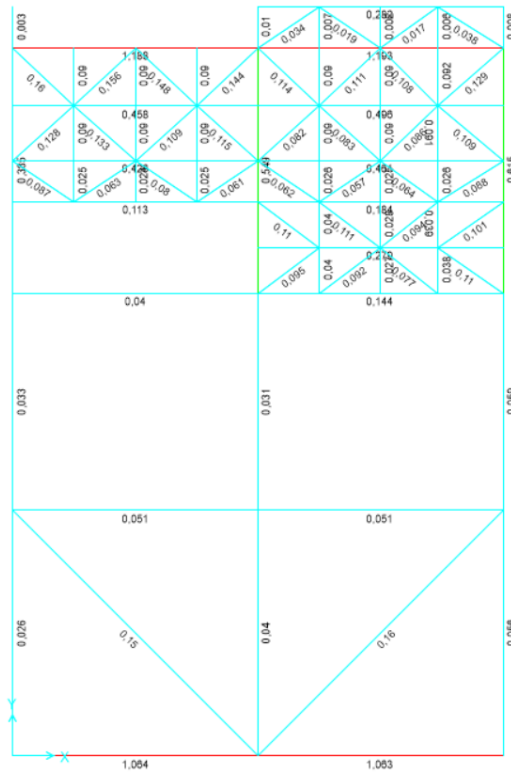


Figura B.25 Factores de utilización vista en planta elevación 8.54 m.

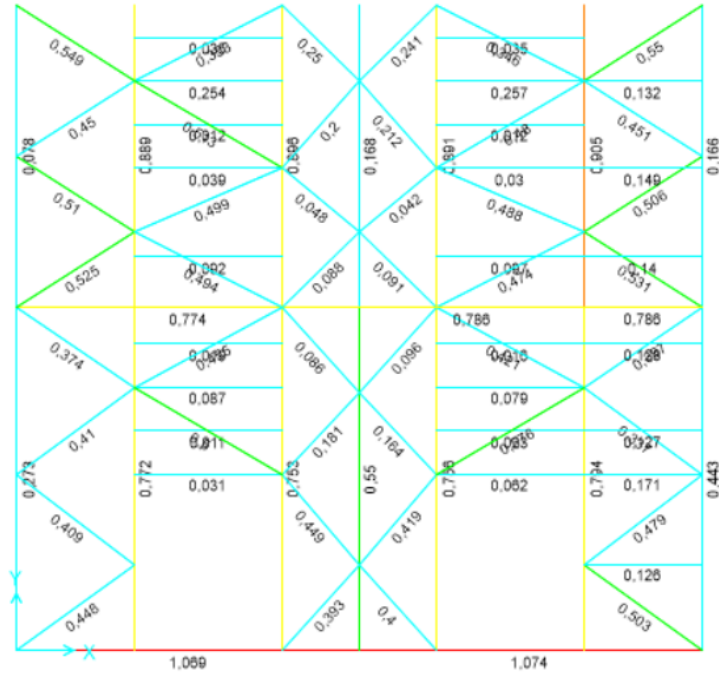


Figura B.26 Factores de utilización vista en planta elevación 12 m.

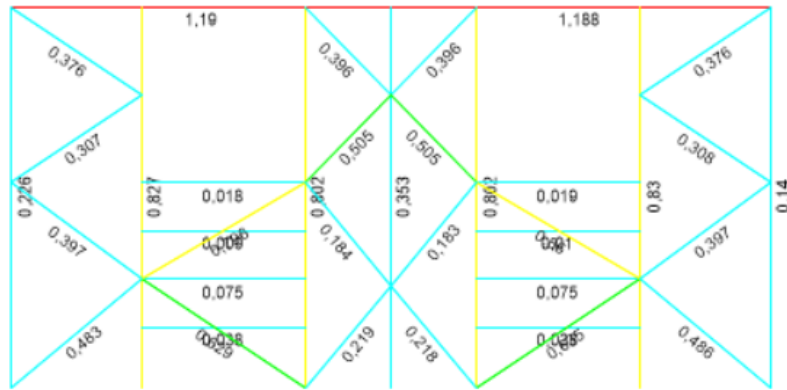


Figura B.27 Factores de utilización vista en planta elevación 12.3 m.

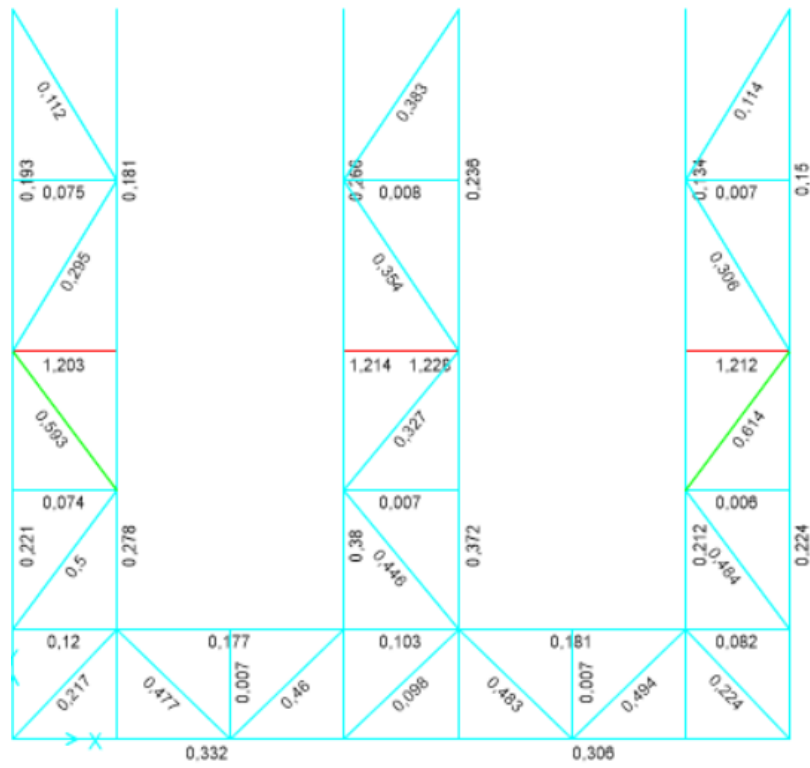


Figura B.28 Factores de utilización vista en planta elevación 13 m.

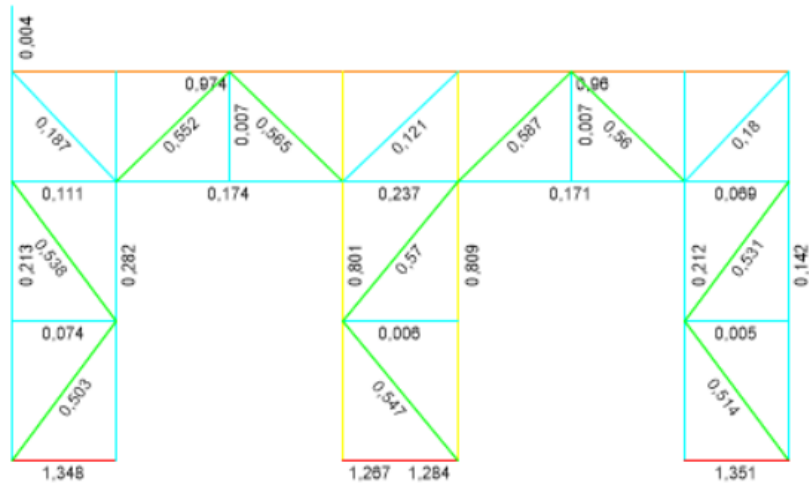


Figura B.29 Factores de utilización vista en planta elevación 13.3 m.

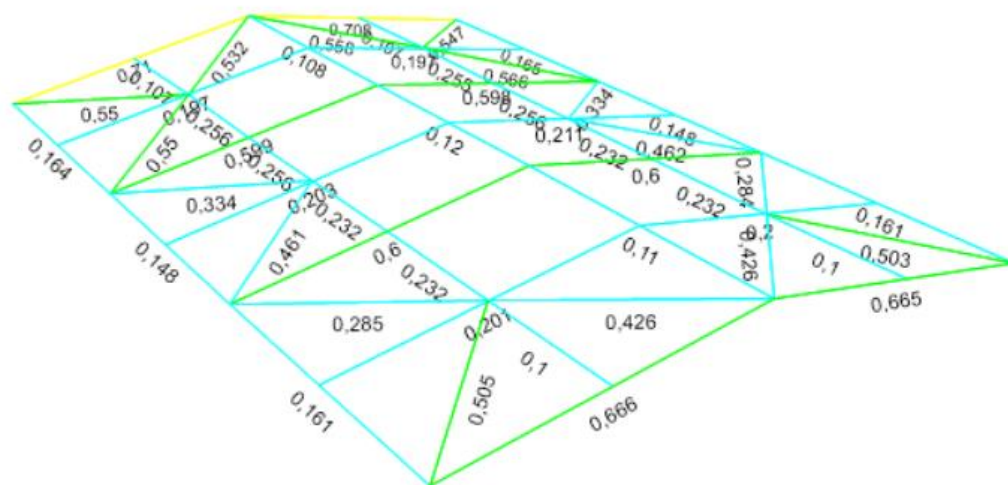


Figura B.30 Factores de utilización estructura de techo.

ANEXO C. Amenaza sísmica

C1. Metodología de selección

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

En base a lo anterior, se estimará un nivel de demanda sísmica probabilística para la zona de emplazamiento de los sistemas estructurales, el cual se ha definido como la ubicación de la Planta Minera Gabriela Mistral, Región de Antofagasta, Chile. El nivel de amenaza se ha definido como 10 [%] y 5 [%] de probabilidad de excedencia en 50 años, el cual se establece como nivel de diseño en la normativa industrial y máximo considerado en el estado del arte respectivamente.

La selección de registros considera la metodología de escalamiento espectral de NCh2369:2023 considerando un espectro objetivo de amenaza uniforme para una intensidad de 5 [%] y 10 [%] de probabilidad de excedencia en 50 años. Considerando la base de datos de Siber-Risk se seleccionará los 3 registros de mejor ajuste espectral luego de una selección previa en base a parámetros causales y de intensidad definidos.

C2. Evaluación de la amenaza

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

- Ubicación y condición de Sitio

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

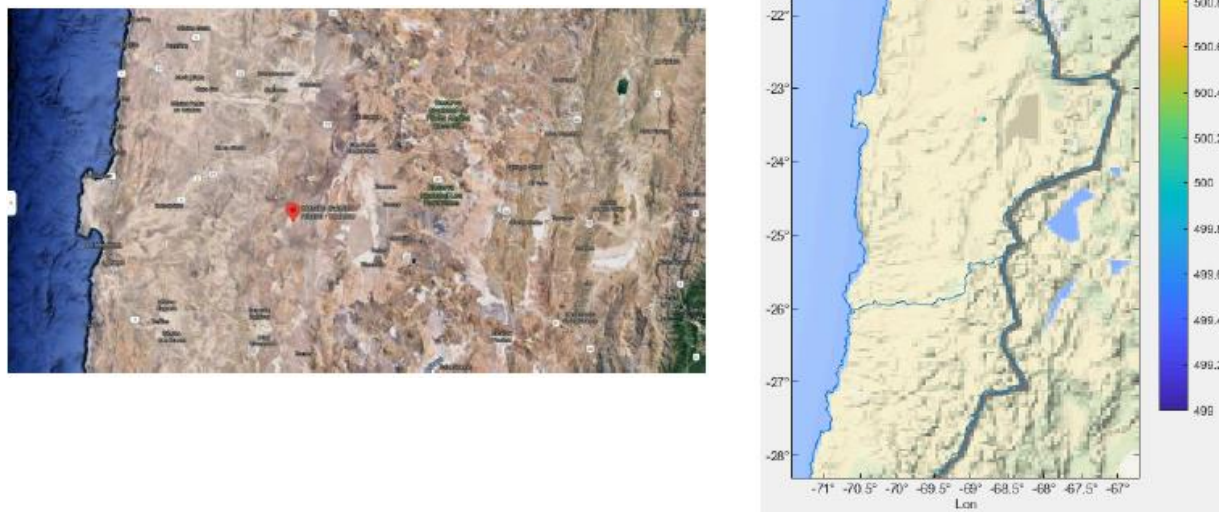


Figura C.1 Ubicación del sitio de estudio (Imagen izquierda) y posicionamiento en plataforma de amenaza (Imagen derecha)

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

- Modelos de movimiento del suelo

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

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

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

Para el caso de Idi2016 se ha considerado la forma espectral tipo sII, en base el periodo predominante indicado en NCh2369:2023, y también se han considerado las formulaciones tanto para eventos interplaca como intraplaca.

- Leyes de Recurrencia y Modelación de Fuentes

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

- Evaluación de la Amenaza Probabilística

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

- Espectros de amenaza uniforme

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

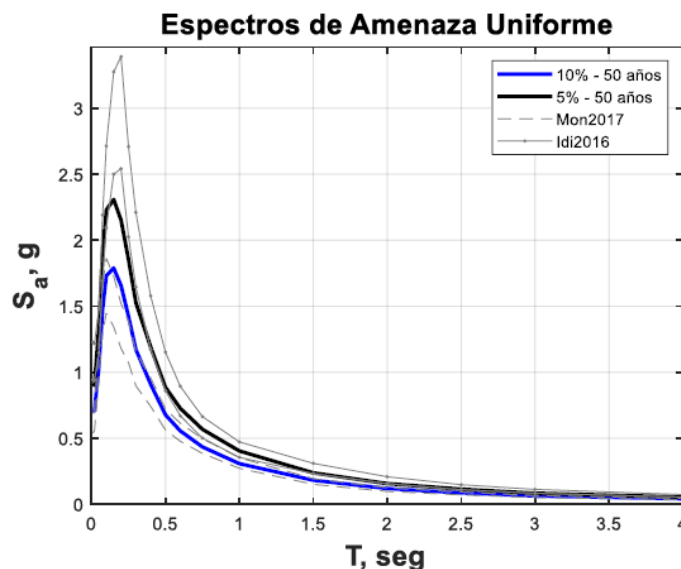


Figura C.2 Espectro de Amenaza Uniforme (UHS) para nivel de diseño y nivel de sismo máximo considerado.

C3. 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.

C4. Selección de registros

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

- Requisitos de selección

Tal como se indicó previamente el criterio de selección corresponde al método de escalamiento espectral de NCh2369:2023, para ello se ha considerado:

- Espectro objetivo : UHS-975 años periodo de retorno medio (SMP).
UHS-475 años periodo de retorno medio (SDI).
- Rango de periodos : 0.2T-1.5T, con T periodo natural estructura objetivo.
- Número de registros : 3 para cada nivel de intensidad.

Con el objetivo de buscar registros que presenten una similitud natural con ellos espectros objetivos se seleccionará los 3 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 3 registros de forma espectral más “cercana”, para SMP y SDI respectivamente, se procedió a evaluar los factores de escalamiento de acuerdo con dos pasos:

- a) 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).

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

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

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

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

Se destaca además que dada las propiedades dinámicas (periodos naturales de vibración y masas modales correspondientes) del sistema se ha considerado 1.0 periodo de vibración objetivo por dirección, dado que en sus correspondientes direcciones movilizan más del 90 [%] de la masa. Estos son:

- $T_{1x} = 0.98$ segundos
- $T_{1y} = 0.65$ segundos

Luego, los registros obtenidos son los siguientes:

C5. SDI 0.98 Segundos

En la Figura C.3 se evidencia el espectro final y el ajuste para el caso de nivel de demanda SDI con periodo 0.98 segundos

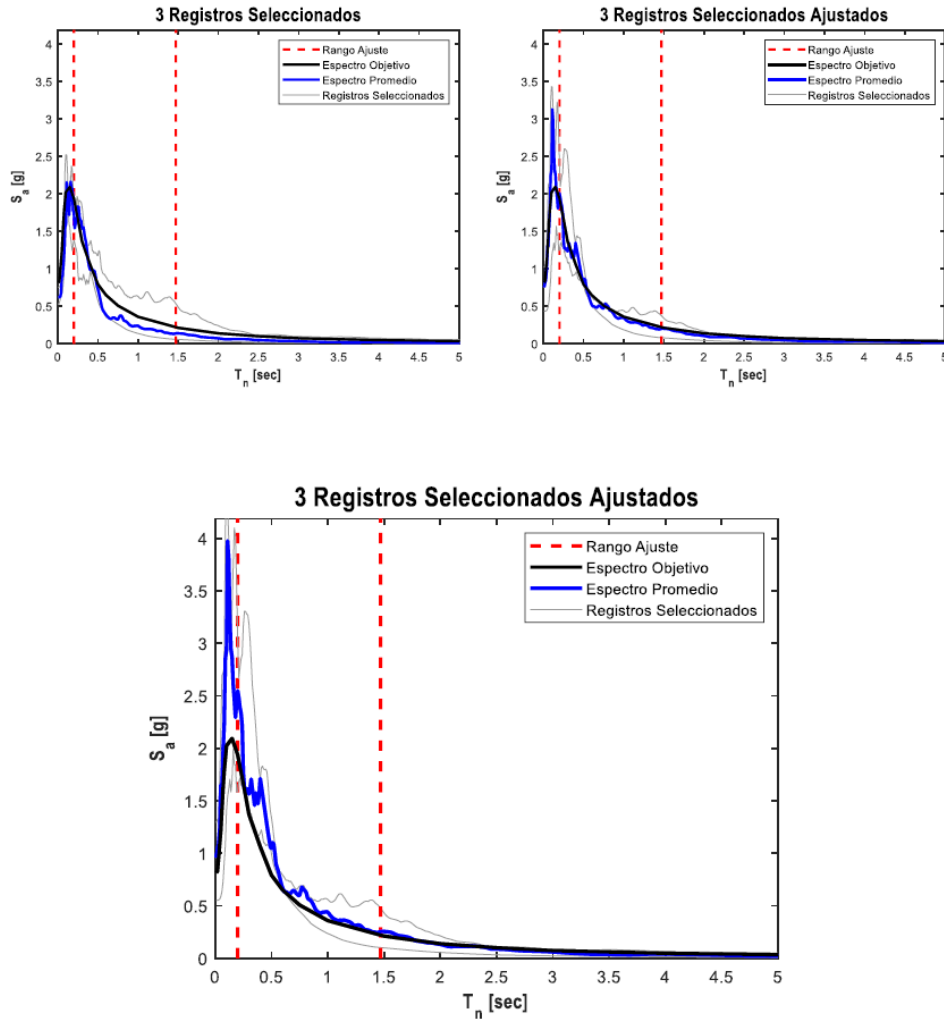


Figura C.3 De arriba a abajo, izquierda a derecha, Gráfico de registros con menor SSE, Gráfico de registros amplificados por el factor de escalamiento 1, Gráfico con espectro y ajuste final 3 registros para el nivel de demanda y periodo especificados.

Para este sistema los Factores de escalamiento finales quedaron definidos por valores entre 0.89 y 1.84. Valores razonables y aceptados por el estado del arte.

C6. SMP 0.98 Segundos

En la Figura C.4 se evidencia el espectro final y el ajuste para el caso de nivel de demanda SMP con periodo 0.98 segundos.

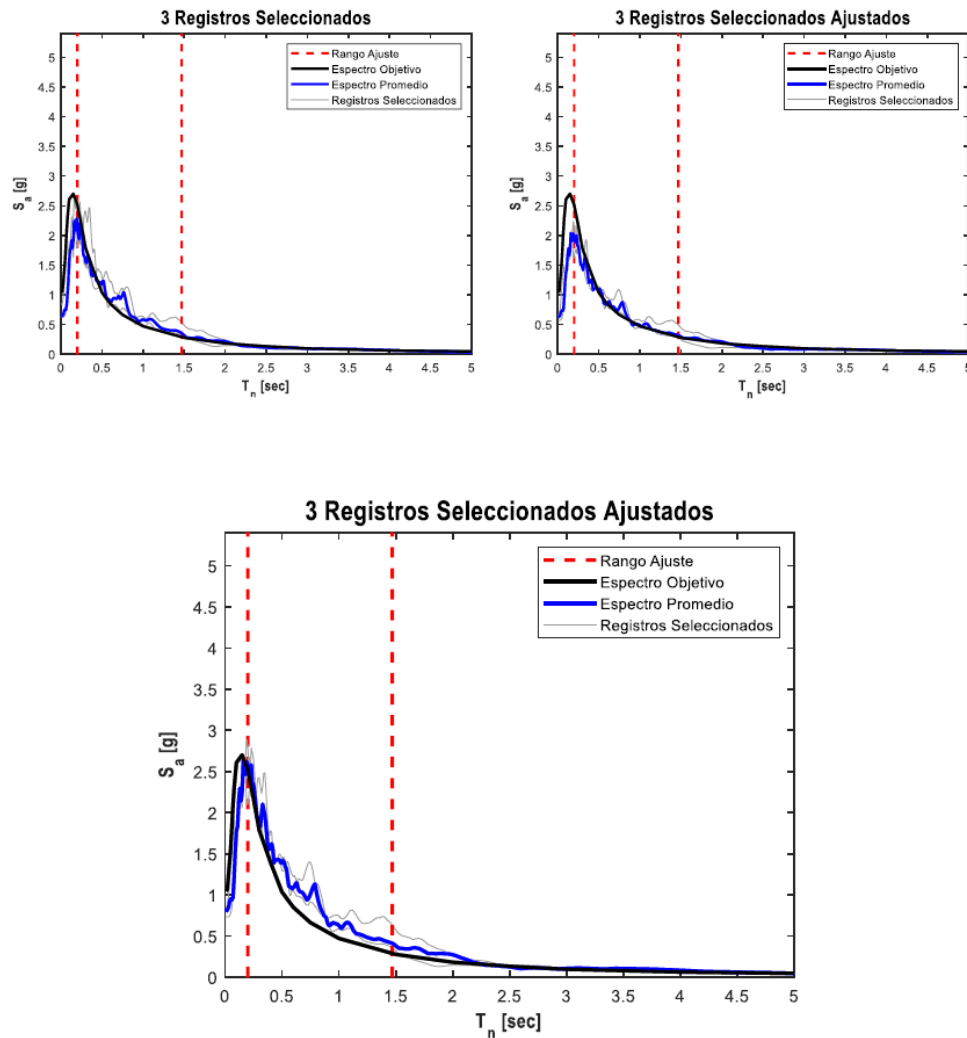


Figura C.4 De arriba a abajo, izquierda a derecha, Gráfico de registros con menor SSE, Gráfico de registros amplificados por el factor de escalamiento 1, Gráfico con espectro y ajuste final 3 registros para el nivel de demanda y periodo especificados.

Para este sistema los Factores de escalamiento finales quedaron definidos por valores entre 1.00 y 1.26. Valores razonables y aceptados por el estado del arte.

C7. SDI 0.65 Segundos

En la Figura C.5 se evidencia el espectro final y el ajuste para el caso de nivel de demanda SDI con periodo 0.65 segundos.

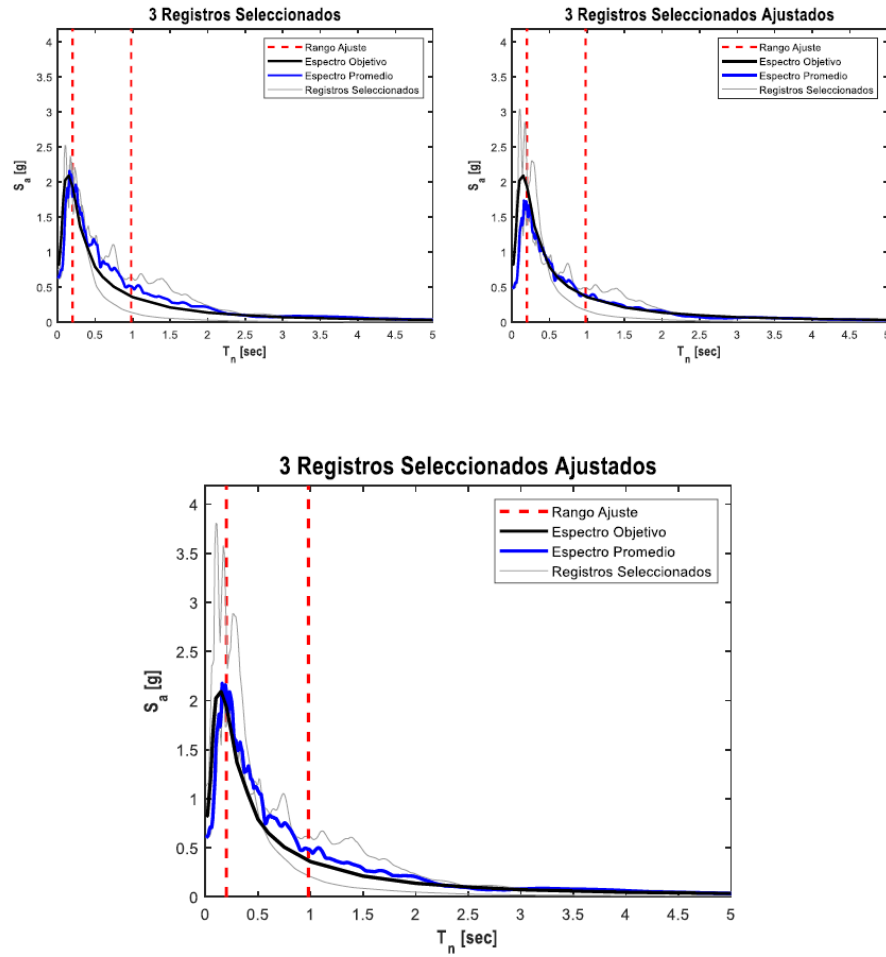


Figura C.5 De arriba a abajo, izquierda a derecha, Gráfico de registros con menor SSE, Gráfico de registros amplificados por el factor de escalamiento 1, Gráfico con espectro y ajuste final 3 registros para el nivel de demanda y periodo especificados.

Para este sistema los Factores de escalamiento finales quedaron definidos por valores entre 0.94 y 1.50. Valores razonables y aceptados por el estado del arte.

C8. SMP 0.65 Segundos

En la Figura C.6 se evidencia el espectro final y el ajuste para el caso de nivel de demanda SMP con periodo 0.65 segundos.

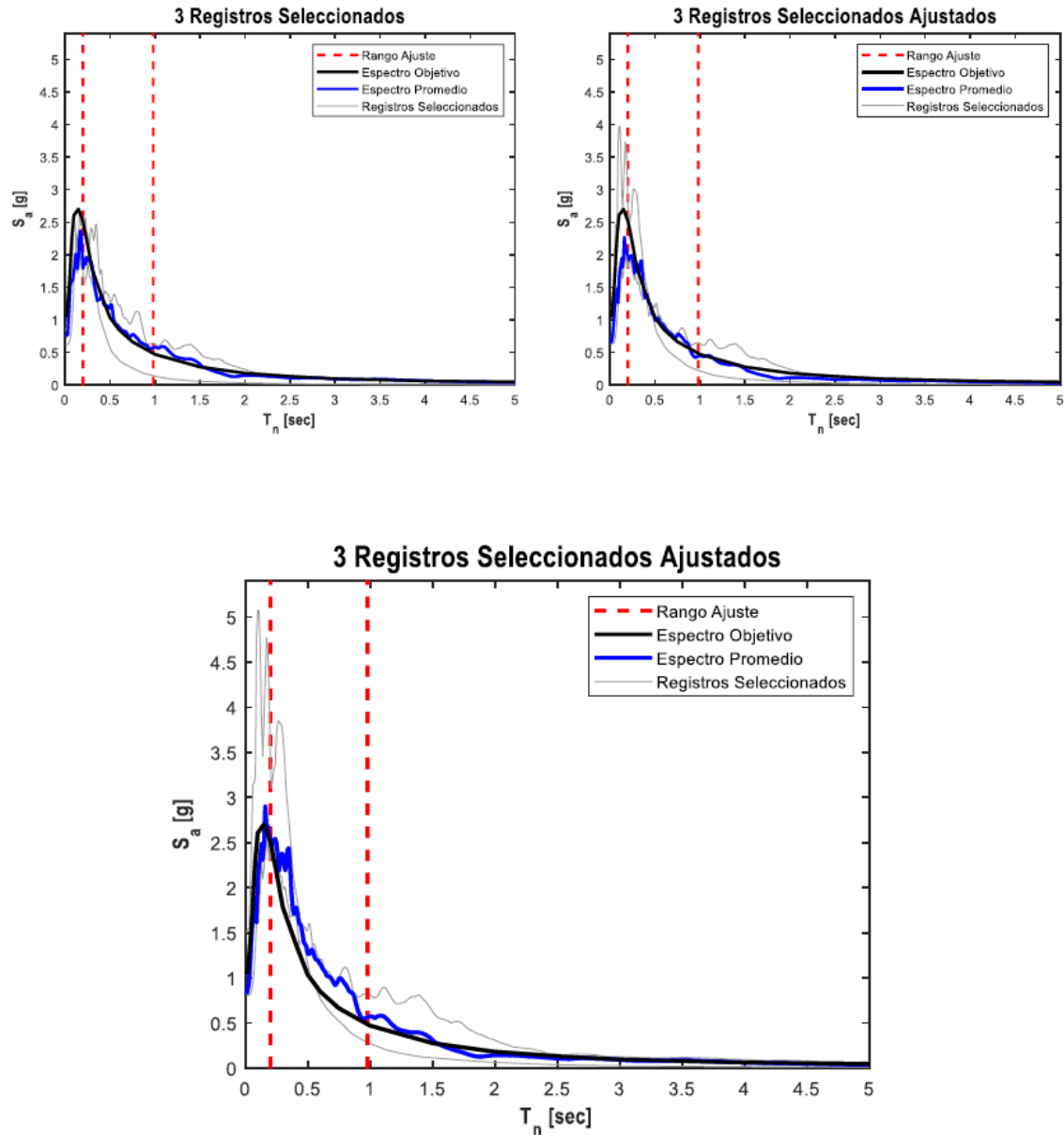


Figura C.6 De arriba a abajo, izquierda a derecha, Gráfico de registros con menor SSE, Gráfico de registros amplificados por el factor de escalamiento 1, Gráfico con espectro y ajuste final 3 registros para el nivel de demanda y periodo especificados.

Para este sistema los Factores de escalamiento finales quedaron definidos por valores entre 0.98 y 2.00. Valores razonables y aceptados por el estado del arte.

ANEXO D. Modelamiento No Lineal

D1. Arriostramientos verticales

En la Figura D.1 se evidencia la nomenclatura que se aplicó para los arriostramientos definidos como elementos no lineales.

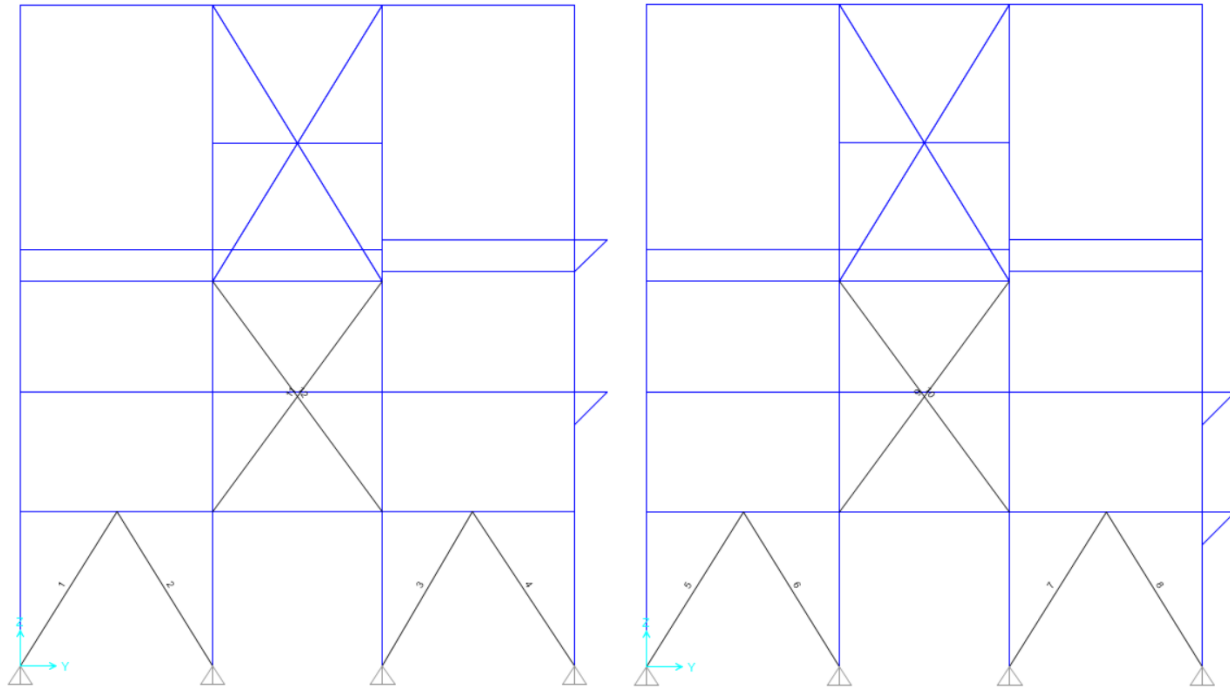


Figura D.1 De izquierda a derecha, marco perteneciente al plano YZ altura 0 m., marco perteneciente al plano YZ altura 12 m.

Vale notar que estos fueron nombrados en base a numeración desde el número 1 hasta el número 12, siendo los primeros 8 elementos arriostramientos del tipo chevron y desde el número 9 hasta el número 12 elementos pertenecientes al sistema de arriostramientos en X.

En la Tabla D.1 se presentan las propiedades de los arriostramientos tipo chevron, las cuales fueron utilizadas para un total de 8 elementos.

Tabla D.1 Propiedades para elementos tipo Link arriostramientos Chevron.

Lp (mm)	Perfil	Δ_c (mm)	Δ_t (mm)	Δ/Δ_c (IO)	Δ/Δ_t (IO)	Δ/Δ_c (LS)	Δ/Δ_t (LS)
4942	O 5 1/2" x 5mm	3.82	7.97	1.5	1.5	7	9

En la Tabla D.2 se presentan las propiedades de los arriostramientos tipo X, las cuales fueron utilizadas para un total de 4 elementos.

Tabla D.2 Propiedades para elementos tipo Link arriostramientos X.

Lp (mm)	Perfil	Δ_c (mm)	Δ_t (mm)	Δ/Δ_c (IO)	Δ/Δ_t (IO)	Δ/Δ_c (LS)	Δ/Δ_t (LS)
8103	O 6" x 5mm	8.64	13.06	1.5	1.5	7	9

Luego, en la Figura D.2 se evidencian las curvas monotónicas para ambos elementos generadas en base a las propiedades anteriormente expuestas.

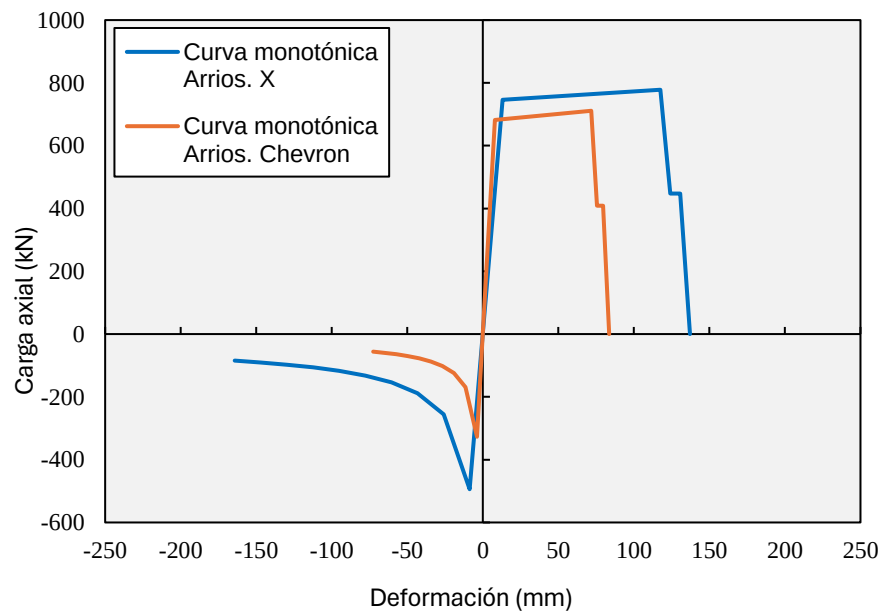


Figura D.2 Curvas monotónicas para arriostramientos modelados como elementos no lineales.

D2. Rótulas plásticas

En la Figura D.3 se muestra la nomenclatura utilizada para la inclusión en el modelo de las 24 rótulas plásticas que fueron incluidas.

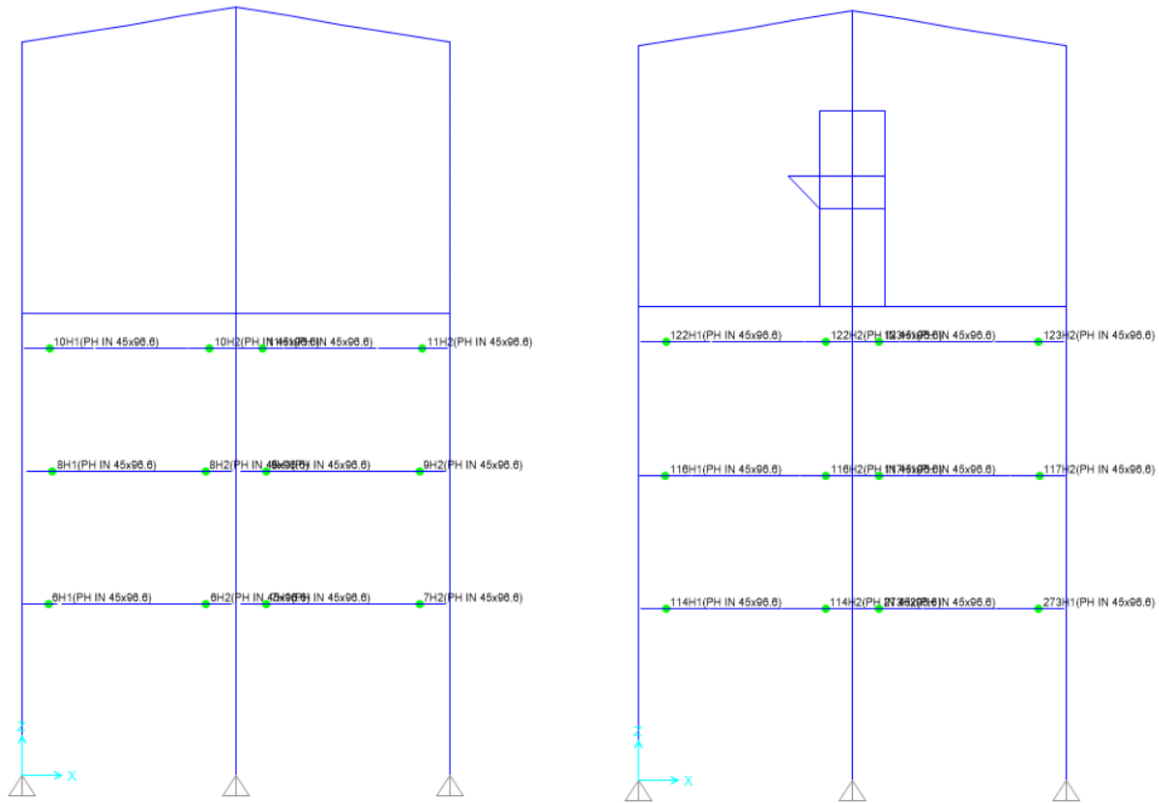


Figura D.3 Nomenclatura y ubicación rótulas plásticas ingresadas a SAP2000 mediante los elementos tipo *Hinge*.

Dado que todas las rótulas plásticas fueron incluidas en vigas las cuales mantenían las mismas dimensiones y fueron diseñadas en base a los mismos perfiles los parámetros para definir la curva momento-rotación son exactamente los mismos, y se muestran en la Tabla D.3

Tabla D.3 Parámetros para definir curva momento-rotación

Viga	Parámetros						Criterios de aceptación		
	n	M_{pe} (Tonf-cm)	θ_y (rad)	a	b	c	IO	LS	CP
45x96.6	0.199	7516	0.0071	10	11	1	2.25	9	11

ANEXO E. Registros sísmicos

En la Tabla D.4 se muestran las características de los registros sísmicos resultantes del estudio de amenaza sísmica para nivel SMP asociados al periodo fundamental de la estructura $T = 0.98$ segundos.

Tabla D.4 Propiedades registros sísmicos para nivel SMP asociados a $T = 0.98$ [s]

Registro	Estación	Fecha	Mw	R rup [km]	V _{s30} [m/s]	FEFt	Bracketed duration [s]	PGA x [g]	PGA y [g]	PGA z [g]
1	STGO01S	03/03/1985	7.9	55	481	1.0067	62.9	0.65	0.51	0.24
2	CURICO	27/02/2010	8.8	70	623	1.1784	111.3	0.41	0.47	0.18
3	TALCA	27/02/2010	8.8	59	537	1.2618	119.4	0.47	0.42	0.22

En la Tabla D.5 se muestran las características de los registros sísmicos resultantes del estudio de amenaza sísmica para nivel SDI asociados al periodo fundamental de la estructura $T = 0.98$ segundos.

Tabla D.5 Propiedades registros sísmicos para nivel SDI asociados a $T = 0.98$ [s]

Registro	Estación	Fecha	Mw	R rup [km]	V _{s30} [m/s]	FEFt	Bracketed duration [s]	PGA x [g]	PGA y [g]	PGA z [g]
4	C18O	26/09/2015	6.3	117	600	1.7280	20.7	0.40	0.63	0.25
5	CURICO	27/02/2010	8.8	70	623	0.8878	111.3	0.41	0.47	0.18
6	VALP10S	03/03/1985	7.9	56	587	1.8436	58.8	0.33	0.40	0.19

En la Tabla D.6 se muestran las características de los registros sísmicos resultantes del estudio de amenaza sísmica para nivel SMP asociados al periodo fundamental de la estructura $T = 0.65$ segundos

Tabla D.6 Propiedades registros sísmicos para nivel SMP asociados a $T = 0.65$ [s]

Registro	Estación	Fecha	Mw	R rup [km]	V _{s30} [m/s]	FEFt	Bracketed duration [s]	PGA x [g]	PGA y [g]	PGA z [g]
7	STGO01S	03/03/1985	7.9	55	481	0.9873	62.9	0.65	0.51	0.24
8	C18O	26/09/2015	6.3	117	600	2.0115	20.7	0.40	0.63	0.25
9	CURICO	27/02/2010	8.8	70	623	1.2939	111.3	0.41	0.47	0.18

En la Tabla D.7 se muestran las características de los registros sísmicos resultantes del estudio de amenaza sísmica para nivel SDI asociados al periodo fundamental de la estructura $T = 0.65$ segundos

Tabla D.7 Propiedades registros sísmicos para nivel SDI asociados a $T = 0.65$ [s]

Registro	Estación	Fecha	Mw	R rup [km]	V_{s30} [m/s]	FEFt	Bracketed duration [s]	PGA x [g]	PGA y [g]	PGA z [g]
10	C18O	26/09/2015	6.3	117	600	1.5083	20.7	0.40	0.63	0.25
11	CURICO	27/02/2010	8.8	70	623	0.9702	111.3	0.41	0.47	0.18
12	TALCA	27/02/2010	8.8	58	537	0.9470	119.4	0.47	0.42	0.22

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

Departamento : Departamento de Ingeniería Civil
Carrera : Ingeniería Civil
Nombre del memorista : Marcelo Alonso Benítez Espinoza
Título de la memoria : Evaluación del desempeño sísmico de Edificio de Flotación diseñado según la norma NCh 2369:2023.
Fecha de la presentación oral :

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

Resumen
La normativa NCh 2369 se presenta para definir los requisitos de diseño de estructuras industriales en Chile, esta actúa recopilando la experiencia bien documentada obtenida por la academia de eventos sísmicos de las últimas décadas en conjunto con la práctica nacional, definiendo de buena manera los lineamientos de diseño y buscando plasmar la filosofía estructural de la escuela Chilena, dotar a las estructuras de sobrerresistencia y ductilidad moderada de la cual se espera no hacer uso para lograr cumplir objetivos como la continuidad de operación y más importante, la seguridad de la vida. La última actualización de la normativa se presentó el año 2023 producto principalmente de los resultados obtenidos en el último gran evento sísmico ocurrido el 27 de Febrero de 2010, en ese evento se obtuvieron buenos resultados en líneas generales pero se apreciaron errores en la filosofía de diseño de la época obteniendo fallas generalizadas en elementos como arriostramientos y fallas en pedestales, esto se resolvió mediante la inclusión de nuevos límites en la esbeltez de los elementos, la definición de elementos fusibles y no fusibles diferenciando así donde se busca la disipación de la energía y la inclusión de nuevas formas espectrales entre otras modificaciones, las cuales otorgaron mayor coherencia a la norma. El principal objetivo de este trabajo es evaluar el desempeño de una estructura industrial denominada “Edificio de Flotación”, la cual se encuentra estructurada en base a marcos arriostrados y marcos resistentes a momento, para lo cual en primera instancia se generó un análisis lineal basado en la normativa de estructuras industriales NCh 2369:2023 para luego realizar un análisis no lineal del tipo tiempo-historia con 2 niveles de demanda, SDI y SMP. Los resultados arrojaron una estructura con sobrerresistencia y ductilidad moderada, con incursión no lineal de elementos fusibles los cuales lograron sus objetivos de diseño, a su vez se presentó una sobredemanda en elementos donde no era esperado, aún así, la estructura trabaja en un rango el cual no hay necesariamente un compromiso en su integridad.
