



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



**DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN TALLER DE CAMIONES PARA MINERÍA, SEGÚN
NCh2369 2023**

POR

Leandro Bastián Sáez Garrido

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 M.

Profesor revisor
Patricio Cendoya H.

Marzo 2024
Concepción (Chile)

© 2024 Leandro Bastián Sáez Garrido

© 2024 Leandro Bastián Sáez Garrido

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

DEDICATORIA

Primero que todo, le doy gracias a Dios

Esta memoria está dedicada a mi familia, ya que sin ellos nada de esto sería posible.

A ti Valeska y Checho, por ser los mejores hermanos y siempre estar ahí para mí.

A ti, mi tío regalón, espero que donde estés puedas correr y ser libre.

A ti Daker, por ser el perro más fiel y alegrarme todos los días.

Pero sin duda alguna, a ustedes, mamá y papá. Gracias por darme su amor incondicional, sin ustedes yo no sería quien soy ni quien puedo ser. Gracias por todo.

AGRADECIMIENTOS

Al profesor Patricio Cendoya, por aceptar ser el profesor revisor de mi memoria y por brindarme el conocimiento necesario a lo largo de la carrera.

Al profesor Rodrigo Silva, por ser mi profe guía y estar ahí cuando lo necesité, y por su labor como profesor en el transcurso de estos 6 años que fui estudiante.

RESUMEN

A lo largo de la historia, Chile es un país frecuente en cuanto a sismos, y además de frecuente, presenta sismos de alta intensidad. Es por esto que, con el tiempo, la norma NCh2369 ha sufrido cambios, que obviamente conllevan a mejoras en cuanto al correcto diseño industrial en base al desempeño sísmico.

El taller de camiones e instalaciones auxiliares en Rosario, es una estructura ya construida el año 2002, que es parte de la Compañía Minera Doña Inés de Collahuasi S.C.M. Por lo tanto, es fundamental para la planta mantener la filosofía de la norma NCh2369.

Con el fin de verificar la estructura industrial mencionada, en la siguiente memoria, se evaluó el desempeño sísmico del taller de camiones según la norma NCh2369 del año 2023, y para un correcto diseño, además de las cargas sísmicas, se consideraron las cargas de viento, nieve y de impacto provenientes del puente grúa, con la intención de ser lo más fiel posible al diseño realizado previamente a la construcción.

Realizando un análisis, la estructura tuvo un buen comportamiento frente a sismos reducidos amplificados. Sin embargo, la mayoría de los perfiles sufre por esbeltez local insuficiente. Por lo tanto, ante un terremoto de gran magnitud, la incursión inelástica de la estructura sería nula, dando a lugar a una falla frágil.

Las vigas con diagonales tipo chevron se encuentran más demandadas que las que no. Producto de esto, se sugiere evitar este tipo de arriostres, o en su defecto, diseñar vigas más resistentes que sus diagonales y no utilizar el mismo perfil.

La esbeltez de los atiesadores de la silla de anclaje son menores al límite establecido por la norma. Por lo tanto, están propensos a un fallo por pandeo, lo que tendría consecuencias graves.

ABSTRACT

Throughout history, Chile has been a frequent country in terms of earthquakes, and in addition to being frequent, it presents high intensity earthquakes. This is why, over time, the NCh2369 standard has undergone changes, which obviously lead to improvements in terms of correct industrial design based on seismic performance.

The complex truck workshop and auxiliary facilities in Rosario is a structure already built in 2002, which is part of the Compañía Minera Doña Inés de Collahuasi S.C.M. Therefore, it is essential for the plant to maintain the philosophy of the NCh2369 standard.

In order to verify the performance of the aforementioned industrial structure, in the following report, the seismic performance of the truck workshop will be evaluated according to the NCh2369 standard of the year 2023, in this way it will be verified how much the updated standard affects industrial constructions, with parameters similar to those of the truck workshop and its geographical area.

However, for a correct design, in addition to seismic loads, wind, snow and impact loads from the overhead crane are considered, with the intention of being as faithful as possible to the design made prior to construction.

Performing an analysis, the structure behaves excellently against small amplified earthquakes. However, most profiles suffer from insufficient local slenderness. Therefore, in the event of a large magnitude earthquake, the inelastic incursion of the structure would be zero, giving rise to a brittle failure.

Beams with chevron-type diagonals are more in demand than those without. As a result of this, it is suggested to avoid this type of bracing, or failing that, design beams that are stronger than their diagonals and not use the same profile.

The slenderness of the anchor chair stiffeners is less than the limit established by the standard. Therefore, they are prone to buckling failure, which would have serious consequences.

Índice

CAPÍTULO 1: INTRODUCCIÓN	1
1.1. Motivación.....	1
1.2. Objetivos.....	2
1.2.1 Objetivo general	2
1.2.2 Objetivos específicos.....	2
1.3. Plan de trabajo	3
1.4. Principales resultados	3
1.5. Organización de la memoria.....	4
CAPÍTULO 2: CONTEXTO Y ANÁLISIS DE NORMA NCh2369	5
2.1. Introducción.....	5
2.2. Taller de Camiones.....	5
2.3. Norma NCh2369 Of.1997	7
2.4. Norma NCh2369 Of.2023	8
2.5. Conclusión	10
CAPÍTULO 3: CÁLCULO.....	¡Error! Marcador no definido.
3.1. Introducción.....	11
3.2. Costaneras.....	11
3.3. Plataformas y pasillos.....	13
3.4. Escalera y sobrecarga de escalera.....	16
3.5. Sobrecargas.....	17
3.6. Cargas de viento	19
3.7. Cargas de nieve.....	23
3.8. Análisis modal espectral.....	25
3.9. Puente grúa	29
3.10. Combinaciones de cargas.....	30
3.11. Esbeltez local	31
3.12. Esbeltez global	34
3.13. Anclajes.....	35
3.14. Desplazamientos	44
3.15. Conclusiones	47

CAPÍTULO 4: ANÁLISIS.....	48
4.1. Introducción.....	48
4.2. Perfiles que fallan por esbeltez.....	48
4.3. Análisis de anclajes.....	49
4.4. Perfiles importantes y más demandados.....	50
4.5. Conclusiones.....	56
CAPÍTULO 5: CONCLUSIONES Y COMENTARIOS.....	57
REFERENCIAS.....	59
Anexo 3.1 Cálculo de costaneras.....	60
Anexo 3.2 Cálculo de plataforma PT2 y pasillos PS1, PS2 y PS3.....	61
Anexo 3.3 Secciones y cálculo de escalera, incluyendo sobrecarga de secciones.....	63
Anexo 3.4 Sobrecargas de techo.....	66
Anexo 3.5 Cargas de viento.....	66
Anexo 3.6 Cargas de puentes grúa en posiciones respectivas.....	69
Anexo 3.7 Combinaciones de cargas para sismo reducido.....	72
Anexo 3.8 Esbelteces locales.....	86
Anexo 3.9 Esbeltez global de perfiles utilizados.....	90
Anexo 3.10 Desplazamientos.....	91
Anexo 4.1 Diagramas de corte, axial y momento de perfiles.....	93
Anexo 4.2 Demanda/capacidad de perfiles.....	96

Índice de tablas

Tabla 3.1	Perfiles de elevación EJE D.....	12
Tabla 3.2	Peso puntual a apoyo de costanera.....	12
Tabla 3.3	Cubicación de plataforma PT1	15
Tabla 3.4	Datos de pesos y perfiles de escalera	16
Tabla 3.5	Peso según clasificación de la sección A	16
Tabla 3.6	Sobrecargas en sección A	17
Tabla 3.7	Sobrecarga de techo accesible para mantenimiento.....	18
Tabla 3.8	Datos necesarios para el cálculo de cargas de viento.....	19
Tabla 3.9	C_p para techo	20
Tabla 3.10	Carga de viento en muros.....	21
Tabla 3.11	Cargas de viento en techo.....	21
Tabla 3.12	Carga de nieve	25
Tabla 3.13	Variables y coeficientes de análisis, con respectivos valores.....	26
Tabla 3.14	Espectro de referencia y diseño, para dirección X e Y	27
Tabla 3.15	Corte basal eje X e Y, coeficiente y fuerza vertical.....	27
Tabla 3.16	Pesos y cargas puente grúa.....	29
Tabla 3.17	Fuerzas laterales y longitudinales puente grúa	29
Tabla 3.18	Cálculo de factor C_a	33
Tabla 3.19	Datos del perfil HE 100x271.9.....	34
Tabla 3.20	Verificación de esbelteces del perfil HE 100x271.9.....	34
Tabla 3.21	Cálculo de esbeltez global.....	35
Tabla 3.22	Cargas y momento máximo para sismo reducido.....	37
Tabla 3.23	Cargas y momento máximo para sismo reducido amplificado.....	37
Tabla 3.24	Coeficientes de momento y corte, basado en manual AISC-2014	40
Tabla 3.25	Tabla de coeficientes m de placas, Stiglat y Wippel (1968).....	43
Tabla 3.26	Adaptación Stiglat y Wippel, (1968).....	44
Tabla 3.27	Desplazamientos de la columna 1	45
Tabla 3.28	Desplazamiento vertical en enrejado longitudinal.....	46
Tabla 3.29	Desplazamiento vertical de viga portagrúa con método LRFD.....	46
Tabla 3.30	Desplazamiento vertical de viga portagrúa con método ASD.	46

Tabla 4.1	Factor de utilización de momento en eje débil determinado por equilibrio..	52
Tabla A.1.1	Perfiles de elevación Eje 1 y perfiles de techo	61
Tabla A.1.2	Perfiles utilizados para las costaneras laterales y de techo	61
Tabla A.3.1	Cubicación de plataforma PT2.....	61
Tabla A.3.2	Cubicación pasillos PS1, PS2 y PS3, respectivamente.....	62
Tabla A.3.3	Peso por área asignado, según clasificación correspondiente.....	63
Tabla A.3.4	Peso de las secciones B a F	64
Tabla A.3.5	Sobrecargas de sección B a F	65
Tabla A.3.6	Coefficientes de exposición de velocidades, K_h y K_z.....	66
Tabla A.3.7	Cargas de viento en muros a sotavento y muros laterales.	68
Tabla A.3.8	Combinaciones de cargas para sismo reducido.....	72
Tabla A.3.9	Cálculo de factor C_a según perfil correspondiente.....	87
Tabla A.3.10	Datos de perfiles utilizados.....	88
Tabla A.3.11	Verificación de esbelteces	89
Tabla A.3.12	Esbelteces globales de perfiles.....	90
Tabla A.3.13	Desplazamiento de columnas.	91
Tabla A.3.14	Desplazamientos de techo, enrejados, viga hombro y viga portagrúa.	92

Índice de Figuras

Figura 2.1	Complejo taller de camiones diseñado en SAP2000	7
Figura 2.2	Fluencia de pernos de anclaje producto del sismo del año 2010.....	9
Figura 2.3	Pandeo local y global producto del sismo del año 2010.....	10
Figura 3.1	Costaneras elevación Eje D y Eje G	12
Figura 3.2	Peso de costaneras asignado como carga distribuida (kg/m).....	13
Figura 3.3	Plataforma PT1	14
Figura 3.4	Peso por área de extractores de aire (Kg/m ²).....	15
Figura 3.5	Direcciones de análisis de carga de viento	22
Figura 3.6	Cargas de viento W3b, de izquierda a derecha.....	23
Figura 3.7	Valor del factor C_s , considerando un $C_t \leq 1.0$	24
Figura 3.8	Carga de nieve asignada a áreas de techo en SAP2000	25
Figura 3.9	Gráfico de espectro de referencia.....	28
Figura 3.10	Gráfico de espectro de diseño	28
Figura 3.11	Cálculo de b y t a considerar en el cálculo de ancho/espesor de perfiles	32
Figura 3.12	Ejemplo gráfico de perfiles I o H, con valores h y tW según corresponda....	33
Figura 3.13	Anclaje de columna empotrada	36
Figura 3.14	Referencia de columnas con más desplazamiento.....	45
Figura 4.1	Viga más demandada. Plano Y. Sismo reducido y reducido amplificado.	51
Figura 4.2	Demanda/capacidad de viga más demandada para sismo reducido.	51
Figura 4.3	Demanda/capacidad de viga más demandada, sismo reducido amplificado.	51
Figura 4.4	Factores L y K de la columna.	51
Figura 4.5	Columna más demandada bajo sismo reducido.....	53
Figura 4.6	Columna más demandada bajo sismo reducido amplificado.	53
Figura 4.7	Demanda/capacidad de columna más demandada para sismo reducido.	54
Figura 4.8	D/C columna más demandada, sismo reducido amplificado.	54
Figura 4.9	Factores L y K de la columna.	54
Figura 4.10	D/C vigas a altura de hombro, sismo reducido amplificado.	55
Figura 4.11	D/C sismo reducido amplificado, viga más demandada altura del hombro..	55
Figura 4.12	Factores L y K de la viga de hombro.	55
Figura A.3.1	Costaneras de la elevación eje 1.....	60

Figura A.3.2	Costaneras de techumbre.....	60
Figura A.3.3	Escalera seccionada y secciones en vista planar.....	63
Figura A.3.4	Sobrecarga de techo vista en modelo de SAP2000.....	66
Figura A.3.5	Gráfico de coeficientes de exposición, con ecuación de segundo orden y R^2	67
Figura A.3.6	Carga asignadas a posición 1.	69
Figura A.3.7	Carga en ruedas liberadas posición 2.....	69
Figura A.3.8	Carga en ruedas liberadas posición 3.....	70
Figura A.3.9	Carga en ruedas liberadas posición 4.....	70
Figura A.3.10	Carga en ruedas liberadas posición 5.....	71
Figura A.3.11	Carga en ruedas liberadas posición 6.....	71
Figura A.3.12	Carga en ruedas liberadas posición 7.....	72
Figura A.3.13	λmd de perfil rectangular soldado usado como arriostamiento.	87
Figura A.4.1	Diagrama de corte de viga chevron. (kg).....	93
Figura A.4.2	Diagrama de fuerza axial de viga chevron. (kg).....	93
Figura A.4.3	Diagrama de momento de viga chevron. (kg*m).....	93
Figura A.4.4	Diagrama de corte, fuerza axial y momento columna más desfavorable	94
Figura A.4.5	Diagrama de fuerza axial	95
Figura A.4.6	Diagramas de corte	95
Figura A.4.7	Diagramas de momento.....	95
Figura A.4.8	Demanda/capacidad de perfiles bajo sismo reducido amplificado.....	96
Figura A.4.9	Demanda/capacidad de perfiles bajo sismo reducido.....	96

CAPÍTULO 1: INTRODUCCIÓN

1.1. Motivación

Chile, a nivel mundial, es un país que se caracteriza por varias cosas, ya sea por tener el desierto más árido o por ser el país más largo y delgado. Algo que lo destaca es ser uno de los países más sísmicos y que además posee el título al terremoto más fuerte registrado en la historia hasta la fecha, el terremoto de Valdivia en el año 1960, de magnitud 9.5 Mw. No obstante, no hace mucho hubo otro terremoto de gran potencia, el terremoto de Cobquecura del año 2010, de intensidad 8.8 Mw. Por lo tanto, es de vital importancia considerar la acción sísmica a la hora de construir estructuras de acero.

La norma chilena NCh2369 es la encargada de normar los diseños sísmicos de estructuras e instalaciones industriales, la cual busca la protección de la vida y la continuidad de la operación de estas. Su filosofía busca proveer a las estructuras alta sobrerresistencia y una ductilidad moderada, evitando fallas por inestabilidad o fragilidad, considerando una baja incursión inelástica y resguardando que la disipación del sismo ocurra en el anclaje de la estructura a las fundaciones. Sin embargo, esta norma a lo largo del tiempo ha sido actualizada y modificada, siendo más rigurosa y flexible en algunos aspectos, con la intención de reforzar la visión de la norma como tal.

En la presente memoria de título se verifica el taller de camiones con la norma chilena NCh2369 of.2023 (Instituto Nacional de Normalización [INN], 2023), estructura actualmente ya construida, pero con una norma no vigente, la NCh2369 of.1997 (INN, 1997), con la intención de analizar la estructura con la norma actual y comprobar si, al día de hoy, es posible construir una estructura similar tal cual fue construido el taller de camiones.

1.2. Objetivos

1.2.1 Objetivo general

El objetivo de la presente memoria es verificar el diseño estructural de un taller de camiones de la compañía minera Doña Inés de Collahuasi, ubicada en Rosario, con la norma chilena NCh2369 actualizada en 2023.

1.2.2 Objetivos específicos

- Diseñar taller de camiones considerando norma NCh431 (INN, 2010), NCh432 (INN, 2010) y NCh2369 (INN, 2023).
- Analizar el comportamiento de la estructura bajo una combinación de carga de sismos reducidos amplificados.
- Verificar anclajes de la estructura, considerando la NCh427/1 (INN, 2016).
- Comparar desplazamientos mínimos con desplazamientos obtenidos del análisis.
- Analizar valores obtenidos con las normas actuales, comparar e identificar eventuales problemas o detalles a destacar a cerca de la estructura construida el año 2002, con las normas de ese entonces.

1.3. Plan de trabajo

El trabajo se planificó en tres etapas. En primer lugar, se enfocó el estudio de la normativa de diseño sísmico para estructuras e instalaciones industriales, desde la norma utilizada para la construcción del taller de camiones de esa época, como la norma utilizada para la evaluación actual de la estructura industrial.

La segunda parte consistió en la modelación y diseño del taller de camiones, utilizando el método LRFD y un análisis modal espectral por medio del software SAP2000. Cabe destacar, que dentro de esta etapa está incluido todo el proceso de cálculo.

La tercera y última etapa constó de analizar los datos obtenidos mediante la segunda etapa, desarrollando conclusiones a partir de estos.

1.4. Principales resultados

Muchos de los perfiles utilizados en el diseño del taller de camiones no cumplen con el pandeo local, esto se debe principalmente a que las dimensiones alto y ancho de dichos perfiles son muy grandes comparadas con sus espesores.

Las vigas con diagonales en V invertida presentaron una demanda/capacidad más alta que el resto de vigas. En lo posible, diseñar diagonales tipo X. Además, si lo que se busca es hacer fusibles a las diagonales y no a vigas y columnas, no se diseñan diagonales y vigas con el mismo perfil.

Pese a que la norma actual es más exigente en relación con los marcos de momento, la demanda de las columnas no sobrepasó la capacidad de estas, debido a que no se escatimó en gastos a la hora de

diseñar las columnas principales de la estructura, ya que son perfiles bastante grandes. No obstante, los perfiles de la columna fallan por esbeltez local del alma, lo que significa que, ante un sismo realmente severo, la incursión inelástica sería nula. Por lo tanto, la falla sería frágil.

La estructura industrial, bajo combinaciones de cargas con sismo reducido amplificado, tuvo un comportamiento excepcional.

En el anclaje de las columnas empotradas, la esbeltez de los atiesadores no cumple con lo mínimo establecido por la NCh427/1 (INN,2016). Esto se debe principalmente a que el espesor de las placas atiesadoras es muy pequeño. Si se dotaran de 5 mm de espesor a cada atiesador, el anclaje de las columnas no tendría problema alguno.

Por último, los desplazamientos de la estructura son bastante menores al desplazamiento máximo exigido por la norma.

1.5. Organización de la memoria

La memoria se organiza en cuatro capítulos, cada uno con una breve descripción. El capítulo dos da contexto sobre el taller en estudio y de las normas NCh2369 a comparar. El capítulo tres contiene todo el cálculo necesario para lograr el correcto diseño de la estructura industrial, considerando desde cargas de viento y nieve hasta cargas de impacto provocadas por el puente grúa, sin olvidarnos que los perfiles utilizados cumplan su propósito y que, a su vez, toda la fuerza y el peso de la estructura tenga un buen anclaje. Por último, el capítulo cuatro consiste en analizar toda la información obtenida luego del cálculo previo, comparando los resultados obtenidos con la norma NCh2369 (INN, 2023) con los realizados previos a la construcción del complejo taller de camiones.

CAPÍTULO 2: CONTEXTO Y ANÁLISIS DE NORMA NCH2369

2.1. Introducción

En el presente capítulo se presenta una breve información sobre la estructura industrial a evaluación, donde se describe el contexto de esta y la distribución en base a su dimensionamiento. Luego, se hace un análisis de la norma NCh2369 of.1997 (INN, 1997), norma utilizada en el diseño del taller antes de su construcción. Por último, se hace un análisis de la norma NCh2369 of.2023 (INN,2023), norma utilizada en el análisis de la estructura en esta memoria.

2.2. Taller de Camiones

La estructura para evaluar corresponde a un taller de camiones de la compañía minera Doña Inés de Collahuasi SCM, el cual se comenzó a construir en el año 2002. Por lo tanto, para el correcto desarrollo del cálculo y construcción, se utilizaron las normas, códigos y estándares aplicables al diseño de esa época.

Esta estructura consiste en marcos rígidos espaciados a 20 metros, con columnas y vigas de alma llena, que longitudinalmente hacen que la estructura mida 100 metros. Transversalmente, el taller de camiones tiene una luz de 54 metros, sin embargo, existen dos columnas interiores adicionales dispuestas principalmente para dar sujeción a vigas portagrúas enrejadas para dos puentes grúa de 35 toneladas.

Las columnas interiores que dan soporte a las vigas portagrúas, longitudinalmente, están arriostradas en los vanos 1 y 4. La planta de techumbre se encuentra arriostrada con diagonales en la totalidad de su perímetro y en las dos líneas adyacentes a la cumbrera, y, además, los vanos 2 y 4 de la techumbre también están arriostrados.

En la zona de techumbre se han dispuesto enrejados interiores como puntales. Además, esta zona se encuentra arriostrada con diagonales que están conectadas a estos puntales en sus cuerdas superiores y a las alas superiores de las vigas principales de alma llena. En relación con la zona más cercana al hombro, los marcos falsos terminan con vigas IN 30 en reemplazo de los enrejados.

Debido a exigencias de la empresa, a ambos lados longitudinales de la estructura, se presentan portones. En virtud de esto, el arriostramiento longitudinal perimetral fue dispuesto desde la viga enrejada horizontal de los portones hacia arriba

La viga portagrúa se materializó como un enrejado espacial con elevaciones interiores y exteriores, una planta superior y otra inferior arriostradas.

Los frontones poseen columnas de viento enrejadas de 1200 milímetros entre cuerdas, las cuales se encuentran alineadas con los puntales enrejados de techo. Adicionalmente, el frontón se encuentra arriostrado con dos líneas de puntales.

Los apoyos de las columnas principales fueron considerados empotrados, mientras que a las columnas de viento se consideraron apoyos simples.

A modo de esquema, se presenta la estructura dibujada a través del programa SAP2000 en la Figura 2.1.

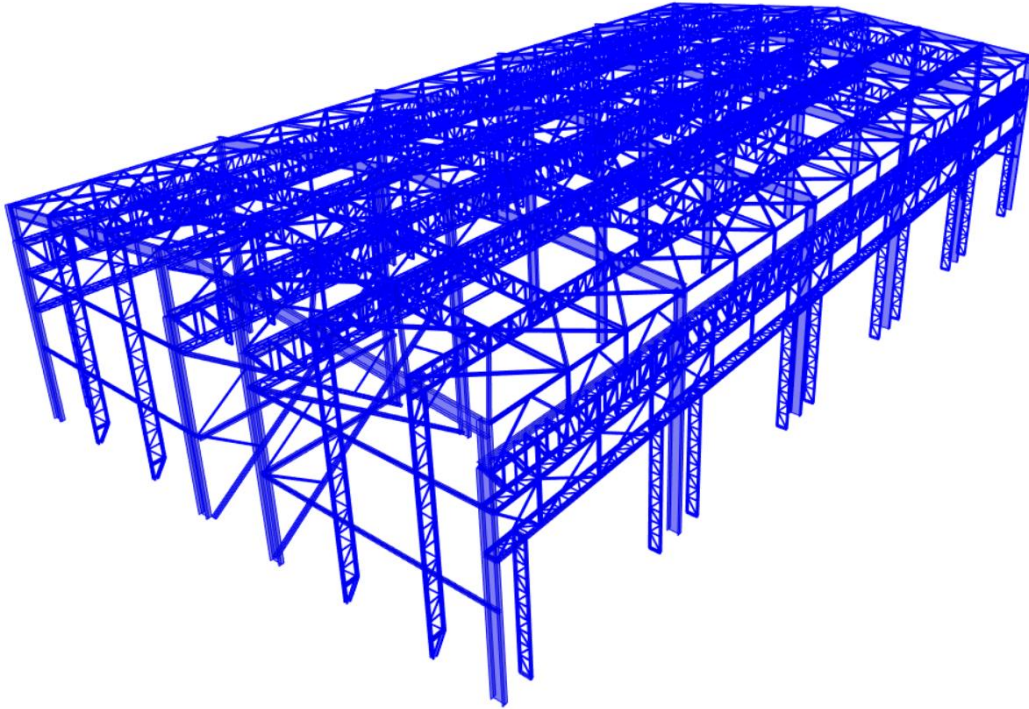


Figura 2.1 Taller de camiones diseñado en SAP2000

2.3. Norma NCh2369 Of.1997

La norma NCh2369 Of.1997 establece los requisitos mínimos para el diseño sísmico de estructuras e instalaciones industriales, la cual busca dentro de sus principios, la protección de la vida en la industria y la continuidad de operación de ésta. Ésta norma acepta que el análisis sísmico se base en el uso de modelos lineales. Con el fin de cumplir con sus principios, la norma NCh2369 Of.1997 asegura un comportamiento dúctil de los elementos sismorresistentes, de esta manera, evita fallas por inestabilidad o fragilidad y provee más de un sistema de resistencia para las solicitaciones sísmicas, ya que busca que las estructuras sean redundantes e hiperestáticas. Por último, la norma NCh2369 Of,1997 dispone de sistemas simples e identificables para la transmisión de esfuerzos sísmicos a las fundaciones.

Cabe destacar que ésta norma estaba en proceso de oficialización y algunos capítulos no estaban del todo completos, pero estaba constituida de ocho capítulos, siendo estos el alcance, referencias,

terminología y simbología, disposiciones de aplicación general, análisis sísmico, deformaciones sísmicas, elementos secundarios y equipos montados sobre estructura, y disposiciones especiales, respectivamente.

2.4. Norma NCh2369 Of.2023

Con el pasar del tiempo, la norma NCh2369 fue actualizándose en base a los requerimientos y resultados de estructuras industriales ya diseñadas. Todos estos datos empíricos en conjunto con expertos del tema, dieron origen a la oficialización de la norma NCh2369 en el año 2003. Por varios años, la norma NCh2369 of.2003 fue la piedra angular del diseño sismorresistente de estructuras e instalaciones industriales en Chile, manteniendo el mismo objetivo que su predecesora, ésta norma consta de 11 capítulos, estableciendo las bases del diseño sismorresistente y el análisis estructural sísmico para estructuras comunes en la industria. Sin embargo, gracias al terremoto ocurrido en el año 2010, se logró comprobar la real utilidad de esta norma al evaluar las diferentes estructuras que fueron afectadas por el movimiento telúrico, en donde se obtuvieron resultados bastante buenos, la mayoría de la industria tuvo un buen desempeño frente al terremoto y en general el daño estructural severo fue relativamente escaso. Los resultados arrojaron que, con bastante frecuencia, los pernos de anclaje en estructuras y equipos entraban en fluencia, como se puede apreciar en la Figura 2.2, todo esto, gracias al largo expuesto utilizado de las sillas de anclaje. Por otro lado, en muchas estructuras se vieron fallas en los arriostamientos esbeltos, donde se apreciaron diagonales con pandeo local y global, debido a que los perfiles utilizados para arriostar no tuvieron un comportamiento óptimo, como se puede apreciar en la Figura 2.3. Es por esto que era necesario reforzar y optimizar la norma NCh2369 de manera que con el pasar del tiempo y ante otros sismos iguales o peores a los ya registrados a lo largo de la historia, las estructuras industriales se mantengan en pie, cumpliendo con los objetivos de la misma.

La norma NCh2369 of.2023 contiene 14 capítulos, siendo los capítulos de estanque, chimeneas y equipos generales, estructuras marítimas de tipo muelle transparente y sistemas de generación de energía eléctrica los tres capítulos nuevos de la norma. Sin embargo, la nueva norma no solo trajo

nuevos capítulos, sino que modificó algunos aspectos de otros de los cuales hablaremos más a detalle sobre el capítulo 8 de la NCh2369 of.2023.

El capítulo 8 de la nueva norma, a lo largo de sus secciones, trajo diversas modificaciones, las cuales son aclarar la relación entre el capítulo 8 y la AISC 341-16 y de esta manera regular el diseño de sistemas de marcos arriostrados y marcos rígidos por la aplicación de la norma NCh427/1 y NCh427/2, según sea el caso. Además, ahora se limita el factor de modificación de respuesta R a valores menores o iguales a 5, en cuanto al amortiguamiento relativo ξ , este será menor o igual a 5%. Otro cambio es que ahora se agrega la definición de capacidad esperada, además de exigir que la resistencia axial requerida de las columnas, tracción y compresión, se determine amplificando el estado de carga sísmico de las combinaciones de carga por $0.7 R \geq 1.0$. En cuanto al requisito de sobrerresistencia de diagonales comprimidas que indicaba que el factor de utilización debía ser menor o igual al 80% de la capacidad resistente se elimina, permitiendo disminuir el tamaño relativo en diagonales con el fin de que la falla de las diagonales anteceda a la de las columnas. Por último, con respecto a los límites de la relación ancho/espesor, estos ahora son más restrictivos, en donde ya no se debe diferenciar entre perfiles a compresión o flexión y se debe especificar si son perfiles para columnas, arriostramientos, entre otros.

Cabe destacar que los cambios nombrados anteriormente son solo algunos, para ver el resto de cambios a fondo, se recomienda leer la norma.



Figura 2.2 Fluencia de pernos de anclaje producto del sismo del año 2010
(Montecinos, 2012)



Figura 2.3 Pandeo local y global producto del sismo del año 2010
(Montecinos, 2012)

2.5. Conclusión

La idea de este capítulo es dar el contexto tanto del taller de camiones y cuando se diseñó, con las normas e ideas de construcción de esa época como también dar antecedentes de la norma NCh2369 desde cuando se utilizó para el diseño de la estructura en estudio, nombrar datos importantes como cuando se oficializó y señalar sus cambios más importantes a considerar. Todo esto en un marco de que Chile es uno de los países más sísmicos a nivel mundial, tanto en la reiteración como en la intensidad, y que, por lo tanto, se debe constantemente evaluar el desempeño sísmico de las estructuras industriales. En base a esto, es que, gracias a la alta sismicidad, podemos contar con una gran evidencia empírica de cómo va funcionando la norma y el impacto que genera en el diseño industrial, rescatando los aspectos positivos y, sobre todo, identificando los aspectos negativos, de manera que, en un eventual movimiento telúrico de alta intensidad, la norma NCh2369 cumpla su objetivo de salvar vidas y permitir la continuidad de la operación en las industrias. Gracias al terremoto del año 2010 y la información obtenida de éste, se hicieron mejoras específicas en el capítulo 8 de la NCh2369, reforzando algunos conceptos y agregando otros, como el de sismo reducido amplificado.

CAPÍTULO 3: MODELACIÓN Y VERIFICACIÓN ESTRUCTURAL

3.1. Introducción

A continuación, a lo largo del capítulo 3, se desarrolló todo lo necesario para el correcto diseño del taller de camiones de estudio, en base a la norma NCh2369 of.2023, donde primero se cubican perfiles y estructuras que no se quiera que estén en el modelo de manera explícita pero que son agregadas implícitamente como cargas, ya sea en las columnas o vigas correspondientes. Luego, en relación con las cargas situacionales, en este caso, la carga de mantención o sobrecarga de techo, ésta es calculada en relación al área total del techo del taller de camiones. Si bien, nos se debe centrar en la norma NCh2369, no se puede dejar de lado el impacto generado por las cargas de viento, nieve y las cargas generadas por el puente grúa, es por esto que son calculadas y agregadas al modelo. Ahora en cuanto al análisis sísmico, la manera de proceder en la siguiente memoria es a través del análisis modal espectral, (el taller de camiones fue diseñado de acuerdo a los parámetros indicados en las especificaciones Design Criteria N° 000C-DC 024 Design criteria for Civil, Structural and Architecture y la norma NCh 2369 of.1997, en la cual aún no se hacía análisis modal espectral). Debido a que se consideraron diversas cargas, se obtuvo una gran cantidad de combinaciones de cargas que son nombradas más abajo. En cuanto a los perfiles utilizados, se verifica que estos cumplan con las esbelteces locales y globales exigidas por las normas chilenas, lo mismo pasa con los anclajes y los desplazamientos. Por último, una vez hecho todo lo nombrado anteriormente, se evalúa el desempeño de la estructura bajo las combinaciones sísmicas y se obtienen las deformaciones esperadas, de manera que estas son verificadas para cumplir con lo estipulado en la norma NCh2369.

3.2. Costaneras

Entendiendo que la estructura industrial diseñada es de gran envergadura, con un ancho de 54 metros, un largo de 100 metros y una altura promedio de 22.35 metros, el dibujar las costaneras en el programa de cálculo SAP2000 generaría una gran sobrecarga en el sistema, y de esta manera un trabajo muchísimo más lento, por esta razón para las costaneras de techo y de las caras externas de

la estructura, su peso fue cubicado en base a los pesos correspondientes de cada perfil, según sea el caso, y a los metros lineales de ocupación.

A continuación, se ejemplifica la cubicación



Figura 3.1 Costaneras elevación Eje D y Eje G
Fuente: EDYCE (2002)

Tabla 3.1 Perfiles de elevación EJE D

Perfiles elevación Eje D	Metro lineal del perfil	Kg/m
L 5x3,06	1,8	3,06
1.- C 200x75x10,5	20	10,50
2.- C 200x75x10,5	1,1	10,50
L 100x100x6	2,2	8,96
C 380x75x6	10,8	24,39

Tabla 3.2 Peso puntual a apoyo de costanera

C 200x75x10,5		
Para 6 Metro lineal	Para 7 Metro lineal	Para 4 Metro lineal
63	74	42
A cada apoyo (C 200 + L 5)		
37	42	21

Esto se realizó para todas las costaneras, donde finalmente cada carga puntual fue asignada a la columna, pero como carga distribuida, obteniendo el resultado visto en la Figura 3.2

Cabe destacar que la Tabla 3.1 corresponde tanto para el eje D como para el eje G, ya que son simétricos.

El cálculo correspondiente al resto de elevaciones y los datos de los perfiles utilizados se encuentran en el Anexo 3.1

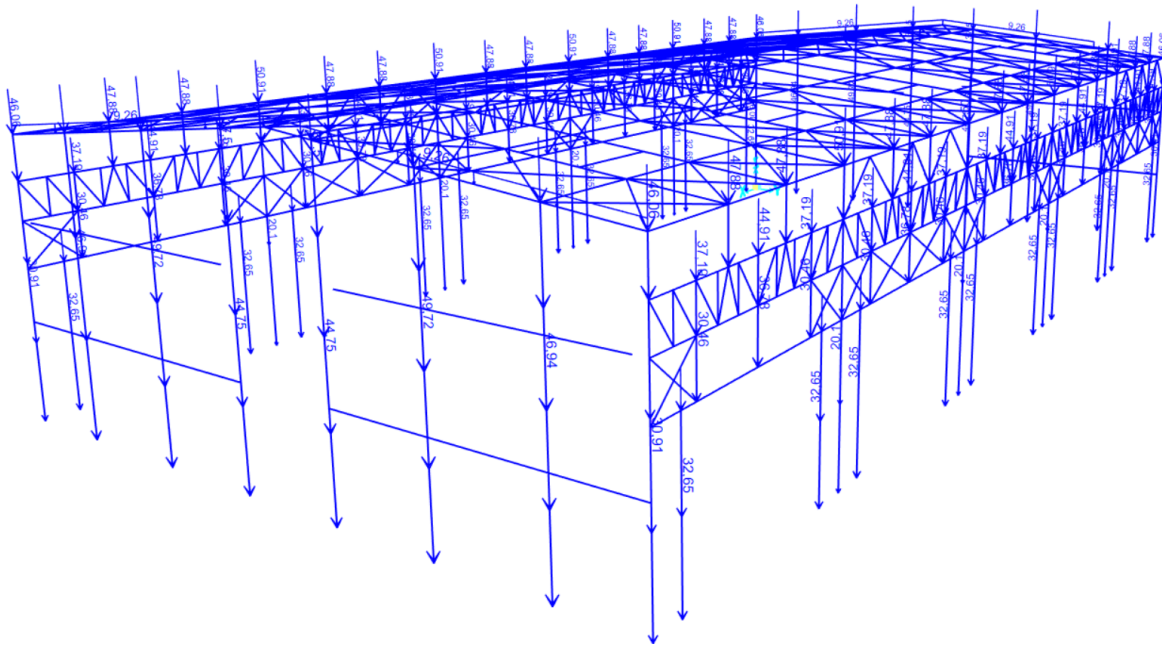


Figura 3.2 Peso de costaneras asignado como carga distribuida (kg/m)

3.3. Plataformas y pasillos

La estructura industrial adicionalmente cuenta con extractores de gas y ventiladores, los cuales se sitúan en la techumbre del taller de camiones.

Con el fin de realizar mantenencias a estos dispositivos de ventilación, se diseñaron plataformas y pasillos que, al igual que en el capítulo anterior, estas fueron cubicadas para no colapsar el programa de cálculo.

La plataforma 1 (PT1) es la encargada de sostener el extractor de aire. Cabe destacar que la estructura contiene 5 extractores de aires.

La plataforma 2 (PT2) por su lado, soporta al ventilador, que, para esta estructura, son 10 ventiladores en total.

Estas plataformas están conectadas mediante pasillos, los cuales, con la intención de diferenciar unos de otros, se denominaron pasillo 1 (PS1), pasillo 2 (PS2) y pasillo 3 (PS3).

La cubicación de la plataforma 1 se puede ver en la Tabla 3.3.

El cálculo de la plataforma 2, y el de los pasillos 1, 2 y 3, además de las barandas, se encuentra en el Anexo 3.2

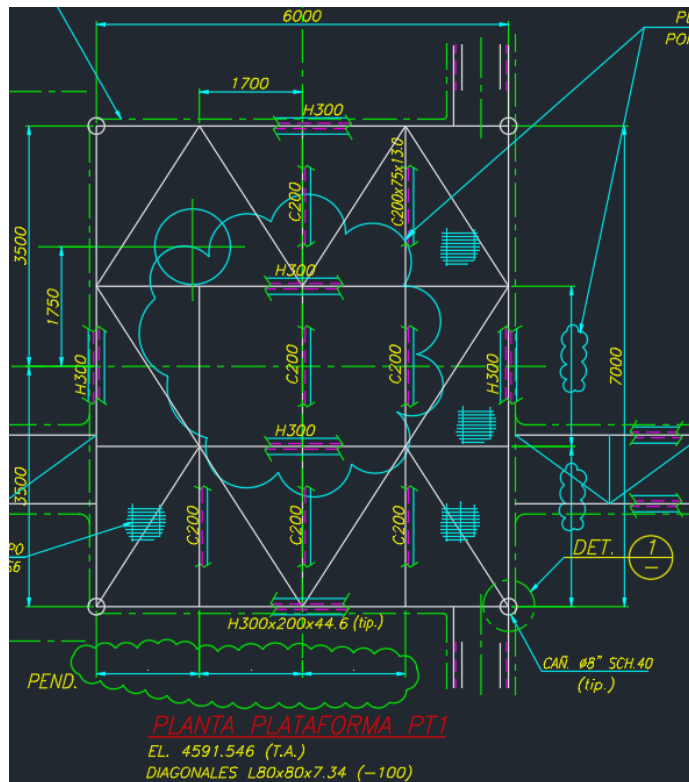


Figura 3.3 Plataforma PT1
Fuente: EDYCE (2002)

Tabla 3.3 Cubicación de plataforma PT1

Plataforma PT1	
Parrilla Extractor	
Área parrilla [m ²]	21,00
Peso parrilla [Kg/m ²]	49
Peso área parrilla [Kg]	1029
Perfiles	
Perfil L 80x80x7,34	
Peso lineal [Kg/m]	7,34
Long. Perfil L [m]	27,74
Peso perfil L [Kg]	204
Perfil C 200x75x13,0	
Peso lineal [Kg/m]	13
Long. Perfil C [m]	18,67
Peso perfil C [Kg]	243
Perfil H 300x200x44,6	
Peso lineal [Kg/m]	44,6
Long. Perfil H [m]	38
Peso perfil H [Kg]	1695
Plataforma PT1 (Continuación)	
Extractor gases	
Peso extractor gases [Kg]	1910
Peso total [Kg]	
5080	

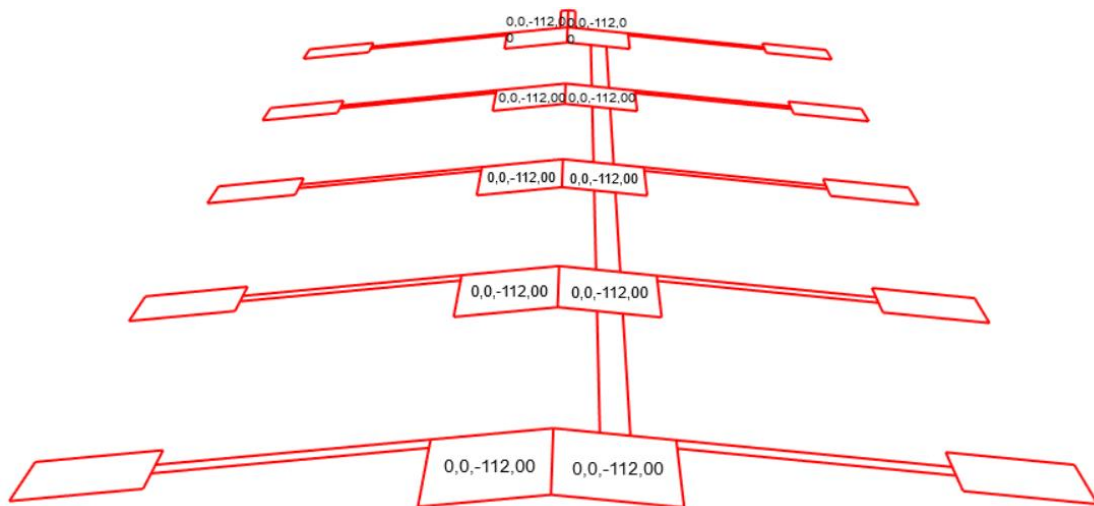


Figura 3.4 Peso por área de extractores de aire (Kg/m²)

3.4. Escalera y sobrecarga de escalera

Con el fin de poder realizar mantenciones tanto en los ventiladores y extractores de aire como en la techumbre, se diseñó una escalera contigua al eje 6. Las cargas de esta escalera descansan en el suelo (en un inicio) y en las columnas interiores.

Al igual que en los temas anteriores, esta escalera se cubió y no se diseñó. De esta manera, se obtuvo lo siguiente

Tabla 3.4 Datos de pesos y perfiles de escalera

Escalera	
Peso Baranda [Kg/m]	15
Peso Parrilla [Kg/m ²]	49
Perfiles	Kg/m
C 250x75x23,3	23,3
C 200x50x13,1	13,1
CE 275x75x25,0	25,0
L 6,5x4,97	4,97
H 200x150x26,1	26,1
L 100x100x6	8,96

La escalera, con la intención de calcularla de mejor manera, se seccionó en 6 partes, como se puede ver en el Anexo 3.3. De este modo, se obtiene

Tabla 3.5 Peso según clasificación de la sección A

Sección A		
Clasificación y unidad de medida	Peso [Kg]	
Escalones [m]	25,6	229,4
Baranda [m]	21,7	325,1
Parrilla [m ²]	3,4	165,1
C 250x75x23,3 [m]	25,1	585,1
C 200x50x13,1 [m]	3,7	48,5

En cuanto a la sobrecarga en dicha sección, se tiene una sobrecarga uniforme para escaleras, pasillos y parrillas de piso de 500 (Kg/m²), según criterios de diseño de la Compañía Minera Doña Inés de Collahuasi S.C.M. (2017). Finalmente, se obtienen las siguientes sobrecargas

Tabla 3.6 Sobrecargas en sección A

Sección A	
Escalera [Kg/m ²]	500
Sobrecarga parrilla [Kg/m ²]	500
Ancho escaleras [m]	0,8
Área escaleras [m ²]	20,5
Sobrecarga escalera [Kg]	5120
Sobrecarga parrilla [Kg]	1685

Cabe destacar que los valores para las otras secciones están en el Anexo 3.3.

Finalmente, todos estos valores son asignados como cargas puntuales en las columnas correspondientes.

3.5. Sobrecargas

Si bien, ya se tienen las sobrecargas de la escalera, no nos debemos olvidar de las sobrecargas de techo, en donde, al igual que en el punto anterior, es la guía para criterios de diseño de la compañía que nos dice los valores a utilizar, la cual nos señala considerar una sobrecarga de techo de 100 (kg/m²). No obstante, la norma NCh1537 Of.2009 dentro del capítulo de cargas de uso, en este caso para techos accesibles sólo para mantenimiento, se permite reducir el valor anteriormente mencionado, dependiendo de la pendiente y el área tributaria de acuerdo a la siguiente expresión.

L_r : Carga de uso de techo reducida por metro cuadrado (m²) de proyección horizontal.

L_0 : Carga de uso soportada por el elemento, expresada en kilonewton por metro cuadrado (kN/m^2)

R_1 : Factor de reducción por área tributaria

R_2 : Factor de reducción por pendiente

A_T : Área tributaria

F : Pendiente expresada en porcentaje (%)

$L_r = L_0$ Si $R_1 R_2 \geq 0.84$

$L_r = L_0 R_1 R_2$ Si $0.3 < R_1 R_2 < 0.84$

$L_r = 0.3 L_0$ Si $R_1 R_2 \leq 0.3$

$R_1 = 1 - 0.008 A_T$ para $A_T < 50 \text{ m}^2$

$R_1 = 0.6$ para $A_T \geq 50 \text{ m}^2$

$R_2 = 1 - 0.0233 F$ para $F < 30 \%$

$R_2 = 0.3$ para $F \geq 30 \%$

Finalmente, la sobrecarga de techo es la siguiente

Tabla 3.7 Sobrecarga de techo accesible para mantención

Sobrecarga	
Sobrecarga de Techo [Kg/m^2]	100
A_T	5414
F	6,2
R_1	0,60
R_2	0,86
Sobrecarga de Techo Reducida [Kg/m^2]	51,33

Gráficamente, la sobrecarga de techo se puede ver en el Anexo 3.4.

3.6. Cargas de viento

Para obtener las cargas de viento, se utilizó el método analítico, Capítulo 7 de la NCh432 Of.2010, y considerando que la estructura es un sistema principal resistente a las fuerzas del viento (SPRFV), se tiene

Tabla 3.8 Datos necesarios para el cálculo de cargas de viento

Datos	
L [m]	100
B [m]	54
α [°]	5,71
Latitud	-20,98
Longitud	-68,60

L: Largo del taller de camiones (m)

B: Ancho del taller de camiones (m)

α : Pendiente del techo del taller de camiones (°)

Como el taller de camiones se sitúa lejos de Iquique, ciudad con la estación de medición de viento más cercana, se optó por elegir la velocidad básica de viento según la latitud del lugar, de esta manera $V = 30$ (m/s) donde V : velocidad básica de viento.

Además, como la estructura es un SPRFV, el factor de direccionalidad de viento, k_d es 0.85. En cuanto al factor de importancia, I , debido a que la estructura tiene una categoría de ocupación igual a II, $I = 1.00$. La rugosidad de la superficie es de tipo D y la exposición del taller es de categoría D, con esto, los coeficientes de exposición de la distribución de velocidades son $K_h = 1.330$ y $K_z = 1.325$. (fue necesario interpolar para obtener estos valores, como se puede ver en el Anexo 3.5. El factor de efecto topográfico en la estructura, al no haber colinas, cimas y escarpes cerca, es de $K_{zt} = 1.0$. Como el taller de camiones es una estructura rígida, el factor de efecto ráfaga se debe considerar como $G = 0.85$.

La distribución de velocidades, q_z (N/m²), se evaluó a una altura z de la siguiente manera

$$q_z = 0.613 * K_z * K_{zt} * K_d * V^2 * I$$

La estructura, como está diseñada con portones longitudinalmente, se debe evaluar como parcialmente cerrada y cerrada, algo a considerar en el coeficiente de presión interna, GC_{pi} .

En cuanto al coeficiente de presión externa, C_p para muros, éste depende de la superficie y del valor del largo y ancho de la estructura, obteniendo para muros a barlovento un $C_{p \text{ Muros Bar}} = 0.8$, para muros a sotavento, $C_{p \text{ Muros Sot (L/B)}} = -0.33$ y $C_{p \text{ Muros Sot (B/L)}} = -0.5$, y para muros laterales, $C_{p \text{ Laterales}} = -0.7$, mientras que el C_p para techos, según la Tabla 15 de la NCh432 Of.2010, se tiene

Tabla 3.9 C_p para techo

Paralelo a cumbrera	$C_{p \text{ Techo (} h_m/L \text{)}}$	C_{p1}	C_{p2}
	0 a h	-0,9	-0,18
	h a $2h$	-0,5	-0,18
	$>$ a $2h$	-0,3	-0,18
Perpendicular a cumbrera	$C_{p \text{ Techo (} h_m/B \text{)}}$	C_{p1}	C_{p2}
	0 a h	-0,9	-0,18
	h a $2h$	-0,5	-0,18
	$>$ a $2h$	-0,3	-0,18

h_m : Altura media del techo (m)

Finalmente, la carga de viento para edificios cerrados o parcialmente cerrados, para un SPRFV rígido de cualquier altura es

$$p = q * G * C_p - q_i * (GC_{pi}) \quad (\text{N/m}^2)$$

$q = q_z$: Para muros a barlovento

$q = q_h$: Para muros a sotavento, muros laterales y techos

$q_i = q_h$: Para muros a barlovento, muros laterales, muros a sotavento y techos de estructuras cerradas y parcialmente cerradas

Tabla 3.10 Carga de viento en muros

Cargas de viento en muros	$G_{C_{pi}}$ (+)	$G_{C_{pi}}$ (-)
Estructura Cerrada, barlovento		
q [N/m ²]	621,35	621,35
q_i [N/m ²]	623,70	623,70
p [N/m ²]	310,25	534,78
Estructura parcial cerrada, barlovento		
q [N/m ²]	621,35	621,35
q_i [N/m ²]	623,70	623,70
p [N/m ²]	79,49	765,55

El cálculo de la carga de viento de muros a sotavento, tanto de estructuras cerradas como parcialmente cerradas y de los muros laterales se encuentran en el Anexo 3.5.

Tabla 3.11 Cargas de viento en techo

Cargas de viento en techo	$G_{C_{pi}}$ (+)		$G_{C_{pi}}$ (-)	
	C_{p1}	C_{p2}	C_{p1}	C_{p2}
Estructura cerrada				
p (0 a h) [N/m ²]	-	-	-	-
	589,39	-207,69	-364,86	16,84
p (h a 2h) [N/m ²]	-	-	-	-
	377,34	-207,69	-152,81	16,84
p (> a 2h) [N/m ²]	-	-	-	-
	271,31	-207,69	-46,78	16,84
Estructura parcial cerrada				
p (0 a h) [N/m ²]	-	-	-	-
	820,16	-438,46	-134,09	247,61
p (h a 2h) [N/m ²]	-	-	-	-
	608,10	-438,46	77,96	247,61
p (> a 2h) [N/m ²]	-	-	-	-
	502,08	-438,46	183,99	247,61

Para un correcto análisis de la estructura, se decidió evaluar el taller de camiones desde tres direcciones las cuales se pueden ver en la Figura 3.5, en la cual se tiene

W_{1a} : Viento hacia el eje x positivo, con estructura cerrada

W_{1b} : Viento hacia el eje x positivo, con estructura parcialmente cerrada

W_{2a} : Viento hacia el eje x negativo, con estructura cerrada

W_{2b} : Viento hacia el eje x negativo, con estructura parcialmente cerrada

W_{3a} : Viento hacia el eje y positivo, con estructura cerrada

W_{3b} : Viento hacia el eje y positivo, con estructura parcialmente cerrada

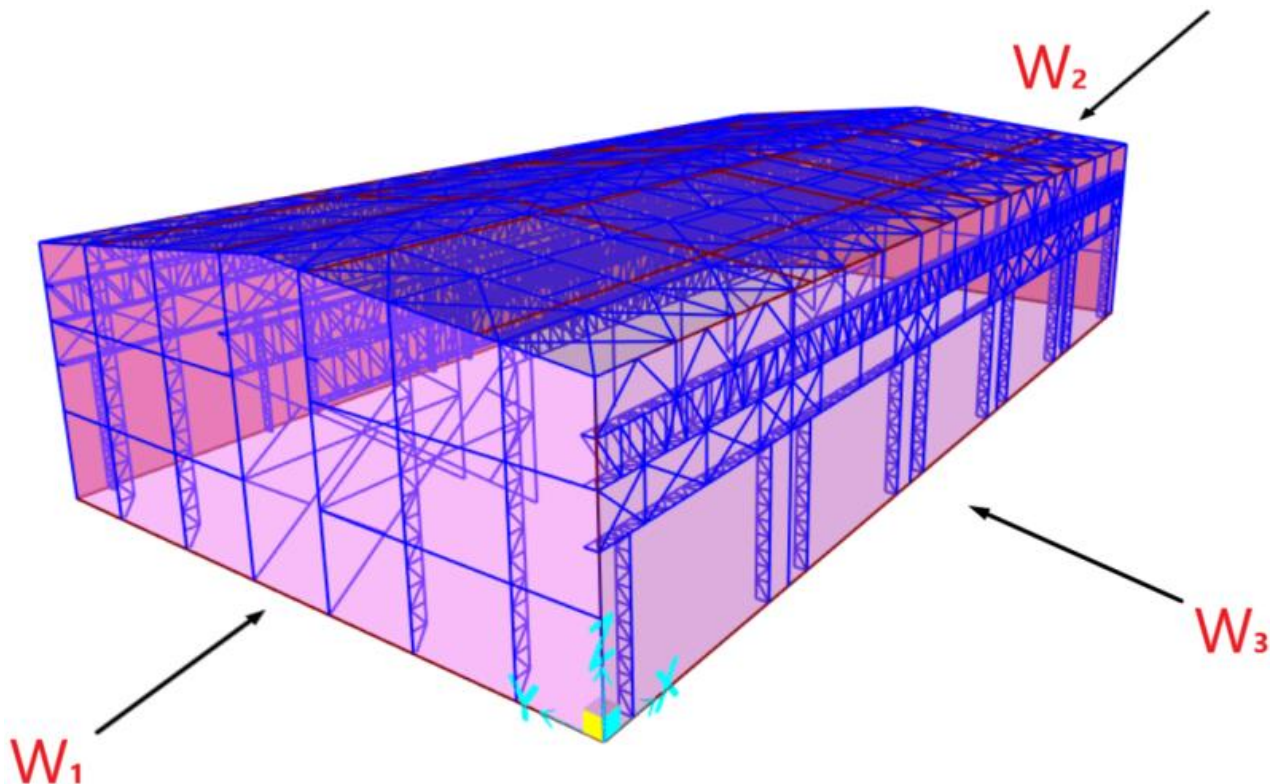


Figura 3.5 Direcciones de análisis de carga de viento

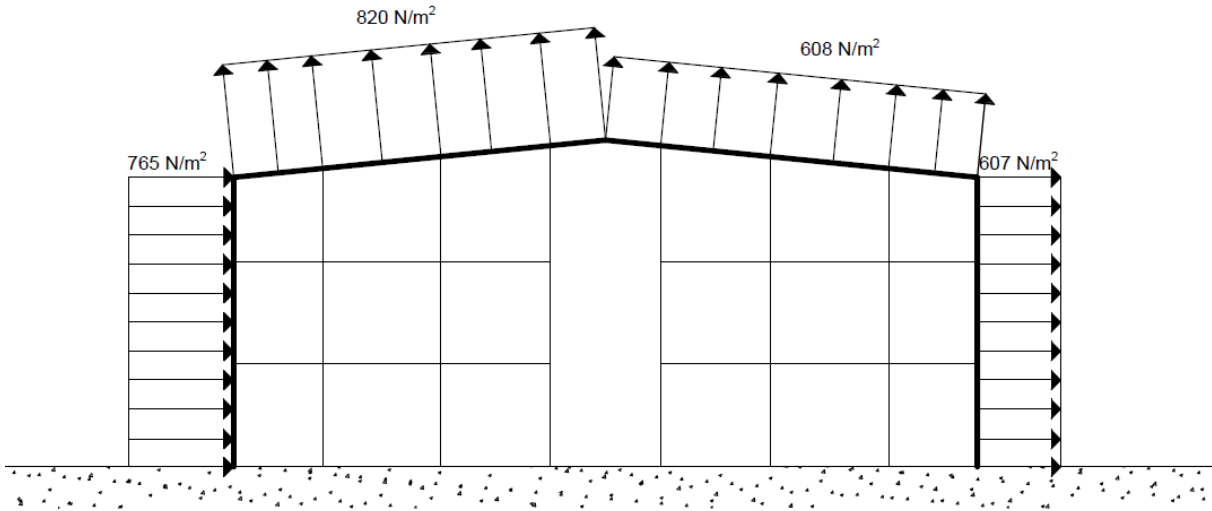


Figura 3.6 Cargas de viento W3b, de izquierda a derecha

El resto de cargas de viento se comporta de una manera similar a la de la Figura 3.6, según la dirección correspondiente.

3.7. Cargas de nieve

La carga básica de nieve, según los criterios de la empresa, es de $p_g = 125 \text{ (kg/m}^2\text{)} = 1,25 \text{ (kN/m}^2\text{)}$. Ahora, para el cálculo de carga de nieve, se procede según lo indica la NCh431 Of.2010, la cual indica que, como el ángulo de inclinación del techo es mayor a 5° , se calcula como carga de nieve en techos inclinados. De este modo, el cálculo de carga de nieve es

$$p_s = C_s * p_f \quad (\text{kN/m}^2)$$

Donde

p_s : Carga de nieve en techos inclinados (kN/m^2)

C_s : Factor de pendiente

$$p_f = 0.7 * C_e * C_t * I * p_g \quad (\text{kN/m}^2)$$

p_f : Carga de nieve en techos planos (kN/m²)

C_e : Factor de exposición

C_t : Factor relacionado a la condición térmica

Considerando que p_g es mayor a 1.0 (kN/m²), p_f no debe ser menor que

$$p_f = 0.96 * I \quad (\text{kN/m}^2)$$

Como la estructura contiene techos cálidos, el factor de pendiente C_s se determina con la Figura 3.7.

Finalmente, la carga de nieve es señalada en la Tabla 3.12

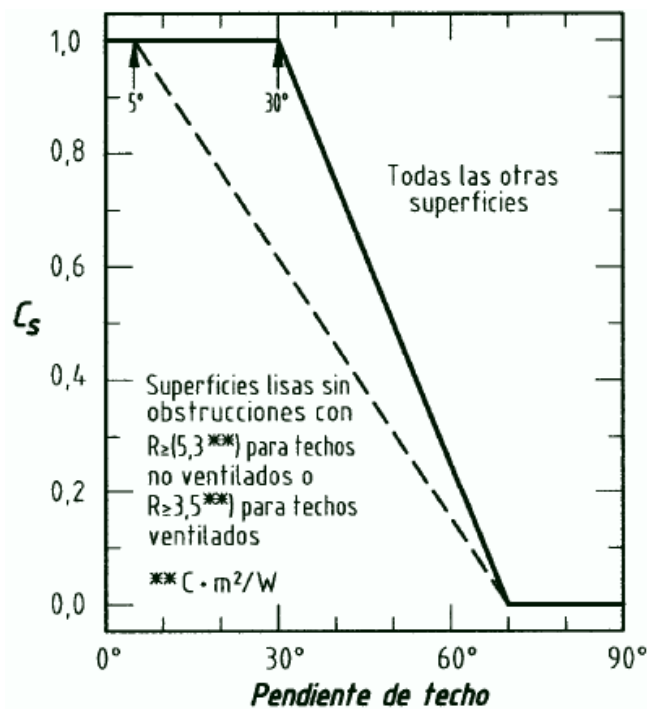


Figura 3.7 Valor del factor C_s , considerando un $C_t \leq 1.0$

Tabla 3.12 Carga de nieve

Cálculo de carga de nieve		
p_f	0,96	kN/m ²
P_g	125	kg/m ²
P_g	1,25	kN/m ²
C_e	0,8	
C_t	1,0	
I	1,0	
C_s	1,0	
$p_{f,min}$	0,96	kN/m ²
$p_{f,min}$	96	Kg/m ²
p_s	0,96	kN/m ²

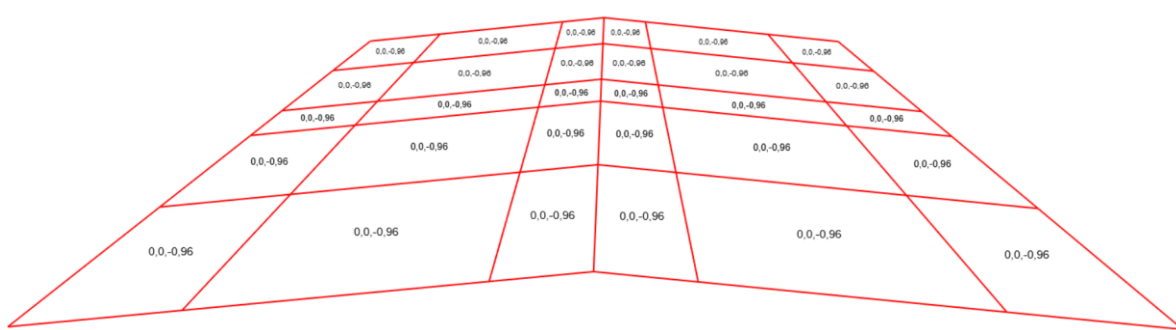


Figura 3.8 Carga de nieve asignada a áreas de techo en SAP2000

3.8. Análisis modal espectral

El análisis sísmico del modelo será utilizando el método lineal análisis modal espectral.

El análisis modal espectral considera un espectro de diseño con el cual se calculan las respuestas estructurales. Para la dirección horizontal, se define el siguiente espectro de diseño

$$S_{a(T_H)} = 0.7 * \frac{I * S_{aH(T_H)}}{R} * \left(\frac{0.05}{\varepsilon}\right)^{0.4}$$

$$S_{aH(T_H)} = 1.4 * S * A_0 * \left(\frac{1+4.5 * \left(\frac{T_H}{T_0}\right)^p}{1+\left(\frac{T_H}{T_0}\right)^3} \right)$$

- $S_{aH(T_H)}$: Espectro de referencia horizontal
- S, T_0, p : Parámetros relativos al tipo de suelo
- A_0 : Aceleración efectiva máxima del suelo
- T_H : Periodo de vibración del modo horizontal considerado
- I : Coeficiente de importancia
- R : Factor de modificación de la respuesta horizontal
- ε : Razón de amortiguamiento crítico horizontal

En cuanto a la acción sísmica vertical, se consideran fuerzas estáticas equivalentes calculadas como

$$F_V = \pm C_V * P$$

$$C_V = 1.18 * I * S * \frac{A_0}{g}$$

- C_V : Coeficiente sísmico vertical
- P : Peso sísmico

Tabla 3.13 Variables y coeficientes de análisis, con respectivos valores

Categoría de la estructura	II	
Factor de importancia	1	
Zona sísmica	2	
Aceleración efectiva máxima	A_0/g	0,3
Tipo de suelo	T_s	B

Continuación tabla 3.13 Variables y coeficientes de análisis, con respectivos valores		
Parámetros que dependen del tipo de suelo	S	1
	T_0 [s]	0,3
	ρ	1,6
	T_1 [s]	0,27
Amortiguamiento	ξ	0,03
Factor de reducción de respuesta	R	5
periodos de la estructura	T_x [s]	0,37
	T_y [s]	0,80
	T_{Max} [s]	0,80
Corte basal mínimo	C_{min}	0,075
Factor de amplificación por corte basal mínimo	c_x	1,00
	c_y	1,00

Tabla 3.14 Espectro de referencia y diseño, para dirección X e Y

Espectro de referencia	Espectro de diseño
$S_{aH(TH)/g} (x)$	$S_{a(TH)/g} (x)$
1,07	0,18
$S_{aH(TH)/g} (y)$	$S_{a(TH)/g} (y)$
0,47	0,08

Tabla 3.15 Corte basal eje X e Y, coeficiente y fuerza vertical

Variables	Eje x	Eje y
C_{min}	0,075	0,075
C	0,184	0,081
Q_{min} [Kg]	45818	45818
Q_0 [Kg]	112524	49660
$Q_{0,final}$ [Kg]	112524	49660
P [Kg]	610903	
C_v	0,354	
$F_v (+/-)$ [Kg]	216260	

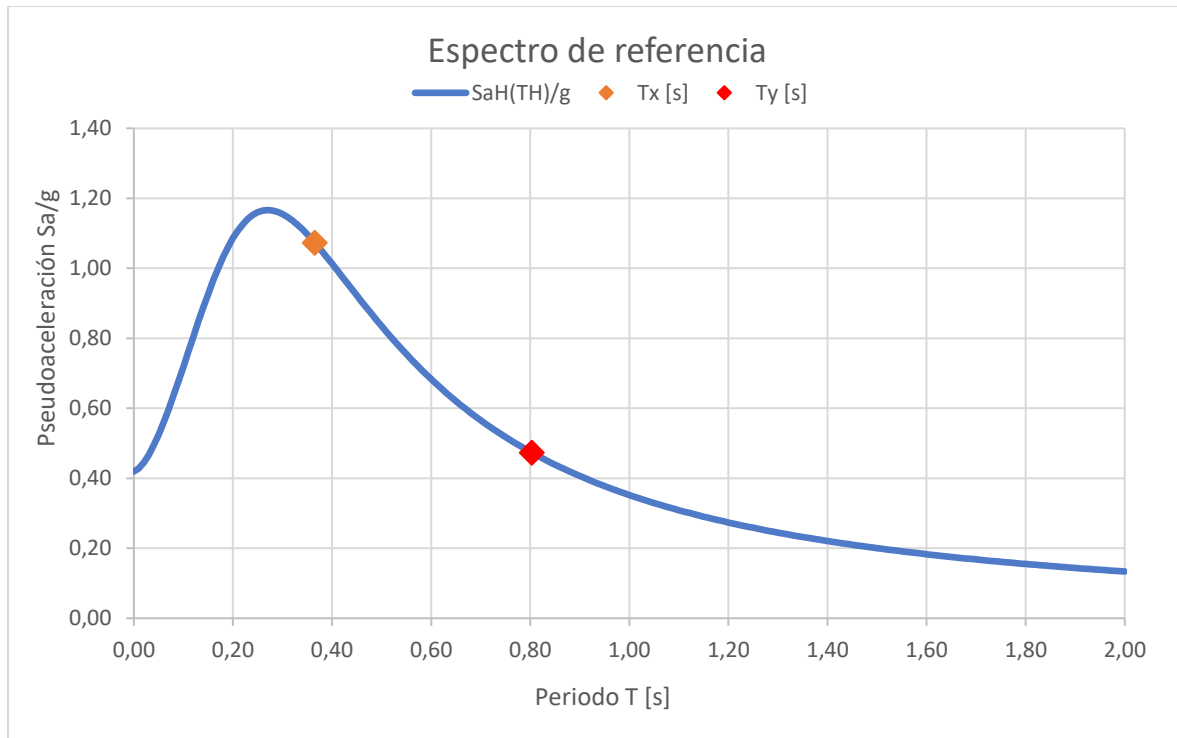


Figura 3.9 Gráfico de espectro de referencia

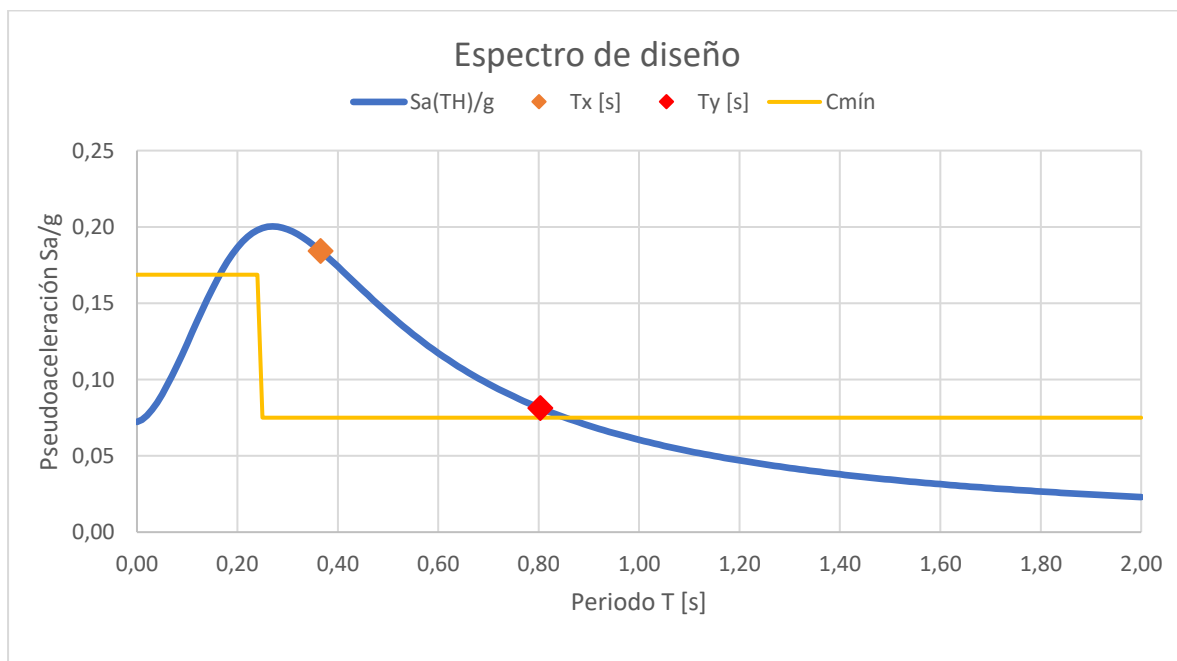


Figura 3.10 Gráfico de espectro de diseño

3.9. Puente grúa

Para el puente grúa se consideraron las siguientes cargas

Tabla 3.16 Pesos y cargas puente grúa

Carga máxima de rueda	
Peso puente grúa [Kg]	18300
Peso carro 1 puente grúa [Kg]	3485
Peso carro 2 puente grúa [Kg]	870
Capacidad de levante [Kg]	35000
Carga en ruedas cargadas [Kg]	26003
Carga en ruedas liberadas [Kg]	4575

Según el punto 9.2 de la norma NCh1537 of.2009, se considera puentes grúa operados por control colgante, por lo tanto, la capacidad de levante se amplifica un 10%, dando así el resultado correspondiente a la carga en ruedas cargadas. En cuanto a la carga en ruedas liberadas, se distribuye el peso del puente grúa en 4 apoyos.

Además, se consideraron fuerzas laterales y longitudinales, las cuales son

Tabla 3.17 Fuerzas laterales y longitudinales puente grúa

Fuerza lateral	
Carga en ruedas cargadas [Kg]	3936
Carga en ruedas liberadas [Kg]	0
Fuerza Longitudinal	
Carga en ruedas cargadas [Kg]	2425
Carga en ruedas liberadas [Kg]	458

Donde la norma NCh1537 of.2009, en los puntos 9.3 y 9.4 indica que para la fuerza lateral se debe calcular como un 20% de la suma de los pesos de la grúa y su capacidad de levante y para la fuerza longitudinal se debe calcular como el 10% de la carga máxima por rueda de la grúa.

Finalmente, se consideraron siete posiciones de los puentes grúa, las cuales son

Posición 1: Puentes grúa centrados con respecto al vano de 20 (m) con la carga máxima de levante hacia las vigas enrejadas laterales.

Posición 2: Puentes grúas centrados con respecto al vano de 20 (m) con la carga máxima de levante hacia las vigas enrejadas interiores.

Posición 3: Puentes grúas lo más cerca posible de un frontón con la carga máxima de levante hacia las vigas enrejadas laterales.

Posición 4: Puentes grúas lo más cerca posible de un frontón, con la carga máxima de levante hacia las vigas enrejadas interiores.

Posición 5: Puentes grúas lo más cerca posible de un frontón, con la carga máxima de levante de uno de ellos hacia la viga enrejada interior y le otro con la carga máxima de levante hacia la viga enrejada lateral.

Posición 6: Puentes grúas centrados con respecto a las columnas principales con la carga máxima de levante hacia las vigas enrejadas laterales.

Posición 7: Puentes grúas centrados con respecto a las columnas principales con la carga máxima de levante hacia las vigas enrejadas interiores.

Cabe destacar que dichas posiciones se encuentran esquematizadas en el Anexo 3.6.

3.10. Combinaciones de cargas

Con respecto a las combinaciones de carga, ésta considera varios aspectos, tales como la carga muerta, la carga viva, la carga de viento, la carga de nieve, la carga de grúa, la carga de techo reducida y el sismo tanto para direcciones horizontales (ejes x e y) como para la dirección vertical.

Con respecto a las cargas sísmicas, debido a requerimientos de cálculo, esta debió ser utilizada como sismo reducido y sismo reducido amplificado. En honor al orden y para no ser redundante, las combinaciones de cargas para sismo reducido se presentan en el Anexo 3.7 y las combinaciones de cargas para sismo reducido amplificado no se mostrará, ya que la única diferencia con respecto al sismo reducido es que los coeficientes sísmicos son amplificados por $0.7 * R$, que en este caso es $0.7 * R = 3.5$.

Las combinaciones de cargas que incluyen la carga de grúa están de acuerdo a AISC Design Guide 07-3rd ED 2019.

3.11. Esbeltez local

La norma NCh2369 of.2023 trae bastantes cambios en relación a la esbeltez local, desde las ecuaciones para el cálculo de la razón ancho/espesor límite hasta la metodología en sí, haciendo más exigente los perfiles a la hora de diseñar marcos de momento, como es el caso del taller de camiones. Es por este motivo, y adelantándome a los resultados obtenidos, que no nos debería extrañar que una gran cantidad de perfiles fallen por esbeltez local, ya que hay más de 20 años desde que se construyó la estructura industrial, a la norma NCh2369 actual, sin olvidarnos que en este periodo de tiempo Chile sufrió uno de sus más grandes terremotos registrados a nivel país.

En cuanto a la razón ancho/espesor (λ), se tiene, $\lambda = \frac{b}{t}$ donde b y t dependen del tipo de perfil a calcular. Todo esto según la tabla 8 del capítulo 8 de la NCh2369 of.2023.

La razón de ancho/espesor límite (λ_{md}) para alas de perfiles soldados o laminados tipo I, H y para alas de perfiles laminados tipo C, T y L es

$$0.40 \sqrt{\frac{E}{R_y * F_y}}$$

Donde gráficamente el perfil se ve como en la Figura 3.11

El cálculo de λ del resto de perfiles utilizados se encuentra en Anexo 3.8

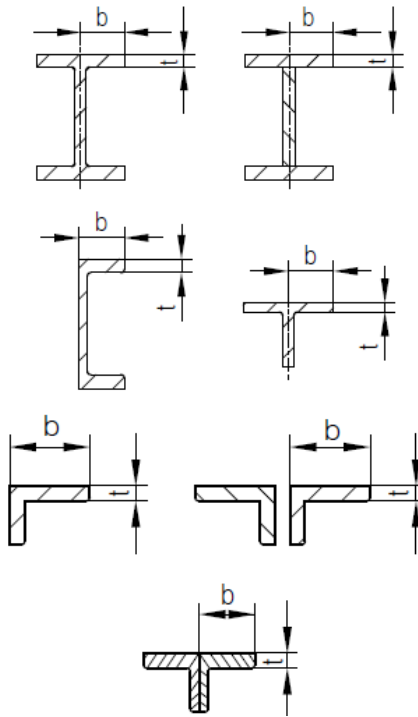


Figura 3.11 Cálculo de b y t a considerar en el cálculo de ancho/espesor de perfiles

Con respecto al alma de los perfiles, la razón ancho/espesor es $\lambda = \frac{h}{t_w}$ para perfiles I o H, en donde hay dos formas de calcular la razón ancho/espesor límite, la cual depende de si el factor C_a es mayor o menor a 0.114, siendo este factor igual a

$$C_a = \frac{P_u}{\phi_c P_y} \text{ (LRFD)}$$

$$P_y = R_y * F_y * A_g$$

P_u : Resistencia axial requerida de acuerdo con el método de diseño LRFD

ϕ_c : Factor de reducción de resistencias (método LRFD)

Si el factor C_a es menor a 0.114, se procede de la siguiente manera

$$3.96 \sqrt{\frac{E}{R_y * F_y}} (1 - 3.04 C_a)$$

En cambio, si C_a es mayor a 0.114, el cálculo es el siguiente

$$1.57 \sqrt{\frac{E}{R_y * F_y}}$$

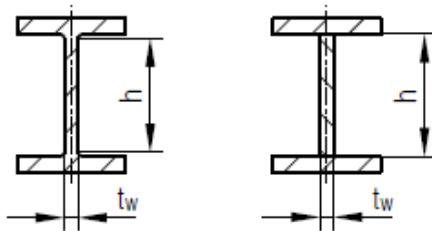


Figura 3.12 Ejemplo gráfico de perfiles I o H, con valores h y t_w según corresponda

Cabe destacar que para perfiles C utilizados, el procedimiento para el cálculo de λ del alma es el mencionado anteriormente.

Finalmente, calculando para la columna HE 100x271.9 se tiene

Tabla 3.18 Cálculo de factor C_a

HE 100x271,9		
C_a	0,080	
P_u	931374	N
ϕ_c	0,9	
P_y	12886080	N
A_g	34640	mm ²

Tabla 3.19 Datos del perfil HE 100x271.9

Perfil	h [mm]	b [mm]	tf [mm]	tw [mm]
HE 100x271,9	1000	450	28	10

Tabla 3.20 Verificación de esbelteces del perfil HE 100x271.9

Perfil	Esbelteces provistas		Esbelteces límite. NCh 2369-2023		Status	
	Ala	Alma	Ala	Alma	Ala	Alma
	λ_f	λ_w	λ_{md}	λ_{md}		
HE 100x271,9	8,0	94,4	9,4	70,4	OK	Falla por esbeltez

Con respecto al cálculo del resto de perfiles, estos están en el Anexo 3.8

3.12. Esbeltez global

Una vez calculada la esbeltez lateral torsional o esbeltez local, no debemos de olvidarnos de la esbeltez global, en donde la norma NCh427 of.2016 nos señala, en el capítulo D.1, que no existe un límite de esbeltez máxima para miembros en tracción. Sin embargo, es preferible que la razón de esbeltez L/r no exceda de 300.

Con respecto a miembros que estén en compresión, la misma norma, en el capítulo E2 nos señala que la razón de esbeltez KL/r no será mayor a 200.

Por último, si bien estamos ante una estructura basada en marcos de momento, dentro de ella, hay partes que si son arriostradas. Por lo tanto, como última restricción en cuanto a la esbeltez global, se busca que ésta sea menor a $1.5\pi \sqrt{\frac{E}{F_y}}$. En caso que no se cumpla, se verifica a detalle para comprobar si el perfil está siendo arriostrado o no, o en su defecto, si trabaja a compresión o tracción.

Finalmente, al analizar cada perfil según su función, se tiene

Tabla 3.21 Cálculo de esbeltez global

Elemento	Perfil	Lx (cm)	Ly (cm)	rx (cm)	ry (cm)	(KL/r)x	(KL/r)y	(KL/r)máx.	Status
Viga de techo	H 1000x350x170.2 H5	2065	864	43	8	48	108	136	Ok
Columna	HE 100x271,9	1770	1137	44	11	40	103	136	Ok
Diagonal	HE 30x60,3 (H10)	1241	621	13	8	95	78	136	Ok
Diagonales enrejado	L 10x9.0	194	194	3	3	65	65	136	Ok

Cabe destacar que el cálculo del resto de perfiles está en el 0

Mas adelante se hablará a cerca de aquellos elementos que por ahora fallan por esbeltez global

3.13. Anclajes

La estructura presenta dos tipos de columnas, las empotradas y las de viento. Para obtener el espesor exacto de las placas base de las columnas de viento, se debe realizar una modelación por elementos finitos, ya que a la placa base, y por ende a las fundaciones, les llegan dos perfiles. Por temas de cálculo, en la presente memoria no se analizó el anclaje en las columnas de viento. Sin embargo, el anclaje para las columnas empotradas si se verificó.

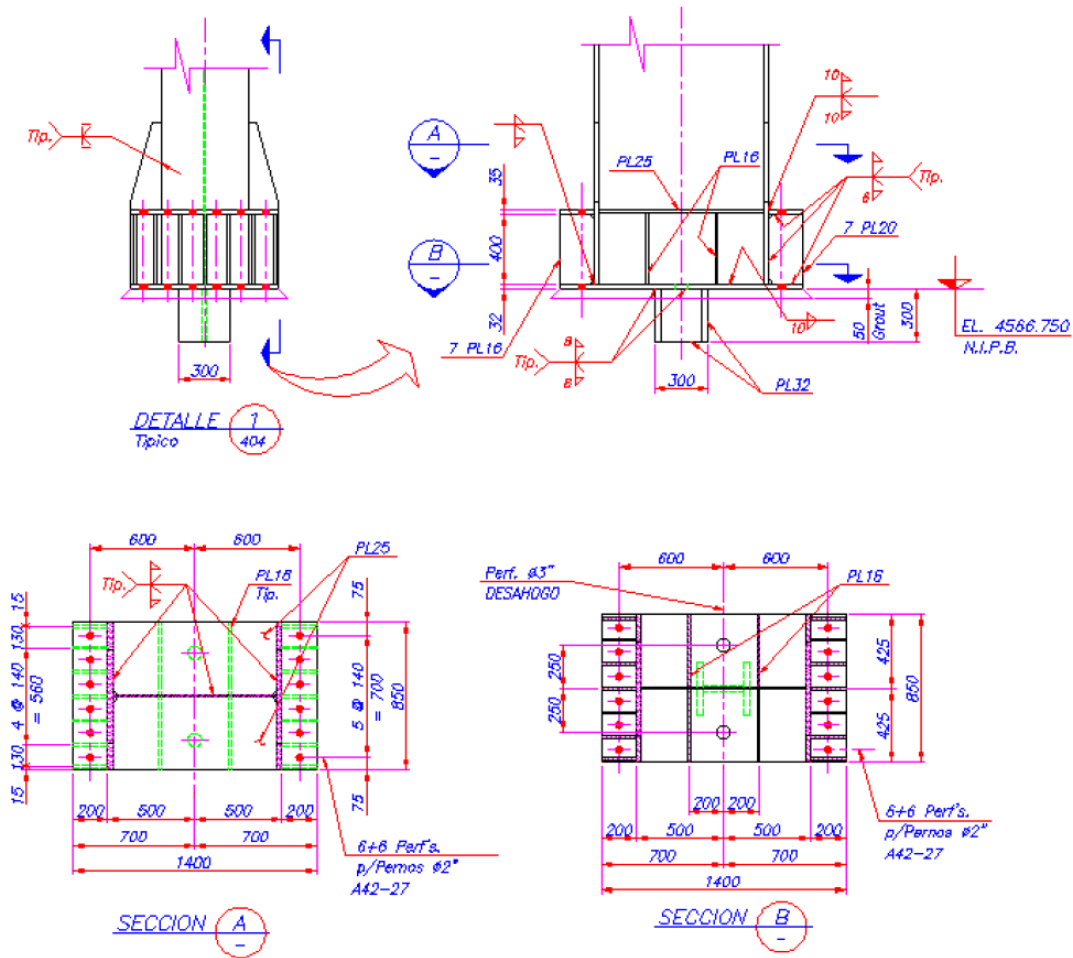


Figura 3.13 Anclaje de columna empotrada

Fuente: EDYCE (2002)

Lo primero, para el cálculo de pernos de anclaje, se debe utilizar sismo reducido, ya que lo que se busca es que, ante un terremoto severo, lo primero que fluya sean estos. De modo que, si sufren algún tipo de daño, la reparación o cambio, si fuera el caso, sea rápida y económica, ya que, si se diseñaran los pernos con sismo reducido amplificado, puede darse el caso que falle otra estructura antes que los pernos, pudiendo provocar un desastre mayor.

Los pernos a utilizar son de 2", con una profundidad de 1200 (mm) y un material A42-27ES. En cuanto al hormigón del pedestal, este tendrá una resistencia cilíndrica a la compresión a los 28 días de $f'_c=17.5$ (N/mm²). En total habrá 12 pernos, de los cuales se dividen en dos filas de seis, en donde estarán distanciados a 140 (mm). Con respecto a esto, la Sociedad Estadounidense de Ingenieros Civiles (ASCE) recomienda una distancia mínima entre pernos de cuatro veces su

diámetro, en este caso 200 (mm). Finalmente, se utilizarán la tracción y corte máximos obtenidos de las combinaciones de cargas con sismos reducidos.

Tabla 3.22 Cargas y momento máximo para sismo reducido.

Columnas empotradas sin amplificar					
Compresión más desfavorable, mayor carga axial de compresión					
Joint	Caso	V (kN)	P (kN)	M (kN*m)	e (m)
74	$LRFD05i7x = 1,2(D + Cd7) + 1,0(Sx + 0,3Sy + 0,6Sz) + Civ7 + L + 0,2S$	31	974	223	0,229
Tracción más desfavorable					
Joint	Caso	V (kN)	P (kN)	M (kN*m)	e (m)
51	$LRFD07bx = 0,9D + 1,4(Sx + 0,3Sy - 0,6Sz)$	91	-63	131	2,072
Corte más desfavorable Eje X					
Joint	Caso	V (kN)	P (kN)	M (kN*m)	e (m)
115	$LRFD05ax = 1,2D + 1,4(Sx + 0,3Sy + 0,6Sz) + L + 0,2S$	194	333	93	0,279
Corte más desfavorable Eje Y					
Joint	Caso	V (kN)	P (kN)	M (kN*m)	e (m)
72	$LRFD02d6 = 1,2(D + Cd6) + 1,6L + 1,0(Civ6 + Cit6 + Cil6) + 0,5Lr$	54	752	430	0,572
Momento más grande					
Joint	Caso	V (kN)	P (kN)	M (kN*m)	e (m)
126	$LRFD05ay = 1,2D + 1,4(0,3Sx + Sy + 0,6Sz) + L + 0,2S$	12	602	532	0,883

Tabla 3.23 Cargas y momento máximo para sismo reducido amplificado

Columnas empotradas amplificadas					
Compresión más desfavorable, mayor carga axial de compresión					
Joint	Caso	V (kN)	P (kN)	M (kN*m)	e (m)
74	$LRFD05i7x = 1,2(D + Cd7) + 1,0(Sx + 0,3Sy + 0,6Sz) + Civ7 + L + 0,2S$	214	1267	30	0,024
Tracción más desfavorable					
Joint	Caso	V (kN)	P (kN)	M (kN*m)	e (m)
51	$LRFD07bx = 0,9D + 1,4(Sx + 0,3Sy - 0,6Sz)$	378	-527	347	0,658
Corte más desfavorable Eje X					
Joint	Caso	V (kN)	P (kN)	M (kN*m)	e (m)
115	$LRFD05ax = 1,2D + 1,4(Sx + 0,3Sy + 0,6Sz) + L + 0,2S$	513	-104	155	1,491

Columnas empotradas amplificadas (Continuación)					
Corte más desfavorable Eje Y					
Joint	Caso	V (kN)	P (kN)	M (kN*m)	e (m)
72	LRFD05i6y = 1,2(D + Cd6) + 1,0(0,3Sx + Sy + 0,6Sz) + Civ6 + L + 0,2S	67	835	132	0,158
Momento más grande					
Joint	Caso	V (kN)	P (kN)	M (kN*m)	e (m)
126	LRFD05ay = 1,2D + 1,4(0,3Sx + Sy + 0,6Sz) + L + 0,2S	45	546	1023	1,873

Tracción pura en pernos de anclaje

$$F_{nt} = 0.75F_u = 303$$

$$T_n = F_{nt} * A_b = 615649$$

$$FU = \frac{(T_u/n_{pt})}{\phi T_n} = 0.02$$

$$\phi = 0.75$$

$$T_u: 63$$

F_{nt} : Fuerza neta de tracción (N/mm²)

T_n : Tensión neta (N)

A_b : Área bruta del perno (mm²)

n_{pt} : Número de pernos en tracción

T_u : Tracción más desfavorable sismo reducido (kN)

ϕ : Factor de reducción, método LRFD

Corte puro en pernos de anclaje

$$F_{nv} = \alpha F_u = 228$$

$$V_n = F_{nv} * A_b = 462147$$

$$FU = \frac{(V_u/n_{pt})}{\phi V_n} = 0.28$$

$$\alpha = 0.536$$

$$V_u = 194$$

F_{nv} : Fuerza neta de corte (N/mm²)

α : Constate que vale 0.450 cuando no hay silla de corte y 0.536 cuando si lo hay

V_n : Corte neto (N)

V_u : Corte más desfavorable sismo reducido (kN)

Tracción y corte en pernos de anclaje

$$FU = \sqrt{\left(\frac{T_u}{\phi T_n}\right)^2 + \left(\frac{V_u}{\phi V_n}\right)^2} = 0.28$$

Con esto, afirmamos que los pernos resisten las fuerzas de la interacción tracción-corte.

En cuanto a la silla de anclaje, está directamente no depende de los sismos, sino más bien de las propiedades de los pernos de anclaje, ya que se calcula para una tracción esperada del perno. De esta manera se tiene

$$T_e = R_y * F_y * A_b * n_p = 4925197$$

$$T = T_e/n_p = 820860$$

$$M_{max} = T * L_{esp} * M_{max}^*/b_s = 60908$$

$$R_{\max} = T * R_{\max}^* = 931367$$

$$e_{\min} = \sqrt{\frac{4M_{\max}}{\phi F_y}} = 31.7$$

$$r = t/\sqrt{12} = 4.33$$

$$F_e = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{KL}{r}\right)^2} = 925$$

$$F_{cr} = 0.658^{F_y/F_e} * F_y = 239$$

$$P_n = F_{cr} * A_g = 716873$$

$$FU = \frac{R_{\max}}{\phi P_n} = 1.44$$

$$\phi = 0.9$$

T_e : Tensión esperada (N)

T : Carga por tracción esperada en un perno (N)

M_{\max} : Momento máximo (N)

R_{\max} : Reacción máxima (N)

e_{\min} : Espesor mínimo para placa superior de silla (mm)

r : Radio de giro de la placa (mm)

F_e : Tensión elástica al pandeo

F_{cr} : Tensión crítica por pandeo en flexión (N/mm²)

P_n : Resistencia de compresión nominal (N)

Tabla 3.24 Coeficientes de momento y corte, basado en manual AISC-2014

Número de pernos	$M^*_{\max.}$	$R^*_{\max.}$
2	0,125	1,25
3	0,1	1,1
4	0,107	1,143

Número de pernos	M* _{máx.}	R* _{máx.}
5	0,105	1,536
6	0,106	1,135
7	0,106	1,134

En nuestro caso, el espesor de la placa superior de la silla es 35 (mm), por lo tanto, en este sentido cumplimos con el mínimo. Sin embargo, a la hora de evaluar la resistencia máxima con la resistencia de compresión nominal, nos da que el factor de utilización es de 1.44. Esto significa que, si ocurriera un sismo realmente severo, el atiesador comenzaría a pandearse antes de lo que esperaríamos que fuera, ya que la resistencia máxima se calcula con las tensiones esperadas del peno. Por lo tanto, una forma de evitar este tipo de fallos es proveer de más espesor al atiesador, que en este caso es de 15 (mm). Si hubiera sido de 20 (mm) no tendríamos posibles fallos por pandeo anticipado de atiesadores. Cabe destacar que, si comienza a pandear un atiesador, provocaría que la silla en cuestión deje de prestar su utilidad y no sea capaz de resistir las fuerzas de tracción del perno, causando una catástrofe.

Tanto la verificación del hormigón, como la placa base y la llave de corte se calculan con sismo reducido amplificado.

Con el fin de ponernos en las distintas situaciones producidas por sismos, para verificar la capacidad del hormigón se considerarán anclajes empotrados con excentricidades pequeñas y grandes. De esta manera se tiene

Para excentricidad pequeña ($e < \frac{N}{6}$)

$$f_{P(\max)} = \phi_c(0.85f'_c) \left(\sqrt{\frac{A_2}{A_1}} \right) \leq \phi_c 1.7f'_c = 10.93$$

$$f_p = \frac{P_u}{B*Y} = 1.10$$

$$B = 850$$

$$Y = N - 2e = 1352$$

$$\phi_c = 0.65$$

$$A_1 = 1190000$$

$$A_2 = 1520000$$

P_u : Compresión más desfavorable sismo reducido amplificado (kN)

A_1 : Área placa base

A_2 : Área pedestal

B : Ancho de placa base (mm)

N : Largo de placa base (mm)

Y : Longitud de área de rodamiento (mm)

Como $f_p < f_{p(\max)}$, el hormigón está más que capacitado para resistir fuerzas de compresión.

Para excentricidad grandes ($e > \frac{N}{6}$), en el punto 3.4.2 del AISC Design Guide 01, se nos indica que

$f_p = f_{p(\max)}$ y como $\phi_c(0.85f'_c) \left(\sqrt{\frac{A_2}{A_1}} \right) \leq \phi_c 1.7f'_c$, se verifica la capacidad del hormigón.

Para la llave de corte se considera un perfil H ASTM A36, con un ancho y alto de 300 (mm) y espesor de 30 (mm).

$$q_x = \frac{V_x}{(h-c)*b} = 6.85$$

$$q_{\text{lim}} = \phi_c 1.3f'_c = 13.65$$

$$\phi V_n = \phi 0.6F_y A_g = 3582628$$

$$FU = \frac{V_u}{\phi V_n} = 0.14$$

$$K_X = \frac{q_x \cdot h \cdot b}{2} = 308044$$

$$M_{\max-X} = \frac{K_X}{m} = 73694$$

$$\phi_c = 0.6$$

$$e_{\min-X} = \sqrt{\frac{4M_{\max}}{\phi F_y}} = 36.3$$

q: Carga para llave de corte en el eje X (N/mm²)

A_g: Área bruta del perfil (mm²)

e_{min-X}: Espesor mínimo de placas de llave de corte en Eje X (mm)

Si bien, el espesor mínimo para el eje X es 37 (mm), esto es considerando una llave de corte tipo cruz. En cambio, en nuestro caso, la llave de corte utilizada es un perfil H. Por lo tanto, se podría decir que se tienen dos placas, por lo tanto, el doble espesor, que si en nuestro caso es 30 (mm), serían 60 (mm). De esta manera, para el eje X, no hay problemas en la llave de corte. El procedimiento para calcular el espesor en el eje Y es similar, solo que ahora el corte utilizado (V) será el máximo en el eje Y. De esta manera, el resultado es $e_{\min-Y} = 13.1$ (mm). Por lo tanto, la llave de corte no tiene ni un problema.

Tabla 3.25 Tabla de coeficientes m de placas, Stiglat y Wippel (1968)

h/(0.5*b)	1	1,25	1,5	1,75	2
m	3,23	3,29	3,51	3,81	4,18

Por último, para la placa base, debemos considerar que el anclaje presenta silla de anclaje. Con esto en cuenta, se debe considerar el factor m_{XY} relacionados con los largos y anchos asociados a cada perno. El valor del factor m_{XY} se puede ver en la Tabla 3.26

$$L_X = \frac{B}{n_p} = 142$$

$$L_y = m_s + \frac{t_f}{2} = 214$$

$$M_{max} = \frac{f_p * L_X * L_Y}{m_{xy}} = 27176$$

$$t_{min} = \sqrt{\frac{4 * M_{max}}{\phi F_Y}} = 22.1$$

L_X : Largo de placa base asociado a un perno (mm)

L_Y : Ancho de placa base asociado a un perno más la mitad del espesor del ala del perfil (mm)

m_s : Ancho de placa base asociado a un perno (mm)

M_{max} : Momento máximo considerando adaptación Stiglat y Wippel (N)

Tabla 3.26 Adaptación Stiglat y Wippel, (1968)

Ly/Lx	0,25	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1	1,1	1,2	1,3	1,4	1,5
m	9,05	8,08	7,12	6,82	6,85	7,05	7,45	7,96	8,51	9,64	9,83	10,6	11,3	12,1

Como el mínimo espesor de la placa base es 23 (mm), el espesor utilizado, 32 (mm) es más que capaz de resistir las demandas requeridas.

3.14. Desplazamientos

De acuerdo con lo que dicta la norma NCh2369 en el punto 6.3, para estructuras en general, los desplazamientos sísmicos no deben ser mayores a $d^{max} = 0.015 * h$. Por lo tanto, calculando con las combinaciones de cargas, se tiene

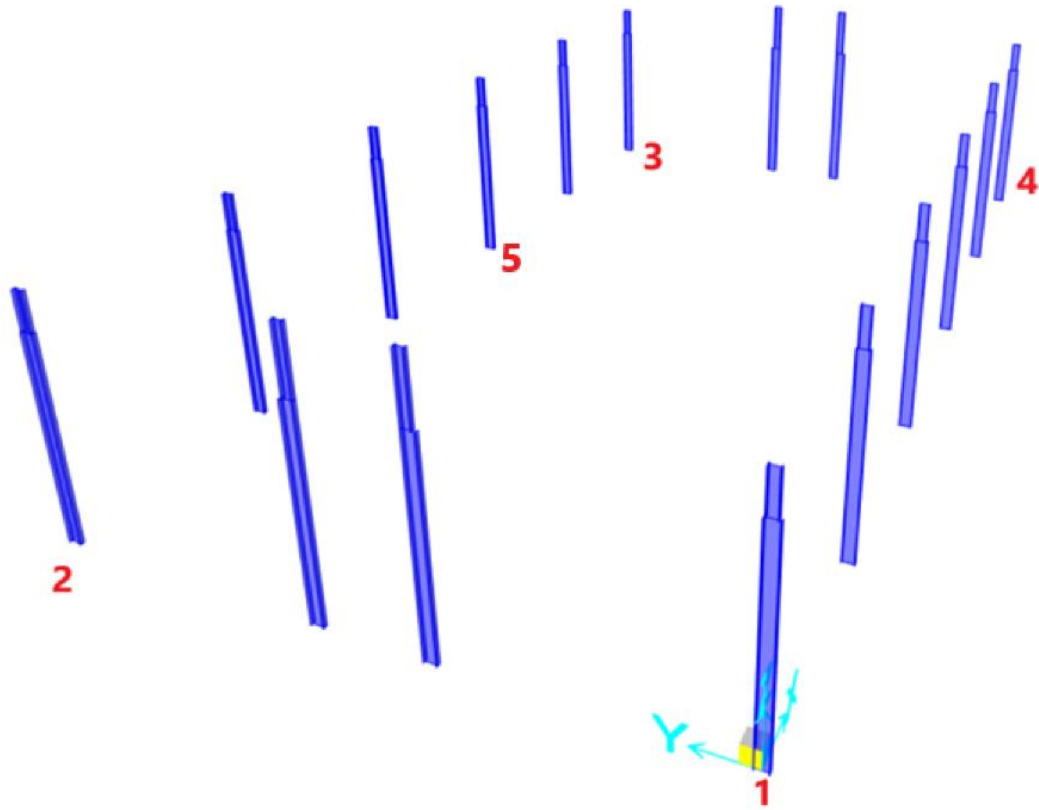


Figura 3.14 Referencia de columnas con más desplazamiento.

Tabla 3.27 Desplazamientos de la columna 1

Columna 1. LRFD05ay = 1,2D + 1,4(0,3Sx + Sy + 0,6Sz) + L + 0,2S						
z (m)	d SAP2000	h (mm)	d ^{máx} (mm)	d _{acum} (mm)	d (mm)	status
0	0	0	0	0	0	
7,5	4	7500	113	4	4	OK
11,4	7	3870	58	7	3	OK
14,9	10	3480	52	10	3	OK
17,7	13	2850	43	13	3	OK
21,0	15	3300	50	15	2	OK

El desplazamiento del resto de columnas, se encuentra en el Anexo 3.10

Ahora, en relación con los enrejados, estos no deben tener un desplazamiento vertical mayor a $\frac{L}{700}$. Por este motivo, se comprueba su desplazamiento vertical tanto en enrejado longitudinal como transversal. Por otro lado, el límite de deformación vertical para costanera de techos es $\frac{L}{200}$. En

cuanto a las vigas a la altura del hombro, horizontalmente no deben sufrir deformaciones de mas de $\frac{L}{200}$. Finalmente, asumiendo una grúa de tipo CMAA-F, es decir, una grúa con ciclo de servicio continuo severo, con una operación continua de levantes, se tiene que las deformaciones verticales máximas deben ser $\frac{L}{1000}$ y las deformaciones horizontales $\frac{L}{400}$.

Tabla 3.28 Desplazamiento vertical en enrejado longitudinal.

Enrejado longitudinal. LRFD05az2 = 1,2D + 1,4(0,2Sx + 0,6Sy + Sz) + L + 0,2S. Vertical			
L (mm)	d SAP2000	d ^{máx} (mm)	Status
20000,0	26,2	28,6	OK

Tabla 3.29 Desplazamiento vertical de viga portagrúa con método LRFD.

Viga portagrúa. Deformación vertical. LRFD05i2z2 = 1,2(D + Cd2) + 1,0(0,2Sx + 0,6Sy + Sz) + Civ2 + L + 0,2S.			
L (mm)	d SAP2000 LRFD	d ^{máx} (mm)	Status
20000,0	23,7	20,0	ERROR

Si bien, en un inicio la deformación obtenida es mayor al límite de la norma, cabe destacar que la combinación de cargas utilizada es con el método LRFD, encargado de verificar los miembros resistentes. Sin embargo, en la sección L.3 de la norma NCh427/1:2016, nos señala que las combinaciones de cargas a utilizar deben ser las de servicio, es decir, con el método ASD. Por lo tanto, con el fin de obtener un desplazamiento de servicio, se calcula la deformación con método ASD dividiendo la obtenida por el método LRFD por el factor 1.5 que, si bien no es una relación exacta entre ambos métodos, es una muy buena aproximación. De esta forma, se tiene

Tabla 3.30 Desplazamiento vertical de viga portagrúa con método ASD.

Viga portagrúa. Deformación vertical. LRFD05i2z2 = 1,2(D + Cd2) + 1,0(0,2Sx + 0,6Sy + Sz) + Civ2 + L + 0,2S			
L (mm)	d SAP2000 ASD	d ^{máx} (mm)	Status
20000,0	15,8	20,0	OK

Por último, el resto de desplazamientos se encuentran en el Anexo 3.10

3.15. Conclusiones

Como en la presente memoria se buscó abarcar el mayor impacto posible en la estructura de análisis y para no sobrecargar con demasiadas variables y aspectos a considerar el diseño en SAP2000, fue necesaria la cubicación de las costaneras, escaleras, plataformas y pasillos de mantención. De esta forma, para el análisis con las combinaciones de carga, se consideró la influencia del viento y la nieve. Por otro lado, como el taller de camiones presenta puentes grúa, y según lo señalado en la norma NCh1537, debemos considerar las cargas de impacto generadas vertical, longitudinal y lateralmente. En cuanto al análisis sísmico, se realizó un análisis modal espectral, el cual en base a parámetros tanto del tipo de suelo como el peso y periodos de la estructura, se desarrolló un espectro de diseño. De esta forma, el análisis sísmico horizontal se basa en esos datos. En cuanto al sismo vertical, se calculó el coeficiente de éste y se agregó manualmente al programa de cálculo. Sin embargo, las cargas sísmicas debieron ser amplificadas por $0.7 * R$ según fuera el caso, ya que muchos cálculos requerían resultados en base a cargas sísmicas reducidas amplificadas. En relación a los perfiles utilizados, estos debieron pasar por una revisión de ancho/espesor, tanto para su rigidez lateral torsional o esbeltez local, como para la esbeltez global. Si bien, hay perfiles que aparentemente no cumplen o fallan por esbeltez, estos serán analizados en el próximo capítulo. En cuanto a anclajes, se verificó el anclaje de la columna empotrada, debido a que no era necesario utilizar elementos finitos para el cálculo del espesor de llave de corte y al igual que con las esbelteces, en el capítulo cuatro se darán más detalles del análisis de los resultados obtenidos. Por último, en cuanto a desplazamientos, en relación con lo que estipula la norma NCh 2369, la estructura anduvo super bien, por lo tanto, ante un sismo, no tendrá problemas por desplazamientos.

CAPÍTULO 4: ANÁLISIS DE LOS RESULTADOS

4.1. Introducción

En el siguiente capítulo, se realizó un análisis de los resultados obtenidos en el capítulo anterior, que van desde las esbelteces obtenidas y los espesores en relación al anclaje, como a detalles más finos en cuanto al análisis de perfiles más demandados o, en algunos casos, perfiles que sobrepasan su demanda/capacidad.

4.2. Perfiles que fallan por esbeltez

Como se explicó anteriormente, la norma NCh2369 of.2023 es bastante exigente con las esbelteces en relación con las versiones anteriores. Muchos perfiles utilizados naturalmente fallan por esbeltez local. A modo de estudio, se seleccionó al perfil que más sobrepasó el límite impuesto por la norma tanto en esbeltez de ala como de alma.

El perfil HE 30x60.3, con una esbeltez de $\lambda_f = 15$, y una esbeltez límite de $\lambda_{md} = 9.4$ falla debido a que el largo del ala es demasiado grande en comparación al espesor de esta, teniendo un largo del ala $b = 300$ mm y un espesor de $t_f = 10$ mm.

Ahora, en cuanto a el alma de perfiles, tenemos que el perfil HE 100x271.9 tiene una esbeltez en el alma de $\lambda_w = 94.4$ y la esbeltez límite dada por la norma con la compresión obtenida del modelo de SAP2000 es $\lambda_{md} = 70.4$. La altura total de alma del perfil, en comparación con el espesor de alma, es demasiado grande. No obstante, se debe recordar que, en la norma actual, las exigencias son altas y que el diseño a evaluar tiene una gran envergadura, por lo tanto, las cargas de compresión son altas. Sin embargo, es preocupante que falle por esbeltez el perfil mencionado anteriormente, debido a que corresponde al perfil utilizado en las columnas principales del modelo.

Finalmente, en relación a perfiles de arriostre como lo son los perfiles L, XL, 2L y un perfil rectangular a base de perfiles ángulo, la mayoría no cumple el requisito de la esbeltez local, probablemente debido a que no se le daba la real importancia de esto en aquellos años de construcción y diseño del taller de camiones.

En cuanto a la esbeltez global, si bien se menciona en la sección 3.12 del capítulo 3 que hay un par de perfiles que no cumplen con lo estipulado por las normas, esto realmente no es así. Los perfiles XL 16x11.9, XL 16x14.68, XL 20x15.0, XL 20x30.08, XL 25x29.5 y XL 30x44.4, son utilizados como diagonales, por lo tanto, debemos considerar que el largo real de pandeo considera las conexiones. La columna CE 20x33.1 si bien falla por esbeltez global, ya que tiene un $\frac{KL}{r} = 142$ y el $\left(\frac{KL}{r}\right)_{Max} = 136$, se toma como resultado aceptable.

4.3. Análisis de anclajes

Como el factor de utilización de los pernos trabajando a tracción y corte es bajo, se puede afirmar que no cualquier tracción lograría que entraran en fluencia, ya que si bien se consideró el corte dentro del proceso, realmente como se usó llave de corte, es ésta quien toma las cargas de corte que llegan al anclaje, por lo tanto, los pernos dependerían solo de la tracción, la cual, en el peor de los casos, fue de 63 kN, y no se debe olvidar que esta tracción se debe distribuir a lo largo de los pernos traccionados. Por lo tanto, al compararlo con la tracción nominal, el factor de utilización es bajísimo. Con esto, se podría afirmar que es muy difícil que entre en fluencia antes que falle la estructura industrial. Como dato, la mayor tracción obtenida de la combinación de cargas reducidas amplificadas es de 527 kN, y recién con esto, el factor de utilización es 0.20 aproximadamente. Por lo tanto, el gran problema detrás es que, o se utilizaron muchos pernos, o los pernos son demasiado grandes para las necesidades requeridas, en relación con la tracción.

Por otro lado, la silla de anclajes no tuvo problemas con el espesor de la placa superior. Sin embargo, en cuanto a los atiesadores, estos no están preparados a una carga por tracción esperada, debido a que el espesor de estos es muy pequeño (15 mm). Una posible solución a este problema es

darle más espesor, ya que sólo necesitaría 5 mm más para tener un factor de utilización de 1.0 y así evitar pandeo local.

La capacidad del hormigón no tuvo inconvenientes, tanto en grandes y pequeñas excentricidades.

Del mismo modo, la llave de corte, al ser un perfil H, el espesor asignado es más que apropiado para las demandas de corte, tanto en el eje fuerte como débil del perfil utilizado.

Por último, la placa base, al considerar la silla de anclaje, nos permite usar un espesor de 32 (mm) ya que, si se diera el caso hipotético de no tener silla de anclaje, el espesor mínimo requerido sería de 62 (mm). Por lo tanto, preferiblemente cuando se diseñen placas bases, utilizar silla de anclaje.

4.4. Perfiles importantes y más demandados

Con el fin de realizar una comparación entre la nueva norma NCh2369 y las predecesoras, el análisis de perfiles más demandados y perfiles importantes se realizará tanto para sismo reducido como para sismo reducido amplificado.

Comenzando por la viga más demandada con sismo reducido amplificado

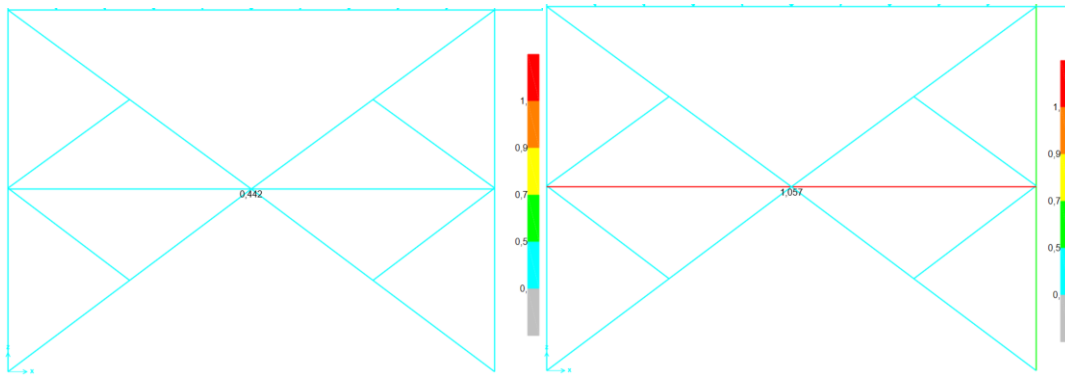


Figura 4.1 Viga más demandada. Plano Y. Sismo reducido y reducido amplificado.

El motivo del aumento de la demanda/capacidad es producto de un aumento de momento en el eje débil, como se puede ver a continuación.

```

STRESS CHECK FORCES & MOMENTS (Combo LRF05gkx = 1,2D + 1,4(-Sx - 0,3Sy + 0,6Sz) + L + 0,2S)
Location      Pu      Mu33      Mu22      Vu2      Vu3      Tu
10,          -307,024  1745,148  3045,336  174,515  755,843  0,654

PMM DEMAND/CAPACITY RATIO (H1-1b)
D/C Ratio:    0,442 = 0,002 + 0,091 + 0,349
              = (1/2) (Pr/Pc) + (Mr33/Mc33) + (Mr22/Mc22)
    
```

Figura 4.2 Demanda/capacidad de viga más demandada para sismo reducido.

```

STRESS CHECK FORCES & MOMENTS (Combo LRF05gkx = 1,2D + 1,4(-Sx - 0,3Sy + 0,6Sz) + L + 0,2S)
Location      Pu      Mu33      Mu22      Vu2      Vu3      Tu
10,          -395,276  5190,178  6700,877  519,018  1121,397 -0,692

PMM DEMAND/CAPACITY RATIO (H1-1b)
D/C Ratio:    1,057 = 0,003 + 0,285 + 0,769
              = (1/2) (Pr/Pc) + (Mr33/Mc33) + (Mr22/Mc22)
    
```

Figura 4.3 Demanda/capacidad de viga más demandada, sismo reducido amplificado.

AXIAL FORCE & BIAXIAL MOMENT DESIGN (H1-1b)						
Factor	L	K1	K2	B1	B2	Cm
Major Bending	0,5	1,	1,	1,	1,	0,957
Minor Bending	0,5	1,	1,	1,	1,	1,
LTB	Lltb	Kltb	Cb			
	0,5	1,	1,162			

Figura 4.4 Factores L y K de la columna.

El origen del aumento de momento en el eje débil radica en las diagonales tipo chevron la cual descansan en el centro de la viga.

No obstante, la NCh2369 señala en la sección 8.6.6 que el efecto sísmico en la viga con diagonales tipo chevron se debe determinar por equilibrio considerando la capacidad residual y la tracción esperada o la tracción obtenida del sismo reducido amplificado (el menor entre ambos). De esta manera, realizando los cálculos correspondientes, se obtiene un factor de utilización del momento al eje débil de 0.634. Por lo tanto, si bien la demanda de la viga bajo sismo reducido amplificado supera la capacidad (cabe destacar que es superada por un valor totalmente aceptable, $FU=1.057$), realmente la viga cumple con las exigencias de la NCh2369, ya que, al ser evaluada por equilibrio, $D/C < 1.0$

Tabla 4.1 Factor de utilización de momento en eje débil determinado por equilibrio.

T_{a1}	39577
T_{a2}	35896
L	20
FL	0,5
α°	37
M_a eje débil	5522
M_n eje débil	8714
FU	0,634

$$M_a = (T_{a1} - T_{a2}) * \text{sen}(\alpha) * \frac{L * FL}{4}$$

M_a : Momento aplicado (kg/m)

M_n : Momento nominal (kg/m)

T_{a1} : Tracción diagonal bajo viga (kg)

T_{a2} : Tracción diagonal sobre viga (kg)

α : Ángulo entre diagonal y viga ($^\circ$)

L: Largo de la viga (m)

FL: Factor de longitud

Tanto T_{a1} como T_{a2} se obtienen del sismo reducido amplificado. Cabe destacar que la compresión residual, al ser tan pequeña comparada con la tracción, es despreciada.

Los diagramas de corte, axial y momento están en el Anexo 4.1

Con respecto a las columnas, se tiene que la más demandada es

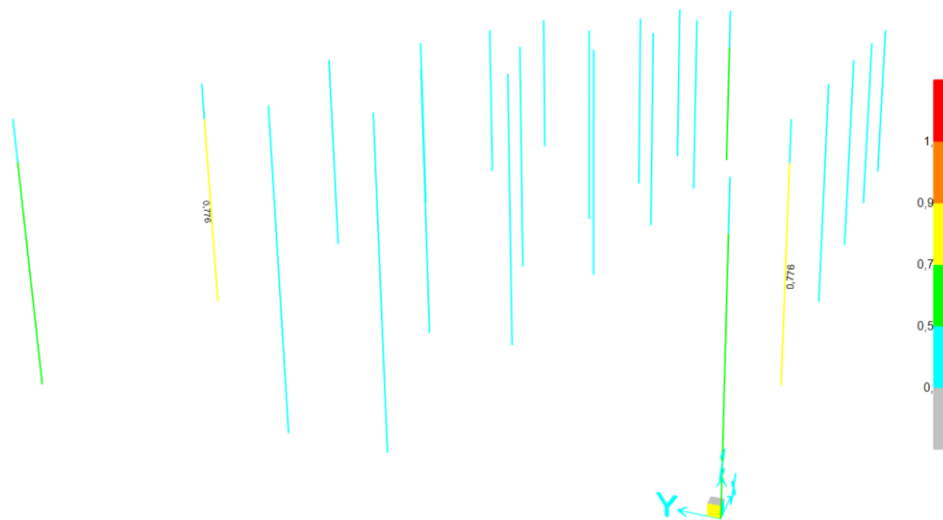


Figura 4.5 Columna más demandada bajo sismo reducido.

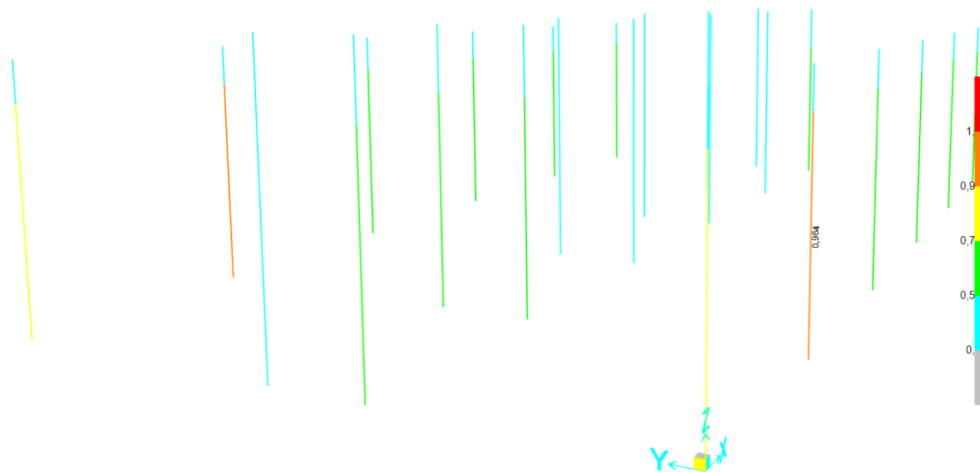


Figura 4.6 Columna más demandada bajo sismo reducido amplificado.

```

STRESS CHECK FORCES & MOMENTS (Combo LRF05o6z2 = 1,2(D + Cd6) + 1,0(-0,2Sx - 0,6Sy + Sz) + Civ6 + L + 0,2S)
Location      Pu      Mu33      Mu22      Vu2      Vu3      Tu
0,            -86556,782 -37816,197  460,59   -4055,597  -68,944  -0,247

PMM DEMAND/CAPACITY RATIO (H1-1a)
D/C Ratio:    0,776 = 0,643 + 0,127 + 0,006
              = (Pr/Pc) + (8/9)(Mr33/Mc33) + (8/9)(Mr22/Mc22)
    
```

Figura 4.7 Demanda/capacidad de columna más demandada para sismo reducido.

```

STRESS CHECK FORCES & MOMENTS (Combo LRF05o6y = 1,2(D + Cd6) + 1,0(-0,3Sx - Sy + 0,6Sz) + Civ6 + L + 0,2S)
Location      Pu      Mu33      Mu22      Vu2      Vu3      Tu
17,7         -71364,716  70166,608  797,691  -2398,655  139,466  17,978

PMM DEMAND/CAPACITY RATIO (H1-1a)
D/C Ratio:    0,964 = 0,53 + 0,423 + 0,011
              = (Pr/Pc) + (8/9)(Mr33/Mc33) + (8/9)(Mr22/Mc22)
    
```

Figura 4.8 D/C columna más demandada, sismo reducido amplificado.

```

AXIAL FORCE & BIAxIAL MOMENT DESIGN (H1-1a)
Factor        L      K1      K2      B1      B2      Cm
Major Bending 0,642  1,      1,006  1,      1,      1,
Minor Bending 0,642  1,      2,      1,      1,      1,

                Lltb      Kltb      Cb
LTB             0,642  2,      1,295
    
```

Figura 4.9 Factores L y K de la columna.

Es de esperar que muchas cosas cambien a lo largo de 20 años. En cuanto a la columna calculada con el sismo reducido, se puede ver que esta si tiene más holgura en cuanto a llegar al límite de la demanda/capacidad. Analizando ambos resultados, se puede ver que axialmente no es mucho lo que crece la demanda de un tipo de sismo al otro, sino que la gran diferencia radica en el momento que soporta la columna, ya que crece la demanda/capacidad de 0.127 a 0.423.

Los diagramas de corte y de momento están en el Anexo 4.1

En cuanto a las vigas a la altura del hombro, ocurre un fenómeno muy similar al de la viga más demandada y es que en los trechos que está con diagonales tipo chevron, la demanda es mayor. Gráficamente se puede ver en la Figura 4.10

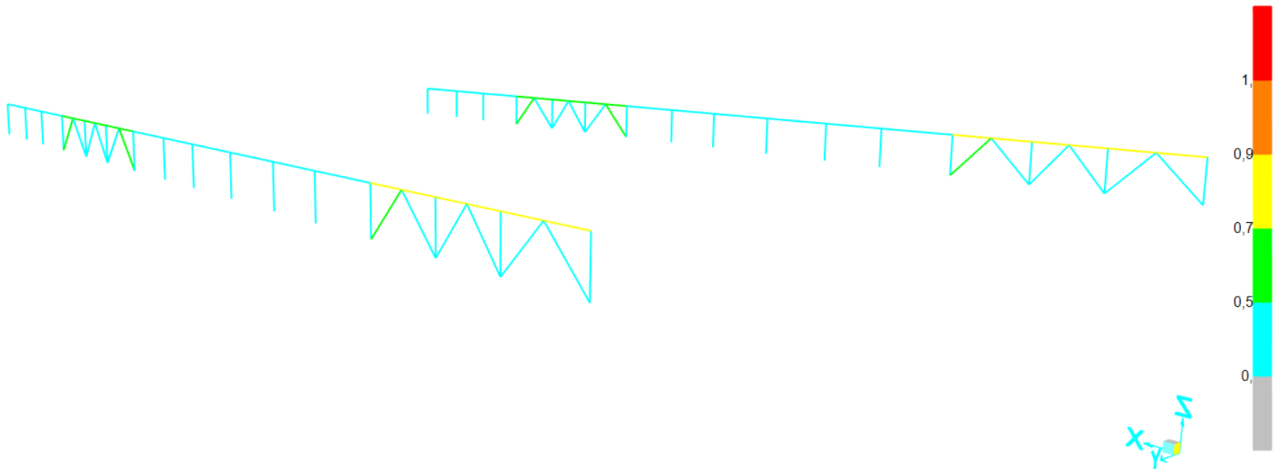


Figura 4.10 D/C vigas a altura de hombro, sismo reducido amplificado.

Sin embargo, a diferencia de la viga más demandada calculada previamente, estas vigas reciben más demanda axialmente.

Cabe destacar que, para sismo reducido, las vigas no presentan inconvenientes, teniendo todas un factor de utilización menor a 0.5

```

STRESS CHECK FORCES & MOMENTS (Combo LRFD05gx = 1,2D + 1,4(-Sx - 0,3Sy + 0,6Sz) + L + 0,2S)
Location      Pu      Mu33      Mu22      Vu2      Vu3      Tu
10,          -95,142  -0,629    -0,125    0,62     -0,092   -1,836E-04

PMM DEMAND/CAPACITY RATIO (H1-1a)
D/C Ratio:    0,731 = 0,709 + 0,015 + 0,007
              = (Pr/Pc) + (8/9) (Mr33/Mc33) + (8/9) (Mr22/Mc22)
    
```

Figura 4.11 D/C sismo reducido amplificado, viga más demandada altura del hombro.

```

AXIAL FORCE & BIAXIAL MOMENT DESIGN (H1-1a)
Factor      L      K1      K2      B1      B2      Cm
Major Bending  0,175  1,      1,      1,      1,      1,
Minor Bending  0,35   1,      1,      1,      1,      1,

LTB          Lltb   Kltb   Cb
0,35        1,     1,576
    
```

Figura 4.12 Factores L y K de la viga de hombro.

Los diagramas de corte y de momento para la viga más demandada a la altura del hombro se encuentran en el Anexo 4.1

Finalmente, la demanda/capacidad en todos los perfiles, tanto para sismo reducido amplificado como para sismo reducido se puede ver en el Anexo 4.2

4.5. Conclusiones

Como bien se pudo apreciar, en cuanto a esbelteces globales, los perfiles no tuvieron problemas, ya que se justificó de manera adecuada aquellos que sobrepasaban el límite de $\left(\frac{KL}{r}\right)_{\max}$. Sin embargo, en cuanto a las esbelteces locales, si se sobrepasaron los límites en varios perfiles. Esto, debido a que en la época en la cual se diseñó el taller de camiones no se tenía mucha consideración en cuanto al pandeo lateral torsional y al analizar los perfiles era de esperar que no cumplan, ya que muchos tenían envergaduras muy grandes comparadas con los espesores tanto de ala o de alma presentes en el perfil. Ahora, en cuanto a anclajes, en cuanto a la placa base, llave de corte, capacidad de hormigón y pernos de anclaje todo bien, el problema es la silla de anclaje, más específico, el espesor de los atiesadores. Por último, analizando cada perfil, tanto para sismo reducido como para sismo reducido amplificado se logró ver un buen desempeño estructural.

CAPÍTULO 5: CONCLUSIONES Y COMENTARIOS

El diseño estructural industrial, con el pasar de los años, es normal que se actualice, tanto para fortalecer algunos puntos o para ser más flexibles en otros, ya que las mismas estructuras con el tiempo nos van dando el camino a seguir para construcciones futuras.

Si bien, pasaron 20 años de la construcción del taller de camiones a la evaluación del desempeño sísmico según la norma NCh2369 del año 2023, hay aspectos que aún se mantienen, como por ejemplo la norma sigue manteniendo el mismo foco de resguardar la vida y la continuidad de estructuras industriales, hay otros aspectos que cambiaron radicalmente, como el hecho de comenzar a prestar más atención en el pandeo local torsional de los perfiles a utilizar, así de esta manera poco a poco se comenzarán a ver columnas y vigas más robustas, en el sentido de que su alto y su ancho no sea tan grande comparados con sus espesores. Por otro lado, el utilizar un análisis modal espectral para el análisis sísmico nos dará resultados más precisos y ajustados a la realidad, ya que, al utilizar un espectro de diseño, automáticamente se van adecuando a ello los valores del sismo horizontal. En cuanto a la norma NCh2369, además de que poco a poco se van agregando más capítulos con el fin de poder abarcar más estructuras y así evitar dudas a la hora de la edificación y el diseño de estas, se va autocorrigiendo de manera que evita la incertidumbre a la hora de diseñar. Por ejemplo, en la norma actual, en la sección 8.7 ya no está el anexo B de la norma predecesora. Esto debido a que la norma busca evitar configuraciones de columna débil - viga fuerte, ya que claramente lo más importante a la hora de diseñar y construir, son las columnas.

En cuanto al taller de camiones, en relación a la demanda/capacidad de los perfiles utilizados, se logró ver que los perfiles se comportan bastante bien ante las combinaciones de carga asignadas. Tanto para sismo reducido amplificado y sobre todo para sismo reducido. Siendo más específicos, solo una viga con diagonales tipo chevron presento problemas con el sismo reducido amplificado, ya que claramente, al utilizar los mismos perfiles para vigas y diagonales, de alguna manera no buscan que las diagonales sean fusibles antes que la viga. Sin embargo, como la viga se diseña para el equilibrio y no para el sismo reducido amplificado, no hay problema. Con respecto a los desplazamientos obtenidos y los límites de la norma, estos se comportaron adecuadamente, tanto vertical como horizontalmente. Cabe destacar que para combinaciones LRFD, los desplazamientos

de la viga portagrúa son mayores a los permitidos. Sin embargo, los desplazamientos se deben evaluar bajo combinaciones de carga de servicio. Por lo tanto, calculando con combinaciones ASD, la viga portagrúa no tiene desajustes en cuanto a desplazamiento vertical.

Con respecto a las columnas del taller de camiones, al utilizar el sismo reducido amplificado, la demanda/capacidad tuvo un aumento a considerar. Por lo tanto, no se debe escatimar en gastos en perfiles de columnas a la hora de diseñar en base a marcos de momento. Por otro lado, la demanda/capacidad de las columnas que estaban arriostradas por el centro del taller de camiones, son más bajas comparadas con las columnas exteriores, lo que significa que, en lo posible, utilizar marcos arriostrados antes que los de momento.

Es preocupante que, debido al bajo espesor utilizado en los atiesadores de los anclajes, la silla de anclaje esté propensa a un fallo debido al posible pandeo de los atiesadores. Sin embargo, al saber que el problema radica en el espesor de estos, la solución no debería ser muy compleja.

Un aspecto a resaltar en la estructura es que es sobre resistente, ya que para sismo reducido amplificado prácticamente no tuvo problema alguno. Sin embargo, como los perfiles tienen esbelteces locales bajas, podría darse el caso que en un eventual megaterremoto de gran magnitud, si la estructura llegase a colapsar, el rango elástico sería muy bajo. Consecuencia de esto, sería un colapso frágil en la estructura.

Como línea futura de investigación, se propone realizar evaluaciones de desempeño sísmico en estructuras industriales que estén situadas en otra zona y tengan un suelo distinto, de esta forma se podrá comparar el cambio en los resultados de la norma para cada suelo y en base a los resultados obtenidos obtener un análisis real de las mejoras realizadas en dicha norma.

REFERENCIAS

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

American Institute of Steel Construction. (2011). *Steel construction manual*. Chicago, Illinois, EE. UU.: Autor.

American Society of Civil Engineers. (2006). *Process Industry Practices Structural – Anchor Bolt Design Guide*. (PIP STE25121) Reston, Virginia, EE. UU.: Autor.

Compañía Minera Doña Inés de Collahuasi S.C.M. (2017). *Guía Para Criterios De Diseño Civil – Estructural – Arquitectura*. Santiago, Chile: Autor.

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

Instituto Nacional de Normalización. (2009). *Diseño Estructural – Cargas permanentes y cargas de uso*. (NCh 1537 2009). Santiago, Chile: Autor.

Instituto Nacional de Normalización. (2010). NCh431:2010: *Diseño estructural- Cargas de nieve*. Santiago, Chile: Autor.

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

Instituto Nacional de Normalización. (2016). NCh427/1: *Construcción – Estructuras de acero – Parte 1: Requisitos para el cálculo de estructuras de acero para edificios*. Santiago, Chile: Autor.

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

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.

Anexo 3.1 Cálculo de costaneras

A continuación, se ilustrarán los resultados del cálculo de costaneras.

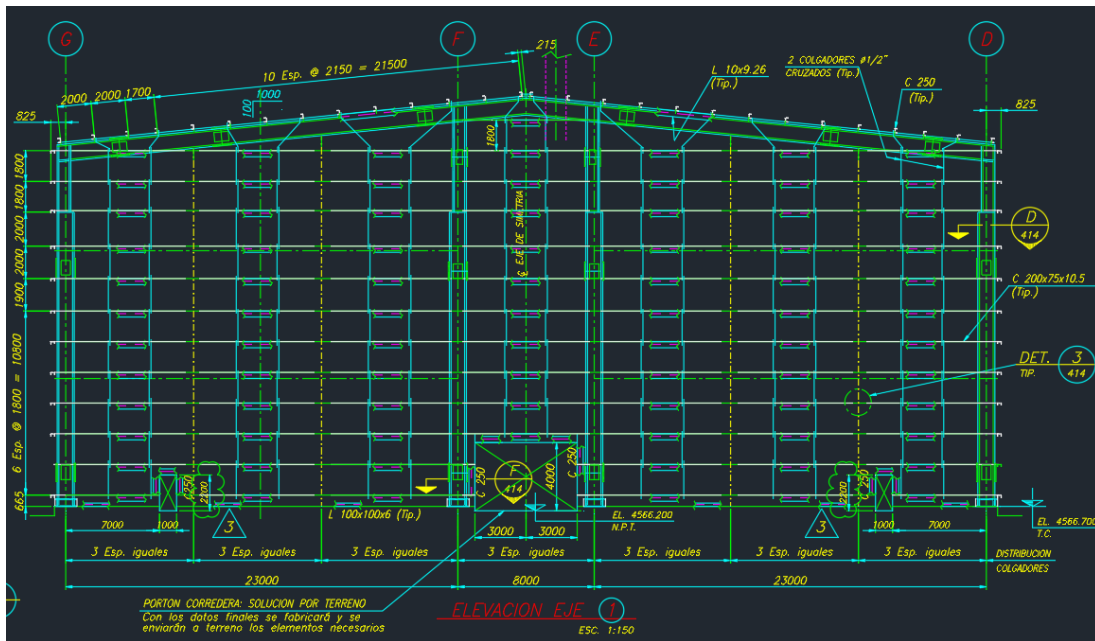


Figura A.3.1 Costaneras de la elevación eje 1.
Fuente: EDYCE (2002)

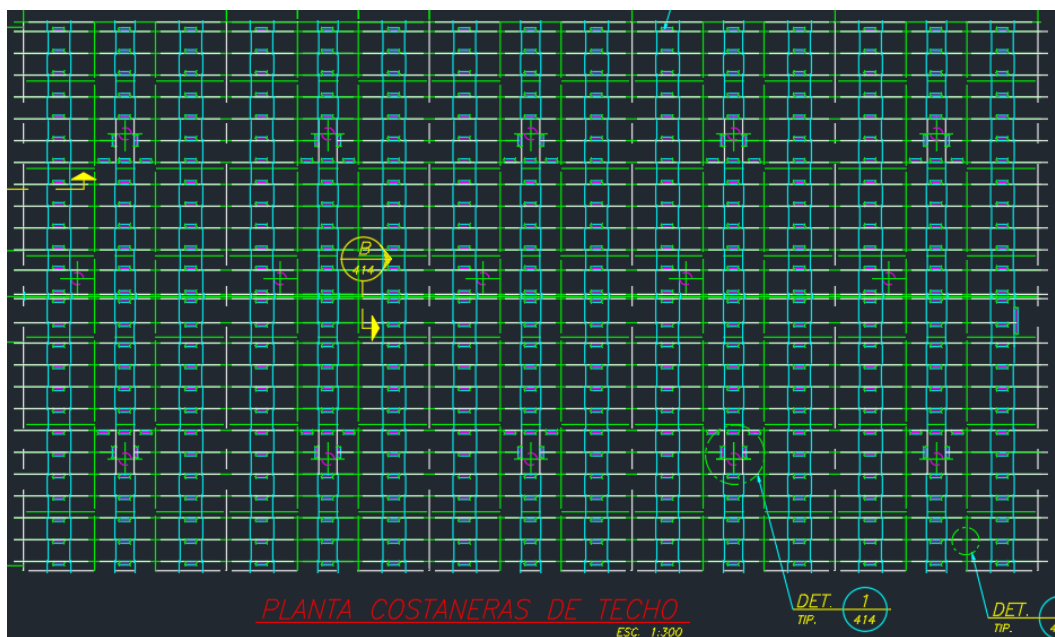


Figura A.3.2 Costaneras de techumbre.
Fuente: EDYCE (2002)

Tabla A.1.1 Perfiles de elevación Eje 1 y perfiles de techo

Perfiles elevaciones Eje 1	Metro lineal del perfil	Kg/m
L 10x9,26	26,2	9,26
1.- C 200x75x10,5	8	10,50
2.- C 200x75x10,5	54	10,50
3.- C 200x75x10,5	23	10,50
L 100x100x6	23	8,96
Perfiles de Techo	Metro lineal del perfil	Kg/m
1.- C 250x75x17,91	7	17,91
2.- C 250x75x17,91	6	17,91

Cabe destacar que el eje 1 y el eje 6 son simétricos, por lo tanto, usan los mismos perfiles.

Tabla A.1.2 Perfiles utilizados para las costaneras laterales y de techo

Perfil	H [mm]	B [mm]	e [mm]	Kg/m
L 5x3,06	50	50	4	3,06
C 200x75x10,5	200	75	4	10,5
L 100x100x6	100	100	6	8,96
C 380x75x6	380	75	6	24,4
L 10x9,26	100	100	6	9,26
C 250x75x17,91	250	75	6	17,91

Anexo 3.2 Cálculo de plataforma PT2 y pasillos PS1, PS2 y PS3

En relación con la plataforma PT2, se tiene

Tabla A.3.1 Cubicación de plataforma PT2

Plataforma PT2	
Parrilla Ventilador	
Área parrilla [m ²]	13,76
Peso parrilla [Kg/m ²]	49
Peso área parrilla [Kg]	674
Perfiles	
Perfil L 80x80x7,34	
Peso lineal [Kg/m]	7,34
Long. Perfil L [m]	14,952

Plataforma PT2 (continuación)	
Peso perfil L [Kg]	110
Perfil C 200x75x15,0	
Peso lineal [Kg/m]	15
Long. Perfil C [m]	15,8
Peso perfil C [Kg]	237
Perfil H3 200x160x22,5	
Peso lineal [Kg/m]	22,5
Long. Perfil H [m]	15,8
Peso perfil H [Kg]	356
Ventilador	
Peso ventilador [Kg]	350
Peso total [Kg]	
1726	

En cuanto a los pasillos 1, 2 y 3, se tiene

Tabla A.3.2 Cubicación pasillos PS1, PS2 y PS3, respectivamente

Pasillo PS1		Pasillo PS2		Pasillo PS3	
Parrilla Pasillo PS1		Parrilla Pasillo PS2		Parrilla Pasillo PS3	
Área parrilla [m ²]	7,88	Área parrilla [m ²]	14,00	Área parrilla [m ²]	7,20
Peso parrilla [Kg/m ²]	49	Peso parrilla [Kg/m ²]	49	Peso parrilla [Kg/m ²]	49
Peso área parrilla [Kg]	386	Peso área parrilla [Kg]	686	Peso área parrilla [Kg]	353
Perfiles		Perfiles		Perfiles	
Perfil L 65x65x4,97		Perfil L 65x65x4,97		Perfil L 65x65x4,97	
Peso lineal [Kg/m]	4,97	Peso lineal [Kg/m]	16,96	Peso lineal [Kg/m]	16,96
Long. Perfil L [m]	11,37	Long. Perfil L [m]	11,37	Long. Perfil L [m]	8,66
Peso perfil L [Kg]	56	Peso perfil L [Kg]	193	Peso perfil L [Kg]	147
Perfil C 200x13,1		Perfil C 200x13,1		Perfil C 250x75x17,8	
Peso lineal [Kg/m]	13,1	Peso lineal [Kg/m]	13,1	Peso lineal [Kg/m]	17,8
Long. Perfil C [m]	4,80	Long. Perfil C [m]	9,00	Long. Perfil C [m]	18,40
Peso perfil C [Kg]	63	Peso perfil C [Kg]	118	Peso perfil C [Kg]	328
Perfil C 250x75x6		Perfil H 300x150x30,0		Peso total [Kg]	
Peso lineal [Kg/m]	17,91	Peso lineal [Kg/m]	30	827	
Long. Perfil C [m]	19,7	Long. Perfil H [m]	28		
Peso perfil C [Kg]	353	Peso perfil H [Kg]	840		
Peso total [Kg]		Peso total [Kg]			
858		1837			

Finalmente, a modo resumen, se tiene

Tabla A.3.3 Peso por área asignado, según clasificación correspondiente

Clasificación	Peso Unitario [Kg]	Área [m ²]	Peso Área [Kg/m ²]
PT1	5416	48	112
PT2	1951	16	125
PS1	1154	7	159
PS2	2257	14	161
PS3	1043	7,2	145

Anexo 3.3 Secciones y cálculo de escalera, incluyendo sobrecarga de secciones

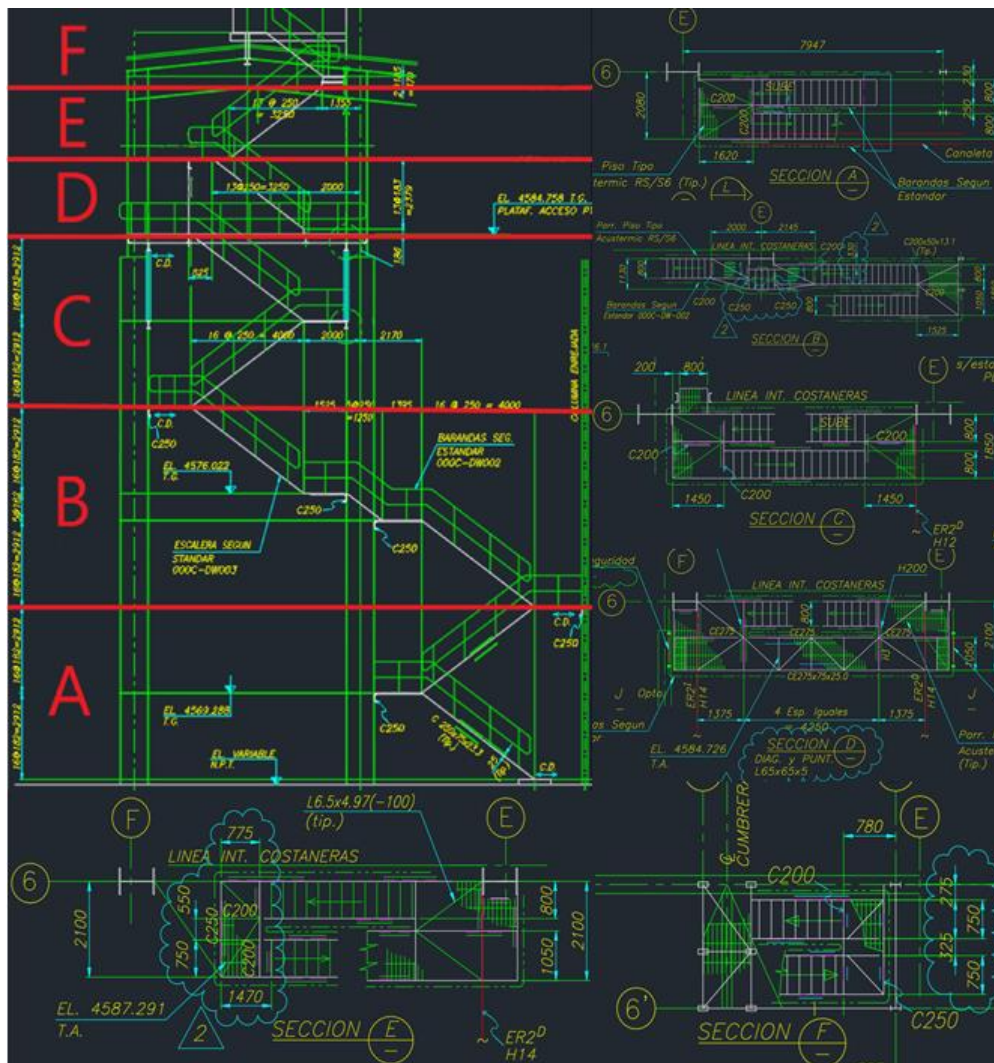


Figura A.3.3 Escalera seccionada y secciones en vista planar
Fuente: EDYCE (2002)

Tabla A.3.4 Peso de las secciones B a F

Sección B		
Clasificación y unidad de medida		Peso [Kg]
Escalones [m]	29,6	265,2
Baranda [m]	29,2	438,6
Parrilla [m2]	5,3	260,5
C 250x75x23,3 [m]	43,3	1008,8
C 200x50x13,1 [m]	5,0	65,2
Sección C		
Clasificación y unidad de medida		Peso [Kg]
Escalones [m]	25,6	229,4
Baranda [m]	29,3	440,1
Parrilla [m2]	5,9	290,3
C 250x75x23,3 [m]	29,6	690,7
C 200x50x13,1 [m]	6,6	86,5
Sección D		
Clasificación y unidad de medida		Peso [Kg]
Escalones [m]	10,4	93,2
Baranda [m]	27,2	407,6
Parrilla [m2]	8,4	412,8
H 200x150x26,1	4,2	109,6
CE 275x75x25,0	28,5	713,1
L 6,5x4,97	14,9	74,3
Sección E		
Clasificación y unidad de medida		Peso [Kg]
Escalones [m]	3,1	27,4
Baranda [m]	13,2	197,8
Parrilla [m2]	3,1	151,3
C 250x75x23,3 [m]	13,2	344,1
C 200x50x13,1 [m]	3,7	91,3
L 6,5x4,97	2,6	64,2
Sección F		
Clasificación y unidad de medida		Peso [Kg]
Escalones [m]	2,9	25,8
Baranda [m]	8,5	127,5
Parrilla [m2]	1,5	74,3
C 250x75x23,3 [m]	8,5	221,8
C 200x50x13,1 [m]	2,4	60,0
L 6,5x4,97	3,8	18,8

Tabla A.3.5 Sobrecargas de sección B a F

Sobrecargas	
Escalera [Kg/m ²]	500
Mantenimiento [Kg/m ²]	500
Sección B	
Ancho escaleras [m]	0,8
Área escaleras [m ²]	23,7
Sobrecarga escalera [Kg]	5920
Sobrecarga parilla [Kg]	2659
Sección C	
Ancho escaleras [m]	0,8
Área escaleras [m ²]	20,5
Sobrecarga escalera [Kg]	5120
Sobrecarga parilla [Kg]	2963
Sección D	
Ancho escaleras [m]	0,8
Área escaleras [m ²]	8,3
Sección E	
Ancho escaleras [m]	0,8
Área escaleras [m ²]	2,3
Sobrecarga escalera (D+E) [Kg]	2653
Sobrecarga parilla (D+E) [Kg]	5756
Sección F	
Ancho escaleras [m]	0,8
Área escaleras [m ²]	2,2
Sobrecarga escalera [Kg]	539
Sobrecarga parilla [Kg]	758

Anexo 3.4 Sobrecargas de techo

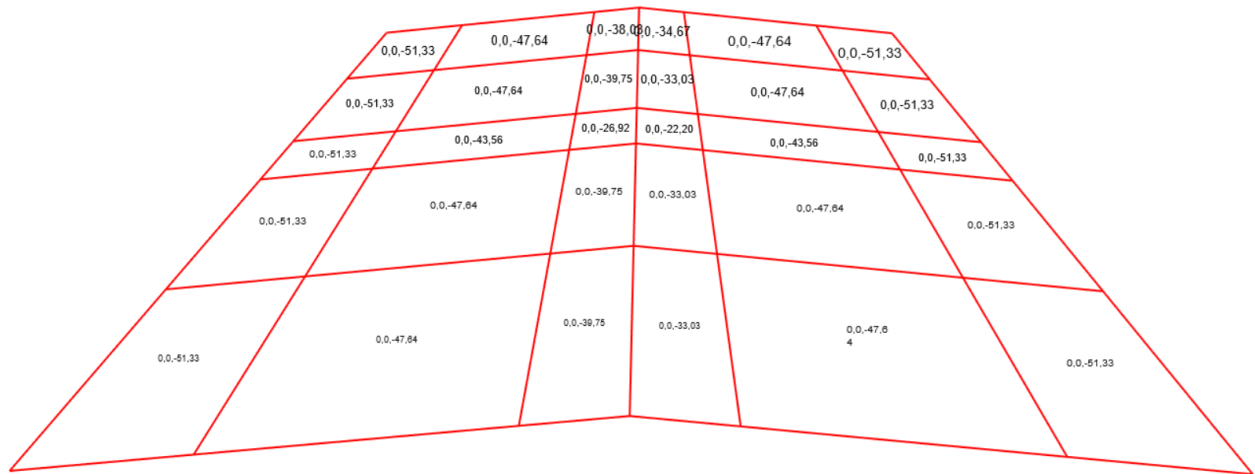


Figura A.3.4 Sobrecarga de techo vista en modelo de SAP2000

Anexo 3.5 Cargas de viento

Tabla A.3.6 Coeficientes de exposición de velocidades, K_h y K_z

Interpolación	
Altura sobre el nivel del suelo, z	Exposición D
0,46	1,03
6,1	1,08
7,6	1,12
9,1	1,16
12,2	1,22
15,2	1,27
18	1,31
21,3	1,34
24,4	1,38
27,4	1,4
30,5	1,43
36,6	1,48
42,7	1,52
48,8	1,55
54,9	1,58
61	1,61
76,2	1,68

Interpolación (continuación)	
91,4	1,73
106,7	1,78
121,9	1,82
137,2	1,86
152,4	1,89
X	Y
21	1,325
22,35	1,330

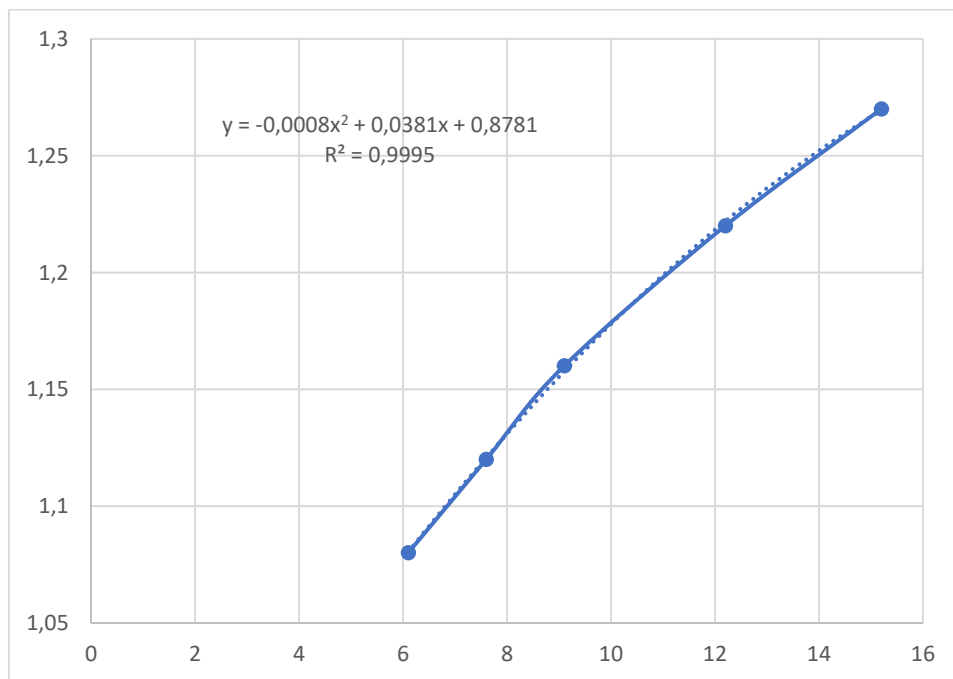


Figura A.3.5 Gráfico de coeficientes de exposición, con ecuación de segundo orden y R^2

Tabla A.3.7 Cargas de viento en muros a sotavento y muros laterales.

Cargas de viento en muros			Muros laterales	
Variable	$G_{cpi} (+)$	$G_{cpi} (-)$	$G_{cpi} (+)$	$G_{cpi} (-)$
Estructura Cerrada, sotavento, normal a borde				
q [N/m ²]	621,35	621,35	623,70	623,70
q _i [N/m ²]	623,70	623,70	623,70	623,70
p [N/m ²]	-286,55	-62,02	-483,37	-258,83
Estructura Cerrada, sotavento, paralelo a borde				
q [N/m ²]	621,35	621,35	623,70	623,70
q _i [N/m ²]	623,70	623,70	623,70	623,70
p [N/m ²]	-376,34	-151,81	-483,37	-258,83
Estructura parcial cerrada, sotavento, normal a borde				
q [N/m ²]	621,35	621,35	623,70	623,70
q _i [N/m ²]	623,70	623,70	623,70	623,70
p [N/m ²]	-517,32	168,74	-483,37	-258,83
Estructura parcial cerrada, sotavento, paralelo a borde				
q [N/m ²]	621,35	621,35	623,70	623,70
q _i [N/m ²]	623,70	623,70	623,70	623,70
p [N/m ²]	-607,11	78,96	-483,37	-258,83

Anexo 3.6 Cargas de puentes grúa en posiciones respectivas

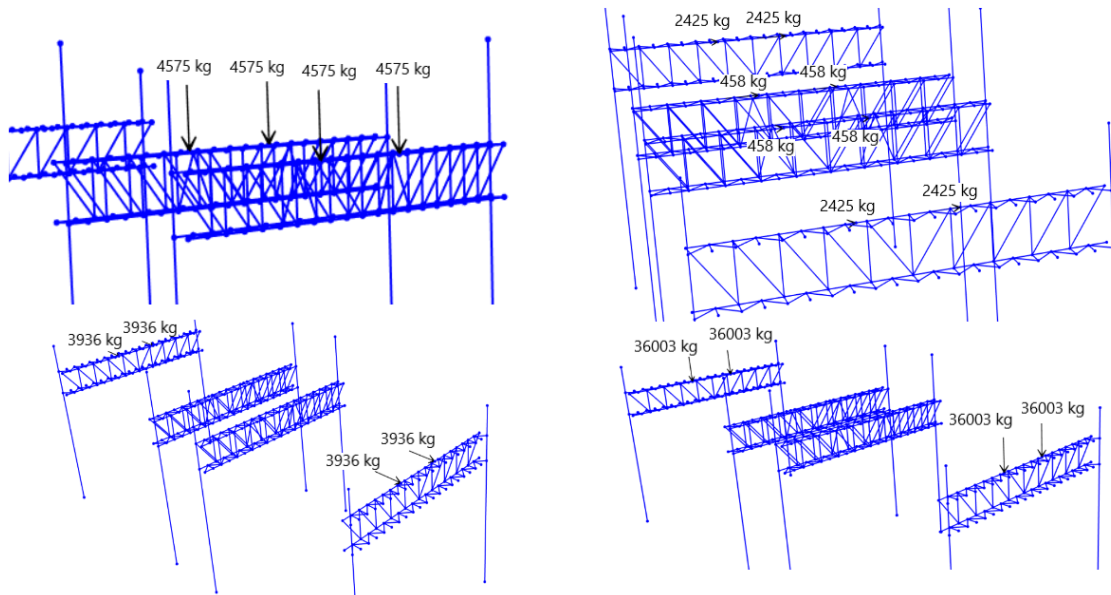


Figura A.3.6 Cargas asignadas a posición 1.

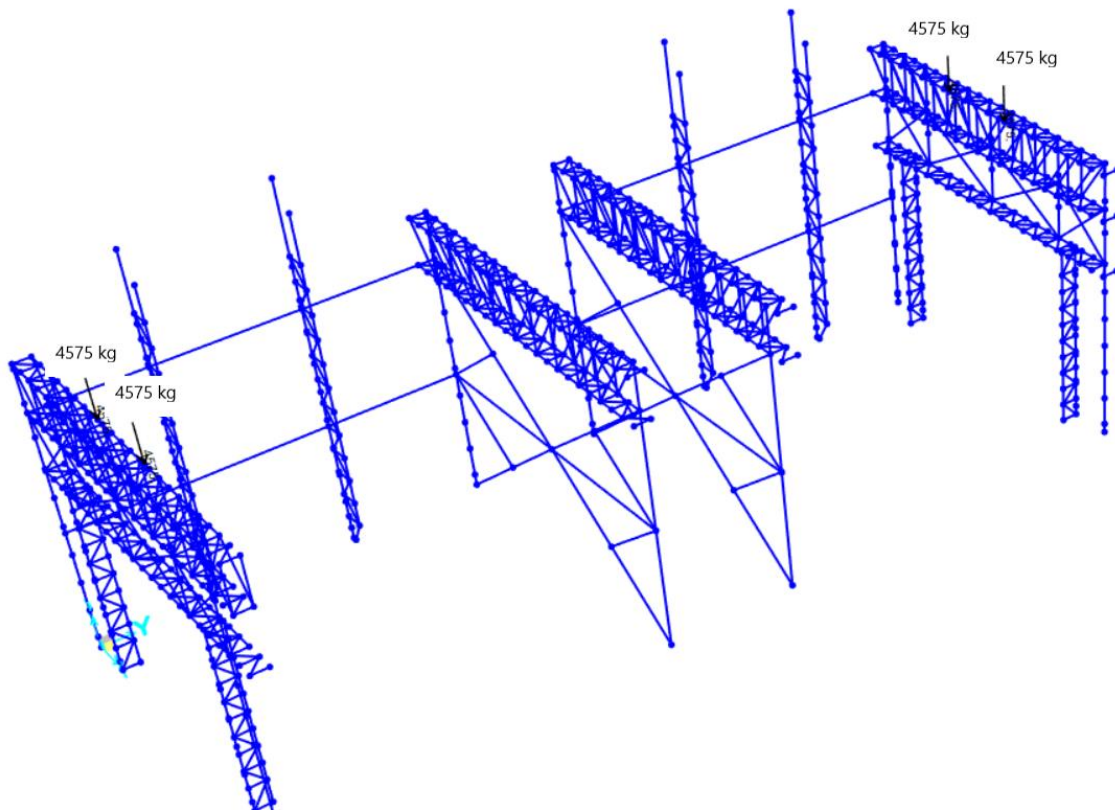


Figura A.3.7 Carga en ruedas liberadas posición 2

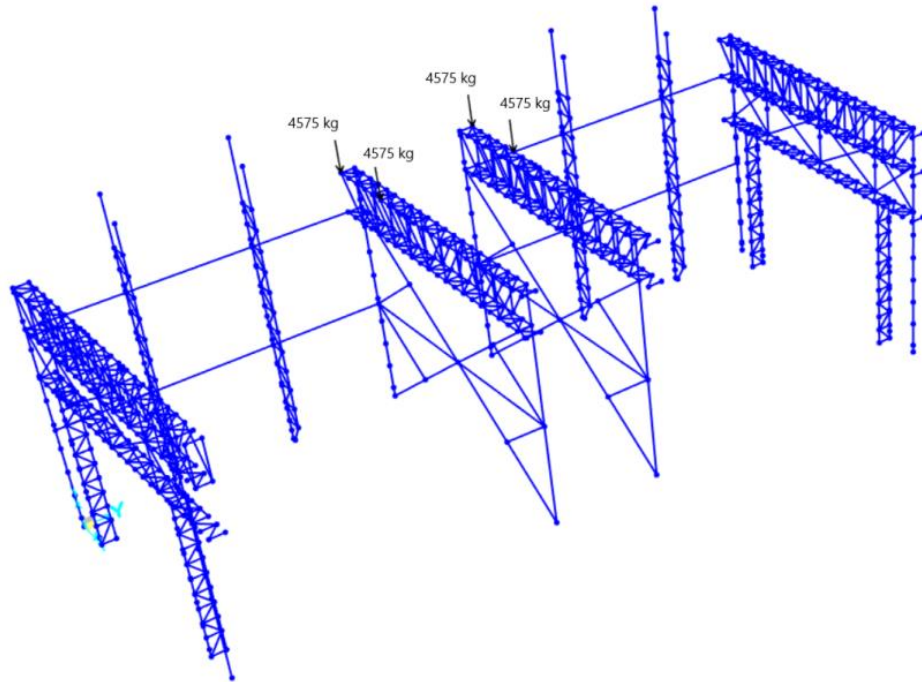


Figura A.3.8 Carga en ruedas liberadas posición 3

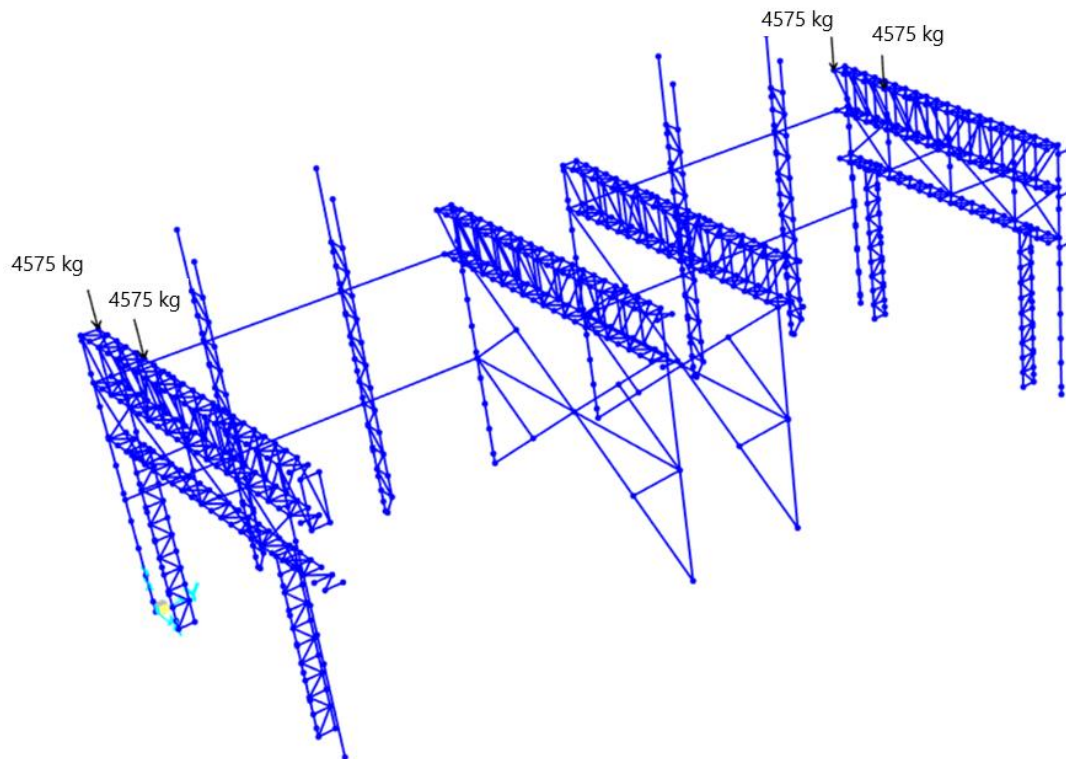


Figura A.3.9 Carga en ruedas liberadas posición 4

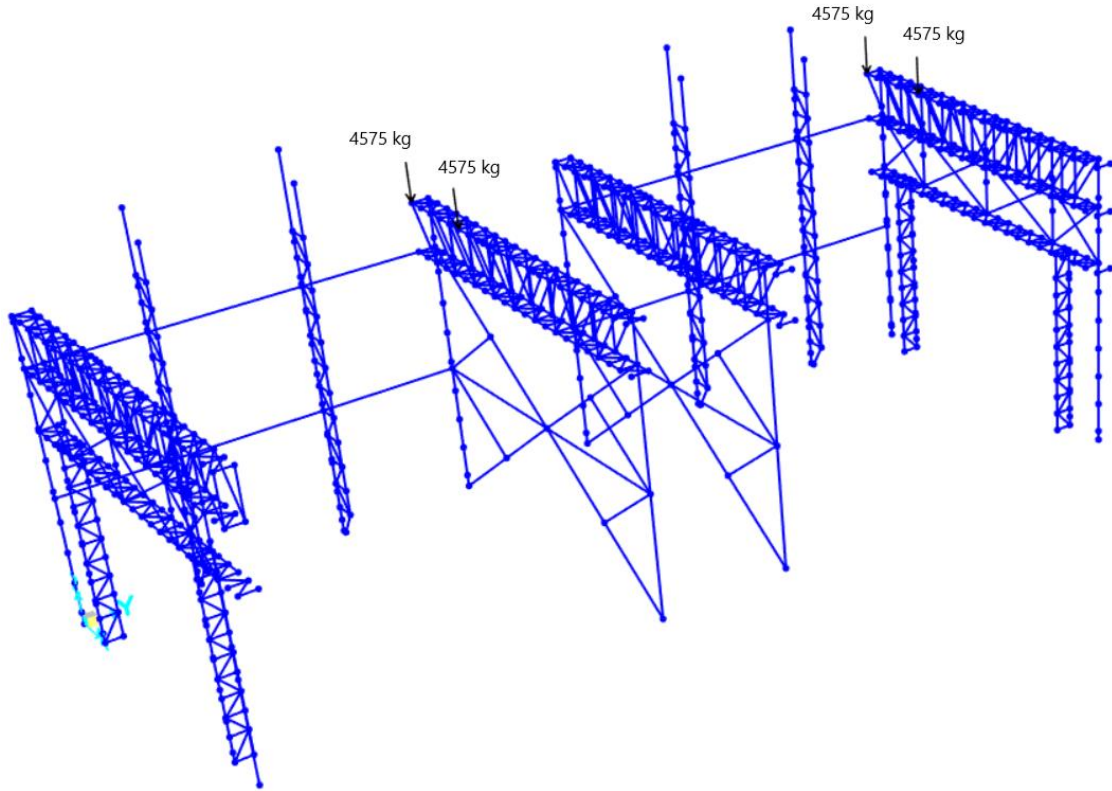


Figura A.3.10 Carga en ruedas liberadas posición 5

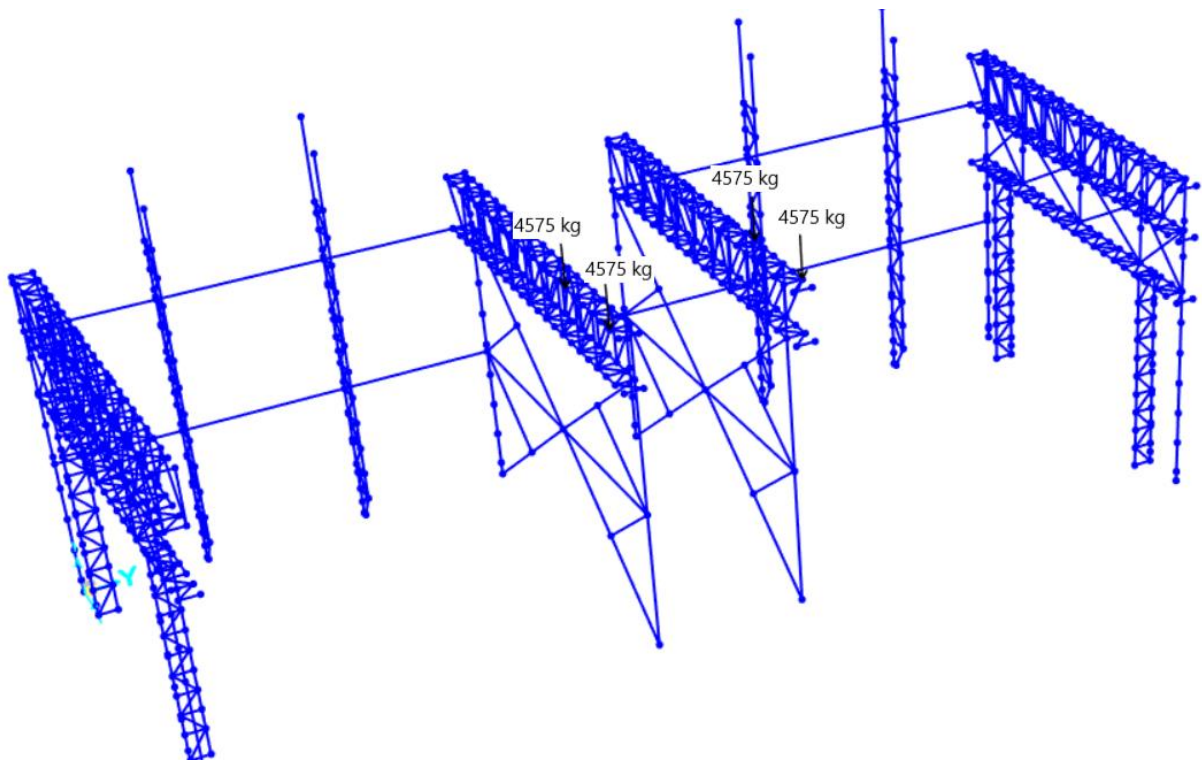


Figura A.3.11 Carga en ruedas liberadas posición 6

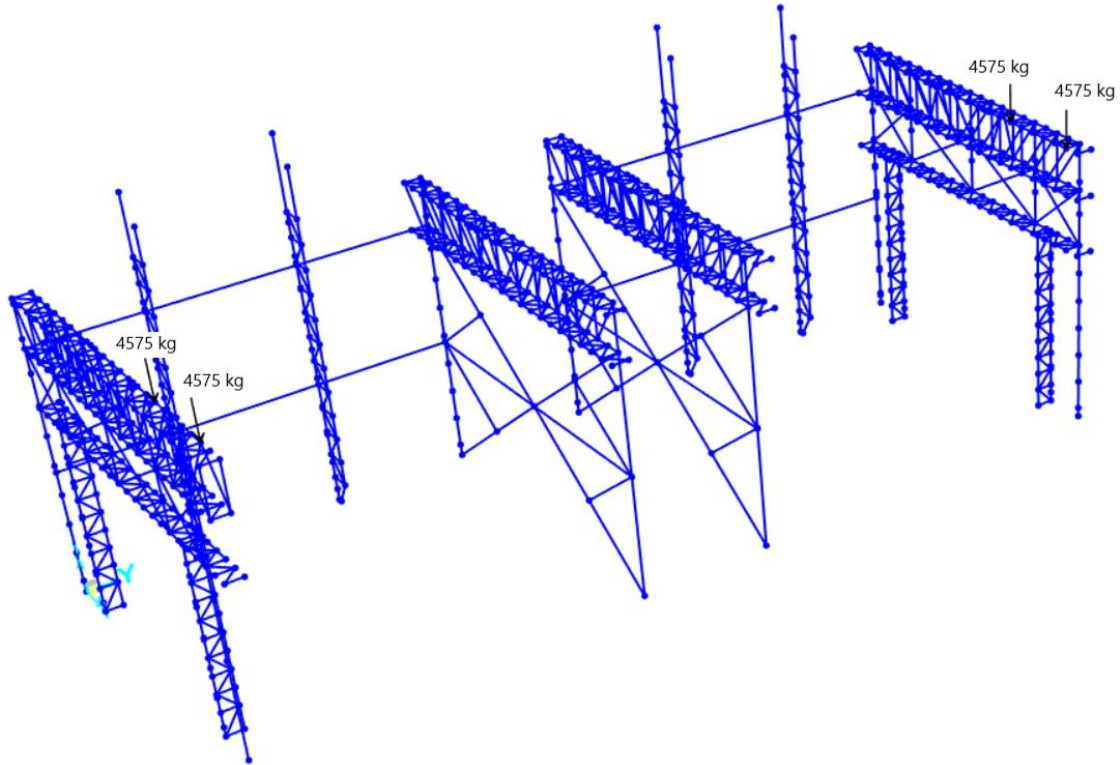


Figura A.3.12 Carga en ruedas liberadas posición 7

Con el fin de no ser redundante, en relación a las cargas en ruedas cargadas, cargas longitudinales y laterales, el *modus operandi* es el mismo. Por lo tanto, no serán esquematizadas.

Anexo 3.7 Combinaciones de cargas para sismo reducido

Tabla A.3.8 Combinaciones de cargas para sismo reducido

Combinaciones de cargas
LRFD01a = 1,4D
LRFD02a = 1,2D + 1,6L + 0,5Lr
LRFD02b = 1,2D + 1,6L + 0,5S
LRFD02d1 = 1,2(D + Cd1) + 1,6L + 1,0(Civ1 + Cit1 + Cil1) + 0,5Lr
LRFD02d2 = 1,2(D + Cd2) + 1,6L + 1,0(Civ2 + Cit2 + Cil2) + 0,5Lr
LRFD02d3 = 1,2(D + Cd3) + 1,6L + 1,0(Civ3 + Cit3 + Cil3) + 0,5Lr
LRFD02d4 = 1,2(D + Cd4) + 1,6L + 1,0(Civ4 + Cit4 + Cil4) + 0,5Lr
LRFD02d5 = 1,2(D + Cd5) + 1,6L + 1,0(Civ5 + Cit5 + Cil5) + 0,5Lr
LRFD02d6 = 1,2(D + Cd6) + 1,6L + 1,0(Civ6 + Cit6 + Cil6) + 0,5Lr

Combinaciones de cargas (continuación)
$LRFD02d7 = 1,2(D + Cd7) + 1,6L + 1,0(Civ7 + Cit7 + Cil7) + 0,5Lr$
$LRFD02e1 = 1,2(D + Cd1) + 1,6L + 1,0(Civ1 + Cit1 + Cil1) + 0,5S$
$LRFD02e2 = 1,2(D + Cd2) + 1,6L + 1,0(Civ2 + Cit2 + Cil2) + 0,5S$
$LRFD02e3 = 1,2(D + Cd3) + 1,6L + 1,0(Civ3 + Cit3 + Cil3) + 0,5S$
$LRFD02e4 = 1,2(D + Cd4) + 1,6L + 1,0(Civ4 + Cit4 + Cil4) + 0,5S$
$LRFD02e5 = 1,2(D + Cd5) + 1,6L + 1,0(Civ5 + Cit5 + Cil5) + 0,5S$
$LRFD02e6 = 1,2(D + Cd6) + 1,6L + 1,0(Civ6 + Cit6 + Cil6) + 0,5S$
$LRFD02e7 = 1,2(D + Cd7) + 1,6L + 1,0(Civ7 + Cit7 + Cil7) + 0,5S$
$LRFD03a = 1,2D + 1,6Lr + L$
$LRFD03b = 1,2D + 1,6S + L$
$LRFD03d1a = 1,2D + 1,6Lr + 0,8W1a$
$LRFD03d1b = 1,2D + 1,6Lr + 0,8W1b$
$LRFD03d2a = 1,2D + 1,6Lr + 0,8W2a$
$LRFD03d2b = 1,2D + 1,6Lr + 0,8W2b$
$LRFD03d3a = 1,2D + 1,6Lr + 0,8W3a$
$LRFD03d3b = 1,2D + 1,6Lr + 0,8W3b$
$LRFD03e1a = 1,2D + 1,6S + 0,8W1a$
$LRFD03e1b = 1,2D + 1,6S + 0,8W1b$
$LRFD03e2a = 1,2D + 1,6S + 0,8W2a$
$LRFD03e2b = 1,2D + 1,6S + 0,8W2b$
$LRFD03e3a = 1,2D + 1,6S + 0,8W3a$
$LRFD03e3b = 1,2D + 1,6S + 0,8W3b$
$LRFD03g1 = 1,2(D + Cd1) + 1,6Lr + 1,0(Civ1 + Cit1 + Cil1) + L$
$LRFD03g11a = 1,2(D + Cd1) + 1,6Lr + 1,0(Civ1 + Cit1 + Cil1) + 0,5W1a$
$LRFD03g11b = 1,2(D + Cd1) + 1,6Lr + 1,0(Civ1 + Cit1 + Cil1) + 0,5W1b$
$LRFD03g12a = 1,2(D + Cd1) + 1,6Lr + 1,0(Civ1 + Cit1 + Cil1) + 0,5W2a$
$LRFD03g12b = 1,2(D + Cd1) + 1,6Lr + 1,0(Civ1 + Cit1 + Cil1) + 0,5W2b$
$LRFD03g13a = 1,2(D + Cd1) + 1,6Lr + 1,0(Civ1 + Cit1 + Cil1) + 0,5W3a$
$LRFD03g13b = 1,2(D + Cd1) + 1,6Lr + 1,0(Civ1 + Cit1 + Cil1) + 0,5W3b$
$LRFD03g2 = 1,2(D + Cd2) + 1,6Lr + 1,0(Civ2 + Cit2 + Cil2) + L$
$LRFD03g21a = 1,2(D + Cd2) + 1,6Lr + 1,0(Civ2 + Cit2 + Cil2) + 0,5W1a$
$LRFD03g21b = 1,2(D + Cd2) + 1,6Lr + 1,0(Civ2 + Cit2 + Cil2) + 0,5W1b$
$LRFD03g22a = 1,2(D + Cd2) + 1,6Lr + 1,0(Civ2 + Cit2 + Cil2) + 0,5W2a$
$LRFD03g22b = 1,2(D + Cd2) + 1,6Lr + 1,0(Civ2 + Cit2 + Cil2) + 0,5W2b$
$LRFD03g23a = 1,2(D + Cd2) + 1,6Lr + 1,0(Civ2 + Cit2 + Cil2) + 0,5W3a$
$LRFD03g23b = 1,2(D + Cd2) + 1,6Lr + 1,0(Civ2 + Cit2 + Cil2) + 0,5W3b$
$LRFD03g3 = 1,2(D + Cd3) + 1,6Lr + 1,0(Civ3 + Cit3 + Cil3) + L$
$LRFD03g31a = 1,2(D + Cd3) + 1,6Lr + 1,0(Civ3 + Cit3 + Cil3) + 0,5W1a$
$LRFD03g31b = 1,2(D + Cd3) + 1,6Lr + 1,0(Civ3 + Cit3 + Cil3) + 0,5W1b$
$LRFD03g32a = 1,2(D + Cd3) + 1,6Lr + 1,0(Civ3 + Cit3 + Cil3) + 0,5W2a$

Combinaciones de cargas (continuación)
$LRFD03g32b = 1,2(D + Cd3) + 1,6Lr + 1,0(Civ3 + Cit3 + Cil3) + 0,5W2b$
$LRFD03g33a = 1,2(D + Cd3) + 1,6Lr + 1,0(Civ3 + Cit3 + Cil3) + 0,5W3a$
$LRFD03g33b = 1,2(D + Cd3) + 1,6Lr + 1,0(Civ3 + Cit3 + Cil3) + 0,5W3b$
$LRFD03g4 = 1,2(D + Cd4) + 1,6Lr + 1,0(Civ4 + Cit4 + Cil4) + L$
$LRFD03g41a = 1,2(D + Cd4) + 1,6Lr + 1,0(Civ4 + Cit4 + Cil4) + 0,5W1a$
$LRFD03g41b = 1,2(D + Cd4) + 1,6Lr + 1,0(Civ4 + Cit4 + Cil4) + 0,5W1b$
$LRFD03g42a = 1,2(D + Cd4) + 1,6Lr + 1,0(Civ4 + Cit4 + Cil4) + 0,5W2a$
$LRFD03g42b = 1,2(D + Cd4) + 1,6Lr + 1,0(Civ4 + Cit4 + Cil4) + 0,5W2b$
$LRFD03g43a = 1,2(D + Cd4) + 1,6Lr + 1,0(Civ4 + Cit4 + Cil4) + 0,5W3a$
$LRFD03g43b = 1,2(D + Cd4) + 1,6Lr + 1,0(Civ4 + Cit4 + Cil4) + 0,5W3b$
$LRFD03g5 = 1,2(D + Cd5) + 1,6Lr + 1,0(Civ5 + Cit5 + Cil5) + L$
$LRFD03g51a = 1,2(D + Cd5) + 1,6Lr + 1,0(Civ5 + Cit5 + Cil5) + 0,5W1a$
$LRFD03g51b = 1,2(D + Cd5) + 1,6Lr + 1,0(Civ5 + Cit5 + Cil5) + 0,5W1b$
$LRFD03g52a = 1,2(D + Cd5) + 1,6Lr + 1,0(Civ5 + Cit5 + Cil5) + 0,5W2a$
$LRFD03g52b = 1,2(D + Cd5) + 1,6Lr + 1,0(Civ5 + Cit5 + Cil5) + 0,5W2b$
$LRFD03g53a = 1,2(D + Cd5) + 1,6Lr + 1,0(Civ5 + Cit5 + Cil5) + 0,5W3a$
$LRFD03g53b = 1,2(D + Cd5) + 1,6Lr + 1,0(Civ5 + Cit5 + Cil5) + 0,5W3b$
$LRFD03g6 = 1,2(D + Cd6) + 1,6Lr + 1,0(Civ6 + Cit6 + Cil6) + L$
$LRFD03g61a = 1,2(D + Cd6) + 1,6Lr + 1,0(Civ6 + Cit6 + Cil6) + 0,5W1a$
$LRFD03g61b = 1,2(D + Cd6) + 1,6Lr + 1,0(Civ6 + Cit6 + Cil6) + 0,5W1b$
$LRFD03g62a = 1,2(D + Cd6) + 1,6Lr + 1,0(Civ6 + Cit6 + Cil6) + 0,5W2a$
$LRFD03g62b = 1,2(D + Cd6) + 1,6Lr + 1,0(Civ6 + Cit6 + Cil6) + 0,5W2b$
$LRFD03g63a = 1,2(D + Cd6) + 1,6Lr + 1,0(Civ6 + Cit6 + Cil6) + 0,5W3a$
$LRFD03g63b = 1,2(D + Cd6) + 1,6Lr + 1,0(Civ6 + Cit6 + Cil6) + 0,5W3b$
$LRFD03g7 = 1,2(D + Cd7) + 1,6Lr + 1,0(Civ7 + Cit7 + Cil7) + L$
$LRFD03g71a = 1,2(D + Cd7) + 1,6Lr + 1,0(Civ7 + Cit7 + Cil7) + 0,5W1a$
$LRFD03g71b = 1,2(D + Cd7) + 1,6Lr + 1,0(Civ7 + Cit7 + Cil7) + 0,5W1b$
$LRFD03g72a = 1,2(D + Cd7) + 1,6Lr + 1,0(Civ7 + Cit7 + Cil7) + 0,5W2a$
$LRFD03g72b = 1,2(D + Cd7) + 1,6Lr + 1,0(Civ7 + Cit7 + Cil7) + 0,5W2b$
$LRFD03g73a = 1,2(D + Cd7) + 1,6Lr + 1,0(Civ7 + Cit7 + Cil7) + 0,5W3a$
$LRFD03g73b = 1,2(D + Cd7) + 1,6Lr + 1,0(Civ7 + Cit7 + Cil7) + 0,5W3b$
$LRFD03h1 = 1,2(D + Cd1) + 1,6S + 1,0(Civ1 + Cit1 + Cil1) + L$
$LRFD03h11a = 1,2(D + Cd1) + 1,6S + 1,0(Civ1 + Cit1 + Cil1) + 0,5W1a$
$LRFD03h11b = 1,2(D + Cd1) + 1,6S + 1,0(Civ1 + Cit1 + Cil1) + 0,5W1b$
$LRFD03h12a = 1,2(D + Cd1) + 1,6S + 1,0(Civ1 + Cit1 + Cil1) + 0,5W2a$
$LRFD03h12b = 1,2(D + Cd1) + 1,6S + 1,0(Civ1 + Cit1 + Cil1) + 0,5W2b$
$LRFD03h13a = 1,2(D + Cd1) + 1,6S + 1,0(Civ1 + Cit1 + Cil1) + 0,5W3a$
$LRFD03h13b = 1,2(D + Cd1) + 1,6S + 1,0(Civ1 + Cit1 + Cil1) + 0,5W3b$
$LRFD03h2 = 1,2(D + Cd2) + 1,6S + 1,0(Civ2 + Cit2 + Cil2) + L$
$LRFD03h21a = 1,2(D + Cd2) + 1,6S + 1,0(Civ2 + Cit2 + Cil2) + 0,5W1a$

Combinaciones de cargas (continuación)
$LRFD03h21b = 1,2(D + Cd2) + 1,6S + 1,0(Civ2 + Cit2 + Cil2) + 0,5W1b$
$LRFD03h22a = 1,2(D + Cd2) + 1,6S + 1,0(Civ2 + Cit2 + Cil2) + 0,5W2a$
$LRFD03h22b = 1,2(D + Cd2) + 1,6S + 1,0(Civ2 + Cit2 + Cil2) + 0,5W2b$
$LRFD03h23a = 1,2(D + Cd2) + 1,6S + 1,0(Civ2 + Cit2 + Cil2) + 0,5W3a$
$LRFD03h23b = 1,2(D + Cd2) + 1,6S + 1,0(Civ2 + Cit2 + Cil2) + 0,5W3b$
$LRFD03h3 = 1,2(D + Cd3) + 1,6S + 1,0(Civ3 + Cit3 + Cil3) + L$
$LRFD03h31a = 1,2(D + Cd3) + 1,6S + 1,0(Civ3 + Cit3 + Cil3) + 0,5W1a$
$LRFD03h31b = 1,2(D + Cd3) + 1,6S + 1,0(Civ3 + Cit3 + Cil3) + 0,5W1b$
$LRFD03h32a = 1,2(D + Cd3) + 1,6S + 1,0(Civ3 + Cit3 + Cil3) + 0,5W2a$
$LRFD03h32b = 1,2(D + Cd3) + 1,6S + 1,0(Civ3 + Cit3 + Cil3) + 0,5W2b$
$LRFD03h33a = 1,2(D + Cd3) + 1,6S + 1,0(Civ3 + Cit3 + Cil3) + 0,5W3a$
$LRFD03h33b = 1,2(D + Cd3) + 1,6S + 1,0(Civ3 + Cit3 + Cil3) + 0,5W3b$
$LRFD03h4 = 1,2(D + Cd4) + 1,6S + 1,0(Civ4 + Cit4 + Cil4) + L$
$LRFD03h41a = 1,2(D + Cd4) + 1,6S + 1,0(Civ4 + Cit4 + Cil4) + 0,5W1a$
$LRFD03h41b = 1,2(D + Cd4) + 1,6S + 1,0(Civ4 + Cit4 + Cil4) + 0,5W1b$
$LRFD03h42a = 1,2(D + Cd4) + 1,6S + 1,0(Civ4 + Cit4 + Cil4) + 0,5W2a$
$LRFD03h42b = 1,2(D + Cd4) + 1,6S + 1,0(Civ4 + Cit4 + Cil4) + 0,5W2b$
$LRFD03h43a = 1,2(D + Cd4) + 1,6S + 1,0(Civ4 + Cit4 + Cil4) + 0,5W3a$
$LRFD03h43b = 1,2(D + Cd4) + 1,6S + 1,0(Civ4 + Cit4 + Cil4) + 0,5W3b$
$LRFD03h5 = 1,2(D + Cd5) + 1,6S + 1,0(Civ5 + Cit5 + Cil5) + L$
$LRFD03h51a = 1,2(D + Cd5) + 1,6S + 1,0(Civ5 + Cit5 + Cil5) + 0,5W1a$
$LRFD03h51b = 1,2(D + Cd5) + 1,6S + 1,0(Civ5 + Cit5 + Cil5) + 0,5W1b$
$LRFD03h52a = 1,2(D + Cd5) + 1,6S + 1,0(Civ5 + Cit5 + Cil5) + 0,5W2a$
$LRFD03h52b = 1,2(D + Cd5) + 1,6S + 1,0(Civ5 + Cit5 + Cil5) + 0,5W2b$
$LRFD03h53a = 1,2(D + Cd5) + 1,6S + 1,0(Civ5 + Cit5 + Cil5) + 0,5W3a$
$LRFD03h53b = 1,2(D + Cd5) + 1,6S + 1,0(Civ5 + Cit5 + Cil5) + 0,5W3b$
$LRFD03h6 = 1,2(D + Cd6) + 1,6S + 1,0(Civ6 + Cit6 + Cil6) + L$
$LRFD03h61a = 1,2(D + Cd6) + 1,6S + 1,0(Civ6 + Cit6 + Cil6) + 0,5W1a$
$LRFD03h61b = 1,2(D + Cd6) + 1,6S + 1,0(Civ6 + Cit6 + Cil6) + 0,5W1b$
$LRFD03h62a = 1,2(D + Cd6) + 1,6S + 1,0(Civ6 + Cit6 + Cil6) + 0,5W2a$
$LRFD03h62b = 1,2(D + Cd6) + 1,6S + 1,0(Civ6 + Cit6 + Cil6) + 0,5W2b$
$LRFD03h63a = 1,2(D + Cd6) + 1,6S + 1,0(Civ6 + Cit6 + Cil6) + 0,5W3a$
$LRFD03h63b = 1,2(D + Cd6) + 1,6S + 1,0(Civ6 + Cit6 + Cil6) + 0,5W3b$
$LRFD03h7 = 1,2(D + Cd7) + 1,6S + 1,0(Civ7 + Cit7 + Cil7) + L$
$LRFD03h71a = 1,2(D + Cd7) + 1,6S + 1,0(Civ7 + Cit7 + Cil7) + 0,5W1a$
$LRFD03h71b = 1,2(D + Cd7) + 1,6S + 1,0(Civ7 + Cit7 + Cil7) + 0,5W1b$
$LRFD03h72a = 1,2(D + Cd7) + 1,6S + 1,0(Civ7 + Cit7 + Cil7) + 0,5W2a$
$LRFD03h72b = 1,2(D + Cd7) + 1,6S + 1,0(Civ7 + Cit7 + Cil7) + 0,5W2b$
$LRFD03h73a = 1,2(D + Cd7) + 1,6S + 1,0(Civ7 + Cit7 + Cil7) + 0,5W3a$
$LRFD03h73b = 1,2(D + Cd7) + 1,6S + 1,0(Civ7 + Cit7 + Cil7) + 0,5W3b$

Combinaciones de cargas (continuación)
$LRFD04a1a = 1,2D + 1,6W1a + L + 0,5Lr$
$LRFD04a1b = 1,2D + 1,6W1b + L + 0,5Lr$
$LRFD04a2a = 1,2D + 1,6W2a + L + 0,5Lr$
$LRFD04a2b = 1,2D + 1,6W2b + L + 0,5Lr$
$LRFD04a3a = 1,2D + 1,6W3a + L + 0,5Lr$
$LRFD04a3b = 1,2D + 1,6W3b + L + 0,5Lr$
$LRFD04b1a = 1,2D + 1,6W1a + L + 0,5S$
$LRFD04b1b = 1,2D + 1,6W1b + L + 0,5S$
$LRFD04b2a = 1,2D + 1,6W2a + L + 0,5S$
$LRFD04b2b = 1,2D + 1,6W2b + L + 0,5S$
$LRFD04b3a = 1,2D + 1,6W3a + L + 0,5S$
$LRFD04b3b = 1,2D + 1,6W3b + L + 0,5S$
$LRFD04d11a = 1,2(D + Cd1) + 1,0W1a + L + Civ1 + 0,5Lr$
$LRFD04d11b = 1,2(D + Cd1) + 1,0W1b + L + Civ1 + 0,5Lr$
$LRFD04d12a = 1,2(D + Cd1) + 1,0W2a + L + Civ1 + 0,5Lr$
$LRFD04d12b = 1,2(D + Cd1) + 1,0W2b + L + Civ1 + 0,5Lr$
$LRFD04d13a = 1,2(D + Cd1) + 1,0W3a + L + Civ1 + 0,5Lr$
$LRFD04d13b = 1,2(D + Cd1) + 1,0W3b + L + Civ1 + 0,5Lr$
$LRFD04d21a = 1,2(D + Cd2) + 1,0W1a + L + Civ2 + 0,5Lr$
$LRFD04d21b = 1,2(D + Cd2) + 1,0W1b + L + Civ2 + 0,5Lr$
$LRFD04d22a = 1,2(D + Cd2) + 1,0W2a + L + Civ2 + 0,5Lr$
$LRFD04d22b = 1,2(D + Cd2) + 1,0W2b + L + Civ2 + 0,5Lr$
$LRFD04d23a = 1,2(D + Cd2) + 1,0W3a + L + Civ2 + 0,5Lr$
$LRFD04d23b = 1,2(D + Cd2) + 1,0W3b + L + Civ2 + 0,5Lr$
$LRFD04d31a = 1,2(D + Cd3) + 1,0W1a + L + Civ3 + 0,5Lr$
$LRFD04d31b = 1,2(D + Cd3) + 1,0W1b + L + Civ3 + 0,5Lr$
$LRFD04d32a = 1,2(D + Cd3) + 1,0W2a + L + Civ3 + 0,5Lr$
$LRFD04d32b = 1,2(D + Cd3) + 1,0W2b + L + Civ3 + 0,5Lr$
$LRFD04d33a = 1,2(D + Cd3) + 1,0W3a + L + Civ3 + 0,5Lr$
$LRFD04d33b = 1,2(D + Cd3) + 1,0W3b + L + Civ3 + 0,5Lr$
$LRFD04d41a = 1,2(D + Cd4) + 1,0W1a + L + Civ4 + 0,5Lr$
$LRFD04d41b = 1,2(D + Cd4) + 1,0W1b + L + Civ4 + 0,5Lr$
$LRFD04d42a = 1,2(D + Cd4) + 1,0W2a + L + Civ4 + 0,5Lr$
$LRFD04d42b = 1,2(D + Cd4) + 1,0W2b + L + Civ4 + 0,5Lr$
$LRFD04d43a = 1,2(D + Cd4) + 1,0W3a + L + Civ4 + 0,5Lr$
$LRFD04d43b = 1,2(D + Cd4) + 1,0W3b + L + Civ4 + 0,5Lr$
$LRFD04d51a = 1,2(D + Cd5) + 1,0W1a + L + Civ5 + 0,5Lr$
$LRFD04d51b = 1,2(D + Cd5) + 1,0W1b + L + Civ5 + 0,5Lr$
$LRFD04d52a = 1,2(D + Cd5) + 1,0W2a + L + Civ5 + 0,5Lr$
$LRFD04d52b = 1,2(D + Cd5) + 1,0W2b + L + Civ5 + 0,5Lr$

Combinaciones de cargas (continuación)
LRFD04d53a = 1,2(D + Cd5) + 1,0W3a + L + Civ5 + 0,5Lr
LRFD04d53b = 1,2(D + Cd5) + 1,0W3b + L + Civ5 + 0,5Lr
LRFD04d61a = 1,2(D + Cd6) + 1,0W1a + L + Civ6 + 0,5Lr
LRFD04d61b = 1,2(D + Cd6) + 1,0W1b + L + Civ6 + 0,5Lr
LRFD04d62a = 1,2(D + Cd6) + 1,0W2a + L + Civ6 + 0,5Lr
LRFD04d62b = 1,2(D + Cd6) + 1,0W2b + L + Civ6 + 0,5Lr
LRFD04d63a = 1,2(D + Cd6) + 1,0W3a + L + Civ6 + 0,5Lr
LRFD04d63b = 1,2(D + Cd6) + 1,0W3b + L + Civ6 + 0,5Lr
LRFD04d71a = 1,2(D + Cd7) + 1,0W1a + L + Civ7 + 0,5Lr
LRFD04d71b = 1,2(D + Cd7) + 1,0W1b + L + Civ7 + 0,5Lr
LRFD04d72a = 1,2(D + Cd7) + 1,0W2a + L + Civ7 + 0,5Lr
LRFD04d72b = 1,2(D + Cd7) + 1,0W2b + L + Civ7 + 0,5Lr
LRFD04d73a = 1,2(D + Cd7) + 1,0W3a + L + Civ7 + 0,5Lr
LRFD04d73b = 1,2(D + Cd7) + 1,0W3b + L + Civ7 + 0,5Lr
LRFD04e11a = 1,2(D + Cd1) + 1,0W1a + L + Civ1 + 0,5S
LRFD04e11b = 1,2(D + Cd1) + 1,0W1b + L + Civ1 + 0,5S
LRFD04e12a = 1,2(D + Cd1) + 1,0W2a + L + Civ1 + 0,5S
LRFD04e12b = 1,2(D + Cd1) + 1,0W2b + L + Civ1 + 0,5S
LRFD04e13a = 1,2(D + Cd1) + 1,0W3a + L + Civ1 + 0,5S
LRFD04e13b = 1,2(D + Cd1) + 1,0W3b + L + Civ1 + 0,5S
LRFD04e21a = 1,2(D + Cd2) + 1,0W1a + L + Civ2 + 0,5S
LRFD04e21b = 1,2(D + Cd2) + 1,0W1b + L + Civ2 + 0,5S
LRFD04e22a = 1,2(D + Cd2) + 1,0W2a + L + Civ2 + 0,5S
LRFD04e22b = 1,2(D + Cd2) + 1,0W2b + L + Civ2 + 0,5S
LRFD04e23a = 1,2(D + Cd2) + 1,0W3a + L + Civ2 + 0,5S
LRFD04e23b = 1,2(D + Cd2) + 1,0W3b + L + Civ2 + 0,5S
LRFD04e31a = 1,2(D + Cd3) + 1,0W1a + L + Civ3 + 0,5S
LRFD04e31b = 1,2(D + Cd3) + 1,0W1b + L + Civ3 + 0,5S
LRFD04e32a = 1,2(D + Cd3) + 1,0W2a + L + Civ3 + 0,5S
LRFD04e32b = 1,2(D + Cd3) + 1,0W2b + L + Civ3 + 0,5S
LRFD04e33a = 1,2(D + Cd3) + 1,0W3a + L + Civ3 + 0,5S
LRFD04e33b = 1,2(D + Cd3) + 1,0W3b + L + Civ3 + 0,5S
LRFD04e41a = 1,2(D + Cd4) + 1,0W1a + L + Civ4 + 0,5S
LRFD04e41b = 1,2(D + Cd4) + 1,0W1b + L + Civ4 + 0,5S
LRFD04e42a = 1,2(D + Cd4) + 1,0W2a + L + Civ4 + 0,5S
LRFD04e42b = 1,2(D + Cd4) + 1,0W2b + L + Civ4 + 0,5S
LRFD04e43a = 1,2(D + Cd4) + 1,0W3a + L + Civ4 + 0,5S
LRFD04e43b = 1,2(D + Cd4) + 1,0W3b + L + Civ4 + 0,5S
LRFD04e51a = 1,2(D + Cd5) + 1,0W1a + L + Civ5 + 0,5S
LRFD04e51b = 1,2(D + Cd5) + 1,0W1b + L + Civ5 + 0,5S

Combinaciones de cargas (continuación)
$LRFD04e52a = 1,2(D + Cd5) + 1,0W2a + L + Civ5 + 0,5S$
$LRFD04e52b = 1,2(D + Cd5) + 1,0W2b + L + Civ5 + 0,5S$
$LRFD04e53a = 1,2(D + Cd5) + 1,0W3a + L + Civ5 + 0,5S$
$LRFD04e53b = 1,2(D + Cd5) + 1,0W3b + L + Civ5 + 0,5S$
$LRFD04e61a = 1,2(D + Cd6) + 1,0W1a + L + Civ6 + 0,5S$
$LRFD04e61b = 1,2(D + Cd6) + 1,0W1b + L + Civ6 + 0,5S$
$LRFD04e62a = 1,2(D + Cd6) + 1,0W2a + L + Civ6 + 0,5S$
$LRFD04e62b = 1,2(D + Cd6) + 1,0W2b + L + Civ6 + 0,5S$
$LRFD04e63a = 1,2(D + Cd6) + 1,0W3a + L + Civ6 + 0,5S$
$LRFD04e63b = 1,2(D + Cd6) + 1,0W3b + L + Civ6 + 0,5S$
$LRFD04e71a = 1,2(D + Cd7) + 1,0W1a + L + Civ7 + 0,5S$
$LRFD04e71b = 1,2(D + Cd7) + 1,0W1b + L + Civ7 + 0,5S$
$LRFD04e72a = 1,2(D + Cd7) + 1,0W2a + L + Civ7 + 0,5S$
$LRFD04e72b = 1,2(D + Cd7) + 1,0W2b + L + Civ7 + 0,5S$
$LRFD04e73a = 1,2(D + Cd7) + 1,0W3a + L + Civ7 + 0,5S$
$LRFD04e73b = 1,2(D + Cd7) + 1,0W3b + L + Civ7 + 0,5S$
$LRFD05ax = 1,2D + 1,4(Sx + 0,3Sy + 0,6Sz) + L + 0,2S$
$LRFD05ay = 1,2D + 1,4(0,3Sx + Sy + 0,6Sz) + L + 0,2S$
$LRFD05az1 = 1,2D + 1,4(0,6Sx + 0,2Sy + Sz) + L + 0,2S$
$LRFD05az2 = 1,2D + 1,4(0,2Sx + 0,6Sy + Sz) + L + 0,2S$
$LRFD05bx = 1,2D + 1,4(Sx + 0,3Sy - 0,6Sz) + L + 0,2S$
$LRFD05by = 1,2D + 1,4(0,3Sx + Sy - 0,6Sz) + L + 0,2S$
$LRFD05bz1 = 1,2D + 1,4(0,6Sx + 0,2Sy - Sz) + L + 0,2S$
$LRFD05bz2 = 1,2D + 1,4(0,2Sx + 0,6Sy - Sz) + L + 0,2S$
$LRFD05cx = 1,2D + 1,4(Sx - 0,3Sy + 0,6Sz) + L + 0,2S$
$LRFD05cy = 1,2D + 1,4(0,3Sx - Sy + 0,6Sz) + L + 0,2S$
$LRFD05cz1 = 1,2D + 1,4(0,6Sx - 0,2Sy + Sz) + L + 0,2S$
$LRFD05cz2 = 1,2D + 1,4(0,2Sx - 0,6Sy + Sz) + L + 0,2S$
$LRFD05dx = 1,2D + 1,4(Sx - 0,3Sy - 0,6Sz) + L + 0,2S$
$LRFD05dy = 1,2D + 1,4(0,3Sx - Sy - 0,6Sz) + L + 0,2S$
$LRFD05dz1 = 1,2D + 1,4(0,6Sx - 0,2Sy - Sz) + L + 0,2S$
$LRFD05dz2 = 1,2D + 1,4(0,2Sx - 0,6Sy - Sz) + L + 0,2S$
$LRFD05ex = 1,2D + 1,4(-Sx + 0,3Sy + 0,6Sz) + L + 0,2S$
$LRFD05ey = 1,2D + 1,4(-0,3Sx + Sy + 0,6Sz) + L + 0,2S$
$LRFD05ez1 = 1,2D + 1,4(-0,6Sx + 0,2Sy + Sz) + L + 0,2S$
$LRFD05ez2 = 1,2D + 1,4(-0,2Sx + 0,6Sy + Sz) + L + 0,2S$
$LRFD05fx = 1,2D + 1,4(-Sx + 0,3Sy - 0,6Sz) + L + 0,2S$
$LRFD05fy = 1,2D + 1,4(-0,3Sx + Sy - 0,6Sz) + L + 0,2S$
$LRFD05fz1 = 1,2D + 1,4(-0,6Sx + 0,2Sy - Sz) + L + 0,2S$
$LRFD05fz2 = 1,2D + 1,4(-0,2Sx + 0,6Sy - Sz) + L + 0,2S$

Combinaciones de cargas (continuación)
$LRFD05gx = 1,2D + 1,4(-Sx - 0,3Sy + 0,6Sz) + L + 0,2S$
$LRFD05gy = 1,2D + 1,4(-0,3Sx - Sy + 0,6Sz) + L + 0,2S$
$LRFD05gz1 = 1,2D + 1,4(-0,6Sx - 0,2Sy + Sz) + L + 0,2S$
$LRFD05gz2 = 1,2D + 1,4(-0,2Sx - 0,6Sy + Sz) + L + 0,2S$
$LRFD05hx = 1,2D + 1,4(-Sx - 0,3Sy - 0,6Sz) + L + 0,2S$
$LRFD05hy = 1,2D + 1,4(-0,3Sx - Sy - 0,6Sz) + L + 0,2S$
$LRFD05hz1 = 1,2D + 1,4(-0,6Sx - 0,2Sy - Sz) + L + 0,2S$
$LRFD05hz2 = 1,2D + 1,4(-0,2Sx - 0,6Sy - Sz) + L + 0,2S$
$LRFD05i1x = 1,2(D + Cd1) + 1,0(Sx + 0,3Sy + 0,6Sz) + Civ1 + L + 0,2S$
$LRFD05i1y = 1,2(D + Cd1) + 1,0(0,3Sx + Sy + 0,6Sz) + Civ1 + L + 0,2S$
$LRFD05i1z1 = 1,2(D + Cd1) + 1,0(0,6Sx + 0,2Sy + Sz) + Civ1 + L + 0,2S$
$LRFD05i1z2 = 1,2(D + Cd1) + 1,0(0,2Sx + 0,6Sy + Sz) + Civ1 + L + 0,2S$
$LRFD05i2x = 1,2(D + Cd2) + 1,0(Sx + 0,3Sy + 0,6Sz) + Civ2 + L + 0,2S$
$LRFD05i2y = 1,2(D + Cd2) + 1,0(0,3Sx + Sy + 0,6Sz) + Civ2 + L + 0,2S$
$LRFD05i2z1 = 1,2(D + Cd2) + 1,0(0,6Sx + 0,2Sy + Sz) + Civ2 + L + 0,2S$
$LRFD05i2z2 = 1,2(D + Cd2) + 1,0(0,2Sx + 0,6Sy + Sz) + Civ2 + L + 0,2S$
$LRFD05i3x = 1,2(D + Cd3) + 1,0(Sx + 0,3Sy + 0,6Sz) + Civ3 + L + 0,2S$
$LRFD05i3y = 1,2(D + Cd3) + 1,0(0,3Sx + Sy + 0,6Sz) + Civ3 + L + 0,2S$
$LRFD05i3z1 = 1,2(D + Cd3) + 1,0(0,6Sx + 0,2Sy + Sz) + Civ3 + L + 0,2S$
$LRFD05i3z2 = 1,2(D + Cd3) + 1,0(0,2Sx + 0,6Sy + Sz) + Civ3 + L + 0,2S$
$LRFD05i4x = 1,2(D + Cd4) + 1,0(Sx + 0,3Sy + 0,6Sz) + Civ4 + L + 0,2S$
$LRFD05i4y = 1,2(D + Cd4) + 1,0(0,3Sx + Sy + 0,6Sz) + Civ4 + L + 0,2S$
$LRFD05i4z1 = 1,2(D + Cd4) + 1,0(0,6Sx + 0,2Sy + Sz) + Civ4 + L + 0,2S$
$LRFD05i4z2 = 1,2(D + Cd4) + 1,0(0,2Sx + 0,6Sy + Sz) + Civ4 + L + 0,2S$
$LRFD05i5x = 1,2(D + Cd5) + 1,0(Sx + 0,3Sy + 0,6Sz) + Civ5 + L + 0,2S$
$LRFD05i5y = 1,2(D + Cd5) + 1,0(0,3Sx + Sy + 0,6Sz) + Civ5 + L + 0,2S$
$LRFD05i5z1 = 1,2(D + Cd5) + 1,0(0,6Sx + 0,2Sy + Sz) + Civ5 + L + 0,2S$
$LRFD05i5z2 = 1,2(D + Cd5) + 1,0(0,2Sx + 0,6Sy + Sz) + Civ5 + L + 0,2S$
$LRFD05i6x = 1,2(D + Cd6) + 1,0(Sx + 0,3Sy + 0,6Sz) + Civ6 + L + 0,2S$
$LRFD05i6y = 1,2(D + Cd6) + 1,0(0,3Sx + Sy + 0,6Sz) + Civ6 + L + 0,2S$
$LRFD05i6z1 = 1,2(D + Cd6) + 1,0(0,6Sx + 0,2Sy + Sz) + Civ6 + L + 0,2S$
$LRFD05i6z2 = 1,2(D + Cd6) + 1,0(0,2Sx + 0,6Sy + Sz) + Civ6 + L + 0,2S$
$LRFD05i7x = 1,2(D + Cd7) + 1,0(Sx + 0,3Sy + 0,6Sz) + Civ7 + L + 0,2S$
$LRFD05i7y = 1,2(D + Cd7) + 1,0(0,3Sx + Sy + 0,6Sz) + Civ7 + L + 0,2S$
$LRFD05i7z1 = 1,2(D + Cd7) + 1,0(0,6Sx + 0,2Sy + Sz) + Civ7 + L + 0,2S$
$LRFD05i7z2 = 1,2(D + Cd7) + 1,0(0,2Sx + 0,6Sy + Sz) + Civ7 + L + 0,2S$
$LRFD05j1x = 1,2(D + Cd1) + 1,0(Sx + 0,3Sy - 0,6Sz) + Civ1 + L + 0,2S$
$LRFD05j1y = 1,2(D + Cd1) + 1,0(0,3Sx + Sy - 0,6Sz) + Civ1 + L + 0,2S$
$LRFD05j1z1 = 1,2(D + Cd1) + 1,0(0,6Sx + 0,2Sy - Sz) + Civ1 + L + 0,2S$
$LRFD05j1z2 = 1,2(D + Cd1) + 1,0(0,2Sx + 0,6Sy - Sz) + Civ1 + L + 0,2S$

Combinaciones de cargas (continuación)
$LRFD05j2x = 1,2(D + Cd2) + 1,0(Sx + 0,3Sy - 0,6Sz) + Civ2 + L + 0,2S$
$LRFD05j2y = 1,2(D + Cd2) + 1,0(0,3Sx + Sy - 0,6Sz) + Civ2 + L + 0,2S$
$LRFD05j2z1 = 1,2(D + Cd2) + 1,0(0,6Sx + 0,2Sy - Sz) + Civ2 + L + 0,2S$
$LRFD05j2z2 = 1,2(D + Cd2) + 1,0(0,2Sx + 0,6Sy - Sz) + Civ2 + L + 0,2S$
$LRFD05j3x = 1,2(D + Cd3) + 1,0(Sx + 0,3Sy - 0,6Sz) + Civ3 + L + 0,2S$
$LRFD05j3y = 1,2(D + Cd3) + 1,0(0,3Sx + Sy - 0,6Sz) + Civ3 + L + 0,2S$
$LRFD05j3z1 = 1,2(D + Cd3) + 1,0(0,6Sx + 0,2Sy - Sz) + Civ3 + L + 0,2S$
$LRFD05j3z2 = 1,2(D + Cd3) + 1,0(0,2Sx + 0,6Sy - Sz) + Civ3 + L + 0,2S$
$LRFD05j4x = 1,2(D + Cd4) + 1,0(Sx + 0,3Sy - 0,6Sz) + Civ4 + L + 0,2S$
$LRFD05j4y = 1,2(D + Cd4) + 1,0(0,3Sx + Sy - 0,6Sz) + Civ4 + L + 0,2S$
$LRFD05j4z1 = 1,2(D + Cd4) + 1,0(0,6Sx + 0,2Sy - Sz) + Civ4 + L + 0,2S$
$LRFD05j4z2 = 1,2(D + Cd4) + 1,0(0,2Sx + 0,6Sy - Sz) + Civ4 + L + 0,2S$
$LRFD05j5x = 1,2(D + Cd5) + 1,0(Sx + 0,3Sy - 0,6Sz) + Civ5 + L + 0,2S$
$LRFD05j5y = 1,2(D + Cd5) + 1,0(0,3Sx + Sy - 0,6Sz) + Civ5 + L + 0,2S$
$LRFD05j5z1 = 1,2(D + Cd5) + 1,0(0,6Sx + 0,2Sy - Sz) + Civ5 + L + 0,2S$
$LRFD05j5z2 = 1,2(D + Cd5) + 1,0(0,2Sx + 0,6Sy - Sz) + Civ5 + L + 0,2S$
$LRFD05j6x = 1,2(D + Cd6) + 1,0(Sx + 0,3Sy - 0,6Sz) + Civ6 + L + 0,2S$
$LRFD05j6y = 1,2(D + Cd6) + 1,0(0,3Sx + Sy - 0,6Sz) + Civ6 + L + 0,2S$
$LRFD05j6z1 = 1,2(D + Cd6) + 1,0(0,6Sx + 0,2Sy - Sz) + Civ6 + L + 0,2S$
$LRFD05j6z2 = 1,2(D + Cd6) + 1,0(0,2Sx + 0,6Sy - Sz) + Civ6 + L + 0,2S$
$LRFD05j7x = 1,2(D + Cd7) + 1,0(Sx + 0,3Sy - 0,6Sz) + Civ7 + L + 0,2S$
$LRFD05j7y = 1,2(D + Cd7) + 1,0(0,3Sx + Sy - 0,6Sz) + Civ7 + L + 0,2S$
$LRFD05j7z1 = 1,2(D + Cd7) + 1,0(0,6Sx + 0,2Sy - Sz) + Civ7 + L + 0,2S$
$LRFD05j7z2 = 1,2(D + Cd7) + 1,0(0,2Sx + 0,6Sy - Sz) + Civ7 + L + 0,2S$
$LRFD05k1x = 1,2(D + Cd1) + 1,0(Sx - 0,3Sy + 0,6Sz) + Civ1 + L + 0,2S$
$LRFD05k1y = 1,2(D + Cd1) + 1,0(0,3Sx - Sy + 0,6Sz) + Civ1 + L + 0,2S$
$LRFD05k1z1 = 1,2(D + Cd1) + 1,0(0,6Sx - 0,2Sy + Sz) + Civ1 + L + 0,2S$
$LRFD05k1z2 = 1,2(D + Cd1) + 1,0(0,2Sx - 0,6Sy + Sz) + Civ1 + L + 0,2S$
$LRFD05k2x = 1,2(D + Cd2) + 1,0(Sx - 0,3Sy + 0,6Sz) + Civ2 + L + 0,2S$
$LRFD05k2y = 1,2(D + Cd2) + 1,0(0,3Sx - Sy + 0,6Sz) + Civ2 + L + 0,2S$
$LRFD05k2z1 = 1,2(D + Cd2) + 1,0(0,6Sx - 0,2Sy + Sz) + Civ2 + L + 0,2S$
$LRFD05k2z2 = 1,2(D + Cd2) + 1,0(0,2Sx - 0,6Sy + Sz) + Civ2 + L + 0,2S$
$LRFD05k3x = 1,2(D + Cd3) + 1,0(Sx - 0,3Sy + 0,6Sz) + Civ3 + L + 0,2S$
$LRFD05k3y = 1,2(D + Cd3) + 1,0(0,3Sx - Sy + 0,6Sz) + Civ3 + L + 0,2S$
$LRFD05k3z1 = 1,2(D + Cd3) + 1,0(0,6Sx - 0,2Sy + Sz) + Civ3 + L + 0,2S$
$LRFD05k3z2 = 1,2(D + Cd3) + 1,0(0,2Sx - 0,6Sy + Sz) + Civ3 + L + 0,2S$
$LRFD05k4x = 1,2(D + Cd4) + 1,0(Sx - 0,3Sy + 0,6Sz) + Civ4 + L + 0,2S$
$LRFD05k4y = 1,2(D + Cd4) + 1,0(0,3Sx - Sy + 0,6Sz) + Civ4 + L + 0,2S$
$LRFD05k4z1 = 1,2(D + Cd4) + 1,0(0,6Sx - 0,2Sy + Sz) + Civ4 + L + 0,2S$
$LRFD05k4z2 = 1,2(D + Cd4) + 1,0(0,2Sx - 0,6Sy + Sz) + Civ4 + L + 0,2S$

Combinaciones de cargas (continuación)
$LRFD05k5x = 1,2(D + Cd5) + 1,0(Sx - 0,3Sy + 0,6Sz) + Civ5 + L + 0,2S$
$LRFD05k5y = 1,2(D + Cd5) + 1,0(0,3Sx - Sy + 0,6Sz) + Civ5 + L + 0,2S$
$LRFD05k5z1 = 1,2(D + Cd5) + 1,0(0,6Sx - 0,2Sy + Sz) + Civ5 + L + 0,2S$
$LRFD05k5z2 = 1,2(D + Cd5) + 1,0(0,2Sx - 0,6Sy + Sz) + Civ5 + L + 0,2S$
$LRFD05k6x = 1,2(D + Cd6) + 1,0(Sx - 0,3Sy + 0,6Sz) + Civ6 + L + 0,2S$
$LRFD05k6y = 1,2(D + Cd6) + 1,0(0,3Sx - Sy + 0,6Sz) + Civ6 + L + 0,2S$
$LRFD05k6z1 = 1,2(D + Cd6) + 1,0(0,6Sx - 0,2Sy + Sz) + Civ6 + L + 0,2S$
$LRFD05k6z2 = 1,2(D + Cd6) + 1,0(0,2Sx - 0,6Sy + Sz) + Civ6 + L + 0,2S$
$LRFD05k7x = 1,2(D + Cd7) + 1,0(Sx - 0,3Sy + 0,6Sz) + Civ7 + L + 0,2S$
$LRFD05k7y = 1,2(D + Cd7) + 1,0(0,3Sx - Sy + 0,6Sz) + Civ7 + L + 0,2S$
$LRFD05k7z1 = 1,2(D + Cd7) + 1,0(0,6Sx - 0,2Sy + Sz) + Civ7 + L + 0,2S$
$LRFD05k7z2 = 1,2(D + Cd7) + 1,0(0,2Sx - 0,6Sy + Sz) + Civ7 + L + 0,2S$
$LRFD0511x = 1,2(D + Cd1) + 1,0(Sx - 0,3Sy - 0,6Sz) + Civ1 + L + 0,2S$
$LRFD0511y = 1,2(D + Cd1) + 1,0(0,3Sx - Sy - 0,6Sz) + Civ1 + L + 0,2S$
$LRFD0511z1 = 1,2(D + Cd1) + 1,0(0,6Sx - 0,2Sy - Sz) + Civ1 + L + 0,2S$
$LRFD0511z2 = 1,2(D + Cd1) + 1,0(0,2Sx - 0,6Sy - Sz) + Civ1 + L + 0,2S$
$LRFD0512x = 1,2(D + Cd2) + 1,0(Sx - 0,3Sy - 0,6Sz) + Civ2 + L + 0,2S$
$LRFD0512y = 1,2(D + Cd2) + 1,0(0,3Sx - Sy - 0,6Sz) + Civ2 + L + 0,2S$
$LRFD0512z1 = 1,2(D + Cd2) + 1,0(0,6Sx - 0,2Sy - Sz) + Civ2 + L + 0,2S$
$LRFD0512z2 = 1,2(D + Cd2) + 1,0(0,2Sx - 0,6Sy - Sz) + Civ2 + L + 0,2S$
$LRFD0513x = 1,2(D + Cd3) + 1,0(Sx - 0,3Sy - 0,6Sz) + Civ3 + L + 0,2S$
$LRFD0513y = 1,2(D + Cd3) + 1,0(0,3Sx - Sy - 0,6Sz) + Civ3 + L + 0,2S$
$LRFD0513z1 = 1,2(D + Cd3) + 1,0(0,6Sx - 0,2Sy - Sz) + Civ3 + L + 0,2S$
$LRFD0513z2 = 1,2(D + Cd3) + 1,0(0,2Sx - 0,6Sy - Sz) + Civ3 + L + 0,2S$
$LRFD0514x = 1,2(D + Cd4) + 1,0(Sx - 0,3Sy - 0,6Sz) + Civ4 + L + 0,2S$
$LRFD0514y = 1,2(D + Cd4) + 1,0(0,3Sx - Sy - 0,6Sz) + Civ4 + L + 0,2S$
$LRFD0514z1 = 1,2(D + Cd4) + 1,0(0,6Sx - 0,2Sy - Sz) + Civ4 + L + 0,2S$
$LRFD0514z2 = 1,2(D + Cd4) + 1,0(0,2Sx - 0,6Sy - Sz) + Civ4 + L + 0,2S$
$LRFD0515x = 1,2(D + Cd5) + 1,0(Sx - 0,3Sy - 0,6Sz) + Civ5 + L + 0,2S$
$LRFD0515y = 1,2(D + Cd5) + 1,0(0,3Sx - Sy - 0,6Sz) + Civ5 + L + 0,2S$
$LRFD0515z1 = 1,2(D + Cd5) + 1,0(0,6Sx - 0,2Sy - Sz) + Civ5 + L + 0,2S$
$LRFD0515z2 = 1,2(D + Cd5) + 1,0(0,2Sx - 0,6Sy - Sz) + Civ5 + L + 0,2S$
$LRFD0516x = 1,2(D + Cd6) + 1,0(Sx - 0,3Sy - 0,6Sz) + Civ6 + L + 0,2S$
$LRFD0516y = 1,2(D + Cd6) + 1,0(0,3Sx - Sy - 0,6Sz) + Civ6 + L + 0,2S$
$LRFD0516z1 = 1,2(D + Cd6) + 1,0(0,6Sx - 0,2Sy - Sz) + Civ6 + L + 0,2S$
$LRFD0516z2 = 1,2(D + Cd6) + 1,0(0,2Sx - 0,6Sy - Sz) + Civ6 + L + 0,2S$
$LRFD0517x = 1,2(D + Cd7) + 1,0(Sx - 0,3Sy - 0,6Sz) + Civ7 + L + 0,2S$
$LRFD0517y = 1,2(D + Cd7) + 1,0(0,3Sx - Sy - 0,6Sz) + Civ7 + L + 0,2S$
$LRFD0517z1 = 1,2(D + Cd7) + 1,0(0,6Sx - 0,2Sy - Sz) + Civ7 + L + 0,2S$
$LRFD0517z2 = 1,2(D + Cd7) + 1,0(0,2Sx - 0,6Sy - Sz) + Civ7 + L + 0,2S$

Combinaciones de cargas (continuación)
$LRFD05m1x = 1,2(D + Cd1) + 1,0(-Sx + 0,3Sy + 0,6Sz) + Civ1 + L + 0,2S$
$LRFD05m1y = 1,2(D + Cd1) + 1,0(-0,3Sx + Sy + 0,6Sz) + Civ1 + L + 0,2S$
$LRFD05m1z1 = 1,2(D + Cd1) + 1,0(-0,6Sx + 0,2Sy + Sz) + Civ1 + L + 0,2S$
$LRFD05m1z2 = 1,2(D + Cd1) + 1,0(-0,2Sx + 0,6Sy + Sz) + Civ1 + L + 0,2S$
$LRFD05m2x = 1,2(D + Cd2) + 1,0(-Sx + 0,3Sy + 0,6Sz) + Civ2 + L + 0,2S$
$LRFD05m2y = 1,2(D + Cd2) + 1,0(-0,3Sx + Sy + 0,6Sz) + Civ2 + L + 0,2S$
$LRFD05m2z1 = 1,2(D + Cd2) + 1,0(-0,6Sx + 0,2Sy + Sz) + Civ2 + L + 0,2S$
$LRFD05m2z2 = 1,2(D + Cd2) + 1,0(-0,2Sx + 0,6Sy + Sz) + Civ2 + L + 0,2S$
$LRFD05m3x = 1,2(D + Cd3) + 1,0(-Sx + 0,3Sy + 0,6Sz) + Civ3 + L + 0,2S$
$LRFD05m3y = 1,2(D + Cd3) + 1,0(-0,3Sx + Sy + 0,6Sz) + Civ3 + L + 0,2S$
$LRFD05m3z1 = 1,2(D + Cd3) + 1,0(-0,6Sx + 0,2Sy + Sz) + Civ3 + L + 0,2S$
$LRFD05m3z2 = 1,2(D + Cd3) + 1,0(-0,2Sx + 0,6Sy + Sz) + Civ3 + L + 0,2S$
$LRFD05m4x = 1,2(D + Cd4) + 1,0(-Sx + 0,3Sy + 0,6Sz) + Civ4 + L + 0,2S$
$LRFD05m4y = 1,2(D + Cd4) + 1,0(-0,3Sx + Sy + 0,6Sz) + Civ4 + L + 0,2S$
$LRFD05m4z1 = 1,2(D + Cd4) + 1,0(-0,6Sx + 0,2Sy + Sz) + Civ4 + L + 0,2S$
$LRFD05m4z2 = 1,2(D + Cd4) + 1,0(-0,2Sx + 0,6Sy + Sz) + Civ4 + L + 0,2S$
$LRFD05m5x = 1,2(D + Cd5) + 1,0(-Sx + 0,3Sy + 0,6Sz) + Civ5 + L + 0,2S$
$LRFD05m5y = 1,2(D + Cd5) + 1,0(-0,3Sx + Sy + 0,6Sz) + Civ5 + L + 0,2S$
$LRFD05m5z1 = 1,2(D + Cd5) + 1,0(-0,6Sx + 0,2Sy + Sz) + Civ5 + L + 0,2S$
$LRFD05m5z2 = 1,2(D + Cd5) + 1,0(-0,2Sx + 0,6Sy + Sz) + Civ5 + L + 0,2S$
$LRFD05m6x = 1,2(D + Cd6) + 1,0(-Sx + 0,3Sy + 0,6Sz) + Civ6 + L + 0,2S$
$LRFD05m6y = 1,2(D + Cd6) + 1,0(-0,3Sx + Sy + 0,6Sz) + Civ6 + L + 0,2S$
$LRFD05m6z1 = 1,2(D + Cd6) + 1,0(-0,6Sx + 0,2Sy + Sz) + Civ6 + L + 0,2S$
$LRFD05m6z2 = 1,2(D + Cd6) + 1,0(-0,2Sx + 0,6Sy + Sz) + Civ6 + L + 0,2S$
$LRFD05m7x = 1,2(D + Cd7) + 1,0(-Sx + 0,3Sy + 0,6Sz) + Civ7 + L + 0,2S$
$LRFD05m7y = 1,2(D + Cd7) + 1,0(-0,3Sx + Sy + 0,6Sz) + Civ7 + L + 0,2S$
$LRFD05m7z1 = 1,2(D + Cd7) + 1,0(-0,6Sx + 0,2Sy + Sz) + Civ7 + L + 0,2S$
$LRFD05m7z2 = 1,2(D + Cd7) + 1,0(-0,2Sx + 0,6Sy + Sz) + Civ7 + L + 0,2S$
$LRFD05n1x = 1,2(D + Cd1) + 1,0(-Sx + 0,3Sy - 0,6Sz) + Civ1 + L + 0,2S$
$LRFD05n1y = 1,2(D + Cd1) + 1,0(-0,3Sx + Sy - 0,6Sz) + Civ1 + L + 0,2S$
$LRFD05n1z1 = 1,2(D + Cd1) + 1,0(-0,6Sx + 0,2Sy - Sz) + Civ1 + L + 0,2S$
$LRFD05n1z2 = 1,2(D + Cd1) + 1,0(-0,2Sx + 0,6Sy - Sz) + Civ1 + L + 0,2S$
$LRFD05n2x = 1,2(D + Cd2) + 1,0(-Sx + 0,3Sy - 0,6Sz) + Civ2 + L + 0,2S$
$LRFD05n2y = 1,2(D + Cd2) + 1,0(-0,3Sx + Sy - 0,6Sz) + Civ2 + L + 0,2S$
$LRFD05n2z1 = 1,2(D + Cd2) + 1,0(-0,6Sx + 0,2Sy - Sz) + Civ2 + L + 0,2S$
$LRFD05n2z2 = 1,2(D + Cd2) + 1,0(-0,2Sx + 0,6Sy - Sz) + Civ2 + L + 0,2S$
$LRFD05n3x = 1,2(D + Cd3) + 1,0(-Sx + 0,3Sy - 0,6Sz) + Civ3 + L + 0,2S$
$LRFD05n3y = 1,2(D + Cd3) + 1,0(-0,3Sx + Sy - 0,6Sz) + Civ3 + L + 0,2S$
$LRFD05n3z1 = 1,2(D + Cd3) + 1,0(-0,6Sx + 0,2Sy - Sz) + Civ3 + L + 0,2S$
$LRFD05n3z2 = 1,2(D + Cd3) + 1,0(-0,2Sx + 0,6Sy - Sz) + Civ3 + L + 0,2S$

Combinaciones de cargas (continuación)
$LRFD05n4x = 1,2(D + Cd4) + 1,0(-Sx + 0,3Sy - 0,6Sz) + Civ4 + L + 0,2S$
$LRFD05n4y = 1,2(D + Cd4) + 1,0(-0,3Sx + Sy - 0,6Sz) + Civ4 + L + 0,2S$
$LRFD05n4z1 = 1,2(D + Cd4) + 1,0(-0,6Sx + 0,2Sy - Sz) + Civ4 + L + 0,2S$
$LRFD05n4z2 = 1,2(D + Cd4) + 1,0(-0,2Sx + 0,6Sy - Sz) + Civ4 + L + 0,2S$
$LRFD05n5x = 1,2(D + Cd5) + 1,0(-Sx + 0,3Sy - 0,6Sz) + Civ5 + L + 0,2S$
$LRFD05n5y = 1,2(D + Cd5) + 1,0(-0,3Sx + Sy - 0,6Sz) + Civ5 + L + 0,2S$
$LRFD05n5z1 = 1,2(D + Cd5) + 1,0(-0,6Sx + 0,2Sy - Sz) + Civ5 + L + 0,2S$
$LRFD05n5z2 = 1,2(D + Cd5) + 1,0(-0,2Sx + 0,6Sy - Sz) + Civ5 + L + 0,2S$
$LRFD05n6x = 1,2(D + Cd6) + 1,0(-Sx + 0,3Sy - 0,6Sz) + Civ6 + L + 0,2S$
$LRFD05n6y = 1,2(D + Cd6) + 1,0(-0,3Sx + Sy - 0,6Sz) + Civ6 + L + 0,2S$
$LRFD05n6z1 = 1,2(D + Cd6) + 1,0(-0,6Sx + 0,2Sy - Sz) + Civ6 + L + 0,2S$
$LRFD05n6z2 = 1,2(D + Cd6) + 1,0(-0,2Sx + 0,6Sy - Sz) + Civ6 + L + 0,2S$
$LRFD05n7x = 1,2(D + Cd7) + 1,0(-Sx + 0,3Sy - 0,6Sz) + Civ7 + L + 0,2S$
$LRFD05n7y = 1,2(D + Cd7) + 1,0(-0,3Sx + Sy - 0,6Sz) + Civ7 + L + 0,2S$
$LRFD05n7z1 = 1,2(D + Cd7) + 1,0(-0,6Sx + 0,2Sy - Sz) + Civ7 + L + 0,2S$
$LRFD05n7z2 = 1,2(D + Cd7) + 1,0(-0,2Sx + 0,6Sy - Sz) + Civ7 + L + 0,2S$
$LRFD05o1x = 1,2(D + Cd1) + 1,0(-Sx - 0,3Sy + 0,6Sz) + Civ1 + L + 0,2S$
$LRFD05o1y = 1,2(D + Cd1) + 1,0(-0,3Sx - Sy + 0,6Sz) + Civ1 + L + 0,2S$
$LRFD05o1z1 = 1,2(D + Cd1) + 1,0(-0,6Sx - 0,2Sy + Sz) + Civ1 + L + 0,2S$
$LRFD05o1z2 = 1,2(D + Cd1) + 1,0(-0,2Sx - 0,6Sy + Sz) + Civ1 + L + 0,2S$
$LRFD05o2x = 1,2(D + Cd2) + 1,0(-Sx - 0,3Sy + 0,6Sz) + Civ2 + L + 0,2S$
$LRFD05o2y = 1,2(D + Cd2) + 1,0(-0,3Sx - Sy + 0,6Sz) + Civ2 + L + 0,2S$
$LRFD05o2z1 = 1,2(D + Cd2) + 1,0(-0,6Sx - 0,2Sy + Sz) + Civ2 + L + 0,2S$
$LRFD05o2z2 = 1,2(D + Cd2) + 1,0(-0,2Sx - 0,6Sy + Sz) + Civ2 + L + 0,2S$
$LRFD05o3x = 1,2(D + Cd3) + 1,0(-Sx - 0,3Sy + 0,6Sz) + Civ3 + L + 0,2S$
$LRFD05o3y = 1,2(D + Cd3) + 1,0(-0,3Sx - Sy + 0,6Sz) + Civ3 + L + 0,2S$
$LRFD05o3z1 = 1,2(D + Cd3) + 1,0(-0,6Sx - 0,2Sy + Sz) + Civ3 + L + 0,2S$
$LRFD05o3z2 = 1,2(D + Cd3) + 1,0(-0,2Sx - 0,6Sy + Sz) + Civ3 + L + 0,2S$
$LRFD05o4x = 1,2(D + Cd4) + 1,0(-Sx - 0,3Sy + 0,6Sz) + Civ4 + L + 0,2S$
$LRFD05o4y = 1,2(D + Cd4) + 1,0(-0,3Sx - Sy + 0,6Sz) + Civ4 + L + 0,2S$
$LRFD05o4z1 = 1,2(D + Cd4) + 1,0(-0,6Sx - 0,2Sy + Sz) + Civ4 + L + 0,2S$
$LRFD05o4z2 = 1,2(D + Cd4) + 1,0(-0,2Sx - 0,6Sy + Sz) + Civ4 + L + 0,2S$
$LRFD05o5x = 1,2(D + Cd5) + 1,0(-Sx - 0,3Sy + 0,6Sz) + Civ5 + L + 0,2S$
$LRFD05o5y = 1,2(D + Cd5) + 1,0(-0,3Sx - Sy + 0,6Sz) + Civ5 + L + 0,2S$
$LRFD05o5z1 = 1,2(D + Cd5) + 1,0(-0,6Sx - 0,2Sy + Sz) + Civ5 + L + 0,2S$
$LRFD05o5z2 = 1,2(D + Cd5) + 1,0(-0,2Sx - 0,6Sy + Sz) + Civ5 + L + 0,2S$
$LRFD05o6x = 1,2(D + Cd6) + 1,0(-Sx - 0,3Sy + 0,6Sz) + Civ6 + L + 0,2S$
$LRFD05o6y = 1,2(D + Cd6) + 1,0(-0,3Sx - Sy + 0,6Sz) + Civ6 + L + 0,2S$
$LRFD05o6z1 = 1,2(D + Cd6) + 1,0(-0,6Sx - 0,2Sy + Sz) + Civ6 + L + 0,2S$
$LRFD05o6z2 = 1,2(D + Cd6) + 1,0(-0,2Sx - 0,6Sy + Sz) + Civ6 + L + 0,2S$

Combinaciones de cargas (continuación)
$LRFD05o7x = 1,2(D + Cd7) + 1,0(-Sx - 0,3Sy + 0,6Sz) + Civ7 + L + 0,2S$
$LRFD05o7y = 1,2(D + Cd7) + 1,0(-0,3Sx - Sy + 0,6Sz) + Civ7 + L + 0,2S$
$LRFD05o7z1 = 1,2(D + Cd7) + 1,0(-0,6Sx - 0,2Sy + Sz) + Civ7 + L + 0,2S$
$LRFD05o7z2 = 1,2(D + Cd7) + 1,0(-0,2Sx - 0,6Sy + Sz) + Civ7 + L + 0,2S$
$LRFD05p1x = 1,2(D + Cd1) + 1,0(-Sx - 0,3Sy - 0,6Sz) + Civ1 + L + 0,2S$
$LRFD05p1y = 1,2(D + Cd1) + 1,0(-0,3Sx - Sy - 0,6Sz) + Civ1 + L + 0,2S$
$LRFD05p1z1 = 1,2(D + Cd1) + 1,0(-0,6Sx - 0,2Sy - Sz) + Civ1 + L + 0,2S$
$LRFD05p1z2 = 1,2(D + Cd1) + 1,0(-0,2Sx - 0,6Sy - Sz) + Civ1 + L + 0,2S$
$LRFD05p2x = 1,2(D + Cd2) + 1,0(-Sx - 0,3Sy - 0,6Sz) + Civ2 + L + 0,2S$
$LRFD05p2y = 1,2(D + Cd2) + 1,0(-0,3Sx - Sy - 0,6Sz) + Civ2 + L + 0,2S$
$LRFD05p2z1 = 1,2(D + Cd2) + 1,0(-0,6Sx - 0,2Sy - Sz) + Civ2 + L + 0,2S$
$LRFD05p2z2 = 1,2(D + Cd2) + 1,0(-0,2Sx - 0,6Sy - Sz) + Civ2 + L + 0,2S$
$LRFD05p3x = 1,2(D + Cd3) + 1,0(-Sx - 0,3Sy - 0,6Sz) + Civ3 + L + 0,2S$
$LRFD05p3y = 1,2(D + Cd3) + 1,0(-0,3Sx - Sy - 0,6Sz) + Civ3 + L + 0,2S$
$LRFD05p3z1 = 1,2(D + Cd3) + 1,0(-0,6Sx - 0,2Sy - Sz) + Civ3 + L + 0,2S$
$LRFD05p3z2 = 1,2(D + Cd3) + 1,0(-0,2Sx - 0,6Sy - Sz) + Civ3 + L + 0,2S$
$LRFD05p4x = 1,2(D + Cd4) + 1,0(-Sx - 0,3Sy - 0,6Sz) + Civ4 + L + 0,2S$
$LRFD05p4y = 1,2(D + Cd4) + 1,0(-0,3Sx - Sy - 0,6Sz) + Civ4 + L + 0,2S$
$LRFD05p4z1 = 1,2(D + Cd4) + 1,0(-0,6Sx - 0,2Sy - Sz) + Civ4 + L + 0,2S$
$LRFD05p4z2 = 1,2(D + Cd4) + 1,0(-0,2Sx - 0,6Sy - Sz) + Civ4 + L + 0,2S$
$LRFD05p5x = 1,2(D + Cd5) + 1,0(-Sx - 0,3Sy - 0,6Sz) + Civ5 + L + 0,2S$
$LRFD05p5y = 1,2(D + Cd5) + 1,0(-0,3Sx - Sy - 0,6Sz) + Civ5 + L + 0,2S$
$LRFD05p5z1 = 1,2(D + Cd5) + 1,0(-0,6Sx - 0,2Sy - Sz) + Civ5 + L + 0,2S$
$LRFD05p5z2 = 1,2(D + Cd5) + 1,0(-0,2Sx - 0,6Sy - Sz) + Civ5 + L + 0,2S$
$LRFD05p6x = 1,2(D + Cd6) + 1,0(-Sx - 0,3Sy - 0,6Sz) + Civ6 + L + 0,2S$
$LRFD05p6y = 1,2(D + Cd6) + 1,0(-0,3Sx - Sy - 0,6Sz) + Civ6 + L + 0,2S$
$LRFD05p6z1 = 1,2(D + Cd6) + 1,0(-0,6Sx - 0,2Sy - Sz) + Civ6 + L + 0,2S$
$LRFD05p6z2 = 1,2(D + Cd6) + 1,0(-0,2Sx - 0,6Sy - Sz) + Civ6 + L + 0,2S$
$LRFD05p7x = 1,2(D + Cd7) + 1,0(-Sx - 0,3Sy - 0,6Sz) + Civ7 + L + 0,2S$
$LRFD05p7y = 1,2(D + Cd7) + 1,0(-0,3Sx - Sy - 0,6Sz) + Civ7 + L + 0,2S$
$LRFD05p7z1 = 1,2(D + Cd7) + 1,0(-0,6Sx - 0,2Sy - Sz) + Civ7 + L + 0,2S$
$LRFD05p7z2 = 1,2(D + Cd7) + 1,0(-0,2Sx - 0,6Sy - Sz) + Civ7 + L + 0,2S$
$LRFD061a = 0,9D + 1,6W1a$
$LRFD061b = 0,9D + 1,6W1b$
$LRFD062a = 0,9D + 1,6W2a$
$LRFD062b = 0,9D + 1,6W2b$
$LRFD063a = 0,9D + 1,6W3a$
$LRFD063b = 0,9D + 1,6W3b$
$LRFD07ax = 0,9D + 1,4(Sx + 0,3Sy + 0,6Sz)$
$LRFD07ay = 0,9D + 1,4(0,3Sx + Sy + 0,6Sz)$

Combinaciones de cargas (continuación)
$LRFD07az1 = 0,9D + 1,4(0,6Sx + 0,2Sy + Sz)$
$LRFD07az2 = 0,9D + 1,4(0,2Sx + 0,6Sy + Sz)$
$LRFD07bx = 0,9D + 1,4(Sx + 0,3Sy - 0,6Sz)$
$LRFD07by = 0,9D + 1,4(0,3Sx + Sy - 0,6Sz)$
$LRFD07bz1 = 0,9D + 1,4(0,6Sx + 0,2Sy - Sz)$
$LRFD07bz2 = 0,9D + 1,4(0,2Sx + 0,6Sy - Sz)$
$LRFD07cx = 0,9D + 1,4(Sx - 0,3Sy + 0,6Sz)$
$LRFD07cy = 0,9D + 1,4(0,3Sx - Sy + 0,6Sz)$
$LRFD07cz1 = 0,9D + 1,4(0,6Sx - 0,2Sy + Sz)$
$LRFD07cz2 = 0,9D + 1,4(0,2Sx - 0,6Sy + Sz)$
$LRFD07dx = 0,9D + 1,4(Sx - 0,3Sy - 0,6Sz)$
$LRFD07dy = 0,9D + 1,4(0,3Sx - Sy - 0,6Sz)$
$LRFD07dz1 = 0,9D + 1,4(0,6Sx - 0,2Sy - Sz)$
$LRFD07dz2 = 0,9D + 1,4(0,2Sx - 0,6Sy - Sz)$
$LRFD07ex = 0,9D + 1,4(-Sx + 0,3Sy + 0,6Sz)$
$LRFD07ey = 0,9D + 1,4(-0,3Sx + Sy + 0,6Sz)$
$LRFD07ez1 = 0,9D + 1,4(-0,6Sx + 0,2Sy + Sz)$
$LRFD07ez2 = 0,9D + 1,4(-0,2Sx + 0,6Sy + Sz)$
$LRFD07fx = 0,9D + 1,4(-Sx + 0,3Sy - 0,6Sz)$
$LRFD07fy = 0,9D + 1,4(-0,3Sx + Sy - 0,6Sz)$
$LRFD07fz1 = 0,9D + 1,4(-0,6Sx + 0,2Sy - Sz)$
$LRFD07fz2 = 0,9D + 1,4(-0,2Sx + 0,6Sy - Sz)$
$LRFD07gx = 0,9D + 1,4(-Sx - 0,3Sy + 0,6Sz)$
$LRFD07gy = 0,9D + 1,4(-0,3Sx - Sy + 0,6Sz)$
$LRFD07gz1 = 0,9D + 1,4(-0,6Sx - 0,2Sy + Sz)$
$LRFD07gz2 = 0,9D + 1,4(-0,2Sx - 0,6Sy + Sz)$
$LRFD07hx = 0,9D + 1,4(-Sx - 0,3Sy - 0,6Sz)$
$LRFD07hy = 0,9D + 1,4(-0,3Sx - Sy - 0,6Sz)$
$LRFD07hz1 = 0,9D + 1,4(-0,6Sx - 0,2Sy - Sz)$
$LRFD07hz2 = 0,9D + 1,4(-0,2Sx - 0,6Sy - Sz)$

Nomenclatura:

Cd_i : Carga en ruedas liberadas, $i = 1, 2, 3, 4, 5, 6, 7$ según corresponda posición.

Cil_i : Carga longitudinal de grúa, $i = 1, 2, 3, 4, 5, 6, 7$ según corresponda posición.

Cit_i : Carga lateral de grúa, $i = 1, 2, 3, 4, 5, 6, 7$ según corresponda posición.

- C_{iv_i} : Carga en ruedas cargadas, $i = 1, 2, 3, 4, 5, 6, 7$ según corresponda posición.
- D: Carga muerta
- L: Carga viva
- Lr: Sobrecarga de techo reducida
- S: Carga de nieve
- Sx: Carga sísmica horizontal en eje X
- Sy: Carga sísmica horizontal en eje Y
- Sz: Carga sísmica vertical en eje Z
- W_{ij} : Carga de viento, $i = 1, 2, 3$ y $j = a, b$ según la dirección de viento y si los portones están abiertos o cerrados respectivamente

Anexo 3.8 Esbelteces locales

Para el cálculo de λ_{md} del perfil \blacksquare L 5x7,54, utilizado a lo largo del diseño, es

$$0.76 \sqrt{\frac{E}{R_y * F_y}}$$

Donde b y t corresponden a

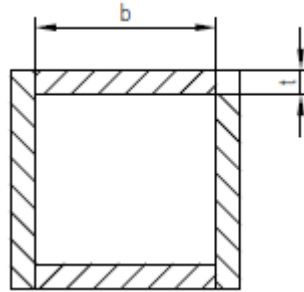


Figura A.3.13 λ_{md} de perfil rectangular soldado usado como arriostramiento.

Tabla A.3.9 Cálculo de factor C_a según perfil correspondiente

HE 100x271,9			H 1000x350x170.2 H5			H 1000x350x185.3 H15		
C_a	0,080		C_a	0,013		C_a	0,006	
P_u	931374	N	P_u	97096	N	P_u	47969	N
φ_c	0,9		φ_c	0,9		φ_c	0,9	
P_y	12886080	N	P_y	8064960	N	P_y	8779200	N
A_g	34640	mm ²	A_g	21680	mm ²	A_g	23600	mm ²
H 300x200x50.7 H6			HE 100x127,2 H4			HE 20x22,5 H3		
C_a	0,012		C_a	0,009		C_a	0,084	
P_u	26841	N	P_u	50495	N	P_u	80441	N
φ_c	0,9		φ_c	0,9		φ_c	0,9	
P_y	2401632	N	P_y	6029376	N	P_y	1063920	N
A_g	6456	mm ²	A_g	16208	mm ²	A_g	2860	mm ²
HE 250x150x37.1 H9			HE 250x150x47.9 H13			HE 30x38,8 H11		
C_a	0,121		C_a	0,297		C_a	0,020	
P_u	191168	N	P_u	607705	N	P_u	33534	N
φ_c	0,9		φ_c	0,9		φ_c	0,9	
P_y	1759560	N	P_y	2272176	N	P_y	1837680	N
A_g	4730	mm ²	A_g	6108	mm ²	A_g	4940	mm ²
HE 450x300x149.2 H14			HE 75x237,6 H2			IN 25x28,0 H12		
C_a	-0,133		C_a	0,016		C_a	0,184	
P_u	-847675	N	P_u	162688	N	P_u	220338	N
φ_c	0,9		φ_c	0,9		φ_c	0,9	
P_y	7068000	N	P_y	10974000	N	P_y	1328040	N
A_g	19000	mm ²	A_g	29500	mm ²	A_g	3570	mm ²

Continuación tabla A.3.9 cálculo de factor C_a según perfil correspondiente								
H 300x200x44.6			HE 20x38,5 H7			HE 30x60,3 (H10)		
C_a	0,000		C_a	0,032		C_a	0,091	
P_u	657	N	P_u	52042	N	P_u	235010	N
φ_c	0,9		φ_c	0,9		φ_c	0,9	
P_y	2112960	N	P_y	1822800	N	P_y	2856960	N
A_g	5680	mm ²	A_g	4900	mm ²	A_g	7680	mm ²

Tabla A.3.10 Datos de perfiles utilizados

Perfil	h [mm]	b [mm]	tf [mm]	tw [mm]
H 1000x350x170.2 H5	1000	350	20	8
H 1000x350x185.3 H15	1000	350	20	10
H 300x200x44.6	300	200	10	6
H 300x200x50.7 H6	300	200	12	6
HE 100x127,2 H4	1000	350	12	8
HE 100x271,9	1000	450	28	10
HE 20x22,5 H3	200	160	6	5
HE 20x38,5 H7	200	200	10	5
HE 250x150x37.1 H9	250	150	12	5
HE 250x150x47.9 H13	250	150	16	6
HE 30x38,8 H11	300	177	10	5
HE 30x60,3 (H10)	300	300	10	6
HE 450x300x149.2 H14	450	300	25	10
HE 75x237,6 H2	750	450	25	10
IN 25x28,0 H12	250	150	8	5
CE 20x33.1	200	100	12	12
L 10x12.2	100	100	8	8
L 10x9.0	100	100	6	6
L 6.5x4.97	65	65	5	5
L 6.5x7.73	65	65	8	8
L 65x65x5 (L6.5x4.78)	65	65	5	5
L 80x80x5 (L8x5,96)	80	80	5	5
XL 13x9.95	130	130	5	5
XL 16 x 11.9	160	160	5	5
XL 16x14.68	160	160	6	6
XL 20x15.0	200	200	5	5
XL 20x24.4	200	200	8	8
XL 20x30.08	200	200	10	10

Perfil	h [mm]	b [mm]	tf [mm]	tw [mm]
XL 25x29.5	250	250	8	8
XL 30x44.4	300	300	10	10
■ L 5x7,54	50	50	5	5
2L 5x3.77	50	100	2,5	2,5
2L 8x5.96	80	160	5	5

Tabla A.3.11 Verificación de esbelteces

Perfil	Esbelteces provistas		Esbelteces límite. NCh 2369-2023		Status	
	Ala	Alma	Ala	Alma	Ala	Alma
	λ_f	λ_w	λ_{md}	λ_{md}		
H 1000x350x170.2 H5	8,8	120,0	9,4	89,4	OK	Falla por esbeltez
H 1000x350x185.3 H15	8,8	96,0	9,4	91,4	OK	Falla por esbeltez
H 300x200x44.6	10,0	46,7	9,4	93,1	Falla por esbeltez	OK
H 300x200x50.7 H6	8,3	46,0	9,4	89,6	OK	OK
HE 100x127,2 H4	14,6	122,0	9,4	90,5	Falla por esbeltez	Falla por esbeltez
HE 100x271,9	8,0	94,4	9,4	70,4	OK	Falla por esbeltez
HE 20x22,5 H3	13,3	37,6	9,4	69,4	Falla por esbeltez	OK
HE 20x38,5 H7	10,0	36,0	9,4	84,2	Falla por esbeltez	OK
HE 250x150x37.1 H9	6,3	45,2	9,4	36,9	OK	Falla por esbeltez
HE 250x150x47.9 H13	4,7	36,3	9,4	36,9	OK	OK
HE 30x38,8 H11	8,9	56,0	9,4	87,4	OK	OK
HE 30x60,3 (H10)	15,0	46,7	9,4	67,3	Falla por esbeltez	OK
HE 450x300x149.2 H14	6,0	40,0	9,4	130,9	OK	OK
HE 75x237,6 H2	9,0	70,0	9,4	88,5	OK	OK
IN 25x28,0 H12	9,4	46,8	9,4	36,9	OK	Falla por esbeltez
CE 20x33.1	8,3	14,7	9,4	93,2	OK	OK
L 10x12.2	12,5		9,4		Falla por esbeltez	
L 10x9.0	16,7		9,4		Falla por esbeltez	
L 6.5x4.97	13,0		9,4		Falla por esbeltez	
L 6.5x7.73	8,1		9,4		OK	
L 65x65x5 (L6.5x4.78)	13,0		9,4		Falla por esbeltez	
L 80x80x5 (L8x5,96)	16,0		9,4		Falla por esbeltez	
XL 13x9.95	13,0		9,4		Falla por esbeltez	
XL 16 x 11.9	16,0		9,4		Falla por esbeltez	
XL 16x14.68	13,3		9,4		Falla por esbeltez	

Perfil	Esbelteces provistas		Esbelteces límite. NCh 2369-2023		Status	
	Ala	Alma	Ala	Alma	Ala	Alma
	λ_f	λ_w	λ_{md}	λ_{md}		
XL 20x15.0	20,0		9,4		Falla por esbeltez	
XL 20x24.4	12,5		9,4		Falla por esbeltez	
XL 20x30.08	10,0		9,4		Falla por esbeltez	
XL 25x29.5	15,6		9,4		Falla por esbeltez	
XL 30x44.4	15,0		9,4		Falla por esbeltez	
■ L 5x7,54	8,0		17,9		OK	
2L 5x3.77	20,0		9,4		Falla por esbeltez	
2L 8x5.96	16,0		9,4		Falla por esbeltez	

Anexo 3.9 Esbeltez global de perfiles utilizados

Tabla A.3.12 Esbelteces globales de perfiles

Elemento	Perfil	Lx (cm)	Ly (cm)	rx (cm)	ry (cm)	(KL/r)x	(KL/r)y	(KL/r)máx	Status
Viga de techo	H 1000x350x170.2 H5	2065	864	43	8	48	108	136	Ok
Viga de techo	H 1000x350x185.3 H15	649	649	42	8	15	81	136	Ok
Viga de techo	H 300x200x44.6	402	402	13	5	31	80	136	Ok
Viga de techo	H 300x200x50.7 H6	649	649	13	5	50	130	136	Ok
Viga de techo	HE 100x127,2 H4	2713	864	41	7	66	123	136	Ok
Columna	HE 100x271,9	1770	1137	44	11	40	103	136	Ok
Viga de techo	HE 20x22,5 H3	700	700	9	4	78	175	136	Falla por esbeltez
Viga y viga de techo	HE 20x38,5 H7	860	860	9	5	96	172	136	Falla por esbeltez
Viga enrejada	HE 250x150x37.1 H9	1201	100	11	4	109	25	136	Ok
Viga enrejada	HE 250x150x47.9 H13	100	100	11	4	9	25	136	Ok
Viga	HE 30x38,8 H11	1482	100	13	4	114	25	136	Ok
Viga	HE 30x60,3 (H10)	2000	1000	13	8	154	125	136	Falla por esbeltez
Diagonal	HE 30x60,3 (H10)	1241	621	13	8	95	78	136	Ok
Viga enrejada	HE 450x300x149.2 H14	2000	100	20	8	100	13	136	Ok
Columna	HE 75x237,6 H2	560	560	33	11	17	51	136	Ok
Columna	IN 25x28,0 H12	735	348	11	4	67	87	136	Ok

Elemento	Perfil	Lx (cm)	Ly (cm)	rx (cm)	ry (cm)	(KL/r)x	(KL/r)y	(KL/r)máx	Status
Viga de techo	IN 25x28,0 H12	1482	100	11	4	135	25	136	Ok
Columna	CE 20x33.1	1137	200	8	3	142	67	136	Falla por esbeltez
Columna enrejada	L 10x12.2	150	150	3	3	50	50	136	Ok
Diagonales enrejado	L 10x9.0	194	194	3	3	65	65	136	Ok
Diagonales enrejado	L 6.5x4.97	141	141	2	2	71	71	136	Ok
Diagonales enrejado	L 6.5x7.73	141	141	2	2	71	71	136	Ok
Columna enrejada	L 65x65x5 (L6.5x4.78)	150	150	2	2	75	75	136	Ok
Diagonales enrejado	L 80x80x5 (L8x5,96)	181	181	3	3	60	60	136	Ok
Diagonales enrejado	XL 13x9.95	348	348	3	3	116	116	136	Ok
Diagonales	XL 16 x 11.9	618	618	3	3	206	206	136	Falla por esbeltez
Columnas	XL 16x14.68	407	407	3	3	136	136	136	Ok
Diagonales	XL 16x14.68	481	481	3	3	160	160	136	Falla por esbeltez
Diagonales techo	XL 20x15.0	807	807	4	4	202	202	136	Falla por esbeltez
Diagonales enrejado	XL 20x24.4	348	348	4	4	87	87	136	Ok
Diagonales	XL 20x30.08	811	811	4	4	203	203	136	Falla por esbeltez
Diagonales techo	XL 25x29.5	884	884	5	5	177	177	136	Falla por esbeltez
Diagonales techo	XL 30x44.4	1112	1112	6	6	185	185	136	Falla por esbeltez
Diagonales enrejado	■ L 5x7,54	149	149	2	2	74	74	136	Ok
Diagonales enrejado	2L 5x3.77	192	192	2	2	96	96	136	Ok
Diagonales enrejado	2L 8x5.96	246	246	3	3	82	82	136	Ok

Anexo 3.10 Desplazamientos

Tabla A.3.13 Desplazamiento de columnas.

Columna 2. LRFD02d3 = 1,2(D + Cd3) + 1,6L + 1,0(Civ3 + Cit3 + Cil3) + 0,5Lr						
z (m)	d SAP2000	h (mm)	d ^{máx} (mm)	d _{acum} (mm)	d (mm)	status
0	0	0	0	0	0	

Columna 2. LRFD02d3 = 1,2(D + Cd3) + 1,6L + 1,0(Civ3 + Cit3 + Cil3) + 0,5Lr. (Continuación)						
7,5	2	7500	113	2	2	OK
11,4	5	3870	58	5	3	OK
14,9	9	3480	52	9	4	OK
17,7	13	2850	43	13	4	OK
21,0	15	3300	50	15	2	OK
Columna 3. LRFD05ay = 1,2D + 1,4(0,3Sx + Sy + 0,6Sz) + L + 0,2S						
z (m)	d SAP2000	h (mm)	d ^{máx} (mm)	d _{acum} (mm)	d (mm)	status
0	0	0	0	0	0	
7,5	4	7500	113	4	4	OK
11,4	7	3870	58	7	4	OK
14,9	11	3480	52	11	3	OK
17,7	13	2850	43	13	3	OK
21,0	15	3300	50	15	2	OK
Columna 4. LRFD07ay = 0,9D + 1,4(0,3Sx + Sy + 0,6Sz)						
z (m)	d SAP2000	h (mm)	d ^{máx} (mm)	d _{acum} (mm)	d (mm)	status
0	0	0	0	0	0	
7,5	3	7500	113	3	3	OK
11,4	7	3870	58	7	3	OK
14,9	10	3480	52	10	3	OK
17,7	13	2850	43	13	3	OK
21,0	15	3300	50	15	2	OK
Columna 5. LRFD05ay = 1,2D + 1,4(0,3Sx + Sy + 0,6Sz) + L + 0,2S						
z (m)	d SAP2000	h (mm)	d ^{máx} (mm)	d _{acum} (mm)	d (mm)	status
0	0	0	0	0	0	
11,4	7	11370	171	7	7	OK
14,9	10	3480	52	10	3	OK
17,7	13	2850	43	13	3	OK
21,0	15	3300	50	15	2	OK

Cabe destacar que el cálculo de la columna uno está en el capítulo 3.

Tabla A.3.14 Desplazamientos de techo, enrejados, viga hombro y viga portagrúa.

Enrejado transversal. Vertical.			
LRFD05az2 = 1,2D + 1,4(0,2Sx + 0,6Sy + Sz) + L + 0,2S			
L (mm)	d SAP2000	d ^{máx} (mm)	Status
20000,0	25,6	28,6	OK

Techo.			
$LRFD05az2 = 1,2D + 1,4(0,2Sx + 0,6Sy + Sz) + L + 0,2S$			
L (mm)	d SAP2000	d ^{máx} (mm)	Status
20000,0	25,6	100,0	OK
Viga portagrúa. Deformación horizontal.			
$LRFD05i2z2 = 1,2(D + Cd2) + 1,0(0,2Sx + 0,6Sy + Sz) + Civ2 + L + 0,2S$			
L (mm)	d SAP2000	d ^{máx} (mm)	Status
20000,0	32,2	50,0	OK
Vigas hombro.			
$LRFD05ay = 1,2D + 1,4(0,3Sx + Sy + 0,6Sz) + L + 0,2S$			
L (mm)	d SAP2000	d ^{máx} (mm)	Status
20000,0	15,9	100,0	OK

Anexo 4.1 Diagramas de corte, axial y momento de perfiles

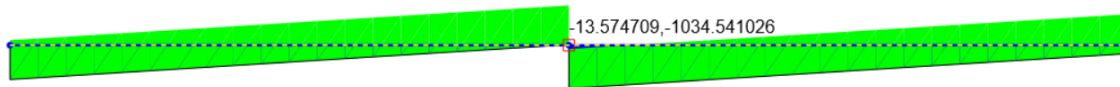


Figura A.4.1 Diagrama de corte de viga chevron. (kg)

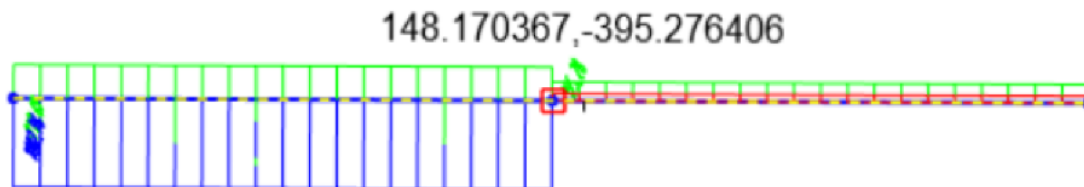


Figura A.4.2 Diagrama de fuerza axial de viga chevron. (kg)

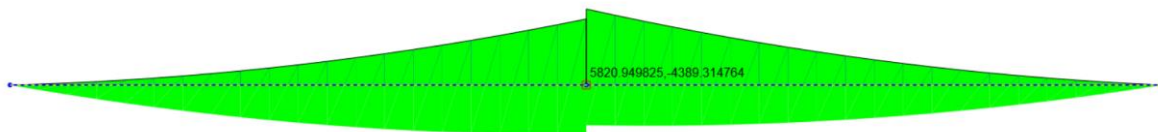


Figura A.4.3 Diagrama de momento de viga chevron. (kg*m)

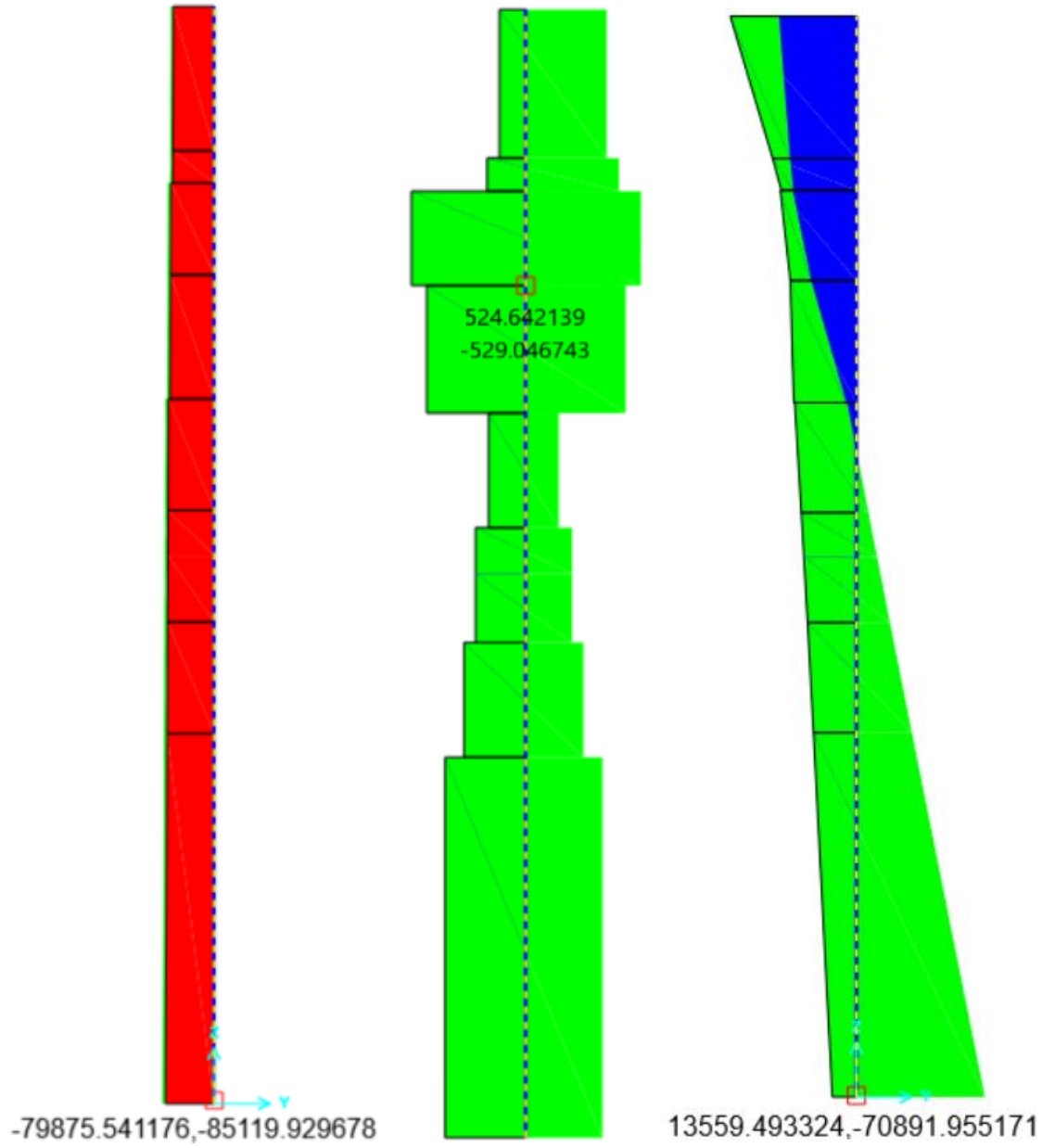


Figura A.4.4 Diagrama de corte, fuerza axial y momento columna más desfavorable

A continuación, diagramas correspondientes a viga más demandada a altura de hombro con sismo reducido amplificado

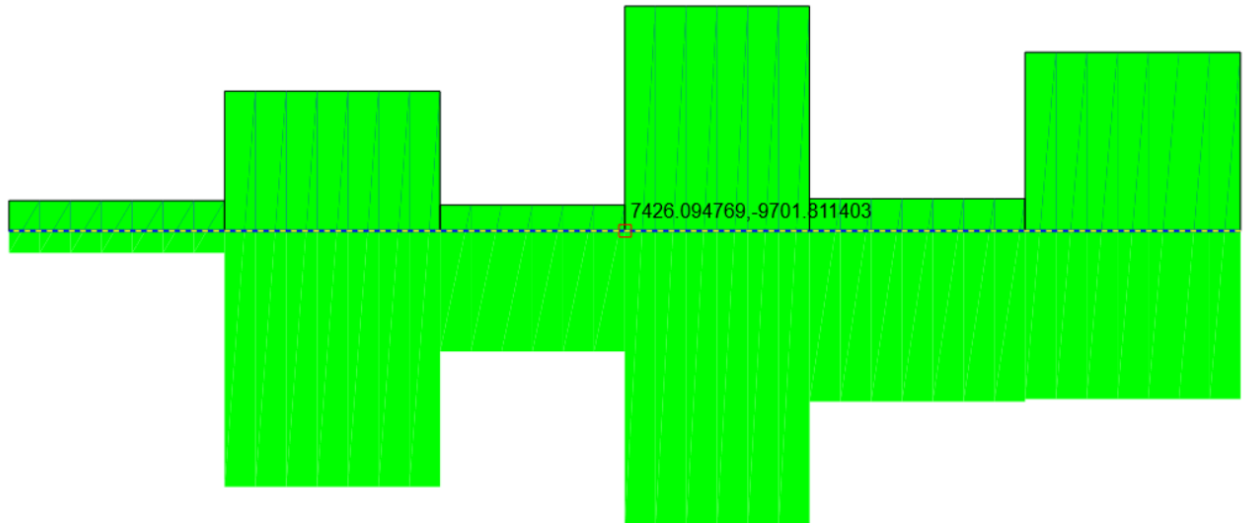


Figura A.4.5 Diagrama de fuerza axial

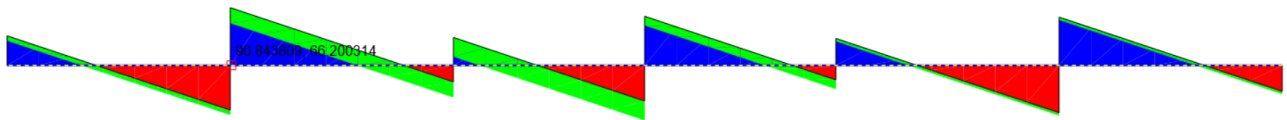


Figura A.4.6 Diagramas de corte

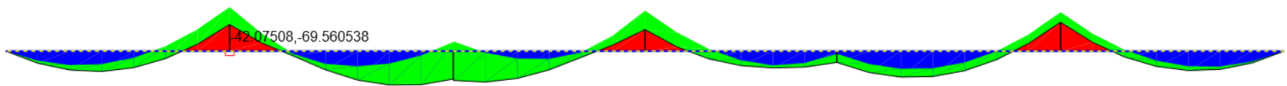


Figura A.4.7 Diagramas de momento

Anexo 4.2 Demanda/capacidad de perfiles

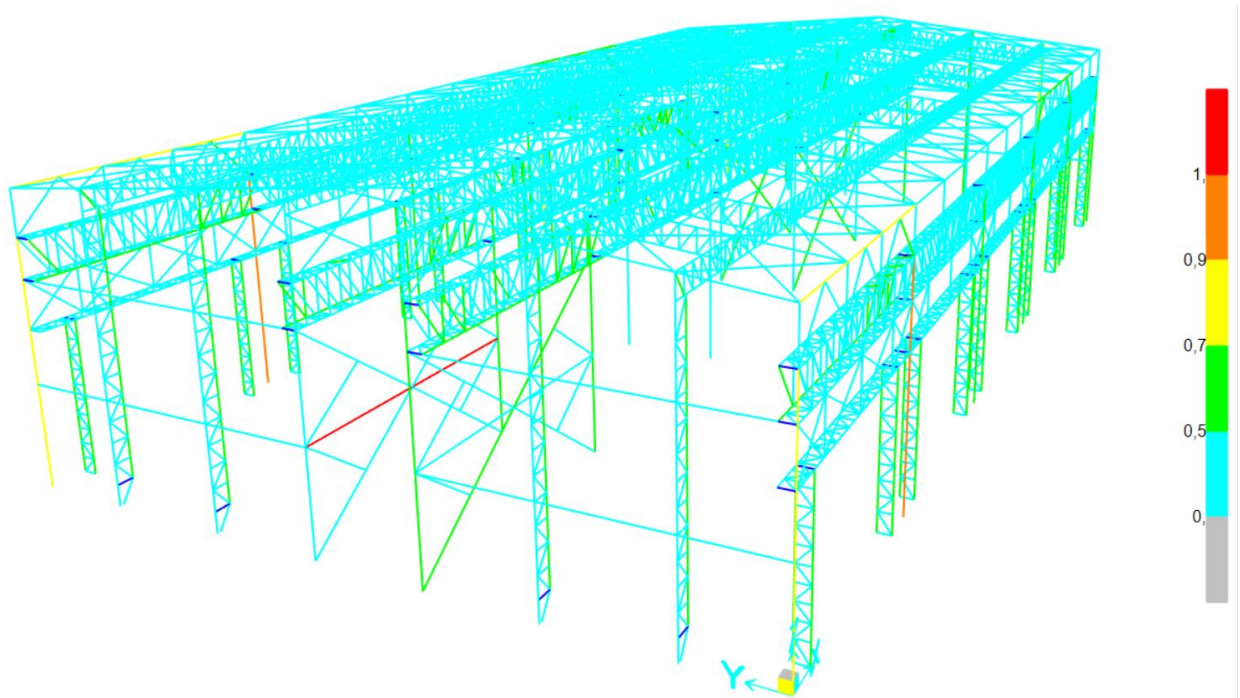


Figura A.4.8 Demanda/capacidad de perfiles bajo sismo reducido amplificado

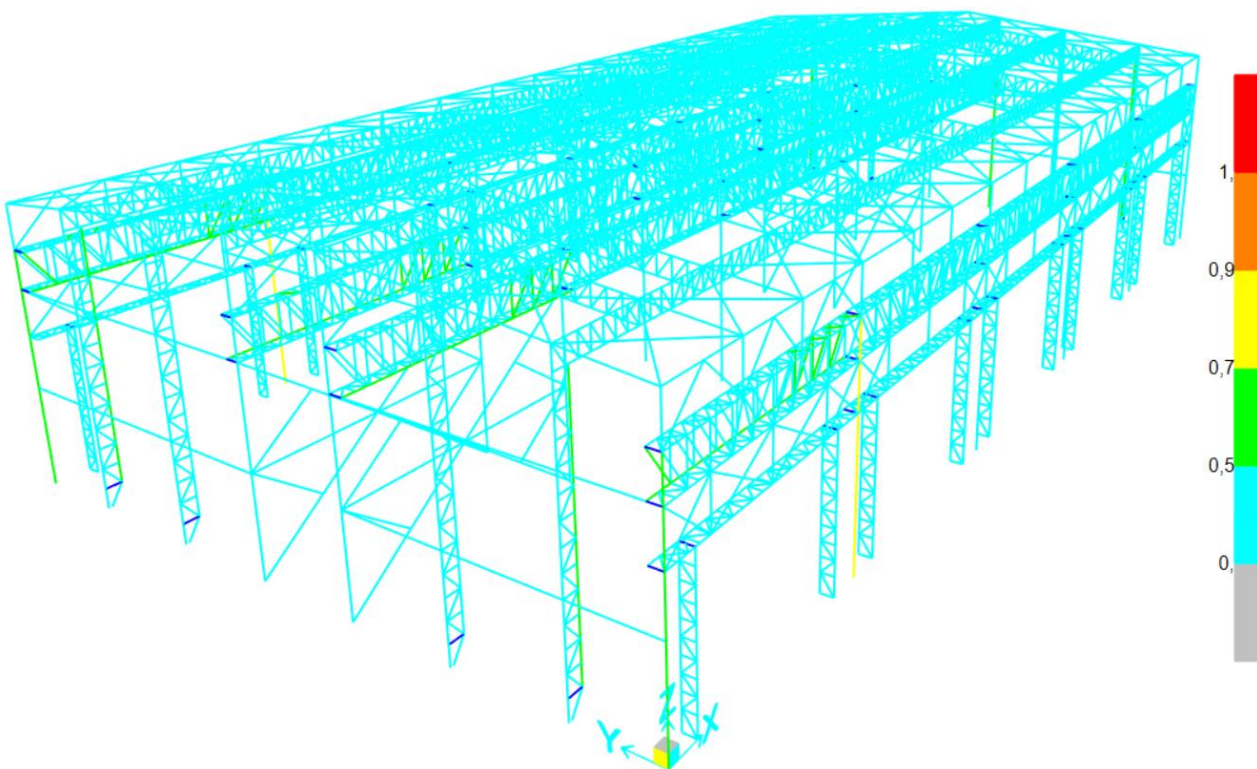


Figura A.4.9 Demanda/capacidad de perfiles bajo sismo reducido.

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

Departamento : Departamento de Ingeniería Civil
Carrera : Ingeniería Civil
Nombre del memorista : Leandro Bastián Sáez Garrido
Título de la memoria : Evaluación del desempeño sísmico de complejo taller de camiones según NCh2369Of.2023
Fecha de la presentación oral : 27/03/2024
Profesor(es) Guía : Rodrigo Silva M.
Profesor(es) Revisor(es) : Patricio Cendoya H.
Profesor(es) Externo(s) :
Concepto :
Calificación :

Resumen

Chile, al ser un país sísmico, necesita que la norma NCh2369 sea lo más correcta posible. Es por esto que luego del sismo del 27F necesitaba una actualización. Todas estas mejoras fueron plasmadas en la NCh2369 del año 2023.

El taller de camiones es una estructura construida el año 2002. Por este motivo, es una estructura ideal para evaluar con la norma NCh2369 actual.

Con el fin de ser fiel al diseño original, se decidió considerar las cargas de viento, nieve y de impacto provocadas por el puente grúa.

Una vez diseñada la estructura, realizando un análisis, se logró obtener bastantes resultados.

La estructura frente a sismos reducidos amplificados se comporta adecuadamente.

La mayoría de los perfiles utilizados no cumplen con esbeltez local.

Las vigas con diagonales tipo chevron presentan más demanda que el resto de vigas.

Los atiesadores de la silla de anclaje fallan por pandeo, lo que significa que el espesor es insuficiente. Como opción de mejora, se propone dotar de 5 mm más de espesor. De esta manera, la silla de anclaje reduciría su factor de utilización a 1.

Como la estructura tiene problemas en la esbeltez local, ante un megaterremoto, la incursión inelástica será nula. Por lo tanto, tendría una falla frágil.