



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



**DISEÑO ESTRUCTURA NAVE ENCAPSULAMIENTO SEGÚN NORMATIVA NCH2369
Of2025.**

POR

Diego Nicolás Fernández Ponce

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

Profesor Guía
Rodrigo Silva Muñoz

Abril 2026
Concepción (Chile)

© 2026 Diego Nicolás Fernández Ponce

© 2026 Diego Nicolás Fernández Ponce

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

DEDICATORIA

Dedicado a mis padres, Cecilia y Jorge, quienes me brindaron el apoyo y educación que ninguna universidad puede impartir.

A mi hermana Victoria, por ser mi compañera de vida y mi apoyo incondicional

A mi abuela Aida, cuya sola presencia es capaz de levantar mi ánimo.

A mis amigos, Martín, José Pablo y Sebastián, con quienes la cercanía siempre se mantiene.

A Toby, Minnie y Rio por la grata compañía en las noches de estudio.

Este trabajo es tanto mío como de ustedes, muchas gracias.

AGRADECIMIENTOS

Mi más sincero agradecimiento a mi profesor guía, Rodrigo Silva, por su disposición a aclarar dudas, por facilitarme información y por disponer de su tiempo y conocimientos durante la realización de este documento.

Al profesor Víctor Aguilar, por sus consejos e invaluable orientación.

RESUMEN

Es importante establecer el contexto en el que se desarrolla este proyecto, ya que Chile es conocido mundialmente por sus terremotos y sus magnitudes, siendo el ocurrido en Valdivia en la década de 1960 el mayor terremoto jamás registrado en la historia, con una magnitud de 9,5 en la escala de Richter. Estos eventos sísmicos son controlados por las normas sísmicas aplicadas, tales como la NCh2369 Of2025 “Diseño sísmico de estructuras e instalaciones industriales” para el diseño industrial chileno, basándose su filosofía primordialmente en la sobrerresistencia y una ductilidad moderada, con la intención estructural de minimizar la activación de mecanismos inelásticos. Dentro de este marco, los fusibles sísmicos actúan como componentes primarios de disipación de energía. Las lecciones aprendidas del terremoto del Maule de 2010, combinadas con los avances en las herramientas analíticas, catalizaron una revisión normativa integral que ha sido constantemente necesaria a lo largo de la historia reciente debido a la gran variabilidad de la actividad sísmica en el país. Esta actualización introduce formas espectrales refinadas derivadas de evaluaciones formales de peligro sísmico, límites de compacidad más estrictos y un criterio de diseño unificado para elementos no disipativos mediante cargas sísmicas amplificadas por $0,7R_1$.

La metodología adoptada presenta las bases del diseño por capacidad e incluye la modelación estructural en SAP2000 con los distintos estados de carga y la evaluación de sismo mediante análisis modal espectral. En el diseño de fundaciones, la acción sísmica se representa mediante fuerzas estáticas equivalentes, calibradas a partir de los cortes basales del modelo, con el objetivo de reproducir el momento basal del sistema en cada dirección de análisis. El diseño se realiza bajo los enfoques LRFD y ASD, verificando los estados límite de resistencia, servicioabilidad y estabilidad, junto con el correcto dimensionamiento de elementos de hormigón armado y el sistema de anclajes. El análisis estructural indica que el diseño está gobernado efectivamente por las cargas de viento en la dirección transversal y por las solicitaciones sísmicas en la dirección longitudinal. Se adopta un factor de modificación de respuesta de $R=4$, junto con un factor de $0,5R_1$ al análisis sísmico para satisfacer los requisitos de servicio y resistencia para un Galpón de Acero Liviano, según las directrices de la NCh2369 Of2025. El análisis estructural concluyó que el galpón está gobernado por una dominancia de carga dual; la presión del viento dicta el diseño en la dirección transversal debido a la extensa superficie y la altura significativa, mientras que las fuerzas sísmicas controlan la dirección longitudinal debido a la alta rigidez del sistema de arriostramiento.

ABSTRACT

It's important to settle the context in which this project takes place, since Chile is globally known for its earthquakes and their magnitudes, being the one that took place in Valdivia in the 1960's the largest earthquake ever recorded in history, with a scale of 9,5 in the Richter scale. These seismic events are controlled by the seismic standards applied such as NCh2369 Of2025 "Seismic design of industrial structures and facilities" for the Chilean industrial design, being its philosophy primarily based on over-strength and moderate ductility, with the structural intent of minimizing the activation of inelastic mechanisms. Within this framework, seismic fuses act as primary energy-dissipating components. Lessons learned from the 2010 Maule Earthquake, combined with advancements in analytical tools, catalyzed a comprehensive regulatory overhaul that has been constantly needed throughout recent history because of the great variability in seismic activity in the country. This update introduces refined spectral shapes derived from formal seismic hazard assessments, stricter compactness limits, and a unified design criterion for non-dissipative members through seismic loads amplified by $0,7R_1$. The adopted methodology establishes the foundations of capacity design, incorporating structural modeling in SAP2000 with multiple load cases and seismic evaluation through modal response spectrum analysis. For the foundation design, seismic action is represented by equivalent static forces calibrated to the model's base shears, with the objective of accurately replicating the system's base moment in each analysis direction. The design is performed under both LRFD and ASD frameworks, verifying strength, serviceability, and stability limit states, alongside the detailed dimensioning of reinforced concrete elements and the anchorage system.

The structural analysis indicates that the design is effectively governed by wind loads in the transverse direction and seismic solicitations in the longitudinal direction. Adopting a response modification factor of $R=4$ and a $0,5R_1$, applied to the seismic analysis to satisfy the serviceability and strength requirements for a lightweight steel warehouse, as per NCh2369 Of2025 guidelines. The structural analysis concluded that the warehouse's performance is governed by dual-load dominance, wind pressure dictates the design in the transverse direction due to the extensive surface area and significant height, while seismic forces control the longitudinal direction owing to the high stiffness of the bracing system.

ÍNDICE DE CONTENIDOS

CAPÍTULO 1: INTRODUCCIÓN	1
1.1. Motivación	1
1.2. Objetivos	1
1.2.1 Objetivo general	1
1.2.2 Objetivos específicos.....	2
1.3. Alcance del estudio	2
1.4. Plan de trabajo	2
1.5. Principales resultados	3
1.6. Organización de la memoria de título	4
CAPÍTULO 2: BASES NORMATIVAS Y DESCRIPCIÓN DEL SISTEMA ESTRUCTURAL DE LA NAVE	5
2.1. Introducción	5
2.2. Contexto sísmico y tipologías de acero en la industria chilena.....	5
2.3. Caracterización de los componentes estructurales principales	6
2.3.1 Marcos principales (Columnas y vigas de techo).....	6
2.3.2 Sistemas de arriostramientos	6
2.3.3 Sistema de techumbre y cerramientos	7
2.3.4 Sistema de conexiones	7
2.3.5 Apoyos y anclajes.....	8
2.3.6 Sistema de Vigas de Amarre y Puntales.....	8
2.4. Nuevas disposiciones	9
2.4.1 Marco de referencia y vigencia normativa	9
2.4.2 Evolución y consolidación de criterios	9
2.4.3 Criterios de diseño y vigencia normativa	9
2.5. Marco de diseño	10
2.5.1 Metodología de análisis y criterios de modelación	10

2.5.2	Parametrización sismorresistente y factores de respuesta.....	11
2.5.3	Verificación de estados límite de servicio.....	12
2.6.	Conclusiones	12
CAPÍTULO 3: DISEÑO	14	
3.1.	Introducción	14
3.2.	Materiales	15
3.3.	Modelo estructural.....	15
3.4.	Estados de carga	16
3.4.1	Carga muerta	17
3.4.2	Carga viva	17
3.4.3	Carga de viento.....	18
3.4.4	Carga sísmica	19
3.5.	Combinaciones de carga.....	22
3.6.	Verificación esbeltez local y global	24
3.7.	Verificación de deflexiones en vigas	24
3.8.	Deformaciones laterales	25
3.9.	Resistencia estructural.....	27
3.10.	Diseño de bases de columnas	28
3.10.1	Criterios de diseño y solicitaciones.....	28
3.10.2	Silla de anclaje	29
3.10.3	Llave de corte	33
3.10.4	Diseño de placas base.....	36
3.11.	Diseño de conexiones en marcos arriostrados.....	41
3.11.1	Resistencia según AISC 360-16.....	41
3.11.2	Conexión de diagonales y placa gusset.....	42
3.12.	Conclusiones	45

CAPÍTULO 4: DISEÑO DE FUNDACIONES	46
4.1. Introducción	46
4.2. Propiedades del suelo	46
4.3. Modelo estructural de fundaciones	47
4.4. Verificaciones de tensiones máximas	48
4.5. Verificación de estabilidad de fundaciones.....	48
4.5.1 Área comprimida.....	48
4.5.2 Factor de seguridad al deslizamiento	50
4.6. Armadura en el pedestal.....	51
4.6.1 Área de acero para refuerzo longitudinal	51
4.6.2 Área de acero para refuerzo transversal	51
4.6.3 Espaciamiento entre refuerzos	52
4.6.4 Espaciamiento para estribos de columnas	53
4.6.5 Profundidad embebida pernos de anclaje.....	53
4.6.6 Diseño del pedestal.....	53
4.7. Diseño de zapatas de fundación	55
4.8. Conclusiones	57
CAPÍTULO 5: CONCLUSIONES.....	59
REFERENCIAS	61
ANEXO 1.1 CONTRIBUCIÓN A LOS OBJETIVOS DE DESARROLLO SOSTENIBLE....	62
ANEXO 3.1 CARGAS APLICADAS A LA ESTRUCTURA	63
ANEXO 3.2 COMBINACIONES DE CARGA	65
ANEXO 3.3 PERFILES Y CONDICIONES DE BORDE.....	72
ANEXO 3.4 CONEXIONES EN BASE DE COLUMNAS.....	76
ANEXO 3.5 DISEÑO DE CONEXIONES DIAGONALES.....	89
ANEXO 4.1 DISEÑO DE FUNDACIONES	91

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 3-1:Propiedades mecánicas del acero A36.....	15
Tabla 3-2: Propiedades mecánicas del hormigón G30.....	15
Tabla 3-3: Propiedades mecánicas acero de refuerzo A630-420H	15
Tabla 3-4 Criterios para carga de viento según NCh432:2025	18
Tabla 3-5: Corte basal por viento en la estructura	19
Tabla 3-6: Parámetros sísmicos de diseño para análisis modal espectral y estático	19
Tabla 3-7: Carga sísmica de la estructura	22
Tabla 3-8: Esbeltez local y global para elementos de viga.	24
Tabla 3-9: Deflexiones límite según nivel de la estructura.	25
Tabla 3-10: Deformaciones sísmicas para ambas direcciones de análisis	26
Tabla 3-11:Deformaciones por viento para ambas direcciones de análisis	26
Tabla 3-12:Coeficientes para cálculo de momento en placa base.....	31
Tabla 3-13: Coeficientes de momento y reacciones silla de anclaje.....	32
Tabla 3-14:Coeficientes para cálculo de momento en placa.....	36
Tabla 3-15: Resumen de factores de utilización (F.U) para conexiones de las placas base	38
Tabla 4-1: Parámetros de suelo	46
Tabla 0-1: Cargas muertas y vivas para el diseño	63
Tabla 0-2: Presiones de viento para diseño normal a la cumbrera (+Y)	64
Tabla 0-3: Presión de viento para diseño normal a la cumbrera (-Y)	64
Tabla 0-4: Presión de viento de diseño en dirección paralela a la cumbrera ($\pm X$).....	65

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 3-1: Vista isométrica del modelo en SAP2000, con vistas a los <i>releases</i> (Liberación de grados de libertad).....	16
Figura 3-2: Espectro de diseño según NCh2369 Of2025.....	21
Figura 3-3: Espectro de referencia según NCh2369 Of2025	22
Figura 3-4: Factores de utilización para combinaciones de diseño por método LRFD	27
Figura 3-5: Factores de utilización para combinaciones de diseño según método LRFD con carga sísmica amplificada por $0,5R1 \geq 1.0$	28
Figura 3-6: Modelo de placa utilizado en análisis.....	30
Figura 3-7: Cotas para diseño llave de corte	34
Figura 3-8: Arquetipo de placa utilizado.....	36
Figura 3-9: Configuración placas base para cada columna.....	37
Figura 3-10: Detalle placa base 1 con silla de anclaje, atiesadores y llave de corte	40
Figura 3-11: Corte transversal de la conexión para la placa base I.....	40
Figura 3-12: Detalle placa base 2 con llave de corte.....	41
Figura 3-13: Corte transversal de la conexión para placa base II	41
Figura 4-1: Vista isométrica de la estructura con sus fundaciones	47
Figura 4-2: Presiones de suelo para zapata continua crítica.....	49
Figura 4-3: Punto crítico de uplift en zapata continua	49
Figura 4-4: Presiones de suelo para zapata continua crítica bajo sismo amplificado	50
Figura 4-5: Armadura de acero para tracción. (AISC <i>Design Guide 01</i>).....	52
Figura 4-6: Diagrama de interacción P-M para pedestal crítico	54
Figura 4-7: Configuración pedestal vista en planta.....	55
Figura 4-8: Elevación lateral de la zona de protección del pedestal	55
Figura 4-9: Corte A (Eje 13) para la geometría y armadura de las zapatas	56
Figura 4-10: Corte B (Eje B) para la geometría y armadura de las zapatas	57
Figura 0-1: Perfiles y condiciones de borde Eje A.....	73
Figura 0-2: Perfiles y condiciones de borde Eje A2.....	73
Figura 0-3: Perfiles y condiciones de borde Eje A3.....	73
Figura 0-4: Perfiles y condiciones de borde Eje A4.....	74
Figura 0-5: Perfiles y condiciones de borde Eje B.....	74
Figura 0-6: Perfiles y condiciones de borde para tramo reticulado cumbrera Ejes A2@A4	74

Figura 0-7:Perfiles y condiciones de borde Ejes 1 y 13	75
Figura 0-8: Perfiles y condiciones de borde Ejes 2, 4, 10 y 12	76

CAPÍTULO 1: INTRODUCCIÓN

1.1. Motivación

La posición geográfica de Chile lo expone a una actividad sísmica constante, lo que exige que el diseño estructural garantice la seguridad integral de las instalaciones. Este imperativo se intensifica en el sector industrial, donde la continuidad operacional de proyectos es fundamental.

En esta memoria se presenta el diseño de una estructura de acero (Nave de encapsulamiento) bajo los nuevos criterios de las normas actualizadas, trabajando principalmente con la NCh 2369 Of2025 y NCh 432:2025, incluyendo el diseño de fundaciones. La estructura estudiada corresponde a un proyecto real existente previamente diseñado bajo la normativa NCh2369:2003, por lo que el presente trabajo busca evaluar y contrastar su desempeño estructural frente a las nuevas exigencias de la actualización NCh2369:2023, identificando las brechas de seguridad y resiliencia que surgen al aplicar los criterios de diseño por capacidad vigentes. La norma actual impone criterios de diseño por desempeño más rigurosos, exigiendo una re-caracterización detallada de la acción sísmica, por lo tanto, el proceso de reingeniería se vuelve necesario para asegurar que la estructura pueda resistir las nuevas y, a menudo, mayores sollicitaciones, garantizando la resiliencia necesaria para operar sin fallas catastróficas, incluso bajo el escenario del Sismo Máximo Probable. Si bien la estructura fue concebida bajo códigos de diseño previos, la evolución de la normativa chilena obliga a una revisión exhaustiva de sus componentes para alinearlos con los estándares actuales de resistencia.

1.2. Objetivos

1.2.1 Objetivo general

Diseñar integralmente la estructura de una nave de encapsulamiento industrial y sus fundaciones, asegurando su estabilidad global y verificación estructural tanto de resistencia como límite de servicio, ante sollicitaciones sísmicas y de viento según la normativa chilena oficial.

1.2.2 Objetivos específicos

- Diseñar la nave de encapsulamiento mediante herramientas computacionales, incorporando las cargas correspondientes y su espectro sísmico según la norma NCh2369 Of2025.
- Evaluar la respuesta estructural global mediante un análisis elástico lineal en el programa SAP2000, para analizar el comportamiento de la estructura bajo distintas combinaciones de carga y así determinar las deformaciones y solicitaciones de los elementos.
- Verificar los estados límites de servicio y de resistencia en la estructura, garantizando el cumplimiento de los criterios normativos de capacidad resistente y deformaciones.
- Verificación de resistencia y serviciabilidad en fundaciones, verificando que las tensiones máximas transmitidas al suelo no sean mayores a las tensiones admisibles de este, y su estabilidad frente a solicitaciones estáticas como dinámicas.
- Diseño estructural de las fundaciones de hormigón armado, dimensionando y distribuyendo la armadura de refuerzo en función de las solicitaciones obtenidas bajo el cumplimiento de la normativa vigente y los estándares de diseño estructural.

1.3. Alcance del estudio

El presente trabajo de título abarca el análisis estructural, verificación y diseño de los elementos de acero principales y conexiones críticas de la Nave de Encapsulamiento del Proyecto Rajo Inca, considerando la geometría original del proyecto y actualizando las solicitaciones a la normativa oficial actual. De igual manera, se diseñan fundaciones según el estudio de suelo presentado para estimar sus dimensiones de manera que las verificaciones estén dentro del rango admisible, junto con sus respectivas armaduras tanto en el pedestal como en la zapata.

1.4. Plan de trabajo

La estrategia metodológica adoptada para el desarrollo de esta memoria combina un enfoque analítico-normativo para la determinación de cargas, con una modelación numérica computacional para la obtención de la respuesta estructural global, estudiando las nuevas disposiciones de la norma NCh2369 Of2025 para determinar el comportamiento de la estructura frente a los criterios actualizados.

1.5. Principales resultados

A partir del análisis estructural y la aplicación de la normativa actualizada, se desarrollaron cálculos para determinar que la estructura corresponde a un Galpón Liviano de Acero” según la nueva normativa actualizada. De esta manera, se utiliza un coeficiente 0,5 envés de 0,7 para la obtención de las solicitaciones con el factor R_1 (Factor de modificación de la respuesta estructural efectivo) para las columnas y vigas en marcos arriostrados, resultando en un gran margen de resistencia en estos elementos. Del proceso de análisis, modelación y verificación se desarrollaron cálculos que posteriormente fueron verificados mediante el programa SAP2000.

En el diseño del anclaje de la estructura, se determinó que el dimensionamiento de los pernos quedó controlado por el criterio de capacidad de la NCh2369 Of2025, específicamente por la exigencia de resistir el 50% del momento plástico de la sección de la columna. Esta condición de diseño, la cual busca garantizar un comportamiento dúctil en el sistema, impuso una demanda resistente significativamente mayor que las solicitaciones del modelo, lo que derivó en un aumento del diámetro de los pernos y del dimensionamiento general del pedestal para asegurar el anclaje adecuado para las transferencias de esfuerzos de hormigón.

Para las fundaciones, se determina que la estabilidad global está controlada principalmente por cargas de viento debido a la gran envergadura de la estructura analizada. Además, se tiene que las tensiones máximas a la altura del sello de fundación se encuentran dentro del límite establecido por los estudios de suelo. Para el diseño de la armadura de refuerzo en fundaciones, se verifica el cumplimiento de los límites de resistencia en pedestales como en fundaciones, siendo estos elementos controlados por los requerimientos mínimos establecidos debido a las dimensiones de estos, logrando una unificación a lo largo de la estructura con su diseño.

1.6. Organización de la memoria de título

El informe está estructurado en cinco capítulos técnicos que detallan el desarrollo del proyecto, comenzando por el Capítulo uno con la descripción de motivación del estudio, los objetivos generales y específicos, el plan de trabajo y los principales resultados. El Capítulo dos establece el marco normativo basado en las disposiciones de la NCh2369 Of2025 (Entre otras), detallando los criterios de verificación por estados límites (LRFD) integrados en las planillas de cálculo. Posteriormente, el Capítulo tres describe el modelado global realizado en *SAP2000*, del cual se basa todo el diseño realizado para la realización del proyecto, incluyendo diseño de placas base, conexiones de arriostramientos, entre otros. El Capítulo cuatro muestra los resultados obtenidos para el diseño de fundaciones, incluyendo el diseño tanto del pedestal como de la zapata que se diseñara para la estructura. Finalmente, el capítulo cinco corresponde a la conclusión del proyecto.

CAPÍTULO 2: BASES NORMATIVAS Y DESCRIPCIÓN DEL SISTEMA ESTRUCTURAL DE LA NAVE

2.1. Introducción

El presente capítulo establece los lineamientos técnicos y normativos que rigen el diseño de la Nave de Encapsulamiento del proyecto Rajo Inca. En primera instancia, se definen los criterios de carga y las disposiciones especiales para el análisis de solicitaciones críticas, de acuerdo con la actualización de las normas NCh 432:2025 y NCh2369 Of2025. Posteriormente, se profundiza en la caracterización de la tipología estructural utilizada, detallando la función mecánica de los elementos principales tales como columnas, vigas porta-grúa y sistemas de arriostramiento para justificar su configuración dentro del modelo de análisis global.

2.2. Contexto sísmico y tipologías de acero en la industria chilena

El diseño de infraestructura industrial en Chile se desarrolla bajo condiciones de alta exigencia, gobernadas principalmente por la intensa actividad sísmica del país y la necesidad de continuidad operativa en procesos críticos. En este contexto, el acero estructural se ha consolidado como el material predominante para naves industriales y sistemas de encapsulamiento debido a su alta relación resistencia-peso, ductilidad y capacidad para disipar energía mediante deformaciones inelásticas controladas.

A diferencia de las edificaciones habitacionales, las estructuras industriales se rigen bajo la norma NCh2369 Of2025, la cual se enfoca en limitar los daños estructurales a los elementos claves para evitar detenciones prolongadas en la producción. Para cumplir con estos estándares normativos, la tipología más popular a nivel nacional corresponde a el uso de estructuraciones con marcos rígidos y marcos arriostrados concéntricamente. Esta configuración permite abarcar grandes luces sin la necesidad de instalar columnas intermedias, facilitando el tránsito de maquinarias y las operaciones de puente grúa sin comprometer el sismo resistencia de la estructura al ser un sistema robusto, estable y de fácil montaje en zonas geográficas complejas al tratarse de perfiles de acero, siendo factores determinantes para la viabilidad constructiva de proyectos mineros de gran escala.

2.3. Caracterización de los componentes estructurales principales

2.3.1 Marcos principales (Columnas y vigas de techo)

Corresponden a los elementos verticales que reciben las cargas provenientes de la cubierta y los equipos industriales (Como puentes grúa o monorrieles) para luego transmitir las hacia las fundaciones. En el contexto de la norma NCh2369, su diseño no solo está regido por la carga axial de compresión, sino fuertemente condicionado por los momentos flectores generados por las fuerzas horizontales tanto de sismo como de viento, logrando que trabaje mecánicamente a flexo-compresión. Para este proyecto se han modelado perfiles armados de sección doble T soldada de gran peralte tipo IE para las columnas de marcos principales, con alas de mayor espesor que generen la resistencia necesaria para los altos momentos flectores producidos del sentido transversal. Para los ejes que forman parte del sistema de contraventeo o que reciben una menor carga, se emplea perfilera laminada estándar tipo IN por la menor inercia.

El sistema de techumbre se conforma vigas enrejadas, los cuales se conectan de manera rígida a las columnas para así formar el marco resistente a momento en la dirección transversal de la nave. Estas fueron diseñadas de tal forma que se ajustaran a la geometría a dos aguas de la nave, optimizando su peralte para controlar las deformaciones verticales y transmitir de manera eficiente los momentos flectores hacia los hombros y la cumbrera de manera estable.

Con el fin de evitar problemas de inestabilidad lateral-torsional, las vigas cuentan con sistema de costaneras de techo como arriostramiento lateral que restringen el desplazamiento del ala superior, mientras que el ala inferior se arriostra de manera puntual mediante las riostras asociadas a las vigas de viento, ubicadas en sectores específicos de la estructura.

2.3.2 Sistemas de arriostramientos

Para garantizar la estabilidad lateral en el sentido longitudinal y asegurar la transferencia de cargas de viento y sismo hacia las fundaciones, se dispone de un sistema de triangulación mediante diagonales. Este sistema se materializa mediante una configuración de triangulación que conecta los marcos principales, conformando primero un diafragma horizontal en el plano de la cubierta que colecta las

fuerzas sísmicas y de viento, para luego transferirlas hacia los arriostramientos verticales dispuestos en ejes estratégicos y, finalmente, descargarlas a las fundaciones. Desde el punto de vista mecánico, estos elementos están diseñados para trabajar predominantemente bajo carga axial (tracción y compresión), siendo los componentes críticos para la disipación de energía mediante deformaciones inelásticas ante eventos sísmicos severos, cumpliendo así con la función de fusibles estructurales según los criterios de desempeño de la norma NCh2369.

2.3.3 Sistema de techumbre y cerramientos

La estructura que soporta la cubierta y los revestimientos laterales se resolvió mediante perfiles de acero conformado en frío tipo canal, los cuales resultan adecuados para las luces consideradas en el diseño. Estos elementos cumplen una doble función dentro del comportamiento estructural de la nave: por una parte, reciben directamente las cargas ambientales y las transmiten hacia los marcos principales, y por otra, aportan al arriostramiento lateral de vigas y columnas, colaborando con la estabilidad fuera del plano del sistema principal.

Con el fin de asegurar un correcto funcionamiento de las costaneras y evitar deformaciones excesivas en su eje débil, se dispuso un sistema de colgadores a lo largo de su luz debido al tamaño de esta, lo que permite mantener su alineamiento y mejorar su estabilidad bajo las cargas de servicio. El sistema de costaneras se ha desarrollado bajo un diseño de viga continua multisoporte, aprovechando la capacidad de los perfiles tipo C que se superponen sobre los apoyos pertenecientes a los marcos principales, permitiendo una distribución más uniforme y eficiente de los momentos flectores positivos y negativos, optimizando la inercia del perfil y verificando las deflexiones provocadas por las cargas de servicio en contraste a que si se utilizara un sistema de tramos simplemente apoyados.

2.3.4 Sistema de conexiones

La configuración de los nudos se definió en función del esquema sismorresistente adoptado para cada dirección de la nave. En el sentido transversal, las uniones viga–columna se definieron como marcos a momento como sistema principal para controlar la rigidez lateral en esta dirección. En cambio, en

el sentido longitudinal, la mayoría de las conexiones se consideran articuladas, delegando la estabilidad global a los sistemas de arriostramiento vertical.

2.3.5 Apoyos y anclajes

La interfaz entre la estructura metálica y las fundaciones de hormigón armado se resuelve mediante bases de columnas diseñadas para las condiciones de carga más exigentes para garantizar la seguridad de la nave. Dado que el control de desplazamientos laterales es crítico en naves de esta envergadura, se han considerado bases empotradas en la dirección de los marcos principales, lo que otorga la rigidez necesaria al sistema. Para la transmisión de las fuerzas de corte basal, y debido a la magnitud de las solicitaciones sísmicas y de viento esperadas, el diseño incorpora el uso de llaves de corte bajo las placas base principales, asegurando una transferencia de carga directa y robusta hacia los pedestales, sin depender exclusivamente de la capacidad de los pernos de anclaje. Para este proyecto, el dimensionamiento de los pernos de anclaje es gobernado por los criterios de ductilidad y capacidad que exigen la normativa chilena para estructuras industriales, de manera que se diseñan para resistir el 50% del momento plástico de la sección de la columna, asegurando que la conexión tenga una resistencia suficiente para permitir el desarrollo de deformaciones plásticas en la estructura sin que ocurra una falla frágil en el anclaje.

2.3.6 Sistema de Vigas de Amarre y Puntales

Adicionalmente al sistema de cerramiento, se ha dispuesto una organización de vigas longitudinales de amarre, materializadas mediante perfiles soldados tipo IN, las cuales conectan las columnas de los marcos principales a la altura de los hombros y en niveles intermedios según el diseño lo indique. A diferencia de las costaneras, estos elementos son componentes esenciales del sistema sismorresistente longitudinal, ya que actúan como colectores que distribuyen las fuerzas de inercia hacia los planos arriostrados y garantizan que los pórticos trabajen solidariamente, evitando el pandeo global de las columnas fuera de su plano principal.

2.4. Nuevas disposiciones

2.4.1 Marco de referencia y vigencia normativa

El desarrollo de la presente memoria de cálculo concurre con un periodo de transición en cuanto a la normativa chilena vigente para el diseño industrial, ya que a pesar de que en la práctica reciente se ha utilizado la versión 2023 como estándar durante este periodo, este proyecto adopta el uso exclusivo de la versión NCh2369:Of2025, siendo oficializada el nueve de marzo de 2026, pero solo 6 meses después esta entrará en vigor. La decisión de utilizar esta edición responde a la necesidad de certeza legal, debido a que el documento explícitamente declara que reemplaza y deja sin validez estructural a la normativa anterior (2023), por lo que se convierte en el único marco regulatorio vigente en el país.

2.4.2 Evolución y consolidación de criterios

A pesar de que el cambio normativo no es tan significativo como el de la norma Of.2003 a la versión 2023 donde hubo un cambio en la filosofía de diseño, la transición actual hacia la versión 2025 es vista como un filtro que se enfoca en corregir y aclarar puntos que generaban incertidumbre al momento de llevar a la práctica la norma anterior. De esta manera, el diseño presentado se caracteriza por presentar estas mejoras que eliminan ambigüedades sobre factores como las combinaciones de carga o de sobrerresistencia que existían en el documento predecesor.

2.4.3 Criterios de diseño y vigencia normativa

Al ser el presente proyecto el resultado de las precisiones técnicas regidas por la edición oficializada del 2025 para la norma NCh2369, se consolidan los criterios que impactan directamente en la seguridad y estabilidad de la estructura que la separan de su versión antigua. Bajo este contexto, se reafirma el uso del factor de reducción 0,7 sobre la acción sísmica en las combinaciones de diseño por tensiones admisibles (ASD), mientras que para el método LRFD, el espectro de diseño se define a nivel de resistencia, ocasionando que se omita el antiguo factor de amplificación 1,4 al integrar la acción sísmica con un factor unitario de dicho método. En cuanto a la simultaneidad de las

componentes espaciales, el presente proyecto aplica estrictamente las tres ecuaciones de combinación direccional, descartando criterios de selección ambiguos y asegurando una evaluación absoluta de los efectos sísmicos tridimensionales.

Asimismo, el diseño de anclajes a la fundación adopta las actualizaciones del Capítulo 10, donde se utiliza el factor de sobrerresistencia para el dimensionamiento de elementos traccionados y el uso de llaves de corte para la transferencia basal en caso de ser necesario para así garantizar que la ductilidad se desarrolle en la estructura y no en la conexión con el hormigón.

2.5. Marco de diseño

2.5.1 Metodología de análisis y criterios de modelación

La aplicación de un diseño estructural a la nave de encapsulamiento se basa en un análisis elástico lineal, asumiendo que los materiales trabajan dentro de su rango estimado bajo las solicitaciones de diseño. Para la representación matemática de la estructura, se utilizó el software de elementos finitos SAP2000 v25, mediante el cual se generó un modelo tridimensional que representa la interacción espacial de todos los componentes principales de la nave de encapsulamiento

El esquema estructural de la nave se basa en elementos tipo barra (*frame*) que representan columnas, vigas, arriostramientos y puntales, asignándoles a cada uno las propiedades mecánicas y geométricas de los perfiles correspondientes. Un aspecto determinante de la modelación es la definición de las condiciones de borde, de manera que los marcos transversales se modelaron con nudos rígidos para así permitir la transferencia de momentos, mientras que para la dirección longitudinal se optó por conexiones rotuladas, de modo que la estabilidad global del sistema queda asegurada por los arriostramientos concéntricos.

Debido a la complejidad del proyecto se decidió desacoplar el análisis de los pasillos de operación del modelo principal de la nave de encapsulamiento para evitar una dispersión de la masa sísmica ficticio que el programa pueda no interpretar de la manera esperada, por lo que las reacciones obtenidas en los modelos independientes de los pasillos fueron aplicados al modelo principal como cargas puntuales sobre los puntos de trabajo que corresponden. Finalmente, la base de las columnas se configuró considerando apoyos empotrados en la dirección transversal del modelo, siguiendo la mecánica de diseño de las placas base. Por otro lado, para el sistema de cubierta se adoptó diagramas

de techumbre flexibles, logrando evitar una distribución de cargas que no corresponde a la realidad de un galpón liviano al permitir la asignación de las fuerzas horizontales dependa estrictamente de la rigidez relativa de cada marco y sus respectivos planos arriostrados.

2.5.2 Parametrización sismorresistente y factores de respuesta

El análisis sismorresistente de la nave de encapsulamiento se basa principalmente en un diseño que combina rigidez lateral con la capacidad de disipación de energía regulada. Para lograr esto, se ha utilizado un factor de modificación de la respuesta (R_1) igual a 4, valor que caracteriza a sistemas industriales de acero con ductilidad moderada, considerando además una razón de amortiguamiento crítico del 5%, consistente con las disposiciones para estructuras de acero bajo la normativa vigente. Luego de determinar que el peso propio de la estructura soportante del techo es menor que 70 kg/m^2 , se define que la nave de encapsulamiento corresponde a un galpón liviano, por lo que se debe cumplir las disposiciones de la normativa vigente, reemplazando el factor de amplificación de la carga sísmica horizontal por $0,5R_1$.

La demanda sísmica considerada en el diseño de cada elemento estructural se define en función del comportamiento esperado de este, como existen elementos que se espera disipen energía y otros que no. En lo que sigue, se determina el factor por el cual se verifica cada elemento del sistema:

- Las diagonales verticales en marcos arriostrados, vigas principales en marcos rígidos y los pernos de anclaje deben diseñarse con carga sísmica reducida por R , ya que son elementos considerados fusibles al disipar energía sísmica a través de la deformación plástica para evitar el colapso.
- Las columnas del sistema se diseñan con cargas sísmicas amplificadas por $0,5R_1 \geq 1,0$, clasificándose como elementos controlados por resistencia (Elementos no fusibles), por lo que se espera que no disipe energía y permita que las vigas (Marcos rígidos) y diagonales (Marcos arriostrados) disipen energía de manera estable.
- Las vigas puntales actúan como elementos colectores y de amarre fueron configuradas siguiendo los criterios de diseño por capacidad, siendo dimensionados para resistir las sollicitaciones del desbalance plástico que ocurre cuando las diagonales entran en el rango inelástico.

- Las vigas en marcos arriostrados se diseñan como elementos resistentes a flexión, encargadas de proporcionar rigidez lateral al sistema a través de conexiones de momento con las columnas, por lo que se diseña bajo cargas sísmicas reducida por R . Por otro lado, los marcos arriostrados trabajan principalmente como colectores de carga y puntales de amarre, por lo que las vigas se diseñan por desbalance plástico bajo cargas sísmicas amplificadas por $0,5R_1 \geq 1,0$.
- El diseño de las placas base y llave de corte se realiza para resistir las cargas sísmicas horizontales amplificadas por un factor de $0,5R_1 \geq 1,0$, para así garantizar que la conexión a la fundación tenga un rango de sobre resistencia suficiente para evitar fallas frágiles en la conexión entre el acero y concreto.

2.5.3 Verificación de estados límite de servicio

En el análisis de serviciabilidad se evalúan, por un lado, las deflexiones generadas en los elementos estructurales debido a cargas gravitacionales estáticas. Estas verificaciones aseguran que la estructura mantenga su funcionalidad y que los desplazamientos laterales no excedan los límites permitidos para el control de daños en componentes no estructurales.

2.6. Conclusiones

En este capítulo se ha establecido la base conceptual para el diseño sísmico de la nave de encapsulamiento, ordenando los criterios estructurales con la filosofía de la nueva normativa NCh2369 Of2025. Esta metodología reconoce la tradición del diseño industrial chileno, caracterizada por una alta sobrerresistencia, pero integra los ajustes necesarios para garantizar un comportamiento predecible y estable bajo las nuevas demandas espectrales.

A partir de esta premisa, se ha clasificado la estructura como un galpón liviano, permitiendo una optimización en el factor de amplificación sísmica ($0,5R_1$) en el diseño de los elementos controlados por resistencia, como columnas y sistemas de anclaje. Esta distinción es fundamental, ya que permite diferenciar claramente los elementos destinados a la disipación de energía de aquellos componentes

"protegidos" que deben permanecer en el rango elástico para asegurar la estabilidad global de la estructura.

Finalmente, se presentan los procedimientos de análisis lineal elástico y las verificaciones de serviciabilidad considerados en el proyecto. La incorporación de la simultaneidad de las componentes sísmicas, junto con el uso del espectro de referencia para el control de desplazamientos, permite asegurar que la nave no solo cumpla con los criterios de seguridad frente al colapso, sino que además mantenga condiciones adecuadas de servicio y funcionalidad operativa ante sismos de ocurrencia frecuente.

CAPÍTULO 3: DISEÑO

3.1. Introducción

En el presente capítulo se exponen los procedimientos, criterios de modelación, y resultados obtenidos del análisis y diseño de la nave de encapsulamiento según los requerimientos de la NCh2369 Of2025. Se presenta el modelo estructural bajo un enfoque lineal elástico con el fin de verificar que cada elemento del sistema cumpla con las exigencias de estabilidad y resistencia que dicta la norma vigente. El diseño se basa en la evaluación de las solicitaciones generadas por la interacción de cargas gravitacionales, climáticas y sísmicas, empleando las combinaciones de carga, con un énfasis especial a la respuesta de los marcos principales y sistemas de arriostramientos. El objetivo final de este capítulo es diseñar una estructura que cumpla con las normas actualizadas, satisfaciendo así los requisitos de rigidez necesarios para garantizar su correcto funcionamiento a largo plazo.

3.2. Materiales

Para el diseño de perfiles y pernos de anclaje se utiliza acero estructural ASTM A36, mientras que para el pedestal se utiliza hormigón G25, cuyas propiedades mecánicas aseguran un comportamiento dúctil y confiable en la estructura. A continuación, se detallan características del acero estructural entre otros componentes, caracterizados por cumplir con los estándares establecidos por las normativas NCh y ASTM correspondientes.

Tabla 3-1: Propiedades mecánicas del acero A36

Tensión de fluencia mínima [MPa]	F_y	248
Módulo de elasticidad [MPa]	E_s	210000
Tensión de ruptura mínima especificada [MPa]	F_u	400
Factor de capacidad de fluencia esperada en pernos de anclaje	R_y	1,5
Factor de capacidad de fluencia esperada en perfiles soldados.	R_y	1,3

Tabla 3-2: Propiedades mecánicas del hormigón G30

Módulo de elasticidad [MPa]	E_c	25700
Resistencia a compresión [MPa]	f_c'	30

Tabla 3-3: Propiedades mecánicas acero de refuerzo A630-420H

Módulo de elasticidad [MPa]	E	210000
Tensión de fluencia [MPa]	F_y	420
Tensión de rotura [MPa]	F_u	630

3.3. Modelo estructural

Para el análisis y diseño de la nave de encapsulamiento, se ha desarrollado un modelo tridimensional mediante el *software* de elementos finitos SAP2000, siendo representada la estructura por elementos tipo *frame* de seis grados de libertad por cada nudo, lo que permite ensayar de manera precisa los efectos combinados de flexión, torsión y carga axial.

La configuración de los apoyos en la base se ha definido para optimizar la respuesta estructural según la ubicación de cada elemento, por lo que se consideran apoyos empotrados en todas las columnas de sección IE600x300, mientras que para los apoyos de la columna enrejada de IE400x250 se consideran apoyos articulados (Restringidos en U1, U2 y U3) debido a su geometría y solicitaciones correspondientes que lo diferencia de las demás columnas. Los perfiles y sus condiciones de borde se encuentran en el Anexo 2.3.

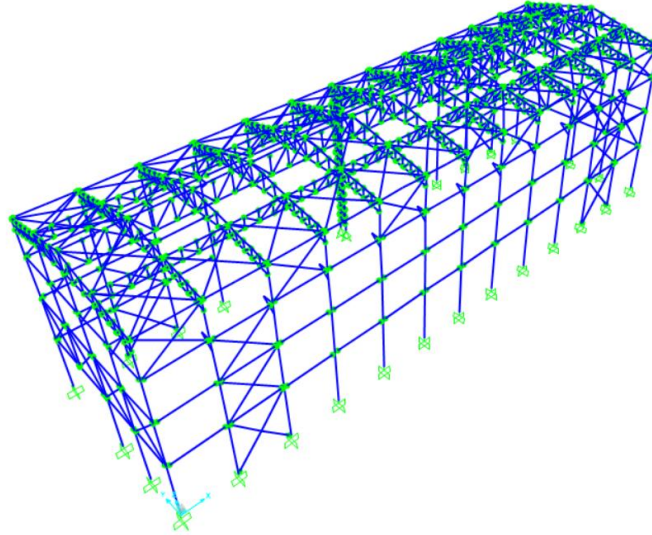


Figura 3-1: Vista isométrica del modelo en SAP2000, con vistas a los *releases* (Liberación de grados de libertad)

De esta manera, se determina que la estructura entra en la categoría de Galpón Liviano de Acero de acuerdo con la norma NCh2369 Of2025, la cual establece condiciones como una altura máxima del galpón de 23 [m], o un peso total de los elementos de techo de 70 [kgf/m²] o inferior, categorías en las que el caso de estudio sí clasifica como Galpón Liviano de Acero. El principal cambio que presenta la normativa actual con respecto a esta clasificación es el uso de un factor de modificación de respuesta $R = 4$, con un factor de amortiguamiento del 3% y un coeficiente de amplificación de 0,5 al multiplicar por R_1 (En lugar del coeficiente típico de 0,7), de manera que el sismo amplificado es menor que para otras estructuras.

3.4. Estados de carga

Los estados de carga se rigen por las disposiciones de la NCh1537, donde se incluyen cargas permanentes derivadas del peso propio de los elementos de acero y revestimientos, las sobrecargas de

uso en techumbre y las solicitaciones climáticas de viento y nieve, ajustando los requerimientos técnicos de un galpón liviano de acero como dicta la norma. Asimismo, se consideran las acciones sísmicas analizadas bajo las disposiciones de la normativa vigente, verificando que todas las condiciones de carga y operacionales queden plasmadas en el modelo para luego determinar la columna más desfavorable, entre los demás componentes del sistema. Las cargas aplicadas al modelo SAP2000 se exponen en el ANEXO 3.1.

3.4.1 Carga muerta

Abarca el peso propio permanente de los elementos estructurales y sus revestimientos, lo cual el *software* SAP2000 cuantifica de manera automática el peso de los perfiles de acero (Marcos y arriostramientos), mientras que el peso de las planchas de techumbre y los complementos se aplican manualmente como una carga superficial distribuida sobre las costaneras.

Adicionalmente, se considera un aumento de 12 [%] para el peso propio de los elementos para así considerar el peso de las conexiones, agrupando todos los elementos mencionados a continuación en la modelación del sistema en SAP2000 (DEAD):

- Elementos (DEAD) considerados en la modelación en el *software* SAP2000
- Peso propio de barandas (PP_barandas).
- Peso propio de costaneras (PP_costaneras).
- Peso propio de luminarias (PP_luminarias).
- Peso propio de pasillos (PP_pasillo).
- Peso propio de polvo en cubiertas y plataformas (PP_polvo).

Los estados mencionados anteriormente se agrupan en un mismo estado de carga muerta total (Dt).

3.4.2 Carga viva

De acuerdo con lo estipulado en la normativa vigente NCh1537 se considera una sobrecarga de mantención en los pasillos (L) de 400 [kgf/m²]. Asimismo, se considera una sobrecarga base de techo (Lr) de 100 [kgf/m²] para techumbres con pendientes, con acceso para labores de mantenimiento e inspección.

3.4.3 Carga de viento

Las solicitaciones de viento se realizan según el “Método 2: Procedimiento direccional” correspondiente a la norma NCh432 (INN, 2025), al ser el adecuado para la geometría y dimensiones de la nave proyectada. La determinación de la velocidad básica de viento considera tanto los parámetros normativos nacionales como los requerimientos específicos de seguridad para el sistema, por lo que, debido al emplazamiento de este, la norma establece una velocidad básica regional de 35 [m/s]. Sin embargo, siguiendo las disposiciones de la Adenda Criterio de Diseño Estructural, se adopta de manera conservadora una velocidad básica de diseño de 44,44 [m/s] para el sistema, teniendo como objetivo garantizar su integridad estructural por las condiciones climáticas y las ráfagas que se experimentan en la ubicación del proyecto. Además, se considera como una estructura Categoría II de acuerdo con la NCh3171, con Exposición C. Asumiendo un edificio parcialmente abierto, la presión de viento de diseño para el Sistema Principal Resistente a las Fuerzas de Viento (SPRFV) es calculado por la siguiente ecuación.

$$p = q \cdot G \cdot C_p - q_i \cdot (GC_{pi}) \quad (3.1)$$

Donde q corresponde a la presión de velocidad evaluada en una altura z del hombro de la nave para valorar los muros a barlovento, y evaluada en la altura media de techo h para los muros laterales, a sotavento y techos. Los coeficientes de presión externa C_p se calculan según la Figura 4 de la NCh432:2025. El coeficiente q es calculado a continuación según la Ecuación 3.2.

$$q_z = 0.613IK_zK_{zt}K_eV^2 \quad (3.2)$$

Los demás parámetros mencionados en la Ecuación 3.1 y Ecuación 3.2 se presentan en la Tabla 3-4 a continuación:

Tabla 3-4 Criterios para carga de viento según NCh432:2025

Velocidad básica [m/s]	V	44.44
Factor de direccionalidad	K_d	0.85
Factor topográfico	K_{zt}	1.18
Factor de importancia	I	1.00
Exponente ley de potencia de la velocidad de ráfaga	α	9.80

Altura nominal capa límite atmosférica [m]	z_g	750
Coeficiente de exposición de velocidades para altura z	K_z	0,95
Distribución de velocidades para altura z [kgf/m ²]	q_z	121,4
Coeficiente de efecto ráfaga	G	0.85

Así, se obtienen los coeficientes basales para determinar que, en el sentido transversal, el viento es el factor de segundo orden que controla el diseño.

Tabla 3-5: Corte basal por viento en la estructura

Dirección	Corte basal [Tonf]
Wx	45,30
Wy	128,41

3.4.4 Carga sísmica

Corresponde a la carga inercial generada a partir del movimiento sísmico del suelo. Este efecto se considera mediante un análisis modal espectral, en función con lo establecido en el punto 5.4 de la norma NCh2369 Of2025.

Las cargas sísmicas se incorporan de forma automática mediante el *software* SAP2000, verificándose que al menos el 90% de la masa sísmica total quede representada a través del número de modos de vibración considerados en el análisis modal. En cuanto al peso sísmico utilizado para la estimación de la demanda, este se define a partir de la carga muerta (*DEAD*) en el modelo.

Los parámetros sísmicos considerados en el diseño de acuerdo con la norma NCh2369 Of2025, se presentan a continuación:

Tabla 3-6: Parámetros sísmicos de diseño para análisis modal espectral y estático

Factor de importancia	I	1
Razón de amortiguamiento	ξ	0,03
Aceleración efectiva máxima	A_0	0,30
	A_r	0,42
Factor de modificación de respuesta	R	4
Parámetros tipo de suelo	S	1,0

Coeficiente sísmico vertical	C_v	0,504
	T_0	0,30
	P	1,60

Para la demanda sísmica horizontal, se tiene el espectro elástico de referencia calculado de la siguiente manera:

$$S_{ah} = SA_r \frac{1 + r \left(\frac{T_H}{T_0} \right)^p}{1 + \left(\frac{T_H}{T_0} \right)^q} \quad (3.3)$$

Por otro lado, para el espectro de diseño se utiliza la siguiente ecuación:

$$S_a = 0.7 \frac{IS_{ah}}{R^*} \left(\frac{0.05}{\xi} \right)^{0.4} \quad (3.4)$$

Donde el factor R^* se define según la nueva norma de acuerdo con los periodos de la estructura, donde en caso de comportarse de manera rígida en los periodos iniciales (No realista), el factor R se aplica de forma disminuida en función de las siguientes condiciones:

$$R^* = \begin{cases} 1 & R = 1 \\ R & R \neq 1, T^* \geq C_r T_1 \\ 1,5 + (R - 1,5) \frac{T^*}{C_r T_1} & R \neq 1; T^* < C_r T_1 \end{cases}$$

La normativa actualizada NCh2369 Of2025 tiene algunos cambios en los términos que utiliza para obtener el corte basal. El corte basal máximo ($Q_0^{\max}$) y mínimo ($Q_0^{\min}$) se obtiene en función del periodo fundamental como se indica a continuación:

$$Q_0^{\max} = \frac{2.75 IS A_r P}{g(R + 1)} \left(\frac{0.05}{\xi} \right)^{0.4} \quad (3.5)$$

$$Q_0^{\min} = 0.25 IS \frac{A_0}{g} P \quad (3.6)$$

Donde P representa los valores de los pesos que efectivamente generan fuerzas de inercia verticales, de acuerdo con lo estipulado en la cláusula 5.7.1 de la norma NCh2369 Of2025. Para efectos de este cálculo, se ha considerado una masa sísmica equivalente a la empleada en el análisis de las direcciones horizontales, asumiendo que la distribución de cargas permanentes y la fracción de sobrecargas de uso concurrentes (según cláusula 5.1.2) producen una respuesta inercial vertical comparable en el sistema en sus respectivos centros de gravedad.

Por su parte, el parámetro C_v corresponde al coeficiente sísmico vertical, el cual se determina considerando la aceleración máxima de referencia (A_r) y las características correspondientes al suelo donde se emplaza el proyecto. Este se calcula conforme a lo siguiente:

$$C_v = 1.20IS \frac{A_r}{g} \quad (3.7)$$

En la Figura 3-2 a continuación, se presenta el espectro de diseño (S_a) siguiendo las disposiciones de acuerdo con la normativa NCh2369 Of2025 utilizado para el análisis modal en ambas direcciones. Este se obtiene a partir del espectro de referencia horizontal, incorporando la reducción asociada a la ductilidad y el ajuste según al amortiguamiento crítico de la estructura.

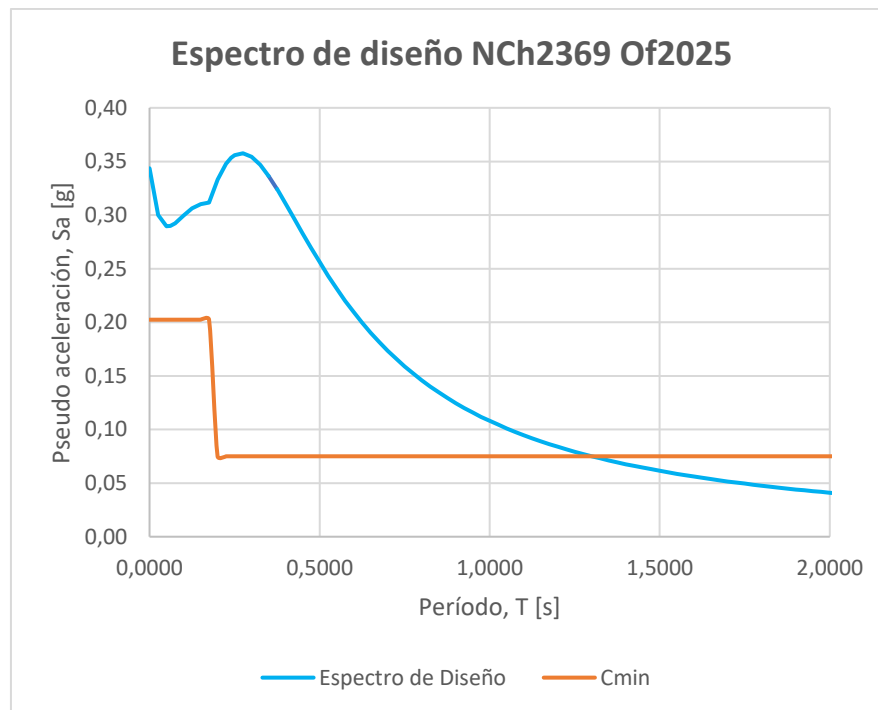


Figura 3-2: Espectro de diseño según NCh2369 Of2025

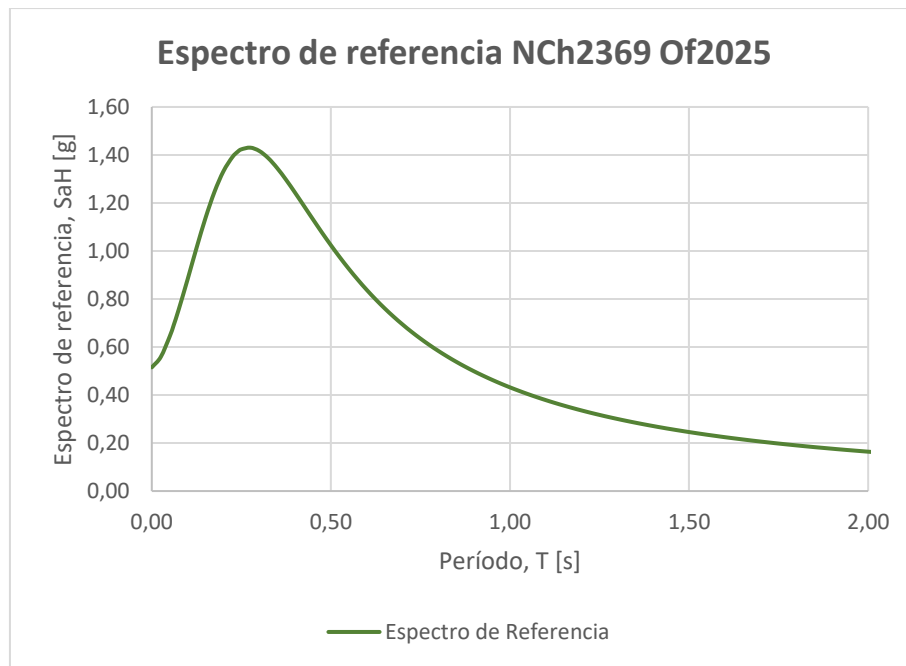


Figura 3-3: Espectro de referencia según NCh2369 Of2025

De esta manera, se definen los coeficientes sísmicos y cortes basales de la estructura.

Tabla 3-7: Carga sísmica de la estructura

Dirección	Coeficiente sísmico	Corte basal [Tonf]
Ex	0,283	97,6
Ey	0,133	45,9

3.5. Combinaciones de carga

Las combinaciones de carga empleadas en el análisis estructural se establecen de acuerdo con la normativa oficial, considerando para las situaciones en las que no se maneja acción sísmica los criterios establecidos en el Capítulo 9 de la NCh3171:2017, mientras que para aquellas combinaciones que sí incorporan efectos sísmicos se adoptan las disposiciones del Capítulo 4 de la NCh2369 Of2025, manteniendo a lo largo del proyecto el uso del método de resistencia última *LRFD* para el desarrollo del diseño estructural.

Para la verificación de los estados límite de resistencia de los elementos estructurales, se aplican las combinaciones de carga definidas a continuación considerando espectro de diseño.

1. 1,4D

2. $1,2D + 1,6L + 0,5L_r$
3. $1,2D + 1,6L_r + L$
4. $1,2D + 1,6L_r + 0,8W$
5. $1,2D + 1,6W + L + 0,5L_r$
6. $0,9D + 1,6W$
7. $1,2D + 0,25L + E$
8. $0,9D + E$

Las combinaciones número siete y ocho corresponden a las combinaciones en las que se aplica sismo según NCh2369 Of2025 para el método LRFD.

Luego, para la evaluación de deformaciones en el sistema se implementan las siguientes combinaciones de carga considerando espectro de referencia.

1. D
2. $D + L$
3. $D + L_r$
4. $D + 0,75L + 0,75L_r$
5. $D + W$
6. $D + 0,75W + 0,75L + 0,75L_r$
7. $0,6D + W$
8. $D + 0,25L + 0,70E$
9. $D + 0,70E$

La acción sísmica combinada se determina aplicando la regla de simultaneidad direccional actualizada que se establece en la cláusula 4.5.2 de la norma NCh2369 Of2025, de manera que:

- I. $E = \pm 1,0E_x \pm 0,3E_y \pm 0,3E_z$
- II. $E = \pm 0,3E_x \pm 1,0E_y \pm 0,3E_z$
- III. $E = \pm 0,3E_x \pm 0,3E_y \pm 1,0E_z$

Los elementos que no tengan como propósito comportarse como fusibles deben diseñarse considerando las cargas sísmicas amplificadas por el factor $0,5R_1 \geq 1,0$ al tratarse de un galpón liviano de acuerdo con la sección 12.2.1 de la NCh2369 Of2025, para el cual se utilizan las siguientes combinaciones de carga:

1. $1,2D + L + [0,5R_1(\pm E_x \pm 0,3E_y) \pm 0,3E_z]$

2. $1,2D + L + [0,5R_1(\pm 0,3E_x \pm E_y) \pm 0,3E_z]$
3. $1,2D + L + [0,5R_1(\pm 0,3E_x \pm 0,3E_y) \pm E_z]$
4. $0,9D + [0,5R_1(\pm E_x \pm 0,3E_y) \pm 0,3E_z]$
5. $0,9D + [0,5R_1(\pm 0,3E_x \pm E_y) \pm 0,3E_z]$
6. $0,9D + [0,5R_1(\pm 0,3E_x \pm 0,3E_y) \pm E_z]$

Finalmente, las solicitaciones de viento se determinan siguiendo las disposiciones de la norma NCh432:2025, considerando para el análisis de sistema principal de resistencia a fuerzas de viento los Casos 1 y 3 de la Figura 11, garantizando estabilidad en la estructura frente a vientos directos y bidireccionales simultáneos. De esta manera se tiene lo siguiente:

- I. $W = \pm W_x$
- II. $W = \pm W_y$
- III. $W = \pm 0,75W_x \pm 0,75W_y$

Las combinaciones de carga extraídas del programa SAP2000, se encuentran en el Anexo 3.2.

3.6. Verificación esbeltez local y global

De acuerdo con lo indicado en la Cláusula 8.6.3 de la NCh2369 Of2025, los elementos fusibles se verifican según esbeltez global inferior a $1,5 \pi \sqrt{(E/F_y)}$, mientras que las relaciones ancho-espesor deben ser inferiores al valor límite de λ_{md} estipulado en la Tabla 9 de la NCh2369 Of2025. Al entrar en la categoría de Galpón Liviano, los elementos diseñados con carga sísmica deben estar amplificadas por $0,5R_1 \geq 1,0$. Sin embargo, al estar diseñados los arriostramientos para que cumplan con su factor de utilidad con sismos amplificados, estos pueden excluirse de la verificación de esbeltez. A continuación, se observan las verificaciones ya mencionadas:

Tabla 3-8: Esbeltez local y global para elementos de viga.

Miembro	Perfil	b/t	λ_{md} ala	h/t _w	λ_{md} , alma
Viga	IN20x30,6	7,5	10	36,0	64,4

3.7. Verificación de deflexiones en vigas

Las deflexiones en las vigas sometidas a cargas gravitacionales se evalúan bajo los límites estipulados en “*International Building Code*” (ICC, 2009) con el fin de garantizar la funcionalidad de la estructura y la integridad de los elementos no estructurales. La mayor deflexión vertical se obtiene en las vigas ubicadas en el eje B del modelo con un largo de 5250 [mm], y en las vigas longitudinales ubicadas en la cumbrera de la estructura. A continuación, se muestra la deflexión vertical obtenida del modelo según las combinaciones L, D+L y D+L_r para el caso de techo:

Tabla 3-9: Deflexiones límite según nivel de la estructura.

Tipo	Nivel [mm]	Largo [mm]	Δ_L [mm]	Δ_{D+L} [mm]	$\Delta_{L,lim}$ [mm]	$\Delta_{D+L,lim}$ [mm]
Viga de piso	18700	5250	0,92	3,43	14,60	21,88
Viga de techo	20700	5250	0,50	9,95	29,21	43,75

Para el caso más crítico, se tiene que, para la viga de vano al dividir su largo por el coeficiente establecido para pisos, se comprueba que se respetan los límites establecidos por la norma para los niveles de piso, donde $L/360$ corresponde para cargas vivas y $L/240$ para combinaciones D+L, al igual que para la viga de techo, siendo su límite $L/180$ para cargas vivas y $L/120$ para cargas de techo considerando carga viva y muerta.

3.8. Deformaciones laterales

Se verifica que las deformaciones laterales debido al sismo no sobrepasen los valores admisibles definidos en la norma NCh2369 Of2025, donde se define el límite en la Sección 6.3 como:

$$\Delta_{adm} = 0,015h \quad (3.8)$$

Donde h representa el 1,5% de la altura entrepiso. Para el control de las deformaciones laterales, los desplazamientos se determinan a partir del análisis modal espectral utilizando directamente el espectro de referencia, el cual es corregido según el factor de importancia y el amortiguamiento específico de la estructura. A diferencia del criterio establecido en la NCh2369:2003, donde los desplazamientos elásticos se amplificaban por el factor de modificación de respuesta, la normativa vigente exige el uso de los valores obtenidos del análisis espectral sin dicha amplificación. Una vez obtenidos, estos

desplazamientos se comparan con el límite de deformación de entrepiso establecido en 0.015 veces la altura del nivel respectivo, garantizando así los estados límite de estabilidad y serviciabilidad.

En las tablas a continuación, se resumen los valores de los *drift* para el marco más exigido para ambas direcciones. Al tratarse de una estructura industrial tipo galpón, este no posee pisos, por lo que se considera la deformación lateral solo a la altura del hombro de la estructura y el comienzo del techo.

Tabla 3-10: Deformaciones sísmicas para ambas direcciones de análisis

Altura [mm]	δ_x [%]	$\delta_{x,lim}$ [%]	δ_y [%]	$\delta_{y,lim}$ [%]
17700	0.08	1.50	0.29	1.50
18700	0.07	1.50	0.28	1.50

Luego, se verifican los desplazamientos para el caso que controla en los marcos de momento, siendo este el viento al presentar una cara perpendicular al sentido y de tal magnitud como lo es de 63 m de largo.

Tabla 3-11: Deformaciones por viento para ambas direcciones de análisis

Altura [mm]	δ_x [%]	$\delta_{x,lim}$ [%]	δ_y [%]	$\delta_{y,lim}$ [%]
17700	0.05	1.50	0.41	1.50
18700	0.04	1.50	0.40	1.50

Los desplazamientos elásticos obtenidos del modelo estructural fueron amplificados por dicho factor R para obtener los desplazamientos inelásticos reales, según lo estipulado en la NCh2369 Of2025. Si bien este límite es de origen sísmico, se extiende su aplicación al caso de las solicitaciones de viento como un criterio de integridad estructural y estabilidad global, al ser este un criterio utilizado en oficinas de ingeniería de Chile.

Se verificó que el desplazamiento máximo amplificado no supera el límite de seguridad de 0,015h, mientras que para las cargas de viento (Serviciabilidad sin el factor de modificación de respuesta), se verificó que las deformaciones laterales se mantengan dentro de rangos operativos que garanticen el correcto comportamiento estructural de los revestimientos y la operatividad de la nave, considerando que esta no presenta equipos en su interior, cumpliendo con los estándares de diseño industrial.

3.9. Resistencia estructural

La verificación de la resistencia estructural se realiza mediante la metodología de diseño por factores de carga y resistencia (*LRFD*) para elementos laminados. En la Figura 3.4 se presentan las factores de utilización resultantes en la estructura, incorporando los efectos de interacción flexo-compresión y esfuerzos de corte, con su respectiva rigidez rotacional en las bases empotradas.

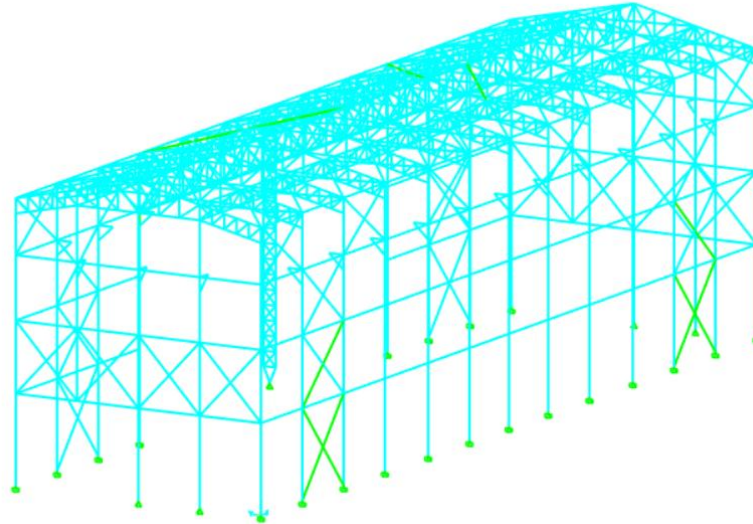


Figura 3-4: Factores de utilización para combinaciones de diseño por método LRFD

Para el caso de las columnas y las vigas en marcos arriostrados, se diseñan con cargas sísmicas amplificadas por $0,5R_1 \geq 1,0$ según lo especificado en los puntos anteriores al tratarse de una estructura clasificada como Galpón Liviano de Acero de acuerdo con la NCh2369 Of2025. Los elementos que pasan el límite corresponden a vigas que no son parte del sistema sismorresistente principal que debe verse protegido bajo eventos extremos, por lo que no es considerado en este análisis. Sus factores de utilización se muestran en la Figura 3.5.

existen diversas configuraciones para concretar esta unión, siendo la más adecuada siempre en función del sistema estructural en el que se utilicen, es decir, para el caso del presente proyecto se diseñó la columna como empotrada en la base, por lo que se debe realizar una configuración en la cual la base de la columna se garantice esta particularidad de empotramiento.

Las columnas de base empotrada transmiten fuerzas axiales, corte y momento flector. Estas propiedades son consecuencia de la ubicación de los pernos de anclaje en relación con la distancia que existe entre el centro de la columna con estos, debido a que entre más cerca se encuentren estos, la base tenderá a tratarse de una base rotulada, mientras que, a mayor distancia, mayor el grado de empotramiento de la base.

El diseño de las conexiones en las bases de las columnas se realiza bajo los principios de la filosofía del diseño por capacidad según la norma NCh2369 Of2025, garantizando que la placa base y los pernos de anclaje no se convierta en el punto crítico de falla dentro del sistema estructural ante solicitaciones sísmicas severas de la estructura. Bajo este principio, las solicitaciones de diseño se definen a partir del 50 % del momento de capacidad esperada (M_{pe}) de los perfiles, el cual es corregido por la carga axial de mayor tracción, asegurando así que la conexión sea capaz de resistir la formación de rótulas plásticas en los elementos soportados.

Además, el sistema se clasifica como un anclaje dúctil mediante el uso de pernos de acero de ductilidad alta (ASTM F1554 Gr.36), además de considerar una zona de estiramiento libre de adherencia de ocho veces el diámetro de los pernos a utilizar. Este detalle constructivo permite la fluencia controlada del acero y la disipación de energía en esa zona, contribuyendo a proteger la integridad del pedestal de hormigón frente a solicitaciones de carácter extremos.

3.10.2 Silla de anclaje

Bajo los lineamientos de la NCh2369 Of2025 en la práctica de diseño sísmico industrial en Chile, el objetivo principal es garantizar un mecanismo de falla dúctil. Esto implica que, ante eventos sísmicos severos, la estructura debe ser capaz de disipar energía a través de deformaciones inelásticas controladas, evitando así fallas frágiles que pueden desencadenar un desastre.

Además de su función como facilitador de ductilidad, la silla de anclaje opera como un elemento rigidizador de alta eficiencia para la placa base, distribuyendo las cargas de manera mucho más

uniforme hacia el pedestal de hormigón, mitigando el efecto de brazo de palanca que tiende a doblar los bordes de las placas delgadas.

La arquitectura principal de la silla de anclaje se basa en una placa superior que se dispone de forma horizontal, teniendo como función primaria servir de superficie de apoyo para la tuerza y golilla del perno de anclaje, asegurando que las fuerzas de tracción se transmitan de manera directa y concéntrica. Con el objetivo de proporcionar mayor rigidez a este elemento, se incorporan atiesadores verticales ubicados en los costados del perno, los cuales actúan como puentes de carga para la transición de fuerzas entre la zona de sujeción y el resto de la conexión.

De las dos placas base diseñadas, solo una (Placa base I) se considera con silla de anclaje, por lo que para determinar el espesor de la placa base, el análisis se centra en las condiciones de borde locales generadas por la presencia de los atiesadores. Bajo esta configuración, las zonas de la placa se modelan como elementos sujetos a flexión con bordes específicos, de manera que se asume un borde empotrado en su unión con el cuerpo de la columna, dos bordes simplemente apoyados en las líneas de soldaduras de los atiesadores y un borde libre en el perímetro exterior de la conexión, según se detalla en la Figura 3-6.

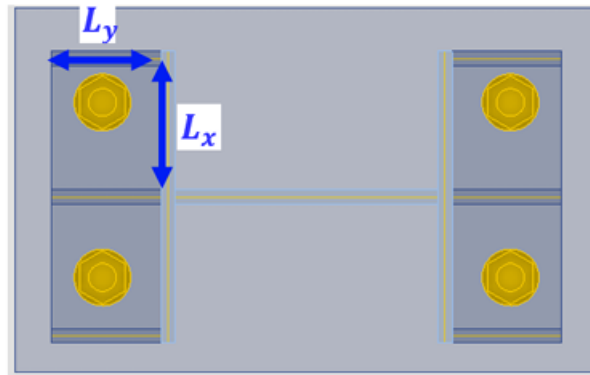


Figura 3-6: Modelo de placa utilizado en análisis

Para el cálculo de momento de la placa base por unidad de ancho, se emplea la siguiente ecuación:

$$M_{pl} = \frac{L_x * L_y * f_p}{m} \quad (3.9)$$

Donde:

- L_x, L_y = Largo y ancho entre atiesadores ([mm]).
- f_p = Esfuerzo de aplastamiento que recibe el hormigón (MPa).
- m = Coeficiente según Tabla 3-8.

Tabla 3-12: Coeficientes para cálculo de momento en placa base

L_y/L_x	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

Luego, el espesor mínimo requerido ($t_{p(req)}$) se obtiene al reemplazar los valores en la siguiente ecuación:

$$t_{p(req)} = \sqrt{\frac{4M_{pl}}{\phi * f_y}} \quad (3.10)$$

Donde:

- $\phi = 0,9$.
- f_y = Resistencia a la fluencia del acero (MPa).
- $t_{p(req)}$ = Espesor mínimo requerido para la placa base.

Para el cálculo del espesor de la placa superior, se asume que los pernos transmiten fuerza distribuida hacia este elemento, mientras que los atiesadores generan reacciones a ambos lados del perno. En consecuencia, el sistema puede idealizarse como una viga sometida a carga uniformemente distribuida con apoyos intermedios.

Se considera, según el punto 8.5.2 de la norma NCh2369, el diseño de la conexión sigue los principios del diseño por capacidad. Esto demanda que los componentes adyacentes a los anclajes posean una resistencia superior a la tensión esperada de fluencia de los pernos, evitando modos de falla frágil en los elementos de transferencia de carga.

El cálculo del espesor de esta se considera el momento máximo y reacciones en la silla de anclaje en función de la cantidad de pernos que la placa posea, según indica la Tabla 3.11. Al generalizar la expresión del momento máximo ($[mm]_{ax}$) con sus variables, se obtiene la siguiente ecuación:

$$M_{max} = \frac{M_{max}^* * L * T}{b_s} \quad (3.11)$$

Donde:

- M_{max}^* = Coeficiente obtenido según Tabla 3-9.
- L = Espaciamento entre atiesadores.
- T = Carga de tracción de solo un perno.
- b_s = Ancho de la placa superior.

La carga de tracción de un solo perno se puede obtener mediante la siguiente ecuación:

$$T = \frac{T_{total}}{n_{pernos}} \quad (3.12)$$

Donde:

- T_{total} = Carga total de tracción que le llega a la columna.
- n_{pernos} = Número de pernos.

Tabla 3-13: Coeficientes de momento y reacciones silla de anclaje

Nº de pernos a cada lado	M_{max}^*	R_{max}^*
2	0,125	1,25
3	0,10	1,10
4	0,107	1,143
5	0,105	1,132
6	0,106	1,135
7	0,106	1,134
8	0,106	1,133

Luego, para el cálculo de la resistencia de los atiesadores a compresión, se debe conocer la reacción (R_{max}) que estos reciben con los coeficientes mostrados en la Tabla 3-12 mencionada anteriormente. De esta manera, es necesario diseñar para la tensión esperada de los pernos de anclaje con la siguiente ecuación:

$$R_{max} = R_{max}^* * T \quad (3.14)$$

Donde:

- R_{max}^* = Coeficiente obtenido según Tabla 3-11.
- T = Carga de tracción de un solo perno.

Para determinar la resistencia a la compresión (P_u), se requiere calcular primero la razón de esbeltez. Con el propósito de mitigar el riesgo de inestabilidad elástica frente a sollicitaciones sísmicas, la normativa NCh2369 establece un límite geométrico máximo que garantiza que el atiesador posea la rigidez lateral necesaria para desarrollar un comportamiento dúctil. Esto se realiza según la siguiente ecuación:

$$1,5 * \pi * \sqrt{\frac{E}{F_y}} \geq \frac{KL}{r} \quad (3.16)$$

Donde:

- K = Factor de longitud efectiva. Se usa un valor de $K = 0,65$ según tabla C-A-7.1 de AISC *Specification*.
- L = Longitud libre entre los apoyos ([mm]).
- E = Módulo de elasticidad del acero (MPa).
- F_y = Resistencia a la fluencia del acero (MPa).
- r = Radio de giro de la placa de espesor t ([mm]).
 - $r = t/\sqrt{12}$ (Caso placa rectangular)

Para determinar la altura de la silla de anclaje, esta debe cumplir con el punto 8.5.2 de la NCh2369, la cual establece que la longitud expuesta de los pernos no debe ser inferior a 250 [mm] ni a 8 veces su diámetro nominal, y que el hilo del perno bajo la tuerca no debe ser inferior a 75 [mm] para así permitir reapriete en caso de necesitarlo.

3.10.3 Llave de corte

Para el cálculo de las llaves de corte es necesario verificar los estados límites del hormigón y del acero, valores establecidos por ACI 318 y AISC Specification respectivamente. La llave de corte resiste fuerzas de corte ejercidas por la estructura, con el fin de evitar el deslizamiento de esta. Los estados límite del hormigón corresponden a aplastamiento y arrancamiento debido al corte, mientras que para el acero son flexión en la llave de corte y soldaduras entre llave de corte y placa base.

Según el punto 17.11.1.1.8 de ACI 318, se deben cumplir restricciones geométricas cuando se presentan anclajes a tracción, los cuales son las siguientes:

$$1) \frac{h_{ef}}{h_{sl}} \geq 2,5$$

$$2) \frac{h_{ef}}{c_{sl}} \geq 2,5$$

Estos términos se ven representados en la Figura 3-7, donde h_{ef} corresponde a la profundidad embebida efectiva, h_{sl} representa la altura de la llave de corte y c_{sl} es la distancia entre el centroide de los pernos de anclaje y la llave de corte.

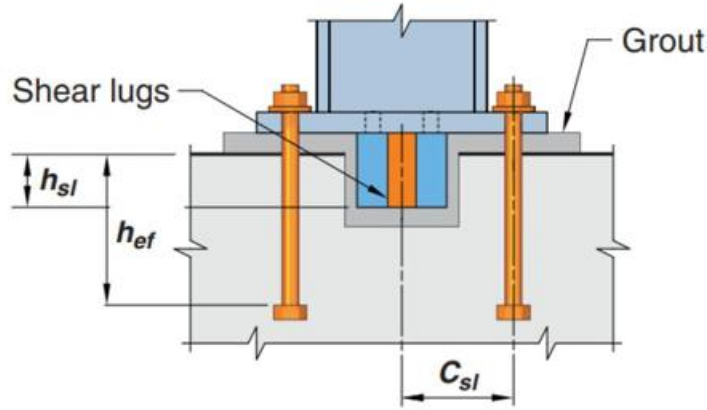


Figura 3-7: Cotas para diseño llave de corte

En caso de la aplicación de llave de corte, estas se deben diseñar para transmitir el total del esfuerzo de corte en el apoyo, donde no se considera el aporte de los pernos de anclaje al corte, y tampoco se considera el aporte por fricción entre la placa base y el hormigón para la resistencia al corte.

Para el cálculo de la resistencia al aplastamiento por corte ($V_{brg,sl}$), se utiliza la siguiente ecuación:

$$\phi * V_{brg,sl} = \phi * 1,7 * f'_c * A_{ef,sl} * \Psi_{brg,sl} \quad (3.18)$$

Donde:

- f'_c = Resistencia a la compresión del hormigón (MPa).
- $\phi = 0,65$ según 17.11.1.1.4 ACI 318.
- $A_{ef,sl}$ = Área de aplastamiento para la llave de corte ($[\text{mm}]^2$).
- $\Psi_{brg,sl}$ = Factor de modificación para los efectos de carga axial.

Para obtener el factor de modificación ($\Psi_{brg,sl}$) sobre la resistencia al aplastamiento en corte se utiliza las fórmulas según indica el apartado 17.11.2.2 de ACI 318, como se observa a continuación:

- Para compresión:

$$\Psi_{brg,sl} = 1 + 4 * \frac{P_u}{A_{bp} * f'_c} \leq 2 \quad (3.19)$$

- Para tracción:

$$\Psi_{brg,sl} = 1 + \frac{P_u}{N_{sa} * n} \leq 1 \quad (3.20)$$

- Sin carga axial:

$$\Psi_{brg,sl} = 1 \quad (3.21)$$

Donde:

- N_{sa} = Resistencia a la tracción de un solo perno de anclaje (N).
- A_{bp} = Área de la placa base en contacto con el hormigón ($[\text{mm}]^2$).
- P_u = Carga axial (N).
- n = Pernos de anclaje.

Para el cálculo de la resistencia del acero al corte, se utiliza la siguiente ecuación:

$$\phi * R_n = \phi 0,6 * F_y * A_{gv} \quad (3.23)$$

Donde:

- A_{gv} = Área bruta solicitada a corte ($[\text{mm}]^2$).
- F_y = Tensión de fluencia mínima especificada (MPa).
- $\phi = 1,0$.

Luego, para obtener la resistencia nominal a la flexión para el estado límite de fluencia se utiliza la siguiente ecuación:

$$\phi M_n = \phi F_y * Z_{gross} \quad (3.24)$$

Donde:

- F_y = Tensión de fluencia mínima especificada (MPa).
- Z_{gross} = Módulo plástico de la sección bruta ($[\text{mm}]^3$).
- $\phi = 0,9$.

Para calcular el espesor de la llave de corte tipo cruz (la más común en la práctica ingenieril chilena), se considera un arquetipo de placa donde dos caras están empotradas, mientras que las otras dos caras se encuentran libres, como se observa en la Figura 3-8.

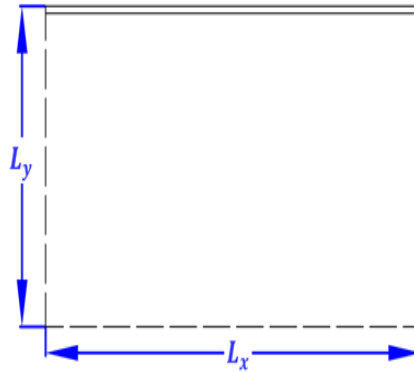


Figura 3-8:Arquetipo de placa utilizado

La fórmula para obtener el momento en la placa base es la siguiente:

$$M_{pl} = \frac{q * L_x * L_y}{m} \quad (3.25)$$

Donde:

- L_x, L_y = Largo y ancho de la placa ([mm]).
- q = Carga uniformemente distribuida en la placa (MPa).
- m = Coeficientes de acuerdo con la Tabla 3-10.

Tabla 3-14:Coeficientes para cálculo de momento en placa

L_y/L_x	1	1,25	1,50	1,75	2,0
m	3,23	3,29	3,51	3,81	4,18

De esta manera, el espesor mínimo requerido ($t_{p(req)}$) se calcula al reemplazar los valores en la ecuación a continuación:

$$t_{p(req)} = \sqrt{\frac{4M_{pl}}{\phi F_y}} \quad (3.26)$$

Donde:

- $t_{p(req)}$ = Espesor mínimo requerido para llave de corte.
- F_y = Resistencia a la fluencia del acero (MPa).
- $\phi = 0,9$.

3.10.4 Diseño de placas base

La estimación del diámetro de los pernos de anclaje, el diseño de la placa base y llaves de corte correspondientes se realizó mediante planillas de cálculo que se presentarán en el Anexo 3.4. Se definen 2 tipos de placa base independientes, en la Figura 3-9 se observa una vista en planta del modelo estructural, donde se indica la ubicación del elemento según las coordenadas globales definidas en el modelo de análisis SAP2000.

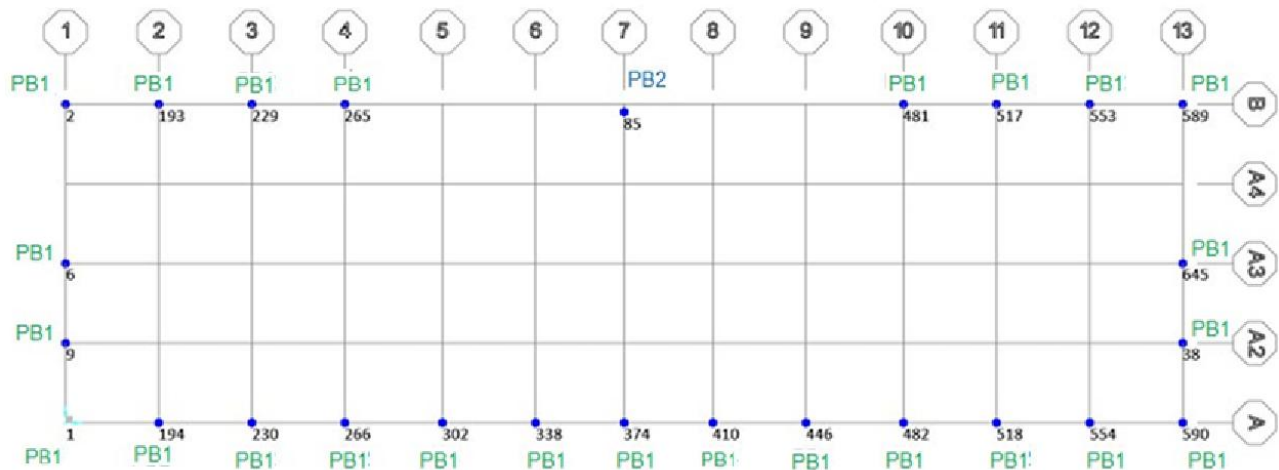


Figura 3-9: Configuración placas base para cada columna

La verificación evalúa la flexión de la placa base en las secciones críticas debido a la presión de contacto del hormigón y a la tracción de los pernos de anclaje conforme a los lineamientos de la tercera edición del *AISC Design Guide 1* y *NCh2369 Of2025*.

Para ambos casos se selecciona un acero de calidad ASTM A36, garantizando la rigidez necesaria para la transferencia de esfuerzos y asegura una correcta ejecución de las soldaduras de los demás elementos como atiesadores y sillas de anclaje. Con el fin de optimizar el diseño según la tipología de cada columna, se define un criterio de estandarización geométrica para las placas base del proyecto que permita una transferencia de carga eficiente al pedestal. Dada la variabilidad en las solicitaciones entre las columnas de marcos (PB1) y la columna enrejada (PB2), se diseñan dos placas base que se ajustan a las solicitaciones de las columnas, siendo la dimensión de ambas placas base de 800x800 [mm], pero solo la placa base uno posee silla de anclaje. Esta decisión se sustenta en el cumplimiento normativo de los límites establecidos por la *NCh2369 Of2025*, de acuerdo con lo dispuesto en el numeral 8.5.3 donde se especifica que en caso de ser la fuerza cortante en los apoyos mayor a 75 kN (Según método LRFD), las placas base deben ir con llave de corte.

Para el caso de la primera placa, se selecciona un espesor de 35 [mm] tanto para la placa base como la placa superior de la silla de anclaje, cubriendo el caso más desfavorable de las columnas correspondiente a esta, mientras que la segunda se selecciona un espesor de 40 [mm] con acero tipo

ASTM A36. Para la llave de corte de la primera placa se optó por un espesor de 32 [mm], mientras que, para la segunda, se optó por un espesor de 14 [mm].

A continuación, se presenta la síntesis de las verificaciones realizadas, comprobando los factores de utilización (F.U) más críticos para ambas conexiones bajo las combinaciones de diseño por capacidad establecidas según NCh2369 Of2025.

Tabla 3-15: Resumen de factores de utilización (F.U) para conexiones de las placas base

Ítem de verificación	F.U (PB I)	F.U (PB II)
Resistencia arrancamiento	0,65	0,67
Resistencia pernos de anclaje	0,52	0,87
Espesor placa base	0,93	0,91
Espesor placa superior	0,83	-
Espesor atiesador	0,88	-
Resistencia al aplastamiento del hormigón por cortante	0,64	0,92
Resistencia flexural	0,68	0,90
Resistencia al corte	0,34	0,35

Se observan los resultados de factor de utilización de ambas placas base son consistentes con las solicitaciones de diseño que cada una demanda según su ubicación. La verificación de las placas base se realizó bajo la condición de empotramiento rígido utilizando el diseño por capacidad según las disposiciones de AISC *Design Guide* 1, permitiendo evaluar la transferencia de esfuerzos axiales, cortantes y momentos desde la columna hacia la fundación a través de un diseño de distribución de presiones de contacto y solicitaciones de los pernos de anclaje.

Siguiendo la filosofía de diseño sísmico para placas base, se verifica que estas (junto con su sistema de anclaje) desarrollen una resistencia superior a la demanda asociada a la formación de rótulas plásticas en la estructura, eludiendo así la creación de mecanismos frágiles en la zona de apoyo.

El análisis de flexión en los componentes metálicos confirma que los espesores propuestos son adecuados, como se observa en la Tabla 3-15, específicamente la placa base de 35 [mm] de espesor y la placa superior de la silla de anclaje actúan con factores de utilización (F.U) de 0,93 y 0,83 respectivamente para la primera placa base, lo que garantiza una respuesta estructural de alta capacidad y estable frente a las cargas axiales y momentos volcantes de diseño, mientras que con un espesor de placa base de 40 [mm] para la segunda, se tiene un factor de 0,91. Asimismo, los atiesadores verticales de 18 [mm] de espesor representan un factor de utilización de 0,88, demostrando que se

trata de una sección optimizada que cumple estrictamente con los límites de fluencia y estabilidad local.

Constructivamente, se especifica un detalle típico (TIP) en los atiesadores que consiste en un recorte de esquina (Clip) en el punto en el que coincide con el ala de la columna y la placa base, por lo que esta configuración constructiva es esencial para evitar la interferencia de la nueva soldadura con los cordones de soldadura existentes en el perfil y prevenir la aglomeración de tensiones residuales cerca de estos producto de la intersección de soldaduras en tres planos ortogonales, asegurando así la integridad de la unión.

Respecto al sistema de transferencia de tracciones de las columnas, los ocho pernos de anclaje de 1,5' (38,1 [mm]) presentan un factor de utilización máximo de 0,52 para la condición de carga más desfavorable (En la primera placa base), a diferencia de los cuatro pernos de 1,25' (31,75 [mm]) que mantiene un factor de utilización similar de 0,87, mientras que las verificaciones por resistencia al arrancamiento del hormigón se mantienen en niveles estables con un factor de utilización máximo de 0,65 y 0,67 respectivamente.

Finalmente, la interacción con el pedestal se determinó según resistencia al aplastamiento, resultando en un factor de utilización de 1,0, siendo el valor consistente con la metodología de diseño por capacidad aplicada, buscando la máxima eficiencia entre el acero y el hormigón para garantizar una distribución de presiones uniforme ante solicitaciones sísmicas extremas. Es importante destacar que este valor deriva de un diseño con un enfoque conservador, en el cual se ha optado por no considerar el aumento de resistencia por confinamiento del hormigón, asegurando así que la conexión sea segura incluso ante variaciones en la geometría real del pedestal, priorizando que la base desarrolle una resistencia superior a la demanda asociada a la formación de rótulas plásticas en la estructura, conforme a la metodología de diseño por capacidad. En función de los resultados obtenidos, se

concluye que las disposiciones de diseño para las placas base uno y dos cumplen con los requisitos de resistencia, seguridad y ductilidad exigidos por la normativa vigente.

Las siguientes figuras son representaciones gráficas del detalle de ambas placas base:

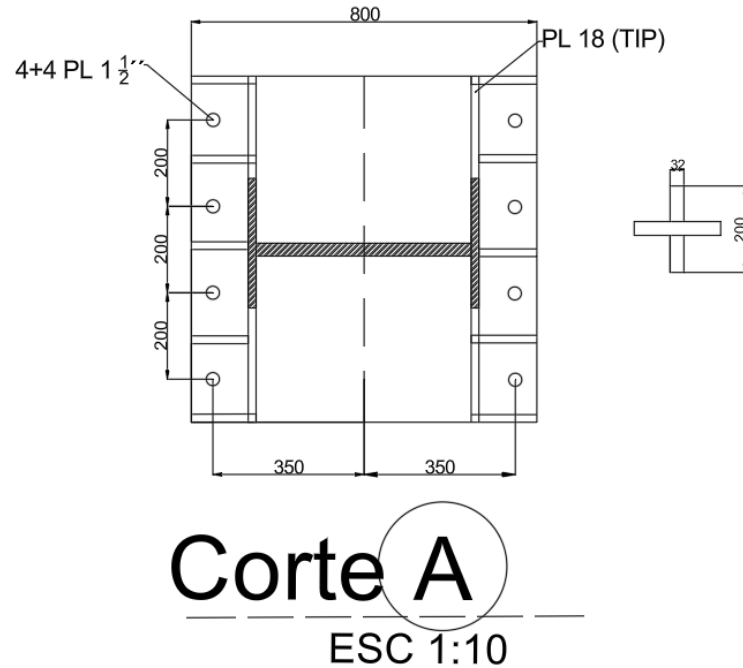


Figura 3-10: Detalle placa base 1 con silla de anclaje, atiesadores y llave de corte

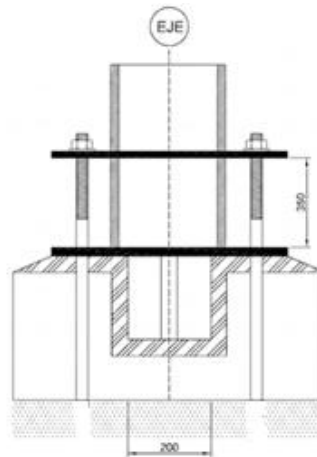


Figura 3-11: Corte transversal de la conexión para la placa base I.

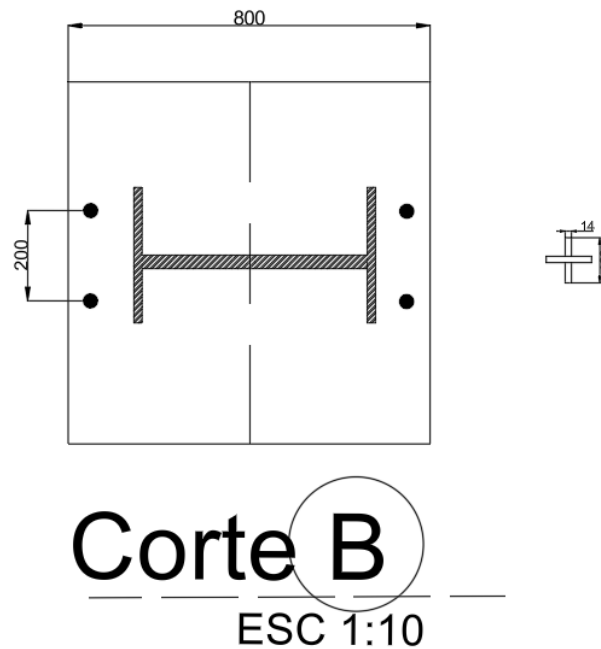


Figura 3-12: Detalle placa base 2 con llave de corte

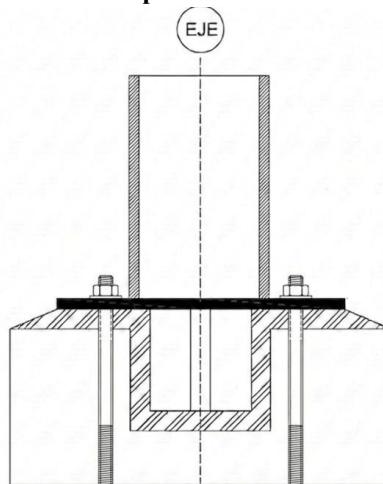


Figura 3-13: Corte transversal de la conexión para placa base II

3.11. Diseño de conexiones en marcos arriostrados

3.11.1 Resistencia según AISC 360-16

En la presente sección se desarrolla y verifica las conexiones para el sistema de arriostramientos concéntrico en X de la estructura. Se ha optado por una solución de nudos empernados mediante el uso de planchas gusset, configuración que permite optimizar la transferencia de cargas axiales desde

los perfiles XL 100x100x10 hacia el marco principal, aprovechando la resistencia de los pernos en corte doble.

Para garantizar la integridad de los elementos del marco, el diseño integra el uso de atiesadores de continuidad en las zonas de unión con las vigas IN 20x30,6 y columnas IE 600x300. Estos refuerzos son fundamentales para prevenir deformaciones locales y asegurar que las solicitaciones sísmicas se distribuyan de manera eficiente hacia las fundaciones. Todo el análisis se realiza bajo la metodología de estados límites (LRFD), asegurando un diseño sismorresistente que cumple con los estándares de seguridad y ductilidad exigidos por la normativa vigente.

El diseño a continuación fue el caso más desfavorable entre las pequeñas variaciones en datos que tenían los cálculos de diagonales, como lo puede ser pequeñas diferencias entre alturas de vigas a las que van conectadas las mismas, pero la uniformidad entre el tipo de perfil con las vigas y columnas se mantienen alrededor de la nave de encapsulamiento. Los cálculos de las diagonales se exponen en el Anexo 3.5.

3.11.2 Conexión de diagonales y placa gusset

La conexión entre los elementos de arriostramiento y la placa gusset constituye el núcleo de transferencia de esfuerzos en sistemas de marcos arriostrados. Esta interfaz se diseña para transmitir íntegramente las cargas axiales de tracción y compresión provenientes de las diagonales hacia el marco principal, utilizando comúnmente medios de unión como pernos de alta resistencia o soldadura de filete. En el diseño de esta unión, es crítico verificar estados límite como la fluencia y ruptura en la sección de Whitmore, el bloque de cortante y la estabilidad al pandeo de la placa, asegurando que la conexión posea la rigidez y resistencia necesarias para mantener la integridad global de la estructura ante solicitaciones laterales. Para el diseño de esta, se realiza los cálculos en base al desbalance plástico de los arriostramientos, de manera que el diseño se concentre en la capacidad esperada a tracción que, para este caso, corresponde a un valor de 1238 kN.

El diseño de la interfaz entre el arriostramiento (XL 100x100x10) y la placa conectora se rige por el criterio de diseño por capacidad según la normativa NCh2369 Of2025, considerando una demanda de tracción esperada de 1238.0 kN. Para garantizar la ductilidad del sistema, se optó por una conexión empernada mediante un grupo de 20 pernos A325N de 3/4", dispuestos en una configuración de 5 columnas y 4 filas. Además, se considera el uso de presillas de conexión según la norma para

garantizar que el perfil trabaje de manera uniforme al tratarse de una sección compuesta. Debido a la reducción de sección transversal producida por los agujeros de los pernos, se añade una plancha de refuerzo de 300x300 [mm] con 7 [mm] de espesor soldada al perfil, asegurando que el estado límite de rotura en el área neta no sea el factor determinante. Las verificaciones mecánicas muestran factores de utilización (FU) optimizados, destacando un FU de 0.78 en la resistencia del grupo de pernos y un FU de 0.90 en la soldadura de filete entre el perfil y la placa, cumpliendo satisfactoriamente con los requerimientos de seguridad sísmica para la Zona 2.

Para determinar la carga de diseño, la conexión se configura bajo el diseño por capacidad, donde se comprueba su comportamiento según lo máximo que el perfil puede dar antes de fallar. Se utiliza acero A36 ($R_y = 1,3$), con un área bruta (XL100x100x10) de 3840 [mm]², con los siguientes valores de tracción y compresión respectivamente:

1. P_u (Capacidad a tracción esperada): 1238 kN.
2. P_{ne} (Capacidad esperada a compresión): 464 kN.

Luego, para la verificación de la placa conectora, se selecciona una base de placa de 400 [mm] y 16 [mm] de espesor, obteniendo así la resistencia de diseño por fluencia en área bruta de la placa junto con la resistencia de diseño de por rotura en área neta efectiva de la misma.

$$\phi R_{n,fluencia} = \frac{0,9 * A_g * F_y}{1000} = 1428 \text{ kN} \quad (3.27)$$

Con un factor de utilización de 87% para el caso de estudio más desfavorable.

$$\phi R_{n,rotura} = \frac{0,75 * A_n * F_u}{1000} = 1493 \text{ kN} \quad (3.28)$$

Con un factor de utilización de 83% en relación con la tracción esperada mencionada anteriormente. La transferencia de la carga axial desde el perfil arriostrado (XL 100x100x10) hacia la placa conectora se realiza mediante cordones de soldadura de filete dispuestos longitudinalmente en las alas de los ángulos. Siguiendo las disposiciones de diseño por capacidad, esta interfaz se dimensiona para resistir la tracción esperada (P_u) del elemento, garantizando que la conexión no represente un punto de falla frágil antes de la fluencia del elemento. Para el cálculo de la resistencia de diseño (ϕR_{nv}), se utiliza la metodología establecida en la norma AISC 360 (Sección J2.4), considerando electrodos E70 y la geometría de los cordones detallada a continuación:

$$\phi R_{nv} = \frac{4 * 0,75 * 0,6 * F_{E70} * \sqrt{\frac{2}{2}} * w_f * L}{1000} = 1656 \text{ kN} \quad (3.29)$$

Donde:

- $L = 450$ [mm]
- $W_f(\text{Tamaño de soldadura seleccionado}) = 6$ [mm]
- $F_{E70} = 482$ MPa.

Resultando en un factor de utilización de 75%.

Para el diseño de grupos de pernos y verificación del aplastamiento se configura la unión mecánica entre la placa y el perfil arriostrado, donde se diseña para transferir la demanda axial por capacidad mediante refuerzos de corte en los vástagos. El diseño sigue las disposiciones de la norma AISC 360 (Capítulo J), evaluando tanto la resistencia nominal al corte del conector como la resistencia al aplastamiento y desgarramiento del material base en las perforaciones. Se ha configurado un arreglo de 20 pernos A325N de 3/4", distribuidos en una matriz de 5 columnas y 4 filas, lo que permite una distribución uniforme de las tensiones y garantiza factores de utilización conservadores bajo las solicitaciones máximas esperadas. Así, la resistencia nominal al corte es la siguiente:

$$\phi R_{nv} = \frac{0,75 * F_{nv} * A_b}{1000} = 80 \text{ kN} \quad (3.30)$$

Luego, para verificar la geometría de los espaciamientos, la disposición del grupo de conectores en la placa de unión se define bajo los criterios de espaciamiento mínimo y distancias a bordes establecidos en la norma AISC 360 (Sección J3). Estas limitaciones geométricas tienen como propósito fundamental prevenir fallas por desgarramiento prematuro del material base (*Tearing*), asegurar el espacio suficiente para la entrada de herramientas de torque durante el montaje y garantizar la integridad de la conexión ante los esfuerzos de tracción máxima. Para los pernos de 3/4" seleccionados, se han verificado espaciamientos entre centros y distancias a bordes libres que superan los umbrales mínimos normativos, optimizando la configuración en una matriz de 5x4 que armoniza con las dimensiones de la placa conectora y los elementos de borde del marco estructural. El espaciamiento mínimo se define con la siguiente fórmula:

$$s_{min} = 3 * d_b * 25,4 \quad (3.31)$$

$$s_{max} = 24 * e \quad (3.32)$$

Donde se determina que el espaciamiento mínimo entre el perno y el borde es de 57 [mm], mientras que el espaciamiento máximo entre estos es de 120 [mm]. Así, se escoge una configuración de 60 [mm] de espaciamiento longitudinal entre los pernos seleccionados y 80 [mm] de espaciamiento transversal entre los mismos. Luego, el espaciamiento longitudinal entre perno y borde es de 30 [mm], mientras que transversalmente es de 80 [mm].

Ahora, verificando su factor de utilización como grupos de pernos, se obtiene la resistencia de diseño a corte de los pernos con la siguiente ecuación:

$$\phi R_{n,corte} = n_1 * n_2 * \phi R_{nv} \quad (3.33)$$

Donde:

- n_1 = N° de columnas de pernos (Longitudinal).
- n_2 = N° de filas de pernos (Transversal).

Resultando en un factor de utilización de 78%, mientras que la resistencia de diseño a aplastamientos de pernos da un valor de 3946 kN ($\phi R_{n,aplast}$), con un factor de utilización de 31%.

Así, se tiene un diseño de conexiones diagonales de un espesor de 25 [mm] para la placa gusset, con una distribución de 20 pernos de $\frac{3}{4}''$ a lo largo de esta, con un espaciamiento longitudinal entre perno y borde de 30 [mm] y transversal de 80[mm].

3.12. Conclusiones

En conclusión, según lo planteado en el capítulo, el diseño de los elementos estructurales verifica que los marcos principales de la estructura cumplen con los estados límites establecidos tanto de resistencia como de servicio en la normativa oficial. Como se comprueba con el análisis estructural realizado, la razón entre demanda y capacidad se mantienen estables con un rango de seguridad considerable bajo las combinaciones de carga crítica que exige la normativa NCh2369 Of2025 y NCh427, garantizando que la estructura posea la robustez y sobrerresistencia necesaria para enfrentar cargas sísmicas y de viento adversas sin comprometer la estabilidad global de la estructura, esto debido al aumento en el coeficiente de amplificación del sismo al tratarse de un Galpón Liviano de Acero.

Al evidenciar en el análisis estructural de resistencia que los elementos fusibles se encuentran por debajo del límite de utilización, aun con el caso sísmico más desfavorable, no es necesario la obtención del desbalance plástico, debido a que esto ocurre luego de que una de las diagonales llegue a su punto de falla, cosa que no ocurre en el diseño de esta estructura.

CAPÍTULO 4: DISEÑO DE FUNDACIONES

4.1. Introducción

El sistema de fundaciones constituye el elemento de interfaz encargado de transmitir de manera segura las cargas provenientes de la estructura hacia el estrato resistente del suelo, garantizando la estabilidad global y la integridad de la edificación. Su diseño asegura la transferencia eficiente de esfuerzos axiales, momentos y cortes derivados de las solicitaciones estáticas y sísmicas, manteniendo las presiones de contacto y los asentamientos dentro de los límites admisibles establecidos por la normativa vigente. Los cálculos tanto para el diseño del pedestal y la zapata se exponen en el Anexo 2.6.

4.2. Propiedades del suelo

El diseño de las fundaciones se fundamenta en las propiedades mecánicas del sitio de emplazamiento, el cual se clasifica como suelo Tipo B de acuerdo con los criterios de la normativa NCh 433 y NCh2369. Este tipo de suelo se caracteriza por ser un terreno competente de alta rigidez (como gravas densas o rocas blandas), lo que permite una transmisión eficiente de las cargas provenientes de las columnas de 18.7 m hacia el estrato resistente. Para el cálculo de los pedestales de 1000x1000 [mm] y sus respectivas zapatas, se consideran parámetros de capacidad soporte admisible y un coeficiente de balasto consistentes con esta clasificación, asegurando que las presiones de contacto se mantengan dentro de los límites de seguridad y se minimicen los asentamientos diferenciales bajo solicitaciones sísmicas en Zona 2. No se cuenta con información específica sobre estudios de suelo para el emplazamiento real de la nave de encapsulamiento, por lo que se asumen valores que satisfagan las necesidades y cumplan con las normativas establecidas.

Tabla 4-1: Parámetros de suelo

Zona sísmica	2
Tipo de suelo (NCh2369 Of2025)	B
Peso propio del suelo [kN/m ³]	21
Ángulo de fricción interna efectivo	37°
Coeficiente de balasto estático [kN/m ³]	10.000
Coeficiente de balasto dinámico [kN/m ³]	30.000

Cohesión	0
Tensión admisible estática [kN/m ²]	260
Tensión admisible dinámica [kN/m ²]	350

4.3. Modelo estructural de fundaciones

Para el análisis y dimensionamiento del sistema de subestructura, se desarrolló un modelo tridimensional en el software SAP2000, integrando la superestructura metálica con los elementos de fundación. En la figura a continuación, se observa la configuración de los pedestales de hormigón armado, los cuales cumplen la función crítica de transición de esfuerzos desde las columnas de acero hacia sus respectivas zapatas. Estos elementos fueron modelados con secciones de alta rigidez para garantizar la hipótesis de base empotrada, asegurando una transferencia eficiente de los momentos flectores y cortes basales hacia el suelo de fundación.

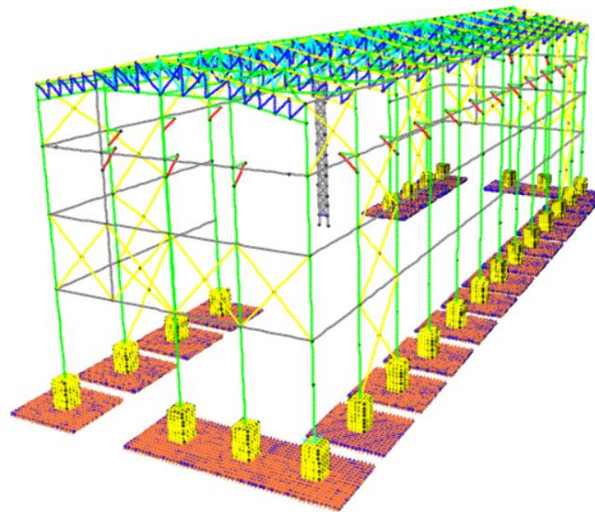


Figura 4-1: Vista isométrica de la estructura con sus fundaciones

De esta manera se configuran las fundaciones de manera que los pedestales tienen una dimensión de 1x1 m en su geometría con una altura de 1,4 m, con su fundación respectiva de dimensión 5 m de largo y 4 m de ancho con un espesor de 1 m. Se considera además dos zapatas continuas que se ubican en los costados en el sentido transversal de la estructura, obteniendo un modelo con 19 fundaciones con zapatas aisladas y dos zapatas continuas que unifican tres pedestales.

4.4. Verificaciones de tensiones máximas

Se realizó la verificación de tensiones de contacto bajo solicitaciones dinámicas, considerando que la acción sísmica representa el estado de carga más exigente para el sistema de fundaciones debido a la magnitud de los momentos de volcamiento para este caso. El valor máximo obtenido en el modelo fue de 213 kN/m^2 , el cual se encuentra holgadamente por debajo de la capacidad admisible del terreno de 350 kN/m^2 (Considerando el incremento normativo habitual por sismo) ubicado en la zapata crítica continúa en el eje A13. Este resultado garantiza que el suelo trabajará dentro de rangos elásticos y sin riesgo de falla por hundimiento o pérdida de equilibrio ante el evento de diseño crítico. El valor crítico de 213 kN/m^2 se localiza en los extremos de las zapatas continuas, específicamente en los nodos donde la combinación de carga axial y momento sísmico genera la mayor excentricidad, sin embargo, dado que se unificó el criterio de rigidez con un espesor de 1 metro para todas las fundaciones, la distribución de presiones es uniforme y controlada en toda la planta del proyecto.

4.5. Verificación de estabilidad de fundaciones

4.5.1 Área comprimida

Se analizó la distribución de presiones en la base de las fundaciones bajo las combinaciones sísmicas más exigentes, determinadas al buscar entre todos los puntos de las fundaciones, la combinación que presentaba el mayor número de elementos positivos (lo que implica levantamiento). De acuerdo con la convención del modelo, los valores negativos representan el contacto efectivo (compresión) con el terreno, mientras que los valores positivos indican tendencia al despegue.

Como se observa en la Figura 4-2, la gran mayoría de la superficie de las zapatas se encuentra en zona de compresión, asegurando la estabilidad global del galpón al cumplir con el límite mínimo normativo de 80% del elemento en contacto con el suelo. En los puntos más críticos de las zapatas continuas con combinación ASD3171-14 (controlada por viento) se registran valores positivos marginales de hasta $2,4 \text{ kN/m}^2$ en las esquinas, lo cual representa una excentricidad mínima que no compromete la estabilidad estructural del modelo. Este resultado confirma que existe una reserva de área comprimida superior al 90%, cumpliendo con los estándares de diseño para estructuras industriales y garantizando que la fundación no sufrirá volcamientos ni deformaciones excesivas durante el sismo de diseño.

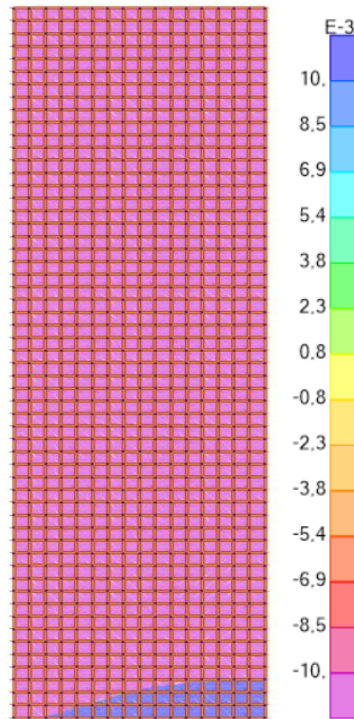


Figura 4-2: Presiones de suelo para zapata continua crítica

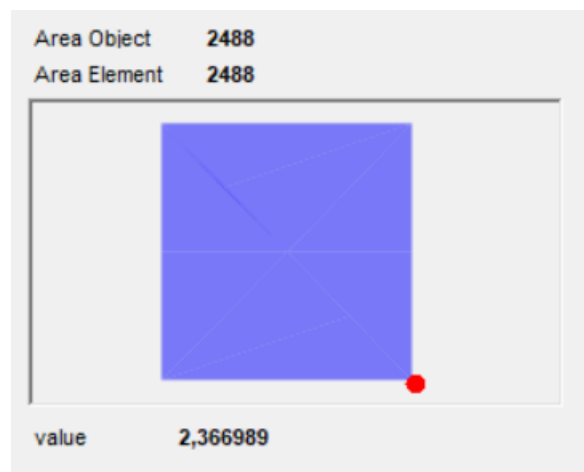


Figura 4-3: Punto crítico de uplift en zapata continua

Como verificación adicional de seguridad a las fundaciones, estas se analizaron bajo combinaciones de carga amplificadas, incorporando el factor de sobrerresistencia estructural, con el objetivo de garantizar que ante un evento sísmico más realista que lleve a los elementos de la superestructura a su capacidad máxima, la fundación mantenga la estabilidad global.

Los resultados muestran que, bajo solicitaciones de combinaciones (ASD2369-A22), la zapata mantiene un área comprimida superior al 50%, cumpliendo con los criterios de estabilidad al volcamiento. Si bien se produce un levantamiento parcial en dos de las esquinas debido a la magnitud de los momentos de capacidad, el núcleo central de la fundación permanece en contacto efectivo con

el terreno, asegurando que no exista riesgo de inestabilidad o colapso del sistema suelo-fundación, cumpliendo con la verificación del área comprimida.

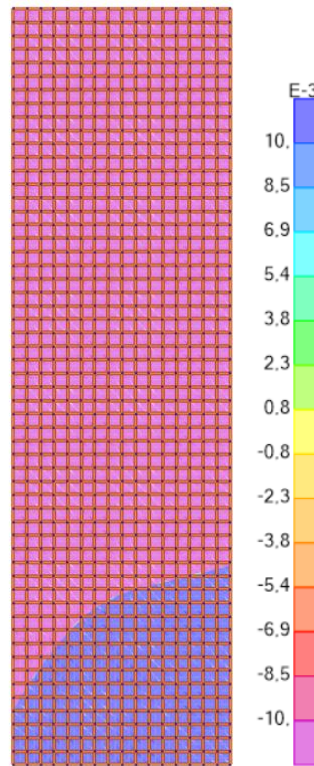


Figura 4-4: Presiones de suelo para zapata continua crítica bajo sismo amplificado

4.5.2 Factor de seguridad al deslizamiento

Se realizó el análisis de estabilidad lateral de las fundaciones para verificar la seguridad ante el deslizamiento superficial, utilizando la combinación de carga crítica, la cual representa el escenario más desfavorable para la estabilidad al minimizar la carga vertical estabilizante para un caso en el que el viento controla.

La fuerza deslizante F_d se determinó como la resultante vectorial de los esfuerzos de corte basales en las direcciones ortogonales tanto X como Y, mientras que la fuerza resistente F_r se calculó considerando la fricción en la interfaz suelo-hormigón, afectada por la carga vertical neta que incluye el efecto del sismo vertical al 75% de su capacidad máxima. El factor de seguridad obtenido para el caso estático (Cargas estáticas) es de 89,08, superando con creces el límite inferior de 1,5, mientras que, para el caso dinámico, este valor es de 3,91, por lo que también se encuentra sobre el límite inferior de seguridad de 1,3.

Estos resultados garantizan que la cimentación de la estructura mantendrá su posición de diseño sin desplazamientos laterales, asegurando la transferencia de esfuerzos hacia el estrato de fundación de manera segura.

4.6. Armadura en el pedestal

La resistencia al arrancamiento del hormigón en los anclajes depende directamente de la profundidad de embebido, distancia y espaciamientos con los bordes, entre otros factores. En caso de no ser suficiente las dimensiones del pedestal para las solicitaciones, se sigue el apartado 17.5.2.1 del ACI318, que especifica que se puede proporcionar refuerzo al anclaje envés de calcular la capacidad de arrancamiento. Este diseño se apoya en el capítulo 10 del ACI318, donde se especifica que el diseño de columnas puede ser aplicado al diseño de pedestal. El diseño de la armadura tanto en pedestal como zapata se encuentra en el Anexo 2.5.

4.6.1 Área de acero para refuerzo longitudinal

De acuerdo con lo establecido en ACI318, el punto 10.6.1.1 indica que el área de armadura longitudinal no puede exceder a los ocho porcientos de A_g , y tampoco puede ser menor al uno por ciento de este. Se considera un valor del coeficiente $\phi = 0,75$.

$$A_{s\ req} = \frac{T_u}{0,75 * f_y} \quad (4.1)$$

4.6.2 Área de acero para refuerzo transversal

De acuerdo con lo indicado en el apartado 10.6.2.2 del ACI318, el área mínima ($A_{v\ min}$) debe ser mayor a las siguientes expresiones cuando se requiere refuerzo para cortante.

- $0,062 * \sqrt{f'_c} * \frac{b_w * s}{f_{yt}}$
- $0,35 * \frac{b_w * s}{f_{yt}}$

Donde:

- b_w = Ancho del pedestal.
- s = Distancia entre estribos.
- f_{yt} = Tensión de fluencia mínima de las barras.

Además, se destaca que el apartado 25.7.2.2 de la misma norma indica que para las barras encerradas menores a 32 [mm], se debe utilizar barras de al menos 10 [mm] de diámetro, mientras que para barras de 32 [mm] o más, se debe utilizar barras de 13 [mm] de diámetro por lo menos. El límite se establece al no recomendar el uso de barras de más de 19 [mm] de diámetro.

4.6.3 Espaciamiento entre refuerzos

De acuerdo con lo estipulado en ACI318, el punto 25.2.3 establece que la distancia mínima libre entre barras longitudinales se determina con la siguiente ecuación:

$$s_{min} = \max \left\{ 40 \text{ mm} ; 1,5 * d_b ; \frac{4}{3} * d_{agg} \right\} \quad (4.2)$$

Donde:

- d_b = Diámetro nominal de la barra de refuerzo ([mm]).
- d_{agg} = Diámetro nominal máximo del agregado grueso ([mm]).

Además, para el caso a tracción, el refuerzo debe estar en ambos lados de la superficie de falla como se observa en la Figura 4-5:

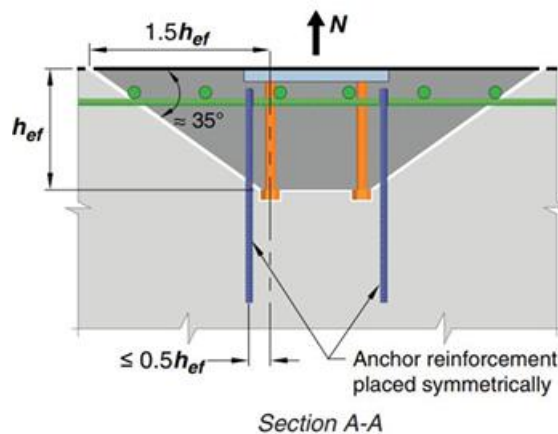


Figura 4-5: Armadura de acero para tracción. (AISC Design Guide 01)

4.6.4 Espaciamiento para estribos de columnas

Conforme a lo estipulado en el punto 25.7.2.1 del ACI318, el espaciamiento libre debe ser por lo menos $\frac{4}{3} * d_{agg}$. Luego el punto a continuación (25.7.2.2) indica que el espaciamiento entre los estribos debe ser menor al menor valor entre $16 * d_b$ para la barra longitudinal, $48 * d_b$ para la longitudinal y el lado menor del pedestal.

El punto 25.7.2.3 del ACI318 indica que los estribos deben configurarse en el pedestal de manera que el ángulo interior no sea mayor a 135 grados y que ninguna barra que no esté apoyada lateralmente puede estar a más de 150 [mm] de separación.

4.6.5 Profundidad embebida pernos de anclaje

La profundidad se determina al sumar la longitud de desarrollo (l_d) de la barra de refuerzo con el recubrimiento de la cara superior del pedestal (r_{ec}) y la proyección vertical de la distancia entre el perno de anclaje y la barra más lejana. Para esto se asume que el cono de arrancamiento tiene aproximadamente 35 grados de inclinación.

$$h_{ef} = l_d + g * \left(\frac{1}{1,5}\right) + r_{ec} \quad (4.3)$$

4.6.6 Diseño del pedestal

Para la validación del pedestal, se utilizó el diagrama de interacción P-M, el cual demuestra la relación entre la resistencia nominal del hormigón y el acero frente a las cargas aplicadas. Para cada combinación de carga se determinan las solicitaciones de diseño P_u y M_u en la base del pedestal, lo cual se observa con las demandas actuales críticas para los pedestales que se sitúan en el núcleo central del diagrama, lo que garantiza una alta reserva de capacidad y un comportamiento elástico del pedestal ante las combinaciones de carga más desfavorables, asegurando la estabilidad de la conexión con la estructura superior. Así, se verifican que todas las combinaciones de carga evaluadas se ubican dentro del rango de resistencia del diagrama de interacción. En la Figura 4-6 a continuación, se presenta el diagrama de interacción P-M:

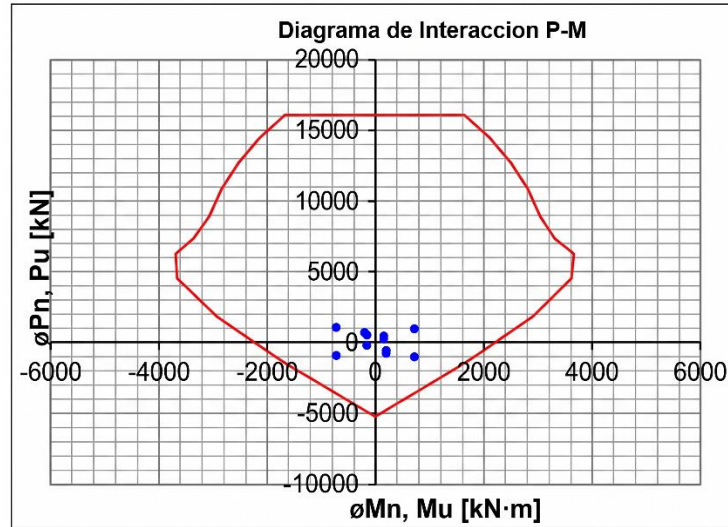


Figura 4-6: Diagrama de interacción P-M para pedestal crítico

Considerando los factores mencionados anteriormente, se diseña un pedestal de 1x1 m en su geometría principal con una armadura longitudinal de $\phi 25@120$ con 8 barras a cada lado (total de 28 barras longitudinales) de este, con una longitud de desarrollo de 650 [mm] y con gancho en terminación de 90° . Los pernos de anclaje se encuentran embebidos según la Ecuación 4.3 a una profundidad de 750 [mm] en el pedestal, manteniéndose en la zona protegida de 1 metro de profundidad, al ser estipulado en la norma que el lado menor del pedestal corresponde a la distancia vertical de la zona de protección. De esta manera, los tres primeros grupos de armadura transversal de $\phi 25$ en el pedestal se encuentran a 50 [mm] de distancia entre sí, para luego aumentar la distancia a 100 [mm] entre armaduras transversales, hasta salir de la zona de protección de un metro para luego suplir los 400 milímetros restantes del pedestal con espaciamiento a 200 [mm] (valor que la norma NCh2369 Of2025 permite como máximo) para los últimos dos grupos de armadura transversal. Esto se ve reflejado en las siguientes figuras que detallan las especificaciones geométricas del pedestal.

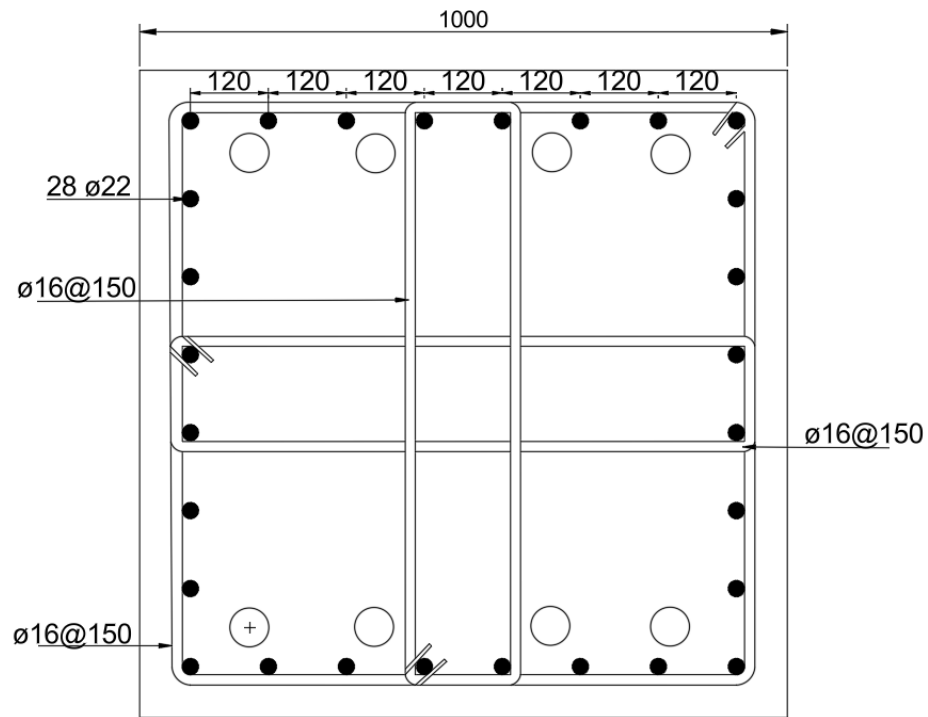


Figura 4-7: Configuración pedestal vista en planta

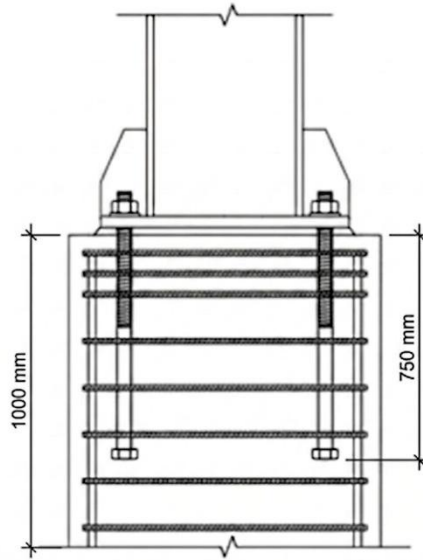


Figura 4-8: Elevación lateral de la zona de protección del pedestal

4.7. Diseño de zapatas de fundación

Para el diseño del refuerzo longitudinal, se consideraron los momentos flectores M11, M22 y M12 obtenidos del modelo de elementos finitos realizado en el programa SAP2000 sobre una sección transversal de 1000 [mm] de peralte y 1000[mm] de ancho, definiendo una disposición doble mallado

en ambas configuraciones de zapatas, con armadura de barras $\phi 22@200$ tanto para su orientación longitudinal como transversal, además de armadura para sus caras laterales de $\phi 18@200$.

La geometría de armadura en las zapatas fue diseñada según la cuantía mínima de retracción y temperatura, debido a que, al unificar el espesor de 1000 [mm] en todas las zapatas, el diseño fue controlado por el peralte y no por la flexión pura en el elemento. De acuerdo con lo estipulado en la norma NCh430, la fórmula para obtener el requerimiento mínimo es la siguiente:

$$A_{S_{min}} = 0,0018 * b * h \quad (4.4)$$

Esta ecuación para las condiciones de ancho y espesor planteadas anteriormente, dan un valor de 1800 [mm]², valor que supera al acero necesario por flexión para los casos críticos, por lo que al tener 1901 [mm]² de área de acero con la geometría estipulada, esta no solo garantiza la resistencia estructural (con una cuantía de 0,95), sino también el control de fisuración térmica en un elemento de hormigón armado con estas condiciones, concluyendo que se debe unificar la armadura para las demás zapatas de la estructura para así mantener una rigidez rotacional uniforme en esta.

A continuación, se muestran los diseños de las zapatas de fundaciones que se estandarizaron para preservar la estabilidad global de la estructura:

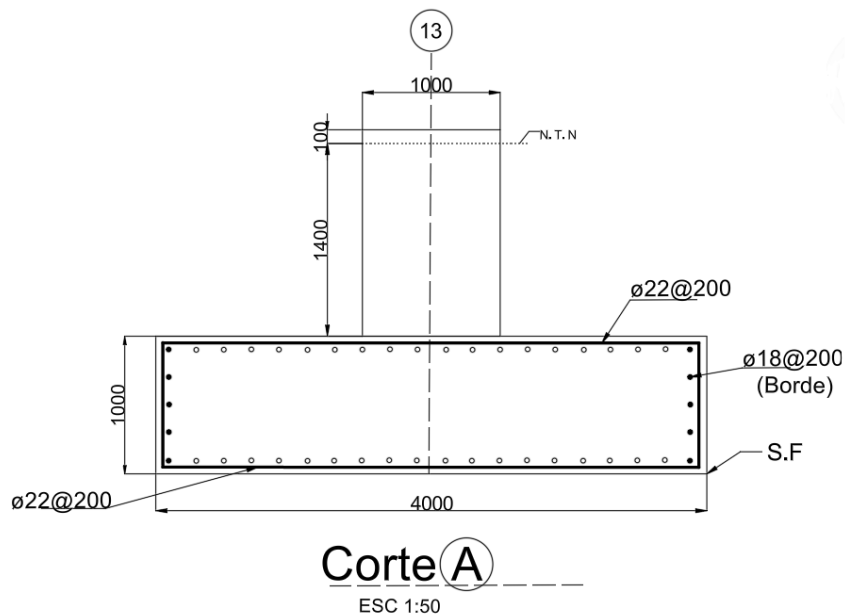


Figura 4-9: Corte A (Eje 13) para la geometría y armadura de las zapatas

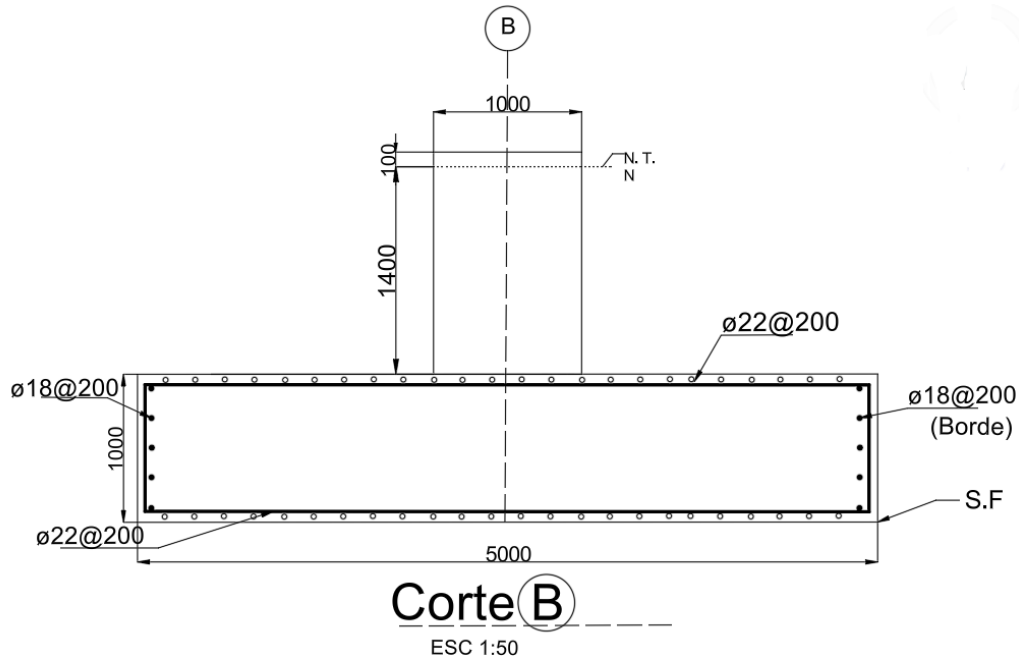


Figura 4-10: Corte B (Eje B) para la geometría y armadura de las zapatas

Se realizan las verificaciones correspondientes tanto para las zapatas continuas ubicadas en los lados transversales de la estructura como las zapatas aisladas, donde se determina la que se ve más exigida para comprobar que esta también mantenga los lados y sus esquinas apoyadas con el suelo. Así, con medidas de 5 metros de largo y 4 metros de ancho, con un pedestal de 1 x 1 metro de ancho y una profundidad total de 2 metros, con las cargas de la zapata más desfavorable se tiene que la carga en el sello de fundación es de 275 [Tonf], con un peso total tanto en el pedestal, la zapata y el suelo ubicado sobre esta con peso de 21 [kN/m³], de 2,75 [Tonf] en el pedestal, 50 [Tonf] la zapata y 39 [Tonf] el suelo ubicado sobre esta. De esta manera, se verifica que el 96,7 [%] de la zapata está en contacto con el suelo dadas las condiciones más desfavorables, con un $q_{\max}$ de 280 [kN/m²], comprobando que se encuentra dentro del límite estipulado y que la zapata crítica tanto aislada como continua, sigue siendo la zapata continua verificada anteriormente.

4.8. Conclusiones

El análisis y diseño del sistema de fundaciones permite concluir que la estructura presenta un comportamiento altamente estable y seguro ante las solicitaciones sísmicas y gravitacionales de diseño crítico, garantizando la rigidez necesaria en la zapata con el espesor seleccionado de 1000 [mm] que

se unifica a la totalidad de las fundaciones, validando la hipótesis de empotramiento de la estructura y optimizando la transferencia de momentos hacia la superficie del terreno.

Desde el punto de vista de la mecánica de suelos, las tensiones de contacto máximas de 213 kN/m^2 ubicadas en las zapatas continuas críticas se mantienen con un margen considerable bajo la capacidad admisible dinámica de 350 kN/m^2 , asegurando una holgura de seguridad del 39% frente al hundimiento, siendo este el caso más desfavorable en cuanto a las fundaciones. Asimismo, la verificación de estabilidad global arrojó un factor de seguridad al deslizamiento para el caso dinámico de 3,91, superando con amplitud el mínimo normativo de 1,3, lo que confirma la robustez de la solución adoptada.

Finalmente, el diseño de las armaduras en las zapatas quedó gobernado por el criterio de cuantía mínima de retracción y temperatura, debido al importante espesor de hormigón de las zapatas de 1000 [mm]. Esta decisión técnica asegura el control de fisuración y la durabilidad a largo plazo de los elementos ante efectos térmicos que afecten al hormigón, o en caso de perder humedad y que este comienza a disminuir en su volumen, cumpliendo estrictamente con las exigencias de las normas NCh430 y NCh2369. En conclusión, el sistema de fundaciones diseñado para la estructura de nave de encapsulamiento logra un equilibrio óptimo entre seguridad estructural y constructibilidad.

CAPÍTULO 5: CONCLUSIONES

De acuerdo con los objetivos planteados al comienzo de este informe, se puede concluir que el diseño estructural cumple con los estados límites de servicio y resistencia exigidos en la normativa NCh2369 Of2025 y NCh430. Los criterios de resistencia aseguran la integridad de los perfiles frente a combinaciones de carga críticas que se les presenta, mientras que el cumplimiento de los límites de servicio garantiza que las deflexiones máximas en las vigas de gran luz o los desplazamientos laterales de la estructura se encuentren dentro del rango admisible, de manera que asegure la operatividad a largo plazo.

La categoría de galpones livianos de acero dispone de exigencias técnicas más estrictas en la NCh2369 Of2025 en relación con las normativas anteriores, como el nuevo criterio agregado en el que se expresa que el peso propio de la estructura soportante del techo (incluye vigas, costaneras, colgadores, puntales, arriostramientos y conexiones) no debe ser mayor que 70 kgf/m^2 , al igual que ahora la norma permite que los equipos soportados por la estructura deben tener un peso menor a 50 kN, mientras que en la normativa predecesora establecía un límite de 100 kN. Sin embargo, la norma actual es más flexible en cuanto a la altura libre interior máxima que puede tener un galpón, siendo este de 23 m de altura cuando antes el límite era de 15 m.

Las dimensiones de este proyecto industrial real presentan un desafío técnico de estabilidad global, ya que este presenta una gran longitud en su sentido longitudinal, creando una superficie de exposición al viento importante, obligando a enfocar el diseño no solo en que la estructura sea capaz de soportar cargas, sino también para garantizar que la estructura preserve su geometría bajo acciones desfavorables como el viento.

Como una línea de optimización técnica para futuras etapas o proyectos de similares características, se recomienda evaluar la transición hacia un sistema de zapatas corridas a través de las columnas de la estructura. Esta configuración no solo facilita los procesos de excavación y hormigonado, sino que también ofrece un comportamiento estructural más robusto frente a variaciones en la capacidad de soporte del suelo, asegurando una distribución de presiones más uniforme en las fundaciones.

Finalmente, las verificaciones de resistencia para columnas y vigas arrojaron márgenes de seguridad amplios, lo que clasifica a la estructura como un sistema de alta redundancia y robustez, garantizando que la nave de encapsulamiento sea capaz de absorber incrementos inesperados en las cargas accidentales o de error de montaje que pueden ocurrir con la estructura en funcionamiento, sin poner

en riesgo la estabilidad global de esta y asegurando una vida útil a largo plazo y una estructura con un comportamiento elástico.

REFERENCIAS

- Ref. [1] Instituto Nacional de Normalización. (2025). *Diseño Sísmico de Estructuras e Instalaciones Industriales*. (NCh 2369.Of2025). Santiago, Chile: INN.
- Ref. [2] Instituto Nacional de Normalización. (2025). NCh432:2025: *Diseño estructural-Cargas de viento*. Santiago, Chile: INN.
- Ref. [3] Instituto Nacional de Normalización. (2017). NCh3171:2017: *Diseño estructural-Disposiciones generales y combinaciones de carga*. Santiago, Chile: INN.
- Ref. [4] Instituto Nacional de Normalización. (2003). *Diseño Sísmico de Estructuras e Instalaciones Industriales*. (NCh 2369.Of2003). Santiago, Chile: INN.
- Ref. [5] Instituto Nacional de Normalización. (2023). *Diseño Sísmico de Estructuras e Instalaciones Industriales*. (NCh 2369 2023). Santiago, Chile: INN.
- Ref. [6] International Code Council. (2009). International Building Code 2009. Washington, DC, EE.UU. International Code Council.
- Ref. [7] CC007_CHS_-MM3-3DMRF_2022-06-13_001.nwd, Modelo 3D Naviswork del proyecto, fecha de modificación 13-junio-2022.
- Ref. [8] 2023-01-22 Disposición en Planta.dwg, Esquema en dwg , Rev. 2.
- Ref. [9] 4501871689-I2-03110-500AR-00001@00004 (planos de arquitectura del edificio).
- Ref. [10] American Institute of Steel Construction. (2010). *Specification for Structural Steel Buildings*. (AISC 360-10). Chicago, Illinois, EE. UU.: American Institute of Steel Construction.
- Ref. [11] Instituto Nacional de Normalización. (2009). *Diseño estructural - Cargas permanentes y cargas de uso*. (NCh 1537.Of2009). Santiago, Chile: INN.
- Ref. [12] American Institute of Steel Construction. (2006). Steel Design Guide 1: Base Plate and Anchor Rod Design. Chicago, IL, EE.UU: American Institute of Steel Construction.

ANEXO 1.1 CONTRIBUCIÓN A LOS OBJETIVOS DE DESARROLLO SOSTENIBLE

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

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

Vinculación

El proyecto de título desarrollado se alinea directamente con el ODS 9: Industria, Innovación e Infraestructura, específicamente en su objetivo de desarrollar infraestructuras resilientes y sostenibles a largo plazo. Mediante la aplicación rigurosa de la normativa sísmica chilena NCh2369 Of2025 y el diseño optimizado de fundaciones, este trabajo contribuye a la creación de naves industriales de gran envergadura capaces de soportar eventos severos adversos sin comprometer su estabilidad global, asegurando la continuidad operacional de la industria local a largo plazo y protege el capital físico, fomentando un desarrollo industrial robusto y preparado ante desastres naturales

Además, el trabajo se vincula con el ODS 11: Ciudades y Comunidades Sostenibles, centrándose en la reducción de la vulnerabilidad ante desastres. En un contexto de alta sismicidad en el país, el diseño de estructuras de acero con criterios de baja redundancia y fundaciones sobredimensionadas por seguridad garantiza la protección de los usuarios. De esta manera, al asegurar que el galpón mantenga su integridad estructural, se contribuye al objetivo de lograr asentamientos humanos más seguros y resilientes, minimizando las pérdidas económicas y humanas derivadas de fallas estructurales.

ANEXO 3.1 CARGAS APLICADAS A LA ESTRUCTURA

En la tabla a continuación, se destacan las cargas muertas y vivas aplicadas a la estructura.

Tabla 0-1: Cargas muertas y vivas para el diseño

Descripción	Notación	Carga aplicada	Unidad
Peso propio de polvo	PP_polvo	0,14	kN/m
Peso propio de costaneras	PP_costaneras	0,15	kN/m ²
Peso propio de cubiertas ¹	PP_cubierta	0,06	kN/m ²
Peso propio de barandas	PP_barandas	0,32	kN/m
Parrilla de piso	PP_parrilla	0,30	kN/m
Barandas	PP_barandas	0,32	kN/m ²

Luminarias	PP_luminarias	0,16	kN/m ²
Sobrecarga de mantención	L	4,0	kN/m ²
Sobrecarga de techo	L _r	1.0	kN/m ²

¹ Se considera cubierta tipo PV-6 e = 0.6 [[mm]]

En las tablas a continuación, se especifican las cargas de viento utilizadas y se aplican en la dirección normal al elemento *area uniform to shell* respectivo. Luego, se pueden consultar las solicitaciones aplicadas en el modelo estructural, para cargas de viento sólo se muestra la visualización para un caso en cada dirección.

Tabla 0-2: Presiones de viento para diseño normal a la cumbrera (+Y)

Descripción	q [kN/m ²]	C _{p1}	C _{p2}	p1+1 [kN/m ²]	p1+2 [kN/m ²]	p2+1 [kN/m ²]	p2+2 [kN/m ²]
Muro Barlovento	1,127	0,70	0,70	0,466	0.876	0.466	0.876
Muro Sotavento	1,139	-0,60	-0,60	-0.786	-0.376	-0.786	-0.376
Muros Laterales	1,139	-0,60	-0,60	-0.786	-0.376	-0.786	-0.376
Techo barlovento	1,139	-0,85	-0,85	-1.028	-0.618	-1.028	-0.618
Techo sotavento	1,139	-0,60	-0,60	-0.786	-0.376	-0.786	-0.376

Tabla 0-3: Presión de viento para diseño normal a la cumbrera (-Y)

Descripción	q [kN/m ²]	C _{p1}	C _{p2}	p1+1 [kN/m ²]	p1+2 [kN/m ²]	p2+1 [kN/m ²]	p2+2 [kN/m ²]
Muro Barlovento	1,127	0,70	0,70	0.480	0.890	0.480	0.890
Muro Sotavento	1,139	-0,60	-0,60	-0.786	-0.376	-0.786	-0.376
Muros Laterales	1,139	-0,60	-0,60	-0.786	-0.376	-0.786	-0.376
Techo barlovento	1,139	-0,85	-0,85	-1.028	-0.618	-1.028	-0.618
Techo sotavento	1,139	-0,60	-0,60	-0.786	-0.376	-0.786	-0.376

Tabla 0-4: Presión de viento de diseño en dirección paralela a la cumbrera ($\pm X$)

Descripción	q [kN/m ²]	C_{p1}	C_{p2}	p_{1+1} [kN/m ²]	p_{1+2} [kN/m ²]	p_{2+1} [kN/m ²]	p_{2+2} [kN/m ²]
Muro Barlovento	1,127	0,60	0,60	0.376	0.786	0.376	0.786
Muro Sotavento	1,139	-0,60	-0,60	-0.786	-0.376	-0.786	-0.376
Muros Laterales	1,139	-0,60	-0,60	-0.786	-0.376	-0.786	-0.376
Techo barlovento	1,139	-0,85	-0,85	-1.028	-0.618	-1.028	-0.618
Techo sotavento	1,139	-0,60	-0,60	-0.786	-0.376	-0.786	-0.376

ANEXO 3.2 COMBINACIONES DE CARGA

El modelo desarrollado en SAP2000 integra las combinaciones de carga bajo las disposiciones normativas correspondientes para la verificación estructural y de serviciabilidad. Es importante destacar que, para el análisis estático de fundaciones, la regla de simultaneidad sísmica se abordó de forma manual, resultando en un total de 48 combinaciones específicas. Sin embargo, gracias a que el software gestiona internamente las respuestas modales y direccionales mediante envolventes de máximos y mínimos, fue posible simplificar este conjunto en 12 combinaciones sísmicas para cada método de diseño (LRFD y ASD), optimizando el cálculo sin comprometer la precisión del análisis.

Tabla 0-5: Combinaciones de carga extraídas de SAP2000

Combinación	Coefficiente y estado de carga
LRFD-3171-1	1,4D _t
LRFD-3171-2	1,2D _t +1,6L+0,5L _r
LRFD-3171-3	1,2D _t +L+1,6L _r
LRFD-3171-4	1,2D _t +1,6L _r +0,8(+WX _{p1+1})
LRFD-3171-5	1,2D _t +1,6L _r +0,8(+WX _{p1+2})
LRFD-3171-6	1,2D _t +1,6L _r +0,8(+WX _{p2+1})
LRFD-3171-7	1,2D _t +1,6L _r +0,8(+WX _{p2+2})
LRFD-3171-8	1,2D _t +1,6L _r +0,8(+WY _{p1+1})
LRFD-3171-9	1,2D _t +1,6L _r +0,8(+WY _{p1+2})
LRFD-3171-10	1,2D _t +1,6L _r +0,8(+WY _{p2+1})
LRFD-3171-11	1,2D _t +1,6L _r +0,8(+WY _{p2+2})

Combinación	Coefficiente y estado de carga
LRFD-3171-12	1,2Dt+1,6Lr+0,8(-WXp1+1)
LRFD-3171-13	1,2Dt+1,6Lr+0,8(-WXp1+2)
LRFD-3171-14	1,2Dt+1,6Lr+0,8(-WXp2+1)
LRFD-3171-15	1,2Dt+1,6Lr+0,8(-WXp2+2)
LRFD-3171-16	1,2Dt+1,6Lr+0,8(-WYp1+1)
LRFD-3171-17	1,2Dt+1,6Lr+0,8(-WYp1+2)
LRFD-3171-18	1,2Dt+1,6Lr+0,8(-WYp2+1)
LRFD-3171-19	1,2Dt+1,6Lr+0,8(-WYp2+2)
LRFD-3171-20	1,2Dt+1,6Lr+0,6(+WXp1+1)+0,6(+WYp1+1)
LRFD-3171-21	1,2Dt+1,6Lr+0,6(+WXp1+1)+0,6(-WYp1+1)
LRFD-3171-22	1,2Dt+1,6Lr+0,6(+WXp1+2)+0,6(+WYp1+2)
LRFD-3171-23	1,2Dt+1,6Lr+0,6(+WXp1+2)+0,6(-WYp1+2)
LRFD-3171-24	1,2Dt+1,6Lr+0,6(+WXp2+1)+0,6(+WYp2+1)
LRFD-3171-25	1,2Dt+1,6Lr+0,6(+WXp2+1)+0,6(-WYp2+1)
LRFD-3171-26	1,2Dt+1,6Lr+0,6(+WXp2+2)+0,6(+WYp2+2)
LRFD-3171-27	1,2Dt+1,6Lr+0,6(+WXp2+2)+0,6(-WYp2+2)
LRFD-3171-28	1,2Dt+1,6Lr+0,6(+WYp1+1)+0,6(-WXp1+1)
LRFD-3171-29	1,2Dt+1,6Lr+0,6(-WXp1+1)+0,6(-WYp1+1)
LRFD-3171-30	1,2Dt+1,6Lr+0,6(+WYp1+2)+0,6(-WXp1+2)
LRFD-3171-31	1,2Dt+1,6Lr+0,6(-WXp1+2)+0,6(-WYp1+2)
LRFD-3171-32	1,2Dt+1,6Lr+0,6(+WYp2+1)+0,6(-WXp2+1)
LRFD-3171-33	1,2Dt+1,6Lr+0,6(-WXp2+1)+0,6(-WYp2+1)
LRFD-3171-34	1,2Dt+1,6Lr+0,6(+WYp2+2)+0,6(-WXp2+2)
LRFD-3171-35	1,2Dt+1,6Lr+0,6(-WXp2+2)+0,6(-WYp2+2)
LRFD-3171-36	1,2Dt+L+0,5Lr+1,6(+WXp1+1)
LRFD-3171-37	1,2Dt+L+0,5Lr+1,6(+WXp1+2)
LRFD-3171-38	1,2Dt+L+0,5Lr+1,6(+WXp2+1)
LRFD-3171-39	1,2Dt+L+0,5Lr+1,6(+WXp2+2)
LRFD-3171-40	1,2Dt+L+0,5Lr+1,6(+WYp1+1)
LRFD-3171-41	1,2Dt+L+0,5Lr+1,6(+WYp1+2)
LRFD-3171-42	1,2Dt+L+0,5Lr+1,6(+WYp2+1)
LRFD-3171-43	1,2Dt+L+0,5Lr+1,6(+WYp2+2)
LRFD-3171-44	1,2Dt+L+0,5Lr+1,6(-WXp1+1)
LRFD-3171-45	1,2Dt+L+0,5Lr+1,6(-WXp1+2)
LRFD-3171-46	1,2Dt+L+0,5Lr+1,6(-WXp2+1)

Combinación	Coefficiente y estado de carga
LRFD-3171-47	$1,2D_t+L+0,5L_r+1,6(-WX_p2+2)$
LRFD-3171-48	$1,2D_t+L+0,5L_r+1,6(-WY_p1+1)$
LRFD-3171-49	$1,2D_t+L+0,5L_r+1,6(-WY_p1+2)$
LRFD-3171-50	$1,2D_t+L+0,5L_r+1,6(-WY_p2+1)$
LRFD-3171-51	$1,2D_t+L+0,5L_r+1,6(-WY_p2+2)$
LRFD-3171-52	$1,2D_t+L+0,5L_r+1,2(+WX_p1+1)+1,2(+WY_p1+1)$
LRFD-3171-53	$1,2D_t+L+0,5L_r+1,2(+WX_p1+1)+1,2(-WY_p1+1)$
LRFD-3171-54	$1,2D_t+L+0,5L_r+1,2(+WX_p1+2)+1,2(+WY_p1+2)$
LRFD-3171-55	$1,2D_t+L+0,5L_r+1,2(+WX_p1+2)+1,2(-WY_p1+2)$
LRFD-3171-56	$1,2D_t+L+0,5L_r+1,2(+WX_p2+1)+1,2(+WY_p2+1)$
LRFD-3171-57	$1,2D_t+L+0,5L_r+1,2(+WX_p2+1)+1,2(-WY_p2+1)$
LRFD-3171-58	$1,2D_t+L+0,5L_r+1,2(+WX_p2+2)+1,2(+WY_p2+2)$
LRFD-3171-59	$1,2D_t+L+0,5L_r+1,2(+WX_p2+2)+1,2(-WY_p2+2)$
LRFD-3171-60	$1,2D_t+L+0,5L_r+1,2(+WY_p1+1)+1,2(-WX_p1+1)$
LRFD-3171-61	$1,2D_t+L+0,5L_r+1,2(-WX_p1+1)+1,2(-WY_p1+1)$
LRFD-3171-62	$1,2D_t+L+0,5L_r+1,2(+WY_p1+2)+1,2(-WX_p1+2)$
LRFD-3171-63	$1,2D_t+L+0,5L_r+1,2(-WX_p1+2)+1,2(-WY_p1+2)$
LRFD-3171-64	$1,2D_t+L+0,5L_r+1,2(+WY_p2+1)+1,2(-WX_p2+1)$
LRFD-3171-65	$1,2D_t+L+0,5L_r+1,2(-WX_p2+1)+1,2(-WY_p2+1)$
LRFD-3171-66	$1,2D_t+L+0,5L_r+1,2(+WY_p2+2)+1,2(-WX_p2+2)$
LRFD-3171-67	$1,2D_t+L+0,5L_r+1,2(-WX_p2+2)+1,2(-WY_p2+2)$
LRFD-3171-68	$0,9D_t+1,6(+WX_p1+1)$
LRFD-3171-69	$0,9D_t+1,6(+WX_p1+2)$
LRFD-3171-70	$0,9D_t+1,6(+WX_p2+1)$
LRFD-3171-71	$0,9D_t+1,6(+WX_p2+2)$
LRFD-3171-72	$0,9D_t+1,6(+WY_p1+1)$
LRFD-3171-73	$0,9D_t+1,6(+WY_p1+2)$
LRFD-3171-74	$0,9D_t+1,6(+WY_p2+1)$
LRFD-3171-75	$0,9D_t+1,6(+WY_p2+2)$
LRFD-3171-76	$0,9D_t+1,6(-WX_p1+1)$
LRFD-3171-77	$0,9D_t+1,6(-WX_p1+2)$
LRFD-3171-78	$0,9D_t+1,6(-WX_p2+1)$
LRFD-3171-79	$0,9D_t+1,6(-WX_p2+2)$
LRFD-3171-80	$0,9D_t+1,6(-WY_p1+1)$
LRFD-3171-81	$0,9D_t+1,6(-WY_p1+2)$

Combinación	Coefficiente y estado de carga
LRFD-3171-82	$0,9D_t+1,6(-WYp2+1)$
LRFD-3171-83	$0,9D_t+1,6(-WYp2+2)$
LRFD-3171-84	$0,9D_t+1,2(+WXp1+1)+1,2(+WYp1+1)$
LRFD-3171-85	$0,9D_t+1,2(+WXp1+1)+1,2(-WYp1+1)$
LRFD-3171-86	$0,9D_t+1,2(+WXp1+2)+1,2(+WYp1+2)$
LRFD-3171-87	$0,9D_t+1,2(+WXp1+2)+1,2(-WYp1+2)$
LRFD-3171-88	$0,9D_t+1,2(+WXp2+1)+1,2(+WYp2+1)$
LRFD-3171-89	$0,9D_t+1,2(+WXp2+1)+1,2(-WYp2+1)$
LRFD-3171-90	$0,9D_t+1,2(+WXp2+2)+1,2(+WYp2+2)$
LRFD-3171-91	$0,9D_t+1,2(+WXp2+2)+1,2(-WYp2+2)$
LRFD-3171-92	$0,9D_t+1,2(+WYp1+1)+1,2(-WXp1+1)$
LRFD-3171-93	$0,9D_t+1,2(-WXp1+1)+1,2(-WYp1+1)$
LRFD-3171-94	$0,9D_t+1,2(+WYp1+2)+1,2(-WXp1+2)$
LRFD-3171-95	$0,9D_t+1,2(-WXp1+2)+1,2(-WYp1+2)$
LRFD-3171-96	$0,9D_t+1,2(+WYp2+1)+1,2(-WXp2+1)$
LRFD-3171-97	$0,9D_t+1,2(-WXp2+1)+1,2(-WYp2+1)$
LRFD-3171-98	$0,9D_t+1,2(+WYp2+2)+1,2(-WXp2+2)$
LRFD-3171-99	$0,9D_t+1,2(-WXp2+2)+1,2(-WYp2+2)$
ASD-3171-1	D_t
ASD-3171-2	D_t+L
ASD-3171-3	D_t+L_r
ASD-3171-4	$D_t+0,75L+0,75L_r$
ASD-3171-5	$D_t+(+WXp1+1)$
ASD-3171-6	$D_t+(+WXp1+2)$
ASD-3171-7	$D_t+(+WXp2+1)$
ASD-3171-8	$D_t+(+WXp2+2)$
ASD-3171-9	$D_t+(+WYp1+1)$
ASD-3171-10	$D_t+(+WYp1+2)$
ASD-3171-11	$D_t+(+WYp2+1)$
ASD-3171-12	$D_t+(+WYp2+2)$
ASD-3171-13	$D_t+(-WXp1+1)$
ASD-3171-14	$D_t+(-WXp1+2)$
ASD-3171-15	$D_t+(-WXp2+1)$
ASD-3171-16	$D_t+(-WXp2+2)$
ASD-3171-17	$D_t+(-WYp1+1)$

Combinación	Coefficiente y estado de carga
ASD-3171-18	$Dt+(-WYp1+2)$
ASD-3171-19	$Dt+(-WYp2+1)$
ASD-3171-20	$Dt+(-WYp2+2)$
ASD-3171-21	$Dt+0,75(+WXp1+1)+0,75(+WYp1+1)$
ASD-3171-22	$Dt+0,75(+WXp1+1)+0,75(-WYp1+1)$
ASD-3171-23	$Dt+0,75(+WXp1+2)+0,75(+WYp1+2)$
ASD-3171-24	$Dt+0,75(+WXp1+2)+0,75(-WYp1+2)$
ASD-3171-25	$Dt+0,75(+WXp2+1)+0,75(+WYp2+1)$
ASD-3171-26	$Dt+0,75(+WXp2+1)+0,75(-WYp2+1)$
ASD-3171-27	$Dt+0,75(+WXp2+2)+0,75(+WYp2+2)$
ASD-3171-28	$Dt+0,75(+WXp2+2)+0,75(-WYp2+2)$
ASD-3171-29	$Dt+0,75(+WYp1+1)+0,75(-WXp1+1)$
ASD-3171-30	$Dt+0,75(-WXp1+1)+0,75(-WYp1+1)$
ASD-3171-31	$Dt+0,75(+WYp1+2)+0,75(-WXp1+2)$
ASD-3171-32	$Dt+0,75(-WXp1+2)+0,75(-WYp1+2)$
ASD-3171-33	$Dt+0,75(+WYp2+1)+0,75(-WXp2+1)$
ASD-3171-34	$Dt+0,75(-WXp2+1)+0,75(-WYp2+1)$
ASD-3171-35	$Dt+0,75(+WYp2+2)+0,75(-WXp2+2)$
ASD-3171-36	$Dt+0,75(-WXp2+2)+0,75(-WYp2+2)$
ASD-3171-37	$Dt+0,75L+0,75Lr+0,75(+WXp1+1)$
ASD-3171-38	$Dt+0,75L+0,75Lr+0,75(+WXp1+2)$
ASD-3171-39	$Dt+0,75L+0,75Lr+0,75(+WXp2+1)$
ASD-3171-40	$Dt+0,75L+0,75Lr+0,75(+WXp2+2)$
ASD-3171-41	$Dt+0,75L+0,75Lr+0,75(+WYp1+1)$
ASD-3171-42	$Dt+0,75L+0,75Lr+0,75(+WYp1+2)$
ASD-3171-43	$Dt+0,75L+0,75Lr+0,75(+WYp2+1)$
ASD-3171-44	$Dt+0,75L+0,75Lr+0,75(+WYp2+2)$
ASD-3171-45	$Dt+0,75L+0,75Lr+0,75(-WXp1+1)$
ASD-3171-46	$Dt+0,75L+0,75Lr+0,75(-WXp1+2)$
ASD-3171-47	$Dt+0,75L+0,75Lr+0,75(-WXp2+1)$
ASD-3171-48	$Dt+0,75L+0,75Lr+0,75(-WXp2+2)$
ASD-3171-49	$Dt+0,75L+0,75Lr+0,75(-WYp1+1)$
ASD-3171-50	$Dt+0,75L+0,75Lr+0,75(-WYp1+2)$
ASD-3171-51	$Dt+0,75L+0,75Lr+0,75(-WYp2+1)$
ASD-3171-52	$Dt+0,75L+0,75Lr+0,75(-WYp2+2)$

Combinación	Coefficiente y estado de carga
ASD-3171-53	$Dt+0,75L+0,75Lr+0,5625(+WXp1+1)+0,5625(+WYp1+1)$
ASD-3171-54	$Dt+0,75L+0,75Lr+0,5625(+WXp1+1)+0,5625(-WYp1+1)$
ASD-3171-55	$Dt+0,75L+0,75Lr+0,5625(+WXp1+2)+0,5625(+WYp1+2)$
ASD-3171-56	$Dt+0,75L+0,75Lr+0,5625(+WXp1+2)+0,5625(-WYp1+2)$
ASD-3171-57	$Dt+0,75L+0,75Lr+0,5625(+WXp2+1)+0,5625(+WYp2+1)$
ASD-3171-58	$Dt+0,75L+0,75Lr+0,5625(+WXp2+1)+0,5625(-WYp2+1)$
ASD-3171-59	$Dt+0,75L+0,75Lr+0,5625(+WXp2+2)+0,5625(+WYp2+2)$
ASD-3171-60	$Dt+0,75L+0,75Lr+0,5625(+WXp2+2)+0,5625(-WYp2+2)$
ASD-3171-61	$Dt+0,75L+0,75Lr+0,5625(+WYp1+1)+0,5625(-WXp1+1)$
ASD-3171-62	$Dt+0,75L+0,75Lr+0,5625(-WXp1+1)+0,5625(-WYp1+1)$
ASD-3171-63	$Dt+0,75L+0,75Lr+0,5625(+WYp1+2)+0,5625(-WXp1+2)$
ASD-3171-64	$Dt+0,75L+0,75Lr+0,5625(-WXp1+2)+0,5625(-WYp1+2)$
ASD-3171-65	$Dt+0,75L+0,75Lr+0,5625(+WYp2+1)+0,5625(-WXp2+1)$
ASD-3171-66	$Dt+0,75L+0,75Lr+0,5625(-WXp2+1)+0,5625(-WYp2+1)$
ASD-3171-67	$Dt+0,75L+0,75Lr+0,5625(+WYp2+2)+0,5625(-WXp2+2)$
ASD-3171-68	$Dt+0,75L+0,75Lr+0,5625(-WXp2+2)+0,5625(-WYp2+2)$
ASD-3171-69	$0,6Dt+(+WXp1+1)$
ASD-3171-70	$0,6Dt+(+WXp1+2)$
ASD-3171-71	$0,6Dt+(+WXp2+1)$
ASD-3171-72	$0,6Dt+(+WXp2+2)$
ASD-3171-73	$0,6Dt+(+WYp1+1)$
ASD-3171-74	$0,6Dt+(+WYp1+2)$
ASD-3171-75	$0,6Dt+(+WYp2+1)$
ASD-3171-76	$0,6Dt+(+WYp2+2)$
ASD-3171-77	$0,6Dt+(-WXp1+1)$
ASD-3171-78	$0,6Dt+(-WXp1+2)$
ASD-3171-79	$0,6Dt+(-WXp2+1)$
ASD-3171-80	$0,6Dt+(-WXp2+2)$
ASD-3171-81	$0,6Dt+(-WYp1+1)$
ASD-3171-82	$0,6Dt+(-WYp1+2)$
ASD-3171-83	$0,6Dt+(-WYp2+1)$
ASD-3171-84	$0,6Dt+(-WYp2+2)$
ASD-3171-85	$0,6Dt+0,75(+WXp1+1)+0,75(+WYp1+1)$
ASD-3171-86	$0,6Dt+0,75(+WXp1+1)+0,75(-WYp1+1)$
ASD-3171-87	$0,6Dt+0,75(+WXp1+2)+0,75(+WYp1+2)$

Combinación	Coefficiente y estado de carga
ASD-3171-88	$0,6D_t+0,75(+W_{Xp1}+2)+0,75(-W_{Yp1}+2)$
ASD-3171-89	$0,6D_t+0,75(+W_{Xp2}+1)+0,75(+W_{Yp2}+1)$
ASD-3171-90	$0,6D_t+0,75(+W_{Xp2}+1)+0,75(-W_{Yp2}+1)$
ASD-3171-91	$0,6D_t+0,75(+W_{Xp2}+2)+0,75(+W_{Yp2}+2)$
ASD-3171-92	$0,6D_t+0,75(+W_{Xp2}+2)+0,75(-W_{Yp2}+2)$
ASD-3171-93	$0,6D_t+0,75(+W_{Yp1}+1)+0,75(-W_{Xp1}+1)$
ASD-3171-94	$0,6D_t+0,75(-W_{Xp1}+1)+0,75(-W_{Yp1}+1)$
ASD-3171-95	$0,6D_t+0,75(+W_{Yp1}+2)+0,75(-W_{Xp1}+2)$
ASD-3171-96	$0,6D_t+0,75(-W_{Xp1}+2)+0,75(-W_{Yp1}+2)$
ASD-3171-97	$0,6D_t+0,75(+W_{Yp2}+1)+0,75(-W_{Xp2}+1)$
ASD-3171-98	$0,6D_t+0,75(-W_{Xp2}+1)+0,75(-W_{Yp2}+1)$
ASD-3171-99	$0,6D_t+0,75(+W_{Yp2}+2)+0,75(-W_{Xp2}+2)$
ASD-3171-100	$0,6D_t+0,75(-W_{Xp2}+2)+0,75(-W_{Yp2}+2)$
LRFD-2369-R1	$1,2D_t+0,25L+Ex_dis+0,3Ey_dis+0,3Ez$
LRFD-2369-R2	$1,2D_t+0,25L+Ex_dis+0,3Ey_dis-0,3Ez$
LRFD-2369-R3	$1,2D_t+0,25L+0,3Ex_dis+Ey_dis+0,3Ez$
LRFD-2369-R4	$1,2D_t+0,25L+0,3Ex_dis+Ey_dis-0,3Ez$
LRFD-2369-R5	$1,2D_t+0,25L+0,3Ex_dis+0,3Ey_dis+Ez$
LRFD-2369-R6	$1,2D_t+0,25L+0,3Ex_dis+0,3Ey_dis-1Ez$
LRFD-2369-A1	$1,2D_t+0,25L+2Ex_dis+0,6Ey_dis+0,3Ez$
LRFD-2369-A2	$1,2D_t+0,25L+2Ex_dis+0,6Ey_dis-0,3Ez$
LRFD-2369-A3	$1,2D_t+0,25L+0,6Ex_dis+2Ey_dis+0,3Ez$
LRFD-2369-A4	$1,2D_t+0,25L+0,6Ex_dis+2Ey_dis-0,3Ez$
LRFD-2369-A5	$1,2D_t+0,25L+0,6Ex_dis+0,6Ey_dis+Ez$
LRFD-2369-A6	$1,2D_t+0,25L+0,6Ex_dis+0,6Ey_dis-1Ez$
LRFD-2369-R7	$0,9D_t+Ex_dis+0,3Ey_dis+0,3Ez$
LRFD-2369-R8	$0,9D_t+Ex_dis+0,3Ey_dis-0,3Ez$
LRFD-2369-R9	$0,9D_t+0,3Ex_dis+Ey_dis+0,3Ez$
LRFD-2369-R10	$0,9D_t+0,3Ex_dis+Ey_dis-0,3Ez$
LRFD-2369-R11	$0,9D_t+0,3Ex_dis+0,3Ey_dis+Ez$
LRFD-2369-R12	$0,9D_t+0,3Ex_dis+0,3Ey_dis-1Ez$
LRFD-2369-A7	$0,9D_t+2Ex_dis+0,6Ey_dis+0,3Ez$
LRFD-2369-A8	$0,9D_t+2Ex_dis+0,6Ey_dis-0,3Ez$
LRFD-2369-A9	$0,9D_t+0,6Ex_dis+2Ey_dis+0,3Ez$
LRFD-2369-A10	$0,9D_t+0,6Ex_dis+2Ey_dis-0,3Ez$

Combinación	Coefficiente y estado de carga
LRFD-2369-A11	$0,9D_t+0,6E_{x_dis}+0,6E_{y_dis}+E_z$
LRFD-2369-A12	$0,9D_t+0,6E_{x_dis}+0,6E_{y_dis}-1E_z$
ASD-2369-1	$D_t+0,1875L+0,7E_{x_ref}+0,21E_{y_ref}+0,21E_z$
ASD-2369-2	$D_t+0,1875L+0,7E_{x_ref}+0,21E_{y_ref}-0,21E_z$
ASD-2369-3	$D_t+0,1875L+0,21E_{x_ref}+0,7E_{y_ref}+0,21E_z$
ASD-2369-4	$D_t+0,1875L+0,21E_{x_ref}+0,7E_{y_ref}-0,21E_z$
ASD-2369-5	$D_t+0,1875L+0,21E_{x_ref}+0,21E_{y_ref}+0,7E_z$
ASD-2369-6	$D_t+0,1875L+0,21E_{x_ref}+0,21E_{y_ref}-0,7E_z$
ASD-2369-9	$D_t+0,7E_{x_ref}+0,21E_{y_ref}+0,21E_z$
ASD-2369-10	$D_t+0,7E_{x_ref}+0,21E_{y_ref}-0,21E_z$
ASD-2369-11	$D_t+0,21E_{x_ref}+0,7E_{y_ref}+0,21E_z$
ASD-2369-12	$D_t+0,21E_{x_ref}+0,7E_{y_ref}-0,21E_z$

ANEXO 3.3 PERFILES Y CONDICIONES DE BORDE

Las figuras a continuación resumen los perfiles finales seleccionados con sus condiciones de borde resultantes del diseño de la nave de encapsulamiento. La selección de secciones responde a un proceso de optimización que busca maximizar la eficiencia del acero, mientras que las condiciones de borde y los *releases* (Liberación de los extremos) han sido configuradas para plasmar con precisión la rigidez real de las conexiones.

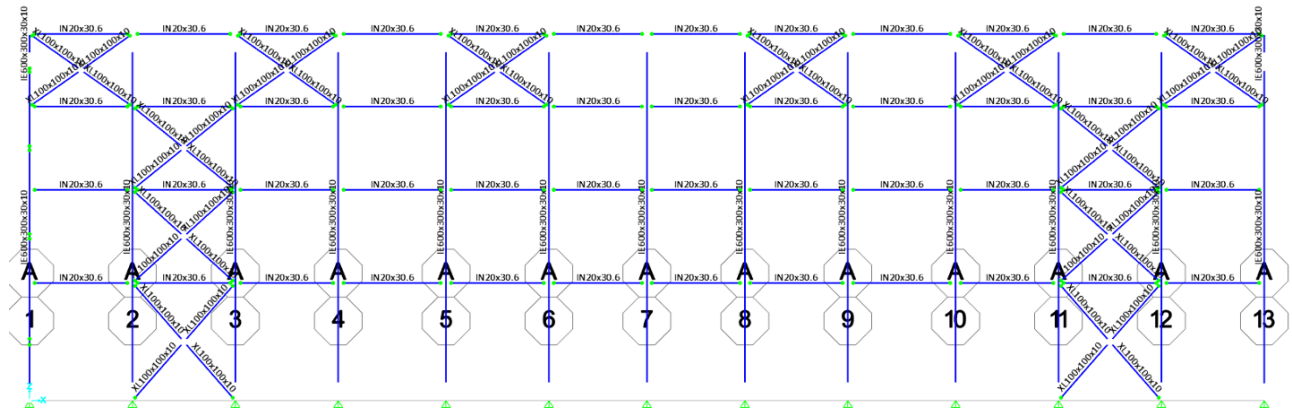


Figura 0-1:Perfiles y condiciones de borde Eje A

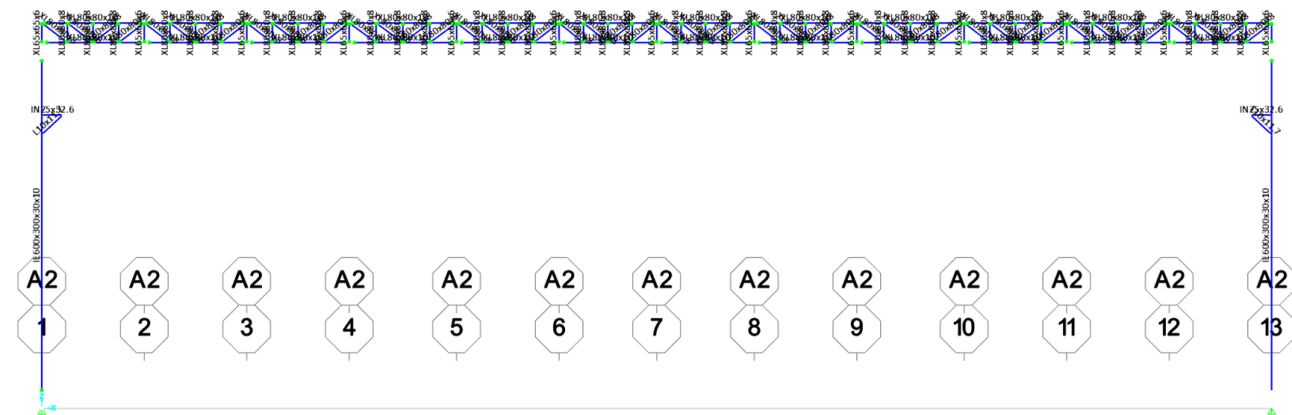


Figura 0-2: Perfiles y condiciones de borde Eje A2

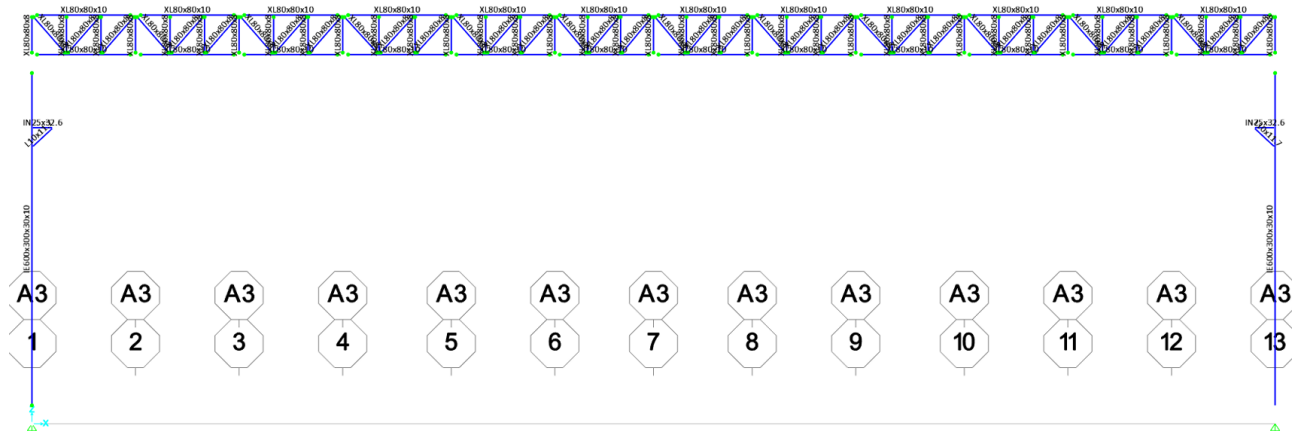


Figura 0-3: Perfiles y condiciones de borde Eje A3

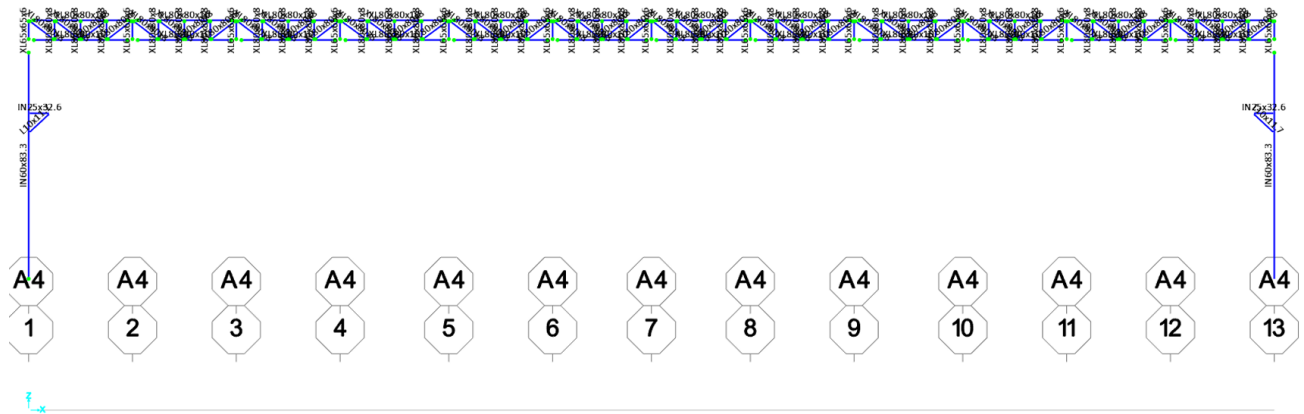


Figura 0-4:Perfiles y condiciones de borde Eje A4

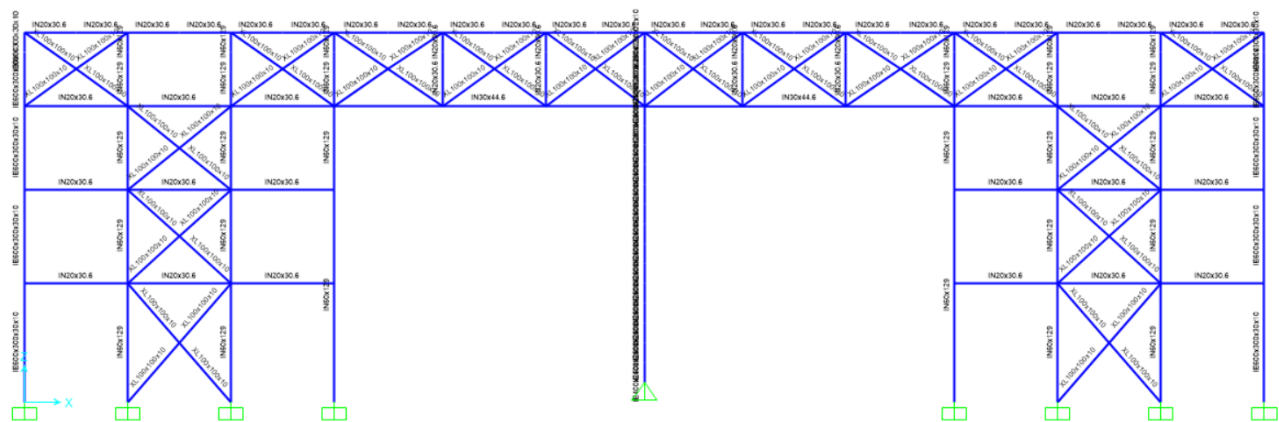


Figura 0-5: Perfiles y condiciones de borde Eje B

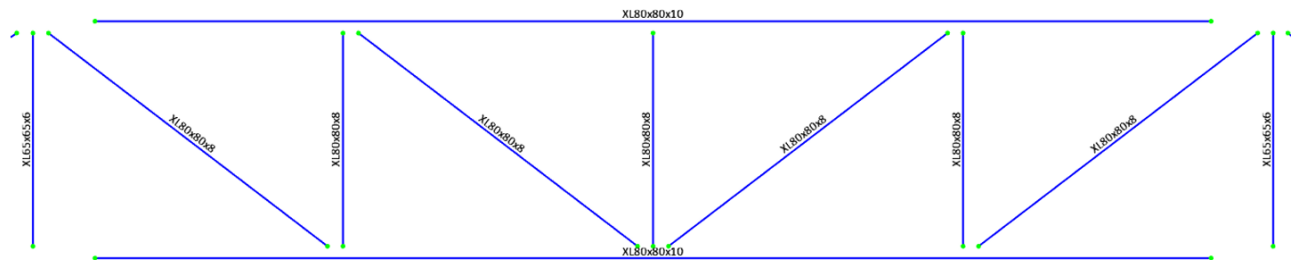


Figura 0-6:Perfiles y condiciones de borde para tramo reticulado cumbre Ejes A2@A4

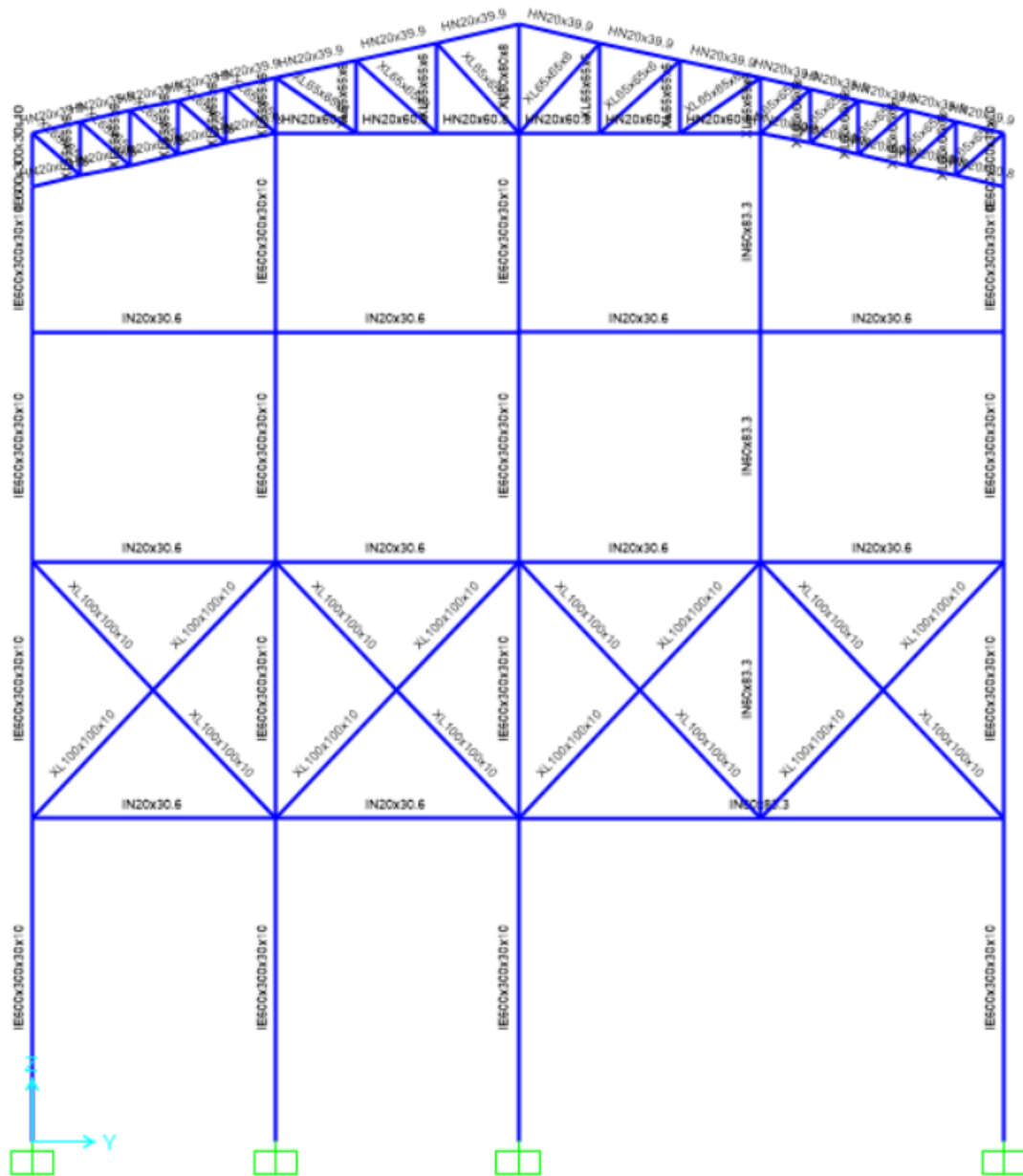


Figura 0-7:Perfiles y condiciones de borde Ejes 1 y 13

- $F_u = 400 \text{ MPa}$
- $B = 800 \text{ [mm]}$.
- $N = 800 \text{ [mm]}$
- $A_1 = 640000 \text{ [mm}^2\text{]}$

Datos columna de acero IE600x300:

- $b_f = 300 \text{ mm}$
- $d = 600 \text{ mm}$
- $t_f = 30 \text{ mm}$
- $t_w = 10 \text{ mm}$
- $A_g = 23400 \text{ [mm}^2\text{]}$

La normativa NCh2369 en el apartado 8.5.2, indica que el momento de empotramiento no debe ser menor al 50% de la capacidad flexural esperada de la columna.

Capacidad flexural esperada:

Se indica en el apartado 8.3.1 de la NCh2369, que la capacidad flexural esperada se obtiene de la siguiente ecuación:

$$M_{pe} = F_{ye} * Z$$

Para luego reducir este valor debido a los efectos de carga axial, se posibilita el uso de:

$$M_{pe}^* = M_{pe} * \left(1 - \frac{|P_u|}{T_{ye}}\right)$$

Donde:

- Z = Módulo plástico de la sección tomado en función del eje a flexión.
- Máxima carga axial.

Al reemplazar los valores representativos de la columna (IE600x300x30x10) en la siguiente ecuación, se obtiene la capacidad flexural:

$$M_{pe}^* = R_y * F_y * Z * \left(1 - \frac{|P_u|}{T_{ye}}\right)$$

$$M_{pe}^* = 1,5 * 248 \text{ MPa} * 5859000 \text{ mm}^3 * \left(1 - \frac{|947474 \text{ N}|}{66960000 \text{ N}}\right)$$

$$M_{pe}^* = 2148,7 \text{ kN}$$

De esta manera, el 50% de la capacidad flexural esperada de la columna es:

$$0,5 * M_{pe}^* = 1074,4 \text{ kN}$$

Ahora, la sollicitación que corresponden al caso más desfavorable a utilizar es el siguiente:

Solicitaciones método (LRFD)	
P_u (N)	947474
M_u (N*[mm])	1074330200

Se procede a obtener la excentricidad y excentricidad crítica para determinar si se trata de un caso de gran o pequeño momento.

Excentricidad:

$$e = \frac{M_u}{P_u} = \frac{1074330200 \text{ N} \cdot \text{mm}}{947474 \text{ N}} = 1133,89 \text{ mm}$$

Excentricidad crítica:

$$e_{crit} = \frac{N}{2} - \frac{P_u}{2 * q_{max}}$$

Para calcular q_{max} , se utilizan las siguientes ecuaciones donde no se contempla los efectos de confinamientos, como fue mencionado anteriormente, por lo que se asume $\sqrt{\frac{A_2}{A_1}} = 1$:

$$\phi_c * f_{p \max} = 0,65 * 0,85 * f'_c = 16,58 \text{ MPa}$$

$$q_{max} = \phi_c * f_{p \max} * B$$

$$q_{max} = 16,58 \text{ MPa} * 450 \text{ mm} = 7458,75 \frac{\text{N}}{\text{mm}}$$

Con los valores calculados anteriormente, se calcula ahora sí para e_{crit} :

$$e_{crit} = \frac{900 \text{ mm}}{2} - \frac{(947474 \text{ N})}{2 * 7458,75 \frac{\text{N}}{\text{mm}}} = 386,49 \text{ mm}$$

De esta manera se tiene que $e > e_{crit}$, evidenciando que el caso corresponde a gran momento, y se realizan los cálculos con las fórmulas adecuadas.

Resistencia del hormigón:

La expresión para el caso de gran momento es, como ya fue calculada anteriormente, es:

$$\phi * f_{p \max} = 16,58 \text{ MPa}$$

Cálculo de pernos de anclaje:

Al tener cuatro pernos en tracción (Placa base con ocho pernos de anclaje), el cálculo para la tensión que cada perno recibe es el siguiente:

$$T_{\frac{c}{u}} = \frac{T_u}{n_p} = \frac{1139224 \text{ N}}{8} = 142403 \text{ N}$$

Luego se verifica para el diámetro seleccionado de 1 ½ in. F1554 Gr.36:

$$\phi * N_{sa} = \phi * f_{uta} * A_{se,N}$$

Donde:

- $A_{se,N} = 906,61 \text{ [mm}^2\text{]}$ (De acuerdo con el diámetro estipulado).
- $f_{uta} = 400 \text{ MPa}$.
- $\phi = 0,75$.

De esta manera, se tiene que el valor de $\phi * N_{sa}$ corresponde a 271983,1 N, por lo que se cumple que $\phi * N_{sa} > T_{\frac{c}{u}}$.

De esta manera, se verifica el uso de ocho pernos de anclaje (Cuatro de ellos a tracción) de 1 ½ in. de diámetro calidad F1554 Gr.36, con un factor de utilización del 52%.

En el apartado 8.5.2 de la norma NCh2369 que, en caso de considerar los pernos de anclaje dúctiles, estos deben detallarse considerando silla de anclaje, por lo que se procede a calcular el espesor de la silla de anclaje como el espesor de la placa base para el diseño de la Placa Base I.

Altura silla de anclaje:

Para calcular la altura que tendrá la silla de anclaje en la primera placa base, se continúa siguiendo las indicaciones del apartado 8.5.2 de la NCh2369 como se observa a continuación:

$$altura = \max(250 \text{ mm}; 8 \cdot d_{perno}) = \max(250 \text{ mm}; 305 \text{ mm}) = 350 \text{ mm}$$

Espaciamiento anclajes:

Se debe respetar un espaciamiento entre pernos de anclaje de al menos 4 veces el diámetro del perno, lo que da un valor de 152 [mm], por lo que se utiliza un espaciamiento de 200 [mm].

Espesor placa inferior silla de anclaje:

Considerando los pernos de anclaje, se tienen valores de $L_x = 200 \text{ [mm]}$ y $L_y = 150 \text{ mm}$, donde L_x corresponde a la distancia entre los atiesadores de la placa y L_y al ancho de la placa superior de la silla de anclaje, valores que son coherentes con la medida de la placa base de 800x800 [mm].

De esta manera, la relación L_x/L_y es de 0,8, por lo que el valor del coeficiente m de la Tabla 3-8 es de 7,45.

$$M_{max} = \frac{f_p * L_x * L_y}{m} = \frac{16,58 \text{ MPa} * 190 \text{ mm} * 150 \text{ mm}}{7,46} = 63596,4 \text{ N}$$

$$t_{min} = \sqrt{\frac{4M_{max}}{\phi * f_y}} = \sqrt{\frac{4 * 63596,4}{0,9 * 248 \text{ MPa}}} = 33,8 \text{ mm}$$

Para calcular el factor de utilización (F.U) se realiza el siguiente cálculo con un espesor de 35 [mm].

$$35 \text{ mm} = \sqrt{\frac{4M_n}{\phi * f_y}}$$

Por lo que al despejar el valor de M_n se obtiene un valor de 68335 N, dando un factor de utilización del 93%.

Espesor placa superior silla de anclaje:

Se diseña para la tensión esperada de los pernos de anclaje.

$$T_{ye} = R_y * F_y * A_g = 1,5 * 248 \text{ MPa} * 1140 \text{ mm} = 424114 \text{ N}$$

De la Tabla 3-9 se obtiene el valor de M_{max}^* según 4 pernos de anclaje a cada lado de la columna.

$$M_{max} = \frac{M_{max}^* * T_{ye} * L_x}{L_y} = 56994 \text{ N}$$

Reemplazando en la siguiente ecuación se obtiene el espesor mínimo de la placa superior de la silla de anclaje:

$$t_{min} = \sqrt{\frac{4M_{max}}{\phi * f_y}} = 31,95 \text{ mm}$$

Siguiendo el mismo procedimiento que para la placa base inferior, se despeja el valor de M_n según el espesor seleccionado de 35 [mm] para obtener un factor de utilización de 83%.

Resistencia compresión atiesadores:

Considerando nuevamente 4 pernos de anclaje en tracción, se obtiene el valor de R_{max}^* de 1,1 según la Tabla 3-9, reemplazando en la siguiente ecuación:

$$R_{max} = R_{max}^* * T_{ye} = 1,1 * 424114 \text{ N} = 480521 \text{ N}$$

Verificación de esbeltez:

El límite de esbeltez en compresión está definido por la siguiente ecuación:

$$\frac{KL}{r} \leq 1,5 * \pi * \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

Donde:

- $K = 0,65$
- $L = 350 \text{ [mm]}$
- $r = 5,20$

Reemplazando los valores, se cumple la esbeltez en la siguiente expresión:

$$43,78 \leq 137,13$$

Luego, al ser $\frac{KL}{r}$ mayor a 25, se tiene lo siguiente:

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

Donde F_{cr} se obtiene de la siguiente forma:

$$F_{cr} = \left(0,658^{\frac{F_y}{F_e}}\right) * F_y = \left(0,658^{\frac{248 \text{ MPa}}{1081,2 \text{ MPa}}}\right) * 248 \text{ MPa} = 225,3 \text{ MPa}$$

A continuación, se debe cumplir que la resistencia a la compresión del atiesador (P_n) debe ser mayor a la siguiente solicitación:

$$\phi * P_n \geq R_{max}$$

Donde:

$$\phi * P_n = \phi * F_{cr} * A_g = 0,9 * 225,3 \text{ MPa} * 2700 \text{ mm}^2 = 547475,8 \text{ N}$$

Resultando en la siguiente verificación:

$$547475,8 \text{ N} \geq 480521 \text{ N}$$

Se cumple con la resistencia a compresión del atiesador, obteniendo un factor de utilización de 88%.

Verificación del pandeo local:

Se realiza según la siguiente ecuación:

$$\frac{b}{t} \leq 0,64 * \sqrt{\frac{k_c * E}{F_y}}$$

$$\frac{150}{18} \leq 0,64 * \sqrt{\frac{0,54 * 210000}{248}}$$

$$8,33 \leq 13,74$$

Al respetar la relación, se verifica que el requisito de pandeo local se cumple acorde a lo estipulado en la normativa.

Cálculo de llave de corte:

Para el cálculo del diseño de la llave de corte, se define la geometría a utilizar según ACI318, de acuerdo con las solicitaciones amplificadas siguientes:

Solicitaciones (LRFD)	
V_u (N)	323501
P_u (N)	1391950

Dado lo anterior, la geometría de la llave de corte de la placa base uno se determina a continuación:

- h_{sl} (Altura total) = 200 [mm].
- b_{sl} (Ancho total) = 200 [mm].
- t_{sl} (Espesor llave de corte) = 32 [mm].
- t_{grout} (Espesor *grout*) = 50 [mm].

Se verifica la geometría con las siguientes expresiones mencionadas en el texto:

$$1) \frac{h_{ef}}{h_{sl}} \geq 2,5$$

$$2) \frac{h_{ef}}{c_{sl}} \geq 2,5$$

Donde:

- $h_{ef} = 750$ [mm].
- $c_{sl} = 100$

Se calcula la resistencia al aplastamiento por corte ($V_{brg,sl}$), se aplica la siguiente ecuación que corresponde al apartado 17.11.2.1 de ACI318:

$$\phi \cdot V_{brg,sl} = \phi \cdot 1,7 \cdot f_c' \cdot A_{ef,sl} \cdot \Psi_{brg,sl}$$

Donde:

- $f_c' =$ Resistencia a la compresión del hormigón (MPa).
- $A_{ef,sl} =$ Área efectiva de aplastamiento para la llave de corte ([mm]²).
- $\phi = 0,65$.
- $\Psi_{brg,sl} =$ Factor de modificación según carga axial.

Para obtener el valor de $\Psi_{brg,sl}$, se utiliza el caso para tracción debido a las solicitaciones:

$$\Psi_{brg,sl} = 1 + \frac{P_u}{n \cdot N_{sa}} \leq 1$$

Donde:

- $N_{sa} =$ Resistencia a la tracción de un solo perno de anclaje (N).

Al ser el resultado 0,5, se cumple con el límite establecido por la norma, por lo que se reemplazan los valores y se obtiene $\phi \cdot V_{brg,sl} = 507689$ (N), por lo que, al calcular el factor de utilización en función del esfuerzo cortante de la solicitación, da un valor de 64% de resistencia al aplastamiento por corte.

Para obtener la resistencia al arrancamiento por corte ($V_{cb,sl}$), se utiliza la expresión 17.7.2 del ACI318:

$$\phi \cdot V_{cb,sl} = \phi \cdot \frac{A_{vc}}{A_{vc0}} \cdot \Psi_{ed,v} \cdot \Psi_{c,v} \cdot \Psi_{h,v} \cdot V_b$$

$$\phi * V_{cb,sl} = 0,65 * \frac{570560 \text{ mm}^2}{720000 \text{ mm}^2} * 1 * 1 * 1 * 162125 \text{ N} = 83509 \text{ N}$$

De esta manera, se verifica que se requiere refuerzo de corte al ser menor al valor de corte de la sollicitación para la placa base.

Luego para la resistencia al corte por fluencia del acero, se utiliza la siguiente ecuación:

$$\phi * R_n = \phi * 0,6 * F_y * A_{gv}$$

Donde:

- A_{gv} = Área bruta solicitada al corte ($[\text{mm}]^2$).
- F_y = Tensión de fluencia mínima (MPa).
- $\phi = 1,0$.

$$\phi * R_n = 1 * 0,6 * 248 \text{ MPa} * 6400 = 952320$$

De esta manera, se obtiene el factor de utilización en función del corte de la sollicitación del 34%.

Se selecciona una llave de corte tipo cruz (La más utilizada en la práctica chilena), donde el momento en la placa se define mediante la siguiente Ecuación 3.25:

$$M_{pl} = \frac{q * L_x * L_y}{m} = \frac{11 \text{ MPa} * 84 \text{ mm} * 200 \text{ mm}}{4,7} = 38952 \text{ N}$$

Así, se puede obtener el espesor mínimo requerido de la llave de corte con la Ecuación 3.26:

$$t_{p(req)} = \sqrt{\frac{4M_{pl}}{\phi F_y}} = \sqrt{\frac{4 * 38952 \text{ N}}{0,9 * 248 \text{ MPa}}} = 26,4 \text{ mm}$$

Con el cálculo del espesor mínimo, se selecciona un espesor de 32 [mm] para la llave de corte tipo cruz.

Luego para la resistencia al corte del acero, se utiliza la siguiente ecuación:

$$\phi * R_n = \phi * 0,6 * F_y * A_{gv}$$

Donde:

- A_{gv} = Área bruta solicitada al corte $[\text{mm}^2]$.
- F_y = Tensión de fluencia mínima (MPa).
- $\phi = 1,0$.

$$\phi * R_n = 1 * 0,6 * 248 \text{ MPa} * 1400 = 208320$$

Luego, se verifica que $\phi * R_n > V_u$, resultando en un factor de utilización de 35%.

Seguidamente, se verifica la resistencia al arrancamiento debido al corte, lo cual se obtiene con la siguiente expresión:

$$\phi * V_{cb,sl} = \phi * \frac{A_{Vc}}{A_{Vco}} * \Psi_{ed,V} * \Psi_{c,V} * \Psi_{h,V} * V_b$$

En la tabla a continuación se encuentra el resumen para definir si es necesario el refuerzo de corte:

Resistencia al arrancamiento hormigón por cortante	
$\phi V_{cb,sl}$ [N]	410279,1
ϕ	0,65
A_{Vc} [mm ²]	870560
A_{Vco} [mm ²]	1125000
$\Psi_{ed,V}$	0,9
$\Psi_{c,V}$	1
$\Psi_{h,V}$	1
V_b [N]	226577,8
ca1	500
ca2	500
	OK

Se verifica que $\phi * V_{cb,sl} > V_u$, por lo que no se necesita agregarle refuerzo de corte a la llave.

Placa Base II:

Para el cálculo de la segunda placa base se utilizan tablas automatizadas que facilitan la lectura de los valores obtenidos, siendo similar en algunos aspectos al cálculo de la primera placa base, en especial al momento de definir la llave de corte.

Datos placa base:

- $F_y = 248 \text{ MPa}$.
- $F_u = 400 \text{ MPa}$
- $B = 800 \text{ [mm]}$.
- $N = 800 \text{ [mm]}$
- $A_1 = 405000 \text{ [mm]}^2$

Datos columna de acero IE400x250:

- $b_f = 250 \text{ mm}$
- $d = 400 \text{ mm}$
- $t_f = 12 \text{ mm}$
- $t_w = 10 \text{ mm}$

Las solicitaciones para el cálculo de esta placa base son los siguientes:

Solicitaciones (LRFD)	
P_u (N) (Compresión)	958268
T_u (N)	649424
V_u (N)	73601

Al ser una base rotulada, no existe momentos en ella, de manera que el cálculo de la placa base corresponde al diseño por compresión.

Número de pernos de anclaje:

Se define el número de pernos de anclaje a utilizar, siendo 4 para esta placa base:

$$T_{\frac{c}{perno}} = \frac{T_u}{N_p} = \frac{649424 \text{ N}}{4} = 162356 \text{ N}$$

Luego, al tener un tipo de perno F1554 Gr.36 de diámetro 1 ¼ in. se logra la resistencia necesaria:

$$\phi * R_n = \phi * F_u * A_{se,N} = 0,75 * 400 \text{ MPa} * 625,2 \text{ mm}^2 = 187569 \text{ N}$$

Así se evidencia que $\phi * R_n > T_{c/perno}$, cumpliendo con un factor de utilización del 87%.

Espaciamiento entre anclajes:

Se siguen las indicaciones a respetar sobre la distancia de los anclajes donde el espaciamento entre ellos debe ser por lo menos cuatro veces el diámetro del perno. De esta manera, $4 * 31,75 \text{ [mm]} = 127 \text{ [mm]}$, por lo que se escoge un espaciamento de 250 [mm] al ser 2 pernos a cada lado de la placa.

Área requerida:

Se obtiene de la siguiente ecuación:

$$A_{1(req)} \geq \frac{P_u}{\phi_c * 0,85 * f'_c}$$

$$A_{1(req)} \geq \frac{958268}{0,65 * 0,85 * 30 \text{ MPa}} = 57814 \text{ mm}^2$$

De esta manera, con las dimensiones de la segunda placa base (600x450 [mm]), se cumple que A_1 es mayor a $A_{1(req)}$.

Resistencia aplastamiento hormigón:

Se utiliza la siguiente ecuación:

$$\phi_c * f_{p \max} = \phi_c * 0,85 * f'_c \leq \phi_c * 2 * 0,85 * f'_c$$

$$\phi_c * f_{p \max} = 16,58 \text{ MPa} \leq 33,15 \text{ MPa}$$

Aplastamiento de placa base sobre hormigón:

Se verifica que la resistencia del hormigón sea mayor a la sollicitación $\phi_c * f_{p\ max} > f_{pu}$, donde f_{pu} se obtiene de la siguiente manera:

$$f_{pu} = \frac{P_u}{B * N} = \frac{958268\ N}{800\ mm * 800\ mm} = 1,5\ MPa$$

Se cumple la sollicitación anterior.

Momento en la placa base:

Se obtiene mediante la siguiente ecuación:

$$M_{pl} = f_{pu} * \left(\frac{l^2}{2}\right)$$

Donde el valor l es el máximo entre los resultados de n , m y $\lambda n'$, los cuales se obtienen de la siguiente forma:

$$n = \frac{B - 0,8 * b_f}{2}$$

$$m = \frac{N - 0,95 * d}{2}$$

$$\lambda n' = \lambda * \frac{\sqrt{d * b_f}}{4}$$

En la siguiente tabla de Excel se observan los resultados a las ecuaciones presentadas:

Espesor requerido por la placa base	
m	210,00
n	300,00
X	0,07
λ	0,27
$\lambda n'$	21,05
l [mm]	300,00
M_{pl}	67378,22
$t_{p\ req}$ [mm]	34,75
Finalmente, el espesor mínimo requerido es de 34,75 [mm]	

De esta manera se calcula que el espesor mínimo requerido con las sollicitaciones es de 34,75 [mm], por lo que se analiza para el caso a tracción para escoger la situación más desfavorable y seleccionar el espesor de esta manera. Se obtiene mediante la siguiente fórmula considerando tracción:

$$t_{min} = \sqrt{\frac{4 * M_u}{\phi_b * F_y * b_{eff}}} = \sqrt{\frac{4 * 19482720\ N * mm}{0,9 * 248\ MPa * 240\ mm}} = 38,14\ mm$$

Así, se escoge un espesor de placa de 40 [mm], dando un factor de utilización de 91%.

Cálculo de la llave de corte:

Para el cálculo del diseño de la llave de corte, se define la geometría a utilizar según ACI318, de acuerdo con las solicitaciones amplificadas siguientes:

Solicitaciones (LRFD)	
V_u (N)	73601
P_u (N)	649424

Dado lo anterior, la geometría de la llave de corte de la placa base uno se determina a continuación:

- h_{sl} (Altura total) = 100 [mm].
- b_{sl} (Ancho total) = 100 [mm].
- t_{sl} (Espesor llave de corte) = 14 [mm].
- t_{grout} (Espesor *grout*) = 50 [mm].

Se verifica la geometría con las siguientes expresiones mencionadas en el texto:

$$3) \frac{h_{ef}}{h_{sl}} \geq 2,5$$

$$4) \frac{h_{ef}}{c_{sl}} \geq 2,5$$

Donde:

- $h_{ef} = 750$ [mm].
- $c_{sl} = 100$

Se calcula la resistencia al aplastamiento por corte ($V_{brg,sl}$), se aplica la siguiente ecuación que corresponde al apartado 17.11.2.1 de ACI318:

$$\phi \cdot V_{brg,sl} = \phi \cdot 1,7 \cdot f_c' \cdot A_{ef,sl} \cdot \Psi_{brg,sl}$$

Donde:

- f_c' = Resistencia a la compresión del hormigón (MPa).
- $A_{ef,sl}$ = Área efectiva de aplastamiento para la llave de corte ([mm]²).
- $\phi = 0,65$.
- $\Psi_{brg,sl}$ = Factor de modificación según carga axial.

$$\phi \cdot V_{brg,sl} = 454818 \text{ N}$$

Con verifica que $\phi \cdot V_{brg,sl} > V_u$, de manera que 454818 N > 73601 N, resultando en un factor de utilización de 16%.

Luego para la resistencia al corte del acero, se utiliza la siguiente ecuación:

$$\phi * R_n = \phi * 0,6 * F_y * A_{gv}$$

Donde:

- A_{gv} = Área bruta solicitada al corte ($[mm]^2$).
- F_y = Tensión de fluencia mínima (MPa).
- $\phi = 1,0$.

$$\phi * R_n = 1 * 0,6 * 248 \text{ MPa} * 1400 = 208320$$

Luego, se verifica que $\phi * R_n > V_u$, resultando en un factor de utilización de 35%.

Se selecciona una llave de corte tipo cruz (La más utilizada en la práctica chilena), donde el momento en la placa se define mediante la siguiente Ecuación 3.25:

$$M_{pl} = \frac{q * L_x * L_y}{m} = \frac{10,7 \text{ MPa} * 43 \text{ mm} * 100 \text{ mm}}{4,7} = 9894,6 \text{ N}$$

Así, se puede obtener el espesor mínimo requerido de la llave de corte con la Ecuación 3.26:

$$t_{p(req)} = \sqrt{\frac{4M_{pl}}{\phi F_y}} = \sqrt{\frac{4 * 9894,6 \text{ N}}{0,9 * 248 \text{ MPa}}} = 13,3 \text{ mm}$$

Con el cálculo del espesor mínimo, se selecciona un espesor de 14 [mm] para la llave de corte tipo cruz.

Seguidamente, se verifica la resistencia al arrancamiento debido al corte, lo cual se obtiene con la siguiente expresión:

$$\phi * V_{cb,sl} = \phi * \frac{A_{vc}}{A_{vco}} * \Psi_{ed,v} * \Psi_{c,v} * \Psi_{h,v} * V_b$$

En la tabla a continuación se encuentra el resumen para definir si es necesario el refuerzo de corte o no:

Resistencia al arrancamiento hormigón por cortante	
$\phi V_{cb,sl}$ [N]	93448,1
ϕ	0,65
A_{vc} [mm ²]	793140
A_{vc0} [mm ²]	1125000
$\psi_{ed,V}$	0,9
$\psi_{c,V}$	1
$\psi_{h,V}$	1
V_b [N]	226577,8
ca1	500
ca2	500
	OK

Se verifica que $\phi * V_{cb,sl} > V_u$, por lo que no se necesita agregarle refuerzo de corte a la llave.

ANEXO 3.5 DISEÑO DE CONEXIONES DIAGONALES

El presente anexo detalla la memoria de diseño de las conexiones para los elementos de arriostramiento diagonal, componentes críticos para la estabilidad lateral de la estructura en especial para una de tal envergadura como la diseñada para el proyecto. El análisis se centra en la verificación de las placas gusset, soldaduras y pernos, asegurando que la transferencia de esfuerzos de tracción y compresión hacia el marco principal se realice de forma eficiente. Los resultados expuestos a continuación provienen de modelos de cálculo automatizados que validan los estados límite de fluencia, rotura y bloque de corte según la normativa vigente.

A continuación, se presenta el detalle geométrico de la sección de los arriostramientos:

Geometría de la sección

Perfil 2L 100x100x10

B	100 mm
H	100 mm
e	10 mm
A_g	3840 mm ²
$\bar{x}$	28,2 mm
F_v	248 MPa
F_u	400 MPa
R_v	1,3
E_s	210000 MPa

Como se mencionó en el capítulo de conexiones, estas se desarrollan según desbalance plástico.

Tracción	
$P_e = P_u$	1238 kN
Compresión	
F_{ve}	322 MPa
F_e	121 MPa
λ_{lim}	120,2
F_{cre}	106 MPa
P_{ne}	464 kN

De esta manera se obtienen la demanda de diseño tanto para su capacidad esperada en tracción como para compresión. Esta verificación se realiza en los nudos de arriostramiento para garantizar la integridad de los elementos colectores (vigas y columnas). Este análisis considera la condición más desfavorable donde una diagonal alcanza su fluencia esperada en tracción de 1238 kN, mientras la otra llega a su capacidad residual en compresión de 464 kN. El diseño asegura que la conexión sea capaz de absorber esta diferencia de esfuerzos sin comprometer la estabilidad global del marco, siguiendo los principios de diseño por capacidad.

Para el diseño de la conexión entre la placa conectora gusset con sus pernos de anclaje, se estima la cantidad mínima de pernos a incluir, siendo este valor de 16, por lo que se definen 5 columnas de forma longitudinal con una separación entre estos de 60 [mm] y 4 filas de manera transversal con espaciamiento de 80 [mm] en su sentido longitudinal, con un diámetro de estos de $\frac{3}{4}$ ".

Resistencia grupo de pernos

P_u	1238 kN
$\phi R_{n, corte}$	1590 kN
F_u	0,78
$\phi R_{n, aplas}$	3946 kN
F_u	0,31

Se presenta la verificación de rotura en el área neta efectiva de la conexión, donde debido a la reducción de la sección transversal por las perforaciones y al efecto del factor de corte diferido 0,91, se determina la necesidad de una plancha de refuerzo. El cálculo arroja un espesor requerido de 1,3 [mm], por lo que se selecciona de forma conservadora una plancha de 2 [mm] de espesor para asegurar que la sección neta efectiva sea suficiente para resistir la tracción de diseño en la sección.

Rotura en área neta efectiva

$A_{ol, req}$	781 mm ²
B_{ol}	300 mm
$t_{ol, req}$	1,3 mm
t_{ol}	2 mm
A_n	4640 mm ²
$\bar{x}$	40,6 mm
U	0,910
A_g	3840 mm ²
A_e	4221 mm ²

Luego se continúa con la verificación de la placa gusset de 25 [mm] de espesor mediante el análisis de la sección de Whitmore. Esta verificación asegura que el área efectiva de la placa sea capaz de transmitir la tracción esperada de la diagonal de 1238 kN sin alcanzar estados límite de fluencia o rotura en la sección de la diagonal. Los resultados muestran factores de utilización tanto de 0,44 y 0,39 por resistencia de diseño por fluencia como diseño por rotura, lo que garantiza una alta reserva de capacidad y un comportamiento elástico de la conexión ante las solicitaciones sísmicas de diseño, cumpliendo holgadamente con los requerimientos de la normativa vigente.

Placa gusset

t_{as}	25 mm
F_v	248 MPa
F_u	400 MPa
L_w	517 mm
P_u	1238 kN
ϕR_n	2886 kN
FU	0,43
ϕR_n	3212 kN
FU	0,39

Bloque de corte

A_{gv}	13500 mm ²
A_{nt}	6000 mm ²
A_{nv}	8499 mm ²
A_{nt}	4333 mm ²
U_{bs}	1
$\phi R_{n.bloque}$	2807 kN
FU	0,44

ANEXO 4.1 DISEÑO DE FUNDACIONES

El presente anexo detalla la memoria de cálculo para las zapatas de fundación del proyecto, considerando las solicitaciones obtenidas del análisis estructural y las capacidades portantes del suelo de fundación, para así garantizar la precisión de los resultados, el dimensionamiento geométrico y la verificación de armaduras que se realizaron mediante planillas de cálculo automatizadas. A continuación, se presentan los extractos de los estados de carga críticos y las cuantías de acero resultantes, asegurando el cumplimiento de las normativas de diseño vigentes.

Diseño de pedestal:

Para la obtención del diagrama de interacción P-M, se han definido las propiedades geométricas y mecánicas de la sección transversal del pedestal, considerando para el diseño una sección cuadrada de 1000x1000 [mm] con un recubrimiento libre de 50 [mm], garantizando la protección de las armaduras contra la corrosión y agentes externos. Se considera un hormigón grado 30 y una fluencia del acero de 420 [tonf/cm²] para continuar con la selección del número y diámetro de las barras longitudinales como se observa a continuación:

B =	1000	[mm]
L =	1000	[mm]
r =	50	[mm]
ø e =	16	[mm]
f _c =	300	[kgf/cm ²]
f _y =	4200	[kgf/cm ²]
E _s =	2100	[tonf/cm ²]
β ₁ =	0,84	

De esta manera, se disponen de 8 barras en el sentido longitudinal del pedestal y 8 barras en el sentido transversal, con un total de 28 barras distribuidas de manera uniforme con un espesor de 25 [mm] de espesor. Así, la distancia entre el borde del pedestal y la primera barra es de 78,5 [mm], mientras que la separación entre estos es de 120,4 [mm].

N° barras en L	N _{bl} =	8	
N° barras en B	N _{bb} =	8	
Diámetro barras	ø =	25	[mm]
Dist. 1a barra	d ₁ =	78,5	[mm]
Dist. barras en L	d _L =	120,4	[mm]
Dist. barras en B	d _B =	120,4	[mm]
Esp. Mín	S _{min} =	40,0	[mm]

De esta manera, se obtiene un área de acero de 137,48 [cm²] que corresponde al 1,37% del área total de la sección del pedestal de 1000x1000 [mm²], cumpliendo con el acero mínimo de la sección que corresponde a un valor superior al 0,01 % de esta. Se define la longitud de desarrollo mínima considerando un gancho de 90° para las barras longitudinales del pedestal como se presenta a continuación:

Longitud desarrollo con gancho	
ψ _o	1
ψ _e	1
ψ _r	1,6
ψ _c	0,886
λ	1
Gancho 90°	13
l _d [mm]	591

De esta manera, se selecciona una longitud de desarrollo para el pedestal de 650 [mm], donde el diámetro interior mínimo de doblado estipulado es de seis veces el diámetro seleccionado para las barras longitudinales, siendo este valor de 150 [mm], mientras que para la extensión recta de esta se define según 12 veces su diámetro, con un valor de 300 [mm].

Para obtener la zona de protección, se determina el valor mayor entre el lado del pedestal más grande y la altura de la llave de corte más la proyección vertical de un plano inclinado a 45° bajo la horizontal, trazado desde el pie de la llave de corte hasta la cara del pedestal. Así, el lado menor del pedestal es el que controla la zona de protección, siendo esta de un valor de 1000 [mm], por lo que se diseña en de manera que el espaciamiento máximo de los estribos en toda la altura del pedestal debe ser menor o igual a 0,4 veces la longitud el lado menor de este, además, el espaciamiento máximo de los estribos en la zona de protección superior debe ser menor o igual a 0,2 veces la longitud del lado menor del pedestal. Por último, se determina el espaciamiento libre entre los 3 primeros grupos de estribos en la zona de protección superior no debe ser mayor a 50 [mm]. De esta manera, se determinan las siguientes medidas para la zona de protección y sus estribos:

Zona protección [mm]	1000
S _{min} [mm]	33,3
S_{max} Z.P [mm]	200
S_{max} Z.P [mm]	50
S _u [mm]	150

Se obtiene una zona de protección de 1000 [mm] de altura, con un espaciamiento entre los 3 primeros estribos de 50 mm para luego espaciarse a 150 [mm] entre sí, incluyendo 2 grupos de estribos separados a 200 [mm] entre sí para cubrir los 400 [mm] que quedan fuera de la zona de protección del pedestal.

La tabla a continuación verifica que la armadura transversal dispuesta cumple con los mínimos reglamentarios de cuantía. Mientras la norma exige un mínimo de 0,83 [cm²] por capa para evitar fallas frágiles, este diseño otorga 6,03 [cm²], garantizando que el pedestal está sobre reforzado respecto al mínimo normativo, lo cual es coherente con una estructura industrial de gran altura y alta demanda sísmica. Se disponen de estivos de 16 [mm] de diámetro, confinado de manera rectangular tanto en el sentido longitudinal como transversal del pedestal a través del núcleo de este.

$$A_{sh,prov} = 4 * \pi * \left(\frac{d_{\phi 16}}{2} \right)^2 = 8,04 \text{ cm}^2$$

La capacidad nominal de corte proporcionada por la armadura transversal, cuantificada en un valor de 140,01 [Tonf], constituye el eje central de la seguridad estructural del pedestal frente a esfuerzos laterales. Este valor garantiza que el refuerzo dispuesto (estribos perimetrales y trabas en cruz) sea capaz de absorber por sí solo la totalidad del corte basal, superando con holgura la demanda máxima generada por el viento transversal en una estructura de 20,7 [m] de altura.

Por otro lado, la carga axial, aunque significativa, se justifica técnicamente como resultado del momento volcante que transfiere compresiones masivas a los apoyos de la nave. Al verificar que esta carga representa solo una fracción de la capacidad de confinamiento del pedestal, se valida el uso de un núcleo confinado de 8100 [cm²] debidamente armado. En este sentido, el diseño cumple con los requisitos de ductilidad moderada de la normativa NCh2369 Of2025, asegurando que la armadura transversal no solo resista el corte, sino que confine el hormigón ante las variaciones de carga, evitando fallas frágiles en el pedestal y garantizando la integridad de la conexión columna-fundación bajo condiciones de sismo y viento.

Verificación		
Pu [kN]	2136,0	
0,3*Ag*fc' [kN]	9000	
Ach [cm ²]	8100	
Ag [cm ²]	10000	
bc [cm]	9,0	

Armadura corte mínima Caso 1 (Actual)		
Ash	5,79	[cm ²]
Ash,prov	8,04	[cm ²]
φVs	1401,0	[kN]

De esta manera, se determina un factor de utilización del 59,3 % en función de la carga por corte máxima aplicada al pedestal, estando dentro de los límites admisibles estipulados.

Diseño de zapatas de fundación:

Se ingresan los datos de las fundaciones realizadas, donde se destacan sus espesores de 1000 [mm] y anchos, donde el diseño se realizó considerando una sección unitaria de un metro de ancho, lo que permite determinar la cuantía de acero y la separación de las barras de forma estandarizada para toda la superficie de la fundación, tanto su dirección transversal como longitudinal, aun cuando sus dimensiones no sean así en planta.

Geometría:			
Ancho de la sec	b =	1000 [mm]	
Altura de la Sec	h =	1000 [mm]	
Recubrimiento lli Cc =		50 [mm]	ϕ 22
Altura Efectiva	d =	939 [mm]	(1 capa de barras de refuerzo)
Area barra	Ab =	380,1 [mm]	
Materiales:			
Hormigón	f'c =	30 [Mpa]	Acero de refuerzo fy = 420 [Mpa]
Momento último de diseño:			
	Mux	Mxy	
	[kN-m]	[kN-m]	Mux = Mx+ Mxy
	429,3	8,6	437,9

Al analizar esta fundación con el momento flector más alto determinado, se observa un resultado que señala la poca cantidad de acero necesaria para flexión en relación con el necesario por cuantía mínima por retracción y temperatura. De esta manera, el cálculo demuestra que el acero necesario por flexión es de 1247 [mm²], mientras que la armadura mínima por retracción de temperatura es de 1800 [mm²], siendo el diseño controlado por el último, razón por la que se estandariza la configuración de armadura para la totalidad de las zapatas. Así, se propone el uso de una armadura transversal y longitudinal de 22 [mm] de espesor con una separación cada 200 [mm].

Diseño del refuerzo:			
	ϕ =	0,9	
	R _n =	Mu / ϕ · b · d ²	
	ρ =	0.85f _c /f _y · [1-(1-2·R _n /0.85f _c) ^{0.5}]	
$A_s = \begin{cases} A_{s,req} & \text{si } A_{s,req} \geq A_{s,min} \\ \frac{4}{3} A_{s,req} & \text{si } A_{s,req} < A_{s,min} \text{ y } \frac{4}{3} A_{s,req} \geq A_{s,min} \\ A_{s,min} & \text{si } \frac{4}{3} A_{s,req} < A_{s,min} \end{cases}$			
	As _{req} =	ρ · b · d	
	As _{min1} =	0.0018 · b · h	
	R _n =	0,552 [N/mm ²]	
	ρ =	0,0013	
	As _{req} =	1247 [mm ²]	
	As _{min1} =	1800 [mm ²]	
	As =	1800 [mm ²]	
		18 [cm ²]	
Usar:	ϕ22@200	As _{DIS} = 1901 [mm ²] > As	Cuantia (As/As _{dis}) = 0,95

De esta manera, la cuantía de 0,95 con la configuración determinada, verificando tanto el diseño propuesto como el área de refuerzo por retracción y temperatura requerido.

Verificación de diseño	
Tsy [kN]	798
a [mm]	31,31
Mn' [kN-m]	737,09
ϕMn' [kN-m]	663,38
FU	0,65

Área de refuerzo req (R&T)	
Asreq [mm ²]	1800
db [mm]	22
Asbar [mm ²]	380
SmaxRT [mm]	211
sRT [mm]	120

Se verifica además el punzonamiento en la zapata de la siguiente manera:

Geometría:									
Ancho de la sección	b =	1000 [mm]							
Altura de la Sección	h =	1000 [mm]							
Recubrimiento libre	Cc =	50 [mm]	ϕ 18@200						
Altura Efectiva	d =	941 [mm]							
Materiales:									
Hormigón	f'c =	30 [Mpa]	Acero de refuerzo fy = 420 [Mpa]						
Compresión última de diseño:		<table border="1"> <tr> <td>F3 (Vu)</td> </tr> <tr> <td>[kN]</td> </tr> <tr> <td>623,2</td> </tr> </table>		F3 (Vu)	[kN]	623,2			
F3 (Vu)									
[kN]									
623,2									
Verificación punzonamiento:		<table border="1"> <tr> <td>ϕ =</td> <td>0,75</td> </tr> <tr> <td>d/2 =</td> <td>470,5 [mm]</td> </tr> <tr> <td>b0 =</td> <td>7764 [mm]</td> </tr> </table>		ϕ =	0,75	d/2 =	470,5 [mm]	b0 =	7764 [mm]
ϕ =	0,75								
d/2 =	470,5 [mm]								
b0 =	7764 [mm]								
		<table border="1"> <tr> <td>Vc =</td> <td>977,5 [kN]</td> </tr> <tr> <td>ϕ Vc =</td> <td>733,13 [kN]</td> </tr> <tr> <td>FU</td> <td>0,85</td> </tr> </table>		Vc =	977,5 [kN]	ϕ Vc =	733,13 [kN]	FU	0,85
Vc =	977,5 [kN]								
ϕ Vc =	733,13 [kN]								
FU	0,85								

De esta misma manera, el diseño de la armadura de refuerzo para los bordes de la zapata se determinó mediante el análisis de momento flector en la sección crítica ubicada en la cara del pedestal. Este esfuerzo define la cuantía de acero necesaria para resistir las tensiones de tracción en la fibra inferior, que al igual que para el diseño de la armadura transversal y longitudinal, este se ve controlado por el espesor de 1000 [mm], con un acero requerido por retracción y temperatura de 1800 [mm²], por lo que se dispone de una armadura a los costados con barras de 18 [mm] de espesor ubicadas a 200 [mm] de espaciamiento entre ellas, teniendo finalmente una un factor de utilización del 85 %. La verificación al corte se muestra a continuación:

Geometría:									
Ancho de la sección	b =	1000 [mm]							
Altura de la Sección	h =	1000 [mm]							
Recubrimiento libre	Cc =	50 [mm]	ϕ 18@200						
Altura Efectiva	d =	941 [mm]							
Materiales:									
Hormigón	f'c =	30 [Mpa]	Acero de refuerzo fy = 420 [Mpa]						
Corte último de diseño:		<table border="1"> <tr> <td>V13 (Vu)</td> </tr> <tr> <td>[kN/m]</td> </tr> <tr> <td>216,7</td> </tr> </table>		V13 (Vu)	[kN/m]	216,7			
V13 (Vu)									
[kN/m]									
216,7									
Diseño para refuerzo corte:		<table border="1"> <tr> <td>ϕ =</td> <td>0,75</td> </tr> <tr> <td>ρw =</td> <td>0,0014 [mm]</td> </tr> <tr> <td>λ =</td> <td>1,0 [mm]</td> </tr> </table>		ϕ =	0,75	ρw =	0,0014 [mm]	λ =	1,0 [mm]
ϕ =	0,75								
ρw =	0,0014 [mm]								
λ =	1,0 [mm]								
		<table border="1"> <tr> <td>Vc =</td> <td>345,3 [kN]</td> </tr> <tr> <td>ϕ Vc =</td> <td>259,0 [kN]</td> </tr> <tr> <td>FU</td> <td>0,85</td> </tr> </table>		Vc =	345,3 [kN]	ϕ Vc =	259,0 [kN]	FU	0,85
Vc =	345,3 [kN]								
ϕ Vc =	259,0 [kN]								
FU	0,85								

UNIVERSIDAD DE CONCEPCIÓN – FACULTAD DE INGENIERÍA

RESUMEN DE MEMORIA DE TÍTULO

Departamento : Departamento de Ingeniería Civil

Carrera : Ingeniería Civil

Nombre del memorista : Diego Nicolás Fernández Ponce

Título de la memoria : Diseño estructura nave de encapsulamiento industrial según normativa NCh2369 Of2025.

Fecha de la presentación oral : 15 de abril, 2026

Profesor(es) Guía : Rodrigo Silva Muñoz

Profesor(es) Revisor(es) : Víctor Aguilar Vidal

Concepto :

Calificación :

Resumen

Es importante establecer el contexto en el que se desarrolla este proyecto, ya que Chile es conocido mundialmente por sus terremotos y sus magnitudes, siendo el ocurrido en Valdivia en la década de 1960 el mayor terremoto jamás registrado en la historia, con una magnitud de 9,5 en la escala de Richter. Estos eventos sísmicos son controlados por las normas sísmicas aplicadas, tales como la NCh2369 Of2025 “Diseño sísmico de estructuras e instalaciones industriales” para el diseño industrial chileno, basándose su filosofía primordialmente en la sobrerresistencia y una ductilidad moderada, con la intención estructural de minimizar la activación de mecanismos inelásticos. Dentro de este marco, los fusibles sísmicos actúan como componentes primarios de disipación de energía. Las lecciones aprendidas del terremoto del Maule de 2010, combinadas con los avances en las herramientas analíticas, catalizaron una revisión normativa integral que ha sido constantemente necesaria a lo largo de la historia reciente debido a la gran variabilidad de la actividad sísmica en el país. Esta actualización introduce formas espectrales refinadas derivadas de evaluaciones formales de peligro sísmico, límites de compacidad más estrictos y un criterio de diseño unificado para elementos no disipativos mediante cargas sísmicas amplificadas por $0,7R_1$.

La metodología adoptada presenta las bases del diseño por capacidad e incluye la modelación estructural en SAP2000 con los distintos estados de carga y la evaluación de sismo mediante análisis modal espectral. En el diseño de fundaciones, la acción sísmica se representa mediante fuerzas estáticas equivalentes, calibradas a partir de los cortes basales del modelo, con el objetivo de reproducir el momento basal del sistema en cada dirección de análisis. El diseño se realiza bajo los enfoques LRFD y ASD, verificando los estados límite de resistencia, servicio y estabilidad, junto con el correcto dimensionamiento de elementos de hormigón armado y el sistema de anclajes. El análisis estructural indica que el diseño está gobernado efectivamente por las cargas de viento en la dirección transversal y por las solicitaciones sísmicas en la dirección longitudinal. Se adopta un factor de modificación de respuesta de $R=4$, junto con un factor de $0,5R_1$ al análisis sísmico para satisfacer los requisitos de servicio y resistencia para un Galpón de Acero Liviano, según las directrices de la NCh2369 Of2025. El análisis estructural concluyó que el galpón está gobernado por una dominancia de carga dual; la presión del viento dicta el diseño en la dirección transversal debido a la extensa superficie y la altura significativa, mientras que las fuerzas sísmicas controlan la dirección longitudinal debido a la alta rigidez del sistema de arriostramiento.