



UNIVERSIDAD DE CONCEPCIÓN
FACULTAD DE INGENIERÍA
DEPARTAMENTO DE INGENIERÍA CIVIL



DISEÑO Y DETALLAMIENTO DE CASA MODULAR DE ACERO

POR

Oliver Marcelo Schramm Neira

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

Profesor Guía
Dr. Rodrigo Antonio Silva M.

Comisión
Dr. Patricio Dagoberto Cendoya H.
Dr. Sebastián Calderón D.

Profesionales supervisores
Carlos Fariñe P.
Ivette Valenzuela R.

Abril 2024
Concepción (Chile)

© 2024 Oliver Marcelo Schramm Neira

© 2024 Oliver Marcelo Schramm Neira

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

DEDICATORIA

Dedicado a mi madre y abuela por brindarme un apoyo y una motivación incondicional para llegar a ser profesional, pero sobre todo a mi hermano Pablo que es lo más importante en mi vida.

AGRADECIMIENTOS

Agradezco a Facop LTDA. por la oportunidad de participar y liderar este proyecto además de la experiencia brindada en los diferentes procesos que se llevan a cabo tanto en oficina como en taller, lo cual resultó en una experiencia totalmente nueva y enriquecedora.

A mis profesores, Rodrigo Silva que depositó su confianza en mí al proponerme en la empresa y siempre presentar disposición para solucionar las dudas que surgieron no solo en el desarrollo de la memoria si no en el transcurso de toda la etapa universitaria.

Al profesor Patricio Cendoya, por el intercambio de ideas y la información proporcionada sobre la tecnología BIM pero más importante, la motivación a seguir creciendo como ingeniero.

RESUMEN

La maestría Facop LTDA se especializa en la fabricación de estructuras industriales de acero. Desarrolla soluciones a través del uso de ingeniería para la elaboración de modelos estructurales, cálculo de conexiones, modelación BIM (Building Information Modeling) y confección de láminas estructurales. Lo cual se ejecuta en el taller de fabricación, bajo la dirección del jefe de operaciones.

Debido a lo anterior, y considerando las ventajas de contar con los activos de mano de obra calificada, maquinaria especializada y conocimiento del mercado adquirido en las más de 8.000Ton fabricadas de estructuras de acero, surge la idea de aprovechar estos recursos e implementar una línea de negocios, que se llevará a cabo en los momentos de poca demanda de fabricación.

Bajo este contexto, se realiza un prediseño dimensional para una vivienda unifamiliar y posteriormente una modelación estructural en base a un perfil tentativo para el diseño final, el cual se realiza en base a la normativa vigente en Chile.

El objetivo de cálculo es verificar los principales perfiles estructurales, realizar el diseño de costaneras, conexiones, placas base, fundaciones y esquemas de protección para la resistencia al fuego. Para efectuar los diseños, se utiliza un modelo estructural, ingresando las respectivas cargas del proyecto, para así extraer las solicitaciones que permiten obtener los dimensionamientos finales de los elementos. Por último, con ingeniería de detalle, se desarrolla un modelo BIM para confeccionar los planos de fabricación y montaje, que permitirán construir la casa.

ABSTRACT

Facop LTD company specializes in the manufacturing of steel industrial structures. It develops solutions through engineering for structural modeling, connection calculations, Building Information Modeling (BIM), as well as the development of detailed structural documentation. These activities are carried out in the manufacturing workshop under the direction of the operations manager.

Given the aforementioned capabilities and the advantages of having skilled labor, specialized machinery, and market knowledge acquired from fabricating over 8,000 Tons of steel structures, the idea arose to capitalize on these resources and implement a new business line, to be developed during periods of low manufacturing demand.

Within this context, a dimensional pre-design is conducted for a single-family home, following by structural modeling based on a tentative profile for the final design, complying with current regulations in Chile.

The objective is to verify the main structural profiles, design purlines, connections, base plates, foundations, and fire resistance protection schemes. To carry out these designs, it was use a structural model inputting the respective project loads to extract the solicitations necessary for final elements dimensioning. Finally, a detailed engineering was employed to develop a BIM model for the preparation of manufacturing and assembly plans, facilitating the construction of the house.

TABLA DE CONTENIDOS

CAPITULO 1 INTRODUCCIÓN	12
1.1 MOTIVACIÓN	12
1.2 OBJETIVOS	13
1.2.1 OBJETIVO GENERAL	13
1.2.2 OBJETIVOS ESPECÍFICOS	13
1.3 PLAN DE TRABAJO.....	13
1.4 PRINCIPALES RESULTADOS Y CONCLUSIONES	14
1.5 ORGANIZACIÓN DE DOCUMENTO	14
CAPITULO 2 ANTECEDENTES GENERALES	15
2.1 INTRODUCCIÓN	15
2.2 EL ACERO.....	15
2.3 CASAS MODULARES.....	19
2.4 MARCO NORMATIVO.....	20
2.5 CONCLUSIÓN.....	21
CAPITULO 3 MATERIALES Y METODOS	22
3.1 INTRODUCCIÓN	22
3.2 CASO DE ESTUDIO	22
3.3 MÉTODO DE DISEÑO.....	23
3.3.1 ACEROS	23
3.3.2 FUNDACIONES	24
3.4 ESTADOS DE CARGA	24
3.4.1 CARGA PERMANENTE	24
3.4.1 CARGA DE USO	25
3.4.2 CARGA SÍSMICA	25
3.4.1 CARGA DE VIENTO	28
3.5 CONEXIONES	29
3.6 PLACA BASE	30
3.7 RESISTENCIA AL FUEGO.....	30
3.8 CONCLUSIÓN.....	32
CAPITULO 4 RESULTADOS	34

4.1	INTRODUCCIÓN	34
4.2	VALIDACIÓN DEL MODELO ESTRUCTURAL	34
4.3	DISEÑO CONEXIÓN	36
4.4	DISEÑO PLACA BASE	37
4.5	DISEÑO DE FUNDACIONES	38
4.6	RESISTENCIA AL FUEGO.....	39
4.7	LÁMINAS DE MONTAJE DE LA ESTRUCTURA.....	39
4.8	CONCLUSIÓN.....	50
CAPITULO 5 CONCLUSIONES		51
REFERENCIAS.....		52
ANEXOS		53
ANEXO 3.1. PROCEDIMIENTO DE CALCULO COSTANERAS.....		53
ANEXO 3.2. PROCEDIMIENTO DE CALCULO FUNDACIONES.....		58
ANEXO 3.3. CARGA DE USO PARA PISOS Y TECHOS		68
ANEXO 3.4. PROCEDIMIENTO DE CALCULO CONEXIONES		68
ANEXO 3.5. PROCEDIMIENTO DE CALCULO PLACAS BASE.....		78

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 2.1 Clasificación de los aceros según su composición química (Solminihac y Thenoux, 2017)	15
.....
Tabla 2.2 Aceros estructurales para construcciones generales según NCh203 (INN, 2006)	16
.....
Tabla 3.1 Carga permanente de los elementos	25
Tabla 3.2 Sobrecarga de uso	25
Tabla 3.3 Parámetros para cálculo de carga sísmica	26
Tabla 3.4 Propiedades dinámicas de la estructura	27
Tabla 3.5 Coeficientes sísmicos y factores de ampliación sísmica	28
Tabla 3.6 Parámetros para cálculo de carga de viento	28
Tabla 3.7 Coeficientes de presión externa C_p	29
Tabla 3.8 Resistencia al fuego requerida por los elementos de construcción	31
Tabla 3.9 Clasificación de edificios según superficie edificada y número de pisos	31
Tabla 4.1 Verificación de capacidad de los perfiles	34
Tabla 4.2 Verificaciones costaneras de techo	35
Tabla 4.3 Verificación de desplazamiento sísmico de techo	35
Tabla 4.4 Verificación de desplazamiento de techo por viento	36
Tabla 4.5 Esbelteces locales y globales de los miembros	36
Tabla 4.6 Solicitaciones para diseño de placa base	37
Tabla 4.7 Verificaciones para suelo de fundación	38
Tabla 4.8 Resistencia mínima al fuego de los elementos	39

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 2.1 Estructuras livianas de vialidad (Fuente: FACOP)	17
Figura 2.2 Estructura de cobertizo (Fuente: FACOP).....	18
Figura 2.3 Soporte para hidroeléctrica (Fuente: FACOP)	18
Figura 2.4 Subestaciones eléctricas (Fuente: FACOP)	19
Figura 3.1 Elementos de la estructura resistente y costaneras.....	23
Figura 3.2 Espectro de diseño horizontal Sa en NCh2369 (INN, 2023).....	26
Figura 3.3 Modos de vibrar X (izquierda) e Y (derecha)	27
Figura 3.4. Conexión End-plate modelada en TeklaStructures19.....	30
Figura 3.5. Placa base modelada en TeklaStructures19	30
Figura 4.1 Estructuración final y razones demanda capacidad de los elementos	34
Figura 4.2 Modelo para verificación de desplazamientos.....	35
Figura 4.3 Conexión en el alma (izquierda) y en el ala (derecha). Dimensiones en mm.....	37
Figura 4.4 Diseño final placa base. Dimensiones en mm	38
Figura 4.5 Plano de montaje: estructura principal	40
Figura 4.6. Detalle 1 estructura principal	41
Figura 4.7 Detalle 2 estructura principal	41
Figura 4.8 Detalle 3 estructura principal	41
Figura 4.9 Plano de montaje: Planta de costaneras	42
Figura 4.10 Detalle 1 planta de costaneras.....	43
Figura 4.11 Detalle 2 planta de costaneras.....	44
Figura 4.12 Detalle 3 planta de costaneras.....	44
Figura 4.13 Plano de montaje: Fundaciones-hormigón	45
Figura 4.14 Detalle 1 fundaciones-hormigón	46
Figura 4.15 Detalle 2 fundaciones-hormigón	47
Figura 4.16 Plano de montaje: Fundaciones-enfierradura.....	48
Figura 4.17 Detalle 1 fundaciones-enfierradura.....	49
Figura 4.18 Detalle 2 fundaciones-enfierradura.....	50
Figura A3.1 Planilla de cálculo y verificación de costaneras.....	53
Figura A3.2 Planilla de cálculo y verificación de costaneras.....	54
Figura A3.3 Planilla de cálculo y verificación de costaneras.....	55
Figura A3.4 Planilla de cálculo y verificación de costaneras.....	56
Figura A3.5 Planilla de cálculo y verificación de costaneras.....	57
Figura A3.6 Planilla de cálculo y verificación de fundaciones	58
Figura A3.7 Planilla de cálculo y verificación de fundaciones	59
Figura A3.8 Planilla de cálculo y verificación de fundaciones	61
Figura A3.9 Planilla de cálculo y verificación de fundaciones	62
Figura A3.10 Planilla de cálculo y verificación de fundaciones	63
Figura A3.11 Planilla de cálculo y verificación de fundaciones	64

Figura A3.12 Planilla de cálculo y verificación de fundaciones	65
Figura A3.13 Planilla de cálculo y verificación de fundaciones	66
Figura A3.14 Planilla de cálculo y verificación de fundaciones	67
Figura A3.15 Carga de uso para áreas de uso general y dormitorios.....	68
Figura A3.16 Planilla de cálculo conexión end-plate de 4 pernos por ala con atiesador	69
Figura A3.17 Planilla de cálculo conexión end-plate de 4 pernos por ala con atiesador	70
Figura A3.18 Planilla de cálculo conexión end-plate de 4 pernos por ala con atiesador	71
Figura A3.19 Planilla de cálculo conexión end-plate de 4 pernos por ala con atiesador	72
Figura A3.20 Planilla de cálculo conexión end-plate de 4 pernos por ala con atiesador	73
Figura A3.21 Planilla de cálculo conexión end-plate de 4 pernos por ala con atiesador	74
Figura A3.22 Planilla de cálculo conexión end-plate de 4 pernos por ala con atiesador	75
Figura A3.23 Planilla de cálculo conexión end-plate de 4 pernos por ala con atiesador	77
Figura A3.24 Planilla de cálculo conexión end-plate de 4 pernos por ala con atiesador	77
Figura A3.25 Planilla de cálculo para placas base	79
Figura A3.26 Planilla de cálculo para placas base	80
Figura A3.27 Planilla de cálculo para placas base	81
Figura A3.28 Planilla de cálculo para placas base	82

CAPITULO 1 INTRODUCCIÓN

1.1 Motivación

En Chile la crisis de acceso a la vivienda es un problema que se ha ido acrecentando en los últimos años. Si bien entre los años 2011 y 2015 existe una baja en la demanda de viviendas, en el año 2017 se revierte la situación provocando que aumente la cantidad de hogares allegados. (Techo-Chile & Fundación Vivienda, 2021). Actualmente, el déficit habitacional en Chile supera las 600.000 viviendas, concentrándose poco menos del 50% en la región Metropolitana y casi un 7% en la región del Biobío (Centro de políticas públicas Universidad Católica, 2022).

El acero encuentra aplicaciones en diversos campos, que van desde la construcción y la ingeniería civil hasta la fabricación de automóviles, electrodomésticos, herramientas, maquinaria industrial, entre otros. Resulta desafiante establecer una clasificación exhaustiva para todos los tipos de acero debido a la amplia gama de usos y variaciones disponibles. Los aceros al carbono con bajo porcentaje de este, presentan excelente homogeneidad y ductilidad provista por el proceso de laminación. La ductilidad de estos aceros garantiza una excelente trabajabilidad en procesos como el corte, doblado y perforado, evitando fisuras u otros defectos. De esta forma, los aceros al Carbono comunes, simplemente laminados y sin ningún tratamiento térmico, son plenamente satisfactorios y constituyen un porcentaje considerable dentro de los aceros estructurales.

Facop ingeniería y construcción es una maestría ubicada en Lastarria 1199 Concepción, dedicada a la fabricación de estructuras de acero de mediana envergadura, líneas de soportación y servicios de detallamiento estructural con más de 8.000Ton fabricadas.

El conformar el sistema resistente principal y estructuras secundarias de la casa mediante perfiles de acero posibilita su construcción a través de conjuntos, es decir, múltiples partes (perfiles y/o planchas) soldadas entre sí que se apertarán en terreno dando forma a la estructura final, lo que facilita tanto el traslado como el montaje. Además, entrega la posibilidad de desmontar y reubicar la casa en otro sitio si fuese necesario por los ocupantes de esta.

En el contexto actual de crecimiento urbano acelerado y desafíos ambientales vinculados al cambio climático, la necesidad de encontrar soluciones innovadoras y sostenibles en la

construcción se vuelve crucial. En este escenario, el acero emerge como un material versátil y resistente, capaz de ofrecer respuestas eficaces a las demandas de habitabilidad por presentar menor mantenimiento, alta durabilidad, rápida construcción y la sostenibilidad que conlleva utilizarlo. FACOP LTDA. es el referente destacado en este ámbito, siendo líder en la fabricación de estructuras de acero. La empresa se distingue por su compromiso con la excelencia, demostrado con gran énfasis en la calidad y el fiel cumplimiento de los plazos convenidos empleando tecnología de vanguardia e innovación, junto con la capacidad y experiencia de los profesionales y personal en general.

1.2 Objetivos

1.2.1 Objetivo general

Proponer un diseño de vivienda modular de acero de 60m² que cumpla la normativa vigente en Chile.

1.2.2 Objetivos específicos

- Diseñar la vivienda arquitectónicamente.
- Calcular y verificar la macroestructura y sus conexiones.
- Proponer ingeniería de detalle mediante software BIM.

1.3 Plan de trabajo

En primera instancia se realizó un modelo BIM con el software Tekla Structures con un perfil tentativo tipo viga que incluyó el trazado de los elementos estructurales como de estructuras secundarias con el propósito de presentar y evaluar el montaje final de todos los elementos.

Posteriormente se procede con el cálculo de las cargas, en ellas se incluyen las cargas de uso y peso propio de acuerdo con la NCh1537of2009, cargas de viento de acuerdo con la NCh432of2010 y carga sísmica de acuerdo con la NCh2369of2023.

En tercer lugar, se hacen las verificaciones de demanda-capacidad de los elementos estructurales, así como también la verificación de esbeltez local y global de dichos elementos.

También se verificó los drift de techo de la casa con un modelo que incluye la rigidez entregada por la techumbre de la estructura.

Luego, se realizó el cálculo de la conexión típica del proyecto.

En quinto lugar, se realizó el cálculo de la placa base y las fundaciones de la estructura.

A continuación, se realiza el cálculo de la resistencia al fuego de los elementos.

Finalmente, se realiza el modelo BIM definitivo que considera todos los elementos diseñados en las etapas anteriores y los elementos no estructurales con su respectiva modulación y planos de montaje y fabricación.

1.4 Principales resultados y conclusiones

Se logró proponer un diseño de vivienda modular de un piso de 60m^2 para una familia estándar, por lo que posee 2 habitaciones, un baño de 4.5m^2 y un living-comedor de 33m^2 . Se realizó el cálculo de las cargas pertinentes a una vivienda en base la normativa chilena vigente y las verificaciones correspondientes de los elementos estructurales. Se confeccionan además los planos de parte, conjunto y montaje mediante ingeniería de detalle para la construcción de la casa.

1.5 Organización de documento

El planteamiento de este trabajo contempla 5 capítulos, en el primero se realiza la introducción estableciendo los objetivos del trabajo. El capítulo 2 aborda una contextualización y revisión de los antecedentes generales. El capítulo 3 nombra y describe los métodos empleados en el diseño y cálculo de una casa de acero. El capítulo 4 presenta los resultados finales mediante tablas y figuras para el diseño de cada elemento. En el capítulo 5 se discute y analizan los resultados obtenidos.

CAPITULO 2 ANTECEDENTES GENERALES

2.1 Introducción

En el presente capítulo se realiza una presentación del acero como material abordando su caracterización y algunas de sus propiedades más importantes. Además, se muestra como se ha desarrollado su utilización en la industria a través de ejemplos reales fabricados en dependencias de la empresa FACOP.

Por otro lado, se ejemplifica el uso de estructuras modulares, la evolución en Chile y el fuerte impacto que estas conllevan, además de las múltiples ventajas que poseen sobre las construcciones tradicionales de casas.

Finalmente, se contextualiza frente a las normas utilizadas para el desarrollo de este trabajo.

2.2 El acero

El acero es un producto siderúrgico con múltiples formas de caracterización, una de ellas es en base al contenido de carbono, el cual influye significativamente en sus características (Ver tabla 2.1). A mayor contenido de carbono mayor será su dureza, así como su resistencia a los golpes, mientras que su capacidad de soldadura disminuye con menor cantidad de carbono.

Tabla 2.1 Clasificación de los aceros según su composición química (Solminihaç y Thenoux, 2017)

Designación	Contenido carbono [%]	Uso
Muy duro	0.7 - 0.9	Cigüeñas - Bielas
Duro	0.5 y 0.7	Ejes - Transmisores
Semiduro	0.3 y 0.5	Industria automotriz
Suave/Estructural	0.2 y 0.3	Estructuras metálicas tradicionales
Extrasuave	0.06 y 0.15	Pernos – alambres - hojalatería

Dentro de las propiedades que caracterizan y destacan al acero como un buen material se encuentra la ductilidad, que es la capacidad de deformarse plásticamente sin llegar a la fractura. Esto se debe gracias a la disposición de sus átomos que permite que deslicen unos

sobre otros. El acero posee además una alta capacidad para soportar cargas dependiendo la condición a la que se vea sometido, las que se ven influenciadas por la composición química, como se mencionó anteriormente. La NCh203 clasifica los aceros estructurales de acuerdo a la tensión de fluencia y la resistencia a la tracción tal como se muestra a continuación.

Tabla 2.2 Aceros estructurales para construcciones generales según NCh203 (INN, 2006)

Designación						Tensión de fluencia, mín. ¹⁾	Resistencia a la tracción	% Alargamiento en 50 mm, mín.		
						F _y (MPa) ²⁾	F _u (MPa)	e ≤ 5	e 5 a 16	e > 16
A240ES	-	N	RH	RP	T	240	360 a 460	24	22	20
A270ES	-	N	RH	RP	T	270	410 a 510	22	20	18
A345ES	-	N	RH	RP	T	345	510 a 610	20	18	16
M345ES	-	N	RH	RP	T	345	510 a 610	20	18	16
Y345ES	-	N	RH	RP	T	345	480 mín.	20	18	16
Estos aceros deben satisfacer el requisito de normalizado en el caso de planchas cuyos espesores sean mayores o iguales a 30 mm.										
1) Para espesores mayores de 16 mm hasta 32 mm se permite una reducción en el límite de fluencia indicado de 10 MPa. Sobre 32 mm se permite una reducción de 20 MPa.										
2) F _y corresponde a la tensión en el punto de fluencia en aquellos aceros que tienen un punto de fluencia definido o que produce una deformación permanente de 0,20%.										

El procesamiento del acero comienza en las minas de hierro a tajo abierto o subterráneas, donde se extrae el material con explosivos y se transporta. En las plantas de acero se realiza la fabricación del mismo, en ellas existen 3 secciones básicas: Altos Hornos que produce el arrabio o fundición líquida. Acería donde se fabrican lingotes de acero a partir del arrabio y laminación que transforma los lingotes en productos terminados como planchas, perfiles, etc. (Solminihac y Thenoux, 2017).

La historia del acero en Chile se remonta al año 1950, donde se realiza la inauguración oficial de la planta siderúrgica Huachipato, ubicada en el área industrial de Talcahuano. La empresa comenzó a funcionar con dos Altos Hornos para procesar el fierro fundido, donde es convertido en láminas de acero para la producción de planchas o productos derivados (Bustos, s.f.).

Dentro de los principales productos de acero disponibles comercialmente se encuentran las planchas, en espesores desde los 0.35mm hasta 100mm y de diferentes tipos como pueden

ser lisas, diamantadas, abrasivas, etc. Por otro lado, los perfiles se pueden encontrar como laminados en frío, laminados en caliente y soldados, además existen en diferentes formas, siendo las más comunes en H, I, L, C, etc.

En Facop se modelan y fabrican estructuras de acero de gran, mediana y liviana envergadura para distintos requerimientos en base a los productos ya mencionados o debiendo crear perfiles especiales de acuerdo a la particularidad de cada proyecto. Estas estructuras pueden ser tan cotidianas como las de la figura 2.1 y figura 2.2 o tan especiales como las de la figura 2.3 y figura 2.4.

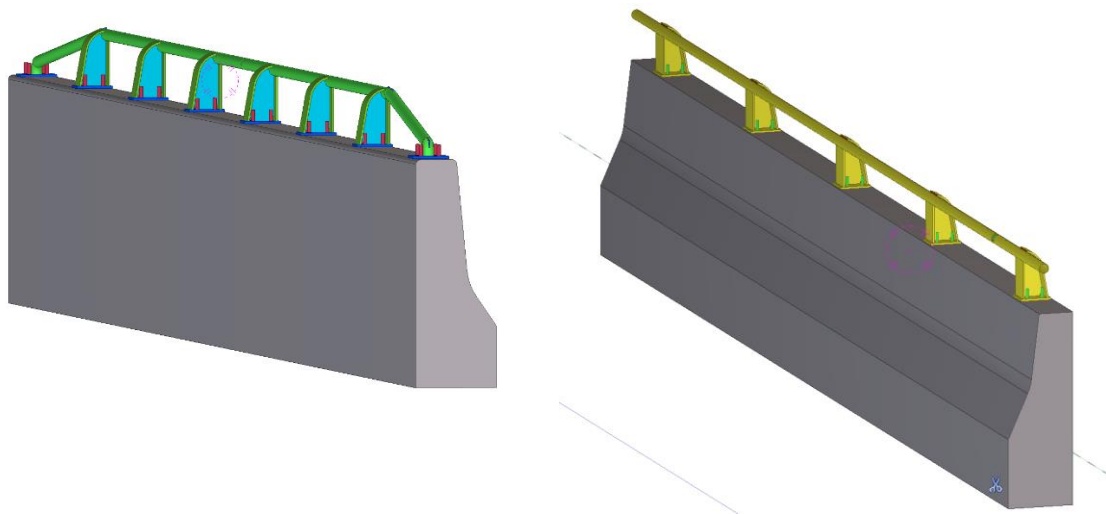


Figura 2.1 Estructuras livianas de vialidad (Fuente: FACOP)

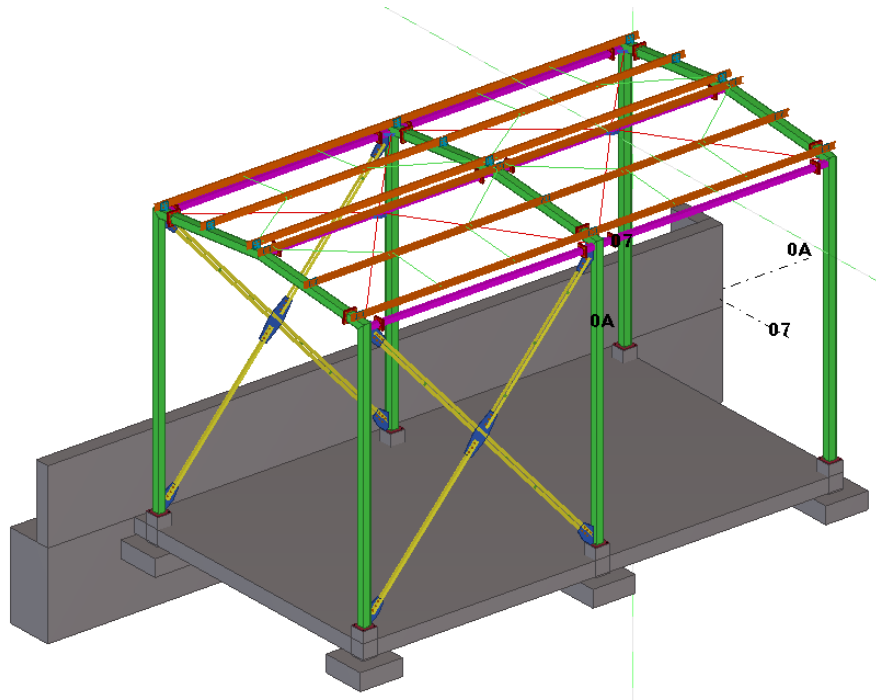


Figura 2.2 Estructura de cobertizo (Fuente: FACOP)

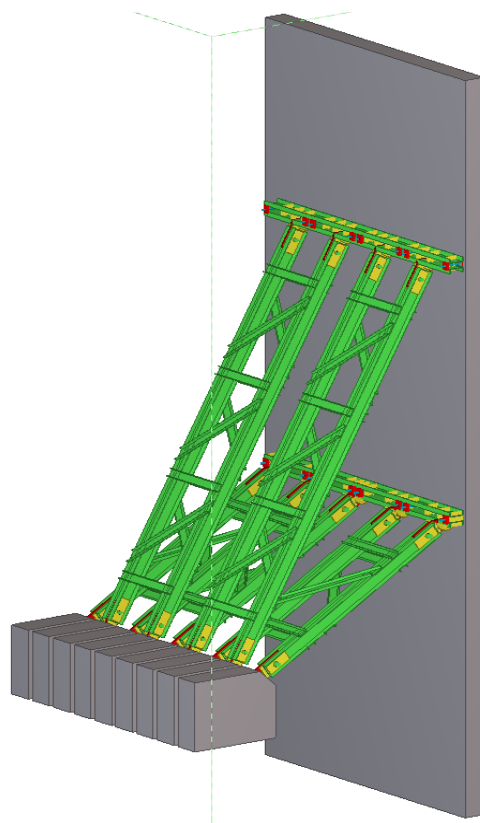


Figura 2.3 Soporte para hidroeléctrica (Fuente: FACOP)

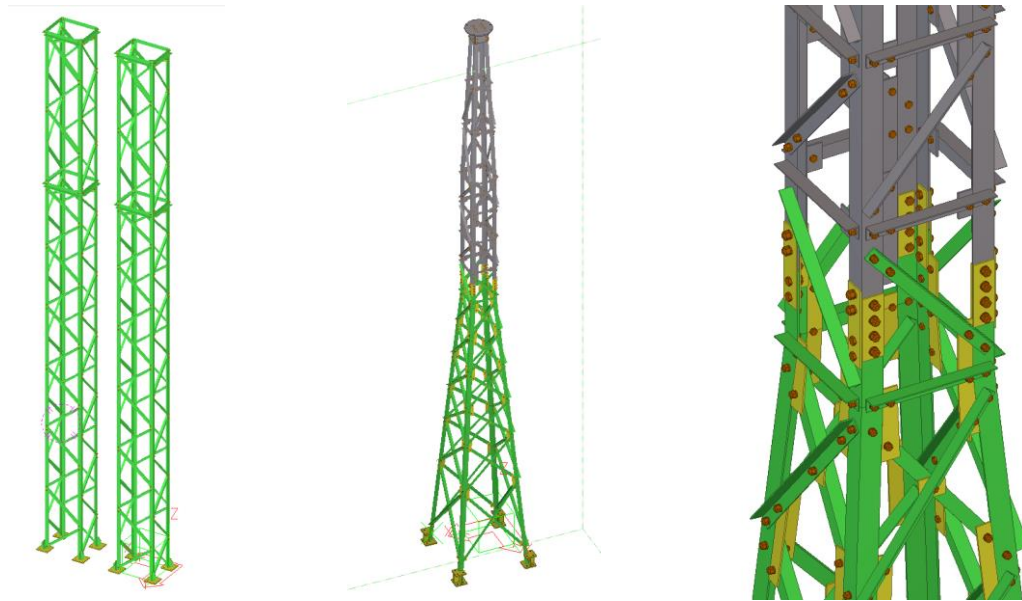


Figura 2.4 Subestaciones eléctricas (Fuente: FACOP)

2.3 Casas modulares

Una casa modular es una estructura residencial que se construye utilizando módulos prefabricados. Los módulos corresponden a conjuntos estructurales que se conforman en fábricas bajo condiciones controladas, lo que garantiza una alta calidad y precisión en su elaboración para ser trasladadas y ensambladas en terreno.

Existen varios tipos de casas prefabricadas, difiriendo unas de otras en sus materiales y en consecuencia en el tipo de modulación. Una opción son los paneles estructurales aislados o paneles SIP por sus siglas en inglés “Structural Insulated Panel”, que consiste en un núcleo de espuma o poliuretano entre dos tableros de OSB. Muy interesante son también las casas modulares de hormigón que dentro de los componentes de sus paneles se puede encontrar además de hormigón, mayas de enfierradura y perfiles estructurales galvanizados. Las alternativas se han diversificado mucho con el paso del tiempo y el avance de la tecnología, dando como resultado las ya mencionadas, así como también casas container, casas modulares de madera, etc.

La construcción modular de casas de acero tiene múltiples ventajas, en primer lugar, serán diseñadas y fabricadas en taller bajo condiciones controladas con maquinaria especializada,

algunas de ellas son la mesa de corte con plasma la cual funciona con tecnología CNC que permite cortar planchas con forma a elección e inclusive cortar perfiles cuando requieren alguna forma más compleja como podría ser un destaje para el escurrimiento del galvanizado. Existen también maquinas que posibilitan las perforaciones y corte de perfiles y/o pletinas de forma rápida y estandarizada como la prensa excéntrica. Algunas otras herramientas son el taladro magnético, multi-cizalla hidráulica, sierra huincha, etc. Es así como con esta gran variedad de equipos, se realizan los procesos y se obtienen resultados con excelente nivel de detalle.

Este método de construcción facilita la puesta en obra de la casa, pues los módulos de acero se encuentran almacenados en bodega por lo que una vez endurecido el hormigón de la losa de fundación solo basta transportar, en primera instancia, los perfiles de acero del sistema principal estructural para comenzar el armado de la casa. Luego, se procede con las estructuras secundarias, es decir, marcos de puertas, marcos de ventanas y soportes de tabiquería. Finalmente se instalan los materiales no estructurales correspondiente a tabiquería, hojalatería y ventanales, que de igual forma se encuentran cubcados y modulados en taller. Gracias a esta modalidad de construcción, la vivienda requiere poca mantención pues el acero no solo presenta esquema de protección frente al fuego si no también frente a la corrosión gracias al galvanizado, los que son completamente compatibles (Bosch, 2021). Además, si fuese necesaria una mudanza, la vivienda puede ser desmontada y transportada a una nueva ubicación para su reconstrucción.

2.4 Marco normativo

Es usual ver en la práctica galpones de acero, debido a todos los beneficios que este material presenta y que han sido explicados con anterioridad. No así, ver una casa construida en base a marcos de acero no es tan común lo cual no indica que estas propiedades no sean atribuibles a ella, debido a la similitud de su forma con un galpón.

Para el cálculo de la carga sísmica se optó por utilizar la NCh2369 (INN, 2023) por sobre la NCh433 (INN, 2012) debido a que la primera establece requisitos para el diseño sísmico de estructuras e instalaciones industriales nuevas. Aunque esta norma no es la más adecuada

para una vivienda, su campo de aplicación incluye sistemas estructurales similares a los utilizados en la construcción de casas de acero, como estructuras livianas.

Además, declara objetivos específicos de desempeño sísmico, como la protección de la vida y la continuidad de la operación industrial. Aunque estos objetivos están dirigidos principalmente a instalaciones industriales, son relevantes para una vivienda donde la seguridad de los ocupantes es fundamental. En el caso de una casa de acero, donde se busca garantizar la seguridad y minimizar los daños en caso de un terremoto, estos objetivos coinciden con los de la norma NCh2369 (INN, 2023).

2.5 Conclusión

En este capítulo se desarrolló el papel del acero en la construcción y la magnitud de las obras que son posibles gracias a él y sus diferentes propiedades. Se explica también las ventajas que presenta frente a las construcciones habitacionales con materiales habituales destacando la rapidez, durabilidad y versatilidad para ser transportada. Se aborda la normativa utilizada en cuanto al diseño sísmico justificando por que se podría utilizar una norma industrial para un diseño habitacional, garantizando la seguridad y continuidad operativa en caso de un evento sísmico.

CAPITULO 3 MATERIALES Y METODOS

3.1 Introducción

En este capítulo se presenta el caso de estudio, comenzando por una descripción detallada de la estructuración de la casa. Seguido se abordan los métodos empleados en el diseño de los diferentes materiales y elementos involucrados y las consideraciones necesarias en cada uno de ellos. También se exponen los estados de carga considerados mostrando algunos de los parámetros fundamentales para aplicarlos en la estructura. Finalmente, se indican las guías de diseño y normas utilizadas en las conexiones, placa base y esquema de protección al fuego.

3.2 Caso de estudio

La construcción corresponde a una vivienda de un piso modulada en acero, conformada estructuralmente solo con marcos de momento equiespaciados entre 1.6 m a 2 m de distancia. La techumbre se conforma a partir de dos aguas, ambas con pendientes de 10°.

La losa de hormigón armado es rectangular de 9.6 m x 8.8 m pero la superficie habitable es de 60 m² en forma de L. La casa cuenta con 2 habitaciones de 11.5 m², un baño de 4.5 m² y un gran living-comedor de 33 m².

La estructuración se hace en base al perfil europeo laminado IPE180 en acero A36 tanto para columnas como vigas para un mayor aprovechamiento. El proyecto no tiene una ubicación específica, pero está pensada como segunda vivienda, principalmente con ubicación cercana a la costa y con capacidad para una familia estándar, vale decir un matrimonio y dos hijos.

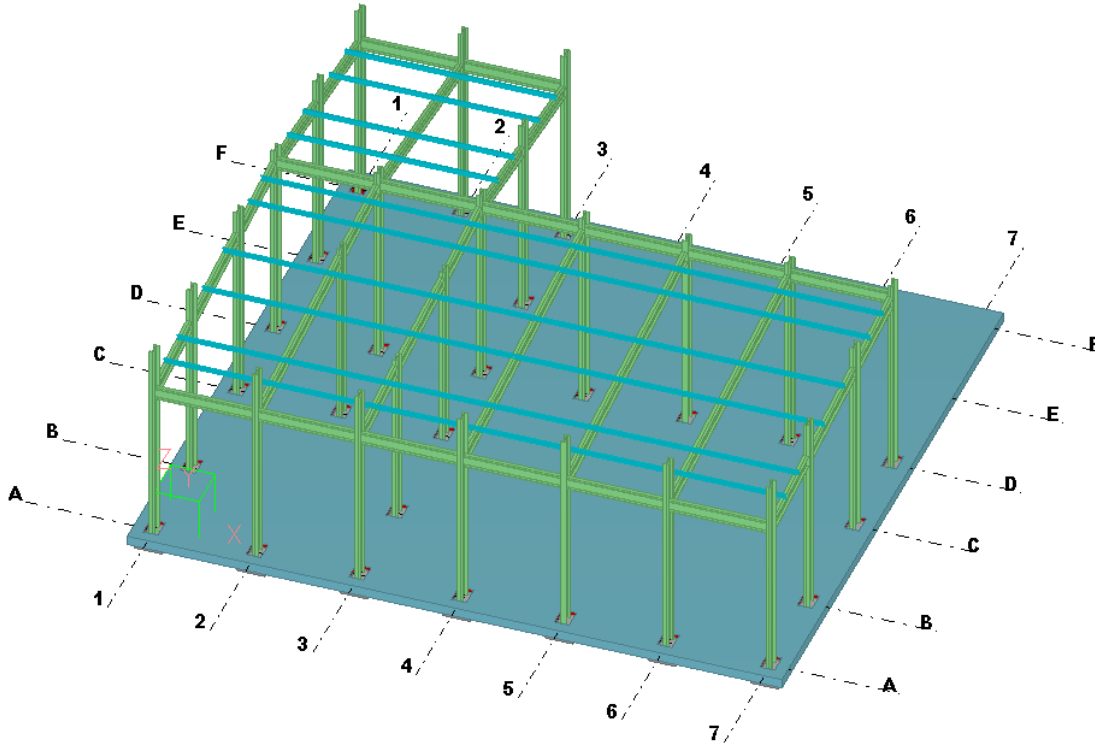


Figura 3.1 Elementos de la estructura resistente y costaneras

3.3 Método de diseño

3.3.1 Aceros

El método de diseño empleado para determinar las cargas en los elementos principales de acero y el dimensionamiento de estos corresponde al método de diseño por resistencia (LRFD). Las costaneras serán diseñadas a flexión como se ve en el Anexo 3.1. Las combinaciones de carga son las indicadas en la NCh3171 (2010) que se presentan a continuación:

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

3.3.2 Fundaciones

El diseño de las fundaciones de la vivienda se hace mediante un modelo integrado entre aceros y hormigón. Se utiliza de igual forma el diseño por resistencia (LRFD) para el dimensionamiento de la losa de hormigón y la cuantía de acero necesaria para el refuerzo, esto siguiendo las disposiciones del código ACI 318 (2014) (Ver Anexo 3.2). Por otro lado, para las verificaciones del suelo como lo es asegurarse que no se obtengan tracciones excesivas ni tensiones mayores a la admisible del suelo, se utilizan cargas de servicio, es decir, combinaciones de carga de tensiones admisibles (ASD).

Las combinaciones ASD utilizadas se presentan a continuación:

- 1) D
- 2) $D + L$
- 3) $D + Lr$
- 4) $D + 0.75L + 0.75Lr$
- 5) $D + W$
- 6) $D + E$
- 7) $D + 0.75W + 0.75L + 0.75Lr$
- 8) $D + 0.75E + 0.75L$

3.4 Estados de carga

Para el diseño estructural se debe tener en cuenta las cargas estáticas tales como las de peso propio o permanentes y las cargas de uso, además de cargas dinámicas como lo es la carga sísmica y la carga de viento.

La determinación de las cargas estáticas se rige bajo la norma NCh 1537 (INN, 2009).

Por otro lado, la carga sísmica se determina a partir de la norma NCh 2369 (INN, 2023).

Finalmente, la carga de viento se calcula mediante la norma NCh 432 (INN, 2010).

3.4.1 Carga permanente

La carga permanente es aquella que como indica el nombre siempre está presente, esta corresponde al peso propio tanto de elementos estructurales como no estructurales.

Para el diseño se consideró el peso propio de los perfiles estructurales (vigas y columnas), para la techumbre se consideran planchas de zinc, costaneras, aislante de poliestireno y planchas de volcanita. Para las divisiones exteriores se consideran termopaneles (vidriado doble), planchas de volcanita, aislante de poliestireno y siding. Por otro lado, las divisiones interiores consideran lo mismo que las exteriores a diferencia de que ambas caras están cubiertas de volcanita, es decir, sin siding.

Tabla 3.1 Carga permanente de los elementos

Elemento	Carga
Columna/Viga	18.8 kg/m
Techumbre	13.6 kg/m ²
Muro exterior vidriado	37 kg/m ²
Muro exterior siding	13.2 kg/m ²
Muro interior	7 kg/m ²

3.4.1 Carga de uso

La sobrecarga de uso para pisos de uso general y dormitorios L corresponde a 2 kN/m² (Ver Anexo 3.3).

Por otro lado, la sobrecarga máxima permitida para techos con acceso restringido a mantención es de 1 kN/m². Esta puede ser reducida en función de la pendiente y área tributaria según se indica en el punto 8.2 de la norma NCh 1537 (INN, 2009). Así, las sobrecargas de uso a considerar son las siguientes:

Tabla 3.2 Sobrecarga de uso

Elemento	Carga
Piso	2 kN/m ²
Techo	0.46 kN/m ²

3.4.2 Carga sísmica

El cálculo de la carga sísmica se hace mediante un análisis modal espectral, para ello se hace necesario definir algunos parámetros que dependen de la ubicación, uso y materialidad de la estructura, según lo dispuesto en la norma NCh 2369 (INN, 2023) (Tabla 3.3).

Tabla 3.3 Parámetros para cálculo de carga sísmica

Parámetro	Simbología	Valor
Categoría de ocupación		2
Factor de importancia	I	1
Zona sísmica		3
Aceleración efectiva máxima	A_0	0.4
Tipo de suelo		D
Parámetros que dependen del tipo de suelo	S	1.2
	T_0	0.75 s
	p	1
	T_1	0.52 s
Factor de modificación de respuesta	R	3
Razón de amortiguamiento	ξ	0.03

El punto 5.4 de la norma NCh 2369 (INN, 2023) define los espectros normativos, donde el espectro de diseño es el que permite dimensionar los elementos (Ver figura 3.2).

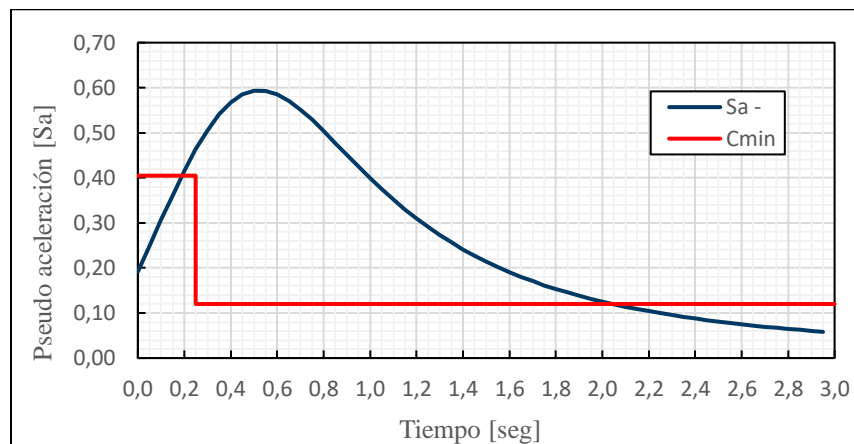


Figura 3.2 Espectro de diseño horizontal Sa en NCh2369 (INN, 2023)

Por otro lado, para los efectos del sismo vertical se realiza un análisis mediante fuerzas estáticas equivalentes como indica el punto 5.7.1 de la norma NCh2369 (INN, 2023), donde el coeficiente sísmico vertical C_v corresponde a $1.18 \cdot I \cdot S \cdot A_0/g = 0.566$.

La verificación de los desplazamientos se hace en un modelo más realista incorporando las costaneras y membranas de la techumbre que aportan cierta rigidez a la estructura global. El cálculo se realiza mediante el espectro de referencia dispuesto en el punto 5.4.2 de la norma.

En la Tabla 3.4 se presentan los periodos fundamentales de la estructura, además del porcentaje de masa asociada a cada uno.

Tabla 3.4 Propiedades dinámicas de la estructura

Periodo [seg]	Masa asociada [%]	Dirección
0.3338	0.88	X
0.0827	0.81	Y

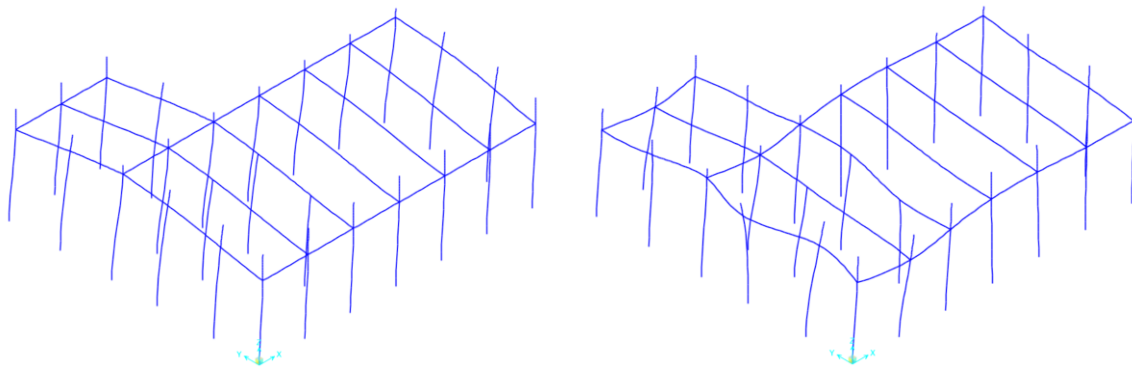


Figura 3.3 Modos de vibrar X (izquierda) e Y (derecha)

Los coeficientes sísmicos horizontales C_x y C_y se obtienen a partir de las reacciones en la base producto del sismo en X y del sismo en Y respectivamente. La reacción debido al peso sísmico es de 72.5 kN e involucra los elementos estructurales, así como no estructurales

Los límites para el corte basal mínimo permiten amplificar el espectro de acuerdo a si se cumple con el mínimo establecido en el punto 5.12 de la norma NCh2369 (INN, 2023).

$$C_{min} := \begin{cases} \frac{2.75 \cdot I \cdot S \cdot A_0}{g \cdot (R + 1)} \cdot \left(\frac{0.05}{\xi}\right)^{0.4} = 0.405 & ; \quad 0.06s < T^* < 0.25s \\ \frac{0.25 \cdot I \cdot S \cdot A_0}{g} = 0.12 & ; \quad T^* \geq 0.25s \end{cases}$$

A continuación, se presenta el cálculo del factor de modificación de respuesta estructural corregido por el requerimiento de corte basal mínimo R1 que permite obtener las combinaciones de diseño reducidas-amplificadas por $0.7R1 \geq 1$.

$$R_1 := \begin{cases} R & C > C_{min} \\ \frac{C}{C_{min}} \cdot R & C \leq C_{min} \end{cases}$$

Tabla 3.5 Coeficientes sísmicos y factores de ampliación sísmica

Dirección	Fuerza global [kN]	Coeficiente sísmico C	C _{min}	R1	Factor de ampliación	
					Espectro	Combinación de diseño
X	23.6	0.3252	0.120	3	1	2.1
Y	9.7	0.1336	0.405	1	3.03	1

Finalmente, se debe tener en cuenta la simultaneidad entre las diferentes direcciones de acción del sismo dispuesto en el punto 4.5.2. de la norma NCh2369 (INN, 2023), esto es:

$$\begin{aligned} \pm 1.0E_x \pm 0.3E_y \pm 0.6E_z & \qquad \qquad \qquad \pm 0.6E_x \pm 0.2E_y \pm 1.0E_z \\ \pm 0.3E_x \pm 1.0E_y \pm 0.6E_z & \qquad \qquad \qquad \pm 0.2E_x \pm 0.6E_y \pm 1.0E_z \end{aligned}$$

3.4.1 Carga de viento

Se determina a partir del procedimiento analítico descrito en la norma NCh 432 (INN, 2010). Para hacer uso de él, se necesita definir ciertos parámetros (Ver Tabla 3.6) que dependen de la configuración del edificio, el uso y la ubicación de este para calcular las cargas correspondientes en cada superficie de la estructura.

Tabla 3.6 Parámetros para cálculo de carga de viento

Parámetro	Simbología	Valor
Clasificación de encerramiento	-	Edificio cerrado
Velocidad básica del viento	V [m/s]	44
Factor de direccionalidad del viento	k_d	0.85
Factor de importancia	I	1
Categoría de exposición	-	C
Coefficiente de exposición de la distribución de velocidades	k_z	0.85
Factor topográfico	k_{zt}	1
Factor de efecto ráfaga	G	0.85
Coefficiente de presión interna	GC_{pi}	± 0.18

Los coeficientes de presión externa C_p son específicos para la superficie analizada dependiendo de la direccionalidad del viento y se muestran a continuación.

Tabla 3.7 Coeficientes de presión externa C_p

Superficie		C_p	
Muro	Barlovento	0.8	
	Laterales	-0,7	
	Sotavento viento longitudinal	-0.48	
	Sotavento viento transversal	-0.5	
Techumbre	Sotavento y barlovento	De 0 a 2.5m	-0.9
		De 2.5m a 5m	-0.5
		De 5m en adelante	-0.3
		En todo el largo	-0.18

3.5 Conexiones

El diseño de la conexión típica utilizada en el proyecto se rige por la guía *Extended End-Plate Moment Connections* (AISC, 2003), utilizando la formulación para 4 pernos por ala considerando atiesador. Las solicitaciones de momento y corte se obtienen del modelo estructural dado que en este caso se encuentra disponible. El proceso de cálculo se encuentra en el Anexo 3.4.

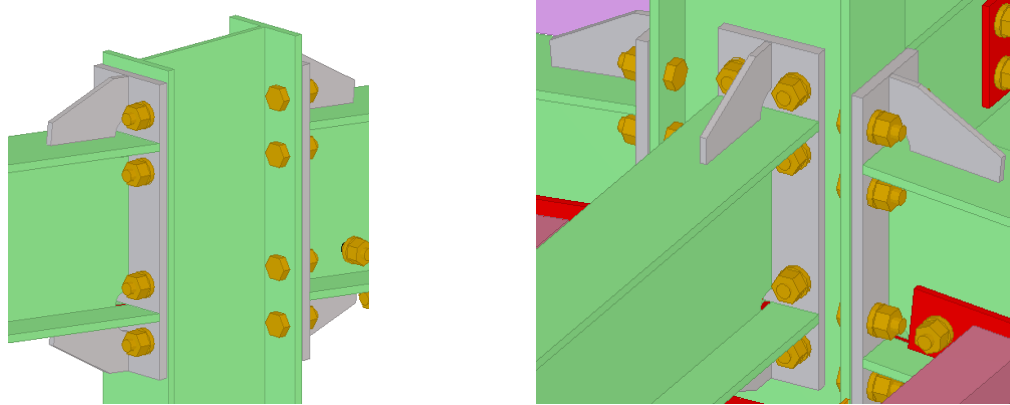


Figura 3.4. Conexión End-plate modelada en TeklaStructures19.

3.6 Placa base

El diseño de la placa base se realiza a partir de la guía *Base Plate and Anchor Rod Design* (AISC, 2006), utilizando la formulación para placas base con momento actuante en ambas direcciones dada la configuración estructural de la casa. El diseño detallado de la placa base se encuentra en el Anexo 3.5.

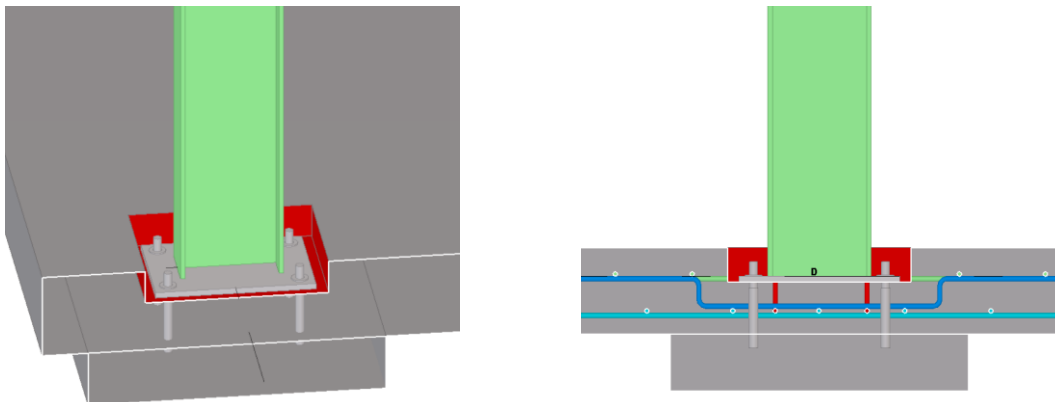


Figura 3.5. Placa base modelada en TeklaStructures19

3.7 Resistencia al fuego

Por un lado, la solicitud de resistencia al fuego se obtiene de la ordenanza general de urbanismo y construcción (OGUC), en el título 4, capítulo 3 indica que los edificios que requieran protegerse contra el fuego deberán proyectarse y construirse según alguno de los cuatro tipos que se señalan en su tabla 2.3 debiendo así los elementos utilizados en la construcción cumplir con dicha resistencia al fuego, correspondiendo (5) a elementos soportantes verticales (columnas) y (8) a elementos soportantes horizontales (vigas).

Tabla 3.8 Resistencia al fuego requerida por los elementos de construcción

ELEMENTOS DE CONSTRUCCION									
TIPO	(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)	(8)	(9)
a	F-180	F-120	F-120	F-120	F-120	F- 30	F- 60	F-120	F- 60
b	F-150	F-120	F- 90	F- 90	F- 90	F- 15	F- 30	F- 90	F- 60
c	F-120	F- 90	F- 60	F- 60	F- 60	-	F- 15	F- 60	F- 30
d	F-120	F- 60	F- 60	F- 60	F- 30	-	-	F- 30	F- 15

De aquí, el tipo de edificio se deberá clasificar desde la letra a hasta la letra d de acuerdo a la siguiente tabla:

Tabla 3.9 Clasificación de edificios según superficie edificada y número de pisos

Destino del edificio	Superficie edificada (M2)	Numero de pisos 1 2 3 4 5 6 7 o más
Habitacional	Cualquiera	d d c c b a a
Hoteles o similares	Sobre 5.000 sobre 1.500 y hasta 5.000 sobre 500 y hasta 1.500 hasta 500	c b a a a a c b b b a a c c b b a a d c b b a a
Oficinas	Sobre 1.500 sobre 500 y hasta 1.500 hasta 500	c c b b b a c c c b b b d c c b b b
Museos	Sobre 1.500 sobre 500 y hasta 1.500 hasta 500	c c b b b a c c c b b b d c c b b b
Salud (clínica, hospitales y laboratorios)	Sobre 1.000 Hasta 1.000	c b b a a a c c b b a a
Salud (Policlínicos)	Sobre 400 Hasta 400	c c b b b b d c c b b b
Restaurantes y fuentes de soda	Sobre 500 Sobre 250 y hasta 500 Hasta 250	b a a a a a c b b a a a d c c b b a
Locales comerciales	Sobre 500 Sobre 200 y hasta 500 Hasta 200	c b b a a a c c b b a a d c b b b a
Bibliotecas	Sobre 1.500 Sobre 500 y hasta 1.500 Sobre 250 y hasta 500 Hasta 250	b b a a a a b b b a a a c b b b a a d c b b a a
Centro de reparación automotor	Cualquiera	d c c b b b
Edificios de estacionamiento	Cualquiera	d c c c b b

Por otro lado, para obtener la resistencia al fuego de los elementos se debe calcular la masividad de estos según indica la norma NCh935 (INN, 1997). Así, de acuerdo a la masividad de los perfiles, se deben cumplir con cierta cantidad de micrones mínimos asociados de pintura intumescente según la determinación del esquema que permita el factor de retardo previamente definido. El cálculo de la masividad se hace considerando que el perfil estructural estará expuesto en sus 4 caras sin considerar la protección entregada por los recubrimientos no estructurales.

3.8 Conclusión

La estructura está diseñada para entregar el mayor confort posible a los habitantes, considerando medidas razonables para los espacios de uso personal (habitaciones, baño) como en las áreas comunes (living-comedor). Se provee un buen comportamiento estructural frente a eventos sísmicos, vientos u otros aún menos deseados como incendios gracias a la utilización de normas nacionales y la consideración de parámetros exigentes para el diseño. Además, se emplean guías de diseños clásicas americanas utilizadas históricamente en Chile para el cálculo de sus elementos, lo que proveerá excelentes resultados.

CAPITULO 4 RESULTADOS

4.1 Introducción

En el presente capítulo se expondrán los resultados obtenidos de acuerdo al diseño estructural de la casa, abordando verificaciones de capacidad, esbeltez y deformación. Se presentará también el diseño final de la conexión estructural y la placa base, con sus respectivos dimensionamientos y se indica el esquema de protección al fuego requerido por la vivienda.

Por otro lado, se presenta la ingeniería de detalle a través de los planos de montaje para englobar de forma adecuada todas las partes y conjuntos de acero, así como también de hormigón actuando en la superestructura.

4.2 Validación del modelo estructural

Dado que la estructura corresponde a una vivienda, que tiene por objetivo presentar una gran cantidad de ventanales tipo muro-cortina, el modelo final presenta la siguiente configuración en base a marcos de momento que en consecuencia necesita apoyos biempotrados.

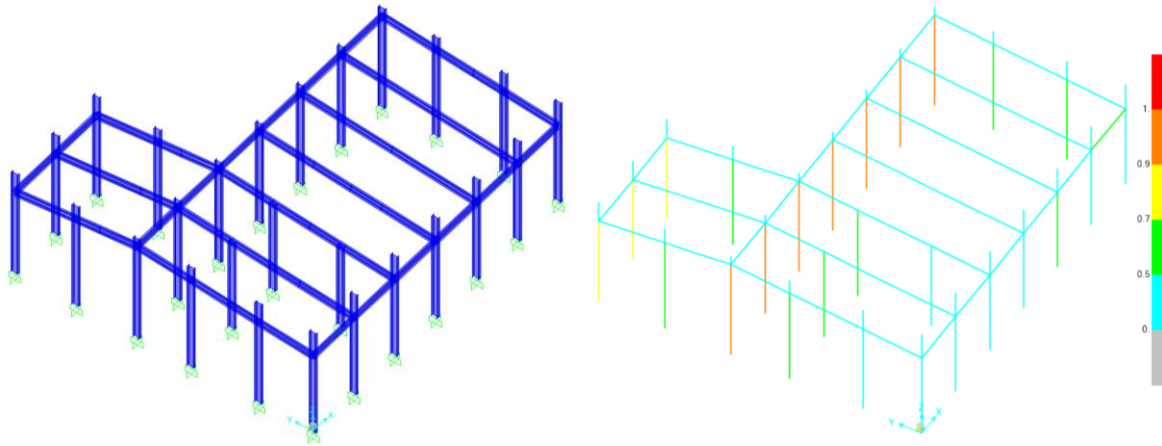


Figura 4.1 Estructuración final y razones demanda capacidad de los elementos

Como primera verificación, en la Tabla 4.1 se presentan las relaciones demanda/capacidad de los perfiles escogidos para la estructura resistente de la casa en el caso más solicitado.

Tabla 4.1 Verificación de capacidad de los perfiles

Elemento	Perfil	Ejes	Combinación	Demanda/Capacidad_max
Columna	IPE180	6-D	1.2D+1.4E _{1,1}	0.97
Viga	IPE180	A entre 6 y 7	1.2D+1.4E _{1,1}	0.46

Posteriormente, realizado el diseño de las costaneras se obtiene que el perfil a utilizar para la techumbre corresponde a una canal C80X40X3 en calidad ASTM A36.

Tabla 4.2 Verificaciones costaneras de techo

Elemento	Perfil	Interacción esfuerzos	Δ_{max} [mm]	Δ_{lim} [mm]
Costanera	C80X40X3	0.13 < 1	0.9	8

Como última verificación al modelo, se realiza una revisión de los desplazamientos de techo para sismo y viento obteniendo los resultados expuestos en las Tabla 4.3 y Tabla 4.4 a partir un modelo más realista que el utilizado para los diseños de los aceros incorporando las costaneras y la rigidez proporcionada por la techumbre como se muestra a continuación.

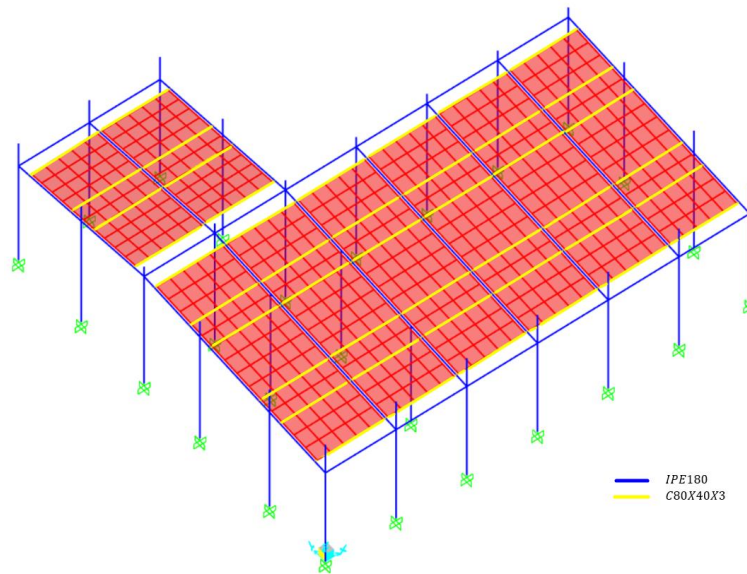


Figura 4.2 Modelo para verificación de desplazamientos

Tabla 4.3 Verificación de desplazamiento sísmico de techo

Altura [mm]	Dirección [-]	Desplazamiento max [mm]	Deformación adm. [mm]	Estado [-]
3020	X	53	90.6	OK
	Y	8		OK

Tabla 4.4 Verificación de desplazamiento de techo por viento

Altura [mm]	Dirección [-]	Desplazamiento max [mm]	Deformación adm. [mm]	Estado [-]
2860	X	7.6	14.3	OK
	Y	0.8		OK

En la Tabla 4.5 se encuentra la verificación de esbeltez global y local sobre los miembros estructurales en la condición requerida a partir de la NCh427 (INN, 2016).

Tabla 4.5 Esbelteces locales y globales de los miembros

Unidad	Perfil	b/t	λ_{Ala}	h/t	λ_{Alma}	KL/r max	KL/r lim
Columna	IPE180	8.5	15.4	30.9	42.3	147.3	200
Viga	IPE180	8.5	10.8	30.9	106.8	175.6	200

4.3 Diseño conexión

El diseño final de la conexión típica utilizada corresponde al mostrado en la Figura 4.3. El end-plate es una placa en espesor de 10mm de acero ASTM A36 de dimensiones 300x91mm, esto debido al ancho del perfil europeo IPE180. Cuenta con 4 pernos por ala de ½’’ en ASTM A325, con una distancia al borde superior de la placa de 35mm y al borde lateral de 21mm. Entre ellos el espaciamiento horizontal es de 50mm mientras que el vertical (entre pernos de una misma ala) es de 58mm. La soldadura utilizada es en base al electrodo E-71T-1C y se conectan las partes mediante filetes de 5mm. Por último, se utiliza un atiesador de espesor 6mm soldado entre el end-plate y el ala de la viga como se ve en el detalle 1 de la Figura 4.3.

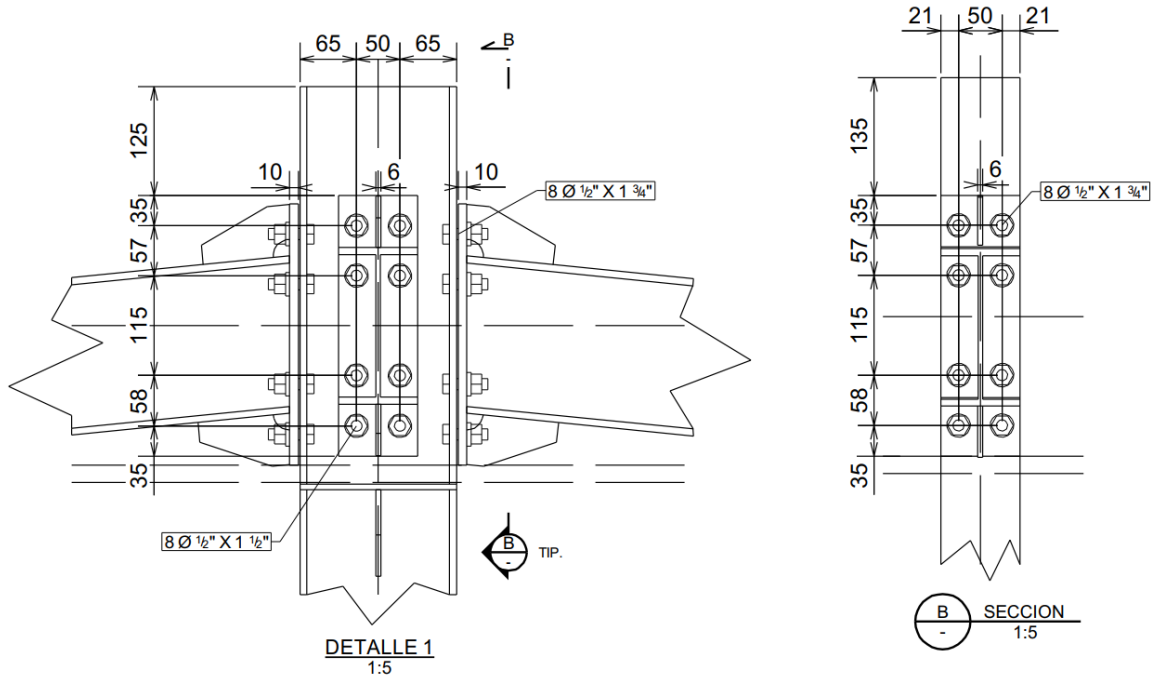


Figura 4.3 Conexión en el alma (izquierda) y en el ala (derecha). Dimensiones en mm

4.4 Diseño placa base

El diseño final de la placa base se proyecta en una perforación parcial del hormigón de 320x230mm con profundidad de 60mm, quedando el anclaje bajo el nivel de piso terminado. La plancha es de espesor 10mm de 280x191mm en acero A36. Considera 4 pernos de expansión de 5/8” de diámetro en calidad SAE1020, espaciados a 230mm y a 140mm respectivamente. Las solicitaciones consideradas se encuentran en la Tabla 4.6. y la placa base en la Figura 4.4.

Tabla 4.6 Solicitaciones para diseño de placa base

Caso	Mu [kN·m]	Pu[kN]	Vu[kN]
Mx_max(+)	5.37	-2.17	3.24
Mx_min(-)	-5.83	-3.06	-2.50
My_max(+)	6.62	-4.91	4.37
My_min(-)	-6.62	-2.61	-4.37

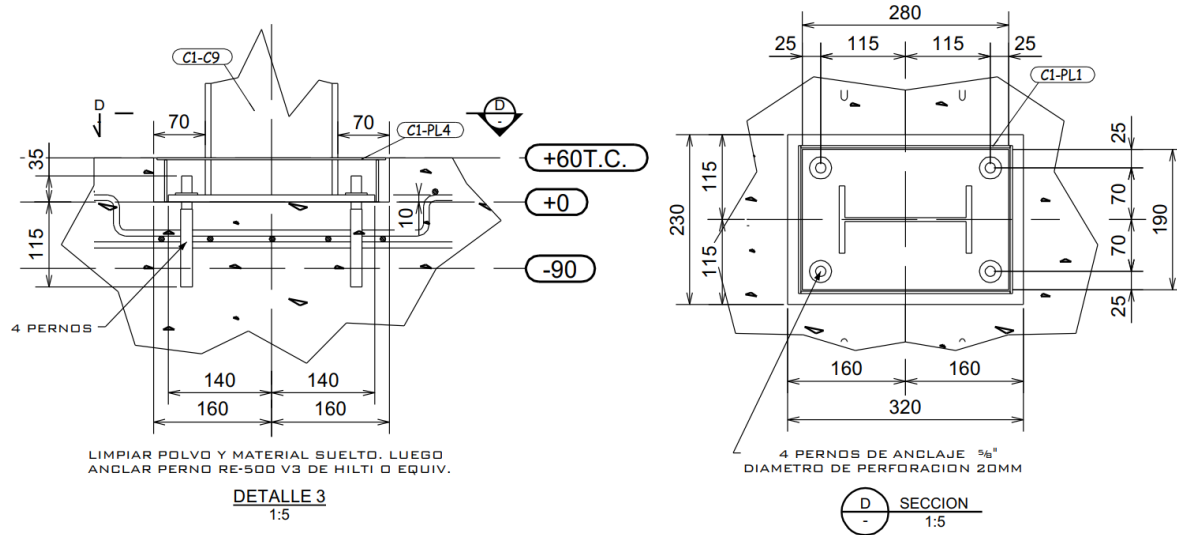


Figura 4.4 Diseño final placa base. Dimensiones en mm

4.5 Diseño de fundaciones

El diseño final de las fundaciones considera una gran losa de fundación con 10m de largo, 9.5m de ancho y 150mm de espesor. Esta posee perforaciones parciales para ocultar las placas base de 320x230mm y 60mm de profundidad. En la Tabla 4.7 se presentan las presiones máximas para el suelo y el porcentaje de área comprimido producido por la losa de fundación.

Tabla 4.7 Verificaciones para suelo de fundación

COMBO	σ admisible [MPa]	σ máxima [MPa]	Área comprimida [%]
D-1E _X +0.3E _Y +0.6E _Z	0.098	0.018	100%
D+1E _X +0.3E _Y +0.6E _Z		0.014	99.7%

Para el diseño del hormigón armado se ha escogido una altura de 150mm para el espesor de la losa. Por otro lado, se escogió la configuración mínima para la enfierradura, es decir, barras de acero A630-420H de 8mm cada 15cm.

4.6 Resistencia al fuego

La demanda de resistencia de los elementos estructurales se presenta en la Tabla 4.8. Por otro lado, el esquema de protección final de los perfiles de acero según el informe IDIEM: N° 325.531 presente en el Listado oficial de Comportamiento al Fuego (OGUC, 2014) corresponde a 750micras de pintura intumescente de base acuosa SHERWIN WILLIAMS CHILE S.A. u otro similar que cumpla con la masividad de 300 [1/m] correspondiente al perfil IPE180.

Tabla 4.8 Resistencia mínima al fuego de los elementos

Elemento	Función	Resistencia mínima
Columna	Soportante vertical	F-30
Viga	Soportante horizontal	F-30

4.7 Láminas de montaje de la estructura

A continuación, se adjuntan los 4 planos de montaje de la estructura. En la figura 4.5 se encuentran los perfiles principales, en la figura 4.9 se muestra la planta de costaneras y en la figura 4.13 y figura 4.16 se encuentra la losa de hormigón y la enfierradura asociada. Dada la escala de los planos, se presentará la lámina completa seguido de algunas figuras que detallan el contenido.

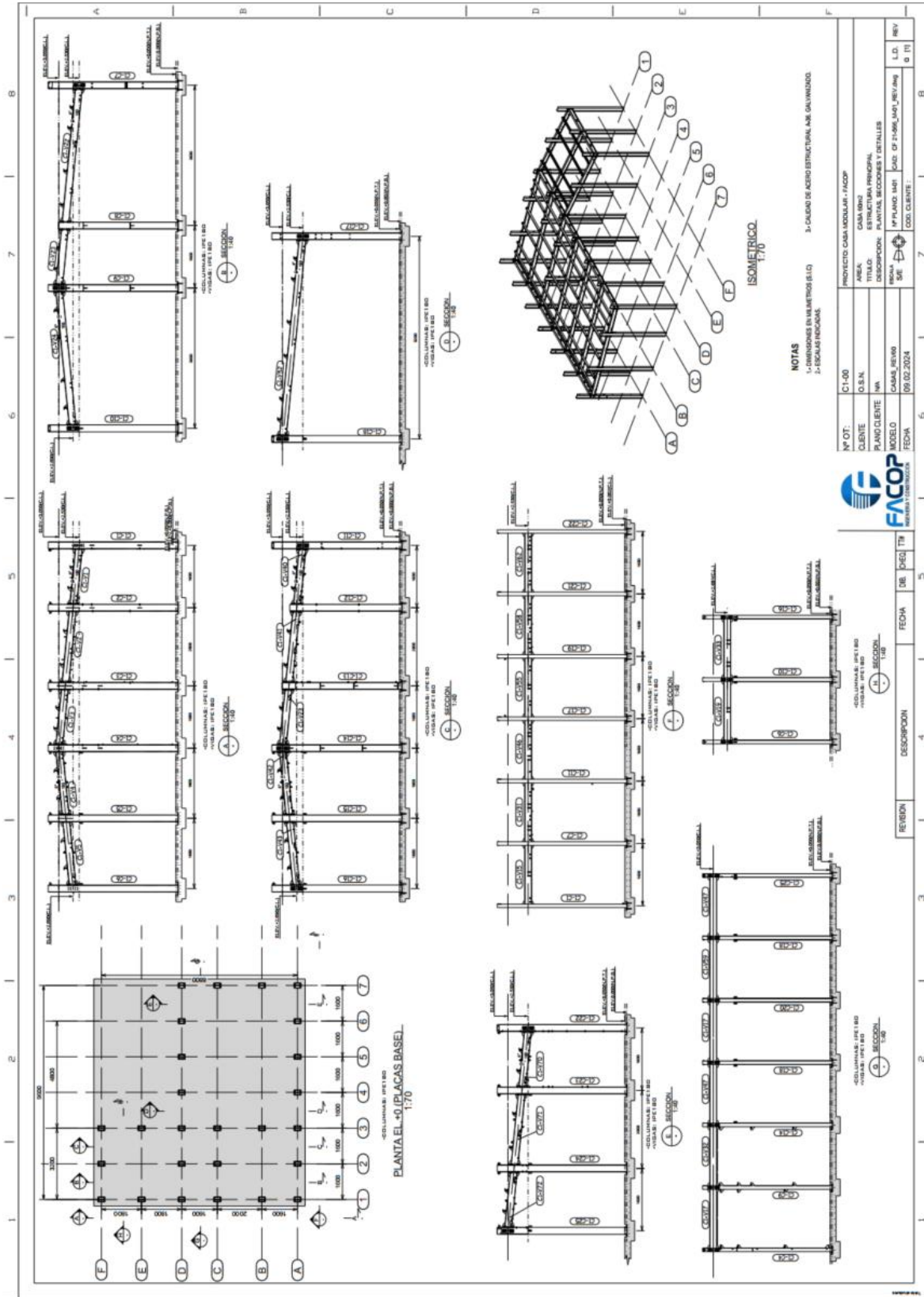


Figura 4.5 Plano de montaje: estructura principal

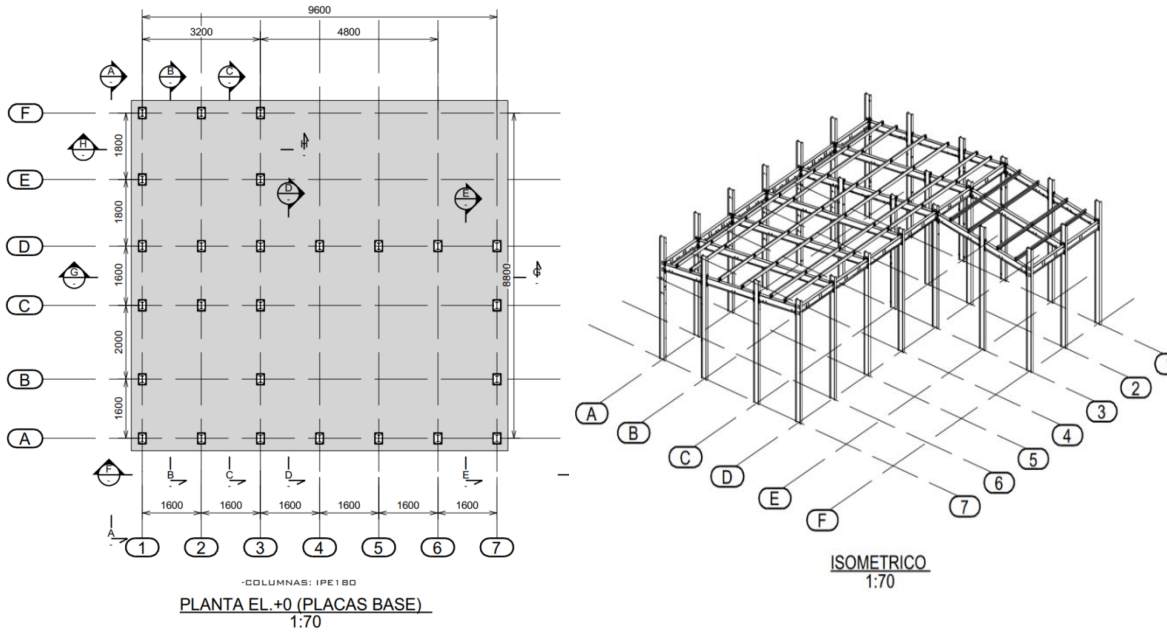


Figura 4.6. Detalle 1 estructura principal

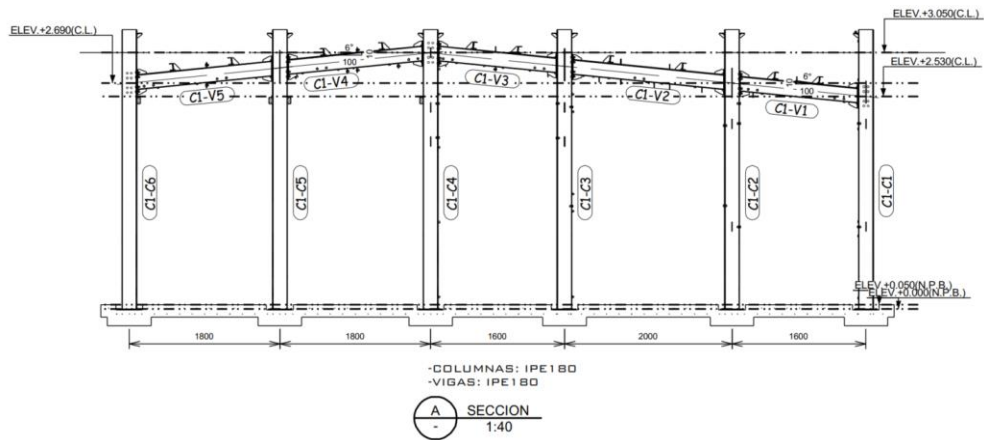


Figura 4.7 Detalle 2 estructura principal

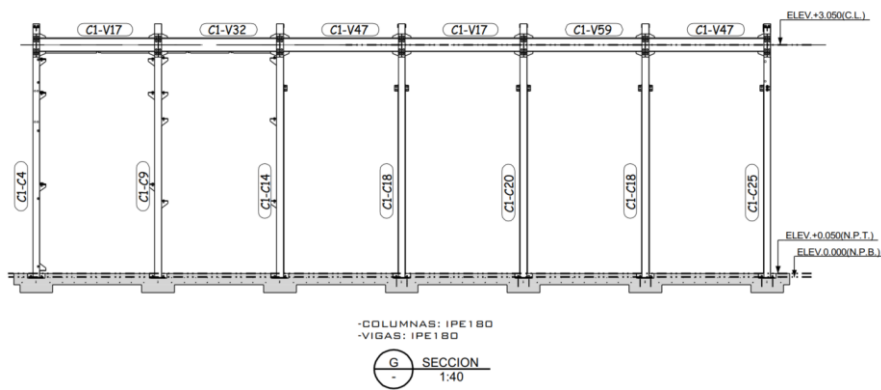


Figura 4.8 Detalle 3 estructura principal

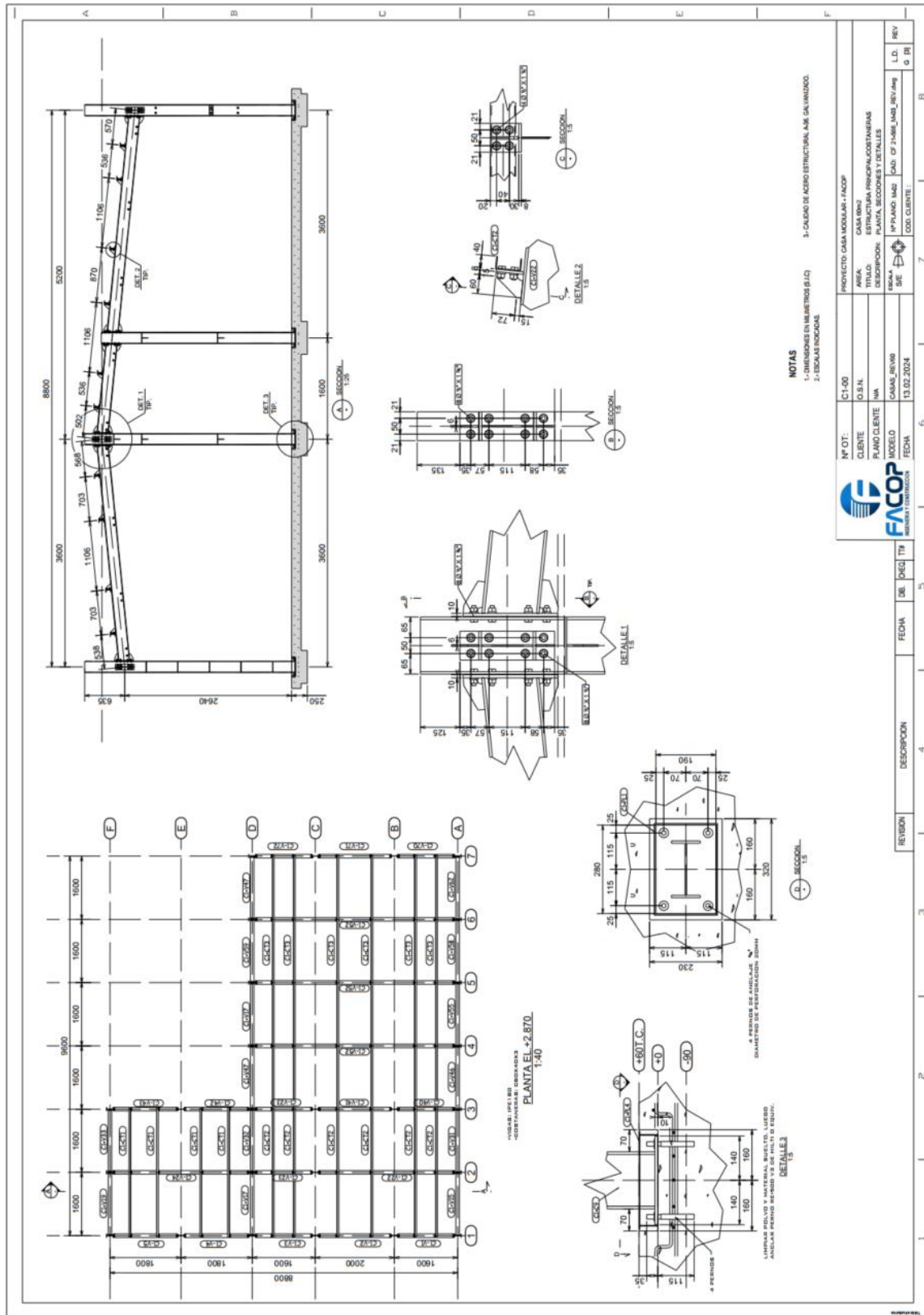


Figura 4.9 Plano de montaje: Planta de costaneras

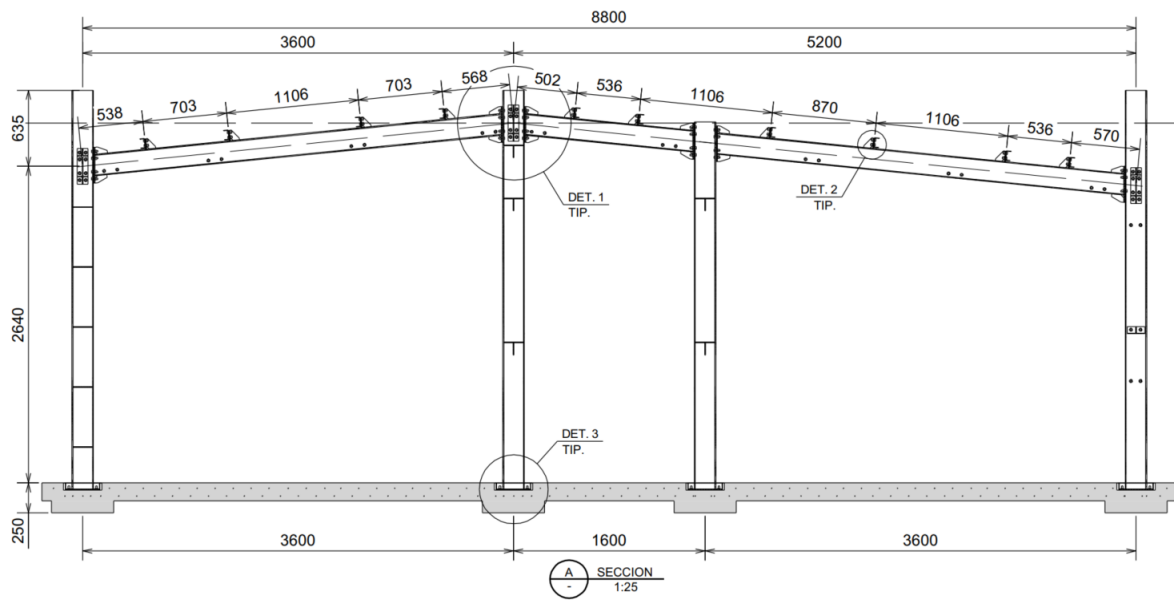


Figura 4.10 Detalle 1 planta de costaneras

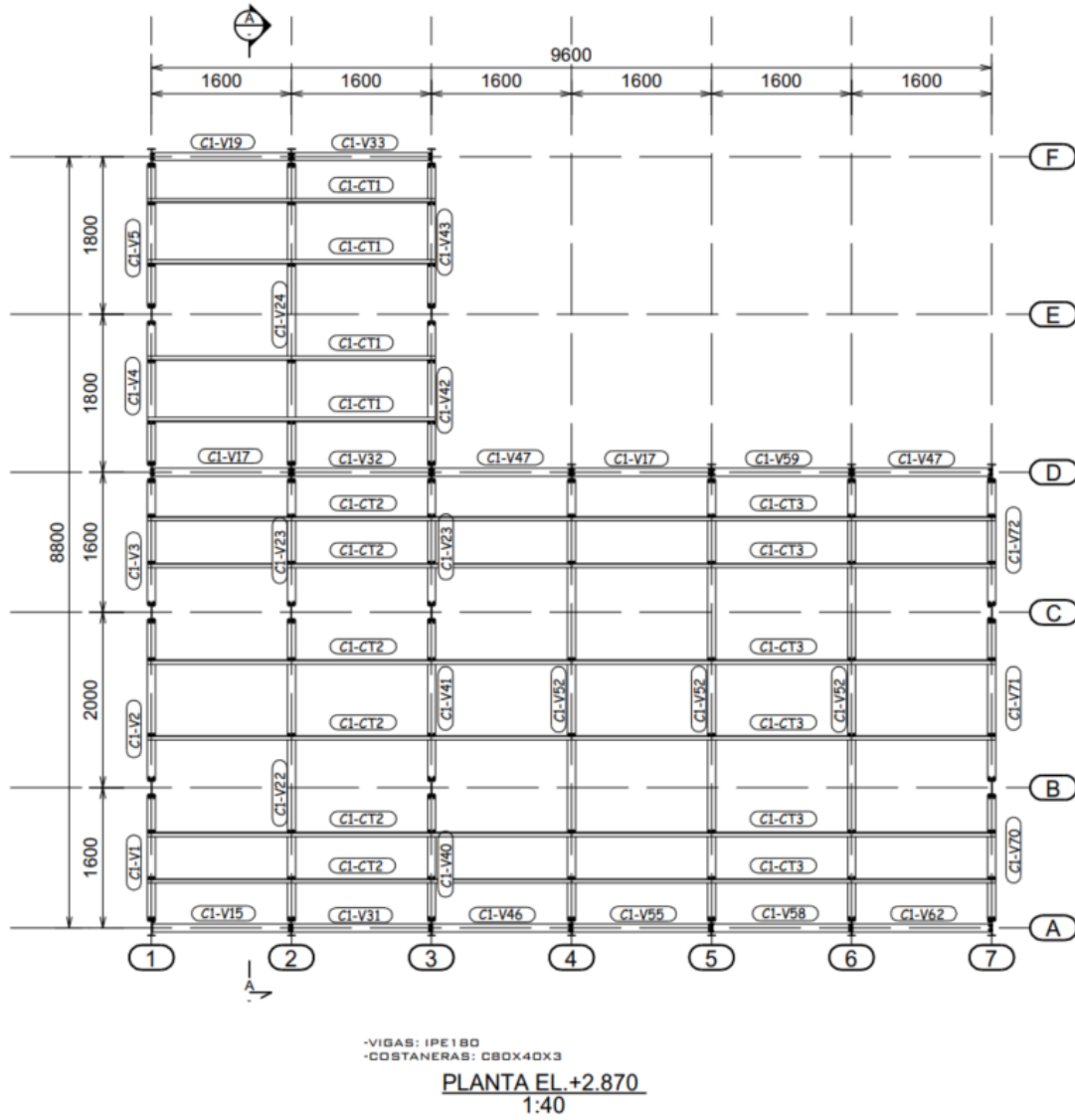


Figura 4.11 Detalle 2 planta de costaneras

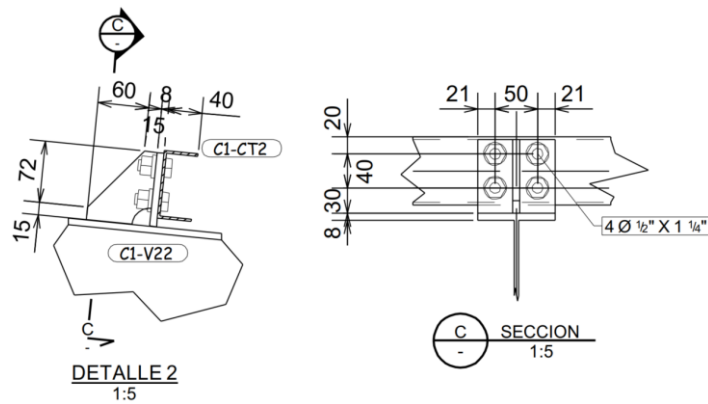


Figura 4.12 Detalle 3 planta de costaneras

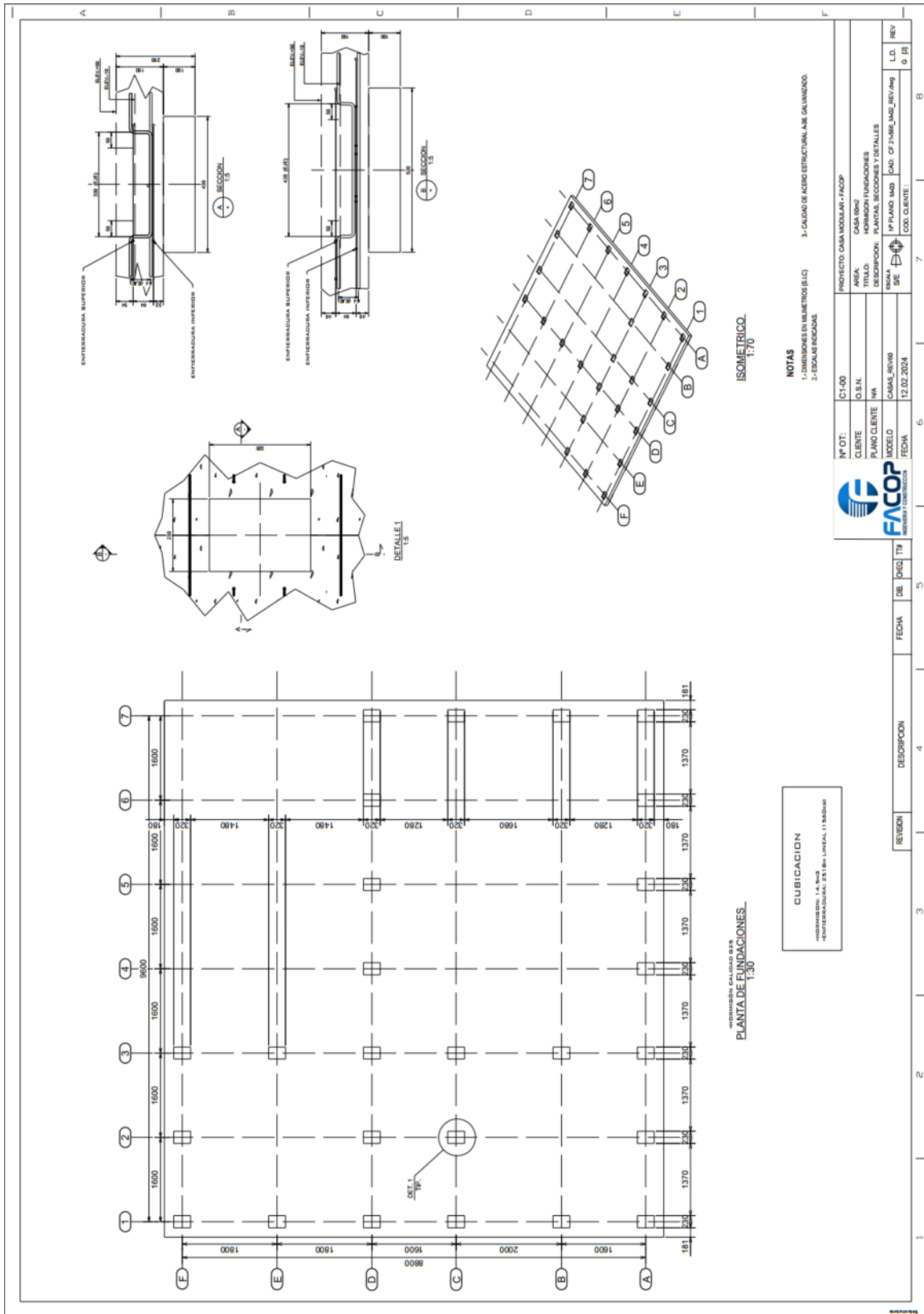


Figura 4.13 Plano de montaje: Fundaciones-hormigón

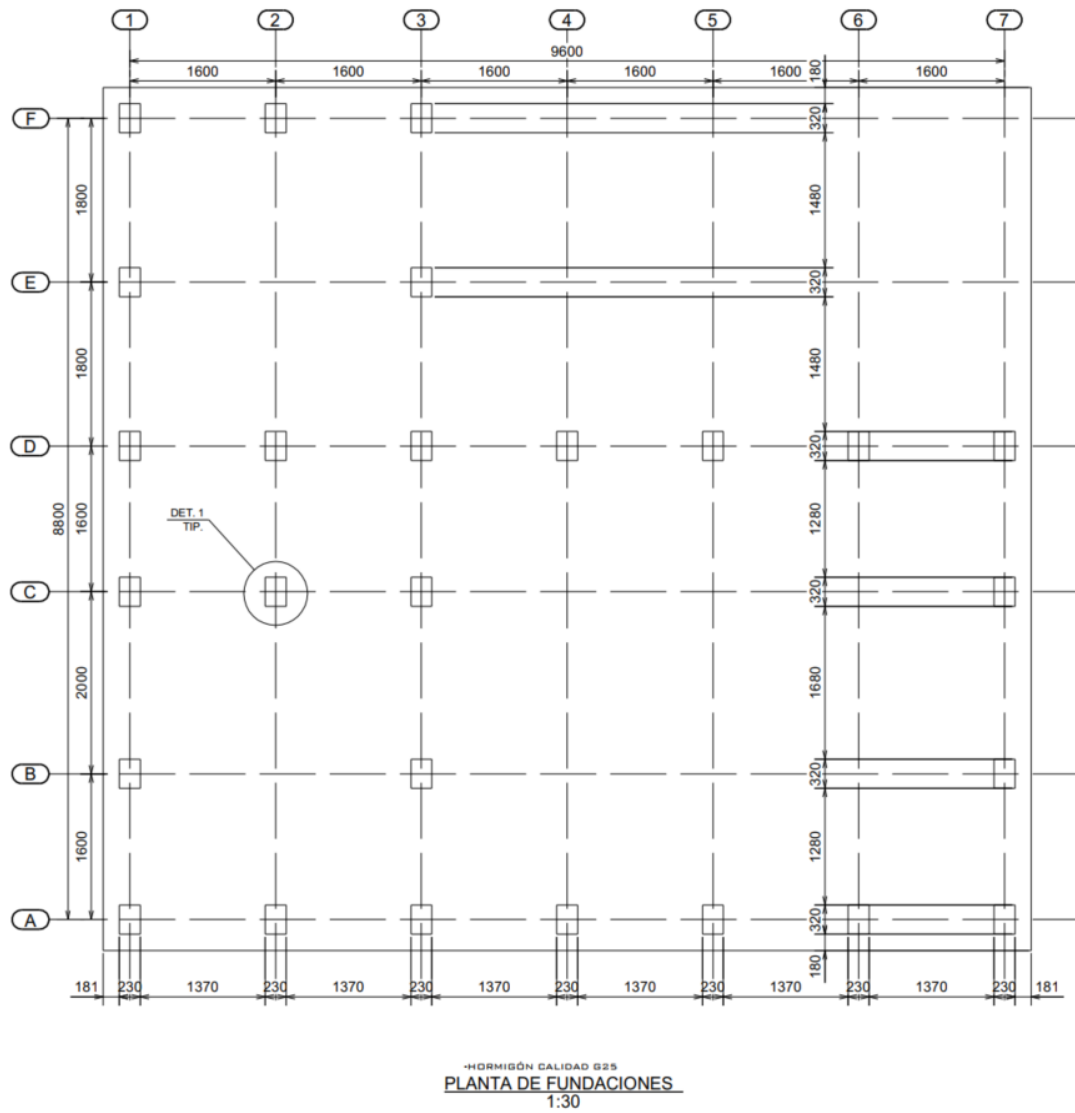


Figura 4.14 Detalle 1 fundaciones-hormigón

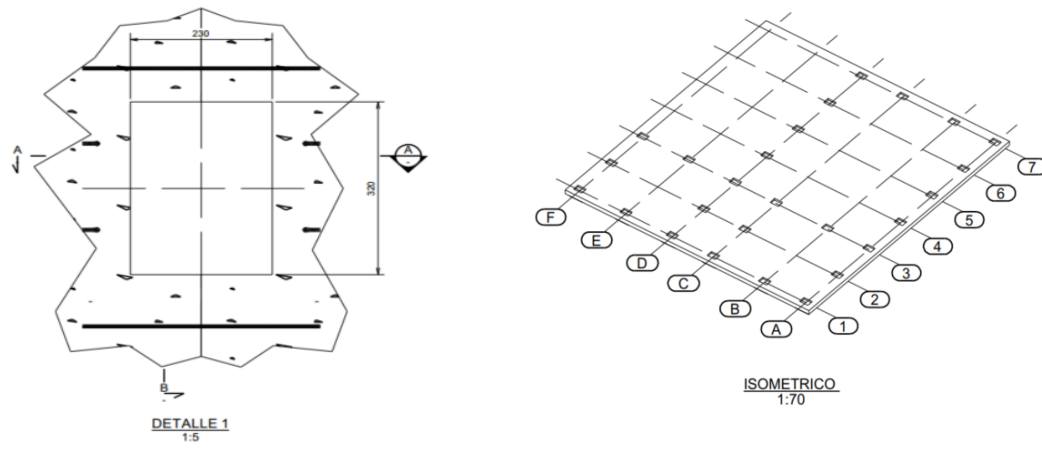


Figura 4.15 Detalle 2 fundaciones-hormigón

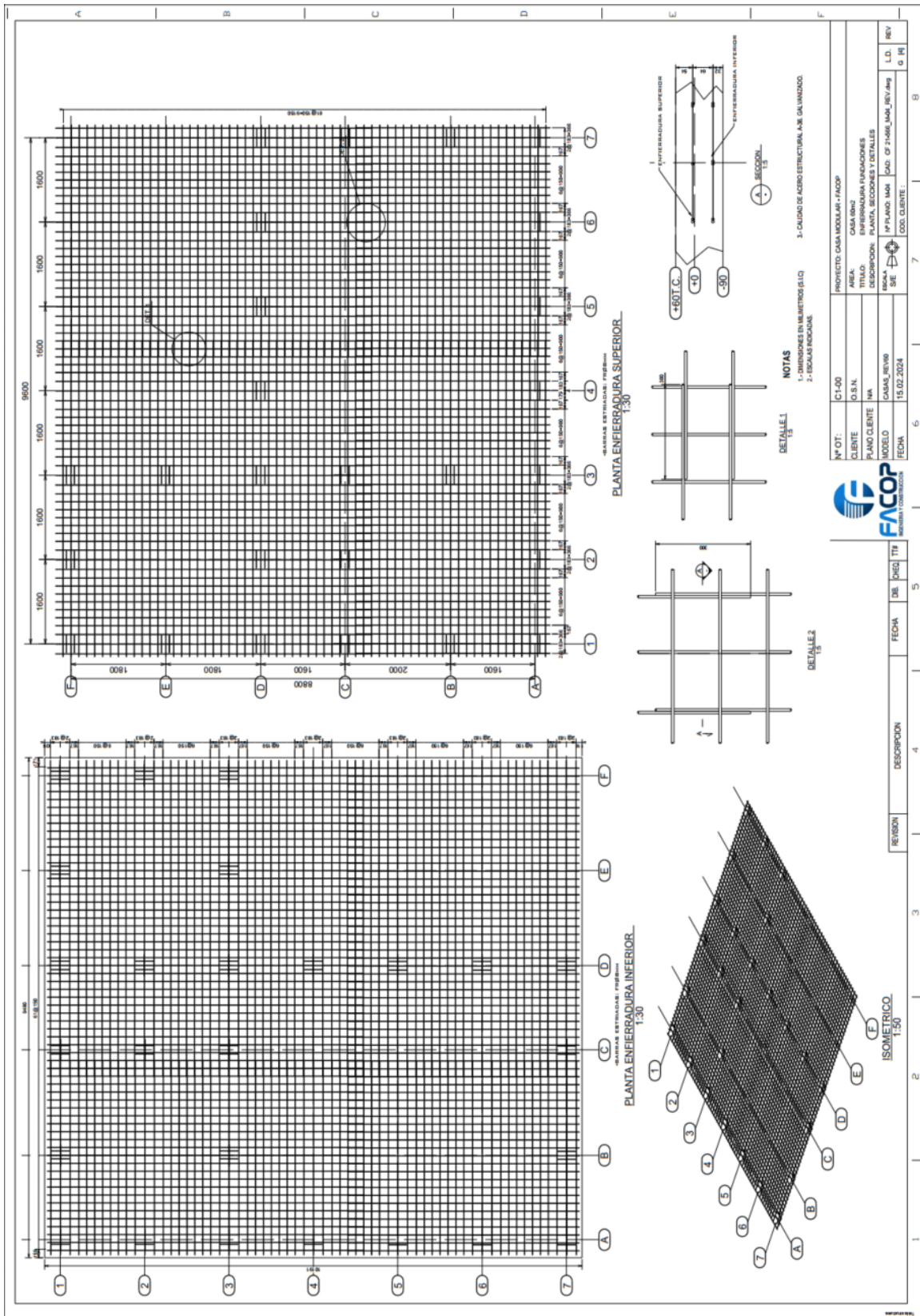
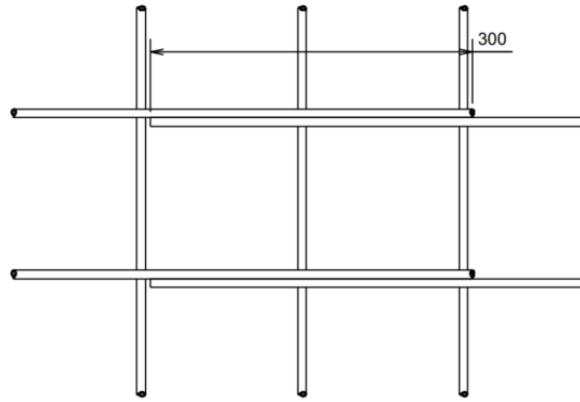


Figura 4.16 Plano de montaje: Fundaciones-enfierradura



DETALLE 1
1:5

Figura 4.17 Detalle 1 fundaciones-enfierradura

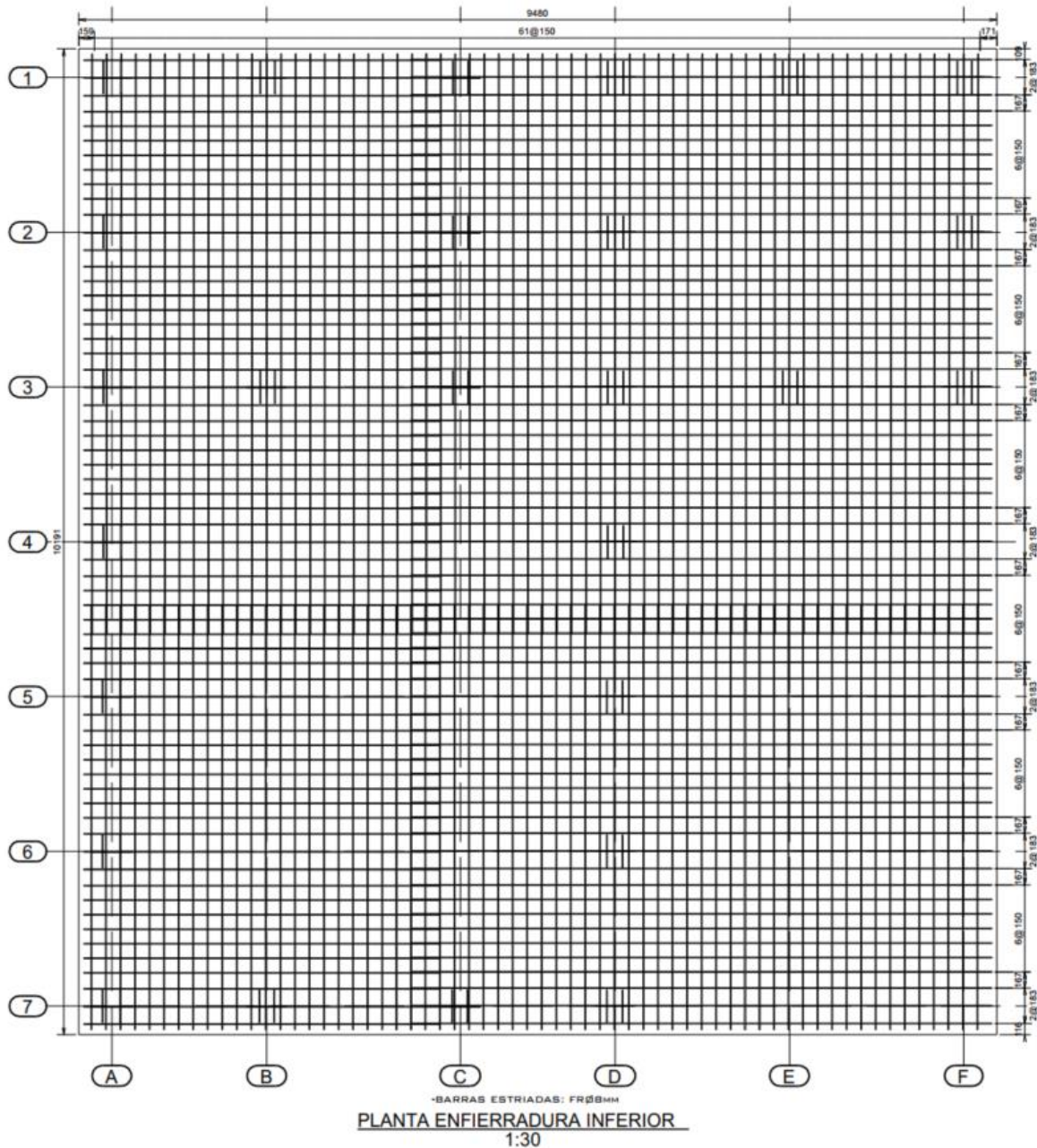


Figura 4.18 Detalle 2 fundaciones-enfierradura

4.8 Conclusión

En este capítulo se presentaron los resultados finales tanto para el dimensionamiento de elementos como las verificaciones asociadas a ellos a través de tablas y figuras a escala. Se presentan también los planos de montaje final de la estructura.

CAPITULO 5 CONCLUSIONES

Durante el desarrollo de este proyecto, se llevó a cabo el diseño arquitectónico de la vivienda modular de acero de 60m². Esto implicó la conceptualización de la distribución del espacio, la selección de materiales y acabados, así como la consideración de aspectos funcionales y estéticos para crear un ambiente habitable y confortable. Un claro ejemplo de ello es tener las placas base a 60mm bajo nivel y ocultas con un elemento tipo caja de acero de tal forma que no están a la vista como en una estructura de galpón industrial común y corriente.

Posteriormente, se procedió con el cálculo de la macroestructura, adaptando normas de otros campos, en el caso de la carga sísmica, pero demostrando su aplicabilidad al caso de estudio en el ámbito habitacional. Con ello, se realizó también la estimación de las cargas propias, cargas de uso y cargas de viento a las que se verá expuesta la estructura para garantizar la seguridad estructural de la vivienda y de los ocupantes, así como también sus bienes materiales. Se consideraron los casos más razonables para la simultaneidad de las cargas, es decir, las combinaciones de carga a las que se encuentra susceptible la casa. Es de notar, que en todas las verificaciones se obtuvieron resultados holgados con respecto a las solicitaciones, lo cual era esperable, no así, la demanda capacidad de la columna más solicitada se encuentra cercana al límite (0.97) debido a que se propuso un perfil IPE180 que no es robusto y no es usado comúnmente como columna sino más bien como viga, pero se adoptó este método de estructuración por el aprovechamiento del material. Por otro lado, la estructuración de la casa se basa en marcos de momentos en ambas direcciones y no considera arriostramientos, lo cual sale de la práctica chilena y genera dichos resultados.

Finalmente, se propuso la ingeniería de detalle con un software BIM. Se creó un modelo tridimensional con todos los materiales y elementos que la casa tendrá al momento de ser construida con su respectiva modulación, esto permitirá visualizar y analizar cada componente de la vivienda facilitando la visualización de conflictos o también denominados “choques” entre partes y/o conjuntos.

REFERENCIAS

American Concrete Institute. Committee 318. (2014). Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-14). Michigan.

Bosch B (2021). Pinturas intumescentes y galvanizado son compatibles. Recuperado de <https://www.bbosch.cl/noticias/pinturas-intumescentes-y-galvanizado-son-compatibles/> (Consultado el 14/12/2023).

Bustos G (s,f). Sobre la historia del acero. Chile. Recuperado de https://www.ghconcepcion.cl/index.php/cia_siderurgica_huachipato/Libro (Consultado el 07/03/2024).

Instituto Nacional de Normalización. (2006). Acero para uso estructural – Requisitos. NCh203. Santiago, Chile.

Instituto Nacional de Normalización. (2009). Diseño estructural – Cargas permanentes y cargas de uso. Santiago, Chile.

Instituto Nacional de Normalización. (2010). Diseño estructural – Cargas de viento. Santiago, Chile.

Instituto Nacional de Normalización. (2010). Diseño estructural – Disposiciones generales y combinaciones de carga. Santiago, Chile.

Instituto Nacional de Normalización. (2023). Diseño sísmico de edificios. NCh433. Santiago, Chile.

Instituto Nacional de Normalización. (2023). Diseño sísmico de estructuras e instalaciones industriales. NCh2369. Santiago, Chile.

Ministerio de Vivienda y Urbanismo. (2014). Ordenanza General de Urbanismo y Construcciones (OGUC). Santiago, Chile.

Solminihaç H, Thenoux G (2017) Procesos y técnicas de construcción. EDICIONES UC, Santiago, Chile.

$$L_r := \begin{cases} \text{if } L_r < 30 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^2} & L_r = 75.69 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^2} \\ 30 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^2} & \\ \text{else} & L_r \end{cases}$$

Carga de viento (W) Uso de presiones mínimas de acuerdo con mandante

$$P_{bar} := 480 \frac{\text{N}}{\text{m}^2} \quad P_{sot} := P_{bar} \quad P_{sot} = 48.946 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^2}$$

Cargas distribuidas

Perfil propuesto: C 80 x 40 x 3

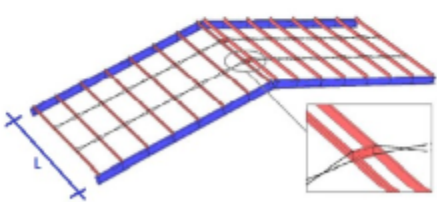
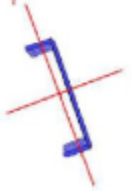
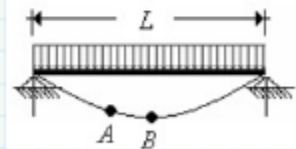
$$Q_{pp} := 3.54 \frac{\text{kgf}}{\text{m}}$$

- Carga muerta
 $PP := (Q_{pp} + Q_{pt} \cdot S) \quad PP = 13.33 \frac{\text{kgf}}{\text{m}}$
- Sobrecarga de techo (Lr)
 $SC := L_r \cdot S = 77.96 \frac{\text{kgf}}{\text{m}}$
- Carga de viento (W)
 $V_{bar} := P_{bar} \cdot S = 50.41 \frac{\text{kgf}}{\text{m}} \quad V_{sot} := P_{sot} \cdot S = 50.41 \frac{\text{kgf}}{\text{m}}$

Momentos flectores

Luego, se calculan los momentos flectores para las secciones principales en L/2, el centro de la costanera y en L/3 para las combinaciones entregadas en NCh3171, algunas de ellas son: C1: D+Lr C2: D+Wbar C3: D+Wsot

Para el eje fuerte se tiene que:

- C1: Acción de Carga muerta y Sobrecarga (PP+SC)

$$M_{1X_A} := \frac{(PP+SC) \cdot l^2}{9} \cdot \cos(F_{ang}) = 25.84 \text{ kgf} \cdot \text{m} \quad M_{1X_A} = 0.253 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{1X_B} := \frac{(PP+SC) \cdot l^2}{8} \cdot \cos(F_{ang}) = 29.07 \text{ kgf} \cdot \text{m}$$

Figura A3.2 Planilla de cálculo y verificación de costaneras

- **C2: Acción del Viento Barlovento (PP+Vbar)**

$$M_{2X_A} := \left(\frac{PP \cdot l^2}{9} \cdot \cos(F_{ang}) + \frac{V_{bar} \cdot l^2}{9} \right) = 18.11 \text{ kgf} \cdot \text{m}$$

$$M_{2X_B} := \left(\frac{PP \cdot l^2}{9} \cdot \cos(F_{ang}) + \frac{V_{bar} \cdot l^2}{8} \right) = 19.9 \text{ kgf} \cdot \text{m}$$

- **C3: Acción del Viento Sotavento (PP+Vsot)**

$$M_{3X_A} := \left(\frac{PP \cdot l^2}{9} \cdot \cos(F_{ang}) + \frac{V_{sot} \cdot l^2}{9} \right) = 18.11 \text{ kgf} \cdot \text{m}$$

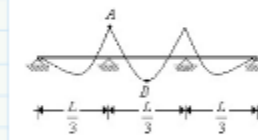
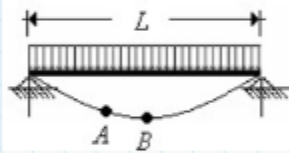
$$M_{3X_B} := \left(\frac{PP \cdot l^2}{9} \cdot \cos(F_{ang}) + \frac{V_{sot} \cdot l^2}{8} \right) = 19.9 \text{ kgf} \cdot \text{m}$$

$$M_{XA} := \max(M_{1X_A}, M_{2X_A}, M_{3X_A}) = 25.84 \text{ kgf} \cdot \text{m}$$

$$M_{XB} := \max(M_{1X_B}, M_{2X_B}, M_{3X_B}) = 29.07 \text{ kgf} \cdot \text{m}$$

Para el eje débil se tiene que:

(En el caso de tener colgadores)



- **C1: Acción de Carga muerta y Sobrecarga (PP+SC)**

$$M_{1Y_A} := \frac{(PP+SC) \cdot l^2}{9} \cdot \sin(F_{ang}) = 2.58 \text{ kgf} \cdot \text{m}$$

$$M_{1Y_B} := \frac{(PP+SC) \cdot l^2}{8} \cdot \sin(F_{ang}) = 2.91 \text{ kgf} \cdot \text{m}$$

- **C2: Acción del Viento Barlovento (PP+Vbar)**

$$M_{2Y_A} := \left(\frac{PP \cdot l^2}{9} \cdot \sin(F_{ang}) \right) = 0.38 \text{ kgf} \cdot \text{m}$$

$$M_{2Y_B} := \left(\frac{PP \cdot l^2}{9} \cdot \sin(F_{ang}) \right) = 0.38 \text{ kgf} \cdot \text{m}$$

- **C3: Acción del Viento Sotavento (PP+Vsot)**

$$M_{3Y_A} := \left(\frac{PP \cdot l^2}{9} \cdot \sin(F_{ang}) \right) = 0.38 \text{ kgf} \cdot \text{m}$$

$$M_{3Y_B} := \left(\frac{PP \cdot l^2}{9} \cdot \sin(F_{ang}) \right) = 0.38 \text{ kgf} \cdot \text{m}$$

Figura A3.3 Planilla de cálculo y verificación de costaneras

$$M_{YA} := \max(M_{1Y_A}, M_{2Y_A}, M_{3Y_A}) = 2.58 \text{ kgf} \cdot \text{m}$$

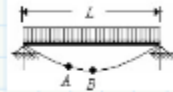
$$M_{YB} := \max(M_{1Y_B}, M_{2Y_B}, M_{3Y_B}) = 2.91 \text{ kgf} \cdot \text{m}$$

Es importante fijar la misma combinación actuante en X y en Y al definir la sollicitación. En este caso, coincide que el máximo en ambos ejes (débil y fuerte) es para la misma combinación COMB1: PP+SC. En caso de que así no ocurriese se debe optar por un criterio para la selección de la sollicitación. Un buen criterio podría ser tomar la mayor en X dado que es el eje de mayor importancia y utilizar la misma combinación en Y independientemente de si es la mayor o no en sus combinaciones.

Finalmente, los momentos de diseño corresponden a los de la Comb1: D+Lr

$$M_{XA} = 25.8 \text{ kgf} \cdot \text{m} \quad M_{YA} = 2.6 \text{ kgf} \cdot \text{m}$$

$$M_{XB} = 29.1 \text{ kgf} \cdot \text{m} \quad M_{YB} = 2.9 \text{ kgf} \cdot \text{m}$$



Resistencia nominal a la flexión (NCh427, capítulo F)

Perfil a verificar, Laminado C 80 x 40 x 3 - Calidad ASTM A36

$P_e := 3.54 \frac{\text{kgf}}{\text{mm}^2}$	$I_{xx} := 457226 \text{ mm}^4$	$J := 1334.97 \text{ mm}^4$
$H := 80 \text{ mm}$	$Z_x := 13347 \text{ mm}^3$	$C_w := 74158079 \text{ mm}^6$
$B := 40 \text{ mm}$	$S_x := 11430.65 \text{ mm}^3$	
$t_f := 3 \text{ mm}$	$i_x := 31.459 \text{ mm}$	$F_y = 248.1 \text{ MPa}$
$t_w := 3 \text{ mm}$	$I_{yy} := 71636.37 \text{ mm}^4$	$F_u = 400 \text{ MPa}$
$A := 4.5 \text{ cm}$	$Z_y := 4465.98 \text{ mm}^3$	$E = 205939.7 \text{ MPa}$
$r := 1.5 \cdot t_w = 4.5 \text{ mm}$	$S_y := 2479.65 \text{ mm}^3$	$r_y := i_x \quad h_0 := H - t_f = 77 \text{ mm}$
	$i_y := 2.059 \text{ mm}$	$r_x := i_y \quad I_y := I_{yy} \quad I_x := I_{xx}$

Clasificación de la sección

En la planilla "B4.1 b - Clasificación para elementos en compresión de miembros en flexión" se puede apreciar que la sección es de alas no compactas no esbeltas y de alma compacta.

Momentos nominales eje X (Capítulo F, F2 NCh427)

EJE X (Capítulo F, F2 NCh427)

$$M_{nF2} := 3.25 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad M_{nF2} = 331.41 \text{ kgf} \cdot \text{m}$$

Para más detalle revisar planilla cálculo de capacidad en flexión

EJE Y (Capítulo F, F6 NCh427)

$$M_{nF6} := 1.01 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad M_{nF6} = 102.99 \text{ kgf} \cdot \text{m}$$

Para más detalle revisar planilla cálculo de capacidad en flexión

Figura A3.4 Planilla de cálculo y verificación de costaneras

Interacción de esfuerzos

Considerando que las costaneras estarán solicitadas principalmente a flexión, se utiliza el caso b) del capítulo H - H.1 de la NCh427/1. Esto significa que la razón P_r/P_c (solicitudión/capacidad a esfuerzos axiales) es muy baja, menor a 0.2. Por ello, se desprecia dentro de la misma interacción $P_r/(2P_c) > 0$.

$\phi_b := 0.9$

$M_{rx} := M_{XB} = 29.1 \text{ kgf} \cdot \text{m}$

$M_{ry} := M_{YB} = 2.9 \text{ kgf} \cdot \text{m}$

$M_{cx} := M_{nF2} = 331.4 \text{ kgf} \cdot \text{m}$

$M_{cy} := M_{nF6} = 103 \text{ kgf} \cdot \text{m}$

$\frac{M_{rx}}{\phi_b \cdot M_{cx}} + \frac{M_{ry}}{\phi_b \cdot M_{cy}} = 0.129$

(b) When $\frac{P_r}{P_c} < 0.2$

$$\frac{P_r}{2P_c} + \left(\frac{M_{rx}}{M_{cx}} + \frac{M_{ry}}{M_{cy}} \right) \leq 1.0 \quad \text{(H1 1b)}$$

where
 P_r = required axial strength using LRFD or ASD load combinations, kips (N)
 P_c = available axial strength, kips (N)

Pr y Mr solicitudes
Pc y Mc capacidades

Por lo tanto, el perfil cumple con la interacción de esfuerzos propuesta en el capítulo H de la norma NCh427.

Verificación de deformaciones

$\Delta_{adm} := \frac{l}{200} = 8 \text{ mm}$

$\frac{\Delta_{max1}}{\Delta_{adm}} = 0.101$

$\Delta_{adm,2} := \frac{l}{400} = 4 \text{ mm}$

$\frac{\Delta_{max2}}{\Delta_{adm}} = 0.111$

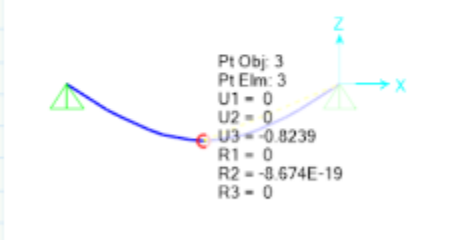
$\Delta_{max1} := \frac{5 \cdot (PP + SC) \cdot \cos(F_{ang}) \cdot l^4}{384 E \cdot I_x} = 0.81 \text{ mm}$

$PP = 13.325 \frac{\text{kgf}}{\text{m}}$

$SC = 77.959 \frac{\text{kgf}}{\text{m}}$

$(PP + SC) \cdot \cos(F_{ang}) = 90.831 \frac{\text{kgf}}{\text{m}}$

$\Delta_{max2} := \frac{100 \text{ kgf} \cdot l^3}{48 E \cdot I_x} = 0.89 \text{ mm}$



Pt Obj:	3
Pt Elm:	3
U1:	0
U2:	0
U3:	-0.8239
R1:	0
R2:	-8.674E-19
R3:	0

Figura A3.5 Planilla de cálculo y verificación de costaneras

ANEXO 3.2. PROCEDIMIENTO DE CALCULO FUNDACIONES

LOSA DE FUNDACIÓN

Estudiante Ing. Civil Oliver Schramm Neira
 Memorista Dpto. Ing. Civil UdeC

Desde el punto de vista del suelo,
 las presiones máximas producto de las cargas de servicio deben ser menores a las presiones admisibles del suelo.
 Esto se debe analizar para cargas de servicio, es decir, combinaciones de carga de tensiones admisibles ASD.
 En general, en este tipo de análisis las presiones del suelo se calculan con presiones brutas, son aquellas que incorporan todo el peso sobre el sello de fundación.
 Chequeo: Al menos el 80% del suelo bajo la fundación quede comprimido.

Diseño hormigón armado

8.2.6 Materiales
 8.2.6.1 Las propiedades de diseño para el concreto deben seleccionarse de acuerdo con el Capítulo 19.
 8.2.6.2 Las propiedades de diseño para el acero de refuerzo deben seleccionarse de acuerdo con el Capítulo 20.
 8.2.6.3 Los materiales, diseño y detallado de insertos embebidos en el concreto deben cumplir con 20.7

$f'_c := 25 \text{ MPa}$	Tensión de fluencia barras A630-420H
$f_y := 420 \text{ MPa}$	Tensión de fluencia barras A630-420H
$rec := 50 \text{ mm}$	Recubrimiento según 7.7.1 - DS60
$\beta_1 := 0.85$	Cte del bloque de <u>whitney</u>

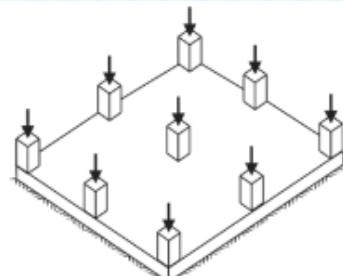
Tabla 20.6.1.3.1 — Recubrimiento especificado para elementos de concreto construidos en sitio no preesforzados

Espesura del concreto	Muestreo	Notas	Recubrimiento especificado, mm
Construido contra el suelo y terminado mediante un curado con el	T300c	T300c	50

Se utilizará para el diseño el código ACI318-14

En este capítulo se presentan los requisitos aplicables específicamente a las cimentaciones, sin embargo, la mayoría de los requisitos usados para el diseño de las cimentaciones se encuentran en otros capítulos del Reglamento

A menudo las losas sobre el terreno actúan como un diafragma para mantener la integridad de la edificación a nivel del terreno y minimizar los efectos de movimientos desfasados del terreno que pueden producirse debajo de la edificación



Losa de cimentación

Figura A3.6 Planilla de cálculo y verificación de fundaciones

13.2.7.1 M_u en el miembro soportado se debe calcular en la sección crítica indicada en la Tabla 13.2.7.1.

Tabla 13.2.7.1 — Localización de la sección crítica para M_u

Localización de la sección crítica	Miembro soportado
Cara de la columna o pedestal	Columna o pedestal
En el punto medio entre la cara de la columna y el borde de la placa base de acero	Columna con placa base de acero
Cara del muro	Muro de concreto
En el punto medio entre el eje y la cara del muro de albañilería	Muro de albañilería

Paso 1: Estimación de espesor de losa (por serviciabilidad)

Paso 1: Estimación de espesor de losa (por serviciabilidad)

8.3.1 Espesor mínimo de la losa

8.3.1.1 Para las losas no preesforzadas sin vigas interiores que se extiendan entre los apoyos en todos los lados y que tengan una relación entre los lados no mayor de 2, el espesor total de la losa h no debe ser menor que los valores dados en la Tabla 8.3.1.1 y no debe ser menor al valor dado en (a) o (b), a menos que se cumplan los límites de deflexiones calculadas según 8.3.2.

$$L_{largo} := 4 \cdot 1600 \text{ mm} \quad L_{corto} := 5200 \text{ mm} \quad \frac{L_{largo}}{L_{corto}} = 1.2 \quad h_{min1} := 5 \text{ in} = 127.0 \text{ mm}$$

Tabla 8.3.1.1 — Espesor mínimo de losas no preesforzadas en dos direcciones sin vigas interiores (pulg.)^[1]

f_y lb./pulg. ² [2]	Sin ábacos ^[3]			Con ábacos ^[3]		
	Paneles exteriores		Paneles interiores	Paneles exteriores		Paneles interiores
	Sin vigas de borde	Con vigas de borde ^[4]		Sin vigas de borde	Con vigas de borde ^[4]	
40,000	$\frac{\ell_n}{33}$	$\frac{\ell_n}{36}$	$\frac{\ell_n}{36}$	$\frac{\ell_n}{36}$	$\frac{\ell_n}{40}$	$\frac{\ell_n}{40}$
60,000	$\frac{\ell_n}{30}$	$\frac{\ell_n}{33}$	$\frac{\ell_n}{33}$	$\frac{\ell_n}{33}$	$\frac{\ell_n}{36}$	$\frac{\ell_n}{36}$
75,000	$\frac{\ell_n}{28}$	$\frac{\ell_n}{31}$	$\frac{\ell_n}{31}$	$\frac{\ell_n}{31}$	$\frac{\ell_n}{34}$	$\frac{\ell_n}{34}$

[1] ℓ_n es la luz libre en la dirección larga, medida entre caras de los apoyos (pulg.).

[2] Para f_y entre los valores dados en la tabla, el espesor mínimo debe obtenerse por interpolación lineal.

[3] Ábaco, como se define en 8.2.4.

[4] Losas con vigas entre columnas a lo largo de los bordes exteriores. El valor de α_f para la viga de borde debe calcularse de acuerdo con 8.10.2.7.

Los paneles exteriores se deben considerar como sin viga de borde si α_f es menor que 0.8.

$$l_n := L_{largo} = 6400.0 \text{ mm}$$

Interpolación

$$f_{y8.3.1.1} := \left[\frac{40000}{60000} \right] \frac{lb_f}{in^2} f_y = 60915.8 \frac{lb_f}{in^2}$$

$$h_{min8.3.1.1} := \begin{bmatrix} l_n \cdot 33^{-1} \\ l_n \cdot 30^{-1} \\ l_n \cdot 28^{-1} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 193.9 \\ 213.3 \\ 228.6 \end{bmatrix} \text{ mm}$$

$$h_{min2} := \text{linterp} (f_{y8.3.1.1}, h_{min8.3.1.1}, f_y)$$

$$h_{min2} = 214.3 \text{ mm}$$

$$h_{min} := \max (h_{min1}, h_{min2}) = 214.3 \text{ mm}$$

Figura A3.7 Planilla de cálculo y verificación de fundaciones

En caso de que se requiera un h menor al mínimo se puede utilizar pero se debe seguir la siguiente disposición.

8.3.2 Límites para la deflexión calculada

8.3.2.1 Las deflexiones inmediatas y a largo plazo deben calcularse de acuerdo con 24.2 y no deben exceder los límites establecidos en 24.2.2 para las losas en dos direcciones definidas en (a) hasta (c):

- (a) Losas no preesforzadas que no cumplen con 8.3.1.

Paso 1.2: Estimación de espesor de losa inferior al mínimo (si se requiriese)

Paso 1.2: Estimación de espesor de losa inferior al mínimo (si se requiriese)

24.2 — Deflexiones debidas a cargas gravitacionales a nivel de servicio

24.2.1 Los miembros de concreto reforzado sometidos a flexión deben diseñarse para que tengan una rigidez adecuada con el fin de limitar cualquier deflexión o deformación que pudiese afectar adversamente la resistencia o el funcionamiento de la estructura.

Cuando se calculen deflexiones a largo plazo, deben considerarse únicamente la carga muerta y la porción de la carga viva que actúan en forma permanente.

24.2.2 Las deflexiones calculadas de acuerdo con 24.2.3 hasta 24.2.5 no deben exceder los límites establecidos en la Tabla 24.2.2

Tabla 24.2.2 — Deflexión máxima admisible calculada

Miembro	Condición		Deflexión considerada	Límite de deflexión
Cubiertas planas	Que no soporten ni estén ligados a elementos no estructurales susceptibles de sufrir daños debido a deflexiones grandes		Deflexión inmediata debida a L_y , S y R	$l/120^{[1]}$
Entrepisos			Deflexión inmediata debida a L	$l/360$
Cubiertas o entrepisos	Soporten o están ligados a elementos no estructurales	Susceptibles de sufrir daños debido a deflexiones grandes.	La parte de la deflexión total que ocurre después de la unión de los elementos no estructurales (la suma de la deflexión a largo plazo debida a todas las cargas permanentes, y la deflexión inmediata debida a cualquier carga viva adicional) ^[2]	$l/480^{[3]}$
		No susceptibles de sufrir daños debido a deflexiones grandes.		$l/240^{[4]}$

^[1] Este límite no tiene por objeto constituirse en una salvaguarda contra el empozamiento de agua. El empozamiento de agua se debe verificar mediante cálculos de deflexiones, incluyendo las deflexiones debidas al agua estancada, y considerando los efectos a largo plazo de todas las cargas permanentes, la contraflecha, las tolerancias de construcción y la confiabilidad en las medidas tomadas para el drenaje.

^[2] Las deflexiones a largo plazo deben determinarse de acuerdo con 24.2.4 y se pueden reducir en la cantidad de deflexión calculada que ocurre antes de unir los elementos no estructurales. Esta cantidad se determina basándose en datos de ingeniería aceptables correspondiente a las características tiempo-deflexión de miembros similares a los que se están considerando.

^[3] Este límite se puede exceder si se toman medidas adecuadas para prevenir daños en los elementos apoyados o ligados.

^[4] Este límite no puede exceder la tolerancia proporcionada para los elementos no estructurales.

$$\Delta_{max} := \frac{L_{largo}}{480} = 13.3 \text{ mm}$$

Figura A3.8 Planilla de cálculo y verificación de fundaciones

24.2.3 Cálculo de deflexiones inmediatas

24.2.3.1 Las deflexiones inmediatas deben calcularse mediante los métodos o fórmulas usuales para deflexiones elásticas, teniendo en cuenta los efectos de la fisuración y del refuerzo en la rigidez del miembro.

Módulo de elasticidad del concreto

24.2.3.4 Se permite calcular el módulo de elasticidad del concreto, E_c , de acuerdo con 19.2.2

$$E_c = 57,000 \sqrt{f'_c} \text{ (en lb./pulg.}^2\text{)} \quad (19.2.2.1.b)$$

$$E_c := 57000 \cdot \sqrt{f'_c \cdot 1 \frac{\text{lb}f}{\text{in}^2}} = 23664.9 \text{ MPa}$$

Módulo de ruptura del concreto f'_c = módulo de ruptura del concreto, lb./pulg.²

$$f_r = 7.5 \lambda \sqrt{f'_c} \quad (19.2.3.1) \quad f_r := 7.5 \cdot \sqrt{f'_c \cdot 1 \frac{\text{lb}f}{\text{in}^2}} = 3.1 \text{ MPa}$$

	Sistema SI esfuerzos en MPa	Sistema mks esfuerzos en kgf/cm ²	Sistema de unidades usuales en USA esfuerzos en libras por pulgada cuadrada (lb./pulg. ²)
19.2.3.1	$f_r = 0.62 \lambda \sqrt{f'_c}$	$f_r = 2 \lambda \sqrt{f'_c}$	$f_r = 7.5 \lambda \sqrt{f'_c}$

Momento de inercia de la sección bruta

I_g = momento de inercia de la sección bruta con respecto al eje que pasa por el centroide, sin tener en cuenta el refuerzo, pulg.⁴

$$h := 150 \text{ mm} \quad \text{Altura de la sección de losa}$$

$$I_g := \frac{1}{12} \cdot 1 \text{ m} \cdot h^3 = 281250000.0 \text{ mm}^4 \quad \text{Inercia bruta de hormigón}$$

Momento de agrietamiento M_{cr}

y_t = distancia desde el eje que pasa por el centroide de la sección bruta a la cara en tracción, sin considerar el refuerzo, pulg.

$$y_t := \frac{h}{2} = 75.0 \text{ mm}$$

y_t = distancia desde el eje que pasa por el centroide de la sección bruta a la cara en tracción, sin considerar el refuerzo, pulg.

$$M_{cr} := \frac{f_r \cdot I_g}{y_t} = 11.7 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{cr} = \frac{f_r I_g}{y_t} \quad (24.2.3.5b)$$

Figura A3.9 Planilla de cálculo y verificación de fundaciones

y_t

Momento de Inercia de la sección agrietada
 I_{cr} = momento de inercia de la sección fisurada transformada a concreto, pulg.⁴

8.6.1.1 Se debe colocar un área mínima de refuerzo a flexión, $A_{s,min}$ cerca de la cara en **tracción** en la dirección de la luz bajo consideración de acuerdo con la Tabla 8.6.1.1.

En primera instancia se propondrá una cuantía mínima de acero para la sección

A_g = área bruta de la sección de concreto, pulg.². Para una sección con vacíos, A_g es el área del concreto solo y no incluye el área de los vacíos

Tabla 8.6.1.1 — $A_{s,min}$ para losas de dos direcciones no preesforzadas

Tipo de refuerzo	f_y , lb./pulg. ²	$A_{s,min}$, pulg. ²
Refuerzo corrugado	< 60,000	$0.0020 A_g$
Barras corrugadas o refuerzo de alambre electrosoldado	$\geq 60,000$	Mayor de:
		$\frac{0.0018 \times 60,000}{f_y} A_g$ $0.0014 A_g$

$$A_{s,min} := \max \left(\frac{0.0018 \cdot 60000 \frac{lb}{in^2}}{f_y} \cdot 1 \text{ m} \cdot h, 0.0014 \cdot 1 \text{ m} \cdot h \right) = 265.9 \text{ mm}^2$$

Se propone la siguiente enfierradura mínima

$d_{barra} := 8 \text{ mm}$ $s := 150 \text{ mm}$ $b := 1000 \text{ mm}$ $n_{fierros} := \text{Ceil} \left(\frac{b}{s}, 1 \right) = 7.0$

$A_s := n_{fierros} \cdot \frac{\pi \cdot d_{barra}^2}{4} = 351.9 \text{ mm}^2$ $E_s := 200000 \text{ MPa}$

Inercia del concreto y una capa de acero:

$n := \frac{E_s}{E_c} = 8.5$

$I_{conc} := \frac{1}{12} \cdot 1 \text{ m} \cdot \left(\frac{h}{2} \right)^3 + 1 \text{ m} \cdot \frac{h}{2} \cdot \left(\frac{h}{4} \right)^2 = 140625000 \text{ mm}^4$ Concreto comprimido

$I_{steel} := (n-1) \cdot A_s \cdot \left(\frac{h}{2} - rec \right)^2 = 1638635.6 \text{ mm}^4$ Una capa de acero

$I_{cr} := I_{conc} + 2 I_{steel} = 143902271.1 \text{ mm}^4$

$\frac{I_{cr}}{I_g} = 0.5$ Valores típicos para secciones de H.A. van entre 0.4 y 0.5. Ok!

1m

$As - As' = 7\#8 @ 150\text{mm}$ $d = 50\text{mm}$ $h = 50\text{mm} = 100\text{mm}$

Figura A3.10 Planilla de cálculo y verificación de fundaciones

Momento de Inercia efectivo

24.2.3.5 Para los miembros no preesforzados, el momento de inercia efectivo, I_e , se puede calcular con la ecuación (24.2.3.5a) a menos que se obtenga mediante un análisis más completo, pero I_e no puede ser mayor que I_g

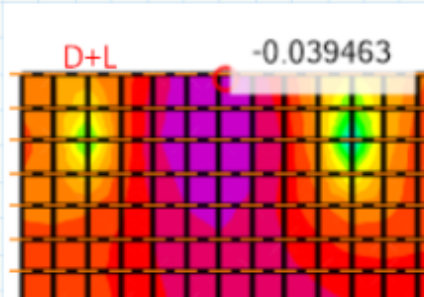
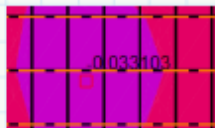
$$I_e = \left(\frac{M_{cr}}{M_a}\right)^3 I_g + \left[1 - \left(\frac{M_{cr}}{M_a}\right)^3\right] I_{cr} \quad (24.2.3.5a) \quad M_{cr} = \frac{f_r I_g}{y_t} \quad (24.2.3.5b)$$

$M_a := 0.0394 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$

M_a = momento máximo debido a cargas de servicio presentes en el miembro en la etapa para la que se calcula la deflexión, lb·pulg

Carga de servicio (service load) — Todas las cargas, estáticas y transitorias, que se imponen a una estructura, o elemento de ella, durante la operación de la edificación, sin factores de carga.

SS en Tonnef.m. (Cargas gravitacionales)



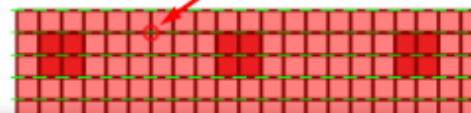
$$\left(\frac{M_{cr}}{M_a}\right)^3 \cdot I_g + \left[1 - \left(\frac{M_{cr}}{M_a}\right)^3\right] \cdot I_{cr} = [3.8] \text{ m}^4$$

$$I_e := \min \left(\left(\frac{M_{cr}}{M_a}\right)^3 \cdot I_g + \left[1 - \left(\frac{M_{cr}}{M_a}\right)^3\right] \cdot I_{cr}, I_g \right) = 281250000.0 \text{ mm}^4$$

Dado que la inercia efectiva corresponde a la inercia bruta I_g , se utilizan elementos finitos incorporado en SAP2000 pues la losa de fundación no tiene incorporado el acero. Así:

$\Delta_{\text{indmediato}} := 0.4 \text{ mm}$

Deformed Shape (ASD2. D+L)



Joint Displacements			
Joint	Object	Joint Element	
	5063	5063	
	1	2	3
Trans	-3,798E-06	-2,203E-06	-0,3825
Rotn	-4,507E-05	-1,754E-05	0,

24.2.4 Cálculo de deflexiones dependiente del tiempo

24.2.4.1 Miembros no preesforzados

24.2.4.1.1 A menos que los valores se obtengan mediante un análisis más completo, la deflexión adicional dependiente del tiempo, resultante del flujo plástico y retracción en

Figura A3.11 Planilla de cálculo y verificación de fundaciones

membros a flexión, debe determinarse multiplicando la deflexión inmediata causada por la carga sostenida por el factor:

$$\lambda_{\Delta} = \frac{\xi}{1 + 50\rho'} \quad (24.2.4.1.1)$$

$A'_s := A_s = 351.9 \text{ mm}^2$ $\rho' =$ cuantía del refuerzo A'_s evaluada sobre el área bd

$\rho' := \frac{A'_s}{1 \text{ m} \cdot h} = 0.0023$ **24.2.4.1.3** En la ecuación (24.2.4.1.1), los valores para el factor dependiente del tiempo para cargas sostenidas, se encuentran definidos en la Tabla 24.2.4.1.

$\xi := 2$

$\lambda_{\Delta} := \frac{\xi}{1 + 50 \cdot \rho'} = 1.8$

$\Delta_{\text{tiempo}} := \lambda_{\Delta} \cdot \Delta_{\text{indmediato}} = 1 \text{ mm}$

Luego, como $\Delta_{\text{max}} = 13.3 \text{ mm} > \Delta_{\text{indmediato}} + \Delta_{\text{tiempo}} = 1.1 \text{ mm}$ la altura propuesta para la fundación es adecuada.

Tabla 24.2.4.1.3 — Factor dependiente del tiempo para cargas sostenidas

Duración de la carga sostenida, meses	Factor dependiente del tiempo, ξ
3	1.0
6	1.2
12	1.4
60 ó más	2.0

Paso 2: Diseño de enfierradura a flexión

Paso 2: Diseño de enfierradura a flexión

Calculo de resistencia nominal a flexión

Se puede partir revisando cuanto resiste la losa con enfierradura mínima

8.6 — Límites del refuerzo

8.6.1 Refuerzo mínimo a flexión en losas no preesforzadas

Tabla 8.6.1.1 — $A_{s,\text{min}}$ para losas de dos direcciones no preesforzadas $h = 150.0 \text{ mm}$

Tipo de refuerzo	f_y , lb./pulg. ²	$A_{s,\text{min}}$, pulg. ²
Refuerzo corrugado	< 60,000	$0.0020 A_g$
Barras corrugadas o refuerzo de alambre electrosoldado	$\geq 60,000$	Mayor de: $\frac{0.0018 \times 60,000}{f_y} A_g$
		$0.0014 A_g$

Figura A3.12 Planilla de cálculo y verificación de fundaciones

A_g = área bruta de la sección de concreto, pulg.2. Para una sección con vacíos, A_g es el área del concreto solo y no incluye el área de los vacíos

$$f_y = 60915.8 \frac{\text{lb}f}{\text{in}^2} \quad h_{\min} = 214.3 \text{ mm} \quad h_{\min} := \text{Ceil}(h_{\min}, 10 \text{ mm}) = 220.0 \text{ mm}$$

Se hace el cálculo por 1m de ancho

$$\frac{0.0018 \cdot 60000 \cdot \frac{\text{lb}f}{\text{in}^2} \cdot 1 \text{ m}}{f_y} \cdot h = 265.9 \text{ mm}^2 \quad 0.0014 h \cdot 1 \text{ m} = 210.0 \text{ mm}^2$$

$$A_{s,\min} := \max \left(\frac{0.0018 \cdot 60000 \cdot \frac{\text{lb}f}{\text{in}^2} \cdot 1 \text{ m} \cdot h}{f_y}, 0.0014 \cdot 1 \text{ m} \cdot h \right) = 265.9 \text{ mm}^2$$

Se propone la siguiente enfierradura mínima

$$d_{\text{barra}} := 8 \text{ mm} \quad s := 150 \text{ mm} \quad \hat{b} := 1000 \text{ mm} \quad n_{\text{fierros}} := \text{Ceil} \left(\frac{\hat{b}}{s}, 1 \right) = 7.0$$

$$A_s := n_{\text{fierros}} \cdot \frac{\pi \cdot d_{\text{barra}}^2}{4} = 351.9 \text{ mm}^2 \quad \left\{ \begin{array}{l} \text{if } A_s \geq A_{s,\min} \\ \quad \text{"Cumple mín"} \\ \text{else} \\ \quad \text{"No cumple mín"} \end{array} \right\} = \text{"Cumple mín"}$$

Con esa área de acero, el momento nominal como viga simplemente armada es:

$$a := \frac{A_s \cdot f_y}{0.85 \cdot f'_c \cdot b} = 7.0 \text{ mm}$$

$$d := h - \text{rec} - 1 \frac{d_{\text{barra}}}{2} = 96.0 \text{ mm} \quad \text{Aprox}$$

$$M_n := A_s \cdot f_y \cdot \left(d - \frac{a}{2} \right) = 13.7 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad \phi := 0.9$$

$$\phi M_n := \phi \cdot M_n = 12.3 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Los momentos flectores solicitantes se pueden obtener a partir del método de elementos finitos implementado en software SAP2000.

Generalmente, primero se visualizan la distribución de momentos flectores en placas (M11 y M22).

Si existieran zonas donde los momentos últimos de 1.2PP+1.6SC superaran al de la enfierradura mínima base, se procede a reforzar.

Figura A3.13 Planilla de cálculo y verificación de fundaciones

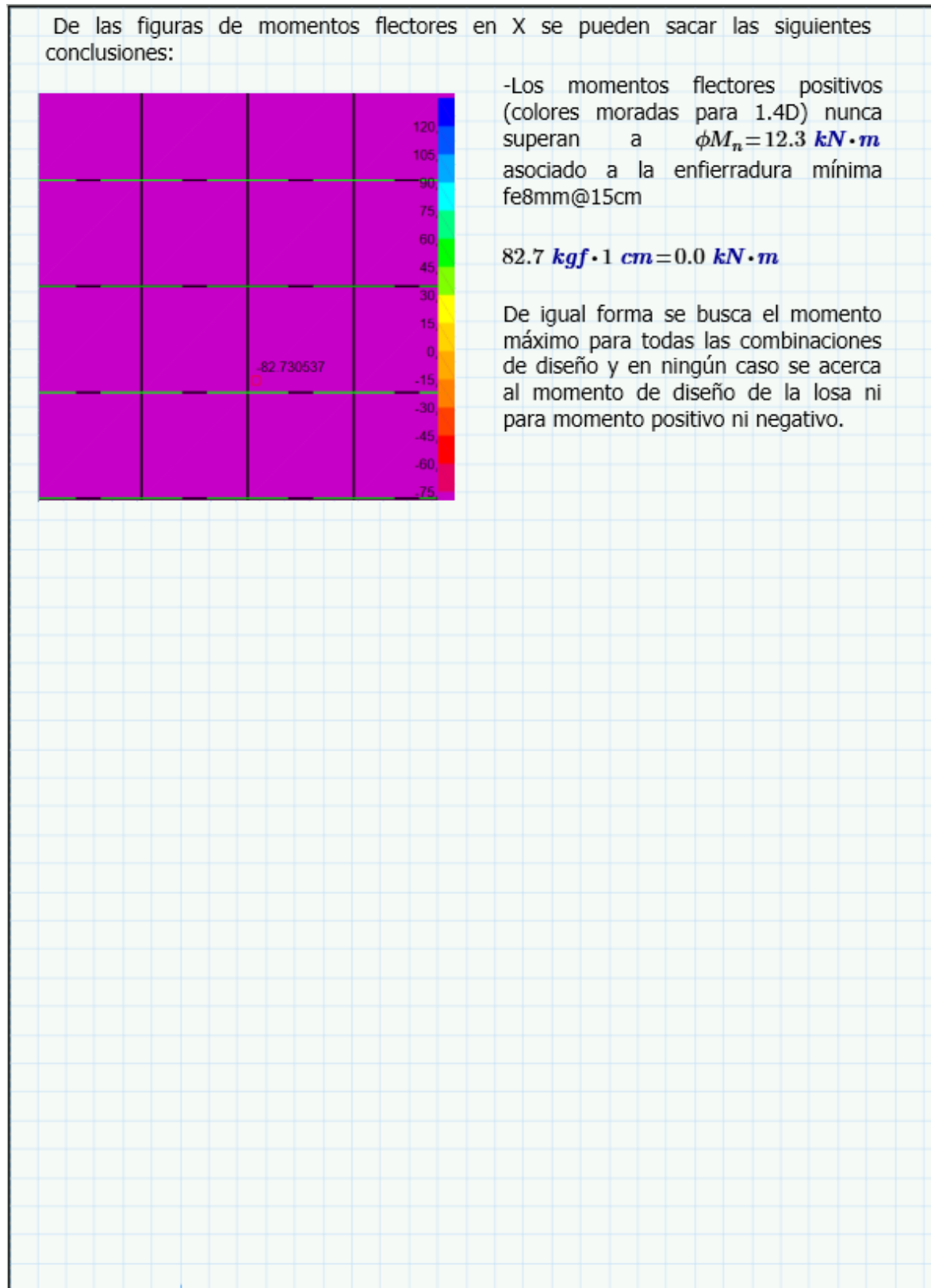


Figura A3.14 Planilla de cálculo y verificación de fundaciones

ANEXO 3.3. CARGA DE USO PARA PISOS Y TECHOS

Tipo de edificio	Descripción de uso	Carga de uso l_{n0} kPa	Carga concentrada Q_k kN
Bibliotecas	Área de lectura	3	4,5
	Apilamiento de archivos < 1,8 m	5	4,5
	Apilamiento extra por cada 0,3 m adicionales	0,5	-
	Pasillos	4	-
Bodegas	Áreas de mercadería liviana	6	4,5
	Áreas de mercadería pesada	12 ^{gr}	-
Cárceles	Áreas de celda	2	-
	Pasillos	4	-
Escuelas	Salas de clases	3	4,5
	Pasillos	4	4,5
Estacionamientos	Vehículos livianos	3 ^{gr,bl}	^{bl}
	Buses, camiones y otros vehículos pesados	^{gr}	^{gr}
Fábricas ^{gr}	Industria liviana	6	9
	Industria pesada	12	13,5
Hospitales	Áreas de hospitalización	2	4,5
	Laboratorios/quirófanos	3	4,5
	Pasillos y salas de espera	4	4,5
Hoteles	Habitaciones	2	-
	Áreas públicas y sus pasillos	5	-
Iglesias	Con asientos fijos	3	-
	Con asientos móviles	5	-
Oficinas	Privadas sin equipos	2,5	-
	Públicas o privadas con equipos	5	9
	Corredores	4	9
Teatros/estadios	Áreas con asientos fijos	3	-
	Áreas con asientos móviles o sin asientos	5	-
	Áreas para escenarios	7	-
	Áreas de uso general, lobbies, plataformas, boleterías, galerías y gradas	5	-
Gimnasios	Pisos principales y balcones	5	-
	Gradas/terrazas/accesos	5	-
Tiendas	Áreas para ventas al por menor	4	4,5
	Áreas para ventas al por mayor	6	4,5
	Bodegas elementos livianos	6	4,5
	Bodegas elementos pesados	12 ^{gr}	-
Viviendas	Áreas de uso general	2	-
	Dormitorios y buhardillas habitables	2	-
	Balcones que no excedan 10 m ²	3	-
	Entrecho con almacenaje	1,5	-

Figura A3.15 Carga de uso para áreas de uso general y dormitorios

ANEXO 3.4. PROCEDIMIENTO DE CALCULO CONEXIONES

Conexión tipo End-plate entre perfiles IPE180	
VIGA: IPE180 laminado COPROMET	
$H_b := 180 \text{ mm}$	Altura perfil
$B_b := 91 \text{ mm}$	Ancho perfil
$t_{fb} := 8 \text{ mm}$	Ancho de ala
$t_{wb} := 5.3 \text{ mm}$	Ancho de alma
$A_b := 23.9 \text{ cm}^2$	Área de la sección
$s_b := 9 \text{ mm}$	Dist del pliegue en la esquina
$k_b := t_{fb} + s_b = 17 \text{ mm}$	Tabulado en ICHA2009 e ICHA ARA2000 como "k"
$I_{xb} := 13.2 \cdot 10^6 \text{ mm}^4$	Tabulado en ICHA2009 e ICHA ARA2000 como "k"
$I_{yb} := 1.01 \cdot 10^6 \text{ mm}^4$	Tabulado en ICHA2009 e ICHA ARA2000 como "k"
$S_{xb} := \frac{I_{xb}}{\left(\frac{H_b}{2}\right)} = 146667 \text{ mm}^3$	Módulo elástico en torno al eje X
$J_b := 4.824 \cdot 10^4 \text{ mm}^4$	Constante torsional
$Z_{xb} := 166 \cdot 10^3 \text{ mm}^3$	Módulo plástico de sección en torno al eje X
$h_b := H_b - 2 t_{fb} = 164 \text{ mm}$	
$h_{0b} := H_b - t_{fb} = 172 \text{ mm}$	
$F_{yb} := 36 \text{ ksi} \quad F_{ub} := 58 \text{ ksi}$	Acero ASTM A36
COLUMNA: IPE180 laminado COPROMET	
$H_c := 180 \text{ mm}$	Altura perfil
$B_c := 91 \text{ mm}$	Ancho perfil
$t_{fc} := 8 \text{ mm}$	Ancho de ala
$t_{wc} := 5.3 \text{ mm}$	Ancho de alma
$A_c := 23.9 \text{ cm}^2$	Área de la sección
$s_c := 9 \text{ mm}$	Dist del pliegue en la esquina
$k_c := t_{fc} + s_c = 17 \text{ mm}$	Tabulado en ICHA2009 e ICHA ARA2000 como "k"
$I_{xc} := 13.2 \cdot 10^6 \text{ mm}^4$	Tabulado en ICHA2009 e ICHA ARA2000 como "k"
$I_{yc} := 1.01 \cdot 10^6 \text{ mm}^4$	Tabulado en ICHA2009 e ICHA ARA2000 como "k"
$S_{xc} := \frac{I_{xc}}{\left(\frac{H_c}{2}\right)} = 146666.667 \text{ mm}^3$	Módulo elástico en torno al eje X
$J_c := 4.824 \cdot 10^4 \text{ mm}^4$	Constante torsional
$Z_{xc} := 166 \cdot 10^3 \text{ mm}^3$	Módulo plástico de sección en torno al eje X
$h_c := H_c - 2 t_{fc} = 164 \text{ mm}$	
$h_{0c} := H_c - t_{fc} = 172 \text{ mm}$	

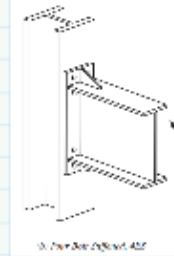


Figura A3.16 Planilla de cálculo conexión end-plate de 4 pernos por ala con atiesador

5. Determinar espesor requerido del End-plate

Case 2 ($d_e > s$)



Tabla 3.2

$$\phi_b := 0.9$$

$$s := \frac{1}{2} \cdot \sqrt{b_p \cdot g} = 33.73 \text{ mm}$$

$$d_e = 36 \text{ mm}$$

Dado que $d_e > s$:

$$Y_p := \frac{b_p}{2} \cdot \left(h_1 \cdot \left(\frac{1}{p_{fi}} + \frac{1}{s} \right) + h_0 \cdot \left(\frac{1}{p_{fo}} + \frac{1}{2s} \right) \right) + \frac{2}{g} \cdot (h_1 \cdot (p_{fi} + s) + h_0 \cdot (d_e + p_{fo})) = 70.12 \text{ in}$$

$$t_{min} := \sqrt{\frac{1.1 \cdot \phi M_{np}}{\phi_b \cdot F_{up} \cdot Y_p}} = 8.34 \text{ mm}$$

6. Seleccionar espesor End-plate

$$t_p := 10 \text{ mm}$$

7. Calcular la fuerza solicitante

$$F_{fu} := \frac{M_{uc}}{H_b - t_{fb}} = 4.21 \text{ kip}$$

8. Chequear corte por fluencia en la porción extendida del End-plate rigidizado

$$\phi R_{n8} := 0.9 \cdot (0.6 \cdot F_{yp}) \cdot b_p \cdot t_p = 27.42 \text{ kip}$$

$$\frac{F_{fu}}{2} = 9.36 \text{ kN}$$

Dado que $\phi R_{n8} = 27.42 \text{ kip} > \frac{F_{fu}}{2} = 2.1 \text{ kip} \rightarrow \text{OK}$

$$DC_8 := \left(\frac{F_{fu}}{2} \right) / \phi R_{n8} = 0.08$$

9. Corte por ruptura en la porción extendida del End-plate

$$A_n := \left(b_p - 2 \cdot \left(d_b + \frac{1}{8} \text{ in} \right) \right) \cdot t_p = 0.92 \text{ in}^2$$

$$\phi R_{n9} := 0.75 \cdot (0.6 \cdot F_{up}) \cdot A_n = 23.97 \text{ kip}$$

Dado que $\phi R_{n9} = 24 \text{ kip} > \frac{F_{fu}}{2} = 2 \text{ kip} \rightarrow \text{OK}$

$$DC_9 := \left(\frac{F_{fu}}{2} \right) / \phi R_{n9} = 0.09$$

Figura A3.17 Planilla de cálculo conexión end-plate de 4 pernos por ala con atiesador

10. Determine el espesor requerido del refuerzo y Longitud y diseño de las soldaduras de refuerzo

$F_{ys} := 36 \text{ ksi}$ Acero ASTM A36 para el refuerzo
 $E := 200000 \text{ MPa}$

$$t_{sreq} := t_{wb} \cdot \left(\frac{F_{yb}}{F_{ys}} \right) = 5.3 \text{ mm} \quad t_s := 6 \text{ mm} \quad h_{st} := p_{fo} + d_e = 61 \text{ mm}$$

$$L_{st} := \frac{h_{st}}{\tan(30^\circ)} = 105.7 \text{ mm}$$

Pandeo local del atiesador

$$\frac{h_{st}}{t_s} = 10.2 \quad 0.56 \cdot \sqrt{\frac{E}{F_{ys}}} = 15.9$$

$$\left\| \begin{array}{l} \text{if } \frac{h_{st}}{t_s} < 0.56 \cdot \sqrt{\frac{E}{F_{ys}}} \\ \quad \text{"Cumple pandeo local"} \\ \text{else} \\ \quad \text{"No cumple pandeo local"} \end{array} \right\| = \text{"Cumple pandeo local"}$$

$$DC_{10} := \frac{\left(\frac{h_{st}}{t_s} \right)}{0.56 \cdot \sqrt{\frac{E}{F_{ys}}}} = 0.64$$

Dado que el espesor del atiesador no supera al espesor del ala de la viga, mantener filete de soldadura

11. Resistencia a la rotura por cizallamiento de los pernos en compresión

$V_u := 6.2 \text{ kN} = 1.39 \text{ kip}$ Solicitación extraída directamente del modelo

$F_v := 372 \text{ MPa}$ F_v resistencia nominal al corte de los pernos de la tabla J3.2

$\phi := 0.75$

$n_b := 4$ Número de pernos para el ala en compresión.

$d_b := 0.5 \text{ in}$

$$A_b := \pi \cdot \frac{d_b^2}{4}$$

$V_u = 6.2 \text{ kN}$

$$\phi R_{n11} := \phi \cdot n_b \cdot F_v \cdot A_b = 141.37 \text{ kN}$$

$$\left\| \begin{array}{l} \text{if } \phi R_{n11} \geq V_u \\ \quad \text{"Cumple"} \\ \text{else} \\ \quad \text{"No cumple"} \end{array} \right\| = \text{"Cumple"}$$

$$DC_{11} := \frac{V_u}{\phi R_{n11}} = 0.04$$

Figura A3.18 Planilla de cálculo conexión end-plate de 4 pernos por ala con atiesador

12. Revisar bearing (aplastamiento)/Tear out(desgarro) de los pernos en compresión

1) End plate (EP)

$n_i := 2$ Número de pernos interiores

$n_e := 2$ Número de pernos exteriores

Pernos interiores $n_i = 2$

$$L_{c2} := p_{fo} + t_{fb} + p_{fi} - \left(d_b + \frac{1}{8} \text{ in} \right) = 1.66 \text{ in}$$

$$1.2 \cdot L_{c2} \cdot t_p \cdot F_{up} = 45.44 \text{ kip}$$

$$2.4 \cdot d_b \cdot t_p \cdot F_{up} = 27.4 \text{ kip}$$

$$R_{ni} := \min(1.2 \cdot L_{c2} \cdot t_p \cdot F_{up}, 2.4 \cdot d_b \cdot t_p \cdot F_{up}) = 27.4 \text{ kip}$$

Pernos exteriores $n_e = 2$

$$L_{c1} := d_e - 0.5 \left(d_b + \frac{1}{8} \text{ in} \right) = 1.1 \text{ in}$$

$$1.2 \cdot L_{c1} \cdot t_p \cdot F_{up} = 30.27 \text{ kip}$$

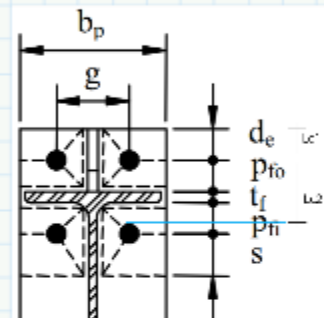
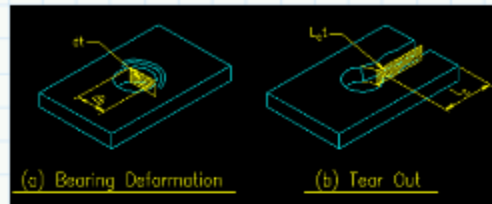
$$2.4 \cdot d_b \cdot t_p \cdot F_{up} = 27.4 \text{ kip}$$

$$R_{ne} := \min(1.2 \cdot L_{c1} \cdot t_p \cdot F_{up}, 2.4 \cdot d_b \cdot t_p \cdot F_{up}) = 27.4 \text{ kip}$$

$$\phi := 0.75 \quad \phi R_{n12EP} := n_i \cdot \phi \cdot R_{ni} + n_e \cdot \phi \cdot R_{ne} = 82.2 \text{ kip}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{if } \phi R_{n12EP} \geq V_u \\ \text{“Cumple”} \\ \text{else} \\ \text{“No cumple”} \end{array} \right\} = \text{“Cumple”} \quad V_u = 632.22 \text{ kgf}$$

$$DC_{12EP} := \frac{V_u}{\phi R_{n12EP}} = 0.02$$



2) Ala columna (AC)

$$\phi R_{n12AC} := \phi R_{n12EP} \cdot \left(\frac{t_{fc}}{t_p} \right) \cdot \left(\frac{F_{yp}}{F_{yc}} \right) = 292.53 \text{ kN} \quad V_u = 1.39 \text{ kip}$$

$$DC_{12AC} := \frac{V_u}{\phi R_{n12AC}} = 0.02$$

13. Diseño soldadura

$$F_{EXX} := 71 \text{ ksi} = 489.53 \text{ MPa}$$

Resistencia del electrodo E-71T-1C. Tensión de fluencia 493MPa y Tensión máxima de tracción de 574MPa.

$$F_{nw} := 0.6 \cdot F_{EXX} = 42.6 \text{ ksi}$$

Tensión nominal del metal de soldadura

$$A_{we} := \frac{\sqrt{2}}{2} \cdot w_f \cdot l = ? \text{ mm}^2$$

Área efectiva de la soldadura (Garganta efectiva por largo efectivo "l")

$$l := 2 \cdot B_b + 2 \cdot (B_b - t_{wb}) + 2 \cdot H_b = 713.4 \text{ mm}$$

Figura A3.19 Planilla de cálculo conexión end-plate de 4 pernos por ala con atiesador

Según EC: J2-5 NCh427/1

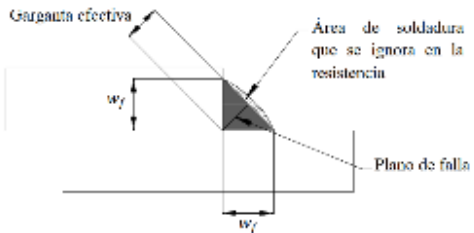
$$\phi := 0.75 \quad A_{we} := \frac{(5 \text{ mm})^2}{2}$$

$$\phi R_n := \phi \cdot F_{nw} \cdot A_{we} = 2.75 \text{ kN}$$

Despejando D y utilizando $V_u = 6.2 \text{ kN}$

$$w_f := \frac{V_u}{0.75 \cdot \frac{\sqrt{2}}{2} \cdot l \cdot F_{nw}} = 0.06 \text{ mm}$$

Cateto mínimo a utilizar



e (mm)	e_{min} (mm)	e_{max} (mm)
t_{fb}	5	6
t_{wb}	3	5
t_p	5	8

$t_{fb} = 8 \text{ mm}$
 $t_{wb} = 5.3 \text{ mm}$
 $t_p = 10 \text{ mm}$

Finalmente, el filete de soldadura propuesto es:

$$t_w := 5 \text{ mm} \quad \phi \cdot F_{nw} \cdot \frac{t_w^2}{2} = 2.75 \text{ kN}$$

Tabla 4.7. Tamaño mínimo de la soldadura de filete.

Espesor del miembro conectado t , mm	Tamaño mínimo de soldadura w_f , mm
$t \leq 6$	3
$6 < t \leq 13$	5
$13 < t \leq 19$	6
$t \geq 19$	8

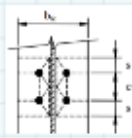
Norma NCh427/1, Tabla J2.4.

Tabla 4.8. Tamaño máximo de la soldadura de filete.

Espesor del miembro conectado t , mm	Tamaño máximo de soldadura w_f , mm
$t \leq 6$	$w_f = t$
$t > 6$	$w_f = t - 2$

Diseño del lado de la columna

14. Chequeo de fluencia por flexión del ala de la columna

$$s := \frac{1}{2} \cdot \sqrt{B_c \cdot g} = 1.33 \text{ in} \quad c := p_{fo} + p_{fi} + t_{fb} = 2.28 \text{ in}$$


$$Y_{c1} := \frac{B_c}{2} \cdot \left(h_1 \cdot \left(\frac{1}{s} \right) + h_0 \cdot \left(\frac{1}{s} \right) \right) + \frac{2}{g} \cdot \left(h_1 \cdot \left(s + \frac{3 \cdot c}{4} \right) + h_0 \cdot \left(s + \frac{c}{4} \right) + \frac{c^2}{2} \right) + \frac{g}{2} = 54.56 \text{ in}$$

Espesor requerido del ala de la columna sin rigidizar

$$t_{fcreq1} := \sqrt{\frac{1.11 \cdot \phi \cdot M_{np}}{\phi_b \cdot F_{uc} \cdot Y_{c1}}} = 9.5 \text{ mm} \quad M_{np} = 478.66 \text{ kip} \cdot \text{in}$$

$$M_{uc} = 28.5 \text{ kip} \cdot \text{in}$$

Para el cálculo del espesor requerido se puede utilizar la resistencia a la tracción del grupo de pernos por ala M_{np} pero dado que están escogidos de manera conservadora se utilizará la sollicitación M_{uc} para la verificación.

if $t_{fc} \geq t_{fcreq1}$ = "Agregar atiesador"
 "Cumple"
 else $t_{fc} = 8 \text{ mm}$
 "Agregar atiesador"

Espesor requerido del ala de la columna rigidizada


$$t_{sc} := 6 \text{ mm} \quad \text{Espesor del atiesador de "continuidad" del ala de la viga}$$


Figura A3.20 Planilla de cálculo conexión end-plate de 4 pernos por ala con atiesador

$$p_{si} := \frac{(c - t_{sc})}{2} = 26 \text{ mm} \quad p_{so} := p_{si} = 26 \text{ mm}$$

$$Y_{c2} := \frac{B_c}{2} \cdot \left(h_1 \cdot \left(\frac{1}{s} + \frac{1}{p_{si}} \right) + h_0 \cdot \left(\frac{1}{s} + \frac{1}{p_{so}} \right) \right) + \frac{2}{g} \cdot (h_1 \cdot (s + p_{si}) + h_0 \cdot (s + p_{so})) = 74.33 \text{ in}$$

$$t_{fcreq2} := \sqrt{\frac{1.11 \cdot \phi \cdot M_{np}}{\phi_b \cdot F_{uc} \cdot Y_{c2}}} = 8.14 \text{ mm}$$

PRYING-ACTION

$$t_{pmin} := \sqrt{\frac{4.44 \cdot T_r \cdot b'}{p \cdot F_u \cdot (1 + \delta \cdot \alpha')}} \quad \text{El espesor requerido para asegurar una combinación aceptable de resistencia y rigidez del ajuste y resistencia del perno, } t_{min}, \text{ es:}$$

Tr: Fuerza de tensión por perno requerida (**LRFD** o **ASD**)

$$M_{uc} = 28.5 \text{ kip} \cdot \text{in} \quad M_{uc} = 3.22 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad P_{u1} := \frac{M_{uc}}{H_b} = 17.89 \text{ kN}$$

$$T_r := \frac{P_{u1}}{4} = 1.01 \text{ kip} \quad \text{La fuerza se divide por 4 ya que hay 4 pernos por ala pero el efecto palanca se analiza en una línea de pernos (2 pernos, no los 4)}$$

Bc: tensión disp. por perno basada únicamente en EELL de tensión

$$\phi R_{nt} := F_t \cdot A_b = 17.67 \text{ kip} \quad A_b = 126.68 \text{ mm}^2 \quad \frac{\pi}{4} \cdot \left(\frac{1}{2} \text{ in} \right)^2 = 126.68 \text{ (mm}^2\text{)}$$

$$B_{cPA} := \phi R_{nt} = 78.6 \text{ kN}$$

Parámetros

$$b := \frac{B_c - g}{2} = 20.5 \text{ mm} \quad \text{Dist. del borde del alma al centro de la perforación}$$

$$a := \frac{g - t_{fc}}{2} = 21 \text{ mm} \quad \text{Dist. del centro de la perf. al borde del ala}$$

$$a' := \min \left(a + \frac{d_b}{2}, 1.25 b + \frac{d_b}{2} \right) = 27.35 \text{ mm} \quad \text{Dist. del borde interno de la perf. al borde del ala}$$

$$b' := b - \frac{d_b}{2} = 14.15 \text{ mm} \quad \text{Dist. del borde del alma al borde interior de la perf}$$

$$\rho := \frac{b'}{a'} = 0.52$$

$$d' := d_b + \frac{1}{8} \text{ in} = 15.88 \text{ mm} \quad \text{Ancho del agujero a lo largo del fitting}$$

$$g = 50 \text{ mm}$$

$$p := \min(3.5 \cdot b, g) = 50 \text{ mm} \quad \text{Largo tributario basado en líneas de fluencia}$$

$$\delta := 1 - \frac{d'}{p} = 0.68 \quad \text{1 - relación entre la longitud en la línea del perno y la longitud bruta en la cara del vástago o del lado del ángulo}$$

Figura A3.21 Planilla de cálculo conexión end-plate de 4 pernos por ala con atiesador

$$\beta := \frac{1}{\rho} \cdot \left(\frac{B_{cPA}}{T_r} - 1 \right) = 32.04 \quad \alpha' := \begin{cases} \text{if } \beta \geq 1 \\ \alpha' \leftarrow 1 \\ \text{else} \\ \alpha' \leftarrow \frac{1}{\delta} \cdot \left(\frac{\beta}{1-\beta} \right) \end{cases} = 1 \quad \frac{1}{\delta} \cdot \left(\frac{\beta}{1-\beta} \right) = -1.51$$

$$t_{pminPA} := \sqrt[2]{\frac{4.44 \cdot T_r \cdot b'}{p \cdot F_{uc} \cdot (1 + \delta \cdot \alpha')}} = 2.89 \text{ mm}$$

Espeor mínimo para el end plate (no es de interés pues ya se obtuvo un espeor deseable para el end-plate con la guía de diseño 4)

El espeor del ala o ángulo, t_c , requerido para desarrollar la resistencia disponible del perno, B_c , sin acción de palanca es:

$$t_{cPA} := \sqrt[2]{\frac{4.44 \cdot B_{cPA} \cdot b'}{p \cdot F_{uc}}} = 15.72 \text{ mm}$$

Dado que este espeor es mucho mayor a los 8mm de ala del IPE180 y no es conveniente iterar con otro perfil, se opta por calcular la fuerza disponible en cada perno $T_c = B_c \cdot Q$

$$t := t_{fc} = 8 \text{ mm} \quad \text{Espeor del ala} \quad t_{fc} = 8 \text{ mm}$$

$$t_c := t_{cPA} = 15.72 \text{ mm} \quad \text{Espeor requerido}$$

$$\alpha := \frac{1}{\delta} \cdot \left(\frac{T_r}{B_{cPA}} \cdot \left(\frac{t_c}{t} \right)^2 - 1 \right) = -1.14$$

Si alfa es mayor a 1, la conexi3n NO es adecuada. La fuerza total x perno incluida la acci3n de palanca es entonces $T_r + q_r$

$$\alpha' := \frac{1}{\delta \cdot (1 + \rho)} \cdot \left(\left(\frac{t_c}{t} \right)^2 - 1 \right) = 2.76$$

$$Q := \begin{cases} \text{if } \alpha' < 0 \\ Q \leftarrow 1 \\ \text{else if } 0 \leq \alpha' \leq 1 \\ Q \leftarrow \left(\frac{t}{t_c} \right)^2 \cdot (1 + \delta \cdot \alpha') \\ \text{else} \\ Q \leftarrow \left(\frac{t}{t_c} \right)^2 \cdot (1 + \delta) \end{cases} = 0.44$$

$$T_c := B_{cPA} \cdot Q = 34.3 \text{ kN} \quad T_c: \text{ resistencia a la tracci3n disp. incluido los efectos del prying action}$$

$$T_r = 4.47 \text{ kN} \quad T_r \text{ es la fuerza de tensi3n requerida por perno usando LRFD}$$

Conclusi3n PryingAction
Finalmente, como $T_c > T_r$ los pernos son capaces de resistir los efectos de la acci3n de palanca considerando que el ala no se comporta como una placa gruesa.

Figura A3.22 Planilla de c3lculo conexi3n end-plate de 4 pernos por ala con atiesador

15. Resistencia del ala de la columna

$$\phi_b := 0.9 \quad \phi M_{cf} := \phi_b \cdot F_{yc} \cdot Y_{c1} \cdot t_{fc}^2 = 175.36 \text{ kip} \cdot \text{in} \quad \phi R_{n15} := \frac{\phi M_{cf}}{H_b - t_{fb}} = 25.9 \text{ kip}$$

$$\left\| \begin{array}{l} \text{if } \phi R_{n15} \geq F_{fu} \\ \quad \text{"Cumple"} \\ \text{else} \\ \quad \text{"No requiere atiesador"} \end{array} \right\| = \text{"Cumple"} \quad F_{fu} = 4.21 \text{ kip}$$

$$DC_{15} := \frac{F_{fu}}{\phi R_{n15}} = 0.16$$

16. Esfuerzo de fluencia local en el alma

$$C_t := 1 \quad C_t = 0.5 \text{ si la distancia desde la parte superior de la columna hasta la cara superior del ala de la viga es menor que la profundidad de la columna} \\ = 1.0 \text{ en caso contrario}$$

$$t_w = 5 \text{ mm} \quad \text{Filete de soldadura} \\ N := t_{fb} + 0.707 \cdot t_w = 11.54 \text{ mm} \quad \text{Espesor del ala de la viga más dos veces el tamaño de la pata del refuerzo de soldadura de ranura} \\ \phi = 1$$

$$\phi R_{n16} := \phi \cdot C_t \cdot (6 k_c + N + 2 t_p) F_{yc} \cdot t_{wc} = 175.67 \text{ kN} \quad F_{fu} = 18.72 \text{ kN}$$

$$\left\| \begin{array}{l} \text{if } \phi R_{n16} \geq F_{fu} \\ \quad \text{"Cumple"} \\ \text{else} \\ \quad \text{"No requiere atiesador"} \end{array} \right\| = \text{"Cumple"}$$

$$DC_{16} := \frac{F_{fu}}{\phi R_{n16}} = 0.11$$

17. Resistencia al pandeo del alma

$$h := H_c - 2 \cdot k_c = 146 \text{ mm} \quad \phi := 0.9 \quad \phi R_{n17} := \frac{\phi \cdot 24 \cdot t_{wc}^3 \cdot \sqrt{E \cdot F_{yc}}}{h} = 155.19 \text{ kN}$$

$$\left\| \begin{array}{l} \text{if } \phi R_{n17} \geq F_{fu} \\ \quad \text{"Cumple"} \\ \text{else} \\ \quad \text{"No requiere atiesador"} \end{array} \right\| = \text{"Cumple"} \quad F_{fu} = 4.21 \text{ kip}$$

$$DC_{17} := \frac{F_{fu}}{\phi R_{n17}} = 0.12$$

Figura A3.23 Planilla de cálculo conexión end-plate de 4 pernos por ala con atiesador

18. Calcular "web crippling strength" resistencia al plastamiento del alma

$\phi := 0.75$

$$\phi R_{n18} := \phi \cdot 0.8 \cdot t_{wc}^2 \cdot \left(1 + 3 \cdot \left(\frac{N}{H_c} \right) \cdot \left(\frac{t_{wc}}{t_{fc}} \right)^{1.5} \right) \cdot \sqrt{\frac{E \cdot F_{yc} \cdot t_{fc}}{t_{wc}}} = 161.02 \text{ kN}$$

$\left\| \begin{array}{l} \text{if } \phi R_{n18} \geq F_{fu} \\ \quad \left\| \begin{array}{l} \text{"Cumple"} \\ \text{else} \\ \quad \left\| \begin{array}{l} \text{"No requiere atiesador"} \end{array} \right\| \end{array} \right\| \end{array} \right\| = \text{"Cumple"} \quad F_{fu} = 4.21 \text{ kip}$

$$DC_{18} := \frac{F_{fu}}{\phi R_{n18}} = 0.12$$

19. Determinar la fuerza de diseño del rigidizador (Si se requiere)

$$\min(\phi R_{n15}, \phi R_{n16}, \phi R_{n17}, \phi R_{n18}) = 25.9 \text{ kip} \quad \begin{array}{ll} \phi R_{n15} = 25.9 \text{ kip} & \phi R_{n17} = 34.89 \text{ kip} \\ \phi R_{n16} = 39.49 \text{ kip} & \phi R_{n18} = 36.2 \text{ kip} \end{array}$$

$$F_{cu} := F_{fu} - \min(\phi R_{n15}, \phi R_{n16}, \phi R_{n17}, \phi R_{n18}) = -21.69 \text{ kip}$$

Dado que las resistencias son superiores en todos los estados límite, no se requiere atiesador para el ala de la columna, por ello, la fuerza de diseño para el atiesador es menor a 0.

Figura A3.24 Planilla de cálculo conexión end-plate de 4 pernos por ala con atiesador

ANEXO 3.5. PROCEDIMIENTO DE CALCULO PLACAS BASE

DISEÑO PLACA BASE LRFD

Estudiante Ing. Civil Oliver Schramm Neira
 Memorista Dpto. Ing. Civil UdeC

Solicitación

En primer lugar, se debe entender que la columna está empotrada en ambas direcciones por lo que se debe diseñar la placa base para ambos casos

Mx MAX (POS)		P	Fy	Mx MIN (NEG)		P	Fy
KN-m	Posición	KN	KN	KN-m	Posición	KN	KN
5,3733	887	2,117	3,242	-5,8633	866	3,069	-2,495

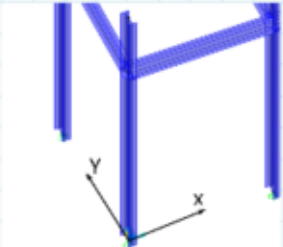
Observación, para esta planilla se consideró positiva la fuerza P comprimiendo el nodo, es decir, apuntando hacia abajo.

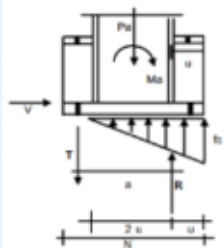
CASO 1: Empotramiento para Mx

$P_u := -3.069 \text{ kN}$

$M_u := -5.8633 \text{ kN} \cdot \text{m}$

$V_u := -2.495 \text{ kN}$





$e_x := \frac{M_u}{P_u} = 1910.5 \text{ mm}$

$d := 180 \text{ mm}$

$b := 91 \text{ mm}$

$t_h := 8 \text{ mm}$

$t_w := 5.3 \text{ mm}$

$H_c := d$

$B_c := b$

$e_c := t_h$

$t_c := t_w$

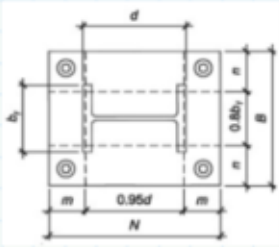
Geometría del perfil

Alto

Ancho

Espesor ala

Espesor alma



Geometría de la placa base y material

$N := d + 100 \text{ mm} = 280 \text{ mm}$

$B := b + 100 \text{ mm} = 191 \text{ mm}$

$DP := N$

$BP := B$

Largo DP

Ancho BP

$F_y := 2530 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$

Fluencia- Acero ASTM A36

$m := \frac{(N - 0.95 H_c)}{2} = 54.5 \text{ mm}$

$u := m = 54.5 \text{ mm}$

$n := \frac{B - 0.8 b}{2} = 59.1 \text{ mm}$

Dist. cercana del ala de la columna hasta el borde de la placa base

$\frac{DP}{6} = 46.67 \text{ mm}$

$A_1 := N \cdot B = 534.8 \text{ cm}^2$

Área Placa Base

Figura A3.25 Planilla de cálculo para placas base

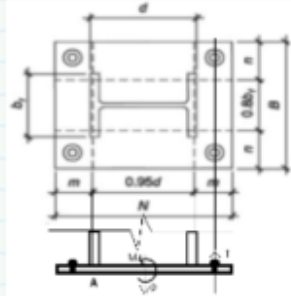
Tipo de hormigón - Área del pedestal

$f'_c := 25 \text{ MPa}$

$A_2 := (N + 10 \text{ cm}) \cdot (B + 10 \text{ cm}) = 1105.8 \text{ cm}^2$ Área del pedestal

Verificación presión de contacto (PEDESTAL HORMIGÓN)

if $e_x > \frac{N}{6}$ = "Triangular"
 || "Triangular"
 else if $e_x < \frac{N}{6}$
 || "No triangular"



$\Sigma M_x : M - (1/2) \cdot (0.95 \cdot d) \cdot P \cdot T - (0.95d + m) \cdot 0$

$a := 0.95 d + 0.5 m = 198.25 \text{ mm}$ Brazo palanca

$T := \frac{M_u - \frac{(0.95 d)}{2} \cdot P_u}{0.95 d + 0.5 m} = -2880.87 \text{ kgf}$ Fuerza de tracción en los pernos

$R := T + P_u = -3193.82 \text{ kgf}$ Resultante de compresión, ubicada bajo ala comprimida de columna (criterio extraído de ICHA 1976 y ampliamente usado en Chile)

$f_c := \frac{2}{3} \cdot \frac{R}{m \cdot B} = -20.45 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$ Máxima compresión sobre el hormigón

Llevando la carga a términos de tensión admisible de aplastamiento, se tiene lo siguiente:

$F_c := \min \left((0.6) \cdot 0.85 \cdot f'_c \cdot \left(\frac{A_2}{A_1} \right)^{0.5}, (0.6) \cdot 1.7 \cdot f'_c \right) = 186.95 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$ $\Omega_{asd} := 2.5$
 $\phi_{LRFD} := 0.6$

if $f_c < F_c$ = "Pedestal resiste"
 || "Pedestal resiste"
 else if $f_c \geq F_c$
 || "No resiste pedestal"

+

Espesor placa base

$M_{max} := \frac{4}{9} \cdot f_c \cdot m^2 = -270.02 \text{ kgf}$ Resistencia nominal de una placa sometida a flexión $M_n = Z \cdot F_y = (F_y \cdot e_p^2) / 4$

$e_{min} := \sqrt{\frac{4 \cdot \text{abs}(M_{max})}{0.9 \cdot F_y}} = 6.89 \text{ mm}$ Espesor mínimo $\Omega_{asd} := 1.67$
 $\phi_{LRFD} := 0.9$

$e_{PB} := 10 \text{ mm}$ Espesor propuesto

Figura A3.26 Planilla de cálculo para placas base

Pernos anclaje a tracción

SAE1020 Perno

Propiedades Mecánicas Acero Laminado (Valores típicos)			
Dureza Estado Bonificado (HRc)	Esfuerzo Fluencia (min)(Kg / mm ²)	Esfuerzo Tracción (min)(Kg / mm ²)	Elongación (min.)%
110 - 130	27	40 - 45	20

$F_u := 40 \frac{\text{kgf}}{\text{mm}^2}$
 $F_t := 0.75 F_u = 3000 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$
 $d_b := \frac{5}{8} \text{ in} = 1.588 \text{ cm}$ Diámetro perno
 $A_b := \frac{\pi \cdot d_b^2}{4} = 1.98 \text{ cm}^2$ Área perno $\Omega_{\text{axd}} := 2$ $\phi_{\text{LRFD}} := 0.75$

$n_{\text{min}} := \frac{\text{abs}(T)}{0.75 F_t \cdot A_b} = 0.65$

n_{bolt} es la cantidad de pernos que irán solo a un lado del perfil, pues ahí se está traccionando, es decir, la cantidad pernos totales será el doble de n_{bolt} .

$n_{\text{bolt}} := 2$

Combinaciones de tracción y corte en conexiones tipo aplastamiento

Nch427

La resistencia disponible de tracción de un perno solicitado por una combinación de tracción y corte R_n debe ser determinada de acuerdo con los estados límite de rotura en tracción y en corte de acuerdo con lo siguiente:

$R_n := \phi \cdot F_n^v \cdot A_b$ $\phi := 0.75$ Resistencia disponible
 $V_u = -2.5 \text{ kN}$ Fuerza de corte solicitante
 $T_u := P_u = -3.07 \text{ kN}$ Fuerza de tracción solicitante

$n := 4$

$f_{rv} := \frac{V_u}{A_b \cdot n} = -3.15 \text{ MPa}$ Tensión de corte por perno
 $f_{rt} := \frac{P_u}{A_b \cdot n} = -3.88 \text{ MPa}$ Tensión de tracción por perno

$F_{nv} := 0.563 F_u = 220.85 \text{ MPa}$ Tensión de corte nominal. Tabla J3.2
 $F_{nt} := F_t = 294.2 \text{ MPa}$ Tensión de tracción nominal. Tabla J3.2

$\phi R_{nv} := \phi \cdot F_{nv} \cdot A_b = 32.78 \text{ kN}$ Resistencia al corte de un perno
 $\phi R_{nt} := \phi \cdot F_{nt} \cdot A_b = 43.67 \text{ kN}$ Resistencia a la tracción de un perno

Figura A3.27 Planilla de cálculo para placas base

NOTA
 Cuando la tensión requerida f_{rv} o f_{rt} es menor o igual al 30% de la tensión disponible correspondiente, los efectos combinados de tensiones no necesitan ser considerados

if $\frac{f_{rv}}{\phi \cdot F_{nv}} < 0.3$ "Despreciar efectos combinados" else if $\frac{f_{rv}}{\phi \cdot F_{nv}} \geq 0.3$ "No despreciar la interacción"	= "Despreciar efectos combinados" $\frac{f_{rv}}{\phi \cdot F_{nv}} = -0.02$
if $\frac{f_{rt}}{\phi \cdot F_{nt}} < 0.3$ "Despreciar efectos combinados" else if $\frac{f_{rt}}{\phi \cdot F_{nt}} \geq 0.3$ "No despreciar la interacción"	= "Despreciar efectos combinados" $\frac{f_{rt}}{\phi \cdot F_{nt}} = -0.02$

La tensión de tracción nominal modificada para incluir los efectos de la tensión de corte es:

$$F'_{nt} = \min \left(1.3 F_{nt} - \frac{F_{nt}}{\phi \cdot F_{nv}} \cdot f_{rv}, F_{nt} \right) = 294.2 \text{ MPa}$$

$$1.3 F_{nt} - \frac{F_{nt}}{\phi \cdot F_{nv}} \cdot f_{rv} = 388.06 \text{ MPa} \quad F'_{nt} = 294.2 \text{ MPa}$$

Finalmente, la tensión de diseño en tracción es:

$$\phi \cdot F'_{nt} = 220.65 \text{ MPa} \quad f_{rt} = -3.88 \text{ MPa}$$

if $\phi \cdot F'_{nt} \geq f_{rt}$ "Pernos cumplen al efecto combinado" else if $\phi \cdot F'_{nt} < f_{rt}$ "Pernos no cumplen al efecto combinado"	= "Pernos cumplen al efecto combinado"
---	--

Figura A3.28 Planilla de cálculo para placas base

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

Departamento	: Departamento de ingeniería civil
Carrera	: Ingeniería Civil
Nombre del memorista	: Oliver Marcelo Schramm Neira
Título de la memoria	: Diseño y detallamiento de casa modular de acero
Fecha de la presentación oral	:
Profesor(es) Guía	: Rodrigo Antonio Silva Muñoz
Profesor(es) Revisor(es)	: Patricio Dagoberto Cendoya Hernández Sebastián Andrés Calderón Díaz
Concepto	:
Calificación	:

Resumen

La maestranza Facop. LTDA se especializa en la fabricación de estructuras industriales de acero. Desarrolla soluciones a través del uso de ingeniería para la elaboración de modelos estructurales, cálculo de conexiones, modelación BIM (Building Information Modeling) y confecciona láminas estructurales. Lo cual se ejecuta en el taller de fabricación, bajo la dirección del jefe de operaciones. Debido a lo anterior, y considerando las ventajas de contar con los activos de mano de obra calificada, maquinaria especializada y conocimiento del mercado adquirido en las más de 8.000Ton fabricadas de estructuras de acero, surge la idea de aprovechar estos recursos e implementar una nueva línea de negocios para dar respuesta a la alta demanda habitacional.

Bajo este contexto, se realiza un prediseño dimensional para una vivienda unifamiliar y una modelación estructural para el diseño final, que se realiza en base a la normativa vigente en Chile.

El objetivo de cálculo es verificar los principales perfiles y elementos estructurales. Para efectuar los diseños, se utiliza un modelo estructural, ingresando las respectivas cargas del proyecto, para así extraer las solicitaciones que permiten obtener los dimensionamientos finales de los elementos. Por último, con ingeniería de detalle, se desarrolla un modelo BIM para confeccionar los planos de fabricación y montaje, que permitirán construir la casa.