

MEMORIA DE CÁLCULO

OBRA NUEVA Proyecto Santa Ana

La Cruz
REGIÓN DE VALPARAÍSO

Preparado por:

Jorge Eduardo Fuentealba Sanhueza

Ingeniero Civil

LA CRUZ, JUNIO DE 2021

INDICE

1. GENERALIDADES	2
2. DESCRIPCIÓN DEL SISTEMA SISMO RESISTENTE	2
3. MODELO ESTRUCTURAL	2
4. CARGAS Y SOBRECARGAS DE USO	3
4.1 Peso propio (D) y sobrecargas (L)	3
4.2 Sobrecarga de uso de techo (Lr).....	3
4.3 Análisis Sísmico (E)	4
4.4 Acción del Viento (W).....	5
5. CÁLCULOS ESTRUCTURALES	7
5.1 Costaneras de techo.....	¡Error! Marcador no definido.
5.2 Estructura de cubierta.....	¡Error! Marcador no definido.
5.3 Paneles portantes de madera (segundo nivel).....	7
5.4 Plataforma de Terciado estructural.....	10
5.5 Envigado de piso.....	10
5.6 Viga doble.....	¡Error! Marcador no definido.
5.7 Pilares de madera.....	¡Error! Marcador no definido.
5.8 Paneles de madera (primer nivel)	¡Error! Marcador no definido.
5.9 Muros de Albañilería Confinada.....	¡Error! Marcador no definido.
5.9.1 Verificación a cortante	¡Error! Marcador no definido.
5.9.2 Verificación a compresión	¡Error! Marcador no definido.
5.9.3 Verificación a flexotracción.....	¡Error! Marcador no definido.
5.10 Deformaciones y desplazamientos.....	11
5.11 Fundaciones.....	15

1. GENERALIDADES

La presente MEMORIA DE CÁLCULO corresponde al proyecto ESTRUCTURAL desarrollado para determinar la capacidad resistente y las deformaciones en los elementos estructurales de la vivienda que será edificado en Comuna de La Cruz, Región de Valparaíso.

La edificación se proyecta en dos niveles, siendo el primero de albañilería confinada, mientras que el segundo se proyecta en Metalcon en los muros perimetrales, interiores y cerchas principales.

El sistema de fundaciones proyectado consiste principalmente en zapatas corridas de sección rectangular.

2. DESCRIPCIÓN DEL SISTEMA SISMO RESISTENTE

El sistema principal resistente a las fuerzas sísmicas consiste en muros de albañilería confinada los cuales aportan rigidez mayormente en el sentido longitudinal de la estructura. En el sentido transversal el sistema sismo resistente está compuesto por un conjunto de pilares con sección transversal rectangular y variable según la altura, los cuales están orientados de tal forma que trabajan a flexión en el eje fuerte.

3. MODELO ESTRUCTURAL

El sistema principal resistente a las fuerzas sísmicas consiste en muros de albañilería confinada los cuales aportan rigidez mayormente en el sentido longitudinal de la estructura. En el sentido transversal el sistema sismo resistente está compuesto por un conjunto de pilares con sección transversal rectangular y variable según la altura, los cuales están orientados de tal forma que trabajan a flexión en el eje fuerte.

En el segundo nivel el sistema resistente consiste en muros de Metalcon debidamente arriostrados en el sentido longitudinal con el fin de contrarrestar la acción sísmica.

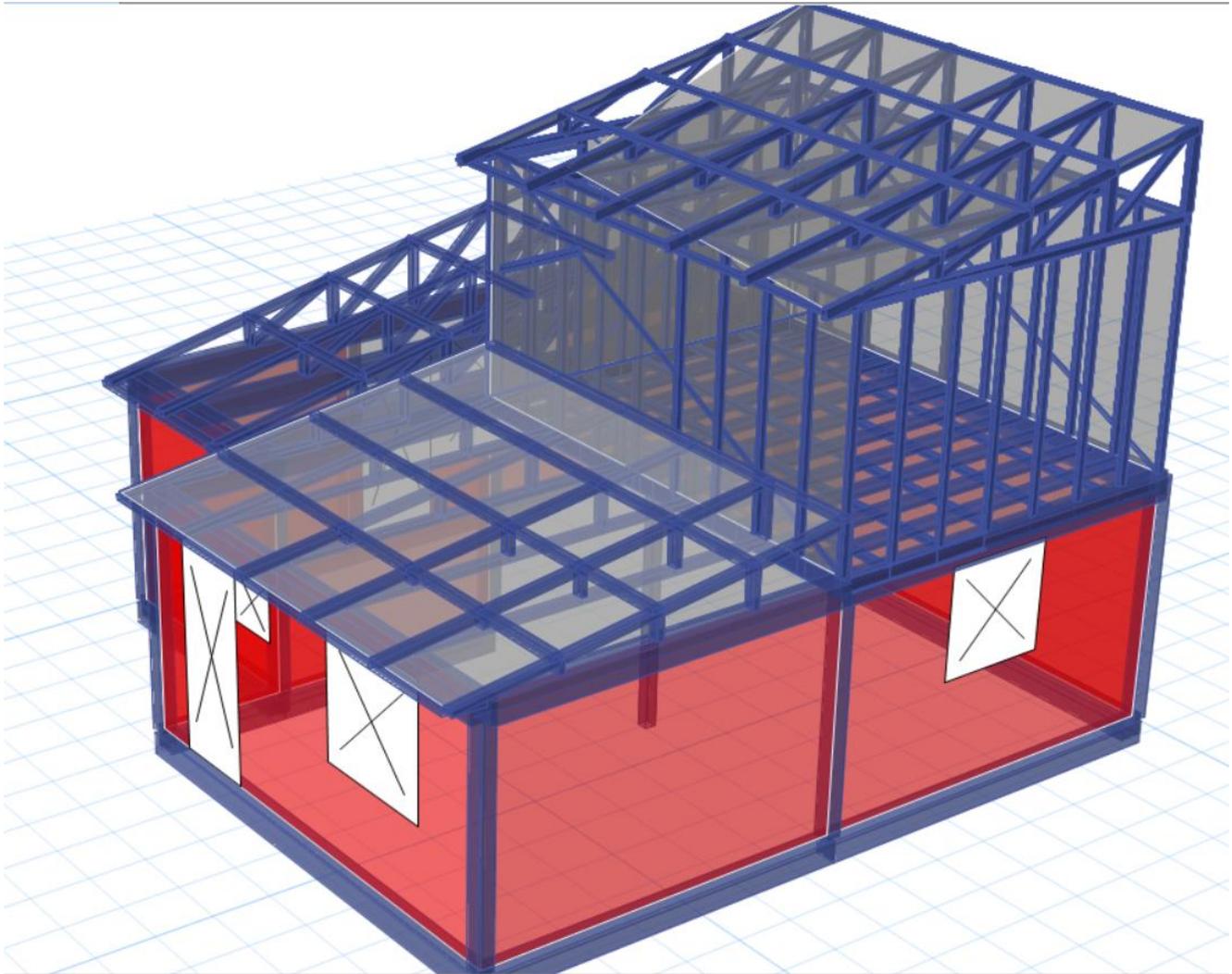


Figura 01 – Modelo computacional ETABS 2016 de la edificación en análisis (vista 3D)

4. CARGAS Y SOBRECARGAS DE USO

4.1 Peso propio (D) y sobrecargas (L)

La carga de peso propio es aquella correspondiente al peso de la estructura más las cargas permanentes.

Pesos específicos	Hormigón Armado	2 500	kg/m ³
	Madera	550	kg/m ³
	Albañilería	1 800	kg/m ³
Peso propio	Peso de cubierta liviana (zinc-alum)	2,50	kg/m ²
	Tablero estructural	8,00	kg/m ²
Sobrecarga de piso	Vivienda	250	kg/m ²

4.2 Sobrecarga de uso de techo (Lr)

Se considerará una carga de 305 kg/m², la cual ha sido disminuida según los factores de reducción establecidos en la norma NCh 1537 Of.2009, para ser aplicada sobre las costaneras y cerchas.

Las cubiertas del segundo nivel de metalcon tiene una pendiente de 21%. La sobrecarga aplicada a costaneras y cerchas se establece también considerando el área tributaria determinada según el espaciamiento y longitud de estos elementos constructivos.

A partir de la norma NCh 1537 Of.2009 se desprende que la sobrecarga puede ser rebajada a 125 kg/m², aplicada a cerchas y costaneras.

4.3 Análisis Sísmico (E)

El análisis sísmico se realizó según disposiciones de la norma NCh 433 Of.1996 Mod.2009 mediante un análisis estático equivalente tomando en consideración las características de la estructura, su ubicación geográfica, características del suelo de fundación y uso de la estructura. De esta forma, los parámetros considerados son los siguientes.

▪ Ubicación geográfica.	El edificio se emplaza en la ciudad de Quillota
▪ Zona Sísmica	3
▪ Aceleración efectiva máxima (A_0)	0.40 g
▪ Tipo de Suelo	E
S	1.30
To	1.20
T'	1.35
n	1.80
p	1.0
▪ Sistema Resistente	Muros de albañilería Confinada Marco corriente (OMF)
▪ Factor de reducción de la respuesta (R)	4,0
▪ Categoría de ocupación de la estructura.	Categoría III: Edificios y otras estructuras donde existe frecuentemente aglomeración de personas, incluyendo, pero no exclusivamente: salas destinadas a asambleas para 100 o más personas.
▪ Factor de Importancia	1.20
▪ Coeficiente Sísmico (C)	$C = C_{m\acute{a}x.} = 0.55 SA_0/g = 0.29$
▪ Peso sísmico	1,0 D + 0,50 L

Esta solicitud se aplicará considerando dos direcciones de acción sísmica.

4.4 Acción del Viento (W)

El análisis para las cargas de viento se realizó según lo estipulado en el Método 1: Procedimiento simplificado establecido en la norma NCh 432.Of2010, a partir de ello se determinan los siguientes parámetros para el cálculo de las presiones del viento simplificadas p_s del sistema principal resistente ante las fuerzas del viento (SPRFV):

Tipo de Construcción: baja altura con diafragma simple.

Categoría de Exposición

B

Factor de ajuste para altura y exposición de construcciones

$\lambda = 1.0$

Factor topográfico evaluado a la altura media del techo

$K_{zt} = 1.0$

Factor de Importancia

$I = 1.15$

Coefficiente de ajuste por altura y exposición

$\lambda = 1$

Velocidad del viento

$V = 35 \text{ m/s}$

Presión simplificada de diseño para el SPRFV modificada según los factores previos (kg/m²)

Presiones del viento en el SPRFV para el método simplificado, (KN/m ²), P _{s30} (exposición B, h=9.10 m, Kzt =I=1.0), h<18.30 m estructuras cerradas, muros y techos.			ZONAS							
			Presiones Horizontales				Presiones Verticales			
Velocidad del viento (m/s)	Ángulo del techo	Caso	A	B	C	D	E	F	G	H
35	21°	1	42	14	38	11	-26	-35	-19	-31

NCh432

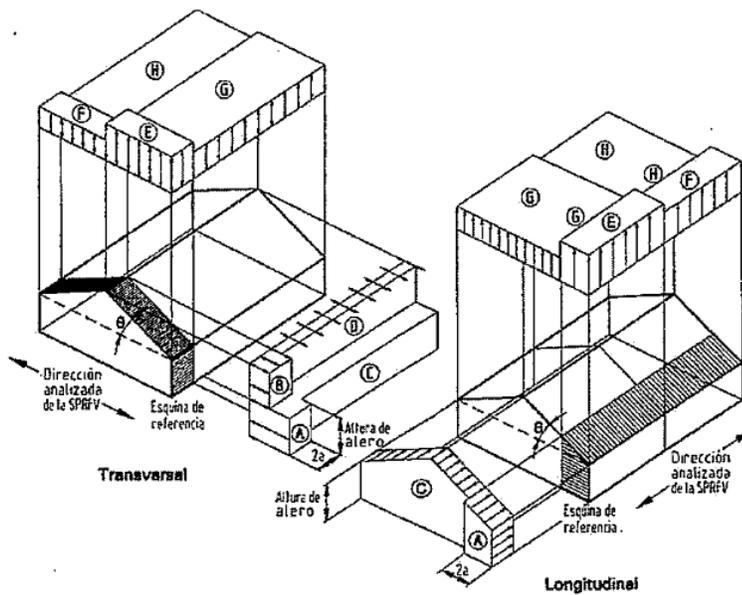


Figura 02 – Representación de las zonas de aplicación de las cargas de viento.

Realizado el análisis, la carga del viento aplicada a este proyecto da un valor de 42 (kg/m²).

5. CÁLCULOS ESTRUCTURALES

Se da paso a continuación a la verificación de los elementos resistentes que componen la estructura. El análisis para los elementos se lleva a cabo mediante el método de tensiones admisibles aplicable a miembros de perfiles Metalcon, muros de albañilería y vigas de hormigón armado según NCh 427 y NCh 2123 para muros de albañilería confinada. Cabe destacar que se modela toda la edificación, pero las verificaciones estructurales solo corresponden a lo que se va a proyectar, en este caso, es la estructura del segundo nivel con materialidad metalcon.

5.1 Muros de Metalcon (segundo nivel)

En el segundo nivel, se diseñaron los montantes con perfil C metalcon 60 con denominación C 2x4x0,85 espaciados cada 50 cm y cada 30 cm en los muros de adosamiento, y en la solera superior e inferior está compuesto por perfil U metalcon con denominación U 2x4x0,85, la sollicitación principal de los paneles es la compresión, al resistir el peso de la cubierta y la sobrecarga de uso de techo, esta sollicitación está dada con la combinación D+0,75W+0,75Lr.

Para vientos mayores a 70km/hr (Velocidad de diseño 66,67 km/hr)

Altura (m)	S(espaciamiento (cm))	Carga axial admisible de compresión kgf	Carga solicitante kgf (D+0,75W+0,75Lr)*	Estado
2,23	50	1498	823,99	Cumple

- La carga D (Carga muerta) considera los pesos de los perfiles metalcon C y metalcon U.

5.2 Muros de Metalcon interiores (segundo nivel)

En el segundo nivel, se diseñaron los montantes con perfil C metalcon 60 con denominación C 2x3x0,85 espaciados cada 40 cm, y en la solera superior e inferior está compuesto por perfil U metalcon con denominación U 2x4x0,85, la sollicitación principal de los paneles es la compresión, al resistir el peso de la cubierta y la sobrecarga de uso de techo, esta sollicitación está dada con la combinación D+0,75W+0,75Lr.

Para vientos mayores a 70km/hr (Velocidad de diseño 66,67 km/hr)

Altura (m)	S(espaciamiento (cm))	Carga axial admisible de compresión kgf	Carga solicitante kgf (D+0,75W+0,75Lr)*	Estado
2,23	40	1185	900,67	Cumple

- La carga D (Carga muerta) considera los pesos de los perfiles metalcon C y metalcon U.

5.3 Estructura de cubierta

Se han de emplear piezas de metalcon C 2x4x0,85 espaciadas a 80 cm en los montantes. La luz de las costaneras corresponde a la distancia entre cerchas la cual típicamente es de 80 cm.

A continuación, se presenta los cálculos efectuados para la verificación de los perfiles metálicos empleados.

Propiedades	
Perfil Metalcon C 2x4x0,85	90x38x12x0,85 mm
Acero Estructural	ASTM A 653
Fy	2812 kg/cm ²
E	2100000 kg/cm ²

5.3.1 Verificación a Compresión

Para elementos atiesados:

$$\frac{h}{t_w} alma = 77,64 \quad \frac{b}{2t_f} ala = 16,15 \rightarrow \text{Ala y alma compactas.}$$

$$\lambda_r alma = 1,49 \sqrt{2100000/2812} = 40,72 \quad \frac{h}{t_w} > \lambda_r \quad \text{Por lo tanto el alma es una sección no compacta}$$

$$\lambda_p ala = 3,76 \sqrt{2100000/2812} = 103$$

$$\lambda_p alma = 5,7 \sqrt{2100000/2812} = 156 \quad \text{Por lo tanto el ala es una sección compacta.}$$

El canal metalcon presenta sección compacta.

5.3.2 Verificación a Cizalle

$$h/t_w \leq 260$$

$$\frac{h}{t_w} = 77,64 < 260 \dots \text{Ok.}$$

Dado que el alma no es atiesado, entonces $K_v = 5$

$$h/t_w < 1,10 \sqrt{E/F_y} = 150 \dots \text{Cumple!}$$

$$C_v = 1$$

$$V_n = 0,6 F_{yw} A_w C_v$$

$$A_w = A_{s2} = 1,57 \text{ cm}^2$$

$$\text{Luego } V_n = 2.648,90 \text{ kg}$$

$$\phi V_n = 0,9 \times 2.648,90 = 2.384,01 \text{ kg}$$

5.3.3 Diseño a Flexión

- ✓ Verificación de esbeltez de la sección

$$\lambda_{p,alas} = 3,76 \sqrt{E/F_y} = 103 ; \lambda_{ala} = 103 \rightarrow Compact$$

$$\lambda_{ralma} = 5,7 \sqrt{E/F_y} = 156 ; \lambda_{ala} = 103 \rightarrow Compacta$$

$$\lambda_{ralma} = 1,49 \sqrt{E/F_y} = 10 ; \lambda_{ala} = 16 \rightarrow No Compacta.$$

- ✓ Verificación Por Fluencia

$$\phi Mn = 0,9 x F_y Z_x = 0,9 x 2812 x 4,48 = 11337,84 \text{ kg} - m$$

- ✓ Verificación por Volcamiento

No aplica pandeo lateral torsional.

Tensiones Admisibles	
Momento admisible	180,27 kg-m
Corte admisible	178,65 kg

Solicitaciones	
Flexión	88,54kg-m
Estado	Cumple
Corte	48,65 kg
Estado	Cumple

5.4 Costanera de techo

Para la cercha se ha especificado piezas de Omega Costanera (OMA) 350OMA0,85.

Propiedades	
Perfil Omega Costanera 350OMA0,85	38x35x15+8x0,85 mm
Acero Estructural	ASTM A 653
F _y	2812 kg/cm ²
E	2100000 kg/cm ²

Según Norma 2.8 de Cintac, la cual está basada en la norma internacional AISI "Specification for the design of cold formed Steel structural members edition 1996" y la Nch 427 "Diseño de acero estructural", las tensiones admisibles están definidas por:

Tensiones Admisibles	
Momento admisible	2050,55 kg-m
Corte admisible	678 kg

Solicitaciones	
Flexión	87,14kg-m
Estado	Cumple
Corte	75,91 kg
Estado	Cumple

5.5 Plataforma de Terciado estructural

Para el diseño del entepiso se ha optado por un tablero de 18mm apoyado directamente sobre las vigas principales, espaciadas a 30 cm máximo. Según el manual del fabricante, se dispone de la siguiente tabla de verificación e interpolando, que la sobrecarga solicitante no excede los 207 kg/m².

Aplicación	Espesor Nominal mm	Span Rating APA (pulgadas)	Luz máxima (m)		Cargas permitidas kN/m ²							
			Con soporte de borde	Sin soporte de borde	Espaciamiento entre apoyos							
					12 pulg	16 pulg	19,2 pulg	24 pulg	32 pulg	40 pulg	48 pulg	
Revestimiento	9,5	24 / 0	0,61	0,51	9,27	4,88	9,93	1,46				
	12	32 / 16	0,81	0,71		8,79	5,86	3,42	1,46			
	15	40 / 20	1,02	0,81			10,00	6,34	2,93	1,40		
	18	48 / 24	1,22	0,91				8,54	4,64	2,20	1,71	
Piso	15	20 OC	0,81	0,81	13,18	7,32	4,88	2,93	1,46			
	18	24 OC	1,22	0,91		11,72	7,81	4,88	2,44	1,46	1,22	

Span Rating: Representa la separación máxima entre vigas de apoyo, expresada en pulgadas, para tableros utilizados como cubiertas de techo y de piso, respectivamente.
 Revestimientos: paredes / techos.
 Pisos: Distancia entre centros de vigas (OC), para tableros instalados con su eje longitudinal perpendicular a las vigas.

5.6 Envigado de piso

Para la cercha se ha especificado piezas de madera de 2x6". Para una humedad del 15% se tienen los siguientes valores indicativos de resistencia.

Factores de modificación de tensiones	
Factor de modificación por contenido de humedad	Kh = 1,0
Factor de modificación por duración de la carga	Kd = 1,0 (10 años)
Factor de modificación por trabajo conjunto en flexión	Kc = 1,0
Factor de modificación por altura de la pieza	Khf = 1,0
Factor de modificación por volcamiento	Kλv = 1,0

Tensiones Admisibles	
Tensión en la zona flexotraccionada	4,90 MPa
Tensión en la zona flexocomprimida	4,90 MPa
Momento admisible	40,83 kg-m
Corte admisible	500 kg
Compresión admisible	2650 kg
Tracción admisible	1800 kg

Las vigas de piso se han proyectado en piezas de madera de 2x6" @40cm en el eje menor y 2x6" @60 en el eje mayor. Se ha considerado un sistema de soporte del envigado en base a una doble viga apoyada en pilares.

Vigas 2x6" @ 40cm	
Combinación	D+L
Luz libre	3,45 m
Momento solicitante	252,26 kg-m
Madera	Calidad G1 y mejor
Momento admisible	434 kg-m
Deformación	12 mm
Deformación admisible	26 mm
Estado	Cumple

Vigas 2x6" @ 60cm	
Combinación	D+L
Luz libre	4,49 m
Momento solicitante	289,69 kg-m
Madera	Calidad G1 y mejor
Momento admisible	420 kg-m
Deformación	18 mm
Deformación admisible	24 mm
Estado	Cumple

5.7 Deformaciones y desplazamientos

A partir de lo obtenido en la modelación, la deriva máxima no supera el valor de 0,0039.

5.8 Verificación Fundaciones

La verificación de las fundaciones se llevó a cabo mediante el programa SAFE v15 considerando el modelo siguiente.

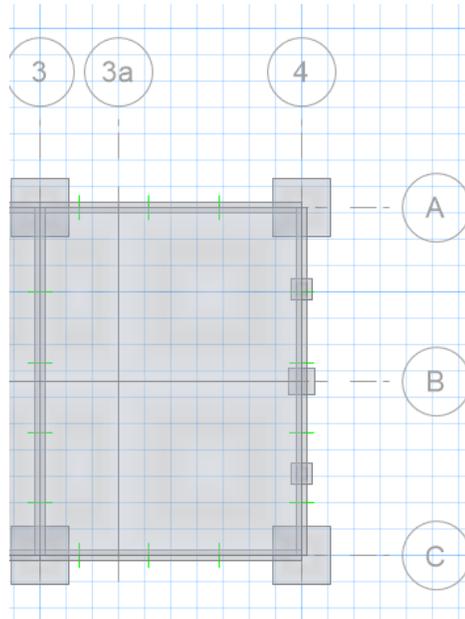


Figura 03 – Modelo del sistema de fundaciones en entorno SAFE

La verificación se llevó a cabo para las combinaciones de servicio con el fin de evitar que la tensión aplicada al suelo sea mayor que la admisible especificada para el proyecto tanto para acciones normales como eventuales. Se considera suelo más desfavorable según lo proporcionado por el mandante.

Acción	Tensión máxima en el suelo
Normal	0,283 kg/cm ²
Eventual	0,298 kg/cm ²

A partir de los resultados entregados por el programa se concluye que no se supera la tensión del suelo especificada.

6. Diseño de uniones.

El diseño de uniones se realiza según lo establecido en el Manual ICHA en sus correspondientes apartados.

6.1 Diseño Consolas

Las consolas se diseñan para unir las columnas con las vigas a los marcos de la edificación. Las cuales están diseñadas según lo establecido en la NCh 427, obteniendo una consola como se muestra en la imagen siguiente

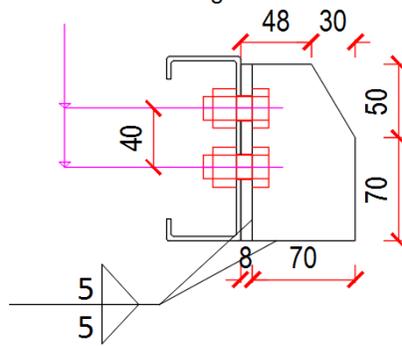


Figura 04 - Diseño Consola

Placa		Pernos	
Acero	A240	Acero	A325
Fy	2400 kg/cm ²	Fy	3160 kg/cm ²
Espesor	8mm	Pernos	3/8''

6.1.1 Diámetro máximo perno

$$\phi_{max} = \frac{B - 6e}{5,67} = 9,17 \text{ mm} \rightarrow \text{se utiliza 4 pernos de } \frac{3}{8}''$$

6.1.2 Espaciamientos

Los espaciamientos se determinaron según lo estipulado en la NCh 427 por la siguiente tabla:

A los bordes		C. Entre conectores
A. Mínima ²⁾	B. Máxima	
1) $g_t = g_l = 1,75 d^{2)}$	1) $g_j = 12 e$	1) $g_j = g_t = 2,66 d$
2) $g_t = g_l = 1,25 d^{3)}$ en todo caso	en todo caso	pero de preferencia
3) $g \geq P/0,6 F_t \cdot e$	2) $g_t \leq 15 \text{ cm}$	2) $g_j = g_t = 3,0 d$

Resultando una consola con las siguientes dimensiones y espaciamientos como lo muestra la imagen x:

- ✓ Placa consola apernada a viga perimetral: dimensión de 150 mm x 120mm
- ✓ Distancia a borde libre 30mm, 40 mm y 50 mm
- ✓ Espaciamiento entre pernos: 70 mm y 40 mmm

- ✓ Atiesador: 8mm soldado a placa consola y marcos: dimensión de 70 mm de base, 120mm de altura, con un rebaje en la esquina superior a 40 mm del borde.

6.1.3 Soldadura

En general se debe cumplir con lo indicado en la especificación AWS D 1.1

Verificación soldadura consola

$$Fdis = \sqrt{(ft + fm^A)^2 + fv^2}$$

$$Fv = \frac{P}{2L} = \frac{94}{2 \cdot 120} = 0,39 \text{ (kg/mm)}$$

$$Ft = \frac{P}{2L} = 0,39 \text{ (kg/mm)}$$

$$M = Pe1 + Pe2$$

$$M = 94 \cdot 4 + 94 \cdot 4$$

$$M = 752 \text{ kg-mm}$$

$$fm^A = \sqrt{(ft + fm)^2 + fv^2}$$

$$Fdis = 0,54 \text{ (kg/mm)}$$

Para el Fdis se cumple las siguientes características de soldadura

- ✓ Electrodo E70XX (E7018)
- ✓ Tamaño filete = 3 (mm).

6.2 Unión de metalcon – metalcon.

Los perfiles metalcon (ASTM A653) se vinculan mediante 4 tornillos cabeza de lenteja (A325), para fijar Metal a metal, canal a montante cuando se una a la placa de revestimiento, la longitud de estos tornillos será de 1/2" (A325) por placas de acero (A240) soldadas a los perfiles en los encuentros de la cumbrera y hombro. El diámetro de los pernos establecido es 3/4" y diámetro de agujero es de $\phi +0,2$ según lo establecido en la NCh 427, que corresponde a 19 mm y 21mm respectivamente

La verificación comprende el análisis de la resistencia de la placa y los pernos. Estas verificaciones consisten en:

Pernos	Resistencia a corte Resistencia a la tracción Resistencia a Momento
Placa de acero	Resistencia al aplastamiento de perforaciones de pernos

Cargas Máximas Solicitantes	
Momento	85,84 kg-m
Corte	28,19 kg
Tracción	21,5 kg
Compresión	428,25 kg

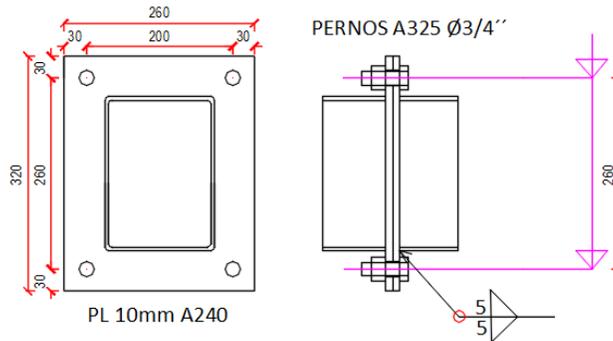


Figura 05 – Unión del sistema Metalcon con el perfil canal.

6.2.1 Verificación de pernos

Especificaciones Pernos de Anclaje	
Diámetro:	3/4" (19 mm)
Acero:	A325
Fnt:	6320 kg/cm ²
Fnv:	3360 kg/cm ²
Especificaciones Placa de acero	
Acero:	A240
Fu:	3700 kg/cm ²
Espesor:	10mm

✓ Resistencia a la Tracción ϕ Rnt

$Rnt = Fnt \times Ab = 17.919,01 \text{ kg}$

$\phi Rnt = 0,75 \times 17.919,01 = 13,439 \text{ kg} > 670 \text{ kg} \dots \dots \dots \text{OK}$

✓ Resistencia a la Corte ϕ Rnv

$Rnv = Fnv \times Ab = 9.526,56 \text{ kg}$

$\phi Rnv = 0,75 \times 9.526,56 \text{ kg} = 7.144,92 \text{ kg} > 420 \text{ kg} \dots \dots \dots \text{OK}$

- ✓ Resistencia al momento
 $F = M / (\text{dist entre pernos}) = 966 / 0,26 = 3715,38 \text{ kg}$
 $F_{\text{tot}} = 3715,38 + 670 = 4385,3 \text{ kg} < \phi R_{nt} \dots \dots \dots \text{OK}$

6.2.2 Verificación Placa

- ✓ Resistencia al aplastamiento
 $R_n = 1,2 \times L_c \times t \times F_u \leq 2,4 \times d \times t \times F_u$
 $= 1,2 \times 29 \times 1 \times 3700 \leq 2,4 \times 2,1 \times 1 \times 3700$
 $= 128.760 \text{ kg} \leq 18.640 \text{ kg}$

↓
Controla

$\phi R_n = 0,78 \times R_n = 14.545,44 \text{ kg} > 402 \text{ kg} \dots \dots \dots \text{OK}$



Jorge Eduardo Fuentealba Sanhueza
Ingeniero Civil