

## ESTUDIO DE FACTIBILIDAD TÉCNICA EN LA ESTRUCTURACIÓN DE ESTRUCTURAS METÁLICAS EN BASE A SECCIONES COMPUESTAS

*R. Gower Pastenes*<sup>1</sup>, *M. Nozaki Uribe*<sup>2</sup> y *C. Oyarzo Vera*<sup>3</sup>

### RESUMEN:

La presente investigación evalúa la factibilidad de una estructuración no convencional, correspondiente a un diseño de secciones compuestas de acero y hormigón armado (composite) para una nave de secado industrial. La factibilidad se evalúa a partir de la comparación de una estructura metálica convencional de marcos arriostrados con una estructura de marcos rígidos cuyas secciones son compuestas de acero y hormigón armado. Las estructuras fueron diseñadas cumpliendo las normativas de diseño estructural establecidas en Chile, además se realizó un análisis sísmico lineal dinámico para evaluar la influencia de éste en ambas estructuras. El análisis estructural se efectuó en el software SAP2000. Se describen los estados de carga y combinaciones de carga considerados en el diseño, además se exponen los criterios de resistencia y serviciabilidad que exigen las normas de diseño.

Una vez verificados los diseños se procede a realizar un análisis comparativo de ambas estructuras de manera de concluir que tipo de estructuración posee un mejor comportamiento estructural. Para el análisis comparativo se miden en ambos modelos las deformaciones producidas por cargas estáticas y de viento, las deformaciones producidas por la acción sísmica, se compara el peso total de cada diseño y se efectúa una comparación de los resultados del análisis modal de cada modelo.

**PALABRAS CLAVES:** Estructuras compuestas; Naves industriales; Estructuración.

### ABSTRACT:

This research evaluates the feasibility of an unconventional structuring, which corresponds to a design of composite members for an industrial warehouse. Feasibility is evaluated from the comparison of a conventional steel structure with a structure of rigid frames whose sections are composed of steel and reinforced concrete. The structures were designed in compliance with the structural design regulations established in Chile, in addition, a dynamic linear seismic analysis was performed to evaluate its influence on both structures. The structural analysis was carried out in SAP2000 software. The load states and load combinations considered in the design are described, as well as the resistance and serviceability criteria required by the design standards.

Once the designs have been verified, a comparative analysis of both structures is carried out in order to conclude which type of structure has a better structural behavior. For the comparative analysis, both deformations produced by static and wind loads are measured, the deformations produced by the seismic action, the total weight of each design is compared and a comparison of the results of the modal analysis of each model is made.

**KEYWORDS:** Composite structures; Industrial warehouse; Structuring.

---

<sup>1</sup> Estudiante de Ingeniería Civil, Universidad Católica de la Santísima Concepción, CHILE, [rngower@ing.ucsc.cl](mailto:rngower@ing.ucsc.cl)

<sup>2</sup> Profesor Guía, Macrosteel - Soluciones Integrales de Ingeniería, Chacabuco 485, 5to piso, Concepción, CHILE, [minornozaki@gmail.com](mailto:minornozaki@gmail.com)

<sup>3</sup> Profesor Informante, Departamento de Ingeniería Civil, Universidad Católica de la Santísima Concepción, CHILE, [coyartzov@ucsc.cl](mailto:coyartzov@ucsc.cl)

## 1. INTRODUCCIÓN

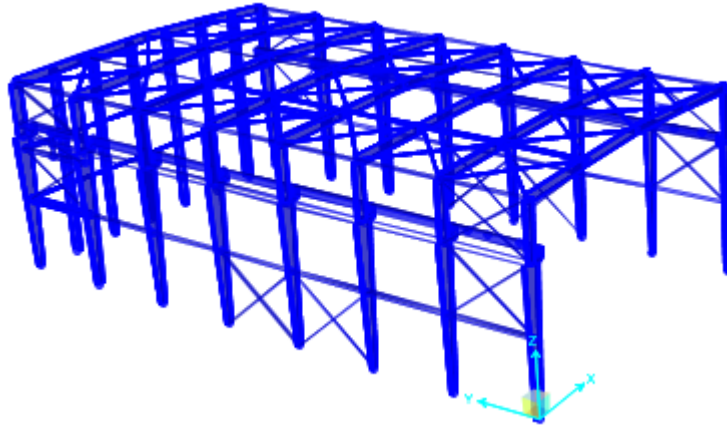
El concepto de estructuración compuesta se refiere al uso que se le da al acero y al hormigón de manera que trabajen como un solo elemento estructural. La principal característica es la respuesta simultánea que efectuarán el hormigón y el acero ante una sollicitación de carga, lo que quiere decir que ambos materiales responden como uno solo. Estos tipos de elementos pueden ser perfiles de acero embebidos en hormigón armado, SRC por sus siglas en inglés (Steel Reinforced Concrete) o perfiles de acero del tipo tubular rellenos de hormigón, CFT (Concrete-Filled Tube). Ambos materiales comúnmente usados en la ingeniería civil, el hormigón armado y el acero, poseen distintas características y comportamientos, cada uno con diferentes ventajas y desventajas. A pesar de las diferencias en la naturaleza de ambos materiales, estos pueden complementarse y aportar grandes beneficios al sistema estructural, el hormigón es resistente a la compresión y el acero lo es en tracción, los elementos de acero son por lo general delgados y propensos a pandear, por su parte el hormigón puede arriostrar dichos componentes evitando el pandeo en el caso de elementos SRC, también le proporciona al acero protección contra la corrosión y contra el fuego, en la caso de los elementos CFT el acero confina al hormigón otorgándole mayor resistencia, además el acero le entrega una mayor ductilidad a la estructura. Por otra parte también hay ciertas desventajas asociadas a estructuras compuestas que se deben considerar, por una parte lograr que el acero y hormigón trabajen de forma conjunta requiere normalmente del uso de conectores especiales, durante el proceso constructivo se combinan dos especialidades simultáneamente, lo que implica una mayor programación de la obra.

Las primeras aplicaciones de estructuras compuestas fueron en edificios y puentes con perfiles de acero embebidos en hormigón, tanto en vigas como en columnas. Este sistema se extendió por Norteamérica y Europa lo que conllevó a que se realizaran diversos estudios analíticos y experimentales. En la actualidad diversos códigos de diseño estructural incluyen en sus capítulos consideraciones para el diseño de elementos compuestos, como por ejemplo el AISC 360-10, Eurocódigo 4 y el ACI 318.

El objetivo del estudio es evaluar la factibilidad de una estructuración en base a elementos compuestos. Para esto se utilizó el diseño de una nave de secado industrial que cuenta con la implementación de un puente grúa, la cual está estructurada en base a elementos de acero y marcos arriostrados, que es lo comúnmente se utiliza para este tipo de estructuras. A esta estructura se le realizaron ciertas variaciones en el diseño, se cambió la estructuración a una de marcos rígidos, se cambiaron las columnas de acero a columnas compuestas, se realizó también un cambio en el tipo de sección de la viga porta grúa, pasando de una sección de acero tipo H de alas atiesadas a una sección de acero tipo H embebida en hormigón armado. Todas las dimensiones de la estructura se mantienen, al igual que los estados de carga y combinaciones de carga. Ambos modelos deben cumplir con la normativa de diseño que se aplican en Chile. Se busca comparar las deformaciones en ambos tipo de estructura, las deflexiones de los elementos de acero y los de sección compuesta, el peso total y el comportamiento de la estructura ante los diferentes tipos de cargas que se le aplicaron.

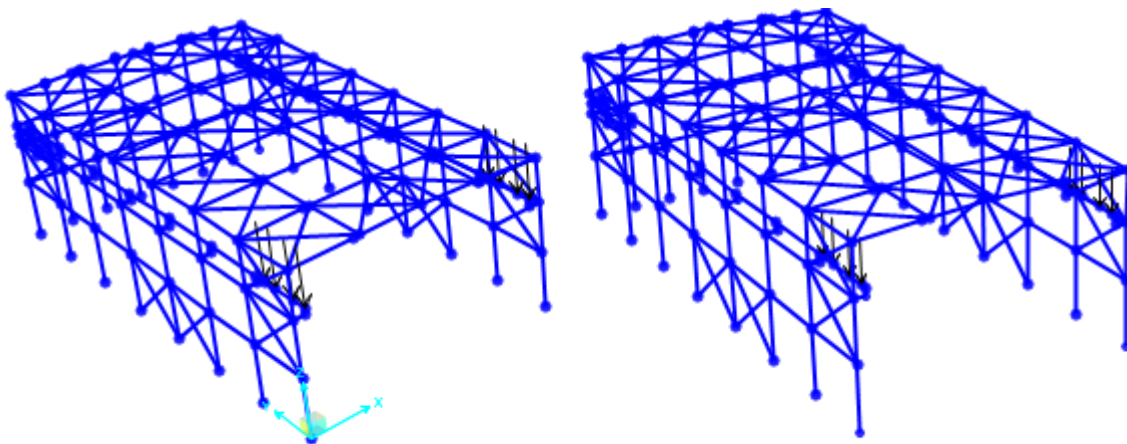
## 2. DESCRIPCIÓN DE LA ESTRUCTURA

La estructura original (denominada de aquí en adelante como “estructura base”) corresponde a una nave de sacado industrial, construida el año 1977 para la empresa CELCO en la ciudad de Constitución. Posee un largo total de 49 [m], formado por marcos transversales con un sistema de arriostramiento longitudinal, separados cada 7 [m], como se muestra en la Figura 1. Cada marco posee una altura de hombro correspondiente a 15.23 [m]. Está compuesta por un puente grúa el cual tiene capacidad para 3 carros: 16 [ton] + 32 [ton] + 16 [ton] los cuales no actúan simultáneamente a excepción de los carros para 16 [ton]. Los materiales usados para la estructura base son aceros A36 y A37-24.



**Figura 1:** Nave industrial de secado.

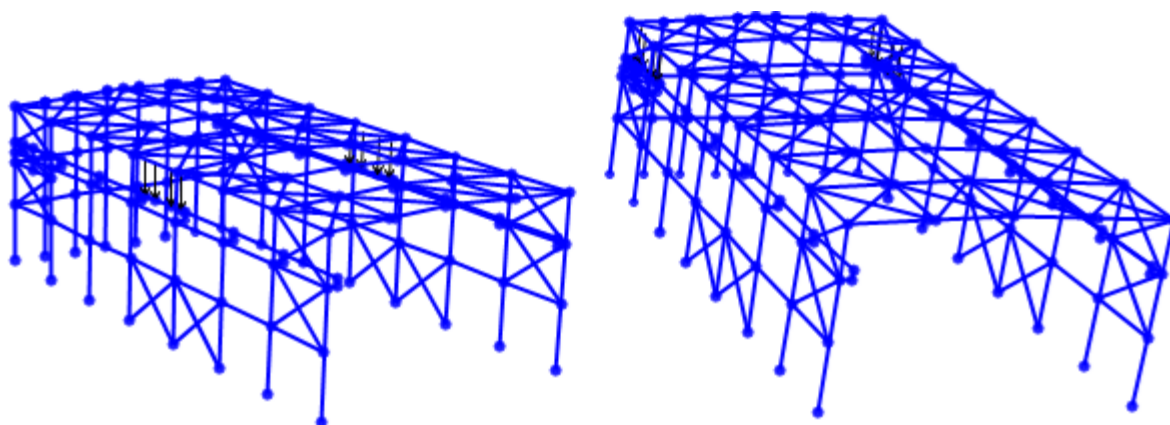
Para la verificación de la estructura se consideran cuatro posiciones del puente grúa, que se muestran en las Figura 2 y Figura 3.



Posición 1 del puente grúa

Posición 2 del puente grúa

**Figura 2:** Posición 1 y 2 del puente grúa.



Posición 3 del puente grúa

Posición 4 del puente grúa

**Figura 3:** Posición 3 y 4 del puente grúa.

Los perfiles se verifican mediante el método de tensiones admisibles ASD (Allowable Stress Design), según lo dispuesto en el código AISC 360-10, considerando los estados y combinaciones de carga descritos en los apartados 2.3 y 2.3.

## 2.1. Criterios de resistencia y serviciabilidad

En el diseño se consideran los siguientes criterios de resistencia y serviciabilidad:

- Las interacciones máximas de esfuerzos en los elementos no deberán sobrepasar a  $FU=1.0$
- El desplazamiento máximo horizontal de columnas de la nave, no debe exceder a  $0.015H$ . De no cumplirse esta condición, se debe realizar un análisis P-Delta de la estructura.
- El desplazamiento máximo vertical de vigas de la nave, no debe exceder a  $L/300$ .
- El desplazamiento máximo horizontal de columnas de la nave, no debe exceder a  $L/200$ .
- La deflexión máxima de la viga porta-grúa no debe exceder a  $L/1000$ .

## 2.2. Estados de carga

A continuación se describen los estados de carga considerados en el diseño.

### 2.2.1. Peso propio (D)

El peso propio de los elementos estructurales se obtiene internamente por el software.

Para la estructura se consideran los siguientes pesos:

- |                                |                                |
|--------------------------------|--------------------------------|
| - Peso pizarreño (244x92x87.5) | : 0.494 [kgf/m <sup>2</sup> ]  |
| - Peso costaneras laterales    | : 11.887 [kgf/m <sup>2</sup> ] |
| - Peso costaneras de frontón   | : 12.523 [kgf/m <sup>2</sup> ] |
| - Peso costaneras de techo     | : 9.91 [kgf/m <sup>2</sup> ]   |

### 2.2.2. Sobrecarga de techo (Lr)

Se considera una sobrecarga de techo de  $53.71$  [kgf/m<sup>2</sup>], según reducción por área tributaria y pendiente de techo propuesto por NCh 1537.Of.2009

### 2.2.3. Cargas sísmicas (Ex, Ey, Ez)

El cálculo de las cargas sísmicas horizontales (Ex y Ey) se realiza mediante un análisis sísmico lineal dinámico considerando los siguientes parámetros:

- Zona sísmica : 3
- Aceleración efectiva máxima,  $A_0$  : 0.4g
- Factor de Importancia,  $I$  : 1
- Factor de modificación de la respuesta,  $R$  : 5
- Razón de amortiguamiento,  $\xi$  : 0.03

De esta manera el coeficiente sísmico horizontal se determina según la siguiente expresión:

$$C_h = \frac{2.75A_0}{gR} \left( \frac{T'}{T^*} \right)^n \left( \frac{0.05}{\xi} \right)^{0.4} \quad (1)$$

Para el caso del coeficiente sísmico vertical se considera lo expresado en el punto 5.5 de la NCh 2369.

$$C_v = \frac{2A_0}{3g} \quad (2)$$

#### 2.2.4. Cargas de viento ( $W_x$ , $W_{xn}$ , $W_y$ , $W_{yn}$ )

Las cargas de viento se determinan a partir de la NCh 432.Of.2010. La zona donde se encuentra emplazada la nave corresponde a una zona con vientos de 40 [m/s]. A partir de esta velocidad del viento y el ángulo del techo, se obtienen las cargas correspondientes a cada área según las siguientes figuras.

**Tabla 14 - Coeficiente de presión externa,  $C_p$  - Método 2 analítico, estructuras cerradas, parcialmente cerradas y abiertas - Válido para todas las alturas**

Superficie	L/B	$C_p$	Usar con
Muros a barlovento	Todos los valores	0,8	$q_z$
Muros a sotavento	0 - 1	-0,5	$q_h$
	2	-0,3	
	$\geq 4$	-0,2	
Muros laterales	Todos los valores	-0,7	$q_h$

**Figura 4:** Extracto NCh 432.Of.2010, método analítico.

Tabla 15 - Coeficiente de presión externa para techos,  $C_p$ , para uso  $q_h$  - Método 2 analítico, estructuras cerradas, parcialmente cerradas o abiertas - Válido para todas las alturas

Dirección del viento	Barlovento									Sotavento										
	Angulo, $\theta$																			
	$h/L$	10	15	20	25	30	35	45	$\geq 60^\circ$ <sup>a)</sup>	10	15	$> 20$								
Normal al borde para $\theta \geq 10^\circ$	$\leq 0,25$	-0,70	-0,5	-0,30	-0,20	-0,20	0,00 <sup>b)</sup>	-	-	-0,30	-0,50	-0,60								
	0,5	-0,90	-0,7	-0,40	-0,30	-0,20	-0,20	0,00 <sup>b)</sup>	0,01 $\theta$	-0,50	-0,50	-0,60								
	$\geq 1,0$	-1,30 <sup>b)</sup>	-1	-0,7	-0,50	-0,30	-0,20	0,00 <sup>b)</sup>	0,01 $\theta$	-0,70	-0,60	-0,60								
Normal al borde para $\theta < 10^\circ$ y paralelo al borde para todo $\theta$	$\leq 0,5$	Distancia horizontal de borde de barlovento				$C_p$		a) Valor establecido para propósitos de interpolación. b) Valor puede ser reducido linealmente según el área donde se aplica, según la tabla siguiente: <table border="1" style="margin: 10px auto;"> <thead> <tr> <th>Área m<sup>2</sup></th> <th>Factor de reducción</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td><math>\leq 9,3</math></td> <td>1</td> </tr> <tr> <td>23,2</td> <td>0,9</td> </tr> <tr> <td><math>\geq 92,9</math></td> <td>0,8</td> </tr> </tbody> </table> c) Para techos con pendientes mayores que $80^\circ$ , utilizar $C_p = 0,8$ .					Área m <sup>2</sup>	Factor de reducción	$\leq 9,3$	1	23,2	0,9	$\geq 92,9$	0,8
		Área m <sup>2</sup>	Factor de reducción																	
		$\leq 9,3$	1																	
		23,2	0,9																	
	$\geq 92,9$	0,8																		
	0 a $h/2$				-0,9, -0,18															
$h/2$ a $h$				-0,9, -0,18																
$h$ a $2h$				-0,5, -0,18																
$> 2h$				-0,3, -0,18																
$\geq 1,0$	0 a $h/2$				-1,3 <sup>b)</sup> , -0,18															
	$> h/2$				-0,7, -0,18															

Figura 5: Extracto de NCh 432.Of.2010, método analítico.

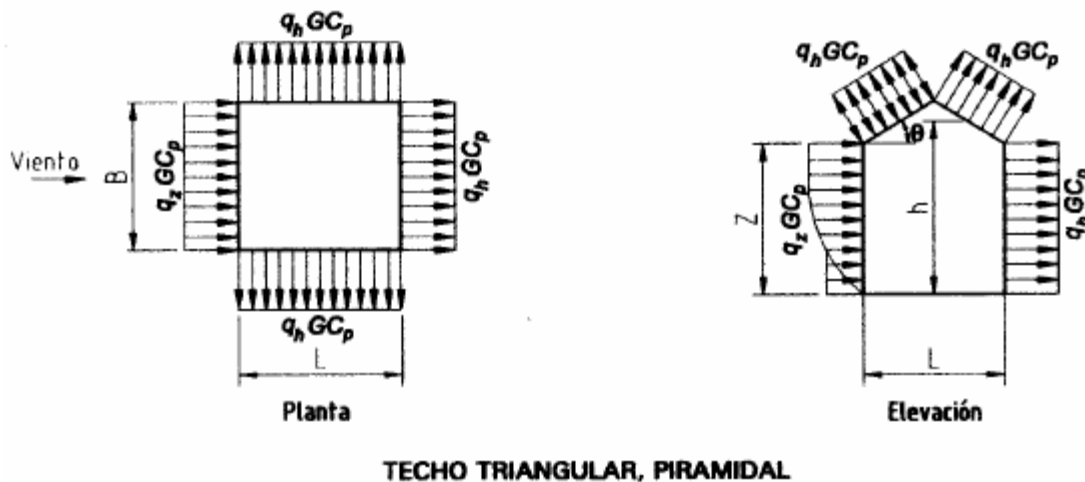


Figura 6: Extracto de NCh 432.Of.2010, método analítico

### 2.2.5. Carga de izaje (IZ)

- IZ : 32000 [kgf]

### 2.2.6. Impacto vertical (IV)

Se determina la carga de impacto vertical según lo expuesto en código AISE Technical Report N°13.

- IV : 956.2 [kgf]



### 2.2.7. Impacto transversal (IT)

Se determina la carga de impacto transversal según lo expuesto en código AISE Technical Report N°13.

- IT : 655 [kgf]

### 2.2.8. Impacto longitudinal (IL)

Se determina la carga de impacto longitudinal según lo expuesto en código AISE Technical Report N°13.

- IL : 1912.4 [kgf]

## 2.3. Combinaciones de carga

A continuación se presentan las combinaciones de carga para el criterio de resistencia y serviciabilidad.

### 2.3.1. Resistencia

Las combinaciones para verificación de resistencia son extraídas de las normas y códigos: NCh2369.Of.2003, NCh3171.Of.2010, AISC Design Guide Nro 7 y AISE Technical Report N°13.

- COMB1	: D	NCh 3171.Of.2010
- COMB2	: D + Lr	NCh 3171.Of.2010
- COMB3	: D + 0.75Lr	NCh 3171.Of.2010
- COMB4	: D + Wx	NCh 3171.Of.2010
- COMB5	: D + Wxn	NCh 3171.Of.2010
- COMB6	: D + Wy	NCh 3171.Of.2010
- COMB7	: D + Wyn	NCh 3171.Of.2010
- COMB8	: 0.75 (D + Ex + Ez)	NCh 2369.Of.2003
- COMB9	: 0.75 (D + Ex - Ez)	NCh 2369.Of.2003
- COMB10	: 0.75 (D - Ex + Ez)	NCh 2369.Of.2003
- COMB11	: 0.75 (D - Ex - Ez)	NCh 2369.Of.2003
- COMB12	: 0.75 (D + Ey + Ez)	NCh 2369.Of.2003
- COMB13	: 0.75 (D + Ey - Ez)	NCh 2369.Of.2003
- COMB14	: 0.75 (D - Ey + Ez)	NCh 2369.Of.2003
- COMB15	: 0.75 (D - Ey - Ez)	NCh 2369.Of.2003
- COMB16	: D + 0.75Wx + 0.75 Lr	NCh 3171.Of.2010
- COMB17	: D + 0.75Wxn + 0.75 Lr	NCh 3171.Of.2010
- COMB18	: D + 0.75Wy + 0.75 Lr	NCh 3171.Of.2010
- COMB19	: D + 0.75Wyn + 0.75 Lr	NCh 3171.Of.2010
- COMB20	: 0.75(D + IZ + IV + IT + IL + Lr)	AISC DG N° 7, AISE Report 13
- COMB21	: 0.75(D + IZ + IV + Wx + Lr)	AISC DG N° 7, AISE Report 13
- COMB22	: 0.75(D + IZ + IV + Wxn + Lr)	AISC DG N° 7, AISE Report 13
- COMB23	: 0.75(D + IZ + IV + Wy + Lr)	AISC DG N° 7, AISE Report 13
- COMB24	: 0.75(D + IZ + IV + Wyn + Lr)	AISC DG N° 7, AISE Report 13
- COMB25	: 0.75(D+IZ+IV+IT+0.5Wx+Lr)	AISC DG N° 7, AISE Report 13
- COMB26	: 0.75(D+IZ+IV+IT+0.5Wxn+Lr)	AISC DG N° 7, AISE Report 13
- COMB27	: 0.75(D+IZ+IV+IT+0.5Wy+Lr)	AISC DG N° 7, AISE Report 13
- COMB28	: 0.75(D+IZ+IV+IT+0.5Wyn+Lr)	AISC DG N° 7, AISE Report 13
- COMB29	: 0.75(D + Ex + Ez + Lr)	AISC DG N° 7, AISE Report 13
- COMB30	: 0.75(D + Ex - Ez + Lr)	AISC DG N° 7, AISE Report 13
- COMB31	: 0.75(D - Ex + Ez + Lr)	AISC DG N° 7, AISE Report 13
- COMB32	: 0.75(D - Ex - Ez + Lr)	AISC DG N° 7, AISE Report 13

- COMB29	: $0.75(D + E_y + E_z + L_r)$	AISC DG N° 7, AISE Report 13
- COMB30	: $0.75(D + E_y - E_z + L_r)$	AISC DG N° 7, AISE Report 13
- COMB31	: $0.75(D - E_y + E_z + L_r)$	AISC DG N° 7, AISE Report 13
- COMB32	: $0.75(D - E_y - E_z + L_r)$	AISC DG N° 7, AISE Report 13

### 2.3.2. Serviciabilidad

Las combinaciones para verificación de serviciabilidad son extraídas de las normas y códigos: NCh2369.Of.2003, NCh3171.Of.2010, AISC Design Guide Nro 7 y AISE Technical Report N°13.

- S1	: D	NCh 3171.Of.2010
- S2	: D + L <sub>r</sub>	NCh 3171.Of.2010
- S3	: D + 0.75L <sub>r</sub>	NCh 3171.Of.2010
- S4	: D + W <sub>x</sub>	NCh 3171.Of.2010
- S5	: D + W <sub>xn</sub>	NCh 3171.Of.2010
- S6	: D + W <sub>y</sub>	NCh 3171.Of.2010
- S7	: D + W <sub>yn</sub>	NCh 3171.Of.2010
- S8	: D + E <sub>x</sub> + E <sub>z</sub>	NCh 2369.Of.2003
- S9	: D + E <sub>x</sub> - E <sub>z</sub>	NCh 2369.Of.2003
- S10	: D - E <sub>x</sub> + E <sub>z</sub>	NCh 2369.Of.2003
- S11	: D - E <sub>x</sub> - E <sub>z</sub>	NCh 2369.Of.2003
- S12	: D + E <sub>y</sub> + E <sub>z</sub>	NCh 2369.Of.2003
- S13	: D + E <sub>y</sub> - E <sub>z</sub>	NCh 2369.Of.2003
- S14	: D - E <sub>y</sub> + E <sub>z</sub>	NCh 2369.Of.2003
- S15	: D - E <sub>y</sub> - E <sub>z</sub>	NCh 2369.Of.2003
- S16	: D + IZ + IV + IT + IL + L <sub>r</sub>	AISC DG N° 7, AISE Report 13
- S17	: D + IZ + IV + W <sub>x</sub> + L <sub>r</sub>	AISC DG N° 7, AISE Report 13
- S18	: D + IZ + IV + W <sub>xn</sub> + L <sub>r</sub>	AISC DG N° 7, AISE Report 13
- S19	: D + IZ + IV + W <sub>y</sub> + L <sub>r</sub>	AISC DG N° 7, AISE Report 13
- S20	: D + IZ + IV + W <sub>yn</sub> + L <sub>r</sub>	AISC DG N° 7, AISE Report 13
- S21	: D + IZ + IV + 0.5W <sub>x</sub> + L <sub>r</sub> + IT	AISC DG N° 7, AISE Report 13
- S22	: D + IZ + IV + 0.5W <sub>xn</sub> + L <sub>r</sub> + IT	AISC DG N° 7, AISE Report 13
- S23	: D + IZ + IV + 0.5W <sub>y</sub> + L <sub>r</sub> + IT	AISC DG N° 7, AISE Report 13
- S24	: D + IZ + IV + 0.5W <sub>yn</sub> + L <sub>r</sub> + IT	AISC DG N° 7, AISE Report 13

## 3. DISEÑO DE ELEMENTOS COMPUESTOS

Para el diseño de los elementos de sección compuesta se utilizó el código de diseño AISC 360-10. A continuación se presenta la metodología de diseño de elementos compuestos según el capítulo I del código de diseño AISC 360-10.

La resistencia nominal de las secciones compuestas se determina de acuerdo al *Método de Distribución de Tensiones Plásticas* expuesta en el párrafo I 2.a, el cual supone que los elementos de acero han alcanzado la tensión de fluencia  $F_y$  en tracción o en compresión, según corresponda y que los componentes de hormigón debido a fuerzas axiales y/o flexión han alcanzado la tensión  $0.85 f'_c$ . En la sección I.3 del AISC 360-10 expone ciertas limitaciones que deben considerarse con respecto a los materiales, estas son:

-Para la determinación de la resistencia disponible, el hormigón debe tener una resistencia a la compresión  $f'_c$  no menor a 215 [kgf/cm<sup>2</sup>] ni mayor que 715 [kgf/cm<sup>2</sup>] en hormigón de peso normal y no menor que 215 [kgf/cm<sup>2</sup>] ni mayor que 430 [kgf/cm<sup>2</sup>] en el caso de hormigón liviano.

-La tensión de fluencia mínima especificada del acero estructural y de las barras de refuerzo, usada en el cálculo de la resistencia de una columna compuesta, no debe exceder de 5.355 [kgf/cm<sup>2</sup>].

La sección I.2 especifica que en los miembros compuestos embebidos no se requiere considerar los efectos de pandeo local.

### 3.1. Fuerza Axial:

Para el cálculo de la resistencia de diseño de fuerzas axiales de secciones compuestas embebidas, el código plantea ciertas limitaciones en la sección 1.1.a, las cuales se describen a continuación:

- El área de la sección del núcleo de hormigón debe ser por lo menos el 1% de la sección compuesta total.
- La funda de hormigón que rodeo al núcleo de acero debe ser reforzado con barras longitudinales continuas y armaduras transversales.
- La cuantía mínima de refuerzo longitudinal continuo  $\rho_{sr}$  debe ser 0.004, donde  $\rho_{sr}$  es dado por:

$$\rho_{sr} = \frac{A_{sr}}{A_g} \quad (3)$$

Donde  $A_{sr}$  es el área de refuerzo longitudinal de y  $A_g$  es el área bruta de la sección compuesta.

La resistencia admisible a compresión  $P_n/\Omega_c$  ( $\Omega_c=2$ ) de columnas compuestas embebidas cargadas axialmente debe ser determinada para el estado límite de pandeo por flexión basado en la esbeltez de la columna como lo determina la sección I.1.b y depende de la relación entre la capacidad nominal a compresión sin considerar efectos de pandeo  $P_{n0}$  y la carga crítica de pandeo  $P_e$

(a) Cuando  $\frac{P_{n0}}{P_e} \leq 2.25$

$$P_n = P_{n0} \left[ 0.658 \left( \frac{P_{n0}}{P_e} \right) \right] \quad (4)$$

(b) Cuando  $\frac{P_{n0}}{P_e} > 2.25$

$$P_n = 0.877 P_e \quad (5)$$

Donde

$$P_{n0} = F_y A_s + F_{yr} A_{sr} + 0.85 f'_c A_c \quad (6)$$

$$P_e = \pi^2 (EI_{eff}) / (KL)^2 \quad (7)$$

$$EI_{eff} = E_s I_s + 0.5 E_s I_{sr} + C1 E_c I_c \quad (8)$$

$$C1 = 0.1 + 2 \left( \frac{A_s}{A_c + A_s} \right) \leq 0.3 \quad (9)$$

El termino  $EI_{eff}$  corresponde a la rigidez efectiva de la sección compuesta,  $K$  es el factor de longitud efectiva,  $L$  es la longitud no arriostrada del elemento,  $E_s$  y  $E_c$  corresponden a los módulos de elasticidad del perfil de acero y de hormigón respectivamente,  $I_s$ ,  $I_{sr}$  e  $I_c$  son los momento inercias del perfil de acero, del refuerzo longitudinal y del hormigón,  $A_s$  y  $A_c$  son las áreas de la sección de acero y del hormigón.

La resistencia admisible a tracción  $P_n/\Omega_t$  ( $\Omega_t=1.67$ ) se determina mediante la siguiente expresión:

$$P_n = A_s F_y + A_{sr} F_{yr} \quad (10)$$

Donde  $F_{yr}$  corresponde a la tensión de fluencia del refuerzo longitudinal.

El código AISC 360-10 exige para el detallamiento una distancia de 1.5 veces el diámetro de las barras entre el núcleo de hormigón y el refuerzo longitudinal, pero no menor a 38 [mm].

### 3.2. Corte:

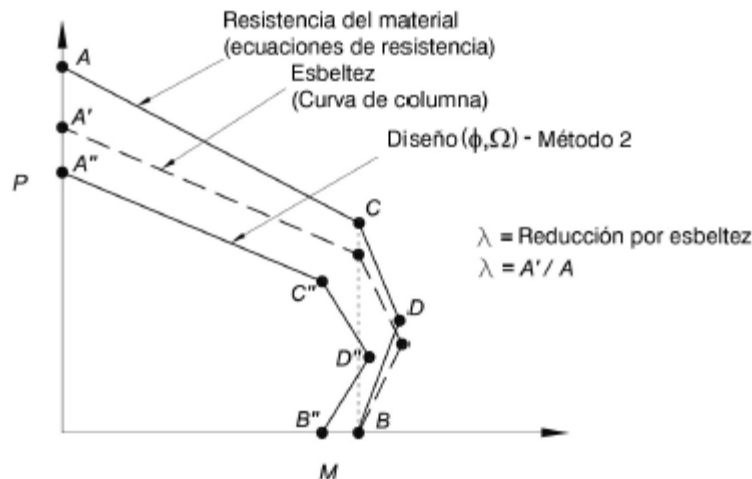
La resistencia admisible al corte  $V_n/\Omega_v$  ( $\Omega_v=2$ ) de los elementos compuestos embebidos se determina como lo define el capítulo G del AISC 360-10 más la resistencia nominal del acero de refuerzo transversal definido en el ACI 318, por lo tanto la resistencia admisible al corte queda expresado como:

$$V_n = 0.6 F_y A_w C_v + \frac{A_v F_{yr} d}{s} \quad (11)$$

Donde  $A_w$  es la altura total del perfil multiplicada por el espesor del alma,  $A_v$  es el área de la armadura transversal,  $d$  es la altura efectiva de la sección,  $s$  es el espaciamiento entre estribos y  $C_v$  es el coeficiente de corte del alma, cuyo valor es 1 ya que toda la sección del alma del perfil de acero recibe el esfuerzo de corte al estar embebido el perfil en hormigón.

### 3.3. Flexo-Compresión:

Para el cálculo de la resistencia de la sección compuesta en flexo-compresión se utilizó el diagrama de interacción que propone la sección C-I.5 del AISC 360-10 en el segundo método, denominado *Curvas de interacción a partir del Método de Distribución de Tensiones Plásticas*. Este método es aplicable a vigas y columnas compuestas de doble simetría y se basa en el desarrollo de superficies de interacción para la acción combinada de fuerzas de compresión axial y flexión. Los puntos que se definen en la curva de interacción, mostrados en la Figura 7 son definidos por la distribución de tensiones plásticas. El punto A corresponde al punto de resistencia nominal a compresión pura, el punto B a la resistencia a flexión de la sección de acuerdo a lo dispuesto en la sección I.3 del AISC 360-10, el punto C se calcula a partir de la ubicación del eje neutro que genera una misma resistencia a la flexión que en B pero incluyendo la capacidad a compresión, el punto D corresponde a la máxima capacidad a flexión de la sección y se determina a partir de una resistencia a compresión axial igual a la mitad calculada en C. Para la elaboración de la curva de interacción en el eje débil de secciones H embebidas se adiciona un punto E, el cual corresponde a un punto arbitrario entre los puntos A y C que sirve para mostrar de mejor manera la resistencia a la flexión del eje débil y corresponde a la capacidad de la sección cuando el eje plástico neutro se encuentra sobre el ala del perfil de acero.



**Figura 7:** Diagrama de interacción para miembros compuestos sometidos a flexo-compresión

Los puntos que se muestran en el diagrama (A, B, C y D) corresponden a las resistencias nominales a flexión y compresión sin considerar los efectos de pandeo, para considerar estos efectos en el diagrama se utiliza un factor de reducción  $\lambda$  que es aplicado a las resistencias de compresión de cada punto de lo cual se obtienen los puntos A', C' y D', este factor se calcula mediante la ecuación (12).

$$\lambda = \frac{A'}{A} \tag{12}$$

Donde  $A'$  corresponde a  $P_n$  y  $A$  corresponde a  $P_{n0}$ . Esta reducción por efectos de pandeo, mostrada en la Figura 7 con línea segmentada, puede conllevar a situaciones de inseguridad dado que cierta parte del diagrama, que incluye los efectos de pandeo, podría eventualmente permitir una resistencia a flexión mayor asociada a una resistencia a compresión menor que la prevista por la resistencia nominal del elemento. Este potencial problema se puede evitar removiendo el punto D del diagrama interacción, lo cual es sugerido en los comentarios del capítulo I.5 del AISC 360-10, a pesar de esto es necesario el cálculo del punto D para obtener los otros puntos. Por último las resistencias nominales se obtienen al aplicar los factores de seguridad a los puntos que fueron reducidos por los efectos de pandeo, para el caso del diseño por tensiones admisibles los factores que se utilizan corresponden a  $\Omega_c = 2$  para las resistencias admisibles a flexión y  $\Omega_b = 1.67$  para las resistencias admisibles a compresión, lo que es mostrado en la Figura 7 con la curva de interacción determinada a partir de los puntos A'', B'', C'' y D''.

Las ecuaciones que permiten el cálculo del diagrama de interacción son obtenidas del manual AISC *Design Examples*, las cuales fueron estudiadas por Geschwindner, L.F. (2010).

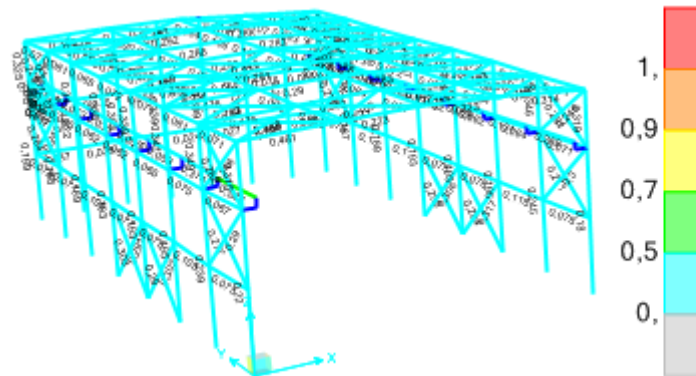
### 3.4. Flexión:

Para el cálculo de la resistencia nominal a flexión de miembros compuestos embebidos se determina por el método de distribución de tensiones plásticas basado en la resistencia de la sección compuesta, para lo cual es necesario el uso de anclajes de acero a lo largo del perfil de acero, como se define en el punto I.3.3 (c) del AISC 360-10, de manera de garantizar el trabajo conjunto del hormigón con el acero. A partir de este método la resistencia nominal a la flexión queda determinada por el punto B'' del diagrama de interacción calculado para flexo-compresión, ya que es el punto donde se considera la flexión pura.

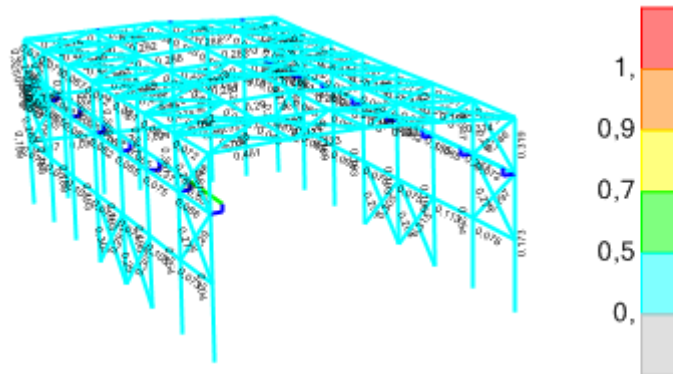
## 4. RESULTADOS

### 4.1. Verificación de resistencia estructura base

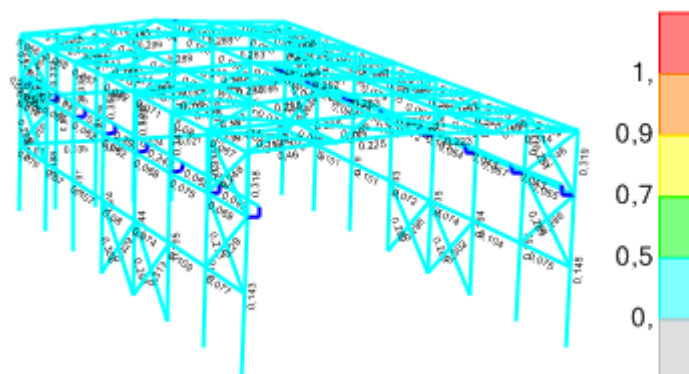
A continuación se presentan los resultados de la verificación por resistencia considerando las combinaciones de carga descritas en el apartado 2.3.1. Se puede apreciar que para la estructura base, en las cuatro posiciones del puente grúa, la interacción de esfuerzos en todos sus elementos es menor a 1.0.



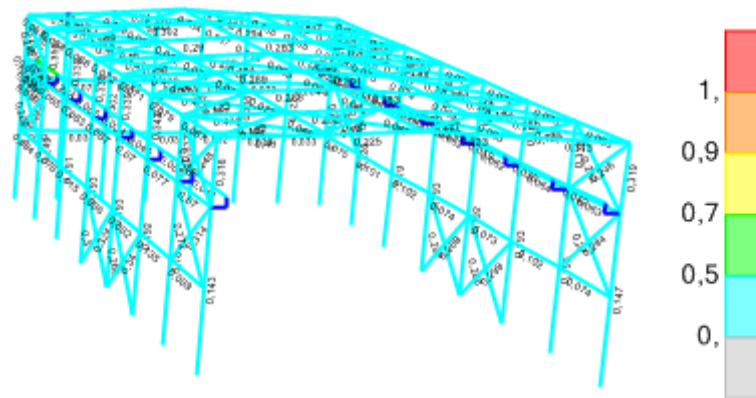
**Figura 8:** Factor de utilización o interacción de esfuerzos en perfiles, posición 1.



**Figura 9:** Factor de utilización o interacción de esfuerzos en perfiles, posición 2.

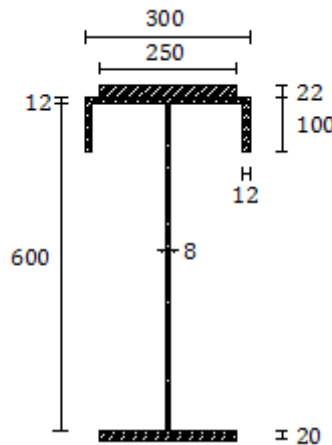


**Figura 10:** Factor de utilización o interacción de esfuerzos en perfiles, posición 3.



**Figura 11:** Factor de utilización o interacción de esfuerzos en perfiles, posición 4.

Para el diseño de la viga porta-grúa se utilizó un perfil de acero del tipo doble T con alas atiesadas, de calidad A-36. Las dimensiones del perfil se muestran en la Figura 12. Los resultados del diseño se exponen en la Tabla 1.



**Figura 12:** Dimensiones viga porta-grúa en [mm]

**Tabla 1:** Diseño resistencia viga porta-grúa

Elemento	F.U	Combinación
Viga porta-grúa	0.581	COMB 20

#### 4.2. Verificaciones de serviciabilidad estructura base

En la Tabla 2 se presentan las máximas deformaciones producidas en la estructura debido a las cargas estáticas y de viento. Se observa que la deformación horizontal en el eje X no cumple con el requisito de diseño establecido por la NCh 427.Of.77 siendo este superior a  $L/200$ , esto generado principalmente por la condición de apoyo rotulado que poseen las columnas.

**Tabla 2:** Deformaciones máximas producidas por cargas de viento y estáticas.

Deformaciones máximas horizontales						
Deformación	Eje Global	Combinación	Condición	Largo (L)	L/200	Cumple
10.5 [cm]	X	S17	Viento; Operación	15.23 [m]	7.6 [cm]	No
0.4 [cm]	Y	S16	Operación	15.23 [m]	7.6 [cm]	Si
Deformaciones máximas verticales						
Deformación	Eje Global	Combinación	Condición	Largo (L)	L/300	Cumple
3.7 [cm]	Z	S16	Operación	12.01 [m]	4 [cm]	Si

La Tabla 3 muestra las deformaciones producidas por la acción del sismo amplificado por el factor R descrito en el punto 2.2.3, como lo indica el apartado 6.1 de la NCh 2369.Of.2003. Para el análisis se consideraron tres cotas de altura en las columnas correspondientes a 5.73 [m], 10.87 [m] y 15.23 [m], las cuales corresponden al primer nivel de vigas, cota de la viga porta-grúa y altura total de las columnas respectivamente.

Ya que las deformaciones sísmicas no sobrepasan el valor establecido, no se requiere considerar el efecto P-Delta.

**Tabla 3:** Deformaciones producidas por sismo amplificado.

Deformación	Eje Global	Combinación	Condición	Altura (H)	0.015H	Cumple
14.9 [cm]	X	S9	Sismo	15.23 [m]	22.9 [cm]	Si
12.2	X	S9	Sismo	10.87 [m]	16.3 [cm]	Si
7.1	X	S9	Sismo	5.73 [m]	8.6 [cm]	Si
1.84 [cm]	Y	S13	Sismo	15.23 [m]	22.9 [cm]	Si
1.5	Y	S13	Sismo	10.87 [m]	16.3 [cm]	Si
1.2	Y	S13	Sismo	5.73 [m]	8.6 [cm]	Si

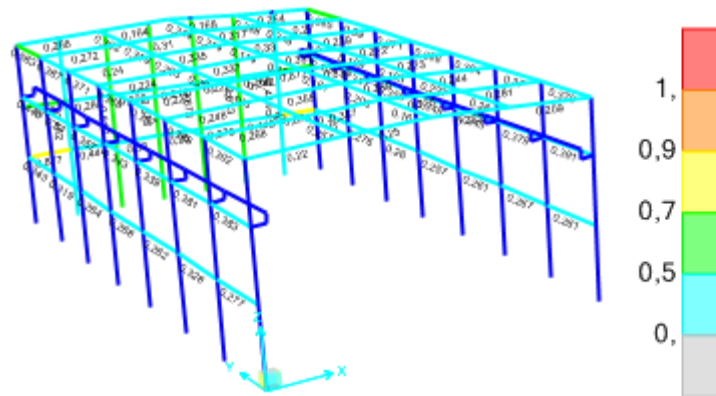
En la Tabla 4 se presenta la máxima deformación que se produce en la viga porta-grúa, es posible apreciar que el elemento cumple con el requisito de serviciabilidad exigido por la NCh 427.Of.77.

**Tabla 4:** Deflexión máxima en viga porta-grúa

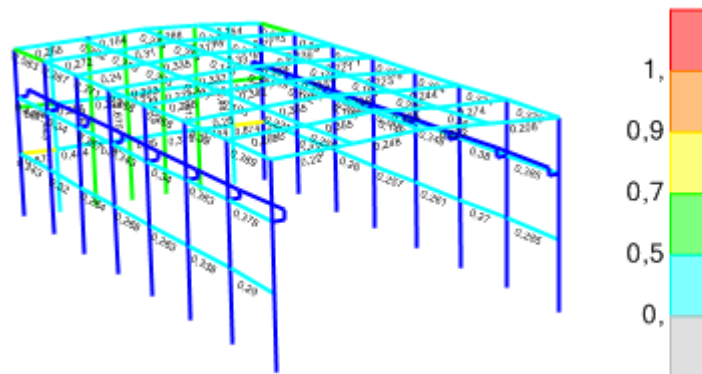
Deflexión máxima	Posición puente grúa	Combinación	Condición	L	L/1000
0.6 [cm]	4	S17	Operación	700 [cm]	0.7 [cm]

### 4.3. Verificación de resistencia de estructura de secciones compuestas

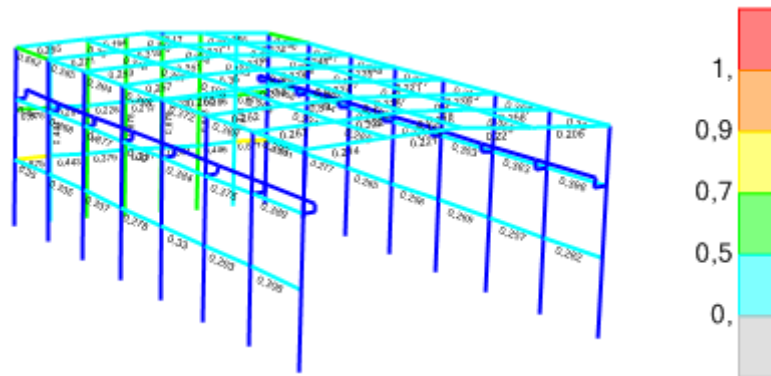
En las Figuras 13, 14, 15 y 16 se presentan los resultados de interacción de esfuerzos de los elementos de acero de la estructura de secciones compuestas, estos elementos corresponden a las vigas de techo, perimetrales y columnas del frontón trasero. Se aprecia que todas interacciones son menores a 1.0 por lo que se cumple con el criterio de resistencia presentado en el punto 2.1.



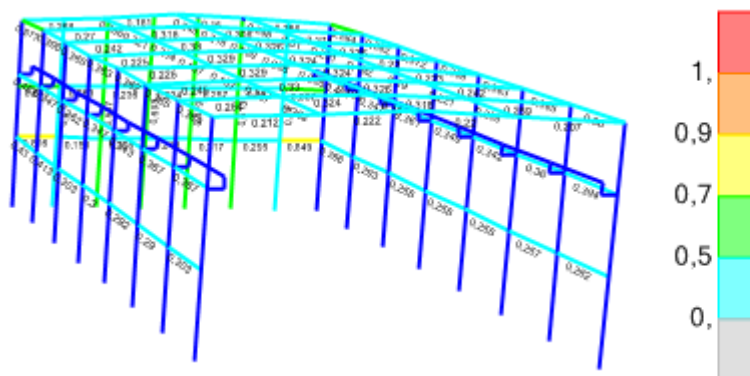
**Figura 13:** Interacción de esfuerzos en perfiles de acero, modelo de secciones compuestas, posición 1 del puente grúa.



**Figura 14:** Interacción de esfuerzos en perfiles de acero, modelo de secciones compuestas, posición 2 del puente grúa.

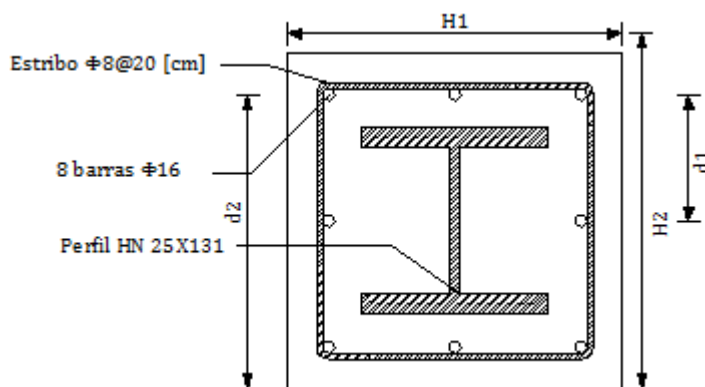


**Figura 15:** Interacción de esfuerzos en perfiles de acero, modelo de secciones compuestas, posición 3 del puente grúa.



**Figura 16:** Interacción de esfuerzos en perfiles de acero, modelo de secciones compuestas, posición 4 del puente grúa.

Para el diseño de los elementos compuestos, correspondiente a las columnas, se utilizó una sección de hormigón de 45[cm] x 45 [cm] de calidad H-30 con un perfil de acero embebido tipo H 25X131 de calidad A-36, como se muestra en la Figura 17. El refuerzo longitudinal consta de 8 barras de diámetro 16[mm], para el refuerzo transversal se utilizaron estribos de 8[mm] espaciados cada 20 [cm], ambos refuerzos son de calidad A42-64H. Las propiedades geométricas de la sección son descritas en la Tabla 5. Los resultados de las resistencias admisibles de las columnas se presentan en la Tabla 6 junto con los valores de resistencia requeridas, asociadas a las combinaciones de carga más desfavorables.



**Figura 17:** Sección transversal de la columna compuesta.

**Tabla 5:** Propiedades de la columna de sección compuesta.

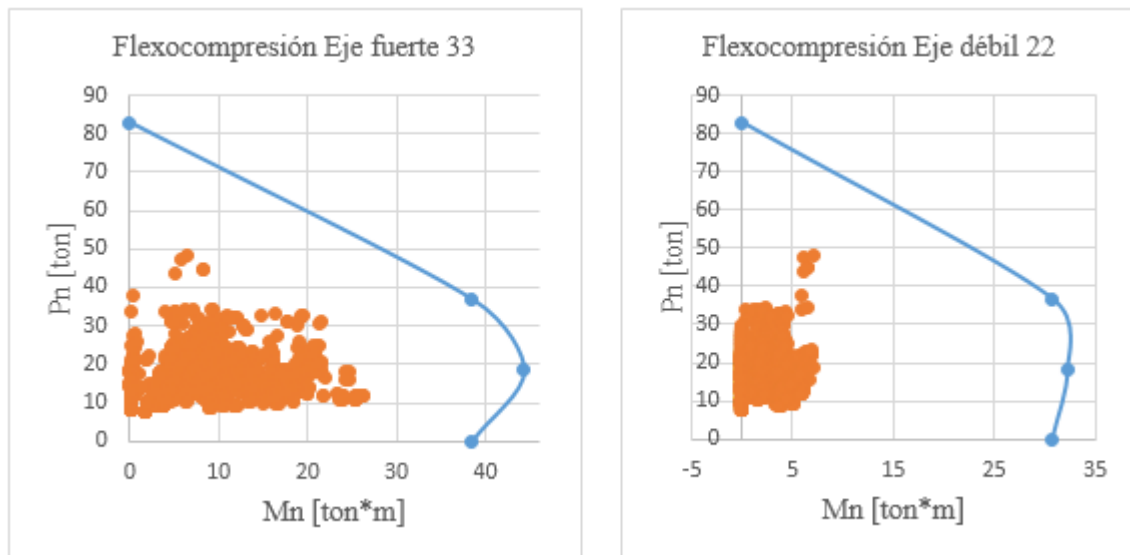
As	16716	[mm <sup>2</sup> ]	Área de acero de la sección transversal
d	250	[mm]	Altura del perfil
bf	250	[mm]	Ancho del perfil
tf	28	[mm]	Ancho del ala
tw	14	[mm]	Ancho del alma
Ag	202500	[mm <sup>2</sup> ]	Área bruta
H1	450	[mm]	Ancho de la sección compuesta
H2	450	[mm]	Altura de la sección compuesta
Ac	184175	[mm <sup>2</sup> ]	Área de hormigón
As/Ag	8,25%		
Asr/Ag	0,008		
Ec	238752	[kgf/cm <sup>2</sup> ]	Módulo de elasticidad del hormigón

Es	2038902	[kgf/cm <sup>2</sup> ]	Módulo de elasticidad del acero
f'c	250	[kgf/cm <sup>2</sup> ]	Resistencia a compresión del hormigón
Fy	2530	[kgf/cm <sup>2</sup> ]	Tensión de fluencia del acero
Fyr	4200	[kgf/cm <sup>2</sup> ]	Tensión de fluencia de las barras de refuerzo

**Tabla 6:** Resistencia admisibles de la columna de sección compuesta.

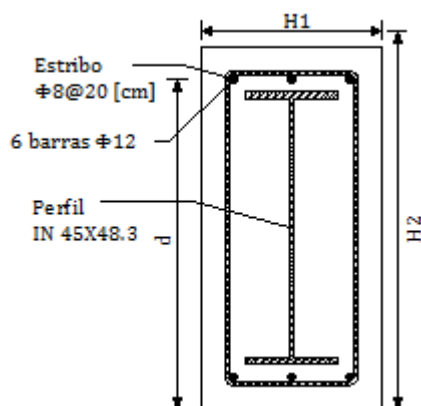
Diseño	Resistencia nominal	Factor de seguridad	Resistencia admisible	Combinación	Resistencia requerida
Compresión	165.5 [ton]	2	82.7 [ton]	Comb 20	48.13 [ton]
Tracción	490.5 [ton]	1.67	293.7 [ton]	Comb 4	2.07 [ton]
Corte	53.1 [ton]	1.67	30.8 [ton]	Comb 4	4.13 [ton]

En la Figura 18 se muestran el resultado del diagrama de interacción para el diseño por flexo-compresión, considerando efectos de pandeo y factores de seguridad para la sección de columnas compuestas. Se aprecia que todas las acciones combinadas de esfuerzos de compresión y flexión, asociados a las combinaciones de carga, se encuentran dentro del la curva de diseño, por lo tanto la sección cumple con el diseño a flexo-compresión.



**Figura 18:** Diagramas de interacción de la columna compuesta para los ejes fuerte y débil.

Para el diseño de la viga porta-grúa se utilizó un perfil de sección compuesta, tal como se muestra en Figura 19, las propiedades de dicha sección se presentan en la Tabla 7. La Tabla 8 muestra los resultados de las resistencias admisibles para el diseño. De los resultados se obtiene que la viga porta-grúa de sección compuesta cumple con los requisitos de resistencia.



**Figura 19:** Viga porta-grúa de sección compuesta.

**Tabla 7:** Propiedades de la sección de viga porta-grúa de sección compuesta.

As	6280	[mm <sup>2</sup> ]	Área de acero de la sección transversal
d	400	[mm]	Altura del perfil
bf	200	[mm]	Ancho del perfil
tf	10	[mm]	Ancho del ala
tw	6	[mm]	Ancho del alma
Ag	180000	[mm <sup>2</sup> ]	Área bruta
H1	300	[mm]	Ancho de la sección compuesta
H2	600	[mm]	Altura de la sección compuesta
Ac	172514	[mm <sup>2</sup> ]	Área de hormigón
As/Ag	3.5%		
Asr/Ag	0,006		
Ec	238752	[kgf/cm <sup>2</sup> ]	Módulo de elasticidad del hormigón
Es	2038902	[kgf/cm <sup>2</sup> ]	Módulo de elasticidad del acero
f'c	250	[kgf/cm <sup>2</sup> ]	Resistencia a compresión del hormigón
Fy	2530	[kgf/cm <sup>2</sup> ]	Tensión de fluencia del acero
Fyr	4200	[kgf/cm <sup>2</sup> ]	Tensión de fluencia de las barras de refuerzo

**Tabla 8:** Resistencia admisibles de la viga porta-grúa de sección compuesta.

Diseño	Resistencia nominal	Factor de seguridad	Resistencia admisible	Combinación	Resistencia requerida
Compresión	362.6 [tonf]	2	181 [ton]	Comb 20	8.1 [tonf]
Tracción	209.6 [tonf]	1.67	125.5 [ton]	Comb 20	0.95 [tonf]
Corte	48.6 [tonf]	1.67	30.1 [ton]	Comb 20	25.3 [tonf]
Momento	47.3 [tonf*m]	1.67	28.3 [tonf*m]	Comb 20	27.7 [tonf*m]

#### 4.4. Verificaciones de serviciabilidad de estructura de secciones compuestas

Las deformaciones producidas por cargas estáticas y de viento se presentan en la Tabla 9, siendo estas inferiores a las requeridas por la NCh 427.Of.77.

**Tabla 9:** Deformaciones máximas por cargas estáticas y viento.

Deformaciones máximas horizontales						
Deformación	Eje Global	Combinación	Condición	Largo (L)	L/200	Cumple
7.3 [cm]	X	S17	Viento; Operación	15.23 [m]	7.6 [cm]	Si
3.2 [cm]	Y	S16	Operación	15.23 [m]	7.6 [cm]	Si
Deformaciones máximas verticales						
Deformación	Eje Global	Combinación	Condición	Largo (L)	L/300	Cumple
3.9 [cm]	Z	S16	Operación	12.01 [m]	4 [cm]	Si

La Tabla 10 muestra las deformaciones producidas por cargas sísmicas. Dado que estas superan el valor dado por la NCh 2369.Of.2003 fue necesario realizar un análisis P-Delta de tal manera de garantizar la resistencia de la estructura.

**Tabla 10:** Deformaciones máximas sísmicas.

Deformación	Eje Global	Combinación	Condición	Altura (H)	0.015H	Cumple
23.7 [cm]	X	S9	Sismo	15.23 [m]	22.9 [cm]	No
19.3 [cm]	X	S9	Sismo	10.87 [m]	16.3 [cm]	No
8.1 [cm]	X	S9	Sismo	5.73 [m]	8.6 [cm]	Si
25.8 [cm]	Y	S13	Sismo	15.23 [m]	22.9 [cm]	Si
16.7 [cm]	Y	S13	Sismo	10.87 [m]	16.3 [cm]	No
6.0 [cm]	Y	S13	Sismo	5.73 [m]	8.6 [cm]	Si

En la Tabla 11 se presenta la máxima deformación que se produce en la viga porta-grúa de sección compuesta, es posible apreciar que el elemento cumple con el requisito de serviciabilidad exigido por la NCh 427.Of.77.

**Tabla 11:** Deflexión máxima en viga porta-grúa de sección compuesta.

Deflexión máxima	Posición puente grúa	Combinación	Condición	L	L/1000
0.7 [cm]	4	S17	Operación	700 [cm]	0.7 [cm]

#### 4.5. Análisis de resultados

Dado que en la estructura base el desplazamiento máximo producto de la acción de cargas de viento y estáticas supera el valor establecido por el criterio de serviciabilidad, se efectuó un cambio en la condición de apoyo de las columnas, pasando de apoyos rotulados a empotrados en el eje fuerte, de manera de reducir la deformación que se producía en el eje global X descrita en la Tabla 2. Realizado el cambio en la condición de los apoyos se verificó que la estructura base cumple con los requisitos de resistencia.

A continuación se presenta una comparación de resultados obtenidos entre la estructura base de apoyos rotulados, estructura base de apoyos empotrados en el eje fuerte y estructura de secciones compuesta.

Modelo 1: Estructura base de apoyos rotulados.

Modelo 2: Estructura base de apoyos empotrados en el eje fuerte.

Modelo 3: Estructura de secciones compuestas.

De la Tabla 12 se obtiene que el diseño que mejor controla las deformaciones producidas por cargas estáticas y de viento corresponde al modelo de marcos arriostrados cuyos apoyos están empotrados en el eje fuerte, a su vez la mayor deformación se detecta en el modelo de marcos arriostrados y apoyos rotulados, donde esta deformación sobrepasa lo exigido por la norma. En el diseño de secciones

compuestas las deformaciones son inferiores a los límites establecidos, por lo que cumple con el requisito de serviciabilidad.

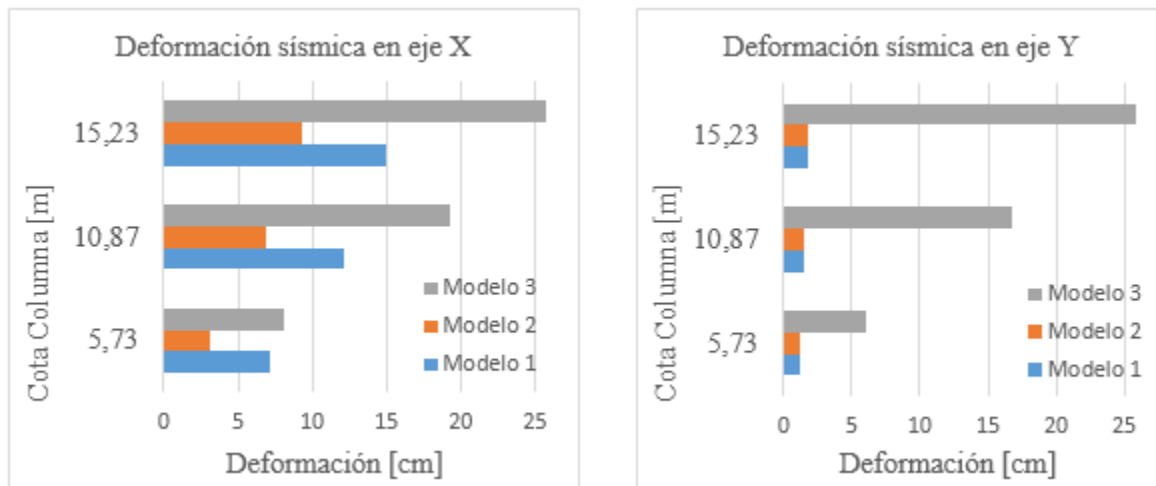
**Tabla 12:** Deformaciones máximas por cargas estáticas y de viento.

Deformaciones máximas horizontales				
Modelo	Eje global	Deformación	H/200	Combinación
Modelo 1	X	10.5 [cm]	7.6 [cm]	S17
Modelo 2	X	3.1 [cm]	7.6 [cm]	S17
Modelo 3	X	7.3 [cm]	7.6 [cm]	S17
Modelo 1	Y	0.4 [cm]	7.6 [cm]	S17
Modelo 2	Y	0.32 [cm]	7.6 [cm]	S17
Modelo 3	Y	3.2 [cm]	7.6 [cm]	S17
Deformaciones máximas verticales				
Modelo	Eje global	Deformación	L/300	Combinación
Modelo 1	Z	3.7 [cm]	4 [cm]	S16
Modelo 2	Z	3.34 [cm]	4 [cm]	S16
Modelo 3	Z	3.9 [cm]	4 [cm]	S16

De los resultados de las deformaciones sísmicas, amplificadas por el factor R y presentados en la Tabla 13, se extrae que en el diseño de secciones compuestas se producen mayores deformaciones que en los modelos de marcos arriostrados, lo cual se presenta de manera gráfica en la Figura 20. A partir de los resultados se puede deducir que para la nave industrial, la estructuración en base a marcos arriostrados controla de mejor manera las deformaciones producto de la acción sísmica.

**Tabla 13:** Deformaciones sísmicas.

Modelo	Altura (H)	Deformación	0.015H	Eje Global	Combinación	Condición
Modelo 1	15.23 [m]	14.9 [cm]	22.9 [cm]	X	S9	Sismo
Modelo 1	15.23 [m]	1.8 [cm]	22.9 [cm]	Y	S13	Sismo
Modelo 2	15.23 [m]	9.3 [cm]	22.9 [cm]	X	S9	Sismo
Modelo 2	15.23 [m]	1.8 [cm]	22.9 [cm]	Y	S13	Sismo
Modelo 3	15.23 [m]	23.7 [cm]	22.9 [cm]	X	S9	Sismo
Modelo 3	15.23 [m]	25.8 [cm]	22.9 [cm]	Y	S13	Sismo
Modelo 1	10.87 [m]	12.2 [cm]	16.3 [cm]	X	S9	Sismo
Modelo 1	10.87 [m]	1.5 [cm]	16.3 [cm]	Y	S13	Sismo
Modelo 2	10.87 [m]	6.9 [cm]	16.3 [cm]	X	S9	Sismo
Modelo 2	10.87 [m]	1.5 [cm]	16.3 [cm]	Y	S13	Sismo
Modelo 3	10.87 [m]	19.3 [cm]	16.3 [cm]	X	S9	Sismo
Modelo 3	10.87 [m]	16.7 [cm]	16.3 [cm]	Y	S13	Sismo
Modelo 1	5.73 [m]	7.1 [cm]	8.6 [cm]	X	S9	Sismo
Modelo 1	5.73 [m]	1.2 [cm]	8.6 [cm]	Y	S13	Sismo
Modelo 2	5.73 [m]	3.1 [cm]	8.6 [cm]	X	S9	Sismo
Modelo 2	5.73 [m]	1.2 [cm]	8.6 [cm]	Y	S13	Sismo
Modelo 3	5.73 [m]	8.1 [cm]	8.6 [cm]	X	S9	Sismo
Modelo 3	5.73 [m]	6.0 [cm]	8.6 [cm]	Y	S13	Sismo



**Figura 20:** Comparación de deformaciones sísmicas.

A continuación se realiza una comparación del análisis modal de cada modelo presentado en la Tabla 14, de la cual se observa que los modelos de marcos arriostrados alcanzan un mayor porcentaje de participación modal en los primeros modos, lo que implica que se puede describir el comportamiento dinámico con los modos de mayor relevancia para estos modelos, por otra parte en el modelo de secciones compuestas la participación de masa modal no alcanza el 90% en los primeros doce modos.

**Tabla 14:** Comparación análisis modal.

Modo	Modelo 1			Modelo 2			Modelo 3		
	UX	UY	RZ	UX	UY	RZ	UX	UY	RZ
1	0,23	8,9E-11	9,4E-06	0,22	1,0E-11	6,9E-10	5,2E-08	0,20	0,33
2	0,47	1,8E-10	1,9E-05	0,44	4,1E-10	1,2E-09	4,1E-07	0,41	0,65
3	0,70	2,7E-10	2,8E-05	0,67	8,0E-10	2,8E-09	5,7E-07	0,61	0,70
4	0,94	3,0E-10	3,8E-05	0,89	1,2E-09	2,9E-09	9,4E-07	0,82	0,73
5	0,94	3,9E-08	0,02	0,89	5,5E-09	0,02	0,13	0,82	0,74
6	0,94	7,8E-08	0,05	0,89	9,8E-09	0,05	0,27	0,82	0,75
7	0,94	1,1E-07	0,07	0,89	1,0E-08	0,07	0,45	0,82	0,75
8	0,94	1,5E-07	0,09	0,89	1,5E-08	0,09	0,55	0,82	0,76
9	0,94	0,23	0,14	0,89	0,23	0,14	0,57	0,82	0,77
10	0,94	0,46	0,51	0,89	0,46	0,50	0,68	0,82	0,78
11	0,94	0,69	0,87	0,89	0,69	0,87	0,71	0,82	0,78
12	0,94	0,92	0,91	0,89	0,92	0,91	0,74	0,82	0,80

En la Tabla 15 se realiza una comparación de peso total que tiene cada modelo, siendo el diseño de secciones compuesta el que presenta un mayor peso, con un total de 249.2 [ton]. Los modelos de marcos arriostrados tienen el mismo peso ya que poseen los mismos elementos diferenciándose solamente en el tipo de apoyo.

**Tabla 15:** Comparación del peso total de los modelos.

Peso total de la estructura [ton]	
Modelo 1	136,2
Modelo 2	136,2
Modelo 3	249,2

Por último se realiza una comparación del Factor de Utilización (F.U) promedio de todos los miembros de cada modelo. La Tabla 16 presenta el promedio de los factores de utilización de todos los miembros

en cada diseño, de esta manera se extrae que en el diseño de secciones compuestas los elementos se encuentran más solicitados que en los modelos de marcos arriostrados.

**Tabla 16:** Comparación de Factores de Utilización.

F.U promedio de los elementos	
Modelo 1	0,19
Modelo 2	0,18
Modelo 3	0,38

## 5. CONCLUSIONES

A partir de los resultados del diseño de la estructura utilizando una estructuración en base a secciones compuestas, se establece que dicho diseño cumple con las normas de diseño utilizadas, cumpliendo con los requisitos de resistencia y serviciabilidad considerados. Del análisis de deformaciones sísmicas establecido por la NCh 2369.Of.2003 se obtuvo que estas sobrepasan el valor límite por lo cual fue necesario considerar un análisis P-Delta.

En el diseño de la estructura base se obtuvo que las deformaciones por cargas estáticas y de viento sobrepasaban los valores límites propuestos como requisito de serviciabilidad, por lo cual se efectuó un cambio en la condición de apoyo de dicho modelo, pasando de una condición de apoyo rotulado a empotrados en el eje fuerte, ya que las deformaciones se excedían en dicho eje y verificando las condiciones de resistencia y serviciabilidad. La comparación de los resultados se efectuó al modelo base de marcos arriostrados de apoyos rotulados, al modelo de marcos arriostrados de apoyos empotrados en el eje fuerte y al modelo de secciones compuestas.

Del análisis comparativo se obtiene que el modelo de secciones compuestas presenta mayores deformaciones que el modelo de marcos arriostrados productos de las cargas estáticas, de viento y sísmicas.

De la comparación del análisis modal se concluye que el modelo de secciones compuestas alcanza cerca de un 80% de participación de masa modal en los primeros doce modos, a su vez los modelos de marcos arriostrados obtienen una participación de masa modal superior al 90% en los doce primeros modos, por lo que se concluye que los modelos de marcos arriostrados poseen un mejor comportamiento dinámico comparado con el modelo de secciones compuestas.

Con respecto al peso total de cada modelo se extrajo que el diseño de secciones compuestas posee un peso total de 249.2 [tonf], siendo superior al peso del diseño de marcos arriostrados que posee un peso total de 136.2 [tonf].

De la interacción de esfuerzos en los elementos de cada modelo se obtiene que para el de secciones compuestas, el Factor de Utilización promedio de todos sus elementos es 0.38, mientras que en los modelos de marcos arriostrados el promedio del Factor de Utilización de todos sus elementos es 0.19, lo cual implica que en el modelo de secciones compuestas los elementos poseen una relación de demanda/capacidad mayor que en los modelos de marcos arriostrados.

Si bien el diseño de la nave industrial con secciones compuestas cumple con los requisitos de resistencia y serviciabilidad, la estructuración en base a marcos arriostrados de apoyos empotrados en el eje fuerte posee un mejor comportamiento estructural, al obtenerse menores deformaciones, mayor porcentaje de participación de masa modal en los primeros modos y una relación demanda/capacidad promedio menor de los elementos.

La metodología de diseño de los elementos compuestos es muy similar a la de elementos de acero y no presenta mayores complicaciones, la principal diferencia se aprecia en la confección del diagrama de interacción que se debe realizar en el cálculo de las secciones compuestas para la acción de esfuerzos combinados de compresión y flexión, por otra parte cabe mencionar que el diseño de elementos de acero y hormigón armado viene incorporado dentro de las opciones que ofrecen los software de diseño estructural más utilizados, no así en el caso de elementos compuestos.

Dentro de las ventajas que se identifican de la estructuración en base a secciones compuestas está la protección que genera el hormigón al elemento de acero contra la corrosión y el fuego, también se puede destacar una disminución en el área de sección de los elementos compuestos y el resguardo de los elementos de acero embebidos frente al pandeo local.

Como propuesta a investigaciones futuras se plantea un estudio de factibilidad de columnas de sección compuesta en edificaciones de hormigón armado que eventualmente podrían sufrir efectos de “piso blando”, de manera de aprovechar en mejor medida la capacidad a flexión que poseen dichos elementos, la cual es mayor que en una columna de hormigón armado simple.

## 6. REFERENCIAS

- ACI318-S08.** (2008). *Requisitos de reglamento para concreto estructural (Versión en español y sistema métrico)*. American Concrete Institute.
- AISC.** (2010). *Specification for Structural Steel Building..* American Institute of Steel Construction.
- AISC.** (2011). *Desing Examples Version 14.1* American Institute of Steel Construction..
- AISC.** (2014). *Desing Guide 7-Industrial Buildings Roofs to Anchor Rods..* American Institute of Steel Construction.
- AISE.** (2003). *Technical Report N°13, Guide for the Desing ans Construction of Mill Building..* American Society of Civil Engineers.
- Carrasco, S.** (2010). "Recomendaciones de diseño de columnas compuestas de acero-hormigón sometidas a esfuerzos básicos". Memoria de título, Universidad de Chile.
- Crisafulli, F.** (2014). *Diseño sismoresistente de construcciones de acero.* Mendoza, Argentina.
- McCormac, J., & Csernak, S.** (2013). *Diseño de estructuras de acero-Quinta edición.*
- NCh1537.Of.2009.** "Diseño estructural-Cargas permanentes y cargas de uso". INN,Chile.
- NCh2369.Of 2009.** "Diseño sísmico de estructuras e instalaciones industriales". INN,Chile.
- NCh3171.Of.2010.** "Diseño estructural-Disposiciones generales y combinaciones de carga." INN,Chile.
- NCh427.Of.77.** "Especificaciones para el cálculo de estructuras de acero para edificios". INN,Chile.
- Perea, T., & R, L.** (2010). *Análisis y diseño de columnas compuestas de acero estructural y concreto reforzado.* México: Universidad Autónoma Metropolitana.
- Sepulveda, P.** (2017). "Diseño de edificio en base a marcos arriostrados con columnas de sección compuesta". Memoria de título, Universidad de Concepción.