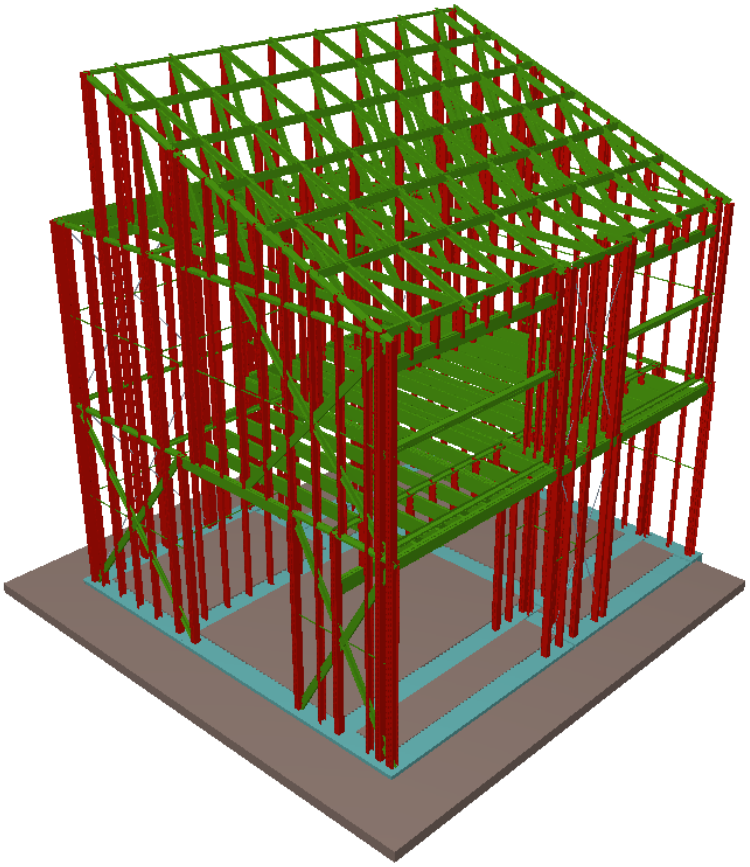
MTM-ESTRUCTURAS

Vivienda Incose

Pcia. De Bs. As.

MEMORIA DE CÁLCULO



Arq. María T. Medina
Mat CPAU 26653

21-02-2019

IF-2022-20350379-GDEBA-DPTEPRIV

Contenido

1. DESCRIPCIÓN GENERAL 4

2. DATOS GENERALES 4

2.1.- NORMAS CONSIDERADAS 4
2.2.- ACCIONES CONSIDERADAS 4
2.2.1.-GRAVITATORIAS 4
2.2.2- VIENTO 7
2.2.3- COMBINACIONES 9

3. ESTRUCTURA 12

3.1 ESQUEMAS ESTRUCTURALES 12

4. VERIFICACIÓN ESTRUCTURA METÁLICA 15

4.1 DESCRIPICÓN DE PERFILES UTILIZADOS 15
4.2 CUBIERTAS 17
4.2.1 CUBIERTA SUPERIOR - RETICULADOS 17
4.2.2 CUBIERTA SOBRE ACCESO 25
4.3 PISO TANQUES 26
4.4 ENTREPISO 27
4.5 COLUMNAS 29
4.6 DINTELES – VIGAS 31
4.6.1 DINTEL PA ALINEACIÓN 4 / B-D 31
4.6.2 DINTEL PA ALINEACIÓN 4 / A-B 32
4.6.3 DINTEL PA ALINEACIÓN 2 33
4.6.4 DINTEL PA ALINEACIÓN 6 34
4.6.5 VIGA PB ALINEACIÓN 3 36
4.6.6 VIGA PB ALINEACIÓN 5 – PANEL 2 37
4.6.7 VIGA PB ALINEACIÓN 5 – PANEL 5 38
4.6.8 VIGA PB ALINEACIÓN 7 39
4.7 MONTANTES 40
4.7.1 MONTANTE INTERIOR 41
4.7.2 MONTANTE EXTERIOR 42
4.8 CRUCES DE S.A. 45
4.9 REACCIONES DE NUDOS EN PLANTEA 48
4.9.1 NUDOS EMPOTRADOS (ANCLAJES QUÍMICOS) 48

5. VERIFICACIÓN PLATEA DE FUNDACIÓN 61

5.1 VIGAS DE FUNDACIÓN 61
6.5.2 LOSA DE FUNDACIÓN 64

6. ANCLAJES 67

IF-2022-20350379-GDEBA-DPTEPRIV

6.2 ANCLAJES ADOPTADOS **67**

7. UNIONES **73**

1. Descripción general

Estructura de Steel frame para vivienda unifamiliar. Fundación mediante platea de HºAº. Se considra para el cálculo la situación mas desfavorable; una sola vivienda por módulo.

2. Datos generales

2.1.- NORMAS CONSIDERADAS

Hormigón: CIRSOC 201-2005

Aceros conformados: CIRSOC 303 2005

Categoría de uso: Vivienda

2.2.- ACCIONES CONSIDERADAS

2.2.1.-Gravitatorias

CARGAS GENERALES

CUBIERTA SUPERIOR (20%)

Cálculo carga Lr (sobrecarga en cubierta)				
CIRCOC 101 4.9 (2005)				
superficie de cubierta (At) =	33.28	m2		
Lr = 0.96 x R1 x R2				
R1 =	1.2 -	0.358		
		*(0.01076*At)*		
R1 =	**0.842**			
pendiente =	20	º		
F =	2.4	*(0.12 x At)*		
R2 =	**1**			
Lr =	**0.81**	**kg/m2**		

Carga permanente sobre cubierta; 45kg/m2

Carga permanente sobre cordón inferior de cubierta (cieloraso); 30kg/m2

CUBIERTA SOBRE ACCESO (5%)

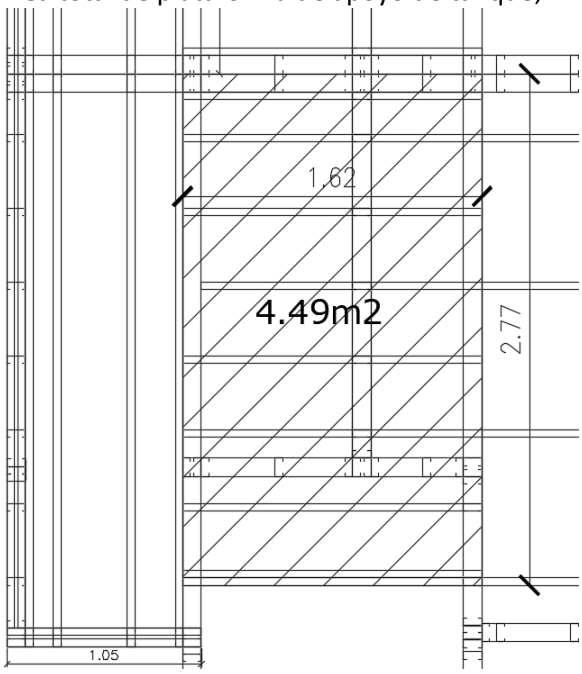
Cálculo carga Lr (sobrecarga en cubierta)				
CIRCOC 101 4.9 (2005)				
superficie de cubierta (At) =	33.28	m2		
Lr = 0.96 x R1 x R2				
R1 =	1.2 -	0.358		
		*(0.01076*At)*		
R1 =	**0.842**			
pendiente =	5	º		
F =	0.6	*(0.12 x At)*		
R2 =	**1**			
Lr =	**0.81**	**kg/m2**		

Carga permanente; 45kg/m2

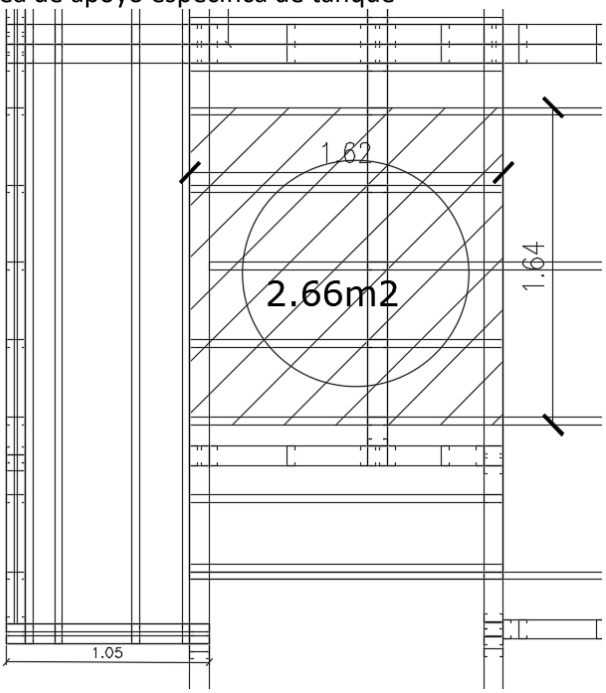
APOYO DE TANQUES

Sobrecarga de tanque;

Área total de plataforma de apoyo de tanque;



Área de apoyo específica de tanque



500kg (peso de tanque 500l) / 2.66m2 = 188.2kg
Para cálculo de viga de entrepiso se considera = 470kg/m2
Para cálculo de carga axil en montante se considera =274kg

Sobrecarga de uso (general, toda la plataforma); 100kg/m2

Sobrecarga de tanque (solosector de apoyo) =188KG/m2

Carga permanente (toda la plataforma); 200kg/m2

ENTREPISO, general

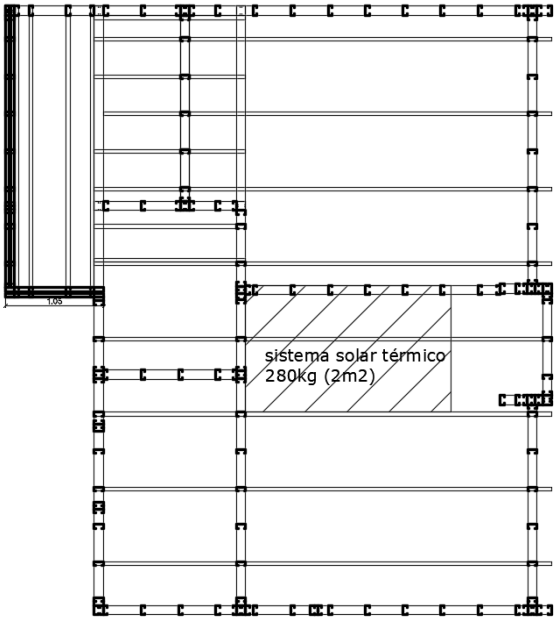
Sobrecarga de uso; 200kg/m2

Carga permanente; 200kg/m2

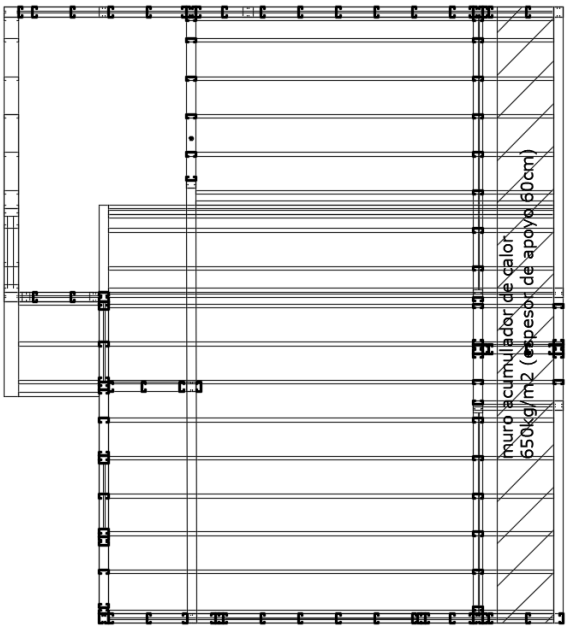
LATERALES

Tabiques
Exteriores; 45kg/m2
Interiores; 35kg/m2

CARGAS ESPECIALES



Equipo solar térmico, apoyado en cordón inferior en base de reticulados



Muro acumulador de calor, apoyado en entrepiso

2.2.2- Viento

Se ha tenido en cuenta la acción del viento mediante cargas aplicadas en las siguientes hipótesis: '+X', '+Y', '-X' y '-Y'.

Se muestra a continuación la estimación de cargas por viento a partir del Reglamento CIRSOC 102 - 2005 "Reglamento Argentino de Acción del Viento sobre las construcciones", indicando las presiones calculadas para el cuerpo principal de la vivienda.

MÉTODO 2 - ANALÍTICO

ángulo = (grados) 20

h2 = 7.50

altura media de cubierta 9.45

long = 6.4

ancho = 9.8

h1 = 5.7

100 N/m2 = 10kg/m2

	velocidad de viento				para tabla
x	v (m/s)	ciudad	BUENOS AIRES	45	3
x	Kd =		Edificios	0.85	(tabla 6)
			1		
	factor de importancia				
x	I	II	viviendas, comercios, etc	1	

	factor de direccionalidad	0.85
tabla 6 cirsoc 105 : 0,85 para todas las estr salvo chimeneas o torres reticuladas		

	fatcor topográfico			
x	Kzt =	1.00	(1 para terrenos planos)	kzt = (1 + k1+k2+k3)2

	Exposición			
x		Exposición B	áreas urbanas - viviendas	2

		10	4	
caso 1	Kz = Kz	0.72		
caso 2	Kz = Kz	0.72		

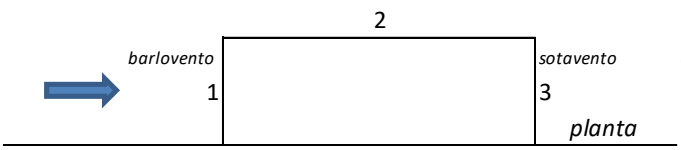
	presión dinámica
qz = 0,613 x Kz x Kzt x Kd x V2 x I (N/m2)	
caso 1 =	**760 N/m2**
caso 2 =	**760 N/m2**

	factor de ráfaga			
G =	1		+/-	
(Gcpi) =	+/-0,18	Edificios cerrados		0.18

IF-2022-20350379-GDEBA-DPTEPRIV

DIRECCIÓN VIENTO A

L/B = 0.65



ancho = 9.8

presión sobre paredes

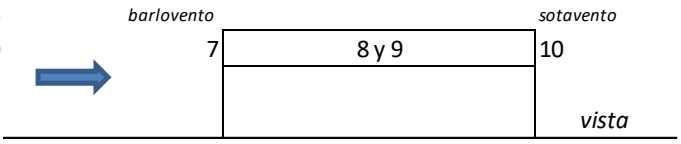
long = 6.4 351.56

barlovento				
sup 1 =	569.8	+	136.7	**706.5 N/m2**
GCp =	0.75	-	136.7	**433.0 N/m2**
lateral				
sup 2 y 4 =	-645.7	+	136.7	**-509.0 N/m2**
GCp =	-0.85	-	136.7	**-782.5 N/m2**
sotavento				
sup 3=	-379.8	+	136.7	**-243.1 N/m2**
GCp =	***-0.5***	-	136.7	**-516.6 N/m2**
L / B =	0.65			

presión sobre cubierta

h / l = 1.48

ang = 20



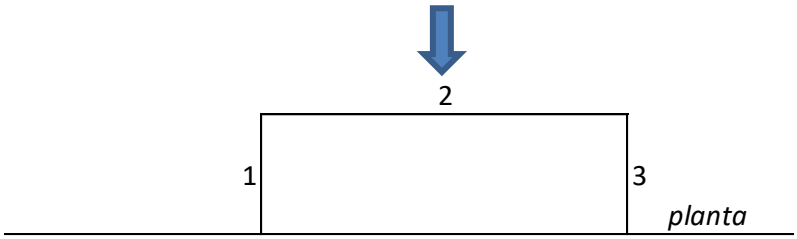
h media = 9.45

barlovento				
sup 7 =	569.8	+	136.7	**706.5 N/m2**
GCp =	***0.75***	-	136.7	**433.0 N/m2**
	0.0	+	0.0	**0.0 N/m2**
GCp =	***0***	-	0.0	**0.0 N/m2**
h / L =	ang =			
1.48	20			
lateral			h =	9.45
			áng =	20
coef =				
sup 8 y 9 =				
GCp =	-2.0			
0 a 9.45	-1519.4	+	136.7	**-1382.6 N/m2**
		-	136.7	**-1656.1 N/m2**
9.45 a 18.9	-1519.4	+	136.7	**-1382.6 N/m2**
		-	136.7	**-1656.1 N/m2**
> 18.9	-1519.4	+	136.7	**-1382.6 N/m2**
		-	136.7	**-1656.1 N/m2**
sotavento				
sup 10 =	-455.8	+	136.7	**-319.1 N/m2**
GCp =	***-0.6***	-	136.7	**-592.6 N/m2**

IF-2022-20350379-GDEBA-DPTEPRIV

DIRECCIÓN VIENTO B

L/B = 1.53125



long = 6.4

presión sobre paredes

barlovento					
sup 2 =	531.8	+	136.7	**668.5**	**N/m2**
GCp =	0.7	-	136.7	**395.0**	**N/m2**
lateral					
sup 1 y 3 =	-607.8	+	136.7	**-471.0**	**N/m2**
GCp =	-0.8	-	136.7	**-744.5**	**N/m2**
sotavento					
sup 4=	-379.8	+	136.7	**-243.1**	**N/m2**
GCp =	***-0.5***	-	136.7	**-516.6**	**N/m2**

Coeficientes adotpados de GCp =

("Figuras 5A y 7A")

cubierta

sup 33m2		
presión	0.3	
1	-1.1	
2	-1.2	
3	-2	

paredes

lat	32.2	m2
presión	0.75	
	-	
succión	0.85	
sup frente	48.3	m2
presión	0.7	
succión	-0.8	

2.2.3- Combinaciones

- **Nombres de las hipótesis**
  - **E.L.U. de rotura. Pilares mixtos de hormigón y acero**

Forma del edificio: Edificio irregular

Comb.	PP	CM	CM 1	Qa	Q 1	+X	-X	+Y	-Y
1	0.800	0.800	0.800						
2	1.000	1.000	0.800						
3	0.800	0.800	1.000						
4	1.000	1.000	1.000						
5	0.800	0.800	0.800	1.000					
6	1.000	1.000	0.800	1.000					
7	0.800	0.800	1.000	1.000					
8	1.000	1.000	1.000	1.000					
9	0.800	0.800	0.800		1.000				
10	1.000	1.000	0.800		1.000				
11	0.800	0.800	1.000		1.000				
12	1.000	1.000	1.000		1.000				
13	0.800	0.800	0.800	1.000	1.000				
14	1.000	1.000	0.800	1.000	1.000				
15	0.800	0.800	1.000	1.000	1.000				
16	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000				
17	0.800	0.800	0.800			1.000			
18	1.000	1.000	0.800			1.000			
19	0.800	0.800	1.000			1.000			
20	1.000	1.000	1.000			1.000			
21	0.800	0.800	0.800	0.500		1.000			
22	1.000	1.000	0.800	0.500		1.000			
23	0.800	0.800	1.000	0.500		1.000			
24	1.000	1.000	1.000	0.500		1.000			
25	0.800	0.800	0.800		0.500	1.000			
26	1.000	1.000	0.800		0.500	1.000			
27	0.800	0.800	1.000		0.500	1.000			
28	1.000	1.000	1.000		0.500	1.000			
29	0.800	0.800	0.800	0.500	0.500	1.000			
30	1.000	1.000	0.800	0.500	0.500	1.000			
31	0.800	0.800	1.000	0.500	0.500	1.000			
32	1.000	1.000	1.000	0.500	0.500	1.000			
33	0.800	0.800	0.800	1.000		0.600			
34	1.000	1.000	0.800	1.000		0.600			
35	0.800	0.800	1.000	1.000		0.600			
36	1.000	1.000	1.000	1.000		0.600			
37	0.800	0.800	0.800		1.000	0.600			
38	1.000	1.000	0.800		1.000	0.600			
39	0.800	0.800	1.000		1.000	0.600			
40	1.000	1.000	1.000		1.000	0.600			
41	0.800	0.800	0.800	1.000	1.000	0.600			
42	1.000	1.000	0.800	1.000	1.000	0.600			
43	0.800	0.800	1.000	1.000	1.000	0.600			
44	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	0.600			
45	0.800	0.800	0.800				1.000		
46	1.000	1.000	0.800				1.000		
47	0.800	0.800	1.000				1.000		
48	1.000	1.000	1.000				1.000		
49	0.800	0.800	0.800	0.500			1.000		
50	1.000	1.000	0.800	0.500			1.000		
51	0.800	0.800	1.000	0.500			1.000		
52	1.000	1.000	1.000	0.500			1.000		
53	0.800	0.800	0.800		0.500		1.000		
54	1.000	1.000	0.800		0.500		1.000		
55	0.800	0.800	1.000		0.500		1.000		

IF-2022-20350379-GDEBA-DPTEPRIV

56	1.000	1.000	1.000		0.500		1.000		
57	0.800	0.800	0.800	0.500	0.500		1.000		
58	1.000	1.000	0.800	0.500	0.500		1.000		
59	0.800	0.800	1.000	0.500	0.500		1.000		
60	1.000	1.000	1.000	0.500	0.500		1.000		
61	0.800	0.800	0.800	1.000			0.600		
62	1.000	1.000	0.800	1.000			0.600		
63	0.800	0.800	1.000	1.000			0.600		
64	1.000	1.000	1.000	1.000			0.600		
65	0.800	0.800	0.800		1.000		0.600		
66	1.000	1.000	0.800		1.000		0.600		
67	0.800	0.800	1.000		1.000		0.600		
68	1.000	1.000	1.000		1.000		0.600		
69	0.800	0.800	0.800	1.000	1.000		0.600		
70	1.000	1.000	0.800	1.000	1.000		0.600		
71	0.800	0.800	1.000	1.000	1.000		0.600		
72	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000		0.600		
73	0.800	0.800	0.800					1.000	
74	1.000	1.000	0.800					1.000	
75	0.800	0.800	1.000					1.000	
76	1.000	1.000	1.000					1.000	
77	0.800	0.800	0.800	0.500				1.000	
78	1.000	1.000	0.800	0.500				1.000	
79	0.800	0.800	1.000	0.500				1.000	
80	1.000	1.000	1.000	0.500				1.000	
81	0.800	0.800	0.800		0.500			1.000	
82	1.000	1.000	0.800		0.500			1.000	
83	0.800	0.800	1.000		0.500			1.000	
84	1.000	1.000	1.000		0.500			1.000	
85	0.800	0.800	0.800	0.500	0.500			1.000	
86	1.000	1.000	0.800	0.500	0.500			1.000	
87	0.800	0.800	1.000	0.500	0.500			1.000	
88	1.000	1.000	1.000	0.500	0.500			1.000	
89	0.800	0.800	0.800	1.000				0.600	
90	1.000	1.000	0.800	1.000				0.600	
91	0.800	0.800	1.000	1.000				0.600	
92	1.000	1.000	1.000	1.000				0.600	
93	0.800	0.800	0.800		1.000			0.600	
94	1.000	1.000	0.800		1.000			0.600	
95	0.800	0.800	1.000		1.000			0.600	
96	1.000	1.000	1.000		1.000			0.600	
97	0.800	0.800	0.800	1.000	1.000			0.600	
98	1.000	1.000	0.800	1.000	1.000			0.600	
99	0.800	0.800	1.000	1.000	1.000			0.600	
100	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000			0.600	
101	0.800	0.800	0.800						1.000
102	1.000	1.000	0.800						1.000
103	0.800	0.800	1.000						1.000
104	1.000	1.000	1.000						1.000
105	0.800	0.800	0.800	0.500					1.000
106	1.000	1.000	0.800	0.500					1.000
107	0.800	0.800	1.000	0.500					1.000
108	1.000	1.000	1.000	0.500					1.000
109	0.800	0.800	0.800		0.500				1.000
110	1.000	1.000	0.800		0.500				1.000
111	0.800	0.800	1.000		0.500				1.000
112	1.000	1.000	1.000		0.500				1.000
113	0.800	0.800	0.800	0.500	0.500				1.000

IF-2022-20350379-GDEBA-DPTEPRIV

114	1.000	1.000	0.800	0.500	0.500				1.000
115	0.800	0.800	1.000	0.500	0.500				1.000
116	1.000	1.000	1.000	0.500	0.500				1.000
117	0.800	0.800	0.800	1.000					0.600
118	1.000	1.000	0.800	1.000					0.600
119	0.800	0.800	1.000	1.000					0.600
120	1.000	1.000	1.000	1.000					0.600
121	0.800	0.800	0.800		1.000				0.600
122	1.000	1.000	0.800		1.000				0.600
123	0.800	0.800	1.000		1.000				0.600
124	1.000	1.000	1.000		1.000				0.600
125	0.800	0.800	0.800	1.000	1.000				0.600
126	1.000	1.000	0.800	1.000	1.000				0.600
127	0.800	0.800	1.000	1.000	1.000				0.600
128	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000				0.600

- **E.L.U. de rotura. Acero conformado**

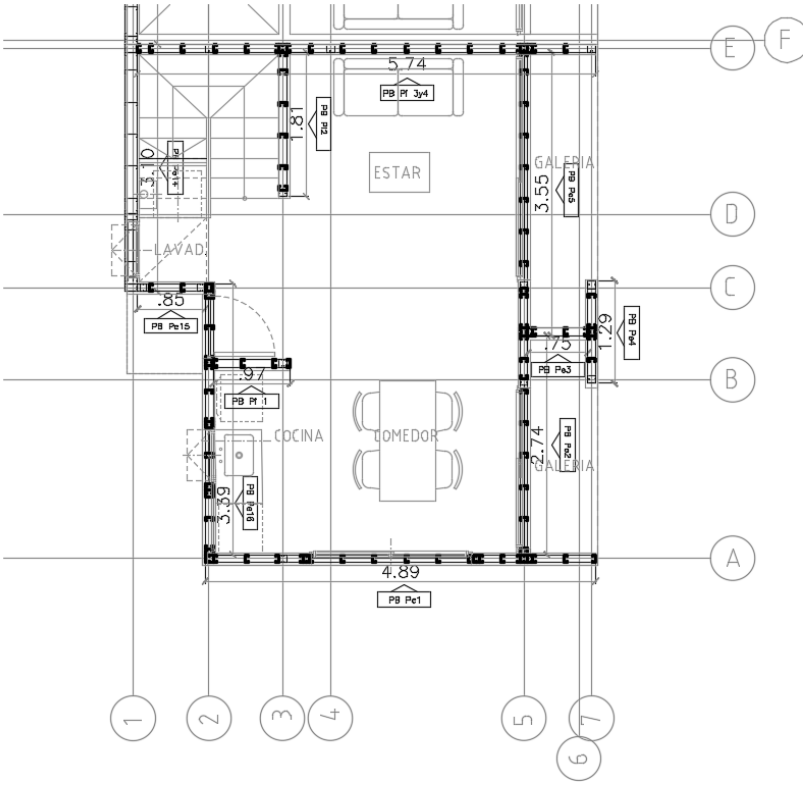
AISI/NASPEC-2007 (LRFD)
ASCE 7

Comb.	PP	CM	CM 1	Qa	Q 1	+X	-X	+Y	-Y
1	1.400	1.400	1.400						
2	1.200	1.200	1.200						
3	1.200	1.200	1.200	1.600					
4	1.200	1.200	1.200		1.600				
5	1.200	1.200	1.200	1.600	1.600				
6	1.200	1.200	1.200	0.500	0.500				
7	1.200	1.200	1.200			1.600			
8	1.200	1.200	1.200	0.500		1.600			
9	1.200	1.200	1.200		0.500	1.600			
10	1.200	1.200	1.200	0.500	0.500	1.600			
11	1.200	1.200	1.200				1.600		
12	1.200	1.200	1.200	0.500			1.600		
13	1.200	1.200	1.200		0.500		1.600		
14	1.200	1.200	1.200	0.500	0.500		1.600		
15	1.200	1.200	1.200					1.600	
16	1.200	1.200	1.200	0.500				1.600	
17	1.200	1.200	1.200		0.500			1.600	
18	1.200	1.200	1.200	0.500	0.500			1.600	
19	1.200	1.200	1.200						1.600
20	1.200	1.200	1.200	0.500					1.600
21	1.200	1.200	1.200		0.500				1.600
22	1.200	1.200	1.200	0.500	0.500				1.600
23	0.900	0.900	0.900						
24	0.900	0.900	0.900			1.600			
25	0.900	0.900	0.900				1.600		
26	0.900	0.900	0.900					1.600	
27	0.900	0.900	0.900						1.600

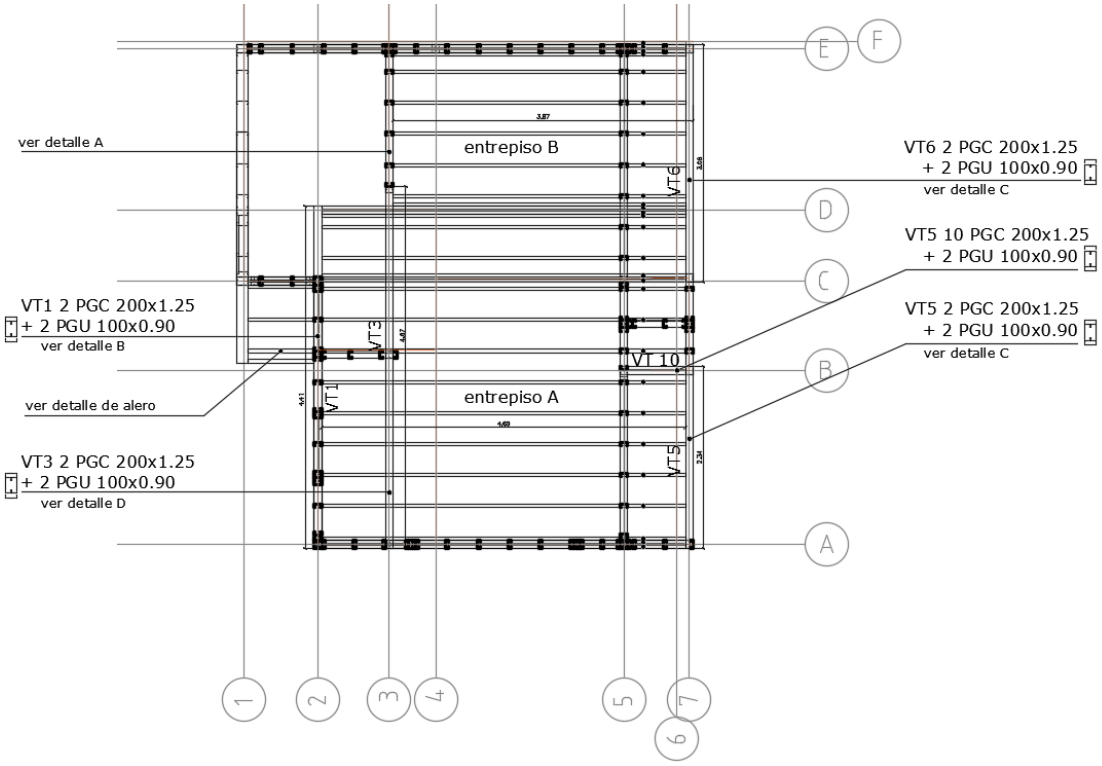
3. ESTRUCTURA

3.1 Esquemas estructurales

IF-2022-20350379-GDEBA-DPTEPRIV

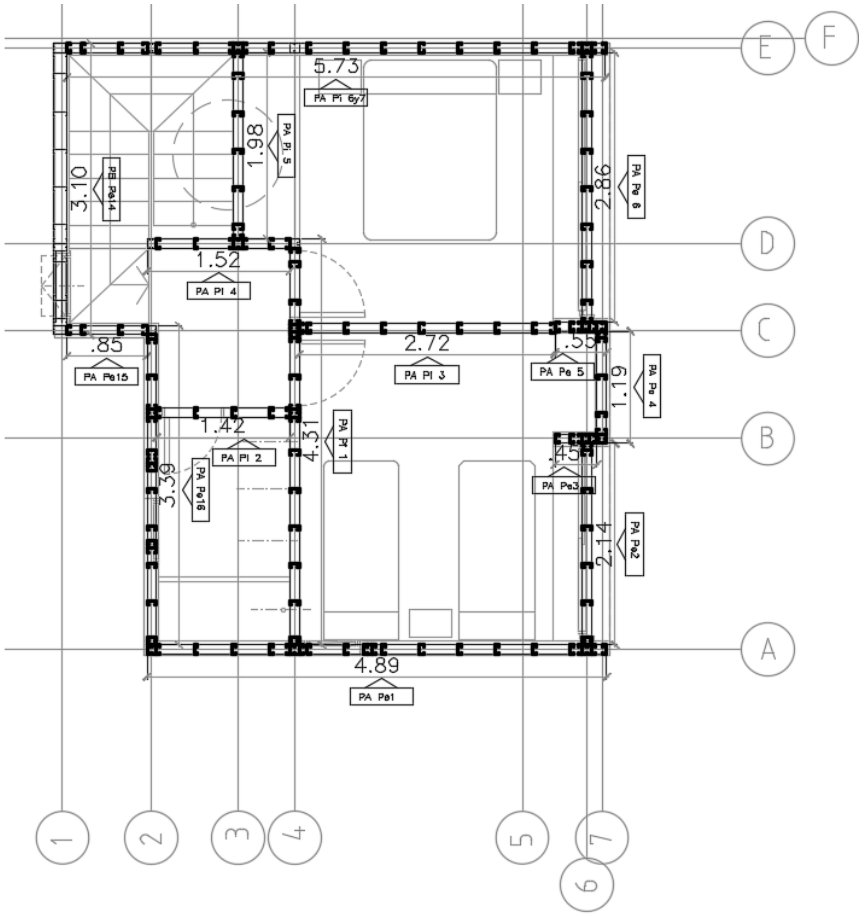


PANELES PB

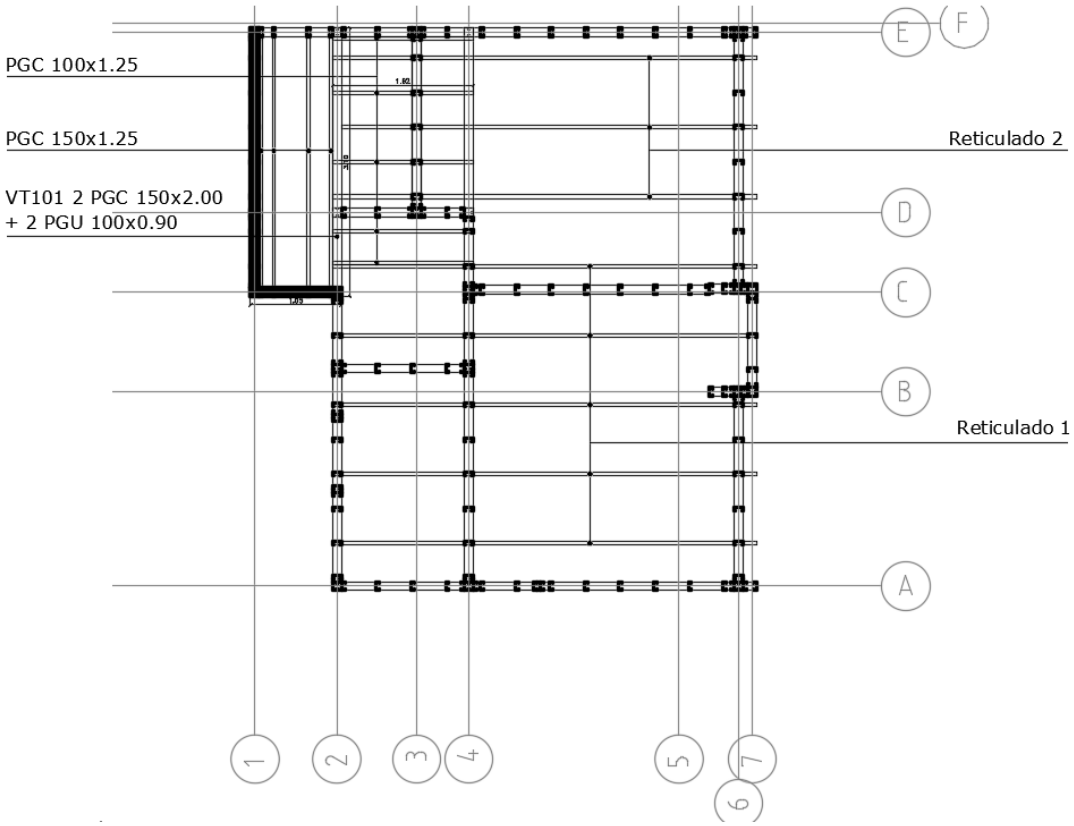


ENTREPISO

IF-2022-20350379-GDEBA-DPTEPRIV



PANELES PA



PLANTA TECHO

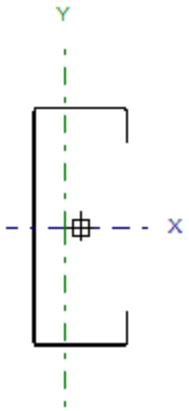
IF-2022-20350379-GDEBA-DPTEPRIV

4. VERIFICACIÓN ESTRUCTURA METÁLICA

4.1 Descripicón de perfiles utilizados

Características técnicas de perfiles adoptados

Perfil: C 100x40x15x1.25
Material: Acero (ASTM A 36 36 ksi)



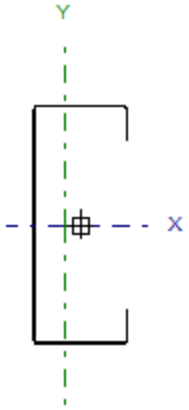
Nudos		Longitud (m)	Características mecánicas					
Inicial	Final		Área (cm²)	I_x (1) (cm4)	I_y (1) (cm4)	I_t (2) (cm4)	x_g (3) (mm)	y_g (3) (mm)
N294	N574	1.122	2.52	39.09	5.90	0.01	-6.72	0.00

Notas:
(1) Inercia respecto al eje indicado
(2) Momento de inercia a torsión uniforme
(3) Coordenadas del centro de gravedad

	Pandeo		Pandeo lateral	
	Plano ZX	Plano ZY	Ala sup.	Ala inf.
β	1.00	1.00	0.00	0.00
L_K	1.122	1.122	0.000	0.000
C_m	1.000	1.000	-	-
C_b	-		1.000	

Notación:
β: Coeficiente de pandeo
L_K: Longitud de pandeo (m)
C_m: Coeficiente de momentos
C_b: Factor de modificación para el momento crítico

Perfil: C 100x40x15x1.25
Material: Acero (ASTM A 36 36 ksi)



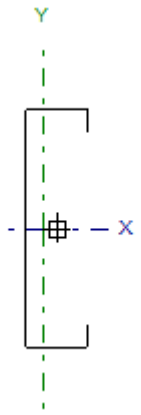
Nudos		Longitud (m)	Características mecánicas					
Inicial	Final		Área (cm²)	I_x (1) (cm4)	I_y (1) (cm4)	I_t (2) (cm4)	x_g (3) (mm)	y_g (3) (mm)
N607	N294	1.040	2.52	39.09	5.90	0.01	-6.72	0.00

Notas:
(1) Inercia respecto al eje indicado
(2) Momento de inercia a torsión uniforme
(3) Coordenadas del centro de gravedad

	Pandeo		Pandeo lateral	
	Plano ZX	Plano ZY	Ala sup.	Ala inf.
β	1.00	1.00	0.00	0.00
L_K	1.040	1.040	0.000	0.000
C_m	1.000	1.000	-	-
C_b	-		1.000	

Notación:
β: Coeficiente de pandeo
L_K: Longitud de pandeo (m)
C_m: Coeficiente de momentos
C_b: Factor de modificación para el momento crítico

Perfil: C 150x40x15x1.25
Material: Acero (ASTM A 36 36 ksi)



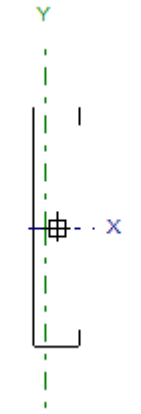
Nudos		Longitud (m)	Características mecánicas					
Inicial	Final		Área (cm²)	I_x(1) (cm4)	I_y(1) (cm4)	I_t(2) (cm4)	x_g(3) (mm)	y_g(3) (mm)
N1127	N1140	2.500	3.15	101.86	6.70	0.02	-9.24	0.00

Notas:
(1) Inercia respecto al eje indicado
(2) Momento de inercia a torsión uniforme
(3) Coordenadas del centro de gravedad

	Pandeo		Pandeo lateral	
	Plano ZX	Plano ZY	Ala sup.	Ala inf.
β	1.00	1.00	0.00	0.00
L_K	2.500	2.500	0.000	0.000
C_m	1.000	1.000	-	-
C_b	-		1.000	

Notación:
β: Coeficiente de pandeo
L_K: Longitud de pandeo (m)
C_m: Coeficiente de momentos
C_b: Factor de modificación para el momento crítico

Perfil: C 200x40x15x1.25
Material: Acero (ASTM A 36 36 ksi)



Nudos		Longitud (m)	Características mecánicas					
Inicial	Final		Área (cm²)	I_x(1) (cm4)	I_y(1) (cm4)	I_t(2) (cm4)	x_g(3) (mm)	y_g(3) (mm)
N1481	N2320	5.247	3.77	203.96	7.23	0.02	-10.92	0.00

Notas:
(1) Inercia respecto al eje indicado
(2) Momento de inercia a torsión uniforme
(3) Coordenadas del centro de gravedad

	Pandeo		Pandeo lateral	
	Plano ZX	Plano ZY	Ala sup.	Ala inf.
β	1.00	1.00	0.00	0.00
L_K	5.247	5.247	0.000	0.000
C_m	1.000	1.000	-	-
C_b	-		1.000	

Notación:
β: Coeficiente de pandeo
L_K: Longitud de pandeo (m)
C_m: Coeficiente de momentos
C_b: Factor de modificación para el momento crítico

Perfil: C 200x40x15x1.60
Material: Acero (ASTM A 36 36 ksi)

Nudos		Longitud (m)	Características mecánicas					
Inicial	Final		Área (cm²)	I_x(1) (cm4)	I_y(1) (cm4)	I_t(2) (cm4)	x_g(3) (mm)	y_g(3) (mm)
N2530	N2501	3.002	4.79	256.97	8.93	0.04	-10.90	0.00

Notas:
(1) Inercia respecto al eje indicado
(2) Momento de inercia a torsión uniforme
(3) Coordenadas del centro de gravedad

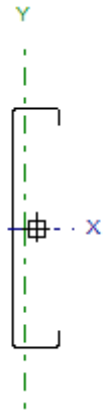
	Pandeo		Pandeo lateral	
	Plano ZX	Plano ZY	Ala sup.	Ala inf.
β	1.00	1.00	0.00	0.00
L_K	3.002	3.002	0.000	0.000
C_m	1.000	1.000	-	-
C_b	-		1.000	

Notación:
β: Coeficiente de pandeo

IF-2022-20350379-GDEBA-DPTEPRIV

L_K: Longitud de pandeo (m)
C_m: Coeficiente de momentos
C_b: Factor de modificación para el momento crítico

Perfil: C 200x40x15x2.0
Material: Acero (ASTM A 36 36 ksi)



Nudos		Longitud (m)	Características mecánicas					
Inicial	Final		Área (cm²)	$I_x^{(1)}$ (cm4)	$I_y^{(1)}$ (cm4)	$I_t^{(2)}$ (cm4)	$x_q^{(3)}$ (mm)	$y_q^{(3)}$ (mm)
N200	N201	1.390	5.93	315.39	10.71	0.08	-10.89	0.00

Notas:
(1) Inercia respecto al eje indicado
(2) Momento de inercia a torsión uniforme
(3) Coordenadas del centro de gravedad

	Pandeo		Pandeo lateral	
	Plano ZX	Plano ZY	Ala sup.	Ala inf.
β	1.00	1.00	0.00	0.00
L_K	1.390	1.390	0.000	0.000
C_m	1.000	1.000	-	-
C_b	-		1.000	

Notación:
β: Coeficiente de pandeo
L_K: Longitud de pandeo (m)
C_m: Coeficiente de momentos
C_b: Factor de modificación para el momento crítico

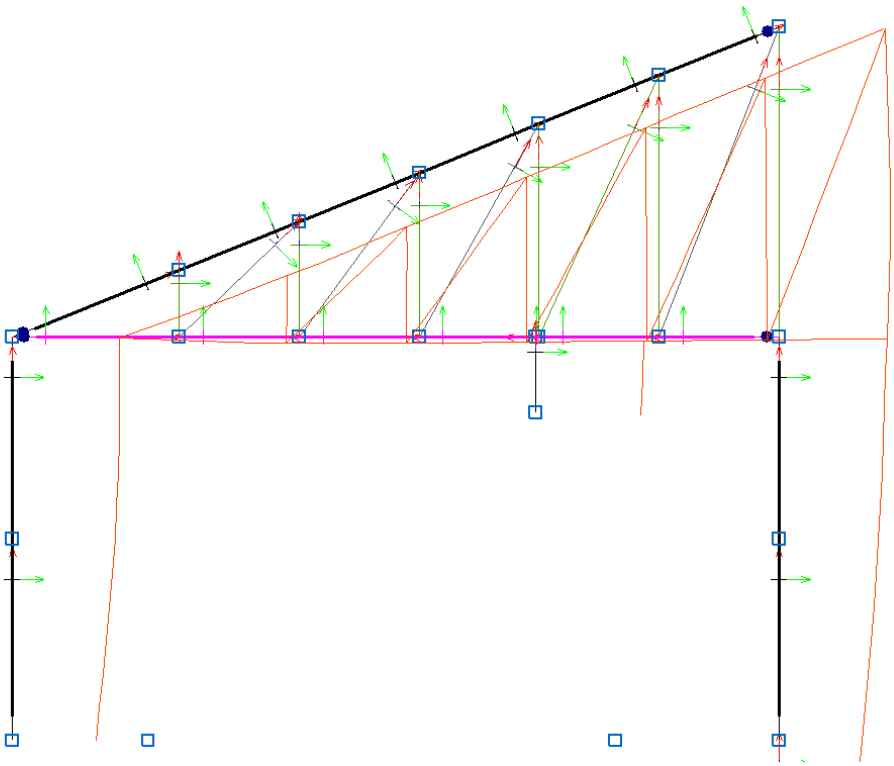
4.2 Cubiertas

4.2.1 Cubierta superior - reticulados

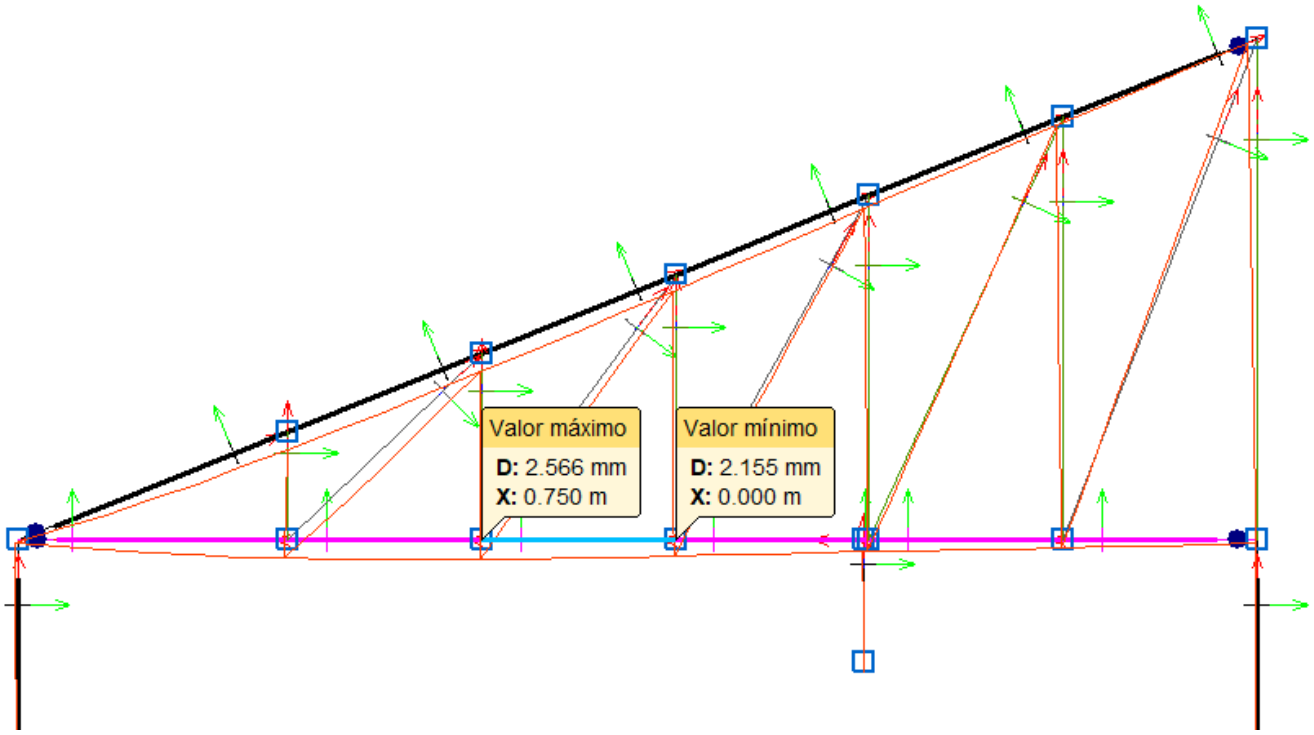
Verificación de reticulado mas desfavorable = medio; soporta carga de equipo.
Perfiles adoptados;

Cordón superior e inferior;
PGC100x1.25
Diagonales y montantes;
PGC100x0.9

Deformada (viento +Y)



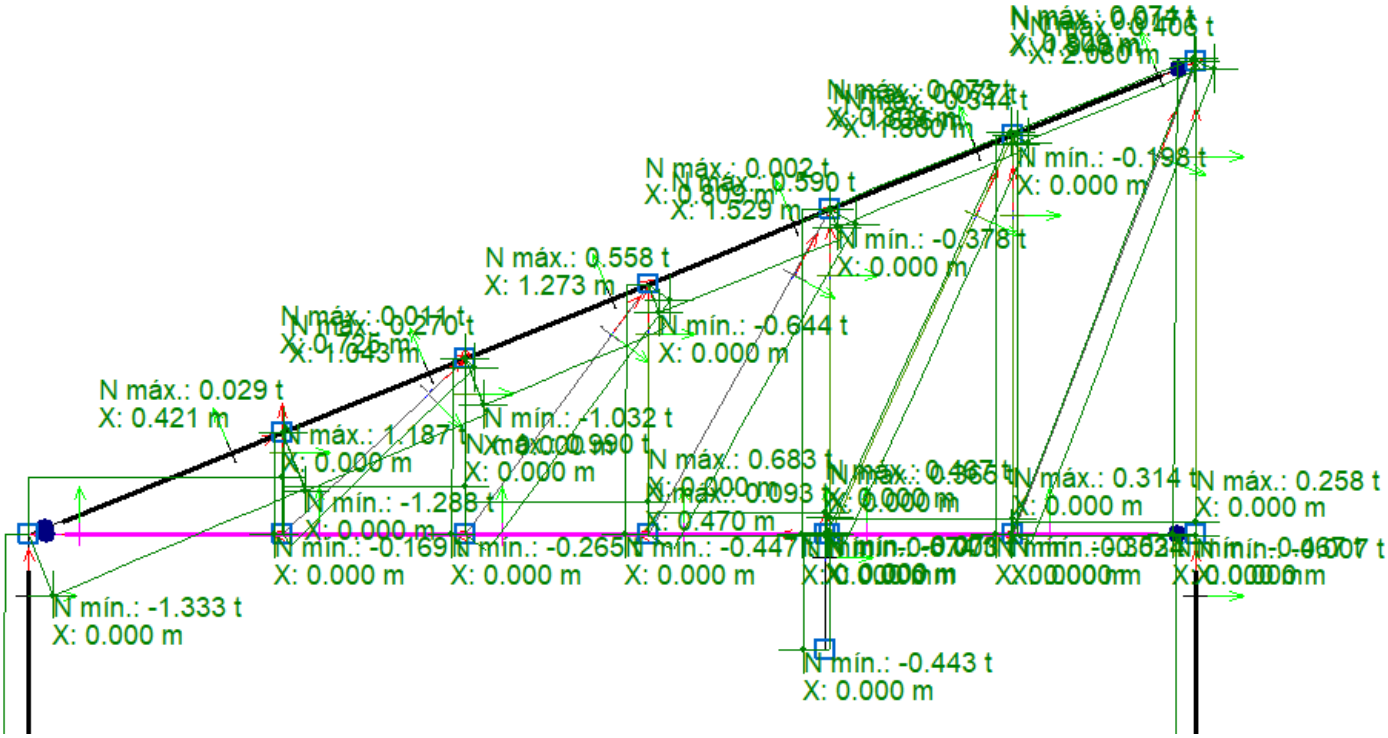
Deformación según cargas axiles



Deformación según PP+CM+SU - deformación máxima

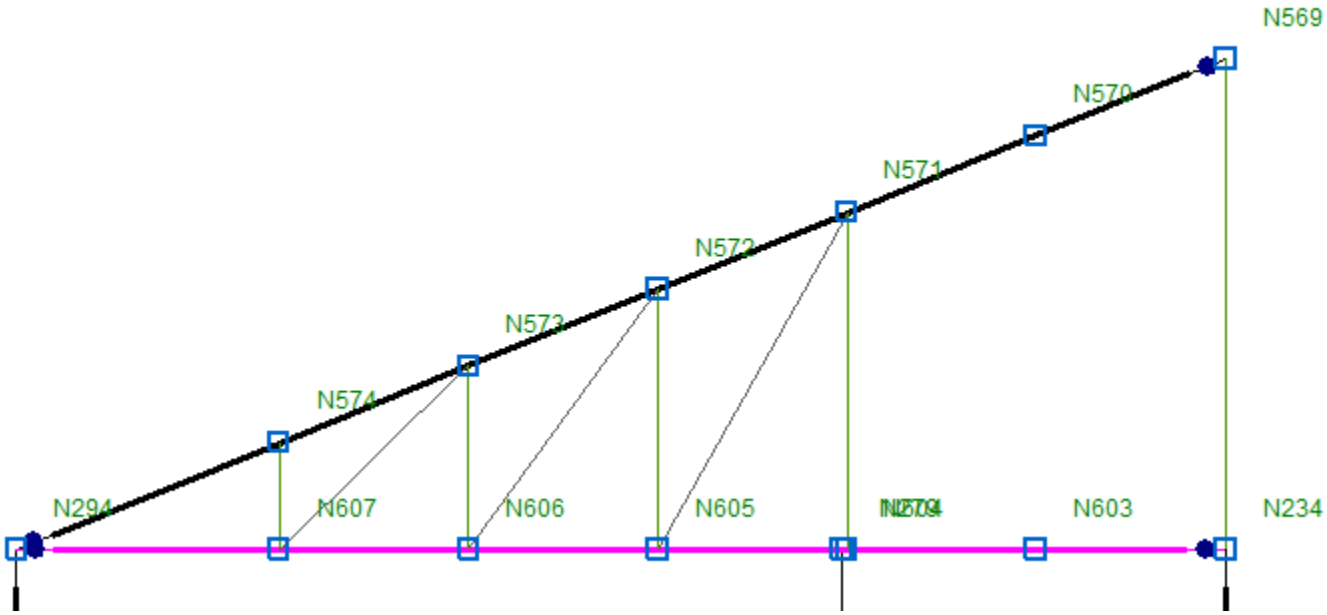
Verificación a la deformación;
l = 3.3m
def máxima (l/300) = 1.1cm VERIFICA (>0.026cm)

Esfuerzos normales - ENVOLVENTES



Máximos esfuerzos de tracción y compresión

Nomenclatura de nudos



Esfuerzos en cordones sup e inf

MÁXIMOS ESFUERZOS DE TRACCIÓN Y COMPRESIÓN		
(esfuerzos en toneladas)		
tracción máx	**1.187**	**0**
compr máx	**-1.333**	**0**
Esfuerzos barra por barra		
barra	Nmín	Nmáx
N294/N574	-1.333	-0.272
N574/N573	-1.288	-0.239
N573/N572	-1.032	-0.154
N572/N571	-0.644	-0.009
N571/N570	-0.378	0.063
N570/N569	-0.198	0.064
N234/N603	-0.007	0.258
N603/N604	0.049	0.314
N279/N605	-0.003	0.467
N605/N606	0.053	0.683
N606/N607	0.155	0.99
N607/N294	0.166	1.187

Cargas en toneladas

Verificación cordones sup e inf

IF-2022-20350379-GDEBA-DPTEPRIV

RETICULADO - BARRAS COMPRIMIDAS

BARRA Incose CS

DATOS

Acero = F24
Fy = 235 Mpa

N = 913 kg COMPRESIÓN

datos de perfil

perfil adop. = 100x1,25
An = 2.5 cm2 Área neta
Ab = 2.5 cm2 Área bruta
t = 1.25 cm
R = 1.94 cm
Øc = 0.85
E = 200000 kg/cm2
Luz barra = 0.8 m
rx = 3.94 cm
ry = 1.53 cm

RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN

Tensión de compresión en los elementos

Pf (may) = 14.608 kN = 0.01 t
Lx = Ly 0.80 m

Fex = $F_{ey} = \frac{\pi^2 . E}{(k_y . L_y / r_y)^2}$ = $\frac{9.87 \times 200000}{(80.00 / 1.53)^2}$ = $\frac{1973920.88}{2744.43}$ = 719.2 kg/cm2

F crít = mínimo Fex / Fey = 719.2 Mpa

$\lambda_c = \sqrt{\frac{F_y}{F_e}}$ = raíz 2 de 235 / 719.2 = 0.57 < 1.5

F_n la tensión determinada de la siguiente manera, en MPa:

Para $\lambda_c \leq 1,5$ $F_n = (0,658^{\lambda_c^2}) F_y$ = 204.96 Mpa

Para $\lambda_c > 1,5$ $F_n = \left[\frac{0,877}{\lambda_c^2}\right] F_y$ = 630.780 Mpa

Fn = 204.96 Mpa CONSIDERAMOS AL ÁREA 100% EFECTIVA
Pn = 51.24 kN
Øc = 0.85 coef de seguridad
Pd = Øc x Pn = 43.55 > 14.61 **verifica**
porcentaje de resistencia
34%

VERIFICACIÓN AL PANDEO

porcentaje de resistencia
kL / r < 200; eje y = 800.00 / 15.27 = 52.4 < 200 **verifica** *26%*

RETICULADO - BARRAS TRACCIONADAS

BARRA Incose CI

DATOS

Acero = F24
Fy = 235 Mpa

N = 8.19 kN TRACCIÓN

datos de perfil

perfil adop. =	100x1,25		
An =	2.5	cm2	Área neta
Ab =	2.5	cm2	Área bruta
t =	1.25	cm	
R =	1.94	cm	
Øc =	0.85		
E =	200000	Mpa	
Luz barra =	0.85	m	
rx =	39.36	cm	
ry =	15.27	cm	

RESISTENCIA A LA TRACCIÓN

$T_n = A_g F_y (10)^{-1}$
$\phi_t = 0,90$

Ag = 2.5 cm2
Fy = 235 Mpa
Øt = 0.9

Td = 52.88 kN (Ag x Fy x Øt)

Td > Tc -52.88 > 8.19 **verifica**

porcentaje de resistencia 15%

Verificación diagonales y montantes

IF-2022-20350379-GDEBA-DPTEPRIV

MÁXIMOS ESFUERZOS DE TRACCIÓN Y COMPRESIÓN		
(esfuerzos en toneladas)		
tracción máx	**0.588**	**N605/N571**
compr máx	**-0.574**	**N604/N571**
Esfuerzos barra por barra		
barra	Nmín	Nmáx
N605/N571	0.089	0.588
N606/N572	0.146	0.556
N607/N573	0.031	0.269
N234/N569	-0.467	-0.049
N604/N571	-0.574	-0.054
N605/N572	-0.447	-0.039
N606/N573	-0.265	0.01
N607/N574	-0.169	0.028
N603/N570	-0.352	0.075
N603/N569	-0.034	0.402
N604/N570	-0.071	0.342

Cargas en toneladas

IF-2022-20350379-GDEBA-DPTEPRIV

RETICULADO - BARRAS COMPRIMIDAS

BARRA ncose Diag com

DATOS

Acero = F24
Fy = 235 Mpa

N = 450 kg COMPRESIÓN

datos de perfil

perfil adop. =	100x0,90		
An =	1.82	cm2	Área neta
Ab =	1.82	cm2	Área bruta
t =	0.9	cm	
R =	1.41	cm	
Øc =	0.85		
E =	200000	kg/cm2	
Luz barra =	1.33	m	
rx =	3.96	cm	
ry =	1.55	cm	

RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN

Tensión de compresión en los elementos

Pf (may) = 7.2 kN = 0.01 t
Lx = Ly 1.33 m

Fex = $F_{ey} = \frac{\pi^2 . E}{(k_y . L_y / r_y)^2}$ = $\frac{9.87 \times 200000}{(133.00 / 1.55)^2}$ = $\frac{1973920.88}{7383.94}$ = 267.3 kg/cm2

F crít = mínimo Fex / Fey = 267.3 Mpa

$\lambda_c = \sqrt{\frac{F_y}{F_e}}$ = raíz 2 de 235 / 267.3 = 0.94 < 1.5

F_n la tensión determinada de la siguiente manera, en MPa:

Para $\lambda_c \leq 1,5$ $F_n = (0,658^{\lambda_c^2}) F_y$ = 162.66 Mpa

Para $\lambda_c > 1,5$ $F_n = \left[\frac{0,877}{\lambda_c^2}\right] F_y$ = 234.445 Mpa

Fn = 162.66 Mpa CONSIDERAMOS AL ÁREA 100% EFECTIVA
Pn = 29.60 kN
Øc = 0.85 coef de seguridad
Pd = Øc x Pn = 25.16 > 7.20 **verifica**
porcentaje de resistencia
29%

VERIFICACIÓN AL PANDEO

porcentaje de resistencia
kL / r < 200; eje y = 1330.00 / 15.48 = 85.9 < 200 **verifica** *43%*

RETICULADO - BARRAS TRACCIONADAS

BARRA hcose Diag trac

DATOS

Acero =	F24		
Fy =	235	Mpa	
N =	4.94	kN	TRACCIÓN

datos de perfil

perfil adop. =	100x0,90		
An =	1.82	cm2	Área neta
Ab =	1.82	cm2	Área bruta
t =	0.9	cm	
R =	1.41	cm	
Øc =	0.85		
E =	200000	Mpa	
Luz barra =	1.35	m	
rx =	39.63	cm	
ry =	15.48	cm	

RESISTENCIA A LA TRACCIÓN

$T_n = A_g F_y (10)^{-1}$

$\phi_t = 0,90$

Ag =	1.82	cm2
Fy =	235	Mpa
Øt =	0.9	

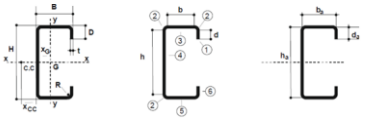
Td = 38.49 kN (Ag x Fy x Øt)

Td	>	Tc		-38.49	>	4.94	**verifica**

porcentaje de resistencia
13%

4.2.2 Cubierta sobre acceso

Incose - cub acceso | vigas simples



VIGAS — tipo = simplemente apoyada

perfil adoptado = 150x1,25
cant x pos = 1

datos generales

Acero =	F24	Øb =	0.9							
Fy =	235	Mpa	2.35							
flecha lím =		luz / 300								
E (mod elast)=		2000000 kg/m2	Mod elas long acero		coeficientes según norma LRFD					
G =		77200 Mpa	Mod elast transv acero							
datos					1)	1.4D + L	=	144	kg/m2	
Luz de viga (m) =		**3.26**	simplemente apoyada		**2)**	**1.2D + 1.6L + 0.5(Lr ó S ó Rr)**	**=**	**183.6**	**kg/m2**	
cantidad de flejes interm. =		**1**			3)	1.2D + (1.4Lr ó 1.6S ó 1.6Lr) + 0.5(L ó Rr)	=	94.5	kg/m2	
datos de tabla =					4)	1.2D + 1.6W + 0.5L + (Lr ó S ó Rr)	=	94.5	kg/m2	
Sx =	13.47	cm3	módulo resisitente		5)	1.2D + 1.5E + (0.5 L ó 0.2 S)	=	94.5	kg/m2	
Jx =	101.08	cm4	momento de inercia		6)	0.9D - (1.6W ó 1.5E)	=	40.5	kg/m2	
Jy =	6.63	cm4					**qu =**	**183.6**	**kg/m2**	**CARGA ÚLTIMA**
t =	1.25	mm	espesor de chapa		W =	-100 kg/m2	(viento succión)			
R =	0	mm	radio de curvatura		rx =	5.68 cm				
H =	150	mm	altura del perfil		ry =	1.46 cm				
ha =	148.75	mm			Xoo =	28.32 mm				
ba =	38.75	mm			A =	3.13 cm2	Área			
C =	1.4375	cm			J =	0.02 cm4	el módulo de torsión de St. Venant de la sección transversal			
L =	81	kg/m2	(sobrecarga de uso)		wx (comp) =	26.94 cm3				
D =	45	kg/m2	(carga permanente)							
N=	0	kg/m2	(Nieve)							
W=	0	kg/m2	(Viento)							

carga distribuida sobre la barra

separación de cabios =		40	cm	
carga uniforme sobre barra =		**73.44**	**kg/m**	(qu * sep)
carga concentrada equiv en ext =		**29.8809**	**kg**	

Momento máximo y reacciones

consideramos carga uniformemente distribuida y apoyos articulados

M max =	**97.26**	**kgm**
R =	**119.52**	**kg**
	119.52	**kg**

VERIFICACIÓN A LA RESISTENCIA

Mn =	Sx x Fy	**3.17**	**cm3**					Md		(Mmax / resist adopt)	
Md =	(Mn x coef Øb)							KNm		KNm	
Øb =	0.95	(según cirsoc 303)		Md =	Mn x Øb	=	Md =	**3.01**	>	**0.97**	**verifica**
								porcentaje de resistencia			*32%*

VERIFICACIÓN A LA DEFORMACIÓN

						kg/cm	cm4					
se utiliza la fórmula =		5 / 384	q x l^4 / E x Jx		5 / 384	0.7344 / 2,000,000	11225455475 / 101.08	=	41219872504 / 77629440000	=	0.53	cm
						kg/cm2	cm4					
flecha máxima =				luz /	300	=	325.5	/	300	=	1.09	cm
verificación como viga simplemente apoyada						0.0224			cm		cm	
									0.53	**<**	**1.09**	**verifica**
									porcentaje de resistencia			*49%*

VERIFICACIÓN AL PANDEO LATERAL TORSIONAL

datos auxiliares

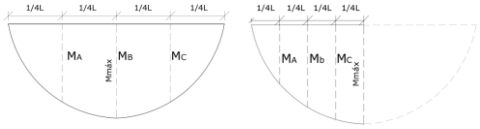
a	a2	a3	b	b2	b3	c	c2	c3	c4	t
14.88	221.27	3291.33	3.88	15.02	58.19	1.44	2.07	2.97	4.27	0.125

cw = 34.61 — 35475.103 56229.4634 / 5144.4258 5592.35938 -737.707031 = 317.4 Módulo de alabeo de la sección transversal

$r_o = \sqrt{r_x^2 + r_y^2 + x_o^2}$ = 6.51 cm — el radio de giro polar de la totalidad de la sección transversal respecto del centro de corte

Resistencia al pandeo lateral torsional — L = 1.63

Ky =	1	(cant arriostramientos)	RA =	1.195236			
LY =	3.26	m			Mmax =	0.97	KNm
q =	0.7344	KN/m	LA =	0.41	MA =	0.43	KNm
KyLy =	1.63	m	LB =	0.81	MB =	0.73	KNm
			LC =	1.22	MC =	0.91	KNm



procedimiento (a) = Cirsoc 3.1.2.1 (a) pG 80 ej troglia

$C_b = \frac{12{,}5\,M_{max}}{2{,}5\,M_{max} + 3\,M_A + 4\,M_B + 3\,M_C}$ = 1.30 — Cb = coeficiente de flexión que depende del diagrama de momentos

$\sigma_{ey} = \frac{\pi^2 E}{(k_y L_y / r_y)^2}$ = 158.85 Mpa — >= 2.78 Fy — Fc = Fy — Fc = 235.00 Mpa — no

$\sigma_t = \frac{1}{A r_o^2}\left[GJ + \frac{\pi^2 E C_w}{(k_t L_t)^2}\right]$ = 187.61 Mpa — 2.78Fy > Fe > 0.56 Fy — $F_c = \frac{10}{9} F_y \left(1 - \frac{10 F_y}{36 F_e}\right)$ — Fc = 160.67 Mpa — si

<= 0.56 Fy — Fc = Fe — Fc = 169.70 Mpa — no

$F_o = \frac{C_b r_o A}{S_f}\sqrt{\sigma_{ey}\sigma_t}$ = 169.70 Mpa

Fe = tensión elástica crítica de pandeo lateral-torsional — $F_e = \frac{C_b \pi^2 E d I_{yc}}{S_f (k_y L_y)^2}$ = 178.64 Mpa — 2.78 Fy = 653.3 Mpa

Fc = tensión crítica de pandeo lateral	**Fc =**	**160.67**	**Mpa**		Md		Mmax
Lu = longitud lateralmente no arriostrada límite	Lu =	236.25	*Cb =*	*1*	KNm		KNm
					3.90	**>**	**0.97**	**verifica**
Mn = Resistencia de diseño al pandeo lateral torsional	Mn =	3.90	KNm		*porcentaje de resistencia*		*25%*

4.3 Piso tanques

Verificación perfiles de apoyo de tanques, entre reticulados; PGC100x1.25
L = 1.62m

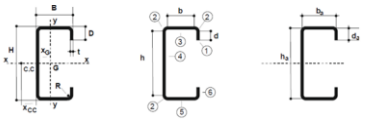
IF-2022-20350379-GDEBA-DPTEPRIV

MTM-ESTRUCTURAS

Arq. María T. Medina
Mat. CPAU 26653

CM (plataforma) = 200kg/m2 x 0.4 sep = 80kg
CM (tanque) = 470 (columna de agua promedio, altura de tanque) *0.4m = 188kg
SU = 100lg/m2 x 0.4 sep = 40kg/m

Incose - ap tº	vigas simples			



VIGAS — tipo = simplemente apoyada

perfil adoptado = 100x1,25
cant x pos = 1

datos generales

Acero =	F24	Øb =	0.9							
Fy =	235	Mpa	2.35							
flecha lím =		luz / 300								
E (mod elast)=		2000000	kg/m2	Mod elas long acero						
G =		77200	Mpa	Mod elast transv acero						

coeficientes según norma LRFD

1)	1.4D + L	=	850	kg/m2
2)	**1.2D + 1.6L + 0.5(Lr ó S ó Rr)**	=	**1152**	**kg/m2**
3)	1.2D + (1.4Lr ó 1.6S ó 1.6Lr) + 0.5(L ó Rr)	=	525	kg/m2
4)	1.2D + 1.6W + 0.5L + (Lr ó S ó Rr)	=	525	kg/m2
5)	1.2D + 1.5E + (0.5 L ó 0.2 S)	=	525	kg/m2
6)	0.9D - (1.6W ó 1.5E)	=	180	kg/m2
		qu =	**1152**	**kg/m2** **CARGA ÚLTIMA**

datos

Luz de viga (m) =		**1.62**	simplemente apoyada		W =	-100	kg/m2	(viento succión)		
cantidad de flejes interm. =		**1**			rx =	3.94	cm			
datos de tabla =					ry =	1.53	cm			
Sx =	7.74	cm3	módulo resisitente		Xoo =	33.18	mm			
Jx =	38.74	cm4	momento de inercia		A =	2.5	cm2	Área		
Jy =	5.83	cm4			J =	0.01	cm4	el módulo de torsión de St. Venant de la sección transversal		
t =	1.25	mm	espesor de chapa		wx (comp) =	15.48	cm3			
R =	0	mm	radio de curvatura							
H =	100	mm	altura del perfil							
ha =	98.75	mm								
ba =	38.75	mm								
C =	1.4375	cm								
L =	570	kg/m2	(sobrecarga de uso)							
D =	200	kg/m2	(carga permanente)							
N=	0	kg/m2	(Nieve)							
W=	0	kg/m2	(Viento)							

carga distribuida sobre la barra

separación de cabios =		40	cm	
carga uniforme sobre barra =		**460.8**	**kg/m**	(qu * sep)
carga concentrada equiv en ext =		**93.312**	**kg**	

Momento máximo y reacciones
consideramos carga uniformemente distribuida y apoyos articulados

M max =	**151.17**	**kgm**
R =	**373.25**	**kg**
	373.25	**kg**

VERIFICACIÓN A LA RESISTENCIA

Mn =	Sx x Fy	**1.82**	**cm3**					Md		(Mmax / resist adopt)	
Md =	(Mn x coef Øb)							KNm		KNm	
Øb =	0.95	(según cirsoc 303)		Md =	Mn x Øb	=	Md =	**1.73**	>	**1.51**	**verifica**
								porcentaje de resistencia		*87%*	

VERIFICACIÓN A LA DEFORMACIÓN

						kg/cm	cm4					
se utiliza la fórmula =		5 q x l⁴			5	4.608	688747536	=	15868743229	=	0.53	cm
		384 E x Jx			384	2,000,000	38.74		29752320000			
						kg/cm2	cm4					
flecha máxima =				luz /	300	=	162	/	300	=	0.54	cm
verificación como viga simplemente apoyada						0.0224			cm		cm	
									0.53	**<**	**0.54**	**verifica**
									porcentaje de resistencia		*99%*	

VERIFICACIÓN AL PANDEO LATERAL TORSIONAL

datos auxiliares

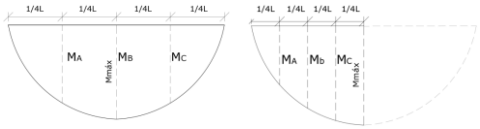
a	a2	a3	b	b2	b3	c	c2	c3	c4	t
9.88	97.52	962.97	3.88	15.02	58.19	1.44	2.07	2.97	4.27	0.125

cw = 15.25 | 11855.767 22766.2603 / 2267.2383 2072.67188 -489.738281 | = 137.2 Módulo de alabeo de la sección transversal

$r_o = \sqrt{r_x^2 + r_y^2 + x_o^2}$ = 5.37 cm el radio de giro polar de la totalidad de la sección transversal respecto del centro de corte

Resistencia al pandeo lateral torsional — L = 0.81

Ky =	1	(cant arriostramientos)	RA =	3.73248			
LY =	1.62	m			Mmax =	1.51	KNm
q =	4.608	KN/m	LA =	0.20	MA =	0.66	KNm
KyLy =	0.81	m	LB =	0.41	MB =	1.13	KNm
			LC =	0.61	MC =	1.42	KNm



procedimiento (a) = Cirsoc 3.1.2.1 (a) pG 80 ej troglia

$C_b = \frac{12{,}5\,M_{max}}{2{,}5\,M_{max} + 3\,M_A + 4\,M_B + 3\,M_C}$ = 1.30 Cb = coeficiente de flexión que depende del diagrama de momentos

$\sigma_{ey} = \frac{\pi^2 E}{(k_y L_y / r_y)^2}$ = 704.28 Mpa >= 2.78 Fy Fc = Fy Fc = 235.00 Mpa si

$\sigma_t = \frac{1}{A r_o^2}\left[GJ + \frac{\pi^2 E C_w}{(k_t L_t)^2}\right]$ = 586.34 Mpa 2.78Fy > Fe > 0.56 Fy $F_c = \frac{10}{9} F_y \left(1 - \frac{10 F_y}{36 F_e}\right)$ Fc = 237.56 Mpa no

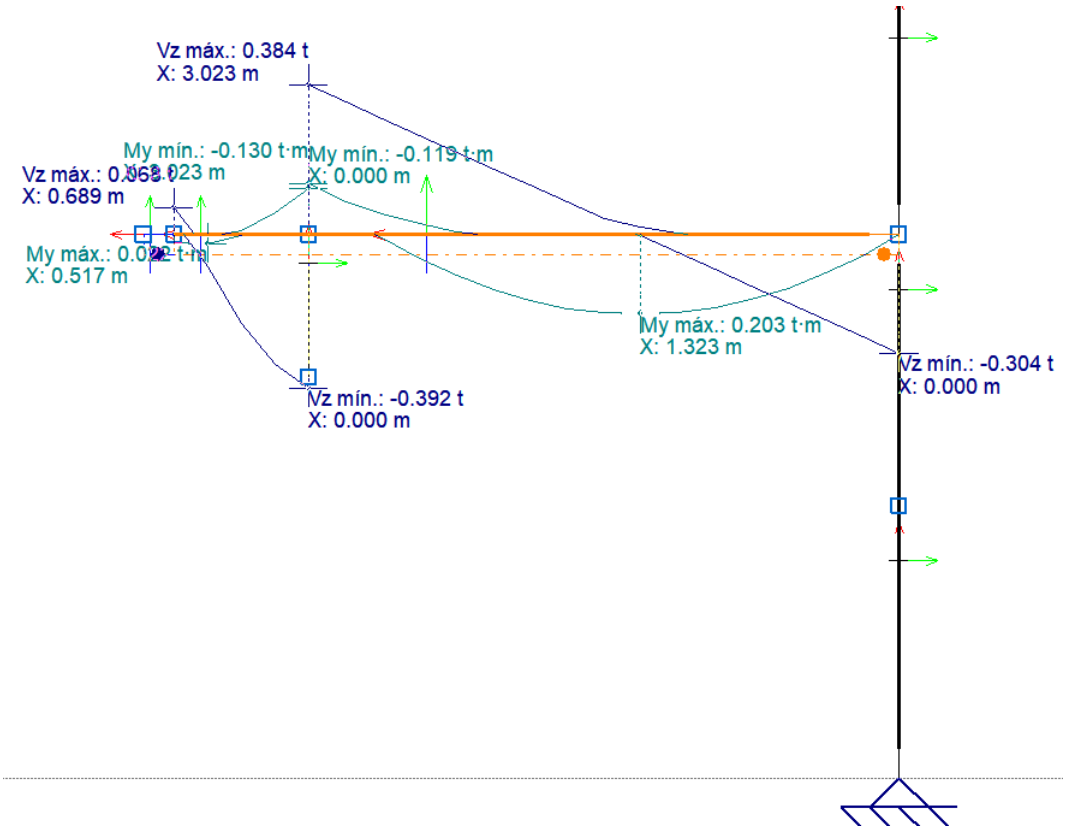
<= 0.56 Fy Fc = Fe Fc = 723.88 Mpa no

$F_e = \frac{C_b r_o A}{S_f}\sqrt{\sigma_{ey}\sigma_t}$ = 723.88 Mpa

Fe = tensión elástica crítica de pandeo lateral-torsional $F_e = \frac{C_b \pi^2 E d I_{yc}}{S_f (k_y L_y)^2}$ = 735.76 Mpa 2.78 Fy = 653.3 Mpa

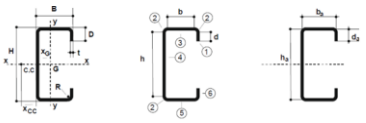
Fc = tensión crítica de pandeo lateral	**Fc =**	**235.00**	**Mpa**		Md		Mmax
Lu = longitud lateralmente no arriostrada límite	Lu =	238.63	*Cb =*	*1*	KNm		KNm
					3.27	**>**	**1.51** **verifica**
Mn = Resistencia de diseño al pandeo lateral torsional	Mn =	3.27	KNm		*porcentaje de resistencia*		*46%*

Perfiles adoptados = PGC200x1.25
Esfuerzos Máximos de corte y momentos



Verificación

Incose - entrepiso | **vigas simples**



VIGAS — tipo = simplemente apoyada

perfil adoptado = 200x1,25
cant x pos = 1

datos generales

Acero =	F24	Øb =	0.9							
Fy =	235	Mpa	2.35							
flecha lím =		luz /	300							
E (mod elast)=		2000000	kg/m2	Mod elas long acero	coeficientes según norma LRFD					
G =		77200	Mpa	Mod elast transv acero						
datos					1)	1.4D + L	=	480	kg/m2	
Luz de viga (m) =		**3.10**		simplemente apoyada	**2)**	**1.2D + 1.6L + 0.5(Lr ó S ó Rr)**	**=**	**560**	**kg/m2**	
cantidad de flejes interm. =		**1**			3)	1.2D + (1.4Lr ó 1.6S ó 1.6Lr) + 0.5(L ó Rr)	=	340	kg/m2	
datos de tabla =					4)	1.2D + 1.6W + 0.5L + (Lr ó S ó Rr)	=	340	kg/m2	
Sx =	20.25	cm3		módulo resisitente	5)	1.2D + 1.5E + (0.5 L ó 0.2 S)	=	340	kg/m2	
Jx =	202.58	cm4		momento de inercia	6)	0.9D - (1.6W ó 1.5E)	=	180	kg/m2	
Jy =	7.16	cm4					**qu =**	**560**	**kg/m2**	**CARGA ÚLTIMA**
t =	1.25	mm		espesor de chapa	W =	-100	kg/m2	(viento succión)		
R =	0	mm		radio de curvatura	rx =	7.35	cm			
H =	200	mm		altura del perfil	ry =	1.38	cm			
ha =	198.75	mm			Xoo =	24.82	mm			
ba =	38.75	mm			A =	3.75	cm2	Área		
C =	1.4375	cm			J =	0.02	cm4	el módulo de torsión de St. Venant de la sección transversal		
L =	200	kg/m2		(sobrecarga de uso)	wx (comp) =	40.5	cm3			
D =	200	kg/m2		(carga permanente)						
N=	0	kg/m2		(Nieve)						
W=	0	kg/m2		(Viento)						

carga distribuida sobre la barra — Momento máximo y reacciones

separación de cabios =		40	cm		consideramos carga uniformemente distribuida y apoyos articulados			
carga uniforme sobre barra =		**224**	**kg/m**	(qu * sep)	**M max =**	**213.00**	**kgm**	
carga concentrada equiv en ext =		**68.709677**	**kg**		**R =**	**347.20**	**kg**	
						347.20	**kg**	

VERIFICACIÓN A LA RESISTENCIA

Mn =	Sx x Fy	**4.76**	**cm3**					Md		(Mmax / resist adopt)	
Md =	(Mn x coef Øb)							KNm		KNm	
Øb =	0.95	(según cirsoc 303)		Md =	Mn x Øb	=	Md =	**4.52**	>	**2.13**	**verifica**
								porcentaje de resistencia		*47%*	

VERIFICACIÓN A LA DEFORMACIÓN

							kg/cm	cm4				
se utiliza la fórmula =		5 / 384	q x l^4 / E x Jx		5 / 384	2.24 / 2,000,000	9235210000 / 202.58	=	1.03434E+11 / 1.55581E+11	=	0.66	cm
							kg/cm2	cm4				
flecha máxima =				luz /	300	=	310	/	300	=	1.03	cm
verificación como viga simplemente apoyada						0.0224			cm		cm	
									0.66	**<**	**1.03**	**verifica**
									porcentaje de resistencia		*64%*	

VERIFICACIÓN AL PANDEO LATERAL TORSIONAL

datos auxiliares

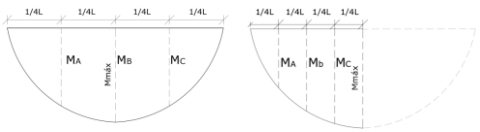
a	a2	a3	b	b2	b3	c	c2	c3	c4	t
19.88	395.02	7850.94	3.88	15.02	58.19	1.44	2.07	2.97	4.27	0.125

cw = 61.79 — 78638.97 / 9184.1133 — 113519.229 / 11774.5469 — -985.675781 = 594.4 Módulo de alabeo de la sección transversal

$r_o = \sqrt{r_x^2 + r_y^2 + x_o^2}$ = 7.88 cm — el radio de giro polar de la totalidad de la sección transversal respecto del centro de corte

Resistencia al pandeo lateral torsional — L = 1.55

Ky =	1	(cant arriostramientos)	RA =	3.472			
LY =	3.10	m			Mmax =	2.69	KNm
q =	2.24	KN/m	LA =	0.39	MA =	1.18	KNm
KyLy =	1.55	m	LB =	0.78	MB =	2.02	KNm
			LC =	1.16	MC =	2.52	KNm



procedimiento (a) = Cirsoc 3.1.2.1 (a) pG 80 ej troglia

$C_b = \frac{12{,}5\,M_{máx}}{2{,}5\,M_{máx} + 3\,M_A + 4\,M_B + 3\,M_C}$ = 1.30 Cb = coeficiente de flexión que depende del diagrama de momentos

$\sigma_{ey} = \frac{\pi^2 E}{(k_y L_y / r_y)^2}$ = 156.47 Mpa — >= 2.78 Fy — Fc = Fy — Fc = 235.00 Mpa — no

$\sigma_t = \frac{1}{A r_o^2}\left[GJ + \frac{\pi^2 E C_w}{(k_t L_t)^2}\right]$ = 216.31 Mpa — 2.78Fy > Fe > 0.56 Fy — $F_c = \frac{10}{9} F_y \left(1 - \frac{10 F_y}{36 F_e}\right)$ — Fc = 163.33 Mpa — si

<= 0.56 Fy — Fc = Fe — Fc = 174.31 Mpa — no

$F_e = \frac{C_b r_o A}{S_f}\sqrt{\sigma_{ey}\sigma_t}$ = 174.31 Mpa

Fe = tensión elástica crítica de pandeo lateral-torsional — $F_e = \frac{C_b \pi^2 E d I_{yc}}{S_f (k_y L_y)^2}$ = 188.64 Mpa — 2.78 Fy = 653.3 Mpa

Fc = tensión crítica de pandeo lateral	**Fc =**	**163.33**	**Mpa**			Md		Mmax
Lu = longitud lateralmente no arriostrada límite	Lu =	231.21	*Cb =*	*1*		KNm		KNm
						5.95	**>**	**2.13**	**verifica**
Mn = Resistencia de diseño al pandeo lateral torsional	Mn =	5.95	KNm			*porcentaje de resistencia*		*36%*

4.5 Columnas

Todas las columnas y dinteles se componen de 2PGC100x1.25

Se verifica la columna mas desfavorable, Alineación 7; N=48.9Kn (carga provocada por la combinación 1.2·PP+1.2·CM+1.2·CM1+0.5·Qa+0.5·Q1+1.6·+Y

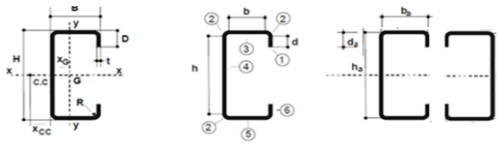
COLUMNAS COMPUESTAS

obra = Incose | Fy = 235 Mpa | Ly = 2.65 m

col = alin 7 / B- | E = 200000 kg/cm2 | arriostramientos = 0

pefiles = 100x1,25 | Ky = 1.00

N= 48.90 kN | separación = 2 cm



Características geométricas

m =	1.96	cm	distancia entre el centro de corte y el centro del alma	rx =	3.94	cm
Xg =	1.320	cm	diferencia ente G y cc	ro =	5.37	cm
t =	0.125	cm	espesor de chapa	Agc =	5.00	cm2
x- =	1.3825	cm		c = d =	1.306	cm
x0 =	-3.35	cm		b =	3.612	cm
J =	0.0132	cm4	Módulo de torsión de Saint Venanat	D =	15	mm
cw =	137.16	cm6	módulo de alabeo	h =	9.612	cm
ry =	1.53	cm		coef seg =	0.85	

Determinación de la tensión de compresión de los elementos

como compuesta

Fex = lamda = $\frac{K \times L}{rx}$ = $\frac{2.65 \text{ cm}}{2.78 \text{ cm}}$ = 95.2

Fex = 217.78 Mpa ((pi2 x E) / lamda 2))

como compuesta

Fey = lamda = $\left(\frac{kL}{r}\right)_m = \sqrt{\left(\frac{kL}{r}\right)_o^2 + \left(\frac{a}{r_i}\right)^2}$ = 66.51 Mpa | a = 1.00 cm

4424 0

Fey = 446.16 Mpa

4603183 / 70225 = 65.55 mo individual | 31334809.6 / 70225 = 446.21 n sep presillas

Fcrit = 217.78 Mpa

F_n la tensión determinada de la siguiente manera, en MPa:

Determinación de Fn

$\lambda_c = \sqrt{\frac{F_y}{F_e}}$ = 1.04 < 1.5

Para $\lambda_c \le 1{,}5$ $F_n = \left(0{,}658^{\lambda_c^2}\right) F_y$ Fn = 149.60 Mpa

Para $\lambda_c > 1{,}5$ $F_n = \left[\frac{0{,}877}{\lambda_c^2}\right] F_y$ Fn = 191.00 Mpa

Fn = 149.60 Mpa

Resistencia de anchos efectivos de elementos comprimidos para resistencia

elmento 1

k = 0.43 (dato)

μ = 0.3 (dato)

Fcr = 0.43 $\frac{1973920.88}{10.92}$ 0.01 = 712.05 Mpa

λ = 0.458 < 0.653 = **área totalmente efectiva**

elmento 2

totalmente efectiva por ser pliegue

elmento 3

S = 1.28 raíz E/f = 46.80

(b/t) = 28.896 > 15.35 = **necesita labio rigidizador**

(0.328 S)

Is = (b x h)3/12 = 0.023 cm4

labio rig Ia = 0.10 0.02424 = 0.00236 < 0.019 = 2.4E-04 76.00

(Ri) = 9.83 > 1

Ri = 1

n = 0.428

(D/b) = 0.415 < 0.25 3.57 < 4 = 3.57 no

0.25 < D/b < 0.8 3.17 < 4 = 3.17 si

k = 3.17

Fcr = 3.17 $\frac{1973920.88}{10.92}$ 0.00120 = 687.04 Mpa

λ = 0.467 < 0.653 = **área totalmente efectiva**

elmento 4

K = 4 (dato)

Fcr = $\frac{1973920.88}{10.92}$ 0.00017 = 122.28 Mpa x *fijo* 723048 x *variable* 0.00017 = *122.28 Mpa*

4.00

λ = 1.106 > 0.653 = **área parcialmente efectiva** ***conclusión; > fn < Ae***

ρ = 0.724 ***> L > Ae***

be4 = 6.96 cm

DETERMINACIÓN DEL ÁREA EFECTIVA

6.63

Ae = 9.34 cm2

relación Ae / Ag = 187%

RESISTENCIA DE DISEÑO A LA COMPRESIÓN AXIL

kN **118.73** > kN **48.90** **verifica**

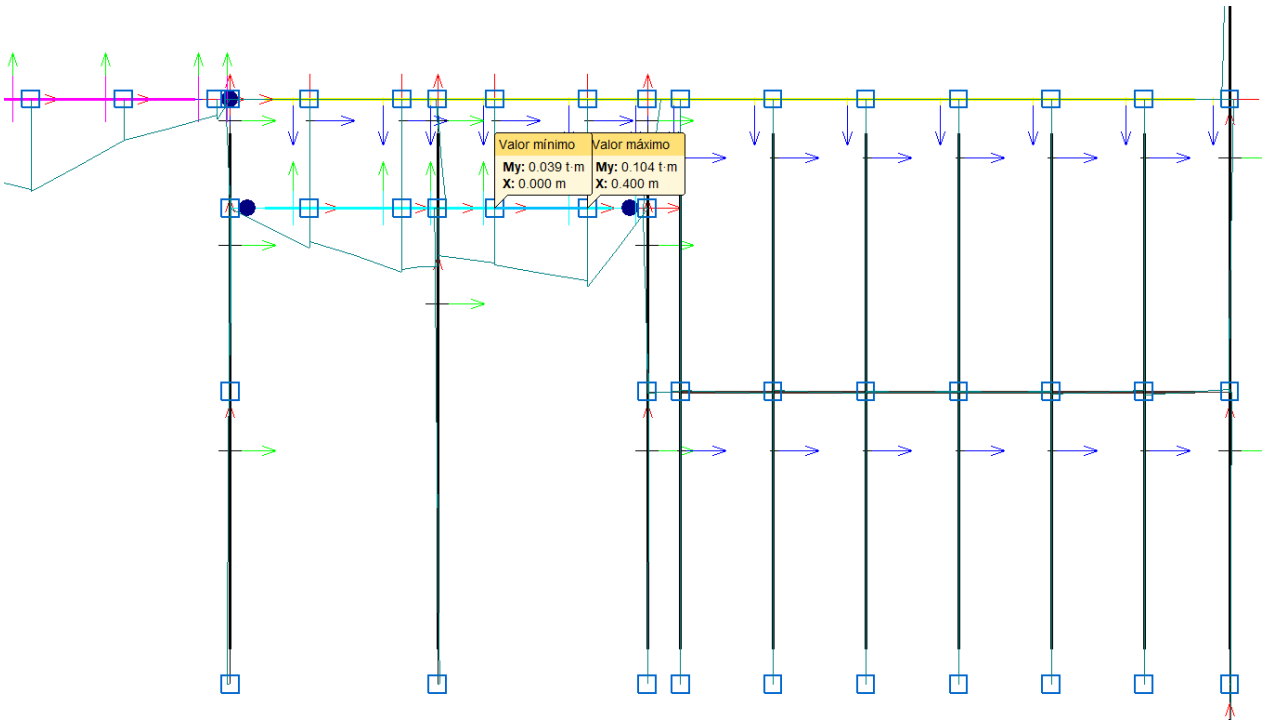
Pd = 118.73 Kn *porcentaje de resistencia 41%*

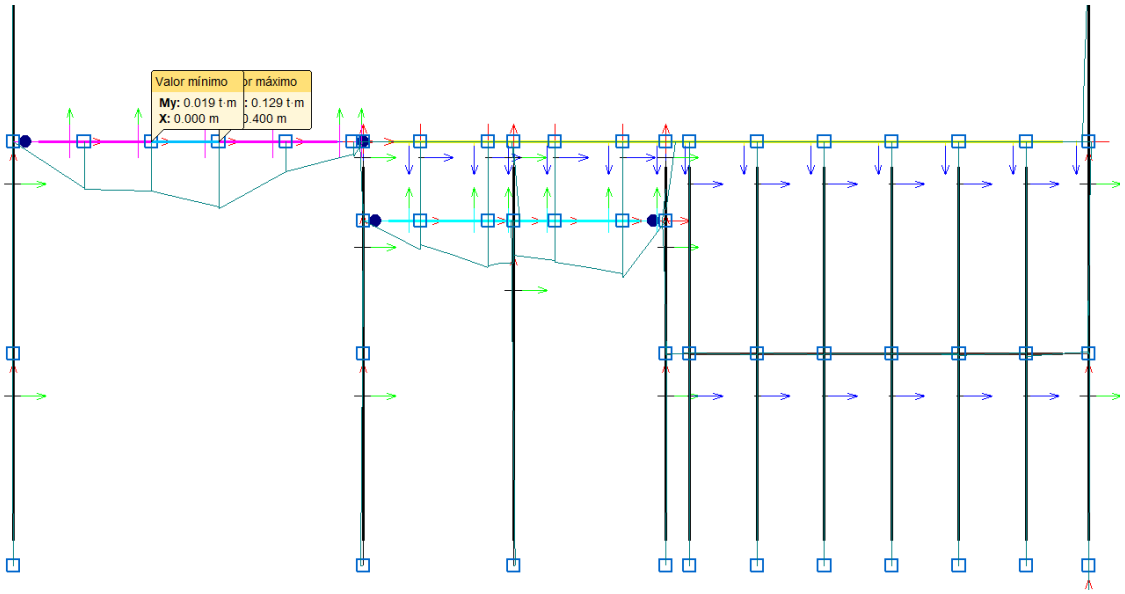
IF-2022-20350379-GDEBA-DPTEPRIV

4.6 Dinteles – vigas

4.6.1 Dintel PA alineación 4 / B-D

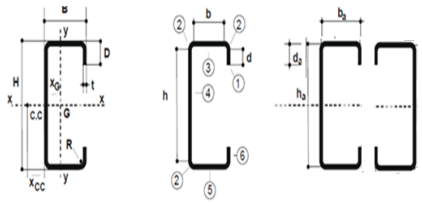
2PGC150x1.25





Mmax = 0.104tm

Alin4/B-D	vigas compuetas		



VIGA

datos generales

Acero = F24 coef reducción x continuidad =
Fy = 235 Mpa 1.00
flecha lím = luz / 300
E (mod elast)= 2000000 kg/m2

datos

perfil adoptado =	**200x2,00 compuesta 2 BARRAS**

longitud de viga = 0.80 m

datos de tabla (viga compuesta) =

Wx indiv =31.2cm3	Wx =	62.40	cm3	módulo resisitente	
Jx indiv =312.04cm4	Jx =	624.08	cm4	momento de inercia	
	t =	2.00	mm	espesor de chapa	
	R =	3.06	mm	radio de curvatura	
	H =	200	mm	altura del perfil	
cargas	L =	200.00	kg/m2	(sobrecarga de uso)	
	D =	200.00	kg/m2	(carga permanente)	
	N =	0.00	kg/m2	(Nieve)	
	W =	-100	kg/m2	(viento succión)	

coeficientes según norma LRFD

1)	1.4D + L	=	480	kg/m2
2)	1.2D + 1.6L + 0.5(Lr ó S ó Rr)	=	560	kg/m2
3)	1.2D + (1.4Lr ó 1.6S ó 1.6Lr) + 0.5(L ó Rr)	=	**340**	kg/m2
4)	1.2D + 1.6W + 0.5L + (Lr ó S ó Rr)	=	180	kg/m2
5)	1.2D + 1.5E + (0.5 L ó 0.2 S)	=	340	kg/m2
6)	0.9D - (1.6W ó 1.5E)	=	20	kg/m2
	q panel sup =		200	kg/m2
	qu =		**560**	**kg/m2**
	CARGA ÚLTIMA		**560**	**kg/m2**

carga distribuida sobre la barra

Los esfuerzos máximos se calcularán según cada caso

ancho de influencia = 0.00 m
Luz de viga = 0.80 m

Momento máximo y reacciones

consideramos carga uniformemente distribuida y apoyos articulados

M max = 1010.00 kgm
R máx = 80.00 kg

carga lineal equivalente (Mmax * 8) / l2 = 12625 kg/m

VERIFICACIÓN A LA RESISTENCIA A LA FLEXIÓN

mód resistente
Mn = Sx x Fy **14.66 Kgm** (Sx x 0.235)
Md = (Mn x coef Øb)
Øb = 0.95 (según cirsoc 303)
Md = 13.93 KNm (Mmax / resist adopt)

13.93 < 10.10 = **verifica**
porcentaje de resistencia *73%*

VERIFICACIÓN A LA DEFORMACIÓN

se utiliza la fórmula = $\frac{5}{384}\frac{q \times l^4}{E \times Jx}$ = $\frac{5}{384}\frac{126.25\ kg/cm}{2000000\ kg/cm2}\frac{40960000\ cm4}{624.08\ cm4}$ = $\frac{2.59E+10}{4.79E+11}$ = 0.05 cm

luz / 300 = 80 / 300 = 0.27 cm

0.05 < 0.27 verifica
porcentaje de resistencia *20%*

VERIFICACIÓN AL CORTE

h = h = H-(2t+R)
H = 200 mm
t = 2 mm
R = 3.06 mm
h = 189.88 mm

$\sqrt{Ek_v / F_y}$ = 67.41 (A)
kv = 5.34 según tabla para almas no rigidizadas
h/t = 96.47 (B)
Fv = coeficiente de reducción de resistencia al corte

Fv para cada caso

a - Para $h/t \le \sqrt{Ek_v / F_y}$ = v =0.6 Fy = 1410 (A) 67.41 < (B) 96.47
no cumple

b - Para $\sqrt{Ek_v / F_y} < (h/t) \le 1{,}51\sqrt{Ek_v / F_y}$ = $F_v = \frac{0{,}60\sqrt{Ek_v F_y}}{(h/t)}$ = 2124.40 (B) 96.47 < 1.5(A) 101.1
se adopta FV=0.6

c - Para $h/t > 1{,}51\sqrt{Ek_v / F_y}$ = $F_v = \frac{\pi^2 Ek_v}{12(1-\mu^2)(h/t)^2} = 0{,}904\, Ek_v / (h/t)^2$ = 1037.42 (B) 96.47 < 1.5(A) 101.1
μ = 0.3
se adopta esta fórmula

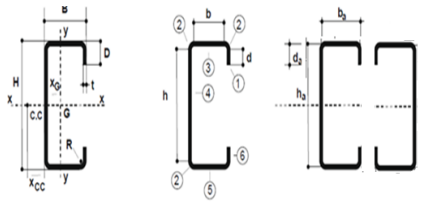
Vn = $V_n = A_w F_v (10)^{-1}$

Vn = h x t x Fv (10)-1 = 7787.75 kg
Vn real = Reacción máxima en KN = 40.00 kg

40.00 < 7787.75 **verifica**
porcentaje de resistencia *1%*

4.6.2 Dintel PA alineación 4 / A-B

Alin4/A-B	vigas compuetas		



VIGA

datos generales

Acero =	F24		coef reducción x continuidad =
Fy =	235	Mpa	1.00
flecha lím =	luz / 300		
E (mod elast)=	2000000	kg/m2	

datos

perfil adoptado =	**200x1,25 compuesta 2 BARRAS**

longitud de viga = 2.18 m

datos de tabla (viga compuesta) =

Wx indiv =20.25cm3	Wx =	40.50	cm3	módulo resisitente	
Jx indiv =202.58cm4	Jx =	405.16	cm4	momento de inercia	
	t =	1.25	mm	espesor de chapa	
	R =	1.94	mm	radio de curvatura	
	H =	200	mm	altura del perfil	
cargas	L =	290.00	kg/m2	(sobrecarga de uso)	
	D =	200.00	kg/m2	(carga permanente)	
	N =	0.00	kg/m2	(Nieve)	
	W =	-100	kg/m2	(viento succión)	

coeficientes según norma LRFD

1)	1.4D + L	=	570	kg/m2
2)	1.2D + 1.6L + 0.5(Lr ó S ó Rr)	=	704	kg/m2
3)	1.2D + (1.4Lr ó 1.6S ó 1.6Lr) + 0.5(L ó Rr)	=	**385**	kg/m2
4)	1.2D + 1.6W + 0.5L + (Lr ó S ó Rr)	=	225	kg/m2
5)	1.2D + 1.5E + (0.5 L ó 0.2 S)	=	385	kg/m2
6)	0.9D - (1.6W ó 1.5E)	=	20	kg/m2
	q panel sup =		0	kg/m2
	qu =		**704**	**kg/m2**
	CARGA ÚLTIMA		**704**	**kg/m2**

carga distribuida sobre la barra

Los esfuerzos máximos se calcularán según cada caso

Momento máximo y reacciones

consideramos carga uniformemente distribuida y apoyos articulados

ancho de influencia = 2.50 m

Luz de viga = 2.18 m

M max = 1045.53 kgm

R máx = 1918.40 kg

carga lineal equivalente (Mmax * 8) / l2 = 1760 kg/m

VERIFICACIÓN A LA RESISTENCIA A LA FLEXIÓN

	mód resistente							
Mn =	Sx x Fy	**9.52**	**Kgm**	(Sx x 0.235)				
Md =	(Mn x coef Øb)							
Øb =	0.95	(según cirsoc 303)						
Md =		9.04	KNm	(Mmax / resist adopt)	9.04	<	10.46	= **NO VERIFICA**
							porcentaje de resistencia	*116%*

VERIFICACIÓN A LA DEFORMACIÓN

					kg/cm	cm4						
se utiliza la fórmula =	$\frac{5}{384}$	$\frac{q \times l^4}{E \times Jx}$	=	$\frac{5}{384}$	17.6	2258530576	=	$\frac{1.99E+11}{3.11E+11}$	=	0.64	cm	
					kg/cm2	cm4						
			luz /	300	=	218	/	300	=	0.73	cm	
								0.64	**<**	**0.73**	**verifica**	
										porcentaje de resistencia	*88%*	

VERIFICACIÓN AL CORTE

h = h = H-(2t+R)

H = 200 mm

t = 1.25 mm

R = 1.94 mm

h = 193.62 mm

$\sqrt{Ek_v / F_y}$ = 67.41 (A)

kv = 5.34 según tabla para almas no rigidizadas

h/t = 156.45 (B)

Fv = coeficiente de reducción de resistencia al corte

Fv para cada caso

						(A)		(B)
a -	Para $h/t \le \sqrt{Ek_v / F_y}$	=	v =0.6 Fy	=	1410	67.41	<	156.45
						no cumple		
						(B)		1.5(A)
b -	Para $\sqrt{Ek_v / F_y} < (h/t) \le 1{,}51\sqrt{Ek_v / F_y}$	=	$F_v = \frac{0{,}60\sqrt{Ek_v F_y}}{(h/t)}$	=	2124.40	156.45	>	101.1
						no cumple		
c -	Para $h/t > 1{,}51\sqrt{Ek_v / F_y}$	=	$F_v = \frac{\pi^2 Ek_v}{12(1-\mu^2)(h/t)^2} = 0{,}904\, Ek_v / (h/t)^2$	=	394.46	(B)		1.5(A)
						156.45	>	101.1
			μ = 0.3			se adopta esta fórmula		

Vn = $V_n = A_w F_v (10)^{-1}$

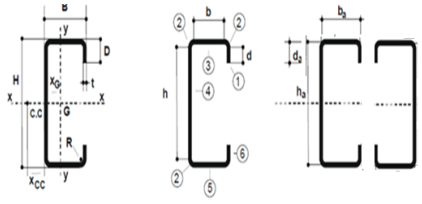
Vn =	h x t x Fv (10)-1	=	916.04	kg			
Vn real =	Reacción máxima en KN	=	959.20	kg	959.20	> 916.04	**NO VERIFICA**
						porcentaje de resistencia	*105%*

4.6.3 Dintel PA alineación 2

2PGC150x1.25

IF-2022-20350379-GDEBA-DPTEPRIV

Alin 2	vigas compuetas		



VIGA

datos generales

Acero = F24 coef reducción x continuidad =
Fy = 235 Mpa 1.00
flecha lím = luz / 300
E (mod elast)= 2000000 kg/m2

datos

perfil adoptado = 150x1,25 compuesta 2 BARRAS

longitud de viga = 3.10 m

datos de tabla (viga compuesta) =

Wx indiv =13.47cm3	Wx =	26.94	cm3	módulo resisitente	
Jx indiv =101.08cm4	Jx =	202.16	cm4	momento de inercia	
	t =	1.25	mm	espesor de chapa	
	R =	1.94	mm	radio de curvatura	
	H =	150	mm	altura del perfil	
cargas	L =	100.00	kg/m2	(sobrecarga de uso)	
	D =	100.00	kg/m2	(carga permanente)	
	N =	0.00	kg/m2	(Nieve)	
	W =	-100	kg/m2	(viento succión)	

coeficientes según norma LRFD

1)	1.4D + L	=	240	kg/m2
2)	1.2D + 1.6L + 0.5(Lr ó S ó Rr)	=	280	kg/m2
3)	1.2D + (1.4Lr ó 1.6S ó 1.6Lr) + 0.5(L ó Rr)	=	**170**	kg/m2
4)	1.2D + 1.6W + 0.5L + (Lr ó S ó Rr)	=	10	kg/m2
5)	1.2D + 1.5E + (0.5 L ó 0.2 S)	=	170	kg/m2
6)	0.9D - (1.6W ó 1.5E)	=	-70	kg/m2

q panel sup = 0 kg/m2
qu = 280 kg/m2 280
CARGA ÚLTIMA 280 kg/m2

carga distribuida sobre la barra

Los esfuerzos máximos se calcularán según cada caso
ancho de influencia = 0.80 m
Momento máximo y reacciones
Luz de viga = 3.10 m
consideramos carga uniformemente distribuida y apoyos articulados

M max = 269.08 kgm
R máx = 347.20 kg

carga lineal equivalente (Mmax * 8) / l2 = 224 kg/m

VERIFICACIÓN A LA RESISTENCIA A LA FLEXIÓN

mód resistente
Mn = Sx x Fy **6.33 Kgm** (Sx x 0.235)
Md = (Mn x coef Øb)
Øb = 0.95 (según cirsoc 303)
Md = 6.01 KNm (Mmax / resist adopt)

6.01 < 2.69 = **verifica**
porcentaje de resistencia *45%*

VERIFICACIÓN A LA DEFORMACIÓN

se utiliza la fórmula = $\frac{5}{384}\frac{q\,x\,l^4}{E\,x\,Jx}$ = $\frac{5}{384}\frac{2.24\ kg/cm}{2000000\ kg/cm2}\frac{9235210000\ cm4}{202.16\ cm4}$ = $\frac{1.03E+11}{1.55E+11}$ = 0.67 cm

luz / 300 = 310 / 300 = 1.03 cm
0.67 < 1.03 verifica
porcentaje de resistencia *64%*

VERIFICACIÓN AL CORTE

h = h = H-(2t+R)
H = 150 mm
t = 1.25 mm
R = 1.94 mm
h = 143.62 mm

$\sqrt{Ek_v / F_y}$ = 67.41 (A)
kv = 5.34 según tabla para almas no rigidizadas
h/t = 116.45 (B)
Fv = coeficiente de reducción de resistencia al corte

Fv para cada caso

a - Para $h/t \le \sqrt{Ek_v / F_y}$ = v =0.6 Fy = 1410 (A) 67.41 < (B) 116.45 — no cumple

b - Para $\sqrt{Ek_v / F_y} < (h/t) \le 1{,}51\sqrt{Ek_v / F_y}$ = $F_v = \frac{0{,}60\sqrt{Ek_v F_y}}{(h/t)}$ = 2124.40 (B) 116.45 > 1.5(A) 101.1 — no cumple

c - Para $h/t > 1{,}51\sqrt{Ek_v / F_y}$ = $F_v = \frac{\pi^2 Ek_v}{12(1-\mu^2)(h/t)^2} = 0{,}904\,Ek_v/(h/t)^2$ = 711.99 (B) 116.45 > 1.5(A) 101.1 — se adopta esta fórmula

μ = 0.3

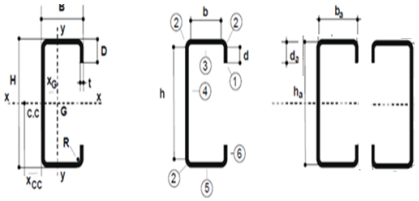
Vn = $V_n = A_w F_v (10)^{-1}$

Vn = h x t x Fv (10)-1 = 1230.70 kg
Vn real = Reacción máxima en KN = 173.60 kg

173.60 < 1230.70 **verifica**
porcentaje de resistencia *14%*

2PGC150x1.25

Alin 6 PA	vigas compuetas		



VIGA

datos generales

Acero = F24 coef reducción x continuidad =
Fy = 235 Mpa 1.00
flecha lím = luz / 300
E (mod elast)= 2000000 kg/m2

datos

perfil adoptado =	150x1,25 compuesta 2 BARRAS

longitud de viga = 2.86 m

coeficientes según norma LRFD

datos de tabla (viga compuesta) =					1)	1.4D + L	= 186	kg/m2
Wx indiv =13.47cm3	Wx =	26.94	cm3	módulo resisitente	2)	1.2D + 1.6L + 0.5(Lr ó S ó Rr)	= 219.6	kg/m2
Jx indiv =101.08cm4	Jx =	202.16	cm4	momento de inercia	3)	1.2D + (1.4Lr ó 1.6S ó 1.6Lr) + 0.5(L ó Rr)	= **130.5**	kg/m2
	t =	1.25	mm	espesor de chapa	4)	1.2D + 1.6W + 0.5L + (Lr ó S ó Rr)	= -29.5	kg/m2
	R =	1.94	mm	radio de curvatura	5)	1.2D + 1.5E + (0.5 L ó 0.2 S)	= 130.5	kg/m2
	H =	150	mm	altura del perfil	6)	0.9D - (1.6W ó 1.5E)	= -92.5	kg/m2
cargas	L =	81.00	kg/m2	(sobrecarga de uso)				
	D =	75.00	kg/m2	(carga permanente)			q panel sup = 0	kg/m2
	N =	0.00	kg/m2	(Nieve)			**qu = 219.6**	**kg/m2** 219.6
	W =	-100	kg/m2	(viento succión)			**CARGA ÚLTIMA 219.6**	**kg/m2**

carga distribuida sobre la barra

Los esfuerzos máximos se calcularán según cada caso — **ancho de influencia = 1.80 m**

Momento máximo y reacciones — **Luz de viga = 2.86 m**

consideramos carga uniformemente distribuida y apoyos articulados

M max = 404.15 kgm

R máx = 565.25 kg — carga lineal equivalente (Mmax * 8) / l2 = 395.28 kg/m

VERIFICACIÓN A LA RESISTENCIA A LA FLEXIÓN

	mód resistente									
Mn =	Sx x Fy	**6.33**	**Kgm**	(Sx x 0.235)						
Md =	(Mn x coef Øb)									
Øb =	0.95	(según cirsoc 303)								
Md =		6.01	KNm	(Mmax / resist adopt)	6.01	<	4.04	=	**verifica**	
							porcentaje de resistencia		*67%*	

VERIFICACIÓN A LA DEFORMACIÓN

					kg/cm	cm4						
se utiliza la fórmula =	5 / 384	q x l^4 / E x Jx	=	5 / 384	3.9528 / 2000000	6690585616 / 202.16	=	1.32E+11 / 1.55E+11	=	0.85	cm	
					kg/cm2	cm4						
			luz /	300	=	286	/	300	=	0.95	cm	
								0.85	<	**0.95**	**verifica**	
								porcentaje de resistencia		*89%*		

VERIFICACIÓN AL CORTE

h = h = H-(2t+R)

H = 150 mm
t = 1.25 mm
R = 1.94 mm

h = 143.62 mm

$\sqrt{Ek_v / F_y}$ = 67.41 (A)

kv = 5.34 según tabla para almas no rigidizadas

h/t = 116.45 (B)

Fv = coeficiente de reducción de resistencia al corte

Fv para cada caso

									(A)		(B)
a -	Para $h/t \le \sqrt{Ek_v / F_y}$	=	v =0.6 Fy	=	1410	67.41	<	116.45
								no cumple			
								(B)			1.5(A)
b -	Para $\sqrt{Ek_v / F_y} < (h/t) \le 1{,}51\sqrt{Ek_v / F_y}$	=	$F_v = \frac{0{,}60\sqrt{Ek_v F_y}}{(h/t)}$	=	2124.40	116.45	>	101.1
								no cumple			
c -	Para $h/t > 1{,}51\sqrt{Ek_v / F_y}$	=	$F_v = \frac{\pi^2 Ek_v}{12(1-\mu^2)(h/t)^2} = 0{,}904\,Ek_v/(h/t)^2$	=	711.99	(B)		1.5(A)
								116.45	>	101.1
			μ =	0.3				se adopta esta fórmula			

Vn = $V_n = A_w F_v (10)^{-1}$

Vn =	h x t x Fv (10)-1	=	1230.70	kg
Vn real =	Reacción máxima en KN	=	282.63	kg

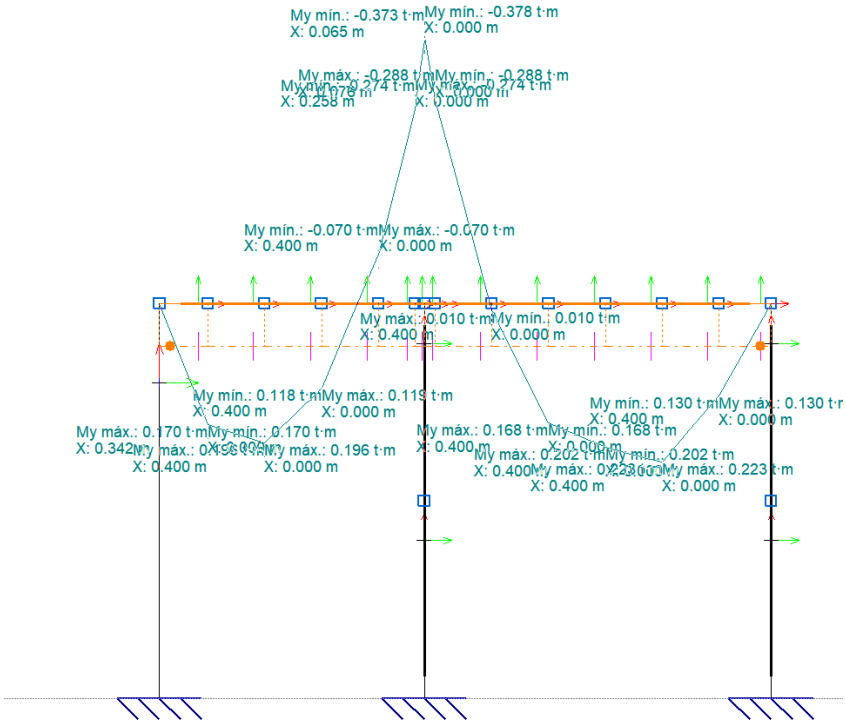
282.63 < 1230.70 **verifica**

porcentaje de resistencia *23%*

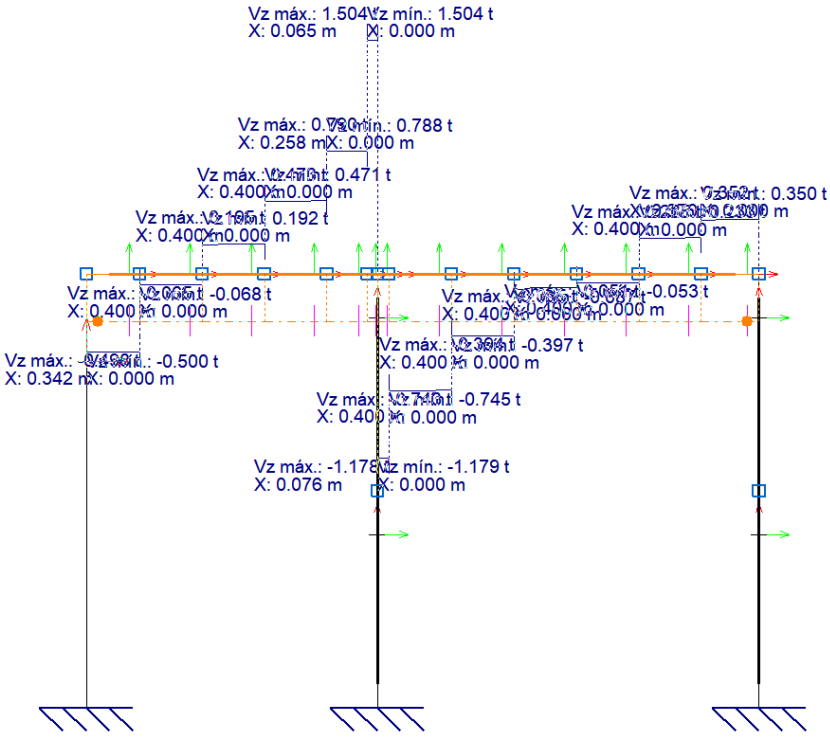
IF-2022-20350379-GDEBA-DPTEPRIV

4.6.5 Viga PB alineación 3

2PGC200x1.25



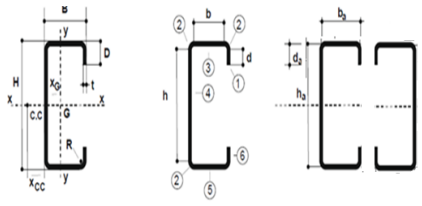
Mmáx



Corte Max

Verificación situación mas desfavorable; tramos independientes articulados;

Alin 3 PB | vigas compuetas



VIGA

datos generales

Acero = F24 coef reducción x continuidad =
Fy = 235 Mpa 1.00
flecha lím = luz / 300
E (mod elast)= 2000000 kg/m2

datos

perfil adoptado = 200x2,00 compuesta 2 BARRAS

longitud de viga = 2.19 m

datos de tabla (viga compuesta) =

Wx indiv =31.2cm3	Wx =	62.40	cm3	módulo resisitente	
Jx indiv =312.04cm4	Jx =	624.08	cm4	momento de inercia	
	t =	2.00	mm	espesor de chapa	
	R =	3.06	mm	radio de curvatura	
	H =	200	mm	altura del perfil	
cargas	L =	280.00	kg/m2	(sobrecarga de uso)	
	D =	223.00	kg/m2	(carga permanente)	
	N =	0.00	kg/m2	(Nieve)	
	W =	-100	kg/m2	(viento succión)	

coeficientes según norma LRFD

1)	1.4D + L	=	592.2	kg/m2
2)	1.2D + 1.6L + 0.5(Lr ó S ó Rr)	=	715.6	kg/m2
3)	1.2D + (1.4Lr ó 1.6S ó 1.6Lr) + 0.5(L ó Rr)	=	**407.6**	kg/m2
4)	1.2D + 1.6W + 0.5L + (Lr ó S ó Rr)	=	247.6	kg/m2
5)	1.2D + 1.5E + (0.5 L ó 0.2 S)	=	407.6	kg/m2
6)	0.9D - (1.6W ó 1.5E)	=	40.7	kg/m2

q panel sup = 0 kg/m2
qu = 715.6 kg/m2 715.6
CARGA ÚLTIMA 715.6 kg/m2

carga distribuida sobre la barra

Los esfuerzos máximos se calcularán según cada caso
ancho de influencia = 2.50 m
Momento máximo y reacciones
Luz de viga = 2.19 m
consideramos carga uniformemente distribuida y apoyos articulados

M max = 1072.53 kgm
R máx = 1958.96 kg

carga lineal equivalente (Mmax * 8) / l2 = 1789 kg/m

VERIFICACIÓN A LA RESISTENCIA A LA FLEXIÓN

mód resistente
Mn = Sx x Fy **14.66 Kgm** (Sx x 0.235)
Md = (Mn x coef Øb)
Øb = 0.95 (según cirsoc 303)
Md = 13.93 KNm (Mmax / resist adopt)

13.93 < 10.73 = **verifica**
porcentaje de resistencia *77%*

VERIFICACIÓN A LA DEFORMACIÓN

se utiliza la fórmula = $\frac{5}{384}\frac{q\,x\,l^4}{E\,x\,Jx}$ = $\frac{5}{384}\frac{17.89\ kg/cm}{2000000\ kg/cm2}\frac{2300257521\ cm4}{624.08\ cm4}$ = $\frac{2.06E+11}{4.79E+11}$ = 0.43 cm

luz / 300 = 219 / 300 = 0.73 cm
0.43 < 0.73 verifica
porcentaje de resistencia *59%*

VERIFICACIÓN AL CORTE

h = h = H-(2t+R)
H = 200 mm
t = 2 mm
R = 3.06 mm
h = 189.88 mm

$\sqrt{Ek_v / F_y}$ = 67.41 (A)
kv = 5.34 según tabla para almas no rigidizadas
h/t = 96.47 (B)
Fv = coeficiente de reducción de resistencia al corte

Fv para cada caso

a - Para $h/t \le \sqrt{Ek_v / F_y}$ = v =0.6 Fy = 1410 (A) 67.41 < (B) 96.47 — no cumple

b - Para $\sqrt{Ek_v / F_y} < (h/t) \le 1{,}51\sqrt{Ek_v / F_y}$ = $F_v = \frac{0{,}60\sqrt{Ek_v F_y}}{(h/t)}$ = 2124.40 (B) 96.47 < 1.5(A) 101.1 — se adopta FV=0.6

c - Para $h/t > 1{,}51\sqrt{Ek_v / F_y}$ = $F_v = \frac{\pi^2 Ek_v}{12(1-\mu^2)(h/t)^2} = 0{,}904\,Ek_v/(h/t)^2$ = 1037.42 (B) 96.47 < 1.5(A) 101.1 — se adopta esta fórmula

μ = 0.3

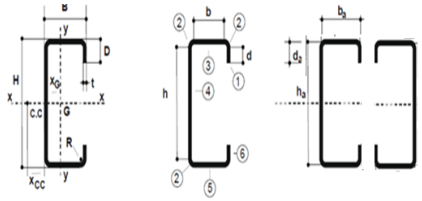
Vn = $V_n = A_w F_v (10)^{-1}$

Vn = h x t x Fv (10)-1 = 7787.75 kg
Vn real = Reacción máxima en KN = 979.48 kg

979.48 < 7787.75 **verifica**
porcentaje de resistencia *13%*

4.6.6 Viga PB alineación 5 – panel 2

Alin 5 pan 2	vigas compuetas	observaciones;	+ 195kg lineal por equipo



VIGA

datos generales

Acero = F24 coef reducción x continuidad =
Fy = 235 Mpa 1.00
flecha lím = luz / 300
E (mod elast)= 2000000 kg/m2

datos

perfil adoptado = 200x1,60 compuesta 2 BARRAS

longitud de viga = 2.12 m

datos de tabla (viga compuesta) =

Wx indiv =25.47cm3	Wx =	50.94	cm3	módulo resisitente	
Jx indiv =254.79cm4	Jx =	509.58	cm4	momento de inercia	
	t =	1.60	mm	espesor de chapa	
	R =	2.46	mm	radio de curvatura	
	H =	200	mm	altura del perfil	
cargas	L =	200.00	kg/m2	(sobrecarga de uso)	
	D =	200.00	kg/m2	(carga permanente)	
	N =	0.00	kg/m2	(Nieve)	
	W =	-100	kg/m2	(viento succión)	

coeficientes según norma LRFD

1)	1.4D + L	=	480	kg/m2
2)	1.2D + 1.6L + 0.5(Lr ó S ó Rr)	=	560	kg/m2
3)	1.2D + (1.4Lr ó 1.6S ó 1.6Lr) + 0.5(L ó Rr)	=	**340**	kg/m2
4)	1.2D + 1.6W + 0.5L + (Lr ó S ó Rr)	=	180	kg/m2
5)	1.2D + 1.5E + (0.5 L ó 0.2 S)	=	340	kg/m2
6)	0.9D - (1.6W ó 1.5E)	=	20	kg/m2
	q panel sup =		195	kg/m2
	qu =		**560**	**kg/m2** 560
	CARGA ÚLTIMA		**560**	**kg/m2**

carga distribuida sobre la barra

Los esfuerzos máximos se calcularán según cada caso
Momento máximo y reacciones
consideramos carga uniformemente distribuida y apoyos articulados

ancho de influencia = 2.00 m
Luz de viga = 2.12 m

M max = 738.77 kgm
R máx = 1393.90 kg

carga lineal equivalente (Mmax * 8) / l2 = 1315 kg/m

VERIFICACIÓN A LA RESISTENCIA A LA FLEXIÓN

mód resistente
Mn = Sx x Fy **11.97** **Kgm** (Sx x 0.235)
Md = (Mn x coef Øb)
Øb = 0.95 (según cirsoc 303)
Md = 11.37 KNm (Mmax / resist adopt)

11.37 < 7.39 = **verifica**
porcentaje de resistencia *65%*

VERIFICACIÓN A LA DEFORMACIÓN

se utiliza la fórmula = $\frac{5}{384}\ \frac{q \times l^4}{E \times Jx}$ = $\frac{5}{384}\ \frac{13.15\ kg/cm}{2000000\ kg/cm2}\ \frac{2019963136\ cm4}{509.58\ cm4}$ = $\frac{1.33E+11}{3.91E+11}$ = 0.34 cm

luz / 300 = 212 / 300 = 0.71 cm
0.34 < 0.71 verifica
porcentaje de resistencia *48%*

VERIFICACIÓN AL CORTE

h = h = H-(2t+R)
H = 200 mm
t = 1.6 mm
R = 2.46 mm
h = 191.88 mm

$\sqrt{Ek_v / F_y}$ = 67.41 (A)
kv = 5.34 según tabla para almas no rigidizadas
h/t = 121.46 (B)
Fv = coeficiente de reducción de resistencia al corte

Fv para cada caso

a - Para $h/t \le \sqrt{Ek_v / F_y}$ = v =0.6 Fy = 1410 (A) 67.41 < (B) 121.46 — no cumple

b - Para $\sqrt{Ek_v / F_y} < (h/t) \le 1{,}51\sqrt{Ek_v / F_y}$ = $F_v = \frac{0{,}60\sqrt{Ek_v F_y}}{(h/t)}$ = 2124.40 (B) 121.46 > 1.5(A) 101.1 — no cumple

c - Para $h/t > 1{,}51\sqrt{Ek_v / F_y}$ = $F_v = \frac{\pi^2 Ek_v}{12(1-\mu^2)(h/t)^2} = 0{,}904\, Ek_v / (h/t)^2$ = 654.42 (B) 121.46 > 1.5(A) 101.1 — se adopta esta fórmula

μ = 0.3

Vn = $V_n = A_w F_v (10)^{-1}$

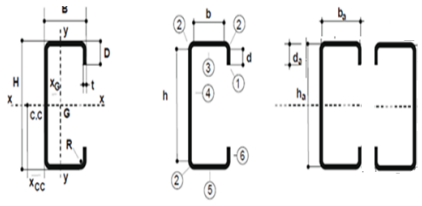
Vn = h x t x Fv (10)-1 = 1933.13 kg
Vn real = Reacción máxima en KN = 696.95 kg

696.95 < 1933.13 **verifica**
porcentaje de resistencia *36%*

4.6.7 Viga PB alineación 5 – panel 5

2PGC200x2.00

Alin 5 pan 5 | vigas compuetas | observaciones; **+ 195kg lineal por equipo**



VIGA

datos generales

Acero = F24 coef reducción x continuidad =
Fy = 235 Mpa 1.00
flecha lím = luz / 300
E (mod elast)= 2000000 kg/m2

datos

perfil adoptado =	**200x2,00 compuesta 2 BARRAS**

longitud de viga = 2.87 m

datos de tabla (viga compuesta) =

Wx indiv =31.2cm3	Wx =	62.40	cm3	módulo resisitente
Jx indiv =312.04cm4	Jx =	624.08	cm4	momento de inercia
	t =	2.00	mm	espesor de chapa
	R =	3.06	mm	radio de curvatura
	H =	200	mm	altura del perfil
cargas	L =	200.00	kg/m2	(sobrecarga de uso)
	D =	200.00	kg/m2	(carga permanente)
	N =	0.00	kg/m2	(Nieve)
	W =	-100	kg/m2	(viento succión)

coeficientes según norma LRFD

1)	1.4D + L	=	480	kg/m2
2)	1.2D + 1.6L + 0.5(Lr ó S ó Rr)	=	560	kg/m2
3)	1.2D + (1.4Lr ó 1.6S ó 1.6Lr) + 0.5(L ó Rr)	=	**340**	kg/m2
4)	1.2D + 1.6W + 0.5L + (Lr ó S ó Rr)	=	180	kg/m2
5)	1.2D + 1.5E + (0.5 L ó 0.2 S)	=	340	kg/m2
6)	0.9D - (1.6W ó 1.5E)	=	20	kg/m2
	q panel sup =		195	kg/m2
	qu =		**560**	**kg/m2**
	CARGA ÚLTIMA		**560**	**kg/m2**

carga distribuida sobre la barra

Los esfuerzos máximos se calcularán según cada caso
Momento máximo y reacciones
consideramos carga uniformemente distribuida y apoyos articulados

ancho de influencia = 2.00 m
Luz de viga = 2.87 m

M max = 1353.94 kgm
R máx = 1887.03 kg

carga lineal equivalente (Mmax * 8) / l2 = 1315 kg/m

VERIFICACIÓN A LA RESISTENCIA A LA FLEXIÓN

mód resistente
Mn = Sx x Fy **14.66 Kgm** (Sx x 0.235)
Md = (Mn x coef Øb)
Øb = 0.95 (según cirsoc 303)
Md = 13.93 KNm (Mmax / resist adopt)

13.93 < 13.54 = **verifica**
porcentaje de resistencia *97%*

VERIFICACIÓN A LA DEFORMACIÓN

se utiliza la fórmula = $\frac{5}{384}\frac{q\,x\,l^4}{E\,x\,Jx}$ = $\frac{5}{384}\frac{13.15\ kg/cm}{2000000\ kg/cm2}\frac{6784652161\ cm4}{624.08\ cm4}$ = $\frac{4.46E+11}{4.79E+11}$ = 0.93 cm

luz / 300 = 287 / 300 = 0.96 cm
0.93 < 0.96 verifica
porcentaje de resistencia *97%*

VERIFICACIÓN AL CORTE

h = h = H-(2t+R)
H = 200 mm
t = 2 mm
R = 3.06 mm
h = 189.88 mm

$\sqrt{Ek_v / F_y}$ = 67.41 (A)
kv = 5.34 según tabla para almas no rigidizadas
h/t = 96.47 (B)
Fv = coeficiente de reducción de resistencia al corte

Fv para cada caso

a - Para $h/t \le \sqrt{Ek_v / F_y}$ = v =0.6 Fy = 1410 (A) 67.41 < (B) 96.47 — no cumple

b - Para $\sqrt{Ek_v / F_y} < (h/t) \le 1{,}51\sqrt{Ek_v / F_y}$ = $F_v = \frac{0{,}60\sqrt{Ek_v F_y}}{(h/t)}$ = 2124.40 (B) 96.47 < 1.5(A) 101.1 — se adopta FV=0.6

c - Para $h/t > 1{,}51\sqrt{Ek_v / F_y}$ = $F_v = \frac{\pi^2 Ek_v}{12(1-\mu^2)(h/t)^2} = 0{,}904\,Ek_v/(h/t)^2$ = 1037.42 (B) 96.47 < 1.5(A) 101.1 — se adopta esta fórmula

μ = 0.3

Vn = $V_n = A_w F_v (10)^{-1}$

Vn = h x t x Fv (10)-1 = 7787.75 kg
Vn real = Reacción máxima en KN = 943.51 kg

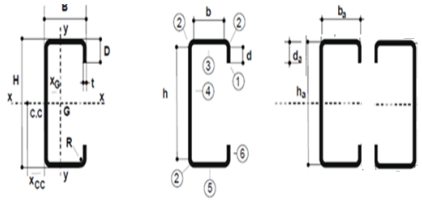
943.51 < 7787.75 **verifica**
porcentaje de resistencia *12%*

4.6.8 Viga PB alineación 7

2PGC200x1.25

IF-2022-20350379-GDEBA-DPTEPRIV

Alin 7	vigas compuetas	observaciones;	+ 195kg lineal por equipo



VIGA

datos generales

Acero = F24 coef reducción x continuidad =
Fy = 235 Mpa 1.00
flecha lím = luz / 300
E (mod elast)= 2000000 kg/m2

datos

perfil adoptado = 200x1,25 compuesta 2 BARRAS

longitud de viga = 2.87 m

datos de tabla (viga compuesta) =

Wx indiv =20.25cm3	Wx =	40.50	cm3	módulo resisitente	
Jx indiv =202.58cm4	Jx =	405.16	cm4	momento de inercia	
	t =	1.25	mm	espesor de chapa	
	R =	1.94	mm	radio de curvatura	
	H =	200	mm	altura del perfil	
cargas	L =	200.00	kg/m2	(sobrecarga de uso)	
	D =	200.00	kg/m2	(carga permanente)	
	N =	0.00	kg/m2	(Nieve)	
	W =	-100	kg/m2	(viento succión)	

coeficientes según norma LRFD

1)	1.4D + L	=	480	kg/m2
2)	1.2D + 1.6L + 0.5(Lr ó S ó Rr)	=	560	kg/m2
3)	1.2D + (1.4Lr ó 1.6S ó 1.6Lr) + 0.5(L ó Rr)	=	**340**	kg/m2
4)	1.2D + 1.6W + 0.5L + (Lr ó S ó Rr)	=	180	kg/m2
5)	1.2D + 1.5E + (0.5 L ó 0.2 S)	=	340	kg/m2
6)	0.9D - (1.6W ó 1.5E)	=	20	kg/m2
	q panel sup =		195	kg/m2
	qu =		**560**	**kg/m2** 560
	CARGA ÚLTIMA		**560**	**kg/m2**

carga distribuida sobre la barra

Los esfuerzos máximos se calcularán según cada caso
Momento máximo y reacciones
consideramos carga uniformemente distribuida y apoyos articulados

ancho de influencia = 0.50 m
Luz de viga = 2.87 m

M max = 489.07 kgm
R máx = 681.63 kg

carga lineal equivalente (Mmax * 8) / l2 = 475 kg/m

VERIFICACIÓN A LA RESISTENCIA A LA FLEXIÓN

mód resistente
Mn = Sx x Fy **9.52** **Kgm** (Sx x 0.235)
Md = (Mn x coef Øb)
Øb = 0.95 (según cirsoc 303)
Md = 9.04 KNm (Mmax / resist adopt)

9.04 < 4.89 = **verifica**
porcentaje de resistencia *54%*

VERIFICACIÓN A LA DEFORMACIÓN

se utiliza la fórmula = $\frac{5}{384}\ \frac{q\,x\,l^4}{E\,x\,Jx}$ = $\frac{5}{384}\ \frac{4.75\ kg/cm}{2000000\ kg/cm2}\ \frac{6784652161\ cm4}{405.16\ cm4}$ = $\frac{1.61E+11}{3.11E+11}$ = 0.52 cm

luz / 300 = 287 / 300 = 0.96 cm

0.52 < 0.96 **verifica**
porcentaje de resistencia *54%*

VERIFICACIÓN AL CORTE

h = h = H-(2t+R)
H = 200 mm
t = 1.25 mm
R = 1.94 mm
h = 193.62 mm

$\sqrt{Ek_v / F_y}$ = 67.41 (A)
kv = 5.34 según tabla para almas no rigidizadas
h/t = 156.45 (B)
Fv = coeficiente de reducción de resistencia al corte

Fv para cada caso

						(A)		(B)
a -	Para $h/t \le \sqrt{Ek_v / F_y}$	=	v =0.6 Fy	=	1410	67.41	<	156.45
						no cumple		
						(B)		1.5(A)
b -	Para $\sqrt{Ek_v / F_y} < (h/t) \le 1{,}51\sqrt{Ek_v / F_y}$	=	$F_v = \frac{0{,}60\sqrt{Ek_v F_y}}{(h/t)}$	=	2124.40	156.45	>	101.1
						no cumple		
c -	Para $h/t > 1{,}51\sqrt{Ek_v / F_y}$	=	$F_v = \frac{\pi^2 Ek_v}{12(1-\mu^2)(h/t)^2} = 0{,}904\,Ek_v/(h/t)^2$	=	394.46	(B)		1.5(A)
						156.45	>	101.1
			μ = 0.3			se adopta esta fórmula		

Vn = $V_n = A_w F_v (10)^{-1}$

Vn = h x t x Fv (10)-1 = 916.04 kg
Vn real = Reacción máxima en KN = 340.81 kg

340.81 < 916.04 **verifica**
porcentaje de resistencia *37%*

4.7.1 Montante interior

Más desfavorable; Alineación 3
qu entrepiso = 200x1.2 + 200x1.6 = 560kg/m2
qu cubierta sup = (45+30)*1.2 + 81*1.6 = 220kg/m2
qu apoyo de tanques = (45tº + 100entrepiso)*1.2 + 100x1.6 =274kg/m2

Carga de entrepiso = (qu x influencia) = 560kg/m x0.6m, = 336kg
Carga cubierta superior =(qu x influencia) 220kg/m x 1.2m = 264kg
Piso tanque = 274kg/m x 0.30m = 82.3kg
Panel superior = 90kg
Qu total = 1063kg

Incose int			**observaciones;**	**1.00**			
PANEL			según Cirsoc 303 - D.4.1				
Acero =	F24				análisis de cargas		
Fy =	235	Mpa			vigas que descargan;		
flecha lím =	luz / 600				vigas 1 =	0	
E (mod elast)=	200000	kg/m2			vigas 2 =	0	kg
G =	77200	Mpa	Módulo de elasticidad transversal del acero		carga panel sup =	772.77	kg
PANEL					**N TOTAL =**	**772.77**	kg
Posición	int						
perfil adop.	**100x0,90**						
separación	40	cm					
W (viento) =	0	t/m2					
altura =	2.65	m	kx =	1.00			
N TOTAL =	**7.73**	**kN**	**cargas mayoradas**				
arriostram =	**0**		**cantidad de flejes intermedios**				

datos de tabla:

sf =	5.71	cm3	(módulo resistente)
JX =	28.59	cm4	(momento de inercia)
A =	1.82	cm2	(área)
rx =	39.63	mm	(radio de giro de la sección, respecto al eje considerado)
ry =	15.48	mm	
ro =	5.44	cm	
J =	0.0050	cm4	Módulo de torsión de Saint Venanat
cw =	102.47	cm6	módulo de alabeo
x0 =	-117.95	cm	
m =	1.99	cm	distancia entre el centro de corte y el centro del alma
Xg =	1.38	cm	diferencia ente G y cc
t =	0.09	cm	espesor de chapa
x- =	1.425	cm	
x0 =	-3.41	cm	

$$r_x = \sqrt{\frac{I_x}{A}}$$

VERIFICACIÓN A LA FLEXIÓN

N horiz =	qv = carga distribuída lineal por viento =			W x sep =	34	kg/m			
	M max lateral =			qv x h2 / 8 =	29.85	kgm			
	Ly =	2.65	m		2.65	m			
	Øb =	0.95	(según cirsoc 303)						
	Md =	(Mn x coef Øb)							
	Mn =	134.19	kgm	(Sx x Fy) 134.185	Md	Mmax			
	Md =	127.48	kgm		kgm	kgm			*porcentaje de resistencia*
	verificación =		Md > Max		127.48	>	**29.85**	**verifica**	*23%*

VERIFICACIÓN A LA COMPRESIÓN

Pf (may) =	7.73	kg	=	0.01	t							
Lx =	2.65	m										
Ly =	2.65	m										
Fex =				9.87	x	200000	=	1973920.88	=	441.6	Mpa	
	$F_{ey}=\frac{\pi^2.E}{(k_y.L_y/r_y)^2}=$			(265.00	/	3.96)^2		4470.43				
Fey =				9.87	x	200000	=	1973920.88	=	67.3	Mpa	
				(265.00	/	1.55)^2		29314.11				
Tens t =	1 / Ag ro2	x	(GxJ + pi2 x E x Cw) / (kt x Lt)^2	=	1 / 53.88	384.1	202263959 / 70225	=	60.58	Mpa		

beta = $\beta = 1-(x_0/r_0)^2$ = 0.607

$F_e=\frac{1}{2\beta}\left[(\sigma_{ex}+\sigma_t)-\sqrt{(\sigma_{ex}+\sigma_t)^2-4\beta\sigma_{ex}\sigma_t}\right]$

	1	2	3	4			
Fe =	0.82369891	502.1	252136.14	64949.6207	=	**57.23**	Mpa

Fe final =	**57.23**	**Mpa**

F crít = mínimo Fex / Fey = 57.2 Mpa

$\lambda_c=\sqrt{\frac{F_y}{F_e}}=$ raíz 2 de 235 / 57.2 = 2.0 > 1.5

F_n la tensión determinada de la siguiente manera, en MPa:

Para $\lambda_c \le 1{,}5$ $F_n=\left(0{,}658^{\lambda_c^2}\right)F_y$ = 42.14 Mpa

Para $\lambda_c > 1{,}5$ $F_n=\left[\frac{0{,}877}{\lambda_c^2}\right]F_y$ = 50.192 Mpa

Fn = 50.19 Mpa CONSIDERAMOS AL ÁREA 100% EFECTIVA

Øc =	0.85	coef de seguridad	kN		kN	*porcentaje de resistencia*
Pd =	Øc x Pn =		7.76	>	7.73	**verifica** *100%*

VERIFICACIÓN AL PANDEO

			cm		cm						*porcentaje de resistencia*
kL / r	< 200;	eje x =	265.00	/	1.55	=	171.2	<	200	**verifica**	*86%*
		eje y =	265.00	/	3.96	=	66.9	<	200	**verifica**	*33%*

4.7.2 Montante exterior

Incose int

PANEL según Cirsoc 303 - D.4.1

Acero =	F24			análisis de cargas			
Fy =	235	Mpa		vigas que descargan;			
flecha lím =	luz / 600			vigas 1 =	0		
E (mod elast)=	200000	kg/m2		vigas 2 =	0	kg	
G =	77200	Mpa	Módulo de elasticidad transversal del acero	carga panel sup =	722.00	kg	
PANEL				**N TOTAL =**	**766.16**	kg	
Posición	int						
perfil adop.	**100x0,90**						
separación	40	cm					
W (viento) =	0	t/m2					
altura =	2.65	m	kx = 1.00				
N TOTAL =	**7.66**	**kN**	**cargas mayoradas**				
arriostram =	**0**		**cantidad de flejes intermedios**				

datos de tabla:

sf =	5.71	cm3	(módulo resistente)
JX =	28.59	cm4	(momento de inercia)
A =	1.82	cm2	(área)
rx =	39.63	mm	(radio de giro de la sección, respecto al eje considerado)
ry =	15.48	mm	
ro =	5.44	cm	
J =	0.0050	cm4	Módulo de torsión de Saint Venanat
cw =	102.47	cm6	módulo de alabeo
x0 =	-117.95	cm	
m =	1.99	cm	distancia entre el centro de corte y el centro del alma
Xg =	1.38	cm	diferencia ente G y cc
t =	0.09	cm	espesor de chapa
x- =	1.425	cm	
x0 =	-3.41	cm	

$$r_x = \sqrt{\frac{I_x}{A}}$$

VERIFICACIÓN A LA FLEXIÓN

N horiz = qv = carga distribuída lineal por viento = W x sep = 34 kg/m

M max lateral = qv x h2 / 8 = 29.85 kgm

Ly = 2.65 m 2.65 m

Øb = 0.95 (según cirsoc 303)

Md = (Mn x coef Øb)

Mn = 134.19 kgm (Sx x Fy) 134.185

	Md		Mmax		
Md = 127.48 kgm	kgm		kgm		*porcentaje de resistencia*
verificación = Md > Max	127.48	>	**29.85**	**verifica**	*23%*

VERIFICACIÓN A LA COMPRESIÓN

Pf (may) = 7.66 kg = 0.01 t

Lx = 2.65 m

Ly = 2.65 m

Fex = $\frac{9.87 \times 200000}{(265.00/3.96)^2} = \frac{1973920.88}{4470.43} = 441.6$ Mpa

$$F_{ey} = \frac{\pi^2 . E}{(k_y . L_y / r_y)^2} =$$

Fey = $\frac{9.87 \times 200000}{(265.00/1.55)^2} = \frac{1973920.88}{29314.11} = 67.3$ Mpa

Tens t = $\frac{1}{Ag\ ro2} \times \frac{(GxJ + pi2 \times E \times Cw)}{(kt \times Lt)^2} = \frac{1}{53.88} \quad 384.1 \quad \frac{202263959}{70225} = 60.58$ Mpa

beta = $\beta = 1 - (x_0 / r_0)^2$ = 0.607

$$F_e = \frac{1}{2\beta}\left[(\sigma_{ex} + \sigma_t) - \sqrt{(\sigma_{ex} + \sigma_t)^2 - 4\beta\sigma_{ex}\sigma_t}\right]$$

Fe =	1	2	3	4		
	0.82369891	502.1	252136.14	64949.6207	=	**57.23** Mpa

Fe final = 57.23 Mpa

F crít = mínimo Fex / Fey = 57.2 Mpa

$$\lambda_c = \sqrt{\frac{F_y}{F_e}} =$$ raíz 2 de 235 / 57.2 = 2.0 > 1.5

F_n la tensión determinada de la siguiente manera, en MPa:

Para $\lambda_c \le 1{,}5$ $F_n = \left(0{,}658^{\lambda_c^2}\right)F_y$ = 42.14 Mpa

Para $\lambda_c > 1{,}5$ $F_n = \left[\frac{0{,}877}{\lambda_c^2}\right]F_y$ = 50.192 Mpa

Fn = 50.19 Mpa CONSIDERAMOS AL ÁREA 100% EFECTIVA

Øc = 0.85	coef de seguridad		kN		kN	*porcentaje de resistencia*
Pd = Øc x Pn =			7.76	>	7.66	**verifica** *99%*

IF-2022-20350379-GDEBA-DPTEPRIV

icose ext 2

PANEL según Cirsoc 303 - D.4.1

Acero =	F24			análisis de cargas			
Fy =	235	Mpa		vigas que descargan;			
flecha lím =	luz / 600			vigas 1 =	0		
E (mod elast)=	200000	kg/m2		vigas 2 =	0	kg	
G =	77200	Mpa	Módulo de elasticidad transversal del acero	carga panel sup =	100.00	kg	
PANEL				**N TOTAL =**	**158.30**	kg	
Posición	ext						
perfil adop.	**100x0,90**						
separación	40	cm					
W (viento) =	0.85	t/m2					
altura =	2.65	m	kx = 1.00				
N TOTAL =	**1.58**	**kN**	**cargas mayoradas**				
arriostram =	**0**		**cantidad de flejes intermedios**				

datos de tabla:

sf =	5.71	cm3	(módulo resistente)
JX =	28.59	cm4	(momento de inercia)
A =	1.82	cm2	(área)
rx =	39.63	mm	(radio de giro de la sección, respecto al eje considerado)
ry =	15.48	mm	
ro =	5.44	cm	
J =	0.0050	cm4	Módulo de torsión de Saint Venanat
cw =	102.47	cm6	módulo de alabeo
x0 =	-117.95	cm	
m =	1.99	cm	distancia entre el centro de corte y el centro del alma
Xg =	1.38	cm	diferencia ente G y cc
t =	0.09	cm	espesor de chapa
x- =	1.425	cm	
x0 =	-3.41	cm	

$$r_x = \sqrt{\frac{I_x}{A}}$$

VERIFICACIÓN A LA FLEXIÓN

N horiz = qv = carga distribuída lineal por viento = W x sep = 34 kg/m

M max lateral = qv x h2 / 8 = 29.85 kgm

Ly = 2.65 m 2.65 m

Øb = 0.95 (según cirsoc 303)

Md = (Mn x coef Øb)

Mn = 134.19 kgm (Sx x Fy) 134.185

	Md		Mmax		
Md = 127.48 kgm	kgm		kgm		*porcentaje de resistencia*
verificación = Md > Max	127.48	>	**29.85**	**verifica**	*23%*

VERIFICACIÓN A LA COMPRESIÓN

Pf (may) = 1.58 kg = 0.00 t

Lx = 2.65 m

Ly = 2.65 m

Fex = $\frac{9.87 \times 200000}{(265.00 / 3.96)^2} = \frac{1973920.88}{4470.43} = 441.6$ Mpa

$$F_{ey} = \frac{\pi^2 . E}{(k_y . L_y / r_y)^2} =$$

Fey = $\frac{9.87 \times 200000}{(265.00 / 1.55)^2} = \frac{1973920.88}{29314.11} = 67.3$ Mpa

Tens t = $\frac{1}{Ag\ ro2} \times \frac{(GxJ + pi2 \times E \times Cw)}{(kt \times Lt)^2} = \frac{1}{53.88} \quad 384.1 \quad \frac{202263959}{70225} = 60.58$ Mpa

beta = $\beta = 1 - (x_0 / r_0)^2$ = 0.607

$$F_e = \frac{1}{2\beta}\left[(\sigma_{ex} + \sigma_t) - \sqrt{(\sigma_{ex} + \sigma_t)^2 - 4\beta\sigma_{ex}\sigma_t}\right]$$

	1	2	3	4		
Fe =	0.82369891	502.1	252136.14	64949.6207	=	**57.23** Mpa

Fe final = 57.23 Mpa

F crít = mínimo Fex / Fey = 57.2 Mpa

$\lambda_c = \sqrt{\frac{F_y}{F_e}} =$ raíz 2 de 235 / 57.2 = 2.0 > 1.5

F_n la tensión determinada de la siguiente manera, en MPa:

Para $\lambda_c \leq 1{,}5$ $F_n = (0{,}658^{\lambda_c^2}) F_y$ = 42.14 Mpa

Para $\lambda_c > 1{,}5$ $F_n = \left[\frac{0{,}877}{\lambda_c^2}\right] F_y$ = 50.192 Mpa

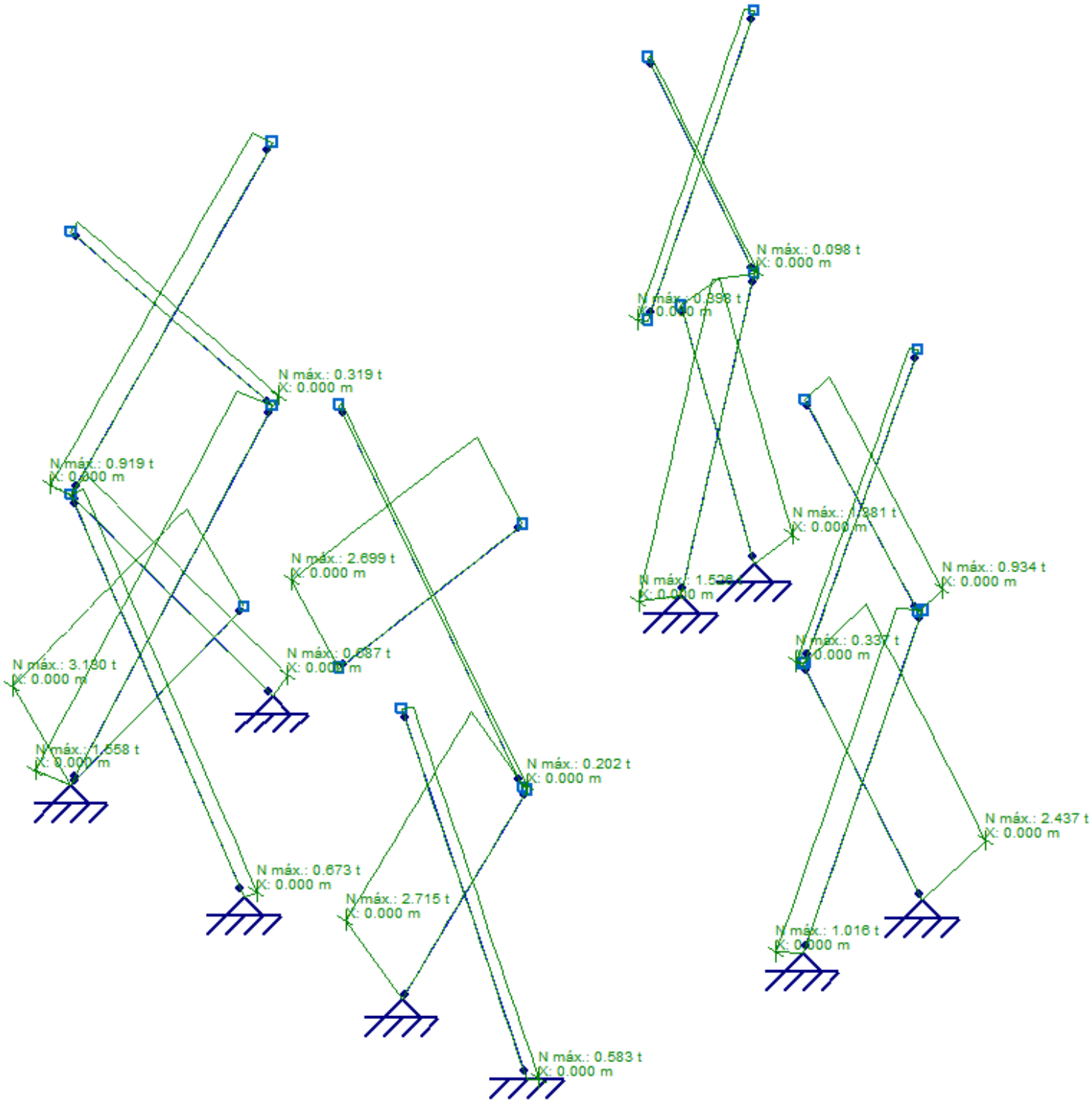
Fn = 50.19 Mpa CONSIDERAMOS AL ÁREA 100% EFECTIVA

Øc =	0.85	coef de seguridad		kN		kN	*porcentaje de resistencia*
Pd =	Øc x Pn =			7.76	>	1.58	**verifica** *20%*

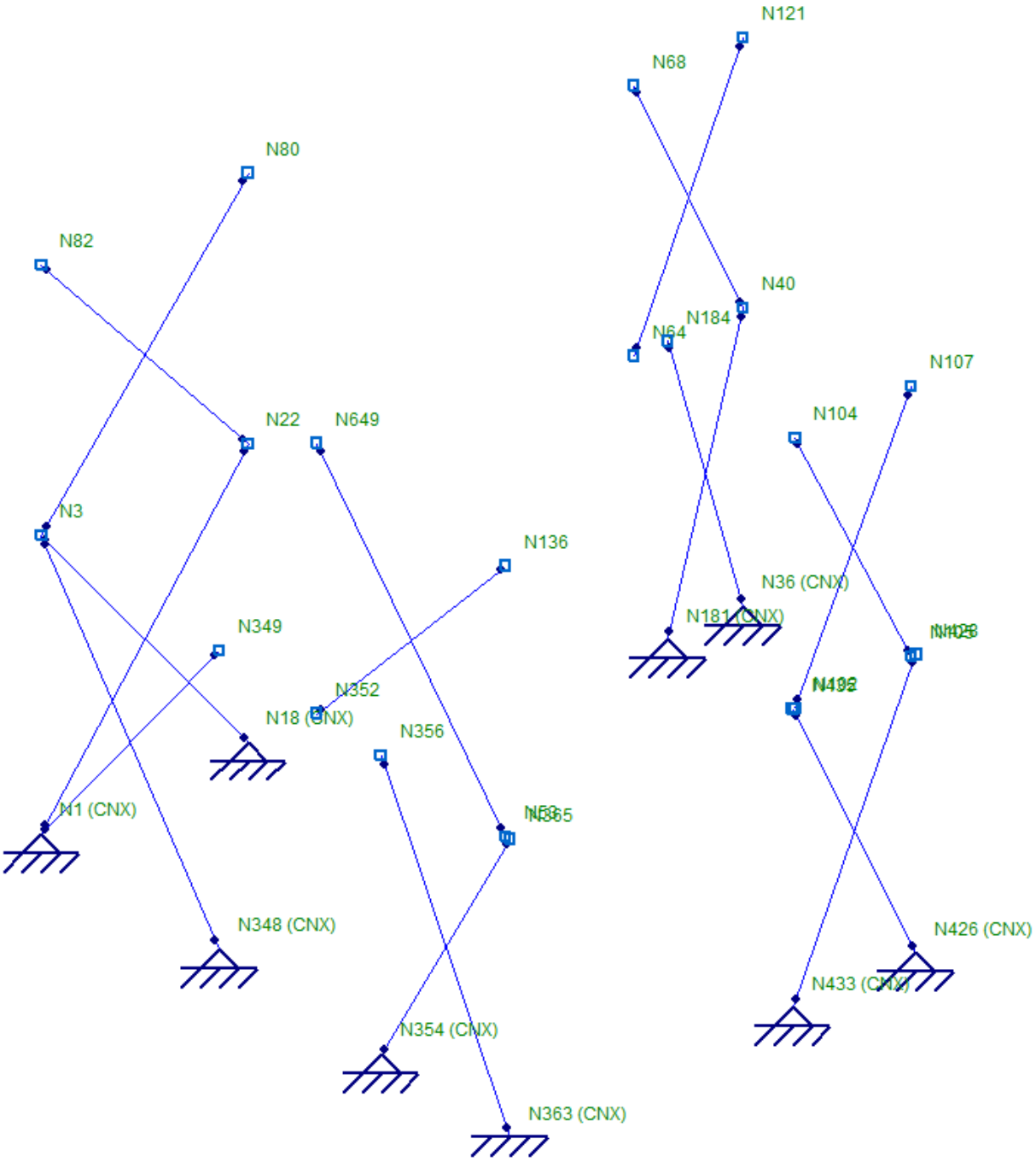
IF-2022-20350379-GDEBA-DPTEPRIV

4.8 Cruces de S.A.

Se obtienen esfuerzos sin considerar las rigigideces que aportan las placas OSB



Nomenclatura de nudos



Listado de esfuerzos

MÁXIMOS ESFUERZOS DE TRACCIÓN Y COMPRESIÓN		
(esfuerzos en toneladas)		
tracción máx	**3.13**	**N1 (CNX)/N349**
Esfuerzos barra por barra		
barra	Nmín	Nmáx
N1 (CNX)/N22	0	1.558
N22/N82	0	0.319
N3/N80	0	0.919
N18 (CNX)/N3	0	0.687
N36 (CNX)/N184	0	1.381
N181 (CNX)/N40	0	1.526
N40/N68	0	0.098
N64/N121	0	0.398
N426 (CNX)/N435	0	2.437
N433 (CNX)/N428	0	1.016
N105/N104	0	0.934
N102/N107	0	0.337
N1 (CNX)/N349	0	3.13
N348 (CNX)/N3	0	0.673
N354 (CNX)/N365	0	2.715
N363 (CNX)/N356	0	0.583
N53/N649	0	0.202
N352/N136	0	2.699

Verificación

fleje adoptado =

ancho = **50.00** **mm**
espesor = **0.90** **mm**
área = 0.45 cm2

tens fleje = 2048.89 kg/cm2 (tensión de diagonal / área de fleje)

Fv = 761.45 kg (Lx / LY) x FH plano, se usará para anclajes

VERIFICIACIÓN A LA TRACCIÓN

Ag = 0.45 cm2
Fy = 2350 kg/cm2
Øt = 0.9

Td = 951.8 kg

			kg		kg	
Td	>	Tc	951.8	>	933.00	**verifica**
			porcentaje de resistencia			*98%*

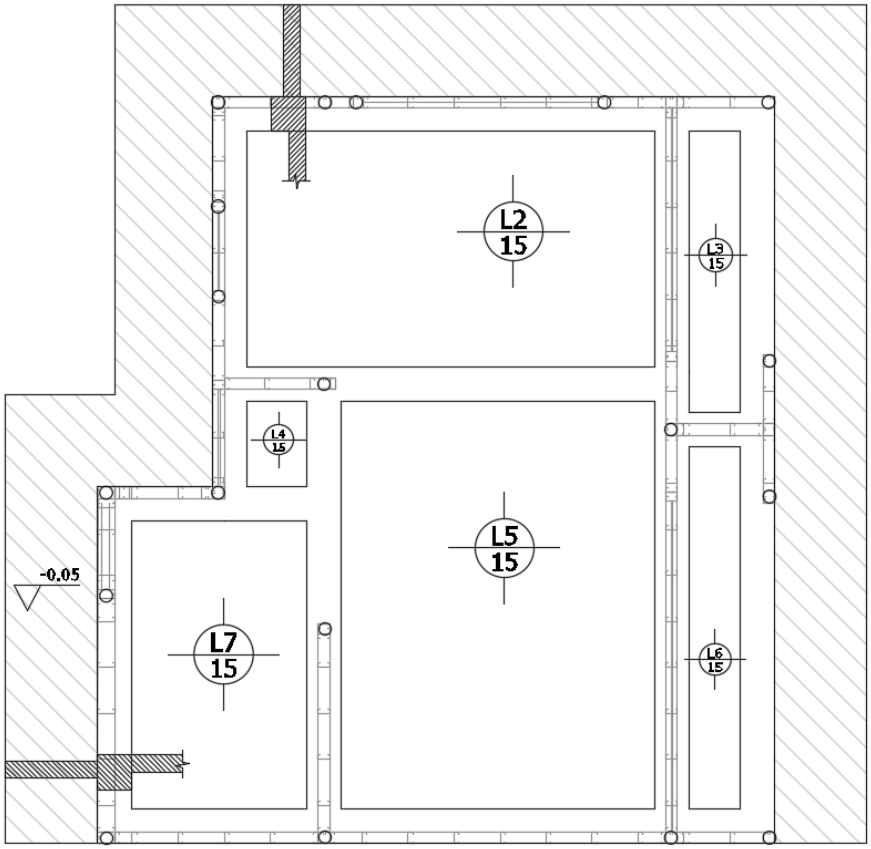
Observación; máxima tensión admisible de fleje de 50x0.9 = 933kg.
Para esfuerzos superiores hasta ese valor (y hasta 1800kg) adoptar fleje doble (un juego de flejes a cada lado del panel), según se indica;

tensor	tracción (tn)	can flejes	ubicación
N1 (CNX)/N22	1.558	doble	PB alineación 2 (paneles 11 y 16
N22/N82	0.319	simple	
N3/N80	0.919	simple	
N18 (CNX)/N3	0.687	simple	
N36 (CNX)/N184	1.381	doble	PB alineación 2 (paneles 5 y 2)
N181 (CNX)/N40	1.526	doble	PB alineación 2 (paneles 5 y 2)
N40/N68	0.098	simple	
N64/N121	0.398	simple	
N426 (CNX)/N435	2.437	doble ancho 100x0.9	PB alineación 7 (paneles 4 y 8)
N433 (CNX)/N428	1.016	doble	PB alineación 7 (paneles 4 y 8)
N105/N104	0.934	simple	
N102/N107	0.337	simple	
N1 (CNX)/N349	3.13	doble ancho 100x0.9	PB alineación A (paneles 1 y 10)
N348 (CNX)/N3	0.673	simple	PB alineación A (paneles 1 y 10)
N354 (CNX)/N365	2.715	doble ancho 100x0.9	PB alineación A (paneles 1 y 10)
N363 (CNX)/N356	0.583	simple	
N53/N649	0.202	simple	
N352/N136	2.699	doble ancho 100x0.9	PA alineación A (paneles 1 y 12

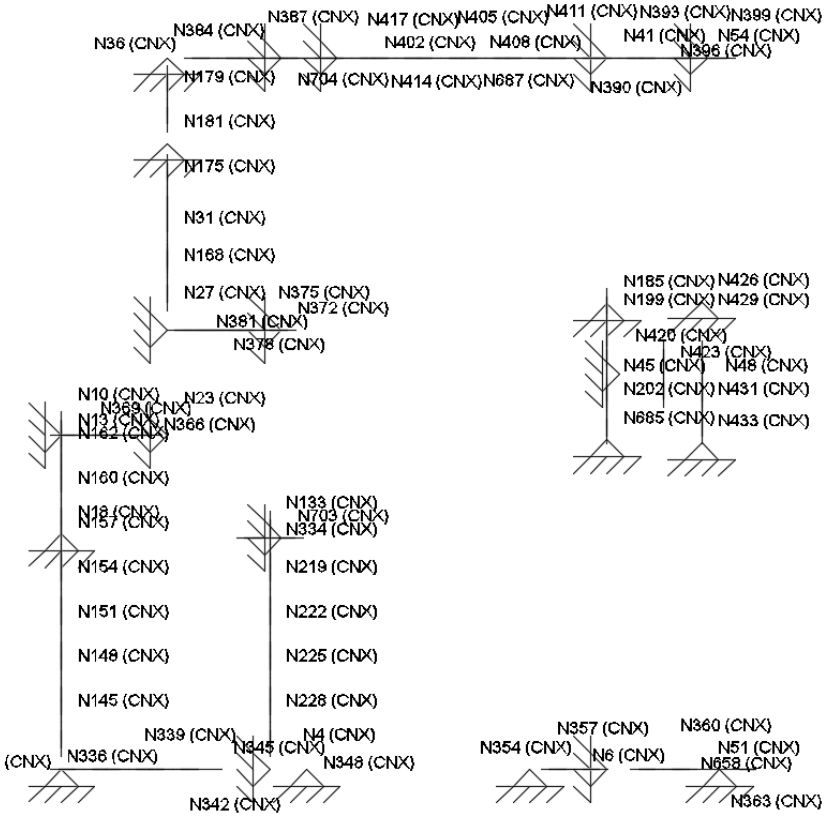
4.9 Reacciones de nudos en plantea

4.9.1 Nudos empotrados (anclajes químicos)

Posición



Nomenclatura de nudos



IF-2022-20350379-GDEBA-DPTEPRIV

Nudos

Referencia	Coordenadas			Vinculación exterior									
	X (m)	Y (m)	Z (m)	Δ_x	Δ_y	Δ_z	θ_x	θ_y	θ_z	ependencia	Ux	Uy	Uz
N1 (CNX)	0	0	0	X	X	X	-	-	-	-	-	-	-
N4 (CNX)	1.87	0	0	X	X	X	-	-	-	-	-	-	-
N6 (CNX)	4.893	0	0	X	X	X	-	-	-	-	-	-	-
N10 (CNX)	0	3	0	X	X	X	-	-	-	-	-	-	-
N13 (CNX)	0	2.91	0	X	-	X	-	-	-	Recta	0	1	0
N18 (CNX)	0	2.115	0	X	X	X	-	-	-	-	-	-	-
N23 (CNX)	0.95	3	0	X	X	X	-	-	-	-	-	-	-
N27 (CNX)	0.95	3.945	0	X	X	X	-	-	-	-	-	-	-
N31 (CNX)	0.95	4.755	0	X	-	X	-	-	-	Recta	0	1	0
N36 (CNX)	0.95	6.392	0	X	X	X	-	-	-	-	-	-	-
N41 (CNX)	4.893	6.392	0	X	X	X	-	-	-	-	-	-	-
N45 (CNX)	4.893	3.55	0	X	-	X	-	-	-	Recta	0	1	0
N48 (CNX)	5.74	3.55	0	X	-	X	-	-	-	Recta	0	1	0
N51 (CNX)	5.74	0	0	-	X	X	-	-	-	Recta	1	0	0
N54 (CNX)	5.74	6.392	0	-	X	X	-	-	-	Recta	1	0	0
N133 (CNX)	1.87	2.08	0	-	X	X	-	-	-	Recta	1	0	0
N145 (CNX)	0	0.422	0	X	-	X	-	-	-	Recta	0	1	0
N148 (CNX)	0	0.822	0	X	-	X	-	-	-	Recta	0	1	0
N151 (CNX)	0	1.222	0	X	-	X	-	-	-	Recta	0	1	0
N154 (CNX)	0	1.622	0	X	-	X	-	-	-	Recta	0	1	0
N157 (CNX)	0	2.022	0	X	-	X	-	-	-	Recta	0	1	0
N160 (CNX)	0	2.422	0	X	-	X	-	-	-	Recta	0	1	0
N162 (CNX)	0	2.822	0	X	-	X	-	-	-	Recta	0	1	0
N168 (CNX)	0.95	4.422	0	X	-	X	-	-	-	Recta	0	1	0
N175 (CNX)	0.95	5.222	0	X	-	X	-	-	-	Recta	0	1	0
N179 (CNX)	0.95	6.022	0	X	-	X	-	-	-	Recta	0	1	0
N181 (CNX)	0.95	5.622	0	X	X	X	-	-	-	-	-	-	-
N185 (CNX)	4.893	4.185	0	X	X	X	-	-	-	-	-	-	-
N199 (CNX)	4.893	4.022	0	X	-	X	-	-	-	Recta	0	1	0
N202 (CNX)	4.893	3.222	0	X	-	X	-	-	-	Recta	0	1	0
N219 (CNX)	1.87	1.622	0	X	-	X	-	-	-	Recta	0	1	0
N222 (CNX)	1.87	1.222	0	X	-	X	-	-	-	Recta	0	1	0
N225 (CNX)	1.87	0.822	0	X	-	X	-	-	-	Recta	0	1	0
N228 (CNX)	1.87	0.422	0	X	-	X	-	-	-	Recta	0	1	0
N334 (CNX)	1.87	2.022	0	X	-	X	-	-	-	Recta	0	1	0
N336 (CNX)	0.2	0	0	-	X	X	-	-	-	Recta	1	0	0
N339 (CNX)	0.6	0	0	-	X	X	-	-	-	Recta	1	0	0
N342 (CNX)	1	0	0	-	X	X	-	-	-	Recta	1	0	0
N345 (CNX)	1.4	0	0	-	X	X	-	-	-	Recta	1	0	0
N348 (CNX)	2.2	0	0	X	X	X	-	-	-	-	-	-	-
N354 (CNX)	4.2	0	0	X	X	X	-	-	-	-	-	-	-
N357 (CNX)	4.6	0	0	-	X	X	-	-	-	Recta	1	0	0
N360 (CNX)	5.4	0	0	-	X	X	-	-	-	Recta	1	0	0
N363 (CNX)	5.79	0	0	X	X	X	-	-	-	-	-	-	-
N366 (CNX)	0.6	3	0	-	X	X	-	-	-	Recta	1	0	0
N369 (CNX)	0.2	3	0	-	X	X	-	-	-	Recta	1	0	0
N372 (CNX)	1.97	3.945	0	X	X	X	-	-	-	-	-	-	-
N375 (CNX)	1.8	3.945	0	-	X	X	-	-	-	Recta	1	0	0
N378 (CNX)	1.4	3.945	0	-	X	X	-	-	-	Recta	1	0	0
N381 (CNX)	1.246	3.945	0	-	X	X	-	-	-	Recta	1	0	0
N384 (CNX)	1.4	6.392	0	-	X	X	-	-	-	Recta	1	0	0
N387 (CNX)	1.8	6.392	0	-	X	X	-	-	-	Recta	1	0	0
N390 (CNX)	4.6	6.392	0	-	X	X	-	-	-	Recta	1	0	0
N393 (CNX)	5	6.392	0	-	X	X	-	-	-	Recta	1	0	0
N396 (CNX)	5.4	6.392	0	-	X	X	-	-	-	Recta	1	0	0
N399 (CNX)	5.79	6.392	0	X	X	X	-	-	-	-	-	-	-
N402 (CNX)	3	6.392	0	-	X	X	-	-	-	Recta	1	0	0
N405 (CNX)	3.4	6.392	0	-	X	X	-	-	-	Recta	1	0	0
N408 (CNX)	3.8	6.392	0	-	X	X	-	-	-	Recta	1	0	0
N411 (CNX)	4.2	6.392	0	-	X	X	-	-	-	Recta	1	0	0
N414 (CNX)	2.2	6.392	0	-	X	X	-	-	-	Recta	1	0	0
N417 (CNX)	2.6	6.392	0	-	X	X	-	-	-	Recta	1	0	0
N420 (CNX)	5	3.55	0	X	X	X	-	-	-	-	-	-	-
N423 (CNX)	5.4	3.55	0	X	-	X	-	-	-	Recta	0	1	0
N426 (CNX)	5.74	4.197	0	X	X	X	-	-	-	-	-	-	-
N429 (CNX)	5.74	4.022	0	X	-	X	-	-	-	Recta	0	1	0
N431 (CNX)	5.74	3.222	0	X	-	X	-	-	-	Recta	0	1	0
N433 (CNX)	5.74	2.935	0	X	X	X	-	-	-	-	-	-	-
N658 (CNX)	5.583	0	0	-	X	X	-	-	-	Recta	1	0	0
N685 (CNX)	4.893	2.96	0	X	X	X	-	-	-	-	-	-	-
N687 (CNX)	2.47	6.392	0	X	X	X	-	-	-	-	-	-	-
N703 (CNX)	1.97	2.08	0	X	X	X	-	-	-	-	-	-	-
N704 (CNX)	1.97	6.392	0	X	X	X	-	-	-	-	-	-	-

Listado de cargas axiles de todos los nudos

MÁXIMOS ESFUERZOS DE TRACCIÓN Y COMPRESIÓN		
(esfuerzos en toneladas)		
tracción máx	**1.712**	**N1 (CNX)/N349**
compr máx	**-4.256**	**N433 (CNX)/N434**
Esfuerzos barra por barra		
barra	Nmín	Nmáx
N1 (CNX)/N2	-2.605	0.582
N6 (CNX)/N7	-2.002	-0.78
N10 (CNX)/N11	-0.647	0.417
N13 (CNX)/N14	-0.59	0.333
N18 (CNX)/N19	-0.79	-0.119
N23 (CNX)/N24	-1.416	0.174
N27 (CNX)/N28	-0.756	0.102
N31 (CNX)/N32	-1.06	0.173
N36 (CNX)/N37	-2.163	0.102
N41 (CNX)/N42	-1.782	0.492
N45 (CNX)/N46	-0.891	0.607
N48 (CNX)/N49	-0.571	0.048
N51 (CNX)/N52	-2.638	0.713
N54 (CNX)/N55	-0.924	-0.4
N133 (CNX)/N134	-0.901	-0.007
N151 (CNX)/N152	-0.157	-0.1
N154 (CNX)/N155	-0.155	-0.09
N157 (CNX)/N158	-0.138	0.002
N160 (CNX)/N161	-0.058	0.009
N162 (CNX)/N163	-0.111	0.054
N168 (CNX)/N169	-0.414	-0.023
N175 (CNX)/N176	-0.046	-0.023
N185 (CNX)/N186	-2.955	-0.508
N199 (CNX)/N200	-0.973	-0.218
N202 (CNX)/N203	-0.668	-0.189
N219 (CNX)/N220	-0.8	-0.156
N222 (CNX)/N223	-0.851	-0.192
N225 (CNX)/N226	-0.784	-0.158
N228 (CNX)/N229	-0.633	-0.109
N334 (CNX)/N335	-0.573	0.203
N336 (CNX)/N337	-0.188	0.004
N339 (CNX)/N340	-0.275	-0.039
N342 (CNX)/N343	-0.482	-0.086
N345 (CNX)/N346	-0.255	-0.105
N354 (CNX)/N355	-2.547	0.805
N357 (CNX)/N358	-0.376	-0.041
N360 (CNX)/N361	-0.448	-0.156
N363 (CNX)/N364	-2.312	-0.175
N366 (CNX)/N367	-0.355	-0.037
N369 (CNX)/N370	-0.751	0.262
N372 (CNX)/N373	-3.167	-0.626
N375 (CNX)/N376	-0.398	0.263
N378 (CNX)/N379	-0.311	0.207
N381 (CNX)/N382	-0.109	0.067
N384 (CNX)/N385	-0.296	-0.071
N387 (CNX)/N388	-0.542	0.518
N390 (CNX)/N391	-0.318	0.082
N393 (CNX)/N394	-1.053	0.335
N396 (CNX)/N397	-0.607	0.36
N399 (CNX)/N400	-1.807	0.794
N402 (CNX)/N403	-0.271	-0.082
N405 (CNX)/N406	-0.251	-0.123
N408 (CNX)/N409	-0.247	-0.124
N411 (CNX)/N412	-0.235	-0.115
N414 (CNX)/N415	-0.172	-0.057
N417 (CNX)/N418	-1.029	0.447
N420 (CNX)/N421	-0.8	0.354
N423 (CNX)/N424	-0.186	-0.02
N426 (CNX)/N427	-3.317	-0.47

IF-2022-20350379-GDEBA-DPTEPRIV

N429 (CNX)/N430	-0.566	0.072
N431 (CNX)/N432	-0.593	0.099
N433 (CNX)/N434	-4.256	-0.79
N658 (CNX)/N659	-1.198	-0.004
N685 (CNX)/N706	-3.673	-1.372
N687 (CNX)/N688	-0.541	0.416
N703 (CNX)/N698	-1.664	-0.094
N704 (CNX)/N705	-0.585	-0.066
N1 (CNX)/N22	0	0.712
N18 (CNX)/N3	0	0.689
N179 (CNX)/N708	-0.381	-0.038
N181 (CNX)/N182	-1.211	-0.22
N36 (CNX)/N184	0	0.933
N181 (CNX)/N40	0	0.895
N426 (CNX)/N435	0	0.977
N433 (CNX)/N428	0	1.136
N4 (CNX)/N723	-0.422	-0.111
N348 (CNX)/N722	-2.062	-0.274
N1 (CNX)/N349	0	1.712
N348 (CNX)/N3	0	1.052
N354 (CNX)/N365	0	1.463
N363 (CNX)/N356	0	0.885
N145 (CNX)/N146	-0.165	-0.062
N148 (CNX)/N149	-0.157	-0.096
N185 (CNX)/N684	0	1.072
N685 (CNX)/N188	0	1.128

Listado de esfuerzos con apoyos fijos articulados (cruces de SA y columnas con anclajes químicos)

Referencias:

Δ_x, Δ_y, Δ_z: Desplazamientos prescritos en ejes globales.

θ_x, θ_y, θ_z: Giros prescritos en ejes globales.

Cada grado de libertad se marca con 'X' si está coaccionado y, en caso contrario, con '-'.

Nudos										
Referencia	Coordenadas			Vinculación exterior						Vinculación interior
	X (m)	Y (m)	Z (m)	Δ_x	Δ_y	Δ_z	θ_x	θ_y	θ_z	
N1 (CNX)	0.000	0.000	0.000	X	X	X	-	-	-	Empotrado
N4 (CNX)	1.870	0.000	0.000	X	X	X	-	-	-	Empotrado
N6 (CNX)	4.893	0.000	0.000	X	X	X	-	-	-	Empotrado
N10 (CNX)	0.000	3.000	0.000	X	X	X	-	-	-	Empotrado
N18 (CNX)	0.000	2.115	0.000	X	X	X	-	-	-	Empotrado
N23 (CNX)	0.950	3.000	0.000	X	X	X	-	-	-	Empotrado
N27 (CNX)	0.950	3.945	0.000	X	X	X	-	-	-	Empotrado
N36 (CNX)	0.950	6.392	0.000	X	X	X	-	-	-	Empotrado
N41 (CNX)	4.893	6.392	0.000	X	X	X	-	-	-	Empotrado
N181 (CNX)	0.950	5.622	0.000	X	X	X	-	-	-	Empotrado
N185 (CNX)	4.893	4.185	0.000	X	X	X	-	-	-	Empotrado
N348 (CNX)	2.200	0.000	0.000	X	X	X	-	-	-	Empotrado
N354 (CNX)	4.200	0.000	0.000	X	X	X	-	-	-	Empotrado
N363 (CNX)	5.790	0.000	0.000	X	X	X	-	-	-	Empotrado
N372 (CNX)	1.970	3.945	0.000	X	X	X	-	-	-	Empotrado
N399 (CNX)	5.790	6.392	0.000	X	X	X	-	-	-	Empotrado
N420 (CNX)	5.000	3.550	0.000	X	X	X	-	-	-	Empotrado
N426 (CNX)	5.740	4.197	0.000	X	X	X	-	-	-	Empotrado
N433 (CNX)	5.740	2.935	0.000	X	X	X	-	-	-	Empotrado
N685 (CNX)	4.893	2.960	0.000	X	X	X	-	-	-	Empotrado
N687 (CNX)	2.470	6.392	0.000	X	X	X	-	-	-	Empotrado

IF-2022-20350379-GDEBA-DPTEPRIV

N703 (CNX)	1.970	2.080	0.000	X	X	X	-	-	-	Empotrado
N704 (CNX)	1.970	6.392	0.000	X	X	X	-	-	-	Empotrado

Referencias:

N: Esfuerzo axil (t)
Vy: Esfuerzo cortante según el eje local Y de la barra. (t)
Vz: Esfuerzo cortante según el eje local Z de la barra. (t)
Mt: Momento torsor (t·m)
My: Momento flector en el plano 'XZ' (giro de la sección respecto al eje local 'Y' de la barra). (t·m)
Mz: Momento flector en el plano 'XY' (giro de la sección respecto al eje local 'Z' de la barra). (t·m)

1.1.1.1.- Envolventes

Envolventes de los esfuerzos en barras									
Barra	Tipo de combinación	Esfuerzo	Posiciones en la barra						
			0.000 m	0.232 m	0.463 m	0.695 m	0.927 m	1.158 m	1.390 m
N1 (CNX)/N2	Acero conformado	$N_{mín}$	-2.030	-2.024	-2.019	-2.014	-2.009	-2.003	-1.998
		$N_{máx}$	1.253	1.257	1.261	1.265	1.269	1.273	1.277
		$Vy_{mín}$	-0.022	-0.017	-0.013	-0.008	-0.003	0.000	0.000
		$Vy_{máx}$	0.056	0.051	0.046	0.041	0.036	0.032	0.027
		$Vz_{mín}$	-0.032	-0.031	-0.029	-0.027	-0.026	-0.024	-0.022
		$Vz_{máx}$	0.074	0.072	0.070	0.067	0.066	0.068	0.071
		$Mt_{mín}$	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
		$Mt_{máx}$	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
		$My_{mín}$	0.000	-0.017	-0.033	-0.049	-0.065	-0.080	-0.094
		$My_{máx}$	0.000	0.007	0.014	0.021	0.027	0.033	0.038
		$Mz_{mín}$	0.000	-0.012	-0.024	-0.034	-0.043	-0.051	-0.057
		$Mz_{máx}$	0.000	0.005	0.008	0.010	0.012	0.012	0.011

Envolventes de los esfuerzos en barras									
Barra	Tipo de combinación	Esfuerzo	Posiciones en la barra						
			0.000 m	0.232 m	0.463 m	0.695 m	0.927 m	1.158 m	1.390 m
N10 (CNX)/N11	Acero conformado	$N_{mín}$	-0.689	-0.687	-0.685	-0.683	-0.681	-0.679	-0.677
		$N_{máx}$	0.493	0.495	0.496	0.498	0.499	0.501	0.502
		$Vy_{mín}$	-0.078	-0.077	-0.076	-0.075	-0.074	-0.073	-0.072
		$Vy_{máx}$	0.200	0.199	0.197	0.196	0.195	0.194	0.193
		$Vz_{mín}$	-0.031	-0.031	-0.031	-0.031	-0.031	-0.031	-0.031
		$Vz_{máx}$	0.069	0.069	0.069	0.069	0.069	0.069	0.069
		$Mt_{mín}$	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
		$Mt_{máx}$	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
		$My_{mín}$	0.000	-0.016	-0.032	-0.048	-0.064	-0.080	-0.096
		$My_{máx}$	0.000	0.007	0.014	0.021	0.029	0.036	0.043
		$Mz_{mín}$	0.000	-0.046	-0.092	-0.138	-0.183	-0.228	-0.273
		$Mz_{máx}$	0.000	0.018	0.036	0.053	0.070	0.087	0.104

Envolventes de los esfuerzos en barras									
Barra	Tipo de combinación	Esfuerzo	Posiciones en la barra						
			0.000 m	0.200 m	0.400 m	0.600 m	0.800 m	1.000 m	1.200 m
N18 (CNX)/N19	Acero conformado	$N_{mín}$	-1.684	-1.681	-1.677	-1.674	-1.671	-1.667	-1.664
		$N_{máx}$	-0.122	-0.119	-0.117	-0.114	-0.111	-0.109	-0.106
		$Vy_{mín}$	-0.078	-0.074	-0.070	-0.066	-0.063	-0.059	-0.055
		$Vy_{máx}$	0.087	0.083	0.079	0.075	0.071	0.067	0.063
		$Vz_{mín}$	-0.066	-0.066	-0.066	-0.066	-0.066	-0.066	-0.066
		$Vz_{máx}$	0.152	0.152	0.152	0.152	0.152	0.152	0.152
		$Mt_{mín}$	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
		$Mt_{máx}$	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
		$My_{mín}$	0.000	-0.030	-0.061	-0.091	-0.122	-0.152	-0.183
		$My_{máx}$	0.000	0.013	0.026	0.039	0.052	0.066	0.079
		$Mz_{mín}$	0.000	-0.017	-0.033	-0.049	-0.063	-0.077	-0.090
		$Mz_{máx}$	0.000	0.015	0.029	0.043	0.056	0.068	0.080

IF-2022-20350379-GDEBA-DPTEPRIV

Envolventes de los esfuerzos en barras									
Barra	Tipo de combinación	Esfuerzo	Posiciones en la barra						
			0.000 m	0.232 m	0.463 m	0.695 m	0.927 m	1.158 m	1.390 m
N23 (CNX)/N24	Acero conformado	$N_{mín}$	-1.414	-1.407	-1.400	-1.394	-1.387	-1.380	-1.373
		$N_{máx}$	0.681	0.687	0.692	0.697	0.702	0.707	0.712
		$Vy_{mín}$	-0.061	-0.050	-0.040	-0.030	-0.019	-0.009	0.000
		$Vy_{máx}$	0.096	0.085	0.074	0.062	0.051	0.040	0.038
		$Vz_{mín}$	-0.059	-0.059	-0.059	-0.059	-0.059	-0.059	-0.059
		$Vz_{máx}$	0.064	0.064	0.064	0.064	0.064	0.064	0.064
		$Mt_{mín}$	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
		$Mt_{máx}$	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
		$My_{mín}$	0.000	-0.015	-0.029	-0.044	-0.059	-0.074	-0.089
		$My_{máx}$	0.000	0.014	0.027	0.041	0.054	0.068	0.081
		$Mz_{mín}$	0.000	-0.021	-0.039	-0.055	-0.068	-0.079	-0.087
		$Mz_{máx}$	0.000	0.013	0.023	0.032	0.037	0.040	0.041

Envolventes de los esfuerzos en barras									
Barra	Tipo de combinación	Esfuerzo	Posiciones en la barra						
			0.000 m	0.232 m	0.463 m	0.695 m	0.927 m	1.158 m	1.390 m
N27 (CNX)/N28	Acero conformado	$N_{mín}$	-0.753	-0.744	-0.734	-0.724	-0.714	-0.705	-0.695
		$N_{máx}$	0.518	0.525	0.533	0.540	0.547	0.554	0.562
		$Vy_{mín}$	-0.093	-0.078	-0.062	-0.047	-0.031	-0.016	-0.005
		$Vy_{máx}$	0.202	0.185	0.169	0.152	0.135	0.119	0.102
		$Vz_{mín}$	-0.070	-0.070	-0.070	-0.070	-0.070	-0.070	-0.070
		$Vz_{máx}$	0.074	0.074	0.074	0.074	0.074	0.074	0.074
		$Mt_{mín}$	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
		$Mt_{máx}$	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
		$My_{mín}$	0.000	-0.017	-0.034	-0.051	-0.068	-0.086	-0.103
		$My_{máx}$	0.000	0.016	0.032	0.048	0.065	0.081	0.097
		$Mz_{mín}$	0.000	-0.045	-0.086	-0.123	-0.156	-0.186	-0.211
		$Mz_{máx}$	0.000	0.020	0.036	0.049	0.058	0.063	0.065

Envolventes de los esfuerzos en barras									
Barra	Tipo de combinación	Esfuerzo	Posiciones en la barra						
			0.000 m	0.200 m	0.400 m	0.600 m	0.800 m	1.000 m	1.200 m
N36 (CNX)/N37	Acero conformado	$N_{mín}$	-2.676	-2.671	-2.666	-2.660	-2.655	-2.650	-2.645
		$N_{máx}$	-0.136	-0.132	-0.128	-0.124	-0.120	-0.116	-0.113
		$Vy_{mín}$	-0.071	-0.067	-0.064	-0.060	-0.057	-0.053	-0.050
		$Vy_{máx}$	0.247	0.243	0.240	0.236	0.232	0.229	0.225
		$Vz_{mín}$	-0.089	-0.084	-0.080	-0.075	-0.071	-0.066	-0.062
		$Vz_{máx}$	0.091	0.088	0.084	0.081	0.078	0.074	0.071
		$Mt_{mín}$	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
		$Mt_{máx}$	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
		$My_{mín}$	0.000	-0.018	-0.035	-0.052	-0.068	-0.083	-0.097
		$My_{máx}$	0.000	0.017	0.034	0.049	0.064	0.078	0.090
		$Mz_{mín}$	0.000	-0.049	-0.097	-0.145	-0.192	-0.238	-0.283
		$Mz_{máx}$	0.000	0.014	0.027	0.039	0.051	0.062	0.072

Envolventes de los esfuerzos en barras									
Barra	Tipo de combinación	Esfuerzo	Posiciones en la barra						
			0.000 m	0.232 m	0.463 m	0.695 m	0.927 m	1.158 m	1.390 m
N41 (CNX)/N42	Acero conformado	$N_{mín}$	-1.419	-1.416	-1.412	-1.409	-1.405	-1.401	-1.398
		$N_{máx}$	1.203	1.205	1.208	1.211	1.213	1.216	1.219
		$Vy_{mín}$	-0.089	-0.089	-0.089	-0.089	-0.089	-0.089	-0.089
		$Vy_{máx}$	0.302	0.302	0.302	0.302	0.302	0.302	0.302
		$Vz_{mín}$	-0.066	-0.062	-0.057	-0.052	-0.048	-0.043	-0.038
		$Vz_{máx}$	0.090	0.086	0.083	0.079	0.076	0.073	0.069

IF-2022-20350379-GDEBA-DPTEPRIV

		$Mt_{mín}$	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
		$Mt_{máx}$	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
		$My_{mín}$	0.000	-0.020	-0.040	-0.059	-0.077	-0.094	-0.110
		$My_{máx}$	0.000	0.015	0.029	0.041	0.053	0.063	0.073
		$Mz_{mín}$	0.000	-0.070	-0.140	-0.210	-0.280	-0.350	-0.420
		$Mz_{máx}$	0.000	0.021	0.041	0.062	0.083	0.103	0.124

Envolventes de los esfuerzos en barras

Barra	Tipo de combinación	Esfuerzo	Posiciones en la barra						
			0.000 m	0.200 m	0.400 m	0.600 m	0.800 m	1.000 m	1.200 m
N160 (CNX)/N161	Acero conformado	$N_{mín}$	-0.086	-0.082	-0.078	-0.073	-0.069	-0.064	-0.060
		$N_{máx}$	0.003	0.006	0.010	0.013	0.016	0.019	0.023
		$Vy_{mín}$	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
		$Vy_{máx}$	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
		$Vz_{mín}$	-0.021	-0.014	-0.007	0.000	-0.007	-0.013	-0.020
		$Vz_{máx}$	0.020	0.013	0.007	0.000	0.007	0.014	0.021
		$Mt_{mín}$	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
		$Mt_{máx}$	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
		$My_{mín}$	0.000	-0.003	-0.005	-0.006	-0.005	-0.003	0.000
		$My_{máx}$	0.000	0.004	0.006	0.006	0.006	0.004	0.000
		$Mz_{mín}$	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
		$Mz_{máx}$	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000

Envolventes de los esfuerzos en barras

Barra	Tipo de combinación	Esfuerzo	Posiciones en la barra						
			0.000 m	0.232 m	0.463 m	0.695 m	0.927 m	1.158 m	1.390 m
N354 (CNX)/N355	Acero conformado	$N_{mín}$	-1.493	-1.477	-1.461	-1.445	-1.429	-1.413	-1.396
		$N_{máx}$	1.930	1.942	1.954	1.966	1.978	1.990	2.002
		$Vy_{mín}$	-0.011	-0.011	-0.011	-0.011	-0.011	-0.011	-0.011
		$Vy_{máx}$	0.047	0.047	0.047	0.047	0.047	0.047	0.047
		$Vz_{mín}$	-0.142	-0.115	-0.089	-0.063	-0.037	-0.010	-0.016
		$Vz_{máx}$	0.152	0.124	0.096	0.068	0.040	0.012	0.035
		$Mt_{mín}$	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
		$Mt_{máx}$	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
		$My_{mín}$	0.000	-0.032	-0.057	-0.076	-0.089	-0.095	-0.095
		$My_{máx}$	0.000	0.030	0.053	0.071	0.083	0.088	0.087
		$Mz_{mín}$	0.000	-0.011	-0.022	-0.033	-0.044	-0.055	-0.066
		$Mz_{máx}$	0.000	0.003	0.005	0.008	0.010	0.012	0.015

Envolventes de los esfuerzos en barras

Barra	Tipo de combinación	Esfuerzo	Posiciones en la barra						
			0.000 m	0.232 m	0.463 m	0.695 m	0.927 m	1.158 m	1.390 m
N363 (CNX)/N364	Acero conformado	$N_{mín}$	-3.835	-3.834	-3.833	-3.832	-3.832	-3.831	-3.830
		$N_{máx}$	-0.182	-0.181	-0.181	-0.180	-0.180	-0.179	-0.178
		$Vy_{mín}$	-0.001	-0.001	-0.001	-0.001	-0.001	-0.001	-0.001
		$Vy_{máx}$	0.007	0.007	0.007	0.007	0.007	0.007	0.007
		$Vz_{mín}$	-0.023	-0.023	-0.022	-0.022	-0.021	-0.021	-0.020
		$Vz_{máx}$	0.001	0.001	0.000	0.000	-0.001	-0.002	-0.002
		$Mt_{mín}$	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
		$Mt_{máx}$	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
		$My_{mín}$	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.001
		$My_{máx}$	0.000	0.005	0.010	0.016	0.021	0.025	0.030
		$Mz_{mín}$	0.000	-0.002	-0.003	-0.005	-0.006	-0.008	-0.010
		$Mz_{máx}$	0.000	0.000	0.001	0.001	0.001	0.002	0.002

Envolventes de los esfuerzos en barras

Barra	Tipo de combinación	Esfuerzo	Posiciones en la barra

IF-2022-20350379-GDEBA-DPTEPRIV

			0.000 m	0.232 m	0.463 m	0.695 m	0.927 m	1.158 m	1.390 m
N396 (CNX)/N397	Acero conformado	$N_{mín}$	-0.453	-0.448	-0.443	-0.438	-0.433	-0.428	-0.423
		$N_{máx}$	0.692	0.696	0.699	0.703	0.707	0.711	0.715
		$Vy_{mín}$	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
		$Vy_{máx}$	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
		$Vz_{mín}$	-0.042	-0.033	-0.024	-0.016	-0.007	-0.003	-0.011
		$Vz_{máx}$	0.038	0.030	0.021	0.013	0.006	0.002	0.010
		$Mt_{mín}$	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
		$Mt_{máx}$	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
		$My_{mín}$	0.000	-0.008	-0.014	-0.018	-0.020	-0.020	-0.019
		$My_{máx}$	0.000	0.009	0.015	0.020	0.022	0.023	0.022
		$Mz_{mín}$	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
		$Mz_{máx}$	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000

Envolventes de los esfuerzos en barras

Barra	Tipo de combinación	Esfuerzo	Posiciones en la barra						
			0.000 m	0.232 m	0.463 m	0.695 m	0.927 m	1.158 m	1.390 m
N399 (CNX)/N400	Acero conformado	$N_{mín}$	-2.764	-2.763	-2.763	-2.762	-2.761	-2.760	-2.760
		$N_{máx}$	0.384	0.385	0.385	0.386	0.386	0.387	0.388
		$Vy_{mín}$	-0.014	-0.014	-0.014	-0.014	-0.014	-0.014	-0.014
		$Vy_{máx}$	0.050	0.050	0.050	0.050	0.050	0.050	0.050
		$Vz_{mín}$	-0.010	-0.009	-0.009	-0.008	-0.008	-0.007	-0.006
		$Vz_{máx}$	0.014	0.014	0.014	0.013	0.013	0.012	0.012
		$Mt_{mín}$	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
		$Mt_{máx}$	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
		$My_{mín}$	0.000	-0.003	-0.007	-0.010	-0.013	-0.016	-0.018
		$My_{máx}$	0.000	0.002	0.004	0.006	0.008	0.010	0.011
		$Mz_{mín}$	0.000	-0.012	-0.023	-0.035	-0.047	-0.058	-0.070
		$Mz_{máx}$	0.000	0.003	0.007	0.010	0.013	0.016	0.019

Envolventes de los esfuerzos en barras

Barra	Tipo de combinación	Esfuerzo	Posiciones en la barra						
			0.000 m	0.232 m	0.463 m	0.695 m	0.927 m	1.158 m	1.390 m
N426 (CNX)/N427	Acero conformado	$N_{mín}$	-3.096	-3.094	-3.092	-3.090	-3.087	-3.085	-3.083
		$N_{máx}$	-0.565	-0.564	-0.562	-0.560	-0.559	-0.557	-0.555
		$Vy_{mín}$	-0.035	-0.035	-0.035	-0.035	-0.035	-0.035	-0.035
		$Vy_{máx}$	0.023	0.023	0.023	0.023	0.023	0.023	0.023
		$Vz_{mín}$	-0.139	-0.138	-0.136	-0.135	-0.134	-0.132	-0.131
		$Vz_{máx}$	0.058	0.056	0.054	0.052	0.050	0.048	0.046
		$Mt_{mín}$	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
		$Mt_{máx}$	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
		$My_{mín}$	0.000	-0.013	-0.026	-0.038	-0.050	-0.062	-0.072
		$My_{máx}$	0.000	0.032	0.064	0.095	0.126	0.157	0.188
		$Mz_{mín}$	0.000	-0.005	-0.011	-0.016	-0.021	-0.027	-0.032
		$Mz_{máx}$	0.000	0.008	0.016	0.025	0.033	0.041	0.049

Envolventes de los esfuerzos en barras

Barra	Tipo de combinación	Esfuerzo	Posiciones en la barra						
			0.000 m	0.232 m	0.463 m	0.695 m	0.927 m	1.158 m	1.390 m
N433 (CNX)/N434	Acero conformado	$N_{mín}$	-7.147	-7.145	-7.142	-7.139	-7.136	-7.133	-7.130
		$N_{máx}$	-0.952	-0.950	-0.948	-0.946	-0.943	-0.941	-0.939
		$Vy_{mín}$	-0.046	-0.046	-0.046	-0.046	-0.046	-0.046	-0.046
		$Vy_{máx}$	0.012	0.012	0.012	0.012	0.012	0.012	0.012
		$Vz_{mín}$	-0.124	-0.122	-0.119	-0.117	-0.114	-0.112	-0.109
		$Vz_{máx}$	0.054	0.051	0.048	0.044	0.041	0.038	0.034
		$Mt_{mín}$	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
		$Mt_{máx}$	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
		$My_{mín}$	0.000	-0.012	-0.024	-0.034	-0.044	-0.053	-0.061

IF-2022-20350379-GDEBA-DPTEPRIV

		$My_{máx}$	0.000	0.029	0.056	0.084	0.110	0.137	0.162
		$Mz_{mín}$	0.000	-0.003	-0.006	-0.009	-0.011	-0.014	-0.017
		$Mz_{máx}$	0.000	0.011	0.021	0.032	0.043	0.053	0.064

Envolventes de los esfuerzos en barras									
Barra	Tipo de combinación	Esfuerzo	Posiciones en la barra						
			0.000 m	0.232 m	0.463 m	0.695 m	0.927 m	1.158 m	1.390 m
N687 (CNX)/N688	Acero conformado	$N_{mín}$	-0.313	-0.309	-0.306	-0.302	-0.298	-0.295	-0.291
		$N_{máx}$	0.764	0.767	0.770	0.772	0.775	0.778	0.781
		$Vy_{mín}$	-0.091	-0.091	-0.091	-0.091	-0.091	-0.091	-0.091
		$Vy_{máx}$	0.332	0.332	0.332	0.332	0.332	0.332	0.332
		$Vz_{mín}$	-0.071	-0.066	-0.062	-0.057	-0.052	-0.048	-0.043
		$Vz_{máx}$	0.069	0.065	0.060	0.056	0.052	0.047	0.043
		$Mt_{mín}$	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
		$Mt_{máx}$	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
		$My_{mín}$	0.000	-0.015	-0.030	-0.043	-0.056	-0.068	-0.078
		$My_{máx}$	0.000	0.016	0.031	0.045	0.057	0.069	0.079
		$Mz_{mín}$	0.000	-0.077	-0.154	-0.231	-0.308	-0.385	-0.462
		$Mz_{máx}$	0.000	0.021	0.042	0.063	0.084	0.106	0.127

Envolventes de los esfuerzos en barras									
Barra	Tipo de combinación	Esfuerzo	Posiciones en la barra						
			0.000 m	0.232 m	0.463 m	0.695 m	0.927 m	1.158 m	1.390 m
N704 (CNX)/N705	Acero conformado	$N_{mín}$	-0.585	-0.581	-0.578	-0.574	-0.570	-0.567	-0.563
		$N_{máx}$	0.011	0.014	0.017	0.019	0.022	0.025	0.027
		$Vy_{mín}$	-0.090	-0.090	-0.090	-0.090	-0.090	-0.090	-0.090
		$Vy_{máx}$	0.310	0.310	0.310	0.310	0.310	0.310	0.310
		$Vz_{mín}$	-0.046	-0.051	-0.055	-0.059	-0.064	-0.068	-0.073
		$Vz_{máx}$	0.010	0.015	0.020	0.024	0.029	0.034	0.038
		$Mt_{mín}$	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
		$Mt_{máx}$	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
		$My_{mín}$	0.000	-0.003	-0.007	-0.012	-0.018	-0.026	-0.034
		$My_{máx}$	0.000	0.011	0.024	0.037	0.051	0.066	0.083
		$Mz_{mín}$	0.000	-0.072	-0.144	-0.215	-0.287	-0.359	-0.431
		$Mz_{máx}$	0.000	0.021	0.042	0.063	0.084	0.105	0.125

Envolventes de los esfuerzos en barras										
Barra	Tipo de combinación	Esfuerzo	Posiciones en la barra							
			0.000 m	0.437 m	0.873 m	1.310 m	1.747 m	2.183 m	2.620 m	3.056 m	3.493 m
N1 (CNX)/N22	Acero laminado	$N_{mín}$	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
		$N_{máx}$	1.558	1.558	1.558	1.558	1.558	1.558	1.558	1.558	1.558
		$Vy_{mín}$	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
		$Vy_{máx}$	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
		$Vz_{mín}$	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
		$Vz_{máx}$	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
		$Mt_{mín}$	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
		$Mt_{máx}$	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
		$My_{mín}$	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
		$My_{máx}$	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
		$Mz_{mín}$	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
		$Mz_{máx}$	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000

Envolventes de los esfuerzos en barras										
Barra	Tipo de combinación	Esfuerzo	Posiciones en la barra							
			0.000 m	0.437 m	0.873 m	1.310 m	1.747 m	2.183 m	2.620 m	3.056 m	3.493 m
N18 (CNX)/N3	Acero laminado	$N_{mín}$	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
		$N_{máx}$	0.686	0.686	0.686	0.686	0.686	0.686	0.686	0.686	0.686

IF-2022-20350379-GDEBA-DPTEPRIV

		$Vy_{mín}$	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
		$Vy_{máx}$	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
		$Vz_{mín}$	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
		$Vz_{máx}$	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
		$Mt_{mín}$	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
		$Mt_{máx}$	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
		$My_{mín}$	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
		$My_{máx}$	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
		$Mz_{mín}$	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
		$Mz_{máx}$	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000

Envolventes de los esfuerzos en barras

Barra	Tipo de combinación	Esfuerzo	Posiciones en la barra						
			0.000 m	0.200 m	0.400 m	0.600 m	0.800 m	1.000 m	1.200 m
N181 (CNX)/N182	Acero conformado	$N_{mín}$	-1.507	-1.502	-1.498	-1.493	-1.488	-1.484	-1.479
		$N_{máx}$	-0.280	-0.277	-0.273	-0.270	-0.266	-0.263	-0.259
		$Vy_{mín}$	-0.016	-0.016	-0.016	-0.016	-0.016	-0.016	-0.016
		$Vy_{máx}$	0.017	0.017	0.017	0.017	0.017	0.017	0.017
		$Vz_{mín}$	-0.131	-0.123	-0.115	-0.107	-0.099	-0.091	-0.083
		$Vz_{máx}$	0.077	0.070	0.062	0.055	0.047	0.039	0.032
		$Mt_{mín}$	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
		$Mt_{máx}$	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
		$My_{mín}$	0.000	-0.015	-0.028	-0.040	-0.050	-0.058	-0.065
		$My_{máx}$	0.000	0.026	0.049	0.072	0.092	0.111	0.129
		$Mz_{mín}$	0.000	-0.004	-0.007	-0.011	-0.014	-0.017	-0.021
		$Mz_{máx}$	0.000	0.003	0.006	0.010	0.013	0.016	0.019

Envolventes de los esfuerzos en barras

Barra	Tipo de combinación	Esfuerzo	Posiciones en la barra								
			0.000 m	0.412 m	0.824 m	1.030 m	1.442 m	1.854 m	2.267 m	2.473 m	2.885 m
N36 (CNX)/N184	Acero laminado	$N_{mín}$	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
		$N_{máx}$	1.383	1.383	1.383	1.383	1.383	1.383	1.383	1.383	1.383
		$Vy_{mín}$	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
		$Vy_{máx}$	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
		$Vz_{mín}$	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
		$Vz_{máx}$	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
		$Mt_{mín}$	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
		$Mt_{máx}$	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
		$My_{mín}$	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
		$My_{máx}$	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
		$Mz_{mín}$	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
		$Mz_{máx}$	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000

Envolventes de los esfuerzos en barras

Barra	Tipo de combinación	Esfuerzo	Posiciones en la barra								
			0.000 m	0.412 m	0.824 m	1.030 m	1.442 m	1.854 m	2.267 m	2.473 m	2.885 m
N181 (CNX)/N40	Acero laminado	$N_{mín}$	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
		$N_{máx}$	1.526	1.526	1.526	1.526	1.526	1.526	1.526	1.526	1.526
		$Vy_{mín}$	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
		$Vy_{máx}$	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
		$Vz_{mín}$	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
		$Vz_{máx}$	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
		$Mt_{mín}$	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
		$Mt_{máx}$	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
		$My_{mín}$	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
		$My_{máx}$	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
		$Mz_{mín}$	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
		$Mz_{máx}$	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000

IF-2022-20350379-GDEBA-DPTEPRIV

Envolventes de los esfuerzos en barras										
Barra	Tipo de combinación	Esfuerzo	Posiciones en la barra							
			0.000 m	0.382 m	0.763 m	1.145 m	1.526 m	1.908 m	2.290 m	2.671 m	3.053 m
N426 (CNX)/N435	Acero laminado	$N_{mín}$	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
		$N_{máx}$	2.485	2.485	2.485	2.485	2.485	2.485	2.485	2.485	2.485
		$Vy_{mín}$	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
		$Vy_{máx}$	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
		$Vz_{mín}$	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
		$Vz_{máx}$	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
		$Mt_{mín}$	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
		$Mt_{máx}$	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
		$My_{mín}$	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
		$My_{máx}$	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
		$Mz_{mín}$	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
		$Mz_{máx}$	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000

Envolventes de los esfuerzos en barras										
Barra	Tipo de combinación	Esfuerzo	Posiciones en la barra							
			0.000 m	0.382 m	0.763 m	1.145 m	1.526 m	1.908 m	2.290 m	2.671 m	3.053 m
N433 (CNX)/N428	Acero laminado	$N_{mín}$	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
		$N_{máx}$	1.023	1.023	1.023	1.023	1.023	1.023	1.023	1.023	1.023
		$Vy_{mín}$	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
		$Vy_{máx}$	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
		$Vz_{mín}$	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
		$Vz_{máx}$	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
		$Mt_{mín}$	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
		$Mt_{máx}$	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
		$My_{mín}$	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
		$My_{máx}$	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
		$Mz_{mín}$	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
		$Mz_{máx}$	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000

Envolventes de los esfuerzos en barras									
Barra	Tipo de combinación	Esfuerzo	Posiciones en la barra						
			0.000 m	0.232 m	0.463 m	0.695 m	0.927 m	1.158 m	1.390 m
N4 (CNX)/N723	Acero conformado	$N_{mín}$	-0.412	-0.406	-0.400	-0.394	-0.388	-0.382	-0.376
		$N_{máx}$	-0.065	-0.061	-0.056	-0.051	-0.047	-0.042	-0.038
		$Vy_{mín}$	-0.008	-0.008	-0.008	-0.008	-0.008	-0.008	-0.008
		$Vy_{máx}$	0.029	0.029	0.029	0.029	0.029	0.029	0.029
		$Vz_{mín}$	-0.065	-0.058	-0.051	-0.045	-0.038	-0.031	-0.024
		$Vz_{máx}$	0.069	0.059	0.050	0.041	0.031	0.023	0.032
		$Mt_{mín}$	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
		$Mt_{máx}$	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
		$My_{mín}$	0.000	-0.015	-0.028	-0.038	-0.046	-0.053	-0.057
		$My_{máx}$	0.000	0.014	0.027	0.038	0.048	0.056	0.062
		$Mz_{mín}$	0.000	-0.007	-0.014	-0.020	-0.027	-0.034	-0.040
		$Mz_{máx}$	0.000	0.002	0.004	0.005	0.007	0.009	0.011

Envolventes de los esfuerzos en barras									
Barra	Tipo de combinación	Esfuerzo	Posiciones en la barra						
			0.000 m	0.232 m	0.463 m	0.695 m	0.927 m	1.158 m	1.390 m
N348 (CNX)/N722	Acero conformado	$N_{mín}$	-3.151	-3.135	-3.119	-3.104	-3.088	-3.072	-3.056
		$N_{máx}$	-0.194	-0.182	-0.171	-0.159	-0.147	-0.135	-0.123
		$Vy_{mín}$	-0.009	-0.009	-0.009	-0.009	-0.009	-0.009	-0.009
		$Vy_{máx}$	0.001	0.001	0.001	0.001	0.001	0.001	0.001
		$Vz_{mín}$	-0.154	-0.129	-0.103	-0.078	-0.052	-0.027	-0.002

IF-2022-20350379-GDEBA-DPTEPRIV

		$Vz_{máx}$	0.165	0.138	0.110	0.083	0.056	0.029	0.002
		$Mt_{mín}$	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
		$Mt_{máx}$	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
		$My_{mín}$	0.000	-0.035	-0.064	-0.086	-0.102	-0.112	-0.116
		$My_{máx}$	0.000	0.033	0.060	0.081	0.096	0.105	0.108
		$Mz_{mín}$	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	-0.001	-0.001
		$Mz_{máx}$	0.000	0.002	0.004	0.006	0.008	0.010	0.012

Envolventes de los esfuerzos en barras

Barra	Tipo de combinación	Esfuerzo	Posiciones en la barra								
			0.000 m	0.443 m	0.886 m	1.330 m	1.773 m	2.216 m	2.659 m	3.102 m	3.545 m
N1 (CNX)/N349	Acero laminado	$N_{mín}$	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
		$N_{máx}$	3.148	3.148	3.148	3.148	3.148	3.148	3.148	3.148	3.148
		$Vy_{mín}$	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
		$Vy_{máx}$	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
		$Vz_{mín}$	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
		$Vz_{máx}$	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
		$Mt_{mín}$	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
		$Mt_{máx}$	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
		$My_{mín}$	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
		$My_{máx}$	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
		$Mz_{mín}$	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
		$Mz_{máx}$	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000

Envolventes de los esfuerzos en barras

Barra	Tipo de combinación	Esfuerzo	Posiciones en la barra								
			0.000 m	0.443 m	0.886 m	1.330 m	1.773 m	2.216 m	2.659 m	3.102 m	3.545 m
N348 (CNX)/N3	Acero laminado	$N_{mín}$	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
		$N_{máx}$	0.677	0.677	0.677	0.677	0.677	0.677	0.677	0.677	0.677
		$Vy_{mín}$	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
		$Vy_{máx}$	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
		$Vz_{mín}$	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
		$Vz_{máx}$	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
		$Mt_{mín}$	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
		$Mt_{máx}$	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
		$My_{mín}$	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
		$My_{máx}$	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
		$Mz_{mín}$	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
		$Mz_{máx}$	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000

Envolventes de los esfuerzos en barras

Barra	Tipo de combinación	Esfuerzo	Posiciones en la barra								
			0.000 m	0.400 m	0.801 m	1.201 m	1.601 m	2.001 m	2.402 m	2.802 m	3.202 m
N354 (CNX)/N365	Acero laminado	$N_{mín}$	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
		$N_{máx}$	2.735	2.735	2.735	2.735	2.735	2.735	2.735	2.735	2.735
		$Vy_{mín}$	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
		$Vy_{máx}$	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
		$Vz_{mín}$	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
		$Vz_{máx}$	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
		$Mt_{mín}$	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
		$Mt_{máx}$	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
		$My_{mín}$	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
		$My_{máx}$	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
		$Mz_{mín}$	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
		$Mz_{máx}$	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000

Envolventes de los esfuerzos en barras

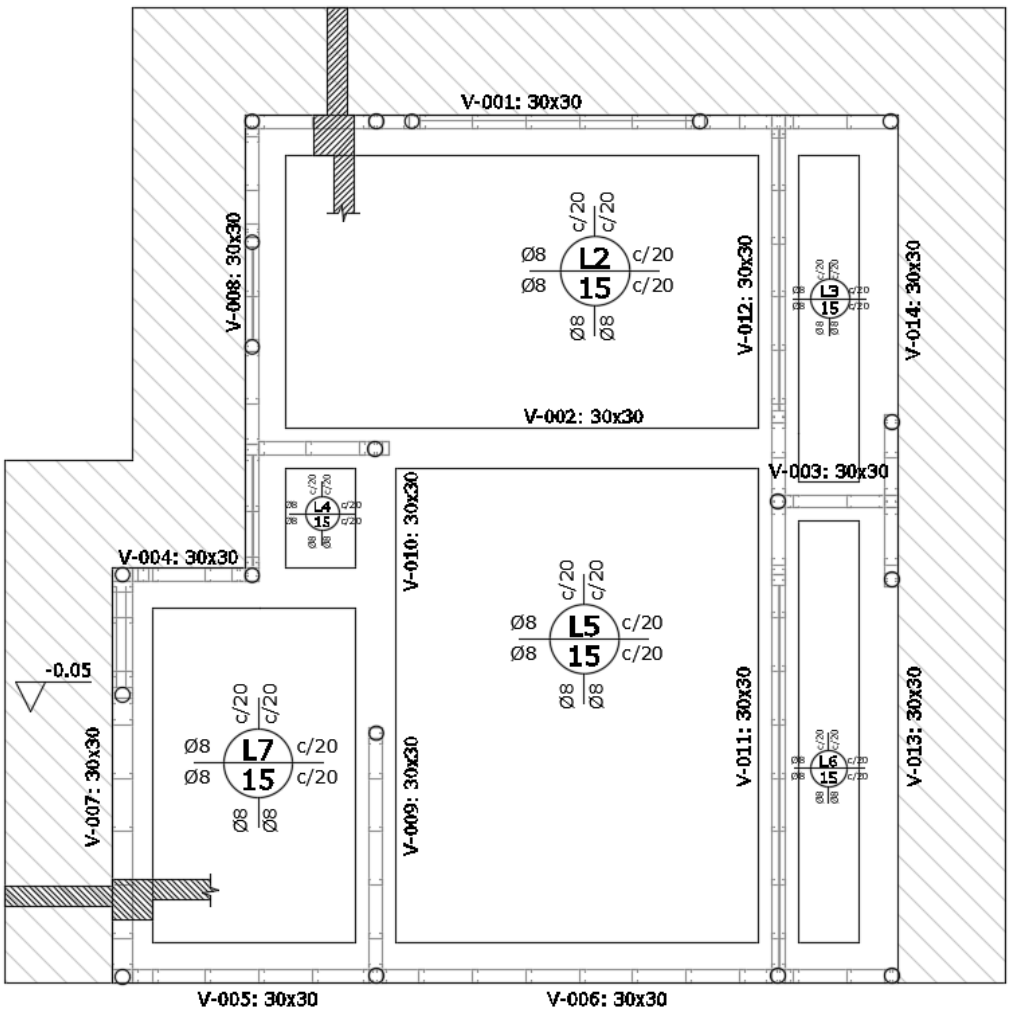
IF-2022-20350379-GDEBA-DPTEPRIV

Barra	Tipo de combinación	Esfuerzo	Posiciones en la barra								
			0.000 m	0.400 m	0.801 m	1.201 m	1.601 m	2.001 m	2.402 m	2.802 m	3.202 m
N363 (CNX)/N356	Acero laminado	$N_{mín}$	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
		$N_{máx}$	0.588	0.588	0.588	0.588	0.588	0.588	0.588	0.588	0.588
		$Vy_{mín}$	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
		$Vy_{máx}$	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
		$Vz_{mín}$	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
		$Vz_{máx}$	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
		$Mt_{mín}$	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
		$Mt_{máx}$	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
		$My_{mín}$	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
		$My_{máx}$	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
		$Mz_{mín}$	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
		$Mz_{máx}$	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000

5. VERIFICACIÓN PLATEA DE FUNDACIÓN

Verificación según estudio de suelos; **Ing. Yanina Grondona**
Se adopta; tensión admisible = 0.3kg/cm2
Balasto = 500t/m3

5.1 Vigas de fundación



IF-2022-20350379-GDEBA-DPTEPRIV

Tensiones del terreno bajo vigas de cimentación

Fundación

Tensión admisible en situaciones persistentes: 0.30 kp/cm²
Tensión admisible en situaciones accidentales: 0.30 kp/cm²

Situaciones persistentes o transitorias					
Viga			Tensión media (kp/cm²)	Tensión en bordes (kp/cm²)	Estado
Pórtico	Tramo	Dimensión			
1	V-001: A5-A0	30x30	0.19	0.20	Cumple
2	V-002: A6-A8	30x30	0.16	0.16	Cumple
3	V-003: A9-A10	30x30	0.17	0.17	Cumple
4	V-004: A3-A13	30x30	0.13	0.13	Cumple
5	V-005: A2->	30x30	0.17	0.17	Cumple
5	V-006: <-A1	30x30	0.17	0.17	Cumple
6	V-007: A2-A3	30x30	0.12	0.12	Cumple
7	V-008: A4-A5	30x30	0.18	0.18	Cumple
8	V-009: A11->	30x30	0.14	0.14	Cumple
8	V-010: <-A12	30x30	0.14	0.14	Cumple
9	V-011: A19->	30x30	0.16	0.16	Cumple
9	V-012: <-A18	30x30	0.19	0.19	Cumple
10	V-013: A1->	30x30	0.19	0.19	Cumple
10	V-014: <-A0	30x30	0.19	0.19	Cumple

ESFUERZOS

Esfuerzos y armado de vigas

Obra: platea (platea (corr MC))

Sistema de unidades: M.K.S.

Luz (m)

Momentos (t·m)

Áreas (cm²)

Corte (t)

Materiales:

Hormigón: H-21

Acero: ADN-420

Materiales de fundación:

Hormigón: H-21

Acero: ADN-420

Gr.pl. no 0 Fundación --- Pl. igual 1

Pórtico 1 --- Grupo de plantas: 0

Viga	Sección	Luz	M.Izq.	M.Cent.	M.Der.	A.Izq.	A.Cent.	A.Der.	Cort.Izq.	Cort.Der.
V-001(A5-A0)	30 X 30	4.79	0.30	-----	0.50	0.90	0.90	0.90	1.09	-0.58
			-0.10	-0.30	-0.30	0.90	0.90	1.07		

Arm.Perchas: 2Ø10(0.15P+5.00+0.11P=5.26)
Arm.Superior: 2Ø10(0.11P+5.00+0.11P=5.22)

IF-2022-20350379-GDEBA-DPTEPRIV

Estribos: 21x1eØ8c/0.24(5.01)

Pórtico 2 --- Grupo de plantas: 0

Viga	Sección	Luz	M.Izq.	M.Cent.	M.Der.	A.Izq.	A.Cent.	A.Der.	Cort.Izq.	Cort.Der.
V-002(A6-A8)	30 X 30	3.93	0.50	-----	0.20	0.90	1.00	0.95	1.05	-1.56
			0.00	-0.50	-0.30	0.90	1.04	0.90		

Arm.Perchas: 2Ø10(0.15P+4.14+0.11P=4.40)
Arm.Superior: 2Ø10(0.11P+4.14+0.11P=4.36)
Estribos: 18x1eØ8c/0.24(4.15)

Pórtico 3 --- Grupo de plantas: 0

Viga	Sección	Luz	M.Izq.	M.Cent.	M.Der.	A.Izq.	A.Cent.	A.Der.	Cort.Izq.	Cort.Der.
V-003(A9-A10)	30 X 30	0.86	0.40	-----	0.40	-----	-----	-----	0.45	-0.52
			-----	0.10	-----	0.90	0.90	0.90		

Arm.Perchas: 2Ø10(0.15P+1.08+0.11P=1.34)
Arm.Superior: 2Ø10(0.11P+1.08+0.11P=1.30)
Estribos: 5x1eØ8c/0.24(1.08)

Pórtico 4 --- Grupo de plantas: 0

Viga	Sección	Luz	M.Izq.	M.Cent.	M.Der.	A.Izq.	A.Cent.	A.Der.	Cort.Izq.	Cort.Der.
V-004(A3-A13)	30 X 30	1.89	0.30	-----	0.40	0.90	0.90	0.90	0.50	-0.49
			-0.10	-0.10	0.00	0.90	0.90	0.90		

Arm.Perchas: 2Ø10(0.15P+2.11+0.11P=2.37)
Arm.Superior: 2Ø10(0.11P+2.11+0.11P=2.33)
Estribos: 9x1eØ8c/0.24(2.11)

Pórtico 5 --- Grupo de plantas: 0

Viga	Sección	Luz	M.Izq.	M.Cent.	M.Der.	A.Izq.	A.Cent.	A.Der.	Cort.Izq.	Cort.Der.
V-005(A2-)	30 X 30	2.21	0.20	-----	0.50	0.90	0.90	0.90	1.23	-1.31
			-0.20	-0.20	-0.30	0.90	0.90	0.93		
V-006(-A1)	30 X 30	3.54	0.50	-----	0.50	0.90	1.57	0.90	1.54	-1.07
			-0.30	-0.80	-0.10	0.93	1.09	0.90		

Arm.Perchas: 2Ø10(<<2.21+3.65+0.11P=5.97)
Arm.Superior: 2Ø10(<<2.21+3.65+0.11P=5.93)
Estribos: 10x1eØ8c/0.24(2.28)
Arm.Perchas: 2Ø10(<<2.46+3.65+0.11P=6.22)
Arm.Superior: 2Ø10(<<2.42+3.65+0.11P=6.18)
Estribos: 16x1eØ8c/0.24(3.61)

Pórtico 6 --- Grupo de plantas: 0

Viga	Sección	Luz	M.Izq.	M.Cent.	M.Der.	A.Izq.	A.Cent.	A.Der.	Cort.Izq.	Cort.Der.
V-007(A2-A3)	30 X 30	2.98	0.20	-----	0.20	0.90	0.90	0.90	0.77	-0.62
			-0.20	-0.20	-0.20	0.90	0.90	0.90		

Arm.Perchas: 2Ø10(0.15P+3.20+0.11P=3.46)
Arm.Superior: 2Ø10(0.11P+3.20+0.11P=3.42)
Estribos: 14x1eØ8c/0.24(3.21)

Pórtico 7 --- Grupo de plantas: 0

Viga	Sección	Luz	M.Izq.	M.Cent.	M.Der.	A.Izq.	A.Cent.	A.Der.	Cort.Izq.	Cort.Der.
V-008(A4-A5)	30 X 30	3.40	0.20	-----	0.30	0.90	1.13	1.14	1.08	-0.73
			-0.10	-0.60	-0.50	0.90	0.90	0.90		

Arm.Perchas: 2Ø10(0.15P+3.62+0.11P=3.88)

IF-2022-20350379-GDEBA-DPTEPRIV

Arm.Superior: 2Ø10(0.11P+3.62+0.11P=3.84)
Estribos: 16x1eØ8c/0.24(3.62)

Pórtico 8 --- Grupo de plantas: 0

Viga	Sección	Luz	M.Izq.	M.Cent.	M.Der.	A.Izq.	A.Cent.	A.Der.	Cort.Izq.	Cort.Der.
V-009(A11-)	30 X 30	2.07	0.10	-----	0.40	0.90	0.90	0.90	0.82	-0.25
			0.00	-0.10	-0.10	0.90	0.90	0.90		
Arm.Perchas:	2Ø10(0.15P+2.18>>)									
Arm.Superior:	2Ø10(0.11P+2.18>>)									
Estribos:	9x1eØ8c/0.24(2.14)									
V-010(-A12)	30 X 30	1.88	0.40	-----	0.20	0.90	0.90	0.90	0.82	-0.97
			-0.10	-0.20	-0.10	0.90	0.90	0.90		
Arm.Perchas:	2Ø10(<<2.33+1.99+0.11P=4.43)									
Arm.Superior:	2Ø10(<<2.29+1.99+0.11P=4.39)									
Estribos:	9x1eØ8c/0.24(1.95)									

Pórtico 9 --- Grupo de plantas: 0

Viga	Sección	Luz	M.Izq.	M.Cent.	M.Der.	A.Izq.	A.Cent.	A.Der.	Cort.Izq.	Cort.Der.
V-011(A19-)	30 X 30	2.95	0.20	-----	0.70	0.90	0.90	0.90	1.51	-0.44
			-0.20	-0.40	-0.30	0.90	0.90	1.46		
Arm.Perchas:	2Ø10(0.15P+3.06>>)									
Arm.Superior:	2Ø10(0.11P+3.06>>)									
Estribos:	13x1eØ8c/0.24(3.02)									
V-012(-A18)	30 X 30	3.43	0.70	-----	0.10	0.90	1.01	1.01	1.51	-1.69
			-0.10	-0.50	-0.40	1.50	0.90	0.90		
Arm.Perchas:	2Ø10(<<3.21+3.54+0.11P=6.86)									
Arm.Superior:	2Ø10(<<3.17+3.54+0.11P=6.82)									
Estribos:	6x1eØ8c/0.14(0.80), 11x1eØ8c/0.24(2.70)									

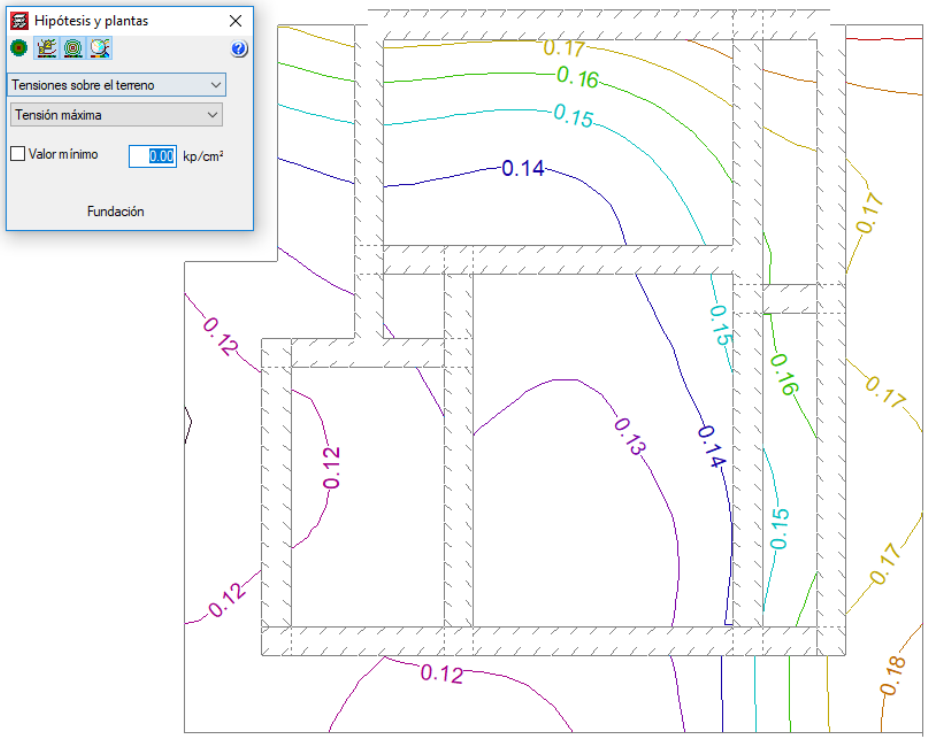
Pórtico 10 --- Grupo de plantas: 0

Viga	Sección	Luz	M.Izq.	M.Cent.	M.Der.	A.Izq.	A.Cent.	A.Der.	Cort.Izq.	Cort.Der.
V-013(A1-)	30 X 30	2.93	0.40	-----	0.80	0.90	1.01	0.90	1.78	-1.84
			-0.20	-0.50	-0.30	0.90	0.90	1.69		
Arm.Inferior:	----- 2Ø10(0.65>>)									
Arm.Perchas:	2Ø10(0.15P+3.03>>)									
Arm.Superior:	2Ø10(0.11P+3.03>>)									
Estribos:	13x1eØ8c/0.24(3.00)									
V-014(-A0)	30 X 30	3.46	0.80	-----	0.00	0.90	1.26	1.27	1.78	-1.68
			-0.20	-0.60	-0.50	1.63	1.09	0.90		
Arm.Inferior:	2Ø10(<<0.65+0.80=1.45) -----									
Arm.Perchas:	2Ø10(<<3.18+3.57+0.11P=6.86)									
Arm.Superior:	2Ø10(<<3.14+3.57+0.11P=6.82)									
Estribos:	5x1eØ8c/0.16(0.76), 12x1eØ8c/0.24(2.77)									

6.5.2 Losa de fundación

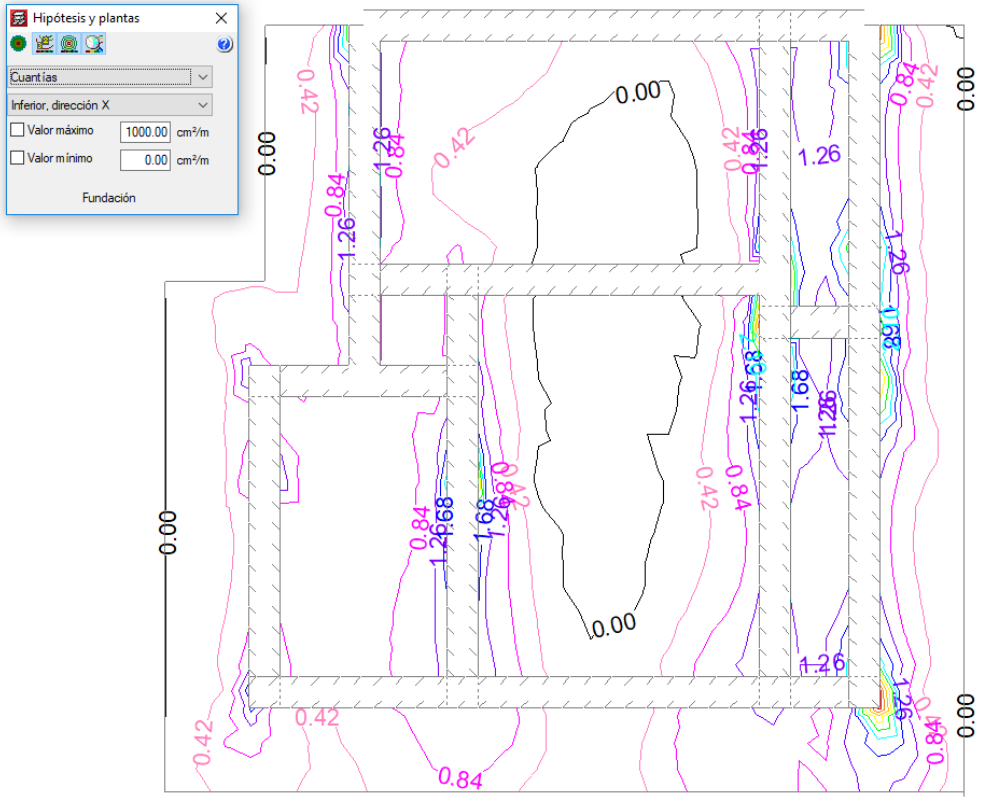
As adoptada = Ø8c/20 inferior y superior, horizontal y vertical (sección equivalente = 2.50cm2)

Tensiones de terreno

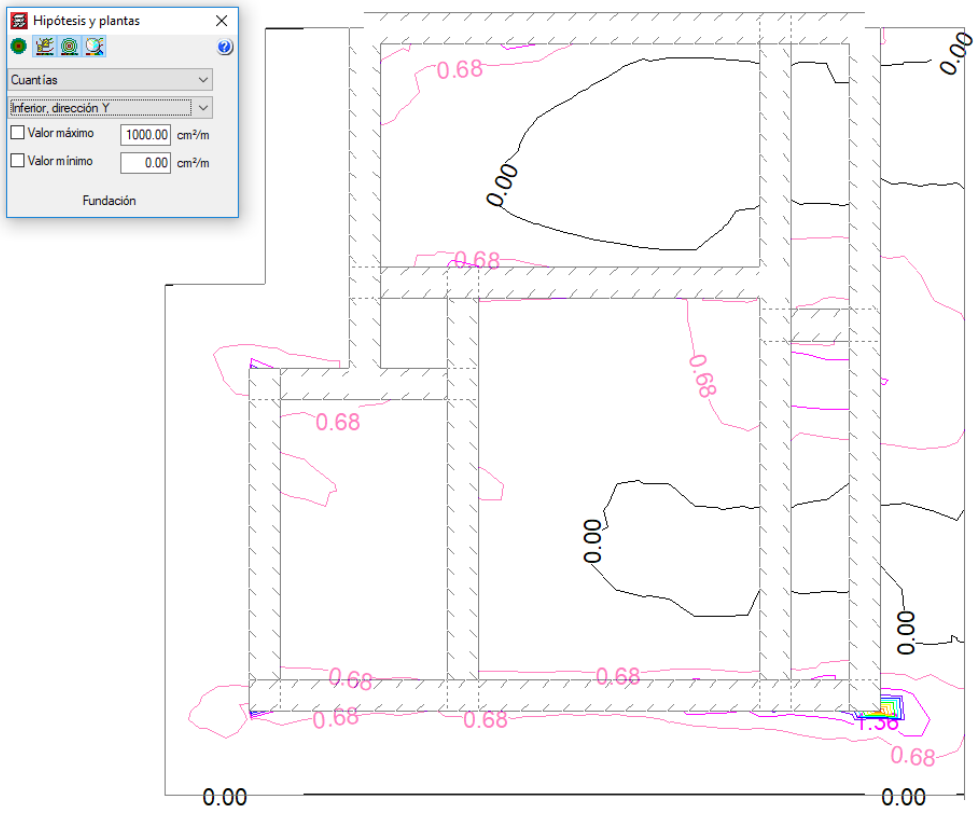


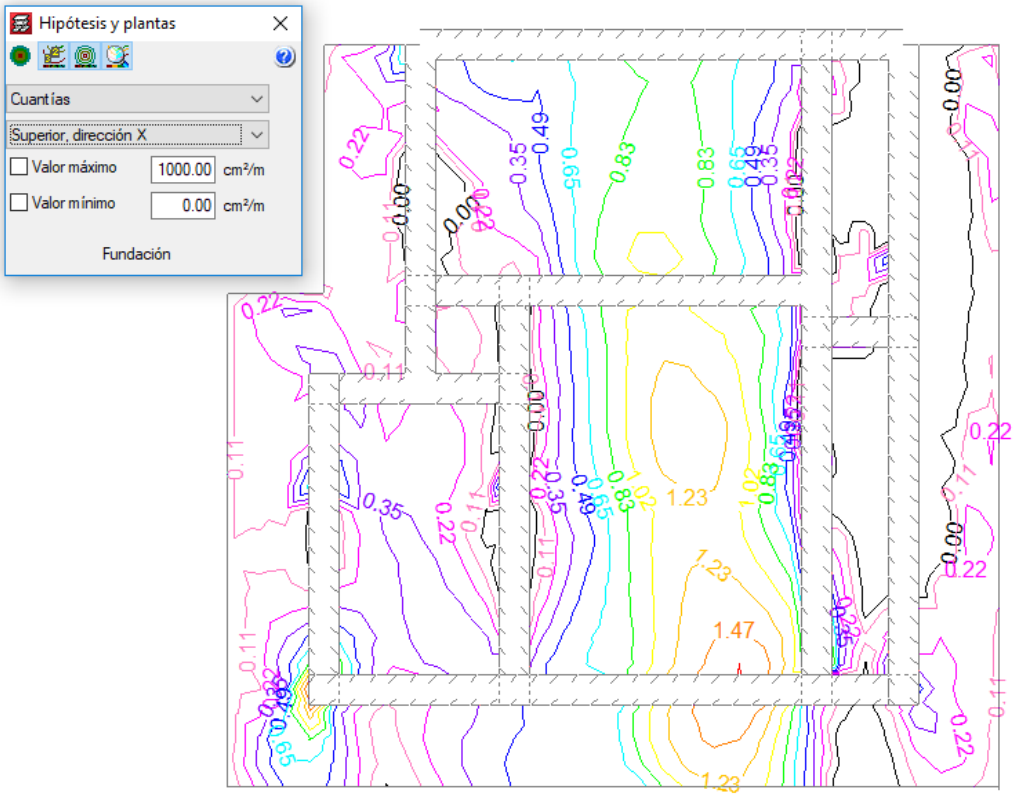
No se superan las tensiones máximas admisibles

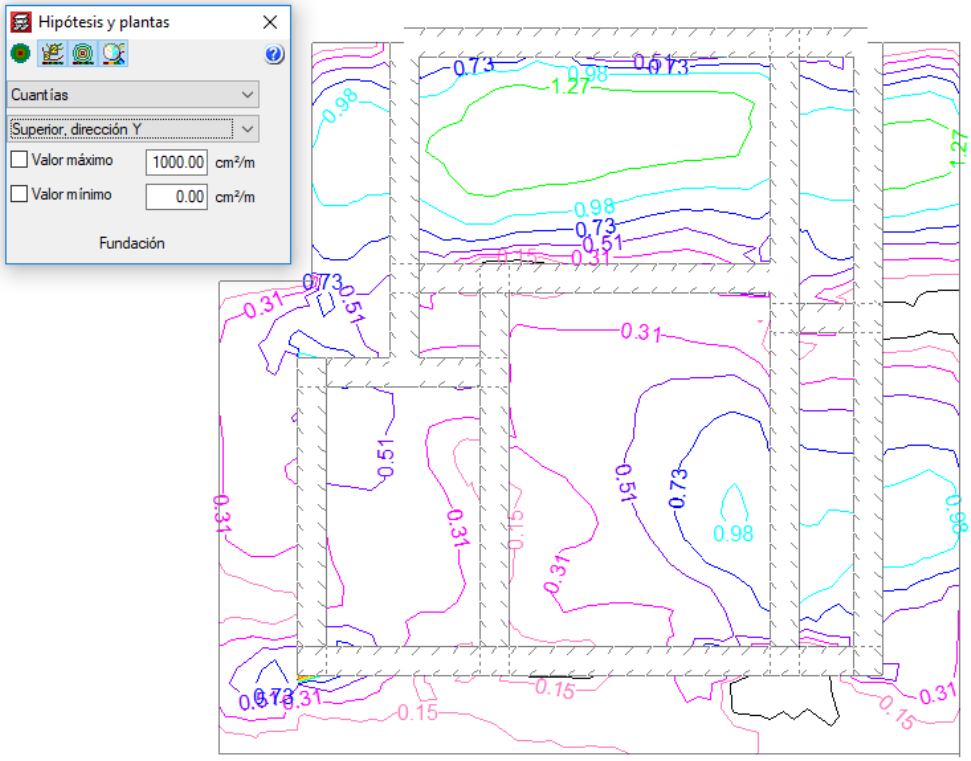
Cuantías necesarias



IF-2022-20350379-GDEBA-DPTEPRIV


Hipótesis y plantas
Cuantías
Inferior, dirección Y
Valor máximo 1000.00 cm²/m
Valor mínimo 0.00 cm²/m
Fundación
0.68
0.00
1.36


Hipótesis y plantas
Cuantías
Superior, dirección X
Valor máximo 1000.00 cm²/m
Valor mínimo 0.00 cm²/m
Fundación
0.22
0.11
0.35
0.49
0.65
0.83
1.23
1.47



6. Anclajes

Esfuerzo máximo de tracción (punto 4.8) = N1

Esfuerzos totales en nudo, (columna + cruz S.A.)

Anclaje perno en hormigón:	
-Tracción:	Máximo: 3.204 t
-Cortante:	Máximo: 2.243 t
-Tracción + Cortante:	Máximo: 3.204 t

6.2 Anclajes adoptados

Adhesivo tipo = HILTI; HIT-HY 200-R + HIT Z-R o similar

Verificación según anclaje tipo Hilti

www.hilti.com.ar

Profis Anchor 2.8.0

Empresa:	mtm-estructuras	Página:	1
Proyectista:		Proyecto:	Incose
Dirección:		Sub Proyecto I Pos. No.:	N1(C)
Teléfono I Fax:	|	Fecha:	21/2/2019
E-mail:			

Comentarios del proyectista :

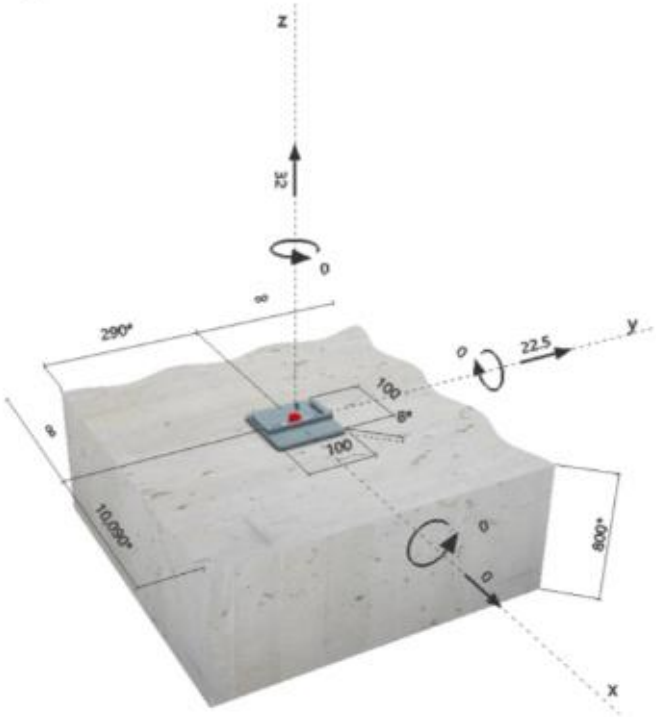
1 Insertar datos

Tipo y tamaño de anclaje:	**HIT-HY 200-R + HIT-Z-R 5/8**
Profundidad efectiva de anclaje:	$h_{ef,opti}$ = 187 mm ($h_{ef,limit}$ = 191 mm)
Material:	A4
Homologación Nº.:	ESR-3187
Establecidos I Válidos:	1/3/2018 | 1/3/2020
Prueba:	método de cálculo ACI 318-08 / Chem
Fijación a distancia:	e_b = 0 mm (enrasado); t = 8 mm
Placa de anclaje:	l_x x l_y x t = 100 mm x 100 mm x 8 mm; (Espesor de placa recomendado: no calculado
Perfil:	Perfil U; (L x W x T x FT) = 100 mm x 50 mm x 6 mm x 9 mm
Material Base:	fisurado hormigón, 2500, f_c' = 2,500 psi; h = 800 mm, Temp. corto/largo: 40/20 °C
Instalación:	**taladro hecho con martillo, Condición de instalación: seco**
Armadura:	Tracción: condición B, Cortante: condición B; no presencia de refuerzo adicional a splitting (fisuración)
	Armadura de borde: < 4 barras

Cargas de sismo (categorías C, D, E o F)no

R - El cálculo de los anclajes está basado en la hipótesis de placa de anclaje rígida.

Geometría [mm] & Carga [kN, kNm]



¡La introducción de datos y resultados deben verificarse, asegurando su correspondencia con las condiciones existentes y asegurando su verosimilitud!
PROFIS Anchor (c) 2003-2009, Hilti AG, FL-9494 Schaan. Hilti es una marca registrada de Hilti AG, Schaan

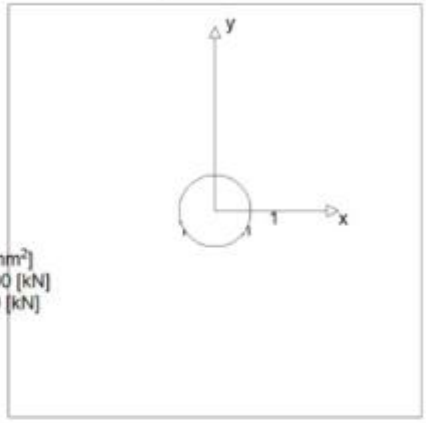
www.hilti.com.ar

Profis Anchor 2.8.0

Empresa:	mtm-estructuras	Página:	2
Proyectista:		Proyecto:	Incose
Dirección:		Sub Proyecto I Pos. No.:	N1(C)
Teléfono I Fax:	|	Fecha:	21/2/2019
E-mail:			

2 Caso de carga/Resultante de cargas

Caso de carga: Cargas de diseño



Reacciones en el anclaje [kN]
Carga a tracción: (+Tracción, -Compresión)

Anclaje	Carga a tracción	Carga a cortante	Cortante en x	Cortante en y
1	32.000	22.500	0.000	22.500

Máxima extensión del hormigón a compresión:	- [‰]
Máxima tensión del hormigón a compresión:	- [N/mm²]
Tracción resultante en (x/y)=(0/0):	32.000 [kN]
Compresión resultante en (x/y)=(0/0):	0.000 [kN]

Las fuerzas sobre los anclajes están calculadas con la hipótesis de placa de anclaje rígida.

3 Carga a tracción

	Carga N_{ua} [kN]	Capacidad ϕN_n [kN]	Utilización $\beta_N = N_{ua}/\phi N_n$	Resultado
Fallo por Acero*	32.000	61.603	52	OK
Fallo por extracción*	32.000	61.849	52	OK
Resistencia de adherencia sostenida*	N/A	N/A	N/A	N/A
Rotura por cono de hormigón**	32.000	48.799	66	OK

* anclaje más solicitado **grupo de anclajes (anclajes en tracción)

3.1 Fallo por Acero

N_{sa} = ESR value — Hace referencia a ICC-ES ESR-3187
$\phi N_{sa} \geq N_{ua}$ — ACI 318-08 Eq. (D-1)

Variables

$A_{se,N}$ [mm²]	f_{uta} [N/mm²]
146	649.48

Cálculos

N_{sa} [kN]
94.774

Resultados

N_{sa} [kN]	ϕ_{steel}	ϕN_{sa} [kN]	N_{ua} [kN]
94.774	0.650	61.603	32.000

¡La introducción de datos y resultados deben verificarse, asegurando su correspondencia con las condiciones existentes y asegurando su verosimilitud!
PROFIS Anchor (c) 2003-2009, Hilti AG, FL-9494 Schaan. Hilti es una marca registrada de Hilti AG, Schaan

Empresa:	mtm-estructuras	Página:	3
Proyectista:		Proyecto:	Incose
Dirección:		Sub Proyecto I Pos. No.:	N1(C)
Teléfono I Fax:	|	Fecha:	21/2/2019
E-mail:			

3.2 Fallo por extracción

$N_{pn} = N_p$ Hace referencia a ICC-ES ESR-3187
$\phi\ N_{pn} \geq N_{ua}$ ACI 318-08 Eq. (D-1)

Variables

N_p [kN]
95.152

Cálculos

-
-

Resultados

N_{pn} [kN]	$\phi_{concrete}$	$\phi\ N_{pn}$ [kN]	N_{ua} [kN]
95.152	0.650	61.849	32.000

3.3 Rotura por cono de hormigón

$N_{cb} = \left(\frac{A_{Nc}}{A_{Nc0}}\right) \Psi_{ed,N} \Psi_{c,N} \Psi_{cp,N} N_b$ ACI 318-08 Eq. (D-4)
$\phi\ N_{cb} \geq N_{ua}$ ACI 318-08 Eq. (D-1)
A_{Nc} Ver ACI 318-08, Parte D.5.2.1, Fig. RD.5.2.1(b)
$A_{Nc0} = 9\ h_{ef}^2$ ACI 318-08 Eq. (D-6)
$\Psi_{ec,N} = \left(\frac{1}{1 + \frac{2\ e_N}{3\ h_{ef}}}\right) \leq 1.0$ ACI 318-08 Eq. (D-9)
$\Psi_{ed,N} = 0.7 + 0.3 \left(\frac{c_{a,min}}{1.5 h_{ef}}\right) \leq 1.0$ ACI 318-08 Eq. (D-11)
$\Psi_{cp,N} = MAX\left(\frac{c_{a,min}}{c_{ac}}, \frac{1.5 h_{ef}}{c_{ac}}\right) \leq 1.0$ ACI 318-08 Eq. (D-13)
$N_b = k_c\ \lambda\ \sqrt{f'_c}\ h_{ef}^{1.5}$ ACI 318-08 Eq. (D-7)

Variables

h_{ef} [mm]	$e_{c1,N}$ [mm]	$e_{c2,N}$ [mm]	$c_{a,min}$ [mm]	$\Psi_{c,N}$
187	0	0	290	1.000

c_{ac} [mm]	k_c	λ	f'_c [psi]
279	17	1	2,500

Cálculos

A_{Nc} [mm²]	A_{Nc0} [mm²]	$\Psi_{ec1,N}$	$\Psi_{ec2,N}$	$\Psi_{ed,N}$	$\Psi_{cp,N}$	N_b [kN]
312,202	312,202	1.000	1.000	1.000	1.000	75.076

Resultados

N_{cb} [kN]	$\phi_{concrete}$	$\phi\ N_{cb}$ [kN]	N_{ua} [kN]
75.076	0.650	48.799	32.000

¡La introducción de datos y resultados deben verificarse, asegurando su correspondencia con las condiciones existentes y asegurando su verosimilitud!
PROFIS Anchor (c) 2003-2009, Hilti AG, FL-9494 Schaan. Hilti es una marca registrada de Hilti AG, Schaan

4 Cortante

	Carga V_{ua} [kN]	Capacidad ϕV_n [kN]	Utilización $\beta_V = V_{ua}/\phi V_n$	Resultado
Fallo por Acero*	22.500	34.117	66	OK
Fallo por Acero (con brazo de palanca)*	N/A	N/A	N/A	N/A
Fallo por desconchamiento (cono de hormigón)**	22.500	105.106	22	OK
Rotura de borde de hormigón en dirección x+**	22.500	2,422.663	1	OK

* anclaje más solicitado **grupo de anclajes (anclajes relevantes)

4.1 Fallo por Acero

$V_{sa} = (0.6\, A_{se,V}\, f_{uta})$ Hace referencia a ICC-ES ESR-3187
$\phi\, V_{steel} \geq V_{ua}$ ACI 318-08 Eq. (D-2)

Variables

$A_{se,V}$ [mm²]	f_{uta} [N/mm²]	$(0.6\, A_{se,V}\, f_{uta})$ [kN]
146	649.48	56.862

Cálculos

V_{sa} [kN]
56.862

Resultados

V_{sa} [kN]	ϕ_{steel}	$\phi\, V_{sa}$ [kN]	V_{ua} [kN]
56.862	0.600	34.117	22.500

4.2 Fallo por desconchamiento (cono de hormigón)

$V_{cp} = k_{cp}\left[\left(\frac{A_{Nc}}{A_{Nc0}}\right)\psi_{ed,N}\,\psi_{c,N}\,\psi_{cp,N}\,N_b\right]$ ACI 318-08 Eq. (D-30)

$\phi\, V_{cp} \geq V_{ua}$ ACI 318-08 Eq. (D-2)

A_{Nc} Ver ACI 318-08, Parte D.5.2.1, Fig. RD.5.2.1(b)

$A_{Nc0} = 9\, h_{ef}^2$ ACI 318-08 Eq. (D-6)

$\psi_{ec,N} = \left(\frac{1}{1 + \frac{2\, e_N}{3\, h_{ef}}}\right) \leq 1.0$ ACI 318-08 Eq. (D-9)

$\psi_{ed,N} = 0.7 + 0.3\left(\frac{c_{a,min}}{1.5 h_{ef}}\right) \leq 1.0$ ACI 318-08 Eq. (D-11)

$\psi_{cp,N} = MAX\left(\frac{c_{a,min}}{c_{ac}}, \frac{1.5 h_{ef}}{c_{ac}}\right) \leq 1.0$ ACI 318-08 Eq. (D-13)

$N_b = k_c\, \lambda\, \sqrt{f'_c}\, h_{ef}^{1.5}$ ACI 318-08 Eq. (D-7)

Variables

k_{cp}	h_{ef} [mm]	$e_{c1,N}$ [mm]	$e_{c2,N}$ [mm]	$c_{a,min}$ [mm]
2	187	0	0	290

$\psi_{c,N}$	c_{ac} [mm]	k_c	λ	f'_c [psi]
1.000	279	17	1	2,500

Cálculos

A_{Nc} [mm²]	A_{Nc0} [mm²]	$\psi_{ec1,N}$	$\psi_{ec2,N}$	$\psi_{ed,N}$	$\psi_{cp,N}$	N_b [kN]
312,202	312,202	1.000	1.000	1.000	1.000	75.076

Resultados

V_{cp} [kN]	$\phi_{concrete}$	$\phi\, V_{cp}$ [kN]	V_{ua} [kN]
150.151	0.700	105.106	22.500

Empresa:	mtm-estructuras	Página:	6
Proyectista:		Proyecto:	Incose
Dirección:		Sub Proyecto I Pos. No.:	N1(C)
Teléfono I Fax:	|	Fecha:	21/2/2019
E-mail:			

4.3 Rotura de borde de hormigón en dirección x+

$$V_{cb} = \left(\frac{A_{Vc}}{A_{Vc0}}\right) \Psi_{ed,V} \Psi_{c,V} \Psi_{h,V} \Psi_{parallel,V} V_b$$ ACI 318-08 Eq. (D-21)

$$\phi V_{cb} \geq V_{ua}$$ ACI 318-08 Eq. (D-2)

A_{Vc} Ver ACI 318-08, Parte D.6.2.1, Fig. RD.6.2.1(b)

$$A_{Vc0} = 4.5\, c_{a1}^2$$ ACI 318-08 Eq. (D-23)

$$\Psi_{ec,V} = \left(\frac{1}{1 + \frac{2e_v}{3c_{a1}}}\right) \leq 1.0$$ ACI 318-08 Eq. (D-26)

$$\Psi_{ed,V} = 0.7 + 0.3\left(\frac{c_{a2}}{1.5c_{a1}}\right) \leq 1.0$$ ACI 318-08 Eq. (D-28)

$$\Psi_{h,V} = \sqrt{\frac{1.5c_{a1}}{h_a}} \geq 1.0$$ ACI 318-08 Eq. (D-29)

$$V_b = \left(7\left(\frac{l_e}{d_a}\right)^{0.2}\sqrt{d_a}\right) \lambda \sqrt{f'_c}\, c_{a1}^{1.5}$$ ACI 318-08 Eq. (D-24)

Variables

c_{a1} [mm]	c_{a2} [mm]	e_{cV} [mm]	$\Psi_{c,V}$	h_a [mm]
10,090	290	0	1.000	800

l_e [mm]	λ	d_a [mm]	f'_c [psi]	$\Psi_{parallel,V}$
127	1.000	16	2,500	2.000

Cálculos

A_{Vc} [mm²]	A_{Vc0} [mm²]	$\Psi_{ec,V}$	$\Psi_{ed,V}$	$\Psi_{h,V}$	V_b [kN]
12,340,000	458,136,450	1.000	1.000	4.350	14,770.612

Resultados

V_{cb} [kN]	$\phi_{concrete}$	ϕV_{cb} [kN]	V_{ua} [kN]
3,460.947	0.700	2,422.663	22.500

5 Cargas combinadas de tracción y cortante

β_N	β_V	ζ	Utilización $\beta_{N,V}$ [%]	Resultado
0.656	0.659	5/3	100	OK

$\beta_{NV} = \beta_N^{\zeta} + \beta_V^{\zeta} <= 1$

6 Avisos

- Los métodos de diseño de anclajes en PROFIS Anchor requieren placas de anclaje rígidas según las normas vigentes (ETAG 001 / Anexo C, EOTA TR029, etc.). Esto significa que no se considera la re-distribución de la carga en los anclajes debido a deformaciones elásticas de la placa de anclaje - se supone que la placa de anclaje es suficientemente rígida para no deformarse cuando se somete a la carga de diseño. PROFIS Anchor calcula el espesor de placa de anclaje mínimo requerido con MEF (Métodod de Elementos Finitos) para limitar la tensión de la placa de anclaje en base a los supuestos explicados anteriormente. La prueba de que la suposición de la placa base rígida es válida no es llevada a cabo por PROFIS Anchor. Los datos de entrada y los resultados deben ser verificados de acuerdo a las condiciones existentes!
- La condición A se aplica cuando se emplea refuerzo suplementario. El factor Φ se incrementa por ñas resistencias de diseño que no sean del acero, excepto resistencia de Pullout y Pryout. La condición B se aplica cuando no se emplea refuerzo suplementario y para resistencia a Pullout y Pryout. Refer to ACI 318, Part D.4.4(c).
- La resistencia de diseño de los anclajes químicos se ven influenciados por el método de limpieza seguido. Referencias a las INTRUCCIONES DE USO se dan en el informe de evaluación del servicio para la limpieza e instalación de instrucciones.
- La presente versión del software, sobre ACI318-11, no tiene en cuenta las provisiones especiales para aplicaciones a techo.
- La verificación de la transferencia de cargas al material base debe ser verificada de acuerdo con el ACI 318!

¡La fijación cumple los criterios de diseño!

¡La introducción de datos y resultados deben verificarse, asegurando su correspondencia con las condiciones existentes y asegurando su verosimilitud!
PROFIS Anchor (c) 2003-2009, Hilti AG, FL-9494 Schaan. Hilti es una marca registrada de Hilti AG, Schaan

7. UNIONES

Uniones atornilladas según posición mas solicitada; unitón barras reticulados y entrepisos a tope con vigas

Posición	Núm	Esfuerzo de corte		ángulo unión	tornillo		En contacto c/torn	No en contacto c/torn	Resistencia al corte (cirsoc 303 E-4,3,1)					Cantidad	se adopta	verificación
		Nu	Ns		tipo	Ø	t1	t2	Pns 1	Pns 2	Pns 3	Pns	N asd =			
		kg	kg	espesor mm		mm	mm	mm	Kn	Kn	Kn	Kn	Kn			
reticulados	1	830.00	830.00	1.25	Hex D10	4.8	0.9	1.25	4.63	4.20	5.83	4.20	**1.40**	5.93	6	VERDADERO
entrepiso	2	358.40	358.40	1.25	Hex D10	4.8	1.25	1.25	4.63	5.83	5.83	4.63	**1.54**	2.32	4	VERDADERO

Arq. María T. Medina
DNI 22.539.988
Mat CPAU 26653

VIVIENDA INCOSE (POR DOS UNIDADES)

OBS; NO SE CONSIDERAN DESPERDICIOS NI BARRAS CONSTRUTIVAS

28/2/2019

PERFIL	TOTAL METROS	TOTAL PESO (KG)
PGC 70 x 0,90	0,00	0
PGC 100 X 0,90	1663,23	2362
PGC 100 x 1,25	502,32	985
PGC 100 X1,60	0,00	0
PGC 150 X 1,25	296,12	725
PGC 150 X 1,60	0,00	0
PGC 150 X 2,00	12,40	48
PGC 200 X 1,25	308,33	906
PGC200 x 1,60	9,20	34
PGC 200 X 2,00	12,20	56
PGC250 x 1,60	0,00	0
PGC 250 x 2,00	0,00	0
PGC 250 x 2,50	0,00	0
PGC300 X 1,60	0,00	0
PGC300 x 2,50	0,00	0
PGU70 X 0,90	0,00	0
PGU100 X 0,90	515,84	609
PGU100 X 1,25	0,00	0
PGU150X0,90	57,06	87
PGU200x1,25	6,14	16
PGU200x2.00	0,00	0
PGU250 x 1,60	0,00	0
PGU250x2,50	0,00	0
PGU300x2,5	0,00	0
cartela 20x20	25,60	0
PGO OMEGA	0,00	0
PG FLEJE 50 X 0,90	491,46	157
0	0,00	0
0	0,00	0

TOTAL PESO	**5986**

TOTAL METROS	**3900**

cuantía 45,18 kg/m2

	sup exterior		sup interior	
	s/aberturas	c/aberturas	s/aberturas	c/aberturas
TOTALES	204,72	**184,13**	532,31	**511,72**

observaciones; se deduce de las sup de paneles los vanos mayores o iguales a 3m2

área entrepiso	59,70	m2
área cubierta	72,80	m2

sup total exterior (m2) = 184 (sup paneles exteriores)
sup total interior (m2) = 1208 (sup paneles int x 2 + sup paneles ext)

se considera placa osb sobre entrepiso
se considera cieloraso de yeso en PB y PA

anclajes químicos y mecánicos

anclajes mecánicos (cada 80cm) 36 unid
anclajes químicos 36 unid

cómputo placas y tornillos

Tornillos T1 12600 unid
Tornillos hexagonales 3900 unid
Tornillos T2 (yeso) 26600 unid
Tornillos T2 (OSB) 7000 unid
Playas de yeso 1.22x2.5 489 unid
Playas OSB 1.22x2.4 94 unid

PGC 100 X 0,90			PGC 100 x 1,25			PGC 150 X 1,25			PGC 150 X 2,00			PGC 200 X 1,25			PGC200 x 1,60			PGC 200 X 2,00			PGU100 X 0,90			PGU150X0,90			PGU200x1,25			cartela 20x20			PG FLEJE 50 X 0,90		
CANT	LONG	LONT TOTAL	CANT	LONG	LONT TOTAL	CANT	LONG	LONT TOTAL	CANT	LONG	LONT TOTAL	CANT	LONG	LONT TOTAL	CANT	LONG	LONT TOTAL	CANT	LONG	LONT TOTAL	CANT	LONG	LONT TOTAL	CANT			CANT	LONG	LONT TOTAL	CANT	LONG	LONT TOTAL	CANT	LONG	LONT TOTAL
136	2,65	360,40	34	2,65	90,10	4	2,21	8,84	4	3,1	12,40	4	4,41	17,64	4	2,3	9,20	4	3,05	12,20	24	2,65	63,60	2	3,27	6,54	2	1,98	3,96	128	0,2	25,60	16	2,9	46,40
20	0,39	7,80	12	2,45	29,40	4	1,05	4,20				4	4,67	18,68							4	2,5	10,00	2	0,95	1,90	2	1,09	2,18				16	3,04	48,64
29	0,34	9,86	28	2,5	70,00	4	1,6	6,40				4	2,34	9,36							2	2,21	4,42	4	0,31	1,24							26	2,89	75,14
13	0,92	11,96	4	2,54	10,16	9	6	54,00				4	3,08	12,32							2	2,2	4,40	74	0,56	41,44							4	0,62	2,48
4	1,29	5,16	2	2,49	4,98	16	2,7	43,20				4	0,95	3,80							6	4,89	29,34	2	2,97	5,94							4	0,75	3,00
4	2,5	10,00	4	2,69	10,76	16	3,15	50,40				36	4,69	168,84							2	2,3	4,60										4	0,68	2,72
10	0,94	9,40	14	5,17	72,38	2	3,27	6,54				17	3,97	67,49							2	2,32	4,64										8	2,74	21,92
2	4,65	9,30	28	4,89	136,92	4	0,53	2,12				12	0,85	10,20							4	2,74	10,96										4	1,85	7,40
4	4,61	18,44	14	3,57	49,98	4	1,07	4,28													4	0,75	3,00										16	2,7	43,20
4	4,45	17,80	4	2,34	9,36	4	0,9	3,60													6	1,29	7,74										8	0,85	6,80
6	4,31	25,86	4	3,06	12,24	4	1,16	4,64													2	3,05	6,10										4	3,51	14,04
4	4,16	16,64	2	1,42	2,84	74	0,36	26,64													2	3,07	6,14										4	3,79	15,16
2	4,1	8,20	2	1,6	3,20	2	2,97	5,94													4	3,55	14,20										4	0,31	1,24
2	3,76	7,52				4	0,81	3,24													4	1,05	4,20										4	0,97	3,88
4	3,72	14,88				4	2,34	9,36													2	1,6	3,20										4	1,81	7,24
4	3,58	14,32				4	3,06	12,24													4	1,79	7,16										4	5,74	22,96
4	3,43	13,72				4	0,91	3,64													10	3,39	33,90										4	5,51	22,04
2	3,28	6,56				4	1,79	7,16													10	0,85	8,50										4	4,89	19,56
4	3,14	12,56				8	3,1	24,80													4	0,97	3,88										4	0,45	1,80
4	2,99	11,96				1	1,19	1,19													4	1,81	7,24										2	1,29	2,58
2	2,96	5,92				1	0,76	0,76													4	5,74	22,96										4	0,55	2,20
4	2,92	11,68				2	1,15	2,30													2	0,81	1,62										2	1,19	2,38
10	2,85	28,50				1	0,79	0,79													2	5,21	10,42										2	2,82	5,64
8	2,1	16,80				4	1,58	6,32													10	2,34	23,40										6	3,39	20,34
2	1,76	3,52				4	0,65	2,60													2	2,14	4,28										4	2,65	10,60
2	1,62	3,24				1	0,92	0,92													2	2,22	4,44										4	1,42	5,68
8	1,55	12,40																			4	0,45	1,80										4	2,72	10,88
33	0,4	13,20																			4	0,55	2,20										4	1,48	5,92
151	2,69	406,19																			6	3,06	18,36										4	1,98	7,92
8	2,12	16,96																			2	2,86	5,72										4	5,43	21,72
3	0,42	1,26																			2	2,94	5,88										4	5,73	22,92
3	1,57	4,71																			2	1,19	2,38										2	3,53	7,06
12	2,54	30,48																			2	0,91	1,82												
16	0,31	4,96																			8	0,95	7,60												
8	3,1	24,80																			4	1,03	4,12												
2	4,6	9,20																			4	4,31	17,24												
4	4,28	17,12																			4	1,42	5,68												
2	4,02	8,04																			4	2,72	10,88												
2	3,87	7,74																			4	1,48	5,92												
2	2,62	5,24																			4	1,98	7,92												
2	2,86	5,72																			22	0,56	12,32												
26	0,36	9,36																			2	5,1	10,20												
6	2,49	14,94																			2	5,73	11,46												
20	1,81	36,20																			2	3,53	7,06												
14	1,89	26,46																			4	4,41	17,64												
18	1,6	28,80																			4	4,67	18,68												
28	1,35	37,80																			4	3,08	12,32												
28	1,04	29,12																			4	3,1	12,40												
28	0,76	21,28																			2	1,8	3,60												
28	0,48	13,44																			2	1,3	2,60												
28	0,19	5,32																			4	0,8	3,20												
14	1,92	26,88																			10	0,25	2,50												
14	1,47	20,58																																
14	1,44	20,16																																
28	0,98	27,44																																
28	0,93	26,04																																
28	0,69	19,32																																
14	1,39	19,46																																
4	1,05	4,20																																
8	3	24,00																																
4	0,2	0,80																																
4	0,37	1,48																																
4	0,55	2,20																																
4	0,72	2,88																																
7	0,9	6,30																																
7	1,25	8,75																																
TOTAL METROS		1663,23	TOTAL METROS		502,32	TOTAL METROS		296,12	TOTAL METROS		12,40	TOTAL METROS		308,33	TOTAL METROS		9,20	TOTAL METROS		12,20	TOTAL METROS		515,84	TOTAL METROS		57,06	TOTAL METROS		6,14	TOTAL METROS		25,60	TOTAL METROS		491,46

G O B I E R N O DE LA P R O V I N C I A DE B U E N O S A I R E S
2022 - Año del bicentenario del Banco de la Provincia de Buenos Aires

Hoja Adicional de Firmas
Documentación Respaldatoria

Número: IF-2022-20350379-GDEBA-DPTEPRIV

LA PLATA, BUENOS AIRES
Miércoles 29 de Junio de 2022

Referencia: 10- ANEXO DE MEMORIA DE CALCULO

El documento fue importado por el sistema GEDO con un total de 74 pagina/s.

Digitally signed by GDE BUENOS AIRES
DN: cn=GDE BUENOS AIRES, c=AR, o=MINISTERIO DE JEFATURA DE GABINETE DE MINISTROS BS AS, ou=SUBSECRETARIA DE GOBIERNO DIGITAL, serialNumber=CUIT 30715471511
Date: 2022.06.29 20:35:25 -03'00'

ANDREA FABIANA LANZETTI
Personal Profesional
Departamento Elaboración de Proyectos
Instituto de la Vivienda

Digitally signed by GDE BUENOS AIRES
DN: cn=GDE BUENOS AIRES, c=AR, o=MINISTERIO DE JEFATURA DE GABINETE DE MINISTROS BS AS, ou=SUBSECRETARIA DE GOBIERNO DIGITAL, serialNumber=CUIT 30715471511
Date: 2022.06.29 20:35:25 -03'00'