Memoria Práctica M4_2
Grupo 1

Máster en Estructuras de Edificación - Curso 17/18 - M4.2
Proyecto de ampliación a nivel de cubierta en un edificio existente

Índice

1. Descripción del edificio 3

2. Bases de cálculo 4

2.1 Normativa empleada 4

2.2 Acciones sobre los forjados 4

2.3 Acción del viento 4

2.4 Hipótesis y combinaciones 6

2.5 Materiales: características de los perfiles empleados 6

2.6 Resistencia al fuego de la estructura 11

2.7 Limitaciones de deformación 11

3. Descripción del sistema estructural adoptado 11

4. Análisis de solicitaciones y de deformaciones (Modelo de SAP2000) 15

5. Verificación de secciones 17

5.1 Celosías principales 18

5.2 Celosías secundarias 18

5.3 Soportes 18

6. Uniones 18

7. Listado de planos 24

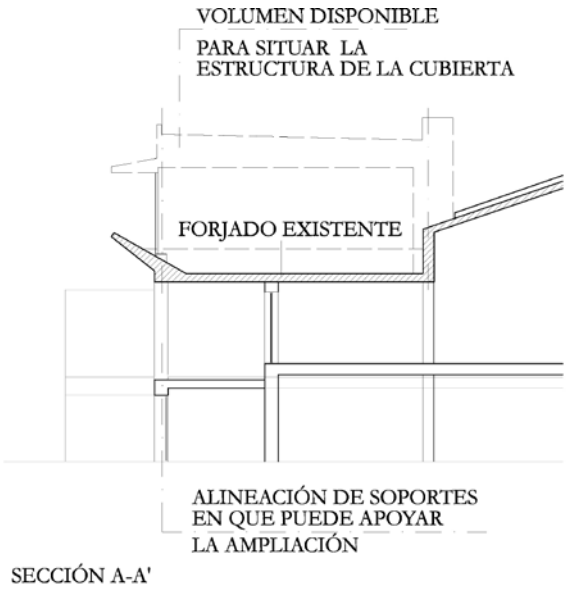
1. Descripción del edificio

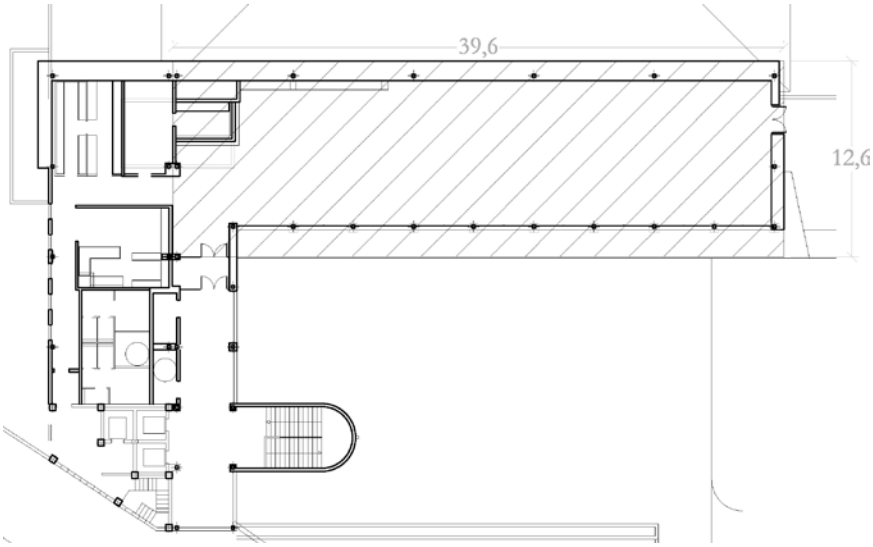
El objetivo de la práctica es proyectar la ampliación de una planta sobre un edificio existente situado en la isla de Fuerteventura. Se trata de un hotel de seis plantas situado cerca de la costa en Morro Jable (sur de la isla).

Con la ampliación se quiere dotar al hotel de un nuevo espacio para albergar un comedor común. La estructura estará compuesta por perfiles de pequeño espesor, pudiendo emplearse perfiles laminados para los soportes. Los forjados se constituirán a base de chapas grecadas minionda y hormigón armado, conformando una sección mixta.

Debido al aumento de la sobrecarga de uso (cambio de cubierta no transitable a espacio público) será necesario generar un nuevo forjado, el cual también se realizará a base de perfiles de pequeño espesor, y se deberá apoyar sobre los soportes existentes.

A continuación, se adjunta la sección acotada del estado previo a la reforma y la situación en planta de la estructura del forjado inferior y de la cubierta.





2. Bases de cálculo

2.1 Normativa empleada

Para el desarrollo de la práctica se han utilizado los siguientes documentos normativos:

- CTE DB-SE "Seguridad estructural"
- CTE DB-SE-AE "Seguridad estructural. Acciones en la edificación"
- Eurocódigo 3 (Parte 1-3) "Perfiles y chapas delgadas conformadas en frio"

2.2 Acciones sobre los forjados

Para el análisis de las cargas a considerar en el predimensionado de la estructura se ha seguido la normativa vigente en España (CTE-DB-SE-AE), empleando principalmente la Tabla C.3 y la Tabla C.5.

En función de las cargas consideradas en cada caso, se obtienen las siguientes configuraciones de cargas permanentes y cargas mayoradas para el dimensionado de la estructura. Se considera que el edificio está situado en Fuerteventura.

Forjado terraza (+18,80 m)			
Acción	γ	Qk (kN/m2)	Qd (kN/m2)
Chapa minionda (GP-30/275)	1,35	1,10	1,49
Peso propio estructura metálica	1,35	0,20	0,27
Solados, acabados y falsos techos	1,35	1,50	2,03
Zonas con mesas y sillas	1,50	3,00	4,50
Total	1,39	5,80	8,28

Forjado cubierta (+21,8 m)			
Acción	γ	Qk (kN/m2)	Qd (kN/m2)
Chapa minionda (GP-30/275)	1,35	1,10	1,49
Peso propio estructura metálica	1,35	0,20	0,27
Solados, acabados y falsos techos	1,35	0,50	0,68
Cubierta no transitable	1,50	1,00	1,50
Nieve	1,50	0,2	0,3
Total	1,41	3,00	4,23

2.3 Acción del viento

Para determinar la acción del viento sobre nuestro proyecto aplicamos el CTE-DB-SE-AE, documento en el que se indica como calcular la presión estática (resultado de multiplicar la presión dinámica por el coeficiente de exposición y el coeficiente eólico). El viento se considera como carga repartida en los cantos del forjado, introduciendo en cada planta el área de cada paño que le corresponde (media planta superior e inferior)

Para ello primeramente se calculan las esbelteces correspondientes a las diferentes partes del edificio en su plano X (dirección longitudinal) e Y (dirección transversal).

Dado que el edificio se encuentra en Fuerteventura, la zona a considerar en la Figura D.1 es la C, para la cual se establece una q_b = 0.52 kN/m^2.

En referencia al c_e (Tabla 3.4), considerando que el edificio se encuentra en una zona costera a menos de 5 km del mar (Grado de aspereza del entorno I) y en función de la altura de cada forjado considerado se obtienen diversos coeficientes. De la misma manera las esbelteces nos establecen coeficientes eólicos (Tabla 3.5) de presión(c_p) y succión (c_s). Los cálculos se han realizado aplicando los apartados anteriores en una hoja de cálculo:

1. CARACTERÍSTICAS GENERALES

Emplazamiento geográfico		Zona C	
Coeficiente de presión dinámica del viento	qb	0,52	kN/m2
Altura total del volumen	h	22,80	m
Ancho en dirección X	bx	39,00	m
Ancho en dirección Y	by	9,75	m
Esbeltez en X	ex	0,58	
Esbeltez en Y	ey	2,34	

2. COTA DE LOS FORJADOS

Forjado 1	f1	18,80	m
Forjado 2	f2	21,80	m

3. COEFICIENTES DE EXPOSICIÓN (Ce)

Borde del mar o de un lago, con una superficie de agua en la dirección del viento de al menos 5 km de longitud		I	
Forjado 1	Ce1	3,41	
Forjado 2	Ce2	3,46	

4. COEFICIENTE EÓLICO (Cp y Cs)

	Cp	Cs	Cp+Cs
Dirección X	0,73	-0,40	1,13
Dirección Y	0,80	-0,63	1,43

5. PRESIÓN DE VIENTO POR FORJADOS

	Presión (kN/m2)	Succión (kN/m2)	Total (kN/m2)
Forjado 1 - X	1,30	-0,71	2,01
Forjado 1 - Y	1,42	-1,12	2,54
Forjado 2 - X	1,32	-0,72	2,04
Forjado 2 - Y	1,44	-1,13	2,57

En cubierta se utiliza una solución de forjado de hormigón relativamente ligera que puede sufrir efectos de succión. Aunque el documento básico de acciones exime de la comprobación del efecto del viento en cubiertas planas alegando que "opera habitualmente del lado de la seguridad" se opta por tomar los valores de succión del anejo D.2, ya que se trata de una edificación extraordinariamente liviana, en una altura considerable y bastante expuesta al estar en el frente costero en una zona con bastante viento.

En la tabla D.4 para marquesinas abiertas se propone un coeficiente de succión de 1,5 y de 0,5 de presión. Se obtiene una presión de viento final de 2,69 y 0,89 kN/m^2 respectivamente.

Los valores de succión serán utilizados en combinaciones en los que opere únicamente la carga gravitatoria y con un coeficiente parcial de seguridad como carga desfavorable.

2.4 Hipótesis y combinaciones

Para el correcto análisis de la estructura debemos considerar hipótesis de combinaciones de carga donde introduzcamos correctamente el viento y la nieve. Estas combinaciones deberán realizarse tanto para la situación de Estados Límites Últimos y Estados Límites de Servicio. A continuación, detallaremos un resumen de las combinaciones más determinantes empleadas en el cálculo de la estructura para ELU y ELS.

<u>Para Estados Límites Últimos:</u>

$$\Sigma\, \gamma_{G,j} \cdot G_{k,j} + \gamma_{Q,1} \cdot Q_{k,1}$$

Hipótesis I: Carga permanente + uso

$$\Sigma\, \gamma_{G,j} \cdot G_{k,j} + \gamma_{Q,1} \cdot Q_{k,1} + \Sigma\, \gamma_{Q,i} \cdot \Psi_{0,i} \cdot Q_{k,i}$$

Hipótesis IIa: c. permanente + uso como acción variable determinante + viento en X
Hipótesis IIb: c. permanente + uso + viento en X como acción variable determinante
Hipótesis IIc: c. permanente + uso como acción variable determinante + viento en Y
Hipótesis IId: c. permanente + uso + viento en Y como acción variable determinante
Hipótesis IIIa: c. permanente + uso como acción variable determinante + nieve
Hipótesis IIIb: c. permanente + uso + nieve como acción variable determinante

<u>Para Estados Límites de Servicio:</u>

Hipótesis I: Carga permanente + uso

$$\Sigma\, G_{k,j} + Q_{k,1}$$

Hipótesis IIa: c. permanente + uso como acción variable determinante + viento en X
Hipótesis IIb: c. permanente + uso + viento en X como acción variable determinante
Hipótesis IIc: c. permanente + uso como acción variable determinante + viento en Y
Hipótesis IId: c. permanente + uso + viento en Y como acción variable determinante
Hipótesis IIIa: c. permanente + uso como acción variable determinante + nieve
Hipótesis IIIb: c. permanente + uso + nieve como acción variable determinante

$$\Sigma\, G_{k,j} + Q_{k,1} + \Sigma\, \Psi_{0,i} \cdot Q_{k,i}$$

2.5 Materiales: características de los perfiles empleados

Características del acero empleado para los perfiles:

- Resistencia característica (f_{yk}) = 235 MPa
- Tensión de rotura (f_u) = 360 MPa

Mediante el programa de análisis AISIWIN se ha procedido a analizar las características geométricas y mecánicas de las piezas a emplear para resolver la estructura. Se adjuntan los documentos obtenidos.

Se trabaja con secciones de canto 100 y 200mm como se sugirió durante la clase. Debido a las fuertes solicitaciones en compresión en ciertas partes de los cordones de las vigas en celosía ha sido necesario utilizar secciones compuestas por perfiles en U y en C que no estaban recogidas en la casuística que permite considerar el programa. Para estimar de manera cómoda la capacidad de los cordones se introdujo la mitad del perfil en U central como un ala de mayor ancho en cada perfil en C lateral (obsérvese que mientras el programa está calculando la sección efectiva de un ala de 15cm en realidad sería un ala de 5cm a un lado y de 10 al otro y sigue cumpliendo pese a que la suposición es peor para la abolladura).

2xC100 1,5 en cajón

www.clarkwestern.com
1996 AISI Specification, LRFD
DATE: 19/05/2018

SECTION DESIGNATION: (2) Boxed

INPUT PROPERTIES:

Web Height =	100,00	mm	Steel Thickness =	1,500	mm
Top Flange =	50,00	mm	Inside Corner Radius =	2,000	mm
Bottom Flange =	50,00	mm	Yield Stress, Fy =	235	Mpa
Stiffening Lip =	15,00	mm	Fy With Cold-Work, Fya =	267	Mpa

OUTPUT PROPERTIES:

Effective Section Properties, Strong Axis

Neutral Axis from Top Fiber (Ycg)	50,3	mm
Moment of Inertia for Deflection (Ixx)	1062911	mm^4
Section Modulus (Sxx)	20971	mm^ 3
Nominal Flexural Strength * Phi (Phi*Mnx)	5323,45	N-m

Gross Section Properties of Full Section, Strong Axis

Neutral Axis from Top Fiber (Ycg)	50,0	mm
Moment of Inertia (Ixx)	1062910	mm^4
Cross Sectional Area (A)	657,8	mm^2
Radius of Gyration (Rx)	40,1966	mm

Section Properties, Weak Axis

Gross Moment of Inertia (Iyy)	938197	mm^4
Radius of Gyration (Ry)	37,7649	mm

Other Section Property Data

Member Weight per Foot of Length	50,6355	N/m
Nominal Web Shear Capacity * Phi (Unpunched)	39336	N
Pno * Phi for use in Interaction Equation C5-2	57980	N

Torsional Properties

St. Venant Torsion Constant (J)	1433507	mm^4

Lateral Buckling Properties for Flexure

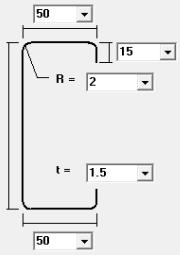
Maximum Unbraced Length for Flexure	293	mm

Nominal Web Crippling Loads * Phi (N) Total for (2) Members

	25,00mm END BRNG		88,00mm INT BRNG	
	Cond 1	Cond 3	Cond 2	Cond 4
(2) Boxed	7725	5498	16233	15877

Section Type
- (•) C-Stud
- ( ) Channel Stud
- ( ) Track

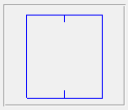
Dimensions mm



Punchout Dimensions
Width 0 mm
Length 0 mm
[ ] Circular

Steel Properties
Fy = 235 MPa
Fu = 360 MPa

Overall Member Length (KxLx) 1,26 (m)



Fastener Spacing
Intermediate Fastener Spacing, a
305 (mm)

Maximum Factored Axial Loads, Pu (N)

Weak Axis Bracing (mm o.c.)	Max KL/r	Concentric	Loaded Thru Web
NONE	33	110591	
MID Pt	31	111208	
THIRD Pt	31	111208	

2xC100 1,5 back-to-back

www.clarkwestern.com
1996 AISI Specification, LRFD
DATE: 19/05/2018

SECTION DESIGNATION: (2) Back-to-Back

INPUT PROPERTIES:

Web Height =	100,00	mm	Steel Thickness =	1,500	mm
Top Flange =	50,00	mm	Inside Corner Radius =	2,000	mm
Bottom Flange =	50,00	mm	Yield Stress, Fy =	235	Mpa
Stiffening Lip =	15,00	mm	Fy With Cold-Work, Fya =	267	Mpa

OUTPUT PROPERTIES:

Effective Section Properties, Strong Axis

Neutral Axis from Top Fiber (Ycg)	50,3	mm
Moment of Inertia for Deflection (Ixx)	1062911	mm^4
Section Modulus (Sxx)	20971	mm^ 3
Nominal Flexural Strength * Phi (Phi*Mnx)	5323,45	N-m

Gross Section Properties of Full Section, Strong Axis

Neutral Axis from Top Fiber (Ycg)	50,0	mm
Moment of Inertia (Ixx)	1062910	mm^4
Cross Sectional Area (A)	657,8	mm^2
Radius of Gyration (Rx)	40,1966	mm

Section Properties, Weak Axis

Gross Moment of Inertia (Iyy)	428947	mm^4
Radius of Gyration (Ry)	25,5354	mm

Other Section Property Data

Member Weight per Foot of Length	50,6355	N/m
Nominal Web Shear Capacity * Phi (Unpunched)	39336	N
Pno * Phi for use in Interaction Equation C5-2	57980	N

Lateral Buckling Properties for Flexure

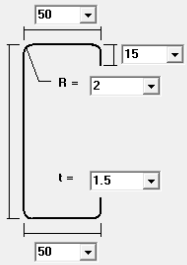
Moment of Inertia of Compression Portion (Iyc)	214473	mm^4

Nominal Web Crippling Loads * Phi (N) Total for (2) Members

	25,00mm END BRNG		88,00mm INT BRNG	
	Cond 1	Cond 3	Cond 2	Cond 4
(2) Back-to-Back	13832	9934	30999	30652

Section Type
- (•) C-Stud
- ( ) Channel Stud
- ( ) Track

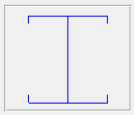
Dimensions mm



Punchout Dimensions
Width 0 mm
Length 0 mm
[ ] Circular

Steel Properties
Fy = 235 MPa
Fu = 360 MPa

Overall Member Length (KxLx) 1.95 (m)



NOTE
For (2) members Back-to-Back or (2) Members Boxed, members must be adequately connected

Maximum Factored Axial Loads, Pu (N)

Weak Axis Bracing (mm o.c.)	Max KL/r	Concentric	Loaded Thru Web
NONE	76	90463	
MID Pt	49	104903	
THIRD Pt	49	104903	

2xC100 2,5 + U100 2,5

www.clarkwestern.com
1996 AISI Specification, LRFD
DATE: 19/05/2018

SECTION DESIGNATION: (2) Back-to-Back

INPUT PROPERTIES:

Web Height =	100,00	mm	Steel Thickness =	2,500	mm
Top Flange =	100,00	mm	Inside Corner Radius =	2,000	mm
Bottom Flange =	50,00	mm	Yield Stress, Fy =	235	Mpa
Stiffening Lip =	15,00	mm	Fy With Cold-Work, Fya =	235	Mpa

OUTPUT PROPERTIES:

Effective Section Properties, Strong Axis

Neutral Axis from Top Fiber (Ycg)	46,7	mm
Moment of Inertia for Deflection (Ixx)	2134663	mm^4
Section Modulus (Sxx)	35233	mm^ 3
Nominal Flexural Strength * Phi (Phi*Mnx)	7866,56	N-m

Gross Section Properties of Full Section, Strong Axis

Neutral Axis from Top Fiber (Ycg)	40,8	mm
Moment of Inertia (Ixx)	2172291	mm^4
Cross Sectional Area (A)	1322,1	mm^2
Radius of Gyration (Rx)	40,5347	mm

Section Properties, Weak Axis

Gross Moment of Inertia (Iyy)	2546832	mm^4
Radius of Gyration (Ry)	43,8902	mm

Other Section Property Data

Member Weight per Foot of Length	101,7659	N/m
Nominal Web Shear Capacity * Phi (Unpunched)	64150	N
Pno * Phi for use in Interaction Equation C5-2	113796	N

Lateral Buckling Properties for Flexure

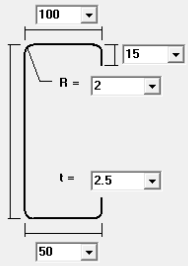
Moment of Inertia of Compression Portion (Iyc)	1273416	mm^4

Nominal Web Crippling Loads * Phi (N) Total for (2) Members

	25,00mm END BRNG		88,00mm INT BRNG	
	Cond 1	Cond 3	Cond 2	Cond 4
(2) Back-to-Back	34378	31168	78779	79311

Section Type
- (•) C-Stud
- ( ) Channel Stud
- ( ) Track

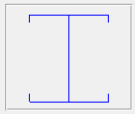
Dimensions mm



Punchout Dimensions
Width 0 mm
Length 0 mm
[ ] Circular

Steel Properties
Fy = 235 MPa
Fu = 360 MPa

Overall Member Length (KxLx) 3.9 (m)



NOTE
For (2) members Back-to-Back or (2) Members Boxed, members must be adequately connected

Maximum Factored Axial Loads, Pu (N)

Weak Axis Bracing (mm o.c.)	Max KL/r	Concentric	Loaded Thru Web
NONE	96	159172	
MID Pt	96	159172	
THIRD Pt	96	159172	

2xC200 1,5 en cajón

www.clarkwestern.com
1996 AISI Specification, LRFD
DATE: 19/05/2018

SECTION DESIGNATION: (2) Boxed

INPUT PROPERTIES:

Web Height =	200,00	mm	Steel Thickness =	1,500	mm
Top Flange =	50,00	mm	Inside Corner Radius =	2,000	mm
Bottom Flange =	50,00	mm	Yield Stress, Fy =	235	Mpa
Stiffening Lip =	15,00	mm	Fy With Cold-Work, Fya =	267	Mpa

OUTPUT PROPERTIES:

Effective Section Properties, Strong Axis

Neutral Axis from Top Fiber (Ycg)	100,5	mm
Moment of Inertia for Deflection (Ixx)	5408119	mm^4
Section Modulus (Sxx)	53367	mm^ 3
Nominal Flexural Strength * Phi (Phi*Mnx)	13546,99	N-m

Gross Section Properties of Full Section, Strong Axis

Neutral Axis from Top Fiber (Ycg)	100,0	mm
Moment of Inertia (Ixx)	5408119	mm^4
Cross Sectional Area (A)	957,8	mm^2
Radius of Gyration (Rx)	75,1411	mm

Section Properties, Weak Axis

Gross Moment of Inertia (Iyy)	1665866	mm^4
Radius of Gyration (Ry)	41,7037	mm

Other Section Property Data

Member Weight per Foot of Length	73,7274	N/m
Nominal Web Shear Capacity * Phi (Unpunched)	30938	N
Pno * Phi for use in Interaction Equation C5-2	60565	N

Torsional Properties

St. Venant Torsion Constant (J)	3861519	mm^4

Lateral Buckling Properties for Flexure

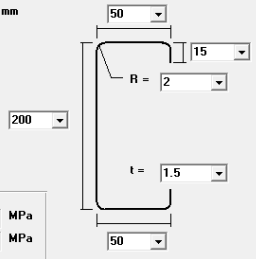
Maximum Unbraced Length for Flexure	293	mm

Nominal Web Crippling Loads * Phi (N) Total for (2) Members

	25,00mm END BRNG		88,00mm INT BRNG	
	Cond 1	Cond 3	Cond 2	Cond 4
(2) Boxed	6653	4497	14606	12085

Section Type
- (•) C-Stud
- ( ) Channel Stud
- ( ) Track

Dimensions mm



Punchout Dimensions
Width 0 mm
Length 0 mm
[ ] Circular

Steel Properties
Fy = 235 MPa
Fu = 360 MPa

Overall Member Length (KxLx) 1.79 (m)

Fastener Spacing
Intermediate Fastener Spacing, a 305 (mm)

Maximum Factored Axial Loads, Pu (N)

Weak Axis Bracing (mm o.c.)	Max KL/r	Concentric	Loaded Thru Web
NONE	43	112381	
MID Pt	24	118361	
THIRD Pt	24	118361	

2xC200 1,5 back-to-back

www.clarkwestern.com
1996 AISI Specification, LRFD
DATE: 19/05/2018

SECTION DESIGNATION: (2) Back-to-Back

INPUT PROPERTIES:

Web Height =	200,00	mm	Steel Thickness =	1,500	mm
Top Flange =	50,00	mm	Inside Corner Radius =	2,000	mm
Bottom Flange =	50,00	mm	Yield Stress, Fy =	235	Mpa
Stiffening Lip =	15,00	mm	Fy With Cold-Work, Fya =	267	Mpa

OUTPUT PROPERTIES:

Effective Section Properties, Strong Axis

Neutral Axis from Top Fiber (Ycg)	100,5	mm
Moment of Inertia for Deflection (Ixx)	5408119	mm^4
Section Modulus (Sxx)	53367	mm^ 3
Nominal Flexural Strength * Phi (Phi*Mnx)	13546,99	N-m

Gross Section Properties of Full Section, Strong Axis

Neutral Axis from Top Fiber (Ycg)	100,0	mm
Moment of Inertia (Ixx)	5408119	mm^4
Cross Sectional Area (A)	957,8	mm^2
Radius of Gyration (Rx)	75,1411	mm

Section Properties, Weak Axis

Gross Moment of Inertia (Iyy)	429116	mm^4
Radius of Gyration (Ry)	21,1661	mm

Other Section Property Data

Member Weight per Foot of Length	73,7274	N/m
Nominal Web Shear Capacity * Phi (Unpunched)	30938	N
Pno * Phi for use in Interaction Equation C5-2	60565	N

Lateral Buckling Properties for Flexure

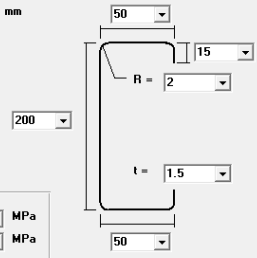
Moment of Inertia of Compression Portion (Iyc)	214558	mm^4

Nominal Web Crippling Loads * Phi (N) Total for (2) Members

	25,00mm END BRNG		88,00mm INT BRNG	
	Cond 1	Cond 3	Cond 2	Cond 4
(2) Back-to-Back	14968	9091	30999	27787

Section Type
- (•) C-Stud
- ( ) Channel Stud
- ( ) Track

Dimensions mm



Punchout Dimensions
Width 0 mm
Length 0 mm
[ ] Circular

Steel Properties
Fy = 235 MPa
Fu = 360 MPa

Overall Member Length (KxLx) 0.975 (m)

NOTE
For (2) members Back-to-Back or (2) Members Boxed, members must be adequately connected

Maximum Factored Axial Loads, Pu (N)

Weak Axis Bracing (mm o.c.)	Max KL/r	Concentric	Loaded Thru Web
NONE	46	111112	
MID Pt	23	118539	
THIRD Pt	15	119971	

2xC200 2,5 back-to-back

www.clarkwestern.com
1996 AISI Specification, LRFD
DATE: 19/05/2018

SECTION DESIGNATION: (2) Back-to-Back

INPUT PROPERTIES:

Web Height =	200,00	mm	Steel Thickness =	2,000	mm
Top Flange =	50,00	mm	Inside Corner Radius =	2,000	mm
Bottom Flange =	50,00	mm	Yield Stress, Fy =	235	Mpa
Stiffening Lip =	15,00	mm	Fy With Cold-Work, Fya =	276	Mpa

OUTPUT PROPERTIES:

Effective Section Properties, Strong Axis

Neutral Axis from Top Fiber (Ycg)	100,0	mm
Moment of Inertia for Deflection (Ixx)	7096870	mm^4
Section Modulus (Sxx)	70969	mm^ 3
Nominal Flexural Strength * Phi (Phi*Mnx)	18577,34	N-m

Gross Section Properties of Full Section, Strong Axis

Neutral Axis from Top Fiber (Ycg)	100,0	mm
Moment of Inertia (Ixx)	7096870	mm^4
Cross Sectional Area (A)	1267,4	mm^2
Radius of Gyration (Rx)	74,8302	mm

Section Properties, Weak Axis

Gross Moment of Inertia (Iyy)	558149	mm^4
Radius of Gyration (Ry)	20,9855	mm

Other Section Property Data

Member Weight per Foot of Length	97,5552	N/m
Nominal Web Shear Capacity * Phi (Unpunched)	73614	N
Pno * Phi for use in Interaction Equation C5-2	88831	N

Lateral Buckling Properties for Flexure

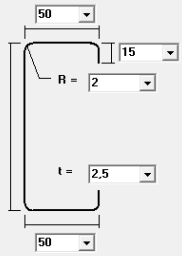
Moment of Inertia of Compression Portion (Iyc)	279075	mm^4

Nominal Web Crippling Loads * Phi (N) Total for (2) Members

	25,00mm END BRNG		88,00mm INT BRNG	
	Cond 1	Cond 3	Cond 2	Cond 4
(2) Back-to-Back	24461	17616	52134	49725

Section Type
- (•) C-Stud
- ( ) Channel Stud
- ( ) Track

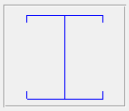
Dimensions mm



Punchout Dimensions
Width 0 mm
Length 0 mm
[ ] Circular

Steel Properties
Fy = 235 MPa
Fu = 360 MPa

Overall Member Length (KxLx) 0.975 (m)



NOTE
For (2) members Back-to-Back or (2) Members Boxed, members must be adequately connected

Maximum Factored Axial Loads, Pu (N)

Weak Axis Bracing (mm o.c.)	Max KL/r	Concentric	Loaded Thru Web
NONE	46	163048	
MID Pt	23	173886	
THIRD Pt	15	175973	

2xC200 2,5 + U200 2,5

www.clarkwestern.com
1996 AISI Specification, LRFD
DATE: 19/05/2018

SECTION DESIGNATION: (2) Back-to-Back

INPUT PROPERTIES:

Web Height =	200,00	mm	Steel Thickness =	2,500	mm
Top Flange =	150,00	mm	Inside Corner Radius =	2,000	mm
Bottom Flange =	50,00	mm	Yield Stress, Fy =	235	Mpa
Stiffening Lip =	15,00	mm	Fy With Cold-Work, Fya =	235	Mpa

OUTPUT PROPERTIES:

Effective Section Properties, Strong Axis

Neutral Axis from Top Fiber (Ycg)	92,5	mm
Moment of Inertia for Deflection (Ixx)	10771108	mm^4
Section Modulus (Sxx)	92392	mm^ 3
Nominal Flexural Strength * Phi (Phi*Mnx)	20628,64	N-m

Gross Section Properties of Full Section, Strong Axis

Neutral Axis from Top Fiber (Ycg)	76,2	mm
Moment of Inertia (Ixx)	12428872	mm^4
Cross Sectional Area (A)	2072,1	mm^2
Radius of Gyration (Rx)	77,4480	mm

Section Properties, Weak Axis

Gross Moment of Inertia (Iyy)	7192312	mm^4
Radius of Gyration (Ry)	58,9154	mm

Other Section Property Data

Member Weight per Foot of Length	159,4955	N/m
Nominal Web Shear Capacity * Phi (Unpunched)	115021	N
Pno * Phi for use in Interaction Equation C5-2	132696	N

Lateral Buckling Properties for Flexure

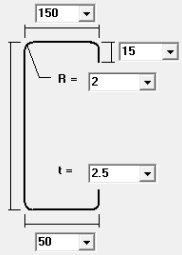
Moment of Inertia of Compression Portion (Iyc)	3596156	mm^4

Nominal Web Crippling Loads * Phi (N) Total for (2) Members

	25,00mm END BRNG		88,00mm INT BRNG	
	Cond 1	Cond 3	Cond 2	Cond 4
(2) Back-to-Back	36126	29632	78779	78131

Section Type
- (•) C-Stud
- ( ) Channel Stud
- ( ) Track

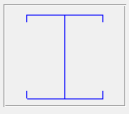
Dimensions mm



Punchout Dimensions
Width 0 mm
Length 0 mm
[ ] Circular

Steel Properties
Fy = 235 MPa
Fu = 360 MPa

Overall Member Length (KxLx) 7.8 (m)



NOTE
For (2) members Back-to-Back or (2) Members Boxed, members must be adequately connected

Maximum Factored Axial Loads, Pu (N)

Weak Axis Bracing (mm o.c.)	Max KL/r	Concentric	Loaded Thru Web
NONE	132	140796	
MID Pt	101	188375	
THIRD Pt	101	188375	

2.6 Resistencia al fuego de la estructura

Para establecer la resistencia al fuego de la estructura se ha empleado la tabla 3.1 del CTE-DB-SI-6. Por un lado, el forjado inferior, estaría considerado como pública concurrencia a pesar de estar dentro del hotel, debido a la cantidad de personas que pueden reunirse en el mismo. Debido a la altura descendente (+18,80 m) la resistencia del forjado es R120.

Tabla 3.1 *Resistencia al fuego* suficiente de los elementos estructurales

Uso del *sector de incendio* considerado [1]	Plantas de sótano	Plantas sobre rasante *altura de evacuación* del edificio		
		≤15 m	≤28 m	>28 m
Vivienda unifamiliar [2]	R 30	R 30	-	-
Residencial Vivienda, Residencial Público, Docente, Administrativo	R 120	R 60	R 90	R 120
Comercial, Pública Concurrencia, Hospitalario	R 120 [3]	R 90	R 120	R 180
Aparcamiento (edificio de uso exclusivo o situado sobre otro uso)		R 90		
Aparcamiento (situado bajo un uso distinto)		R 120 [4]		

Para poder conseguir las resistencias que nos exige la normativa, en los perfiles de pequeño espesor es necesario protegerlos. Es por ello que se dispondrán falsos techos y revestimientos verticales a base de placas de yeso ignífugas.

2.7 Limitaciones de deformación

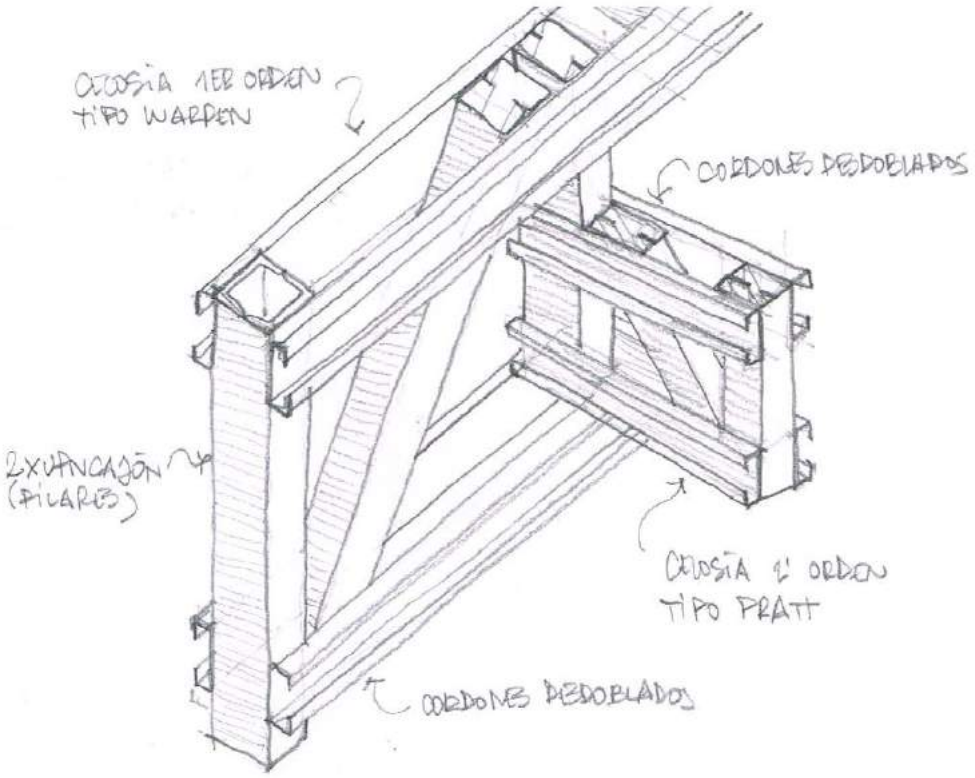
Las limitaciones de flecha a considerar para la estructura son:

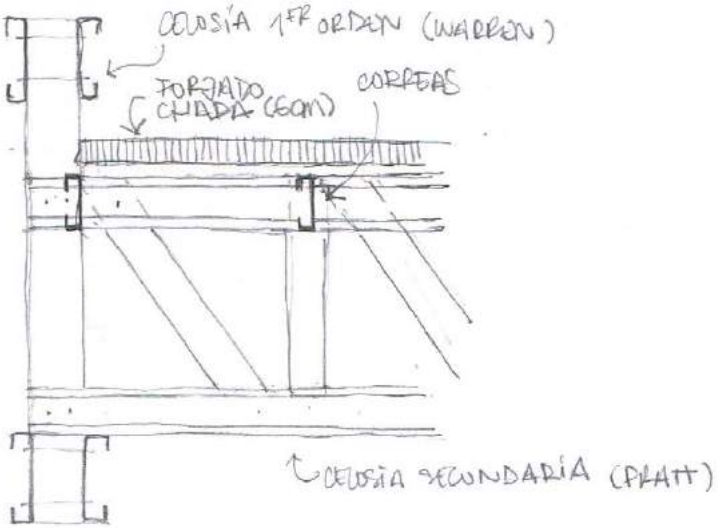
- Deformación horizontal total H/500
- Deformación horizontal relativa de cada planta H/250
- Flecha total de elementos horizontales L/300
- Flecha activa de elementos horizontales L/400
- Flecha activa en elementos de fachada L/500

Para su comprobación, se han desarrollado un modelo de la estructura en el programa SAP2000, donde se verificarán las deformaciones de la estructura.

3. Descripción del sistema estructural adoptado

Para resolver la estructura del nuevo forjado de uso público y la cubierta (cuya proyección es mayor que la de la propia planta del edificio) se ha comenzado por un proceso del diseño de nudos, ya que creíamos que es una parte importante del problema. Se adjuntan los croquis realizados previos a la definición final de la estructura:



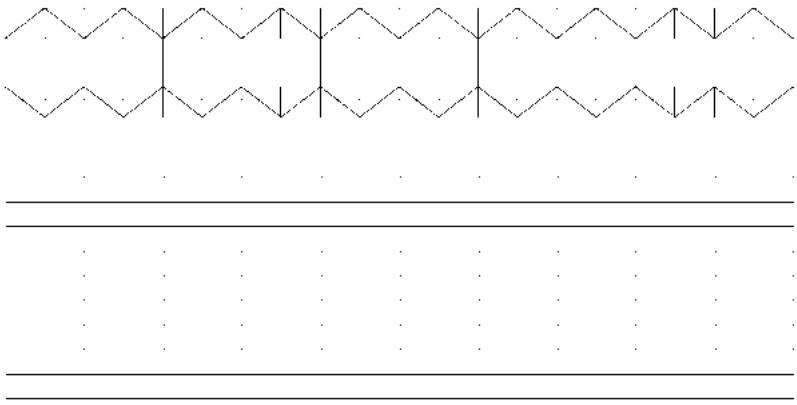


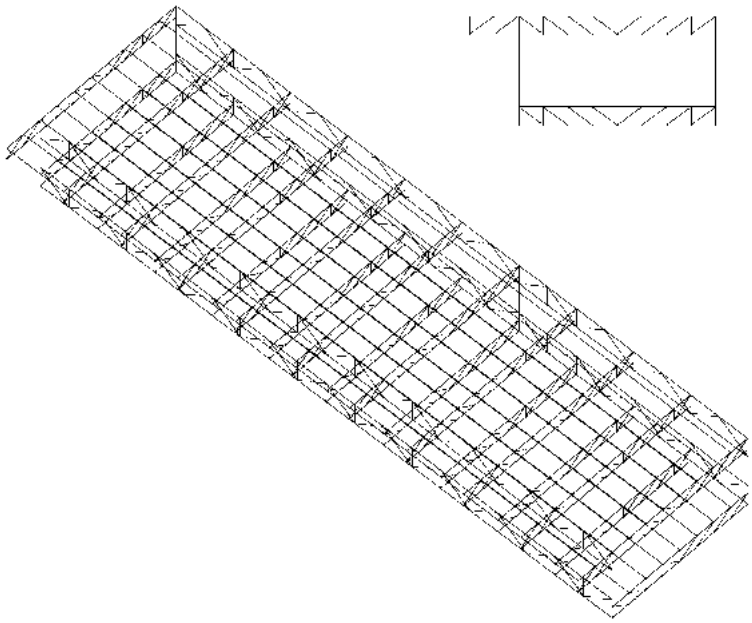
Primero se establecen las dos celosías principales, en la dirección larga de la planta, de canto 1,50 m, cuyo cometido será recoger las cargas de todas las celosías perpendiculares, utilizando para ello todo el canto disponible y permitiendo que la propia estructura forme los petos de ventanas y de cubierta. Se opta por un diseño de celosías tipo Warren.

En la dirección transversal, para salvar la luz de 9,75m, se establecen celosías separadas 97,5cm. Estas celosías, con un canto inicial a ejes de 80 cm permiten alojar en el espacio disponible de 90cm la parte estructural (se supone que el forjado con chapa minionda y los acabados sumarán 10cm más). Estas celosías acometen a los montantes de las celosías principales, que adquieren esta modulación.

El forjado se resuelve a base de una chapa de 30 mm y una capa de hormigón de 30 mm. El armado de la losa será dimensionado más adelante y la losa no se considerará conectada a los perfiles inferiores, aunque el efecto de diafragma rígido sí que se considera en el modelo.

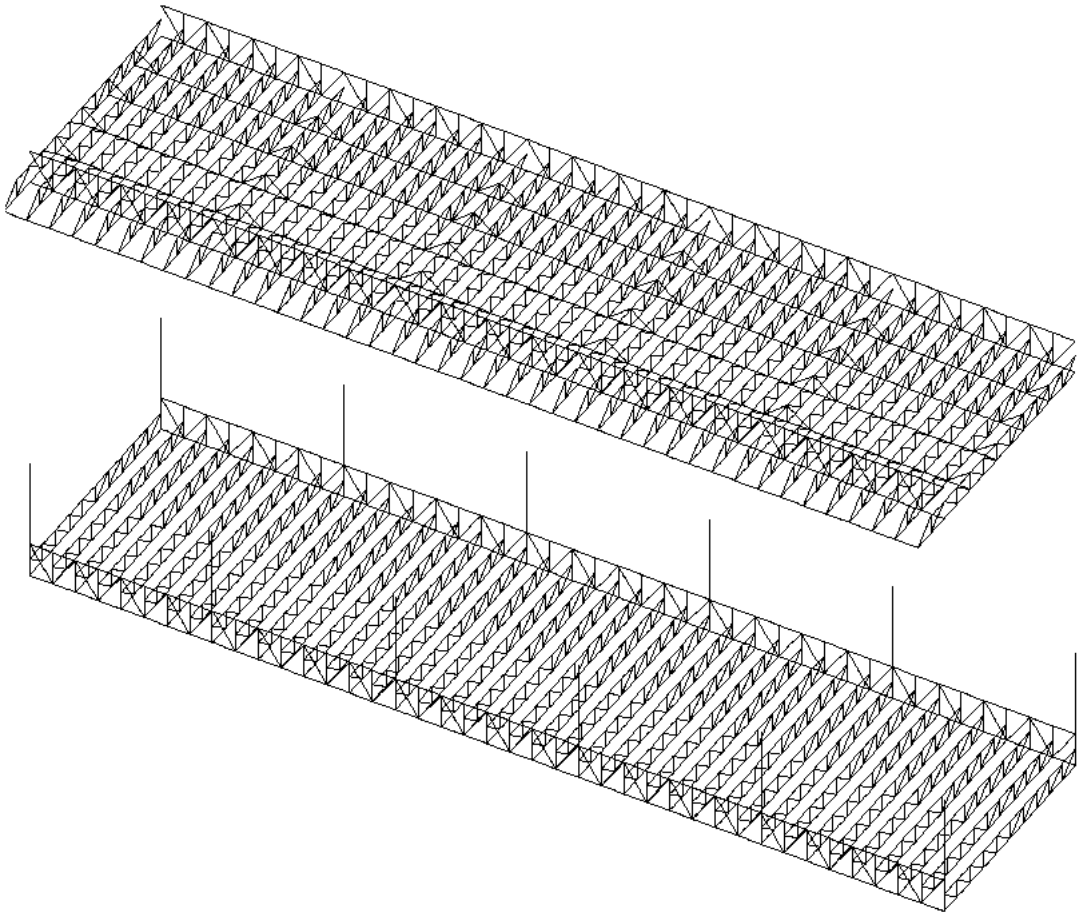
Antes de decidirnos por la estructura descrita anteriormente se realizaron dos tanteos previos con menos elementos, en un intento de realizar una construcción más sencilla.

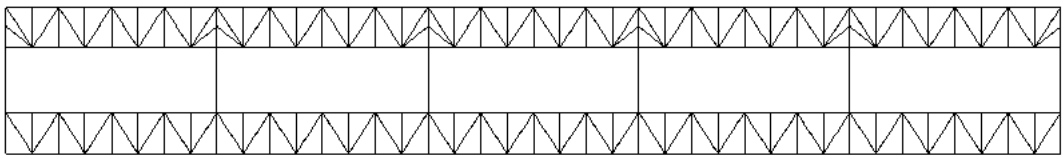


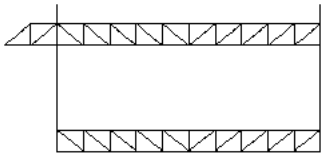


La opción arriba presentada disponía celosías transversales (secundarias) cada 3,9m y contaban con un canto entre ejes de 90cm. Entre estas celosías se disponían correas cada 1,2m. Tras realizar el análisis se pudo constatar que las solicitaciones eran demasiado grandes para ser soportadas por elementos dispuestos y que la medida de corrección sensata pasaría por incrementar el canto de la celosía en la planta baja y pasar las correas por encima de la celosía, incumpliendo el espacio planteado desde el proyecto original.
En una versión posterior se añadieron más celosías transversales, sin conseguir que se alcanzase la resistencia necesaria y sin poder resolverse el problema de la conexión de las correas y del canto insuficiente en planta baja.

Finalmente se optó por incorporar muchas más celosías transversales y suprimir las correas. La modulación de las vigas principales cambió para que los montantes a los que acometen las celosías secundarías estuvieran lo suficientemente juntos como para poder disponer una chapa minionda apoyada entre las celosías transversales sin disponer correas (la longitud de la chapa de 1,10m).







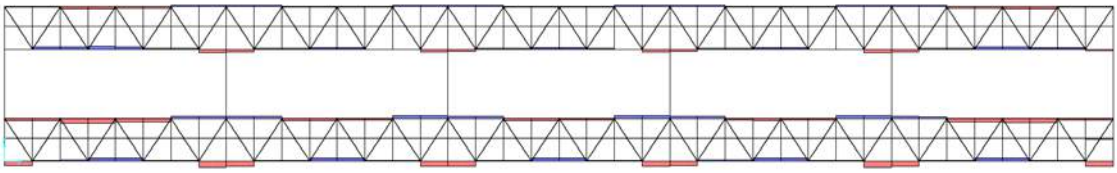
La solución final permite un ajuste mayor del canto de la celosía transversal al no requerir el paso de correas a través o por encima. Al realizar la combinación con viento de succión se constató que se producía una inversión de esfuerzos importante en el forjado de cubierta y se propuso la disposición de correas atando cada dos módulos las celosías transversales por el cordón inferior y tornapuntas para fijarlas. Para los cordones superiores de las celosías principales que han quedado peraltados no queda más remedio que disponer suficiente capacidad a pandeo en el eje débil con la longitud completa de la zona comprimida.
El diseño de la estructura conectando los dos cordones de las celosías principales y secundarias en los extremos hace que la unión sea perfectamente válida para transmitir momento, al gozar de un gran brazo de palanca. En consecuencia el conjunto se conforma como un sistema de pórticos suficientemente rígidos en las dos direcciones que garantizan la estabilidad lateral y la baja deformabilidad de la estructura.
Por otra parte, las celosías en su conjunto pasan a tener un comportamiento como de viga hiperestática, y aparecen tracciones en los cordones superiores cerca de los apoyos, consiguiendo que no toda la longitud de los cordones esté penalizada por pandeo.

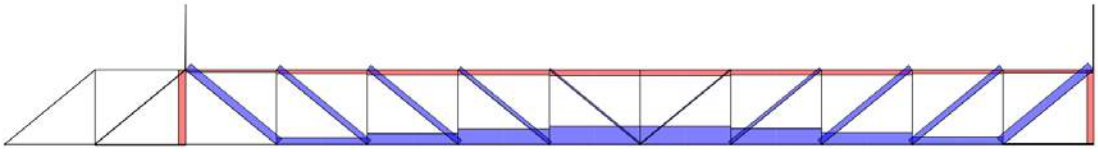
4. Análisis de solicitaciones y de deformaciones (Modelo de SAP2000)

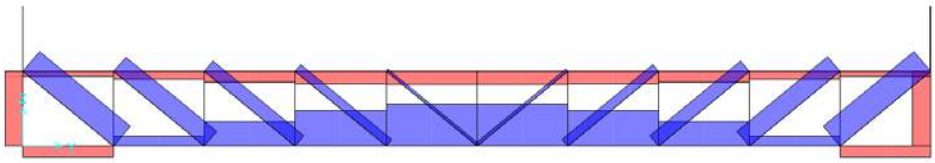
Se realiza un modelo tridimensional de barras. De manera simplificada las barras se modelan por su eje, pero no se tienen en cuenta las alineaciones finales de los perfiles (Offsets).
Se imponen vinculaciones exteriores en la base de los pilares conectados a la estructura original. Se utilizan articulaciones para evitar transmitirle momentos al pilar existente.
En los materiales se selecciona acero conformado en frio para poder realizar las comprobaciones correspondientes acordes al material.
En las secciones se introducen las dimensionas anteriormente citadas. Aquellas secciones compuestas para las que no da la opción de introducir valores estándar de las dimensiones se modelan mediante el módulo Section Designer.
Las piezas que vienen enteras (el pilar en toda su altura, o los cordones de las celosías) se modelan mediante una única barra. Las uniones se realizan todas articuladas, la rigidez del conjunto está asegurada por la geometría explicada en el apartado anterior.
Se introducen las cargas acordes al apartado de esta memoria. Se crean casos de carga independientes para el viento de presión y el de succión y en dos direcciones distintas, así como para considerar la presión de cubierta. Las cargas de uso también se introducen de manera independiente para evitar que el mantenimiento sea concomitante con el resto de cargas.
Para el modelado del efecto de diafragma rígido de los forjados se introducen barras de hormigón articuladas cosiendo los nodos de las celosías formando cruces en los vanos.
Como el programa no acierta a generar todas las combinaciones de casos de carga necesarias para la comprobación de la estructura se opta por realizarlas de manera manual. Además de las combinaciones especificadas en el apartado de esta memoria y las mostradas abajo, se crean envolventes para las combinaciones de estados límite último y de servicio. A continuación, se añade una captura de las combinaciones consideradas:

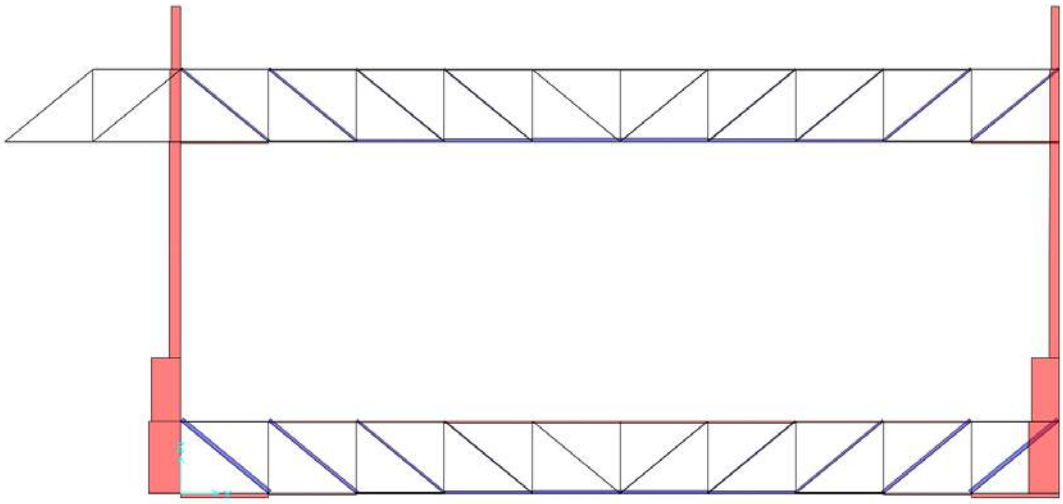
gd	gk
gd+qd	gk+qk
gd+qk+xpd	gk+mk
gd+qd-xpd	gk+xk
gd+qd+ypd	gk-xk
gd+qd-ypd	gk+yk
gd+qpd+xd	gk-yk
gd+qpd-xd	gk+qk+xpk+spk
gd+qpd+yd	gk+qk-xpk+spk
gd+qpd-yd	gk+qk+ypk+spk
gd+xd	gk+qk-ypk+spk
gd-xd	gk+qpk+xk+spk
gd+yd	gk+qpk-xk+spk
gd-yd	gk+qpk+yk+spk
gk+xd	gk+qpk-yk+spk
gk-xd	gk+qpk+xk
gk+yd	gk+qpk-xk
gd+sd	gk+qpk+yk
gd+qd+spd	gk+qpk-yk
gd+qd+xpd+spd	gk+qpk+xpk+sk
gd+qd-xpd+spd	gk+qpk-xpk+sk
gd+qd+ypd+spd	gk+qpk+ypk+sk
gd+qd-ypd+spd	gk+qpk-ypk+sk
gd+qpd+sd	gk+qpk+sk
gd+md	gk+sk
gd+qpd+xpd+sd	Envolvente ELS
gd+qpd-xpd+sd	
gd+qpd+ypd+sd	
gd+qpd-ypd+sd	
Envolvente ELU	

Se realiza un análisis lineal elástico. Con el modelo se obtienen los esfuerzos para realizar las comprobaciones de resistencia, utilizando las secciones descritas en el apartado de materiales anterior.

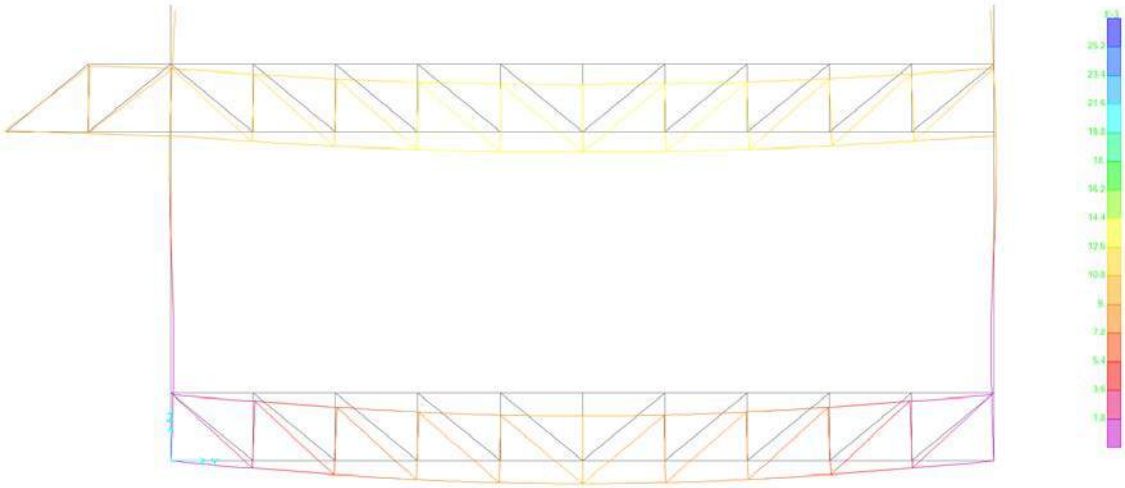








Sobre los diagramas puede observarse el comportamiento como viga contina de las celosías y cómo el comportamiento también es notablemente distinto en las alineaciones de pilares para las celosías secundarias respecto a las que no. En las imágenes anteriores se ha representado un caso de carga con permanentes, uso y viento.
A continuación, se muestra una deformada tipo para un caso de carga similar y con desplazamientos resultantes:



Se mide la deformación más grande alcanzada en los centros de vano utilizando la combinación de estados límite de servicio. Se obtiene una deformación de 1,6cms, aproximadamente L/621, por lo que se da por válido el dimensionado de los elementos.
En lo referente a deformaciones laterales se llegan a registrar puntos con desplazamientos de 2,1cm, considerando una altura de planta de 5,4m total, se obtiene un desplome de planta de L/257. Estaría cumpliendo la limitación justo, pero al considerar el efecto rigidizador de los elementos constructivos seguramente que el conjunto sea mucho más indeformable de lo esperado con el modelo.

5. Verificación de secciones

Una vez comprobados los desplazamientos globales de la estructura y de los elementos estructurales independientemente, se procede a verificar que la resistencia es suficiente. Como el SAP no realiza las comprobaciones para acero conformado en frío cuando se utilizan perfiles creados con el diseñador de secciones, se aprovecha únicamente para

obtener los esfuerzos. Debido a que la parte resistente horizontal está conformada íntegramente por vigas en celosía, sólo aparecen esfuerzos axil significativos. En los apartados siguientes se muestran tablas en las que se recogen los esfuerzos más grandes obtenidos para un determinado grupo de barras que va dimensionado con los mismos perfiles, asumiendo que, si cumple el más desfavorable, los demás no tendrán problemas.

5.1 Celosías principales

Se distingue entre celosías de cubierta y celosías de planta baja. Debido a la conexión de los dos cordones a los pilares principales, la gráfica momentos cruza a negativos sobre los apoyos y nunca llega estar ninguno de los cordones comprimido en toda su longitud. A cambio, aparecen esfuerzos significativos de compresión en ambos cordones.
La tabla siguiente resume los puntos más desfavorables encontrados y la verificación de resistencia:

Elemento resistente	Sección	Tracción, kN	Resistencia, kN	Longitud, m	Compresión, kN	Resistencia, kN
Cordón celosía superior suelo	2xC200.2,5+U200.2,5	64	486,94	5,85	-126	-190
Cordón celosía inferior suelo	2xC200.2,5	82	297,84	0,975	-156	-163
Diagonales celosía suelo	2xC200.1,5 Cajón	176	225,08	1,5	-132	-115
Montantes celosía suelo	2xC200.1,5 Cajón	0,3	225,08	1,79	-41	-112
Cordón celosía superior cubierta	2xC200.2,5+U200.2,5	42	486,94	7,8	-69	-140
Cordón celosía inferior cubierta	2xC200.1,5	76	225,08	0,975	-70	-111
Diagonales celosía cubierta	2xC200.1,5 Cajón	103	225,08	1,5	-79	-115
Montantes celosía cubierta	2xC200.1,5 Cajón	11	225,08	1,79	-20	-112

Para la obtención de la resistencia axil en compresión se ha utilizado la herramienta Post and braces del programa Aisiwin. Para la resistencia a tracción se considera todo el área del perfil al no haber fenómenos de inestabilidad asociados al pandeo o la abolladura.

5.2 Celosías secundarias

Elemento resistente	Sección	Tracción, kN	Resistencia, kN	Longitud, m	Compresión, kN	Resistencia, kN
Cordón de celosía superior suelo	2xC100.1,5	24	154,58	0,975	-31	-109
Cordón celosía inferior suelo	2xC100.2,5+U100.2,5	117	310,69	3,9	-128	-159
Montantes celosía suelo	2xC100.1,5 Cajón	7	154,58	0,8	-42	113
Diagonales celosía suelo	2xC100.1,5 Cajón	67	154,58	1,26	-15	110
Cordón de celosía superior cubierta	2xC100.1,5	9	154,58	0,975	-16	-109
Cordón de celosía inferior cubierta	2xC100.1,5	71	154,58	1,95	-71	90
Montantes de celosía cubierta	2xC100.1,5 Cajón	15	154,58	0,8	-30	113
Diagonales de celosía cubierta	2xC100.1,5 Cajón	48	154,58	1,26	-24	110

5.3 Soportes

Para los soportes se utilizan perfiles tubulares de acero S275. Todos los pilares se dimensionan con secciones 200.100.5 y se comprueban automáticamente a flexocompresión esviada según el EC3 mediante SAP.

6. Uniones

Para el desarrollo de las uniones se ha seguido la normativa establecida en el Eurocódigo 3, en la parte específica a los perfiles conformados en frio (parte 1-3). Para este tipo de perfiles de pequeño espesor es común el empleo de los tornillos roscachapa o tornillos autorroscantes.

Hemos de evitar en todas las uniones que se produzcan desgarros, para lo cual el Eurocódigo nos establece unas dimensiones mínimas de separación a los bordes y entre tornillos. A continuación, se muestra la imagen que debemos tener presente para el diseño de las uniones.

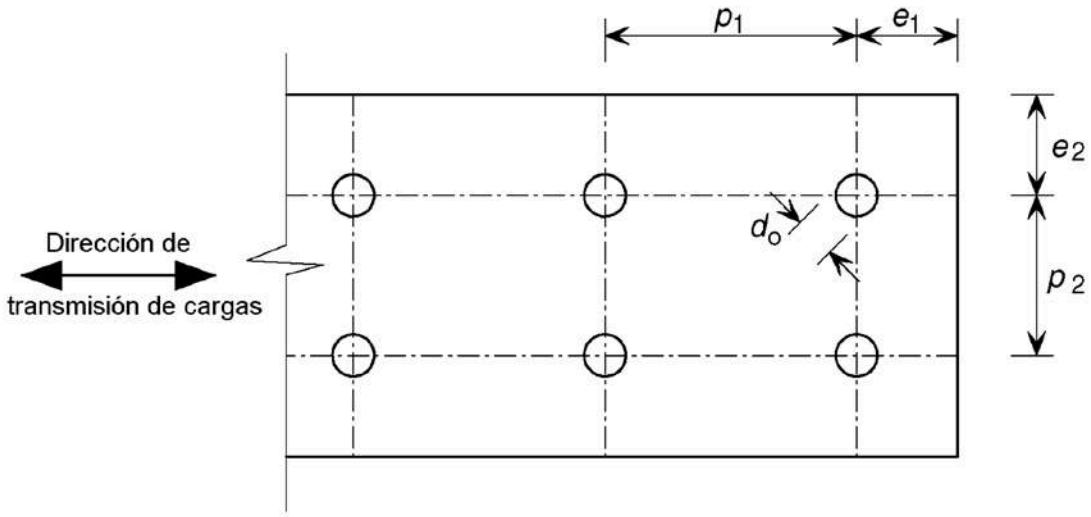


Figura 8.1 – Distancia al extremo, distancia al borde lateral y separación para elementos de fijación y soldaduras por puntos

Definidas las condiciones geométricas de la unión, debemos distinguir básicamente si la unión trabaja a cortante o a tracción, ya que en función de esta condición se estimará la resistencia por tornillo.

Las uniones que vamos a comprobar funcionan a cortante. A pesar de tener solicitaciones de tracción o compresión axil de las barras en nuestras celosías, los tornillos deben comprobarse a cortante pues es el efecto que sufren. Para ello, debemos estimar la capacidad resistente de cada tornillo que se verá afectada por el espesor de las chapas a unir y el diámetro del tornillo.

Tabla 8.2 – Valores de cálculo de la resistencia para tornillos roscachapa (autorroscantes) [1)]

Tornillos sometidos a cortante:			
Resistencia a aplastamiento:	$F_{b,Rd} = \alpha f_u d t / \gamma_{M2}$		
En donde α viene dada por lo siguiente:			
– si $t = t_1$:	$\alpha = 3{,}2\sqrt{t/d}$	siendo	$\alpha \leq 2{,}1$
– si $t_1 \geq 2{,}5t$ y $t < 1{,}0$ mm:	$\alpha = 3{,}2\sqrt{t/d}$	siendo	$\alpha \leq 2{,}1$
– si $t_1 \geq 2{,}5t$ y $t \geq 1{,}0$ mm:	$\alpha = 2{,}1$		
– si $t < t_1 < 2{,}5t$:	se obtiene α por interpolación lineal.		
Resistencia de la sección neta:	$F_{n,Rd} = A_{net} f_u / \gamma_{M2}$		
Resistencia a cortante:	$F_{v,Rd}$ a determinar mediante ensayos [* 2)]		
	$F_{v,Rd} = F_{v,Rk} / \gamma_{M2}$		
Condiciones: [4)]	$F_{v,Rd} \geq 1{,}2 F_{b,Rd}$	o	$\Sigma F_{v,Rd} \geq 1{,}2 F_{n,Rd}$

Rango de validez: [3)]			
En general:	$e_1 \geq 3d$	$p_1 \geq 3d$	$3{,}0\ \text{mm} \leq d \leq 8{,}0\ \text{mm}$
	$e_2 \geq 1{,}5d$	$p_2 \geq 3d$	
Para tracción:	$0{,}5\ \text{mm} \leq t \leq 1{,}5\ \text{mm}$	y	$t_1 \geq 0{,}9\ \text{mm}$
$f_u \leq 550\ \text{N/mm}^2$			

Estimada la capacidad resistente de cada tornillo en la unión, simplemente quedaría dividir la solicitación de la unión entre la resistencia por tornillo (sabiendo que debemos respetar las distancias a borde).

Para realizar el cálculo de las uniones hemos desarrollado una pequeña hoja de cálculo en la que incluimos las fórmulas anteriormente explicitadas. Estos son los resultados obtenidos para las siguientes uniones a cortante por celosía.

1. Celosía principal: Diagonal-Cordón inferior

DATOS GEOMÉTRICOS PERFILES

Perfil 1			
Ancho	a1	100	mm
Espesor	t1	1,5	mm
Perfil 2			
Ancho	a2	200	mm
Espesor	t2	1,5	mm
Parámetros geométricos			
Chapa más delgada	t	1,5	mm
Chapa más gruesa	t1	1,5	mm

TORNILLO ROSCACHAPA

Métrica del tornillo		M8	
	d	8	mm
Tensión de rotura	Fu	360	N/mm2
Parámetros geométricos			
Separación a borde paral. carga	e1	24	mm
Separación entre tornillos paral. carga	p1	24	mm
Separación a borde perp. carga	e2	12	mm
Separación entre tornillos perp. carga	p2	24	mm
Ancho limitante	a	100	
Nº de filas máximas		4	

RESISTENCIA A APLASTAMIENTO

Resistencia por tornillo	Fb,Rd	7,26	kN
Valor **α**	**α**	2,10	
Tensión de rotura	Fu	360	N/mm2
Coeficiente de seguridad	γM2	1,25	
Resistencia de la unión	Fbj,Rd	145,15	kN
Solicitación de la unión		131	kN
Nº de planos de corte		2	
Nº de tornillos (por plano de corte)		10	
Nº de tornillos totales		20	
Nº de tornillos mínimo		18	
		Cumple	

2. Celosía principal: Montante-Cordón inferior

DATOS GEOMÉTRICOS PERFILES

Perfil 1			
Ancho	a1	200	mm
Espesor	t1	1,5	mm
Perfil 2			
Ancho	a2	200	mm
Espesor	t2	1,5	mm
Parámetros geométricos			
Chapa más delgada	t	1,5	mm
Chapa más gruesa	t1	1,5	mm

TORNILLO ROSCACHAPA

Métrica del tornillo		M8	
	d	8	mm
Tensión de rotura	Fu	360	N/mm2
Parámetros geométricos			
Separación a borde paral. carga	e1	24	mm
Separación entre tornillos paral. carga	p1	24	mm
Separación a borde perp. carga	e2	12	mm
Separación entre tornillos perp. carga	p2	24	mm
Ancho limitante	a	200	
Nº de filas máximas		8	

RESISTENCIA A APLASTAMIENTO

Resistencia por tornillo	Fb,Rd	7,26	kN
Valor **α**	**α**	2,10	
Tensión de rotura	Fu	360	N/mm2
Coeficiente de seguridad	γM2	1,25	
Resistencia de la unión	Fbj,Rd	43,55	kN
Solicitación de la unión		39,7	kN
Nº de planos de corte		2	
Nº de tornillos (por plano de corte)		3	
Nº de tornillos totales		6	
Nº de tornillos mínimo		5	
		Cumple	

3. Celosía secundaria: Diagonal-Cordón inferior

DATOS GEOMÉTRICOS PERFILES

Perfil 1			
Ancho	a1	100	mm
Espesor	t1	1,5	mm
Perfil 2			
Ancho	a2	100	mm
Espesor	t2	2,5	mm
Parámetros geométricos			
Chapa más delgada	t	1,5	mm
Chapa más gruesa	t1	2,5	mm

TORNILLO ROSCACHAPA

Métrica del tornillo		M8	
	d	8	mm
Tensión de rotura	Fu	360	N/mm2
Parámetros geométricos			
Separación a borde paral. carga	e1	24	mm
Separación entre tornillos paral. carga	p1	24	mm
Separación a borde perp. carga	e2	12	mm
Separación entre tornillos perp. carga	p2	24	mm
Ancho limitante	a	100	
Nº de filas máximas		4	

RESISTENCIA A APLASTAMIENTO

Resistencia por tornillo	Fb,Rd	7,26	kN
Valor **α**	**α**	2,10	
Tensión de rotura	Fu	360	N/mm2
Coeficiente de seguridad	γM2	1,25	
Resistencia de la unión	Fbj,Rd	29,03	kN
Solicitación de la unión		7,7	kN
Nº de planos de corte		2	
Nº de tornillos (por plano de corte)		2	
Nº de tornillos totales		4	
Nº de tornillos mínimo		1	
		Cumple	

4. Celosía secundaria: Montante-Cordón inferior

DATOS GEOMÉTRICOS PERFILES

Perfil 1			
Ancho	a1	100	mm
Espesor	t1	1,5	mm
Perfil 2			
Ancho	a2	100	mm
Espesor	t2	2,5	mm
Parámetros geométricos			
Chapa más delgada	t	1,5	mm
Chapa más gruesa	t1	2,5	mm

TORNILLO ROSCACHAPA

Métrica del tornillo		M8	
	d	8	mm
Tensión de rotura	Fu	360	N/mm2
Parámetros geométricos			
Separación a borde paral. carga	e1	24	mm
Separación entre tornillos paral. carga	p1	24	mm
Separación a borde perp. carga	e2	12	mm
Separación entre tornillos perp. carga	p2	24	mm
Ancho limitante	a	100	
Nº de filas máximas		4	

RESISTENCIA A APLASTAMIENTO

Resistencia por tornillo	Fb,Rd	7,26	kN
Valor **α**	**α**	2,10	
Tensión de rotura	Fu	360	N/mm2
Coeficiente de seguridad	γM2	1,25	
Resistencia de la unión	Fbj,Rd	29,03	kN
Solicitación de la unión		8,7	kN
Nº de planos de corte		2	
Nº de tornillos (por plano de corte)		2	
Nº de tornillos totales		4	
Nº de tornillos mínimo		1	
		Cumple	

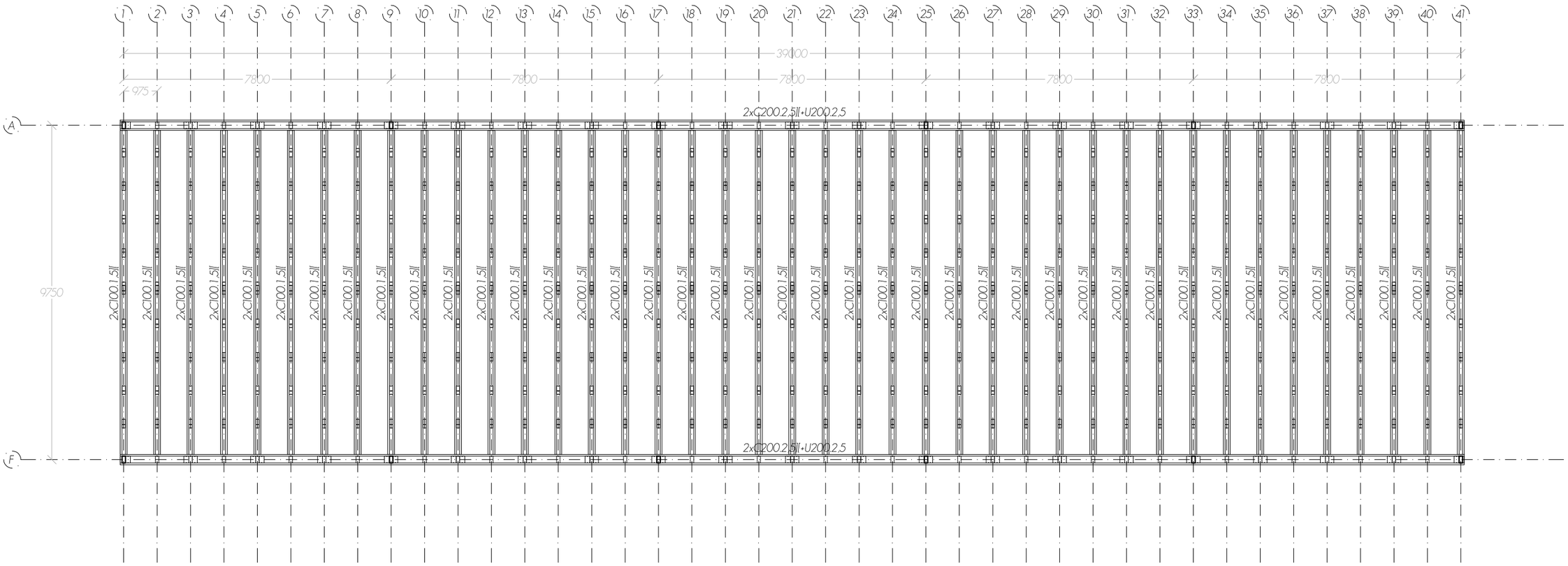
Como conclusión, dada la gran cantidad de uniones que se han de realizar en la estructura, se tomarán cada una de estas cuatro uniones como la unión tipo para cada familia de elementos, distinguiendo entre la celosía principal y la secundaria. Por ejemplo, todas las uniones de diagonales con cordones en la celosía principal se realizarán igual que la aquí calculada. Es posible establecer este procedimiento ya que hemos dimensionado las uniones más solicitadas del proyecto. Como simplificación, se puede observar que todos los tornillos dispuestos son de métrica 8.

7. Listado de planos

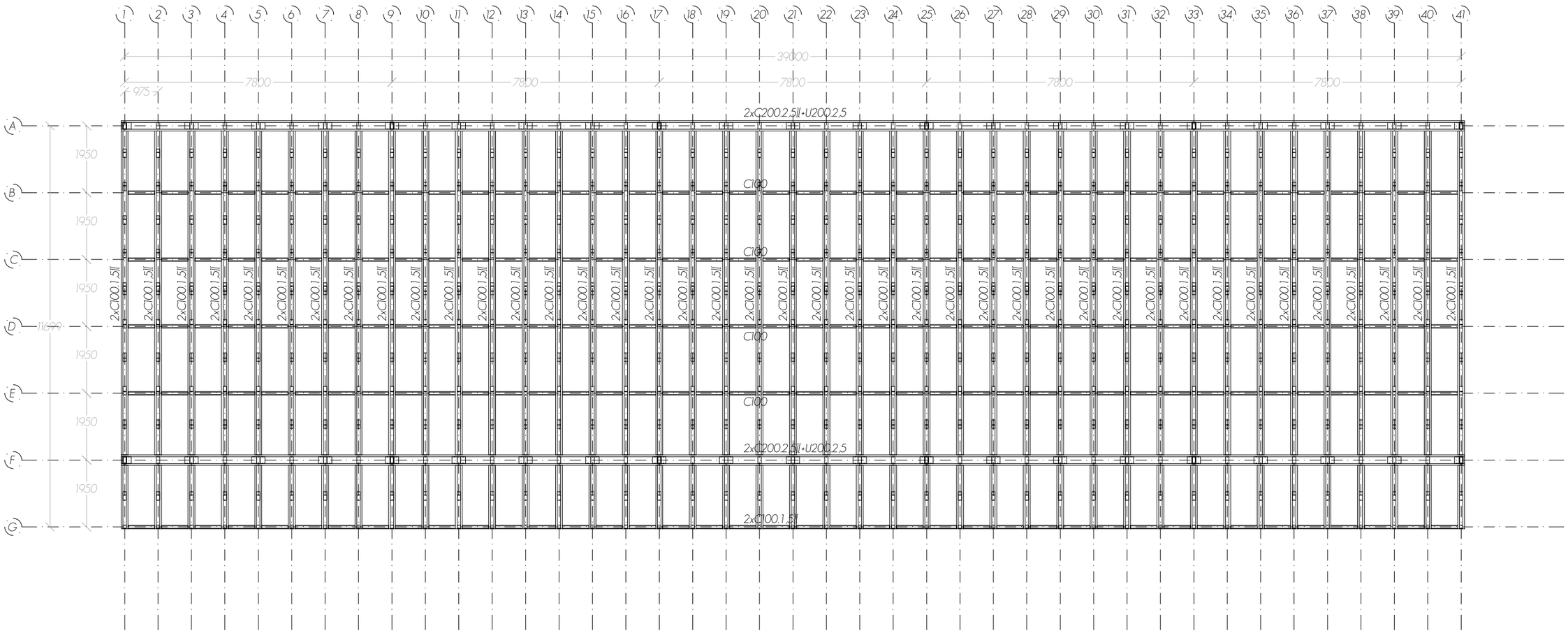
Los planos presentados para la descripción de la estructura son los siguientes:

1. Forjado inferior
2. Forjado cubierta
3. Celosías principales
4. Celosías secundarias + Uniones

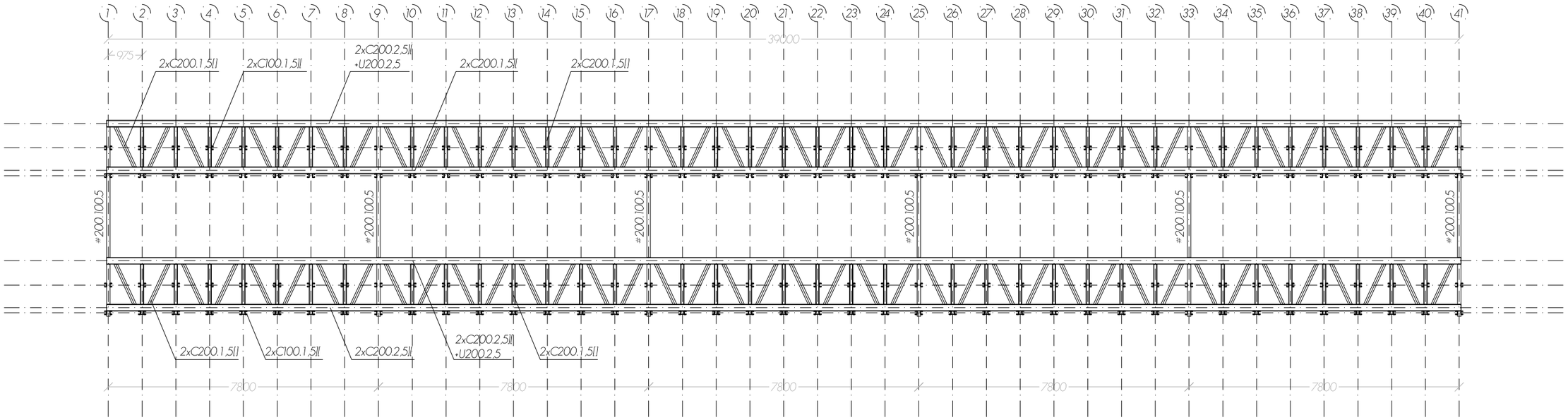
1. Forjado inferior



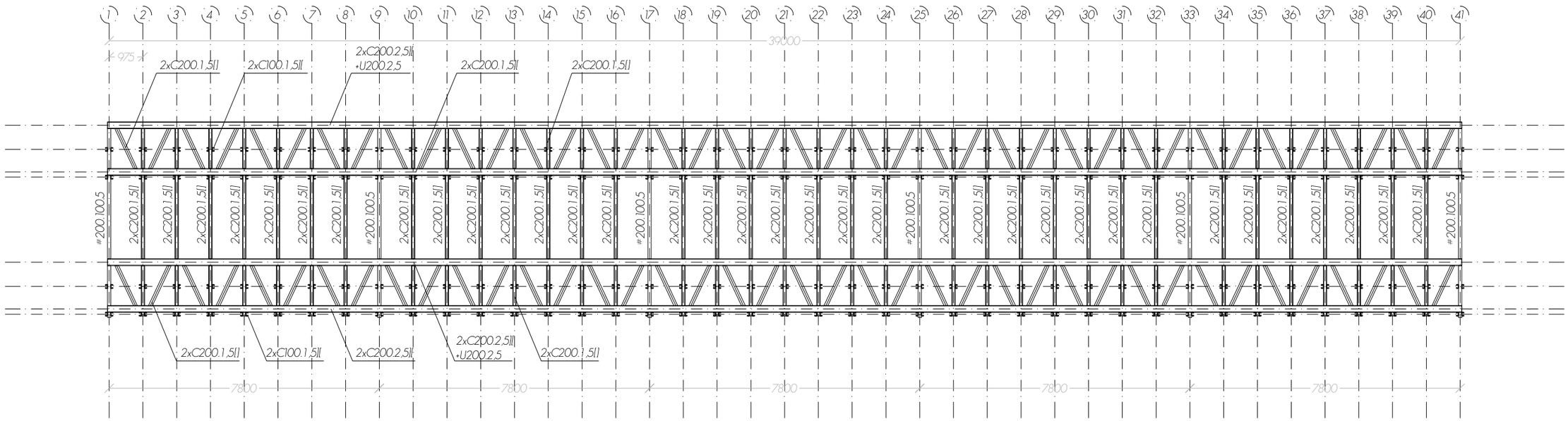
2. Forjado cubierta



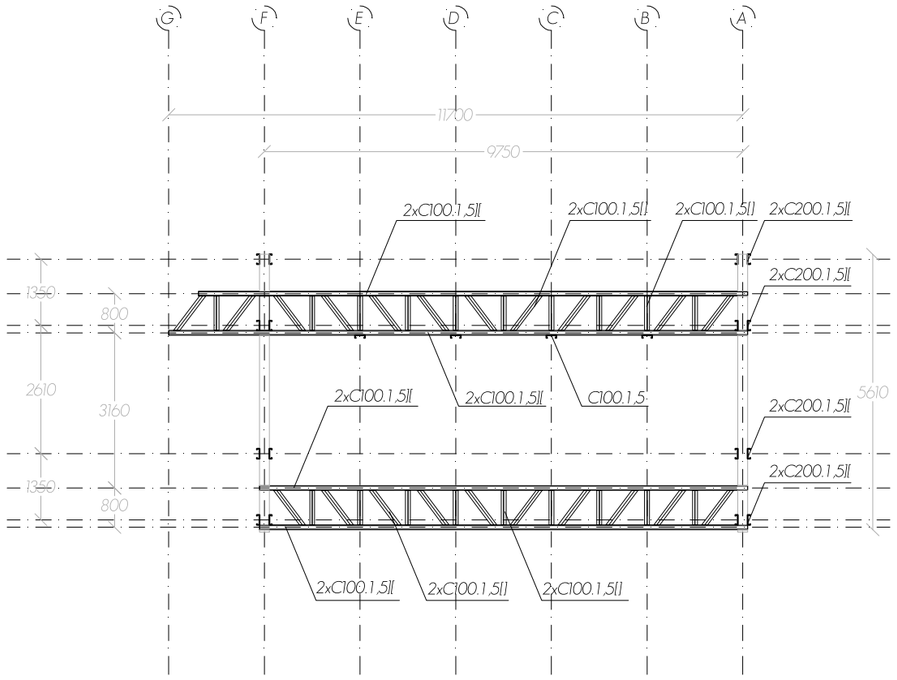
3. Celosías principales (sección longitudinal) - Fachada delantera



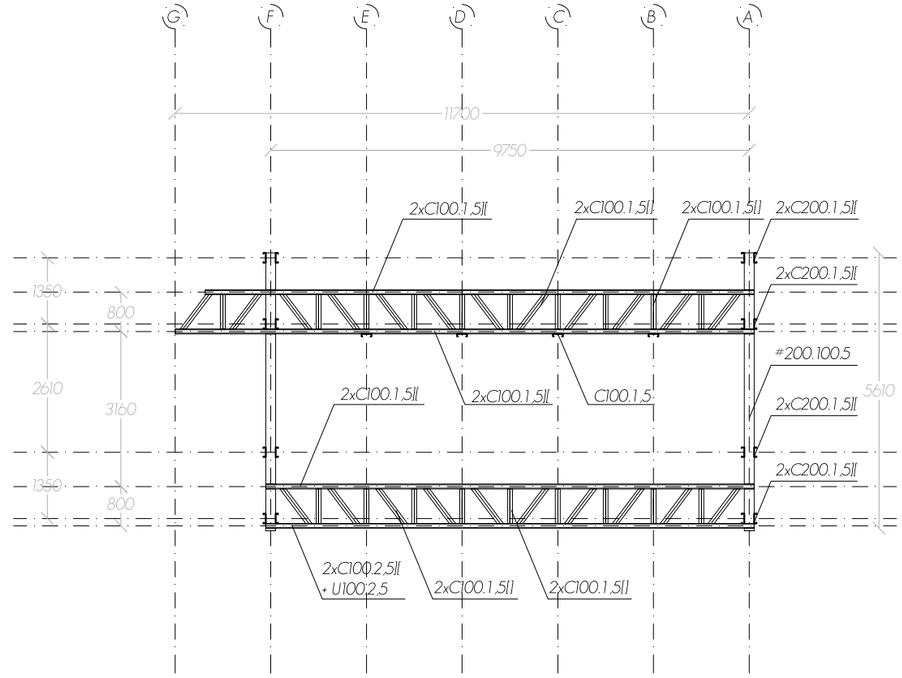
4. Celosías secundarias (sección transversal) - Fachada trasera



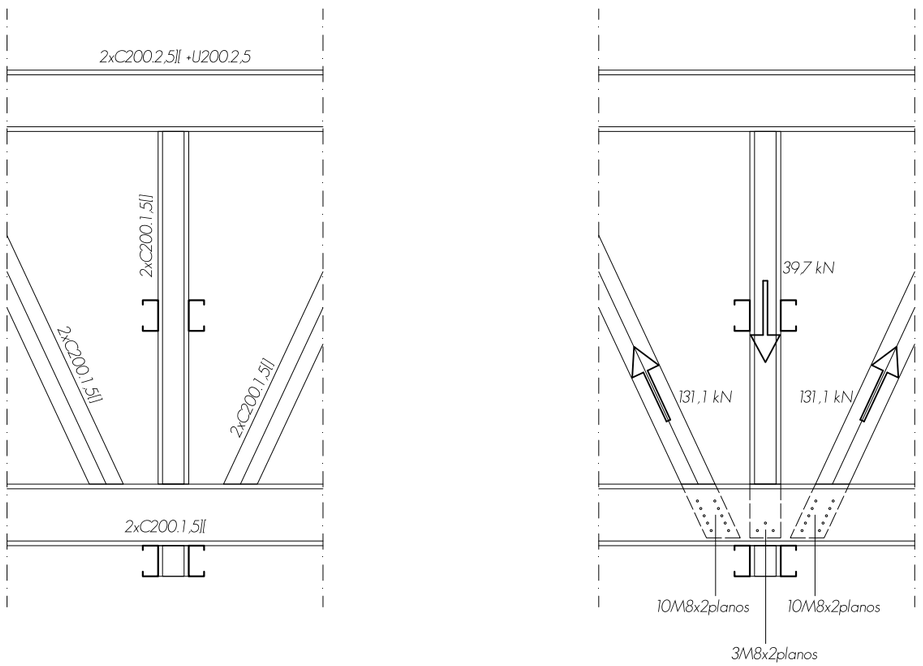
5. Celosías secundarias (sección transversal) - Centro de vano



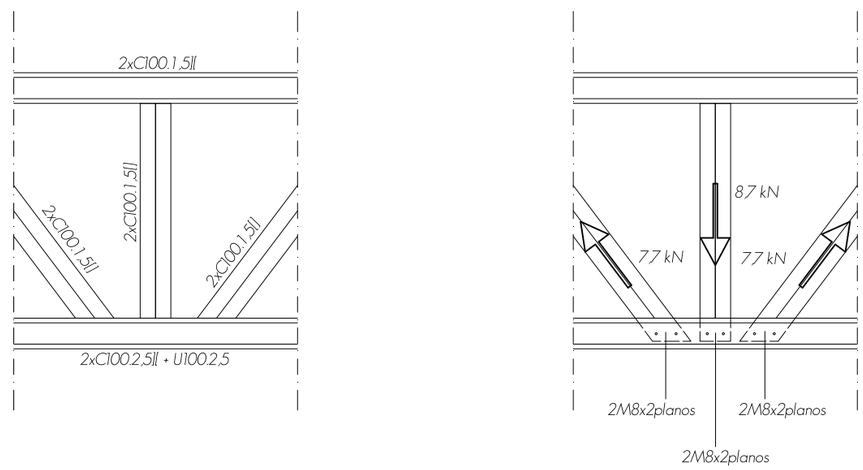
6. Celosías secundarias (sección transversal) - Apoyo pilares



7. Unión tipo (Celosía principal)



8. Unión tipo (Celosía secundaria)



M4.2 PERFILES DE PEQUEÑO ESPESOR_ Practica Final

MASTER EN ESTRUCTURAS DE LA EDIFICACIÓN

Ampliación de edificio en Fuerteventura

MAYO 2018

1 Bases de partida

1.1 Seguridad estructural

Para el análisis estructural y dimensionado se tomarán las consideraciones exigidas por la normativa vigente (CTE y EAE).

Resistencia y estabilidad

El cálculo de resistencia y estabilidad de la estructura se realiza por Estados Límite Últimos (ELU) entendidos como aquellas situaciones que de ser superadas, existiese un riesgo para las personas, ya sea por una puesta fuera de servicio o por colapso parcial o total de la estructura.

Aptitud al servicio

Se tienen en consideración los Estados Límite de Servicio (ELS), situaciones que de ser superadas afectarías al nivel de confort y bienestar de los usuarios, el correcto funcionamiento del edificio y la apariencia de la construcción.

Combinación de acciones

Para el dimensionado posterior de la estructura, deben considerarse las siguientes combinaciones de acciones:

Situación persistente o transitoria

$$\sum_{j\geq 1} \gamma_{G,j} \cdot G_{k,j} + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q,1} \cdot Q_{k,1} + \sum_{i>1} \gamma_{Q,i} \cdot \psi_{0,i} \cdot Q_{k,i}$$

Considerando la actuación simultánea de:

a) todas las acciones permanentes, en valor de cálculo ($\gamma_G G_k$), incluido el pretensado ($\gamma_P P$);
b) una acción variable cualquiera, en valor de cálculo ($\gamma_Q \cdot Q_k$), debiendo adoptarse como tal una tras otra sucesivamente en distintos análisis;
c) el resto de las acciones variables, en valor de cálculo de combinación ($\gamma_Q \cdot \psi_0 \cdot Q_k$).

En CTE-DB-SE se establecen: los valores de los coeficientes de seguridad, γ, en la tabla 4.1; y los valores de los coeficientes de simultaneidad, ψ, en la tabla 4.2.

Situación extraordinaria

$$\sum_{j\geq 1} \gamma_{G,j} \cdot G_{k,j} + \gamma_p \cdot P + A_d + \gamma_{Q,1} \cdot \psi_{1,1} \cdot Q_{k,1} + \sum_{i>1} \gamma_{Q,i} \cdot \psi_{2,i} \cdot Q_{k,i}$$

Considerando la actuación simultánea de:

a) todas las acciones permanentes, en valor de cálculo ($\gamma_G G_k$), incluido el pretensado ($\gamma_P P$);
b) una acción accidental cualquiera, en valor de cálculo (A_d), debiendo analizarse sucesivamente con cada una de ellas.
c) una acción variable, en valor de cálculo frecuente ($\gamma_Q \cdot \psi_1 \cdot Q_k$), debiendo adoptarse como tal, una tras otra sucesivamente en distintos análisis con cada acción accidental considerada.
d) El resto de las acciones variables, en valor de cálculo casi permanente ($\gamma_Q \cdot \psi_2 \cdot Q_k$).

En situación extraordinaria, todos los coeficientes de seguridad (γ_G, γ_P, γ_Q), son iguales a cero si su efecto es favorable, o a la unidad si es desfavorable, en los términos anteriores.

Para el caso que nos ocupa no se tendrán en cuenta las acciones accidentales de tipo sísmico dada la ubicación del edificio en zona no sísmica.

Consideraremos como la más desfavorable la *situación persistente/transitoria*.

Coeficientes parciales de seguridad para las acciones

Tabla 4.1 Coeficientes parciales de seguridad (γ) para las acciones

Tipo de verificación [1]	Tipo de acción	Situación persistente o transitoria	
		desfavorable	favorable
Resistencia	Permanente		
	Peso propio, peso del terreno	1,35	0,80
	Empuje del terreno	1,35	0,70
	Presión del agua	1,20	0,90
	Variable	1,50	0
Estabilidad		**desestabilizadora**	**estabilizadora**
	Permanente		
	Peso propio, peso del terreno	1,10	0,90
	Empuje del terreno	1,35	0,80
	Presión del agua	1,05	0,95
	Variable	1,50	0

[1] Los coeficientes correspondientes a la verificación de la resistencia del terreno se establecen en el DB-SE-C

Coeficientes de simultaneidad

Tabla 4.2 Coeficientes de simultaneidad (ψ)

	ψ_0	ψ_1	ψ_2
Sobrecarga superficial de uso (Categorías según DB-SE-AE)			
• Zonas residenciales (Categoría A)	0,7	0,5	0,3
• Zonas administrativas(Categoría B)	0,7	0,5	0,3
• Zonas destinadas al público (Categoría C)	0,7	0,7	0,6
• Zonas comerciales (Categoría D)	0,7	0,7	0,6
• Zonas de tráfico y de aparcamiento de vehículos ligeros con un peso total inferior a 30 kN (Categoría E)	0,7	0,7	0,6
• Cubiertas transitables (Categoría F)		[1]	
• Cubiertas accesibles únicamente para mantenimiento (Categoría G)	0	0	0
Nieve			
• para altitudes > 1000 m	0,7	0,5	0,2
• para altitudes ≤ 1000 m	0,5	0,2	0
Viento	0,6	0,5	0
Temperatura	0,6	0,5	0
Acciones variables del terreno	0,7	0,7	0,7

[1] En las cubiertas transitables, se adoptarán los valores correspondientes al uso desde el que se accede.

Características del acero:

Se toma como acero para los perfiles de pequeño espesor S250 con una fy=250 Mpa y una fu= 320 Mpa

Coeficientes parciales de seguridad

Se adoptan los valores establecidos en CTE DB SE-A-2.3.3.1:

a) γ_{M0} = 1,05 coeficiente parcial de seguridad relativo a la plastificación del material
b) γ_{M1} = 1,05 coeficiente parcial de seguridad relativo a los fenómenos de inestabilidad
c) γ_{M2} = 1,25 coeficiente parcial de seguridad relativo a la resistencia última del material o sección, y a la resistencia de los medios de unión
d) γ_{M3} = 1,1 coeficiente parcial para la resistencia al deslizamiento de uniones con tornillos pretensados en Estado Límite de Servicio.
   γ_{M3} = 1,25 coeficiente parcial para la resistencia al deslizamiento de uniones con tornillos pretensados en Estado Límite de Último.
   γ_{M3} = 1,4 coeficiente parcial para la resistencia al deslizamiento de uniones con tornillos pretensados y agujeros rasgados o con sobremedida.

RESISTENCIA AL FUEGO

Según la tabla 3.1 de la Sección 6 del SI "Resistencia al fuego suficiente de los elementos estructurales", que se refiere a los elementos de la estructura principal del edificio (forjados, vigas y soportes), con una altura de evacuación inferior de 15 m, y para un destino de uso público de este tipo, se exige un tiempo mínimo de R 60. Al ser la estructura compuesta por perfiles de acero de pequeño espesor, la resistencia al fuego requerida se consigue a través del revestimiento.

Todos los perfiles irán protegidos, y los elementos estructurales tendrán que quedarse a una temperatura inferior de los 350 °C. Se procurará disponer falsos techos y contra-paredes en los cuales se usarán productos resistentes al fuego como las placas de yeso tipo "Knauf FireBoard", que garantizan un sistema de protección pasiva frente al fuego de grandes prestaciones.

Si hubiese necesidad, por el estar las omegas a riesgo de exposición al fuego, la función de disminuir la longitud de pandeo se deberá asignar a otros elementos, bien sean omegas más alejadas del revestimiento, o listones de madera ignifugados. También sería posible usar paneles OSB no inflamables.

1.2 Determinación de las propiedades de las secciones a utilizar

CHANEL STUD 50x200

SECTION DESIGNATION: Single

INPUT PROPERTIES:

Web Height =	203.00	mm	Steel Thickness =	1.500	mm
Top Flange =	50.00	mm	Inside Corner Radius =	2.000	mm
Bottom Flange =	50.00	mm	Yield Stress, Fy =	250	Mpa
			Fy With Cold-Work, Fya =	250	Mpa

OUTPUT PROPERTIES:

Effective Section Properties, Strong Axis

Neutral Axis from Top Fiber (Ycg)	117.1	mm
Moment of Inertia for Deflection (Ixx)	2232458	mm^4
Section Modulus (Sxx)	16612	mm^ 3
Nominal Flexural Strength * Phi (Phi*Mnx)	3738.11	N-m

Gross Section Properties of Full Section, Strong Axis

Neutral Axis from Top Fiber (Ycg)	101.5	mm
Moment of Inertia (Ixx)	2486143	mm^4
Cross Sectional Area (A)	446.5	mm^2
Radius of Gyration (Rx)	74.6229	mm

Section Properties, Weak Axis

Gross Neutral Axis (Xcg) From Web Face	8.9029	mm
Gross Moment of Inertia (Iyy)	89775	mm^4
Radius of Gyration (Ry)	14.1804	mm
Effective Section Modulus (Syy)	973	mm^3
Effective Neutral Axis (Xcg) from Web Face	4.7228	mm
Nominal Flexural Strength * Phi (Phi*Mny)	219.04	N-m

Other Section Property Data

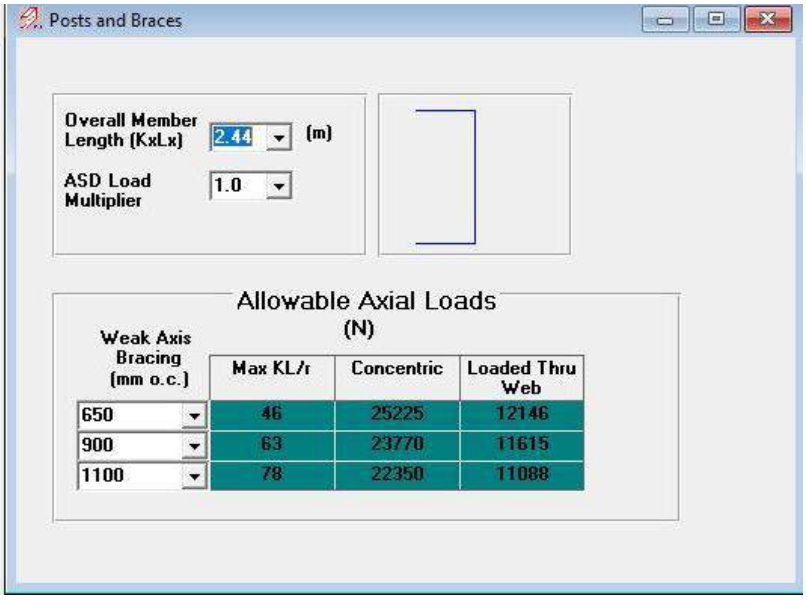
Member Weight per Foot of Length	34.3652	N/m
Nominal Web Shear Capacity * Phi (Unpunched)	16061	N
Pno * Phi for use in Interaction Equation C5-2	41167	N

Torsional Properties

Dist. from Shear Center to Neutral Axis (Xo)	-23.0077	mm
St. Venant torsion Constant (J x 1000)	334844	mm^4
Warping Constant (Cw)	670207086	mm^6
Radii of Gyration (Ro)	79.3664	mm
Torsional Flexural Constant (Beta)	0.9160	

Nominal Web Crippling Loads * Phi (N)

	80.00mm END BRNG		80.00mm INT BRNG	
	Cond 1	Cond 3	Cond 2	Cond 4
Single Member	3639	2415	6005	4103



BACK TO BACK DOBLE CHANEL STUD 50x200

SECTION DESIGNATION: (2) Back-to-Back

INPUT PROPERTIES:

Web Height =	200.00	mm	Steel Thickness =	1.500	mm
Top Flange =	50.00	mm	Inside Corner Radius =	2.000	mm
Bottom Flange =	50.00	mm	Yield Stress, Fy =	250	Mpa
Stiffening Lip =	15.00	mm	Fy With Cold-Work, Fya =	271	Mpa

OUTPUT PROPERTIES:

Effective Section Properties, Strong Axis

Neutral Axis from Top Fiber (Ycg)	100.6	mm
Moment of Inertia for Deflection (Ixx)	5408119	mm^4
Section Modulus (Sxx)	53230	mm^ 3
Nominal Flexural Strength * Phi (Phi*Mnx)	13726.52	N-m

Gross Section Properties of Full Section, Strong Axis

Neutral Axis from Top Fiber (Ycg)	100.0	mm
Moment of Inertia (Ixx)	5408119	mm^4
Cross Sectional Area (A)	957.8	mm^2
Radius of Gyration (Rx)	75.1411	mm

Section Properties, Weak Axis

Gross Moment of Inertia (Iyy)	429116	mm^4
Radius of Gyration (Ry)	21.1661	mm

Other Section Property Data

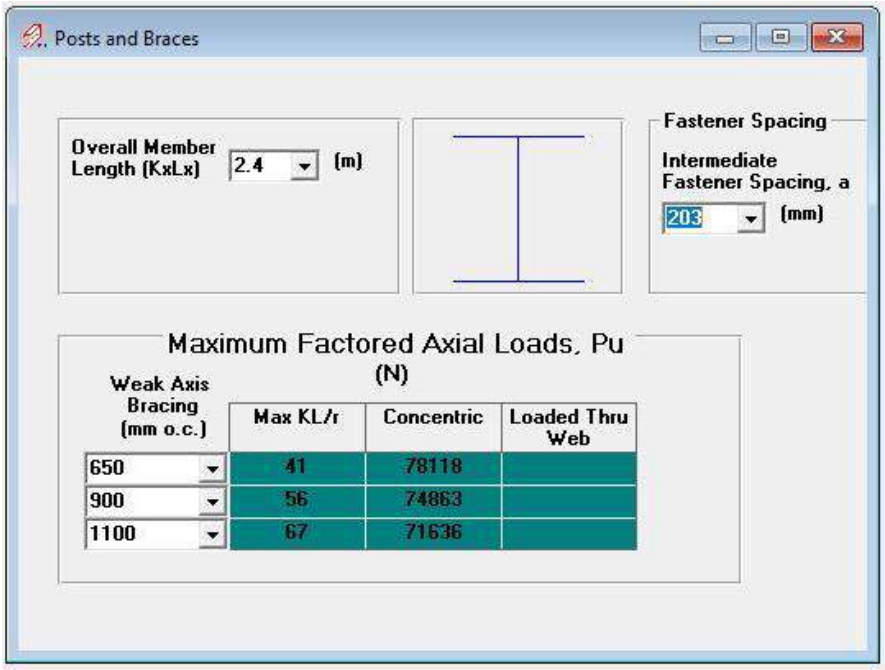
Member Weight per Foot of Length	73.7274	N/m
Nominal Web Shear Capacity * Phi (Unpunched)	32621	N
Pno * Phi for use in Interaction Equation C5-2	63660	N

Lateral Buckling Properties for Flexure

Moment of Inertia of Compression Portion (Iyc)	214558	mm^4

Nominal Web Crippling Loads * Phi (N) Total for (2) Members

	25.40mm END BRNG		88.90mm INT BRNG	
	Cond 1	Cond 3	Cond 2	Cond 4
(2) Back-to-Back	15050		22396	



C STUD 50x100

SECTION DESIGNATION: Single

INPUT PROPERTIES:

Web Height =	100.00	mm	Steel Thickness =	1.500	mm
Top Flange =	50.00	mm	Inside Corner Radius =	2.000	mm
Bottom Flange =	50.00	mm	Yield Stress, Fy =	250	Mpa
Stiffening Lip =	15.00	mm	Fy With Cold-Work, Fya =	271	Mpa

OUTPUT PROPERTIES:

Effective Section Properties, Strong Axis

Neutral Axis from Top Fiber (Ycg)	50.4	mm
Moment of Inertia for Deflection (Ixx)	531455	mm^4
Section Modulus (Sxx)	10457	mm^ 3
Nominal Flexural Strength * Phi (Phi*Mnx)	2696.64	N-m

Gross Section Properties of Full Section, Strong Axis

Neutral Axis from Top Fiber (Ycg)	50.0	mm
Moment of Inertia (Ixx)	531455	mm^4
Cross Sectional Area (A)	328.9	mm^2
Radius of Gyration (Rx)	40.1966	mm

Section Properties, Weak Axis

Gross Neutral Axis (Xcg) From Web Face	17.2587	mm
Gross Moment of Inertia (Iyy)	116501	mm^4
Radius of Gyration (Ry)	18.8201	mm
Effective Section Modulus (Syy)	3497	mm^3
Effective Neutral Axis (Xcg) from Web Face	18.2971	mm
Nominal Flexural Strength * Phi (Phi*Mny)	830.51	N-m

Other Section Property Data

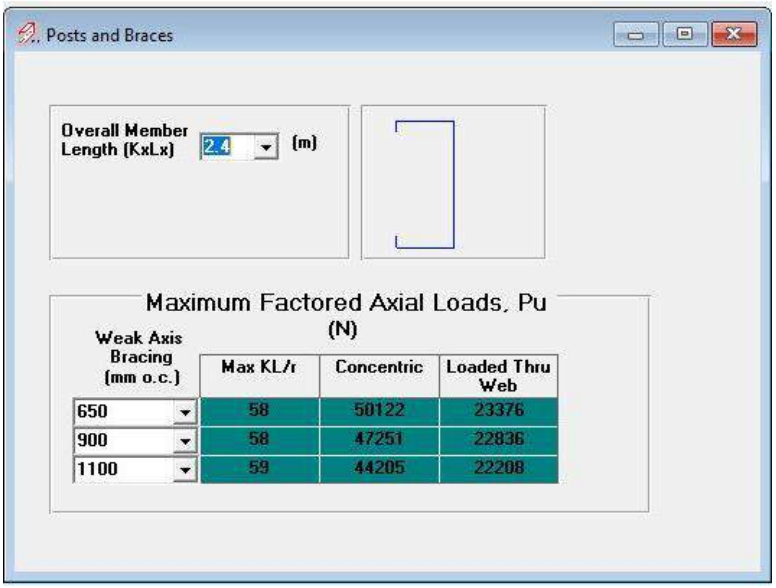
Member Weight per Foot of Length	25.3178	N/m
Nominal Web Shear Capacity * Phi (Unpunched)	19877	N
Pno * Phi for use in Interaction Equation C5-2	61075	N

Torsional Properties

Dist. from Shear Center to Neutral Axis (Xo)	-41.8110	mm
St. Venant torsion Constant (J x 1000)	246689	mm^4
Warping Constant (Cw)	265016559	mm^6
Radii of Gyration (Ro)	60.9764	mm
Torsional Flexural Constant (Beta)	0.5298	

Nominal Web Crippling Loads * Phi (N)

	80.00mm END BRNG		80.00mm INT BRNG	
	Cond 1	Cond 3	Cond 2	Cond 4
Single Member	4803	3798	9005	10128



C STUD 50x200

SECTION DESIGNATION: Single

INPUT PROPERTIES:

Web Height =	200.00	mm	Steel Thickness =	1.500	mm
Top Flange =	50.00	mm	Inside Corner Radius =	2.000	mm
Bottom Flange =	50.00	mm	Yield Stress, Fy =	250	Mpa
Stiffening Lip =	15.00	mm	Fy With Cold-Work, Fya =	271	Mpa

OUTPUT PROPERTIES:

Effective Section Properties, Strong Axis

Neutral Axis from Top Fiber (Ycg)	100.6	mm
Moment of Inertia for Deflection (Ixx)	2704059	mm^4
Section Modulus (Sxx)	26615	mm^ 3
Nominal Flexural Strength * Phi (Phi*Mnx)	6863.26	N-m

Gross Section Properties of Full Section, Strong Axis

Neutral Axis from Top Fiber (Ycg)	100.0	mm
Moment of Inertia (Ixx)	2704059	mm^4
Cross Sectional Area (A)	478.9	mm^2
Radius of Gyration (Rx)	75.1411	mm

Section Properties, Weak Axis

Gross Neutral Axis (Xcg) From Web Face	12.0881	mm
Gross Moment of Inertia (Iyy)	144577	mm^4
Radius of Gyration (Ry)	17.3748	mm
Effective Section Modulus (Syy)	3585	mm^3
Effective Neutral Axis (Xcg) from Web Face	16.7755	mm
Nominal Flexural Strength * Phi (Phi*Mny)	851.56	N-m

Other Section Property Data

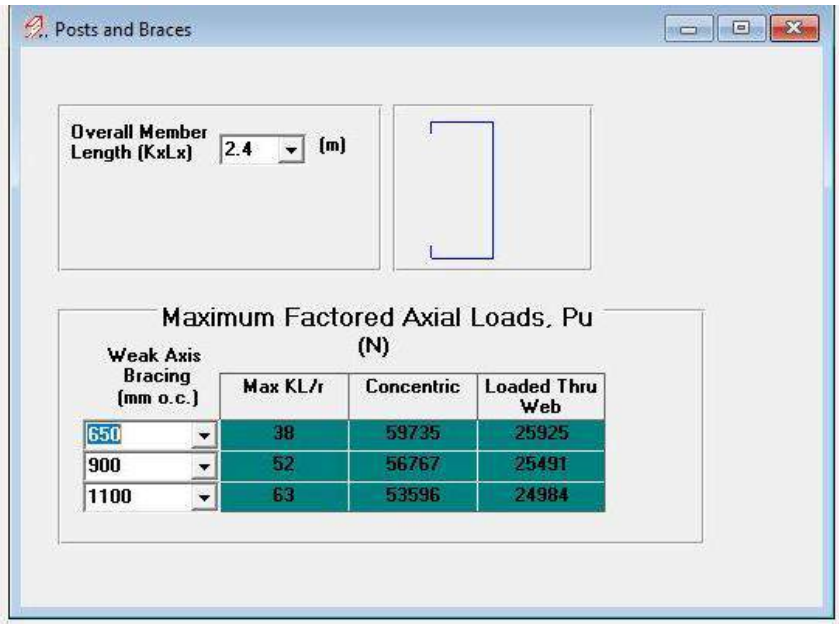
Member Weight per Foot of Length	36.8637	N/m
Nominal Web Shear Capacity * Phi (Unpunched)	16311	N
Pno * Phi for use in Interaction Equation C5-2	63660	N

Torsional Properties

Dist. from Shear Center to Neutral Axis (Xo)	-31.6927	mm
St. Venant torsion Constant (J x 1000)	359189	mm^4
Warping Constant (Cw)	1158928985	mm^6
Radii of Gyration (Ro)	83.3816	mm
Torsional Flexural Constant (Beta)	0.8555	

Nominal Web Crippling Loads * Phi (N)

	80.00mm END BRNG		80.00mm INT BRNG	
	Cond 1	Cond 3	Cond 2	Cond 4
Single Member	4408	2782	8666	8687



BOXED DOBLE CHANEL STUD 50x200

SECTION DESIGNATION: (2) Back-to-Back

INPUT PROPERTIES:

Web Height =	200.00	mm	Steel Thickness =	1.500	mm
Top Flange =	50.00	mm	Inside Corner Radius =	2.000	mm
Bottom Flange =	50.00	mm	Yield Stress, Fy =	250	Mpa
Stiffening Lip =	15.00	mm	Fy With Cold-Work, Fya =	271	Mpa

OUTPUT PROPERTIES:

Effective Section Properties, Strong Axis

Neutral Axis from Top Fiber (Ycg)	100.6	mm
Moment of Inertia for Deflection (Ixx)	5408119	mm^4
Section Modulus (Sxx)	53230	mm^ 3
Nominal Flexural Strength * Phi (Phi*Mnx)	13726.52	N-m

Gross Section Properties of Full Section, Strong Axis

Neutral Axis from Top Fiber (Ycg)	100.0	mm
Moment of Inertia (Ixx)	5408119	mm^4
Cross Sectional Area (A)	957.8	mm^2
Radius of Gyration (Rx)	75.1411	mm

Section Properties, Weak Axis

Gross Moment of Inertia (Iyy)	429116	mm^4
Radius of Gyration (Ry)	21.1661	mm

Other Section Property Data

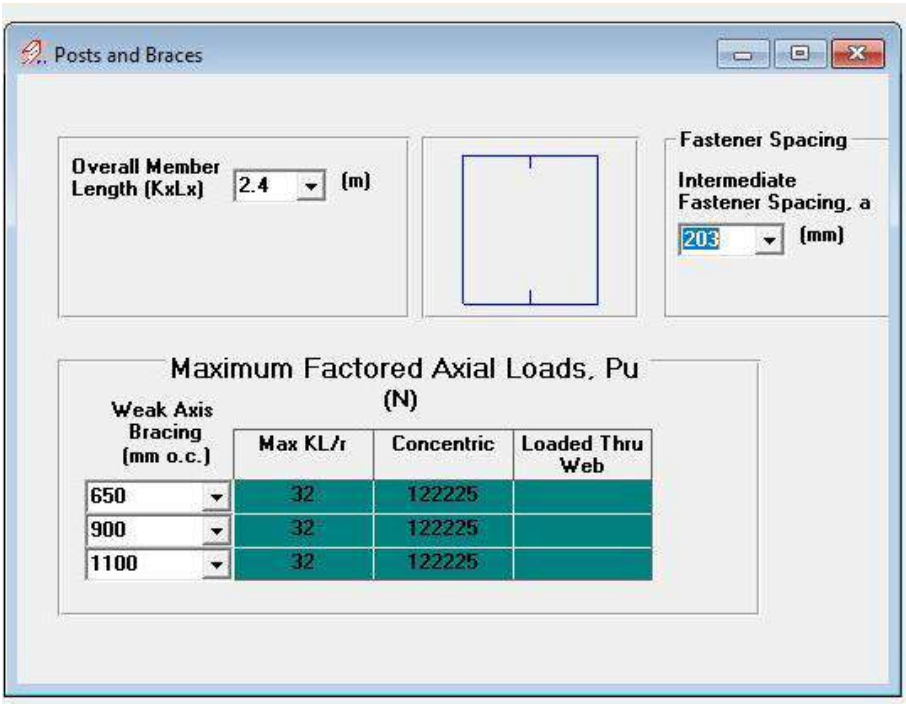
Member Weight per Foot of Length	73.7274	N/m
Nominal Web Shear Capacity * Phi (Unpunched)	32621	N
Pno * Phi for use in Interaction Equation C5-2	63660	N

Lateral Buckling Properties for Flexure

Moment of Inertia of Compression Portion (Iyc)	214558	mm^4

Nominal Web Crippling Loads * Phi (N) Total for (2) Members

	25.40mm END BRNG		88.90mm INT BRNG	
	Cond 1	Cond 3	Cond 2	Cond 4
(2) Back-to-Back	15050		22396	



EVALUACION DE CARGAS

Elevación de planta de edificio en Fuenteventura

ACCIONES GRAVITATORIAS

Estado de cargas consideradas

combinaciones	NORMA ESPAÑOLA EHE-08
	DOCUMENTO BASICO SE (CTE)
valores	DOCUMENTO BASICO SE-AE (CTE)
	CAT-ECv6.3

Cargas verticales (valores en servicio)

PLANTA ALTA

Cargas permanentes		*carga (KN/m²)*
Acabados, solados y pavimentos		*1.00*
Tabiquerias ligeras		*0.00*
	Total sin peso propio	***1.00***
Peso propio estructura		*0.80*
	Total	**1.80**
SCU		*carga (KN/m²)*
C3_ Zonas sin obstáculos que impidan el libre movimiento de las personas		***5.00***

CUBIERTA

Cargas permanentes		*carga (KN/m²)*
Acabados de cubierta		*1.00*
	Total sin peso	***1.00***

	propio	
Peso propio estructura		*0.80*
	Total	**1.80**

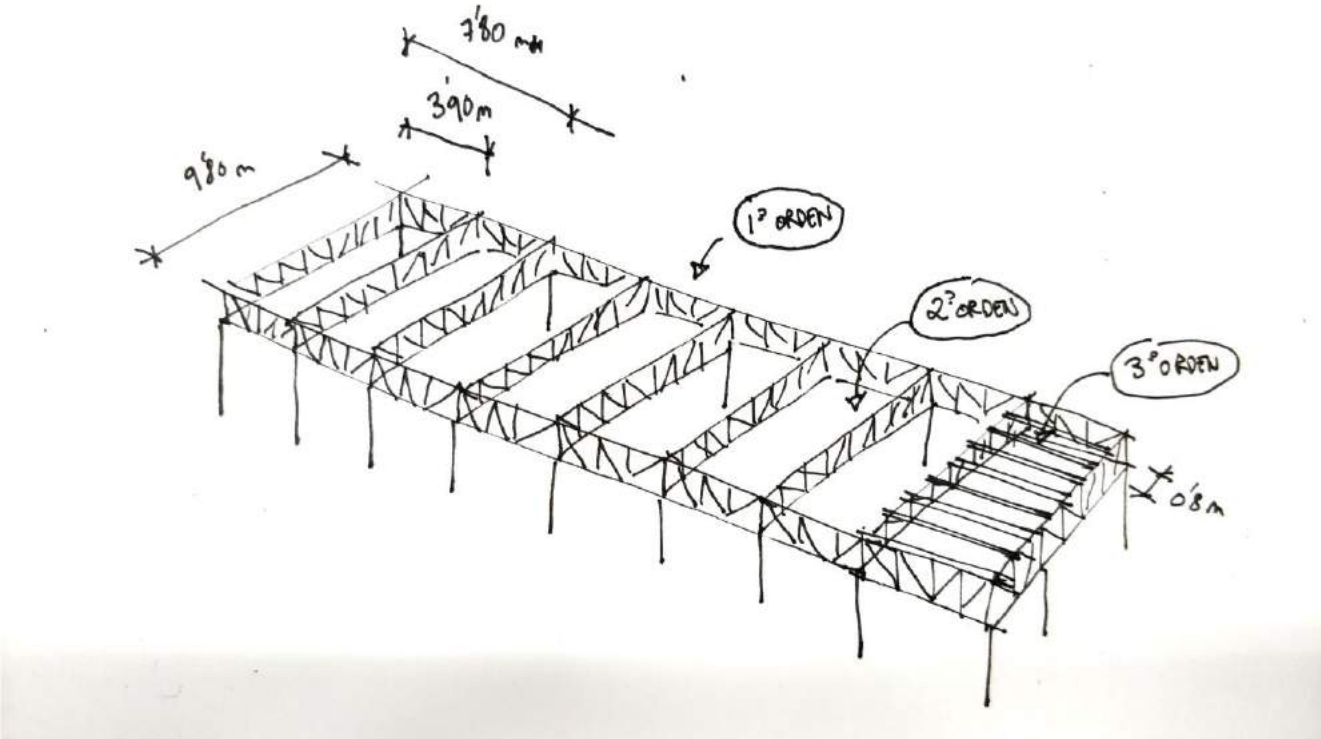
SCU	*carga (KN/m²)*
G1_ Cubiertas con inclinación inferior a 20ª	***1.00***

Cargas lineales	*Altura (m)*	*carga (KN/m²)*	*carga (KN/m)*
Cerramientos de fachada	3.00	0.07	***0.21***
Cerramientos de vidrio	2.00	0.50	***1.00***
Barandillas			***1.00***

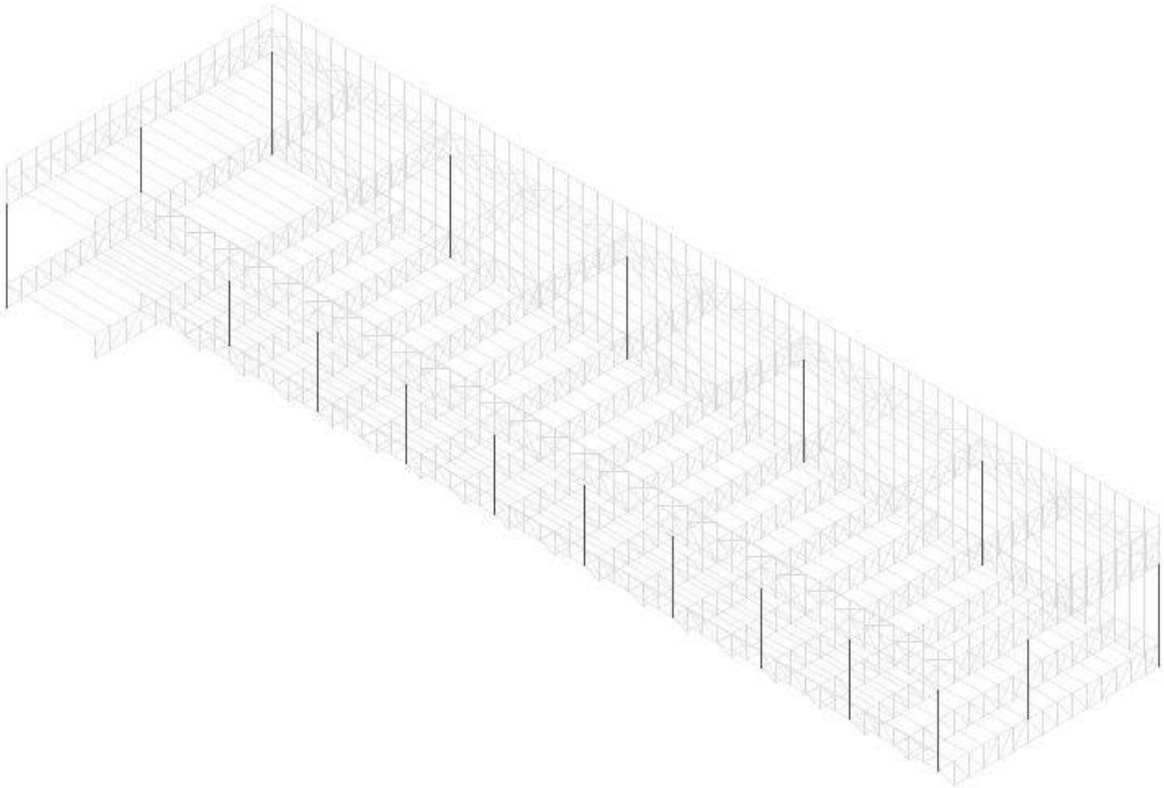
Nieve	*carga (KN/m)*
Fuerteventura	***0.20***

Viento		*carga (KN/m)*		*carga (KN/m)*
PLANO X edificio auditorio	Presión_X =	**0.69**	Succión_X =	**-0.40**
PLANO Y edificio auditorio	Presión_ Y=	**0.79**	Succión_Y =	**-0.59**

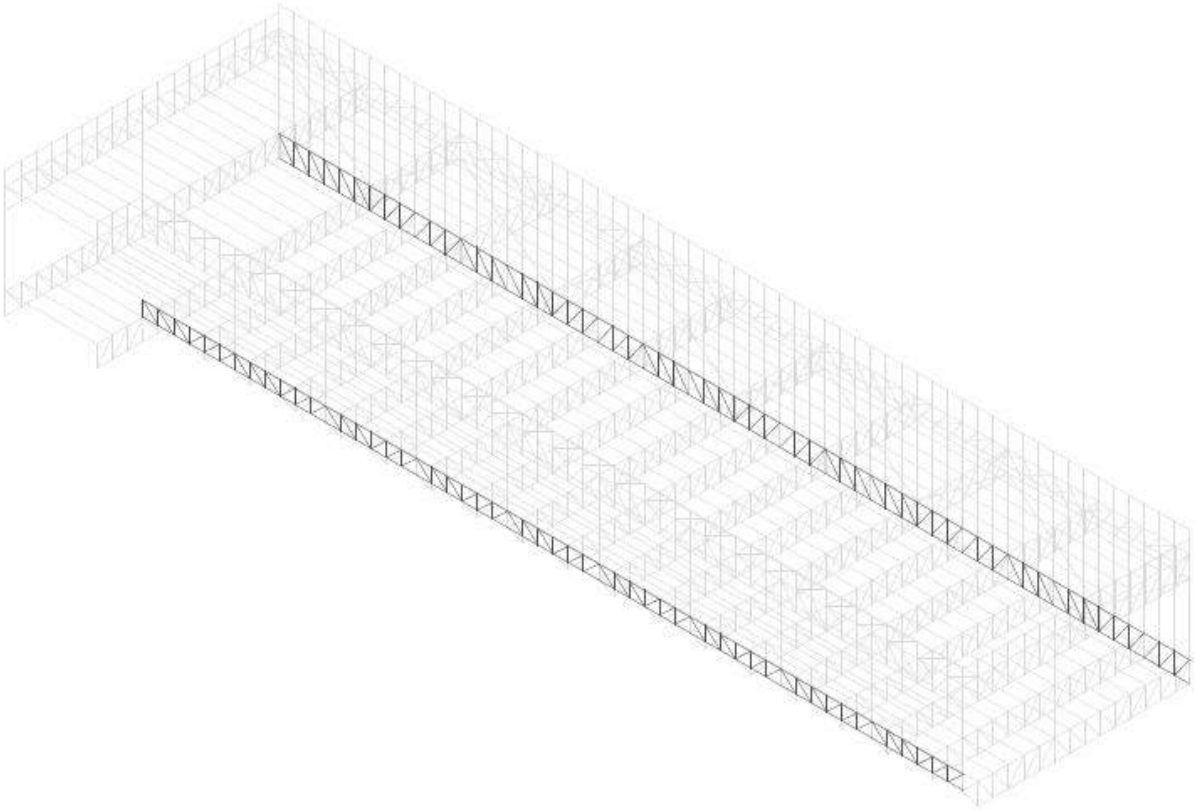
1.1 Esquema estructural elegido



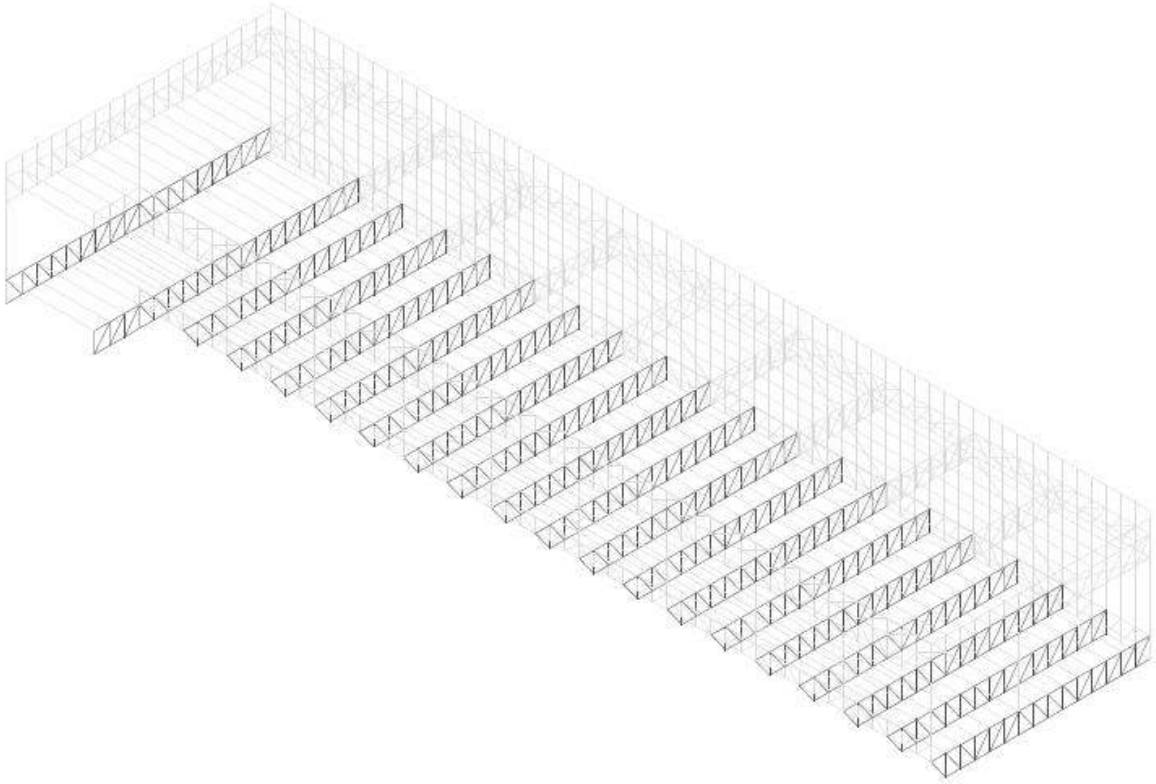
Pilares



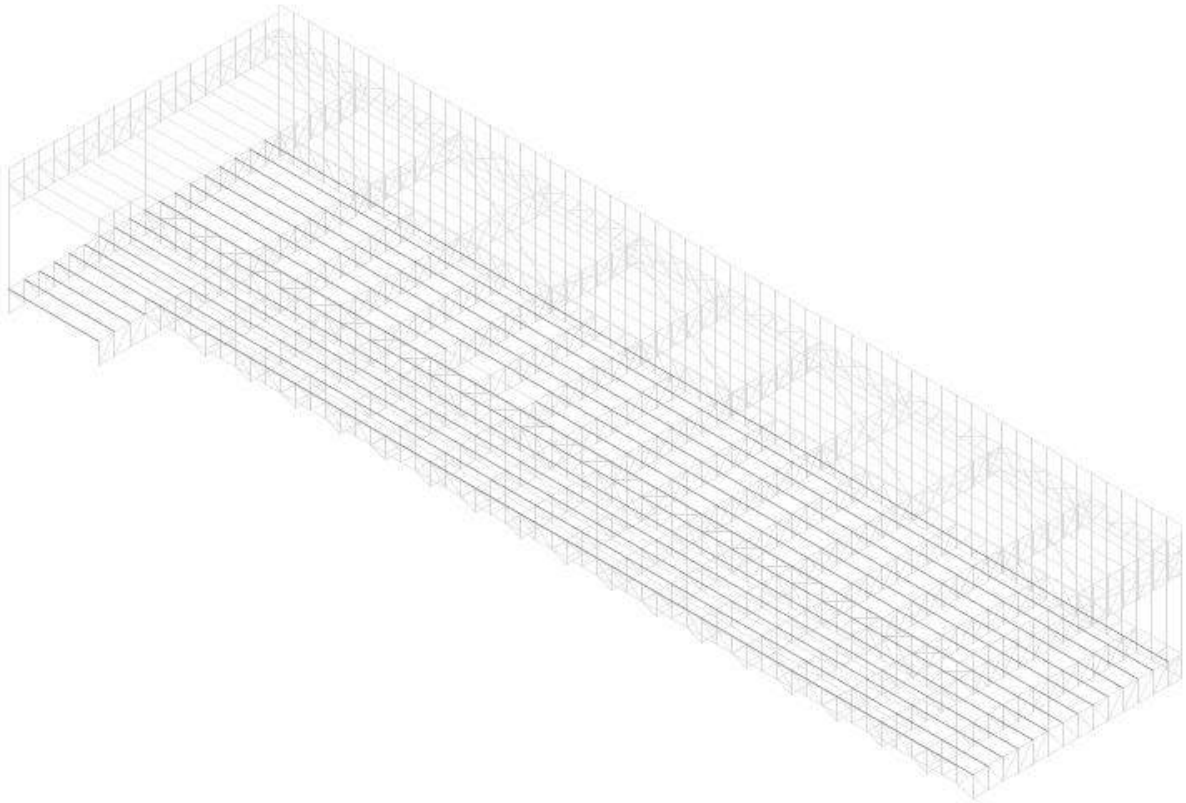
Celosias frontal inferior
+ trasera inferior



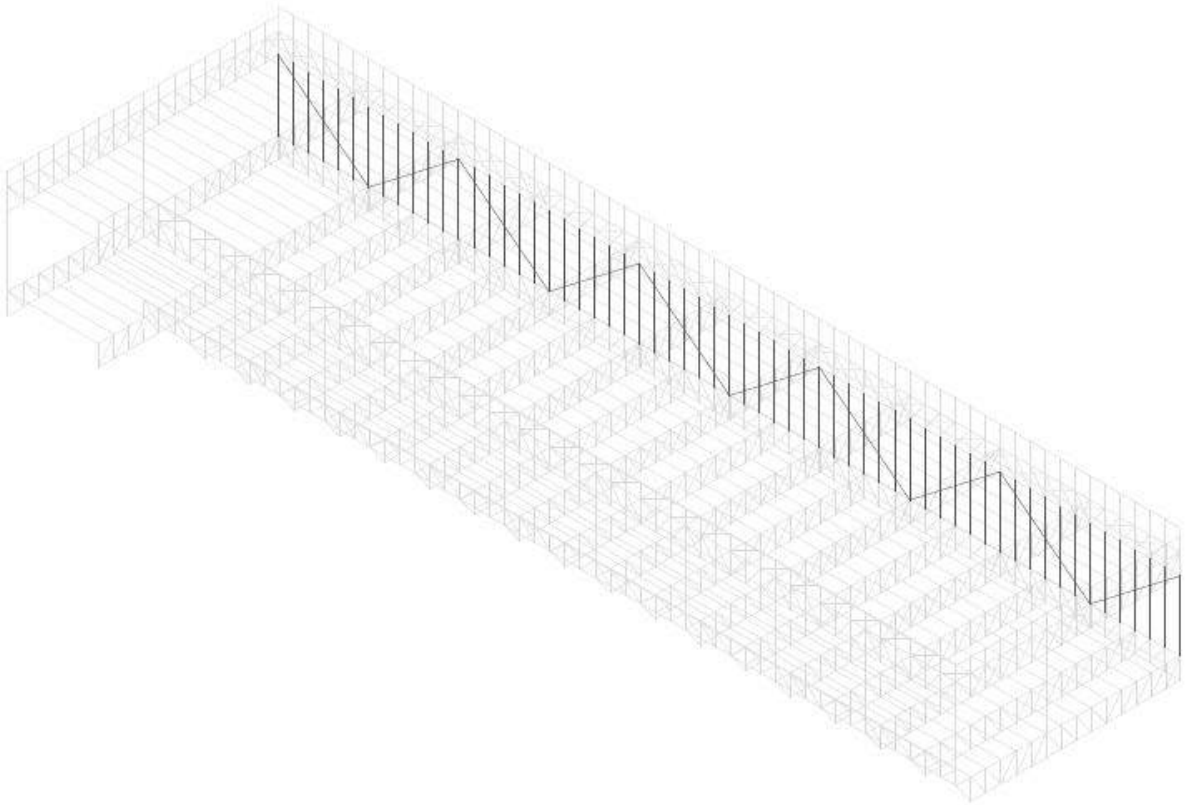
Celosias transversales
inferior



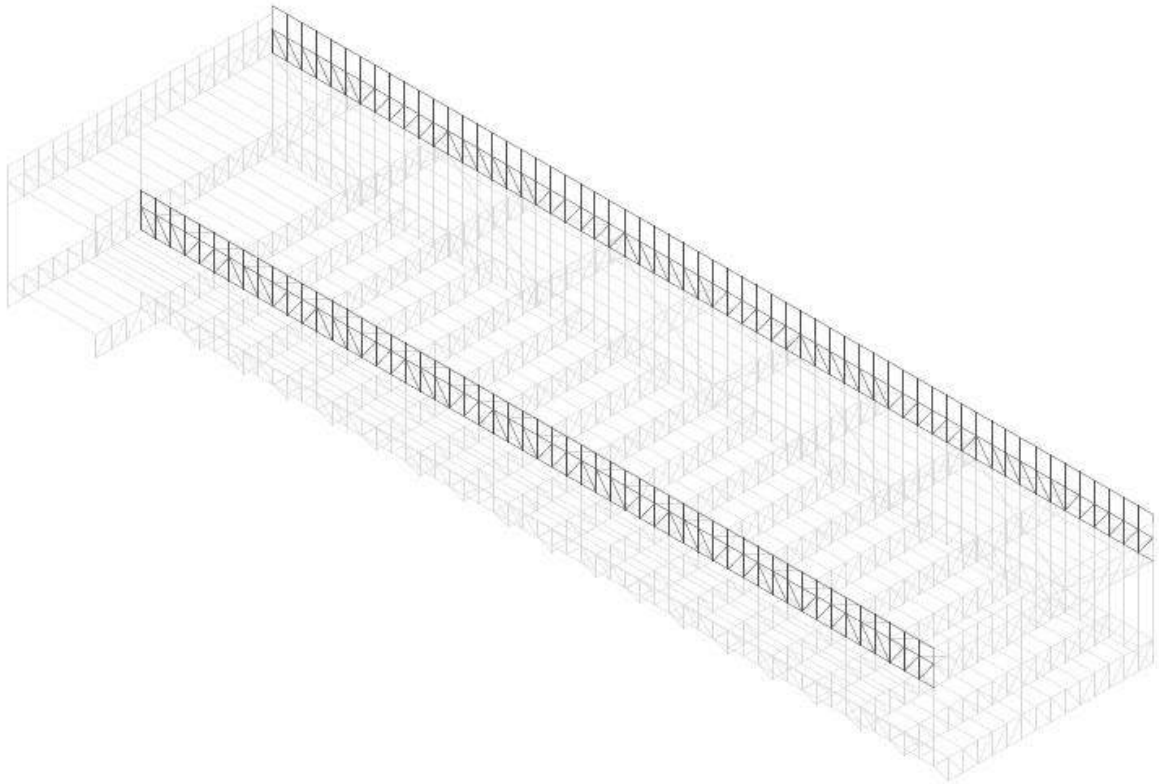
Correas inferior



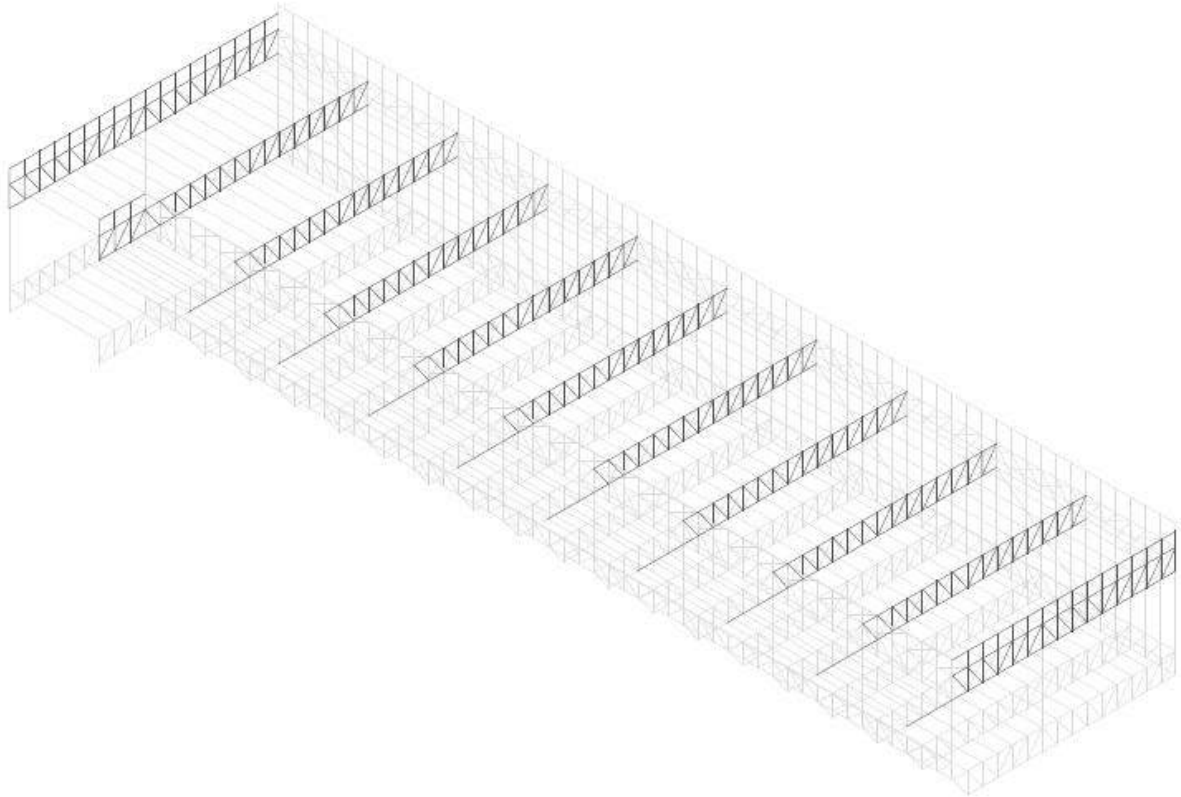
Muro trasero



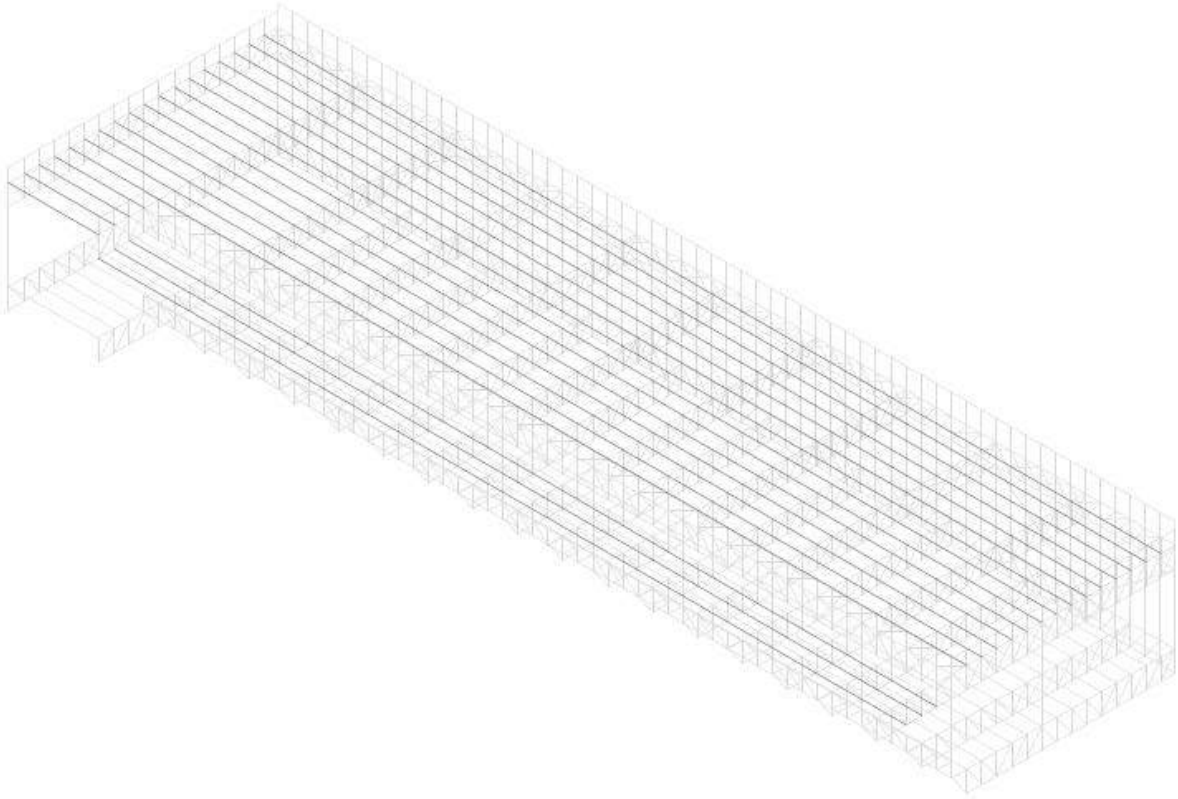
Celosia frontal superior
+ trasero superior



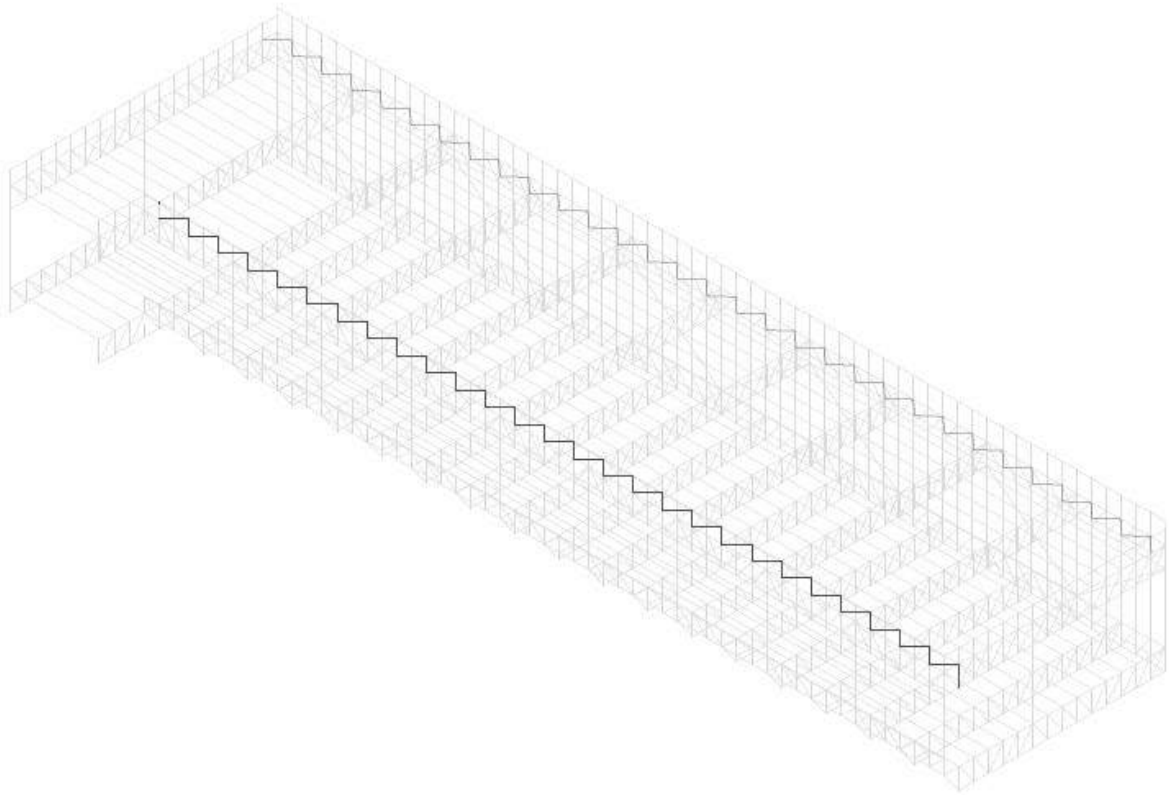
Celosias trasnversales
superiores



Correas superiores

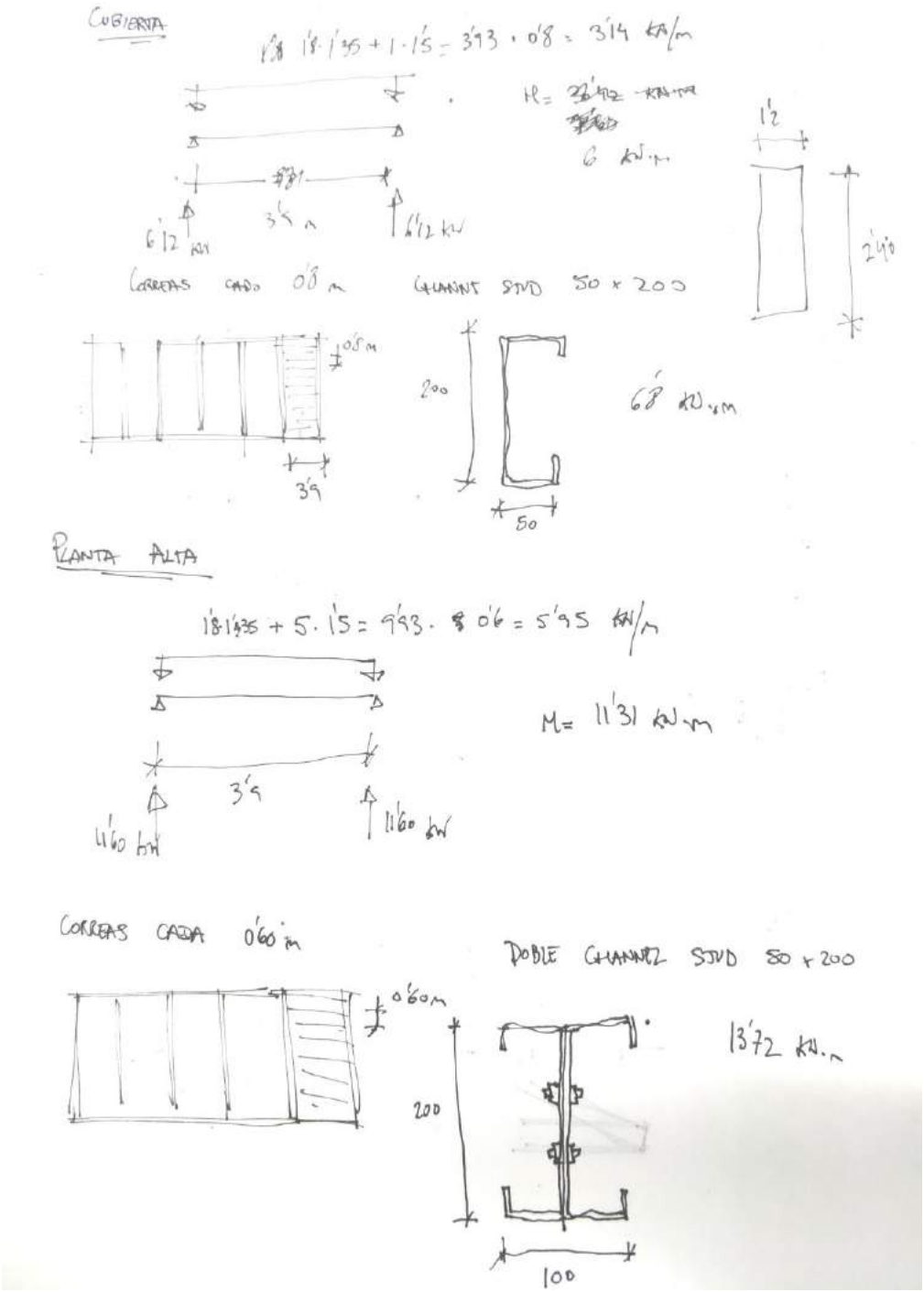


Celosia viento



Tanteo dimensiones de correas y modulación.

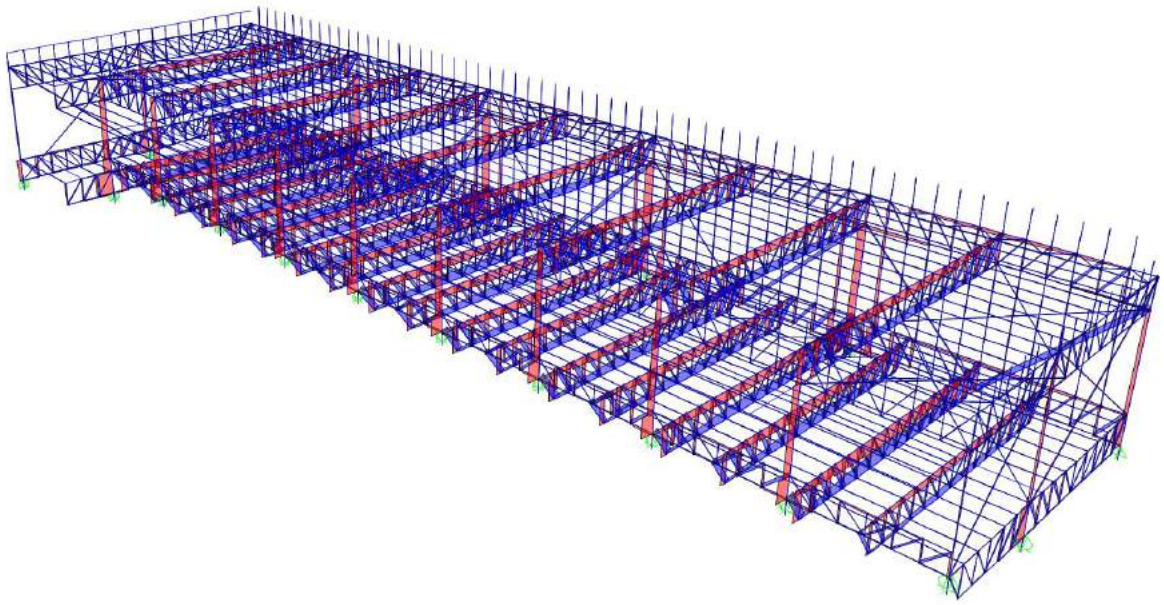
Se ha tenido en cuenta para el espaciado de las correas la modulación que tienen los tableros de terminación (1,20m x 2,40 m)



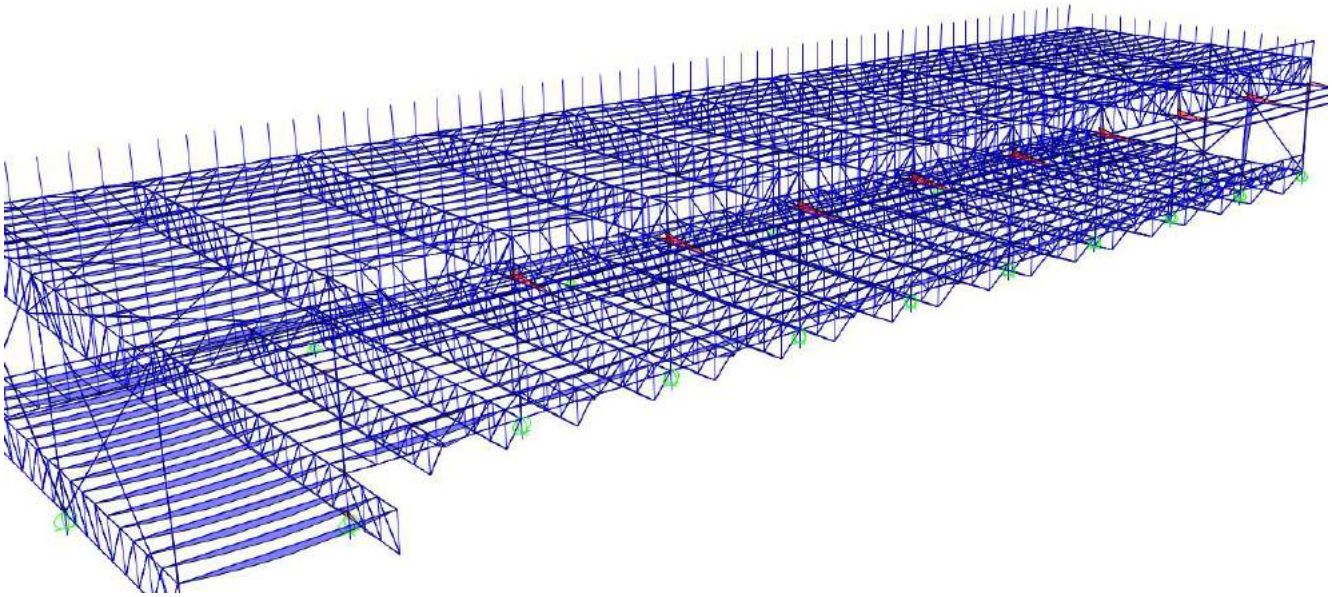
Definición geométrica de la estructura.

Modelo.

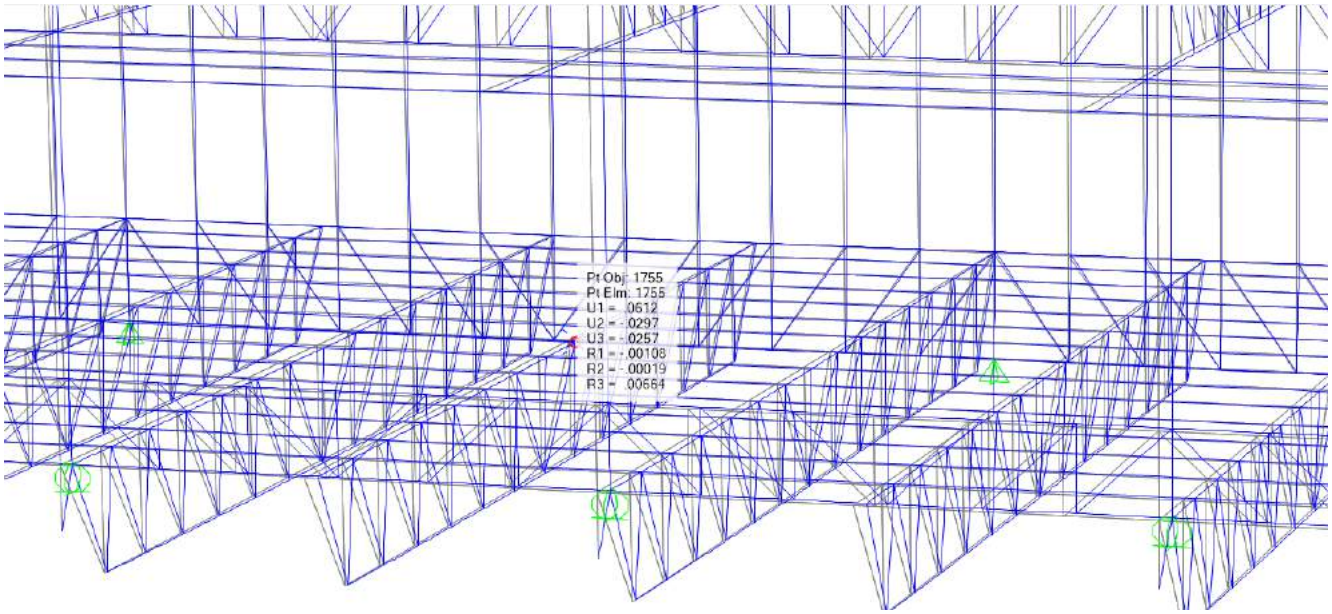
Axiles



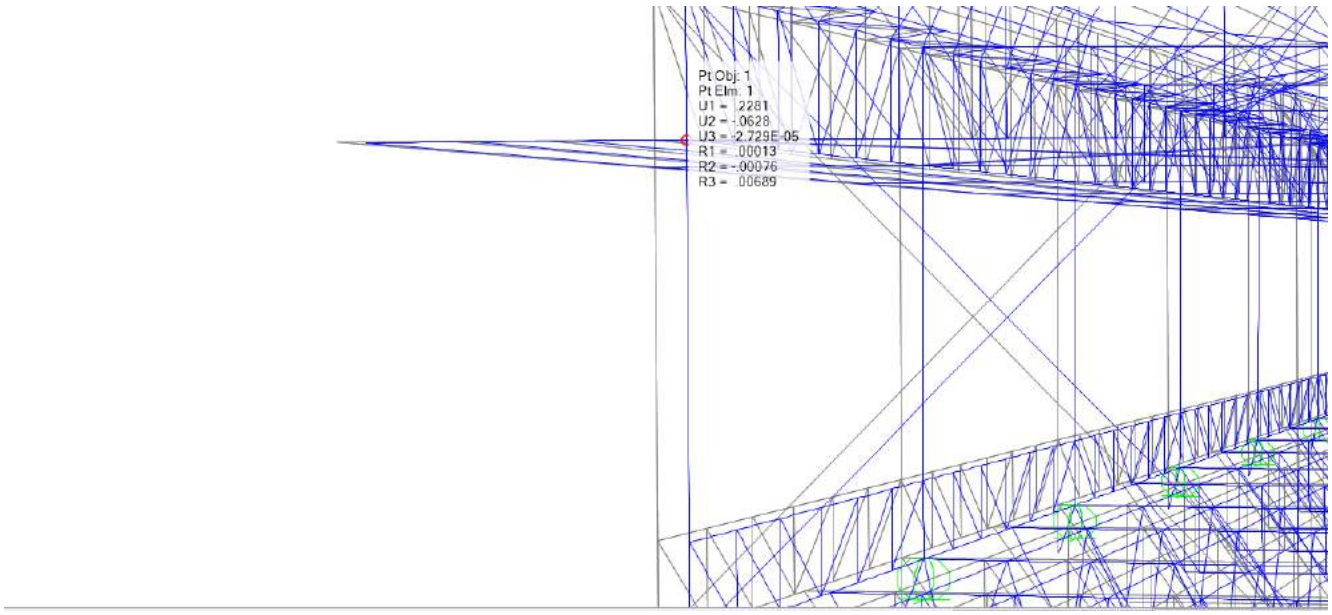
Momentos



Flechas



Desplomes



Dimensionado de los perfiles.

Celosía forjado intermedio

Cordón Superior→ Axil máximo de cálculo=-145.22 kN → Perfil utilizado: Boxed C STUD 50x200 + 2 Channel Stud (Nr=149.02 kN)
Cordón Inferior→ Axil máximo de cálculo=+145.22 kN → Perfil utilizado: Back to back Channel Stud 50x200 (Nr_tracción=239.45 kN)
Diagonales y Montantes→ Axil máximo de cálculo=+91.12 kN → Perfil utilizado: C Stud 50x200 (Nr_tracción=119.72 kN)

Celosía planta cubierta

Cordón Superior→ Axil máximo de cálculo=-133.07 kN → Perfil utilizado: Boxed C STUD 50x200 + 2 Channel Stud (Nr=149.02 kN)
Cordón Inferior→ Axil máximo de cálculo=+133.07 kN → Perfil utilizado: Back to back Channel Stud 50x200 (Nr_tracción=239.45 kN)
Diagonales y Montantes → Axil máximo de cálculo=+57.24 kN → Perfil utilizado: C Stud 50x200 (Nr_tracción=119.72 kN)

Las celosías de borde además de la mitad de la superficie tributaria cuentan con apoyos intermedios por lo que pueden realizarse los cordones con Channel Stud 50x200 ya que los esfuerzos pésimos son 35kN y las diagonales y montantes con C Stud 50x100 ya que los esfuerzos pésimos son 10 kN de tracción.

Celosía frontal inferior

Cordón Superior→ Axil máximo de cálculo=-40 kN → Perfil utilizado: Back to back Channel Stud 50x200 (Nr=78.11 kN)
Cordón Inferior→ Axil máximo de cálculo=- 40 kN → Perfil utilizado: Back to back Channel Stud 50x200 (Nr=78.11 kN)
Diagonales y Montantes → Axil máximo de cálculo=+38.12 kN → Perfil utilizado: C Stud 50x200 (Nr_tracción=119.72 kN)

Celosía frontal superior

Cordón Superior→ Axil máximo de cálculo=-5 kN → Perfil utilizado: Channel Stud 50x200 (Nr=13.49 kN)
Cordón Inferior→ Axil máximo de cálculo=-7 kN → Perfil utilizado: Channel Stud 50x200 (Nr=13.49 kN)
Diagonales y Montantes → Axil máximo de cálculo=+38.12 kN → Perfil utilizado: C Stud 50x200 (Nr_tracción=119.72 kN)

Celosía trasera inferior

Cordón Superior→ Axil máximo de cálculo=-40.64 kN → Perfil utilizado: Back to back Channel Stud 50x200 (Nr=78.11 kN)
Cordón Inferior→ Axil máximo de cálculo=-42.03 kN → Perfil utilizado: Back to back Channel Stud 50x200 (Nr=78.11 kN)
Diagonales y Montantes → Axil máximo de cálculo=+30.12 kN → Perfil utilizado: C Stud 50x200 (Nr_tracción=119.72 kN)

Celosía trasera superior

Cordón Superior→ Axil máximo de cálculo=-57.64 kN → Perfil utilizado: Back to back Channel Stud 50x200 (Nr=78.11 kN)
Cordón Inferior→ Axil máximo de cálculo=-122.03 kN → Perfil utilizado: Boxed C STUD 50x200 + 2 Channel Stud (Nr=149.02 kN)
Diagonales y Montantes → Axil máximo de cálculo=+115.12 kN → Perfil utilizado: C Stud 50x200 (Nr_tracción=119.72 kN)

Celosía superior lateral (contra viento)

Los cordones serán conformados por las celosías frontales y posterios y las superiores, habiéndose tenido en cuenta en su análisis el incremento de carga debido al viento.

Diagonales y Montantes → Axil máximo de cálculo=-13.12 kN → Perfil utilizado: C Stud 50x100 (Nr =13.40 kN)

Correas

Correas planta intermedia → Momento máximo de cálculo= 8 kN*m en vano mayor y 2kN*m en vano menor → Perfil utilizado: Back to back C STUD 50x200 (Mr =13.4 kN*m) en vanos mayores y C STUD 50x200 (Mr =6.8 kN*m)en vanos menores.

Correas planta cubierta → Momento máximo de cálculo= 3.4 kN → Perfil utilizado: C STUD 50x200 (Mr =6.8 kN*m)

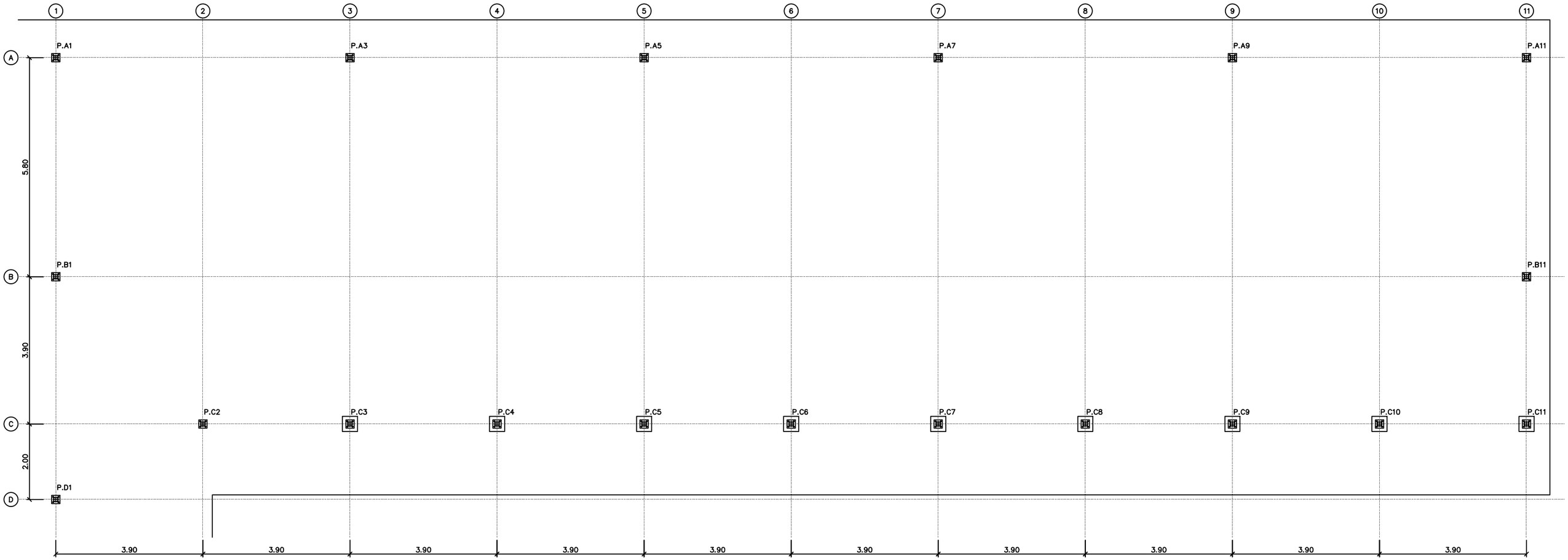
Perfil de voladizo en cubierta → Momento máximo de cálculo= 13.00 kN*m → Perfil utilizado: Back to back C STUD 50x200 (Mr =13.4 kN*m)

Estructura vertical

Pilares aislados → Axil máximo de cálculo= -376.00 kN → Perfil utilizado: 2UPN120 S275 soldados en cajón (Nr=589.22)

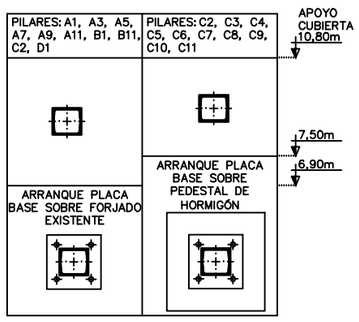
Diagonales→ Axil máximo de cálculo= +70.00 kN → Perfil utilizado: C Stud 50x200 (Nr_tracción=119.72 kN)

Todos estos perfiles aquí indicados son los obtenidos por cálculo. Algunos de ellos pueden cambiar a un perfil mayor respondiendo a los detalles constructivos.



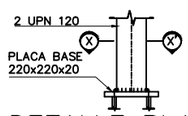
PLANTA DE REPLANTEO

ESCALA 1:100



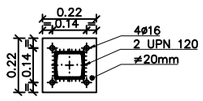
CUADRO DE PILARES

ESCALA 1:25



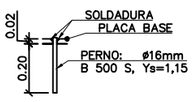
DETALLE PLACA BASE

ESCALA 1:25



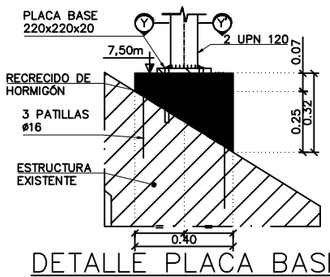
SECC. X–X'

ESCALA 1:25



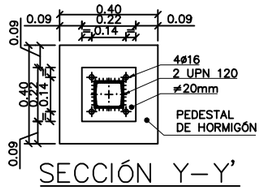
DETALLE ANCLAJE PERNO

ESCALA 1:25



DETALLE PLACA BASE SOBRE PEDESTAL

ESCALA 1:25



SECCIÓN Y–Y'

ESCALA 1:25

HIPÓTESIS DE CÁLCULO

HIPÓTESIS DE CONTROL	COEFICIENTES DE SEGURIDAD	
CONTROL DE LA EJECUCIÓN A NIVEL NORMAL	Yc=1.50	Yg=1.35
CONTROL DEL ACERO A NIVEL NORMAL	Ys=1.15	Yq=1.50

CUADRO DE CARGAS — VALOR CARACTERÍSTICO

ELEMENTO	ACCIÓN	CARGA	LINEAL (VALOR CARACTERÍSTICO) kN/m	SUPERFICIAL (VALOR CARACTERÍSTICO) kN/m²
FORJADO	PERMANENTE	CARGA MUERTA	-	1
		CERRAMIENTO FACHADA (CM)	0,21	-
		CERRAMIENTO VIDRIO (CM)	1	-
		PESO PROPIO ESTRUCTURA	-	0,80
	VARIABLE	SOBRECARGA DE USO	-	5
CUBIERTA	PERMANENTE	CARGA MUERTA	-	1
		PESO PROPIO ESTRUCTURA	-	0,80
	VARIABLE	BARANDILLA	1	-
		SOBRECARGA DE USO	-	1
		NIEVE (*)	-	0,2
FORJADO Y CUBIERTA	VARIABLE	VIENTO X (PRESIÓN/SUCCIÓN) (*)	-	0,69/-0,40
		VIENTO Y (PRESIÓN/SUCCIÓN) (*)	-	0,79/-0,59

(*) AL ESTAR UBICADO A UNA ALTITUD MENOR A 1000m, LAS ACCIONES VARIABLES DE NIEVE Y VIENTO, NO SE CONSIDERAN CONCOMITANTES CON LAS SOBRECARGAS DE USO.

ACERO

ELEMENTO	TIPO	LÍMITE ELÁSTICO N/mm²	ROTURA N/mm²
PERFILES LAMINADOS (UNE-EN-10025)	S275-JR	275	420
PERFILES CONFORMADOS (UNE-EN-10326)	S280-GD+Z	280	360
PLACAS (UNE-EN-10025)	S355-J2+N	355	520

NOTAS ACERO ESTRUCTURAL:

- LAS SOLDADURAS NO DEFINIDAS EN LOS PLANOS SERÁN UNA DE LAS SIGUIENTES:
  - -SOLDADURAS CON PENETRACIÓN COMPLETA.
  - -SOLDADURA EN ÁNGULO POR LAS DOS CARAS CON UN ESPESOR DE GARGANTA a=0.7t, SIENDO t EL MENOR DE LOS ESPESORES DE LAS CHAPAS A SOLDAR.
- NIVEL DE RIESGO CC2 (EN-1090)
  CATEGORÍA DE SERVICIO SC2 (EN-1090)
  CATEGORÍA DE PRODUCCIÓN PC2 (EN-1090 / EN-10025)
  CATEGORÍA DE EJECUCIÓN EXC4 (EN-1090)
- SE DEBERÁ APLICAR A TODA LA ESTRUCTURA METÁLICA UN SISTEMA DE PROTECCIÓN DE ACUERDO A LA EN-ISO-12944 CON LAS SIGUIENTES CARACTERÍSTICAS:
  DURABILIDAD H
  AGRESIVIDAD C4 EN PILARES, PLACAS Y ESTRUCTURA METÁLICA EXPUESTA
  AGRESIVIDAD C1 RESTO DE ESTRUCTURA METÁLICA
- CONTROL DE CALIDAD SEGÚN CERTIFICADO 3.1.B
- LA ESTRUCTURA METÁLICA DEBERÁ SER PROTEGIDA FRENTE AL FUEGO MEDIANTE LA POSTERIOR INSTALACIÓN DE UN SISTEMA DE PLACAS DE YESO LAMINADO TIPO "KNAUF FIREBOARD", PANELES OSB NO INFLAMABLE, O EQUIVALENTE, PARA GARANTIZAR UNA RESISTENCIA AL FUEGO R-60.

GRUPO 10

MÁSTER DE ESTRUCTURAS DE EDIFICACIÓN
M4.2 ESTRUCTURAS DE PERFILES DE ACERO DE PEQUEÑO ESPESOR

ESTRUCTURA DE PERFILES DE ACERO DE PEQUEÑO ESPESOR

PROYECTO DEVAMPLIACIÓN EN CUBIERTA DE UN EDIFICIO EXISTENTE

PLANO: REPLANTEO DE PILARES

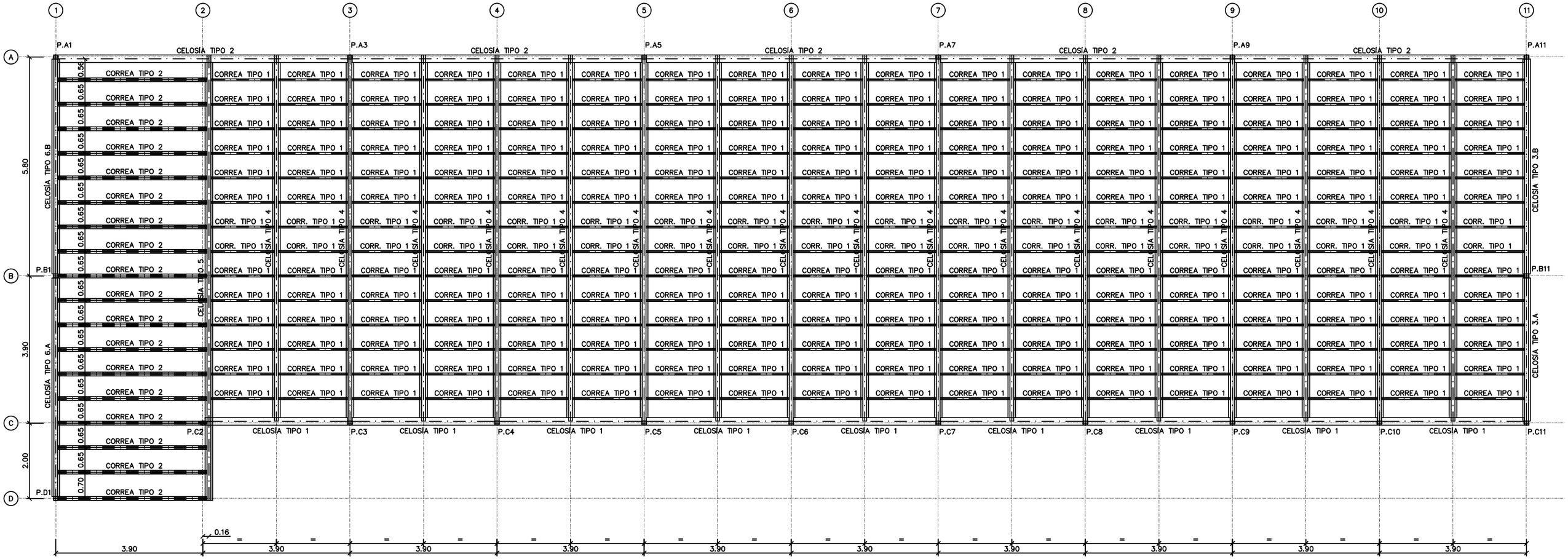
PROFESORES: J. ANTUÑA; L. SAN SALVADOR; F. CASTAÑÓN; B. CRUZ

ESCALA: 1/100 y 1/25

SITUACIÓN: FUERTEVENTURA

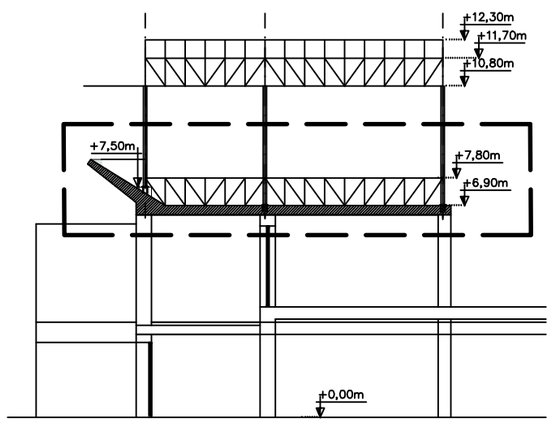
FECHA: MAYO 2018

E-01



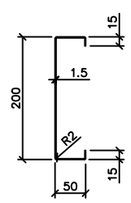
REPLANTEO NUEVA PLANTA INTERMEDIA (+7,80m)

ESCALA 1:100



ESQUEMA SECCIÓN TIPO

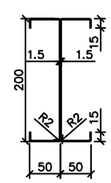
ESCALA 1:200



C-STUD
50X200

CORREA TIPO 1

ESCALA 1:10
COTAS EN mm



BACK-TO-BACK
C-STUD 50X200

CORREA TIPO 2

ESCALA 1:10
COTAS EN mm

HIPÓTESIS DE CÁLCULO

HIPÓTESIS DE CONTROL	COEFICIENTES DE SEGURIDAD	
CONTROL DE LA EJECUCIÓN A NIVEL NORMAL	Yc=1.50	Yg=1.35
CONTROL DEL ACERO A NIVEL NORMAL	Ys=1.15	Yq=1.50

CUADRO DE CARGAS

ELEMENTO	ACCIÓN	CARGA	VALOR CARACTERÍSTICO LINEAL (VALOR CARACTERÍSTICO) kN/m	VALOR CARACTERÍSTICO SUPERFICIAL (VALOR CARACTERÍSTICO) kN/m²
FORJADO	PERMANENTE	CARGA MUERTA	-	1
		CERRAMIENTO FACHADA (CM)	0,21	-
		CERRAMIENTO VIDRIO (CM)	1	-
		PESO PROPIO ESTRUCTURA	-	0,80
	VARIABLE	SOBRECARGA DE USO	-	5
CUBIERTA	PERMANENTE	CARGA MUERTA	-	1
		PESO PROPIO ESTRUCTURA	-	0,80
	VARIABLE	BARANDILLA	1	-
		SOBRECARGA DE USO	-	1
		NIEVE (*)	-	0,2
FORJADO Y CUBIERTA	VARIABLE	VIENTO X (PRESIÓN/SUCCIÓN) (*)	-	0,69/-0,40
		VIENTO Y (PRESIÓN/SUCCIÓN) (*)	-	0,79/-0,59

(*) AL ESTAR UBICADO A UNA ALTITUD MENOR A 1000m, LAS ACCIONES VARIABLES DE NIEVE Y VIENTO, NO SE CONSIDERAN CONCOMITANTES CON LAS SOBRECARGAS DE USO.

ACERO

ELEMENTO	TIPO	LÍMITE ELÁSTICO N/mm²	ROTURA N/mm²
PERFILES LAMINADOS (UNE-EN-10025)	S275-JR	275	420
PERFILES CONFORMADOS (UNE-EN-10326)	S280-GD+Z	280	360
PLACAS (UNE-EN-10025)	S355-J2+N	355	520

NOTAS ACERO ESTRUCTURAL:

- LAS SOLDADURAS NO DEFINIDAS EN LOS PLANOS SERÁN UNA DE LAS SIGUIENTES:
  -SOLDADURAS CON PENETRACIÓN COMPLETA.
  -SOLDADURA EN ÁNGULO POR LAS DOS CARAS CON UN ESPESOR DE GARGANTA a=0.7t, SIENDO t EL MENOR DE LOS ESPESORES DE LAS CHAPAS A SOLDAR.
- NIVEL DE RIESGO CC2 (EN-1090)
  CATEGORÍA DE SERVICIO SC2 (EN-1090)
  CATEGORÍA DE PRODUCCIÓN PC2 (EN-1090 / EN-10025)
  CATEGORÍA DE EJECUCIÓN EXC4 (EN-1090)
- SE DEBERÁ APLICAR A TODA LA ESTRUCTURA METÁLICA UN SISTEMA DE PROTECCIÓN DE ACUERDO A LA EN-ISO-12944 CON LAS SIGUIENTES CARACTERÍSTICAS:
  DURABILIDAD H
  AGRESIVIDAD C4 EN PILARES, PLACAS Y ESTRUCTURA METÁLICA EXPUESTA
  AGRESIVIDAD C1 RESTO DE ESTRUCTURA METÁLICA
- CONTROL DE CALIDAD SEGÚN CERTIFICADO 3.1.B
- LA ESTRUCTURA METÁLICA DEBERÁ SER PROTEGIDA FRENTE AL FUEGO MEDIANTE LA POSTERIOR INSTALACIÓN DE UN SISTEMA DE PLACAS DE YESO LAMINADO TIPO "KNAUF FIREBOARD", PANELES OSB NO INFLAMABLE, O EQUIVALENTE, PARA GARANTIZAR UNA RESISTENCIA AL FUEGO R-60.

GRUPO 10

MÁSTER DE ESTRUCTURAS DE EDIFICACIÓN
M4.2 ESTRUCTURAS DE PERFILES DE ACERO DE PEQUEÑO ESPESOR

ESTRUCTURA DE PERFILES DE ACERO DE PEQUEÑO ESPESOR

PROYECTO DEVAMPLIACIÓN EN CUBIERTA DE UN EDIFICIO EXISTENTE

PLANO:
NUEVA PLANTA INTERMEDIA (+7,80m)

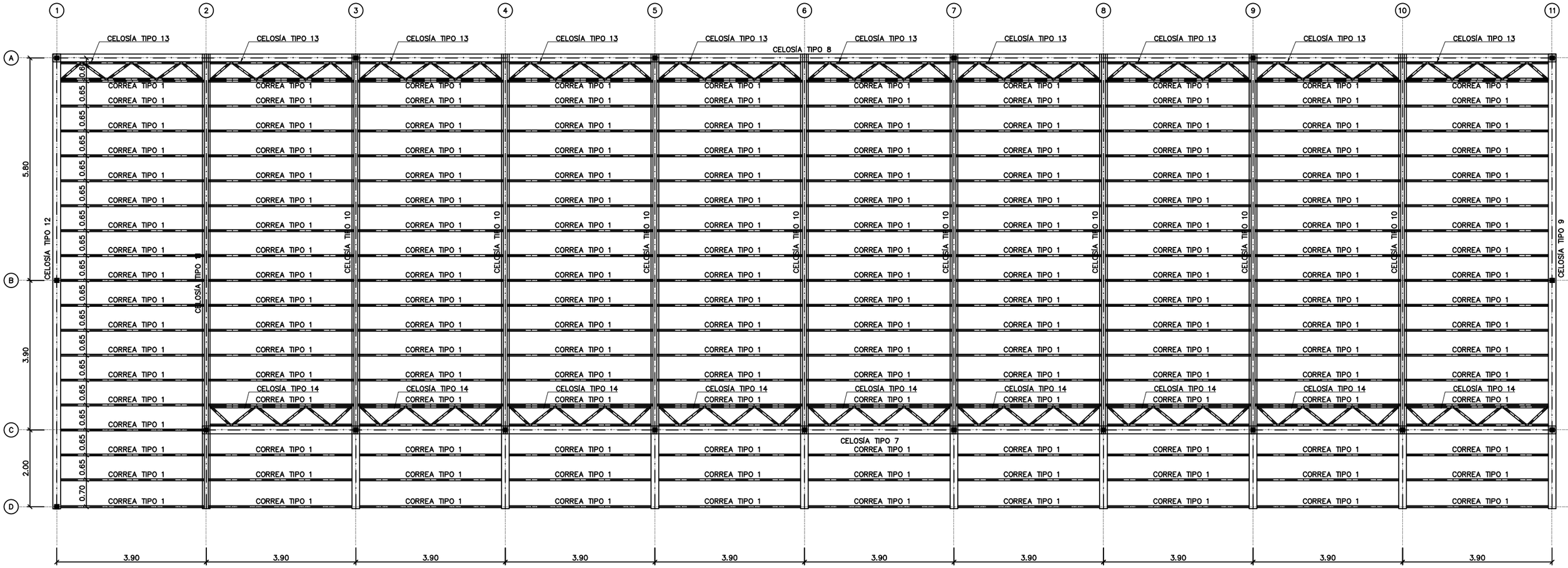
PROFESORES: J. ANTUÑA; L. SAN SALVADOR; F. CASTAÑÓN; B. CRUZ

ESCALA: 1/100; 1/200; 1/10

SITUACIÓN: FUERTEVENTURA

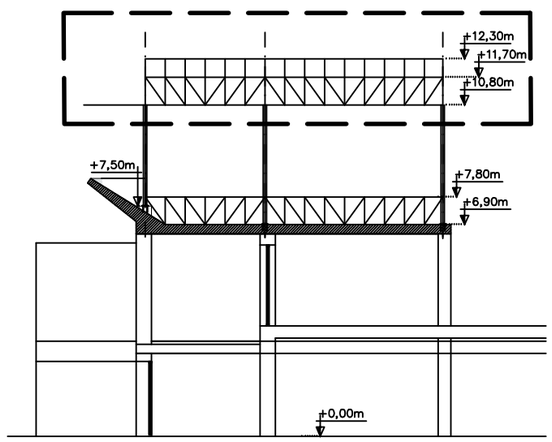
FECHA: MAYO 2018

E-02



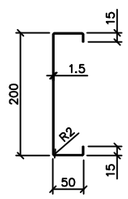
REPLANTEO NUEVA PLANTA CUBIERTA (+11,70m)

ESCALA 1:100



ESQUEMA SECCIÓN TIPO

ESCALA 1:200



C-STUD
50X200

CORREA TIPO 1

ESCALA 1:10

COTAS EN mm

HIPÓTESIS DE CÁLCULO

HIPÓTESIS DE CONTROL	COEFICIENTES DE SEGURIDAD	
CONTROL DE LA EJECUCIÓN A NIVEL NORMAL	Yc=1.50	Yg=1.35
CONTROL DEL ACERO A NIVEL NORMAL	Ys=1.15	Yq=1.50

CUADRO DE CARGAS

ELEMENTO	ACCIÓN	CARGA	VALOR CARACTERÍSTICO LINEAL (VALOR CARACTERÍSTICO) kN/m	VALOR CARACTERÍSTICO SUPERFICIAL (VALOR CARACTERÍSTICO) kN/m²
FORJADO	PERMANENTE	CARGA MUERTA	-	1
		CERRAMIENTO FACHADA (CM)	0,21	-
		CERRAMIENTO VIDRIO (CM)	1	-
		PESO PROPIO ESTRUCTURA	-	0,80
	VARIABLE	SOBRECARGA DE USO	-	5
CUBIERTA	PERMANENTE	CARGA MUERTA	-	1
		PESO PROPIO ESTRUCTURA	-	0,80
	VARIABLE	BARANDILLA	1	-
		SOBRECARGA DE USO	-	1
		NIEVE (*)	-	0,2
FORJADO Y CUBIERTA	VARIABLE	VIENTO X (PRESIÓN/SUCCIÓN) (*)	-	0,69/-0,40
		VIENTO Y (PRESIÓN/SUCCIÓN) (*)	-	0,79/-0,59

(*) AL ESTAR UBICADO A UNA ALTITUD MENOR A 1000m, LAS ACCIONES VARIABLES DE NIEVE Y VIENTO, NO SE CONSIDERAN CONCOMITANTES CON LAS SOBRECARGAS DE USO.

ACERO

ELEMENTO	TIPO	LÍMITE ELÁSTICO N/mm²	ROTURA N/mm²
PERFILES LAMINADOS (UNE-EN-10025)	S275-JR	275	420
PERFILES CONFORMADOS (UNE-EN-10326)	S280-GD+Z	280	360
PLACAS (UNE-EN-10025)	S355-J2+N	355	520

NOTAS ACERO ESTRUCTURAL:

- LAS SOLDADURAS NO DEFINIDAS EN LOS PLANOS SERÁN UNA DE LAS SIGUIENTES:
  -SOLDADURAS CON PENETRACIÓN COMPLETA.
  -SOLDADURA EN ÁNGULO POR LAS DOS CARAS CON UN ESPESOR DE GARGANTA a=0.7t, SIENDO t EL MENOR DE LOS ESPESORES DE LAS CHAPAS A SOLDAR.
- NIVEL DE RIESGO CC2 (EN-1090)
  CATEGORÍA DE SERVICIO SC2 (EN-1090)
  CATEGORÍA DE PRODUCCIÓN PC2 (EN-1090 / EN-10025)
  CATEGORÍA DE EJECUCIÓN EXC4 (EN-1090)
- SE DEBERÁ APLICAR A TODA LA ESTRUCTURA METÁLICA UN SISTEMA DE PROTECCIÓN DE ACUERDO A LA EN-ISO-12944 CON LAS SIGUIENTES CARACTERÍSTICAS:
  DURABILIDAD H
  AGRESIVIDAD C4 EN PILARES, PLACAS Y ESTRUCTURA METÁLICA EXPUESTA
  AGRESIVIDAD C1 RESTO DE ESTRUCTURA METÁLICA
- CONTROL DE CALIDAD SEGÚN CERTIFICADO 3.1.B
- LA ESTRUCTURA METÁLICA DEBERÁ SER PROTEGIDA FRENTE AL FUEGO MEDIANTE LA POSTERIOR INSTALACIÓN DE UN SISTEMA DE PLACAS DE YESO LAMINADO TIPO "KNAUF FIREBOARD", PANELES OSB NO INFLAMABLE, O EQUIVALENTE, PARA GARANTIZAR UNA RESISTENCIA AL FUEGO R-60.

GRUPO 10

MÁSTER DE ESTRUCTURAS DE EDIFICACIÓN
M4.2 ESTRUCTURAS DE PERFILES DE ACERO DE PEQUEÑO ESPESOR

ESTRUCTURA DE PERFILES DE ACERO DE PEQUEÑO ESPESOR

PROYECTO DEVAMPLIACIÓN EN CUBIERTA DE UN EDIFICIO EXISTENTE

PLANO: NUEVA PLANTA DE CUBIERTA (+11,70m)

PROFESORES: J. ANTUÑA; L. SAN SALVADOR; F. CASTAÑÓN; B. CRUZ

ESCALA: 1/100; 1/200; 1/10

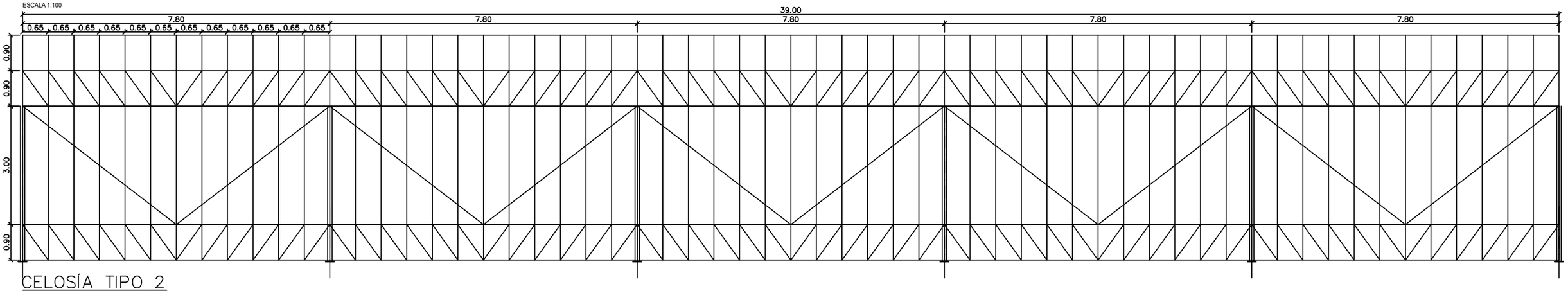
SITUACIÓN: FUERTEVENTURA

FECHA: MAYO 2018

E-03

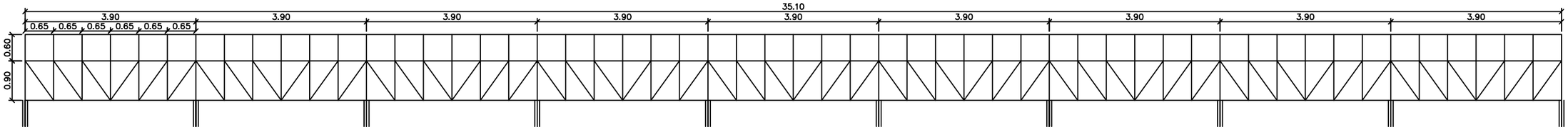
CELOSÍA TIPO 8

ESCALA 1:100



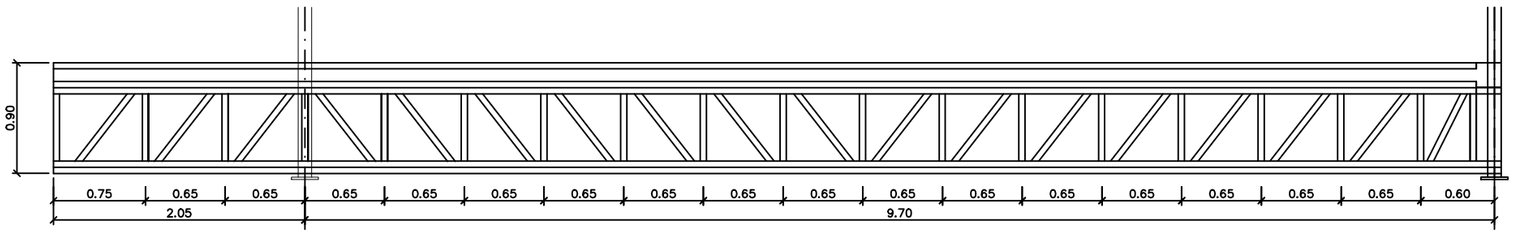
CELOSÍA TIPO 2

ESCALA 1:100



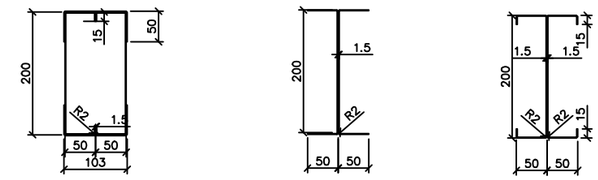
CELOSÍA TIPO 7

ESCALA 1:100



CELOSÍA TIPO 5

ESCALA 1:50



BOXED C-STUD 50X200 + 2 CHANNEL STUD 50X103

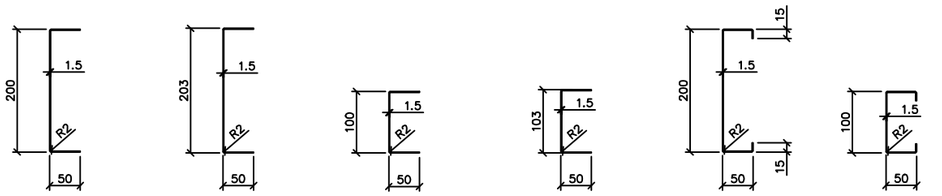
BACK-TO-BACK CHANNEL STUD 50X203

BACK-TO-BACK C-STUD 50X200

PERFILES COMPUESTOS EMPLEADOS

ESCALA 1:10

COTAS EN mm



CHANNEL STUD 50X200

CHANNEL STUD 50X203

CHANNEL STUD 50X100

CHANNEL STUD 50X103

C-STUD 50X200

C-STUD 50X100

PERFILES SIMPLES EMPLEADOS

ESCALA 1:10

COTAS EN mm

NOTA: ACOTACIONES DE LAS CELOSÍAS EN METROS:
- EN X: A EJE DE PERFILES
- EN Y: A CARA EXTERIOR DE PERFILES

HIPÓTESIS DE CÁLCULO

HIPÓTESIS DE CONTROL

	COEFICIENTES DE SEGURIDAD	
CONTROL DE LA EJECUCIÓN A NIVEL NORMAL	Yc=1.50	Yg=1.35
CONTROL DEL ACERO A NIVEL NORMAL	Ys=1.15	Yq=1.50

CUADRO DE CARGAS

ELEMENTO	ACCIÓN	CARGA	VALOR CARACTERÍSTICO LINEAL (VALOR CARACTERÍSTICO) kN/m	VALOR CARACTERÍSTICO SUPERFICIAL (VALOR CARACTERÍSTICO) kN/m²
FORJADO	PERMANENTE	CARGA MUERTA	-	1
		CERRAMIENTO FACHADA (CM)	0,21	-
		CERRAMIENTO VIDRIO (CM)	1	-
		PESO PROPIO ESTRUCTURA	-	0,80
	VARIABLE	SOBRECARGA DE USO	-	5
CUBIERTA	PERMANENTE	CARGA MUERTA	-	1
		PESO PROPIO ESTRUCTURA	-	0,80
	VARIABLE	BARANDILLA	1	-
		SOBRECARGA DE USO	-	1
		NIEVE (*)	-	0,2
FORJADO Y CUBIERTA	VARIABLE	VIENTO X (PRESIÓN/SUCCIÓN) (*)	-	0,69/-0,40
		VIENTO Y (PRESIÓN/SUCCIÓN) (*)	-	0,79/-0,59

(*) AL ESTAR UBICADO A UNA ALTITUD MENOR A 1000m, LAS ACCIONES VARIABLES DE NIEVE Y VIENTO, NO SE CONSIDERAN CONCOMITANTES CON LAS SOBRECARGAS DE USO.

ACERO

ELEMENTO	TIPO	LÍMITE ELÁSTICO N/mm²	ROTURA N/mm²
PERFILES LAMINADOS (UNE-EN-10025)	S275-JR	275	420
PERFILES CONFORMADOS (UNE-EN-10326)	S280-GD+Z	280	360
PLACAS (UNE-EN-10025)	S355-J2+N	355	520

NOTAS ACERO ESTRUCTURAL:

- LAS SOLDADURAS NO DEFINIDAS EN LOS PLANOS SERÁN UNA DE LAS SIGUIENTES:
  -SOLDADURAS CON PENETRACIÓN COMPLETA.
  -SOLDADURA EN ÁNGULO POR LAS DOS CARAS CON UN ESPESOR DE GARGANTA a=0.7t, SIENDO t EL MENOR DE LOS ESPESORES DE LAS CHAPAS A SOLDAR.
- NIVEL DE RIESGO CC2 (EN-1090)
  CATEGORÍA DE SERVICIO SC2 (EN-1090)
  CATEGORÍA DE PRODUCCIÓN PC2 (EN-1090 / EN-10025)
  CATEGORÍA DE EJECUCIÓN EXC4 (EN-1090)
- SE DEBERÁ APLICAR A TODA LA ESTRUCTURA METÁLICA UN SISTEMA DE PROTECCIÓN DE ACUERDO A LA EN-ISO-12944 CON LAS SIGUIENTES CARACTERÍSTICAS:
  DURABILIDAD H
  AGRESIVIDAD C4 EN PILARES, PLACAS Y ESTRUCTURA METÁLICA EXPUESTA
  AGRESIVIDAD C1 RESTO DE ESTRUCTURA METÁLICA
- CONTROL DE CALIDAD SEGÚN CERTIFICADO 3.1.B
- LA ESTRUCTURA METÁLICA DEBERÁ SER PROTEGIDA FRENTE AL FUEGO MEDIANTE LA POSTERIOR INSTALACIÓN DE UN SISTEMA DE PLACAS DE YESO LAMINADO TIPO "KNAUF FIREBOARD", PANELES OSB NO INFLAMABLE, O EQUIVALENTE, PARA GARANTIZAR UNA RESISTENCIA AL FUEGO R-60.

GRUPO 10

MÁSTER DE ESTRUCTURAS DE EDIFICACIÓN
M4.2 ESTRUCTURAS DE PERFILES DE ACERO DE PEQUEÑO ESPESOR

ESTRUCTURA DE PERFILES DE ACERO DE PEQUEÑO ESPESOR

PROYECTO DEVAMPLIACIÓN EN CUBIERTA DE UN EDIFICIO EXISTENTE

PLANO:
DETALLES CELOSÍAS (I)

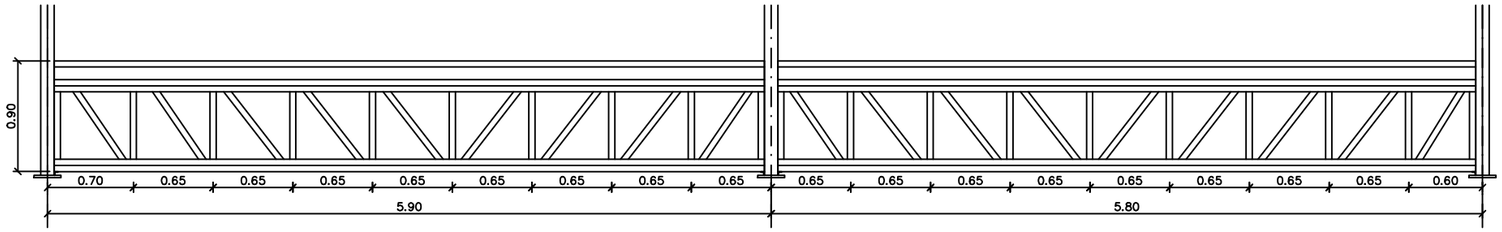
PROFESORES: J. ANTUÑA; L. SAN SALVADOR; F. CASTAÑÓN; B. CRUZ

ESCALA: 1/50; 1/100; 1/10

SITUACIÓN: FUERTEVENTURA

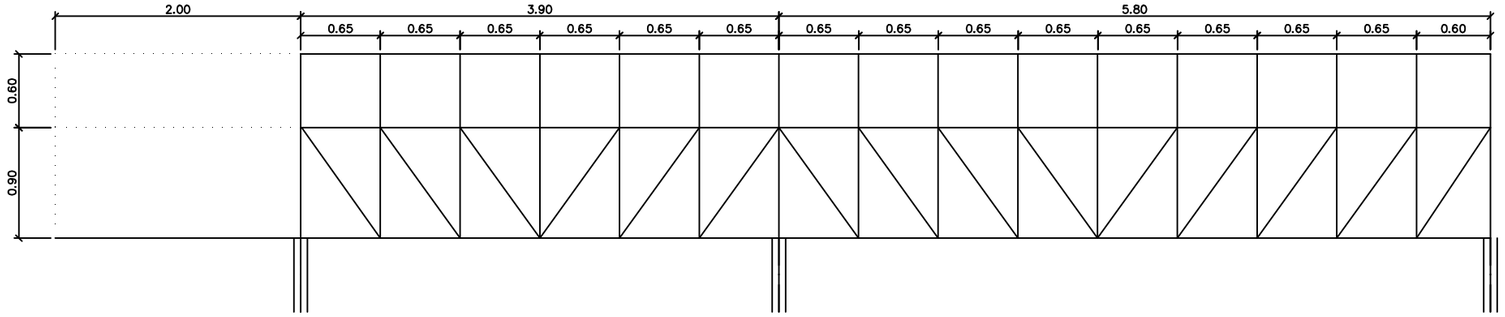
FECHA: MAYO 2018

E-04



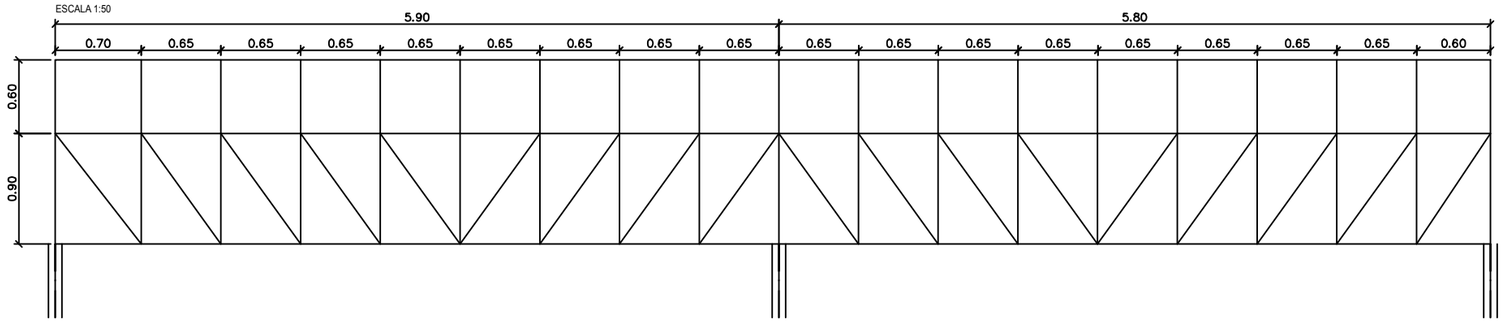
CELOSÍA TIPO 6

ESCALA 1:50



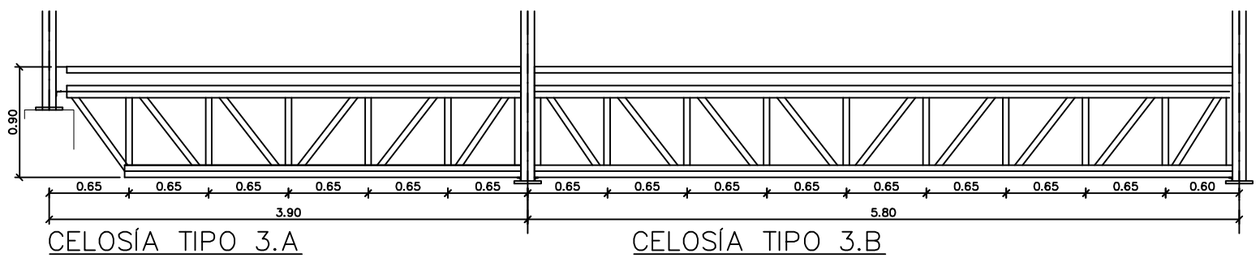
CELOSÍA TIPO 9

ESCALA 1:50



CELOSÍA TIPO 12

ESCALA 1:50



CELOSÍA TIPO 3.A

ESCALA 1:50

CELOSÍA TIPO 3.B

ESCALA 1:50

NOTA: ACOTACIONES DE LAS CELOSÍAS EN METROS:
- EN X: A EJE DE PERFILES
- EN Y: A CARA EXTERIOR DE PERFILES

HIPÓTESIS DE CÁLCULO

HIPÓTESIS DE CONTROL	COEFICIENTES DE SEGURIDAD	
CONTROL DE LA EJECUCIÓN A NIVEL NORMAL	Yc=1.50	Yg=1.35
CONTROL DEL ACERO A NIVEL NORMAL	Ys=1.15	Yq=1.50

CUADRO DE CARGAS — VALOR CARACTERÍSTICO

ELEMENTO	ACCIÓN	CARGA	LINEAL (VALOR CARACTERÍSTICO) kN/m	SUPERFICIAL (VALOR CARACTERÍSTICO) kN/m²
FORJADO	PERMANENTE	CARGA MUERTA	-	1
		CERRAMIENTO FACHADA (CM)	0,21	-
		CERRAMIENTO VIDRIO (CM)	1	-
		PESO PROPIO ESTRUCTURA	-	0,80
	VARIABLE	SOBRECARGA DE USO	-	5
CUBIERTA	PERMANENTE	CARGA MUERTA	-	1
		PESO PROPIO ESTRUCTURA	-	0,80
	VARIABLE	BARANDILLA	1	-
		SOBRECARGA DE USO	-	1
		NIEVE (*)	-	0,2
FORJADO Y CUBIERTA	VARIABLE	VIENTO X (PRESIÓN/SUCCIÓN) (*)	-	0,69/-0,40
		VIENTO Y (PRESIÓN/SUCCIÓN) (*)	-	0,79/-0,59

(*) AL ESTAR UBICADO A UNA ALTITUD MENOR A 1000m, LAS ACCIONES VARIABLES DE NIEVE Y VIENTO, NO SE CONSIDERAN CONCOMITANTES CON LAS SOBRECARGAS DE USO.

ACERO

ELEMENTO	TIPO	LÍMITE ELÁSTICO N/mm²	ROTURA N/mm²
PERFILES LAMINADOS (UNE-EN-10025)	S275-JR	275	420
PERFILES CONFORMADOS (UNE-EN-10326)	S280-GD+Z	280	360
PLACAS (UNE-EN-10025)	S355-J2+N	355	520

NOTAS ACERO ESTRUCTURAL:

- LAS SOLDADURAS NO DEFINIDAS EN LOS PLANOS SERÁN UNA DE LAS SIGUIENTES:
  -SOLDADURAS CON PENETRACIÓN COMPLETA.
  -SOLDADURA EN ÁNGULO POR LAS DOS CARAS CON UN ESPESOR DE GARGANTA a=0.7t, SIENDO t EL MENOR DE LOS ESPESORES DE LAS CHAPAS A SOLDAR.
- NIVEL DE RIESGO CC2 (EN-1090)
  CATEGORÍA DE SERVICIO SC2 (EN-1090)
  CATEGORÍA DE PRODUCCIÓN PC2 (EN-1090 / EN-10025)
  CATEGORÍA DE EJECUCIÓN EXC4 (EN-1090)
- SE DEBERÁ APLICAR A TODA LA ESTRUCTURA METÁLICA UN SISTEMA DE PROTECCIÓN DE ACUERDO A LA EN-ISO-12944 CON LAS SIGUIENTES CARACTERÍSTICAS:
  DURABILIDAD H
  AGRESIVIDAD C4 EN PILARES, PLACAS Y ESTRUCTURA METÁLICA EXPUESTA
  AGRESIVIDAD C1 RESTO DE ESTRUCTURA METÁLICA
- CONTROL DE CALIDAD SEGÚN CERTIFICADO 3.1.B
- LA ESTRUCTURA METÁLICA DEBERÁ SER PROTEGIDA FRENTE AL FUEGO MEDIANTE LA POSTERIOR INSTALACIÓN DE UN SISTEMA DE PLACAS DE YESO LAMINADO TIPO "KNAUF FIREBOARD", PANELES OSB NO INFLAMABLE, O EQUIVALENTE, PARA GARANTIZAR UNA RESISTENCIA AL FUEGO R-60.

GRUPO 10

MÁSTER DE ESTRUCTURAS DE EDIFICACIÓN
M4.2 ESTRUCTURAS DE PERFILES DE ACERO DE PEQUEÑO ESPESOR

ESTRUCTURA DE PERFILES DE ACERO DE PEQUEÑO ESPESOR

PROYECTO DEVAMPLIACIÓN EN CUBIERTA DE UN EDIFICIO EXISTENTE

PLANO:
DETALLES CELOSÍAS (II)

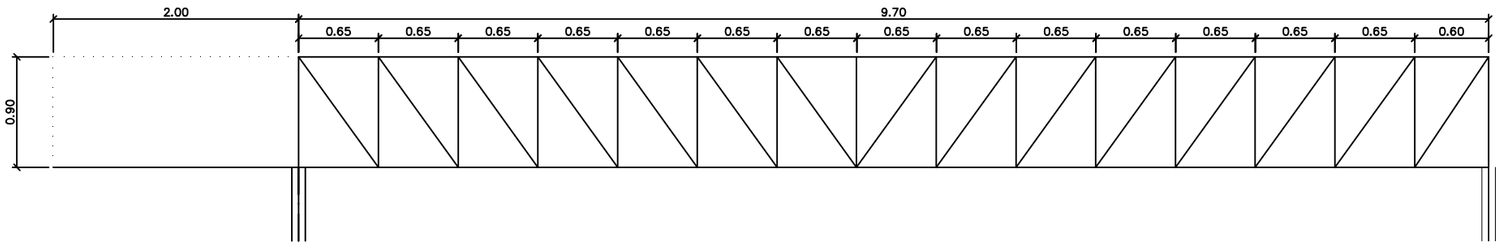
PROFESORES: J. ANTUÑA; L. SAN SALVADOR; F. CASTAÑÓN; B. CRUZ

ESCALA: 1/50; 1/100

SITUACIÓN: FUERTEVENTURA

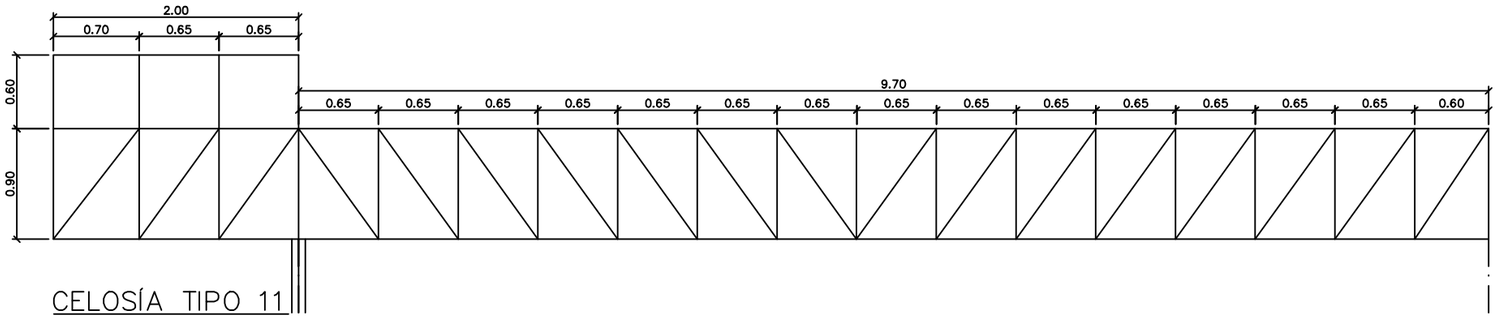
FECHA: MAYO 2018

E-05



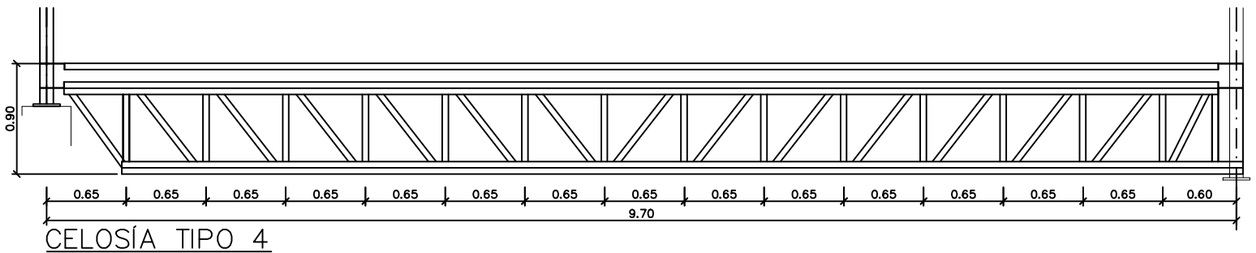
CELOSÍA TIPO 10

ESCALA 1:50



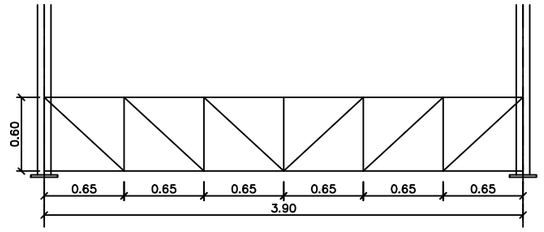
CELOSÍA TIPO 11

ESCALA 1:50



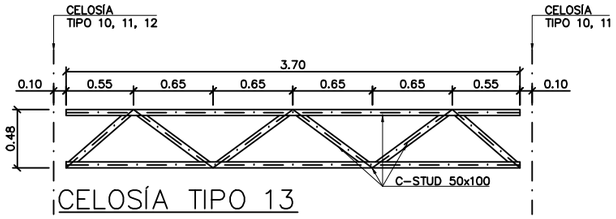
CELOSÍA TIPO 4

ESCALA 1:50



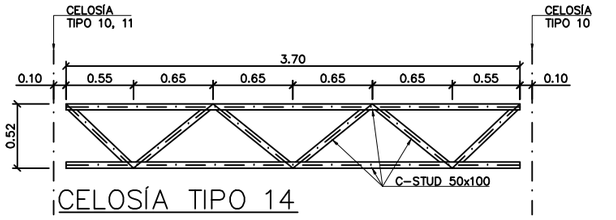
CELOSÍA TIPO 1

ESCALA 1:100



CELOSÍA TIPO 13

ESCALA 1:50



CELOSÍA TIPO 14

ESCALA 1:50

HIPÓTESIS DE CÁLCULO

HIPÓTESIS DE CONTROL	COEFICIENTES DE SEGURIDAD	
CONTROL DE LA EJECUCIÓN A NIVEL NORMAL	Yc=1.50	Yg=1.35
CONTROL DEL ACERO A NIVEL NORMAL	Ys=1.15	Yq=1.50

CUADRO DE CARGAS

ELEMENTO	ACCIÓN	CARGA	VALOR CARACTERÍSTICO LINEAL (VALOR CARACTERÍSTICO) kN/m	VALOR CARACTERÍSTICO SUPERFICIAL (VALOR CARACTERÍSTICO) kN/m²
FORJADO	PERMANENTE	CARGA MUERTA	-	1
		CERRAMIENTO FACHADA (CM)	0,21	-
		CERRAMIENTO VIDRIO (CM)	1	-
		PESO PROPIO ESTRUCTURA	-	0,80
	VARIABLE	SOBRECARGA DE USO	-	5
CUBIERTA	PERMANENTE	CARGA MUERTA	-	1
		PESO PROPIO ESTRUCTURA	-	0,80
	VARIABLE	BARANDILLA	1	-
		SOBRECARGA DE USO	-	1
		NIEVE (*)	-	0,2
FORJADO Y CUBIERTA	VARIABLE	VIENTO X (PRESIÓN/SUCCIÓN) (*)	-	0,69/-0,40
		VIENTO Y (PRESIÓN/SUCCIÓN) (*)	-	0,79/-0,59

(*) AL ESTAR UBICADO A UNA ALTITUD MENOR A 1000m, LAS ACCIONES VARIABLES DE NIEVE Y VIENTO, NO SE CONSIDERAN CONCOMITANTES CON LAS SOBRECARGAS DE USO.

ACERO

ELEMENTO	TIPO	LÍMITE ELÁSTICO N/mm²	ROTURA N/mm²
PERFILES LAMINADOS (UNE-EN-10025)	S275-JR	275	420
PERFILES CONFORMADOS (UNE-EN-10326)	S280-GD+Z	280	360
PLACAS (UNE-EN-10025)	S355-J2+N	355	520

NOTAS ACERO ESTRUCTURAL:

- LAS SOLDADURAS NO DEFINIDAS EN LOS PLANOS SERÁN UNA DE LAS SIGUIENTES:
  -SOLDADURAS CON PENETRACIÓN COMPLETA.
  -SOLDADURA EN ÁNGULO POR LAS DOS CARAS CON UN ESPESOR DE GARGANTA a=0.7t, SIENDO t EL MENOR DE LOS ESPESORES DE LAS CHAPAS A SOLDAR.
- NIVEL DE RIESGO CC2 (EN-1090)
  CATEGORÍA DE SERVICIO SC2 (EN-1090)
  CATEGORÍA DE PRODUCCIÓN PC2 (EN-1090 / EN-10025)
  CATEGORÍA DE EJECUCIÓN EXC4 (EN-1090)
- SE DEBERÁ APLICAR A TODA LA ESTRUCTURA METÁLICA UN SISTEMA DE PROTECCIÓN DE ACUERDO A LA EN-ISO-12944 CON LAS SIGUIENTES CARACTERÍSTICAS:
  DURABILIDAD H
  AGRESIVIDAD C4 EN PILARES, PLACAS Y ESTRUCTURA METÁLICA EXPUESTA
  AGRESIVIDAD C1 RESTO DE ESTRUCTURA METÁLICA
- CONTROL DE CALIDAD SEGÚN CERTIFICADO 3.1.B
- LA ESTRUCTURA METÁLICA DEBERÁ SER PROTEGIDA FRENTE AL FUEGO MEDIANTE LA POSTERIOR INSTALACIÓN DE UN SISTEMA DE PLACAS DE YESO LAMINADO TIPO "KNAUF FIREBOARD", PANELES OSB NO INFLAMABLE, O EQUIVALENTE, PARA GARANTIZAR UNA RESISTENCIA AL FUEGO R-60.

NOTA: ACOTACIONES DE LAS CELOSÍAS EN METROS:
- EN X: A EJE DE PERFILES
- EN Y: A CARA EXTERIOR DE PERFILES

GRUPO 10

MÁSTER DE ESTRUCTURAS DE EDIFICACIÓN
M4.2 ESTRUCTURAS DE PERFILES DE ACERO DE PEQUEÑO ESPESOR

ESTRUCTURA DE PERFILES DE ACERO DE PEQUEÑO ESPESOR

PROYECTO DEVAMPLIACIÓN EN CUBIERTA DE UN EDIFICIO EXISTENTE

PLANO:
DETALLES CELOSÍAS (III)

PROFESORES: J. ANTUÑA; L. SAN SALVADOR; F. CASTAÑÓN; B. CRUZ

ESCALA: 1/50; 1/100

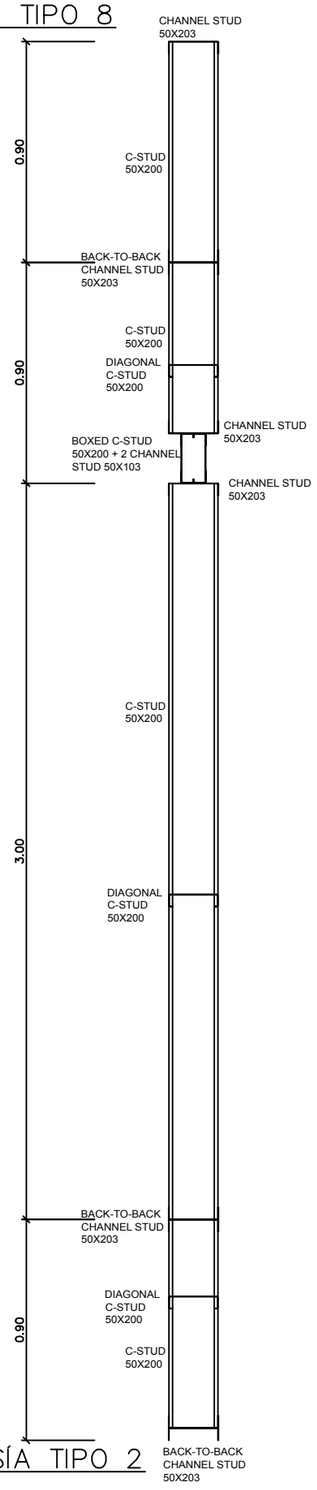
SITUACIÓN: FUERTEVENTURA

FECHA: MAYO 2018

E-06

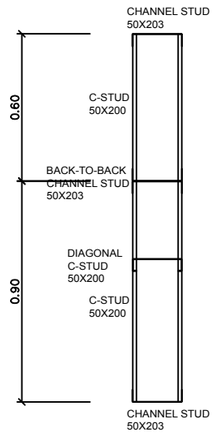
CELOSÍA TIPO 8

ESCALA 1:25



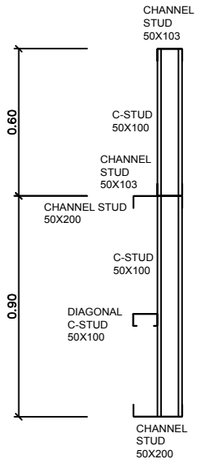
CELOSÍA TIPO 2

ESCALA 1:25



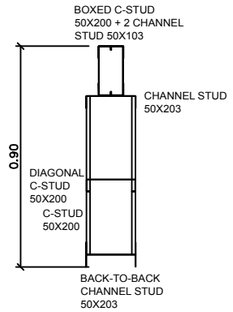
CELOSÍA TIPO 7

ESCALA 1:25



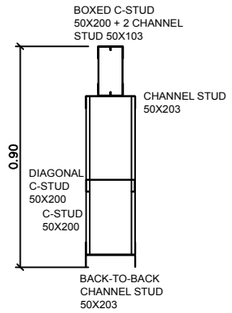
CELOSÍA TIPO 9

ESCALA 1:25



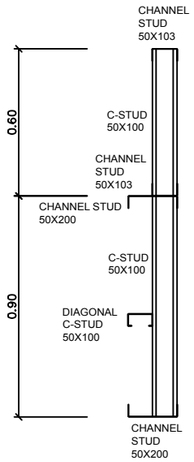
CELOSÍA TIPO 10

ESCALA 1:25



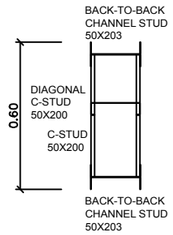
CELOSÍA TIPO 11

ESCALA 1:25



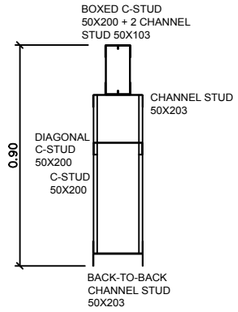
CELOSÍA TIPO 12

ESCALA 1:25



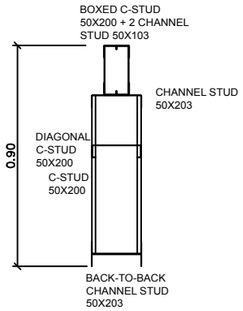
CELOSÍA TIPO 1

ESCALA 1:25



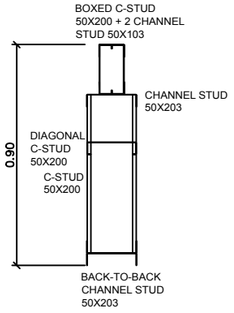
CELOSÍA TIPO 3

ESCALA 1:25



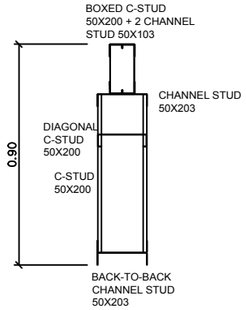
CELOSÍA TIPO 4

ESCALA 1:25



CELOSÍA TIPO 5

ESCALA 1:25



CELOSÍA TIPO 6

ESCALA 1:25

HIPÓTESIS DE CÁLCULO

HIPÓTESIS DE CONTROL	COEFICIENTES DE SEGURIDAD	
CONTROL DE LA EJECUCIÓN A NIVEL NORMAL	Yc=1.50	Yg=1.35
CONTROL DEL ACERO A NIVEL NORMAL	Ys=1.15	Yq=1.50

CUADRO DE CARGAS

ELEMENTO	ACCIÓN	CARGA	VALOR CARACTERÍSTICO LINEAL (VALOR CARACTERÍSTICO) kN/m	VALOR CARACTERÍSTICO SUPERFICIAL (VALOR CARACTERÍSTICO) kN/m²
FORJADO	PERMANENTE	CARGA MUERTA	-	1
		CERRAMIENTO FACHADA (CM)	0,21	-
		CERRAMIENTO VIDRIO (CM)	1	-
		PESO PROPIO ESTRUCTURA	-	0,80
	VARIABLE	SOBRECARGA DE USO	-	5
CUBIERTA	PERMANENTE	CARGA MUERTA	-	1
		PESO PROPIO ESTRUCTURA	-	0,80
	VARIABLE	BARANDILLA	1	-
		SOBRECARGA DE USO	-	1
		NIEVE (*)	-	0,2
FORJADO Y CUBIERTA	VARIABLE	VIENTO X (PRESIÓN/SUCCIÓN) (*)	-	0,69/-0,40
		VIENTO Y (PRESIÓN/SUCCIÓN) (*)	-	0,79/-0,59

(*) AL ESTAR UBICADO A UNA ALTITUD MENOR A 1000m, LAS ACCIONES VARIABLES DE NIEVE Y VIENTO, NO SE CONSIDERAN CONCOMITANTES CON LAS SOBRECARGAS DE USO.

ACERO

ELEMENTO	TIPO	LÍMITE ELÁSTICO N/mm²	ROTURA N/mm²
PERFILES LAMINADOS (UNE-EN-10025)	S275-JR	275	420
PERFILES CONFORMADOS (UNE-EN-10326)	S280-GD+Z	280	360
PLACAS (UNE-EN-10025)	S355-J2+N	355	520

NOTAS ACERO ESTRUCTURAL:

- LAS SOLDADURAS NO DEFINIDAS EN LOS PLANOS SERÁN UNA DE LAS SIGUIENTES:
  - -SOLDADURAS CON PENETRACIÓN COMPLETA.
  - -SOLDADURA EN ÁNGULO POR LAS DOS CARAS CON UN ESPESOR DE GARGANTA a=0.7t, SIENDO t EL MENOR DE LOS ESPESORES DE LAS CHAPAS A SOLDAR.
- NIVEL DE RIESGO CC2 (EN-1090)
  CATEGORÍA DE SERVICIO SC2 (EN-1090)
  CATEGORÍA DE PRODUCCIÓN PC2 (EN-1090 / EN-10025)
  CATEGORÍA DE EJECUCIÓN EXC4 (EN-1090)
- SE DEBERÁ APLICAR A TODA LA ESTRUCTURA METÁLICA UN SISTEMA DE PROTECCIÓN DE ACUERDO A LA EN-ISO-12944 CON LAS SIGUIENTES CARACTERÍSTICAS:
  DURABILIDAD H
  AGRESIVIDAD C4 EN PILARES, PLACAS Y ESTRUCTURA METÁLICA EXPUESTA
  AGRESIVIDAD C1 RESTO DE ESTRUCTURA METÁLICA
- CONTROL DE CALIDAD SEGÚN CERTIFICADO 3.1.B
- LA ESTRUCTURA METÁLICA DEBERÁ SER PROTEGIDA FRENTE AL FUEGO MEDIANTE LA POSTERIOR INSTALACIÓN DE UN SISTEMA DE PLACAS DE YESO LAMINADO TIPO "KNAUF FIREBOARD", PANELES OSB NO INFLAMABLE, O EQUIVALENTE, PARA GARANTIZAR UNA RESISTENCIA AL FUEGO R-60.

GRUPO 10

MÁSTER DE ESTRUCTURAS DE EDIFICACIÓN
M4.2 ESTRUCTURAS DE PERFILES DE ACERO DE PEQUEÑO ESPESOR

ESTRUCTURA DE PERFILES DE ACERO DE PEQUEÑO ESPESOR

PROYECTO DEVAMPLIACIÓN EN CUBIERTA DE UN EDIFICIO EXISTENTE

PLANO:
SECCIONES TIPO CELOSÍAS

PROFESORES: J. ANTUÑA; L. SAN SALVADOR; F. CASTAÑÓN; B. CRUZ

ESCALA: 1/25

SITUACIÓN: FUERTEVENTURA

FECHA: MAYO 2018

E-07

PRACTICA AMPLIACIÓN DE ESPACIO PARA NUEVO USO

MODULO 4.2. ACERO. PERFILES DE PEQUEÑO ESPESOR

1. Datos de la ampliación:

La ampliación por realizar es sobre una cubierta en la que el nuevo uso será de restaurant (Público), y sobre esta planta se realizará una nueva cubierta con geometría aportada en la documentación.

La ampliación se realizará en la tercera planta (cubierta) de la edificación, ubicada en Fuerteventura. La disposición de los soportes a los cuales se distribuirá la carga de la nueva actuación, están dispuestos en las fachadas.

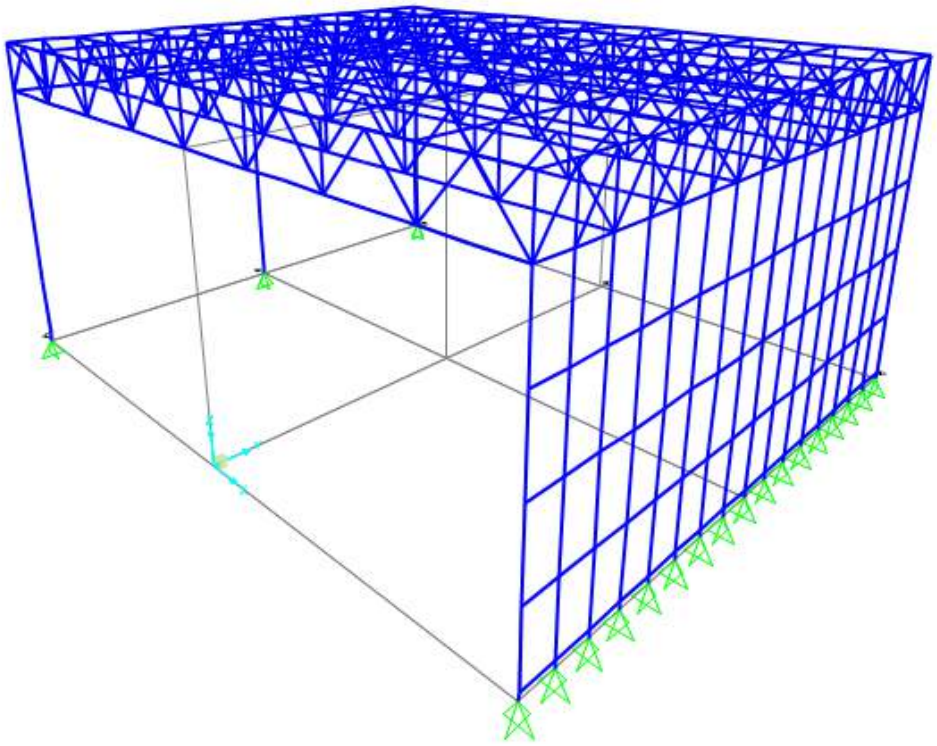
- Viento:
  - Ce=3.1 kN/m2 (Borde del mar a 12 metros de altura)
  - Presión=0.5*3.1*0.8=1.24 kN/m2
  - Succión=0.5*3.1*0.4=0.62 kN/m2

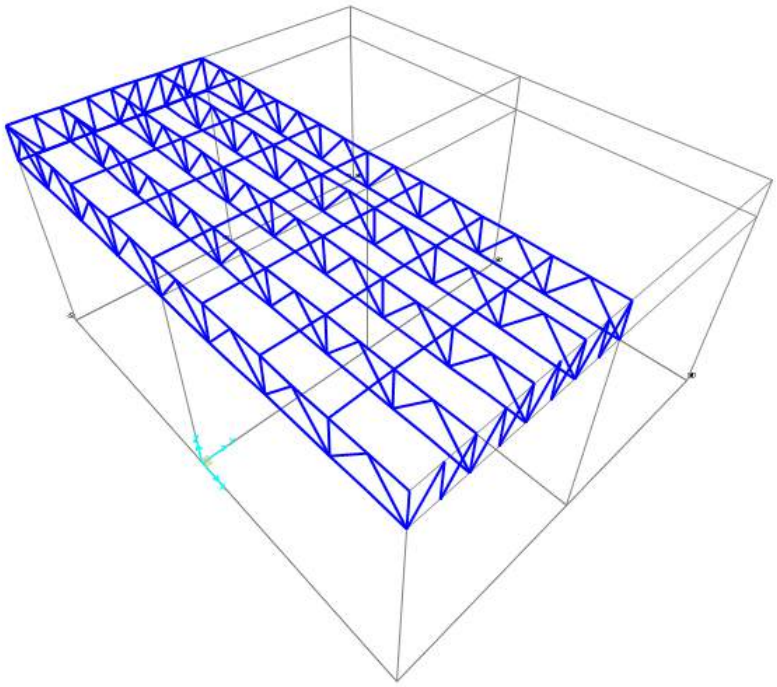
2. Cubierta:

Las acciones consideradas para el cálculo de la estructura son los siguientes, según CTE.

- PP: 0.10 kN/m^2 (Considera para predimensionado).
- CM: 0.15 kN/m^2 (tablero de madera 2.5mm).
- Uso: 1 kN/m^2.
- Nieve: 0.9 kN/m^2.

Se debe de salvar una luz de 9.75 metros, con separación de pilares de 3.9 metros en un fachada y apoyo continuo en la opuesta. Se decide realizar cerchas con alto entre ejes de cordones de 70 centímetros.

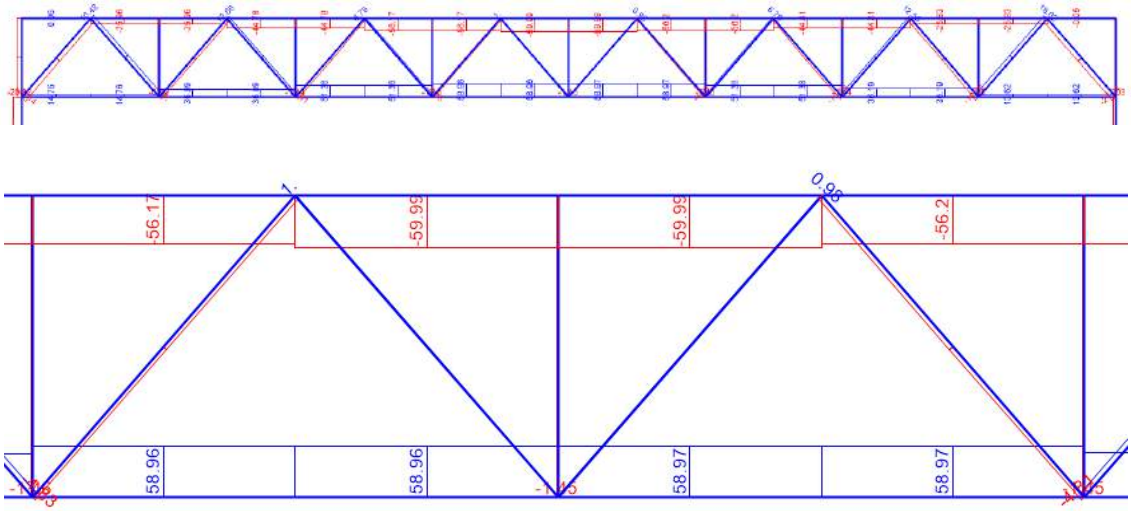


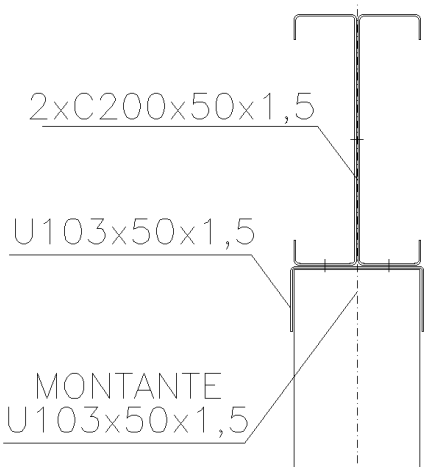


2.1. Cercha A:

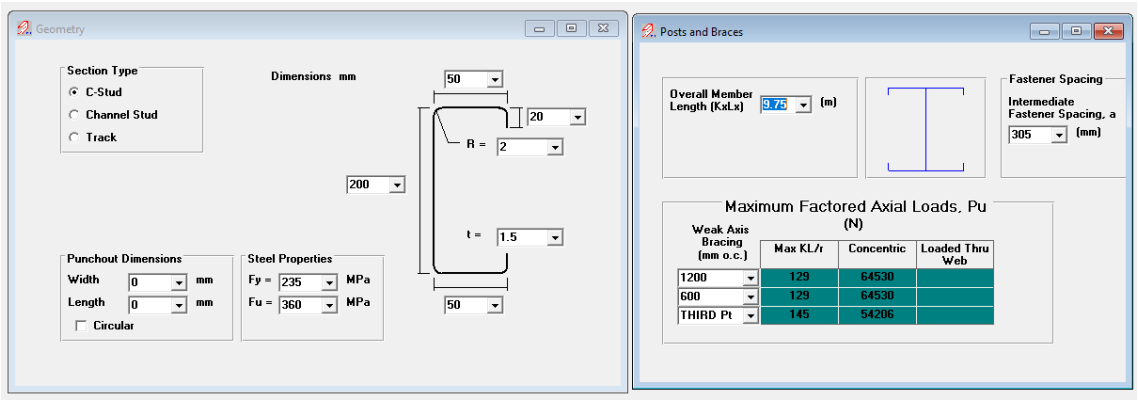
En cada vano se tantea una cercha de cada 1.95m y se obtiene un axil en el cordón superior a 200 kN. A cada 1.30 metros se obtiene axiles superiores a 110 kN. Se decide modular las cercas cada 0.97 metros (4 cada vano), obteniéndose axiles máximos en centro de vano de 60 kN.

Se obtienen esfuerzos mediante el análisis con el programa SAP.

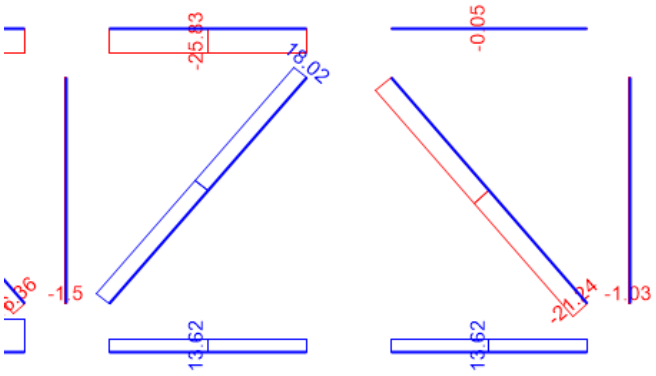


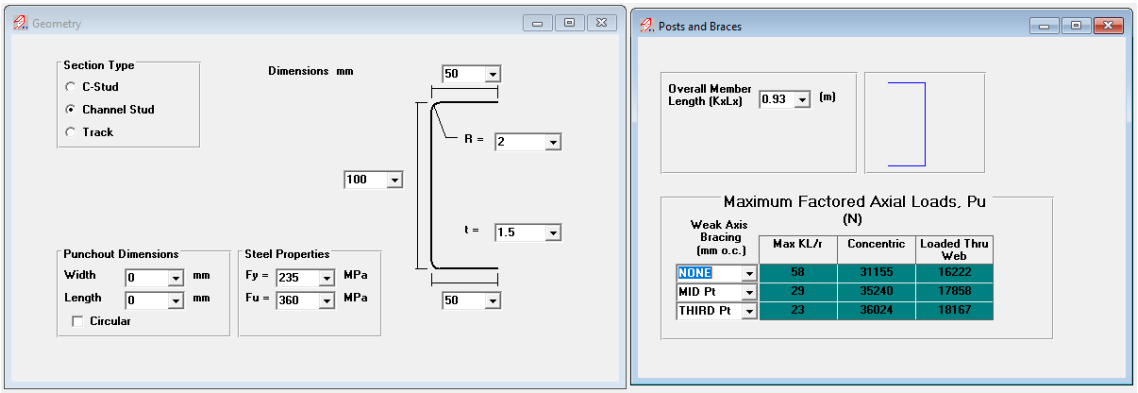


Los cordones se conforman de 2xC250x50x1,5 que a compresión se tiene una Nrd=64,53kN, superior a los Ned=60kN. Los cordones estarán arriostrados cada 1,20 metros por omegas que coincidan en la disposición de los montantes verticales (cada 1,20m).

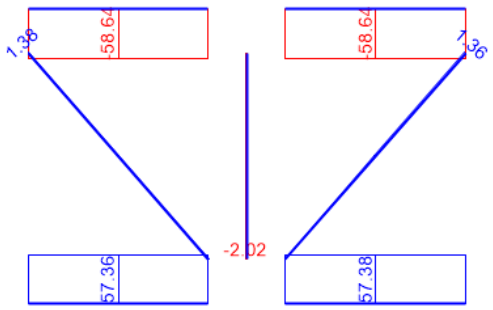


Las diagonales extremas, de longitud 93cm a eje, tienen la mayor compresión de 21,24 kN, que puede ser resistida con una sección de U100x1,5, Nrd=31.15kN, la cual es recibida en los cordones con una U103x1,5.





Los montantes verticales tienen un esfuerzo axil de 2kN como máximo, bastante inferior a la resistencia de la U100x50x1,5, de las diagonales, por lo que es suficiente el colocar los montantes con la misma sección.

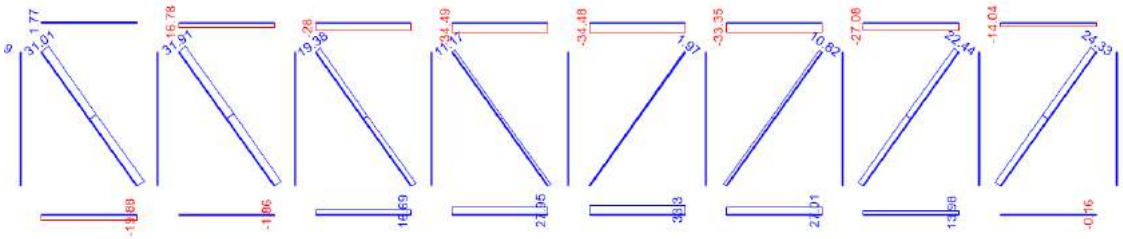


2.2. Esquema de la solución:

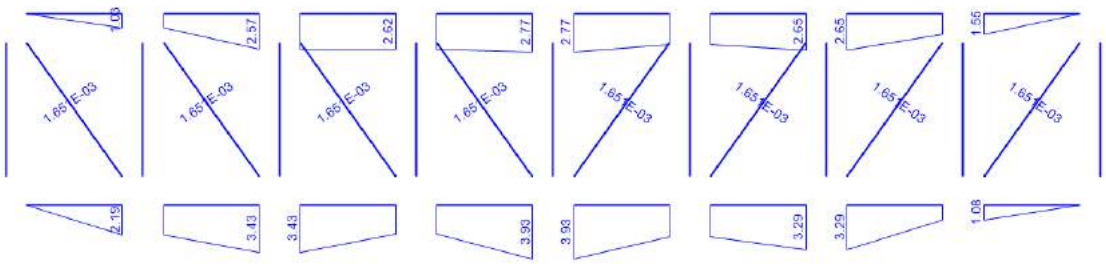
Las cerchas A estarán apoyadas en las fachadas: sobre una cercha que unida a los pilares metálicos (lado izquierdo) y sobre muro portante de tipo “steel framing” (lado derecho).

a. Cercha B:

Los soportes metálicos están ubicados cada 3.90 metros, que estarán salvados por una cercha del mismo canto que la cercha A. Se obtiene los siguientes esfuerzos mediante un análisis.



Se obtiene esfuerzos axiles en los cordones de Ned=34.5kN. Se puede resistir con dos piezas de dimensiones U100x50x1,5 en los cordones superior e inferior, arriostrados cada metro de distancia. Pero en los cordones tanto superior e inferior aparecen momentos no despreciables para piezas de pequeño espesor (en la cercha A los momentos son despreciables por lo que no se toman en cuenta en el análisis).



Los momentos debida a los esfuerzos tienen valores cercanos a 4kNm, los cuales son superiores a los momentos resistidos de la sección 2xUx100x50x1,5 (Mrd=3kNm). Se decide disponer de dos piezas Cx100x50x1,5 que tienen un momento resistente de 5.55kNm. Y resistencia Nrd=80kN, muy superior a la de solicitación.

www.clarkwestern.com
2001 North American Specification w/2004 Supplement LRFD
DATE: 20/05/2018

SECTION DESIGNATION: (2) Back-to-Back

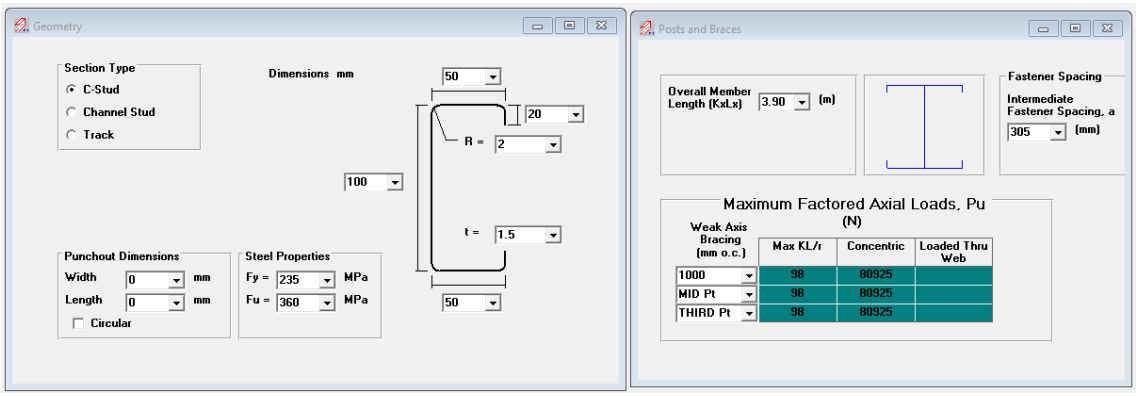
INPUT PROPERTIES:

Web Height =	100.00	mm	Steel Thickness =	1.500	mm
Top Flange =	50.00	mm	Inside Corner Radius =	2.000	mm
Bottom Flange =	50.00	mm	Yield Stress, Fy =	235	Mpa
Stiffening Lip =	20.00	mm	Fy With Cold-Work, Fya =	267	Mpa

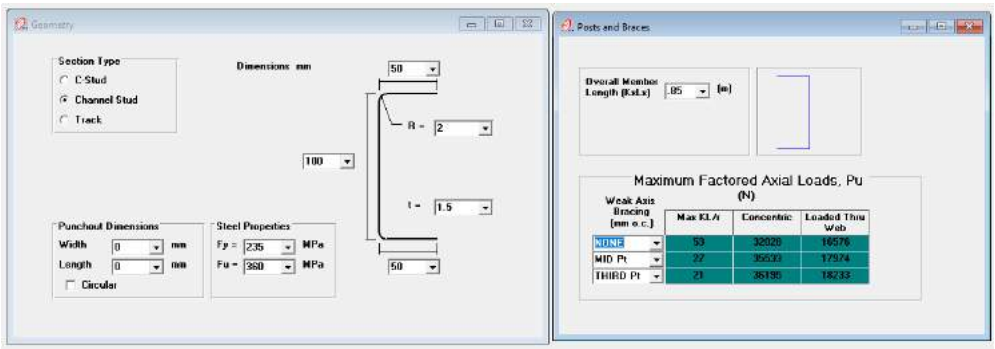
OUTPUT PROPERTIES:

Effective Section Properties, Strong Axis

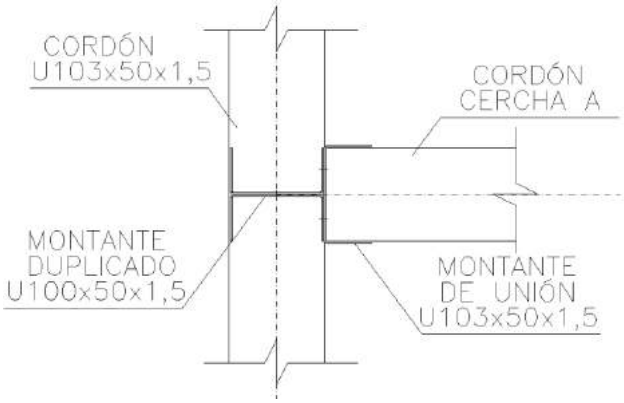
Neutral Axis from Top Fiber (Ycg)	50.0	mm
Moment of Inertia for Deflection (Ixx)	1094661	mm^4
Section Modulus (Sxx)	21893	mm^ 3
Nominal Flexural Strength * Phi (Phi*Mnx)	5557.54	N-m



Las diagonales tienen esfuerzos axiles de tracción por la disposición de la cercha, Ned=32kN que pueden ser resistidos por secciones U100x50x1,5.

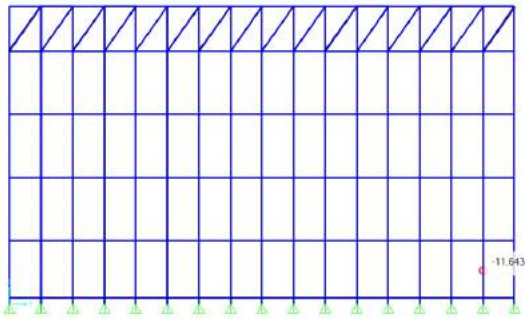


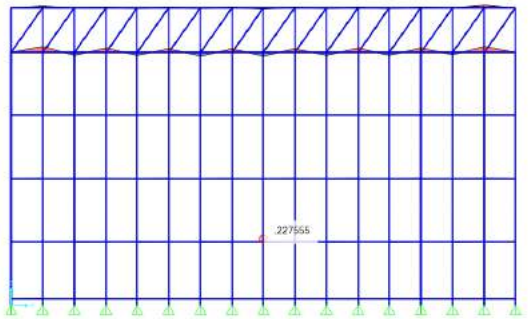
Los montantes en los que apoyan las cerchas A, se duplicarán para que la unión geométricamente sea realizada correctamente, de la siguiente manera (vista planta).



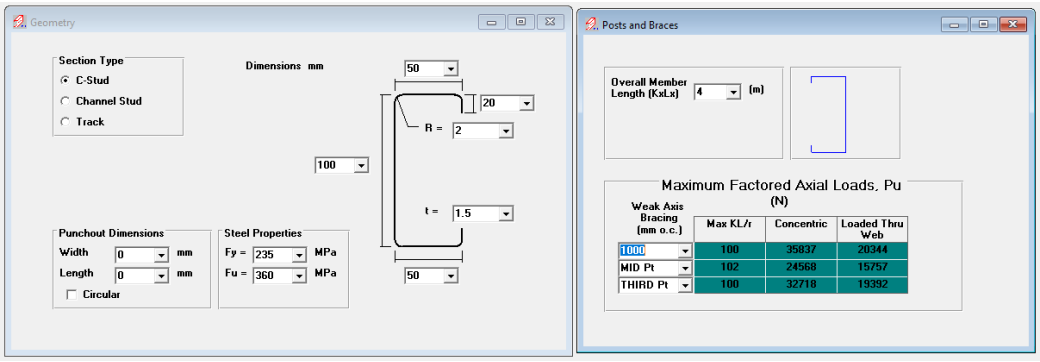
b. Muro portante:

Los muros portantes tendrán montantes cada 50cm y las cerchas apoyarán cada 2 montantes. Se obtiene así solicitaciones de Ned=11,64kN y con Med=0,22kNm, se arriostra horizontalmente con omegas 50.50.20 cada 1 metro de longitud.





Las secciones que resisten estas solicitaciones son C100x50x1,5.



www.clarkwestern.com
2001 North American Specification w/2004 Supplement LRFD
DATE: 20/05/2018

SECTION DESIGNATION: Single

INPUT PROPERTIES:

Web Height =	100.00	mm	Steel Thickness =	1.500	mm
Top Flange =	50.00	mm	Inside Corner Radius =	2.000	mm
Bottom Flange =	50.00	mm	Yield Stress, Fy =	235	Mpa
Stiffening Lip =	20.00	mm	Fy With Cold-Work, Fya =	267	Mpa

OUTPUT PROPERTIES:

Effective Section Properties, Strong Axis

Neutral Axis from Top Fiber (Ycg)	50.0	mm
Moment of Inertia for Deflection (Ixx)	547330	mm^4
Section Modulus (Sxx)	10947	mm^ 3
Nominal Flexural Strength * Phi (Phi*Mnx)	2778.77	N-m

Los perfiles horizontales del muro portante serán de U103x50x1,5, incluido las diagonales. La unión entre la cercha A y el muro será de igual manera que la unión cercha A-cercha B, duplicando los montantes.

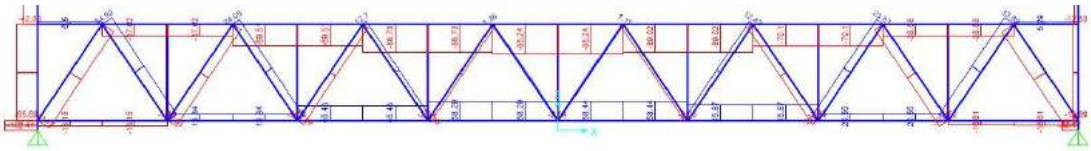
3. Forjado de Restaurante

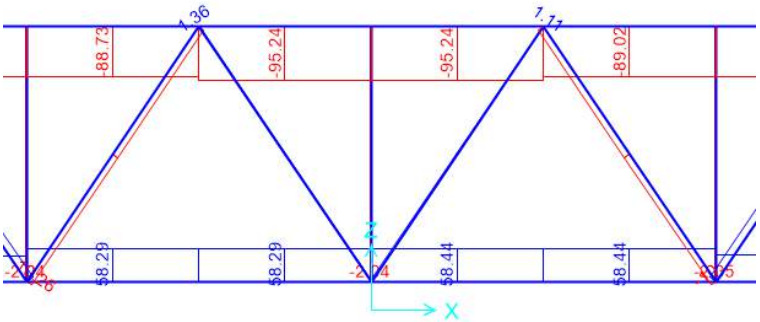
Las acciones consideradas son las siguientes:

- PP: 0.10 kN/m^2 (considera para predimensionado).
- CM: 0.15 kN/m^2 (tablero de madera 2.5mm).
- Uso: 5 kN/m^2.

3.1. Solución 1:

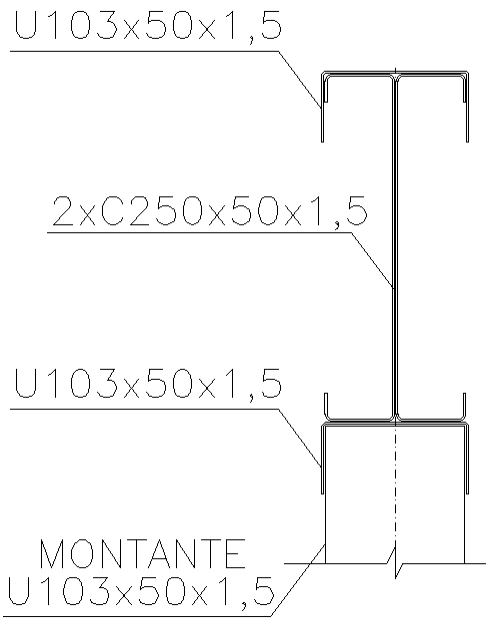
Teniendo una distribución de la estructura similar a la de cubierta, estudiando los esfuerzos de las cerchas de fachada a fachada se obtiene las siguientes solicitaciones de los cordones de la cercha. Se puede incrementar el canto de la cercha a 90cm, lo que es favorecedor para el comportamiento resistente de la cercha. Y teniendo un comportamiento y disposición similar a la solución de cubierta.

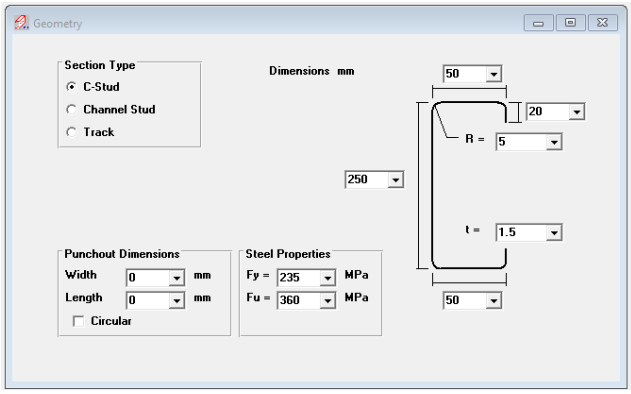


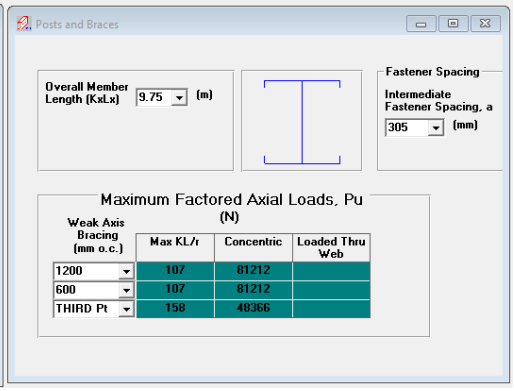


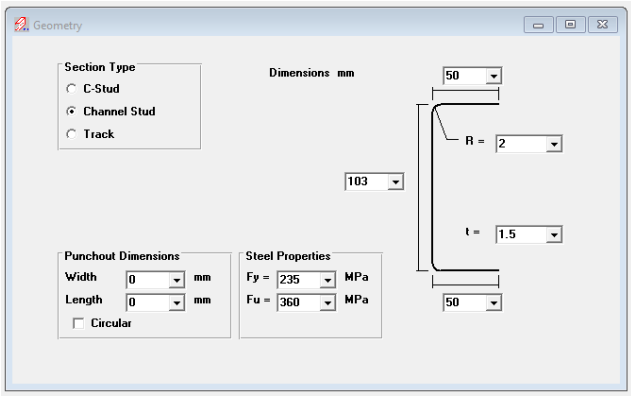
Se obtiene Ned=95kN de compresión. Se podría resistir con la siguiente geometría de cordón superior:

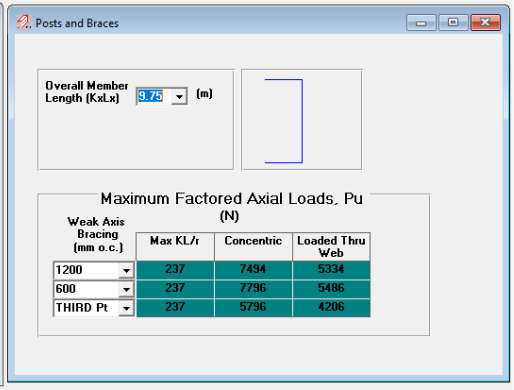
- 2xC250x50x1,5: Nrd=81.2kN. Dispuestos “back-to-back” unidos por el alma.
- 2xU103x50x1.5: Nrd=14.98kN. Uno dispuesto en la zona superior a las C uniendo las alas. Y la segunda sección en la zona inferior, para recibir los montantes y diagonales de la cercha.
- Se obtiene una resistencia Nrd=96.18kN.







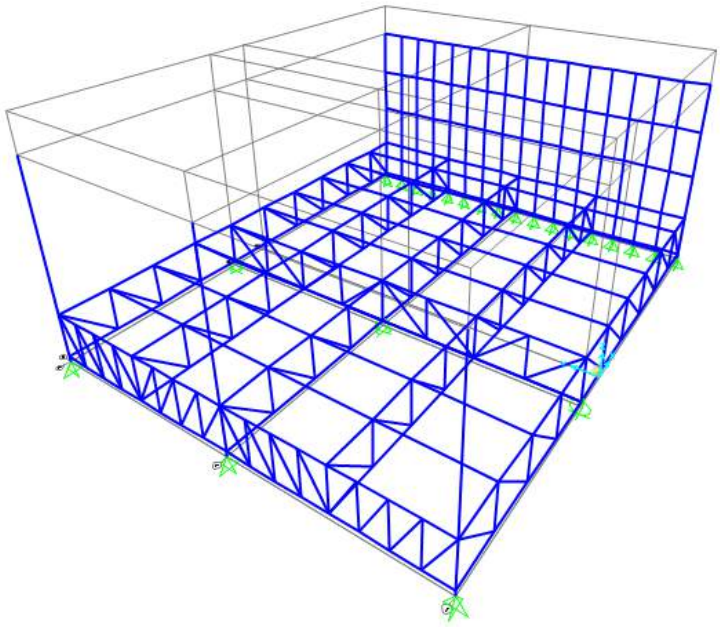




3.2. Solución 2:

Otra solución es el aprovechar el espacio en planta baja para disponer de unos pilares metálicos dentro del muro existente, con lo que la luz se reduciría de 9,75m a una de 5,75m, lo que es beneficioso para el comportamiento de la cercha, ya que puede realizarse una cercha continua, apoyada sobre estos nuevos soportes.

Además, esto nos permite disminuir el numero de cerchas en vano a la mitad. Arriostrando las cerchas con omegas cada 1 metro de distancia, coincidiendo con los montantes de las cerchas.



a. Cercha RA:

Se tiene la cercha longitudinal la cual está dividida en dos vanos de 4 y 5,75 metros de longitud.

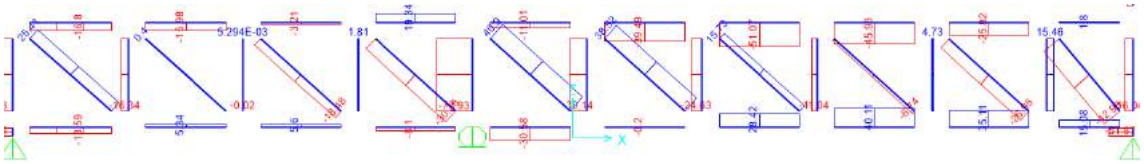


Figura 1. Cercha coincidente con apoyo

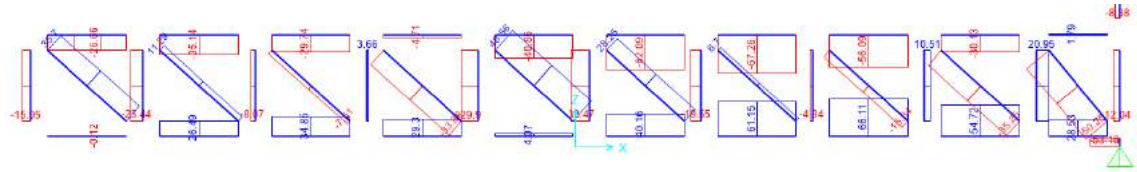
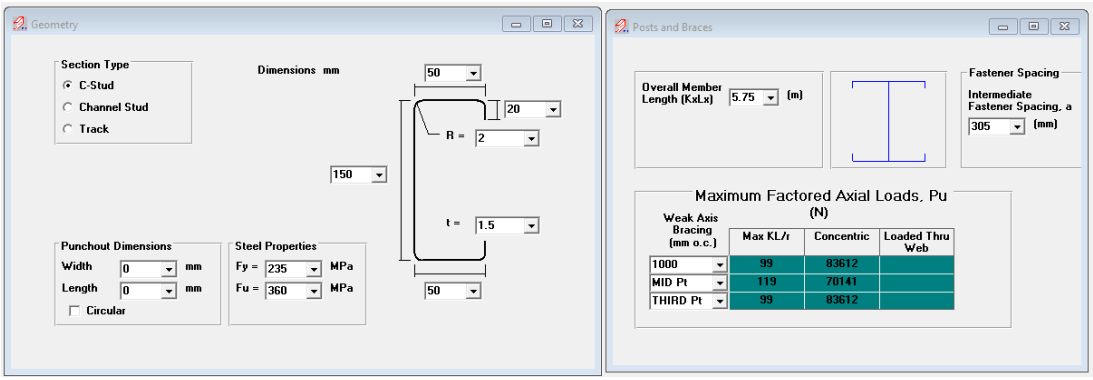
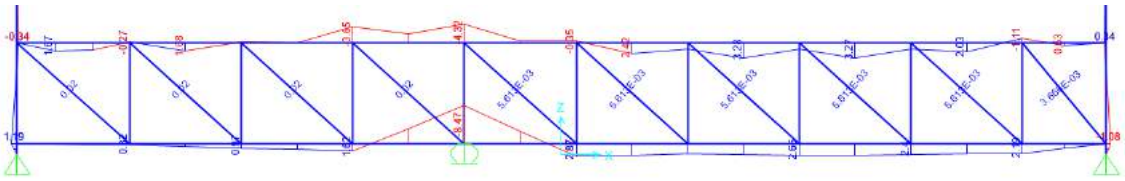


Figura 2. Cercha apoyada en cercha transversal

Se puede observar que el mayor esfuerzo axil en los cordones es de 67,25kN, resistido con dos secciones Cx150x50x1,5: Nrd=83,61kN.



El mayor esfuerzo de momento, al ser una pieza continua, se encuentra en el apoyo con unos valores de 8,47kNm, que son menores a Mrd=9,58kNm.



www.clarkwestern.com

2001 North American Specification w/2004 Supplement LRFD

DATE: 20/05/2018

SECTION DESIGNATION: (2) Back-to-Back

INPUT PROPERTIES:

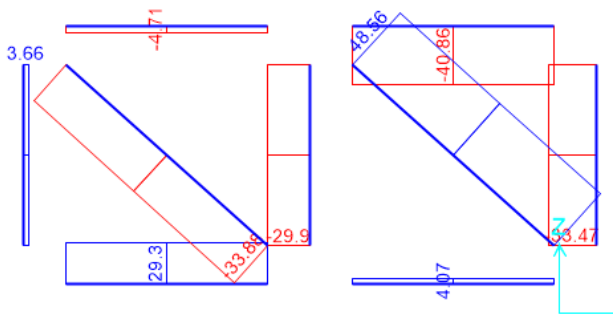
Web Height =	150.00	mm	Steel Thickness =	1.500	mm
Top Flange =	50.00	mm	Inside Corner Radius =	2.000	mm
Bottom Flange =	50.00	mm	Yield Stress, Fy =	235	Mpa
Stiffening Lip =	20.00	mm	Fy With Cold-Work, Fya =	267	Mpa

OUTPUT PROPERTIES:

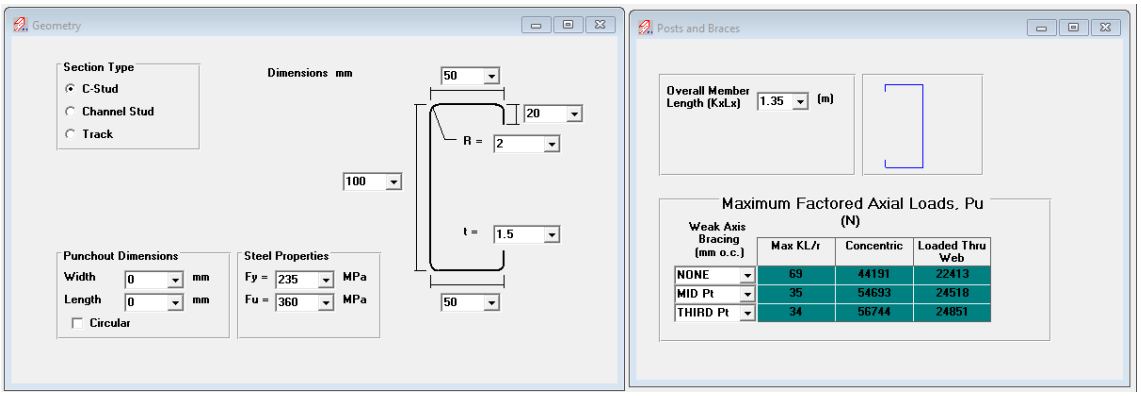
Effective Section Properties, Strong Axis

Neutral Axis from Top Fiber (Ycg)	75.0	mm
Moment of Inertia for Deflection (Ixx)	2829867	mm^4
Section Modulus (Sxx)	37732	mm^3
Nominal Flexural Strength * Phi (Phi*Mnx)	9578.06	N-m

Las diagonales tienen los mayores esfuerzos axiles en la cercha apoyada en la transversal. Esfuerzo axil a compresión de Ned=33.88kN y esfuerzo a tracción de Ned=48.56kN.



El esfuerzo axil de compresión puede ser resistido por una sección Cx100x50x1,5: Nrd=44.19kN.



El esfuerzo axil de tracción es resistido por la misma pieza, ya que al ser de tracción podemos contar con toda la sección del perfil, sin influencia del pandeo que disminuye la resistencia a compresión. Se tiene una sección de 343.9 mm2 y resistencia del material de 235 MPa: Nrd=76.96kN.

www.clarkwestern.com
2001 North American Specification w/2004 Supplement LRFD
DATE: 20/05/2018

SECTION DESIGNATION: Single

INPUT PROPERTIES:

Web Height =	100.00	mm	Steel Thickness =	1.500	mm
Top Flange =	50.00	mm	Inside Corner Radius =	2.000	mm
Bottom Flange =	50.00	mm	Yield Stress, Fy =	235	Mpa
Stiffening Lip =	20.00	mm	Fy With Cold-Work, Fya =	267	Mpa

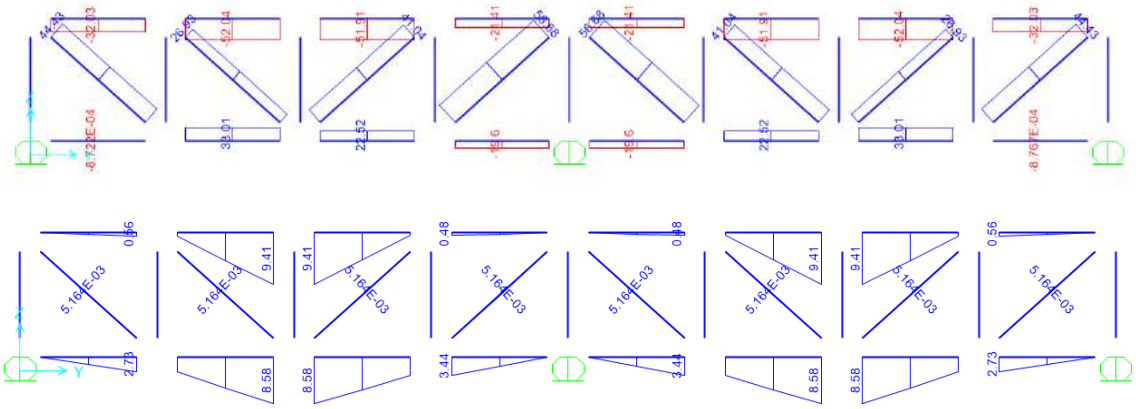
Gross Section Properties of Full Section, Strong Axis

Neutral Axis from Top Fiber (Ycg)	50.0	mm
Moment of Inertia (Ixx)	547330	mm^4
Cross Sectional Area (A)	343.9	mm^2
Radius of Gyration (Rx)	39.8931	mm

Los montantes serán de la misma sección que los diagonales.

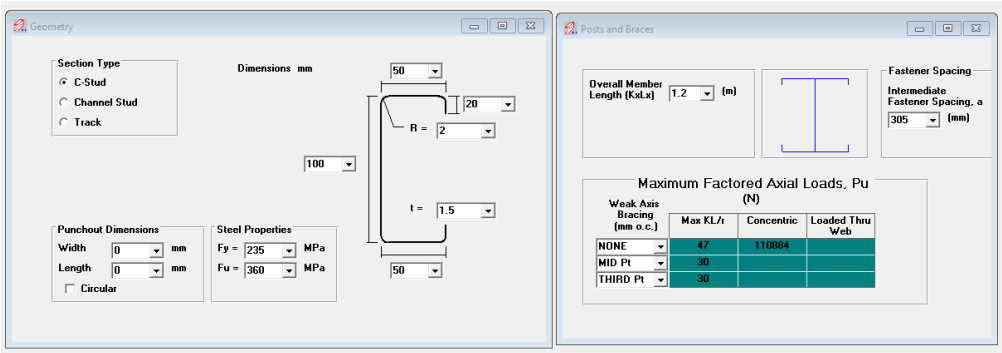
b. Cercha RB:

Las cerchas transversales apoyadas en los soportes intermedios tienen luz de 3.90 metros.

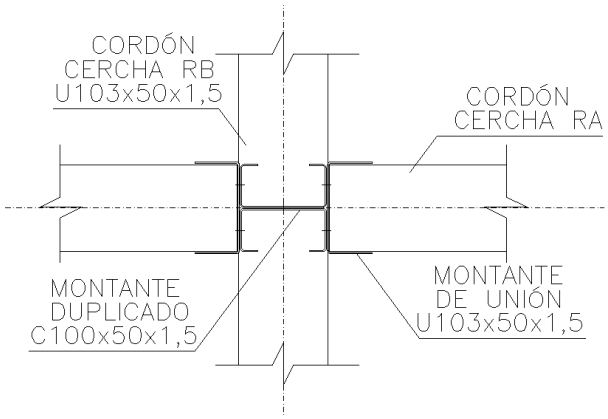


Los cordones tienen esfuerzos axiles de Ned=51.91kN y momentos de Med= 9.41kNm, que pueden ser resistidos por los perfiles de las cerchas RA, 2xC150x50x1.5. De igual manera las diagonales serán de C100x50x1.5.

Los montantes en las intersecciones de las cerchas tienen los axiles de mayor valor Ned= 98.75kN, para esto se duplica los montantes en C100x50x1.5.



El encuentro entre las cerchas interiores se resuelve de la misma forma de las uniones anteriores.



CUADRO DE MATERIALES Y COEFICIENTES

CARGAS CONSIDERADAS DESPUÉS DE LA AMPLIACIÓN (kN/m2)				
	PESO PROPIO	CARGA MUERTA	USO	NIEVE
PLANTA CUBIERTA	0.10	0.15	1.00	0.90
P. RESTAURANTE	0.10	0.15	5.00	0.00

ACERO S235JR

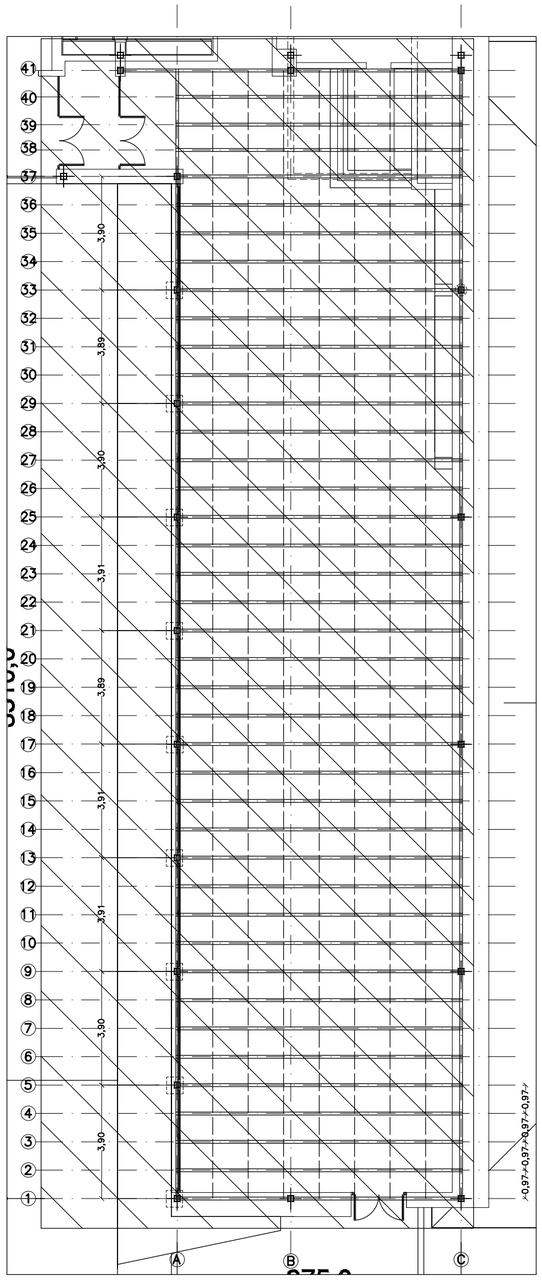
OSB/4

VARIABLES PERMANENTES

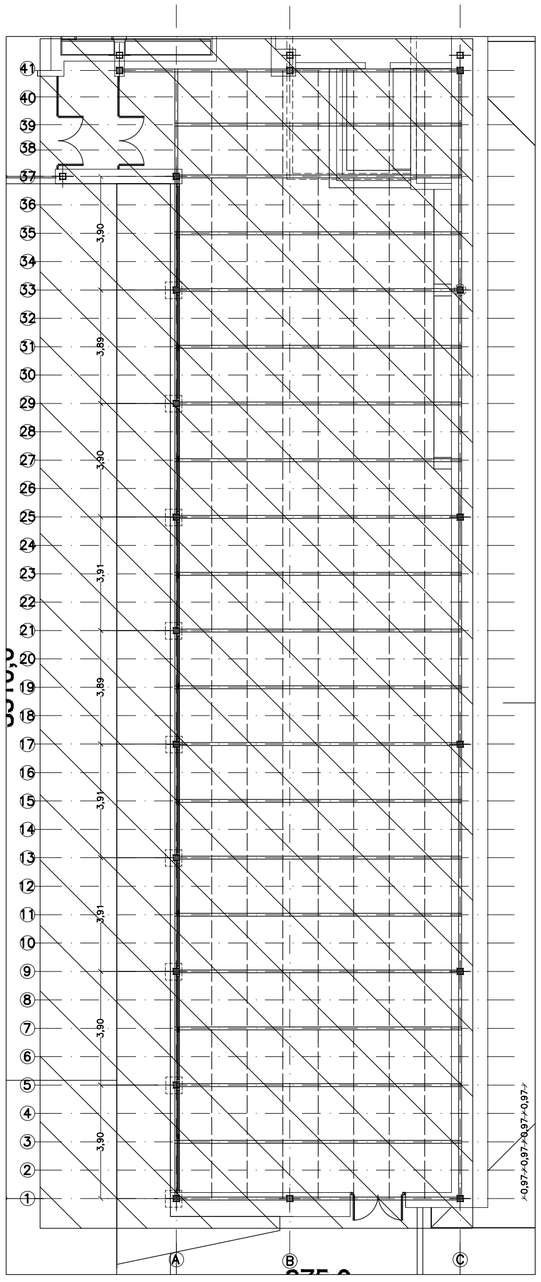
ACERO CONFORMADO EN FRÍO
fy=235 N/mm2 γ_a=1.05

TABLEROS DE OSB
fy=26 N/mm2 E=2.5MM

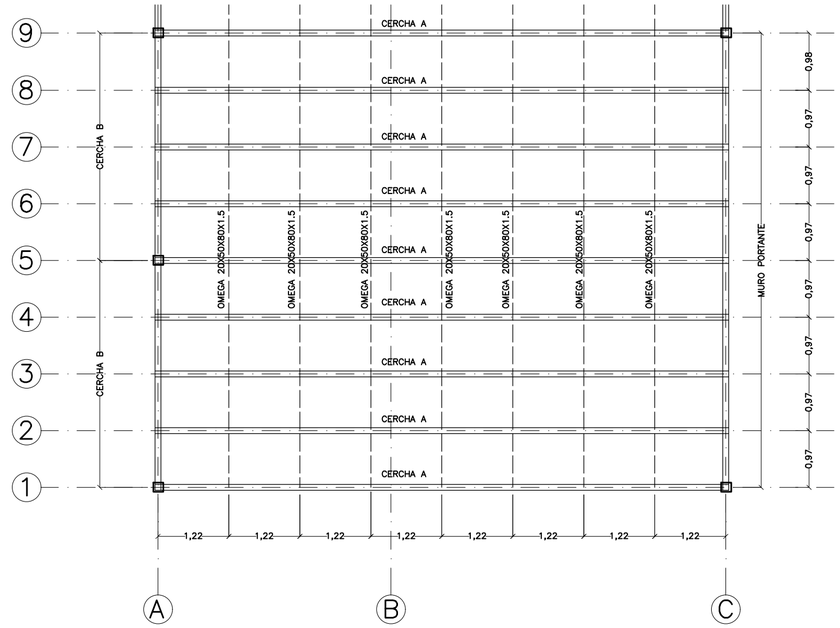
ACCIONES
γf=1.50
γf=1.35



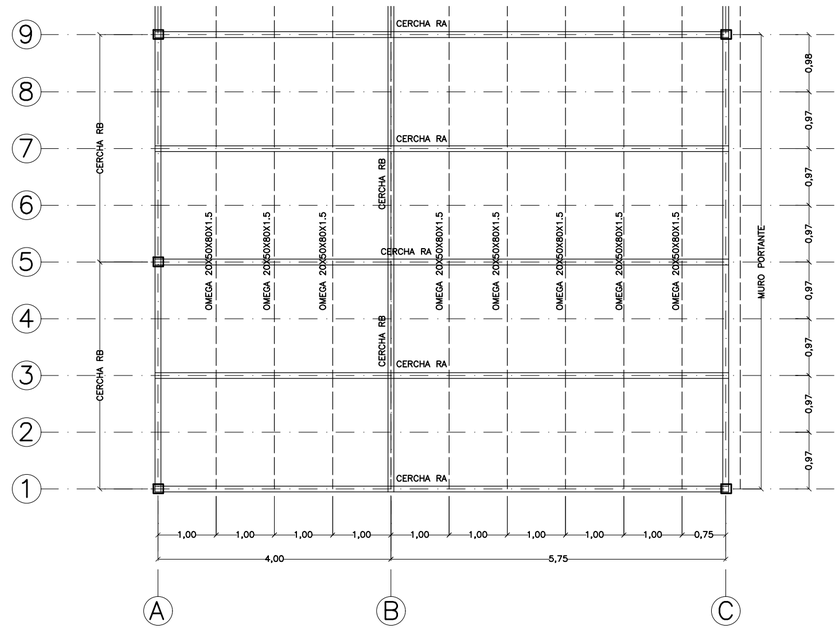
PLANTA CUBIERTA
ESCALA 1/100
COTAS EN METROS



PLANTA RESTAURANTE
ESCALA 1/100
COTAS EN METROS



PLANTA CUBIERTA (AMPLIACIÓN MODULO)
ESCALA 1/50
COTAS EN METROS



PLANTA RESTAURANTE (AMPLIACIÓN MODULO)
ESCALA 1/50
COTAS EN METROS

MÁSTER EN ESTRUCTURAS DE EDIFICACIÓN
MODULO 4. ACERO.
M4.2 "PERFILES DE PEQUEÑO ESPESOR"

PRÁCTICA: AMPLIACIÓN DE CUBIERTA EN DOS NUEVAS PLANTAS, MEDIANTE SISTEMAS ESTRUCTURALES CON PERFILES DE PEQUEÑO ESPESOR

PLANO Nº: 01

PLANO: PLANTA DE AMPLIACIÓN

ALUMNOS:

ENTREGA: 20 DE MAYO 2018

ESCALA: 1/100

CUADRO DE MATERIALES Y COEFICIENTES

	CARGAS CONSIDERADAS DESPUÉS DE LA AMPLIACIÓN (kN/m2)			
	PESO PROPIO	CARGA MUERTA	USO	NIEVE
PLANTA CUBIERTA	0.10	0.15	1.00	0.90
P. RESTAURANTE	0.10	0.15	5.00	0.00

ACERO S235JR

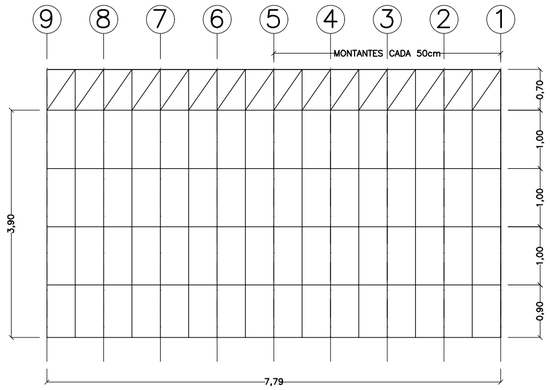
OSB/4

VARIABLES
PERMANENTES

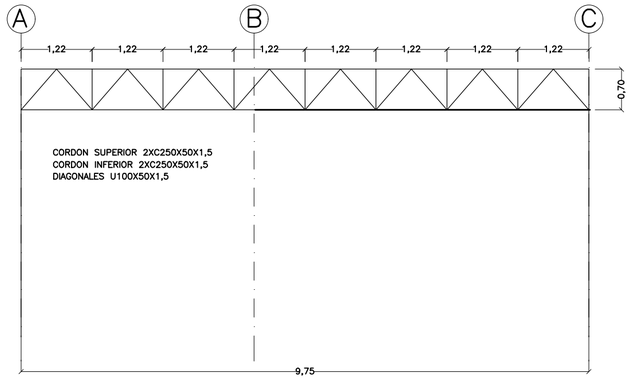
ACERO CONFORMADO EN FRÍO
fy=235 N/mm2 γ_a=1.05

TABLEROS DE OSB
fy=26 N/mm2 E=2.5MM

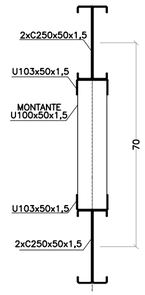
ACCIONES
γf=1.50
γf=1.35



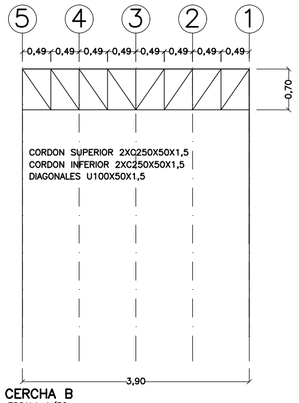
MURO PORTANTE
ESCALA 1/50
COTAS EN METROS



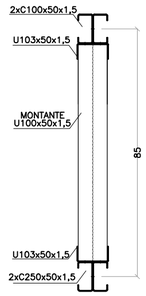
CERCHA A
ESCALA 1/50
COTAS EN METROS



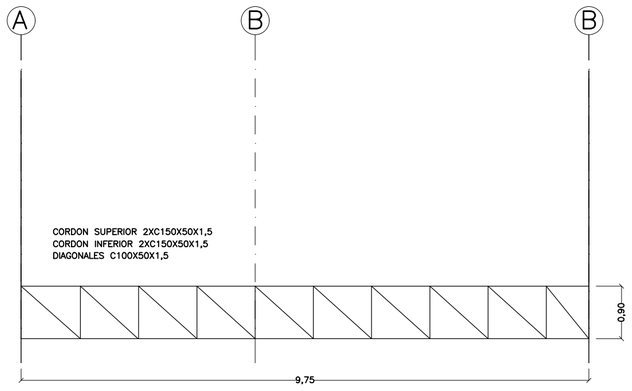
SECCIÓN CERCHA A
ESCALA 1/50
COTAS EN METROS



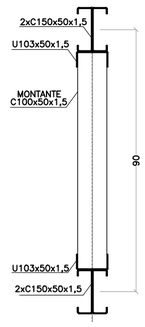
CERCHA B
ESCALA 1/50
COTAS EN METROS



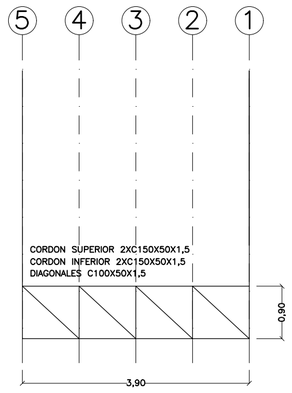
SECCIÓN CERCHA B
ESCALA 1/50
COTAS EN METROS



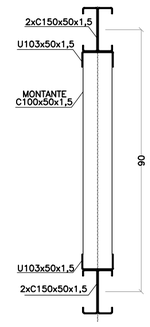
ESCALA 1/50
CERCHA RA
COTAS EN METROS



SECCIÓN CERCHA RA
ESCALA 1/50
COTAS EN METROS



CERCHA RB
ESCALA 1/50
COTAS EN METROS



ESCALA 1/50
SECCIÓN CERCHA RB
COTAS EN METROS

MÁSTER EN ESTRUCTURAS DE EDIFICACIÓN
MODULO 4. ACERO.
M4.2 "PERFILES DE PEQUEÑO ESPESOR"

PRÁCTICA: AMPLIACIÓN DE CUBIERTA EN DOS NUEVAS PLANTAS, MEDIANTE SISTEMAS ESTRUCTURALES CON PERFILES DE PEQUEÑO ESPESOR		PLANO Nº 02
PLANO: ALZADOS Y SECCIONES		
ALUMNOS: I	ENTREGA: 20 DE MAYO 2018	ESCALA: 1/50

PERFILES CONFORMADOS EN FRÍO

Práctica M4_Tema 2_Perfiles de pequeño espesor

PROFESORES_*Joaquín Antuña_Luis San Salvador_Fernando Castañón_Borja Cruz*

ETSAM_*Universidad Politécnica de Madrid*

MÁSTER EN ESTRUCTURAS DE LA EDIFICACIÓN. CURSO ACADÉMICO_*2017-2018*

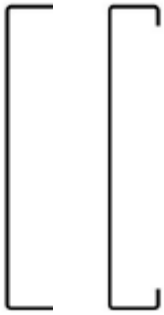
FECHA_*20 de mayo de 2018*

ÍNDICE PRÁCTICA M4_Tema 2

1. Objeto de la práctica y bases de cálculo 2
2. Acciones consideradas 2
3. Coeficientes de seguridad adoptados 3
4. Coeficientes de simultaneidad 3
5. Combinaciones 3
6. Materiales 3
7. Resistencia a incendio 3
8. Uniones 3
9. Esquema de la solución propuesta 4
10. Dimensionado de los elementos 5
    10.1. Dimensionado de celosía transversal superior 5
    10.2. Dimensionado de la celosía transversal inferior 7
    10.3. Dimensionado de la celosía longitudinal superior 10
    10.4. Dimensionado de la celosía longitudinal inferior 12
    10.5. Dimensionado del voladizo 12
    10.6. Dimensionado de la viga pared 13
    10.7. Dimensionado de pilares con perfiles laminados 13
11. Estabilidad global del edificio 14
12. ANEXO I. Prontuario de perfiles conformados en frío 15
13. ANEXO II. Planos 24

PRÁCTICA M4_Tema 2

1. Objeto de la práctica y bases de cálculo



El objeto de esta práctica es resolver un proyecto de cubierta y forjado de la ampliación de un edificio existente, empleando perfiles de pequeño espesor. El forjado de cubierta ha de resolverse mediante losa de hormigón sobre chapa plegada.

El edificio comprende una nave longitudinal de dimensiones aproximadas 31 x 11,65 m que cuenta con un uso dotacional.
Para el desarrollo del proyecto se utilizará estructura metálica, formada por perfiles y chapas de pared delgada conformados en frío, a partir de bobinas de chapa galvanizad. En la medida de lo posible se intentará resolver la estructura con el menor número de elementos distintos, con el fin de obtener la mayor sencillez constructiva.
En el apartado *12. ANEXO. Prontuario de perfiles conformados en frío* de esta misma memoria, se adjuntan los tipos empleados.

El análisis aplicado para abordar el diseño es de tipo elástico y se ha llevado a cabo mediante el programa de cálculo SAP 2000. Para resolver la estabilidad global, todos los perfiles se dispondrán arriostrados mediante elementos transversales, tanto intermedios como de borde, para su atado y rigidización.

2. Acciones consideradas

De acuerdo al CTE DB SE:

ACCIONES	CARGA CARACTERÍSTICA
1.Forjado de cubierta	
Cargas permanentes	
Peso propio estructura Steel framing	0,08 kN/m^2
Peso propio forjado chapa colaborante cubierta (30+30) e chapa= 0,75mm	1,2 kN/m^2
Carga muerta cubierta	2 kN/m^2
Cobertura superior voladizo	1 kN/m^2
Falso techo e instalaciones	1 kN/m^2
Nieve	0,2 kN/m^2
Sobrecarga de uso	
Cubierta accesible únicamente para mantenimiento	1 kN/m^2
2.Forjado de planta	
Cargas permanentes	
Peso propio forjado chapa colaborante planta baja (59+41) e chapa= 0,75mm	1,7 kN/m^2
Solado	1 kN/m^2
Cerramiento de fachada acristalada	3,2 kN/m
Peso propio estructura Steel framing	0,08 kN/m^2
Sobrecarga de uso	
Categoría de uso C1 zona con mesas y sillas	3 kN/m^2

*Se opta por una cubierta pesada con faldones de placa para favorecer la reducción del efecto de succión producido por el viento en el forjado de la cubierta cuando el cerramiento acristalado esté completamente abierto.

3. Viento

Presión (kN/m²)	Cp	Ce	
0.52	0.5	3.2	0.9
0.52	0.8	3.2	1.42
0.52	-1.5	3.2	-2.66
0.52	-0.6	3.2	-1.07

3. Coeficientes de seguridad adoptados

EFECTO	DESFAVORABLE	FAVORABLE
Acciones permanentes	1,35	0,80
Acciones variables	1,50	0,00

4. Coeficientes de simultaneidad

	Ψ_0	Ψ_1	Ψ_2
Zonas comerciales (Categoría D)	0,7	0,7	0,6
Cubiertas accesibles para mantenimiento (Categoría G)	0	0	0
Nieve para altitudes > 1000 m	0,5	0,2	0
Viento	0,6	0,5	0

5. Combinaciones

Hipótesis 1	1,35 G + 1,5 SCU (planta baja + planta cubierta)
Hipótesis 2	1,35 G + 1,5 SCU (planta baja + planta cubierta) + (1,5·0,5) NIEVE + (1,5·0,6) VIENTO PRESIÓN
Hipótesis 3	1,35 G + (1,5·0,7) SCU (planta baja) + (1,5·0,5) NIEVE + (1,5) VIENTO PRESIÓN
Hipótesis 4	1,35 G + (1,5·0,7) SCU (planta baja) + (1,5) NIEVE + (1,5·0,6) VIENTO PRESIÓN
Hipótesis 5	0,8 G + (1,5) VIENTO SUCCIÓN
Envolvente	H1 + H2 + H3 + H4 + H5

6. Materiales

MATERIAL	RESISTENCIA	COEF. PARCIAL DE SEGURIDAD MATERIAL	RESISTENCIA DE CÁLCULO
Hormigón HA-25/B/20/I-IIa	$f_{ck} = 25\ N/mm^2$	$\gamma = 1{,}50$	$f_{cd} = 16{,}67\ N/mm^2$
Acero corrugado B-500S	$f_{yk} = 500\ N/mm^2$	$\gamma = 1{,}15$	$f_{yd} = 435\ N/mm^2$
Acero laminado S-275JR	$f_{yk} = 275\ N/mm^2$	$\gamma = 1{,}05$	$f_{yd} = 261{,}9\ N/mm^2$
Acero conformado S-235GD	$f_{yb} = 235\ N/mm^2$ $f_u = 360\ N/mm^2$	$\gamma = 1{,}05$	$f_{yd} = 223{,}8\ N/mm^2$

7. Resistencia a incendio

Uno de los principales problemas en la utilización de perfiles de pequeño espesor como elementos estructurales es su baja resistencia a fuego, por ello se optará por forrar la totalidad de estos elementos con revestimiento ignífugo de placas de cartón yeso, en los cuales se abrirán los huecos necesarios para el paso de instalaciones.

Por su parte, los soportes vistos de fachada se protegerán mediante pintura intumescente.

8. Uniones

Las uniones se resolverán mediante tornillos roscachapa, y cumplirán la norma UNE-EN ISO 10666 “Tornillos autotaladrantes y autorroscantes. Características mecánicas y funcionales”, así como el resto de normas específicas aplicables a su geometría particular (cabeza hexagonal)

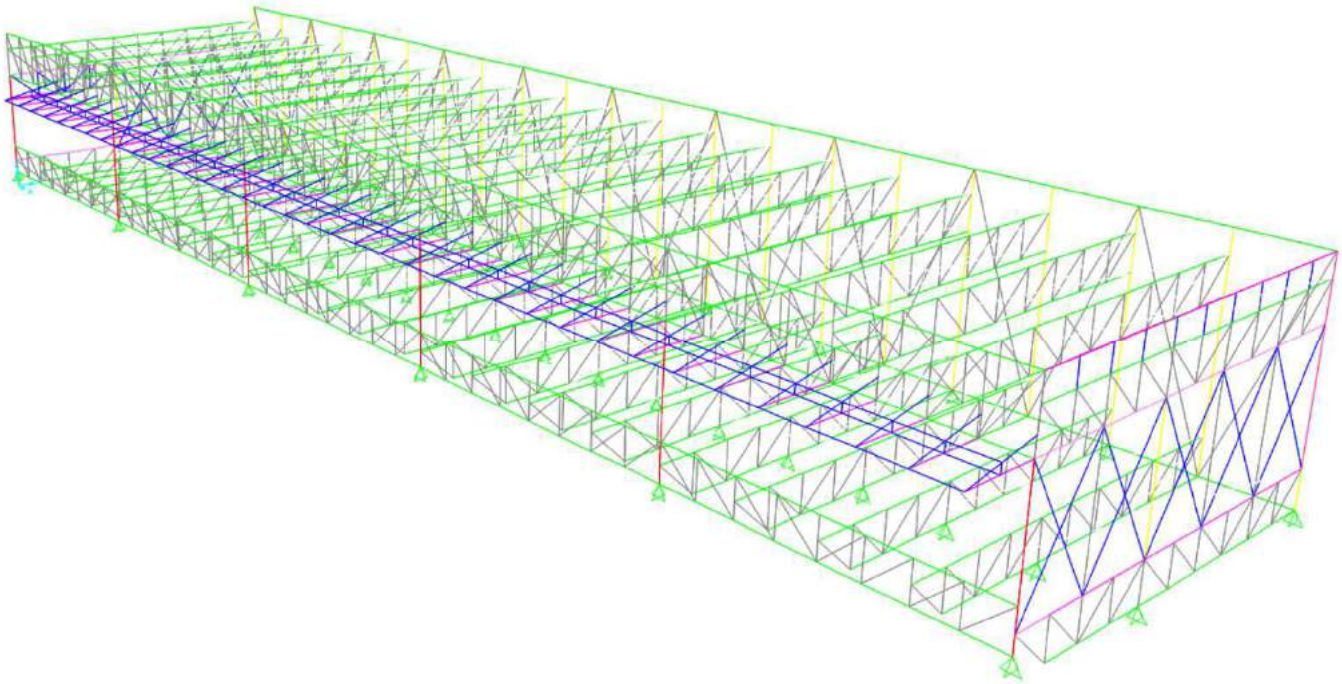
En las uniones se aplicará un criterio de rotura dúctil, suponiendo así, que la capacidad a cortante del tornillo es superior a la correspondiente a cualquier modo de fallo.

En la siguiente tabla se muestran las resistencias de cálculo por tornillo, obtenidas aplicando un coeficiente parcial de seguridad de $\gamma_{M2} = 1{,}25$.

Resistencia a cortadura de una unión de dos chapas dependiendo del espesor de la chapa más delgada y del diámetro del tornillo, $F_{b,Rd}$ [kN/tornillo]			
	espesor 1,0mm	espesor 1,5mm	espesor 2,0mm
diametro 3,5 mm	1,7	3,2	4,2
diametro 4,0 mm	1,8	3,4	4,8
diametro 4,5 mm	2,0	3,6	5,4
diametro 5,0 mm	2,1	3,8	5,8

En la práctica se emplearán todos los tornillos de diámetro 5,0 mm.

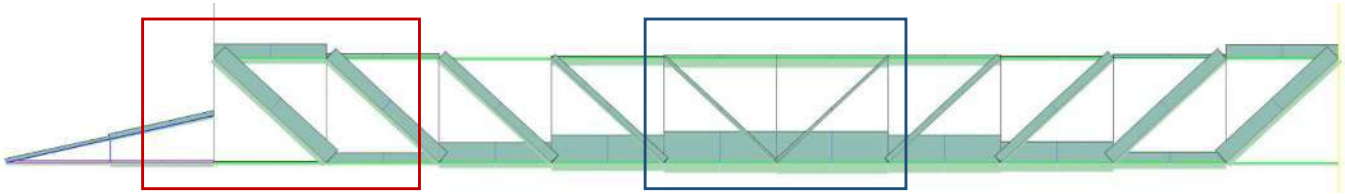
9. Esquema de la solución propuesta

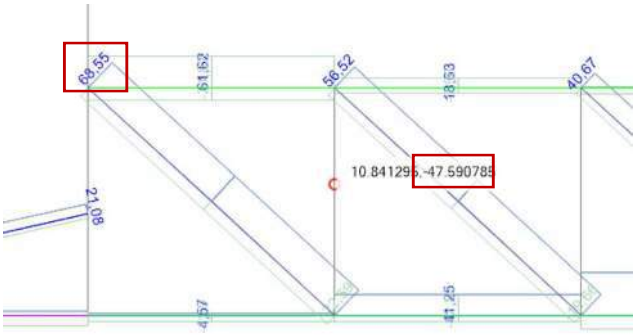


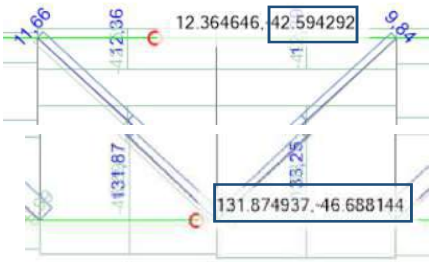
10. Dimensionado de los elementos

10.1. Dimensionado de celosía transversal superior

La celosía transversal superior de 9,75 metros de luz se encuentra biapoyada por un lado en la viga pared, y por otro lado en la celosía longitudinal superior. Esta celosía en principio no tiene que soportar grandes cargas, su complejidad viene determinada por la posible inversión de esfuerzos en la hipótesis de que el recinto quede abierto y se produzcan esfuerzos de succión interior del viento, como si de una marquesina se tratara. Para el cálculo de los esfuerzos se ha procedido con un modelo de cálculo en SAP2000, obteniendo los siguientes resultados de esfuerzos axiles.





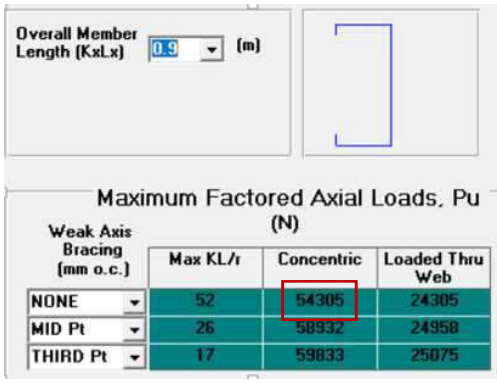


Procedemos a dimensionar el montante (el más desfavorable de todas las celosías idénticas) seleccionado en la imagen, como comentábamos se produce inversión de esfuerzos, pero al ser el esfuerzo de compresión superior al de tracción, solo entraremos a comprobar este.

Para ello nos ayudaremos de la aplicación AISIWIN que nos sirva como prontuario para poder comprobar los elementos.

El montante entonces será:

MONTANTE C 200.50.1,5			
Longitud de pandeo	h	0,9	m
Tensión elástica resistente	f_{yk}	235	N/mm²
Módulo elástico	W_{el}	16637	mm³
Axil a resistir	N_{ed}	47,6	kN
Momento a resistir	M_{ed}	0	kNm
Axil resistido	N_{Rd}	54,3	kN
Momento resistido	M_{Rd}	3,72	kNm
Comprobación	$N_{ed}/N_{Rd} + M_{ed}/M_{Rd}$	0,88	<1 CUMPLE



Vemos que será suficiente con utilizar montantes tipo **C200.50.1,5**, para la totalidad de los montantes de estas celosías.

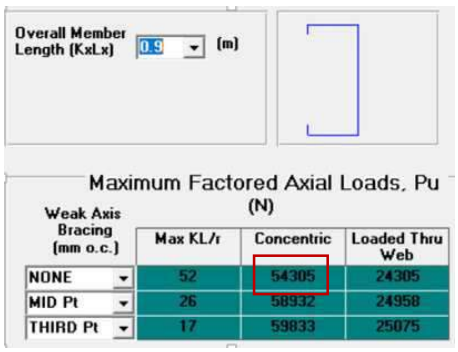
En cuanto a la diagonal, se tiene que dimensionar para un esfuerzo de tracción superior al de compresión, por lo que será necesario realizar la comprobación para ambos esfuerzos. De manera que:

DIAGONAL C 200.50.1,5 a tracción			
Área del perfil	A	478,9	mm²
Tensión elástica resistente	f_{yk}	235	N/mm²
Módulo elástico	W_{el}	16637	mm³

Axil a resistir	N_{ed}	68,6	kN
Momento a resistir	M_{ed}	1,2	kNm
Axil resistido	N_{Rd}	107,2	kN
Momento resistido	M_{Rd}	3,72	kNm
Comprobación	$N_{ed}/N_{Rd} + M_{ed}/M_{Rd}$	0,96	<1 CUMPLE

DIAGONAL C 200.50.1,5 a compresión

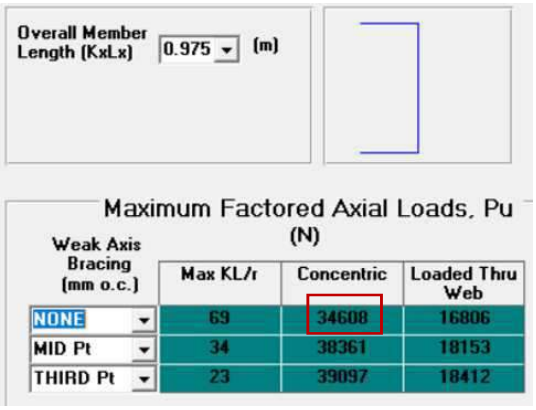
Longitud de pandeo	h	0,9	m
Tensión elástica resistente	f_{yk}	235	N/mm²
Módulo elástico	W_{el}	16637	mm³
Axil a reisistir	N_{ed}	12,6	kN
Momento a resistir	M_{ed}	1,2	kNm
Axil resistido	N_{Rd}	54,3	kN
Momento resistido	M_{Rd}	3,72	kNm
Comprobación	$N_{ed}/N_{Rd} + M_{ed}/M_{Rd}$	0,55	<1 CUMPLE

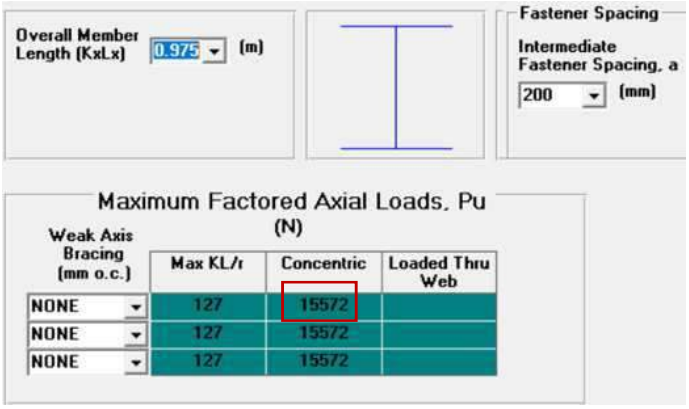


El mismo perfil de **C200.50.1,5**, servirá también para las diagonales de esta cercha. Por último procederemos a dimensionar los cordones superior e inferior.

CORDON SUPERIOR U 203.1,5 + 2U 50.1,5

Longitud de pandeo	h	0,975	m
Tensión elástica resisitente	f_{yk}	235	N/mm²
Módulo elástico	W_{el}	4741	mm³
Axil a reisitir	N_{ed}	42,6	kN
Momento a resistir	M_{ed}	0	kNm
Axil resistido	N_{Rd}	50,2	kN
Momento resistido	M_{Rd}	1,06	kNm
Comprobación	$N_{ed}/N_{Rd} + M_{ed}/M_{Rd}$	0,85	<1 CUMPLE





Vemos como para el cordón superior no es suficiente con el perfil en U 200.50.1,5 por lo que a este se le añadirán otros dos perfiles en U a los laterales, formando una sección compuesta por **1U200.50.1,5 + 2U50.20.1,5** que si que resisten el axil dimensionado.

Como hemos comentado anteriormente, no sería necesario dimensionar el perfil a tracción, ya que este esfuerzo es inferior al de compresión. Por último dimensionamos el cordón inferior, en este caso tanto a tracción como a compresión, y partiremos del mismo perfil compuesto utilizado en el cordón superior:

CORDÓN INFERIOR U 203.1,5 + 2U 50.1,5 a tracción

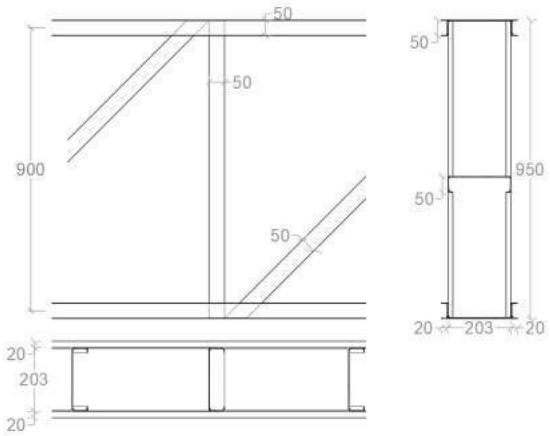
Área del perfil	A	700,5	mm²

Tensión elástica resisitente	f_{yk}	235	N/mm^2
Módulo elástico	W_{el}	4741	mm^3
Axil a reisitir	N_{ed}	131,9	kN
Momento a resistir	M_{ed}	0	kNm
Axil resistido	N_{Rd}	156,8	kN
Momento resistido	M_{Rd}	1,06	kNm
Comprobación	$N_{ed}/N_{Rd} + M_{ed}/M_{Rd}$	0,84	<1 CUMPLE

CORDÓN INFERIOR U 203.1,5 + 2U 50.1,5

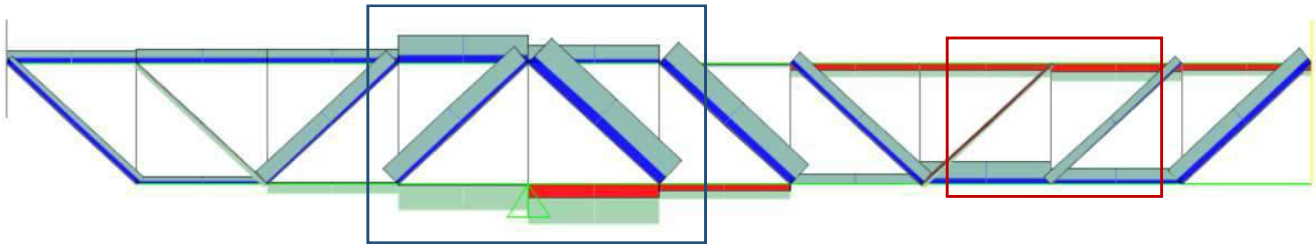
Longitud de pandeo	h	0,975	m
Tensión elástica resisitente	f_{yk}	235	N/mm^2
Módulo elástico	W_{el}	4741	mm^3
Axil a reisitir	N_{ed}	46,7	kN
Momento a resistir	M_{ed}	0	kNm
Axil resistido	N_{Rd}	50,2	kN
Momento resistido	M_{Rd}	1,06	kNm
Comprobación	$N_{ed}/N_{Rd} + M_{ed}/M_{Rd}$	0,92	<1 CUMPLE

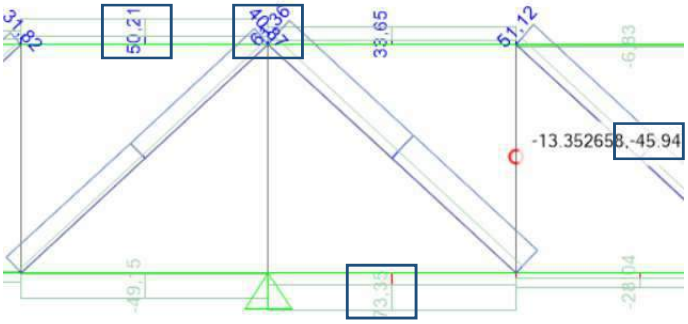
Así queda pues dimensionada la celosía transversal superior, quedando de la siguiente manera:

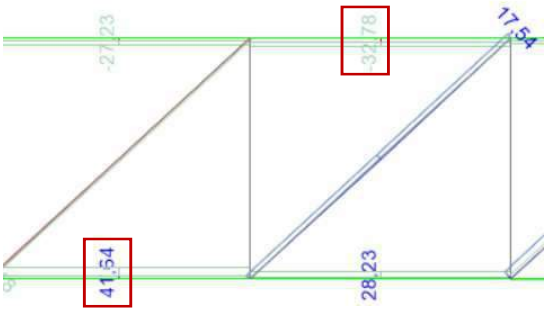


10.2. Dimensionado de la celosía transversal inferior

La celosía transversal inferior de 9,75 metros de longitud se encuentra apoyada en tres puntos por un lado en la viga pared, y por otro lado en la celosía longitudinal inferior. Esta celosía tiene que soportar principalmente la sobrecarga de uso del comedor. Para el cálculo de los esfuerzos se ha procedido con un modelo de cálculo en SAP2000, obteniendo los siguientes resultados de esfuerzos axiles.







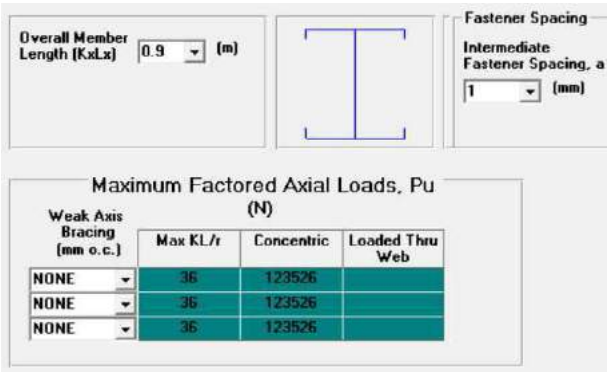
Procedemos a dimensionar el montante y la diagonal (más desfavorable de todas las celosías idénticas) seleccionados en la imagen. Los valores de área, módulo elástico y resistencia a compresión con efecto del pandeo se han sacado con los prontuarios de la aplicación AISIWIN, ya introducidos anteriormente.

DIAGONAL C 200.1,5	a tracción		
Área del perfil	A	478,9	mm^2
Tensión elástica resisitente	f_{yk}	235	N/mm^2
Módulo elástico	W_{el}	16637	mm^3
Axil a reisitir	N_{ed}	61,36	kN
Momento a resistir	M_{ed}	1,5	kNm
Axil resistido	N_{Rd}	107,2	kN
Momento resistido	M_{Rd}	3,72	kNm
Comprobación	$N_{ed}/N_{Rd} + M_{ed}/M_{Rd}$	0,98	<1 CUMPLE

MONTANTE C 200.50.1,5	a compresión		
Longitud de pandeo	h	0,9	m
Tensión elástica resistente	f_{yk}	235	N/mm^2
Módulo elástico	W_{el}	16637	mm^3
Axil a reisistir	N_{ed}	45,94	kN
Momento a resistir	M_{ed}	0	kNm
Axil resistido	N_{Rd}	54,3	kN
Momento resistido	M_{Rd}	3,72	kNm
Comprobación	$N_{ed}/N_{Rd} + M_{ed}/M_{Rd}$	0,85	<1 CUMPLE

Para la diagonal y el montante valdrá pues el mismo perfil **C200.50.1,5**. Sin embargo, el montante situado sobre el apoyo, será un caso especial ya que se ve expuesto a resistir un esfuerzo de compresión de 92,3 kN, incapaz de ser soportado por el perfil propuesto por lo que se propone utilizar dos de estos pegados "back to back". Con las siguientes características:

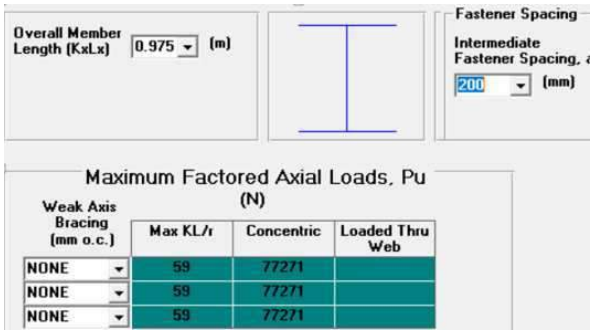
MONTANTE 2x C 200.50.30.1,5	a compresión		
Longitud de pandeo	h	0,9	m
Tensión elástica resistente	f_{yk}	235	N/mm^2
Módulo elástico	W_{el}	53370	mm^3
Axil a resistir	N_{ed}	92,3	kN
Momento a resistir	M_{ed}	0,1	kNm
Axil resistido	N_{Rd}	123,5	kN
Momento resistido	M_{Rd}	11,94	kNm
Comprobación	$N_{ed}/N_{Rd} + M_{ed}/M_{Rd}$	0,76	<1CUMPLE



Vemos como para este montante en concreto, se tendrá que realizar con dos perfiles unidos por el alma de tipo **C 200.50.1,5** pero a diferencia del resto de perfiles utilizados hasta el momento, la patilla necesitará ser de 30mm en vez de 15.

Por último procedemos a dimensionar los cordones superior e inferior. En el caso del cordón inferior solo será necesario realizar la comprobación a compresión por ser este esfuerzo superior al de tracción.

Cordón Inferior 2xU 200.50.1,5 a compresión			
Longitud de pandeo	h	0,9	m
Tensión elástica resistente	f_{yk}	235	N/mm^2
Módulo elástico	W_{el}	36922	mm^3
Axil a resistir	N_{ed}	73,35	kN
Momento a resistir	M_{ed}	0,1	kNm
Axil resistido	N_{Rd}	77,3	kN
Momento resistido	M_{Rd}	8,26	kNm
Comprobación	$N_{ed}/N_{Rd} + M_{ed}/M_{Rd}$	0,96	<1 CUMPLE



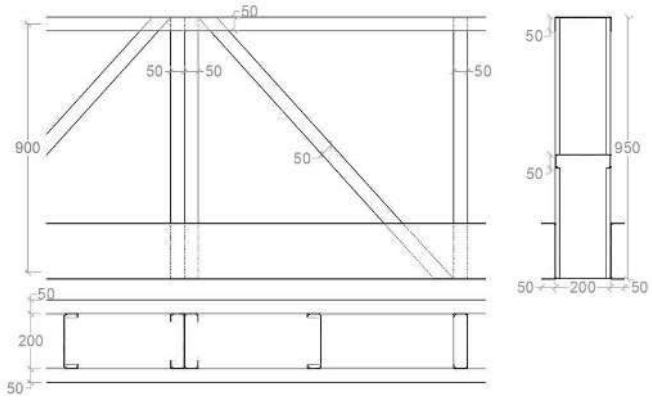
En este caso se necesitarán de 2 perfiles tipo U 200.50.1,5 pero colocados verticalmente, abrazando a los montantes y diagonales.

En cuanto al cordón superior, se comprobará a tracción y a compresión:

Cordón superior U 203.1,5 a tracción			
Área del perfil	A	446,5	mm^2
Tensión elástica resisitente	f_{yk}	235	N/mm^2
Módulo elástico	W_{el}	1141	mm^3
Axil a reisitir	N_{ed}	50,21	kN
Momento a resistir	M_{ed}	0	kNm
Axil resistido	N_{Rd}	99,9	kN
Momento resistido	M_{Rd}	0,26	kNm
Comprobación	$N_{ed}/N_{Rd} + M_{ed}/M_{Rd}$	0,50	<1 CUMPLE

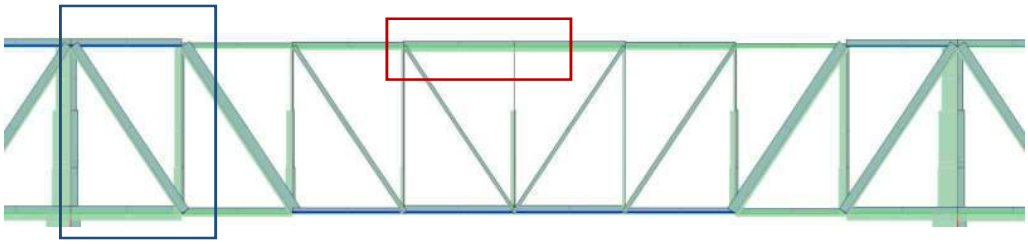
Cordón superior U 203.1,5 a compresión			
Longitud de pandeo	h	0,975	m
Tensión elástica resistente	f_{yk}	235	N/mm^2
Módulo elástico	W_{el}	1141	mm^3
Axil a resistir	N_{ed}	32,38	kN
Momento a resistir	M_{ed}	0	kNm
Axil resistido	N_{Rd}	34,6	kN
Momento resistido	M_{Rd}	0,26	kNm
Comprobación	$N_{ed}/N_{Rd} + M_{ed}/M_{Rd}$	0,94	<1 CUMPLE

Será suficiente con un perfil U 203.50.1,5 para el cordón superior, y la celosía quedará pues con las siguientes dimensiones:



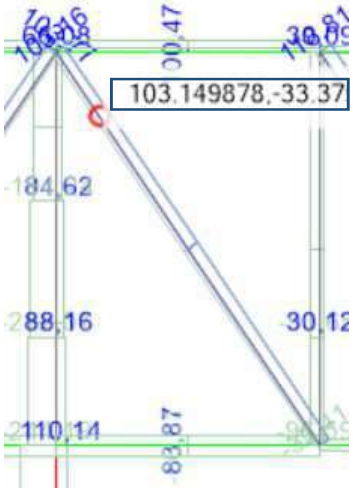
10.3. Dimensionado de la celosía longitudinal superior

La celosía longitudinal superior tiene una longitud total de 35 metros de longitud, salvando luces de 7,8 metros, se encuentra biapoyada entre pilares de la fachada acristalada del edificio. Esta celosía tiene que soportar a las celosías transversales superiores que apoyan en esta. Al igual que las celosías que apoyan en ella, soportará inversión de esfuerzos, por lo que todos los elementos tendrán que calcularse para la situación más desfavorable, que puede ser de tracción o de compresión. Para el cálculo de los esfuerzos se ha procedido con un modelo de cálculo en SAP2000, obteniendo los siguientes resultados de esfuerzos axiles.



Podemos observar, que los esfuerzos a resistir, especialmente a compresión son bastante considerables, y difíciles de soportar con los 4 perfiles inicialmente planteados, por ello se decide por duplicar las celosías de forma que cada una de ellas tendrá que soportar la mitad del esfuerzo. Comenzamos dimensionando las diagonales y los montantes:

DIAGONAL C 200.1,5	a tracción		
Área del perfil	A	478,9	mm^2
Tensión elástica resistente	f_{yk}	235	N/mm^2
Módulo elástico	W_{el}	16637	mm^3
Axil a resistir	N_{ed}	51,58	kN
Momento a resistir	M_{ed}	1,5	kNm
Axil resistido	N_{Rd}	107,2	kN
Momento resistido	M_{Rd}	3,72	kNm
Comprobación	$N_{ed}/N_{Rd} + M_{ed}/M_{Rd}$	0,88	<1 CUMPLE

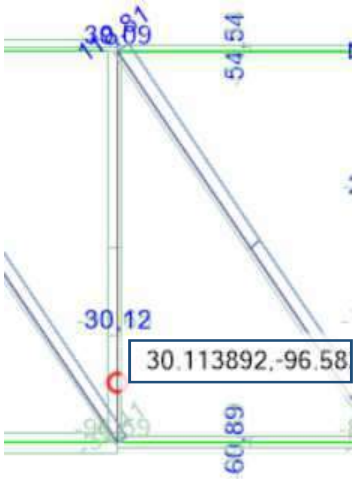


DIAGONAL C 200.50.1,5	a compresión		
Longitud de pandeo	h	1,75	m
Tensión elástica resistente	f_{yk}	235	N/mm^2
Módulo elástico	W_{el}	16637	mm^3
Axil a resistir	N_{ed}	16,7	kN
Momento a resistir	M_{ed}	0	kNm
Axil resistido	N_{Rd}	42,1	kN
Momento resistido	M_{Rd}	3,72	kNm

Comprobación	$N_{ed}/N_{Rd} + M_{ed}/M_{Rd}$	0,40	<1 CUMPLE

MONTANTE C 200.1,5 a tracción

Área del perfil	A	478,9	mm^2
Tensión elástica resistente	f_{yk}	235	N/mm^2
Módulo elástico	W_{el}	16637	mm^3
Axil a resistir	N_{ed}	15,06	kN
Momento a resistir	M_{ed}	0	kNm
Axil resistido	N_{Rd}	107,2	kN
Momento resistido	M_{Rd}	3,72	kNm
Comprobación	$N_{ed}/N_{Rd} + M_{ed}/M_{Rd}$	0,22	<1 CUMPLE



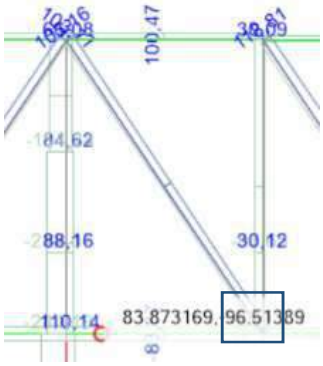
MONTANTE C 200.50.1,5 a compresión

Longitud de pandeo	h	1,45	m
Tensión elástica resistente	f_{yk}	235	N/mm^2
Módulo elástico	W_{el}	16637	mm^3
Axil a resistir	N_{ed}	48,3	kN
Momento a resistir	M_{ed}	0	kNm
Axil resistido	N_{Rd}	49,5	kN
Momento resistido	M_{Rd}	3,72	kNm
Comprobación	$N_{ed}/N_{Rd} + M_{ed}/M_{Rd}$	0,96	<1 CUMPLE

Vemos como en ambos casos será suficiente con utilizar un perfil **C200.50.1,5**, que nos cubrirá el esfuerzo máximo a resistir por los montantes y las diagonales de la cercha. Continuamos con el dimensionado de los cordones.
En cuanto al cordón inferior, solo será necesario dimensionarlo a compresión de la siguiente manera:

CORDÓN U 203.1,5 + U 50.1,5 a compresión

Longitud de pandeo	h	0,975	m
Tensión elástica resisitente	f_{yk}	235	N/mm^2
Módulo elástico	W_{el}	2941	mm^3
Axil a reisitir	N_{ed}	48,25	kN
Momento a resistir	M_{ed}	0	kNm
Axil resistido	N_{Rd}	50,2	kN
Momento resistido	M_{Rd}	0,66	kNm
Comprobación	$N_{ed}/N_{Rd} + M_{ed}/M_{Rd}$	0,96	<1 CUMPLE



Al no ser suficiente con el perfil en U, por mucho que se haya duplicado la cercha, se dispondrá un perfil en U, más pequeño, como hemos realizado anteriormente, a cada lado de la doble celosía, con que la sección resistente de los 96,5 kN total estará formada por **2 U 200.50.1,5 + 2 U 50.20.1,5.**
Y con respecto al cordón superior sí que será necesario evaluar cómo responde el perfil a esfuerzos de compresión y de tracción:

PERFIL U 203.1,5 a tracción

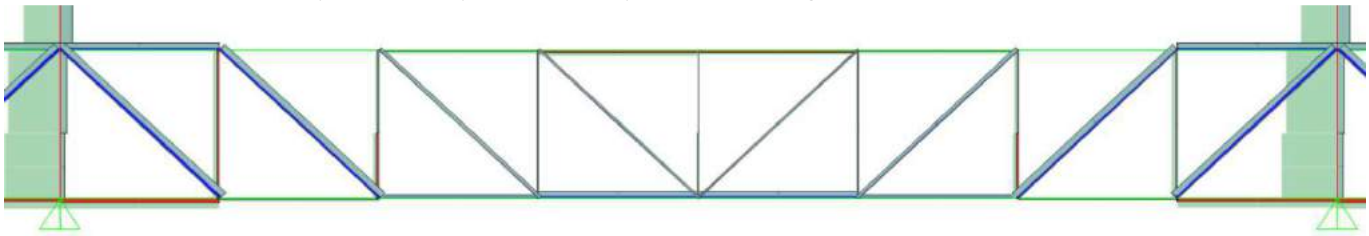
Área del perfil	A	446,5	mm^2
Tensión elástica resisitente	f_{yk}	235	N/mm^2
Módulo elástico	W_{el}	1141	mm^3
Axil a reisitir	N_{ed}	50,25	kN
Momento a resistir	M_{ed}	0	kNm
Axil resistido	N_{Rd}	99,9	kN
Momento resistido	M_{Rd}	0,26	kNm
Comprobación	$N_{ed}/N_{Rd} + M_{ed}/M_{Rd}$	0,50	<1 CUMPLE

PERFIL U 203.1,5			
Longitud de pandeo	h	0,975	m
Tensión elástica resisitente	f_{yk}	235	N/mm^2
Módulo elástico	W_{el}	1141	mm^3
Axil a reisitir	N_{ed}	30	kN
Momento a resistir	M_{ed}	0	kNm
Axil resistido	N_{Rd}	34,6	kN
Momento resistido	M_{Rd}	0,26	kNm
Comprobación	$N_{ed}/N_{Rd} + M_{ed}/M_{Rd}$	0,87	<1 CUMPLE

Para este cordón será suficiente con utilizar un perfil **U 203.50.1,5** que soporte los esfuerzos tanto de tracción como de compresión.

10.4. Dimensionado de la celosía longitudinal inferior

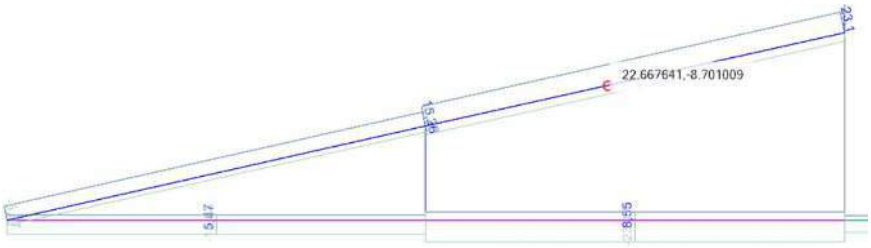
Se continúa para esta celosía como se ha hecho hasta ahora con el análisis de los esfuerzos mediante un modelo en SAP2000, y un dimensionado utilizando como aplicación de soporte AINSIWIN, y se obtienen los siguientes resultados:



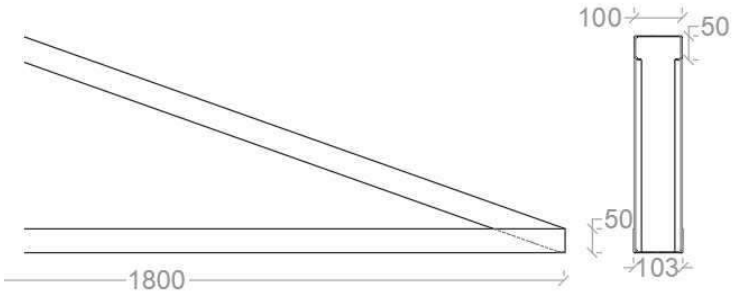
Para soportar los esfuerzos de esta celosía, no será necesario duplicarla. Para montantes será suficiente con utilizar un perfil **C 200.50.1,5** con patillas de 15mm que sean capaces de soportar los 53,2 kN de compresión con una longitud de pandeo de 0,9 metros. Cumplirá pues con un coeficiente de 0,92.
En cuanto a las diagonales, en este caso no se produce inversión de esfuerzos, por lo que bastará con utilizar un perfil **C 200.50.1,5** con patillas de 15mm que sean capaces de soportar los 77,6 kN de tracción. Cumplirá pues con un coeficiente de 0,72.
Al ser la celosía continua, los 7,8 metros de luz que salvan lo hace como si fuese biempotrada, por lo que los cordones trabajarán a tracción y a compresión, en ambos casos será el esfuerzo de compresión el más desfavorable. Por lo tanto se necesitará, al igual que ocurría con la celosía trasversal inferior, de un cordón inferior, compuesto por dos perfiles U 203.50.1,5 colocados en vertical, y separados entre sí 200 mm de forma que abracen a los montantes y las diagonales, y que sea capaz de soportar los 92,3 kN de compresión con una longitud de pandeo de 0,975 metros, lo cual hace con un coeficiente de seguridad de 0,76.
Por el contra, el cordón superior, será suficiente con disponer un U 203.50.1,5 acompañado de dos U 50.20.1,5 a cada lado. Esto para resistir un esfuerzo de compresión máximo de 40,4 kN y una longitud de pandeo de 0,975 metros, lo que da un factor de seguridad de 0,8.

10.5. Dimensionado del voladizo

De la cubierta del edificio sale una visera de 1,8 metros de longitud en voladizo, formado por una subestructura metálica con perfiles de pequeño espesor y que tendrá que resistir los siguientes esfuerzos:

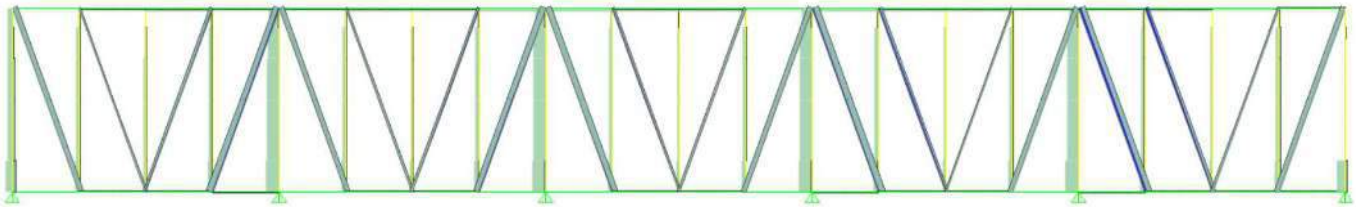


Como vemos, se produce inversión de esfuerzos debido al efecto de la succión del viento, pero no serán muy grandes los esfuerzos a resistir, y será suficiente con disponer un perfil U 103.50.1,5 para el perfil horizontal y un perfil C 100.50.1,5 para el inclinado, que con un esfuerzo de 22,2 kN de compresión y una longitud de pandeo máxima de 1,85m cumplirá con un coeficiente de 0,85. Quedando de la siguiente manera:

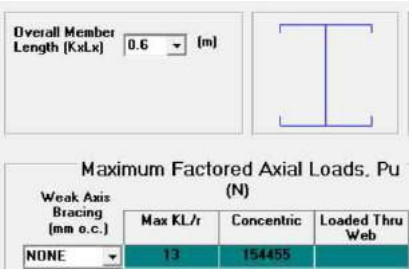


10.6. Dimensionado de la viga pared

La viga pared, constituye la totalidad de la fachada longitudinal trasera, y estará compuesta de perfiles de pequeño espesor formando una gran celosía de 5,35 metros de altura biempotrada con pilares tipo HEB 140. La viga tendrá que soportar los siguientes esfuerzos:



Las diagonales (todas ellas traccionadas) tendrán que soportar un esfuerzo máximo de 178,6 kN por cada dos, es decir 98,3 kN, capaz de ser resistido por un perfil en C 200.50.1,5 como los que hemos visto anteriormente.
En cambio los montantes estarán fuertemente cargados, con un esfuerzo de compresión máximo de 150,2 kN, la luz de pandeo en este caso, será ciertamente pequeña, de aproximadamente 60 centímetros, gracias a las correas en omega que arriostrarán el perfil. Será necesario pues utilizar 2 C 200.90.1,5 con patillas de 30mm unidos entre sí por las almas. Que como vemos en la imagen, será suficiente.
Por último quedaría dimensionar los cordones superior e inferior, para estos tendremos esfuerzos relativamente pequeños, de 24 kN en tracción y 31 kN de esfuerzo de compresión, capaces de ser resistido como ya hemos visto anteriormente por un perfil en U 203.50.1,5.



10.7. Dimensionado de pilares con perfiles laminados

Como se ha comentado, la estructura de pequeño espesor se sustenta en pilares metálicos separados entre sí 7,8 metros, y generando dos líneas estructurales longitudinales a 9,75 metros una de la otra, es por ello que estos pilares soportarán una gran carga a compresión incapaz de ser resistida por perfiles de pequeño espesor, por lo que se decidirá utilizar pilares formados por dos pilares UPN cerrados en cajón. Estos pilares, según el modelo de cálculo realizado deben soportar un axil máximo de 452,2 kN en compresión, y la longitud de pandeo será de 3 metros en ambas direcciones. Para un perfil HE140B, obtenemos las siguientes características:

Pilar			Perfil	HE140B		Acero	S275JR	
L_{ky}	3	m	A	*4296*	mm^2	fyk	*275*	N/mm^2
L_{kz}	3	m	Iy	*1509*	cm^4	fyd	*261,9*	N/mm^2
N_{Ed}	452,20	kN	Iz	*549,7*	cm^4	E	*210000*	N/mm^2
			iy	*5,93*	cm	εy	*0,00131*	
			iz	*3,58*	cm			

CLASE					
ALA			ALMA		
ε	0,92				
c	54,5	mm	c	92	mm
t	12	mm	t	7	mm
c/t	4,5416667	CLASE 1	c/t	13,1	CLASE 1

Carga Crítica			Esbeltez mecánica		Tensión Crítica			Esbeltez reducida		
$N_{c,Rd}$	1125,1	kN	λ_{ky}	50,6	$\sigma_{cr,y}$	808,9	N/mm²	$\bar{\lambda}_{ky}$	0,58	OK
$N_{cr,y}$	3475,1	kN	λ_{kz}	83,8	$\sigma_{cr,z}$	294,7	N/mm²	$\bar{\lambda}_{kz}$	0,97	OK
$N_{cr,z}$	1265,9	kN	λ_{Euler}	86,8						

		α	ϕ	χ
curva y	b	0,34	0,73	0,846
curva z	c	0,49	1,15	0,560

Axil resistido $N_{b,Rd}$		
$N_{b,Rd,y}$	951,45	kN
$N_{b,Rd,z}$	630,47	kN
	630,47	kN

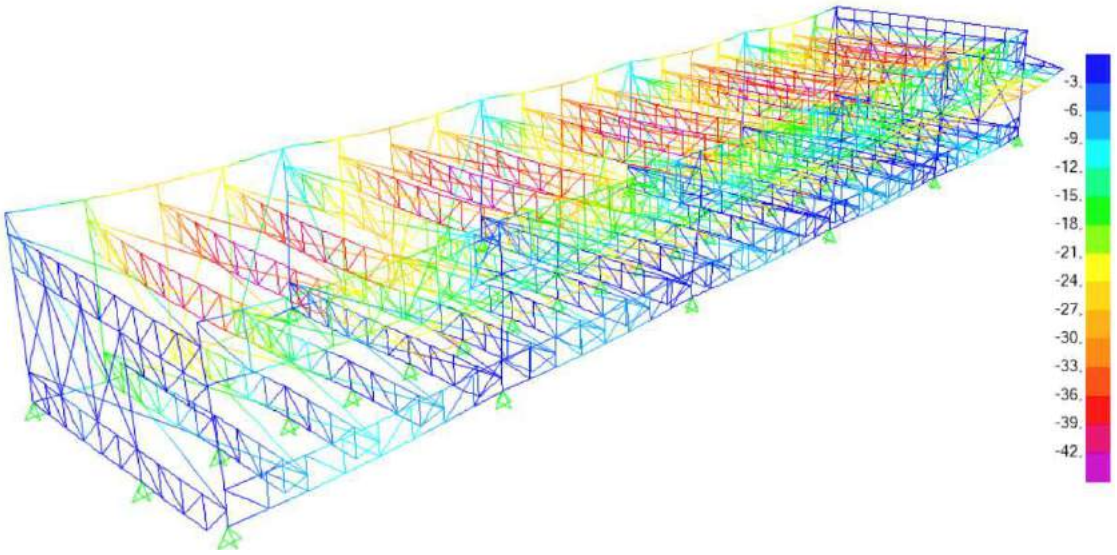
El momento máximo a resistir será de 19,7 kNm, y el perfil es capaz de resistir 92,7 kNm, por lo tanto:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{Rd}} + \frac{M_{Ed}}{M_{Rd}} < 1 \qquad \frac{452{,}2}{630{,}5} + \frac{19{,}7}{92{,}7} = 0{,}93 < 1 \; CUMPLE$$

Como vemos, para cualquier pilar será suficiente con utilizar un perfil HE140B.

11. Estabilidad global del edificio

Con el mismo modelo de análisis de SAP2000, se han analizado las deformaciones máximas en la envolvente de esfuerzos del edificio, y cómo podemos ver en la imagen a continuación, con el dimensionado propuesto se producirán deformaciones máximas de en torno a 45 mm, perfectamente asumibles, debido a la importante longitud de los elementos diseñados.



12. ANEXO I. Prontuario de perfiles conformados en frío

	Tipo de perfil	Disposición	Dimensiones (mm)	Espesor (mm)
01	C	Back to back	200·50·15	1,5
02	C	Back to back	200·50·30	1,5
03	C	Back to back	200·90·30	1,5
04	C	Single	100·50·15	1,5
05	C	Single	200·50·15	1,5
06	U	Single	103·50	1,5
07	U	Single	203·50	1,5
08	U	Single	500·20	1,5

SECTION DESIGNATION: (2) Back-to-Back

INPUT PROPERTIES:

Web Height =	200,00	mm	Steel Thickness =	1,500	mm
Top Flange =	50,00	mm	Inside Corner Radius =	2,000	mm
Bottom Flange =	50,00	mm	Yield Stress, Fy =	235	Mpa
Stiffening Lip =	15,00	mm	Fy With Cold-Work, Fya =	267	Mpa

OUTPUT PROPERTIES:

Effective Section Properties, Strong Axis

Neutral Axis from Top Fiber (Ycg)	100,5	mm
Moment of Inertia for Deflection (Ixx)	5408119	mm^4
Section Modulus (Sxx)	53370	mm^ 3
Nominal Flexural Strength * Phi (Phi*Mnx)	13547,72	N-m

Gross Section Properties of Full Section, Strong Axis

Neutral Axis from Top Fiber (Ycg)	100,0	mm
Moment of Inertia (Ixx)	5408119	mm^4
Cross Sectional Area (A)	957,8	mm^2
Radius of Gyration (Rx)	75,1411	mm

Section Properties, Weak Axis

Gross Moment of Inertia (Iyy)	429116	mm^4
Radius of Gyration (Ry)	21,1661	mm

Other Section Property Data

Member Weight per Foot of Length	73,7274	N/m
Nominal Web Shear Capacity * Phi (Unpunched)	32621	N
Pno * Phi for use in Interaction Equation C5-2	60565	N

Lateral Buckling Properties for Flexure

Moment of Inertia of Compression Portion (Iyc)	214558	mm^4

Nominal Web Crippling Loads * Phi (N) Total for (2) Members

	25,00mm END BRNG		88,00mm INT BRNG	
	Cond 1	Cond 3	Cond 2	Cond 4
(2) Back-to-Back	14087		21023	

SECTION DESIGNATION: (2) Back-to-Back

INPUT PROPERTIES:

Web Height =	200,00	mm	Steel Thickness =	1,500	mm
Top Flange =	50,00	mm	Inside Corner Radius =	2,000	mm
Bottom Flange =	50,00	mm	Yield Stress, Fy =	235	Mpa
Stiffening Lip =	30,00	mm	Fy With Cold-Work, Fya =	235	Mpa

OUTPUT PROPERTIES:

Effective Section Properties, Strong Axis

Neutral Axis from Top Fiber (Ycg)	101,6	mm
Moment of Inertia for Deflection (Ixx)	5950371	mm^4
Section Modulus (Sxx)	57109	mm^ 3
Nominal Flexural Strength * Phi (Phi*Mnx)	12750,85	N-m

Gross Section Properties of Full Section, Strong Axis

Neutral Axis from Top Fiber (Ycg)	100,0	mm
Moment of Inertia (Ixx)	5950371	mm^4
Cross Sectional Area (A)	1047,8	mm^2
Radius of Gyration (Rx)	75,3573	mm

Section Properties, Weak Axis

Gross Moment of Inertia (Iyy)	647416	mm^4
Radius of Gyration (Ry)	24,8568	mm

Other Section Property Data

Member Weight per Foot of Length	80,6549	N/m
Nominal Web Shear Capacity * Phi (Unpunched)	32621	N
Pno * Phi for use in Interaction Equation C5-2	64485	N

Lateral Buckling Properties for Flexure

Moment of Inertia of Compression Portion (Iyc)	323708	mm^4

Nominal Web Crippling Loads * Phi (N) Total for (2) Members

	80,00mm END BRNG		88,00mm INT BRNG	
	Cond 1	Cond 3	Cond 2	Cond 4
(2) Back-to-Back	20014		21023	

SECTION DESIGNATION: (2) Back-to-Back

INPUT PROPERTIES:

Web Height =	200,00	mm	Steel Thickness =	1,500	mm
Top Flange =	90,00	mm	Inside Corner Radius =	2,000	mm
Bottom Flange =	90,00	mm	Yield Stress, Fy =	235	Mpa
Stiffening Lip =	30,00	mm	Fy With Cold-Work, Fya =	235	Mpa

OUTPUT PROPERTIES:

Effective Section Properties, Strong Axis

Neutral Axis from Top Fiber (Ycg)	105,8	mm
Moment of Inertia for Deflection (Ixx)	8111929	mm^4
Section Modulus (Sxx)	71776	mm^ 3
Nominal Flexural Strength * Phi (Phi*Mnx)	16025,57	N-m

Gross Section Properties of Full Section, Strong Axis

Neutral Axis from Top Fiber (Ycg)	100,0	mm
Moment of Inertia (Ixx)	8314505	mm^4
Cross Sectional Area (A)	1287,8	mm^2
Radius of Gyration (Rx)	80,3504	mm

Section Properties, Weak Axis

Gross Moment of Inertia (Iyy)	2763133	mm^4
Radius of Gyration (Ry)	46,3202	mm

Other Section Property Data

Member Weight per Foot of Length	99,1284	N/m
Nominal Web Shear Capacity * Phi (Unpunched)	32621	N
Pno * Phi for use in Interaction Equation C5-2	77644	N

Lateral Buckling Properties for Flexure

Moment of Inertia of Compression Portion (Iyc)	1381566	mm^4

Nominal Web Crippling Loads * Phi (N) Total for (2) Members

	80,00mm END BRNG		88,00mm INT BRNG	
	Cond 1	Cond 3	Cond 2	Cond 4
(2) Back-to-Back	20014		21023	

SECTION DESIGNATION: Single

INPUT PROPERTIES:

Web Height =	200,00	mm	Steel Thickness =	1,500	mm
Top Flange =	50,00	mm	Inside Corner Radius =	2,000	mm
Bottom Flange =	50,00	mm	Yield Stress, Fy =	235	Mpa
Stiffening Lip =	15,00	mm	Fy With Cold-Work, Fya =	267	Mpa

OUTPUT PROPERTIES:

Effective Section Properties, Strong Axis

Neutral Axis from Top Fiber (Ycg)	100,5	mm
Moment of Inertia for Deflection (Ixx)	2704059	mm^4
Section Modulus (Sxx)	26685	mm^ 3
Nominal Flexural Strength * Phi (Phi*Mnx)	6773,86	N-m

Gross Section Properties of Full Section, Strong Axis

Neutral Axis from Top Fiber (Ycg)	100,0	mm
Moment of Inertia (Ixx)	2704059	mm^4
Cross Sectional Area (A)	478,9	mm^2
Radius of Gyration (Rx)	75,1411	mm

Section Properties, Weak Axis

Gross Neutral Axis (Xcg) From Web Face	12,0881	mm
Gross Moment of Inertia (Iyy)	144577	mm^4
Radius of Gyration (Ry)	17,3748	mm
Effective Section Modulus (Syy)	3599	mm^3
Effective Neutral Axis (Xcg) from Web Face	16,5221	mm
Nominal Flexural Strength * Phi (Phi*Mny)	803,59	N-m

Other Section Property Data

Member Weight per Foot of Length	36,8637	N/m
Nominal Web Shear Capacity * Phi (Unpunched)	16311	N
Pno * Phi for use in Interaction Equation C5-2	60565	N

Torsional Properties

Dist. from Shear Center to Neutral Axis (Xo)	-31,6927	mm
St. Venant torsion Constant (J x 1000)	359189	mm^4
Warping Constant (Cw)	1158928985	mm^6
Radii of Gyration (Ro)	83,3816	mm
Torsional Flexural Constant (Beta)	0,8555	

Nominal Web Crippling Loads * Phi (N)

	80,00mm END BRNG		88,00mm INT BRNG	
	Cond 1	Cond 3	Cond 2	Cond 4
Single Member	4143	2615	8347	8313

SECTION DESIGNATION: Single

INPUT PROPERTIES:

Web Height =	200,00	mm	Steel Thickness =	1,500	mm
Top Flange =	50,00	mm	Inside Corner Radius =	2,000	mm
Bottom Flange =	50,00	mm	Yield Stress, Fy =	235	Mpa
Stiffening Lip =	15,00	mm	Fy With Cold-Work, Fya =	267	Mpa

OUTPUT PROPERTIES:

Effective Section Properties, Strong Axis

Neutral Axis from Top Fiber (Ycg)	100,5	mm
Moment of Inertia for Deflection (Ixx)	2704059	mm^4
Section Modulus (Sxx)	26685	mm^ 3
Nominal Flexural Strength * Phi (Phi*Mnx)	6773,86	N-m

Gross Section Properties of Full Section, Strong Axis

Neutral Axis from Top Fiber (Ycg)	100,0	mm
Moment of Inertia (Ixx)	2704059	mm^4
Cross Sectional Area (A)	478,9	mm^2
Radius of Gyration (Rx)	75,1411	mm

Section Properties, Weak Axis

Gross Neutral Axis (Xcg) From Web Face	12,0881	mm
Gross Moment of Inertia (Iyy)	144577	mm^4
Radius of Gyration (Ry)	17,3748	mm
Effective Section Modulus (Syy)	3599	mm^3
Effective Neutral Axis (Xcg) from Web Face	16,5221	mm
Nominal Flexural Strength * Phi (Phi*Mny)	803,59	N-m

Other Section Property Data

Member Weight per Foot of Length	36,8637	N/m
Nominal Web Shear Capacity * Phi (Unpunched)	16311	N
Pno * Phi for use in Interaction Equation C5-2	60565	N

Torsional Properties

Dist. from Shear Center to Neutral Axis (Xo)	-31,6927	mm
St. Venant torsion Constant (J x 1000)	359189	mm^4
Warping Constant (Cw)	1158928985	mm^6
Radii of Gyration (Ro)	83,3816	mm
Torsional Flexural Constant (Beta)	0,8555	

Nominal Web Crippling Loads * Phi (N)

	80,00mm END BRNG		88,00mm INT BRNG	
	Cond 1	Cond 3	Cond 2	Cond 4
Single Member	4143	2615	8347	8313

SECTION DESIGNATION: Single

INPUT PROPERTIES:

Web Height =	103,00	mm	Steel Thickness =	1,500	mm
Top Flange =	50,00	mm	Inside Corner Radius =	2,000	mm
Bottom Flange =	50,00	mm	Yield Stress, Fy =	235	Mpa
			Fy With Cold-Work, Fya =	235	Mpa

OUTPUT PROPERTIES:

Effective Section Properties, Strong Axis

Neutral Axis from Top Fiber (Ycg)	58,0	mm
Moment of Inertia for Deflection (Ixx)	436881	mm^4
Section Modulus (Sxx)	6952	mm^ 3
Nominal Flexural Strength * Phi (Phi*Mnx)	1470,47	N-m

Gross Section Properties of Full Section, Strong Axis

Neutral Axis from Top Fiber (Ycg)	51,5	mm
Moment of Inertia (Ixx)	501960	mm^4
Cross Sectional Area (A)	296,5	mm^2
Radius of Gyration (Rx)	41,1483	mm

Section Properties, Weak Axis

Gross Neutral Axis (Xcg) From Web Face	13,0280	mm
Gross Moment of Inertia (Iyy)	74760	mm^4
Radius of Gyration (Ry)	15,8800	mm
Effective Section Modulus (Syy)	1141	mm^3
Effective Neutral Axis (Xcg) from Web Face	8,4305	mm
Nominal Flexural Strength * Phi (Phi*Mny)	241,24	N-m

Other Section Property Data

Member Weight per Foot of Length	22,8193	N/m
Nominal Web Shear Capacity * Phi (Unpunched)	19287	N
Pno * Phi for use in Interaction Equation C5-2	37229	N

Torsional Properties

Dist. from Shear Center to Neutral Axis (Xo)	-30,9464	mm
St. Venant torsion Constant (J x 1000)	222344	mm^4
Warping Constant (Cw)	135441416	mm^6
Radii of Gyration (Ro)	53,8799	mm
Torsional Flexural Constant (Beta)	0,6701	

Nominal Web Crippling Loads * Phi (N)

	80,00mm END BRNG		88,00mm INT BRNG	
	Cond 1	Cond 3	Cond 2	Cond 4
Single Member	3956	2358	5984	4984

SECTION DESIGNATION: Single

INPUT PROPERTIES:

Web Height =	203,00	mm	Steel Thickness =	1,500	mm
Top Flange =	50,00	mm	Inside Corner Radius =	2,000	mm
Bottom Flange =	50,00	mm	Yield Stress, Fy =	235	Mpa
			Fy With Cold-Work, Fya =	235	Mpa

OUTPUT PROPERTIES:

Effective Section Properties, Strong Axis

Neutral Axis from Top Fiber (Ycg)	116,2	mm
Moment of Inertia for Deflection (Ixx)	2252108	mm^4
Section Modulus (Sxx)	16960	mm^ 3
Nominal Flexural Strength * Phi (Phi*Mnx)	3587,42	N-m

Gross Section Properties of Full Section, Strong Axis

Neutral Axis from Top Fiber (Ycg)	101,5	mm
Moment of Inertia (Ixx)	2486143	mm^4
Cross Sectional Area (A)	446,5	mm^2
Radius of Gyration (Rx)	74,6229	mm

Section Properties, Weak Axis

Gross Neutral Axis (Xcg) From Web Face	8,9029	mm
Gross Moment of Inertia (Iyy)	89775	mm^4
Radius of Gyration (Ry)	14,1804	mm
Effective Section Modulus (Syy)	1017	mm^3
Effective Neutral Axis (Xcg) from Web Face	4,8823	mm
Nominal Flexural Strength * Phi (Phi*Mny)	215,06	N-m

Other Section Property Data

Member Weight per Foot of Length	34,3652	N/m
Nominal Web Shear Capacity * Phi (Unpunched)	16061	N
Pno * Phi for use in Interaction Equation C5-2	39694	N

Torsional Properties

Dist. from Shear Center to Neutral Axis (Xo)	-23,0077	mm
St. Venant torsion Constant (J x 1000)	334844	mm^4
Warping Constant (Cw)	670207086	mm^6
Radii of Gyration (Ro)	79,3664	mm
Torsional Flexural Constant (Beta)	0,9160	

Nominal Web Crippling Loads * Phi (N)

	80,00mm END BRNG		88,00mm INT BRNG	
	Cond 1	Cond 3	Cond 2	Cond 4
Single Member	3421	2270	5761	3978

SECTION DESIGNATION: 600S200-33 Single

INPUT PROPERTIES:

Web Height =	50,00	mm	Steel Thickness =	1,500	mm
Top Flange =	20,00	mm	Inside Corner Radius =	2,000	mm
Bottom Flange =	20,00	mm	Yield Stress, Fy =	235	Mpa
			Fy With Cold-Work, Fya =	275	Mpa

OUTPUT PROPERTIES:

Effective Section Properties, Strong Axis

Neutral Axis from Top Fiber (Ycg)	25,0	mm
Moment of Inertia for Deflection (Ixx)	46054	mm^4
Section Modulus (Sxx)	1842	mm^ 3
Nominal Flexural Strength * Phi (Phi*Mnx)	455,83	N-m

Gross Section Properties of Full Section, Strong Axis

Neutral Axis from Top Fiber (Ycg)	25,0	mm
Moment of Inertia (Ixx)	46054	mm^4
Cross Sectional Area (A)	127,0	mm^2
Radius of Gyration (Rx)	19,0459	mm

Section Properties, Weak Axis

Gross Neutral Axis (Xcg) From Web Face	5,1407	mm
Gross Moment of Inertia (Iyy)	4678	mm^4
Radius of Gyration (Ry)	6,0701	mm
Effective Section Modulus (Syy)	315	mm^3
Effective Neutral Axis (Xcg) from Web Face	5,1407	mm
Nominal Flexural Strength * Phi (Phi*Mny)	66,59	N-m

Other Section Property Data

Member Weight per Foot of Length	9,7724	N/m
Nominal Web Shear Capacity * Phi (Unpunched)	8639	N
Pno * Phi for use in Interaction Equation C5-2	25358	N

Torsional Properties

Dist. from Shear Center to Neutral Axis (Xo)	-11,4883	mm
St. Venant torsion Constant (J x 1000)	95219	mm^4
Warping Constant (Cw)	1960870	mm^6
Radii of Gyration (Ro)	23,0558	mm
Torsional Flexural Constant (Beta)	0,7517	

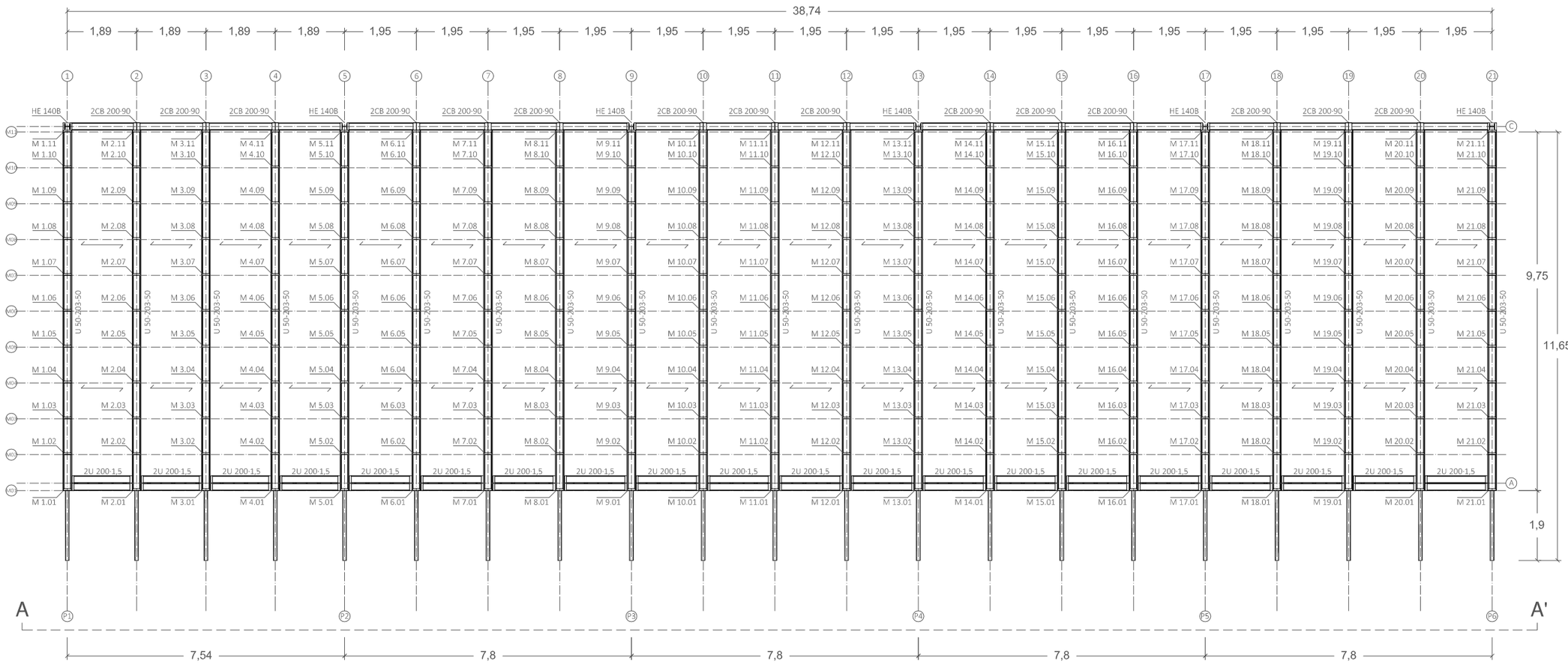
Nominal Web Crippling Loads * Phi (N)

	80,00mm END BRNG		88,00mm INT BRNG	
	Cond 1	Cond 3	Cond 2	Cond 4
Single Member	4370	2426	6157	5760

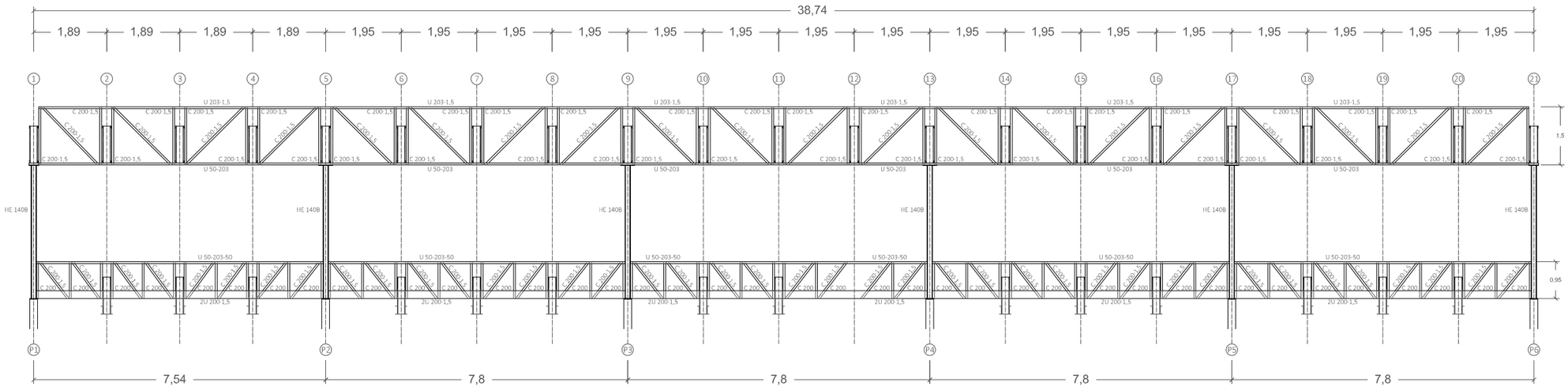
13. ANEXO II. Planos

	Plano	Escala
01	Planta de cubierta + Alzado Celosías de fachada	1/125
02	Planta de uso dotacional + Alzado Viga pared	1/125
03	Alzado Celosías transversales+ Detalles	1/75

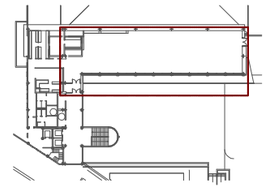
PLANTA DE CUBIERTA



CELOSÍA LONGITUDINAL SUPERIOR
(Doble)



CELOSÍA LONGITUDINAL INFERIOR



SEPARACIONES ENTRE TORNILLOS ROSCACHAPA

DIÁMETRO DEL TORNILLO	5 mm
Separación a borde lateral	=1,5·Ø =7,5 mm
Separación a borde frontal	≥ 3·Ø =15 mm
Separación entre tornillos	≥ 3·Ø =15 mm

SOLUCIONES ESTRUCTURALES HORIZONTALES

FORJADO MIXTO COLABORANTE	Canto: 30mm+30mm = 60 mm
Chapa MICROONDA 30	Canto: 30mm Espesor: 0,75mm
Hormigón	HA-25/B/20/I
CUBIERTA MIXTA COLABORANTE	Canto: 50mm+50mm = 100 mm
Chapa HAIRCOL 50	Canto: 50mm Espesor: 0,75mm
Hormigón	HA-25/B/20/IIa

CUADRO DE MATERIALES — HORMIGÓN

MATERIALES	CALIDAD	N. DE CONTROL	COEF. SEG.
HOMIGÓN EN FORJADOS	HA-25/B/20/I	ESTADÍSTICO	γC = 1.50
	AGRESIVIDAD	RECUBRIMIENTO MÍNIMO	
HOMIGÓN FORJADOS	-	25mm	

CUADRO DE MATERIALES — ACERO

MATERIALES	CALIDAD	N. DE CONTROL	COEF. SEG.
PERFILES CONFORMADOS FRÍO	S 235 JR	NORMAL	γS = 1.05
ACERO ESTRUCTURA VERT.	S 275 JR	NORMAL	γS = 1.05
ACERO ARMADURAS	B 500 S	NORMAL	γS = 1.15

CUADRO DE CARGAS

Forjado de cubierta (cota + 21,00m)	CARGAS	DESF.	FAV.
P.P. DE FORJADO MIXTO	1,2 kN/m2	γG=1.35	γG=0.8
P.P. DE LA ESTRUCTURA STEEL FRAMING	0,08kN/m2	γG=1.35	γG=0.8
CARGA MUERTA - ACABADOS CUBIERTA	3 kN/m2	γG=1.35	γG=0.8
SOBRECARGA DE USO CUBIERTA	1 kN/m2	γQ=1.5	-
NIEVE EN CUBIERTA	0,2 kN/m2	γQ=1.5	-
TOTAL qd	5,48 kN/m2		
Forjado de planta (cota + 18m)			
P.P. DE FORJADO MIXTO	1,7 kN/m2	γG=1.35	γG=0.8
P.P. DE LA ESTRUCTURA	0,08 kN/m2	γG=1.35	γG=0.8
CARGA MUERTA - FORJADOS	1 kN/m2	γG=1.35	γG=0.8
SOBRECARGA DE USO	3 kN/m2	γQ=1.5	-
TOTAL qd Forjado tipo	5,78 kN/m2		-
CARGA LINEAL CERRAMIENTO	3,2 kN/m	γQ=1.5	

RESISTENCIAS A INCENDIO

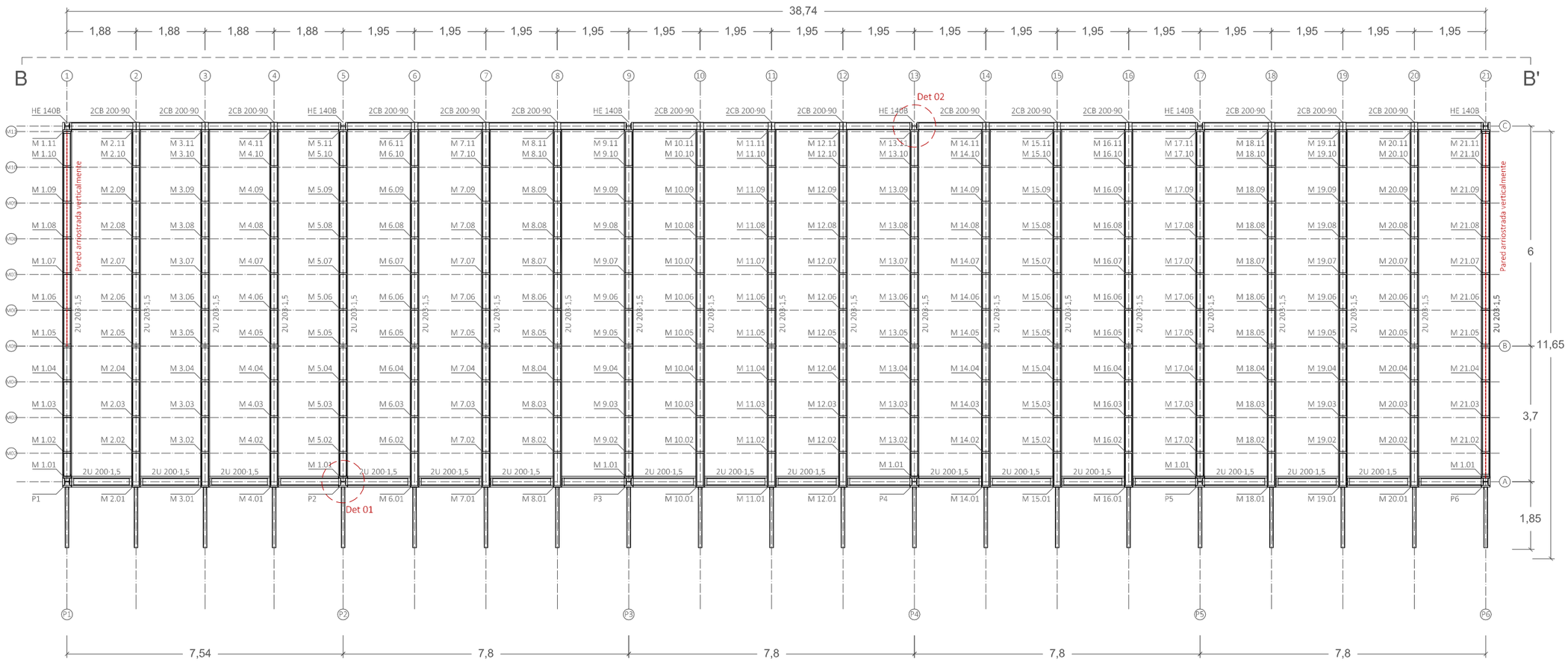
ESTRUCTURA OCULTA	
Protección mediante placas de cartón yeso ignífugo	REI 90
ESTRUCTURA VISTA	
Proteccion mediante pintura intumescente	REI 90

ESCUELA TÉCNICA SUPERIOR DE ARQUITECTURA

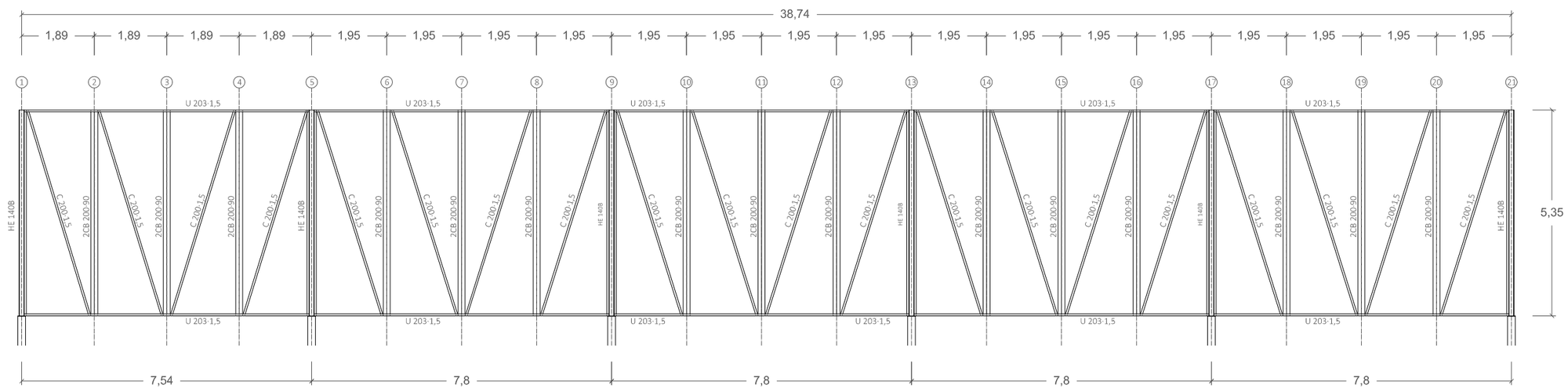
DPTO. DE FÍSICA Y ESTRUCTURAS DE LA EDIFICACIÓN

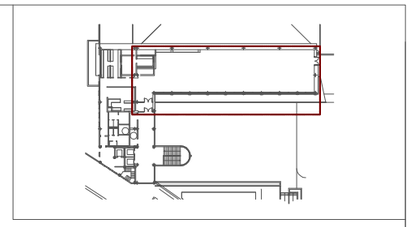
MÓDULO M4 PERFILES CONFORMADOS EN FRÍO	CURSO 2017/2018
PRÁCTICA M4._TEMA 2_PERFILES DE PEQUEÑO ESPESOR	
Fecha de entrega	20 / 05 / 2018
Plano Planta de cubierta + Alzado Celosías de fachada	Escala 1/125
	Profesores
	Alumnos

PLANTA DE USO DOTACIONAL



VIGA PARED





SEPARACIONES ENTRE TORNILLOS ROSCACHAPA

DIÁMETRO DEL TORNILLO	5 mm
Separación a borde lateral	=1,5·Ø =7,5 mm
Separación a borde frontal	≥ 3·Ø =15 mm
Separación entre tornillos	≥ 3·Ø =15 mm

SOLUCIONES ESTRUCTURALES HORIZONTALES

FORJADO MIXTO COLABORANTE	Canto: 30mm+30mm = 60 mm
Chapa MICROONDA 30	Canto: 30mm Espesor: 0,75mm
Hormigón	HA-25/B/20/I
CUBIERTA MIXTA COLABORANTE	Canto: 50mm+50mm = 100 mm
Chapa HAIRCOL 50	Canto: 50mm Espesor: 0,75mm
Hormigón	HA-25/B/20/IIa

CUADRO DE MATERIALES — HORMIGÓN

MATERIALES	CALIDAD	N. DE CONTROL	COEF. SEG.
HOMIGÓN EN FORJADOS	HA-25/B/20/I	ESTADÍSTICO	γC = 1.50
	AGRESIVIDAD	RECUBRIMIENTO MÍNIMO	
HOMIGÓN FORJADOS	-	25mm	

CUADRO DE MATERIALES — ACERO

MATERIALES	CALIDAD	N. DE CONTROL	COEF. SEG.
PERFILES CONFORMADOS FRÍO	S 235 JR	NORMAL	γS = 1.05
ACERO ESTRUCTURA VERT.	S 275 JR	NORMAL	γS = 1.05
ACERO ARMADURAS	B 500 S	NORMAL	γS = 1.15

CUADRO DE CARGAS

Forjado de cubierta (cota + 21,00m)	CARGAS	DESF.	FAV.
P.P. DE FORJADO MIXTO	1,2 kN/m2	γG=1.35	γG=0.8
P.P. DE LA ESTRUCTURA STEEL FRAMING	0,08kN/m2	γG=1.35	γG=0.8
CARGA MUERTA - ACABADOS CUBIERTA	3 kN/m2	γG=1.35	γG=0.8
SOBRECARGA DE USO CUBIERTA	1 kN/m2	γQ=1.5	-
NIEVE EN CUBIERTA	0,2 kN/m2	γQ=1.5	-
TOTAL qd	5,48 kN/m2		
Forjado de planta (cota + 18m)			
P.P. DE FORJADO MIXTO	1,7 kN/m2	γG=1.35	γG=0.8
P.P. DE LA ESTRUCTURA	0,08 kN/m2	γG=1.35	γG=0.8
CARGA MUERTA - FORJADOS	1 kN/m2	γG=1.35	γG=0.8
SOBRECARGA DE USO	3 kN/m2	γQ=1.5	-
TOTAL qd Forjado tipo	5,78 kN/m2		-
CARGA LINEAL CERRAMIENTO	3,2 kN/m	γQ=1.5	

RESISTENCIAS A INCENDIO

ESTRUCTURA OCULTA	
Protección mediante placas de cartón yeso ignífugo	REI 90
ESTRUCTURA VISTA	
Proteccion mediante pintura intumescente	REI 90

ESCUELA TÉCNICA SUPERIOR DE ARQUITECTURA

DPTO. DE FÍSICA Y ESTRUCTURAS DE LA EDIFICACIÓN

MÓDULO M4 PERFILES CONFORMADOS EN FRÍO — CURSO 2017/2018

PRÁCTICA M4._TEMA 2_PERFILES DE PEQUEÑO ESPESOR

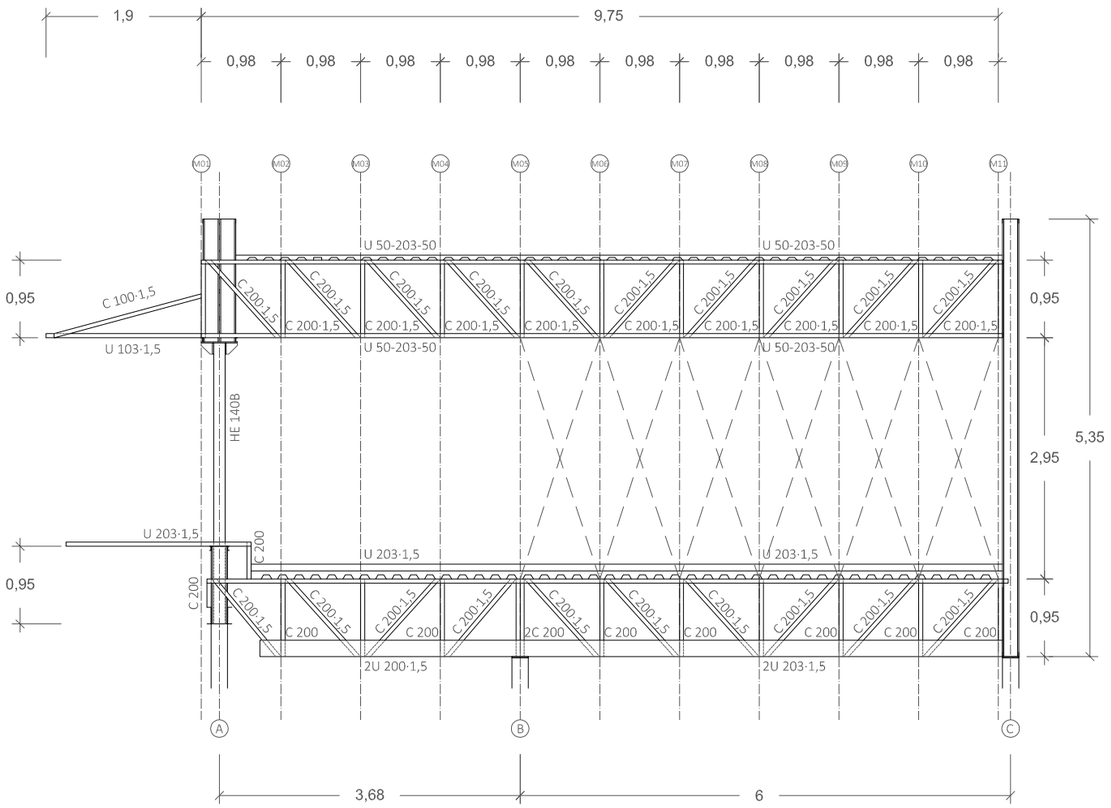
Fecha de entrega — 20 / 05 / 2018

Plano Planta de uso dotacional + Alzado Viga pared — Escala 1/125

Profesores

Alumnos

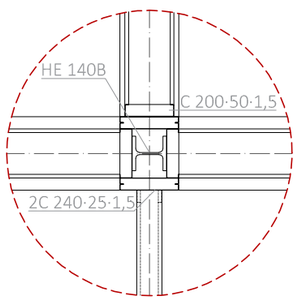
CELOSÍA TRANSVERSAL SUPERIOR



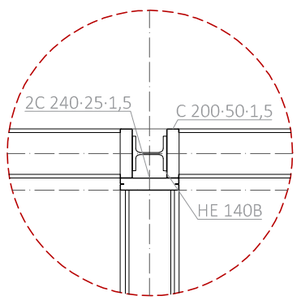
CELOSÍA LONGITUDINAL INFERIOR

DETALLES (e 1/25)

Det 01 Encuentro con pilar de fachada

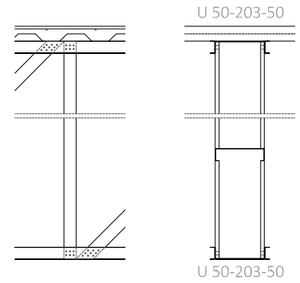


Det 02 Encuentro con pilar de viga pared



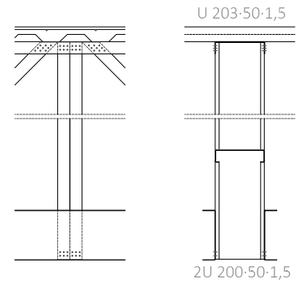
Celosía transversal superior

Diagonal	C 200·50·1,5 68,6 kN 18 tornillos
Montante	C 200·50·1,5 47,6 kN 12 tornillos



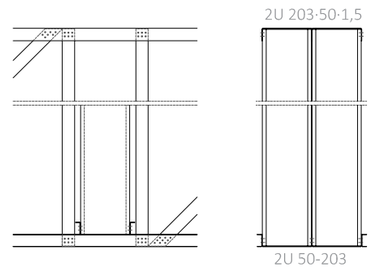
Celosía transversal inferior

Diagonal	C 200·50·1,5 61,4 kN 17 tornillos
Montante	2C 200·50·1,5 46,2 kN 12 tornillos



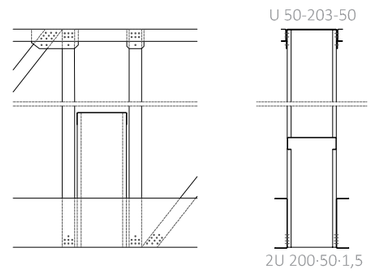
Celosía longitudinal superior

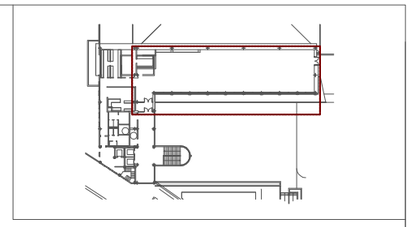
Diagonal	C 200·50·1,5 51,6 kN 14 tornillos
Montante	2C 200·50·1,5 48,3 kN 12 tornillos



Celosía longitudinal inferior

Diagonal	C 200·50·1,5 77,6 kN 21 tornillos
Montante	2C 200·50·1,5 53,2 kN 14 tornillos





SEPARACIONES ENTRE TORNILLOS ROSCACHAPA	
DIÁMETRO DEL TORNILLO	5 mm
Separación a borde lateral	=1,5·Ø =7,5 mm
Separación a borde frontal	≥ 3·Ø =15 mm
Separación entre tornillos	≥ 3·Ø =15 mm

SOLUCIONES ESTRUCTURALES HORIZONTALES	
FORJADO MIXTO COLABORANTE	Canto: 30mm+30mm = 60 mm
Chapa MICROONDA 30	Canto: 30mm Espesor: 0,75mm
Hormigón	HA-25/B/20/I
CUBIERTA MIXTA COLABORANTE	Canto: 50mm+50mm = 100 mm
Chapa HAIRCOL 50	Canto: 50mm Espesor: 0,75mm
Hormigón	HA-25/B/20/IIa

CUADRO DE MATERIALES			HORMIGÓN
MATERIALES	CALIDAD	N. DE CONTROL	COEF. SEG.
HOMIGÓN EN FORJADOS	HA-25/B/20/I	ESTADÍSTICO	γC = 1.50
	AGRESIVIDAD	RECUBRIMIENTO MÍNIMO	
HOMIGÓN FORJADOS	-	25mm	

CUADRO DE MATERIALES			ACERO
MATERIALES	CALIDAD	N. DE CONTROL	COEF. SEG.
PERFILES CONFORMADOS FRÍO	S 235 JR	NORMAL	γS = 1.05
ACERO ESTRUCTURA VERT.	S 275 JR	NORMAL	γS = 1.05
ACERO ARMADURAS	B 500 S	NORMAL	γS = 1.15

CUADRO DE CARGAS			
Forjado de cubierta (cota + 21,00m)	CARGAS	DESF.	FAV.
P.P. DE FORJADO MIXTO	1,2 kN/m2	γG=1.35	γG=0.8
P.P. DE LA ESTRUCTURA STEEL FRAMING	0,08kN/m2	γG=1.35	γG=0.8
CARGA MUERTA - ACABADOS CUBIERTA	3 kN/m2	γG=1.35	γG=0.8
SOBRECARGA DE USO CUBIERTA	1 kN/m2	γQ=1.5	-
NIEVE EN CUBIERTA	0,2 kN/m2	γQ=1.5	-
TOTAL qd	5,48 kN/m2		
Forjado de planta (cota + 18m)			
P.P. DE FORJADO MIXTO	1,7 kN/m2	γG=1.35	γG=0.8
P.P. DE LA ESTRUCTURA	0,08 kN/m2	γG=1.35	γG=0.8
CARGA MUERTA - FORJADOS	1 kN/m2	γG=1.35	γG=0.8
SOBRECARGA DE USO	3 kN/m2	γQ=1.5	-
TOTAL qd Forjado tipo	5,78 kN/m2		-
CARGA LINEAL CERRAMIENTO	3,2 kN/m	γQ=1.5	

RESISTENCIAS A INCENDIO	
ESTRUCTURA OCULTA	
Protección mediante placas de cartón yeso ignífugo	REI 90
ESTRUCTURA VISTA	
Proteccion mediante pintura intumescente	REI 90

ESCUELA TÉCNICA SUPERIOR DE ARQUITECTURA	
DPTO. DE FÍSICA Y ESTRUCTURAS DE LA EDIFICACIÓN	
MÓDULO M4 PERFILES CONFORMADOS EN FRÍO	CURSO 2017/2018
PRÁCTICA M4._TEMA 2_PERFILES DE PEQUEÑO ESPESOR	
Fecha de entrega	20 / 05 / 2018
Plano Alzado Celosías transversales + Detalles	Escala 1/75 1/25
	Profesores
	Alumnos

Universidad Politécnica de Madrid

Escuela Técnica Superior de Arquitectura de Madrid

M4_2 Perfiles Conformados en Frío

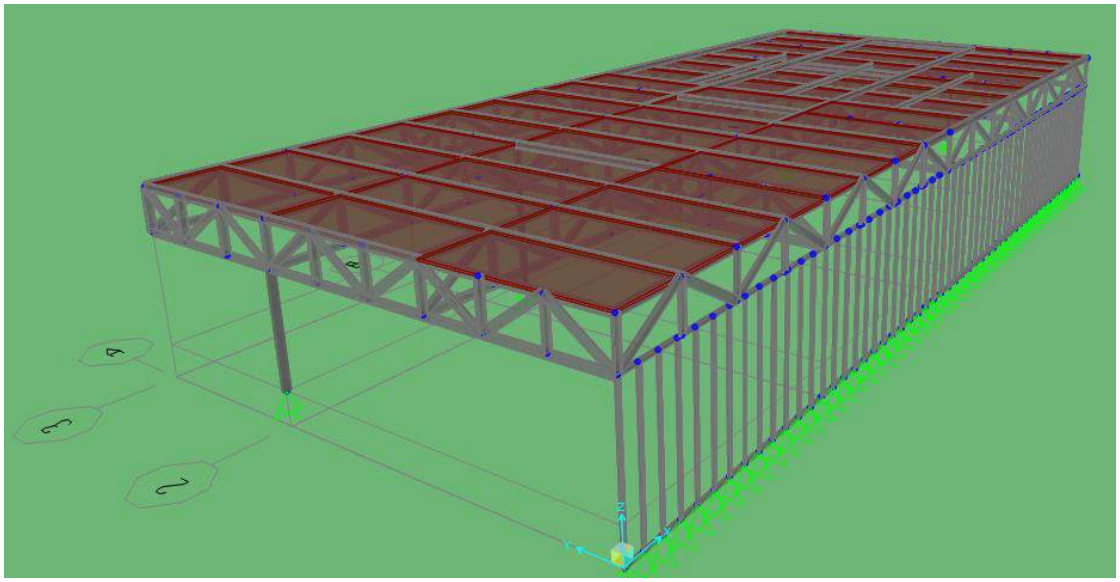
PROFESORES:

Joaquín Antuña

Luis San Salvador

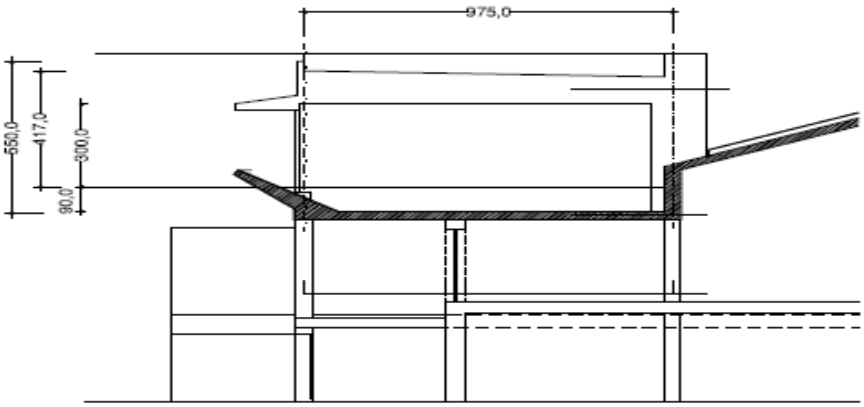
Fernando Castañón

Borja Cruz



MEMORIA DE LA ESTRUCTURA

La estructura a que se refiere esta memoria es de un proyecto de la cubierta de la ampliación de un edificio existente. La siguiente figura muestra una sección transversal de la estructura y la ampliación que tendrá. La estructura donde se apoyará cuenta con pilares de hormigón separados cada 7,80 m longitudinalmente. El forjado de cubierta será de talero de madera.



SECCIÓN A-A'

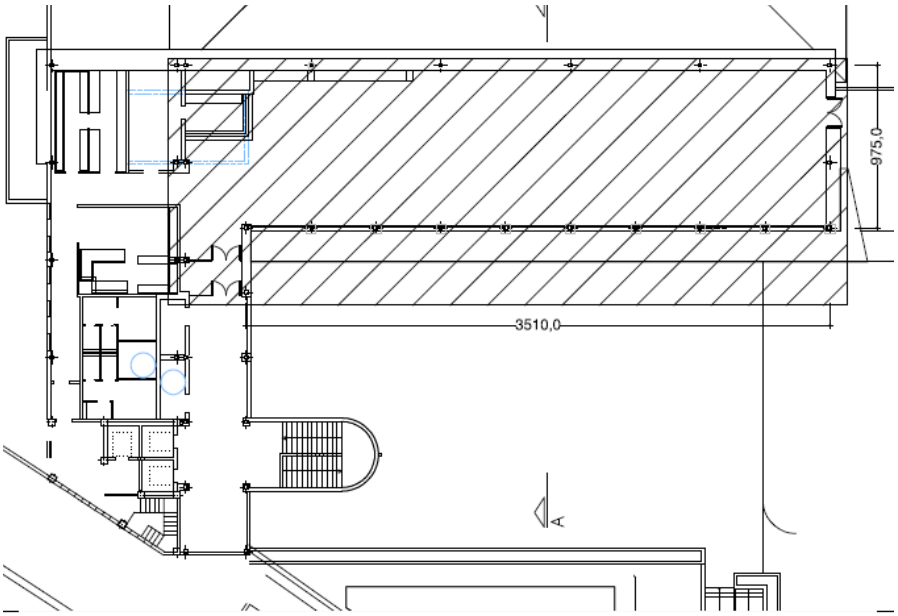


Figura 2: Planta baja.

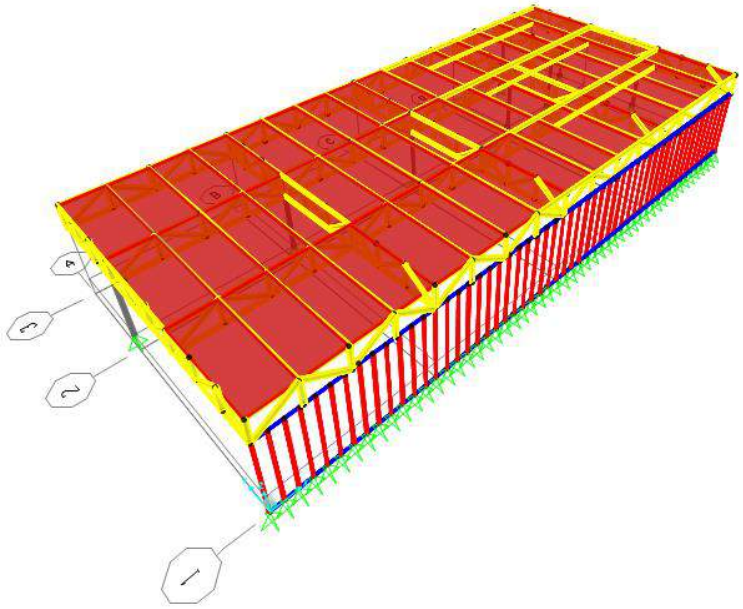
Realizamos el dimensionado de la cubierta con perfiles conformados en frío

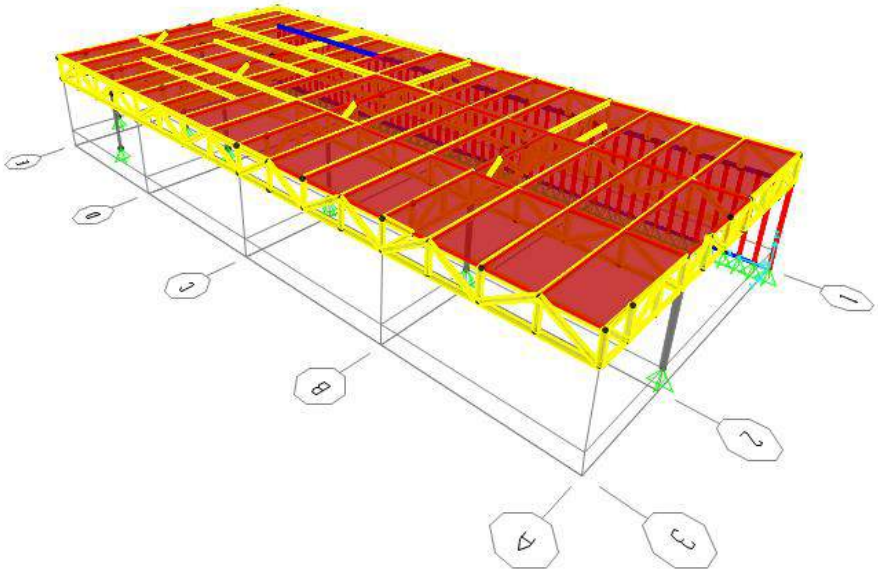
Las dimensiones de la cubierta son las siguientes:

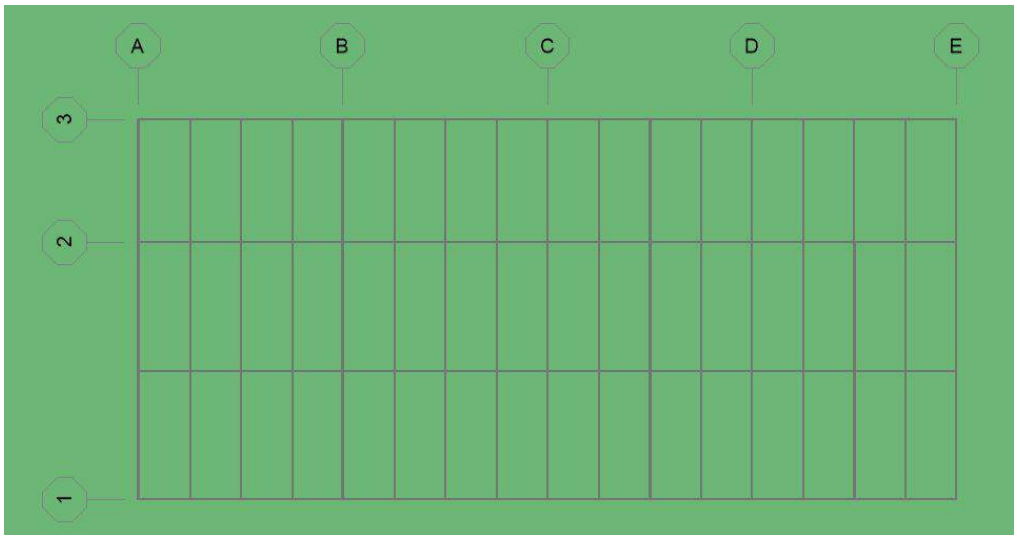
Longitud de la cubierta: 35.10 m

Ancho de la cubierta: 9.75 m

Altura de la nueva cubierta: 5.50 m

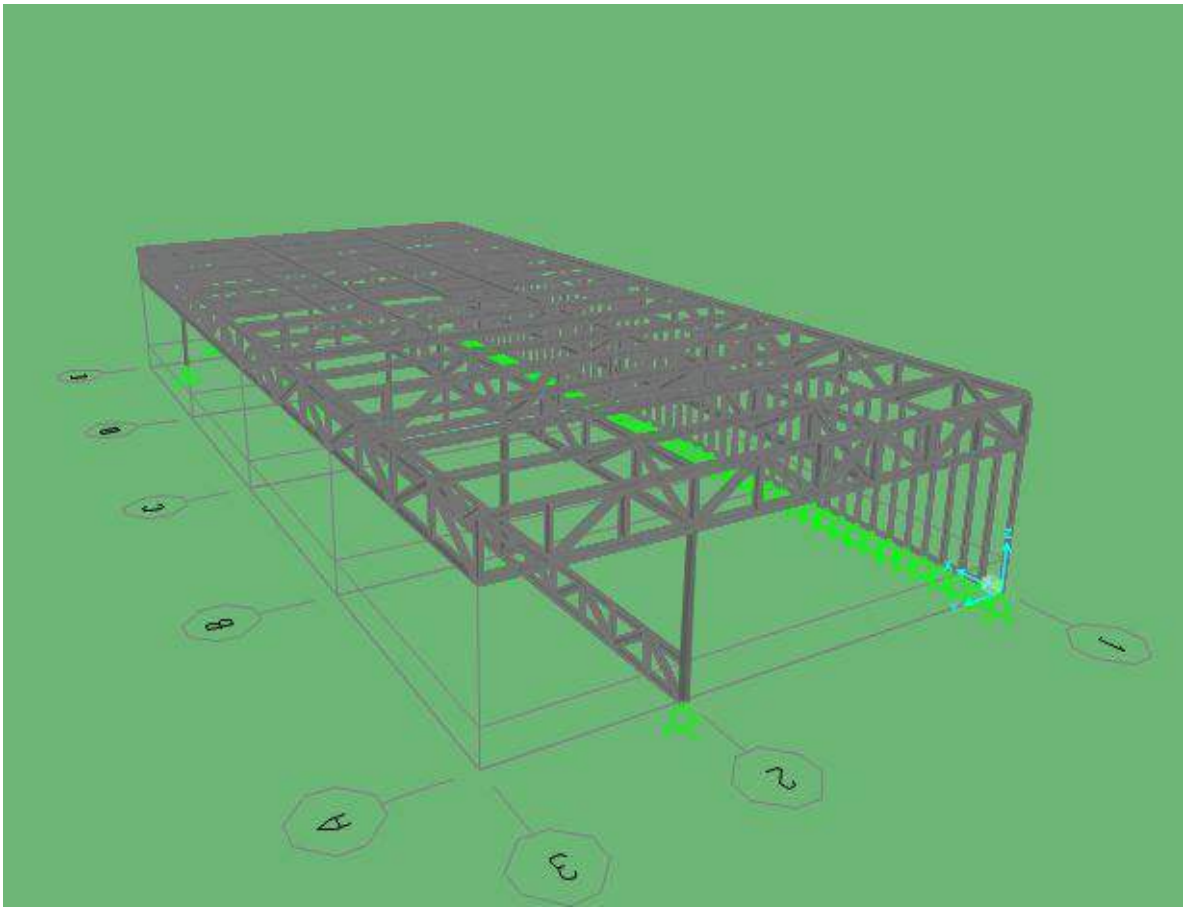




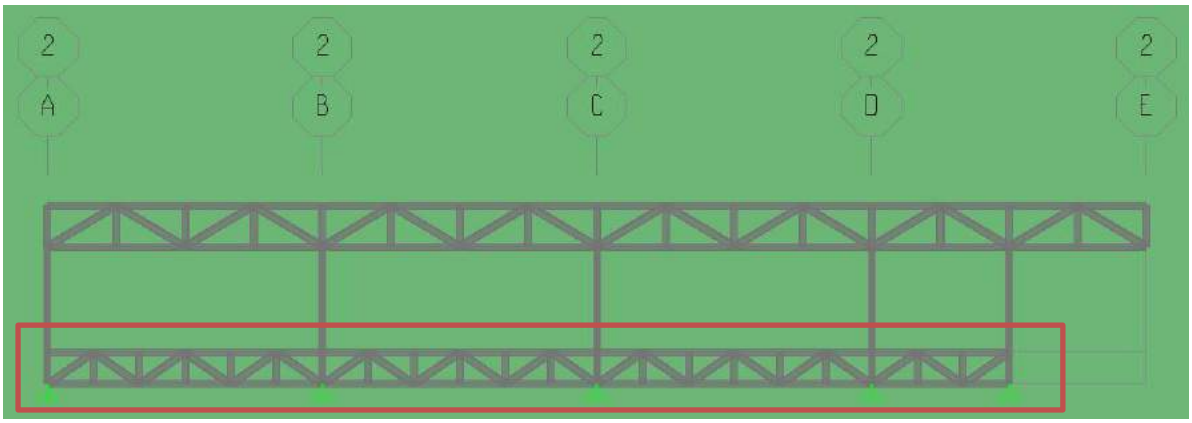


PLANTA DE CUBIERTA

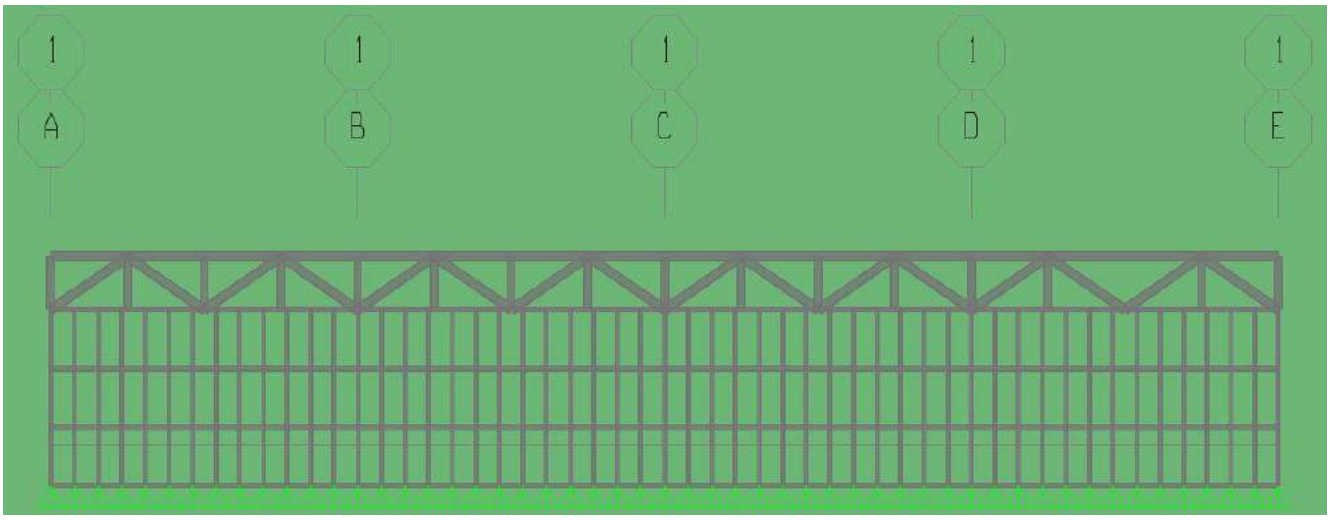
La solución adoptada para esta ampliación se muestra en la siguiente imagen:



La estructura es de perfiles de pequeño espesor, primero se realizará una cercha que estará apoyada en el eje 2 longitudinalmente, está cercha tiene perfiles C-200.

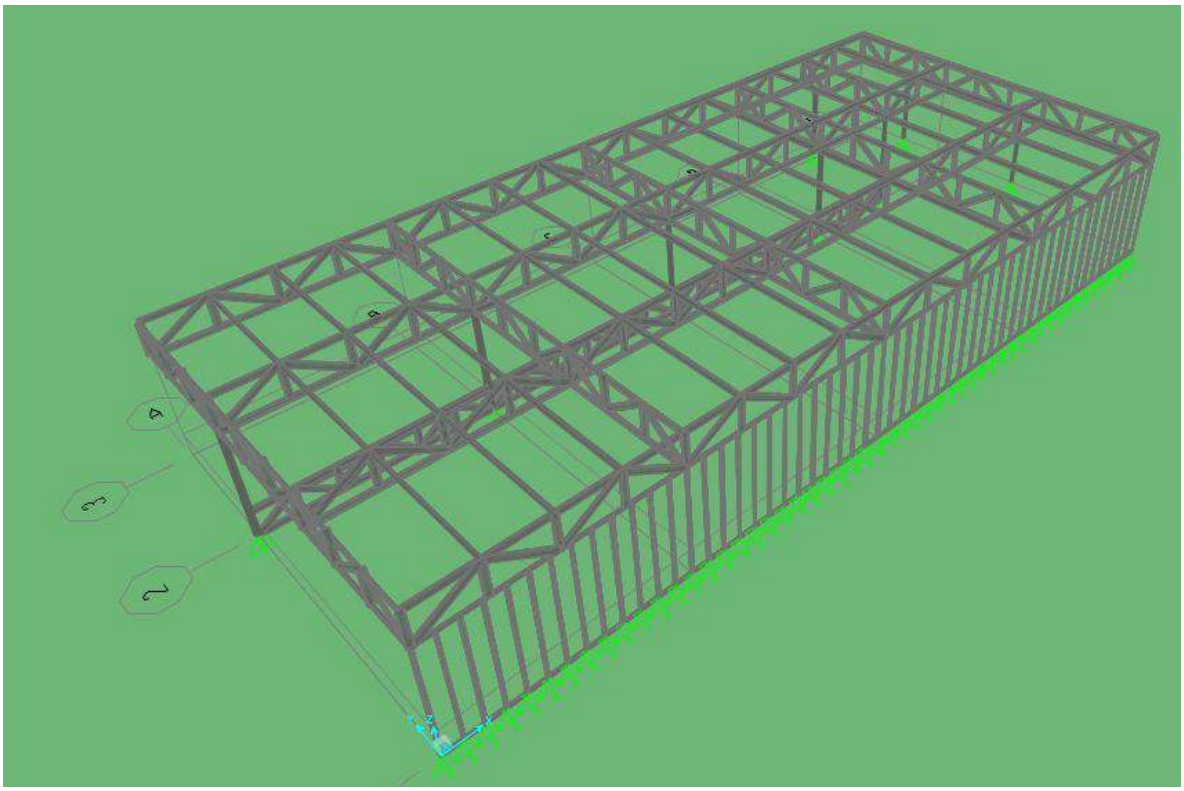


En el eje 1 un muro conformado por perfiles tipo C-100 cada 600 mm y arriostrada a cada tercio de altura libre esto quiere decir a cada metro, con perfiles omega.



En los pilares existentes de hormigón se a poyarán pilares en cajón de 2 perfiles tipo C-200.

En estos pilares C-200 se apoyarán 4 cerchas longitudinalmente y 5 cerchas transversalmente, estas cerchas tendrán el mismo tipo de perfil C-200.



Se presentan las características de los perfiles a utilizar en la estructura:

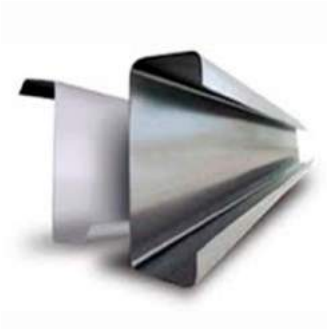
PERFIL C100x1.5

CARACTERÍSTICAS GEOMÉTRICAS
Altura del alma = 100.00 mm
Grosor de la chapa = 1.500 mm
Ancho del ala superior = 37.00 mm
Radio interno de doblado = 2.00 mm
Ancho del ala inferior = 37.00 mm
Altura del labio = 15.00 mm
Límite elástico, fyb = 280 Mpa
Límite elástico después del doblado, fya = 280 Mpa
Tensión última del material, fu = 360 Mpa

CARACTERÍSTICAS ESTRUCTURALES
Propiedades de la sección eficaz según el eje YY.
Distancia al ala superior de la fibra neutra (zcg) 50.4 mm
Momento de Inercia (Iy-y) 436858 mm4
Módulo resistente (Wy-y) 8737 mm3
Resistencia a flexión según el eje y-y Mb,Rd (EN 1993-1-3, 6.1.9) 2594.64 N-m

Propiedades de la sección bruta según el eje YY.
Distancia al ala superior de la fibra neutra (zcg) 50.0 mm
Momento de Inercia (Iy-y) 436858 mm4
Área de la sección (A) 289.9 mm2
Radio de giro (iy) 38.818 mm

Propiedades de la sección según el eje ZZ.
Distancia al alma de la fibra neutra en la sección bruta(Zcg) 12.0715 mm
Momento de Inercia de la sección bruta (Iz-z) 56863 mm4
Radio de giro de la sección bruta (iz) 14.0048 mm
Módulo resistente de la sección eficaz (Wz-z) 2243 mm3
Distancia al alma de la fibra neutra en la sección eficaz (ycg) 12.9664 mm
Resistencia a flexión según el eje z-z Mb,Rd 596.82N-m

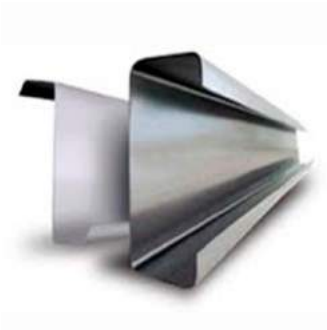


PERFIL C200x1.5

CARACTERÍSTICAS GEOMÉTRICAS
Altura del alma = 200.00 mm
Grosor de la chapa = 1.500 mm
Ancho del ala superior = 37.00 mm
Radio interno de doblado = 6.00 mm
Ancho del ala inferior = 37.00 mm
Altura del labio = 20.00 mm
Límite elástico, fyb = 280 Mpa
Límite elástico después del doblado, fya = 280 Mpa
Tensión última del material, fu = 360 Mpa

CARACTERÍSTICAS ESTRUCTURALES
Propiedades de la sección eficaz según el eje YY.
Distancia al ala superior de la fibra neutra (zcg) 103.4 mm
Momento de Inercia (Iy-y) 2307459 mm4
Módulo resistente (Wy-y) 21743 mm3
Resistencia a flexión según el eje y-y Mb,Rd (EN 1993-1-3, 6.1.9) 5784.15 N-m
Propiedades de la sección bruta según el eje YY.
Distancia al ala superior de la fibra neutra (zcg) 100.0 mm
Momento de Inercia (Iy-y) 2317148 mm4
Área de la sección (A) 444.6 mm2
Radio de giro (iy) 72.1911 mm

Propiedades de la sección según el eje ZZ.
Distancia al alma de la fibra neutra en la sección bruta(Zcg) 8.9187 mm
Momento de Inercia de la sección bruta (Iz-z) 75982 mm4
Radio de giro de la sección bruta (iz) 13.0726 mm
Módulo resistente de la sección eficaz (Wz-z) 2568 mm3
Distancia al alma de la fibra neutra en la sección eficaz (ycg) 12.5585 mm
Resistencia a flexión según el eje z-z Mb,Rd 683.07 N-m
Otras propiedades de la sección.
Peso por unidad de longitud 34.2235 N/m
Capacidad nominal a cortante EN 1993-1-3, 6.1.5 17016 N
Nc,Rd para ser utilizada en la ecuación de EN 1993-1-3…(6.25) 64594 N



La madera a utilizar en el forjado será una madera C27 y sus propiedades se muestran a continuación:

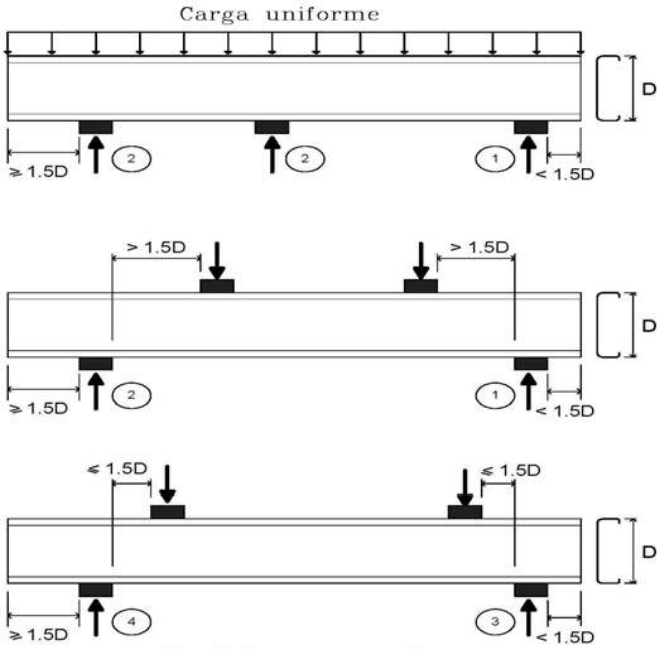
CARACTERÍSTICAS FÍSICAS

	Mínimo	Medio	Máximo	Desv. Típica	Interpretación
Densidad normal (peso específico aparente) gr/cm^3	0.432 (0.33)	0.502 (0.5)	0.571 (0.89)	0.042	semipesada (semipesada)
Dureza radial Chalais-meudon(d).	1.75	1.88	2.01	0.184	blanda
Cota de dureza (d/m^2)	6.27	6.30	6.33	0.042	
Dureza tangencial chalais-meudon	1.01	1.73	2.83	0.488	blanda
Cota de dureza (d/m$^{2)}$.	4.78	7.00	10.17	1.544	
Dureza brinell perpendicular		(1,9)			
Dureza brinell paralela		(4,0)			
Contracción volumétrica total (c_v).	10.5	12.75 (12.1)	14.6	1.137	media (media)
Contracción lineal tangencial	6.82	7.05 (7.7)	7.28	0.325	
Contracción lineal radial	3.85	3.855 (4.0)	3.86	0.007	
Contracción lineal axial		(0.4)			
Punto de saturación de la fibra.	29	36	40	3.383	elevado
Coeficiente de contracción volumétrica (c_{cv}).	0.27	0.36 (0.26)	0.43	0.046	algo nerviosa (poco nerviosa)
Coeficiente contracción tangencial	0.21	0.235	0.26	0.035	
Coeficiente contracción radial	0.12	0.13	0.14	0.014	
Relación c.c.tang./c.c. radial	1.75	1.81	1.86	0.078	
Higroscopicidad	0.0020	0.0029	0.0035	0.00043	normal

PROPIEDADES (Kg/cm^2)\CLASE RESISTENTE	C27
Flexión	270
Tracción paralela	160
Tracción perpendicular	4
Compresión paralela	220
Compresión perpendicular	56
Cortante	28
Modulo de elasticidad paralelo medio	120.000
Módulo de elasticidad paralelo 5° percentil	80.000
Módulo de elasticidad perpendicular medio	4.000
Módulo cortante	7.500
Densidad característica en Kg/m^3	370
Densidad media en Kg/m^3	450

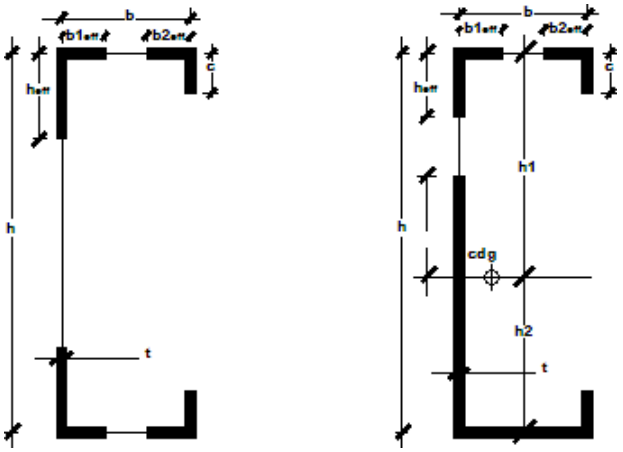
La nomenclatura de estas tablas está inspirada en la de EN 1993-1-3. Al eje horizontal que pasa por el centro de gravedad se le denomina y-y, y al vertical z-z.

* Este valor debe emplearse en EN 1993 1-3, 6.1.9
** Las condiciones de apoyo están reflejadas en la siguiente figura, ref: EN 1993 1-3, 6.1.7

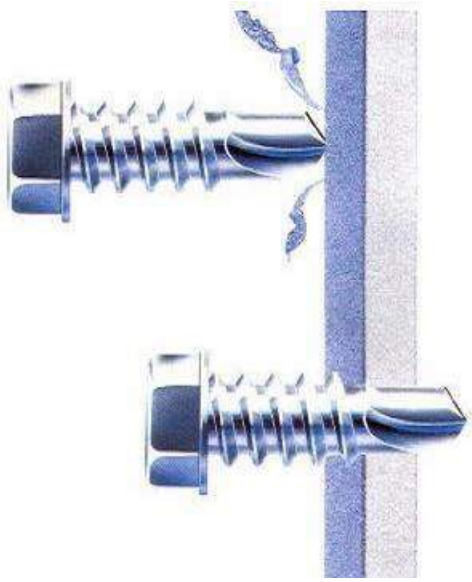


Condiciones para el análisis de la abolladura del alma de los perfiles conformados en frío

Bases de cálculo



Las figuras anteriores muestran unas secciones genéricas eficaces a compresión y a flexión utilizadas en el análisis, consecuencia de que los elementos que componen la sección están sometidos a esfuerzos de compresión que aparecen con motivo de las solicitaciones correspondientes, además de las inestabilidades local (abolladura) y de distorsión que se da en este tipo de estructuras. Todo ello se ha tenido en cuenta, según se establece en EN 1993-1-3, 5.5 al obtener las correspondientes secciones eficaces de los elementos de las piezas sometidas tanto a compresión como a flexión y deducir su capacidad portante según se establece en EN 1993-1-1, considerando las secciones iniciales como de clase 4. En las tablas anteriores correspondientes a los perfiles C100x1.5, C120x1.5 y C200x1.5 se indican las características estructurales relevantes a que da lugar este análisis.



Uniones

Para las uniones se han empleado tornillos rosca-chapa compuestos de un acero de resistencia igual, al menos, al de las chapas que unen. Las uniones trabajan todas a cortadura y su resistencia se ha calculado según EN 1993-1-3 Tabla 8.2. A continuación se resume en una tabla las resistencias de los tornillos empleados. Se trata de valores característicos divididos por un coeficiente $\gamma_{M2}=1.25$

Resistencia a cortadura de una unión de dos chapas dependiendo del espesor de la chapa más delgada y del diámetro del tornillo (KN)		
	espesor de1.5 mm	espesor de 2.0 mm
diámetro de 3.5 mm	2.7	2.7
diámetro de 4.0 mm	3.6	3.6
diámetro de 4.5 mm	4.0	4.5
diámetro de 5.0 mm	4.2	5.6

Todas las uniones de la estructura llevarán, al menos, 4 tornillos de 5mm de diámetro trabajando a cortante como es habitual en este tipo de montajes. Cuando deba ponerse un número superior de tornillos en una unión se indicará de modo ex profeso.

Los operarios deberán estar dispuestos a colocar alguno más cuando así lo ordene el confeccionador de este análisis.

Con estas premisas y teniendo en cuenta que todos los perfiles están unidos por otros Ω, reduciendo la luz de pandeo alrededor del eje de menor inercia (en las tablas de características de los perfiles se muestran las capacidades de cada perfil a compresión dependiendo de las luces de pandeo alrededor de los dos ejes principales de inercia), podemos ya mostrar la filosofía empleada para asegurarse de que todos los conjuntos estructurales son capaces de resistir con seguridad las acciones sobre ellos. Las bases de cálculo se toman de un conjunto de teorías (estabilidad estructural, resistencia de materiales, teoría de la elasticidad, método de los elementos finitos, de las bandas finitas…) y normas (CTE, EAE, EN 1993) que junto con los planteamientos teóricos permiten encontrar modelos para el análisis y obtención de resultados fiables en cuanto a que no se alcancen los valores límite de las tensiones. En bastantes casos se dejan de lado contribuciones importantes de buena parte de la piel de cerramiento (correas de atado,

paneles que soportan la cubrición y muro de ladrillo, piel del cerramiento de buena parte del edificio por ejemplo), que también tienen comportamiento estructural por ser de la misma naturaleza que lo que en cada análisis se considera como estructura, para que, esos comportamientos menos claros aunque reales, dejen nuestras estimaciones, aún más del lado de la seguridad. Además, en el caso que nos ocupa, se ha dejado de lado la contribución a la resistencia y a la minoración de las deformaciones, del hormigón de la capa de compresión de las viguetas, a pesar de estar suficientemente conectado a éstas.

Mostramos a continuación los resultados del análisis global. Estos resultados los hemos dividido en varios apartados para que resulte más fácil su apreciación así como la toma de decisiones en cuanto al diseño.

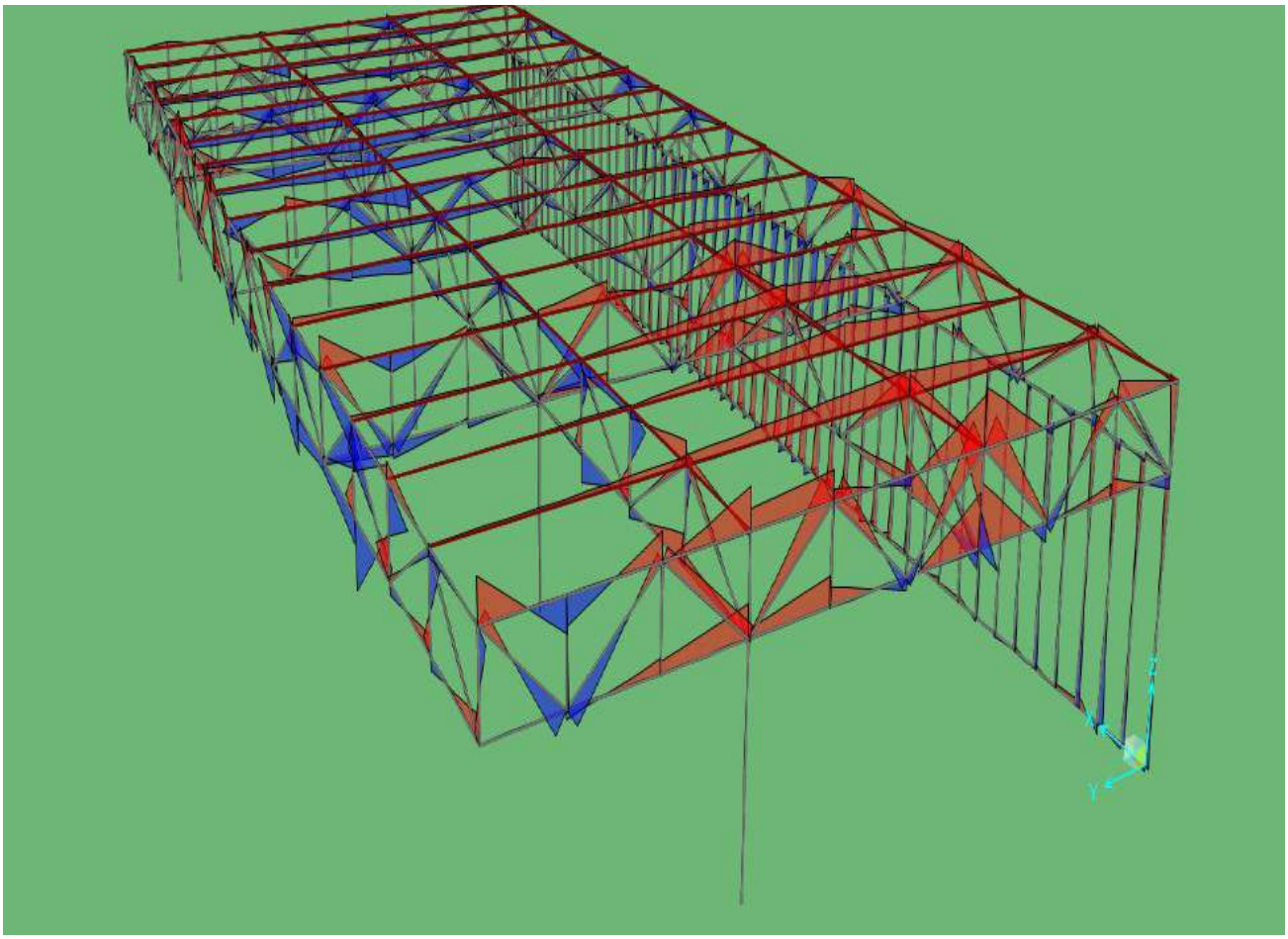
Resultados del análisis de la cubierta

Acciones

-Peso propio de la estructura: 0.08 KN/m^2
-Tablero de madera de 15mm: 0.50 KN/m^2
-Peso de la placa de cartón yeso: 0.12 KN/m^2

El peso propio total es 0.70 KN/m^2 actuando en toda la cubierta . Además se han añadido 0.6 KN/m^2 de sobrecarga de nieve. No se ha tenido en cuenta el viento, ya que su acción horizontal es absorbida por el tablero de fachada.

Diagramas de momentos flectores

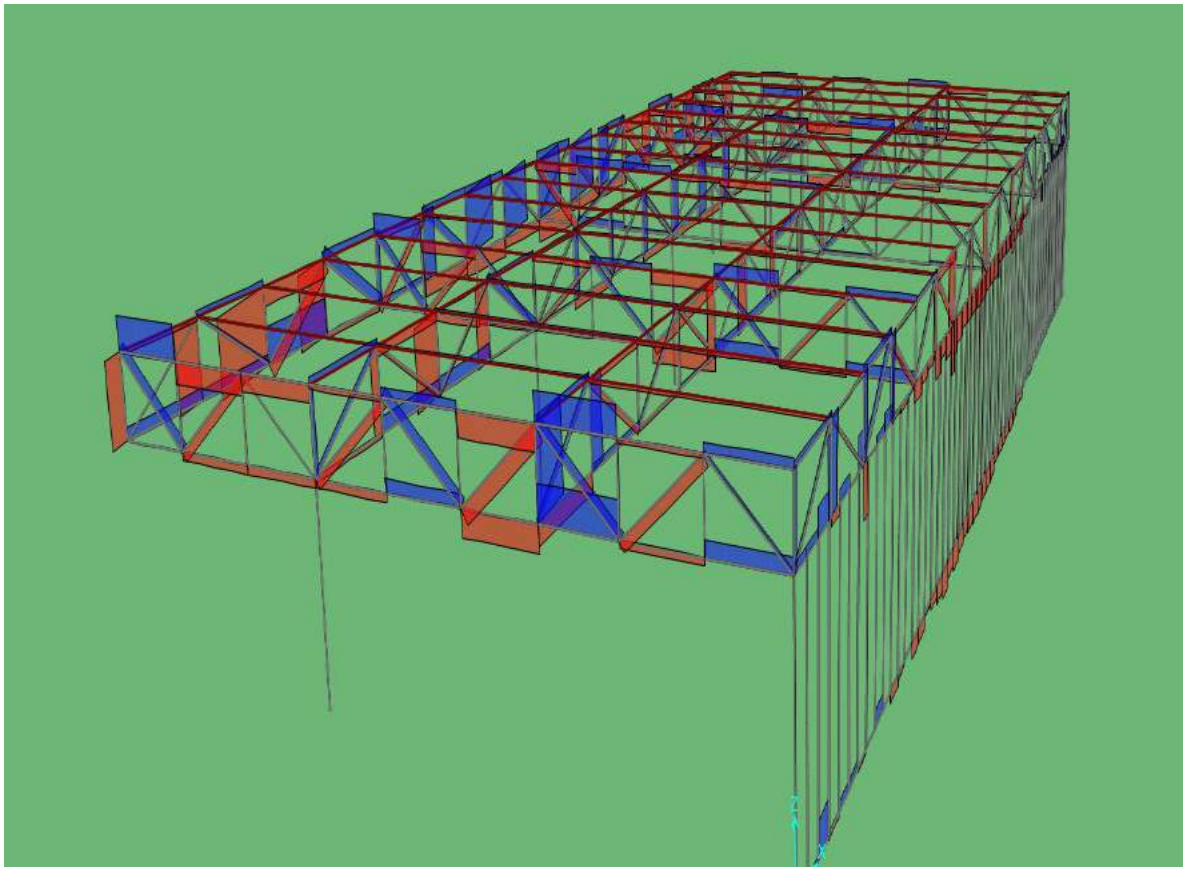


Momento máximo 2.5 Kn.m

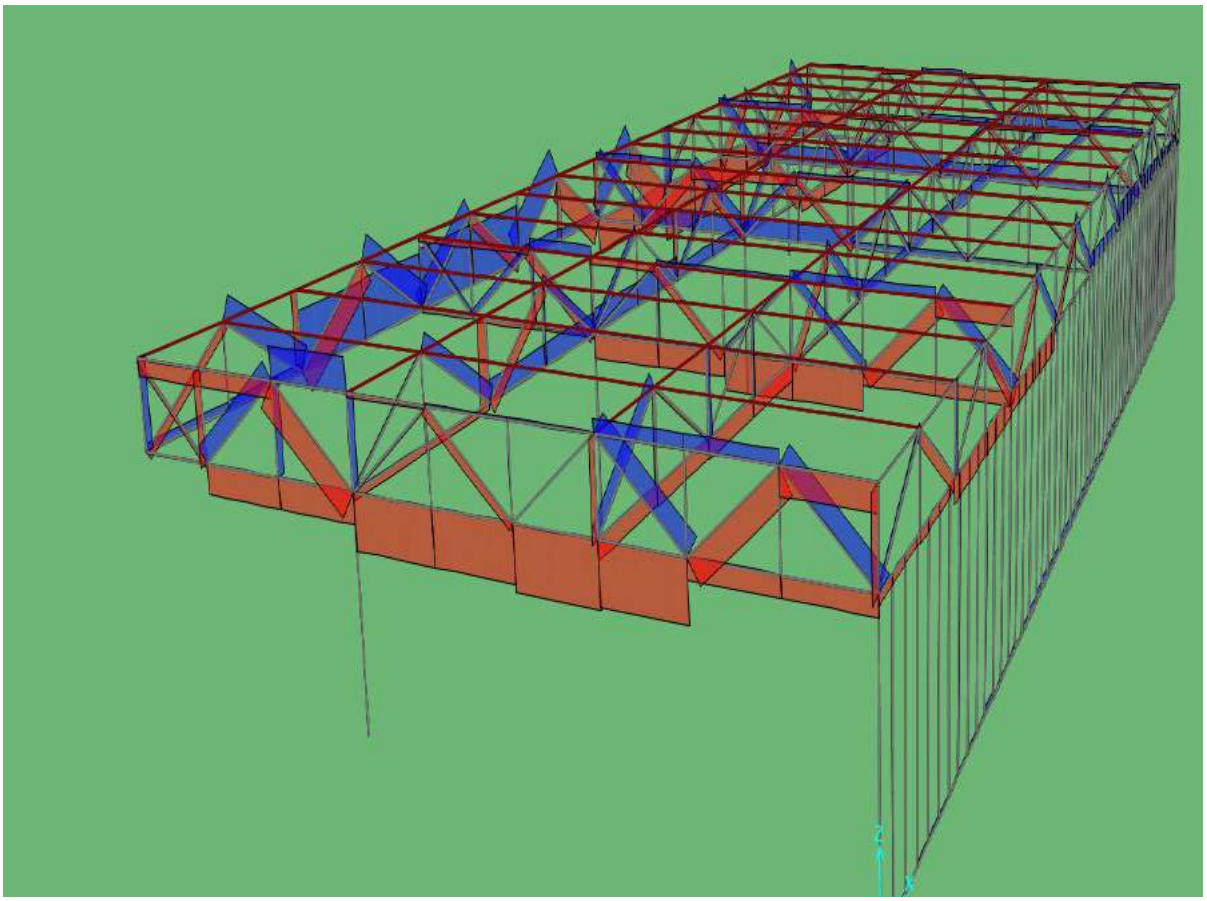
Pares de c-200 separados a 1.6m con capacidad resistente a flexión de 3.56 mKN. El cálculo de esa resistencia tiene como condición el atado de los perfiles entre si cada 1.6 m. Esto se consigue mediante el tablero exterior de madera de cubrición.

Diagramas de esfuerzos cortantes.

Esfuerzo cortante máximo: 10.5 KN por ser menor que la mitad de la capacidad cortante (22.04 KN) de la C150x1.5 (EN 1993-1-3:2006, 6.1.10). Los 10.3 KN que aparecen en la figura corresponde a una de las vigas de acero laminado.

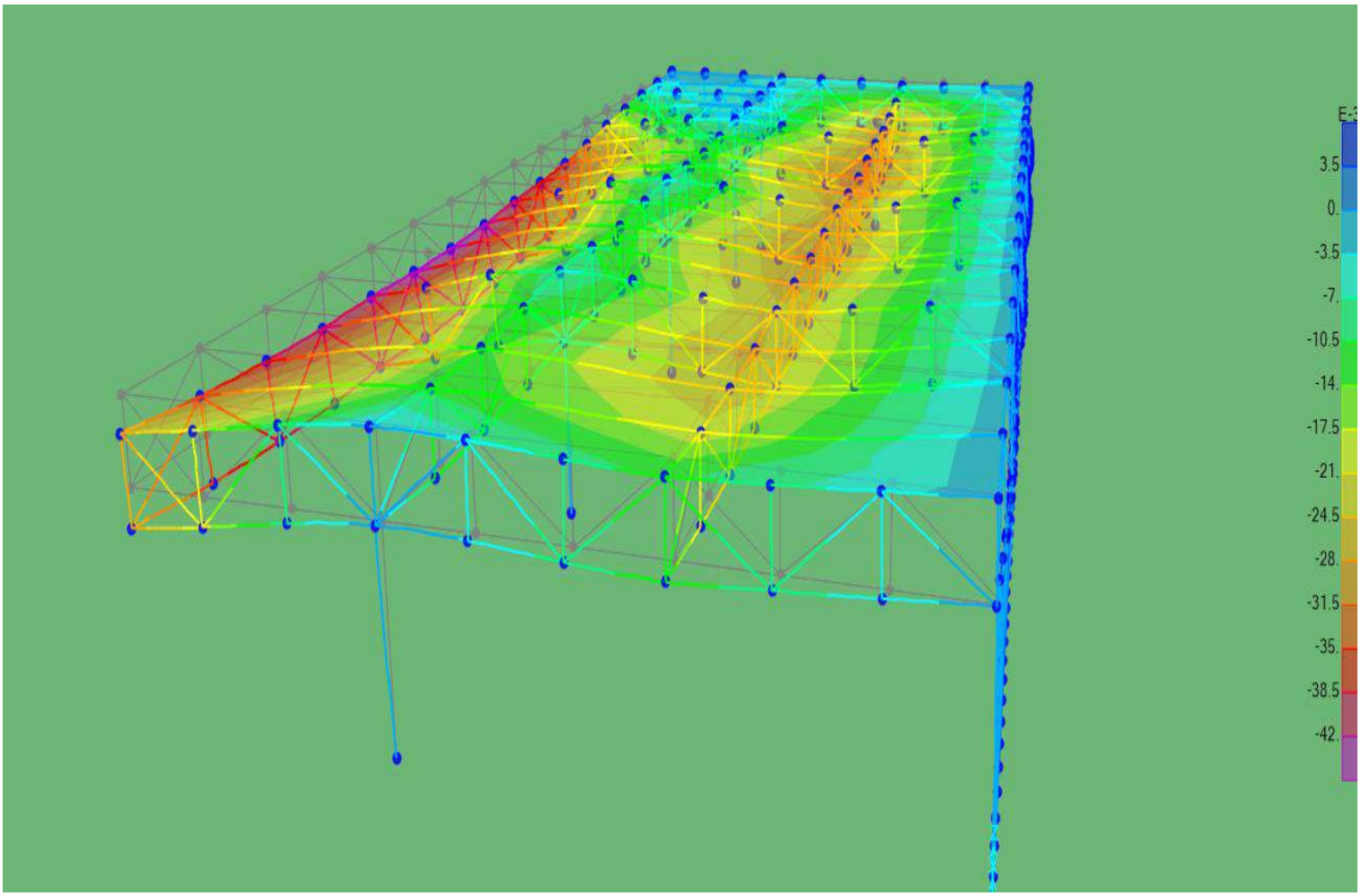


Diagramas de esfuerzos normales.



Máximo esfuerzo normal 54.25 Kn debido a que el sistema está resuelto mediante celosías que distribuyen la carga a los pilares , los cordones y pilares son los más solicitados a esfuerzo axil sin embargo no excede la resistencia a compresión de los perfiles ya que están arriostradas a cada 100cm.

Esquema de deformaciones



Maxima deformacion 4.2 mm

Consideraciones generales

Los cambios en el proyecto básico que afecten a la estructura deberán consultarse con el analista. No se trata de desanimar a hacerlos pues a menudo no implica un recalculo, sino de que, quien está al corriente del análisis considere que el cambio propuesto no altera sustancialmente la distribución de solicitaciones tenidas en cuenta en el diseño. En concreto, **deberán fijarse en obra los modos de apoyo de la nueva estructura respecto a la existente.**

Los dibujos de ayuda al montaje de la estructura están basados en el proyecto básico. El replanteo debe hacerse de acuerdo con este proyecto y las direcciones dadas en su momento por la dirección facultativa. Pequeñas variaciones con respecto al proyecto original no descabalan el análisis efectuado, que tiene en cuenta esta circunstancia. Por eso, y por las pequeñas variaciones que con respecto a los planos del proyecto básico se dan en la realidad, no se han incluido medidas en los dibujos salvo aquellas de cumplimiento obligatorio como pueden ser separación entre montantes, separación entre pares etc.

En el caso en que alguno de los elementos de la estructura deba atravesar algún elemento hecho con fábrica de ladrillo (chimeneas, por ejemplo) el proceso a seguir en su construcción será el siguiente:

1) se construirá el elemento de chapa.
2) se construirá el elemento de fábrica hasta sobrepasar escasamente el elemento de chapa.
3) se cortará el elemento de chapa cuando por razones funcionales fuese necesario y se continuará con la fábrica de ladrillo.
4) en el caso en que fuese necesario cortar la chapa, a la parte de ésta que quede embutida en el ladrillo deberán añadirse tornillos u otro tipo de conectores que garanticen su adherencia.

DETALLES DE UNIONES

UNION DE CORDON SUPERIOR CON VIGUETA

UNION DE PILAR CON CERCHA