



***NAVE-ALMACÉN PARA RIEGOS DEL NORTE S.A. EN
ANGUCIANA (LA RIOJA)***

3. ANEXOS

DATOS DE LA ALUMNA O DEL ALUMNO

NOMBRE: XABIER

APELLIDOS: ORDÓÑEZ QUÍLEZ

FDO.:

FECHA: 01/06/15

DATOS DEL DIRECTOR O DE LA DIRECTORA

NOMBRE: IGNACIO

APELLIDOS: MARCOS RODRÍGUEZ

DEPARTAMENTO: INGENIERÍA MECÁNICA

FDO.:

FECHA: 01/06/15

ÍNDICE

3.1 CÁLCULOS	1
3.1.1 INTRODUCCIÓN	1
3.1.2 DATOS DE PARTIDA	1
3.1.3 ACCIONES	3
3.1.3.1 CARGAS APLICADAS	3
3.1.4 CUBIERTA	7
3.1.4.1 ELECCIÓN DE LA CUBIERTA	7
3.1.4.2 CÁLCULOS DE CUBIERTA	10
3.1.4.2.1 Sobrecarga de uso	11
3.1.4.2.2 Sobrecarga de nieve	15
3.1.4.2.3 Sobrecarga de viento	18
3.1.4.2.4 Resumen de cargas	32
3.1.4.2.5 Combinación de hipótesis de carga	33
3.1.5 CERRAMIENTOS DE FACHADA	38
3.1.5.1 ELECCIÓN DEL CERRAMIENTO DE FACHADA	38
3.1.5.2 CÁLCULOS DEL CERRAMIENTO DE FACHADA	41
3.1.5.2.1 Sobrecarga de viento	42
3.1.5.2.2 Combinación de hipótesis de carga	50
3.1.6 CORREAS	54
3.1.6.1 CÁLCULO DE CORREAS DE CUBIERTA	54

3.1.6.1.1	Peso Propio	55
3.1.6.1.2	Sobrecarga de uso	56
3.1.6.1.3	Sobrecarga de nieve	56
3.1.6.1.4	Sobrecarga de viento	57
3.1.6.1.4.1	Distribución cargas de viento	67
3.1.6.1.5	Resumen de cargas	71
3.1.6.1.6	Combinación de hipótesis de carga	73
3.1.6.1.6.1	Estados Límite Últimos	73
3.1.6.1.6.2	Estados Límite de Servicio	81
3.1.6.2	CÁLCULO DE CORREAS DE FACHADA	85
3.1.6.2.1	Peso Propio	87
3.1.6.2.2	Sobrecarga de viento	87
3.1.6.2.2.1	Distribución de cargas de viento	97
3.1.6.2.3	Resumen de cargas	101
3.1.6.2.4	Combinación de hipótesis de carga	103
3.1.6.2.4.1	Estados Límite Últimos	103
3.1.6.2.4.2	Estados Límite de Servicio	110
3.1.7	CUBIERTA DE MARQUESINA	114
3.1.7.1	ELECCIÓN DE CUBIERTA DE MARQUESINA	114
3.1.7.2	CÁLCULO DE CUBIERTA DE MARQUESINA	116
3.1.7.2.1	Sobrecarga de uso	117

3.1.7.2.2 Sobrecarga de nieve.....	117
3.1.7.2.3 Sobrecarga de viento	121
3.1.7.2.4 Resumen de cargas	129
3.1.7.2.5 Combinación de hipótesis de carga	130
3.1.8 CORREAS DE MARQUESINA	132
3.1.8.1 CÁLCULO DE CORREAS DE MARQUESINA.....	132
3.1.8.1.1 Peso Propio	134
3.1.8.1.2 Sobrecarga de uso.....	134
3.1.8.1.3 Sobrecarga de nieve.....	135
3.1.8.1.4 Sobrecarga de viento	135
3.1.8.1.4.1 Distribución de cargas de viento.....	137
3.1.8.1.5 Resumen de cargas	139
3.1.8.1.6 Combinación de hipótesis de carga	140
3.1.8.1.6.1 Estados Límite Últimos.....	141
3.1.8.1.6.2 Estados Límite de Servicio	148
3.1.9 ENTREPLANTA	153
3.1.9.1 ELECCIÓN DEL TECHO	153
3.1.9.1.1 Estructura metálica	154
3.1.9.1.2 Tirantes	155
3.1.9.1.3 Aislante.....	157
3.1.9.2 CÁLCULOS DEL TECHO	160

3.1.9.3 ELECCIÓN DE LOS TABIQUES	169
3.1.9.4 CÁLCULO DE LOS TABIQUES.....	174
3.1.9.5 ELECCIÓN DEL SUELO	177
3.1.9.6 CÁLCULOS DEL SUELO.....	178
3.1.10 FORJADO.....	178
3.1.10.1 DATOS GEOMÉTRICOS.....	180
3.1.10.2 MATERIALES	182
3.1.10.3 CARGAS	187
3.1.10.4 CÁLCULOS	191
3.1.10.5 RESULTADOS	196
3.1.11 MEDIOS DE ACCESO A LA ENTREPLANTA	199
3.1.11.1 ESCALERAS	199
3.1.12 PUERTAS	201
3.1.12.1 PUERTAS CONTRA INCENDIOS.....	203
3.1.12.2 PUERTAS CORREDERAS INDUSTRIALES	204
3.1.13 DIMENSIONAMIENTO MEDIANTE EL PROGRAMA DE CÁLCULO	207
3.1.13.1 ELEMENTOS DE LA NAVE.....	235
3.1.13.1.1 Pórticos	235
3.1.13.1.2 Pilarillos.....	260
3.1.13.1.3 Jácenas	292
3.1.13.1.4 Marquesina	325

3.1.13.1.5 Estabilización horizontal	344
3.1.13.2 UNIONES.....	359
3.1.13.2.1 Especificaciones	359
3.1.13.2.2 Referencias y simbología.....	361
3.1.13.2.3 Comprobaciones en placas de anclaje	365
3.1.13.2.4 Relación	367
3.1.13.2.5 Memoria de cálculo	368
3.1.13.3 PLACAS DE ANCLAJE.....	404
3.1.13.3.1 Comprobación de placas de anclaje.....	407
3.1.13.4 CIMENTACIÓN	417
3.1.13.4.1 Elementos de cimentación aislados	417
3.1.13.4.1.1 Comprobación de zapatas de cimentación	419
3.1.13.4.2 Vigas de atado	443
3.1.13.4.2.1 Comprobación de vigas de atado	446
3.1.14 SOLERA.....	457
3.1.15 SANEAMIENTO Y FONTANERÍA	458
3.1.15.1 INSTALACIÓN DE RECOGIDA DE AGUAS PLUVIALES.....	458
3.1.15.1.1 Sumideros	459
3.1.15.1.2 Canalones	460
3.1.15.1.3 Bajantes	462
3.1.15.1.4 Colectores	462

3.1.15.1.5 Arquetas.....	464
3.1.15.2 INSTALACIÓN DE RECOGIDA DE AGUAS RESIDUALES	464
3.1.15.2.1 Ramales colectores	467
3.1.15.2.2 Bajantes de aguas residuales.....	468
3.1.15.2.3 Colectores horizontales de aguas residuales.....	469
3.1.15.2.4 Arquetas de fecales	469
3.1.15.3 SUMINISTRO DE AGUA	470
3.1.15.3.1 Instalación de agua caliente.....	471
3.1.15.3.1.1 Cálculo de calentador acumulador centralizado	471
3.1.15.3.1.2 Cálculo de diámetros.....	473
3.1.15.3.1.3 Cálculo de llaves y contadores.....	474
3.1.15.3.1.4 Cálculo de grupo de presión.....	475
3.1.15.3.1.5 Cálculo de válvula reductora.....	475
3.1.15.3.1.6 Cálculo de bomba aceleradora	476
3.1.15.3.2 Instalación de agua fría.....	477
3.1.15.3.2.1 Cálculo de diámetros.....	477
3.1.15.3.2.2 Cálculo de llaves y contadores.....	478
3.1.15.3.2.3 Cálculo de grupos de presión	478
3.1.15.3.2.4 Cálculo de válvula reductora.....	479

3.1 CÁLCULOS

3.1.1 INTRODUCCIÓN

Este anexo sirve como justificación de las soluciones adoptadas, conteniendo las hipótesis de partida, los criterios y procedimientos de cálculo, así como los resultados finales, base del dimensionamiento o comprobación de los distintos elementos que constituyen el objeto del proyecto.

Inicialmente se presentarán los datos de partida, los elementos empleados y las acciones que actúan sobre la estructura en cuestión. Posteriormente, se realizará un estudio exhaustivo de determinados aspectos de la obra y su repercusión en la estructura de la nave.

Una vez conocidos estos requisitos, con el objetivo de evitar la realización de un cálculo manual y tedioso, se procederá al dimensionamiento de la nave con ayuda del programa de cálculo Nuevo Metal 3D, de Cype ingenieros.

Los cálculos realizados para la construcción de esta nave serán los referentes a estructura, cimentación y saneamiento.

3.1.2 DATOS DE PARTIDA

- Nave de estructura metálica con entreplanta
- Marquesina lateral en voladizo
- Longitud: 30 m
- Luz de la nave: 15 m
- Luz de la marquesina: 6,78 m
- Distancia entre pórticos: 5 m

- Altura de rasante: 6 m
- Altura de cumbrera: 8 m
- Altura marquesina en su punto más alto: 4,1 m
- Altura de entreplanta: 3 m
- Cubierta a dos aguas
- Marquesina a un agua
- Inclinación de cubierta: 15°
- Inclinación de marquesina 5°
- Fachadas: panel sándwich sobre correas y muro formado por bloques de hormigón.
- Cubierta: panel sándwich sobre correas
- Ubicación: Polígono industrial “La Loma”, en Anguciana (La Rioja).
- Situación topográfica: normal

La nave contará con 6 vanos, es decir, tendrá 7 pórticos separados 5 metros entre sí. Además, entre el último y penúltimo pórtico contará con una entreplanta situada a una altura de 3 metros. Cabe destacar que en uno de los laterales de la nave se dispondrá una marquesina en voladizo que sirva de cubierta de aparcamiento.

El material que se utilizará mayoritariamente para la estructura, salvo rectificaciones puntuales, es un acero laminado S-275, siendo el valor característico de su tensión de límite elástico $f_y = 275 \text{ N/mm}^2$, para espesores de chapa inferiores a 16 mm, y el de su tensión de rotura $f_u = 410 \text{ N/mm}^2$.

En los apartados posteriores se muestra con detalle los pasos y consideraciones seguidas para elaborar el cálculo de la nave objeto de este proyecto.

3.1.3 ACCIONES

En este apartado se presentan individualmente las acciones que inciden sobre la nave y el método de estimación empleado para la determinación de estas. La combinación de éstas produce unos efectos sobre la estructura que serán los que determinen el tipo de perfil óptimo necesario para cada elemento estructural que compondrá la nave. Todas las acciones, a excepción de la carga permanente, permanecen constantes para toda la obra; la carga permanente se valora una vez se determinan los perfiles a utilizar.

3.1.3.1 CARGAS APLICADAS

CARGA PERMANENTE

El Código Técnico de la Edificación (CTE) establece como acciones permanentes en su Documento Básico de Seguridad Estructural Acciones en la Edificación (DB SE-AE) el peso propio, el pretensado y las acciones del terreno.

El valor característico del peso propio de los elementos constructivos se determinará, en general, como su valor medio obtenido a partir de las dimensiones nominales y de los pesos específicos medios.

La carga permanente de la estructura está compuesta básicamente por el peso propio de todos los elementos que forman la estructura. Es decir, para calcular el valor de las acciones que afectan a los elementos en estudio, se tendrá en cuenta el peso propio de: el cerramiento de cubierta, el cerramiento de fachada, las correas (tanto de cubierta como de fachada), los dinteles de los pórticos, los pilares de los pórticos, las vigas de atado entre pórticos, el forjado, etc.

SOBRECARGA DE USO

El Código Técnico de la Edificación (CTE) establece como sobrecarga de uso (acción variable) en su Documento Básico de Seguridad Estructural Acciones en la Edificación (DB SE-AE) el peso de todo lo que puede gravitar sobre el edificio por razón de su uso.

Generalmente, los efectos de la sobrecarga de uso pueden simularse por la aplicación de una carga distribuida uniformemente. De acuerdo con el uso que sea fundamental en cada zona del mismo, como valores característicos se adoptarán los de la Tabla 3.1 del Documento Básico SE-Acciones en la Edificación del CTE.

Tabla 3.1. Valores característicos de las sobrecargas de uso

Categoría de uso		Subcategorías de uso		Carga uniforme [kN/m ²]	Carga concentrada [kN]
A	Zonas residenciales	A1	Viviendas y zonas de habitaciones en, hospitales y hoteles	2	2
		A2	Trasteros	3	2
B	Zonas administrativas			2	2
C	Zonas de acceso al público (con la excepción de las superficies pertenecientes a las categorías A, B, y D)	C1	Zonas con mesas y sillas	3	4
		C2	Zonas con asientos fijos	4	4
		C3	Zonas sin obstáculos que impidan el libre movimiento de las personas como vestíbulos de edificios públicos, administrativos, hoteles; salas de exposición en museos; etc.	5	4
		C4	Zonas destinadas a gimnasio u actividades físicas	5	7
		C5	Zonas de aglomeración (salas de conciertos, estadios, etc)	5	4
D	Zonas comerciales	D1	Locales comerciales	5	4
		D2	Supermercados, hipermercados o grandes superficies	5	7
E	Zonas de tráfico y de aparcamiento para vehículos ligeros (peso total < 30 kN)			2	20 ⁽¹⁾
F	Cubiertas transitables accesibles sólo privadamente ⁽²⁾			1	2
G	Cubiertas accesibles únicamente para conservación ⁽³⁾	G1 ⁽⁷⁾	Cubiertas con inclinación inferior a 20°	1 ⁽⁴⁾ ⁽⁵⁾	2
			Cubiertas ligeras sobre correas (sin forjado) ⁽⁵⁾	0,4 ⁽⁴⁾	1
		G2	Cubiertas con inclinación superior a 40°	0	2

Tabla 1. Valores Característicos de la sobrecarga de uso.

ACCIÓN DEL VIENTO

El Código Técnico de la Edificación (CTE) establece como acción del viento (acción variable) en su Documento Básico de Seguridad Estructural Acciones en la Edificación (DB SE-AE) la distribución y el valor de las presiones que ejerce el viento sobre un edificio y las fuerzas resultantes dependen de la forma y de las dimensiones de la construcción, de las características y de la permeabilidad de su superficie, así como de la dirección, de la intensidad y del racheo del viento.

Tratándose de una fuerza que, generalmente, actúa perpendicularmente a la superficie de cada punto expuesto, se denomina presión estática y la determinación de la carga se realiza en función del apartado 3.3 del Documento Básico SE- Acciones en la Edificación del CTE.

ACCIONES TÉRMICAS

El Código Técnico de la Edificación (CTE) establece en su Documento Básico de Seguridad Estructural Acciones en la Edificación (DB SE-AE) lo siguiente en referencia a las acciones térmicas:

Los edificios y sus elementos están sometidos a deformaciones y cambios geométricos debidos a las variaciones de la temperatura ambiente exterior. La magnitud de las mismas depende de las condiciones climáticas del lugar, la orientación y de la exposición del edificio, las características de los materiales constructivos y de los acabados o revestimientos, y del régimen de calefacción y ventilación interior, así como del aislamiento térmico.

Las variaciones de la temperatura en el edificio conducen a deformaciones de todos los elementos constructivos, en particular, los estructurales, que, en los casos en los que estén impedidas, producen tensiones en los elementos afectados.

La disposición de juntas de dilatación puede contribuir a disminuir los efectos de las variaciones de la temperatura. En edificios habituales con elementos estructurales de hormigón o acero, pueden no considerarse las acciones térmicas cuando se dispongan juntas de dilatación de forma que no existan elementos continuos de más de 40 m de longitud. Para otro tipo de edificios, los DB incluyen la distancia máxima entre juntas de dilatación en función de las características del material utilizado.

Por tanto, al tratarse de una construcción en acero con elementos continuos que en ningún caso alcanzan los 40 m, no será necesario disponer una junta de dilatación que contribuya a disminuir los efectos de las variaciones de la temperatura, cumpliendo así lo establecido en el CTE.

SOBRECARGA DE NIEVE

El Código Técnico de la Edificación (CTE) establece en su Documento Básico de Seguridad Estructural Acciones en la Edificación (DB SE-AE) lo siguiente en referencia a la sobrecarga de nieve:

La distribución y la intensidad de la carga de nieve sobre un edificio, o en particular sobre una cubierta dependen del clima del lugar, del tipo de precipitación, del relieve del entorno, de la forma del edificio o de la cubierta, de los efectos del viento y de los intercambios térmicos en los paramentos exteriores.

La determinación de la carga de nieve se realiza en función del apartado 3.5 del Documento Básico SE-Acciones en la Edificación del CTE, el cual establece unos modelos de carga que cubren los casos del depósito natural de la nieve. Asimismo, deben tenerse en cuenta las condiciones constructivas particulares que faciliten la acumulación de nieve, siendo el caso de la marquesina lateral de la nave a estudio.

ACCION DE SISMO

Las acciones sísmicas (acción accidental) están reguladas en la NSCE, Norma de Construcción Sismorresistente: parte general y edificación. Así, se establece que la aplicación de esta norma no es obligatoria para este proyecto por tratarse de una construcción de importancia normal con pórticos bien arriostrados entre sí en todas las direcciones, situada en una zona donde la aceleración sísmica básica, a_b , no supera 0,08 g, siendo g la aceleración de la gravedad.

Se considera a la estructura de importancia normal, ya que su destrucción por terremoto podría ocasionar víctimas o producir daños económicos significativos a terceros, pero en ningún caso se trata de un servicio imprescindible ni puede dar lugar a efectos catastróficos.

ACCIÓN DE INCENDIO

Las acciones debidas a la agresión térmica del incendio (acción accidental) se definen en el Documento 8: Estudios con entidad propia; concretamente en el Documento 8.2: Estudio de Protección contra Incendios.

3.1.4 CUBIERTA

3.1.4.1 ELECCIÓN DE LA CUBIERTA

La cubierta de la nave a estudio se solucionará con unos paneles prefabricados de tipo sándwich, del catálogo de cerramientos de cubierta de la empresa Arval (Arcelor Construcción), empresa dedicada a la fabricación de gran variedad de productos propicios para su utilización en este tipo de construcciones.

Finalmente se opta por el modelo “ONDATHERM 900 C” de la gama Ondatherm, consistente en dos caras de acero galvanizado, siendo el espesor de la chapa exterior de 0,6 mm mientras que la interior será de 0,4 mm.

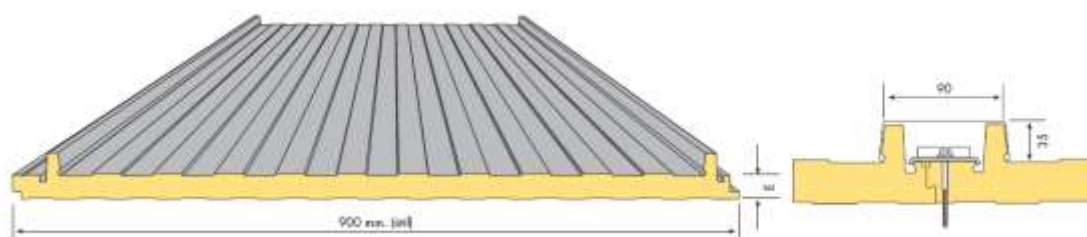


Figura 1. Cerramiento de cubierta modelo “900C”.

Los paneles prefabricados, correspondientes al modelo mencionado, se componen de dos paramentos metálicos con un núcleo de lana de roca, destinados particularmente a cerramientos industriales que requieran una elevada resistencia al fuego.

En cuanto a sus condiciones de uso, cabe destacar las siguientes disposiciones:

- Panel de cubierta para pendientes mínimas del 5%.
- Fijación oculta mediante tapajuntas para facilitar el montaje y desmontaje.
- Tira de aislamiento térmico en la junta para evitar condensaciones.
- Válido para soluciones de resistencia al fuego y fonoabsorbentes.

Presenta, además, las siguientes características técnicas:

MATERIAL BASE		NORMATIVA
Espesor de acero	0,6 (ext.)/ 0,4 (int)	EN 10143
Tipo de protección	Galvanizado	EN 10346
	Galvanizado-Prelacado	EN 10169
Clasificación fuego	B s2 d0 bajo pedido	EN 13501-1
Espesor panel	30-200 mm	
Prelacado	Matiz colorissime	

Tabla 2. Características técnicas cerramiento de cubierta.

Tras realizar un predimensionamiento mediante una serie de comprobaciones, se designa un espesor nominal de 80 mm, cuyo peso propio atiende a la cifra de 13 kg/m² como puede comprobarse en la tabla mostrada a continuación:

DATOS TÉCNICOS			
ESPELOR NOMINAL mm	TÉRMICO W/m ² K	MASA Kg/m ²	VOLUMEN EMPAQUETADO m ² /m ³
30	0,68	11,0	22
40	0,53	11,4	18
50	0,43	11,8	15
60	0,36	12,2	13
70	0,31	12,6	11
80	0,27	13,0	10
100	0,23	13,8	9
120	0,20	14,6	8
150	0,17	15,8	6

Tabla 3. Peso propio cerramiento de cubierta.

Por otro lado, en lo referente al comportamiento acústico, los paneles seleccionados presentan los siguientes datos:

AISLAMIENTO ACÚSTICO dB				
Frecuencia Hz	Espesor nominal			
	30	40	50	80
125	28	28	23	19
250	22	24	25	24
500	23	25	25	23
1000	26	27	30	30
2000	35	34	31	45
4000	44	44	49	51
Media	29	30	30	32

Tabla 4. Aislamiento acústico cerramiento de cubierta.

Así mismo, de la siguiente tabla se obtiene el valor de la tensión máxima que el cerramiento será capaz de soportar. Para ello, se tendrán en cuenta las consideraciones de diseño descritas anteriormente.

TABLA DE UTILIZACIÓN		LUCES EN METROS							
SOPORTE	Espesor (mm)	1,5	2	2,5	3	3,5	4	4,5	5
 3 APOYOS	30	226	185	135	89				
	40	255	214	166	114	74	55		
	50	284	247	186	135	94	75		
	80	404	384	295	234	186	144	113	94
	100			403	294	225	174	143	116
	120			419	330	254	212	175	142
	150			435	379	293	263	216	180
	200				Bajo consulta				

Tabla 5. Tensión máxima admisible del cerramiento de cubierta.

Por un lado, dado que el cerramiento está soportado por varias correas será multi-apoyado, sin embargo, en este caso el fabricante únicamente ofrece la posibilidad de soporte de tres apoyos, con lo cual se tomará esta opción como válida, cerciorando que se encuentra

del lado de la seguridad, puesto que contra mayor número de apoyos presente, el valor de la tensión máxima admisible se verá incrementado, en función, evidentemente, de las distancias entre los soportes (a mayor distancia, menor tensión podrá tolerar).

En otra instancia, se establece una separación entre apoyos o entre correas de 1'875 m para lograr una distribución homogénea de las mismas sobre la cubierta. Aunque esta distancia es menor que los 2 m que refleja la tabla, los cálculos se realizan con la tensión máxima admisible correspondiente a dicha distancia, manteniéndose en todo momento del lado de la seguridad.

Por consiguiente, se concluye que el valor que hace referencia a la tensión máxima que el cerramiento seleccionado es capaz de soportar es de 384 kg/m².

De este modo, se pueden destacar los siguientes datos requeridos para estimaciones posteriores:

- Peso: 13 kg/m²
- Espesor nominal: 80 mm
- Tensión máxima admisible: 384 kg/m²

3.1.4.2 CÁLCULOS DE CUBIERTA

En este apartado se reflejan los cálculos realizados para predimensionar la cubierta y una vez seleccionada, comprobar que será capaz de soportar las acciones que actuarán sobre ella. Estas acciones, según el Código Técnico de la Edificación en su Documento Básico de Seguridad Estructural Acciones en la Edificación, podrán ser de dos tipos:

- Acciones permanentes: el peso propio de los paneles.
- Acciones variables: la sobrecarga de uso, la nieve y el viento que inciden sobre ella.

En primer lugar, se realiza el predimensionado de la cubierta a través del cálculo de las acciones variables que actuarán sobre la misma. Por el momento no se incluirá el peso propio del panel.

3.1.4.2.1 Sobrecarga de uso

La sobrecarga de uso es el peso de todo lo que puede gravitar sobre el edificio por razón de su uso: personas, vehículos, herramientas... Por lo general, los efectos de la sobrecarga de uso pueden simularse por la aplicación de una carga distribuida uniformemente. De acuerdo con el uso fundamental en cada zona del mismo, como valores característicos se adoptarán los de la siguiente tabla (CTE DB SE-AE Tabla 3.1.):

Tabla 3.1. Valores característicos de las sobrecargas de uso

Categoría de uso		Subcategorías de uso		Carga uniforme [kN/m ²]	Carga concentrada [kN]
A	Zonas residenciales	A1	Viviendas y zonas de habitaciones en, hospitales y hoteles	2	2
		A2	Trasteros	3	2
B	Zonas administrativas			2	2
C	Zonas de acceso al público (con la excepción de las superficies pertenecientes a las categorías A, B, y D)	C1	Zonas con mesas y sillas	3	4
		C2	Zonas con asientos fijos	4	4
		C3	Zonas sin obstáculos que impidan el libre movimiento de las personas como vestíbulos de edificios públicos, administrativos, hoteles; salas de exposición en museos; etc.	5	4
		C4	Zonas destinadas a gimnasio u actividades físicas	5	7
		C5	Zonas de aglomeración (salas de conciertos, estadios, etc)	5	4
D	Zonas comerciales	D1	Locales comerciales	5	4
		D2	Supermercados, hipermercados o grandes superficies	5	7
E	Zonas de tráfico y de aparcamiento para vehículos ligeros (peso total < 30 kN)			2	20 ⁽¹⁾
F	Cubiertas transitables accesibles sólo privadamente ⁽²⁾			1	2
G	Cubiertas accesibles únicamente para conservación ⁽³⁾	G1 ⁽⁷⁾	Cubiertas con inclinación inferior a 20°	1 ⁽⁴⁾⁽⁸⁾	2
			Cubiertas ligeras sobre correas (sin forjado) ⁽⁵⁾	0,4 ⁽⁶⁾	1
		G2	Cubiertas con inclinación superior a 40°	0	2

Tabla 6. Valores característicos de sobrecarga de uso.

La cubierta a estudio se corresponde con la categoría de uso G, cubiertas accesibles únicamente para conservación. Dentro de esta categoría, al tratarse de una cubierta ligera sobre correas (sin forjado) se establece la subcategoría G1.

Respecto a esta subcategoría cabe mencionar dos aspectos:

- El Código Técnico de la Edificación entiende como cubierta ligera aquella cuya carga permanente debida únicamente a su cerramiento no excede de 1 kN/m^2 . Por tanto, se asume que la cubierta no superará dicho valor. En caso de que la cubierta seleccionada no cumpliera este requisito, se corregirían los cálculos.
- El Código Técnico de la Edificación considera esta sobrecarga de uso como no concomitante con el resto de acciones variables, ya que se considera que en días de viento o nieve ningún operario subirá a la cubierta para realizar el mantenimiento de la misma.

Teniendo en cuenta lo mencionado anteriormente se debe escoger entre los dos valores que ofrece la tabla, siendo estos una carga uniforme de $0,4 \text{ kN/m}^2$ o una carga concentrada de 1 kN/m^2 . Para seleccionar la más desfavorable se procede a realizar una simulación de ambas cargas mediante el programa informático Cespla. En las siguientes imágenes se pueden observar los resultados obtenidos:

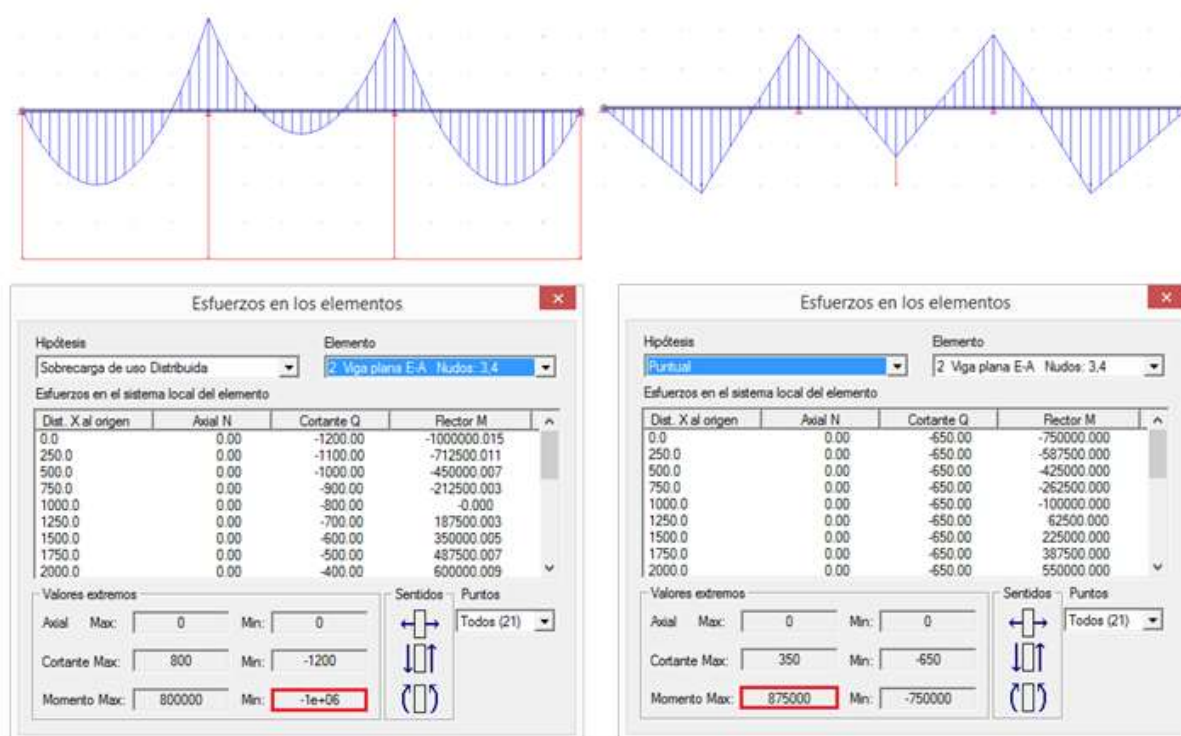


Figura 2. Izquierda: diagrama de momentos y momento máximo correspondiente a la carga distribuida. Derecha: diagrama de momentos y momento máximo correspondiente a la carga puntual.

Como se puede observar en la figura superior la carga uniforme produce un momento mayor por lo que es más desfavorable y será la empleada para el cálculo de la sobrecarga de uso ($0,4 \text{ kN/m}^2$).

En la nota a pie de tabla de este apartado del Código Técnico de la Edificación, se menciona que la carga está dirigida a un plano horizontal, por lo que habrá que proyectarla sobre el faldón de la nave que cuenta con una inclinación de 15° como se muestra en la siguiente imagen:

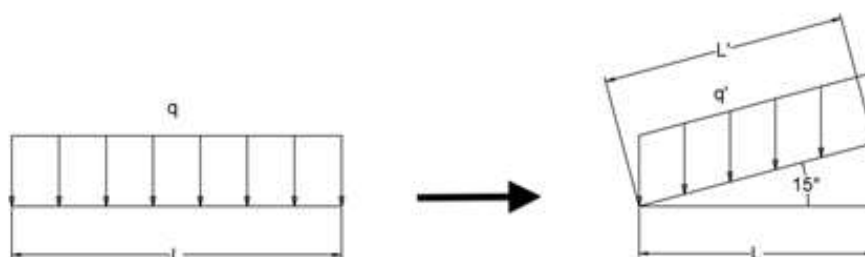


Figura 3. Proyección de cargas sobre el faldón de la nave.

Por tanto, el valor de la carga es el siguiente:

Siendo $L' = L/\cos\alpha$

$$q \cdot L = q' \cdot L' \rightarrow q \cdot L = q' \cdot L/\cos\alpha \rightarrow q' = q \cdot \cos\alpha$$

$$Q_{SU} = 0,4 \cdot \cos 15^\circ = \mathbf{0,3864 \text{ kN/m}^2}$$

Todas las acciones que se estudian han de proyectarse sobre la cubierta a excepción del viento cuyos valores de carga vienen dados en la dirección perpendicular a la superficie sobre la que actúan. Por lo que se realizará este pequeño cálculo en el resto de acciones. Hay que puntualizar que una vez halladas todas las cargas que soporta, se descomponen en su proyección paralela y perpendicular al faldón de la cubierta. Para la sobrecarga de uso se obtiene:

$$Q_{SU\perp} = Q_{SU} \cdot \cos 15^\circ = \mathbf{0,3732 \text{ kN/m}^2}$$

$$Q_{SU//} = Q_{SU} \cdot \sin 15^\circ = \mathbf{0,1 \text{ kN/m}^2}$$

Se realizará la misma descomposición de fuerzas en el resto de acciones que actúan sobre la cubierta.

3.1.4.2.2 Sobrecarga de nieve

La distribución y la intensidad de la carga de nieve sobre un edificio, o en particular sobre una cubierta, depende del clima del lugar, del tipo de precipitación, del relieve del entorno, de la forma del edificio o de la cubierta, de los efectos del viento y de los intercambios térmicos en los paramentos exteriores.

En estructuras ligeras, sensibles a la carga vertical, los valores pueden obtenerse como se indica a continuación:

Como valor de carga de nieve por unidad de superficie en proyección horizontal q_n , puede tomarse:

$$q_n = \mu \cdot s_k$$

Siendo,

μ Coeficiente de forma de la cubierta.

s_k Valor característico de la carga de nieve sobre un terreno horizontal.

Para la determinación del coeficiente de forma se ha de tener en cuenta que el viento puede acompañar o seguir a las nevadas, lo que origina un depósito irregular de la nieve sobre las cubiertas. Por ello, el espesor de la capa de nieve puede ser diferente en cada faldón. Para la determinación del coeficiente de forma de cada uno de ellos, se aplicará sucesivamente las siguientes reglas.

Según el apartado 3.5.3 del Documento Básico Seguridad Estructural de Acciones en la Edificación, en un faldón limitado inferiormente por cornisas o limatesas, y en el que no hay impedimento al deslizamiento de la nieve, el coeficiente de forma tiene el valor de 1 para cubiertas con inclinación menor o igual que 30° y 0 para cubiertas con inclinación mayor o igual que 60° . Si hay impedimento, se tomará $\mu = 1$ sea cual sea la inclinación.

En este caso al tratarse de una cubierta con una inclinación menor de 30° y sin impedimento al deslizamiento de la nieve se toma $\mu = 1$.

Tabla 3.8 Sobrecarga de nieve en capitales de provincia y ciudades autónomas

Capital	Altitud m	s_k kN/m ²	Capital	Altitud m	s_k kN/m ²	Capital	Altitud m	s_k kN/m ²
Albacete	690	0,6	Guadalajara	0	0,6	Pontevedra	0	0,3
Alicante / Alicante	0	0,2	Huelva	470	0,2	Salamanca	780	0,5
Almería	0	0,2	Huesca	570	0,7	SanSebas-	0	0,3
Ávila	1.130	1,0	Jalón	820	0,4	San/Donostia	0	0,3
Badajoz	180	0,2	León	150	1,2	Santander	1.000	0,7
Barcelona	0	0,4	Lérida / Lleida	380	0,5	Segovia	10	0,2
Bilbao / Bilbo	0	0,3	Logroño	470	0,6	Sevilla	1.090	0,9
Burgos	660	0,6	Lugo	470	0,7	Soria	0	0,4
Cáceres	440	0,4	Madrid	660	0,7	Tarragona	0	0,4
Cádiz	0	0,2	Málaga	0	0,6	Tenife	950	0,2
Castellón	0	0,2	Málaga	40	0,2	Teruel	550	0,9
Ciudad Real	640	0,6	Murcia	130	0,2	Toledo	0	0,5
Córdoba	100	0,2	Orense / Ourense	230	0,4	Valencia/València	690	0,2
Coruña / A Coruña	0	0,2	Oviedo	740	0,5	Valladolid	520	0,4
Cuenca	1.010	1,0	Palencia	0	0,4	Vitoria / Gasteiz	650	0,7
Gerona / Girona	70	0,4	Palma de Mallorca	0	0,2	Zamora	210	0,4
Granada	690	0,5	Palmas, Las	0	0,2	Zaragoza	0	0,5
			Pamplona/Iruña	450	0,7	Ceuta y Melilla	0	0,2

Tabla 7. Valores característicos de la sobrecarga de nieve.

De la tabla anterior se obtiene el valor característico s_k . Como la nave se emplazará en Anguciana (La Rioja) no se puede obtener el valor directamente de la tabla. En estos casos el CTE permite realizar el cálculo del valor característico mediante el Anejo E del Documento Básico de Seguridad Estructural Acciones en la Edificación.



Figura E.2 Zonas climáticas de invierno

Figura 4. Zonas climáticas de invierno.

Tabla E.2 Sobrecarga de nieve en un terreno horizontal (kN/m²)

Altitud (m)	Zona de clima invernal, (según figura E.2)						
	1	2	3	4	5	6	7
0	0,3	0,4	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2
200	0,5	0,5	0,2	0,2	0,3	0,2	0,2
400	0,6	0,6	0,2	0,3	0,4	0,2	0,2
500	0,7	0,7	0,3	0,4	0,4	0,3	0,2
600	0,9	0,9	0,3	0,5	0,5	0,4	0,2
700	1,0	1,0	0,4	0,6	0,6	0,5	0,2
800	1,2	1,1	0,5	0,8	0,7	0,7	0,2
900	1,4	1,3	0,6	1,0	0,8	0,9	0,2
1.000	1,7	1,5	0,7	1,2	0,9	1,2	0,2
1.200	2,3	2,0	1,1	1,9	1,3	2,0	0,2
1.400	3,2	2,6	1,7	3,0	1,8	3,3	0,2
1.600	4,3	3,5	2,6	4,6	2,5	5,5	0,2
1.800	-	4,6	4,0	-	-	9,3	0,2
2.200	-	8,0	-	-	-	-	-

Tabla 8. Valores característicos de la sobrecarga de nieve.

En primer lugar se puede observar en la figura 4 que el municipio de Anguciana está situado en la Zona 2 del mapa. Además, dicho municipio tiene una altura de 473 m y junto con el dato de la zona climática se entra en la tabla 8. Interpolando entre los 400 y los 500 metros se obtiene el valor característico de la sobrecarga de nieve.

$$400 \text{ m} \rightarrow 0,6$$

$$473 \text{ m} \rightarrow s_k \quad s_k = 0,673 \text{ kN/m}^2$$

$$500 \text{ m} \rightarrow 0,7$$

Por tanto, el valor de la carga es el siguiente:

$$q_n = \mu \cdot s_k = 1 \cdot 0,673 = 0,673 \text{ kN/m}^2$$

Como se ha hecho para la sobrecarga de uso, se procede a proyectar la carga de nieve sobre el faldón de la cubierta y posteriormente descomponerla en las direcciones paralela y perpendicular al faldón.

$$Q_N = 0,673 \cdot \cos 15^\circ = 0,65 \text{ kN/m}^2$$

$$Q_{N\perp} = Q_N \cdot \cos 15^\circ = 0,628 \text{ kN/m}^2$$

$$Q_{N//} = Q_N \cdot \sin 15^\circ = 0,169 \text{ kN/m}^2$$

3.1.4.2.3 Sobrecarga de viento

Como establece el Código Técnico de la Edificación, la acción de viento, en general una fuerza perpendicular a la superficie de cada punto expuesto, o presión estática q_e , que puede expresarse como:

$$q_e = q_b \cdot c_e \cdot c_p$$

Siendo,

q_b La presión dinámica del viento. De forma simplificada, como valor en cualquier punto del territorio español, puede adoptarse $0,5 \text{ kN/m}^2$.

c_e El coeficiente de exposición, variable con la altura del punto considerado, en función del grado de aspereza del entorno donde se encuentra ubicada la construcción.

c_p El coeficiente eólico o de presión, dependiendo de la forma y orientación de la superficie respecto al viento, y en su caso, de la situación del punto respecto a los bordes de esa superficie; un valor negativo indica succión.

Coefficiente de exposición

El coeficiente de exposición tiene en cuenta los efectos de las turbulencias originadas por el relieve y la topografía del terreno. Su valor se puede tomar de la Tabla 9, extraída del Documento Básico de Seguridad Estructural Acciones en la Edificación.

Tabla 3.4. Valores del coeficiente de exposición c_e

Grado de aspereza del entorno	Altura del punto considerado (m)							
	3	6	9	12	15	18	24	30
I Borde del mar o de un lago, con una superficie de agua en la dirección del viento de al menos 5 km de longitud	2,4	2,7	3,0	3,1	3,3	3,4	3,5	3,7
II Terreno rural llano sin obstáculos ni arbolado de importancia	2,1	2,5	2,7	2,9	3,0	3,1	3,3	3,5
III Zona rural accidentada o llana con algunos obstáculos aislados, como árboles o construcciones pequeñas	1,6	2,0	2,3	2,5	2,6	2,7	2,9	3,1
IV Zona urbana en general, industrial o forestal	1,3	1,4	1,7	1,9	2,1	2,2	2,4	2,6
V Centro de negocio de grandes ciudades, con profusión de edificios en altura	1,2	1,2	1,2	1,4	1,5	1,6	1,9	2,0

Tabla 9. Valores del coeficiente de exposición.

La nave cuenta con una altura hasta cumbre de 8 m y se construirá en un polígono a las afueras del municipio, por lo que se considera ubicada en la zona III (zona rural accidentada o llana con algunos obstáculos aislados, como árboles o construcciones pequeñas). Entrando en la tabla 9 con los datos anteriores e interpolando, se obtiene el coeficiente de exposición.

6 m → 2,0

8 m → c_e $c_e = 2,2$

9 m → 2,3

Presión dinámica del viento

Los valores característicos de presión dinámica son aportados por el código técnico, teniendo en cuenta el posicionamiento geográfico de la construcción, ya que la península está dividida en distintas zonas y en cada una la velocidad del viento es diferente. Toda la información esta mencionada concretamente en el Anejo D del Documento Básico de Seguridad Estructural Acciones en la Edificación (D.1 Presión dinámica):

1) El valor básico de la presión dinámica del viento puede obtenerse con la expresión:

$$q_b = 0,5 \cdot \delta \cdot v_b^2$$

Siendo δ la densidad del aire y v_b el valor básico de la velocidad del viento.

2) El valor básico de la velocidad del viento corresponde al valor característico de la velocidad media del viento a lo largo de un período de 10 minutos, tomada en una zona plana y desprotegida frente al viento a una altura de 10 m sobre el suelo. El valor característico de la velocidad del viento mencionada queda definido como aquel valor cuya probabilidad anual de ser sobrepasado es de 0,02 (período de retorno de 50 años).

3) La densidad del aire depende, entre otros factores, de la altitud, de la temperatura ambiental y de la fracción de agua en suspensión. En general puede adoptarse el valor de 1,25

kg/m^3 . En emplazamientos muy cercanos al mar, en donde sea muy probable la acción de rocío, la densidad puede ser mayor.

4) El valor básico de la velocidad del viento en cada localidad puede obtenerse del mapa de la figura 5. El de la presión dinámica es, respectivamente de $0,42 \text{ kN/m}^2$, $0,45 \text{ kN/m}^2$ y $0,52 \text{ kN/m}^2$ para las zonas A, B y C de dicho mapa.



Figura D.1 Valor básico de la velocidad del viento, v_b

Figura 5. Zonas de presión dinámica.

El municipio donde se ubica la nave es Anguciana (perteneciente a la comarca de Haro), perteneciente a la zona C del mapa de la figura 5, por lo que el coeficiente de presión dinámica del viento a tener en cuenta es $q_b = 0,52 \text{ kN/m}^2$.

Coeficiente eólico o de presión

Para la obtención del coeficiente eólico o de presión el CTE tiene en cuenta lo siguiente en el apartado 3.3.5 “Coeficiente eólico de naves y construcciones diáfanas” del Documento Básico de Seguridad Estructural Acciones en la Edificación:

1) En naves y construcciones diáfanas, sin forjados que conecten las fachadas, la acción de viento debe individualizarse en cada elemento de superficie exterior. Cuando en al menos dos de los lados del edificio (fachadas o cubiertas) el área total de los huecos exceda el 30% del área total del lado considerado, la acción del viento se determina considerando la estructura como una marquesina o una pared libre.

2) A efectos del cálculo de la estructura, del lado de la seguridad se podrá utilizar la resultante en cada plano de fachada o cubierta de los valores del Anejo D.3, que recogen el pésimo en cada punto debido a varias direcciones de viento. A los efectos locales, tales como correas, paneles de cerramiento, o anclajes, deben utilizarse los valores correspondientes a la zona o zonas en que se encuentra ubicado dicho elemento.

3) Si el edificio presenta grandes huecos la acción de viento genera, además de presiones en el exterior, presiones en el interior, que se suman a las anteriores.

El coeficiente eólico de presión interior, c_{pi} , se considera único en todos los paramentos interiores del edificio que delimitan la zona afectada por la fachada o cubierta que presenta grandes huecos. Para la determinación de la presión interior, en edificios de una sola planta, se considerará como coeficiente de exposición el correspondiente a la altura del punto medio del hueco, salvo que exista un hueco dominante, en cuyo caso el coeficiente de exposición será el correspondiente a la altura media de dicho hueco. Si el edificio tiene varias plantas se considerará la altura media de la planta analizada. Un hueco se considera dominante si su área es por lo menos diez veces superior a la suma de las áreas de los huecos restantes.

4) Cuando el área de las aberturas de una fachada sea el doble de las aberturas en el resto de las fachadas del edificio, se tomará $c_{pi} = 0,75c_{pe}$; si es el triple $c_{pi} = 0,9c_{pe}$ siendo c_{pe} el coeficiente eólico de presión exterior. En casos intermedios se interpolará linealmente. En otro caso se tomarán los valores de la tabla 3.6.”

Tabla 3.6 Coeficientes de presión interior

Esbeltez en el plano paralelo al viento	Área de huecos en zonas de succión respecto al área total de huecos del edificio											
	0,0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1	
≤1	0,7	0,7	0,6	0,4	0,3	0,1	0,0	-0,1	-0,3	-0,4	-0,5	
≥4	0,5	0,5	0,4	0,3	0,2	0,1	0,0	-0,1	-0,2	-0,3	-0,3	

Tabla 10. Valores del coeficiente de presión interior.

En este proyecto, al tratarse de una nave completamente cerrada a excepción de la puerta de incendios y la puerta principal, se descarta con total seguridad la posibilidad de estudiar la estructura como una marquesina. Se realizará el estudio de una nave a dos aguas sin huecos permanentes, pero teniendo en cuenta que los huecos de las puertas pueden abrirse puntualmente.

- **Presión exterior**

Para elementos con área de influencia A, entre 1 m² y 10 m², el CTE-DB Seguridad estructural Acciones en la edificación (Anejo D.3) establece que el coeficiente de presión exterior se puede obtener mediante la siguiente expresión:

$$c_{pe,A} = c_{pe,1} + (c_{pe,10} + c_{pe,1}) \cdot \log_{10}A$$

siendo,

$c_{pe,10}$ coeficiente de presión exterior para elementos con un área de influencia

$$A \geq 10 \text{ m}^2.$$

$c_{pe,1}$ coeficiente de presión exterior para elementos con un área de influencia

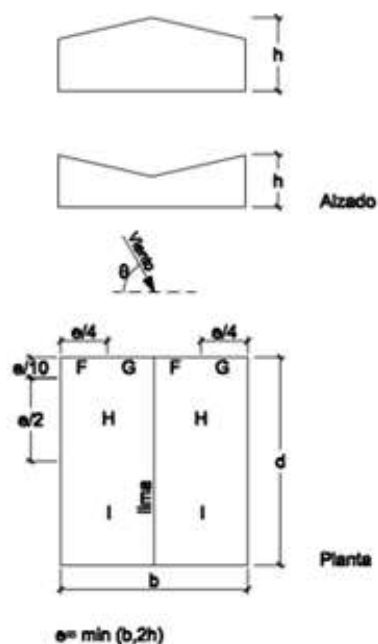
$$A \leq 1 \text{ m}^2.$$

En el caso de los paneles que formarán la cubierta de la nave a estudio contarán con un área de influencia menor de 10 m², por lo que se empleará la expresión anterior para el cálculo del coeficiente eólico:

$$A = 1 \text{ m} \times 7,765 \text{ m} = 7,765 \text{ m}^2 < 10 \text{ m}^2$$

Por otro lado, el CTE establece que se ha de calcular tanto la situación en la que el viento actúa longitudinalmente, como cuando lo hace transversalmente. Para ello, facilita, en el anejo D del Documento Básico de Seguridad Estructural de Acciones en la Edificación, unas tablas con las que en función del área de influencia de los paneles, la inclinación de la cubierta, que en este caso es de 15° y en función de la zona de influencia, proporciona un valor de coeficiente de presión.

Para viento **longitudinal** se emplea la siguiente tabla:



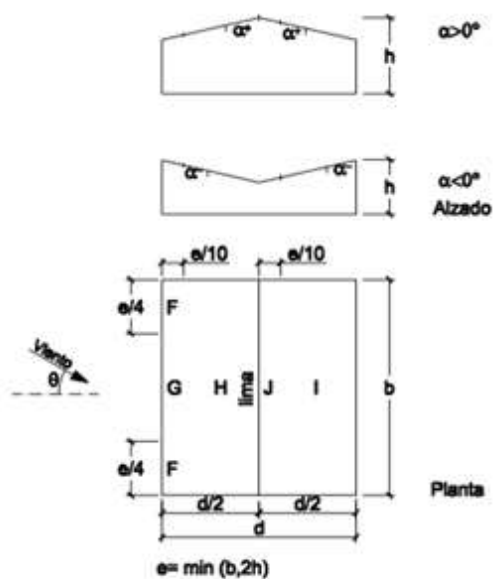
Pendiente de la cubierta α	A (m ²)	Zona (según figura), $-45^\circ \leq \theta \leq 45^\circ$			
		F	G	H	I
-45°	≥ 10	-1,4	-1,2	-1,0	-0,9
	≤ 1	-2,0	-2,0	-1,3	-1,2
-30°	≥ 10	-1,5	-1,2	-1,0	-0,9
	≤ 1	-2,1	-2,0	-1,3	-1,2
-15°	≥ 10	-1,9	-1,2	-0,8	-0,8
	≤ 1	-2,5	-2,0	-1,2	-1,2
-5°	≥ 10	-1,8	-1,2	-0,7	-0,6
	≤ 1	-2,5	-2,0	-1,2	-1,2
5°	≥ 10	-1,6	-1,3	-0,7	-0,6
	≤ 1	-2,2	-2,0	-1,2	-0,6
15°	≥ 10	-1,3	-1,3	-0,6	-0,5
	≤ 1	-2,0	-2,0	-1,2	-0,5
30°	≥ 10	-1,1	-1,4	-0,8	-0,5
	≤ 1	-1,5	-2,0	-1,2	-0,5
45°	≥ 10	-1,1	-1,4	-0,9	-0,5
	≤ 1	-1,5	-2,0	-1,2	-0,5
60°	≥ 10	-1,1	-1,2	-0,8	-0,5
	≤ 1	-1,5	-2,0	-1,0	-0,5
75°	≥ 10	-1,1	-1,2	-0,8	-0,5
	≤ 1	-1,5	-2,0	-1,0	-0,5

Tabla 11. Coeficientes de presión exterior para viento longitudinal.

Entrando en la tabla 11 y mediante la expresión mencionada anteriormente se obtienen los siguientes valores de coeficiente de presión para cada zona:

- **ZONA F:** $C_{pe,7,765 F} = -2 + (-1.3 + 2) \cdot \log_{10}7,765 = -1,38$
- **ZONA G:** $C_{pe,7,765 F} = -2 + (-1.3 + 2) \cdot \log_{10}7,765 = -1,38$
- **ZONA H:** $C_{pe,7,765 F} = -1,2 + (-0,6 + 1,2) \cdot \log_{10}7,765 = -0,666$
- **ZONA I:** $C_{pe,7,765 F} = -0,5 + (-0,5 + 0,5) \cdot \log_{10}7,765 = -0,5$

Para viento **transversal** se emplea la siguiente tabla:



Pendiente de la cubierta α	A (m ²)	Zona (según figura)				
		F	G	H	I	J
-45°	≥ 10	-0,6	-0,6	-0,8	-0,7	-1
	≤ 1	-0,6	-0,6	-0,8	-0,7	-1,5
-30°	≥ 10	-1,1	-0,8	-0,8	-0,6	-0,8
	≤ 1	-2	-1,5	-0,8	-0,6	-1,4
-15°	≥ 10	-2,5	-1,3	-0,9	-0,5	-0,7
	≤ 1	-2,8	-2	-1,2	-0,5	-1,2
-5°	≥ 10	-2,3	-1,2	-0,8	0,2	0,2
	≤ 1	-2,5	-2	-1,2	0,2	0,2
5°	≥ 10	-1,7	-1,2	-0,6	-0,6	0,2
	≤ 1	-2,5	-2	-1,2	-0,6	0,2
15°	≥ 10	-0,9	-0,6	-0,3	-0,4	-1
	≤ 1	0,2	0,2	0,2	+0,0	+0,0
30°	≥ 10	-0,5	-0,5	-0,2	-0,4	-0,5
	≤ 1	0,7	0,7	0,4	0	0
45°	≥ 10	-0,0	-0,0	-0,0	-0,2	-0,3
	≤ 1	0,7	0,7	0,6	+0,0	+0,0
60°	≥ 10	0,7	0,7	0,7	-0,2	-0,3
	≤ 1	0,7	0,7	0,7	-0,2	-0,3
75°	≥ 10	0,8	0,8	0,8	-0,2	-0,3
	≤ 1	0,8	0,8	0,8	-0,2	-0,3

Tabla 12. Coeficientes de presión exterior para viento transversal.

Entrando en la tabla 12 y mediante la expresión mencionada anteriormente se obtienen los siguientes valores de coeficiente de presión para cada zona:

- **ZONA F (succión):** $C_{pe,7,765 F} = -2 + (-0,9 + 2) \cdot \log_{10}7,765 = -1,022$
- **ZONA F (presión):** $C_{pe,7,765 F} = 0,2 + (0,2 - 0,2) \cdot \log_{10}7,765 = 0,2$
- **ZONA G (succión):** $C_{pe,7,765 F} = -1,5 + (-0,8 + 1,5) \cdot \log_{10}7,765 = -0,877$
- **ZONA G (presión):** $C_{pe,7,765 F} = 0,2 + (0,2 - 0,2) \cdot \log_{10}7,765 = 0,2$
- **ZONA H (succión):** $C_{pe,7,765 F} = -0,3 + (-0,3 + 0,3) \cdot \log_{10}7,765 = -0,3$
- **ZONA H (presión):** $C_{pe,7,765 F} = 0,2 + (0,2 - 0,2) \cdot \log_{10}7,765 = 0,2$
- **ZONA I (succión):** $C_{pe,7,765 F} = -0,4 + (-0,4 + 0,4) \cdot \log_{10}7,765 = -0,4$
- **ZONA I (presión):** $C_{pe,7,765 F} = 0$
- **ZONA J (succión):** $C_{pe,7,765 F} = -1,5 + (-1 + 1,5) \cdot \log_{10}7,765 = -1,055$
- **ZONA J (presión):** $C_{pe,7,765 F} = 0$

A continuación, sustituyendo los distintos coeficientes en la expresión facilitada por el CTE para el cálculo de la acción del viento se obtienen los siguientes valores para la situación de presión exterior:

$$q_e = q_b \cdot c_e \cdot c_p$$

Viento Longitudinal				
ZONA	q_b	c_e	c_p	q_e (kN/m ²)
F	0,52	2,2	-1,38	-1,58
G	0,52	2,2	-1,38	-1,58
H	0,52	2,2	-0,666	-0,762
I	0,52	2,2	-0,5	-0,572

Tabla 13. Valores de viento longitudinal para presión exterior.

Viento Transversal					
ZONA		q_b	c_e	c_p	q_e (kN/m ²)
F	Succión	0,52	2,2	-1,021	-1,17
	Presión	0,52	2,2	0,2	0,23
G	Succión	0,52	2,2	-0,877	-1,01
	Presión	0,52	2,2	0,2	0,23
H	Succión	0,52	2,2	-0,3	-0,35
	Presión	0,52	2,2	0,2	0,23
I	Succión	0,52	2,2	-0,4	-0,46
	Presión	0,52	2,2	0	0
J	Succión	0,52	2,2	-1,055	-1,21
	Presión	0,52	2,2	0	0

Tabla 14. Valores de viento transversal para presión exterior.

Como se puede observar en las tablas 13 y 14, los valores más peligrosos se darán en las zonas F, G y H para presión (0,23 kN/m²) cuando sopla viento transversal, y en las zonas F y G para succión (-1,58 kN/m²) cuando el viento es longitudinal.

- **Presión interior:**

Para el cálculo de los valores de viento en situaciones de presión interior, se tendrán en cuenta las situaciones más peligrosas. Por un lado, cuando sopla viento longitudinal y la puerta principal se mantiene abierta, mientras que la lateral permanece cerrada. Por otro lado, cuando el viento actúa sobre la nave transversalmente, permaneciendo la puerta principal cerrada y la lateral abierta.

Al igual que en el caso de presión exterior, los valores de viento se calcularán aplicando la siguiente expresión:

$$q_e = q_b \cdot c_e \cdot c_p$$

Siendo,

q_b La presión dinámica del viento. De forma simplificada, como valor en cualquier punto del territorio español, puede adoptarse 0,5 kN/m².

c_e El coeficiente de exposición, variable con la altura del punto considerado, en función del grado de aspereza del entorno donde se encuentra ubicada la construcción.

c_p El coeficiente eólico o de presión, dependiendo de la forma y orientación de la superficie respecto al viento, y en su caso, de la situación del punto respecto a los bordes de esa superficie; un valor negativo indica succión.

La presión dinámica adquiere el mismo valor que en el caso anterior tanto para el viento longitudinal como para el transversal: $q_b = 0,52 \text{ kN/m}^2$. El resto de coeficientes varían en función del hueco a estudio por lo que se distingue entre las dos situaciones mencionadas anteriormente.

- **Viento longitudinal** (Puerta principal abierta y lateral cerrada).

El coeficiente exposición depende de la mitad de la altura del hueco a estudio que en este caso es de $h = 3,5/2 = 1,75$ metros. Por tanto, según la tabla 9 el coeficiente de exposición, para un grado de aspereza del entorno III y una altura de 1,75 metros, es $c_e = 1,6$.

El coeficiente de presión interior depende de la esbeltez en el plano paralelo al viento y del área de huecos de succión respecto al área total de huecos del edificio según la siguiente tabla del Documento Básico de Seguridad Estructural de Acciones en la Edificación:

Tabla 3.6 Coeficientes de presión interior

Esbeltez en el plano paralelo al viento	Área de huecos en zonas de succión respecto al área total de huecos del edificio										
	0,0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1
≤ 1	0,7	0,7	0,6	0,4	0,3	0,1	0,0	-0,1	-0,3	-0,4	-0,5
≥ 4	0,5	0,5	0,4	0,3	0,2	0,1	0,0	-0,1	-0,2	-0,3	-0,3

Tabla 15. Valores del coeficiente de presión interior.

Se debe distinguir entre el viento longitudinal que sopla de frente a la nave y el que lo hace por la parte trasera:

$$c_{\text{pifrente}} \begin{cases} \frac{h}{b} = \frac{1,75}{15} \leq 1 \\ A_{\text{sotavento}} = 0 \end{cases} \rightarrow c_{\text{pifrente}} = 0,7$$

$$q_{\text{eifrente}} = 0,52 \cdot 1,6 \cdot 0,7 = 0,5824 \text{ kN/m}^2 \quad \text{Presión}$$

$$c_{\text{piatrás}} \begin{cases} \frac{h}{b} = \frac{1,75}{15} \leq 1 \\ A_{\text{sotavento}} = 1 \end{cases} \rightarrow c_{\text{piatrás}} = -0,5$$

$$q_{\text{eiatrás}} = 0,52 \cdot 1,6 \cdot (-0,5) = -0,416 \text{ kN/m}^2 \quad \text{Succión}$$

- **Viento transversal** (Puerta principal cerrada y lateral abierta).

El coeficiente exposición depende de la mitad de la altura del hueco a estudio que en este caso es de $h = 2,05/2 = 1,025$ metros. Por tanto, según la tabla 9 el coeficiente de exposición, para un grado de aspereza del entorno III y una altura de 1,025 metros, es $c_e = 1,6$.

El coeficiente de presión interior se calcula del mismo modo que en el caso de viento longitudinal. Se debe distinguir entre el viento transversal que sopla de frente al lateral en el que se sitúa la puerta y el que lo hace por el lateral contrario:

$$c_{pifrente} \begin{cases} \frac{h}{b} = \frac{1,025}{30} \leq 1 \\ A_{sotavento} = 0 \end{cases} \rightarrow c_{pifrente} = 0,7$$

$$q_{eifrente} = 0,52 \cdot 1,6 \cdot 0,7 = 0,5824 \text{ kN/m}^2 \text{ Presión}$$

$$c_{piatrás} \begin{cases} \frac{h}{b} = \frac{1,025}{30} \leq 1 \\ A_{sotavento} = 1 \end{cases} \rightarrow c_{piatrás} = -0,5$$

$$q_{eiatrás} = 0,52 \cdot 1,6 \cdot (-0,5) = -0,416 \text{ kN/m}^2 \text{ Succión}$$

Como se puede observar, los valores más peligrosos serán para presión $0,5824 \text{ kN/m}^2$ para cualquiera de los dos casos de viento estudiados, y para succión $-0,416 \text{ kN/m}^2$ para ambos vientos.

A continuación, se presenta las posibles situaciones de viento que pueden actuar sobre la cubierta en función de la zona de la nave sobre la que este actúe:

Viento Longitudinal				
FRENTE	ZONA	SE: Succión exterior (-)	PI: Presión Interior (-)	$q_e = SE + PI$ (kN/m ²)
	F	-1,58	-0,5824	-2,1624
	G	-1,58	-0,5824	-2,1624
	H	-0,762	-0,5824	-1,345
	I	-0,572	-0,5824	-1,1544
ATRÁS	ZONA	SE: Succión exterior (-)	SI: Succión Interior (+)	$q_e = SE + SI$ (kN/m ²)
	F	-1,58	0,416	-1,164
	G	-1,58	0,416	-1,164
	H	-0,762	0,416	-0,346
	I	-0,572	0,416	-0,156

Tabla 16. Valores de viento longitudinal presión exterior más interior.

Viento Transversal					
DERECHA	ZONA	SE: Succión exterior (-)	PI: Presión Interior (-)	$q_e = SE + PI$ (kN/m ²)	
	F	-1,17	-0,5824	-1,7524	
	G	-1,01	-0,5824	-1,5924	
	H	-0,35	-0,5824	-0,9324	
	I	-0,46	-0,5824	-1,0424	
	J	-1,21	-0,5824	-1,7924	
	ZONA	PE: Presión exterior (+)	PI: Presión Interior (-)	$q_e = PE + PI$ (kN/m ²)	
	F	0,23	-0,5824	-0,3524	
	G	0,23	-0,5824	-0,3524	
	H	0,23	-0,5824	-0,3524	
	I	0	-0,5824	-0,5824	
	J	0	-0,5824	-0,5824	
	IZQUIERDA	ZONA	SE: Succión exterior (-)	SI: Succión Interior (+)	$q_e = SE + SI$ (kN/m ²)
		F	-1,17	0,416	-0,754
G		-1,01	0,416	-0,594	
H		-0,35	0,416	-0,066	
I		-0,46	0,416	-0,044	
J		-1,21	0,416	-0,794	
ZONA		PE: Presión exterior (+)	SI: Succión Interior (+)	$q_e = SE + SI$ (kN/m ²)	
F		0,23	0,416	0,646	
G		0,23	0,416	0,646	
H		0,23	0,416	0,646	
I		0	0,416	0,416	
J		0	0,416	0,416	

Tabla 17. Valores de viento transversal presión exterior más interior.

Como se puede observar en las tablas 16 y 17, los valores más peligrosos se darán en las zonas F, G y H para presión (0,646 kN/m²) cuando sopla viento transversal, y en las zonas F y G para succión (-2,1624 kN/m²) cuando el viento es longitudinal.

3.1.4.2.4 Resumen de cargas

A continuación se expone un breve resumen de las cargas obtenidas para la posterior ejecución de las combinaciones de cargas. Cabe mencionar que el peso propio se tendrá en cuenta una vez predimensionado el cerramiento adecuado.

CARGAS VARIABLES

SOBRECARGA DE USO:

- $Q_{SU\perp} = 0,3732 \text{ kN/m}^2$
- $Q_{SU//} = 0,1 \text{ kN/m}^2$

SOBRECARGA DE NIEVE:

- $Q_{N\perp} = 0,628 \text{ kN/m}^2$
- $Q_{N//} = 0,169 \text{ kN/m}^2$

CARGAS DE VIENTO MÁS DESFAVORABLES:

PRESIÓN:

- $Q_{VP} = 0,646 \text{ kN/m}^2$

SUCCIÓN:

- $Q_{VS} = -2,1624 \text{ kN/m}^2$

3.1.4.2.5 Combinaciones de hipótesis de carga

En primer lugar, se plantean las distintas combinaciones de cargas sin incluir el peso propio del panel para poder predimensionarlo. A continuación, se describe el proceso seguido, según Código Técnico de la Edificación Documento Básico Seguridad Estructural, para plantear las posibles combinaciones de hipótesis de carga y posteriormente seleccionar las más peligrosas.

El valor de cálculo de los efectos de las acciones correspondiente a una situación persistente o transitoria, se determina mediante combinaciones de acciones a partir de la expresión:

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

Es decir, considerando la acción simultánea de:

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

Los valores de los coeficientes de seguridad, γ , se establecen en la tabla 18 para cada tipo de acción, atendiendo para comprobaciones de resistencia a si su efecto es desfavorable o favorable, considerada globalmente.

Para comprobaciones de estabilidad, se diferenciará, aun dentro de la misma acción, la parte favorable (la estabilizadora), de la desfavorable (la desestabilizadora).

Los valores de los coeficientes de simultaneidad que se emplean en las combinaciones, ψ_0 , se establecen en la tabla 19.

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

Tabla 18. Coeficientes parciales de seguridad.

	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.

Tabla 19. Coeficientes de simultaneidad.

Siguiendo los pasos descritos anteriormente, se estudian 9 combinaciones de hipótesis de carga que quedan de la siguiente manera:

$$1.- \gamma_G \cdot Q_P = 1,35 Q_P$$

$$2.- \gamma_G \cdot Q_P + \gamma_{SU} \cdot Q_{SU} = 1,35 Q_P + 1,5 Q_{SU}$$

$$3.- \gamma_G \cdot Q_P + \gamma_N \cdot Q_N = 1,35 Q_P + 1,5 Q_N$$

$$4.- \gamma_G \cdot Q_P + \gamma_{VP} \cdot Q_{VP} = 1,35 Q_P + 1,5 Q_{VP}$$

$$5.- \gamma_G \cdot Q_P + \gamma_{VS} \cdot Q_{VS} = 0,8 Q_P + 1,5 Q_{VS}$$

$$6.- \gamma_G \cdot Q_P + \gamma_N \cdot Q_N + \psi_0 \cdot \gamma_{VP} \cdot Q_{VP} = 1,35 Q_P + 1,5 Q_N + 0,6 \cdot 1,5 \cdot Q_{VP}$$

$$7.- \gamma_G \cdot Q_P + \gamma_N \cdot Q_N + \psi_0 \cdot \gamma_{VS} \cdot Q_{VS} = 1,35 Q_P + 1,5 Q_N + 0,6 \cdot 0 \cdot Q_{VS}$$

$$8.- \gamma_G \cdot Q_P + \gamma_{VP} \cdot Q_{VP} + \psi_0 \cdot \gamma_N \cdot Q_N = 1,35 Q_P + 1,5 Q_{VP} + 0,5 \cdot 1,5 \cdot Q_N$$

$$9.- \gamma_G \cdot Q_P + \gamma_{VS} \cdot Q_{VS} + \psi_0 \cdot \gamma_N \cdot Q_N = 0,8 Q_P + 1,5 Q_{VS} + 0,5 \cdot 0 \cdot Q_N$$

En el caso de la succión, se considera más peligrosa la situación en la que intervienen el peso propio como acción permanente y únicamente el viento de succión como acción variable.

Por otro lado, al ser igual el valor de la sobrecarga de uso al de la nieve, en el caso de presión, la combinación en la que se incluye la sobrecarga de uso no se tiene en cuenta al no ser concomitante con el resto de acciones variables, es decir, nunca se combinará con otras acciones de presión que puedan crear una situación más desfavorable. Por último, al ser mayor el valor de la carga de viento a presión que el de la nieve, se selecciona como combinación más peligrosa a presión aquella en que aparecen ambas acciones, pero tomando como principal el viento a presión.

Cabe recordar que en primer lugar se realiza un predimensionado de los paneles ya que, al no conocer el peso de los mismos no se incluye en las combinaciones. Es por ello que las combinaciones son las siguientes:

$$5.- \gamma_{VS} Q_{VS} = 1,5 Q_{VS} = 1,5 \cdot (-2,1624) = -3,2436 \text{ kN/m}^2 \approx -330,65 \text{ kg/m}^2$$

$$8.- \gamma_{VP} Q_{VP} + \psi_0 \gamma_N Q_{NL} = 1,5 \cdot 0,646 + 0,5 \cdot 1,5 \cdot 0,628 = 1,44 \text{ kN/m}^2 \approx 146,79 \text{ kg/m}^2$$

Tomando como datos 146,79 kg/m² para presión y 330,65 kg/m² para depresión, se entra en el catálogo de cerramientos Arval de ArcelorMittal en el que se selecciona un panel Sándwich prefabricado de la gama Ondatherm 900 C. Las características del panel son un espesor nominal de 80 mm, un peso de 13 kg/m² y una transmitancia térmica de 0,27 W/m²·k.

DATOS TÉCNICOS			
ESPELOR NOMINAL mm	TÉRMICO W/m ² K	MASA Kg/m ²	VOLUMEN EMPAQUETADO m ² /m ³
30	0,68	11,0	22
40	0,53	11,4	18
50	0,43	11,8	15
60	0,36	12,2	13
70	0,31	12,6	11
80	0,27	13,0	10
100	0,23	13,8	9
120	0,20	14,6	8
150	0,17	15,8	6

Tabla 20. Características técnicas cerramiento de cubierta.

Dicho panel cuenta con una resistencia de 384 kg/m^2 para luces no superiores a 2 metros, distancia que posteriormente se tendrá en cuenta para la colocación de las correas. Por tanto, el panel predimensionado soportará las cargas a las que se verá sometido durante su vida útil.

TABLA DE UTILIZACIÓN		LUCES EN METROS							
SOPORTE	Espesor (mm)	1,5	2	2,5	3	3,5	4	4,5	5
	30	226	185	135	89				
	40	255	214	166	114	74	55		
	50	284	247	186	135	94	75		
	80	404	384	295	234	186	144	113	94
	100			403	294	225	174	143	116
	120			419	330	254	212	175	142
	150			435	379	293	263	216	180
	200	Bajo consulta							

Tabla 21. Tensión máxima admisible del cerramiento de cubierta.

Una vez realizado el predimensionado del panel se procede a realizar la comprobación a resistencia incluyendo el propio peso de la cubierta. Para ello, se ha de descomponer en primer lugar el peso propio del panel para poder realizar las combinaciones:

$$Q_G = 13 \text{ kg/m}^2 \approx 0,128 \text{ kN/m}^2$$

$$Q_{G\perp} = Q_G \cdot \cos 15^\circ = 0,124 \text{ kN/m}^2$$

$$Q_{G//} = Q_G \cdot \sin 15^\circ = 0,0332 \text{ kN/m}^2$$

Introduciendo ahora el peso propio del panel, las combinaciones quedan de la siguiente forma:

$$5.- \gamma_G Q_{G\perp} + \gamma_{VS} Q_{VS} = 0,8 Q_{G\perp} + 1,5 Q_{VS} = 0,8 \cdot 0,124 + 1,5 \cdot (-2,1624) =$$

$$= -3,145 \text{ kN/m}^2 \approx -320,6 \text{ kg/m}^2$$

$$8.- \gamma_G Q_{G\perp} + \gamma_{VP} Q_{VP} + \psi_0 \gamma_N Q_{N\perp} = 1,35 \cdot 0,124 + 1,5 \cdot 0,646 + 0,5 \cdot 1,5 \cdot 0,628 =$$

$$= 1,61 \text{ kN/m}^2 \approx 163,86 \text{ kg/m}^2$$

- Para succión: $320,6 \text{ kg/m}^2 < 384 \text{ kg/m}^2$

- Para presión: $163,86 \text{ kg/m}^2 < 384 \text{ kg/m}^2$

Comparando los valores obtenidos en las combinaciones con la máxima carga admisible por la cubierta, se observa que ésta es válida y soportará las solicitaciones para las que ha sido calculada.

3.1.5 CERRAMIENTOS DE FACHADA

3.1.5.1 ELECCIÓN DEL CERRAMIENTO

El cerramiento de fachada seleccionado consistirá en unos paneles prefabricados de tipo sándwich, del catálogo de soluciones de fachada Arval (Arcelor Mittal), donde se ofertan una gran variedad de productos propicios para su utilización en este tipo de construcciones.

Finalmente se opta por el modelo “ONDATHERM 900 C”, de la gama Ondatherm, consistentes en dos caras de acero galvanizado, de 0,6 mm de espesor en el caso de la chapa exterior y 0,4 mm la interior, con un aislante interior separando ambas caras.

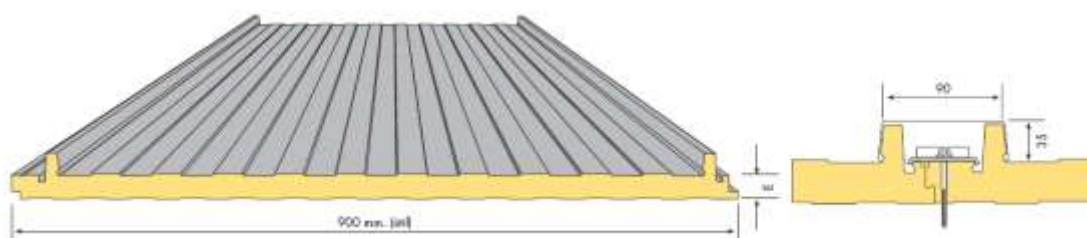


Figura 6. Cerramiento de fachada modelo “900C”.

Los paneles prefabricados, correspondientes al modelo mencionado, se componen de dos paramentos metálicos con un núcleo de lana de roca, destinados particularmente a cerramientos industriales que requieran una elevada resistencia al fuego.

En cuanto a sus condiciones de uso, cabe destacar las siguientes disposiciones:

- Panel de cubierta para pendientes mínimas del 5%.

- Fijación oculta mediante tapajuntas para facilitar el montaje y desmontaje.
- Tira de aislamiento térmico en la junta para evitar condensaciones.
- Válido para soluciones de resistencia al fuego y fonoabsorbentes.

Presenta, además, las siguientes características técnicas:

MATERIAL BASE		NORMATIVA
Espesor de acero	0,6 (ext.)/ 0,4 (int)	EN 10143
Tipo de protección	Galvanizado	EN 10346
	Galvanizado-Prelacado	EN 10169
Clasificación fuego	B s2 d0 bajo pedido	EN 13501-1
Espesor panel	30-200 mm	
Prelacado	Matiz colorissime	

Tabla 22. Características técnicas cerramiento de fachada.

Tras realizar un predimensionamiento mediante una serie de comprobaciones, se designa un espesor nominal de 80 mm, cuyo peso propio atiende a la cifra de 13 kg/m² como puede comprobarse en la tabla mostrada a continuación:

DATOS TÉCNICOS			
ESPELOR NOMINAL mm	TÉRMICO W/m ² K	MASA Kg/m ²	VOLUMEN EMPAQUETADO m ² /m ³
30	0,68	11,0	22
40	0,53	11,4	18
50	0,43	11,8	15
60	0,36	12,2	13
70	0,31	12,6	11
80	0,27	13,0	10
100	0,23	13,8	9
120	0,20	14,6	8
150	0,17	15,8	6

Tabla 23. Peso propio cerramiento de fachada.

Por otro lado, en lo referente al comportamiento acústico, los paneles seleccionados presentan los siguientes datos:

AISLAMIENTO ACÚSTICO dB				
Frecuencia Hz	Espesor nominal			
	30	40	50	80
125	28	28	23	19
250	22	24	25	24
500	23	25	25	23
1000	26	27	30	30
2000	35	34	31	45
4000	44	44	49	51
Media	29	30	30	32

Tabla 24. Aislamiento acústico cerramiento de fachada.

Así mismo, de la siguiente tabla se obtiene el valor de la tensión máxima que el cerramiento será capaz de soportar. Para ello, se tendrán en cuenta las consideraciones de diseño descritas anteriormente.

TABLA DE UTILIZACIÓN		LUCES EN METROS							
SOPORTE	Espesor (mm)	1,5	2	2,5	3	3,5	4	4,5	5
 3 APOYOS	30	226	185	135	89				
	40	255	214	166	114	74	55		
	50	284	247	186	135	94	75		
	80	404	384	295	234	186	144	113	94
	100			403	294	225	174	143	116
	120			419	330	254	212	175	142
	150			435	379	293	263	216	180
	200								

Tabla 25. Tensión máxima admisible del cerramiento de fachada.

Por un lado, dado que el cerramiento está soportado por varias correas será multi-apoyado, sin embargo, en este caso el fabricante únicamente ofrece la posibilidad de soporte de tres apoyos, con lo cual se tomará esta opción como válida, cerciorando que se encuentra del lado de la seguridad, puesto que contra mayor número de apoyos presente, el valor de la tensión máxima admisible se verá incrementado, en función, evidentemente, de las distancias entre los soportes (a mayor distancia, menor tensión podrá tolerar).

En otra instancia, se establece una separación entre apoyos o entre correas de 2 m para lograr una distribución homogénea de las mismas sobre la cubierta. Aunque esta distancia es menor que los 2,5 m que refleja la tabla, los cálculos se realizan con la tensión máxima admisible correspondiente a dicha distancia, manteniéndose en todo momento del lado de la seguridad.

Por consiguiente, se concluye que el valor que hace referencia a la tensión máxima que el cerramiento seleccionado es capaz de soportar es de 295 kg/m^2 .

De este modo, se pueden destacar los siguientes datos requeridos para estimaciones posteriores:

- Peso: 13 kg/m^2
- Espesor nominal: 80 mm
- Tensión máxima admisible: 2954 kg/m^2

3.1.5.2 CÁLCULOS DE CERRAMIENTO DE FACHADA

Para el cálculo de cerramientos laterales, únicamente se tendrá en cuenta la acción del viento que ataca perpendicularmente a las paredes de nuestra nave, tanto longitudinal como transversalmente.

No se estudiará las cargas gravitatorias ya que al tratarse de los laterales de la nave, se considera que no existe la posibilidad de que se vean afectados por la sobrecarga de uso ni por acumulación de nieve. En el caso del peso propio del panel, al no actuar en el mismo plano

que el viento, se asume que los cerramientos facilitados por el fabricante son capaces de soportar su propio peso.

3.1.5.2.1 Sobrecarga de viento

Como se ha explicado anteriormente la acción de viento, en general una fuerza perpendicular a la superficie de cada punto expuesto, o presión estática, puede expresarse como:

$$q_e = q_b \cdot c_e \cdot c_p$$

Siendo,

q_b La presión dinámica del viento. De forma simplificada, como valor en cualquier punto del territorio español, puede adoptarse $0,5 \text{ kN/m}^2$.

c_e El coeficiente de exposición, variable con la altura del punto considerado, en función del grado de aspereza del entorno donde se encuentra ubicada la construcción.

c_p El coeficiente eólico o de presión, dependiendo de la forma y orientación de la superficie respecto al viento, y en su caso, de la situación del punto respecto a los bordes de esa superficie; un valor negativo indica succión.

Coefficiente de exposición

Se debe tener en cuenta que el coeficiente de exposición varía, ya que para los cerramientos laterales la altura a considerar es de 6 m (la altura de los pilares) y no 8 m que es la altura total de la nave industrial. Nuevamente, el grado de aspereza se corresponde con una zona rural accidentada o llana con algunos obstáculos aislados, como árboles o construcciones pequeñas (III), por lo que entrando en la tabla 9 de este documento (extraída del Documento Básico de Seguridad Estructural Acciones en la Edificación) se obtiene el coeficiente de exposición a emplear:

Para una altura de 6 metros y un grado de aspereza III $\rightarrow C_e = 2$

Presión dinámica

La presión dinámica depende del posicionamiento geográfico del emplazamiento de la obra, de modo, que se mantiene igual que el valor determinado en el apartado de la cubierta.

Por lo tanto, se establece que prestando atención al CTE (SE-AE pág.25) y teniendo en cuenta que la nave se ha colocado en el municipio de Anguciana (La Rioja), se determina de nuevo que su zona de aplicación será la Zona C, o lo que es lo mismo, se tendrá una velocidad del viento igualitaria a 29 m/s, con una densidad del aire de 1'25 kg/m³. Así, según la fórmula:

$$q_b = 0,5 \cdot \delta \cdot v_b^2$$

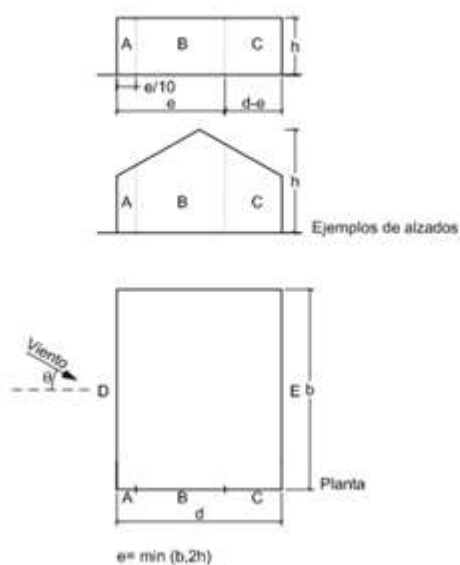
Se genera una presión dinámica tal que: $q_b = 0'52 \text{ kN / m}^2$

Coefficiente eólico o de presión

- **Presión exterior**

En esta ocasión, es este el único coeficiente del viento que sufre variaciones significativas, no obstante, mantiene los principios de aplicación estudiados. Resulta evidente que en este caso, el coeficiente de presión exterior (c_{pe}) en lugar de apreciarse y distribuirse sobre la superficie de la cubierta, lo hará sobre las superficies de fachadas.

De modo que, para su obtención se acude al Anejo D, apartado D.3 Coeficientes de presión exterior, Tabla D.3 Paramentos verticales (DB-SE-AE pág.25), donde se encuentra la tabla de aplicación según la dirección de incidencia del viento sobre la estructura:



A (m ²)	h/d	Zona (según figura), $-45^\circ < \theta < 45^\circ$				
		A	B	C	D	E
≥ 10	5	-1,2	-0,8	-0,5	0,8	-0,7
	1	"	"	"	"	-0,5
	≤ 0,25	"	"	"	0,7	-0,3
5	5	-1,3	-0,9	-0,5	0,9	-0,7
	1	"	"	"	"	-0,5
	≤ 0,25	"	"	"	0,8	-0,3
2	5	-1,3	-1,0	-0,5	0,9	-0,7
	1	"	"	"	"	-0,5
	≤ 0,25	"	"	"	0,7	-0,3
≤ 1	5	-1,4	-1,1	-0,5	1,0	-0,7
	1	"	"	"	"	-0,5
	≤ 0,25	"	"	"	"	-0,3

Tabla 26. Coeficientes de presión exterior para cerramientos de fachada.

- **Viento transversal**

Estos coeficientes dependen tanto del área de influencia que en este caso es de 6 m² (para una distancia entre correas anteriormente especificada de 2 metros), como del cociente h/d que para viento transversal toma el valor de $6/15 = 0,4$. De tal modo, que entrando en la tabla 26 con estos valores y haciendo las interpolaciones pertinentes quedan los siguientes valores para las distintas zonas:

A_T	h/d	A	B	C	D	E
≥ 10	0,4	-1,2	-0,8	-0,5	0,72	-0,34
5	0,4	-1,3	-0,9	-0,5	0,82	-0,34

Tabla 27. Coeficientes de presión viento transversal.

Al tratarse de elementos con área de influencia menor de 10 m^2 se emplea, para obtener los coeficientes eólicos correspondientes a cada zona la siguiente, expresión:

$$C_{pe,A} = C_{pe,1} + (C_{pe,10} + C_{pe,1}) \cdot \log_{10} A$$

Quedando entonces los siguientes valores:

- **ZONA A:** $C_{pe,6A} = -1,3 + (-1,2 + 1,3) \cdot \log_{10} 6 = -1,23$
- **ZONA B:** $C_{pe,6B} = -0,9 + (-0,8 + 0,9) \cdot \log_{10} 6 = -0,83$
- **ZONA C:** $C_{pe,6C} = -0,5 + (-0,5 + 0,5) \cdot \log_{10} 6 = -0,5$
- **ZONA D:** $C_{pe,6D} = 0,82 + (0,72 - 0,82) \cdot \log_{10} 6 = 0,75$
- **ZONA E:** $C_{pe,6E} = -0,34 + (-0,34 + 0,34) \cdot \log_{10} 6 = -0,3$

- **Viento Longitudinal**

Los coeficientes dependen tanto del área de influencia que en este caso es de 6 m^2 (para una distancia entre correas anteriormente especificada de 2 metros), como del cociente h/d que para viento longitudinal toma el valor de $6/30 = 0,2$. De tal modo, que entrando en la tabla 26 con estos valores y haciendo las interpolaciones pertinentes quedan los siguientes valores para las distintas zonas:

A_T	h/d	A	B	C	D	E
≥ 10	$\leq 0,25$	-1,2	-0,8	-0,5	0,7	-0,3
5	$\leq 0,25$	-1,3	-0,9	-0,5	0,8	-0,3

Tabla 28. Coeficientes de presión viento longitudinal.

Al tratarse de elementos con área de influencia menor de 10 m^2 se emplea, para obtener los coeficientes eólicos correspondientes a cada zona la siguiente, expresión:

$$c_{pe,A} = c_{pe,1} + (c_{pe,10} + c_{pe,1}) \cdot \log_{10}A$$

Quedando entonces los siguientes valores:

- **ZONA A:** $C_{pe,6A} = -1,3 + (-1,2 + 1,3) \cdot \log_{10}6 = -1,23$
- **ZONA B:** $C_{pe,6B} = -0,9 + (-0,8 + 0,9) \cdot \log_{10}6 = -0,83$
- **ZONA C:** $C_{pe,6C} = -0,5 + (-0,5 + 0,5) \cdot \log_{10}6 = -0,5$
- **ZONA D:** $C_{pe,6D} = 0,8 + (0,7 - 0,8) \cdot \log_{10}6 = 0,73$
- **ZONA E:** $C_{pe,6E} = -0,3 + (-0,3 + 0,3) \cdot \log_{10}6 = -0,3$

A continuación, sustituyendo los distintos coeficientes en la expresión facilitada por el CTE para el cálculo de la acción del viento se obtienen los siguientes valores para las situaciones de presión exterior anteriores:

$$q_e = q_b \cdot c_e \cdot c_p$$

Viento Transversal				
ZONA	q_b	c_e	c_p	q_e (kN/m ²)
A	0,52	2	-1,23	-1,28
B	0,52	2	-0,83	-0,87
C	0,52	2	-0,5	-0,52
D	0,52	2	0,75	0,78
E	0,52	2	-0,34	-0,36

Tabla 29. Valores de viento transversal para presión exterior.

Viento Longitudinal				
ZONA	q_b	c_e	c_p	q_e (kN/m ²)
A	0,52	2	-1,23	-1,28
B	0,52	2	-0,83	-0,87
C	0,52	2	-0,5	-0,52
D	0,52	2	0,73	0,76
E	0,52	2	-0,3	-0,312

Tabla 30. Valores de viento longitudinal para presión exterior.

Como se puede observar en las tablas 29 y 30, los valores más peligrosos de presión exterior, se dará en las zona D para presión ($0,78 \text{ kN/m}^2$) cuando sopla viento transversal, y en las zona A para succión ($-1,28 \text{ kN/m}^2$) cuando el viento es longitudinal o transversal.

- **Presión interior**

Como ya se ha mencionado, atendiendo a las disposiciones detalladas previamente en el estudio de la cubierta, donde se analizan las cuestiones y requisitos de las consideraciones adoptadas, se estipula que el coeficiente eólico de presión interior se interpreta como único para todos los paramentos interiores del edificio que delimitan la zona afectada y viene generado por los posibles huecos presentes en la nave, los cuales, en este caso, se trata de huecos no permanentes (puertas).

De este modo, se destaca que al tratarse de un valor único para las superficies afectadas del interior y retomando los estudios de situaciones tratadas en el análisis de cubierta, dicho valor también permanece constante para la fachada.

Por tanto, se debe distinguir entre el viento longitudinal que sopla de frente a la nave y el que lo hace por la parte trasera:

$$c_{\text{pifrente}} \begin{cases} \frac{h}{b} = \frac{1,75}{15} \leq 1 \\ A_{\text{sotavento}} = 0 \end{cases} \rightarrow c_{\text{pifrente}} = 0,7$$

$$q_{\text{efrente}} = 0,52 \cdot 1,6 \cdot 0,7 = 0,5824 \text{ kN/m}^2 \quad \text{Presión}$$

$$c_{\text{piatrás}} \begin{cases} \frac{h}{b} = \frac{1,75}{15} \leq 1 \\ A_{\text{sotavento}} = 1 \end{cases} \rightarrow c_{\text{piatrás}} = -0,5$$

$$q_{\text{eiatrás}} = 0,52 \cdot 1,6 \cdot (-0,5) = -0,416 \text{ kN/m}^2 \quad \text{Succión}$$

- **Viento transversal** (Puerta principal cerrada y lateral abierta).

El coeficiente exposición depende de la mitad de la altura del hueco a estudio que en este caso es de $h = 2,05/2 = 1,025$ metros. Por tanto, según la tabla 9 el coeficiente de exposición, para un grado de aspereza del entorno III y una altura de 1,025 metros, es $c_e = 1,6$.

El coeficiente de presión interior se calcula del mismo modo que en el caso de viento longitudinal. Se debe distinguir entre el viento transversal que sopla de frente al lateral en el que se sitúa la puerta y el que lo hace por el lateral contrario:

$$c_{pifrente} \begin{cases} \frac{h}{b} = \frac{1,025}{30} \leq 1 \\ A_{sotavento} = 0 \end{cases} \rightarrow c_{pifrente} = 0,7$$

$$q_{eifrente} = 0,52 \cdot 1,6 \cdot 0,7 = 0,5824 \text{ kN/m}^2 \quad \text{Presión}$$

$$c_{piatrás} \begin{cases} \frac{h}{b} = \frac{1,025}{30} \leq 1 \\ A_{sotavento} = 1 \end{cases} \rightarrow c_{piatrás} = -0,5$$

$$q_{eiatrás} = 0,52 \cdot 1,6 \cdot (-0,5) = -0,416 \text{ kN/m}^2 \quad \text{Succión}$$

Como se puede observar, los valores más peligrosos serán para presión $0,5824 \text{ kN/m}^2$ para cualquiera de los dos casos de viento estudiados, y para succión $-0,416 \text{ kN/m}^2$ para ambos vientos.

A continuación, se presenta las posibles situaciones de viento que pueden actuar sobre la cubierta en función de la zona de la nave sobre la que este actúe:

Viento Longitudinal				
FRENTE	ZONA	PE: Presión exterior (\pm)	SI: Succión Interior (-)	$q_e = PE + SI$ (kN/m ²)
	A	-1,28	-0,5824	-1,87
	B	-0,87	-0,5824	-1,46
	C	-0,52	-0,5824	-1,11
	D	0,76	-0,5824	0,18
	E	-0,312	-0,5824	-0,8944
ATRÁS	ZONA	PE: Presión exterior (\pm)	PI: Presión Interior (+)	$q_e = PE + PI$ (kN/m ²)
	A	-1,28	0,416	-0,864
	B	-0,87	0,416	-0,454
	C	-0,52	0,416	-0,104
	D	0,76	0,416	1,176
	E	-0,312	0,416	0,104

Tabla 31. Valores de viento longitudinal.

Viento Transversal				
FRENTE	ZONA	PE: Presión exterior (\pm)	SI: Succión Interior (-)	$q_e = PE + SI$ (kN/m^2)
	A	-1,28	-0,5824	-1,87
	B	-0,87	-0,5824	-1,46
	C	-0,52	-0,5824	-1,11
	D	0,78	-0,5824	0,2
	E	-0,36	-0,5824	-0,95
ATRÁS	ZONA	PE: Presión exterior (\pm)	PI: Presión Interior (+)	$q_e = PE + PI$ (kN/m^2)
	A	-1,28	0,416	-0,864
	B	-0,87	0,416	-0,454
	C	-0,52	0,416	-0,104
	D	0,78	0,416	1,196
	E	-0,36	0,416	0,056

Tabla 32. Valores de viento transversal.

Como se puede observar en las tablas 31 y 32, los valores más peligrosos se darán en la zona D para presión ($1,196 \text{ kN/m}^2$) cuando sopla viento transversal, y en la zona A para succión ($-1,87 \text{ kN/m}^2$) para ambos tipos de viento.

3.1.5.2.2 Combinaciones de hipótesis de carga

En primer lugar, se plantean las distintas combinaciones de cargas sin incluir el peso propio del panel para poder predimensionarlo. A continuación, se describe el proceso seguido, según Código Técnico de la Edificación Documento Básico Seguridad Estructural, para plantear las posibles combinaciones de hipótesis de carga y posteriormente seleccionar las más peligrosas.

El valor de cálculo de los efectos de las acciones correspondiente a una situación persistente o transitoria, se determina mediante combinaciones de acciones a partir de la expresión:

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

Los pasos a seguir para establecer las hipótesis son los mismo que en el caso de la cubierta. Cabe destacar, como se ha mencionado anteriormente, las acciones de nieve y sobrecarga de uso no afectan a los cerramientos. Es por ello que en este caso las combinaciones de hipótesis de cargas para el predimensionado se realizan los valores del viento, por lo que aplicándoles los coeficientes de mayoración establecidos queda:

$$2.- \gamma_{VP} + Q_{VP} = 1,5 \cdot 1,196 = 1,794 \text{ kN/m}^2 \approx 182,88 \text{ kg/m}^2$$

$$3.- \gamma_{VS} + Q_{VS} = 1,5 \cdot (-1,87) = -2,805 \text{ kN/m}^2 \approx -285,94 \text{ kg/m}^2$$

Tomando como datos 182,88 kg/m² para presión y 285,94 kg/m² para depresión, se entra en el catálogo de cerramientos Arval de ArcelorMittal en el que se selecciona un panel Sándwich prefabricado de la gama Ondatherm 900 C. Las características del panel son un espesor nominal de 80 mm, un peso de 13 kg/m² y una transmitancia térmica de 0,27 W/m²·k.

DATOS TÉCNICOS			
ESPESOR NOMINAL mm	TÉRMICO W/m ² K	MASA Kg/m ²	VOLUMEN EMPAQUETADO m ² /m ³
30	0,68	11,0	22
40	0,53	11,4	18
50	0,43	11,8	15
60	0,36	12,2	13
70	0,31	12,6	11
80	0,27	13,0	10
100	0,23	13,8	9
120	0,20	14,6	8
150	0,17	15,8	6

Tabla 33. Características técnicas cerramiento de fachada.

Dicho panel cuenta con una resistencia de 295 kg/m² para luces no superiores a 2,5 metros, distancia que posteriormente se tendrá en cuenta para la colocación de las correas. Por tanto, el panel predimensionado soportará las cargas a las que se verá sometido durante su vida útil.


TABLA DE UTILIZACIÓN		LUCES EN METROS							
SOPORTE	Esesor (mm)	1,5	2	2,5	3	3,5	4	4,5	5
 3 APOYOS	30	226	185	135	89				
	40	255	214	166	114	74	55		
	50	284	247	186	135	94	75		
	80	404	384	295	234	186	144	113	94
	100			403	294	225	174	143	116
	120			419	330	254	212	175	142
	150			435	379	293	263	216	180
	200				Bajo consulta				

Tabla 34. Tensión máxima admisible del cerramiento de fachada.

Una vez realizado el predimensionado del panel se procede a realizar la comprobación a resistencia incluyendo el propio peso del cerramiento. Para ello, se ha de tener en cuenta que el peso propio del panel actúa en dirección paralela al mismo:

$$Q_G = Q_{G//} = 13 \text{ kg/m}^2 \approx 0,128 \text{ kN/m}^2$$

Introduciendo ahora el peso propio del panel, las combinaciones quedan de la siguiente forma:

$$1.- \gamma_G Q_{G//} = 1,35 \cdot 0,128$$

$$\text{- Paralelo: } 1,35 \cdot 0,128 = 0,18 \text{ kN/m}^2 \approx \mathbf{18,35 \text{ kg/m}^2} < 295 \text{ kg/m}^2$$

$$2.- \gamma_G Q_{G//} + \gamma_{VP} + Q_{VP\perp} = 1,35 \cdot 0,128 + 1,5 \cdot 1,196 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{- Perpendicular: } 1,5 \cdot 1,196 = 1,794 \text{ kN/m}^2 \approx \mathbf{182,88 \text{ kg/m}^2} < 295 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{- Paralelo: } 1,35 \cdot 0,128 = 0,18 \text{ kN/m}^2 \approx \mathbf{18,35 \text{ kg/m}^2} < 295 \text{ kg/m}^2$$

$$3.- \gamma_{VS} + Q_{VS\perp} = 0,8 \cdot 0,128 + 1,5 \cdot (-1,87)$$

$$\text{- Perpendicular: } 1,5 \cdot (-1,87) = -2,805 \text{ kN/m}^2 \approx \mathbf{-285,94 \text{ kg/m}^2} < 295 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{- Paralelo: } 0,8 \cdot 0,128 = 0,11 \text{ kN/m}^2 \approx \mathbf{11,22 \text{ kg/m}^2} < 295 \text{ kg/m}^2$$

Comparando los valores obtenidos en las combinaciones con la máxima carga admisible por el cerramiento, se observa que éste es válido y soportará las sollicitaciones para las que ha sido calculado.

3.1.6 CORREAS

3.1.6.1 CÁLCULO DE CORREAS DE CUBIERTA

Para poder realizar el dimensionado correcto de las correas, se ha de determinar en primer lugar el número de correas necesarias y la distancia entre ellas. Para ello, en los apartados anteriores se ha establecido una luz máxima para los apoyos de los cerramientos tanto de cubierta como de fachada.

En el caso de las correas de cubierta, la luz máxima de los apoyos del cerramiento es de 2 metros. Por motivos de simetría y reparto uniforme de las cargas se establece lo siguiente:

Nº de correas $\rightarrow 7,5 \text{ m} / 2 \text{ m} = 3,75 \text{ huecos} \approx 4 \text{ huecos} \rightarrow \mathbf{5 \text{ correas}}$

Distancia entre correas $\rightarrow 7,5 \text{ m} / 4 \text{ huecos} = \mathbf{1,875 \text{ m}}$

Se establece que se contará con un total de 10 correas, **5 correas por faldón situadas a una distancia máxima de 1,875 m**, medido en la proyección horizontal de la cubierta.



Figura 7. Correas cubierta.

Por otro lado, es importante conocer el área tributaria que corresponde a cada correa para poder calcular el porcentaje de carga que soportará cada una de ella en función de dicho área y la zona en la que se encuentren ubicadas. En el caso de las correas de los extremos el área tributaria será $28,125 \text{ m}^2$, mientras que en las correas centrales el área es el doble, $56,25 \text{ m}^2$.

- $A_T(1, 5, 6, 10) = 0,9375 \cdot 30 = 28,125 \text{ m}^2$
- $A_T(2, 3, 4, 7, 8, 9) = 1,875 \cdot 30 = 56,25 \text{ m}^2$

Para el dimensionado de las correas se han estudiado las posibles combinaciones de carga que relacionan las acciones del peso propio, la sobrecarga de uso, la nieve y el viento. En el caso de las tres primeras acciones se pueden tomar los valores calculados para seleccionar los cerramientos, sin embargo, la acción del viento se debe calcular de nuevo, ya que dependiendo de la dirección del mismo y de la zona del faldón en la que se encuentre la correa a estudio, esta se ve afectada por una distribución de cargas u otra.

3.1.6.1.1 Peso propio

El peso propio a tener en cuenta es el de los elementos estructurales, los cerramientos y elementos separadores, la tabiquería, todo tipo de carpinterías, revestimientos (como pavimentos, guarnecidos, enlucidos, falsos techos), rellenos (como los de tierras) y equipo fijo.

En este caso, sólo ha de tenerse en cuenta el peso propio del cerramiento de cubierta que reposa sobre las correas y se descompondrá en las direcciones perpendicular y paralela al perfil de correa estudiado. Una vez predimensionada la correa se añadirá a las comprobaciones el peso propio de la misma.

- $Q_G = 13 \text{ kg/m}^2 \approx 0,128 \text{ kN/m}^2$
- $Q_{G\perp} = Q_G \cdot \cos 15^\circ = 0,124 \text{ kN/m}^2$
- $Q_{G//} = Q_G \cdot \sin 15^\circ = 0,0332 \text{ kN/m}^2$

3.1.6.1.2 Sobrecarga de uso

La sobrecarga de uso es el peso de todo lo que puede gravitar sobre el edificio por razón de su uso: personas, vehículos, herramientas... Por lo general, los efectos de la sobrecarga de uso pueden simularse por la aplicación de una carga distribuida uniformemente.

Como se ha mencionado anteriormente, los valores de la sobrecarga de uso no varían con respecto a los calculados en el apartado de cubierta.

- $Q_{SU} = 0,4 \cdot \cos 15^\circ = \mathbf{0,3864 \text{ kN/m}^2}$
- $Q_{SU\perp} = Q_{SU} \cdot \cos 15^\circ = \mathbf{0,3732 \text{ kN/m}^2}$
- $Q_{SU//} = Q_{SU} \cdot \sin 15^\circ = \mathbf{0,1 \text{ kN/m}^2}$

Para realizar las comprobaciones correspondientes a las correas, será importante descomponer las fuerzas para conocer el efecto que producen sobre el perfil en cada plano.

3.1.6.1.3 Sobrecarga de nieve

La distribución y la intensidad de la carga de nieve sobre un edificio, o en particular sobre una cubierta, depende del clima del lugar, del tipo de precipitación, del relieve del entorno, de la forma del edificio o de la cubierta, de los efectos del viento y de los intercambios térmicos en los paramentos exteriores.

Al igual que en el caso anterior, los valores de la sobrecarga de nieve no varían con respecto a los calculados en el apartado de cubierta.

- $Q_N = 0,673 \cdot \cos 15^\circ = \mathbf{0,65 \text{ kN/m}^2}$
- $Q_{N\perp} = Q_N \cdot \cos 15^\circ = \mathbf{0,628 \text{ kN/m}^2}$
- $Q_{N//} = Q_N \cdot \sin 15^\circ = \mathbf{0,169 \text{ kN/m}^2}$

3.1.6.1.4 Sobrecarga de viento

Como establece el Código Técnico de la Edificación, la acción de viento, en general una fuerza perpendicular a la superficie de cada punto expuesto, o presión estática q_e , que puede expresarse como:

$$q_e = q_b \cdot c_e \cdot c_p$$

Siendo,

q_b La presión dinámica del viento. De forma simplificada, como valor en cualquier punto del territorio español, puede adoptarse $0,5 \text{ kN/m}^2$.

c_e El coeficiente de exposición, variable con la altura del punto considerado, en función del grado de aspereza del entorno donde se encuentra ubicada la construcción.

c_p El coeficiente eólico o de presión, dependiendo de la forma y orientación de la superficie respecto al viento, y en su caso, de la situación del punto respecto a los bordes de esa superficie; un valor negativo indica succión.

Coeficiente de exposición

El coeficiente de exposición tiene en cuenta los efectos de las turbulencias originadas por el relieve y la topografía del terreno.

Al tratarse de las correas de cubierta, el grado de aspereza (III) y la altura (8m) a tener en cuenta tienen el mismo valor que en el cálculo del cerramiento por lo que el coeficiente de exposición es el mismo.

Coeficiente de exposición $\rightarrow c_e = 2,2$

Presión dinámica

La presión dinámica depende del posicionamiento geográfico del emplazamiento de la obra, de modo, que se mantiene igual que el valor determinado en el apartado de la cubierta.

Por lo tanto, se establece que prestando atención al CTE (SE-AE pág.25) y teniendo en cuenta que la nave se ha colocado en el municipio de Anguciana (La Rioja), se determina de nuevo que su zona de aplicación será la Zona C, o lo que es lo mismo, se tendrá una velocidad del viento igualitaria a 29 m/s, con una densidad del aire de 1,25 kg/m³. Así, según la fórmula:

$$q_b = 0,5 \cdot \delta \cdot v_b^2$$

Se genera una presión dinámica tal que: $q_b = 0'52 \text{ kN} / \text{m}^2$

Coefficiente eólico o de presión

Para la obtención del coeficiente eólico o de presión el CTE tiene en cuenta lo siguiente en el apartado 3.3.5 “Coeficiente eólico de naves y construcciones diáfanas” del Documento Básico de Seguridad Estructural Acciones en la Edificación:

1) En naves y construcciones diáfanas, sin forjados que conecten las fachadas, la acción de viento debe individualizarse en cada elemento de superficie exterior. Cuando en al menos dos de los lados del edificio (fachadas o cubiertas) el área total de los huecos exceda el 30% del área total del lado considerado, la acción del viento se determina considerando la estructura como una marquesina o una pared libre.

2) A efectos del cálculo de la estructura, del lado de la seguridad se podrá utilizar la resultante en cada plano de fachada o cubierta de los valores del Anejo D.3, que recogen el pésimo en cada punto debido a varias direcciones de viento. A los efectos locales, tales como correas, paneles de cerramiento, o anclajes, deben utilizarse los valores correspondientes a la zona o zonas en que se encuentra ubicado dicho elemento.

3) Si el edificio presenta grandes huecos la acción de viento genera, además de presiones en el exterior, presiones en el interior, que se suman a las anteriores.

El coeficiente eólico de presión interior, c_{pi} , se considera único en todos los paramentos interiores del edificio que delimitan la zona afectada por la fachada o cubierta que presenta grandes huecos. Para la determinación de la presión interior, en edificios de una sola planta, se considerará como coeficiente de exposición el correspondiente a la altura del punto

medio del hueco, salvo que exista un hueco dominante, en cuyo caso el coeficiente de exposición será el correspondiente a la altura media de dicho hueco. Si el edificio tiene varias plantas se considerará la altura media de la planta analizada. Un hueco se considera dominante si su área es por lo menos diez veces superior a la suma de las áreas de los huecos restantes.

4) Cuando el área de las aberturas de una fachada sea el doble de las aberturas en el resto de las fachadas del edificio, se tomará $c_{pi} = 0,75c_{pe}$; si es el triple $c_{pi} = 0,9c_{pe}$ siendo c_{pe} el coeficiente eólico de presión exterior. En casos intermedios se interpolará linealmente. En otro caso se tomarán los valores de la tabla 3.6.”

Tabla 3.6 Coeficientes de presión interior

Esbeltez en el plano paralelo al viento	Área de huecos en zonas de succión respecto al área total de huecos del edificio											
	0,0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1	
≤1	0,7	0,7	0,6	0,4	0,3	0,1	0,0	-0,1	-0,3	-0,4	-0,5	
≥4	0,5	0,5	0,4	0,3	0,2	0,1	0,0	-0,1	-0,2	-0,3	-0,3	

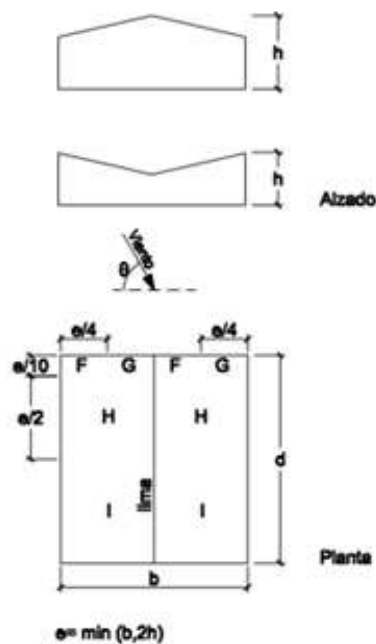
Tabla 35. Valores del coeficiente de presión interior.

En este proyecto, al tratarse de una nave completamente cerrada a excepción de la puerta de incendios y la puerta principal, se descarta con total seguridad la posibilidad de estudiar la estructura como una marquesina. Se realizará el estudio de una nave a dos aguas sin huecos permanentes, pero teniendo en cuenta que los huecos de las puertas pueden abrirse puntualmente.

- **Presión exterior**

El CTE establece que se ha de calcular tanto la situación en la que el viento actúa longitudinalmente, como cuando lo hace transversalmente. Para ello, facilita, en el anejo D del Documento Básico de Seguridad Estructural de Acciones en la Edificación, unas tablas con las que en función del área de influencia de los paneles, la inclinación de la cubierta, que en este caso es de 15° y en función de la zona de influencia, proporciona un valor de coeficiente de presión.

Para viento **longitudinal** se emplea la siguiente tabla:



Pendiente de la cubierta α	A (m ²)	Zona (según figura), $-45^\circ \leq \theta \leq 45^\circ$			
		F	G	H	I
-45°	≥ 10	-1,4	-1,2	-1,0	-0,9
	≤ 1	-2,0	-2,0	-1,3	-1,2
-30°	≥ 10	-1,5	-1,2	-1,0	-0,9
	≤ 1	-2,1	-2,0	-1,3	-1,2
-15°	≥ 10	-1,9	-1,2	-0,8	-0,8
	≤ 1	-2,5	-2,0	-1,2	-1,2
-5°	≥ 10	-1,8	-1,2	-0,7	-0,6
	≤ 1	-2,5	-2,0	-1,2	-1,2
5°	≥ 10	-1,6	-1,3	-0,7	-0,6
	≤ 1	-2,2	-2,0	-1,2	-0,6
15°	≥ 10	-1,3	-1,3	-0,6	-0,5
	≤ 1	-2,0	-2,0	-1,2	-0,5
30°	≥ 10	-1,1	-1,4	-0,8	-0,5
	≤ 1	-1,5	-2,0	-1,2	-0,5
45°	≥ 10	-1,1	-1,4	-0,9	-0,5
	≤ 1	-1,5	-2,0	-1,2	-0,5
60°	≥ 10	-1,1	-1,2	-0,8	-0,5
	≤ 1	-1,5	-2,0	-1,0	-0,5
75°	≥ 10	-1,1	-1,2	-0,8	-0,5
	≤ 1	-1,5	-2,0	-1,0	-0,5

Tabla 36. Coeficientes de presión exterior para viento longitudinal.

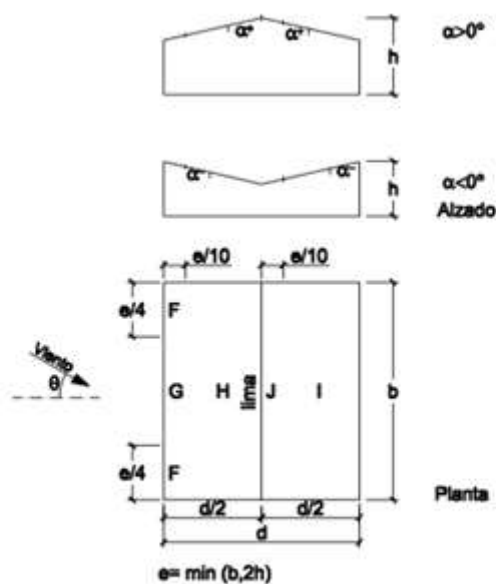
Entrando en la tabla 35 con una inclinación de cubierta de 15° y habiendo visto anteriormente que el área de influencia de las correas es mayor que 10 m², se calculan los valores de viento para cada zona según la expresión:

$$q_e = q_b \cdot c_e \cdot c_p$$

Viento Longitudinal				
ZONA	q_b (kN/m ²)	c_e	c_p	q_e (kN/m ²)
F	0,52	2,2	-1,3	-1,49
G	0,52	2,2	-1,3	-1,49
H	0,52	2,2	-0,6	-0,69
I	0,52	2,2	-0,5	-0,58

Tabla 37. Valores de viento longitudinal.

Para viento **transversal** se emplea la siguiente tabla:



Pendiente de la cubierta α	A (m ²)	Zona (según figura)				
		F	G	H	I	J
-45°	≥ 10	-0,6	-0,6	-0,8	-0,7	-1
	≤ 1	-0,6	-0,6	-0,8	-0,7	-1,5
-30°	≥ 10	-1,1	-0,8	-0,8	-0,6	-0,8
	≤ 1	-2	-1,5	-0,8	-0,6	-1,4
-15°	≥ 10	-2,5	-1,3	-0,9	-0,5	-0,7
	≤ 1	-2,8	-2	-1,2	-0,5	-1,2
-5°	≥ 10	-2,3	-1,2	-0,8	0,2	0,2
	≤ 1	-2,5	-2	-1,2	-0,6	-0,6
5°	≥ 10	-1,7	-1,2	-0,6	-0,6	0,2
	≤ 1	+0,0	+0,0	+0,0	-0,6	-0,6
15°	≥ 10	-0,9	-0,8	-0,3	-0,4	-1
	≤ 1	0,2	0,2	0,2	+0,0	+0,0
30°	≥ 10	-0,5	-0,5	-0,2	-0,4	-0,5
	≤ 1	0,7	0,7	0,4	0	0
45°	≥ 10	-1,5	-1,5	-0,2	-0,4	-0,5
	≤ 1	0,7	0,7	0,4	0	0
60°	≥ 10	-0,0	-0,0	-0,0	-0,2	-0,3
	≤ 1	0,7	0,7	0,6	+0,0	+0,0
75°	≥ 10	0,7	0,7	0,7	-0,2	-0,3
	≤ 1	0,7	0,7	0,7	-0,2	-0,3

Tabla 38. Coeficientes de presión exterior para viento transversal.

Entrando en la tabla 36 con una inclinación de cubierta de 15° y habiendo visto anteriormente que el área de influencia de las correas es mayor que 10 m², se calculan los valores de viento para cada zona según la expresión:

$$q_e = q_b \cdot c_e \cdot c_p$$

Viento transversal					
ZONA		q _b (kN/m ²)	c _e	c _p	q _e (kN/m ²)
F	Succión	0,52	2,2	-0,9	-1,03
	Presión	0,52	2,2	0,2	0,23
G	Succión	0,52	2,2	-0,8	-0,92
	Presión	0,52	2,2	0,2	0,23
H	Succión	0,52	2,2	-0,3	-0,35
	Presión	0,52	2,2	0,2	0,23
I	Succión	0,52	2,2	-0,4	-0,46
	Presión	0,52	2,2	0	0
J	Succión	0,52	2,2	-1	-1,15
	Presión	0,52	2,2	0	0

Tabla 39. Valores de viento transversal.

- **Presión interior**

Como ya se ha mencionado, atendiendo a las disposiciones detalladas previamente en el estudio de la cubierta, donde se analizan las cuestiones y requisitos de las consideraciones adoptadas, se estipula que el coeficiente eólico de presión interior se interpreta como único para todos los paramentos interiores del edificio que delimitan la zona afectada y viene generado por los posibles huecos presentes en la nave, los cuales, en este caso, se trata de huecos no permanentes (puertas).

De este modo, se destaca que al tratarse de un valor único para las superficies afectadas del interior y retomando los estudios de situaciones tratadas en el análisis de cubierta, dicho valor también permanece constante para las correas.

Por tanto, se debe distinguir entre el viento longitudinal que sopla de frente a la nave y el que lo hace por la parte trasera:

- **Viento longitudinal** (Puerta principal abierta y lateral cerrada)

$$c_{\text{pifrente}} \begin{cases} \frac{h}{b} = \frac{1,75}{15} \leq 1 \\ A_{\text{sotavento}} = 0 \end{cases} \rightarrow c_{\text{pifrente}} = 0,7$$

$$q_{\text{eifrente}} = 0,52 \cdot 1,6 \cdot 0,7 = 0,5824 \text{ kN/m}^2 \quad \text{Presión}$$

$$c_{\text{piatrás}} \begin{cases} \frac{h}{b} = \frac{1,75}{15} \leq 1 \\ A_{\text{sotavento}} = 1 \end{cases} \rightarrow c_{\text{piatrás}} = -0,5$$

$$q_{\text{eiatrás}} = 0,52 \cdot 1,6 \cdot (-0,5) = -0,416 \text{ kN/m}^2 \quad \text{Succión}$$

- **Viento transversal** (Puerta principal cerrada y lateral abierta).

El coeficiente exposición depende de la mitad de la altura del hueco a estudio que en este caso es de $h = 2,05/2 = 1,025$ metros. Por tanto, según la tabla 9 el coeficiente de exposición, para un grado de aspereza del entorno III y una altura de 1,025 metros, es $c_e = 1,6$.

El coeficiente de presión interior se calcula del mismo modo que en el caso de viento longitudinal. Se debe distinguir entre el viento transversal que sopla de frente al lateral en el que se sitúa la puerta y el que lo hace por el lateral contrario:

$$c_{\text{pifrente}} \begin{cases} \frac{h}{b} = \frac{1,025}{30} \leq 1 \\ A_{\text{sotavento}} = 0 \end{cases} \rightarrow c_{\text{pifrente}} = 0,7$$

$$q_{\text{efrente}} = 0,52 \cdot 1,6 \cdot 0,7 = \mathbf{0,5824 \text{ kN/m}^2} \quad \text{Presión}$$

$$c_{\text{piatrás}} \begin{cases} \frac{h}{b} = \frac{1,025}{30} \leq 1 \\ A_{\text{sotavento}} = 1 \end{cases} \rightarrow c_{\text{piatrás}} = -0,5$$

$$q_{\text{eiatrás}} = 0,52 \cdot 1,6 \cdot (-0,5) = \mathbf{-0,416 \text{ kN/m}^2} \quad \text{Succión}$$

Como se puede observar, los valores más peligrosos serán para presión $0,5824 \text{ kN/m}^2$ para cualquiera de los dos casos de viento estudiados, y para succión $-0,416 \text{ kN/m}^2$ para ambos vientos.

A continuación, se presenta las posibles situaciones de viento que pueden actuar sobre las correas de cubierta en función de la zona de la nave sobre la que este actúe:

Viento Longitudinal				
FRENTE	ZONA	SE: Succión exterior (-)	PI: Presión Interior (-)	$q_e = SE + PI$ (kN/m²)
	F	-1,49	-0,5824	-2,08
	G	-1,49	-0,5824	-2,08
	H	-0,69	-0,5824	-1,28
	I	-0,58	-0,5824	-1,117
ATRÁS	ZONA	SE: Succión exterior (-)	SI: Succión Interior (+)	$q_e = SE + SI$ (kN/m²)
	F	-1,49	0,416	-1,08
	G	-1,49	0,416	-1,08
	H	-0,69	0,416	-0,28
	I	-0,58	0,416	-0,17

Tabla 40. Valores de viento longitudinal presión exterior más interior.

Viento Transversal					
DERECHA	ZONA	SE: Succión exterior (-)	PI: Presión Interior (-)	$q_e = SE + PI$ (kN/m ²)	
	F	-1,03	-0,5824	-1,6124	
	G	-0,92	-0,5824	-1,5024	
	H	-0,35	-0,5824	-0,9324	
	I	-0,46	-0,5824	-1,0424	
	J	-1,15	-0,5824	-1,7324	
	ZONA	PE: Presión exterior (+)	PI: Presión Interior (-)	$q_e = PE + PI$ (kN/m ²)	
	F	0,23	-0,5824	-0,3524	
	G	0,23	-0,5824	-0,3524	
	H	0,23	-0,5824	-0,3524	
	I	0	-0,5824	-0,5824	
	J	0	-0,5824	-0,5824	
	IZQUIERDA	ZONA	SE: Succión exterior (-)	SI: Succión Interior (+)	$q_e = SE + SI$ (kN/m ²)
		F	-1,03	0,416	-0,614
G		-0,92	0,416	-0,504	
H		-0,35	0,416	-0,066	
I		-0,46	0,416	-0,044	
J		-1,15	0,416	-0,734	
ZONA		PE: Presión exterior (+)	SI: Succión Interior (+)	$q_e = SE + SI$ (kN/m ²)	
F		0,23	0,416	0,646	
G		0,23	0,416	0,646	
H		0,23	0,416	0,646	
I		0	0,416	0,416	
J		0	0,416	0,416	

Tabla 41. Valores de viento transversal presión exterior más interior.

Como se puede observar en las tablas 40 y 41, los valores más peligrosos se darán en las zonas F, G y H para presión (0,646 kN/m²) cuando sopla viento transversal, y en las zonas F y G para succión (-2,08 kN/m²) cuando el viento es longitudinal.

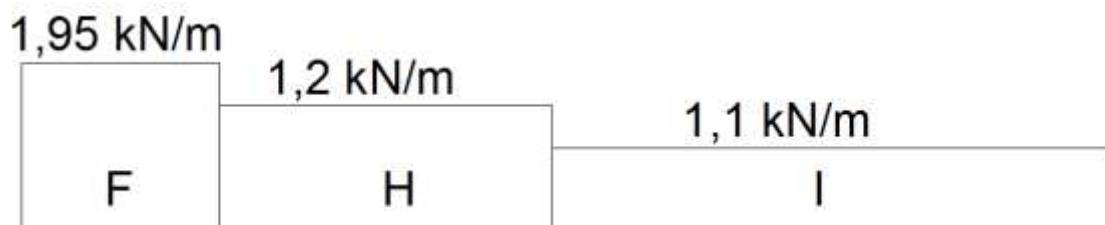
3.1.6.1.4.1. Distribución cargas de viento

En función de las cargas de viento y de las zonas de influencia de las mismas cada correa sufrirá diferentes esfuerzos. A continuación, se muestran los valores más peligrosos de dichos esfuerzos sobre las distintas correas.

- Para viento longitudinal:

- Frente.

Correa extrema 1 (succión). Ancho $A_T = 0,9375$ m.



Correa central 3 (succión). Ancho $A_T = 1,875$ m.



Se considera el segundo caso como más peligroso por ser valores de viento mayores que para la primera correa. Es por ello que a la hora de realizar las comprobaciones para viento longitudinal se emplearán los valores de la correa 3 (caso a).

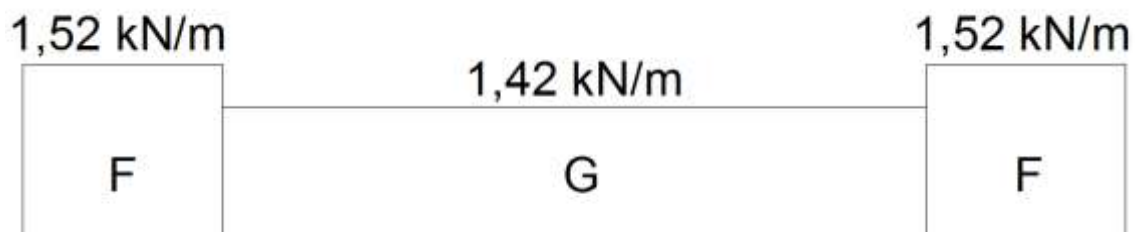
No se realiza el estudio de las correas traseras, ya que les corresponden valores de succión menores y no se dan situaciones de viento de presión.

- Para viento transversal:

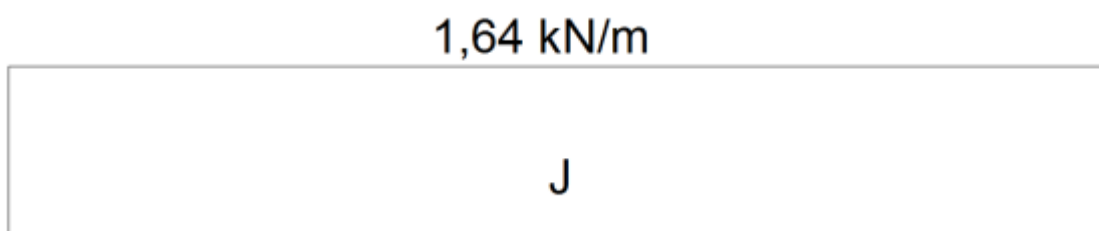
- Derecha (succión exterior).

Correas extremas 1 y 6 (succión). Ancho $A_T = 0,9375$ m.

Correa 1



Correa 6



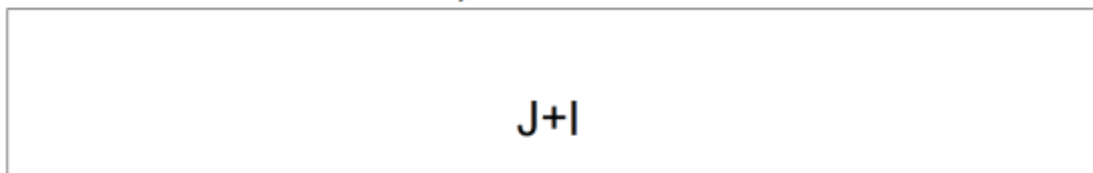
Correas centrales 2, 7 y 8 (succión). Ancho $A_T = 1,875$ m.

Correa 2



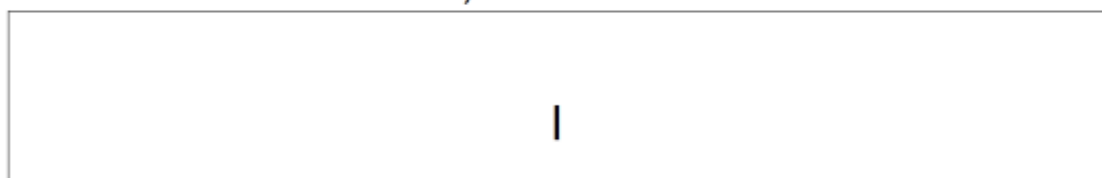
Correa 7

2,43 kN/m



Correa 8

1,97 kN/m



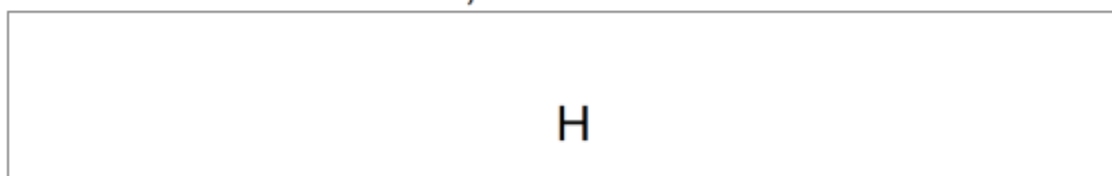
Se consideran como más peligrosos los valores de viento de las correas centrales 2 y 7. Es por ello que a la hora de realizar las comprobaciones para viento transversal derecha se emplearán los valores de las correas 2 y 7 (casos b y c respectivamente).

No se comprueban los valores de viento para presión exterior por quedar situaciones únicamente de succión, siendo además, valores menores que los ya estudiados.

- Izquierda (presión exterior).

Correa central 3 (presión). Ancho $A_T = 1,875$ m.

1,22 kN/m



El valor anterior se comprobará por considerarse el caso más peligroso en que las correas sufren esfuerzos de presión. Es por ello que a la hora de realizar las comprobaciones para viento transversal izquierda se emplearán los valores de la correa 3 (caso d).

No se comprueban los valores de viento para succión exterior izquierda por quedar situaciones únicamente de succión, siendo además, valores menores que los ya estudiados.

3.1.6.1.5. Resumen de cargas

A continuación se expone un breve resumen de las cargas obtenidas para la posterior ejecución de las combinaciones de cargas. Cabe mencionar que el peso propio de las correas se tendrá en cuenta una vez predimensionadas las mismas.

CARGAS PERMANENTES

PESO PROPIO PANEL:

Ancho $A_T = 0,9375$ m

- $Q_{PP\perp} = 0,12$ kN/m
- $Q_{PP//} = 0,032$ kN/m

Ancho $A_T = 1,875$ m

- $Q_{PP\perp} = 0,24$ kN/m
- $Q_{PP//} = 0,0332$ kN/m

CARGAS VARIABLES

SOBRECARGA DE USO:

Ancho $A_T = 0,9375$ m

- $Q_{SU\perp} = 0,35$ kN/m

- $Q_{SU//} = 0,1 \text{ kN/m}$

Ancho $A_T = 1,875 \text{ m}$

- $Q_{SU\perp} = 0,7 \text{ kN/m}$
- $Q_{SU//} = 0,19 \text{ kN/m}$

SOBRECARGA DE NIEVE:

Ancho $A_T = 0,9375 \text{ m}$

- $Q_{N\perp} = 0,59 \text{ kN/m}$
- $Q_{N//} = 0,16 \text{ kN/m}$

Ancho $A_T = 1,875 \text{ m}$

- $Q_{N\perp} = 1,18 \text{ kN/m}$
- $Q_{N//} = 0,32 \text{ kN/m}$

CARGAS DE VIENTO MÁS DESFAVORABLES:

A modo de resumen se presentan los 4 estados de cargas para los que se realizarán las comprobaciones oportunas de correas.

- Caso a: Viento longitudinal frente (correa 3).
- Caso b: Viento transversal derecha succión exterior (correa 2).
- Caso c: Viento transversal derecha succión exterior (correa 7).
- Caso d: Viento transversal izquierda presión exterior (correa 3).

3.1.6.1.6. Combinación de hipótesis de carga

Para el dimensionado de las correas, se deben estudiar desde dos puntos de vista, en primer lugar se comprobará los Estados Límite Últimos y después los Estados Límite de Servicio.

El Código Técnico de la Edificación en su Documento Básico de Seguridad Estructural apartado 3.2. define los estados límite como aquellas situaciones para las que, de ser superadas, puede considerarse que el edificio no cumple alguno de los requisitos estructurales para las que ha sido concebido.

3.1.6.1.6.1. Estados Límite Últimos

El Código Técnico de la Edificación en su Documento Básico de Seguridad Estructural apartado 3.2.1. define los estados límite últimos como aquellos que, de ser superados, constituyen un riesgo para las personas, ya sea porque producen una puesta fuera de servicio del edificio o el colapso total o parcial del mismo.

Para plantear las distintas combinaciones de hipótesis de carga y seleccionar las más peligrosas se siguen los pasos descritos en el capítulo de cerramientos de cubierta, quedando las combinaciones planteadas de la siguiente forma:

$$1- \gamma_G Q_P$$

$$2- \gamma_G Q_P + \gamma_{SU} Q_{SU}$$

$$3- \gamma_G Q_P + \gamma_N Q_N$$

$$4- \gamma_G Q_P + \gamma_V Q_{VP}$$

$$5- \gamma_G Q_P + \gamma_V Q_{VS}$$

$$6- \gamma_G Q_P + \gamma_N Q_N + \psi_0 \gamma_V Q_{VP}$$

$$7- \gamma_G Q_P + \gamma_N Q_N + \psi_0 \gamma_V Q_{VS}$$

$$8- \gamma_G Q_P + \gamma_V Q_{VP} + \psi_0 \gamma_N Q_N$$

$$9- \gamma_G Q_P + \gamma_V Q_{VS} + \psi_0 \gamma_N Q_N$$

En este caso, las combinaciones más peligrosas son las siguientes y por tanto, las que se introducen en Cespla, programa que se emplea para calcular los valores máximos de los esfuerzos sufridos por las correas:

$$5.- \perp g_G Q_{PP\perp} + g_V Q_{VS}$$

$$// g_G Q_{PP//}$$

$$6.- \perp g_G Q_{P\perp} + g_N Q_{N\perp} + \gamma_0 g_V Q_{VP}$$

$$// g_G Q_{PP//} + g_N Q_{N//}$$

$$8.- \perp g_G Q_{P\perp} + g_V Q_{VP} + \gamma_0 g_N Q_{N\perp}$$

$$// g_G Q_{PP//} + \gamma_0 g_N Q_{N//}$$

Dentro de las combinaciones deberemos tener en cuenta ciertas consideraciones. En primer lugar, se deben plantear dos situaciones de viento para ambas combinaciones, tanto cuando este ataca longitudinalmente a la nave como cuando lo hace transversalmente. También se debe tener en cuenta que las cargas gravitatorias (el viento siempre se supone perpendicular a la superficie sobre la que actúa) tienen componente perpendicular al faldón de la nave y paralela al mismo. Es por ello que se ha de estudiar el efecto de las cargas sobre la correa en ambas direcciones.

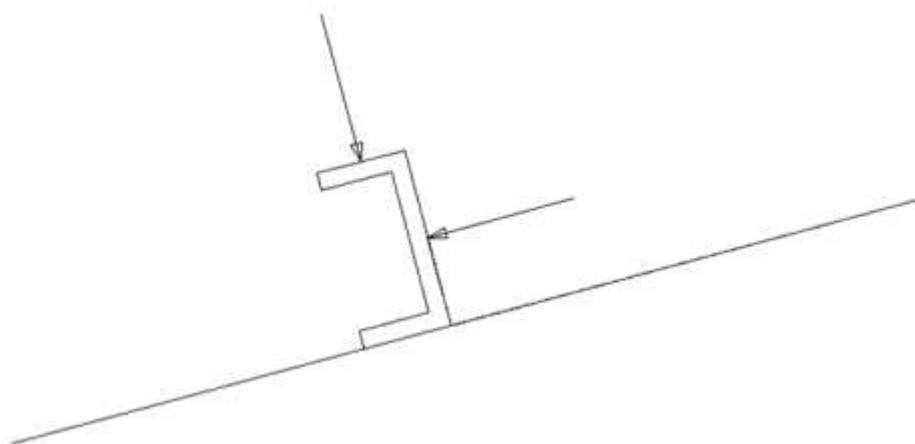


Figura 8. Componentes de las cargas.

Para realizar un predimensionado de las correas se introducen en Cespla las combinaciones de cargas sin incluir el peso propio de la correa, no obstante, sí se incluye desde el primer momento el propio peso de la cubierta, ya que es conocido y no depende del tipo de perfil de correa seleccionado. Con el programa informático, se obtienen los momentos flectores máximos tanto para las cargas perpendiculares (paralelas al plano del alma del perfil y perpendiculares a las alas del mismo) como para las cargas paralelas (perpendiculares al plano del alma del perfil) y se realizan las comprobaciones exigidas por el CTE hasta llegar a un perfil válido. Es entonces cuando se realiza de nuevo la comprobación añadiendo el peso propio de la correa. En caso de que el perfil no sea válido al añadirle su propio peso, se seguirá aumentando este hasta llegar a uno que cumpla las exigencias del CTE.

Tras introducir las hipótesis mencionadas anteriormente en Cespla para un perfil cualquiera, se obtienen los flectores máximos que sufre la correa en ambos planos. Estos valores son válidos para comprobar los perfiles antes de introducir el peso de la correa, ya que en el momento que se introduce el peso de la misma los momentos flectores varían. Cabe destacar que para la comprobación del paralelo, se debe girar la posición inicial del perfil en Cespla, sino se hace se estarán introduciendo las cargas como si actuaran paralelamente al alma.

Se deben comprobar los momentos máximos con las cargas perpendiculares más el momento que provocan las cargas paralelas en ese punto y por otro lado, el momento máximo que provocan las cargas paralelas con su correspondiente en perpendicular para el mismo punto. En los casos de las correas estudiadas, los momentos máximos coinciden en el mismo punto para los dos planos por lo que únicamente se tomarán dos valores por cada combinación.

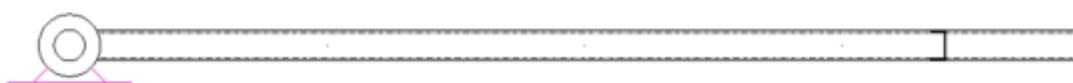


Figura 9. Posición del perfil para el esquema de cálculo correa perpendicular.



Figura 10. Posición del perfil para el esquema de cálculo correa paralelo.

Los cálculos mencionados se realizan para las distintas correas seleccionadas como más peligrosas en el apartado de sobrecarga de viento. Los valores extraídos de Cespla antes de incluir el peso propio son los siguientes:

CASO	COMBINACIÓN	COMPONENTE	M _{máx} (Nmm)	DISTANCIA AL PRIMER APOYO
A	5 (SUCCIÓN)	⊥	$9,72 \cdot 10^6$	5.000 mm
		//	148.077	5.000 mm
B	5 (SUCCIÓN)	⊥	$8,18 \cdot 10^6$	5.000 mm
		//	148.077	5.000 mm
C	5 (SUCCIÓN)	⊥	$9,14 \cdot 10^6$	5.000 mm
		//	148.077	5.000 mm
D	6 (PRESIÓN)	⊥	$8,45 \cdot 10^6$	5.000 mm
		//	$1,52 \cdot 10^6$	5.000 mm
D	8 (PRESIÓN)	⊥	$8,04 \cdot 10^6$	5.000 mm
		//	884.495	5.000 mm

Tabla 42. Valores de los momentos máximos extraídos de Cespla.

Tras analizar los datos se observa que únicamente es necesario comprobar los casos a y d (combinaciones 5 y 6 respectivamente) por ser los que mayores momentos generan con respecto a las otras combinaciones en ambos planos.

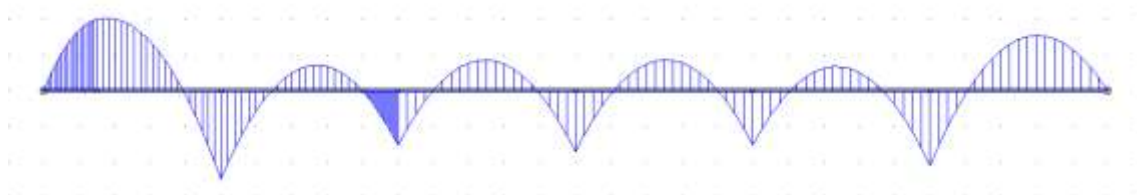


Figura 11. Momentos flectores para viento de succión.

Perfil	Peso G (kg/m)	Dimensiones					Área A (mm ²)	Propiedades de la sección											
		h (mm)	b (mm)	I _x (mm ⁴)	I _y (mm ⁴)	r (mm)		eje fuerte y-y						eje débil z-z					
								I _x · 10 ⁴ (mm ⁴)	W _{xx} · 10 ³ (mm ³)	W _{yy} · 10 ³ (mm ³)	I _{xy} (mm ⁴)	A _y (mm ²)	I _z · 10 ⁴ (mm ⁴)	W _{zz} · 10 ³ (mm ³)	W _{xy} · 10 ³ (mm ³)	I _{yz} (mm ⁴)	A _x (mm ²)	I _{xy} · 10 ⁴ (mm ⁴)	I _{yz} · 10 ⁴ (mm ⁴)
UPE 88	7,9	80	50	4	7	10	1.010,00	107,20	26,80	31,25	32,30	405,00	25,41	7,90	14,30	15,90	16,90	1,67	0,22
UPE 100	9,02	100	65	4,5	7,5	10	1.250,00	206,90	41,37	40,01	40,70	504,00	30,21	10,63	19,04	17,90	17,90	2,01	0,03
UPE 120	12,1	120	80	5	8	12	1.940,00	363,50	60,58	51,33	48,60	718,00	35,40	13,70	25,24	19,00	20,00	2,90	1,12
UPE 140	14,5	140	95	5	9	12	1.840,00	350,50	65,64	60,04	57,10	805,00	38,70	18,10	33,22	20,70	21,00	4,05	2,20
UPE 160	17	160	110	5,5	9,5	12	2.170,00	511,10	110,90	121,60	64,80	1.004,00	40,80	22,50	41,40	22,20	22,00	5,20	3,96
UPE 180	19,7	180	125	6	10,5	12	2.510,00	1.303,00	150,40	173,00	73,40	1.120,00	43,70	28,90	52,30	23,90	23,00	6,90	5,81
UPE 200	22,8	200	140	6	11	13	2.900,00	1.900,00	190,90	220,10	81,10	1.300,00	47,30	34,40	63,20	25,40	24,00	8,80	11,00

Tabla 43. Prontuario perfil UPE.

El CTE establece en su Documento Básico de Seguridad Estructural del Acero apartado 6.2.8. “Interacción de esfuerzos en secciones”, que la sección sometida a flexión compuesta sin cortante debe cumplir lo siguiente:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{pl,Rd}} + \frac{M_{y,Ed}}{M_{el,Rdy}} + \frac{M_{z,Ed}}{M_{el,Rdz}} \leq 1$$

Siendo,

N_{Ed}	Fuerza axial máxima
$N_{pl,Rd}$	Resistencia plástica de la sección a axial
$M_{y,Ed}$	Momento flector máximo en el eje fuerte
$M_{z,Ed}$	Momento flector máximo en el eje débil
$M_{el,Rdy}$	Resistencia elástica de la sección bruta a flexión en el eje fuerte
$M_{el,Rdz}$	Resistencia elástica de la sección bruta a flexión en el eje débil

En este caso, la correa no está sometida a esfuerzo axial por lo que el primer término de la expresión se anula. A continuación, se muestran los valores que adquiere dicha expresión para los distintos perfiles hasta alcanzar uno válido.

UPE 80

- Caso A (Combinación 5):

$$\frac{9,72 \cdot 10^6}{26,8 \cdot 10^3 \cdot \frac{275}{1,05}} + \frac{148.077}{7,98 \cdot 10^3 \cdot \frac{275}{1,05}} = 1,46 > 1 \rightarrow \text{Perfil no válido}$$

UPE 100

- Caso A (Combinación 5):

$$\frac{9,72 \cdot 10^6}{41,3 \cdot 10^3 \cdot \frac{275}{1,05}} + \frac{148.077}{10,63 \cdot 10^3 \cdot \frac{275}{1,05}} = 0,95 < 1 \rightarrow \text{Perfil válido}$$

- Caso D (Combinación 6):

$$\frac{8,45 \cdot 10^6}{41,3 \cdot 10^3 \cdot \frac{275}{1,05}} + \frac{1,52 \cdot 10^6}{10,63 \cdot 10^3 \cdot \frac{275}{1,05}} = 1,4 > 1 \rightarrow \text{Perfil no válido}$$

UPE 120

- Caso A (Combinación 5):

Cumplía las especificaciones para el UPE 100, por tanto también lo hará para el perfil UPE 120.

- Caso D (Combinación 6):

$$\frac{8,45 \cdot 10^6}{60,6 \cdot 10^3 \cdot \frac{275}{1,05}} + \frac{1,52 \cdot 10^6}{13,79 \cdot 10^3 \cdot \frac{275}{1,05}} = 0,96 < 1 \rightarrow \text{Perfil válido}$$

A continuación, se realizan las mismas comprobaciones añadiendo el peso propio de la correa seleccionada y se extraen de nuevo los momentos máximos del Cespla.

Peso Propio Perfil UPE 120 = 12,1 kg/m = 0,119 kN/m

- \perp 0,115 kN/m
- // 0,031 kN/m

CASO	COMBINACIÓN	COMPONENTE	M _{máx} (Nmm)	DISTANCIA AL PRIMER APOYO
A	5 (SUCCIÓN)	\perp	$9,47 \cdot 10^6$	5.000 mm
		//	213.654	5.000 mm
D	6 (PRESIÓN)	\perp	$8,86 \cdot 10^6$	5.000 mm
		//	$1,63 \cdot 10^6$	5.000 mm

Tabla 44. Valores de los momentos máximos extraídos de Cespla.

Una vez extraídos los nuevos valores, se realizan de nuevo las comprobaciones correspondientes.

UPE 120

- Caso A (Combinación 5):

$$\frac{9,47 \cdot 10^6}{60,6 \cdot 10^3 \cdot \frac{275}{1,05}} + \frac{213.654}{13,79 \cdot 10^3 \cdot \frac{275}{1,05}} = 0,66 < 1 \rightarrow \text{Perfil válido}$$

- Caso D (Combinación 6):

$$\frac{8,86 \cdot 10^6}{60,6 \cdot 10^3 \cdot \frac{275}{1,05}} + \frac{1,63 \cdot 10^6}{13,79 \cdot 10^3 \cdot \frac{275}{1,05}} = 1,1 > 1 \rightarrow \text{Perfil no válido}$$

Al incluir el peso propio del perfil, resulta que no cumple las especificaciones del Código Técnico de la Edificación, es por ello que se deben extraer de nuevo de Cespla los valores de los momentos Máximos, introduciendo esta vez un perfil mayor: UPE 140.

Peso Propio Perfil UPE 120 = 14,5 kg/m = 0,143 kN/m

- ⊥ 0,139 kN/m

- // 0,038 kN/m

CASO	COMBINACIÓN	COMPONENTE	M _{máx} (Nmm)	DISTANCIA AL PRIMER APOYO
A	5 (SUCCIÓN)	⊥	9,43 · 10 ⁶	5.000 mm
		//	228.462	5.000 mm
D	6 (PRESIÓN)	⊥	8,94 · 10 ⁶	5.000 mm
		//	1,66 · 10 ⁶	5.000 mm

Tabla 45. Valores de los momentos máximos extraídos de Cespla.

Una vez extraídos los nuevos valores, se realizan de nuevo las comprobaciones correspondientes.

UPE 140

- Caso A (Combinación 5):

$$\frac{9,43 \cdot 10^6}{85,64 \cdot 10^3 \cdot \frac{275}{1,05}} + \frac{228.462}{18,19 \cdot 10^3 \cdot \frac{275}{1,05}} = 0,47 < 1 \rightarrow \text{Perfil válido}$$

- Caso D (Combinación 6):

$$\frac{8,94 \cdot 10^6}{85,64 \cdot 10^3 \cdot \frac{275}{1,05}} + \frac{1,66 \cdot 10^6}{18,19 \cdot 10^3 \cdot \frac{275}{1,05}} = 0,75 < 1 \rightarrow \text{Perfil válido}$$

Con un perfil **UPE 140** se asegura que las correas de cubierta van a aguantar las solicitaciones a las que se verán sometidas durante su vida útil. Además, se cumple con totalidad las especificaciones del Código Técnico de la Edificación en lo referente a los Estado Límite Últimos.

3.1.6.1.6.2. Estados Límite de Servicio

El Código Técnico de la Edificación en su Documento Básico de Seguridad Estructural en su apartado 3.2.2. define los estados límite de servicio como aquellos que, de ser superados, afectan al confort y al bienestar de los usuarios o de terceras personas, al correcto funcionamiento del edificio o a la apariencia de la construcción.

Para plantear las distintas combinaciones de acciones el CTE establece en su Documento Básico de Seguridad Estructural apartado 4.3.2. “Combinación de acciones”, que se considerarán en valor característico tanto las acciones permanentes como la acción variable

principal, mientras que se considerará el resto de acciones variables en valor de combinación. Es por ello que las combinaciones para la comprobación de la deformación de las correas quedan de la siguiente manera:

- 1- Q_P
- 2- $Q_P + Q_{SU}$
- 3- $Q_P + Q_N$
- 4- $Q_P + Q_{VP}$
- 5- $Q_P + Q_{VS}$
- 6- $Q_P + Q_N + \psi_0 Q_{VP}$
- 7- $Q_P + Q_N + \psi_0 Q_{VS}$
- 8- $Q_P + Q_{VP} + \psi_0 Q_N$
- 9- $Q_P + Q_{VS} + \psi_0 Q_N$

Para decidir cuáles son las combinaciones más peligrosas se siguen los pasos descritos en el resto de apartados de combinaciones de hipótesis.

La experiencia ha demostrado que la sobrecarga de uso suele ofrecer unos valores muy elevados de deformación debida a las cargas paralelas al faldón, pero en este caso al tener un valor inferior que la nieve, produce una deformación menor. Por tanto, al estudiar la combinación 6 ya se asegura que la deformación debida a la sobrecarga de uso no superará los valores permitidos.

En este caso, las combinaciones más peligrosas y por tanto, las que se introducen en Cespla son las siguientes:

$$5.- \perp Q_{PP\perp} + Q_{VS}$$

$$// Q_{PP//}$$

$$6.- \perp Q_{PP\perp} + Q_{N\perp} + \gamma_0 Q_{VP}$$

$$// Q_{PP//} + Q_{N//}$$

$$8.- \perp Q_{PP\perp} + Q_{VP} + \gamma_0 Q_{N\perp}$$

$$// Q_{PP//} + \gamma_0 Q_{N//}$$

Dentro de las combinaciones deberemos tener en cuenta ciertas consideraciones. En primer lugar, se deben plantear dos situaciones de viento para ambas combinaciones, tanto cuando este ataca longitudinalmente a la nave como cuando lo hace transversalmente. También se debe tener en cuenta que las cargas gravitatorias tienen componente perpendicular al faldón de la nave y paralela al faldón. Es por ello que se ha de estudiar el efecto de las cargas sobre la correa en ambas direcciones.

Partiendo del perfil obtenido en el apartado anterior e introduciendo en Cespla las combinaciones de cargas (incluyendo el peso propio de la correa), se obtienen las deformaciones máximas tanto para las cargas perpendiculares (paralelas al plano del alma del perfil y perpendiculares a las alas del mismo) como para las cargas paralelas (perpendiculares al alma del perfil) y se realizan las comprobaciones exigidas por el CTE para ver si el perfil es válido.

Al igual que para la comprobación de los estados límites últimos, para comprobar la flecha debida a las cargas paralelas al faldón se debe girar el perfil en Cespla. Cabe destacar que las deformaciones máximas para las dos direcciones de cargas coinciden en el mismo punto (2,25m del primer apoyo) por lo que sólo obtenemos dos valores de deformación por cada combinación.

CASO	COMBINACIÓN	COMPONENTE	FLECHA MÁXIMA (mm)	DISTANCIA AL PRIMER APOYO
A	5 (SUCCIÓN)	⊥	8,18	2.250 mm
		//	2,73	2.250 mm
B	5 (SUCCIÓN)	⊥	6,16	2.250 mm
		//	2,73	2.250 mm
C	5 (SUCCIÓN)	⊥	6,82	2.250 mm
		//	2,74	2.250 mm
D	6 (PRESIÓN)	⊥	7,62	2.250 mm
		//	10,83	2.250 mm
D	8 (PRESIÓN)	⊥	7,28	2.250 mm
		//	6,79	2.250 mm

Tabla 46. Valores de las flechas máximas extraídas de Cespla.



Figura 12. Deformaciones para viento de presión.

El Código Técnico de la Edificación en su Documento Básico de Seguridad Estructural apartado 4.3.3. “Deformaciones”, establece que la flecha para cualquiera de sus piezas ante cualquier combinación de acciones característica debe ser menor que $L/300$, considerando L la distancia entre apoyos del vano cuya flecha se está estudiando. Por lo tanto se debe cumplir lo siguiente:

$$\delta_{\perp} < \frac{L}{300} = \frac{5.000}{300} = 16,67 \text{ mm}$$

$$\delta_{//} < \frac{L}{300} = \frac{5.000}{300} \text{ mm}$$

$$\sqrt{\delta_{\perp} + \delta_{//}} < \frac{L}{300} = \frac{5.000}{300} = 16,67 \text{ mm}$$

Siendo,

δ_{\perp} Flecha máxima en el plano del alma del perfil

$\delta_{//}$ Flecha máxima en el plano perpendicular al alma del perfil

A continuación, se comprueba que ninguno de los valores mostrados en la tabla 46, superen las especificaciones del Código Técnico de la Edificación.

CASO	COMBINACIÓN	COMPONENTE	FLECHA MÁXIMA (mm)	$\sqrt{\delta_{\perp}^2 + \delta_{//}^2}$
A	5 (SUCCIÓN)	⊥	8,18	8,63 mm
		//	2,73	
B	5 (SUCCIÓN)	⊥	6,16	6,74 mm
		//	2,73	
C	5 (SUCCIÓN)	⊥	6,82	7,35 mm
		//	2,74	
D	6 (PRESIÓN)	⊥	7,62	13,25 mm
		//	10,83	
D	8 (PRESIÓN)	⊥	7,28	7,74 mm
		//	6,79	

Tabla 47. Valores de las flechas máximas extraídas de Cespla.

Como se puede comprobar en la tabla 47 ninguna de las flechas supera el valor límite de 16,67 mm. Por tanto, queda comprobado que el perfil UPE 140 cumple las especificaciones del Código Técnico de la Edificación tanto en lo referente a los Estado Límite Últimos como a los Estados Límite de Servicio. Es por ello que se concluye que el **UPE 140** es el perfil óptimo para las correas de cubierta.

3.1.6.2 CÁLCULO DE CORREAS DE FACHADA

El cálculo de las correas laterales es análogo al de correas de cubierta pero en este caso, sólo se ven afectadas por el peso de los cerramientos y por la acción del viento que actúa en la dirección perpendicular al cerramiento (paralela al suelo).

Para poder realizar el dimensionado correcto de las correas, se ha de determinar en primer lugar el número de correas necesarias y la distancia entre ellas. Para ello, en los apartados anteriores se ha establecido una luz máxima para los apoyos de los cerramientos tanto de cubierta como de fachada.

En el caso de las correas de fachada, la luz máxima de los apoyos del cerramiento es de 2,5 metros. Por motivos de simetría y reparto uniforme de las cargas se establece lo siguiente:

Nº de correas $\rightarrow 6 \text{ m} / 2,5 \text{ m} = 2,4 \text{ huecos} \approx 3 \text{ huecos} \rightarrow \mathbf{4 \text{ correas}}$

Distancia entre correas $\rightarrow 6 \text{ m} / 3 \text{ huecos} = \mathbf{2 \text{ m}}$

Se establece que se contará con un total de 16 correas (8 en los laterales y 8 en los pórticos hastiales), **4 correas por pared situadas a una distancia máxima de 2 m.**

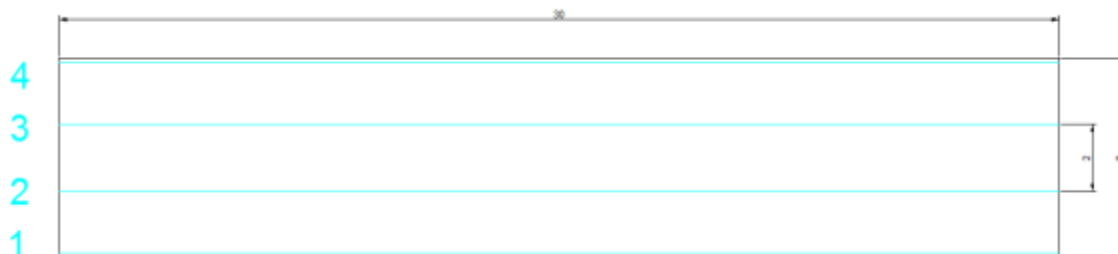


Figura 13. Correas de fachada.

Por otro lado, es importante conocer el área tributaria que corresponde a cada correa para poder calcular el porcentaje de carga que soportará cada una de ella en función de dicho área y la zona en la que se encuentren ubicadas. En el caso de las correas de los extremos el área tributaria será 30 m^2 , mientras que en las correas centrales el área es el doble, 60 m^2 .

- $A_T \text{ (1 y 4)} = 1 \cdot 30 = \mathbf{30 \text{ m}^2}$
- $A_T \text{ (2 y 3)} = 2 \cdot 30 = \mathbf{60 \text{ m}^2}$

Para el dimensionado de las correas se han estudiado las posibles combinaciones de carga que relacionan las acciones del peso propio y el viento. En el caso del peso propio se pueden tomar los valores calculados para seleccionar los cerramientos de fachada, sin embargo, la acción del viento se debe calcular de nuevo, ya que dependiendo de la dirección

del mismo y de la zona del faldón en la que se encuentre la correa a estudio, esta se ve afectada por una distribución de cargas u otra.

3.1.6.2.1 Peso propio

El peso propio a tener en cuenta es el de los elementos estructurales, los cerramientos y elementos separadores, la tabiquería, todo tipo de carpinterías, revestimientos (como pavimentos, guarnecidos, enlucidos, falsos techos), rellenos (como los de tierras) y equipo fijo.

En este caso, sólo ha de tenerse en cuenta el peso propio del cerramiento de cubierta que reposa sobre las correas y actúa en la dirección perpendicular al alma del perfil. Una vez predimensionada la correa se añadirá a las comprobaciones el peso propio de la misma.

- $Q_G = 13 \text{ kg/m}^2 \approx 0,128 \text{ kN/m}^2$

3.1.6.2.2 Sobrecarga de viento

Como establece el Código Técnico de la Edificación, la acción de viento, en general una fuerza perpendicular a la superficie de cada punto expuesto, o presión estática q_e , que puede expresarse como:

$$q_e = q_b \cdot c_e \cdot c_p$$

Siendo,

q_b La presión dinámica del viento. De forma simplificada, como valor en cualquier punto del territorio español, puede adoptarse $0,5 \text{ kN/m}^2$.

c_e El coeficiente de exposición, variable con la altura del punto considerado, en función del grado de aspereza del entorno donde se encuentra ubicada la construcción.

c_p El coeficiente eólico o de presión, dependiendo de la forma y orientación de la superficie respecto al viento, y en su caso, de la situación del punto respecto a los bordes de esa superficie; un valor negativo indica succión.

Coeficiente de exposición

El coeficiente de exposición tiene en cuenta los efectos de las turbulencias originadas por el relieve y la topografía del terreno.

Al tratarse de las correas de fachada, el grado de aspereza (III) y la altura (6m) a tener en cuenta tienen el mismo valor que en el cálculo del cerramiento por lo que el coeficiente de exposición es el mismo.

Coeficiente de exposición $\rightarrow c_e = 2$

Presión dinámica

La presión dinámica depende del posicionamiento geográfico del emplazamiento de la obra, de modo, que se mantiene igual que el valor determinado en el apartado de la cubierta.

Por lo tanto, se establece que prestando atención al CTE (SE-AE pág.25) y teniendo en cuenta que la nave se ha colocado en el municipio de Anguciana (La Rioja), se determina de nuevo que su zona de aplicación será la Zona C, o lo que es lo mismo, se tendrá una velocidad del viento igualitaria a 29 m/s, con una densidad del aire de 1'25 kg/m³. Así, según la fórmula:

$$q_b = 0,5 \cdot \delta \cdot v_b^2$$

Se genera una presión dinámica tal que: $q_b = 0'52 \text{ kN} / \text{m}^2$

Coeficiente eólico o de presión

Para la obtención del coeficiente eólico o de presión el CTE tiene en cuenta lo siguiente en el apartado 3.3.5 “Coeficiente eólico de naves y construcciones diáfanas” del Documento Básico de Seguridad Estructural Acciones en la Edificación:

1) En naves y construcciones diáfanas, sin forjados que conecten las fachadas, la acción de viento debe individualizarse en cada elemento de superficie exterior. Cuando en al menos dos de los lados del edificio (fachadas o cubiertas) el área total de los huecos exceda el

30% del área total del lado considerado, la acción del viento se determina considerando la estructura como una marquesina o una pared libre.

2) A efectos del cálculo de la estructura, del lado de la seguridad se podrá utilizar la resultante en cada plano de fachada o cubierta de los valores del Anejo D.3, que recogen el pésimo en cada punto debido a varias direcciones de viento. A los efectos locales, tales como correas, paneles de cerramiento, o anclajes, deben utilizarse los valores correspondientes a la zona o zonas en que se encuentra ubicado dicho elemento.

3) Si el edificio presenta grandes huecos la acción de viento genera, además de presiones en el exterior, presiones en el interior, que se suman a las anteriores.

El coeficiente eólico de presión interior, c_{pi} , se considera único en todos los paramentos interiores del edificio que delimitan la zona afectada por la fachada o cubierta que presenta grandes huecos. Para la determinación de la presión interior, en edificios de una sola planta, se considerará como coeficiente de exposición el correspondiente a la altura del punto medio del hueco, salvo que exista un hueco dominante, en cuyo caso el coeficiente de exposición será el correspondiente a la altura media de dicho hueco. Si el edificio tiene varias plantas se considerará la altura media de la planta analizada. Un hueco se considera dominante si su área es por lo menos diez veces superior a la suma de las áreas de los huecos restantes.

4) Cuando el área de las aberturas de una fachada sea el doble de las aberturas en el resto de las fachadas del edificio, se tomará $c_{pi} = 0,75c_{pe}$; si es el triple $c_{pi} = 0,9c_{pe}$ siendo c_{pe} el coeficiente eólico de presión exterior. En casos intermedios se interpolará linealmente. En otro caso se tomarán los valores de la tabla 3.6.”

Tabla 3.6 Coeficientes de presión interior

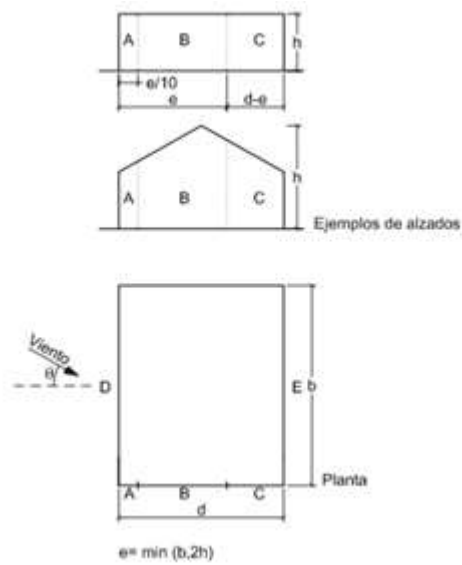
Esbeltez en el plano paralelo al viento	Área de huecos en zonas de succión respecto al área total de huecos del edificio											
	0,0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1	
≤1	0,7	0,7	0,6	0,4	0,3	0,1	0,0	-0,1	-0,3	-0,4	-0,5	
≥4	0,5	0,5	0,4	0,3	0,2	0,1	0,0	-0,1	-0,2	-0,3	-0,3	

Tabla 48. Valores del coeficiente de presión interior.

En este proyecto, al tratarse de una nave completamente cerrada a excepción de la puerta de incendios y la puerta principal, se descarta con total seguridad la posibilidad de estudiar la estructura como una marquesina. Se realizará el estudio de una nave a dos aguas sin huecos permanentes, pero teniendo en cuenta que los huecos de las puertas pueden abrirse puntualmente.

- **Presión exterior**

El CTE establece que se ha de calcular tanto la situación en la que el viento actúa longitudinalmente, como cuando lo hace transversalmente. Para su obtención se acude al Anejo D, apartado D.3 Coeficientes de presión exterior, Tabla D.3 Paramentos verticales (DB-SE-AE pág.25), donde se encuentra la tabla de aplicación según la dirección de incidencia del viento sobre la estructura:



A (m ²)	h/d	Zona (según figura), $-45^\circ < \theta < 45^\circ$				
		A	B	C	D	E
≥ 10	5	-1,2	-0,8	-0,5	0,8	-0,7
	1	"	"	"	"	-0,5
	≤ 0,25	"	"	"	0,7	-0,3
5	5	-1,3	-0,9	-0,5	0,9	-0,7
	1	"	"	"	"	-0,5
	≤ 0,25	"	"	"	0,8	-0,3
2	5	-1,3	-1,0	-0,5	0,9	-0,7
	1	"	"	"	"	-0,5
	≤ 0,25	"	"	"	0,7	-0,3
≤ 1	5	-1,4	-1,1	-0,5	1,0	-0,7
	1	"	"	"	"	-0,5
	≤ 0,25	"	"	"	"	-0,3

Tabla 49. Coeficientes de presión exterior para cerramientos de fachada

- **Viento Longitudinal**

Estos coeficientes dependen tanto del área de influencia que en este caso es mayor de 10 m^2 (para una distancia entre correas anteriormente especificada de 2 metros), como del cociente h/d que para viento transversal toma el valor de $6/30 = 0,2$. De tal modo, que entrando en la tabla 49 con estos valores quedan los siguientes coeficientes para las distintas zonas:

A_T	h/d	A	B	C	D	E
≥ 10	$< 0,25$	-1,2	-0,8	-0,5	0,7	-0,3

Tabla 50. Coeficientes de presión viento longitudinal.

- **Viento Transversal**

Los coeficientes dependen tanto del área de influencia que en este caso es mayor de 10 m^2 (para una distancia entre correas anteriormente especificada de 2 metros), como del cociente h/d que para viento longitudinal toma el valor de $6/15 = 0,4$. De tal modo, que entrando en la tabla 49 con estos valores y haciendo las interpolaciones pertinentes quedan los siguientes valores para las distintas zonas:

A_T	h/d	A	B	C	D	E
≥ 10	1	-1,2	-0,8	-0,5	0,8	-0,5
≥ 10	0,4	-1,2	-0,8	-0,5	0,72	-0,34
≥ 10	$< 0,25$	-1,2	-0,8	-0,5	0,7	-0,3

Tabla 51. Coeficientes de presión viento transversal.

A continuación, sustituyendo los distintos coeficientes en la expresión facilitada por el CTE para el cálculo de la acción del viento se obtienen los siguientes valores para las situaciones de presión exterior anteriores:

$$q_e = q_b \cdot c_e \cdot c_p$$

Viento Longitudinal				
ZONA	q_b	c_e	c_p	q_e (kN/m ²)
A	0,52	2	-1,2	-1,25
B	0,52	2	-0,8	-0,84
C	0,52	2	-0,5	-0,52
D	0,52	2	0,7	0,73
E	0,52	2	-0,3	-0,32

Tabla 52. Valores de viento longitudinal para presión exterior.

Viento Transversal				
ZONA	q_b	c_e	c_p	q_e (kN/m ²)
A	0,52	2	-1,2	-1,25
B	0,52	2	-0,8	-0,84
C	0,52	2	-0,5	-0,52
D	0,52	2	0,72	0,75
E	0,52	2	-0,34	-0,36

Tabla 53. Valores de viento transversal para presión exterior.

Como se puede observar en las tablas 52 y 53, los valores más peligrosos de presión exterior, se dará en las zona D para presión (0,75 kN/m²) cuando sopla viento transversal, y en las zona A para succión (-1,25 kN/m²) cuando el viento es longitudinal o transversal.

- **Presión interior**

Como ya se ha mencionado, atendiendo a las disposiciones detalladas previamente en el estudio de la cubierta, donde se analizan las cuestiones y requisitos de las consideraciones adoptadas, se estipula que el coeficiente eólico de presión interior se interpreta como único para todos los paramentos interiores del edificio que delimitan la zona afectada y viene generado por los posibles huecos presentes en la nave, los cuales, en este caso, se trata de huecos no permanentes (puertas).

De este modo, se destaca que al tratarse de un valor único para las superficies afectadas del interior y retomando los estudios de situaciones tratadas en el análisis de cubierta, dicho valor también permanece constante para la fachada.

Por tanto, se debe distinguir entre el viento longitudinal que sopla de frente a la nave y el que lo hace por la parte trasera:

- **Viento longitudinal** (Puerta principal abierta y lateral cerrada).

$$c_{pifrente} \begin{cases} \frac{h}{b} = \frac{1,75}{15} \leq 1 \\ A_{sotavento} = 0 \end{cases} \rightarrow c_{pifrente} = 0,7$$

$$q_{eifrente} = 0,52 \cdot 1,6 \cdot 0,7 = \mathbf{0,5824 \text{ kN/m}^2} \quad \text{Presión}$$

$$c_{piatrás} \begin{cases} \frac{h}{b} = \frac{1,75}{15} \leq 1 \\ A_{sotavento} = 1 \end{cases} \rightarrow c_{piatrás} = -0,5$$

$$q_{eiatrás} = 0,52 \cdot 1,6 \cdot (-0,5) = \mathbf{-0,416 \text{ kN/m}^2} \quad \text{Succión}$$

- **Viento transversal** (Puerta principal cerrada y lateral abierta).

El coeficiente exposición depende de la mitad de la altura del hueco a estudio que en este caso es de $h = 2,05/2 = 1,025$ metros. Por tanto, según la tabla 9 el coeficiente de exposición, para un grado de aspereza del entorno III y una altura de 1,025 metros, es $c_e = 1,6$.

El coeficiente de presión interior se calcula del mismo modo que en el caso de viento longitudinal. Se debe distinguir entre el viento transversal que sopla de frente al lateral en el que se sitúa la puerta y el que lo hace por el lateral contrario:

$$c_{\text{pifrente}} \begin{cases} \frac{h}{b} = \frac{1,025}{30} \leq 1 \\ A_{\text{sotavento}} = 0 \end{cases} \rightarrow c_{\text{pifrente}} = 0,7$$

$$q_{\text{eifrente}} = 0,52 \cdot 1,6 \cdot 0,7 = \mathbf{0,5824 \text{ kN/m}^2} \quad \text{Presión}$$

$$c_{\text{piatrás}} \begin{cases} \frac{h}{b} = \frac{1,025}{30} \leq 1 \\ A_{\text{sotavento}} = 1 \end{cases} \rightarrow c_{\text{piatrás}} = -0,5$$

$$q_{\text{eiatrás}} = 0,52 \cdot 1,6 \cdot (-0,5) = \mathbf{-0,416 \text{ kN/m}^2} \quad \text{Succión}$$

Como se puede observar, los valores más peligrosos serán para presión $0,5824 \text{ kN/m}^2$ para cualquiera de los dos casos de viento estudiados, y para succión $-0,416 \text{ kN/m}^2$ para ambos vientos.

A continuación, se presenta las posibles situaciones de viento que pueden actuar sobre la cubierta en función de la zona de la nave sobre la que este actúe:

Viento Longitudinal				
FRENTE	ZONA	PE: Presión exterior (\pm)	SI: Succión Interior (-)	$q_e = PE + SI$ (kN/m²)
	A	-1,25	-0,5824	-1,84
	B	-0,84	-0,5824	-1,43
	C	-0,52	-0,5824	-1,11
	D	0,73	-0,5824	0,15
	E	-0,32	-0,5824	-0,91
ATRÁS	ZONA	PE: Presión exterior (\pm)	PI: Presión Interior (+)	$q_e = PE + PI$ (kN/m²)
	A	-1,25	0,416	-0,84
	B	-0,84	0,416	-0,43
	C	-0,52	0,416	-0,11
	D	0,73	0,416	1,15
	E	-0,32	0,416	0,1

Tabla 54. Valores de viento longitudinal.

Viento Transversal				
FRENTE	ZONA	PE: Presión exterior (\pm)	SI: Succión Interior (-)	$q_e = PE + SI$ (kN/m^2)
	A	-1,25	-0,5824	-1,84
	B	-0,84	-0,5824	-1,43
	C	-0,52	-0,5824	-1,11
	D	0,75	-0,5824	0,17
	E	-0,36	-0,5824	-0,95
ATRÁS	ZONA	PE: Presión exterior (\pm)	PI: Presión Interior (+)	$q_e = PE + PI$ (kN/m^2)
	A	-1,25	0,416	-0,84
	B	-0,84	0,416	-0,43
	C	-0,52	0,416	-0,11
	D	0,75	0,416	1,17
	E	-0,36	0,416	0,06

Tabla 55. Valores de viento transversal.

Como se puede observar en las tablas 54 y 55, los valores más peligrosos se darán en la zona D para presión ($1,17 \text{ kN/m}^2$) cuando sopla viento transversal, y en la zona A para succión ($-1,84 \text{ kN/m}^2$) para ambos tipos de viento.

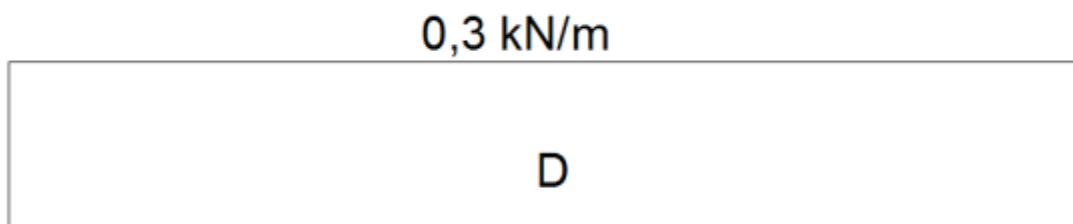
3.1.6.2.1 Distribución cargas de viento

En función de las cargas de viento y de las zonas de influencia de las mismas cada correa sufrirá diferentes esfuerzos. A continuación, se muestran los valores más peligrosos de dichos esfuerzos sobre las distintas correas.

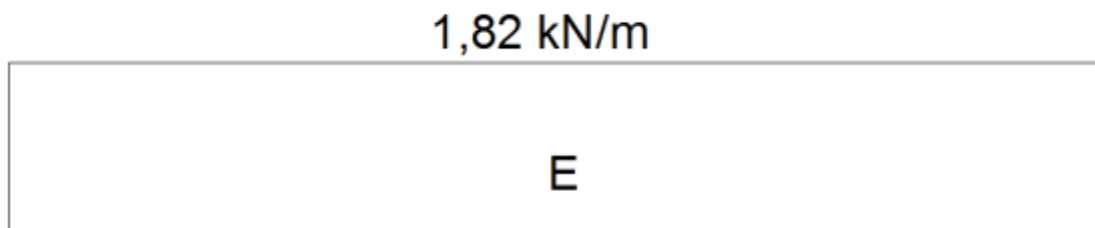
- Para viento longitudinal:

- Frente

Correa central delantera (presión). Ancho $A_T = 2$ m.



Correa central trasera (succión). Ancho $A_T = 2$ m.



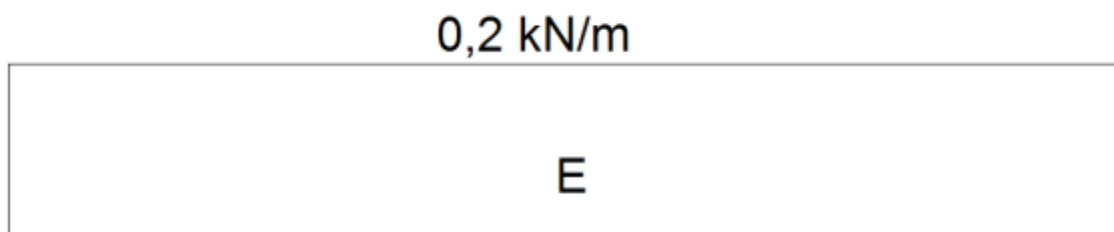
Correa central lateral (succión). Ancho $A_T = 2$ m.



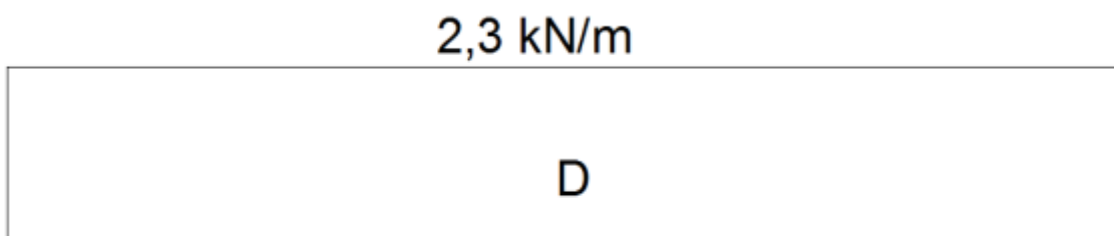
Se considera el tercer caso como más peligroso por ser valores de viento mayores que para el resto de correas. Es por ello, que a la hora de realizar las comprobaciones para viento longitudinal frente se emplearán los valores de dicha correa lateral (caso a).

- Atrás

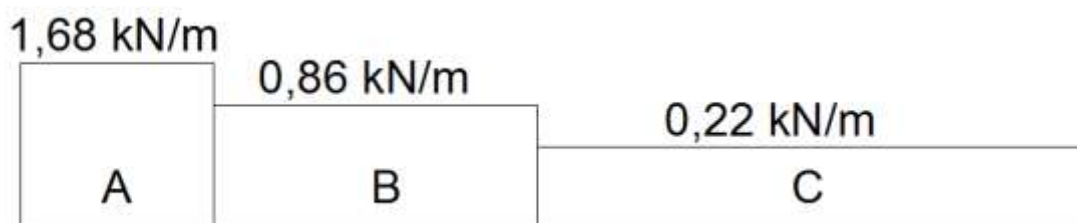
Correa central delantera (presión). Ancho $A_T = 2$ m.



Correa central trasera (presión). Ancho $A_T = 2$ m.



Correa central lateral (succión). Ancho $A_T = 2$ m.

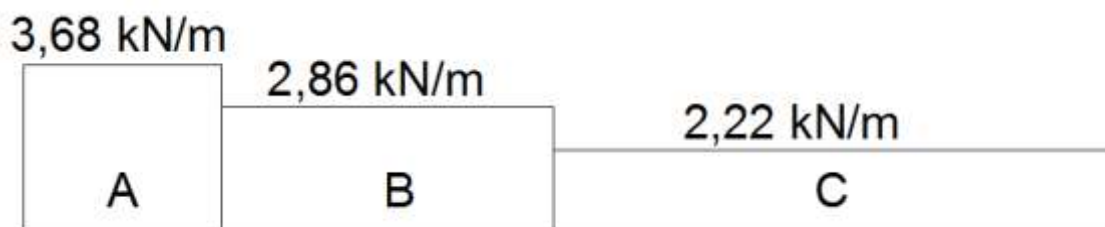


Se considera el segundo caso como más peligroso por ser valores de viento de presión mayores que para el resto de correas. Es por ello, que a la hora de realizar las comprobaciones para viento longitudinal atrás se emplearán los valores de dicha correa del pórtico hastial trasero (caso b).

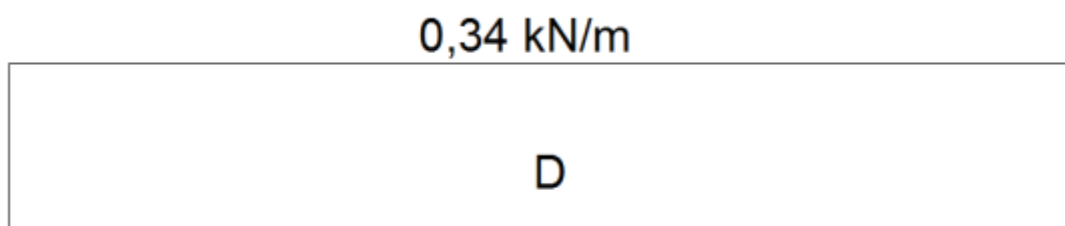
- Para viento transversal:

- Derecha

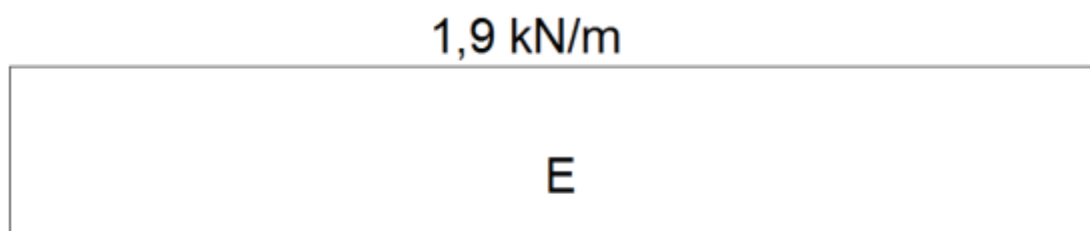
Correa central delantera = trasera (succión). Ancho $A_T = 2$ m.



Correa central lateral derecha (presión). Ancho $A_T = 2$ m.



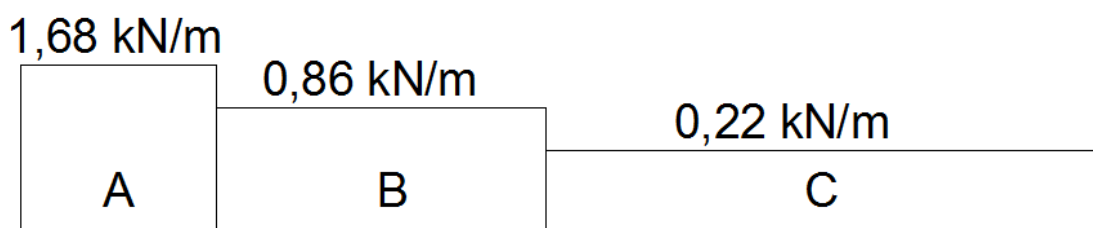
Correa central lateral izquierda (succión). Ancho $A_T = 2$ m.



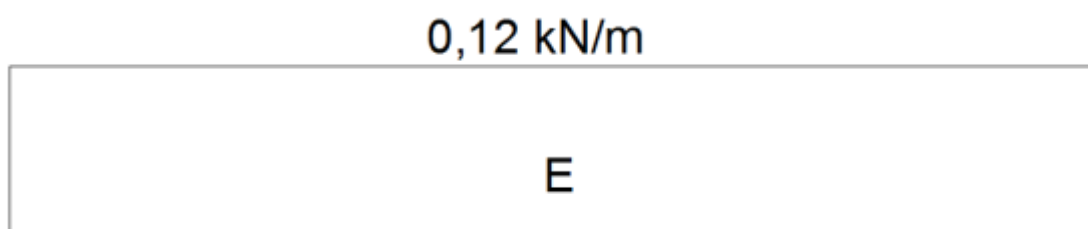
Se considera el primer caso como más peligroso por ser valores de viento de succión mayores que para el resto de correas. Es por ello, que a la hora de realizar las comprobaciones para viento transversal derecha se emplearán los valores de dicha correa (caso c).

- Izquierda

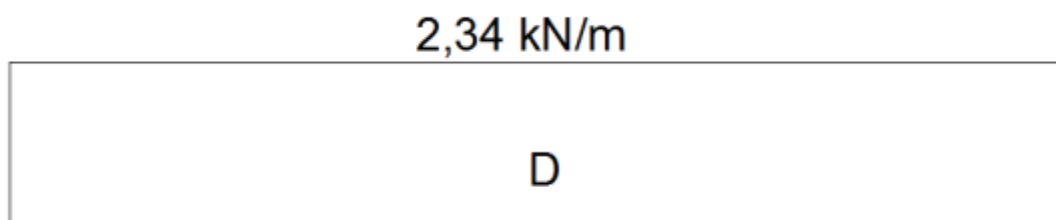
Correa central delantera = trasera (succión). Ancho $A_T = 2$ m.



Correa central lateral derecha (succión). Ancho $A_T = 2$ m.



Correa central lateral izquierda (presión). Ancho $A_T = 2$ m.



Se considera el tercer caso como más peligroso por ser valores de viento de presión mayores que para el resto de correas. Es por ello, que a la hora de realizar las comprobaciones para viento transversal izquierda se emplearán los valores de dicha correa (caso d).

3.1.6.2.3 Resumen de cargas

A continuación se expone un breve resumen de las cargas obtenidas para la posterior ejecución de las combinaciones de cargas. Cabe mencionar que el peso propio de las correas se tendrá en cuenta una vez predimensionadas las mismas.

CARGAS PERMANENTES

PESO PROPIO PANEL:

Ancho $A_T = 1$ m

- $Q_{PP} = 0,128$ kN/m

Ancho $A_T = 2$ m

- $Q_{PP} = 0,256$ kN/m

CARGAS VARIABLES

SOBRECARGA DE USO:

No actúa sobre los paramentos verticales.

SOBRECARGA DE NIEVE:

No actúa sobre los paramentos verticales.

CARGAS DE VIENTO MÁS DESFAVORABLES:

A modo de resumen se presentan los 4 estados de cargas para los que se realizarán las comprobaciones oportunas de correas.

- Caso a (Succión): Viento longitudinal frente (correa central lateral).
- Caso b (Presión): Viento longitudinal atrás (correa central trasera).
- Caso c (Succión): Viento transversal derecha (correa central delantera).
- Caso d (Presión): Viento transversal izquierda presión exterior (correa central lateral izquierda).

3.1.6.2.4 Combinación de hipótesis de carga

Para el dimensionado de las correas, se deben estudiar desde dos puntos de vista, en primer lugar se comprobará los Estados Límite Últimos y después los Estados Límite de Servicio.

El Código Técnico de la Edificación en su Documento Básico de Seguridad Estructural apartado 3.2. define los estados límite como aquellas situaciones para las que, de ser superadas, puede considerarse que el edificio no cumple alguno de los requisitos estructurales para las que ha sido concebido.

3.1.6.1.4.1 Estados Límite Últimos

El Código Técnico de la Edificación en su Documento Básico de Seguridad Estructural apartado 3.2.1. define los estados límite últimos como aquellos que, de ser superados, constituyen un riesgo para las personas, ya sea porque producen una puesta fuera de servicio del edificio o el colapso total o parcial del mismo.

Para plantear las distintas combinaciones de hipótesis de carga y seleccionar las más peligrosas se siguen los pasos descritos en el capítulo de cerramientos de cubierta, quedando las combinaciones planteadas de la siguiente forma:

$$1- \gamma_G Q_P = 1,35 Q_P$$

$$2- \gamma_G Q_P + \gamma_F Q_{VP} = 1,35 Q_P + 1,5 Q_{VP}$$

$$3- \gamma_G Q_P + \gamma_F Q_{VS} = 0,8 Q_P + 1,5 Q_{VS}$$

En este caso, las combinaciones más peligrosas son las siguientes y por tanto, las que se introducen en Cespla, programa que se emplea para calcular los valores máximos de los esfuerzos sufridos por las correas:

$$2.- \perp g_V Q_{VP}$$

$$// g_G Q_{PP}$$

$$3.- \perp g_V Q_{VS} +$$

$$// g_G Q_{PP}$$

Dentro de las combinaciones deberemos tener en cuenta ciertas consideraciones. En primer lugar, se deben plantear dos situaciones de viento para ambas combinaciones, tanto cuando este ataca longitudinalmente a la nave como cuando lo hace transversalmente. También se debe tener en cuenta que tanto el peso propio de la correa, como el de los cerramientos laterales (el viento siempre se supone perpendicular a la superficie sobre la que actúa) actúan en la dirección paralela a las alas del perfil de la correa. Es por ello que se ha de estudiar el efecto de las cargas paralelas y perpendiculares sobre la correa.

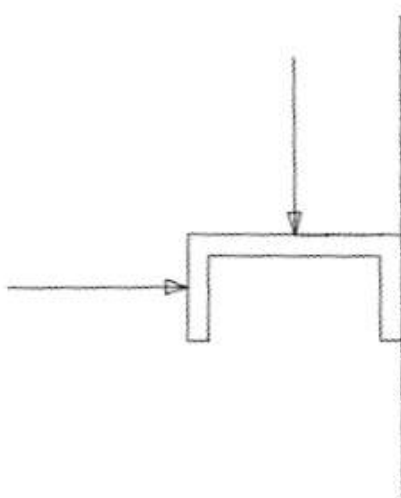


Figura 14. Componentes de las cargas.

Para realizar un predimensionado de las correas se introducen en Cespla las combinaciones de cargas sin incluir el peso propio de la correa, no obstante, sí se incluye

desde el primer momento el propio peso del cerramiento, ya que es conocido y no depende del tipo de perfil de correa seleccionado. Con el programa informático, se obtienen los momentos flectores máximos tanto para las cargas perpendiculares (paralelas al plano del alma del perfil y perpendiculares a las alas del mismo) como para las cargas paralelas (perpendiculares al plano del alma del perfil) y se realizan las comprobaciones exigidas por el CTE hasta llegar a un perfil válido. Es entonces cuando se realiza de nuevo la comprobación añadiendo el peso propio de la correa. En caso de que el perfil no sea válido al añadirle su propio peso, se seguirá aumentando este hasta llegar a uno que cumpla las exigencias del CTE.

Tras introducir las hipótesis mencionadas anteriormente en Cespla para un perfil cualquiera, se obtienen los flectores máximos que sufre la correa en ambos planos. Estos valores son válidos para comprobar los perfiles antes de introducir el peso de la correa, ya que en el momento que se introduce el peso de la misma los momentos flectores varían. Cabe destacar que para la comprobación del paralelo, se debe girar la posición inicial del perfil en Cespla, sino se hace se estarán introduciendo las cargas como si actuaran paralelamente al alma.

Se deben comprobar los momentos máximos con las cargas perpendiculares más el momento que provocan las cargas paralelas en ese punto y por otro lado, el momento máximo que provocan las cargas paralelas con su correspondiente en perpendicular para el mismo punto. En los casos de las correas estudiadas, los momentos máximos coinciden en el mismo punto para los dos planos por lo que únicamente se tomarán dos valores por cada combinación.

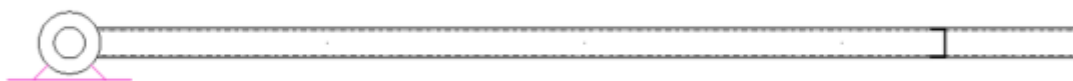


Figura 15. Posición del perfil para el esquema de cálculo correa perpendicular.



Figura 16. Posición del perfil para el esquema de cálculo correa paralelo.

Los cálculos mencionados se realizan para las distintas correas seleccionadas como más peligrosas en el apartado de sobrecarga de viento. Los valores extraídos de Cespla antes de incluir el peso propio son los siguientes:

CASO	COMBINACIÓN	COMPONENTE	M _{máx} (Nmm)	DISTANCIA AL PRIMER APOYO
A	3 (SUCCIÓN)	⊥	$1,17 \cdot 10^7$	5.000 mm
		//	541.539	5.000 mm
B	2 (PRESIÓN)	⊥	$8,63 \cdot 10^6$	5.000 mm
		//	864.000	5.000 mm
C	3 (SUCCIÓN)	⊥	$1,12 \cdot 10^7$	5.000 mm
		//	512.000	5.000 mm
D	2 (PRESIÓN)	⊥	$9,29 \cdot 10^6$	5.000 mm
		//	913.846	5.000 mm

Tabla 54. Valores de los momentos máximos extraídos de Cespla.

Tras analizar los datos se observa que únicamente es necesario comprobar los casos a y d (combinaciones 3 y 2 respectivamente) por ser los que mayores momentos generan con respecto a las otras combinaciones en ambos planos.

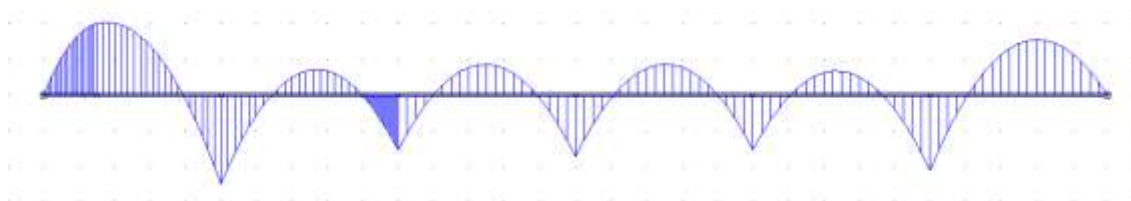


Figura 14. Momentos flectores para viento de succión longitudinal.

Perfil	Peso G (kg/m)	Dimensiones					Área A (mm ²)	Propiedades de la sección											
								eje fuerte y-y					eje débil z-z						
		h (mm)	b (mm)	t _s (mm)	t _w (mm)	r (mm)		I _y *10 ⁴ (mm ⁴)	W _{ey} *10 ³ (mm ³)	W _{ey} *10 ³ (mm ³)	I _y (mm ⁴)	A _w (mm ²)	I _z *10 ⁴ (mm ⁴)	W _{ez} *10 ³ (mm ³)	W _{ez} *10 ³ (mm ³)	I _z (mm ⁴)	a _x (mm)	I _z *10 ⁴ (mm ⁴)	I _z *10 ⁴ (mm ⁴)
UPE 80	7,9	80	50	4	7	10	1.010,00	107,20	26,80	31,20	32,00	405,00	25,41	7,90	14,20	15,90	16,90	1,67	0,22
UPE 100	9,62	100	55	4,8	7,5	10	1.290,00	206,90	41,37	48,01	40,70	504,00	30,21	10,60	19,34	17,90	17,90	2,01	0,83
UPE 120	12,1	120	60	5	8	12	1.940,00	303,50	60,58	70,33	48,60	710,00	35,48	13,70	25,20	19,00	25,00	2,90	1,12
UPE 140	14,5	140	65	5	9	12	1.940,00	399,50	80,64	90,64	57,10	825,00	40,70	18,10	33,22	20,70	21,00	4,05	2,20
UPE 160	17	160	70	5,8	9,5	12	2.170,00	511,10	110,90	121,60	64,80	1.004,00	46,80	22,50	41,40	22,00	22,00	5,20	3,96
UPE 180	19,7	180	75	6,3	10,5	12	2.510,00	1.303,00	150,40	170,00	73,40	1.120,00	54,70	28,50	52,30	23,90	23,00	6,90	5,81
UPE 200	22,8	200	80	6	11	15	2.900,00	1.909,00	190,90	220,10	81,10	1.300,00	67,30	34,40	63,20	25,40	24,00	8,80	11,00

Tabla 55. Prontuario perfil UPE.

El CTE establece en su Documento Básico de Seguridad Estructural del Acero apartado 6.2.8. “Interacción de esfuerzos en secciones”, que la sección sometida a flexión compuesta sin cortante debe cumplir lo siguiente:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{pl,Rd}} + \frac{M_{y,Ed}}{M_{el,Rdy}} + \frac{M_{z,Ed}}{M_{el,Rdz}} \leq 1$$

Siendo,

N_{Ed} Fuerza axial máxima

$N_{pl,Rd}$ Resistencia plástica de la sección a axial

$M_{y,Ed}$ Momento flector máximo en el eje fuerte

$M_{z,Ed}$ Momento flector máximo en el eje débil

$M_{el,Rdy}$ Resistencia elástica de la sección bruta a flexión en el eje fuerte

$M_{el,Rdz}$ Resistencia elástica de la sección bruta a flexión en el eje débil

En este caso, la correa no está sometida a esfuerzo axial por lo que el primer término de la expresión se anula. A continuación, se muestran los valores que adquiere dicha expresión para los distintos perfiles hasta alcanzar uno válido.

UPE 80

- Caso A (Combinación 3):

$$\frac{1,17 \cdot 10^7}{26,8 \cdot 10^3 \cdot \frac{275}{1,05}} + \frac{541.539}{7,98 \cdot 10^3 \cdot \frac{275}{1,05}} = 1,93 > 1 \rightarrow \text{Perfil no válido}$$

UPE 100

- Caso A (Combinación 3):

$$\frac{1,17 \cdot 10^7}{41,3 \cdot 10^3 \cdot \frac{275}{1,05}} + \frac{541.539}{10,6 \cdot 10^3 \cdot \frac{275}{1,05}} = 1,28 > 1 \rightarrow \text{Perfil no válido}$$

UPE 120

- Caso A (Combinación 3):

$$\frac{1,17 \cdot 10^7}{60,6 \cdot 10^3 \cdot \frac{275}{1,05}} + \frac{541.539}{13,79 \cdot 10^3 \cdot \frac{275}{1,05}} = 0,89 < 1 \rightarrow \text{Perfil válido}$$

- Caso D (Combinación 2):

$$\frac{9,29 \cdot 10^6}{60,6 \cdot 10^3 \cdot \frac{275}{1,05}} + \frac{913.846}{13,79 \cdot 10^3 \cdot \frac{275}{1,05}} = 0,84 < 1 \rightarrow \text{Perfil válido}$$

A continuación, se realizan las mismas comprobaciones añadiendo el peso propio de la correa seleccionada y se extraen de nuevo los momentos máximos del Cespla.

Peso Propio Perfil UPE 120 = 12,1 kg/m = 0,119 kN/m

CASO	COMBINACIÓN	COMPONENTE	M _{máx} (Nmm)	DISTANCIA AL PRIMER APOYO
A	3 (SUCCIÓN)	⊥	$1,17 \cdot 10^7$	5.000 mm
		//	793.269	5.000 mm
D	2 (PRESIÓN)	⊥	$9,29 \cdot 10^6$	5.000 mm
		//	$1,34 \cdot 10^6$	5.000 mm

Tabla 56. Valores de los momentos máximos extraídos de Cespla.

Una vez extraídos los nuevos valores, se realizan de nuevo las comprobaciones correspondientes.

UPE 120

- Caso A (Combinación 3):

$$\frac{1,17 \cdot 10^7}{60,6 \cdot 10^3 \cdot \frac{275}{1,05}} + \frac{793.269}{13,79 \cdot 10^3 \cdot \frac{275}{1,05}} = 0,96 < 1 \rightarrow \text{Perfil válido}$$

- Caso D (Combinación 2):

$$\frac{9,29 \cdot 10^6}{60,6 \cdot 10^3 \cdot \frac{275}{1,05}} + \frac{1,34 \cdot 10^6}{13,79 \cdot 10^3 \cdot \frac{275}{1,05}} = 0,96 < 1 \rightarrow \text{Perfil válido}$$

Con un perfil **UPE 120** se asegura que las correas de fachada van a aguantar las solicitaciones a las que se verán sometidas durante su vida útil. Además, se cumple con totalidad las especificaciones del Código Técnico de la Edificación en lo referente a los Estado Límite Últimos.

3.1.6.2.4.2 Estados Límite de Servicio

El Código Técnico de la Edificación en su Documento Básico de Seguridad Estructural en su apartado 3.2.2. define los estados límite de servicio como aquellos que, de ser superados, afectan al confort y al bienestar de los usuarios o de terceras personas, al correcto funcionamiento del edificio o a la apariencia de la construcción.

Para plantear las distintas combinaciones de acciones el CTE establece en su Documento Básico de Seguridad Estructural apartado 4.3.2. “Combinación de acciones”, que se considerarán en valor característico tanto las acciones permanentes como la acción variable principal, mientras que se considerará el resto de acciones variables en valor de combinación. Es por ello que las combinaciones para la comprobación de la deformación de las correas quedan de la siguiente manera:

$$1 - Q_P$$

$$2 - Q_P + Q_{VP}$$

$$3 - Q_P + Q_{VS}$$

Para decidir cuáles son las combinaciones más peligrosas se siguen los pasos descritos en el resto de apartados de combinaciones de hipótesis.

En este caso, las combinaciones más peligrosas y por tanto, las que se introducen en Cespla son las siguientes:

$$2.- \perp Q_{VP}$$

$$// Q_{PP}$$

$$3.- \perp Q_{VS}$$

$$// Q_{PP}$$

Dentro de las combinaciones deberemos tener en cuenta ciertas consideraciones. En primer lugar, se deben plantear dos situaciones de viento para ambas combinaciones, tanto cuando este ataca longitudinalmente a la nave como cuando lo hace transversalmente. También se debe tener en cuenta que las cargas gravitatorias tienen componente perpendicular al faldón de la nave y paralela al faldón. Es por ello que se ha de estudiar el efecto de las cargas sobre la correa en ambas direcciones.

Partiendo del perfil obtenido en el apartado anterior e introduciendo en Cespla las combinaciones de cargas (incluyendo el peso propio de la correa), se obtienen las deformaciones máximas tanto para las cargas perpendiculares (paralelas al plano del alma del perfil y perpendiculares a las alas del mismo) como para las cargas paralelas (perpendiculares al alma del perfil) y se realizan las comprobaciones exigidas por el CTE para ver si el perfil es válido.

Al igual que para la comprobación de los estados límites últimos, para comprobar la flecha debida a las cargas paralelas al faldón se debe girar el perfil en Cespla. Cabe destacar que las deformaciones máximas para las dos direcciones de cargas coinciden en el mismo punto (2,25m del primer apoyo) por lo que sólo obtenemos dos valores de deformación por cada combinación.

Únicamente se han obtenido las flechas para el primer caso ya que, como se demuestra a continuación, no cumple las especificaciones marcadas en el CTE.

CASO	COMBINACIÓN	COMPONENTE	FLECHA MÁXIMA (mm)	DISTANCIA AL PRIMER APOYO
A	3 (SUCCIÓN)	⊥	16,37	2.250 mm
		//	9,16	2.250 mm
B	2 (PRESIÓN)	⊥	-	-
		//	-	-
C	3 (SUCCIÓN)	⊥	-	-
		//	-	-
D	2 (PRESIÓN)	⊥	-	-
		//	-	-

Tabla 57. Valores de las flechas máximas extraídas de Cespla.



Figura 15. Deformaciones para viento de presión.

El Código Técnico de la Edificación en su Documento Básico de Seguridad Estructural apartado 4.3.3. “Deformaciones”, establece que la flecha para cualquiera de sus piezas ante cualquier combinación de acciones característica debe ser menor que $L/300$, considerando L la distancia entre apoyos del vano cuya flecha se está estudiando. Por lo tanto se debe cumplir lo siguiente:

$$\delta_{\perp} < \frac{L}{300} = \frac{5.000}{300} = 16,67 \text{ mm}$$

$$\delta_{//} < \frac{L}{300} = \frac{5.000}{300} \text{ mm}$$

$$\sqrt{\delta_{\perp} + \delta_{//}} < \frac{L}{300} = \frac{5.000}{300} = 16,67 \text{ mm}$$

Siendo,

δ_{\perp} Flecha máxima en el plano del alma del perfil

$\delta_{//}$ Flecha máxima en el plano perpendicular al alma del perfil

A continuación, se comprueba que ninguno de los valores mostrados en la tabla 58, superen las especificaciones del Código Técnico de la Edificación.

CASO	COMBINACIÓN	COMPONENTE	FLECHA MÁXIMA (mm)	$\sqrt{\delta_{\perp}^2 + \delta_{//}^2}$
A	3 (SUCCIÓN)	⊥	16,37	18,76 mm
		//	9,16	
B	2 (PRESIÓN)	⊥	-	-
		//	-	
C	3 (SUCCIÓN)	⊥	-	-
		//	-	
D	2 (PRESIÓN)	⊥	-	-
		//	-	

Tabla 58. Valores de las flechas máximas extraídas de Cespla.

Como se puede comprobar en la tabla 58 la flecha en el caso A supera el valor límite de 16,67 mm. Por tanto, queda comprobado que el perfil UPE 120 no cumple las especificaciones del Código Técnico de la Edificación en lo referente a los Estado Límite de Servicio. Es por ello que se aumenta el perfil a un UPE 140.

A continuación, se realizan las mismas comprobaciones añadiendo el peso propio de la correa seleccionada y se extraen de nuevo las flechas máximas del Cespla.

$$\text{Peso Propio Perfil UPE 140} = 14,5 \text{ kg/m} = 0,143 \text{ kN/m}$$

CASO	COMBINACIÓN	COMPONENTE	FLECHA MÁXIMA (mm)	$\sqrt{\delta_{\perp}^2 + \delta_{//}^2}$
A	3 (SUCCIÓN)	⊥	9,93	14,13 mm
		//	10,05	
B	2 (PRESIÓN)	⊥	8	13,26 mm
		//	10,57	
C	3 (SUCCIÓN)	⊥	10,32	14,78 mm
		//	10,57	
D	2 (PRESIÓN)	⊥	7,74	12,69 mm
		//	10,05	

Tabla 59. Valores de las flechas máximas extraídas de Cespla.

Como se puede comprobar en la tabla 59 ninguna de las flechas supera el valor límite de 16,67 mm. Por tanto, queda comprobado que el perfil UPE 140 cumple las especificaciones del Código Técnico de la Edificación tanto en lo referente a los Estado Límite Últimos como a los Estados Límite de Servicio. Es por ello que se concluye que el **UPE 140** es el perfil óptimo para las correas de fachada.

3.1.7 CUBIERTA DE MARQUESINA

3.1.7.1 ELECCIÓN DE LA CUBIERTA DE MARQUESINA

La cubierta de la marquesina a estudio se solucionará con unas chapas grecadas de tipo simple, del catálogo de cerramientos de cubierta de la empresa Arval (Arcelor Construcción), empresa dedicada a la fabricación de gran variedad de productos propicios para su utilización en este tipo de construcciones.

Finalmente se opta por el modelo “HACIERCO 4.250.46 C” de la gama Trapeza, consistente en una cara de acero galvanizado prelacado, siendo el espesor de la chapa de 1,2 mm.

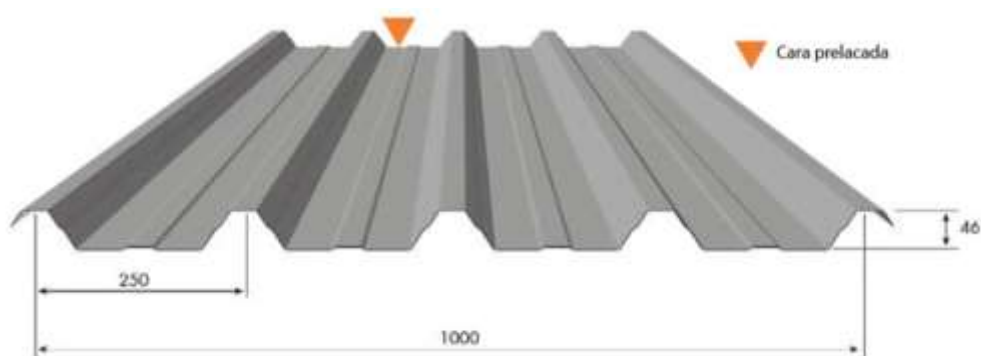


Figura 16. Cerramiento de cubierta modelo “4.250.46 C”.

Los paneles prefabricados, correspondientes al modelo mencionado, se componen de una chapa metálica sin aislante, destinados particularmente a cerramientos industriales que requieran únicamente la protección frente a las condiciones meteorológicas.

Presenta, además, las siguientes características técnicas:

MATERIAL BASE		NORMATIVA
Espesor de acero	0,6/0,7/0,8/1,0/1,2 mm	EN 10143
Tipo protección	Galvanizado	EN 10346
	Galvanizado-prelacado	EN 10169-1
Prelacado	Carta Colorissime	

Tabla 60. Características técnicas cerramiento de cubierta.

Así mismo, de la siguiente tabla se obtiene el valor de la tensión máxima que el cerramiento será capaz de soportar. Para ello, se tendrán en cuenta las consideraciones de diseño descritas anteriormente.

3 APOYOS 	Luz en metros									
	2,00	2,25	2,50	2,75	3,00	3,25	3,50	3,75	4,00	4,25
0,60	190	150	122	101	85					
0,70	235	186	150	124	105	89	77			
0,80	282	223	180	149	125	107	92	80		
1,00	368	291	235	195	164	139	120	105	92	81
1,20	445	351	285	235	198	168	145	126	111	98

Tabla 61. Tensión máxima admisible del cerramiento de cubierta.

Por un lado, dado que el cerramiento está soportado por varias correas será multi-apoyado, sin embargo, en este caso el fabricante únicamente ofrece la posibilidad de soporte de tres apoyos, con lo cual se tomará esta opción como válida, cerciorando que se encuentra del lado de la seguridad, puesto que contra mayor número de apoyos presente, el valor de la tensión máxima admisible se verá incrementado, en función, evidentemente, de las distancias entre los soportes (a mayor distancia, menor tensión podrá tolerar).

En otra instancia, se establece una separación entre apoyos o entre correas de 1,695 m para lograr una distribución homogénea de las mismas sobre la cubierta. Aunque esta distancia es menor que los 2 m que refleja la tabla, los cálculos se realizan con la tensión máxima admisible correspondiente a dicha distancia, manteniéndose en todo momento del lado de la seguridad.

Por consiguiente, se concluye que el valor que hace referencia a la tensión máxima que el cerramiento seleccionado es capaz de soportar es de 445 kg/m^2 .

De este modo, se pueden destacar los siguientes datos requeridos para estimaciones posteriores:

- Peso: $9,42 \text{ kg/m}^2$
- Espesor nominal: 1,2 mm
- Tensión máxima admisible: 445 kg/m^2

3.1.7.2 CÁLCULOS DE CUBIERTA DE MARQUESINA

En este apartado se reflejan los cálculos realizados para predimensionar la cubierta de la marquesina y una vez seleccionada, comprobar que será capaz de soportar las acciones que actuarán sobre ella. Estas acciones, según el Código Técnico de la Edificación en su Documento Básico de Seguridad Estructural Acciones en la Edificación, podrán ser de dos tipos:

- Acciones permanentes: el peso propio de los paneles.
- Acciones variables: la sobrecarga de uso, la nieve y el viento que inciden sobre ella.

En primer lugar, se realiza el predimensionado de la cubierta a través del cálculo de las acciones variables que actuarán sobre la misma. Por el momento no se incluirá el peso propio del panel.

3.1.7.2.1 Sobrecarga de uso

La sobrecarga de uso es el peso de todo lo que puede gravitar sobre el edificio por razón de su uso: personas, vehículos, herramientas... Por lo general, los efectos de la sobrecarga de uso pueden simularse por la aplicación de una carga distribuida uniformemente.

Para la obtención de la sobrecarga de uso se tienen en cuenta los mismos aspectos que en el apartado de cubierta de la nave ($Q_{SU} = 0,4 \text{ kN/m}^2$). Cabe destacar, que a la hora de descomponer la carga, en vez de 15° , la marquesina cuenta con una inclinación de 5° . Por tanto los valores que se tendrán en cuenta a la hora del cálculo son:

$$Q_{SU} = 0,4 \cdot \cos 5^\circ = \mathbf{0,399 \text{ kN/m}^2}$$

Todas las acciones que se estudian han de proyectarse sobre la cubierta a excepción del viento cuyos valores de carga vienen dados en la dirección perpendicular a la superficie sobre la que actúan, por lo que se realizará este pequeño cálculo en el resto de acciones. Hay que puntualizar que una vez halladas todas las cargas que soporta, se descomponen en su proyección paralela y perpendicular al faldón de la cubierta. Para la sobrecarga de uso se obtiene:

$$Q_{SU\perp} = Q_{SU} \cdot \cos 5^\circ = \mathbf{0,98 \text{ kN/m}^2}$$

$$Q_{SU//} = Q_{SU} \cdot \sin 5^\circ = \mathbf{0,035 \text{ kN/m}^2}$$

Se realizará la misma descomposición de fuerzas en el resto de acciones que actúan sobre la cubierta.

3.1.7.2.2 Sobrecarga de nieve

La distribución y la intensidad de la carga de nieve sobre un edificio, o en particular sobre una cubierta, depende del clima del lugar, del tipo de precipitación, del relieve del entorno, de la forma del edificio o de la cubierta, de los efectos del viento y de los intercambios térmicos en los paramentos exteriores.

En estructuras ligeras, sensibles a la carga vertical, los valores pueden obtenerse como se indica a continuación:

Como valor de carga de nieve por unidad de superficie en proyección horizontal q_n , puede tomarse:

$$q_n = \mu \cdot s_k$$

Siendo,

μ Coeficiente de forma de la cubierta.

s_k Valor característico de la carga de nieve sobre un terreno horizontal.

Para la determinación del coeficiente de forma se ha de tener en cuenta que el viento puede acompañar o seguir a las nevadas, lo que origina un depósito irregular de la nieve sobre las cubiertas. Por ello, el espesor de la capa de nieve puede ser diferente en cada faldón. Para la determinación del coeficiente de forma de cada uno de ellos, se aplicará sucesivamente las siguientes reglas.

Según el apartado 3.5.3 del Documento Básico Seguridad Estructural de Acciones en la Edificación, en un faldón limitado inferiormente por una limahoya, lo que supone un impedimento al desplazamiento de la nieve, se distinguen dos casos:

- a) Si el faldón sucesivo está inclinado en el mismo sentido, como cociente de forma del de encima se tomará el correspondiente a la inclinación del de abajo en una anchura de 2 m.
- b) Si está inclinado en sentido contrario, y la semisuma de las inclinaciones, β , es mayor de 30° , el coeficiente de forma de ambos será de 2,0; en otro caso será $\mu = 1 + \beta/30^\circ$ en una anchura de 2 m.

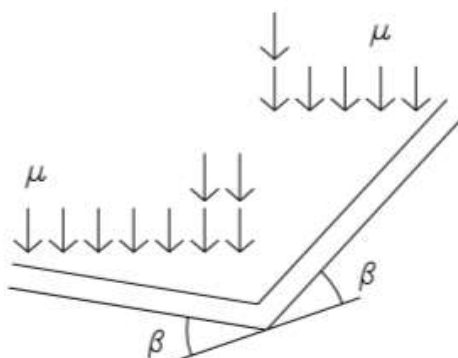


Figura 17. Inclinación de los faldones.

En este caso al tratarse de una cubierta inclinada en el sentido contrario al del faldón superior, se debe seguir lo establecido en el apartado b.

$$\beta_1 = 5^\circ; \beta_2 = 90^\circ$$

$$\frac{\beta_1 + \beta_2}{2} = 47,5^\circ > 30^\circ$$

La semisuma de las inclinaciones β es mayor de 30° , por tanto, el coeficiente de forma de la cubierta será $\mu = 2$.

Tabla 3.8 Sobrecarga de nieve en capitales de provincia y ciudades autónomas

Capital	Altitud m	s_e kN/m ²	Capital	Altitud m	s_e kN/m ²	Capital	Altitud m	s_e kN/m ²
Albacete	690	0,6	Guadalajara	680	0,6	Pontevedra	0	0,3
Alicante / Alicante	0	0,2	Huelva	0	0,2	Salamanca	780	0,5
Alicante	0	0,2	Huesca	470	0,7	SanSebas-	0	0,3
Almería	1.130	1,0	Jasén	570	0,4	tan/Donostia	0	0,3
Ávila	180	0,2	León	820	1,2	Santander	1.000	0,7
Badajoz	0	0,2	Lérida / Lleida	150	0,5	Segovia	10	0,2
Barcelona	0	0,4	Lugo	380	0,6	Sevilla	1.090	0,9
Bilbao / Bilbo	660	0,3	Logroño	470	0,6	Soria	0	0,4
Burgos	440	0,6	Lugo	660	0,7	Tarragona	0	0,4
Cáceres	0	0,4	Madrid	0	0,6	Tenerife	950	0,2
Cádiz	0	0,2	Málaga	40	0,2	Teruel	550	0,9
Castellón	0	0,2	Murcia	40	0,2	Toledo	0	0,5
Castellón	640	0,2	Orense / Ourense	130	0,4	Toledo	0	0,5
Ciudad Real	100	0,6	Oviedo	230	0,4	Valencia/Valéncia	690	0,2
Córdoba	0	0,2	Palencia	740	0,5	Valladolid	520	0,4
Coruña / A Coruña	0	0,3	Palencia	0	0,4	Vitoria / Gasteiz	650	0,7
Cuenca	1.010	1,0	Palma de Mallorca	0	0,2	Zamora	210	0,4
Gerona / Girona	70	0,4	Palmas, Las	0	0,2	Zaragoza	0	0,6
Granada	690	0,5	Pamplona/Iruña	450	0,7	Ceuta y Melilla	0	0,2

Tabla 62. Valores característicos de la sobrecarga de nieve.

De la tabla anterior se obtiene el valor característico s_k . Como la nave se emplazará en Anguciana (La Rioja) no se puede obtener el valor directamente de la tabla. En estos casos el CTE permite realizar el cálculo del valor característico mediante el Anejo E del Documento Básico de Seguridad Estructural Acciones en la Edificación.



Figura E.2 Zonas climáticas de invierno

Figura 18. Zonas climáticas de invierno.

Tabla E.2 Sobrecarga de nieve en un terreno horizontal (kN/m^2)

Altitud (m)	Zona de clima invernal, (según figura E.2)						
	1	2	3	4	5	6	7
0	0,3	0,4	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2
200	0,5	0,5	0,2	0,2	0,3	0,2	0,2
400	0,6	0,6	0,2	0,3	0,4	0,2	0,2
500	0,7	0,7	0,3	0,4	0,4	0,3	0,2
600	0,9	0,9	0,3	0,5	0,5	0,4	0,2
700	1,0	1,0	0,4	0,6	0,6	0,5	0,2
800	1,2	1,1	0,5	0,8	0,7	0,7	0,2
900	1,4	1,3	0,6	1,0	0,8	0,9	0,2
1.000	1,7	1,5	0,7	1,2	0,9	1,2	0,2
1.200	2,3	2,0	1,1	1,9	1,3	2,0	0,2
1.400	3,2	2,6	1,7	3,0	1,8	3,3	0,2
1.600	4,3	3,5	2,6	4,6	2,5	5,5	0,2
1.800	-	4,6	4,0	-	-	9,3	0,2
2.200	-	8,0	-	-	-	-	-

Tabla 63. Valores característicos de la sobrecarga de nieve.

En primer lugar se puede observar en la figura 4 que el municipio de Anguciana está situado en la Zona 2 del mapa. Además, dicho municipio tiene una altura de 473 m y junto con el dato de la zona climática se entra en la tabla 63

. Interpolando entre los 400 y los 500 metros se obtiene el valor característico de la sobrecarga de nieve.

$$400 \text{ m} \rightarrow 0,6$$

$$473 \text{ m} \rightarrow s_k \quad s_k = 0,673 \text{ kN/m}^2$$

$$500 \text{ m} \rightarrow 0,7$$

Por tanto, el valor de la carga es el siguiente:

$$q_n = \mu \cdot s_k = 2 \cdot 0,673 = 1,346 \text{ kN/m}^2$$

Como se ha hecho para la sobrecarga de uso, se procede a proyectar la carga de nieve sobre el faldón de la cubierta y posteriormente descomponerla en las direcciones paralela y perpendicular al faldón.

$$Q_N = 1,346 \cdot \cos 5^\circ = \mathbf{1,341 \text{ kN/m}^2}$$

$$Q_{N\perp} = Q_N \cdot \cos 5^\circ = \mathbf{1,336 \text{ kN/m}^2}$$

$$Q_{N//} = Q_N \cdot \sin 5^\circ = \mathbf{0,117 \text{ kN/m}^2}$$

3.1.7.2.3 Sobrecarga de viento

Como establece el Código Técnico de la Edificación, la acción de viento, en general una fuerza perpendicular a la superficie de cada punto expuesto, o presión estática q_e , que puede expresarse como:

$$q_e = q_b \cdot c_e \cdot c_p$$

Siendo,

q_b La presión dinámica del viento. De forma simplificada, como valor en cualquier punto del territorio español, puede adoptarse $0,5 \text{ kN/m}^2$.

c_e El coeficiente de exposición, variable con la altura del punto considerado, en función del grado de aspereza del entorno donde se encuentra ubicada la construcción.

c_p El coeficiente eólico o de presión, dependiendo de la forma y orientación de la superficie respecto al viento, y en su caso, de la situación del punto respecto a los bordes de esa superficie; un valor negativo indica succión.

Coefficiente de exposición

El coeficiente de exposición tiene en cuenta los efectos de las turbulencias originadas por el relieve y la topografía del terreno. Su valor se puede tomar de la Tabla 64, extraída del Documento Básico de Seguridad Estructural Acciones en la Edificación.

Tabla 3.4. Valores del coeficiente de exposición c_e

Grado de aspereza del entorno	Altura del punto considerado (m)							
	3	6	9	12	15	18	24	30
I Borde del mar o de un lago, con una superficie de agua en la dirección del viento de al menos 5 km de longitud	2,4	2,7	3,0	3,1	3,3	3,4	3,5	3,7
II Terreno rural llano sin obstáculos ni arbolado de importancia	2,1	2,5	2,7	2,9	3,0	3,1	3,3	3,5
III Zona rural accidentada o llana con algunos obstáculos aislados, como árboles o construcciones pequeñas	1,6	2,0	2,3	2,5	2,6	2,7	2,9	3,1
IV Zona urbana en general, industrial o forestal	1,3	1,4	1,7	1,9	2,1	2,2	2,4	2,6
V Centro de negocio de grandes ciudades, con profusión de edificios en altura	1,2	1,2	1,2	1,4	1,5	1,6	1,9	2,0

Tabla 64. Valores del coeficiente de exposición.

La marquesina cuenta con una altura de 4,1 m y se construirá en un polígono a las afueras del municipio, por lo que se considera ubicada en la zona III (zona rural accidentada o llana con algunos obstáculos aislados, como árboles o construcciones pequeñas). Entrando en la tabla 64 con los datos anteriores e interpolando, se obtiene el coeficiente de exposición.

3 m → 1,6

4,1 m → c_e $c_e = 1,747$

6 m → 2

Presión dinámica del viento

Los valores característicos de presión dinámica son aportados por el código técnico, teniendo en cuenta el posicionamiento geográfico de la construcción, ya que la península está dividida en distintas zonas y en cada una la velocidad del viento es diferente. Toda la información está mencionada concretamente en el Anejo D del Documento Básico de Seguridad Estructural Acciones en la Edificación (D.1 Presión dinámica):

1) El valor básico de la presión dinámica del viento puede obtenerse con la expresión:

$$q_b = 0,5 \cdot \delta \cdot v_b^2$$

Siendo δ la densidad del aire y v_b el valor básico de la velocidad del viento.

2) El valor básico de la velocidad del viento corresponde al valor característico de la velocidad media del viento a lo largo de un período de 10 minutos, tomada en una zona plana y desprotegida frente al viento a una altura de 10 m sobre el suelo. El valor característico de la velocidad del viento mencionada queda definido como aquel valor cuya probabilidad anual de ser sobrepasado es de 0,02 (período de retorno de 50 años).

3) La densidad del aire depende, entre otros factores, de la altitud, de la temperatura ambiental y de la fracción de agua en suspensión. En general puede adoptarse el valor de 1,25 kg/m³. En emplazamientos muy cercanos al mar, en donde sea muy probable la acción de rocío, la densidad puede ser mayor.

4) El valor básico de la velocidad del viento en cada localidad puede obtenerse del mapa de la figura 5. El de la presión dinámica es, respectivamente de 0,42 kN/m², 0,45 kN/m² y 0,52 kN/m² para las zonas A, B y C de dicho mapa.

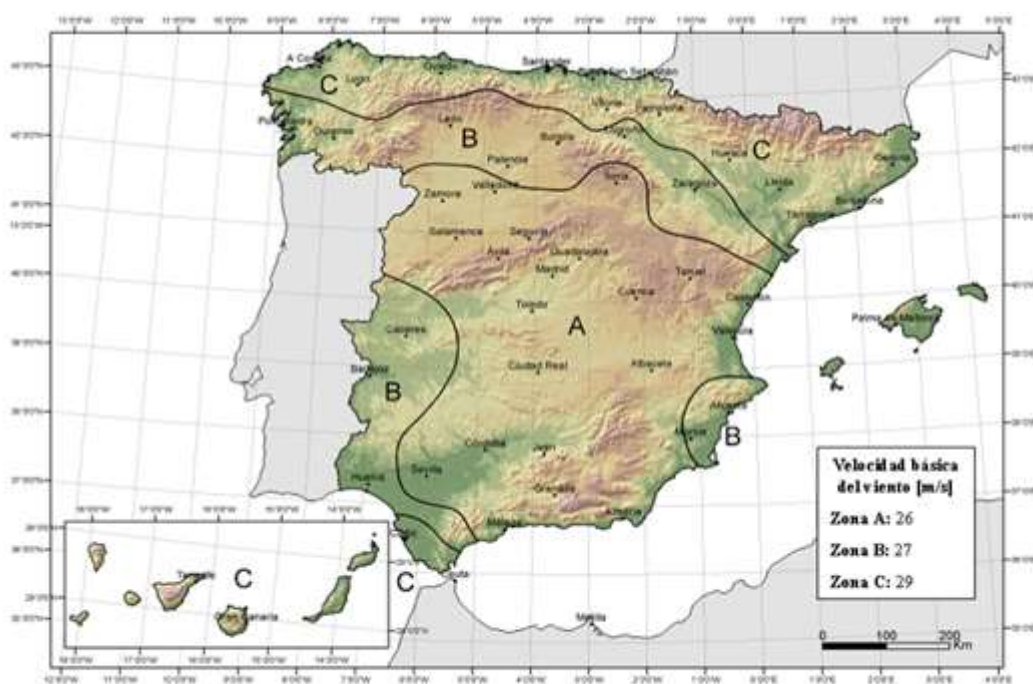


Figura D.1 Valor básico de la velocidad del viento, v_b

Figura 19. Zonas de presión dinámica.

El municipio donde se ubica la nave es Anguciana (perteneciente a la comarca de Haro), perteneciente a la zona C del mapa de la figura 5, por lo que el coeficiente de presión dinámica del viento a tener en cuenta es $q_b = 0,52 \text{ kN/m}^2$.

Coeficiente eólico o de presión

Para la obtención del coeficiente eólico o de presión el CTE tiene en cuenta lo siguiente en el apartado 3.3.5 “Coeficiente eólico de naves y construcciones diáfanas” del Documento Básico de Seguridad Estructural Acciones en la Edificación:

1) En naves y construcciones diáfanas, sin forjados que conecten las fachadas, la acción de viento debe individualizarse en cada elemento de superficie exterior. Cuando en al menos dos de los lados del edificio (fachadas o cubiertas) el área total de los huecos exceda el 30% del área total del lado considerado, la acción del viento se determina considerando la estructura como una marquesina o una pared libre.

2) A efectos del cálculo de la estructura, del lado de la seguridad se podrá utilizar la resultante en cada plano de fachada o cubierta de los valores del Anejo D.3, que recogen el pésimo en cada punto debido a varias direcciones de viento. A los efectos locales, tales como correas, paneles de cerramiento, o anclajes, deben utilizarse los valores correspondientes a la zona o zonas en que se encuentra ubicado dicho elemento.

3) Si el edificio presenta grandes huecos la acción de viento genera, además de presiones en el exterior, presiones en el interior, que se suman a las anteriores.

El coeficiente eólico de presión interior, c_{pi} , se considera único en todos los paramentos interiores del edificio que delimitan la zona afectada por la fachada o cubierta que presenta grandes huecos. Para la determinación de la presión interior, en edificios de una sola planta, se considerará como coeficiente de exposición el correspondiente a la altura del punto medio del hueco, salvo que exista un hueco dominante, en cuyo caso el coeficiente de exposición será el correspondiente a la altura media de dicho hueco. Si el edificio tiene varias plantas se considerará la altura media de la planta analizada. Un hueco se considera dominante si su área es por lo menos diez veces superior a la suma de las áreas de los huecos restantes.

4) Cuando el área de las aberturas de una fachada sea el doble de las aberturas en el resto de las fachadas del edificio, se tomará $c_{pi} = 0,75c_{pe}$; si es el triple $c_{pi} = 0,9c_{pe}$ siendo c_{pe} el coeficiente eólico de presión exterior. En casos intermedios se interpolará linealmente. En otro caso se tomarán los valores de la tabla 3.6.”

Tabla 3.6 Coeficientes de presión interior

Esbitez en el plano paralelo al viento	Área de huecos en zonas de succión respecto al área total de huecos del edificio										
	0,0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1
≤1	0,7	0,7	0,6	0,4	0,3	0,1	0,0	-0,1	-0,3	-0,4	-0,5
≥4	0,5	0,5	0,4	0,3	0,2	0,1	0,0	-0,1	-0,2	-0,3	-0,3

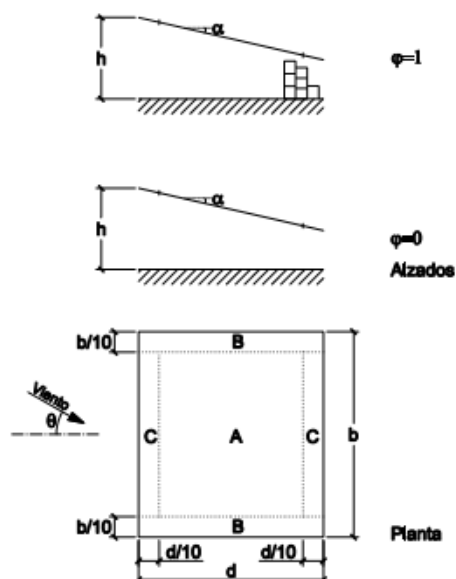
Tabla 65. Valores del coeficiente de presión interior.

En este caso, al tratarse de una marquesina únicamente cerrada por el lateral anexo a la nave, se estudiará como marquesina a un agua de inclinación 5°. Es por ello, que esta parte de la estructura sólo se estudiará para casos de presión exterior.

El CTE establece que se ha de calcular tanto la situación en la que el viento actúa transversalmente de izquierda a derecha, como cuando lo hace en sentido contrario. Para ello, facilita, en el anejo D del Documento Básico de Seguridad Estructural de Acciones en la Edificación, unas tablas con las que en función del factor de obstrucción de la marquesina, la inclinación de la cubierta, que en este caso es de 5° y en función de la zona de influencia, proporciona un valor de coeficiente de presión.

- **Viento Izquierda - Derecha**

Para viento **Izquierda - Derecha** se emplea la siguiente tabla:



Pendiente de la cubierta α	Efecto del viento hacia	Factor de obstrucción φ	Coeficientes de presión exterior		
			$C_{p,10}$		
			Zona (según figura)		
A	B	C			
0°	Abajo	$0 \leq \varphi \leq 1$	0,5	1,8	1,1
	Arriba	0	-0,6	-1,3	-1,4
	Arriba	1	-1,5	-1,8	-2,2
5°	Abajo	$0 \leq \varphi \leq 1$	0,8	2,1	1,3
	Arriba	0	-1,1	-1,7	-1,8
	Arriba	1	-1,6	-2,2	-2,5
10°	Abajo	$0 \leq \varphi \leq 1$	1,2	2,4	1,6
	Arriba	0	-1,5	-2,0	-2,1
	Arriba	1	-2,1	-2,6	-2,7
15°	Abajo	$0 \leq \varphi \leq 1$	1,4	2,7	1,8
	Arriba	0	-1,8	-2,4	-2,5
	Arriba	1	-1,6	-2,9	-3,0

Tabla 66. Coeficientes de presión exterior.

El CTE define como factor de obstrucción a la relación entre el área obstruida y el área de la sección total bajo la marquesina. Ambas áreas se consideran en un plano perpendicular a la dirección del viento. Para este viento se considera por tanto, un factor de obstrucción $\varphi = 1$.

Entrando en la tabla 66 y teniendo en cuenta una inclinación de la marquesina de 5° y un factor de obstrucción $\varphi = 1$, se obtienen los siguientes coeficientes de presión exterior:

PENDIENTE DE LA CUBIERTA	EFEECTO DEL VIENTO	FACTOR DE OBSTRUCCIÓN φ	ZONA A	ZONA B	ZONA C
5°	Presión	1	0,8	2,1	1,3
	Succión	1	-1,6	-2,2	-2,5

Tabla 67. Coeficientes de presión exterior.

- **Viento Derecha - Izquierda**

El CTE establece en su Documento Básico de Seguridad Estructural Acciones en la Edificación (Anejo D, página 36), lo siguiente:

A sotavento del punto de máximo bloqueo, se emplearán los valores de los coeficientes de presión exterior correspondientes a un factor de obstrucción $\varphi = 0$. Con este dato y una inclinación de 5° se entra en la tabla 66 y se obtienen los coeficientes de presión exterior para este viento:

PENDIENTE DE LA CUBIERTA	EFEECTO DEL VIENTO	FACTOR DE OBSTRUCCIÓN φ	ZONA A	ZONA B	ZONA C
5°	Presión	1	0,8	2,1	1,3
	Succión	1	-1,1	-1,7	-1,8

Tabla 68. Coeficientes de presión exterior.

A continuación, sustituyendo los distintos coeficientes en la expresión facilitada por el CTE para el cálculo de la acción del viento se obtienen los siguientes valores para la situación de presión exterior:

$$q_e = q_b \cdot c_e \cdot c_p$$

Viento Izquierda - Derecha					
ZONA		q_b	c_e	c_p	q_e (kN/m ²)
A	Succión	0,52	1,747	-1,6	-1,46
	Presión	0,52	1,747	0,8	0,727
B	Succión	0,52	1,747	-2,2	-1,999
	Presión	0,52	1,747	2,1	1,91
C	Succión	0,52	1,747	-2,5	-2,28
	Presión	0,52	1,747	1,3	1,19

Tabla 69. Valores de viento Izquierda - Derecha.

Viento Derecha - Izquierda					
ZONA		q_b	c_e	c_p	q_e (kN/m ²)
A	Succión	0,52	1,747	-1,1	-1
	Presión	0,52	1,747	0,8	0,727
B	Succión	0,52	1,747	-1,7	-1,55
	Presión	0,52	1,747	2,1	1,91
C	Succión	0,52	1,747	-1,8	-1,64
	Presión	0,52	1,747	1,3	1,19

Tabla 70. Valores de viento Derecha - Izquierda.

Como se puede observar en las tablas 69 y 70, los valores más peligrosos se darán en la zona B para presión (1,91 kN/m²) para cualquiera de las dos direcciones de viento, y en la zona C para succión (-2,28 kN/m²) cuando el viento sopla de Izquierda a Derecha.

3.1.7.2.4 Resumen de cargas

A continuación se expone un breve resumen de las cargas obtenidas para la posterior ejecución de las combinaciones de cargas. Cabe mencionar que el peso propio se tendrá en cuenta una vez predimensionado el cerramiento adecuado.

CARGAS VARIABLES

SOBRECARGA DE USO:

- $Q_{SU\perp} = 0,398 \text{ kN/m}^2$
- $Q_{SU//} = 0,035 \text{ kN/m}^2$

SOBRECARGA DE NIEVE:

- $Q_{N\perp} = 1,336 \text{ kN/m}^2$
- $Q_{N//} = 0,117 \text{ kN/m}^2$

CARGAS DE VIENTO MÁS DESFAVORABLES:

PRESIÓN:

- $Q_{VP} = 1,91 \text{ kN/m}^2$

SUCCIÓN:

- $Q_{VS} = -2,28 \text{ kN/m}^2$

3.1.7.2.5 Combinación de hipótesis de cargas

Para realizar la combinación de hipótesis de cargas se siguen los pasos descritos en el apartado de cálculo de cubierta de la nave. Cabe mencionar que existen dos aspectos importantes a tener en cuenta. En primer lugar, la sobrecarga de uso no se considera concomitante con el resto de acciones. Además, a la hora del predimensionado, no se tiene en cuenta el propio peso de la cubierta.

Atendiendo a las consideraciones mencionadas en el párrafo anterior, las combinaciones de carga quedan de la siguiente forma:

1.- $\cancel{\gamma_{SU} Q_{SU}}$

2.- $\cancel{\gamma_N Q_N}$

3.- $\cancel{\gamma_V Q_{VP}}$

4.- $\gamma_V Q_{VS}$

5.- $\cancel{\gamma_N Q_N + \psi_0 \gamma_V Q_{VP}}$

6.- $\cancel{\gamma_N Q_N + \psi_0 \gamma_V Q_{VS}}$

7.- $\gamma_V Q_{VP} + \psi_0 \gamma_N Q_N$

8.- $\cancel{\gamma_V Q_{VS} + \psi_0 \gamma_N Q_N}$

Sustituyendo los valores de las acciones y los correspondientes coeficientes se obtienen las cargas que habrá de soportar el cerramiento durante su vida útil.

- Succión: $1,5 \cdot (-2,28) = -3,42 \text{ kN/m}^2 \approx 348,63 \text{ kg/m}^2$

- Presión: $1,5 \cdot 1,91 + 0,5 \cdot 1,5 \cdot 1,346 = 3,88 \text{ kN/m}^2 \approx 395,52 \text{ kg/m}^2$

Con los valores obtenidos se entra en el catálogo facilitado por el fabricante Arval para seleccionar la chapa adecuada para la cubierta de la marquesina.

3 APOYOS 	Luz en metros									
	2,00	2,25	2,50	2,75	3,00	3,25	3,50	3,75	4,00	4,25
Espesor (mm)										
0,60	190	150	122	101	85					
0,70	235	186	150	124	105	89	77			
0,80	282	223	180	149	125	107	92	80		
1,00	368	291	235	195	164	139	120	105	92	81
1,20	445	351	285	235	198	168	145	126	111	98

Tabla 71. Resistencia característica del panel.

De la tabla del catálogo además de una resistencia del panel 445 kg/m^2 , se extrae una luz máxima entre apoyos del cerramiento de 2 m y un espesor de chapa de 1,2 mm.

A continuación, se calcula el peso de la chapa para poder completar las combinaciones y dimensionar correctamente el cerramiento.

$$\text{Densidad del acero } \rho = 7.850 \text{ kg/m}^3$$

$$\text{Espesor de la chapa } e = 1,2 \cdot 10^{-3}$$

$$\text{Peso Panel} = 7850 \cdot 1,2 \cdot 10^{-3} = 9,42 \text{ kg/m}^2 = 0,0925 \text{ kN/m}^2$$

Los nuevos valores de las hipótesis de carga con el Peso propio añadido son los siguientes:

- Succión: $0,8 \cdot 0,0925 + 1,5 \cdot (-2,28) = -3,346 \text{ kN/m}^2 \approx \mathbf{341,09 \text{ kg/m}^2} < \mathbf{445 \text{ kg/m}^2}$
- Presión: $1,35 \cdot 0,0925 + 1,5 \cdot 1,91 + 0,5 \cdot 1,5 \cdot 1,346 = 4,005 \text{ kN/m}^2 \approx \mathbf{408,25 \text{ kg/m}^2} < \mathbf{445 \text{ kg/m}^2}$

Comparando los valores obtenidos en las combinaciones con la máxima carga admisible por la cubierta de la marquesina, se observa que ésta es válida y soportará las sollicitaciones para las que ha sido calculada.

3.1.8 CORREAS DE MARQUESINA

3.1.8.1 CÁLCULO DE CORREAS DE MARQUESINA

Para poder realizar el dimensionado correcto de las correas, se ha de determinar en primer lugar el número de correas necesarias y la distancia entre ellas. Para ello, en los apartados anteriores se ha establecido una luz máxima para los apoyos de la cubierta de la marquesina.

En este caso, la luz máxima de los apoyos de los paneles es de 2 metros. Por motivos de simetría y reparto uniforme de las cargas se establece lo siguiente:

$$\text{N}^\circ \text{ de correas} \rightarrow 6,78 \text{ m} / 2 \text{ m} = 3,39 \text{ huecos} \approx 4 \text{ huecos} \rightarrow \mathbf{5 \text{ correas}}$$

Distancia entre correas $\rightarrow 6,78 \text{ m} / 4 \text{ huecos} = 1,695 \text{ m}$

Se establece que se contará con un total **5 correas**, situadas a una distancia máxima de **1,695 m**, medido en la proyección horizontal de la cubierta.

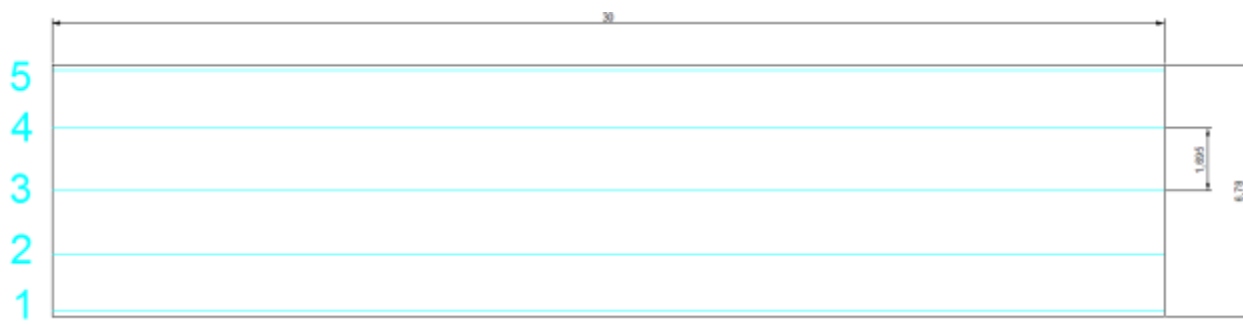


Figura 20. Correas de marquesina.

Por otro lado, es importante conocer el área tributaria que corresponde a cada correa para poder calcular el porcentaje de carga que soportará cada una de ella en función de dicho área y la zona en la que se encuentren ubicadas. En el caso de las correas de los extremos el área tributaria será $28,125 \text{ m}^2$, mientras que en las correas centrales el área es el doble, $56,25 \text{ m}^2$.

- $A_T (1 \text{ y } 5) = 0,8475 \cdot 30 = 25,425 \text{ m}^2$
- $A_T (2, 3 \text{ y } 4) = 1,695 \cdot 30 = 50,85 \text{ m}^2$

Para el dimensionado de las correas se han estudiado las posibles combinaciones de carga que relacionan las acciones del peso propio, la sobrecarga de uso, la nieve y el viento. En el caso de las tres primeras acciones se pueden tomar los valores calculados para seleccionar los cerramientos, sin embargo, la acción del viento se debe calcular de nuevo, ya que dependiendo de la dirección del mismo y de la zona del faldón en la que se encuentre la correa a estudio, esta se ve afectada por una distribución de cargas u otra.

3.1.8.1.1 Peso propio

El peso propio a tener en cuenta es el de los elementos estructurales, los cerramientos y elementos separadores, la tabiquería, todo tipo de carpinterías, revestimientos (como pavimentos, guarnecidos, enlucidos, falsos techos), rellenos (como los de tierras) y equipo fijo.

En este caso, sólo ha de tenerse en cuenta el peso propio del cerramiento de cubierta que reposa sobre las correas y se descompondrá en las direcciones perpendicular y paralela al perfil de correa estudiado. Una vez predimensionada la correa se añadirá a las comprobaciones el peso propio de la misma.

- $Q_G = 0,0925 \text{ kN/m}^2$
- $Q_{G\perp} = Q_G \cdot \cos 5^\circ = 0,0922 \text{ kN/m}^2$
- $Q_{G//} = Q_G \cdot \sin 5^\circ = 8,07 \cdot 10^{-3} \text{ kN/m}^2$

3.1.8.1.2 Sobrecarga de uso

La sobrecarga de uso es el peso de todo lo que puede gravitar sobre el edificio por razón de su uso: personas, vehículos, herramientas... Por lo general, los efectos de la sobrecarga de uso pueden simularse por la aplicación de una carga distribuida uniformemente.

Como se ha mencionado anteriormente, los valores de la sobrecarga de uso no varían con respecto a los calculados en el apartado de cubierta.

- $Q_{SU} = 0,4 \cdot \cos 5^\circ = 0,399 \text{ kN/m}^2$
- $Q_{SU\perp} = Q_{SU} \cdot \cos 5^\circ = 0,398 \text{ kN/m}^2$
- $Q_{SU//} = Q_{SU} \cdot \sin 5^\circ = 0,035 \text{ kN/m}^2$

Para realizar las comprobaciones correspondientes a las correas, será importante descomponer las fuerzas para conocer el efecto que producen sobre el perfil en cada plano.

3.1.8.1.3 Sobrecarga de nieve

La distribución y la intensidad de la carga de nieve sobre un edificio, o en particular sobre una cubierta, depende del clima del lugar, del tipo de precipitación, del relieve del entorno, de la forma del edificio o de la cubierta, de los efectos del viento y de los intercambios térmicos en los paramentos exteriores.

Al igual que en el caso anterior, los valores de la sobrecarga de nieve no varían con respecto a los calculados en el apartado de cubierta.

- $Q_N = 1,346 \cdot \cos 5^\circ = 1,341 \text{ kN/m}^2$
- $Q_{N\perp} = Q_N \cdot \cos 5^\circ = 1,336 \text{ kN/m}^2$
- $Q_{N//} = Q_N \cdot \sin 5^\circ = 0,117 \text{ kN/m}^2$

3.1.8.1.4 Sobrecarga de viento

Como establece el Código Técnico de la Edificación, la acción de viento, en general una fuerza perpendicular a la superficie de cada punto expuesto, o presión estática q_e , que puede expresarse como:

$$q_e = q_b \cdot c_e \cdot c_p$$

Siendo,

q_b La presión dinámica del viento. De forma simplificada, como valor en cualquier punto del territorio español, puede adoptarse $0,5 \text{ kN/m}^2$.

c_e El coeficiente de exposición, variable con la altura del punto considerado, en función del grado de aspereza del entorno donde se encuentra ubicada la construcción.

c_p El coeficiente eólico o de presión, dependiendo de la forma y orientación de la superficie respecto al viento, y en su caso, de la situación del punto respecto a los bordes de esa superficie; un valor negativo indica succión.

Coefficiente de exposición

El coeficiente de exposición tiene en cuenta los efectos de las turbulencias originadas por el relieve y la topografía del terreno.

Al tratarse de las correas de cubierta, el grado de aspereza (III) y la altura (4,1m) a tener en cuenta tienen el mismo valor que en el cálculo del cerramiento por lo que el coeficiente de exposición es el mismo.

Coefficiente de exposición $\rightarrow c_e = 1,747$

Presión dinámica

La presión dinámica depende del posicionamiento geográfico del emplazamiento de la obra, de modo, que se mantiene igual que el valor determinado en el apartado de la cubierta.

Por lo tanto, se establece que prestando atención al CTE (SE-AE pág.25) y teniendo en cuenta que la nave se ha colocado en el municipio de Anguciana (La Rioja), se determina de nuevo que su zona de aplicación será la Zona C, o lo que es lo mismo, se tendrá una velocidad del viento igualitaria a 29 m/s, con una densidad del aire de 1'25 kg/m³. Así, según la fórmula:

$$q_b = 0,5 \cdot \delta \cdot v_b^2$$

Se genera una presión dinámica tal que: $q_b = 0'52 \text{ kN} / \text{m}^2$

Coefficiente eólico o de presión

Para la obtención de los coeficientes eólicos o de presión se siguen los pasos descritos en el apartado de cubierta de marquesina, llegando a la conclusión de que los valores son los mismos que en dicho caso. Es por ello, que se emplearán como valores de las cargas de viento los mismos que en el apartado anterior.

Viento Izquierda - Derecha					
ZONA		q_b	c_e	c_p	q_e (kN/m ²)
A	Succión	0,52	1,747	-1,6	-1,46
	Presión	0,52	1,747	0,8	0,727
B	Succión	0,52	1,747	-2,2	-1,999
	Presión	0,52	1,747	2,1	1,91
C	Succión	0,52	1,747	-2,5	-2,28
	Presión	0,52	1,747	1,3	1,19

Tabla 72. Valores de viento Izquierda - Derecha.

Viento Derecha - Izquierda					
ZONA		q_b	c_e	c_p	q_e (kN/m ²)
A	Succión	0,52	1,747	-1,1	-1
	Presión	0,52	1,747	0,8	0,727
B	Succión	0,52	1,747	-1,7	-1,55
	Presión	0,52	1,747	2,1	1,91
C	Succión	0,52	1,747	-1,8	-1,64
	Presión	0,52	1,747	1,3	1,19

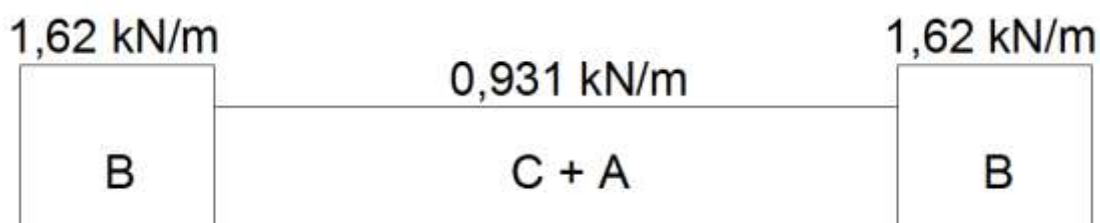
Tabla 73. Valores de viento Derecha - Izquierda.

3.1.8.1.4.1. Distribución cargas de viento

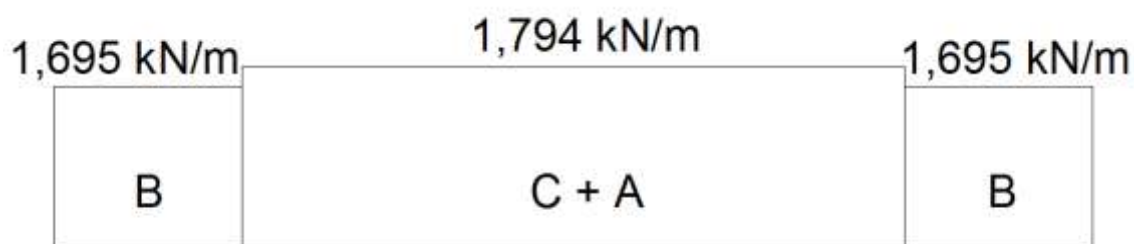
En función de las cargas de viento y de las zonas de influencia de las mismas cada correa sufrirá diferentes esfuerzos. A continuación, se muestran los valores más peligrosos de dichos esfuerzos sobre las distintas correas.

- Correas extremas 1 y 5 (Ancho $A_T = 0,8475$ m)

- Presión



- Succión

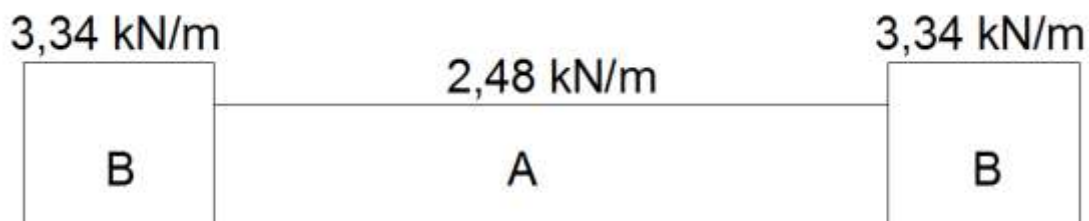


- Correas centrales 2, 3 y 4 (Ancho $A_T = 1,695$ m)

- Presión



- Succión



Al tratarse de únicamente cuatro casos, se van a realizar las comprobaciones para todos ellos sin descartar ninguno en primera instancia.

3.1.8.1.5. Resumen de cargas

A continuación se expone un breve resumen de las cargas obtenidas para la posterior ejecución de las combinaciones de cargas. Cabe mencionar que el peso propio de las correas se tendrá en cuenta una vez predimensionadas las mismas.

CARGAS PERMANENTES

PESO PROPIO PANEL:

Ancho $A_T = 0,8475$ m

- $Q_{PP\perp} = 0,0782$ kN/m
- $Q_{PP//} = 6,84 \cdot 10^{-3}$ kN/m

Ancho $A_T = 1,695$ m

- $Q_{PP\perp} = 0,157$ kN/m
- $Q_{PP//} = 0,0137$ kN/m

CARGAS VARIABLES

SOBRECARGA DE USO:

Ancho $A_T = 0,8475$ m

- $Q_{SU\perp} = 0,338$ kN/m
- $Q_{SU//} = 0,03$ kN/m

Ancho $A_T = 1,695$ m

- $Q_{SU\perp} = 0,675$ kN/m
- $Q_{SU//} = 0,06$ kN/m

SOBRECARGA DE NIEVE:

Ancho $A_T = 0,8475$ m

- $Q_{N\perp} = 1,133$ kN/m
- $Q_{N//} = 0,0992$ kN/m

Ancho $A_T = 1,695$ m

- $Q_{N\perp} = 2,27$ kN/m
- $Q_{N//} = 0,199$ kN/m

CARGAS DE VIENTO MÁS DESFAVORABLES:

A modo de resumen se presentan los 4 estados de cargas para los que se realizarán las comprobaciones oportunas de correas.

- Caso 1: Correas extremas presión (correa 1 y 5).
- Caso 2: Correas extremas succión (correa 1 y 5).
- Caso 3: Correas centrales presión (correa 2, 3 y 4).
- Caso 4: Correas centrales succión (correa 2, 3 y 4).

3.1.8.1.6 Combinación de hipótesis de carga

Para el dimensionado de las correas, se deben estudiar desde dos puntos de vista, en primer lugar se comprobará los Estados Límite Últimos y después los Estados Límite de Servicio.

El Código Técnico de la Edificación en su Documento Básico de Seguridad Estructural apartado 3.2. define los estados límite como aquellas situaciones para las que, de ser superadas, puede considerarse que el edificio no cumple alguno de los requisitos estructurales para las que ha sido concebido.

3.1.8.1.6.1. Estados Límite Últimos

El Código Técnico de la Edificación en su Documento Básico de Seguridad Estructural apartado 3.2.1. define los estados límite últimos como aquellos que, de ser superados, constituyen un riesgo para las personas, ya sea porque producen una puesta fuera de servicio del edificio o el colapso total o parcial del mismo.

Para plantear las distintas combinaciones de hipótesis de carga y seleccionar las más peligrosas se siguen los pasos descritos en el capítulo de cerramientos de cubierta, quedando las combinaciones planteadas de la siguiente forma:

$$1- \gamma_G Q_P$$

$$2- \gamma_G Q_P + \gamma_{SU} Q_{SU}$$

$$3- \gamma_G Q_P + \gamma_N Q_N$$

$$4- \gamma_G Q_P + \gamma_V Q_{VP}$$

$$5- \gamma_G Q_P + \gamma_V Q_{VS}$$

$$6- \gamma_G Q_P + \gamma_N Q_N + \psi_0 \gamma_V Q_{VP}$$

$$7- \gamma_G Q_P + \gamma_N Q_N + \psi_0 \gamma_V Q_{VS}$$

$$8- \gamma_G Q_P + \gamma_V Q_{VP} + \psi_0 \gamma_N Q_N$$

$$9- \gamma_G Q_P + \gamma_V Q_{VS} + \psi_0 \gamma_N Q_N$$

En este caso, las combinaciones más peligrosas son las siguientes y por tanto, las que se introducen en Cespla, programa que se emplea para calcular los valores máximos de los esfuerzos sufridos por las correas:

$$5.- \perp g_G Q_{PP\perp} + g_V Q_{VS}$$

$$// g_G Q_{PP//}$$

$$6.- \perp g_G Q_{P\perp} + g_N Q_{N\perp} + y_0 g_V Q_{VP}$$

$$// g_G Q_{PP//} + g_N Q_{N//}$$

$$8.- \perp g_G Q_{P\perp} + g_V Q_{VP} + y_0 g_N Q_{N\perp}$$

$$// g_G Q_{PP//} + y_0 g_N Q_{N//}$$

Dentro de las combinaciones deberemos tener en cuenta que las cargas gravitatorias (el viento siempre se supone perpendicular a la superficie sobre la que actúa) tienen componente perpendicular al faldón de la nave y paralela al mismo. Es por ello que se ha de estudiar el efecto de las cargas sobre la correa en ambas direcciones.

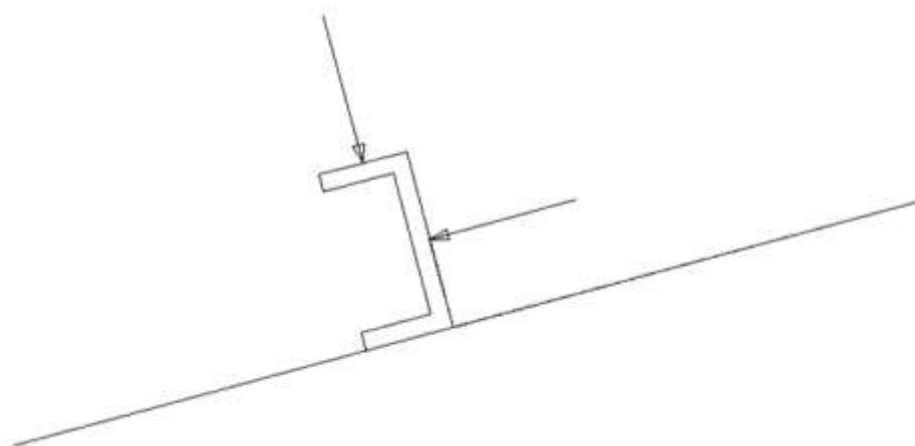


Figura 21. Componentes de las cargas.

Para realizar un predimensionado de las correas se introducen en Cespla las combinaciones de cargas sin incluir el peso propio de la correa, no obstante, sí se incluye

desde el primer momento el propio peso de la cubierta, ya que es conocido y no depende del tipo de perfil de correa seleccionado. Con el programa informático, se obtienen los momentos flectores máximos tanto para las cargas perpendiculares (paralelas al plano del alma del perfil y perpendiculares a las alas del mismo) como para las cargas paralelas (perpendiculares al plano del alma del perfil) y se realizan las comprobaciones exigidas por el CTE hasta llegar a un perfil válido. Es entonces cuando se realiza de nuevo la comprobación añadiendo el peso propio de la correa. En caso de que el perfil no sea válido al añadirle su propio peso, se seguirá aumentando este hasta llegar a uno que cumpla las exigencias del CTE.

Tras introducir las hipótesis mencionadas anteriormente en Cespla para un perfil cualquiera, se obtienen los flectores máximos que sufre la correa en ambos planos. Estos valores son válidos para comprobar los perfiles antes de introducir el peso de la correa, ya que en el momento que se introduce el peso de la misma los momentos flectores varían. Cabe destacar que para la comprobación del paralelo, se debe girar la posición inicial del perfil en Cespla, sino se hace se estarán introduciendo las cargas como si actuaran paralelamente al alma.

Se deben comprobar los momentos máximos con las cargas perpendiculares más el momento que provocan las cargas paralelas en ese punto y por otro lado, el momento máximo que provocan las cargas paralelas con su correspondiente en perpendicular para el mismo punto. En los casos de las correas estudiadas, los momentos máximos coinciden en el mismo punto para los dos planos por lo que únicamente se tomarán dos valores por cada combinación.

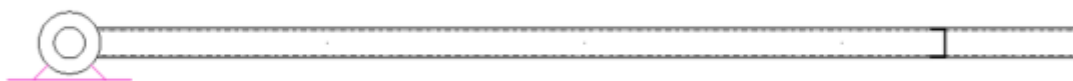


Figura 22. Posición del perfil para el esquema de cálculo correa perpendicular.



Figura 23. Posición del perfil para el esquema de cálculo correa paralelo.

Los cálculos mencionados se realizan para las distintas correas seleccionadas como más peligrosas en el apartado de sobrecarga de viento. Los valores extraídos de Cespla antes de incluir el peso propio son los siguientes:

CASO	COMBINACIÓN	COMPONENTE	M _{máx} (Nmm)	DISTANCIA AL PRIMER APOYO
2	5 (SUCCIÓN)	⊥	$6,83 \cdot 10^6$	5.000 mm
		//	12.692,3	5.000 mm
4	5 (SUCCIÓN)	⊥	$8,35 \cdot 10^6$	5.000 mm
		//	24.115,4	5.000 mm
1	6 (PRESIÓN)	⊥	$6,353 \cdot 10^6$	5.000 mm
		//	223.702	5.000 mm
3	6 (PRESIÓN)	⊥	$1,4 \cdot 10^7$	5.000 mm
		//	476.993	5.000 mm
1	8 (PRESIÓN)	⊥	$7,795 \cdot 10^6$	5.000 mm
		//	122.560	5.000 mm
3	8 (PRESIÓN)	⊥	$1,49 \cdot 10^7$	5.000 mm
		//	258.849	5.000 mm

Tabla 74. Valores de los momentos máximos extraídos de Cespla.

Tras analizar los datos se observa que únicamente es necesario comprobar el caso 3 (combinaciones 6 y 8) por ser los que mayores momentos generan con respecto a las otras combinaciones en ambos planos.

Perfil	Peso G (kg/m)	Dimensiones					Área A (mm ²)	Propiedades de la sección											
								eje fuerte y-y					eje débil z-z						
		h (mm)	b (mm)	t _s (mm)	t _f (mm)	r (mm)		I _y *10 ⁴ (mm ⁴)	W _{ey} *10 ³ (mm ³)	W _{ey} *10 ³ (mm ³)	I _y (mm ⁴)	A _w (mm ²)	I _z *10 ⁴ (mm ⁴)	W _{ez} *10 ³ (mm ³)	W _{ez} *10 ³ (mm ³)	I _z (mm ⁴)	a _x (mm)	I _z *10 ⁴ (mm ⁴)	I _z *10 ⁴ (mm ⁴)
UPE 80	7,9	80	50	4	7	10	1.210,00	107,20	26,80	31,20	32,00	405,00	25,41	7,90	14,20	15,90	16,90	1,67	0,22
UPE 100	9,62	100	55	4,8	7,5	10	1.290,00	206,90	41,37	48,01	40,70	504,00	30,21	10,60	19,34	17,90	17,90	2,01	0,83
UPE 120	12,1	120	60	5	8	12	1.540,00	303,50	60,58	70,33	48,60	710,00	35,48	13,70	25,20	19,00	25,00	2,90	1,12
UPE 140	14,5	140	65	5	9	12	1.840,00	399,50	80,64	90,04	57,10	825,00	40,70	18,10	33,22	20,70	21,00	4,05	2,20
UPE 160	17	160	70	5,8	9,5	12	2.170,00	511,10	110,90	121,60	64,80	1.004,00	46,80	22,50	41,40	22,00	22,00	5,20	3,96
UPE 180	19,7	180	75	6,3	10,5	12	2.510,00	633,00	130,40	133,00	73,40	1.120,00	50,50	26,50	47,30	23,00	23,00	6,90	5,81
UPE 200	22,8	200	80	6	11	15	2.900,00	769,00	150,30	155,10	81,10	1.260,00	56,20	30,20	52,20	24,00	24,00	8,80	11,00

Tabla 75. Prontuario perfil UPE.

El CTE establece en su Documento Básico de Seguridad Estructural del Acero apartado 6.2.8. “Interacción de esfuerzos en secciones”, que la sección sometida a flexión compuesta sin cortante debe cumplir lo siguiente:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{pl,Rd}} + \frac{M_{y,Ed}}{M_{el,Rdy}} + \frac{M_{z,Ed}}{M_{el,Rdz}} \leq 1$$

Siendo,

N_{Ed} Fuerza axial máxima

$N_{pl,Rd}$ Resistencia plástica de la sección a axial

$M_{y,Ed}$ Momento flector máximo en el eje fuerte

$M_{z,Ed}$ Momento flector máximo en el eje débil

$M_{el,Rdy}$ Resistencia elástica de la sección bruta a flexión en el eje fuerte

$M_{el,Rdz}$ Resistencia elástica de la sección bruta a flexión en el eje débil

En este caso, la correa no está sometida a esfuerzo axial por lo que el primer término de la expresión se anula. A continuación, se muestran los valores que adquiere dicha expresión para los distintos perfiles hasta alcanzar uno válido.

UPE 80

- Caso 3 (Combinación 6):

$$\frac{1,4 \cdot 10^7}{26,8 \cdot 10^3 \cdot \frac{275}{1,05}} + \frac{476.993}{7,98 \cdot 10^3 \cdot \frac{275}{1,05}} = 2,23 > 1 \rightarrow \text{Perfil no válido}$$

UPE 100

- Caso 3 (Combinación 6):

$$\frac{1,4 \cdot 10^7}{41,3 \cdot 10^3 \cdot \frac{275}{1,05}} + \frac{476.993}{10,63 \cdot 10^3 \cdot \frac{275}{1,05}} = 1,5 > 1 \rightarrow \text{Perfil no válido}$$

UPE 120

- Caso 3 (Combinación 6):

$$\frac{1,4 \cdot 10^7}{60,6 \cdot 10^3 \cdot \frac{275}{1,05}} + \frac{476.993}{13,7 \cdot 10^3 \cdot \frac{275}{1,05}} = 1,1 > 1 \rightarrow \text{Perfil no válido}$$

UPE 140

- Caso 3 (Combinación 6):

$$\frac{1,4 \cdot 10^7}{85,64 \cdot 10^3 \cdot \frac{275}{1,05}} + \frac{476.993}{18,19 \cdot 10^3 \cdot \frac{275}{1,05}} = 0,73 < 1 \rightarrow \text{Perfil válido}$$

- Caso 3 (Combinación 8):

$$\frac{1,49 \cdot 10^7}{85,64 \cdot 10^3 \cdot \frac{275}{1,05}} + \frac{258.849}{18,19 \cdot 10^3 \cdot \frac{275}{1,05}} = 0,72 < 1 \rightarrow \text{Perfil válido}$$

A continuación, se realizan las mismas comprobaciones añadiendo el peso propio de la correa seleccionada y se extraen de nuevo los momentos máximos del Cespla.

Ha quedado comprobado que los momentos mayores se obtienen para las correas centrales, por lo que únicamente se extraerán los valores para dichas correas.

Peso Propio Perfil UPE 140 = 14,5 kg/m = 0,143 kN/m

- \perp 0,1425 kN/m
- // 0,0125 kN/m

CASO	COMBINACIÓN	COMPONENTE	M _{máx} (Nmm)	DISTANCIA AL PRIMER APOYO
4	5 (SUCCIÓN)	\perp	$8,045 \cdot 10^6$	5.000 mm
		//	50.557,7	5.000 mm
3	6 (PRESIÓN)	\perp	$1,45 \cdot 10^7$	5.000 mm
		//	521.614	5.000 mm
3	8 (PRESIÓN)	\perp	$1,54 \cdot 10^7$	5.000 mm
		//	303.465	5.000 mm

Tabla 76. Valores de los momentos máximos extraídos de Cespla.

Una vez extraídos los nuevos valores, se realizan de nuevo las comprobaciones correspondientes.

UPE 140

- Caso 3 (Combinación 6):

$$\frac{1,45 \cdot 10^7}{85,64 \cdot 10^3 \cdot \frac{275}{1,05}} + \frac{521.614}{18,19 \cdot 10^3 \cdot \frac{275}{1,05}} = 0,76 < 1 \rightarrow \text{Perfil válido}$$

- Caso 3 (Combinación 8):

$$\frac{1,54 \cdot 10^7}{85,64 \cdot 10^3 \cdot \frac{275}{1,05}} + \frac{303.465}{18,19 \cdot 10^3 \cdot \frac{275}{1,05}} = 0,76 < 1 \rightarrow \text{Perfil válido}$$

Con un perfil **UPE 140** se asegura que las correas de cubierta de la marquesina van a aguantar las solicitaciones a las que se verán sometidas durante su vida útil. Además, se cumple con totalidad las especificaciones del Código Técnico de la Edificación en lo referente a los Estado Límite Últimos.

3.1.8.1.6.2 Estados Límite de Servicio

El Código Técnico de la Edificación en su Documento Básico de Seguridad Estructural en su apartado 3.2.2. define los estados límite de servicio como aquellos que, de ser superados, afectan al confort y al bienestar de los usuarios o de terceras personas, al correcto funcionamiento del edificio o a la apariencia de la construcción.

Para plantear las distintas combinaciones de acciones el CTE establece en su Documento Básico de Seguridad Estructural apartado 4.3.2. “Combinación de acciones”, que se considerarán en valor característico tanto las acciones permanentes como la acción variable principal, mientras que se considerará el resto de acciones variables en valor de combinación. Es por ello que las combinaciones para la comprobación de la deformación de las correas quedan de la siguiente manera:

- 1- Q_P
- 2- $Q_P + Q_{SU}$
- 3- $Q_P + Q_N$
- 4- $Q_P + Q_{VP}$
- 5- $Q_P + Q_{VS}$
- 6- $Q_P + Q_N + \psi_0 Q_{VP}$
- 7- $Q_P + Q_N + \psi_0 Q_{VS}$
- 8- $Q_P + Q_{VP} + \psi_0 Q_N$
- 9- $Q_P + Q_{VS} + \psi_0 Q_N$

Para decidir cuáles son las combinaciones más peligrosas se siguen los pasos descritos en el resto de apartados de combinaciones de hipótesis.

La experiencia ha demostrado que la sobrecarga de uso suele ofrecer unos valores muy elevados de deformación debida a las cargas paralelas al faldón, pero en este caso al tener un valor inferior que la nieve, produce una deformación menor. Por tanto, al estudiar la combinación 6 ya se asegura que la deformación debida a la sobrecarga de uso no superará los valores permitidos.

En este caso, las combinaciones más peligrosas y por tanto, las que se introducen en Cespla son las siguientes:

$$5.- \perp Q_{PP\perp} + Q_{VS}$$

$$// Q_{PP//}$$

$$6.- \perp Q_{PP\perp} + Q_{N\perp} + \psi_0 Q_{VP}$$

$$// Q_{PP//} + Q_{N//}$$

$$8.- \perp Q_{PP\perp} + Q_{VP} + \gamma_0 Q_{N\perp}$$

$$// Q_{PP//} + \gamma_0 Q_{N//}$$

Dentro de las combinaciones deberemos tener en cuenta que las cargas gravitatorias tienen componente perpendicular al faldón de la nave y paralela al faldón. Es por ello que se ha de estudiar el efecto de las cargas sobre la correa en ambas direcciones.

Partiendo del perfil obtenido en el apartado anterior e introduciendo en Cespla las combinaciones de cargas (incluyendo el peso propio de la correa), se obtienen las deformaciones máximas tanto para las cargas perpendiculares (paralelas al plano del alma del perfil y perpendiculares a las alas del mismo) como para las cargas paralelas (perpendiculares al alma del perfil) y se realizan las comprobaciones exigidas por el CTE para ver si el perfil es válido.

Al igual que para la comprobación de los estados límites últimos, para comprobar la flecha debida a las cargas paralelas al faldón se debe girar el perfil en Cespla. Cabe destacar que las deformaciones máximas para las dos direcciones de cargas coinciden en el mismo punto (2,25m del primer apoyo) por lo que sólo obtenemos dos valores de deformación por cada combinación.

CASO	COMBINACIÓN	COMPONENTE	FLECHA MÁXIMA (mm)	DISTANCIA AL PRIMER APOYO
4	5 (SUCCIÓN)	\perp	6,087	2.250 mm
		//	0,605	2.250 mm
3	6 (PRESIÓN)	\perp	14,792	2.250 mm
		//	3,376	2.250 mm
3	8 (PRESIÓN)	\perp	17,05	2.250 mm
		//	1,99	2.250 mm

Tabla 77. Valores de las flechas máximas extraídas de Cespla.



Figura 24. Deformaciones para viento de presión.

El Código Técnico de la Edificación en su Documento Básico de Seguridad Estructural apartado 4.3.3. “Deformaciones”, establece que la flecha para cualquiera de sus piezas ante cualquier combinación de acciones característica debe ser menor que $L/300$, considerando L la distancia entre apoyos del vano cuya flecha se está estudiando. Por lo tanto se debe cumplir lo siguiente:

$$\delta_{\perp} < \frac{L}{300} = \frac{5.000}{300} = 16,67 \text{ mm}$$

$$\delta_{//} < \frac{L}{300} = \frac{5.000}{300} \text{ mm}$$

$$\sqrt{\delta_{\perp}^2 + \delta_{//}^2} < \frac{L}{300} = \frac{5.000}{300} = 16,67 \text{ mm}$$

Siendo,

δ_{\perp} Flecha máxima en el plano del alma del perfil

$\delta_{//}$ Flecha máxima en el plano perpendicular al alma del perfil

A continuación, se comprueba si alguno de los valores mostrados en la tabla 78, superen las especificaciones del Código Técnico de la Edificación.

CASO	COMBINACIÓN	COMPONENTE	FLECHA MÁXIMA (mm)	$\sqrt{\delta_{\perp}^2 + \delta_{//}^2}$
3	5 (SUCCIÓN)	\perp	6,087	6,12 mm
		$//$	0,605	
4	6 (PRESIÓN)	\perp	14,792	15,18 mm
		$//$	3,376	
4	8 (PRESIÓN)	\perp	17,05	17,17 mm
		$//$	1,99	

Tabla 78. Valores de las flechas máximas extraídas de Cespla.

Como se puede comprobar en la tabla 78 la flecha en el caso 4 (combinación 8) supera el valor límite de 16,67 mm. Por tanto, queda comprobado que el perfil UPE 140 no cumple las especificaciones del Código Técnico de la Edificación en lo referente a los Estado Límite de Servicio. Es por ello que se aumenta el perfil a un UPE 160.

A continuación, se realizan las mismas comprobaciones añadiendo el peso propio de la correa seleccionada y se extraen de nuevo las flechas máximas del Cespla.

Peso Propio Perfil UPE 160 = 17 kg/m = 0,143 kN/m

- \perp 0,1662 kN/m
- // 0,015 kN/m

CASO	COMBINACIÓN	COMPONENTE	FLECHA MÁXIMA (mm)	$\sqrt{\delta_{\perp}^2 + \delta_{//}^2}$
3	5 (SUCCIÓN)	\perp	3,959	3,989 mm
		//	0,4897	
4	6 (PRESIÓN)	\perp	9,94	10,26 mm
		//	2,53	
4	8 (PRESIÓN)	\perp	11,43	11,53 mm
		//	1,51	

Tabla 79. Valores de las flechas máximas extraídas de Cespla.

Finalmente, como se puede comprobar en la tabla 79 ninguna de las flechas supera el valor límite de 16,67 mm. Por tanto, queda comprobado que el perfil UPE 160 cumple las especificaciones del Código Técnico de la Edificación tanto en lo referente a los Estado Límite Últimos como a los Estados Límite de Servicio. Es por ello que se concluye que el **UPE 160** es el perfil óptimo para las correas que soportarán la cubierta de la marquesina.

3.1.9 ENTREPLANTA

Dadas las especificaciones constructivas referidas para la entreplanta y prestando atención a la disposición en esta planta superior destinada a diferentes departamentos tanto administrativos como sociales, se estima necesaria la implantación de un techo particular y una división de los distintos departamentos mediante las diferentes formas de tabicado determinadas a continuación.

También se considera oportuna la implantación de un suelo específico.

3.1.9.1 ELECCIÓN DEL TECHO

En lo que concierne al techo implantado, se estima un área de cubrimiento igual al área de superficie de la entreplanta, es decir, 75 m². De este modo se considera adecuada la implantación de un techo de cartón yeso o placa de yeso laminado, que consiste en una placa de yeso laminado entre dos capas de cartón, por lo que sus componentes son generalmente yeso y celulosa aprovechándose de la buena resistencia a la compresión del yeso con la buena resistencia a la flexión que le da el sándwich de cartón.

Se determina la selección del tipo de techo del catálogo de productos y sistemas para techos de la empresa Pladur, donde se ofertan una gran variedad de productos propicios para su utilización en este tipo de construcciones.

Finalmente, se opta por el modelo de “PLACA PLADUR TEC”, concretamente por el producto “TEC 13”, que consiste en placas de yeso laminado formadas por una lama de yeso convenientemente tratada y recubierta en su totalidad, salvo en las testas, por dos celulosas especiales multihoja, presentando una configuración y acabado de superficies considerable. De este modo se destacan las siguientes características técnicas:

Producto	Ancho (m)	Borde	Longitud estándar (m)	Reacción a fuego	Peso medio aprox. (kg/m ²)	Resistencia térmica (m ² K/W)	Permeabilidad al vapor de agua	Tipo de placa según UNE EN 520	Huella superficial (a en mm)	Unidades Pallet	Normativa
TEC 13	1,2	BA	2,5	A2 s1 d0 (B)	9,4	0,05	10	A	<17	36	UNE EN 520

Tabla 80. Características Técnicas Pladur TEC 13.

De donde cabe destacar:

- Dimensiones: 1.200mm x 2.500mm (e=13mm)
- Peso medio aproximado: 9,4 kg/m²
- Resistencia al fuego: A2 s1 d0 (B)

Por otro lado, se debe mencionar también que la placa TEC 13, dada su resistencia, resulta idónea para la ejecución de techos suspendidos admitiendo las modulaciones máximas de 500 y 600 mm de las estructuras metálicas portantes que conforman este tipo de techos, con una gran fiabilidad y excelentes resultados.

3.1.9.1.1 Estructura Metálica

Resulta imprescindible reparar en la estructura de perfiles metálicos que sostienen dichas placas.

Para la sujeción de dichos paneles de cartón yeso o placas de yeso laminado, se considera conveniente la utilización de una serie de perfiles metálicos, dependiendo de su ubicación, a fin de establecer un sistema estructural óptimo.

Por consiguiente, se determina la selección de dichos perfiles del propio catálogo de productos y sistemas para techos de la empresa Pladur, ya mencionada. Cabe destacar que dichos elementos son de chapa de acero galvanizada de distintos espesores y formas, según su ubicación y cometido.

En primer lugar, se establece el empleo del “Perfil Angular LA30-TC”, que trata de un perfil con forma de “L”. Este tipo de perfiles se emplean especialmente para formar la estructura perimetral de los techos estudiados.

En segunda instancia, para los perfiles centrales se opta por el “Perfil TF-38”, cuya base está moleteada y el alma cosida para reforzarlo y permitir una instalación rápida y sencilla. Cabe destacar que se trata de un perfil en forma de “T”, usado como elemento portante en los sistemas para techos de este tipo. Por último, mencionar que la geometría del

perfil facilita su anclaje con los tirantes dispuestos para la suspensión del techo desde las correas.

A continuación se exponen las características técnicas de ambos perfiles estudiados:

Fotos	Sección	Producto	Ancho (mm)	Alto (mm)	Longitud estándar (m)
		Angular L A30-TC	30	30	3
		Perfil TF-38	38	38	3,6

Reacción al fuego	Peso medio aprox. (Kg/m)	Chapa Galvanizada		Presentación		Normativa
		Espesor (mm)	Galvanizado mínimo	Uds por paquete	Uds por palet	
A1	0,28	0,6	Z140	24	864	UNE EN 14 195
A1	0,5	0,5	Z140	12	288	UNE EN 13964

Tabla 81. Características Técnicas Perfiles LA 30-TC y TF-38.

3.1.9.1.2 Tirantes

Para llevar a cabo la fijación del techo, se determina que los perfiles centrales irán suspendidos mediante un sistema de tirantes.

Los tirantes escogidos se han seleccionado del catálogo de productos de la empresa Würth. En concreto se determina el empleo de tirantes balancín, que constan de una varilla galvanizada con recubrimiento de zinc de 65 grs/m².

Dichos elementos tienen los siguientes campos de aplicación:

- Indicado para su utilización en la suspensión de elementos portantes. Especialmente diseñado para colgar techos de escayola o cartón yeso en las diferentes modalidades de perfiles y anclajes.
- Fijación de elementos para construcción de falsos techos.
- Fijación secundaria en la construcción interior.

Por otro lado, también presenta las siguientes ventajas:

- Montaje rápido y sencillo.
- Se puede cargar de forma inmediata.
- Se utiliza sin herramientas de colocación.
- Para trabajos de montaje pasante.
- Fijación económica.

Finalmente, en lo que refiere a las características técnicas:

- Basculante que se introduce en la bovedilla previamente habiendo realizado la perforación de la misma en el diámetro adecuado.
- Se introduce en posición paralela a la varilla y una vez dentro de la bovedilla se le deja bascular para que quede en posición perpendicular.

En este caso, en lugar de anclarse a la bovedilla, su anclaje se realizará a una serie de correas superiores dispuestas para este fin.

De modo que, dicho elemento presenta las siguientes disposiciones técnicas:

Datos de capacidad		
Diámetro de la varilla (mm)		2,7
Carga máxima del conjunto tirante balancín (*)	F = (kN)	0,2

Dimensiones del taco					
Longitud total	l (mm)	600	800	1000	1200
Art.-N°		862 600	862 800	862 100 0	862 120 0
Unidad envasado	UE (cant)	100	100	100	100
Ø de la broca (**)		14-16	14-16	14-16	14-16

(*) Aplicado coeficiente seg. = 3
 (**) según material a taladrar.

Tabla 82. Características Técnicas Tirantes Würth.

Por tanto, se destaca una longitud total de 1.000 mm, es decir, un metro, que es la distancia a la cual se encuentran las correas de anclaje mencionadas.

Finalmente, cabe mencionar la utilización de una varilla de 2,7 mm de diámetro, la cual ofrece una resistencia de carga máxima admisible de 0,2 kN (aplicando un coeficiente de seguridad = 3).

3.1.9.1.3 Aislante

Se establece precedente la introducción de un sistema de aislamiento térmico y acústico sobre los paneles de cartón yeso mencionados. En este caso, se procede a la inclusión de un material óptimo para estas situaciones, como es la lana de roca.

La empresa Rockwool ofrece una gran variedad de productos de este tipo, dependiendo de las especificaciones técnicas y los requisitos constructivos pertinentes. Por tanto, se establece oportuna la elección de un panel de lana de roca del catálogo de dicha empresa.

Tras observar con detenimiento las características y el ámbito de aplicación de cada panel ofertado, se decanta por el empleo del modelo “Confortpan 208 Roxul”, el cual trata de un panel semi-rígido de lana de roca volcánica, no revestido.

Dicho panel presenta las siguientes dimensiones:



Dimensiones (mm)

LARGO	1.350
ANCHO	600
ESPESOR	40 50 60 75
ANCHO	400
ESPESOR	40 50 60

Tabla 83. Dimensiones aislante Confortpan 208 Roxul.

Finalmente se determina el empleo del panel con un espesor de 40 mm.

En lo referente a sus aplicaciones se destaca que se trata de un aislamiento no sometido a cargas mecánicas en cerramientos con prestaciones térmicas y acústicas. Además, puede usarse como absorbente acústico.

Este tipo de panel presenta las siguientes características técnicas:

- Densidad nominal: 30 kg/m³
- Conductividad térmica: 0,037 W/(m.K.) Según norma UNE-EN 12.667
- Resistencia térmica: Se escoge un espesor de 40 mm, con lo cual se determina una resistencia térmica de 1,05 m² K/W

Espesor en mm	40	50	60	75
R(m ² KW)	1.05	1.35	1.60	2.00

Tabla 84. Características aislante Confortpan 208 Roxul.

- Calor específico: 0,84 kJ/kg K a 20°C
- Comportamiento al agua: Los productos de lana de roca no retienen el agua y poseen una estructura no capilar. La lana de roca ofrece una fuerte permeabilidad al vapor de agua.
- Resistencia al paso de vapor de agua: $\mu \pm 1,3$
- Reacción al fuego: Euroclase A1 (incombustible). Según norma UNE-EN 13.501-1.
- Aislamiento acústico: A menudo es necesario dotar a los cerramientos de un alto nivel de aislamiento acústico. La lana de roca Rockwool gracias a su disposición multidireccional aporta a los elementos constructivos una notable capacidad de aumentar el nivel de aislamiento acústico.
- Coeficiente de absorción acústica: Según norma UNE-EN 20.354

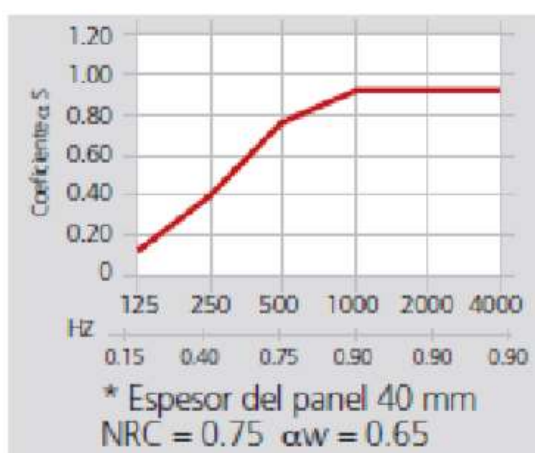


Figura 25. Coeficiente de absorción acústica aislante Confortpan 208 Roxul.

Por otro lado, se estiman las siguientes ventajas:

- Facilidad y rapidez de instalación.
- Seguridad en caso de incendio.
- Mejora notoria del aislamiento acústico.
- No hidrófilo ni higroscópico.
- Químicamente inerte.
- Libre de CFC y HCFC, respetuoso con el medio ambiente.

3.1.9.2 CÁLCULOS DEL TECHO

Evidentemente, este techo solo presenta las cargas del peso propio de los elementos que lo componen, es decir, no se consideran las posibles cargas de sobrecarga de uso, puesto que no se estima necesario el mantenimiento de este, pero tampoco se someten a estudio las cargas de viento y nieve, puesto que se trata de un techo interior, ajeno a los agentes externos que intervienen sobre la nave.

Por consiguiente, para realizar el cálculo del techo estudiado, se procederá a la consideración de los elementos que lo forman y su comprobación según el Código Técnico de la edificación.

En primer lugar, se establecen los pesos propios de cada material estimado:

- Placa pladur “TEC 13”: $9,4 \text{ kg/m}^2$
- Perfil metálico “Angular LA 30-TC”: $0,28 \text{ kg/m}$
- Perfil metálico “TF 38”: $0,5 \text{ kg/m}$
- Aislante “Confortpan 208 Roxul” (lana de roca): En este apartado se precisa la realización de una pequeña comprobación puesto que el peso propio del

elemento no se otorga directamente, pero se puede obtener a partir de la densidad proporcionada y el espesor seleccionado.

- Densidad = 30 kg/m^3
- Espesor = $40 \text{ mm} = 0,04 \text{ m}$

$$\text{Peso Propio} = \text{Densidad} \cdot \text{Espesor} = 30 \cdot 0,04 = \mathbf{1,2 \text{ kg/m}^2}$$

Sin embargo, prestando atención a la “Tabla C.2. Peso por unidad de superficie de elementos de cobertura” del “Anejo C. Prontuario de pesos y coeficientes de rozamiento interno” (DB-SE-AE pág.19), se puede observar lo siguiente:

Materiales y elementos	Peso kN/m ²	Materiales y elementos	Peso kN/m ²
Aislante (lana de vidrio o roca) por cada 10 mm de espesor	0,02	Tablero de madera, 25 mm espesor	0,15
Chapas grecadas, canto 80 mm,		Tablero de rasilla, una hoja	
Acero 0,8 mm espesor	0,12	una hoja sin revestir	0,40
Aluminio, 0,8 mm espesor	0,04	una hoja más tendido de yeso	0,50
Plomo, 1,5 mm espesor	0,18	Tejas planas (sin enlistonado)	
Zinc, 1,2 mm espesor	0,10	ligeras (24 kg/pieza)	0,30
Cartón embreado, por capa	0,05	corrientes (3,0 kg/pieza)	0,40
Enlistonado	0,05	pesadas (3,6 kg/pieza)	0,50
Hoja de plástico armada, 1,2 mm	0,02	Tejas curvas (sin enlistonado)	
Pizarra, sin enlistonado		ligeras (1,6 kg/pieza)	0,40
solape simple	0,20	corrientes (2,0 kg/pieza)	0,50
solape doble	0,30	pesadas (2,4 kg/pieza)	0,60
Placas de fibrocemento, 6 mm espesor	0,18	Vidriera (incluida la carpintería)	
		vidrio normal, 5 mm espesor	0,25
		vidrio armado, 6 mm espesor	0,35

Tabla 85. Peso por unidad de superficie del aislante según CTE.

Se otorga un valor de peso propio para el aislante de lana de roca por cada 10 mm de espesor, de $0,02 \text{ kN/m}^2$. Por tanto, se procede a la ejecución de un cambio de unidades para comparar dicho valor con el obtenido a partir de los datos cedidos por el fabricante del aislante seleccionado. Teniendo en cuenta un espesor del aislante de 40 mm queda:

$$0,02 \text{ kN/m}^2 \approx 2,04 \text{ kg/m}^2 \rightarrow 4 \cdot 2,04 = \mathbf{8,16 \text{ kg/m}^2} > \mathbf{1,2 \text{ kg/m}^2}$$

Finalmente, se tomará como válido el valor de 8 kg/m^2 , obtenido del CTE, puesto que es superior y por tanto, con este valor se posiciona el cálculo del lado de la seguridad.

Cabe destacar que algunos materiales como los tornillos, pastas... son desestimados tanto en consideraciones de peso como en mención dada la irrelevancia de estos.

Por otro lado, se observa que el peso propio de los perfiles viene dado en unidades de kg/m, mientras que el resto de materiales vienen definidos en kg/m². Por consiguiente se debe procurar una estimación aproximada del peso de los perfiles por metro cuadrado para proceder de forma correcta al cálculo del peso total soportado por los tirantes. Para ello se someten a estudio dos placas, una central y otra del extremo.

En primer lugar, la disposición de perfiles TF-38 sobre una placa central corresponde a la siguiente figura:

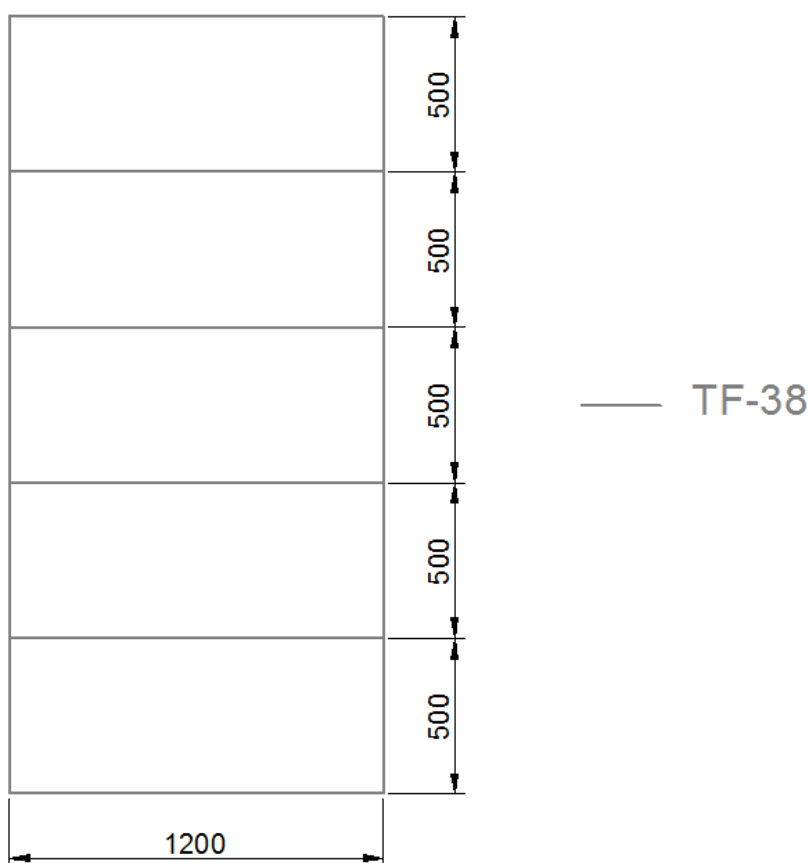


Figura 26. Perfiles para placa central.

Con lo cual, se puede proceder al cálculo de los valores necesarios para estimar el peso en kg/m^2 supuesto por dichos perfiles:

- Longitud total de perfiles TF-38 en una placa →
→ $(2 \text{ unidades} \cdot 2,5 \text{ m}) + (6 \text{ unidades} \cdot 1,2 \text{ m}) = 5 + 7,2 = 12,2 \text{ m}$
- Peso medio perfiles TF-38 = $0,5 \text{ kg/m}$
- Peso total de los perfiles TF-38 para una placa →
→ $0,5 \text{ kg/m} \cdot 12,2 \text{ m} = 6,1 \text{ kg}$
- Área de una placa = $1,2 \text{ m} \cdot 2,5 \text{ m} = 3 \text{ m}^2$
- **Peso final de los perfiles TF-38 = $6,1 \text{ kg} / 3 \text{ m}^2 = 2,034 \text{ kg/ m}^2$**

Por otro lado, para una placa del extremo, la disposición de perfiles TF-38 y angulares LA 30-TC atiende a la siguiente figura:

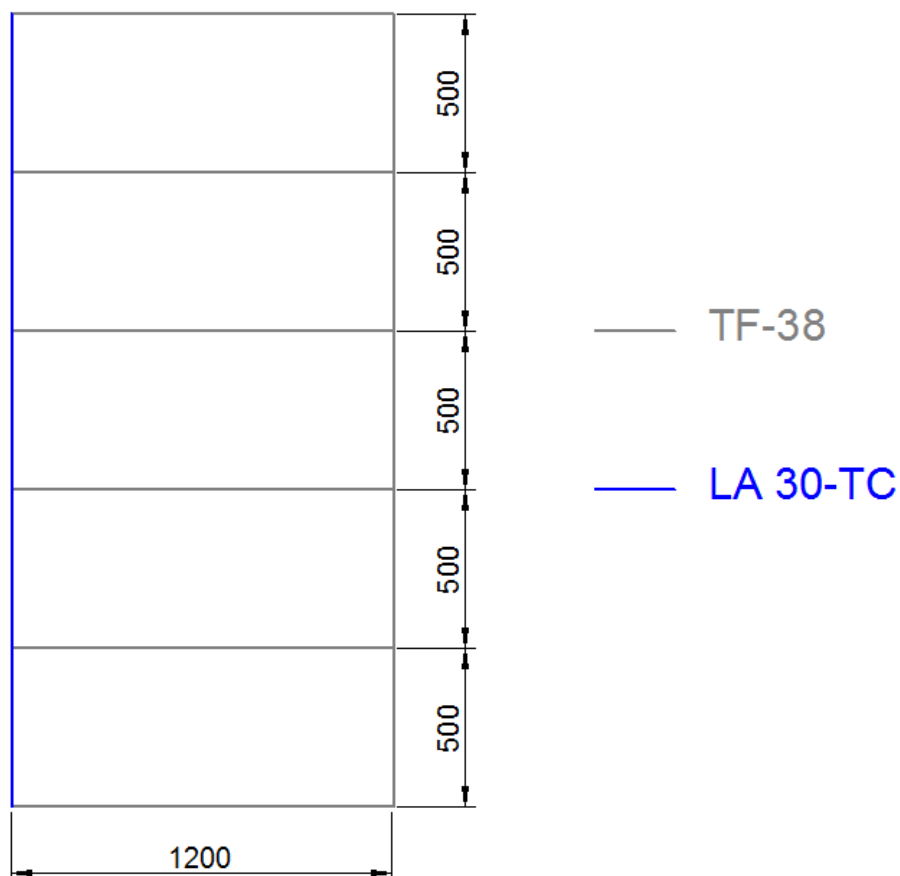


Figura 27. Perfiles para placa extrema.

De este modo, se puede proceder al cálculo de los valores necesarios para estimar el peso en kg/m² supuesto por dichos perfiles:

- Longitud total de perfiles TF-38 →
→ (1 unid · 2,5 m) + (6 unid · 1,2 m) = 2,5 + 7,2 = 9,7 m
- Peso medio perfiles TF-38 = 0,5 kg/m
- Peso total de los perfiles TF-38 = 0,5 kg/m · 9,7 m = 4,85 kg
- Longitud total de perfiles angulares LA 30-TC →

$$\rightarrow 1 \text{ unid.} \cdot 2,5 \text{ m} = 2,5 \text{ m}$$

- Peso medio perfiles angulares LA 30-TC = 0,28 kg/m

- Peso total de los perfiles angulares LA 30-TC \rightarrow

$$\rightarrow 0,28 \text{ kg/m} \cdot 2,5 \text{ m} = 0,7 \text{ kg}$$

- Área de una placa = $1,2 \text{ m} \cdot 2,5 \text{ m} = 3 \text{ m}^2$

- Peso final de los perfiles TF-38 y angulares LA 30-TC \rightarrow

$$\rightarrow \text{Peso final de los perfiles} = (4,85 + 0,7) \text{ kg} / 3 \text{ m}^2 = \mathbf{1,85 \text{ kg/m}^2}$$

Esta estimación es evidentemente aproximada pero se posiciona del lado de la seguridad, puesto que el resultado es apreciablemente superior al soportado por el tirante realmente.

Finalmente, dados los cálculos y estimaciones pertinentes anteriormente dispuestas, se procura la ejecución de las comprobaciones para solventar de forma eficiente la sujeción del techo mediante los tirantes descritos.

En primera instancia, dada la geometría de las placas, se estima necesaria la implantación de los tirantes en los perfiles que abarcan los laterales de las placas, cada 0,5 m, como se muestra en la figura siguiente:

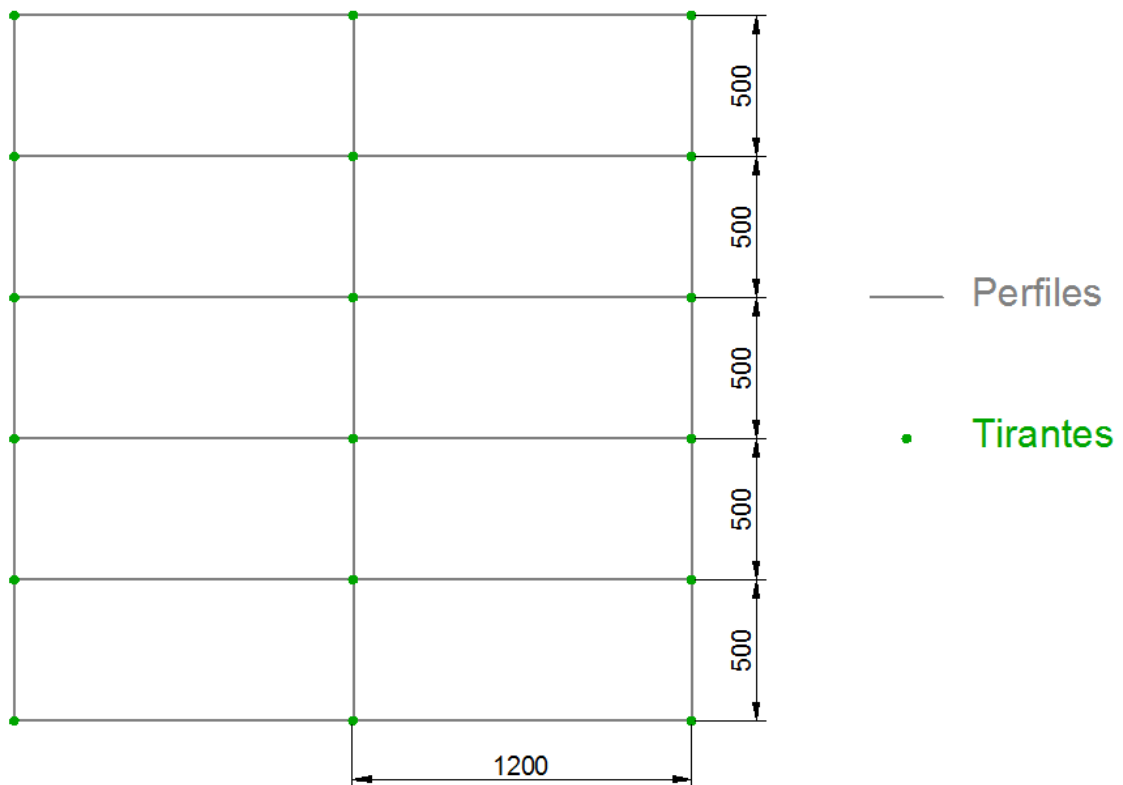


Figura 28. Disposición de tirantes.

De este modo, se destaca que cada tirante deberá soportar el peso correspondiente al área tributaria abarcada. Así, los tirantes centrales soportarán el doble de peso que los ubicados en el extremo, puesto que su área tributaria supone el doble que las del extremo. En la siguiente figura se muestra el área tributaria correspondiente a cada tirante.

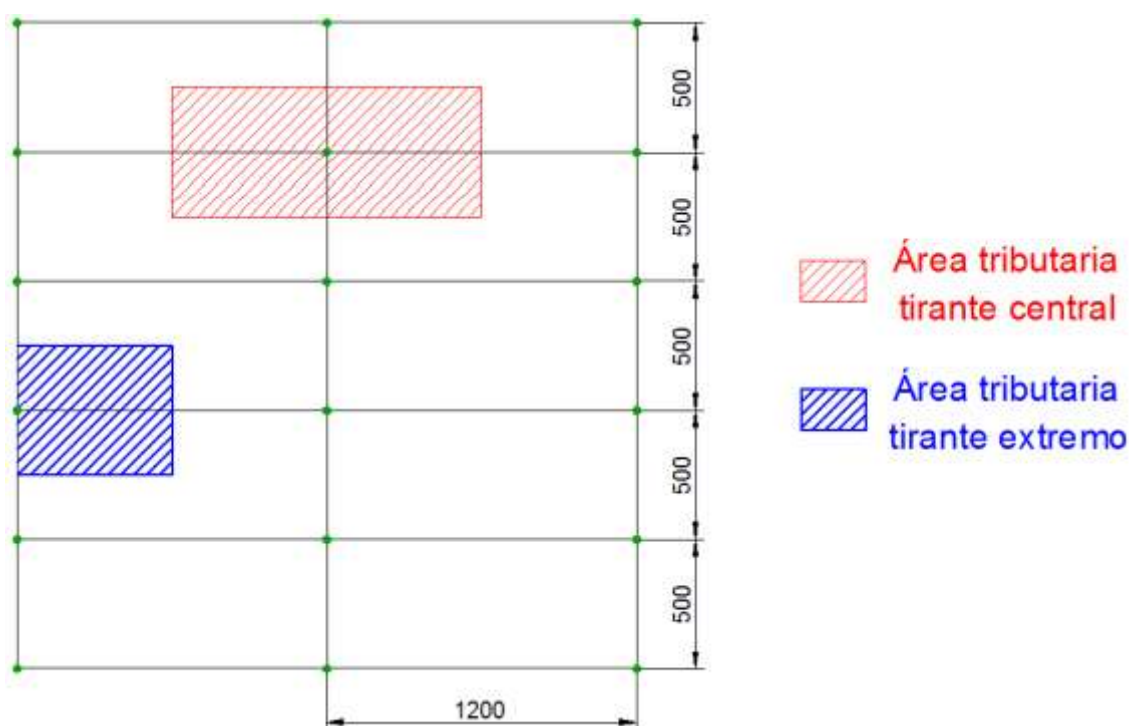


Figura 29. Área tributaria de los tirantes.

A continuación, se procede al cálculo del área de cada tirante implantado:

- Área tributaria tirantes centrales = $1,2 \text{ m} \cdot 0,5 \text{ m} = 0,6 \text{ m}^2$
- Área tributaria tirantes del extremo = $0,6 \text{ m} \cdot 0,5 \text{ m} = 0,3 \text{ m}^2$

Por otro lado, se estima que evidentemente, en los extremos del techo adyacentes a las paredes que conforman la nave, la implantación de tirantes es absurda puesto que el anclaje directo de los perfiles del techo a las paredes supone una solución óptima.

De modo que tras el estudio realizado y las conclusiones adquiridas, atendiendo a los datos obtenidos previamente se puede comprobar la viabilidad de la ejecución de este tipo de techo mediante el sistema dispuesto.

En primer lugar, se comprueba que los tirantes soportan de forma eficiente el peso al que se ven sometidos. Para ello, es preciso remitir la fuerza capaz de soportar por estos:

$$\text{Fuerza capaz de soportar} = 0,2 \text{ kN} = 200 \text{ N} \cdot (1 \text{ kg} / 9,81 \text{ N}) = 20,38 \text{ kg}$$

La cual, una vez obtenida se puede comparar con el peso supuesto sobre dicho elemento a fin de que este último valor sea considerablemente inferior para asegurar unas condiciones de funcionamiento óptimas.

De este modo, se destaca el peso generado tanto en los tirantes centrales como en los del extremo:

- Tirantes centrales

$$\text{Peso final de los perfiles TF-38} = 2,034 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{Peso placas pladur "TEC 13"} = 9,4 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{Peso aislante "Confortpan 208 Roxul"} \text{ (lana de roca)} = 8,16 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{Peso total} = 2,034 \text{ kg/m}^2 + 9,4 \text{ kg/m}^2 + 8,16 \text{ kg/m}^2 = 19,594 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{Área tributaria tirantes centrales} = 1,2 \text{ m} \cdot 0,5 \text{ m} = 0,6 \text{ m}^2$$

$$\text{PESO FINAL} = 19,594 \text{ kg/m}^2 \cdot 0,6 \text{ m}^2 = \mathbf{11,76 \text{ kg}}$$

- Tirantes del extremo

$$\text{Peso final de los perfiles TF-38 y LA 30-TC} = 1,85 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{Peso placas pladur "TEC 13"} = 9,4 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{Peso aislante "Confortpan 208 Roxul"} \text{ (lana de roca)} = 8,16 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{Peso total} = 1,85 \text{ kg/m}^2 + 9,4 \text{ kg/m}^2 + 8,16 \text{ kg/m}^2 = 19,41 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{Área tributaria tirantes del extremo} = 0,6 \text{ m} \cdot 0,5 \text{ m} = 0,3 \text{ m}^2$$

$$\text{PESO FINAL} = 19,41 \text{ kg/m}^2 \cdot 0,3 \text{ m}^2 = \mathbf{5,823 \text{ kg}}$$

Una vez obtenidos los resultados previos, se destaca que efectivamente los tirantes centrales sufren mayores solicitaciones que los tirantes de los extremos, con lo cual, se procede a realizar la comprobación de resistencia efectiva de los tirantes con este valor.

$$F_{adm} = 20 \text{ kg} > 11,76 \text{ kg}$$

De este modo, se observa claramente que el sistema del techo suspendido mediante tirantes cumple ampliamente las expectativas.

Es importante destacar que dichos tirantes se anclarán a un sistema de correas de acero tipo UPE, implantado sobre las vigas ubicadas a 6 metros de altura entre los dos últimos pórticos y los pilarillos situados en estos.

3.1.9.3 ELECCIÓN DE LOS TABIQUES

En lo referente al tabicado de la entreplanta, se estima oportuna la ejecución de diferentes formas de tabique según la ubicación y el cometido de este. Así, se determina la realización de tabiques mediante cartón yeso o placa de yeso laminado (incluida carpintería) o mediante ambos elementos de construcción.

Por lo tanto, a continuación se despliega un croquis de la disposición de tabiques en la planta superior con la descripción específica correspondiente de cada uno de ellos.

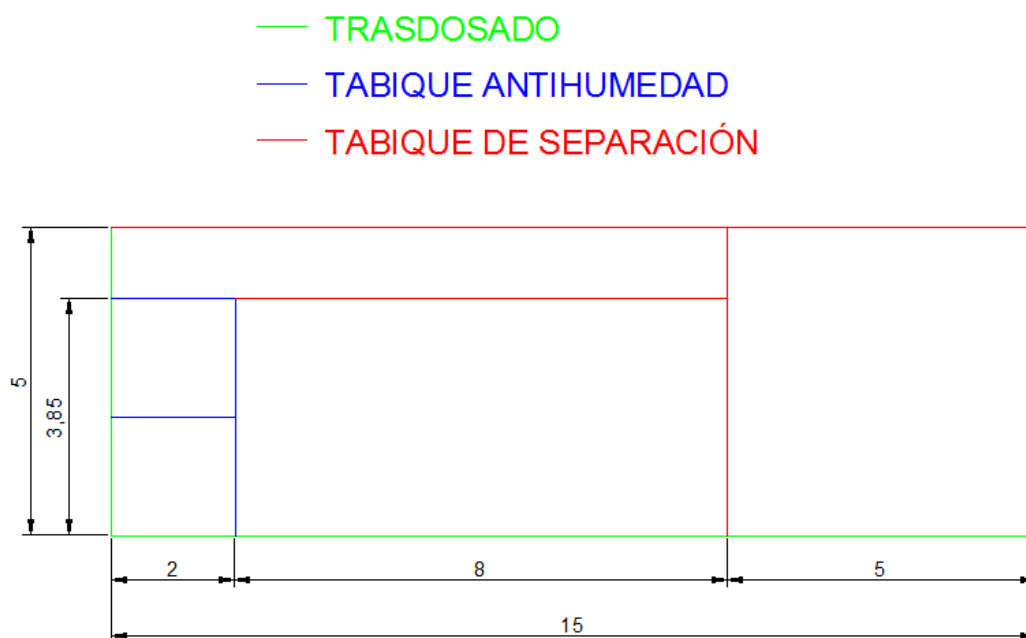


Figura 30. Tipos de tabiquería de entreplanta.

Se estipula una altura libre de tabiques de 2,4 m.

De este modo, se procede a la descripción de cada tipo de tabique seleccionado:

TABIQUE DE PLADUR ANTIHUMEDAD

Para la disposición de los tabiques de separación de los aseos de entreplanta, se propone la implantación de un tipo de tabiques mediante la solución propuesta de placas de yeso laminado, de la empresa Pladur. Dadas las condiciones precisadas en esta ocasión, se adopta como medida óptima, el sistema de tabiquería sencilla “76 (46) LM” integrado con dos placas antihumedad modelo “Placa Pladur WA”, las cuales, gracias a su tratamiento hidrófugo en su alma, disminuye muy considerablemente su absorción, por inmersión de agua, reforzando, por tanto la resistencia a la acción directa del agua en los diferentes sistemas propuestos por este fabricante. Además, el sistema cuenta con un aislante de lana de roca de 70 kg/m^3 y espesor 46 mm.

En concreto el producto seleccionado atiende a la referencia “76 (46) LM” y presenta las siguientes características:

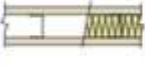
GRUPO DE SISTEMA	Sistema	Placas	Masa superficial (Kg/m ²)	Altura máxima (m)				Aislamiento acústico R _s / R _w (C, Ctr) (dB) Ref. Ensayo	Resistencia al fuego EI (minutos)	
				600		400			N Ref. Ensayo	FOC Ref. Ensayo
				600	400	600	400			
	72 (46) LM	2 x 13	25	2,60	2,80	2,95	3,30	39,5 / 40 (-2,-8) AC3-01-28.7	SÓLO REFORMA	SÓLO REFORMA
	76 (46) LM	2 x 15	28	2,60	2,80	2,95	3,30	43,5 / 46 (-3,-8) AC3-07-32.7	EI-45 ⁹⁰ 5042791	EI-60 ⁹⁰ 32305357
	84 (46) LM	2 x 19	33	2,80	3,10	3,35	3,70	40,5 / 40 (-1,-4) AC3-010-37.100	EI-60 ⁹⁰ 5042797	

Tabla 86. Tipos de tabique sencillo “Antihumedad”.

De donde se destaca:

- 2 x 15: tabique formado por dos placas WA de 15 mm de espesor.
- Espesor aislante: 46 mm.
- Peso medio aproximado: 28 kg/m^2
- Absorción total de agua Placa WA < 5%

Resulta interesante mencionar que este tipo de tabiques se utiliza especialmente en cuartos de baño, vestuarios, lavanderías, duchas colectivas, etc... en hospitales, hoteles, colegios y en general, en edificios públicos.

TABIQUE DE PLADUR INTERIOR

Para la disposición de los tabiques de separación de las diferentes estancias de la entreplanta, se propone la implantación de un tipo de tabiques mediante la solución propuesta de placas de yeso laminado, de la empresa Pladur. Dadas las condiciones precisadas en esta ocasión, se adopta como medida óptima, el sistema de tabiquería sencilla “76 (46) LM” integrado con dos placas de cartón yeso común modelo “Placa Pladur N 15 En este tipo de placa sus componentes (yeso y celulosa) son de composición estándar. Dicho elemento presenta el alma de yeso de color blanco, la cara vista que va a ser decorada en color crema y la opuesta en color gris oscuro. Además, el sistema cuenta con un aislante de lana de roca de 70 kg/m^3 y espesor 46 mm.

En concreto el producto seleccionado atiende a la referencia “76 (46) LM” y presenta las siguientes características:


GRUPO DE SISTEMA	Sistema	Placas	Masa superficial (Kg/m ²)	Altura máxima (m)				Aislamiento acústico R _s / R _w (C, Ctr) (dB)	Resistencia al fuego EI (minutos)	
				□		□			N	ROG
				600	400	600	400			
 Tabiques sencillos	72 (46) LM	2 x 13	25	2,60	2,80	2,95	3,30	39,5 / 40 (-2,-8) AC3-01-28.7	SÓLO REFORMA	SÓLO REFORMA
	76 (46) LM	2 x 15	28	2,60	2,80	2,95	3,30	43,5 / 46 (-3,-8) AC3-01-32.7	EI-45 ¹⁰ 5042793	EI-60 ¹⁰ 32705357
	84 (46) LM	2 x 19	33	2,80	3,10	3,35	3,70	40,5 / 40 (-1,-4) AC3-010-37.10	EI-60 ¹⁰ 5042797	

Tabla 87. Tipos de tabique sencillo de separación.

De donde se destaca:

- 2 x 15: tabique formado por dos placas modelo N de 15 mm de espesor.
- Espesor aislante: 46 mm.
- Peso medio aproximado: 28 kg/m^2

TRASDOSADO AUTOPORTANTE

Para la disposición de la tabiquería adyacente al cerramiento de la nave, se propone la implantación de un tipo de trasdosados autoportantes mediante la solución propuesta de placas de yeso laminado, de la empresa Pladur. Dadas las condiciones precisadas en esta ocasión, se adopta como medida óptima, el sistema de trasdosado autoportante M-46 “65 (46) LM” integrado con una placa antihumedad modelo “Placa Pladur WA”, la cual, gracias a su tratamiento hidrófugo en su alma, disminuye muy considerablemente su absorción, por inmersión de agua, reforzando, por tanto la resistencia a la acción directa del agua en los diferentes sistemas propuestos por este fabricante. Además, el sistema cuenta con un aislante de lana de roca de 70 kg/m^3 y espesor 46 mm.

En concreto el producto seleccionado atiende a la referencia “76 (46) LM” y presenta las siguientes características:


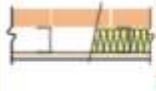
GRUPO DE SISTEMA	Sistema	Placas	Masa superficial (Kg/m ²)	Distancia entre arriostros (m)		Aislamiento acústico (dB)					Resistencia al fuego EI (minutos) ⁽¹⁾  Ref. Ensayo	
				400	600	Muro base. Masa superficial (Kg/m ²)		Incremento trasdosado		Muro base + trasdosado		
						ΔR_A	$\Delta R_{A,w}$	R_A	$R_{A,w}$			
 Trasdoso autoportante M-46	61 (46) LM	1 x 15	16	2,3	2,1	100	17	15	55	51	EI-20 ⁹⁰ S233130	
						200	13	11	59	54		
	REF. Nº 10.05 / 200.139											
	65 (46) LM	1 x 19	16	2,5	2,25	100	17	15	55	51	EI-20 ⁹⁰ S233130	
						200	14	12	60	55		
	REF. Nº 10.05 / 200.140											
72 (46) LM	2 x 13	23	2,75	2,5	100	19	17	57	53	EI-45 ⁹⁰ S233129		
					200	16	14	62	57			
REF. Nº 10.05 / 200.147												

Tabla 88. Tipos de trasdosado autoportante M-46.

De donde se destaca:

- 1 x 19: trasdosado formado por una placa WA de 19 mm de espesor.
- Espesor aislante: 46 mm.
- Peso medio aproximado: 16 kg/m^2
- Absorción total de agua Placa WA < 5%

ESTRUCTURA METÁLICA

Cabe destacar que todos los sistemas seleccionados para solucionar la tabiquería de la entreplanta incluyen los elementos metálicos encargados de formar la estructura sobre la cual se disponen las placas que forman los tabiques y trasdosados.

En los tres sistemas empleados, los montantes son perfiles en forma de “c” cuyo alma presenta perforaciones en forma oval (70 x 28) que permiten el paso de instalaciones. Las caras laterales vienen moleteadas y marcados sus ejes, para facilitar la operación de atornillado.

Por último cabe destacar, que las medidas de dichas montantes dependerán en todo caso del espesor del aislante seleccionado que marca la separación entre placas de cada sistema, independientemente del espesor de las placas. En caso de seleccionar placas de espesor elevado, siendo su peso mayor, se puede optar por un sistema de montantes dobles, situando dos montantes conjuntas en cada modulación.

AISLANTE

Dadas los requisitos de aislamiento tanto térmico como acústico latentes en los distintos departamentos y espacios generados en la entreplanta, se establece procedente la introducción de un sistema capaz de sufragar las necesidades descritas. Por consiguiente, se procede a la inclusión de un material óptimo para estas situaciones, como es la lana de roca, la cual se implantará entre los paneles de cartón yeso mencionados.

Finalmente, se ha optado por implantar el mismo tipo que el dispuesto en el techo de la entreplanta, es decir, el modelo “Confortpan 208 Roxul”, de la empresa Rockwool. Este tipo trata de un panel semi-rígido de lana de roca volcánica, no revestido.

Dicho panel presenta una serie de características técnicas ya expuestas en el estudio del techo, de las cuales se pueden destacar:

- Espesor = 46 mm.
- Densidad nominal: 30 kg/m³

- Conductividad térmica: 0,037 W/(m.K.) Según norma UNE-EN 12.667
- Resistencia térmica: 1,05 m² K/W
- Calor específico: 0,84 kJ/kg K a 20°C
- Resistencia al paso de vapor de agua: $\mu \pm 1,3$
- Reacción al fuego: Euroclase A1 (incombustible). Según norma UNE-EN 13.501-1.
- Coeficiente de absorción acústica: Según norma UNE-EN 20.354

Por último, cabe destacar también algunas de sus ventajas ya mencionadas anteriormente, como son la facilidad y rapidez de instalación, la seguridad en caso de incendio, la mejora evidente del aislamiento acústico, su carácter no hidrófilo ni higroscópico, químicamente es inerte y además permanece libre de CFC y HCFC, por lo que se considera respetuoso con el medio ambiente.

3.1.9.4 CÁLCULO DE LOS TABIQUES

Al igual que sucede con el techo, se estima que los tabiques de la entreplanta permanecerán exentos de padecer los efectos de la sobrecarga de uso, de la nieve o del viento, únicamente supondrán como es obvio, una carga sobre el forjado debida al peso propio. Para determinar el cálculo del peso propio supuesto por los tabiques, es necesario prestar especial atención a las disposiciones expuestas sobre este tema en el Código Técnico de la Edificación (SE-AE pág.3), de donde se destaca:

2 Acciones permanentes

2.1 Peso propio

- *En el caso de tabiques ordinarios cuyo peso por metro cuadrado no sea superior a 1,2 kN/m² y cuya distribución en planta sea sensiblemente homogénea, su peso propio podrá asimilarse a una carga equivalente*

uniformemente distribuida. Como valor de dicha carga equivalente se podrá adoptar el valor del peso por metro cuadrado de alzado multiplicado por la razón entre la superficie de tabiquería y la de la planta considerada. En el caso de tabiquería más pesada, ésta podrá asimilarse al mismo valor de carga equivalente uniforme citado más un incremento local, de valor igual al exceso de peso del tabique respecto a 1,2 kN por m² de alzado.

En general, en viviendas bastará considerar como peso propio de la tabiquería una carga de 1,0 kN por cada m² de superficie construida.”

De modo que, al tratarse de tabiques ordinarios, se procede a realizar la comprobación mencionada.

En primer lugar, se establecen los pesos propios de cada elemento:

- Tabiques antihumedad:

$$Q_{pp} = 28 \text{ kg/m}^2 = \mathbf{0,275 \text{ kN/m}^2}$$

- Tabiques separación:

$$Q_{pp} = 28 \text{ kg/m}^2 = \mathbf{0,275 \text{ kN/m}^2}$$

- Trasdosados autoportantes:

$$Q_{pp} = 16 \text{ kg/m}^2 = \mathbf{0,157 \text{ kN/m}^2}$$

De este modo, retomando lo dispuesto anteriormente en el punto 3, del apartado “2.1 Peso propio”, del capítulo “2 Acciones permanentes” del Código Técnico de la Edificación (SE-AE pág.3), se destaca que la consideración del peso propio de la tabiquería precisa de una comprobación para su consideración y posterior estimación. Dicha comprobación yace en demostrar que el peso de los tabiques implantados por metro cuadrado no supera 1,2 kN/m², para proceder a su posterior consideración como tabiques ordinarios y por tanto emplear sus requisitos pertinentes de cálculo.

Se procede a la comprobación de este valor con el valor del peso del tabique más pesado, es decir, el tabique simple.

$$Q_{pp} = 0,275 \text{ kN/m}^2 < 1,2 \text{ kN/m}^2$$

Como se puede observar, efectivamente, el peso de los tabiques no supera el valor establecido de $1,2 \text{ kN/m}^2$, de modo que se pueden estudiar como tabiques ordinarios y, dada su distribución en planta, la cual se puede considerar sensiblemente homogénea, su peso propio podrá asimilarse a una carga equivalente uniformemente distribuida. Por tanto, como valor de dicha carga equivalente se podrá adoptar el valor del peso por metro cuadrado de alzado multiplicado por la razón entre la superficie de tabiquería y la de la planta considerada.

De modo que, para el cálculo de la carga del peso propio equivalente se puede emplear la siguiente fórmula:

$$q_{PP_e} = \text{Peso tabique (kg/m}^2) \cdot \left(\frac{A_{\text{Tabiquería}}}{A_{\text{Planta}}} \right)$$

Evidentemente, para ajustar el cálculo lo máximo posible se procede a interpretar el valor correspondiente para cada tipo de tabique empleado en función del área de alzado ocupado, puesto que el peso de cada tabique ya se ha calculado previamente.

De este modo, en primer lugar se procede a calcular el área de alzado de cada tabique dispuesto, teniendo en cuenta que la altura de tabiques introducida es de 2,4 metros para todos ellos y que el área total de planta considerada es de 75 m^2 .

- Tabiques de Pladur Antihumedad (2 placas)

$$\text{Altura } h = 2,40 \text{ m}$$

$$\text{Ancho } b = 3,85 + 2 + 2 = 7,85 \text{ m}$$

$$\text{Área } A = 7,85 \text{ m} \cdot 2,40 \text{ m} = 31,4 \text{ m}^2$$

$$Q_{pp} = 0,275 \text{ kN/m}^2 \cdot 31,4/75 = 0,1152 \text{ kN/m}^2$$

- Tabiques de Pladur Separación (2 placas)

$$\text{Altura } h = 2,40 \text{ m}$$

$$\text{Ancho } b = 8 + 5 + 5 + 10 = 28 \text{ m}$$

$$\text{Área } A = 28\text{m} \cdot 2,40 \text{ m} = 67,2 \text{ m}^2$$

$$Q_{pp} = 0,275 \text{ kN/m}^2 \cdot 67,2/75 = 0,2464 \text{ kN/m}^2$$

- Trasdosados autoportantes (1 placa)

$$\text{Altura } h = 2,40 \text{ m}$$

$$\text{Ancho } b = 5 + 15 + 5 = 25 \text{ m}$$

$$\text{Área } A = 25 \text{ m} \cdot 2,40 \text{ m} = 60 \text{ m}^2$$

$$Q_{pp} = 0,157 \text{ kN/m}^2 \cdot 60/75 = 0,1256 \text{ kN/m}^2$$

Finalmente, el cálculo del peso propio equivalente del tabicado es el siguiente:

$$Q_{PPTOT} = 0,154 + 0,2464 + 0,1256 = 0,526 \text{ kN/m}^2$$

3.1.9.5 ELECCIÓN DEL SUELO

Para dotar de carácter y utilidad a los nuevos espacios definidos mediante los techos y los tabiques, se cree conveniente la implantación de un suelo sobre el forjado. Dicho suelo, al igual que el techo, deberá cubrir por completo el área de la entreplanta, es decir, 75 m^2 .

Como solución óptima se ha optado por la implantación de un suelo de tarima con lamas de madera de roble machihembradas, aprovechando que la madera es un material cálido y un excelente aislante térmico y acústico. La tarima implantada será de 20 mm de espesor, ubicada sobre rastreles separados entre sí unos 30 cm.

3.1.9.6 CÁLCULOS DEL SUELO

Dada la posible repercusión del suelo sobre el forjado, que se encarga de sostener todos los elementos dispuestos sobre la entreplanta, se observa de forma evidente, que será precisa la consideración del peso que ejerce el suelo sobre dicho elemento.

Por consiguiente, prestando atención a la “Tabla 89. Peso por unidad de superficie de elementos de pavimentación” del “Anejo C. Prontuario de pesos y coeficientes de rozamiento interno” (DB-SE-AE pág.20), se destaca:

Materiales y elementos	Peso kN/m ²	Materiales y elementos	Peso kN/m ²
Baldosa hidráulica o cerámica (incluyendo material de agarre)		Linóleo o loseta de goma y mortero	
0,03 m de espesor total	0,50	20 mm de espesor total	0,50
0,05 m de espesor total	0,80	Parque y tarima de 20 mm de espesor sobre rastreles	0,40
0,07 m de espesor total	1,10	Tarima de 20 mm de espesor rastreles recibidos con yeso	0,30
Corcho aglomerado		Terrazo sobre mortero, 50 mm espesor	0,80
tarima de 20 mm y rastrel	0,40		

Tabla 89. Peso por unidad de elementos de pavimentación según CTE.

Por tanto, el peso propio del suelo implantado supone 0,4 kN/m².

3.1.10 FORJADO

Para la sustentación de todos los elementos de la entreplanta, se precisa de la implantación de un forjado. Dadas las circunstancias, en esta ocasión, se considera que un forjado compuesto o colaborante representa la solución constructiva más idónea, puesto que su empleo se extiende para todas aquellas obras donde se requieran tanto las máximas prestaciones técnicas y mecánicas, como rapidez de ejecución y garantías.

Gracias a sus características superiores, se adapta a cualquier tipología edificatoria (industrial, comercial, deportiva, residencial). Presenta notables beneficios económicos, sobre todo si se tiene en cuenta al inicio del proyecto: comporta una disminución del canto medio del forjado, y por tanto una reducción de peso que se traduce en una reducción de la sección

resistente de la estructura (pilares, vigas, cimentaciones). La adopción de esta tecnología responde además a ciertas exigencias ineludibles en los edificios modernos, como la conducción de servicios ofimáticos, la utilización de falsos techos y una mejor planificación de las diferentes fases de ejecución.

Tras varias investigaciones, se ha optado por la implantación de un forjado colaborante de la empresa Hiansa (Grupo Hiemesa), la cual posee un programa propio para la ejecución de los cálculos y la selección del modelo adecuado.

El programa Forjados Colaborantes Hiansa realiza el cálculo y comprobación de forjados mixtos mediante chapa nervada colaborante de Hiansa para los perfiles MT-60, MT-76 y MT-100. Dichos cálculos y comprobaciones se realizan siguiendo en todo momento las indicaciones de los Eurocódigos 3 y 4.

Los cálculos realizados por el programa, contemplan la fase de ejecución del forjado (con el hormigón en estado fresco) y la fase mixta (hormigón endurecido), proporcionando información sobre los Estados Límites Últimos de flexión, cortante y rasante y sobre el Estado Límite de Servicio de deformaciones, además del estudio de Resistencia al Fuego.

Resulta interesante destacar que el programa de cálculo facilitado por el fabricante mencionado se divide en tres apartados:

- Datos geométricos: donde se introducen todos los datos necesarios para la definición geométrica del forjado.
- Materiales: se introducen todos los datos necesarios para la caracterización de los materiales del forjado, como son el hormigón, el acero estructural y el acero de armaduras, permitiendo en este último caso definir los recubrimientos mecánicos de las armaduras.
- Cargas: han de introducirse todos los datos necesarios para la definición de las sollicitaciones externas del forjado.

De este modo, se procede a la definición de los campos de cada apartado y el posterior cálculo del forjado.

3.1.10.1 DATOS GEOMÉTRICOS

En este apartado se precisa de la definición de una serie de parámetros referentes a la geometría del elemento para la posterior estimación de los cálculos.

Por un lado, se precisa establecer el número de vanos del elemento, dicha opción ofrece tres posibilidades: un vano, dos vanos y por último, tres o más vanos.

Dada la situación planteada, de 3 vanos, evidentemente se opta por la última opción referente a 3 o más vanos.

Además de esto, el programa permite la introducción de un coeficiente de redistribución de negativos. El valor máximo de este coeficiente es del 30%, que es el valor máximo permitido por el EC4; el valor que presenta por defecto este campo es del 15% y será este mismo valor el que se mantenga.

Por otro lado, se dispone de la posibilidad de selección del tipo de perfil (MT60, MT-76 y MT-100) y el espesor de la chapa nervada colaborante (0,8 - 0,9 - 1 - 1,2 y 1,5 mm). Del mismo modo, se ofrece la opción de activar la casilla de “Todos”, así el programa proporcionará una tabla de resultados para todas las combinaciones posibles de perfiles y espesores, por lo que se deshabilitará automáticamente la opción de escoger el tipo de perfil y el espesor. Los datos que proporcione esta tabla para cada combinación de perfil y espesor, dependerán de los datos introducidos por el usuario, si se ha dejado sin rellenar la casilla correspondiente a una de las tres variables principales del programa (luz, canto y carga), esta variable será la proporcionada. En el caso de que se hayan rellenado las tres variables, el programa realizará una comprobación para cada perfil y espesor, proporcionando información sobre el cumplimiento de los requisitos (resistencia y flecha) para cada combinación posible.

Por tanto, se establece la selección de esta última opción mencionada dejando además la variable del canto total indefinida, para que el propio programa a partir del resto de datos conocidos establezca el tipo de perfil, espesor y canto del forjado a emplear.

Sin embargo, resulta interesante mencionar, que el canto total describe el canto total del forjado en centímetros, teniendo en cuenta la capa del perfil metálico y el canto de hormigón. Los límites mínimos de los valores del canto son de 10 cm para el MT-60, de 12 cm para el MT-76 y de 14 cm para el MT-100. El límite máximo del valor del canto es de 30 cm para todos los perfiles.

Retomando lo anterior, es preciso indicar los 5 metros de luz de cada vano y los límites de flecha requeridos.

En las casillas Lím. flecha rel. (L_v/x) y Lím. flecha abs. (mm) se definen los límites de flecha relativa y absoluta del forjado en fase mixta. En el caso de límite de flecha relativa, ha de introducirse el valor "x" relativo a la luz del forjado que proporcione un valor de la flecha límite. En el caso de límite de flecha absoluto ha de introducirse directamente el valor de la flecha límite en mm. Si se introducen los dos valores, el programa determinará el menor de ellos y este será el empleado en las comprobaciones de flecha en fase mixta.

Por consiguiente, en previsión de las estancias habilitadas sobre la entreplanta y posibles modificaciones futuras, manteniendo siempre la posición del lado de la seguridad, se aplica una limitación de flechas activas a $L/500$ reservada para pisos con tabique frágiles o pavimentos rígidos sin juntas, según el apartado "4.3.3.1 Flechas" del CTE (DB-SE pág. 12).

De este modo, el valor a introducir en el apartado de Límite de flecha relativa (L_v/x) será 500, mientras que la cifra referente al campo del Límite de flecha absoluta (mm) es de 10 mm, es decir, 1 cm dado que para una luz de 5 metros supone una flecha de $L/500$.

Dicha limitación de flecha activa también se establecerá para las vigas y jácenas que sustentan el forjado de la entreplanta mencionada.

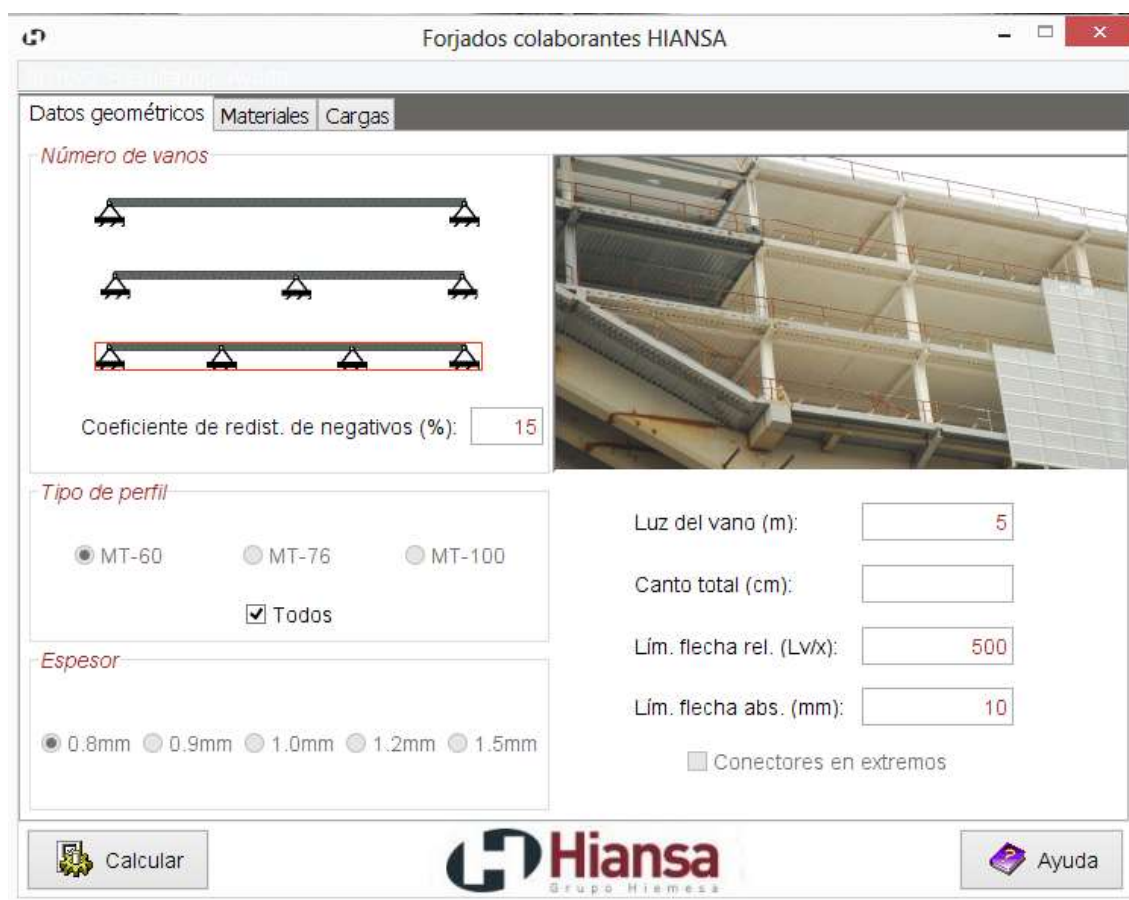


Figura 31. Datos geométricos del forjado.

3.1.10.2 MATERIALES

En lo referente a los materiales se destacan tres campos bien distinguidos:

- Hormigón

Por un lado, se encuentra el hormigón normal, por defecto, que en esta versión del programa es el único permitido. Por consiguiente, será este tipo de hormigón el empleado en el forjado de la obra.

Además, se precisa la selección de dos características del hormigón a emplear para completar su definición:

En primer lugar, la resistencia característica (MPa), que en este caso en concreto se ha optado por un hormigón HA-50.

En segunda instancia, el coeficiente de minoración γ_c , que para el hormigón es 1,5.

Situación de proyecto	Hormigón γ_c	Acero pasivo y activo γ_s
Persistente o transitoria	1,5	1,15
Accidental	1,3	1,0

Tabla 90. Coeficiente de minoración del hormigón.

- Acero estructural

En lo referente al acero estructural, se debe procurar la selección de los valores referentes a los siguientes apartados.

Primero, el límite elástico (MPa), que para el acero empleado en esta obra es como mínimo de 275 N/mm².

Por otra parte, el coeficiente de minoración γ_a , viene definido según el Código Técnico de la Edificación, en el apartado “2.3.3 Coeficientes parciales de seguridad para determinar la resistencia” (DB-A pág. 6), donde se impone un valor de 1,05 como coeficiente parcial de seguridad relativo a los fenómenos de inestabilidad.

- Acero de armado

En cuanto al acero de armado, se dispone la posibilidad de seleccionar dos tipos bien diferenciados, B-400S o B-500S. En esta ocasión se escoge la segunda opción.

Para el acero de las armaduras, el coeficiente de minoración γ_s , es 1,15.

Situación de proyecto	Hormigón γ_c	Acero pasivo y activo γ_s
Persistente o transitoria	1,5	1,15
Accidental	1,3	1,0

Tabla 91. Coeficiente de minoración del acero.

Finalmente, se hace referencia a los recubrimientos mecánicos tanto superior como inferior. Según el programa, se establece que en el caso de dos, tres o más vanos, será necesario introducir el valor del recubrimiento de la armadura negativa (el valor por defecto es de 2,5 cm).

Por otro lado, siempre que se seleccione el cálculo de la Resistencia al fuego, habrá que introducir el recubrimiento mecánico de la armadura positiva. El límite mínimo del recubrimiento inferior de la armadura positiva es de 3,5 cm tal y como indica la parte 1-2 del EC4.

Para cerciorar los valores o, si es preciso, modificarlos se llevan a cabo unas pequeñas comprobaciones manuales:

Primero, se determina que la clase general de exposición es Clase I (no agresiva), dado que se trata de un elemento estructural de un edificio, en concreto, un forjado, que está protegido de la intemperie y no se encuentra sometido a condensación.

Por otro lado, se estipula una vida útil de proyecto de 50 años y con la Clase I de exposición, se pueden obtener los recubrimientos mínimos, en este caso 15 mm.

Clase de exposición	Tipo de cemento	Resistencia característica del hormigón [N/mm ²]	Vida útil de proyecto (t _g), (años)	
			50	100
I	Cualquiera	$f_{ck} \geq 25$	15	25
II a	CEM I	$25 \leq f_{ck} < 40$	15	25
		$f_{ck} \geq 40$	10	20
	Otros tipos de cementos o en el caso de empleo de adiciones al hormigón	$25 \leq f_{ck} < 40$	20	30
		$f_{ck} \geq 40$	15	25
II b	CEM I	$25 \leq f_{ck} < 40$	20	30
		$f_{ck} \geq 40$	15	25
	Otros tipos de cementos o en el caso de empleo de adiciones al hormigón	$25 \leq f_{ck} < 40$	25	35
		$f_{ck} \geq 40$	20	30

Tabla 92. Recubrimientos mínimos para las clases de exposición I y II.

A partir de este valor se puede conseguir el recubrimiento nominal mediante la siguiente ecuación:

$$r_{\text{nom}} = r_{\text{mín}} + \Delta r$$

Cuyos términos hacen referencia a:

r_{nom} : Recubrimiento nominal.

$r_{\text{mín}}$: Recubrimiento mínimo.

Δr : Margen de recubrimiento, en función del nivel de control de ejecución, y cuyo valor será:

- 0 mm en elemento prefabricados con control intenso de ejecución.
- 5 mm en el caso de elementos ejecutados in situ con nivel intenso de control de ejecución.

- 10 mm en el resto de casos.

Por motivos de seguridad, se establece el valor de 10 mm para el margen de recubrimiento (Δr).

Una vez determinados estos valores, se sustituyen en la fórmula anterior obteniéndose un recubrimiento nominal (r_{nom}) = 15 mm + 10 mm = 25 mm.

Para hallar el recubrimiento mecánico de las armaduras se precisa además del diámetro de las barras impuestas, que en esta ocasión son de 12 mm (dato obtenido tras la ejecución de los cálculos).

Por tanto, se procede a obtener el valor del recubrimiento mecánico mínimo admisible:

$$r_{mec} = r_{nom} + \frac{\text{diámetro barras armadura}}{2} = 25 + \frac{12}{2} = 31 \text{ mm}$$

Dada la facilidad que supone la ejecución de los cálculos mediante el programa, con el objetivo de posicionar siempre el proyecto del lado de la seguridad, tras varias comprobaciones y contrastando los resultados, finalmente se establece la manutención del valor de 3'5 cm de recubrimiento inferior de la armadura positiva y la implantación de este mismo valor para el recubrimiento superior de la armadura negativa.

Figura 32. Materiales del forjado.

3.1.10.3 CARGAS

En lo referente a las cargas que intervienen sobre el forjado, se destaca que en la opción “Superficial”, se podrán introducir los valores de las cargas permanentes y sobrecargas que solicitan el forjado, ambas de servicio.

Para el caso presente de forjados de 3 o más vanos es aconsejable accionar la opción de “Alternancia de Sobrecargas”, obteniéndose así los esfuerzos máximos que solicitan el forjado realizando la alternancia de sobrecargas en los distintos vanos.

Además, en el programa se especifica que el peso propio lo calcula internamente el programa en función de la definición geométrica del forjado, por lo que no ha de introducirse dentro del valor de la carga permanente.

De este modo, se procede a definir los parámetros de las solicitaciones aparentes para su posterior cálculo:

- Acciones permanentes

En este apartado, se estudia el peso propio de los elementos implantados sobre el forjado. Como en este caso, el techo de la entreplanta se encuentra suspendido mediante un sistema de correas, evidentemente, este elemento no interviene sobre el forjado. Sin embargo, tanto los tabiques como el suelo colocado sobre la entreplanta, tendrán una repercusión importante sobre el forjado.

Por consiguiente, se realiza el cálculo del peso propio de los elementos que reposan sobre el forjado.

- Peso tabiques: $0,3676 \text{ kN/m}^2 \approx 0,37 \text{ kN/m}^2$
- Peso suelo: $0,4 \text{ kN/m}^2$
- Peso tabiques + Peso suelo = $0,37 + 0,4 = 0,77 \text{ kN/m}^2$

Por otro lado, si se presta atención al libro “CYPE 2010 Cálculo de estructuras metálicas con Nuevo Metal 3D” del autor Antonio Manuel Reyes Rodríguez, el cual se utiliza a modo de manual para la ejecución de los cálculos en el programa de cálculo estructural mencionado, se destaca que para la entreplanta, si se pretende implantar un suelo y tabicar encima de un forjado unidireccional, se debe incrementar el peso en 200 kg/m^2 , es decir, en aproximadamente 2 kN/m^2 (pág. 390).

Puesto que el valor de carga sobre el forjado propuesto por el consejo del libro es superior al calculado con los tabiques y suelos de implantación previsible, tomando posición, como ya se viene haciendo, del lado de la seguridad y procurando posibles modificaciones posteriores en la distribución de tabiques y suelos de la entreplanta, se tomará el valor de 2 kN/m^2 como peso propio de los elementos que sostiene el forjado implantado.

- Solicitaciones variables

En lo referente a las cargas variables se destaca que únicamente tendrá lugar una sobrecarga de uso, debida al tránsito de personas y materiales sobre la entreplanta. Por consiguiente, se acude al apartado “3.1.1 Valores de la sobrecarga de uso” del CTE (DB-SE-AE pág. 5).

Categoría de uso		Subcategorías de uso		Carga uniforme [kN/m ²]	Carga concentrada [kN]
A	Zonas residenciales	A1	Viviendas y zonas de habitaciones en, hospitales y hoteles	2	2
		A2	Trasteros	3	2
B	Zonas administrativas			2	2
C	Zonas de acceso al público (con la excepción de las superficies pertenecientes a las categorías A, B, y D)	C1	Zonas con mesas y sillas	3	4
		C2	Zonas con asientos fijos	4	4
		C3	Zonas sin obstáculos que impidan el libre movimiento de las personas como vestíbulos de edificios públicos, administrativos, hoteles; salas de exposición en museos; etc.	5	4
		C4	Zonas destinadas a gimnasio u actividades físicas	5	7
		C5	Zonas de aglomeración (salas de conciertos, estadios, etc)	5	4
D	Zonas comerciales	D1	Locales comerciales	5	4
		D2	Supermercados, hipermercados o grandes superficies	5	7
E	Zonas de tráfico y de aparcamiento para vehículos ligeros (peso total < 30 kN)			2	20 ⁽¹⁾
F	Cubiertas transitables accesibles sólo privadamente ⁽²⁾			1	2
G	Cubiertas accesibles únicamente para conservación ⁽³⁾	G1 ⁽⁷⁾	Cubiertas con inclinación inferior a 20°	1 ⁽⁴⁾⁽⁶⁾	2
		G2	Cubiertas ligeras sobre correas (sin forjado) ⁽⁵⁾	0,4 ⁽⁴⁾	1
				0	2

Tabla 93. Valores característicos de la sobrecarga de uso.

Como se puede apreciar en la tabla superior el valor de sobrecarga de uso para la entreplanta es de 3 kN/m². Se escoge este valor puesto que al destinarse los espacios de la entreplanta en su mayoría a oficinas y despachos, supone una cifra más desfavorable y perjudicial que los 2 kN/m², asignados a zonas administrativas.

Finalmente, el programa de cálculo del forjado ofrece también la opción de los Coeficientes de Mayoración, tanto de las cargas permanentes como de las sobrecargas. Los valores por defecto de los coeficientes de mayoración son de 1,35 para las cargas permanentes

y de 1,5 para las sobrecargas. Dichos valores coinciden con los establecidos en el Código Técnico (DB-SE pág. 11) y, por tanto, se mantienen.

Los cálculos relativos a los Estados Límites Últimos se realizarán empleando los coeficientes de mayoración aquí introducidos. Sin embargo, en el caso de los Estados Límites de Servicio el valor del coeficiente de mayoración es de 1 tanto para las cargas permanentes como para las sobrecargas.

Por último cabe destacar la opción de Resistencia al fuego, la cual se emplea para que el propio programa realice un análisis de la resistencia al fuego del forjado para la carga introducida.

En este caso, se activara la opción de resistencia de 60 minutos. Para más información sobre la resistencia al fuego en forjados unidireccionales se puede acudir al Documento Básico de Seguridad en caso de Incendio (DB-SIC pág. 4).

Figura 33. Cargas del forjado.

3.1.10.4 CÁLCULOS

Una vez definidos los parámetros descritos anteriormente, se ejecutan los cálculos mediante el programa mencionado facilitado por el fabricante.

De este modo se obtiene la siguiente tabla de resultados:

Tabla de resultados para canto total mínimo, en cm ✕

ESPESOR	MT-60	MT-76	MT-100
0.8		22.00 (0.19)	29.00 (0.22)
0.9		19.00 (0.16)	26.00 (0.19)
1.0		18.00 (0.15)	23.00 (0.16)
1.2		17.00 (0.14)	15.00 (0.08)
1.5	25.00 (0.22)	17.00 (0.14)	14.00 (0.07)

Para cada combinación espesor-tipo de perfil se indica el resultado, en fondo rojo o azul según deba apuntalarse o no. Una casilla vacía indica que falló alguna comprobación (flecha, canto excesivo, datos...). El dato entre paréntesis es el volumen de hormigón, en m³/m².

✓ Aceptar
 Imprimir
 Ayuda

Tabla 94. Resultados.

Como se puede apreciar, se destaca para cada combinación espesor-tipo de perfil un resultado de canto total mínimo (cm), en fondo rojo o azul según deba apuntalarse o no.

Aunque se obtiene un resultado válido con un canto total mínimo de 15 cm para un perfil MT-100 de 1,2 mm, se procede a la introducción únicamente de dicho valor de canto total mínimo a modo de comprobación para verificar la validez de este resultado.

The screenshot shows the 'Forjados colaborantes HIANSA' software interface. The window title is 'Forjados colaborantes HIANSA'. The interface is divided into several sections:

- Datos geométricos** (Geometric Data):
 - Número de vanos** (Number of spans): Three diagrams showing different span configurations. The third diagram, with three spans, is highlighted with a red box.
 - Coeficiente de redist. de negativos (%)** (Coefficient of redistribution of negatives (%)): Input field with the value '15'.
- Tipo de perfil** (Profile type):
 - Radio buttons for MT-60, MT-76, and MT-100.
 - Check box for **Todos** (All), which is checked.
- Espesor** (Thickness):
 - Radio buttons for 0.8mm, 0.9mm, 1.0mm, 1.2mm, and 1.5mm.
- Other parameters**:
 - Luz del vano (m)** (Span length (m)): Input field with the value '5'.
 - Canto total (cm)** (Total depth (cm)): Input field with the value '15'.
 - Lím. flecha rel. (Lv/x)** (Relative deflection limit (Lv/x)): Input field with the value '500'.
 - Lím. flecha abs. (mm)** (Absolute deflection limit (mm)): Input field with the value '10'.
 - Check box for **Conectores en extremos** (Connectors at ends), which is unchecked.

At the bottom of the interface, there is a 'Calcular' (Calculate) button on the left, the 'Hiansa Grupo Hiemesa' logo in the center, and an 'Ayuda' (Help) button on the right. A photograph of a building's steel structure is visible in the background on the right side of the window.

Figura 34. Datos geométricos con canto total introducido.

De este modo, se obtiene de nuevo una tabla de resultados en función esta vez del canto total mínimo.

Tabla de resultados para comprobación de datos

ESPESOR	MT-60	MT-76	MT-100
0.8			
0.9			
1.0			
1.2			CORRECT ((0.08)
1.5			CORRECT ((0.08)

Para cada combinación espesor-tipo de perfil se indica el resultado, en fondo rojo o azul según deba apuntalarse o no. Una casilla vacía indica que falló alguna comprobación (flecha, canto excesivo, datos...). El dato entre paréntesis es el volumen de hormigón, en m³/m².

Tabla 95. Resultados.

Con lo cual, se observa que efectivamente, con un canto total mínimo de 15 cm, existen dos posibilidades válidas que cumplen los requisitos definidos. Por un lado, una solución basada en un perfil MT-100 de 1,2 mm de espesor y, por otro lado, otra del mismo tipo de perfil pero de un espesor superior, en concreto, de 1,5 mm.

Finalmente, se opta por la primera solución, con un perfil MT-100 de 1,2 mm de espesor.

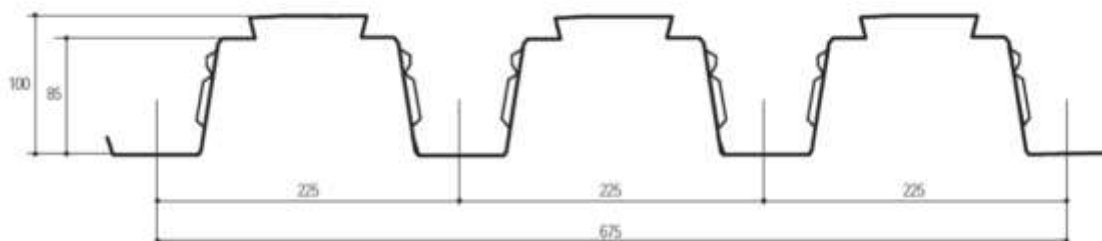


Figura 35. Perfil "MT-100".

A continuación, se introducen todos los datos obtenidos para ejecutar los cálculos y obtener los resultados finales.

Figura 36. Datos definitivos para resultados finales.

3.1.10.5 RESULTADOS

De este modo, el propio programa proporciona las tablas de resultados con las comprobaciones pertinentes que se muestran a continuación.

PARÁMETROS DE ENTRADA (INTRODUCIDOS)		
DATOS GEOMÉTRICOS		
Número de vanos	%	3
Coefficiente de redistribución de negativos	%	15
Luz del vano	m	5.0
Tipo de perfil		MT-100
Espesor	mm	1.2
Canto total	cm	15
Límite de flecha relativo		500
Límite de flecha absoluto	mm	10
Conectores en extremos		NO
MATERIALES		
HORMIGÓN		
Tipo de hormigón		NORMAL
Resistencia característica del hormigón	MPa	50
Coefficiente de minoración de resistencia γ_c		1.5
Densidad o peso específico	kN/m ³	24.0
ACERO ESTRUCTURAL		
Límite elástico	MPa	275
Coefficiente de minoración de resistencia γ_s		1.05
ACERO DE ARMADO		
Tipo de acero de armar		B500S
Coefficiente de minoración de resistencia γ_s		1.15
Recubrimiento mecánico superior	cm	3.5
Recubrimiento mecánico inferior	cm	3.5
CARGAS		
Carga superficial		SI
Valor de la carga superficial permanente	kN/m ²	2.0
Valor de la carga superficial variable	kN/m ²	3.0
Alternancia de sobrecargas		SI
Carga lineal		NO
Carga puntual		NO
Coefficiente de mayoración de acciones perman. γ_p		1.35
Coefficiente de mayoración de acciones variables γ_q		1.5
Carga sísmica		NO
Carga dinámica		NO
Resistencia al fuego		RF-60

PARÁMETROS DE SALIDA (CALCULADOS)		
FASE DE EJECUCIÓN (art. 7.3.2.1, 7.4.1 y 7.5 de EC4 y parte 1-3 de EC3)		
Coefficiente de seguridad de cargas permanentes, γ_{pe}		1.35
Coefficiente de seguridad de cargas variables, γ_{Qe}		1.35
Momento máximo negativo, $M_{\max, \text{neg. d}}$	mkN/m	11.70
Momento máximo positivo, $M_{\max, \text{pos. d}}$	mkN/m	9.77
Momento resistente elástico eficaz positivo, M_{Rep}	mkN/m	12.97
Momento resistente elástico eficaz negativo, M_{Ren}	mkN/m	11.70
Comprobación a flexión: $M_{\max, \text{pos. d}} \leq M_{\text{Rep}}$		CORRECTO
Cortante máximo en apoyos, $V_{e, d}$	kN/m	15.29
Cortante resistente, V_{ue}	kN/m	134.87
Comprobación a cortante: $V_{e, d} \leq 0.5 \cdot V_{ue}$		CORRECTO
Flecha para análisis de embalsamiento (peso propio+sobrec. ejecución), f_{eb}	mm	29.99
Embalsamiento: ($f_{eb} > L_v/250$ o 20mm)		SI
Flecha del forjado (peso propio acero + hormigón), f_{ec}	mm	15.32
Necesidad de apuntalamiento		NO
FASE MIXTA (artículos 7.3.2.2, 7.4.2 y 7.6 de EC4)		
Resultante de compresiones en el hormigón, N_{cf}	kN/m	544.24
Fibra neutra de la sección mixta, x	cm	1.92
Comprobación de los datos		CORRECTO
Momento último resistente, $M_{p, Rd}$	mkN/m	45.59
Momento máximo positivo, $M_{\max, d}^+$	mkN/m	22.71
Comprobación a flexión: ($M_{\max, d}^+ \leq M_{p, Rd}$)		CORRECTO
Momento máximo negativo, $M_{\max, d}^-$	mkN/m	16.93
Cortante último vertical, $V_{v, Rd}$	kN/m	51.31
Cortante vertical máximo, $V_{v, \max, d}$	kN/m	30.90
Comprobación a cortante vertical: ($V_{v, \max, d} \leq V_{v, Rd}$)		CORRECTO
Luz de cortante, L_s	m	1.25
Cortante último a rasante, $V_{l, Rd}$	kN/m	16.82
Cortante máximo para rasante, $V_{l, \max, d}$	kN/m	15.53
Comprobación a rasante: ($V_{l, \max, d} \leq V_{l, Rd}$)		CORRECTO
Coefficiente de equivalencia a tiempo infinito ($n = E_s/(E_{cm}/2)$)		11.35
Inercia de la sección homogeneizada, I_T	m ⁴ /m	1.826e-05
Inercia homogeneizada de la sección fisurada, I_{Tf}	m ⁴ /m	1.046e-05
Inercia a considerar para el cálculo de la flecha, I_f	m ⁴ /m	1.436e-05
Carga superficial que actúa sobre el forjado, Q_d	kN/m ²	10.17
Flecha, f	mm	7.15
Comprobación de flecha ($f \leq L_v/500$ o 10mm)		CORRECTO
Área de armaduras, A_s	cm ² /m	3.62
Diámetro de barras de armadura negativa	mm	12.00

RESISTENCIA AL FUEGO (Parte 1-2 de EC4)		
PARÁMETROS GEOMÉTRICOS SEGÚN ART. 4.3 DE PARTE 1-2 EC4		
Distancia u_1	mm	36.97
Comprobación $u_1 > 50\text{mm}$		INCORRECTO
Distancia u_2	mm	47.76
Comprobación $u_2 > 50\text{mm}$		INCORRECTO
Distancia u_3	mm	35.00
Comprobación u_3		CORRECTO
Parámetro Z		2.09
Comprobación Z		CORRECTO
COEFICIENTES		
Coef. de minoración del hormigón en situación de incendio, $\gamma_{m,fi,c}$		1.00
Coef. de minoración del acero en situación de incendio, $\gamma_{m,fi,s}$		1.00
Coef. de mayoración de acciones perm. en situación de incendio, γ_{GA}		1.00
Factor de reducción para el efecto de las acciones, η_{fi}		0.56
Coefficiente de combinación, γ_{11}		0.50
ESFUERZOS		
Momento máximo positivo, $M_{\text{max.d.fi}}^+$	mkN/m	12.73
Momento máximo negativo, $M_{\text{max.d.fi}}^-$	mkN/m	9.49
RESULTADOS		
Espesor eficaz, h_{eff}	cm	7.63
Área de armadura positiva por valle, As_{fi}^+	cm ² /m	0.97
Nº de barras de armadura positiva por valle		1
Diámetro de la armadura positiva	mm	12.00
Área de armadura negativa, As_{fi}^-	cm ² /m	3.62
Diámetro de barras de armadura negativa	mm	12.00
Separación entre barras de armadura negativa	cm	30.00
Temperatura de la armadura inferior, $\theta_{s,\text{inf}}$	°C	443.08
Temperatura de la armadura superior, $\theta_{s,\text{sup}}$	°C	317.45
Coefficiente de reducción de resistencia de la armadura inferior, K_s^+		0.55
Coefficiente de reducción de resistencia de la armadura superior, K_s^-		0.78

3.1.11 MEDIOS DE ACCESO A LA ENTREPLANTA

El diseño de la entreplanta y los accesorios (escaleras, barandillas, puertas) va encaminado a salvaguardar la seguridad y confort en la utilización de la misma, siguiendo las directrices del CTE-SU (Seguridad de Utilización) y CTE-SI (Seguridad en caso de Incendio).

Además se contemplan otras normas como el RD 486/1997 “Disposiciones mínimas de seguridad y salud en los lugares de trabajo” (Aplicado a escaleras y barandillas), así como la UNE-EN-ISO 14.122 “Seguridad de las máquinas. Medios de acceso permanente a máquinas e instalaciones industriales”.

Por consiguiente, prestando atención a las disposiciones mencionadas, se procede al diseño de los distintos elementos de acceso a la entreplanta.

3.1.11.1 ESCALERAS

Se estima necesaria la implantación de un sistema de acceso a la entreplanta situado en un lateral de la nave.

Para realizar el diseño de estos elementos, se considera conveniente atender a los posibles criterios constructivos facilitados por el libro “Arte de proyectar en arquitectura”, del autor Ernst Neufert, de la editorial Gustavo Gili, S.A.

Por tanto, siguiendo las prescripciones pertinentes se determina la ejecución de unos tramos de escalera de 1 metro de anchura, con una relación de 22 centímetros de huella frente a 20 centímetros de contrahuella.

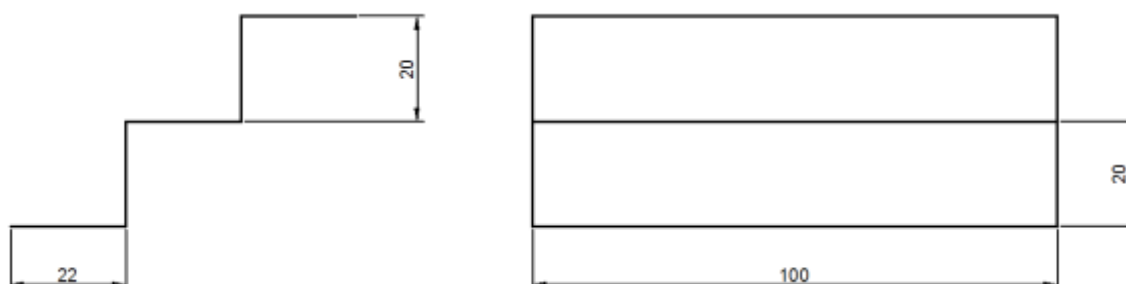


Figura 37. Medidas huella y contrahuella.

Dados los 3 metros de altura a salvar mediante estos elementos, se considera además la ejecución de la escalera en dos tramos a 90° con meseta intermedia para el acceso a la entreplanta.

De este modo se establece un tramo superior de 7 peldaños y uno inferior de 8, con lo cual, se mantiene el respeto de los consejos y normas constructivas referentes a estos elementos, sin superar el número máximo de peldaños por tramo aconsejables.

Por otro lado, prestando atención al Documento Básico de Seguridad en caso de Incendio, Sección SI 3 “Evacuación de ocupantes”, capítulo 4 “Dimensionado de medios de evacuación”, apartado 4.2 “Cálculo”, se destaca la siguiente tabla referente a la capacidad de evacuación de las escaleras en función de su anchura (DB-SI3 pág. 5).

Anchura de la escalera en m	Escalera no protegida		Escalera protegida (evacuación descendente o ascendente) ⁽¹⁾					
	Evacuación ascendente ⁽²⁾	Evacuación descendente	Nº de plantas					
			2	4	6	8	10	cada planta más
1,00	132	160	224	288	352	416	480	+32
1,10	145	176	248	320	392	464	536	+36
1,20	158	192	274	356	438	520	602	+41
1,30	171	208	302	396	490	584	678	+47
1,40	184	224	328	432	536	640	744	+52
1,50	198	240	356	472	588	704	820	+58
1,60	211	256	384	512	640	768	896	+64
1,70	224	272	414	556	698	840	982	+71
1,80	237	288	442	596	750	904	1058	+77
1,90	250	304	472	640	808	976	1144	+84
2,00	264	320	504	688	872	1056	1240	+92
2,10	277	336	534	732	930	1128	1326	+99
2,20	290	352	566	780	994	1208	1422	+107
2,30	303	368	598	828	1058	1288	1518	+115
2,40	316	384	630	876	1122	1368	1614	+123

Número de ocupantes que pueden utilizar la escalera

Tabla 96. Capacidad de evacuación de la escalera en función de su anchura.

Una vez determinados todos los datos necesarios para conocer las características que debe tener la escalera de acceso a la entreplanta, se selecciona la solución óptima del catálogo de entreplantas y medios de acceso de la empresa Mecalux.

Al tratarse de una escalera prefabricada ofrece una mayor flexibilidad a la hora de decidir su ubicación tratando siempre de que sea la que menor espacio útil ocupe, cumpliendo siempre con la normativa especificada anteriormente.

La escalera seleccionada como se menciona anteriormente constará de dos tramos a 90° como refleja la siguiente imagen:

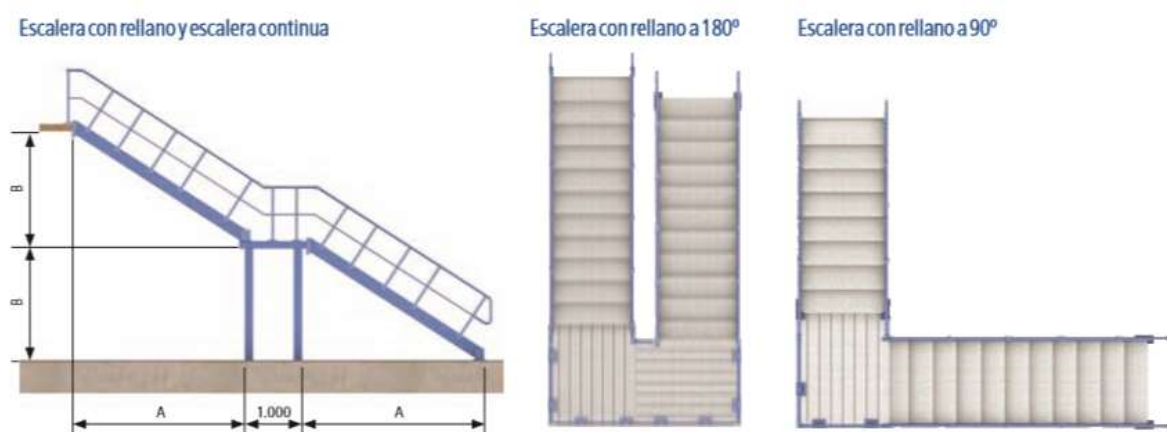


Figura 38. Medidas huella y contrahuella.

3.1.12 PUERTAS

Se considera conveniente prestar especial atención al Documento Básico de Seguridad en caso de Incendio (DB-SI) del Código Técnico de la Edificación, para estimar las consideraciones pertinentes y el número de puertas de acceso y evacuación de la nave.

Por consiguiente, según determina la sección 3 del documento mencionado, “Evacuación de ocupantes”, en el apartado 3 “Número de salidas y longitud de los recorridos de evacuación” (DB-SI3 pág. 3), se establecen los requisitos pertinentes para determinar el número de salidas necesarias en la nave.

Número de salidas existentes	Condiciones
Plantas o recintos que disponen de una única salida de planta o salida de recinto respectivamente	<p>No se admite en <i>uso Hospitalario</i>, en las plantas de hospitalización o de tratamiento intensivo, así como en salas o unidades para pacientes hospitalizados cuya superficie construida exceda de 90 m².</p> <p>La ocupación no excede de 100 personas, excepto en los casos que se indican a continuación:</p> <ul style="list-style-type: none"> - 500 personas en el conjunto del edificio, en el caso de <i>salida de un edificio</i> de viviendas; - 50 personas en zonas desde las que la evacuación hasta una <i>salida de planta</i> deba salvar una altura mayor que 2 m en sentido ascendente; - 50 alumnos en escuelas infantiles, o de enseñanza primaria o secundaria. <p>La longitud de los recorridos de evacuación hasta una <i>salida de planta</i> no excede de 25 m, excepto en los casos que se indican a continuación:</p> <ul style="list-style-type: none"> - 35 m en <i>uso Aparcamiento</i>; - 50 m si se trata de una planta, incluso de <i>uso Aparcamiento</i>, que tiene una salida directa al <i>espacio exterior seguro</i> y la ocupación no excede de 25 personas, o bien de un espacio al aire libre en el que el riesgo de incendio sea irrelevante, por ejemplo, una cubierta de edificio, una terraza, etc. <p>La <i>altura de evacuación</i> descendente de la planta considerada no excede de 28 m, excepto en <i>uso Residencial Público</i>, en cuyo caso es, como máximo, la segunda planta por encima de la de <i>salida de edificio</i> ⁽²⁾, o de 10 m cuando la evacuación sea ascendente.</p>
Plantas o recintos que disponen de más de una salida de planta o salida de recinto respectivamente ⁽³⁾	<p>La longitud de los recorridos de evacuación hasta alguna <i>salida de planta</i> no excede de 50 m, excepto en los casos que se indican a continuación:</p> <ul style="list-style-type: none"> - 35 m en zonas en las que se prevea la presencia de ocupantes que duermen, o en plantas de hospitalización o de tratamiento intensivo en <i>uso Hospitalario</i> y en plantas de escuela infantil o de enseñanza primaria. - 75 m en espacios al aire libre en los que el riesgo de declaración de un incendio sea irrelevante, por ejemplo, una cubierta de edificio, una terraza, etc. <p>La longitud de los recorridos de evacuación desde su origen hasta llegar a algún punto desde el cual existan al menos dos <i>recorridos alternativos</i> no excede de 15 m en plantas de hospitalización o de tratamiento intensivo en <i>uso Hospitalario</i> o de la longitud máxima admisible cuando se dispone de una sola salida, en el resto de los casos.</p> <p>Si la <i>altura de evacuación</i> descendente de la planta obliga a que exista más de una <i>salida de planta</i> o si más de 50 personas precisan salvar en sentido ascendente una <i>altura de evacuación</i> mayor que 2 m, al menos dos <i>salidas de planta</i> conducen a dos escaleras diferentes.</p>

Tabla 97. Número de salidas de planta y longitud de los recorridos de evacuación.

En primer lugar se establece una distancia máxima de 50 metros desde cualquier punto de la nave hasta alguna salida de planta.

En segunda instancia, se establece una distancia también de 50 metros desde cualquier punto de la nave hasta una zona donde existan al menos dos recorridos alternativos de evacuación, puesto que la nave tiene una salida segura y directa al exterior.

En este caso, se considera suficiente un único acceso a entreplanta que será empleado como salida de planta en caso de emergencia.

Finalmente, satisfaciendo dichas condiciones, se estima la implantación de dos puertas de acceso a la nave, una situada en el lateral donde se ubica la escalera de acceso a la entreplanta, mientras que la otra se dispondrá en el frente de la nave. Dichas puertas responden a dos tipos distintos:

- Puerta cortafuegos con barras antipánico.
- Puerta corredera industrial de acceso a la nave.

3.1.12.1 PUERTA CONTRA INCENDIOS

El tipo de puertas contra incendios seleccionadas pertenecen a la empresa Athenea (instituto de protección).

Finalmente, se ha optado por el modelo de puerta Athenea doble, la cual presenta las siguientes características:

- La estructura está construida en acero galvanizado de 0,8 mm de espesor rellena de una combinación de materiales aislantes ignífugos y térmicos.
- Su grosor es de 50 mm con un solape de 20 mm.
- Está disponible tanto en acero prelacado como en inoxidable.
- Dos bisagras con rodamientos de bolas y tornillos para regulación vertical.

A continuación se expone un cuadro de dimensiones con la referencia de pedido EI60D2000/2050.

MEDIDAS STANDARD STANDARD MEASUREMENT									
Referencia	Huevo de Obra		División de Hojas		Luz libre de paso			Externo marco	
	anchura ⁺²⁰ / ₁₀	altura ⁺¹⁰ / ₅	hoja principal L1	hoja secundaria L2	anchura		altura	anchura	altura
					total	principal			
EI60D1150/2050	1150	2050	750	400	1070	675	2010	1176	2063
EI60D1200/2050	1200	2050	800	400	1120	725	2010	1226	2063
EI60D1250/2050	1250	2050	800	450	1170	725	2010	1276	2063
EI60D1300/2050	1300	2050	900	400	1220	825	2010	1326	2063
EI60D1350/2050	1350	2050	900	450	1270	825	2010	1376	2063
EI60D1400/2050	1400	2050	1000	400	1320	925	2010	1426	2063
EI60D1450/2050	1450	2050	1000	450	1370	925	2010	1476	2063
EI60D1500/2050	1500	2050	900	600	1420	825	2010	1526	2063
EI60D1600/2050	1600	2050	800	800	1520	725	2010	1626	2063
EI60D1700/2050	1700	2050	900	800	1620	825	2010	1726	2063
EI60D1800/2050	1800	2050	900	900	1720	825	2010	1826	2063
EI60D1900/2050	1900	2050	1000	900	1820	925	2010	1926	2063
EI60D2000/2050	2000	2050	1000	1000	1920	925	2010	2026	2063

Tabla 98. Medidas puerta corta fuegos modelo "Athenea".

Finalmente, cabe destacar que la implantación de esta puerta se realizará entre el cuarto y el quinto pórtico en un único lateral de la nave y su implantación se llevará a cabo mediante el marco propiciado a través del dintel entre ambos pilares de los pórticos y los dos pilarillos desde el suelo hasta el mencionado dintel implantados para la ocasión.

3.1.12.2 PUERTAS CORREDERAS INDUSTRIALES

Las puertas correderas seleccionadas pertenecen a la empresa de puertas industriales H rmann, concretamente al modelo de puertas de panel sándwich con material aislante KSP.

Dicho modelo dispone de un núcleo PUR de espuma dura para aislamiento térmico.

Las chapas de cobertura y el núcleo de espuma dura de poliuretano est n unidos entre sí de forma resistente al desprendimiento. Esta firme unión de materiales hace que la hoja de la puerta enrasada con la superficie sea estable a la torsión durante una larga vida útil. Gracias al fuerte núcleo aislante, la hoja est  al mismo tiempo aislada térmicamente.



Figura 39. Unión chapas núcleo de espuma.

Por otro lado, cabe destacar que el material galvanizado en caliente y la imprimación adherente (2K-PUR) protegen la puerta contra las influencias meteorológicas. Además, el acabado estándar gofrado Stucco se dispone por ambas caras.

Cabe mencionar también, la posibilidad de incorporar una puerta peatonal en la propia puerta e incluir acristalamientos para una mayor luz y visibilidad en la nave.

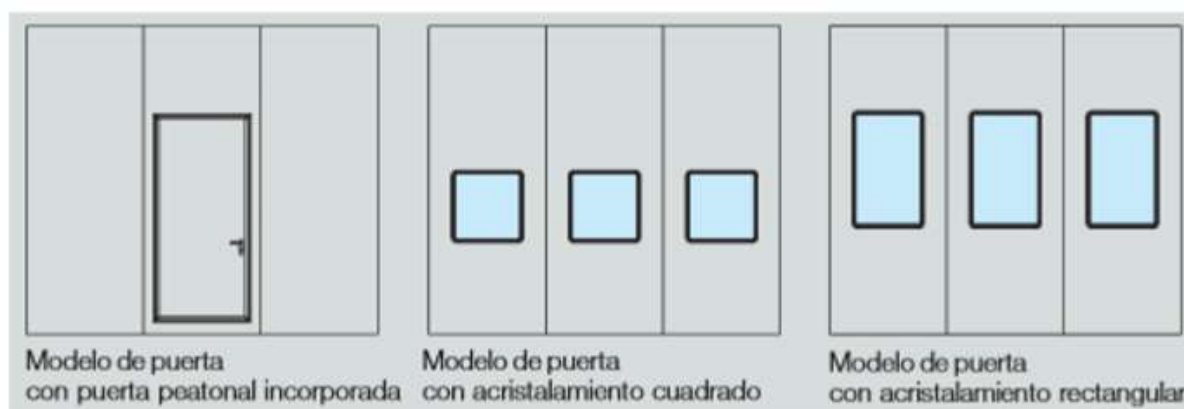


Figura 40. Modelos de puerta corredera industrial "Hörmann".

Finalmente, se exponen las características técnicas de este modelo de puerta:

Campo de medidas
Puertas de 1 y de 2 hojas Ancho hasta 8000 mm Alto hasta 5000 mm
Tipos de anclajes
Exterior delante de la pared exterior Interior (pared interior o exterior)
Espacio necesario para dintel
Según medida de puerta 260-380 mm
Carga de viento EN 12424
Clase 2
Comportamiento en fuego DIN 4102
Hoja KSP: clase de material B2 (inflamabilidad normal)
Peso de la hoja
KSP: 25 kg/m ²
Ventilación: Bajo pedido, todas las versiones de puerta con ranuras de ventilación o tapa corredera.

Tabla 99. Características técnicas de puerta industrial "Hörmann".

En lo referente al cálculo y repercusión sobre la estructura de la nave, en primer lugar se deben establecer las dimensiones de las puertas que se van a implantar, en este caso serán de 5 metros de ancho (distancia entre pilarillos de pórtico hastial frontal) y 3,5 metros de alto, teniendo en cuenta que las medidas de los vehículos empleados por la empresa Riegos del Norte S.A. no sobrepasan dichas medidas.

Una vez determinadas las dimensiones de las puertas, se procede al cálculo de las cargas generadas sobre la estructura. Para ello es necesario prestar atención al dato referente al peso de la puerta (25 kg/m^2).

Por tanto, dicho valor ha de multiplicarse por la altura de la puerta para proceder a la correspondiente consideración de la carga permanente ejercida por la puerta sobre el dintel de sujeción de esta.

$$Q_{PP} \text{ (Puerta sobre el pilarillo)} = 25 \text{ kg/m}^2 \cdot 3,5 \text{ m} = 87,5 \text{ kg/m} = \mathbf{0,8584 \text{ kN/m}}$$

3.1.10 DIMENSIONAMIENTO MEDIANTE EL PROGRAMA DE CÁLCULO

Con el objetivo de evitar la realización de un cálculo manual y tedioso, se precisa la utilización de modo adecuado del programa de cálculo Cype Ingenieros, mencionado en la introducción de este anexo.

En primer lugar, una vez definida la geometría de la nave completamente y establecidos los cálculos pertinentes de los cerramientos tanto de cubierta como de fachada, se describen dichos parámetros en el “Generador de Pórticos”. De este modo, inicialmente se presentarán los datos de partida y las acciones que actúan sobre la estructura en cuestión, creando a continuación los pórticos y las correas, tanto de cubierta como de fachada.

Datos de la obra

- Separación entre pórticos: 5,00 m.
- Profundidad nave industrial: 30,00 m.
- Con cerramiento en cubierta
 - Peso del cerramiento: $0,13 \text{ kN/m}^2$
 - Sobrecarga del cerramiento: $0,40 \text{ kN/m}^2$

- Con cerramiento en laterales
 - Peso del cerramiento: 0.13 kN/m²

Datos de viento

La acción del viento queda descrita según la normativa: CTE DB-SE AE (España)

- Zona eólica: C
- Grado de aspereza: III. Zona rural accidentada o llana con obstáculos.
- Periodo de servicio (años): 50
- Con huecos:

Fachada	Área (m²)	Altura (m)	Nº de huecos iguales
Izquierda	0,00	0,00	0
Derecha	4,10	1,03	1
Frontal	17,50	1,75	1
Trasera	0,00	0,00	0

Tabla 100. Huecos de la nave.

De este modo, el área total de huecos por fachada y su altura media a considerar en el programa es:

- Área derecha: 4,10 m²
- Altura izquierda: 1,03 m
- Área frontal: 17,50 m²

- Altura frontal: 1,75 m

Cabe destacar además, como ya se ha mencionado anteriormente, que dichos huecos no son huecos permanentemente abiertos sino que pertenecen a las puertas de acceso y evacuación de la nave.

Datos de nieve

La acción de la sobrecarga de nieve sobre la estructura queda definida según la normativa: CTE DB-SE AE (España)

- Zona de clima invernal: 2
- Altitud topográfica: 473,00 m
- Cubierta sin resaltos
- Exposición al viento: Normal

Aceros en perfiles

El material que se utilizará mayoritariamente para la estructura, salvo rectificaciones puntuales, es un acero laminado S-275, siendo el valor característico de su tensión de límite elástico $f_y = 275 \text{ N/mm}^2$ y el módulo de elasticidad $E = 206 \text{ GPa}$.

Combinación de acciones

Hipótesis

A continuación se enumeran todas las hipótesis de carga individualmente, que se derivan de las acciones que actúan sobre la estructura.

1. Peso propio
2. Sobrecarga de uso
3. Nieve: estado inicial, (H1-Libre H1-Libre) (H1-Libre H1-Libre)

4. Nieve: redistribución 1, (H2-Libre H2-Libre) (H1-Libre H1-Libre)
5. Nieve: redistribución 2, (H1-Libre H1-Libre) (H2-Libre H2-Libre)
6. V(0°) H1, Viento a 0°, presión exterior tipo 1 con succión interior
7. V(0°) H2, Viento a 0°, presión exterior tipo 1 con presión interior
8. V(0°) H3, Viento a 0°, presión exterior tipo 2 con succión interior
9. V(0°) H4, Viento a 0°, presión exterior tipo 2 con presión interior
10. V(90°) H1, Viento a 90° con presión interior
11. V(90°) H2, Viento a 90° con presión interior
12. V(180°) H1, Viento a 180°, presión exterior tipo 1 con succión interior
13. V(180°) H2, Viento a 180°, presión exterior tipo 1 con presión interior
14. V(180°) H3, Viento a 180°, presión exterior tipo 2 con succión interior
15. V(180°) H4, Viento a 180°, presión exterior tipo 2 con presión interior
16. V(270°) H1, Viento a 270° con presión interior
17. V(270°) H2, Viento a 270° con presión interior

Correas

Una vez definidos los parámetros anteriores, se procede a calcular y dimensionar las correas, tanto de cubierta como de fachada.

Dadas las características simétricas de la estructura, se ha optado por la implantación de 5 correas en cada faldón de cubierta y 3 en cada lateral de fachada. Dichas correas irán colocadas longitudinalmente a lo largo del pabellón siendo los extremos los pórticos hastiales y el pórtico final.

Para estudiarlas se tomarán como vigas continuas de extremo a extremo y tendrán como apoyos los pórticos. El perfil de la serie UPE de las correas irá colocado de forma que el pandeo se produzca en su lado fuerte y este estará perpendicular al faldón.

Por consiguiente, se obtienen los siguientes resultados a partir de los datos prescritos:

Datos de correas de cubierta	
Parámetros de cálculo	Descripción de correas
Límite flecha: $L / 300$	Tipo de perfil: UPE 140
Número de vanos: Tres o más vanos	Separación: 1,875 m.
Tipo de fijación: Fijación rígida	Tipo de Acero: S275
Comprobación	
El perfil seleccionado cumple todas las comprobaciones.	
Porcentajes de aprovechamiento:	
- Tensión: 72.51 %	
- Flecha: 99.71 %	

Tabla 101. Datos de correas de cubierta.

Datos de correas laterales	
Parámetros de cálculo	Descripción de correas
Límite flecha: $L / 300$	Tipo de perfil: UPE 140
Número de vanos: Tres o más vanos	Separación: 2,00 m.
Tipo de fijación: Fijación rígida	Tipo de Acero: S275
Comprobación	
El perfil seleccionado cumple todas las comprobaciones.	
Porcentajes de aprovechamiento:	
- Tensión: 32.64 %	
- Flecha: 46.33 %	

Tabla 102. Datos de correas laterales.

Medición de correas			
Tipo de correas	Nº de correas	Peso lineal kg/m	Peso superficial kN/m ²
Correas de cubierta	10	173.33	0.11
Correas laterales	12	115.55	0.08

Tabla 103. Medición de correas laterales.

Como queda reflejado, los resultados obtenidos en los apartados de cálculo de correas de este anexo son muy similares a los establecidos por Cype, seleccionando mediante ambos métodos los mismos perfiles como óptimos para la nave a estudio.

Pórticos

Se dispondrán 7 pórticos rígidos, separados entre sí 5 metros, logrando así una longitud de nave de 30 metros.

Serán pórticos con 15 metros de luz, 6 metros de altura en alero y 8 metros de altura de cumbrera.

Datos de pórticos			
Pórtico	Tipo exterior	Geometría	Tipo interior
1	Dos aguas	Luz izquierda: 7,50 m. Luz derecha: 7,50 m. Alero izquierdo: 6,00 m. Alero derecho: 6,00 m. Altura cumbrera: 8,00 m.	Pórtico rígido

Tabla 104. Datos de pórticos.

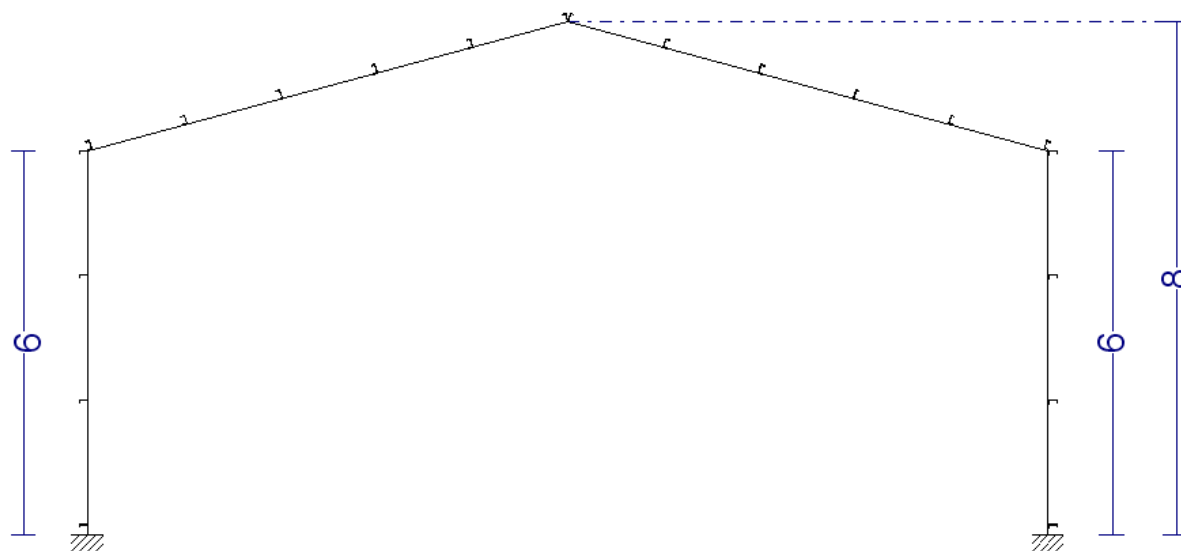


Figura 40. Geometría pórtico tipo.

Los pórticos serán traslacionales, por lo que, no será necesario arriostrarlos en su plano.

Cabe destacar que inicialmente no se define la geometría de la marquesina ya que la herramienta “Generador de Pórticos” de la versión del programa empleada para el cálculo de la nave, no permite definir voladizos. Posteriormente, con la función “Nuevo Metal 3D” se completará la geometría de la estructura además de añadir y combinar de forma manual todas las cargas que actúan sobre la marquesina.

Por último, destacar que los pórticos serán biempotrados. El empotramiento en arranques reduce los momentos máximos y consigue una mayor rigidez transversal del pórtico frente a las fuerzas horizontales, debidas a la acción del viento, seísmos, puentes grúa, etc. Por el contrario incrementa las solicitaciones en cimentación precisando volúmenes mayores de hormigón y de sistemas más complicados de basas.

Finalmente, se exponen los valores de las cargas generadas por el programa sobre cada pórtico:

Pórtico 1

Barra	Hipótesis	Tipo	Posición	Valor	Orientación
Pilar	Carga permanente	Uniforme	---	0.50 kN/m	EG: (0.00, 0.00, -1.00)
Pilar	Viento a 0°, presion exterior tipo 1 con presión interior	Uniforme	---	2.12 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, -1.00)
Pilar	Viento a 0°, presion exterior tipo 1 con presión interior	Uniforme	---	2.12 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, -1.00)
Pilar	Viento a 0°, presion exterior tipo 1 con presión interior	Uniforme	---	0.69 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, -1.00)
Pilar	Viento a 0°, presion exterior tipo 2 con presión interior	Uniforme	---	2.12 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, -1.00)
Pilar	Viento a 0°, presion exterior tipo 2 con presión interior	Uniforme	---	2.12 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, -1.00)
Pilar	Viento a 0°, presion exterior tipo 2 con presión interior	Uniforme	---	0.69 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, -1.00)
Pilar	Viento a 90° con presión interior	Uniforme	---	3.45 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, 1.00)
Pilar	Viento a 90° con presión interior	Uniforme	---	3.45 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, 1.00)
Pilar	Viento a 90° con presión interior	Uniforme	---	0.56 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, -1.00)
Pilar	Viento a 180°, presion exterior tipo 1 con succión interior	Uniforme	---	1.08 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, 1.00)
Pilar	Viento a 180°, presion exterior tipo 1 con succión interior	Uniforme	---	1.23 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, 1.00)
Pilar	Viento a 180°, presion exterior tipo 1 con presión interior	Uniforme	---	1.08 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, 1.00)
Pilar	Viento a 180°, presion exterior tipo 1 con presión interior	Uniforme	---	0.69 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, -1.00)
Pilar	Viento a 180°, presion exterior tipo 2 con succión interior	Uniforme	---	1.08 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, 1.00)
Pilar	Viento a 180°, presion exterior tipo 2 con succión interior	Uniforme	---	1.23 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, 1.00)
Pilar	Viento a 180°, presion exterior tipo 2 con presión interior	Uniforme	---	1.08 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, 1.00)
Pilar	Viento a 180°, presion exterior tipo 2 con presión interior	Uniforme	---	0.69 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, -1.00)

Barra	Hipótesis	Tipo	Posición	Valor	Orientación
Pilar	Viento a 270° con succión interior	Uniforme	---	1.44 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, 1.00)
Pilar	Viento a 270° con succión interior	Uniforme	---	1.17 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, 1.00)
Pilar	Viento a 270° con presión interior	Uniforme	---	1.44 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, 1.00)
Pilar	Viento a 270° con presión interior	Uniforme	---	0.56 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, -1.00)
Pilar	Carga permanente	Uniforme	---	0.50 kN/m	EG: (0.00, 0.00, -1.00)
Pilar	Viento a 0°, presion exterior tipo 1 con presión interior	Uniforme	---	1.08 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, 1.00)
Pilar	Viento a 0°, presion exterior tipo 1 con presión interior	Uniforme	---	1.08 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, 1.00)
Pilar	Viento a 0°, presion exterior tipo 1 con presión interior	Uniforme	---	0.69 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, -1.00)
Pilar	Viento a 0°, presion exterior tipo 2 con presión interior	Uniforme	---	1.08 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, 1.00)
Pilar	Viento a 0°, presion exterior tipo 2 con presión interior	Uniforme	---	1.08 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, 1.00)
Pilar	Viento a 0°, presion exterior tipo 2 con presión interior	Uniforme	---	0.69 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, -1.00)
Pilar	Viento a 90° con presión interior	Uniforme	---	3.45 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, 1.00)
Pilar	Viento a 90° con presión interior	Uniforme	---	3.45 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, 1.00)
Pilar	Viento a 90° con presión interior	Uniforme	---	0.56 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, -1.00)
Pilar	Viento a 180°, presion exterior tipo 1 con succión interior	Uniforme	---	2.12 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, -1.00)
Pilar	Viento a 180°, presion exterior tipo 1 con succión interior	Uniforme	---	1.23 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, 1.00)
Pilar	Viento a 180°, presion exterior tipo 1 con presión interior	Uniforme	---	2.12 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, -1.00)
Pilar	Viento a 180°, presion exterior tipo 1 con presión interior	Uniforme	---	0.69 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, -1.00)
Pilar	Viento a 180°, presion exterior tipo 2 con succión interior	Uniforme	---	2.12 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, -1.00)
Pilar	Viento a 180°, presion exterior tipo 2 con succión interior	Uniforme	---	1.23 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, 1.00)
Pilar	Viento a 180°, presion exterior tipo 2 con presión interior	Uniforme	---	2.12 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, -1.00)
Pilar	Viento a 180°, presion exterior tipo 2 con presión interior	Uniforme	---	0.69 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, -1.00)
Pilar	Viento a 270° con succión interior	Uniforme	---	1.44 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, 1.00)
Pilar	Viento a 270° con succión interior	Uniforme	---	1.17 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, 1.00)
Pilar	Viento a 270° con presión interior	Uniforme	---	1.44 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, 1.00)
Pilar	Viento a 270° con presión interior	Uniforme	---	0.56 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, -1.00)
Cubierta	Carga permanente	Uniforme	---	0.54 kN/m	EG: (0.00, 0.00, -1.00)
Cubierta	Viento a 0°, presion exterior tipo 1 con presión interior	Faja	0.00/0.21 (R)	2.60 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, 1.00)
Cubierta	Viento a 0°, presion exterior tipo 1 con presión interior	Faja	0.21/1.00 (R)	0.87 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, 1.00)
Cubierta	Viento a 0°, presion exterior tipo 1 con presión interior	Faja	0.00/0.21 (R)	2.60 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, 1.00)
Cubierta	Viento a 0°, presion exterior tipo 1 con presión interior	Faja	0.21/1.00 (R)	0.87 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, 1.00)
Cubierta	Viento a 0°, presion exterior tipo 1 con presión interior	Uniforme	---	0.69 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, -1.00)
Cubierta	Viento a 0°, presion exterior tipo 2 con presión interior	Faja	0.00/0.21 (R)	0.57 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, -1.00)
Cubierta	Viento a 0°, presion exterior tipo 2 con presión interior	Faja	0.21/1.00 (R)	0.57 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, -1.00)
Cubierta	Viento a 0°, presion exterior tipo 2 con presión interior	Faja	0.00/0.21 (R)	0.57 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, -1.00)
Cubierta	Viento a 0°, presion exterior tipo 2 con presión interior	Faja	0.21/1.00 (R)	0.57 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, -1.00)
Cubierta	Viento a 0°, presion exterior tipo 2 con presión interior	Uniforme	---	0.69 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, -1.00)
Cubierta	Viento a 90° con presión interior	Faja	0.00/0.50 (R)	3.28 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, 1.00)
Cubierta	Viento a 90° con presión interior	Faja	0.50/1.00 (R)	2.24 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, 1.00)
Cubierta	Viento a 90° con presión interior	Uniforme	---	0.92 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, 1.00)
Cubierta	Viento a 90° con presión interior	Faja	0.00/0.50 (R)	3.28 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, 1.00)
Cubierta	Viento a 90° con presión interior	Faja	0.50/1.00 (R)	2.24 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, 1.00)
Cubierta	Viento a 90° con presión interior	Uniforme	---	0.92 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, 1.00)
Cubierta	Viento a 90° con presión interior	Uniforme	---	0.56 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, -1.00)
Cubierta	Viento a 180°, presion exterior tipo 1 con succión interior	Faja	0.00/0.79 (R)	2.59 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, 1.00)
Cubierta	Viento a 180°, presion exterior tipo 1 con succión interior	Faja	0.79/1.00 (R)	4.28 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, 1.00)

Barra	Hipótesis	Tipo	Posición	Valor	Orientación
Cubierta	Viento a 180°, presion exterior tipo 1 con succión interior	Uniforme	---	1.23 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, 1.00)
Cubierta	Viento a 180°, presion exterior tipo 1 con presión interior	Faja	0.00/0.79 (R)	2.59 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, 1.00)
Cubierta	Viento a 180°, presion exterior tipo 1 con presión interior	Faja	0.79/1.00 (R)	4.28 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, 1.00)
Cubierta	Viento a 180°, presion exterior tipo 1 con presión interior	Uniforme	---	0.69 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, -1.00)
Cubierta	Viento a 180°, presion exterior tipo 2 con succión interior	Faja	0.00/0.79 (R)	2.59 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, 1.00)
Cubierta	Viento a 180°, presion exterior tipo 2 con succión interior	Faja	0.79/1.00 (R)	0.01 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, 1.00)
Cubierta	Viento a 180°, presion exterior tipo 2 con succión interior	Uniforme	---	1.23 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, 1.00)
Cubierta	Viento a 180°, presion exterior tipo 2 con presión interior	Faja	0.00/0.79 (R)	2.59 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, 1.00)
Cubierta	Viento a 180°, presion exterior tipo 2 con presión interior	Faja	0.79/1.00 (R)	0.01 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, 1.00)
Cubierta	Viento a 180°, presion exterior tipo 2 con presión interior	Uniforme	---	0.69 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, -1.00)
Cubierta	Viento a 270° con succión interior	Uniforme	---	2.30 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, 1.00)
Cubierta	Viento a 270° con succión interior	Uniforme	---	1.17 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, 1.00)
Cubierta	Viento a 270° con presión interior	Uniforme	---	2.30 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, 1.00)
Cubierta	Viento a 270° con presión interior	Uniforme	---	0.56 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, -1.00)
Cubierta	(H1-Libre H1-Libre) (H1-Libre H1-Libre)	Uniforme	---	1.63 kN/m	EG: (0.00, 0.00, -1.00)
Cubierta	(H2-Libre H2-Libre) (H1-Libre H1-Libre)	Uniforme	---	0.81 kN/m	EG: (0.00, 0.00, -1.00)
Cubierta	(H1-Libre H1-Libre) (H2-Libre H2-Libre)	Uniforme	---	1.63 kN/m	EG: (0.00, 0.00, -1.00)
Cubierta	Carga permanente	Uniforme	---	0.54 kN/m	EG: (0.00, 0.00, -1.00)
Cubierta	Viento a 0°, presion exterior tipo 1 con presión interior	Faja	0.00/0.79 (R)	1.15 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, 1.00)
Cubierta	Viento a 0°, presion exterior tipo 1 con presión interior	Faja	0.79/1.00 (R)	2.85 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, 1.00)
Cubierta	Viento a 0°, presion exterior tipo 1 con presión interior	Faja	0.00/0.79 (R)	1.15 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, 1.00)
Cubierta	Viento a 0°, presion exterior tipo 1 con presión interior	Faja	0.79/1.00 (R)	2.85 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, 1.00)
Cubierta	Viento a 0°, presion exterior tipo 1 con presión interior	Uniforme	---	0.69 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, -1.00)
Cubierta	Viento a 0°, presion exterior tipo 2 con presión interior	Faja	0.00/0.79 (R)	0.01 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, 1.00)
Cubierta	Viento a 0°, presion exterior tipo 2 con presión interior	Faja	0.79/1.00 (R)	0.01 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, 1.00)
Cubierta	Viento a 0°, presion exterior tipo 2 con presión interior	Faja	0.00/0.79 (R)	0.01 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, 1.00)
Cubierta	Viento a 0°, presion exterior tipo 2 con presión interior	Faja	0.79/1.00 (R)	0.01 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, 1.00)
Cubierta	Viento a 0°, presion exterior tipo 2 con presión interior	Uniforme	---	0.69 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, -1.00)
Cubierta	Viento a 90° con presión interior	Faja	0.00/0.50 (R)	3.28 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, 1.00)
Cubierta	Viento a 90° con presión interior	Faja	0.50/1.00 (R)	2.24 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, 1.00)
Cubierta	Viento a 90° con presión interior	Uniforme	---	0.92 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, 1.00)
Cubierta	Viento a 90° con presión interior	Faja	0.00/0.50 (R)	3.28 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, 1.00)
Cubierta	Viento a 90° con presión interior	Faja	0.50/1.00 (R)	2.24 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, 1.00)
Cubierta	Viento a 90° con presión interior	Uniforme	---	0.92 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, 1.00)
Cubierta	Viento a 90° con presión interior	Uniforme	---	0.56 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, -1.00)
Cubierta	Viento a 180°, presion exterior tipo 1 con succión interior	Faja	0.00/0.21 (R)	2.60 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, 1.00)
Cubierta	Viento a 180°, presion exterior tipo 1 con succión interior	Faja	0.21/1.00 (R)	0.87 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, 1.00)
Cubierta	Viento a 180°, presion exterior tipo 1 con succión interior	Uniforme	---	1.23 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, 1.00)
Cubierta	Viento a 180°, presion exterior tipo 1 con presión interior	Faja	0.00/0.21 (R)	2.60 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, 1.00)
Cubierta	Viento a 180°, presion exterior tipo 1 con presión interior	Faja	0.21/1.00 (R)	0.87 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, 1.00)
Cubierta	Viento a 180°, presion exterior tipo 1 con presión interior	Uniforme	---	0.69 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, -1.00)
Cubierta	Viento a 180°, presion exterior tipo 2 con succión interior	Faja	0.00/0.21 (R)	0.57 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, -1.00)
Cubierta	Viento a 180°, presion exterior tipo 2 con succión interior	Faja	0.21/1.00 (R)	0.57 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, -1.00)
Cubierta	Viento a 180°, presion exterior tipo 2 con succión interior	Uniforme	---	1.23 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, 1.00)
Cubierta	Viento a 180°, presion exterior tipo 2 con presión interior	Faja	0.00/0.21 (R)	0.57 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, -1.00)
Cubierta	Viento a 180°, presion exterior tipo 2 con presión interior	Faja	0.21/1.00 (R)	0.57 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, -1.00)

Barra	Hipótesis	Tipo	Posición	Valor	Orientación
Cubierta	Viento a 180°, presion exterior tipo 2 con presión interior	Uniforme	---	0.69 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, -1.00)
Cubierta	Viento a 270° con succión interior	Uniforme	---	2.30 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, 1.00)
Cubierta	Viento a 270° con succión interior	Uniforme	---	1.17 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, 1.00)
Cubierta	Viento a 270° con presión interior	Uniforme	---	2.30 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, 1.00)
Cubierta	Viento a 270° con presión interior	Uniforme	---	0.56 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, -1.00)
Cubierta	(H1-Libre H1-Libre) (H1-Libre H1-Libre)	Uniforme	---	1.63 kN/m	EG: (0.00, 0.00, -1.00)
Cubierta	(H2-Libre H2-Libre) (H1-Libre H1-Libre)	Uniforme	---	1.63 kN/m	EG: (0.00, 0.00, -1.00)
Cubierta	(H1-Libre H1-Libre) (H2-Libre H2-Libre)	Uniforme	---	0.81 kN/m	EG: (0.00, 0.00, -1.00)

Pórtico 2

Barra	Hipótesis	Tipo	Posición	Valor	Orientación
Pilar	Carga permanente	Uniforme	---	0.99 kN/m	EG: (0.00, 0.00, -1.00)
Pilar	Viento a 0°, presion exterior tipo 1 con presión interior	Uniforme	---	4.24 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, -1.00)
Pilar	Viento a 0°, presion exterior tipo 1 con presión interior	Uniforme	---	4.24 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, -1.00)
Pilar	Viento a 0°, presion exterior tipo 1 con presión interior	Uniforme	---	1.39 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, -1.00)
Pilar	Viento a 0°, presion exterior tipo 2 con presión interior	Uniforme	---	4.24 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, -1.00)
Pilar	Viento a 0°, presion exterior tipo 2 con presión interior	Uniforme	---	4.24 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, -1.00)
Pilar	Viento a 0°, presion exterior tipo 2 con presión interior	Uniforme	---	1.39 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, -1.00)
Pilar	Viento a 90° con presión interior	Uniforme	---	0.69 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, 1.00)
Pilar	Viento a 90° con presión interior	Uniforme	---	4.14 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, 1.00)
Pilar	Viento a 90° con presión interior	Uniforme	---	0.69 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, 1.00)
Pilar	Viento a 90° con presión interior	Uniforme	---	4.14 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, 1.00)
Pilar	Viento a 90° con presión interior	Uniforme	---	1.13 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, -1.00)
Pilar	Viento a 180°, presion exterior tipo 1 con succión interior	Uniforme	---	2.16 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, 1.00)
Pilar	Viento a 180°, presion exterior tipo 1 con succión interior	Uniforme	---	2.46 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, 1.00)
Pilar	Viento a 180°, presion exterior tipo 1 con presión interior	Uniforme	---	2.16 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, 1.00)
Pilar	Viento a 180°, presion exterior tipo 1 con presión interior	Uniforme	---	1.39 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, -1.00)
Pilar	Viento a 180°, presion exterior tipo 2 con succión interior	Uniforme	---	2.16 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, 1.00)
Pilar	Viento a 180°, presion exterior tipo 2 con succión interior	Uniforme	---	2.46 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, 1.00)
Pilar	Viento a 180°, presion exterior tipo 2 con presión interior	Uniforme	---	2.16 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, 1.00)
Pilar	Viento a 180°, presion exterior tipo 2 con presión interior	Uniforme	---	1.39 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, -1.00)
Pilar	Viento a 270° con succión interior	Uniforme	---	2.88 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, 1.00)
Pilar	Viento a 270° con succión interior	Uniforme	---	2.34 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, 1.00)
Pilar	Viento a 270° con presión interior	Uniforme	---	2.88 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, 1.00)
Pilar	Viento a 270° con presión interior	Uniforme	---	1.13 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, -1.00)
Pilar	Carga permanente	Uniforme	---	0.99 kN/m	EG: (0.00, 0.00, -1.00)
Pilar	Viento a 0°, presion exterior tipo 1 con presión interior	Uniforme	---	2.16 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, 1.00)
Pilar	Viento a 0°, presion exterior tipo 1 con presión interior	Uniforme	---	2.16 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, 1.00)
Pilar	Viento a 0°, presion exterior tipo 1 con presión interior	Uniforme	---	1.39 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, -1.00)
Pilar	Viento a 0°, presion exterior tipo 2 con presión interior	Uniforme	---	2.16 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, 1.00)
Pilar	Viento a 0°, presion exterior tipo 2 con presión interior	Uniforme	---	2.16 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, 1.00)
Pilar	Viento a 0°, presion exterior tipo 2 con presión interior	Uniforme	---	1.39 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, -1.00)

Barra	Hipótesis	Tipo	Posición	Valor	Orientación
Pilar	Viento a 90° con presión interior	Uniforme	---	0.69 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, 1.00)
Pilar	Viento a 90° con presión interior	Uniforme	---	4.14 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, 1.00)
Pilar	Viento a 90° con presión interior	Uniforme	---	0.69 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, 1.00)
Pilar	Viento a 90° con presión interior	Uniforme	---	4.14 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, 1.00)
Pilar	Viento a 90° con presión interior	Uniforme	---	1.13 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, -1.00)
Pilar	Viento a 180°, presion exterior tipo 1 con succión interior	Uniforme	---	4.24 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, -1.00)
Pilar	Viento a 180°, presion exterior tipo 1 con succión interior	Uniforme	---	2.46 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, 1.00)
Pilar	Viento a 180°, presion exterior tipo 1 con presión interior	Uniforme	---	4.24 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, -1.00)
Pilar	Viento a 180°, presion exterior tipo 1 con presión interior	Uniforme	---	1.39 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, -1.00)
Pilar	Viento a 180°, presion exterior tipo 2 con succión interior	Uniforme	---	4.24 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, -1.00)
Pilar	Viento a 180°, presion exterior tipo 2 con succión interior	Uniforme	---	2.46 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, 1.00)
Pilar	Viento a 180°, presion exterior tipo 2 con presión interior	Uniforme	---	4.24 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, -1.00)
Pilar	Viento a 180°, presion exterior tipo 2 con presión interior	Uniforme	---	1.39 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, -1.00)
Pilar	Viento a 270° con succión interior	Uniforme	---	2.88 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, 1.00)
Pilar	Viento a 270° con succión interior	Uniforme	---	2.34 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, 1.00)
Pilar	Viento a 270° con presión interior	Uniforme	---	2.88 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, 1.00)
Pilar	Viento a 270° con presión interior	Uniforme	---	1.13 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, -1.00)
Cubierta	Carga permanente	Uniforme	---	1.08 kN/m	EG: (0.00, 0.00, -1.00)
Cubierta	Viento a 0°, presion exterior tipo 1 con presión interior	Faja	0.00/0.21 (R)	4.79 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, 1.00)
Cubierta	Viento a 0°, presion exterior tipo 1 con presión interior	Faja	0.21/1.00 (R)	1.74 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, 1.00)
Cubierta	Viento a 0°, presion exterior tipo 1 con presión interior	Faja	0.00/0.21 (R)	4.79 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, 1.00)
Cubierta	Viento a 0°, presion exterior tipo 1 con presión interior	Faja	0.21/1.00 (R)	1.74 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, 1.00)
Cubierta	Viento a 0°, presion exterior tipo 1 con presión interior	Uniforme	---	1.39 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, -1.00)
Cubierta	Viento a 0°, presion exterior tipo 2 con presión interior	Faja	0.00/0.21 (R)	1.14 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, -1.00)
Cubierta	Viento a 0°, presion exterior tipo 2 con presión interior	Faja	0.21/1.00 (R)	1.14 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, -1.00)
Cubierta	Viento a 0°, presion exterior tipo 2 con presión interior	Faja	0.00/0.21 (R)	1.14 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, -1.00)
Cubierta	Viento a 0°, presion exterior tipo 2 con presión interior	Faja	0.21/1.00 (R)	1.14 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, -1.00)
Cubierta	Viento a 0°, presion exterior tipo 2 con presión interior	Uniforme	---	1.39 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, -1.00)
Cubierta	Viento a 90° con presión interior	Uniforme	---	4.60 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, 1.00)
Cubierta	Viento a 90° con presión interior	Uniforme	---	4.60 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, 1.00)
Cubierta	Viento a 90° con presión interior	Uniforme	---	1.13 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, -1.00)
Cubierta	Viento a 180°, presion exterior tipo 1 con succión interior	Faja	0.00/0.79 (R)	5.17 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, 1.00)
Cubierta	Viento a 180°, presion exterior tipo 1 con succión interior	Faja	0.79/1.00 (R)	8.57 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, 1.00)
Cubierta	Viento a 180°, presion exterior tipo 1 con succión interior	Uniforme	---	2.46 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, 1.00)
Cubierta	Viento a 180°, presion exterior tipo 1 con presión interior	Faja	0.00/0.79 (R)	5.17 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, 1.00)
Cubierta	Viento a 180°, presion exterior tipo 1 con presión interior	Faja	0.79/1.00 (R)	8.57 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, 1.00)
Cubierta	Viento a 180°, presion exterior tipo 1 con presión interior	Uniforme	---	1.39 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, -1.00)
Cubierta	Viento a 180°, presion exterior tipo 2 con succión interior	Faja	0.00/0.79 (R)	5.17 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, 1.00)
Cubierta	Viento a 180°, presion exterior tipo 2 con succión interior	Faja	0.79/1.00 (R)	0.02 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, 1.00)
Cubierta	Viento a 180°, presion exterior tipo 2 con succión interior	Uniforme	---	2.46 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, 1.00)
Cubierta	Viento a 180°, presion exterior tipo 2 con presión interior	Faja	0.00/0.79 (R)	5.17 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, 1.00)
Cubierta	Viento a 180°, presion exterior tipo 2 con presión interior	Faja	0.79/1.00 (R)	0.02 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, 1.00)
Cubierta	Viento a 180°, presion exterior tipo 2 con presión interior	Uniforme	---	1.39 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, -1.00)
Cubierta	Viento a 270° con succión interior	Uniforme	---	4.59 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, 1.00)
Cubierta	Viento a 270° con succión interior	Uniforme	---	2.34 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, 1.00)
Cubierta	Viento a 270° con presión interior	Uniforme	---	4.59 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, 1.00)

Barra	Hipótesis	Tipo	Posición	Valor	Orientación
Cubierta	Viento a 270° con presión interior	Uniforme	---	1.13 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, -1.00)
Cubierta	(H1-Libre H1-Libre) (H1-Libre H1-Libre)	Uniforme	---	3.25 kN/m	EG: (0.00, 0.00, -1.00)
Cubierta	(H2-Libre H2-Libre) (H1-Libre H1-Libre)	Uniforme	---	1.63 kN/m	EG: (0.00, 0.00, -1.00)
Cubierta	(H1-Libre H1-Libre) (H2-Libre H2-Libre)	Uniforme	---	3.25 kN/m	EG: (0.00, 0.00, -1.00)
Cubierta	Carga permanente	Uniforme	---	1.08 kN/m	EG: (0.00, 0.00, -1.00)
Cubierta	Viento a 0°, presion exterior tipo 1 con presión interior	Faja	0.00/0.79 (R)	2.31 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, 1.00)
Cubierta	Viento a 0°, presion exterior tipo 1 con presión interior	Faja	0.79/1.00 (R)	5.70 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, 1.00)
Cubierta	Viento a 0°, presion exterior tipo 1 con presión interior	Faja	0.00/0.79 (R)	2.31 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, 1.00)
Cubierta	Viento a 0°, presion exterior tipo 1 con presión interior	Faja	0.79/1.00 (R)	5.70 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, 1.00)
Cubierta	Viento a 0°, presion exterior tipo 1 con presión interior	Uniforme	---	1.39 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, -1.00)
Cubierta	Viento a 0°, presion exterior tipo 2 con presión interior	Faja	0.00/0.79 (R)	0.02 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, 1.00)
Cubierta	Viento a 0°, presion exterior tipo 2 con presión interior	Faja	0.79/1.00 (R)	0.02 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, 1.00)
Cubierta	Viento a 0°, presion exterior tipo 2 con presión interior	Faja	0.00/0.79 (R)	0.02 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, 1.00)
Cubierta	Viento a 0°, presion exterior tipo 2 con presión interior	Faja	0.79/1.00 (R)	0.02 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, 1.00)
Cubierta	Viento a 0°, presion exterior tipo 2 con presión interior	Uniforme	---	1.39 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, -1.00)
Cubierta	Viento a 90° con presión interior	Uniforme	---	4.60 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, 1.00)
Cubierta	Viento a 90° con presión interior	Uniforme	---	4.60 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, 1.00)
Cubierta	Viento a 90° con presión interior	Uniforme	---	1.13 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, -1.00)
Cubierta	Viento a 180°, presion exterior tipo 1 con succión interior	Faja	0.00/0.21 (R)	4.79 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, 1.00)
Cubierta	Viento a 180°, presion exterior tipo 1 con succión interior	Faja	0.21/1.00 (R)	1.74 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, 1.00)
Cubierta	Viento a 180°, presion exterior tipo 1 con succión interior	Uniforme	---	2.46 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, 1.00)
Cubierta	Viento a 180°, presion exterior tipo 1 con presión interior	Faja	0.00/0.21 (R)	4.79 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, 1.00)
Cubierta	Viento a 180°, presion exterior tipo 1 con presión interior	Faja	0.21/1.00 (R)	1.74 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, 1.00)
Cubierta	Viento a 180°, presion exterior tipo 1 con presión interior	Uniforme	---	1.39 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, -1.00)
Cubierta	Viento a 180°, presion exterior tipo 2 con succión interior	Faja	0.00/0.21 (R)	1.14 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, -1.00)
Cubierta	Viento a 180°, presion exterior tipo 2 con succión interior	Faja	0.21/1.00 (R)	1.14 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, -1.00)
Cubierta	Viento a 180°, presion exterior tipo 2 con succión interior	Uniforme	---	2.46 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, 1.00)
Cubierta	Viento a 180°, presion exterior tipo 2 con presión interior	Faja	0.00/0.21 (R)	1.14 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, -1.00)
Cubierta	Viento a 180°, presion exterior tipo 2 con presión interior	Faja	0.21/1.00 (R)	1.14 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, -1.00)
Cubierta	Viento a 180°, presion exterior tipo 2 con presión interior	Uniforme	---	1.39 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, -1.00)
Cubierta	Viento a 270° con succión interior	Uniforme	---	4.59 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, 1.00)
Cubierta	Viento a 270° con succión interior	Uniforme	---	2.34 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, 1.00)
Cubierta	Viento a 270° con presión interior	Uniforme	---	4.59 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, 1.00)
Cubierta	Viento a 270° con presión interior	Uniforme	---	1.13 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, -1.00)
Cubierta	(H1-Libre H1-Libre) (H1-Libre H1-Libre)	Uniforme	---	3.25 kN/m	EG: (0.00, 0.00, -1.00)
Cubierta	(H2-Libre H2-Libre) (H1-Libre H1-Libre)	Uniforme	---	3.25 kN/m	EG: (0.00, 0.00, -1.00)
Cubierta	(H1-Libre H1-Libre) (H2-Libre H2-Libre)	Uniforme	---	1.63 kN/m	EG: (0.00, 0.00, -1.00)

Barra	Hipótesis	Tipo	Posición	Valor	Orientación
Pilar	Viento a 270° con presión interior	Uniforme	---	1.13 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, -1.00)
Cubierta	Carga permanente	Uniforme	---	1.08 kN/m	EG: (0.00, 0.00, -1.00)
Cubierta	Viento a 0°, presion exterior tipo 1 con presión interior	Faja	0.00/0.21 (R)	4.62 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, 1.00)
Cubierta	Viento a 0°, presion exterior tipo 1 con presión interior	Faja	0.21/1.00 (R)	1.74 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, 1.00)
Cubierta	Viento a 0°, presion exterior tipo 1 con presión interior	Faja	0.00/0.21 (R)	4.62 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, 1.00)
Cubierta	Viento a 0°, presion exterior tipo 1 con presión interior	Faja	0.21/1.00 (R)	1.74 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, 1.00)
Cubierta	Viento a 0°, presion exterior tipo 1 con presión interior	Uniforme	---	1.39 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, -1.00)
Cubierta	Viento a 0°, presion exterior tipo 2 con presión interior	Faja	0.00/0.21 (R)	1.14 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, -1.00)
Cubierta	Viento a 0°, presion exterior tipo 2 con presión interior	Faja	0.21/1.00 (R)	1.14 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, -1.00)
Cubierta	Viento a 0°, presion exterior tipo 2 con presión interior	Faja	0.00/0.21 (R)	1.14 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, -1.00)
Cubierta	Viento a 0°, presion exterior tipo 2 con presión interior	Faja	0.21/1.00 (R)	1.14 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, -1.00)
Cubierta	Viento a 0°, presion exterior tipo 2 con presión interior	Uniforme	---	1.39 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, -1.00)
Cubierta	Viento a 90° con presión interior	Uniforme	---	4.59 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, 1.00)
Cubierta	Viento a 90° con presión interior	Uniforme	---	4.59 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, 1.00)
Cubierta	Viento a 90° con presión interior	Uniforme	---	1.13 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, -1.00)
Cubierta	Viento a 180°, presion exterior tipo 1 con succión interior	Faja	0.00/0.79 (R)	5.17 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, 1.00)
Cubierta	Viento a 180°, presion exterior tipo 1 con succión interior	Faja	0.79/1.00 (R)	8.57 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, 1.00)
Cubierta	Viento a 180°, presion exterior tipo 1 con succión interior	Uniforme	---	2.46 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, 1.00)
Cubierta	Viento a 180°, presion exterior tipo 1 con presión interior	Faja	0.00/0.79 (R)	5.17 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, 1.00)
Cubierta	Viento a 180°, presion exterior tipo 1 con presión interior	Faja	0.79/1.00 (R)	8.57 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, 1.00)
Cubierta	Viento a 180°, presion exterior tipo 1 con presión interior	Uniforme	---	1.39 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, -1.00)
Cubierta	Viento a 180°, presion exterior tipo 2 con succión interior	Faja	0.00/0.79 (R)	5.17 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, 1.00)
Cubierta	Viento a 180°, presion exterior tipo 2 con succión interior	Faja	0.79/1.00 (R)	0.02 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, 1.00)
Cubierta	Viento a 180°, presion exterior tipo 2 con succión interior	Uniforme	---	2.46 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, 1.00)
Cubierta	Viento a 180°, presion exterior tipo 2 con presión interior	Faja	0.00/0.79 (R)	5.17 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, 1.00)
Cubierta	Viento a 180°, presion exterior tipo 2 con presión interior	Faja	0.79/1.00 (R)	0.02 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, 1.00)
Cubierta	Viento a 180°, presion exterior tipo 2 con presión interior	Uniforme	---	1.39 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, -1.00)
Cubierta	Viento a 270° con succión interior	Uniforme	---	4.59 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, 1.00)
Cubierta	Viento a 270° con succión interior	Uniforme	---	2.34 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, 1.00)
Cubierta	Viento a 270° con presión interior	Uniforme	---	4.59 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, 1.00)
Cubierta	Viento a 270° con presión interior	Uniforme	---	1.13 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, -1.00)
Cubierta	(H1-Libre H1-Libre) (H1-Libre H1-Libre)	Uniforme	---	3.25 kN/m	EG: (0.00, 0.00, -1.00)
Cubierta	(H2-Libre H2-Libre) (H1-Libre H1-Libre)	Uniforme	---	1.63 kN/m	EG: (0.00, 0.00, -1.00)
Cubierta	(H1-Libre H1-Libre) (H2-Libre H2-Libre)	Uniforme	---	3.25 kN/m	EG: (0.00, 0.00, -1.00)
Cubierta	Carga permanente	Uniforme	---	1.08 kN/m	EG: (0.00, 0.00, -1.00)
Cubierta	Viento a 0°, presion exterior tipo 1 con presión interior	Faja	0.00/0.79 (R)	2.31 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, 1.00)
Cubierta	Viento a 0°, presion exterior tipo 1 con presión interior	Faja	0.79/1.00 (R)	5.70 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, 1.00)
Cubierta	Viento a 0°, presion exterior tipo 1 con presión interior	Faja	0.00/0.79 (R)	2.31 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, 1.00)
Cubierta	Viento a 0°, presion exterior tipo 1 con presión interior	Faja	0.79/1.00 (R)	5.70 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, 1.00)
Cubierta	Viento a 0°, presion exterior tipo 1 con presión interior	Uniforme	---	1.39 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, -1.00)
Cubierta	Viento a 0°, presion exterior tipo 2 con presión interior	Faja	0.00/0.79 (R)	0.02 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, 1.00)
Cubierta	Viento a 0°, presion exterior tipo 2 con presión interior	Faja	0.79/1.00 (R)	0.02 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, 1.00)
Cubierta	Viento a 0°, presion exterior tipo 2 con presión interior	Faja	0.00/0.79 (R)	0.02 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, 1.00)
Cubierta	Viento a 0°, presion exterior tipo 2 con presión interior	Faja	0.79/1.00 (R)	0.02 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, 1.00)
Cubierta	Viento a 0°, presion exterior tipo 2 con presión interior	Uniforme	---	1.39 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, -1.00)
Cubierta	Viento a 90° con presión interior	Uniforme	---	4.59 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, 1.00)

Barra	Hipótesis	Tipo	Posición	Valor	Orientación
Cubierta	Viento a 90° con presión interior	Uniforme	---	4.59 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, 1.00)
Cubierta	Viento a 90° con presión interior	Uniforme	---	1.13 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, -1.00)
Cubierta	Viento a 180°, presión exterior tipo 1 con succión interior	Faja	0.00/0.21 (R)	4.62 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, 1.00)
Cubierta	Viento a 180°, presión exterior tipo 1 con succión interior	Faja	0.21/1.00 (R)	1.74 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, 1.00)
Cubierta	Viento a 180°, presión exterior tipo 1 con succión interior	Uniforme	---	2.46 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, 1.00)
Cubierta	Viento a 180°, presión exterior tipo 1 con presión interior	Faja	0.00/0.21 (R)	4.62 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, 1.00)
Cubierta	Viento a 180°, presión exterior tipo 1 con presión interior	Faja	0.21/1.00 (R)	1.74 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, 1.00)
Cubierta	Viento a 180°, presión exterior tipo 1 con presión interior	Uniforme	---	1.39 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, -1.00)
Cubierta	Viento a 180°, presión exterior tipo 2 con succión interior	Faja	0.00/0.21 (R)	1.14 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, -1.00)
Cubierta	Viento a 180°, presión exterior tipo 2 con succión interior	Faja	0.21/1.00 (R)	1.14 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, -1.00)
Cubierta	Viento a 180°, presión exterior tipo 2 con succión interior	Uniforme	---	2.46 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, 1.00)
Cubierta	Viento a 180°, presión exterior tipo 2 con presión interior	Faja	0.00/0.21 (R)	1.14 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, -1.00)
Cubierta	Viento a 180°, presión exterior tipo 2 con presión interior	Faja	0.21/1.00 (R)	1.14 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, -1.00)
Cubierta	Viento a 180°, presión exterior tipo 2 con presión interior	Uniforme	---	1.39 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, -1.00)
Cubierta	Viento a 270° con succión interior	Uniforme	---	4.59 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, 1.00)
Cubierta	Viento a 270° con succión interior	Uniforme	---	2.34 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, 1.00)
Cubierta	Viento a 270° con presión interior	Uniforme	---	4.59 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, 1.00)
Cubierta	Viento a 270° con presión interior	Uniforme	---	1.13 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, -1.00)
Cubierta	(H1-Libre H1-Libre) (H1-Libre H1-Libre)	Uniforme	---	3.25 kN/m	EG: (0.00, 0.00, -1.00)
Cubierta	(H2-Libre H2-Libre) (H1-Libre H1-Libre)	Uniforme	---	3.25 kN/m	EG: (0.00, 0.00, -1.00)
Cubierta	(H1-Libre H1-Libre) (H2-Libre H2-Libre)	Uniforme	---	1.63 kN/m	EG: (0.00, 0.00, -1.00)

Pórtico 4

Barra	Hipótesis	Tipo	Posición	Valor	Orientación
Pilar	Carga permanente	Uniforme	---	0.99 kN/m	EG: (0.00, 0.00, -1.00)
Pilar	Viento a 0°, presión exterior tipo 1 con presión interior	Uniforme	---	4.24 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, -1.00)
Pilar	Viento a 0°, presión exterior tipo 1 con presión interior	Uniforme	---	4.24 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, -1.00)
Pilar	Viento a 0°, presión exterior tipo 1 con presión interior	Uniforme	---	1.39 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, -1.00)
Pilar	Viento a 0°, presión exterior tipo 2 con presión interior	Uniforme	---	4.24 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, -1.00)
Pilar	Viento a 0°, presión exterior tipo 2 con presión interior	Uniforme	---	4.24 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, -1.00)
Pilar	Viento a 0°, presión exterior tipo 2 con presión interior	Uniforme	---	1.39 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, -1.00)
Pilar	Viento a 90° con presión interior	Uniforme	---	2.30 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, 1.00)
Pilar	Viento a 90° con presión interior	Uniforme	---	1.44 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, 1.00)
Pilar	Viento a 90° con presión interior	Uniforme	---	2.30 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, 1.00)
Pilar	Viento a 90° con presión interior	Uniforme	---	1.44 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, 1.00)
Pilar	Viento a 90° con presión interior	Uniforme	---	1.13 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, -1.00)
Pilar	Viento a 180°, presión exterior tipo 1 con succión interior	Uniforme	---	2.16 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, 1.00)
Pilar	Viento a 180°, presión exterior tipo 1 con succión interior	Uniforme	---	2.46 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, 1.00)
Pilar	Viento a 180°, presión exterior tipo 1 con presión interior	Uniforme	---	2.16 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, 1.00)
Pilar	Viento a 180°, presión exterior tipo 1 con presión interior	Uniforme	---	1.39 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, -1.00)
Pilar	Viento a 180°, presión exterior tipo 2 con succión interior	Uniforme	---	2.16 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, 1.00)
Pilar	Viento a 180°, presión exterior tipo 2 con succión interior	Uniforme	---	2.46 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, 1.00)

Barra	Hipótesis	Tipo	Posición	Valor	Orientación
Cubierta	Viento a 180°, presion exterior tipo 2 con presión interior	Uniforme	---	1.39 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, -1.00)
Cubierta	Viento a 270° con succión interior	Uniforme	---	4.59 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, 1.00)
Cubierta	Viento a 270° con succión interior	Uniforme	---	2.34 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, 1.00)
Cubierta	Viento a 270° con presión interior	Uniforme	---	4.59 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, 1.00)
Cubierta	Viento a 270° con presión interior	Uniforme	---	1.13 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, -1.00)
Cubierta	(H1-Libre H1-Libre) (H1-Libre H1-Libre)	Uniforme	---	3.25 kN/m	EG: (0.00, 0.00, -1.00)
Cubierta	(H2-Libre H2-Libre) (H1-Libre H1-Libre)	Uniforme	---	3.25 kN/m	EG: (0.00, 0.00, -1.00)
Cubierta	(H1-Libre H1-Libre) (H2-Libre H2-Libre)	Uniforme	---	1.63 kN/m	EG: (0.00, 0.00, -1.00)

Pórtico 5

Barra	Hipótesis	Tipo	Posición	Valor	Orientación
Pilar	Carga permanente	Uniforme	---	0.99 kN/m	EG: (0.00, 0.00, -1.00)
Pilar	Viento a 0°, presion exterior tipo 1 con presión interior	Uniforme	---	4.24 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, -1.00)
Pilar	Viento a 0°, presion exterior tipo 1 con presión interior	Uniforme	---	4.24 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, -1.00)
Pilar	Viento a 0°, presion exterior tipo 1 con presión interior	Uniforme	---	1.39 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, -1.00)
Pilar	Viento a 0°, presion exterior tipo 2 con presión interior	Uniforme	---	4.24 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, -1.00)
Pilar	Viento a 0°, presion exterior tipo 2 con presión interior	Uniforme	---	4.24 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, -1.00)
Pilar	Viento a 0°, presion exterior tipo 2 con presión interior	Uniforme	---	1.39 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, -1.00)
Pilar	Viento a 90° con presión interior	Uniforme	---	2.88 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, 1.00)
Pilar	Viento a 90° con presión interior	Uniforme	---	2.88 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, 1.00)
Pilar	Viento a 90° con presión interior	Uniforme	---	1.13 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, -1.00)
Pilar	Viento a 180°, presion exterior tipo 1 con succión interior	Uniforme	---	2.16 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, 1.00)
Pilar	Viento a 180°, presion exterior tipo 1 con succión interior	Uniforme	---	2.46 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, 1.00)
Pilar	Viento a 180°, presion exterior tipo 1 con presión interior	Uniforme	---	2.16 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, 1.00)
Pilar	Viento a 180°, presion exterior tipo 1 con presión interior	Uniforme	---	1.39 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, -1.00)
Pilar	Viento a 180°, presion exterior tipo 2 con succión interior	Uniforme	---	2.16 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, 1.00)
Pilar	Viento a 180°, presion exterior tipo 2 con succión interior	Uniforme	---	2.46 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, 1.00)
Pilar	Viento a 180°, presion exterior tipo 2 con presión interior	Uniforme	---	2.16 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, 1.00)
Pilar	Viento a 180°, presion exterior tipo 2 con presión interior	Uniforme	---	1.39 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, -1.00)
Pilar	Viento a 270° con succión interior	Uniforme	---	4.60 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, 1.00)
Pilar	Viento a 270° con succión interior	Uniforme	---	2.34 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, 1.00)
Pilar	Viento a 270° con presión interior	Uniforme	---	4.60 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, 1.00)
Pilar	Viento a 270° con presión interior	Uniforme	---	1.13 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, -1.00)
Pilar	Carga permanente	Uniforme	---	0.99 kN/m	EG: (0.00, 0.00, -1.00)
Pilar	Viento a 0°, presion exterior tipo 1 con presión interior	Uniforme	---	2.16 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, 1.00)
Pilar	Viento a 0°, presion exterior tipo 1 con presión interior	Uniforme	---	2.16 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, 1.00)
Pilar	Viento a 0°, presion exterior tipo 1 con presión interior	Uniforme	---	1.39 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, -1.00)
Pilar	Viento a 0°, presion exterior tipo 2 con presión interior	Uniforme	---	2.16 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, 1.00)
Pilar	Viento a 0°, presion exterior tipo 2 con presión interior	Uniforme	---	2.16 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, 1.00)
Pilar	Viento a 0°, presion exterior tipo 2 con presión interior	Uniforme	---	1.39 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, -1.00)
Pilar	Viento a 90° con presión interior	Uniforme	---	2.88 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, 1.00)
Pilar	Viento a 90° con presión interior	Uniforme	---	2.88 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, 1.00)

Barra	Hipótesis	Tipo	Posición	Valor	Orientación
Pilar	Viento a 90° con presión interior	Uniforme	---	1.13 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, -1.00)
Pilar	Viento a 180°, presion exterior tipo 1 con succión interior	Uniforme	---	4.24 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, -1.00)
Pilar	Viento a 180°, presion exterior tipo 1 con succión interior	Uniforme	---	2.46 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, 1.00)
Pilar	Viento a 180°, presion exterior tipo 1 con presión interior	Uniforme	---	4.24 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, -1.00)
Pilar	Viento a 180°, presion exterior tipo 1 con presión interior	Uniforme	---	1.39 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, -1.00)
Pilar	Viento a 180°, presion exterior tipo 2 con succión interior	Uniforme	---	4.24 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, -1.00)
Pilar	Viento a 180°, presion exterior tipo 2 con succión interior	Uniforme	---	2.46 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, 1.00)
Pilar	Viento a 180°, presion exterior tipo 2 con presión interior	Uniforme	---	4.24 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, -1.00)
Pilar	Viento a 180°, presion exterior tipo 2 con presión interior	Uniforme	---	1.39 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, -1.00)
Pilar	Viento a 270° con succión interior	Uniforme	---	4.60 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, 1.00)
Pilar	Viento a 270° con succión interior	Uniforme	---	2.34 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, 1.00)
Pilar	Viento a 270° con presión interior	Uniforme	---	4.60 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, 1.00)
Pilar	Viento a 270° con presión interior	Uniforme	---	1.13 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, -1.00)
Cubierta	Carga permanente	Uniforme	---	1.08 kN/m	EG: (0.00, 0.00, -1.00)
Cubierta	Viento a 0°, presion exterior tipo 1 con presión interior	Faja	0.00/0.21 (R)	4.62 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, 1.00)
Cubierta	Viento a 0°, presion exterior tipo 1 con presión interior	Faja	0.21/1.00 (R)	1.74 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, 1.00)
Cubierta	Viento a 0°, presion exterior tipo 1 con presión interior	Faja	0.00/0.21 (R)	4.62 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, 1.00)
Cubierta	Viento a 0°, presion exterior tipo 1 con presión interior	Faja	0.21/1.00 (R)	1.74 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, 1.00)
Cubierta	Viento a 0°, presion exterior tipo 1 con presión interior	Uniforme	---	1.39 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, -1.00)
Cubierta	Viento a 0°, presion exterior tipo 2 con presión interior	Faja	0.00/0.21 (R)	1.14 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, -1.00)
Cubierta	Viento a 0°, presion exterior tipo 2 con presión interior	Faja	0.21/1.00 (R)	1.14 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, -1.00)
Cubierta	Viento a 0°, presion exterior tipo 2 con presión interior	Faja	0.00/0.21 (R)	1.14 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, -1.00)
Cubierta	Viento a 0°, presion exterior tipo 2 con presión interior	Faja	0.21/1.00 (R)	1.14 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, -1.00)
Cubierta	Viento a 0°, presion exterior tipo 2 con presión interior	Uniforme	---	1.39 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, -1.00)
Cubierta	Viento a 90° con presión interior	Uniforme	---	4.59 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, 1.00)
Cubierta	Viento a 90° con presión interior	Uniforme	---	4.59 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, 1.00)
Cubierta	Viento a 90° con presión interior	Uniforme	---	1.13 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, -1.00)
Cubierta	Viento a 180°, presion exterior tipo 1 con succión interior	Faja	0.00/0.79 (R)	5.17 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, 1.00)
Cubierta	Viento a 180°, presion exterior tipo 1 con succión interior	Faja	0.79/1.00 (R)	8.57 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, 1.00)
Cubierta	Viento a 180°, presion exterior tipo 1 con succión interior	Uniforme	---	2.46 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, 1.00)
Cubierta	Viento a 180°, presion exterior tipo 1 con presión interior	Faja	0.00/0.79 (R)	5.17 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, 1.00)
Cubierta	Viento a 180°, presion exterior tipo 1 con presión interior	Faja	0.79/1.00 (R)	8.57 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, 1.00)
Cubierta	Viento a 180°, presion exterior tipo 1 con presión interior	Uniforme	---	1.39 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, -1.00)
Cubierta	Viento a 180°, presion exterior tipo 2 con succión interior	Faja	0.00/0.79 (R)	5.17 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, 1.00)
Cubierta	Viento a 180°, presion exterior tipo 2 con succión interior	Faja	0.79/1.00 (R)	0.02 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, 1.00)
Cubierta	Viento a 180°, presion exterior tipo 2 con succión interior	Uniforme	---	2.46 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, 1.00)
Cubierta	Viento a 180°, presion exterior tipo 2 con presión interior	Faja	0.00/0.79 (R)	5.17 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, 1.00)
Cubierta	Viento a 180°, presion exterior tipo 2 con presión interior	Faja	0.79/1.00 (R)	0.02 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, 1.00)
Cubierta	Viento a 180°, presion exterior tipo 2 con presión interior	Uniforme	---	1.39 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, -1.00)
Cubierta	Viento a 270° con succión interior	Uniforme	---	4.59 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, 1.00)
Cubierta	Viento a 270° con succión interior	Uniforme	---	2.34 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, 1.00)
Cubierta	Viento a 270° con presión interior	Uniforme	---	4.59 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, 1.00)
Cubierta	Viento a 270° con presión interior	Uniforme	---	1.13 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, -1.00)
Cubierta	(H1-Libre H1-Libre) (H1-Libre H1-Libre)	Uniforme	---	3.25 kN/m	EG: (0.00, 0.00, -1.00)
Cubierta	(H2-Libre H2-Libre) (H1-Libre H1-Libre)	Uniforme	---	1.63 kN/m	EG: (0.00, 0.00, -1.00)
Cubierta	(H1-Libre H1-Libre) (H2-Libre H2-Libre)	Uniforme	---	3.25 kN/m	EG: (0.00, 0.00, -1.00)

Barra	Hipótesis	Tipo	Posición	Valor	Orientación
Cubierta	Carga permanente	Uniforme	---	1.08 kN/m	EG: (0.00, 0.00, -1.00)
Cubierta	Viento a 0°, presion exterior tipo 1 con presión interior	Faja	0.00/0.79 (R)	2.31 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, 1.00)
Cubierta	Viento a 0°, presion exterior tipo 1 con presión interior	Faja	0.79/1.00 (R)	5.70 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, 1.00)
Cubierta	Viento a 0°, presion exterior tipo 1 con presión interior	Faja	0.00/0.79 (R)	2.31 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, 1.00)
Cubierta	Viento a 0°, presion exterior tipo 1 con presión interior	Faja	0.79/1.00 (R)	5.70 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, 1.00)
Cubierta	Viento a 0°, presion exterior tipo 1 con presión interior	Uniforme	---	1.39 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, -1.00)
Cubierta	Viento a 0°, presion exterior tipo 2 con presión interior	Faja	0.00/0.79 (R)	0.02 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, 1.00)
Cubierta	Viento a 0°, presion exterior tipo 2 con presión interior	Faja	0.79/1.00 (R)	0.02 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, 1.00)
Cubierta	Viento a 0°, presion exterior tipo 2 con presión interior	Faja	0.00/0.79 (R)	0.02 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, 1.00)
Cubierta	Viento a 0°, presion exterior tipo 2 con presión interior	Faja	0.79/1.00 (R)	0.02 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, 1.00)
Cubierta	Viento a 0°, presion exterior tipo 2 con presión interior	Uniforme	---	1.39 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, -1.00)
Cubierta	Viento a 90° con presión interior	Uniforme	---	4.59 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, 1.00)
Cubierta	Viento a 90° con presión interior	Uniforme	---	4.59 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, 1.00)
Cubierta	Viento a 90° con presión interior	Uniforme	---	1.13 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, -1.00)
Cubierta	Viento a 180°, presion exterior tipo 1 con succión interior	Faja	0.00/0.21 (R)	4.62 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, 1.00)
Cubierta	Viento a 180°, presion exterior tipo 1 con succión interior	Faja	0.21/1.00 (R)	1.74 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, 1.00)
Cubierta	Viento a 180°, presion exterior tipo 1 con succión interior	Uniforme	---	2.46 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, 1.00)
Cubierta	Viento a 180°, presion exterior tipo 1 con presión interior	Faja	0.00/0.21 (R)	4.62 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, 1.00)
Cubierta	Viento a 180°, presion exterior tipo 1 con presión interior	Faja	0.21/1.00 (R)	1.74 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, 1.00)
Cubierta	Viento a 180°, presion exterior tipo 1 con presión interior	Uniforme	---	1.39 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, -1.00)
Cubierta	Viento a 180°, presion exterior tipo 2 con succión interior	Faja	0.00/0.21 (R)	1.14 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, -1.00)
Cubierta	Viento a 180°, presion exterior tipo 2 con succión interior	Faja	0.21/1.00 (R)	1.14 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, -1.00)
Cubierta	Viento a 180°, presion exterior tipo 2 con succión interior	Uniforme	---	2.46 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, 1.00)
Cubierta	Viento a 180°, presion exterior tipo 2 con presión interior	Faja	0.00/0.21 (R)	1.14 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, -1.00)
Cubierta	Viento a 180°, presion exterior tipo 2 con presión interior	Faja	0.21/1.00 (R)	1.14 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, -1.00)
Cubierta	Viento a 180°, presion exterior tipo 2 con presión interior	Uniforme	---	1.39 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, -1.00)
Cubierta	Viento a 270° con succión interior	Uniforme	---	4.59 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, 1.00)
Cubierta	Viento a 270° con succión interior	Uniforme	---	2.34 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, 1.00)
Cubierta	Viento a 270° con presión interior	Uniforme	---	4.59 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, 1.00)
Cubierta	Viento a 270° con presión interior	Uniforme	---	1.13 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, -1.00)
Cubierta	(H1-Libre H1-Libre) (H1-Libre H1-Libre)	Uniforme	---	3.25 kN/m	EG: (0.00, 0.00, -1.00)
Cubierta	(H2-Libre H2-Libre) (H1-Libre H1-Libre)	Uniforme	---	3.25 kN/m	EG: (0.00, 0.00, -1.00)
Cubierta	(H1-Libre H1-Libre) (H2-Libre H2-Libre)	Uniforme	---	1.63 kN/m	EG: (0.00, 0.00, -1.00)

Barra	Hipótesis	Tipo	Posición	Valor	Orientación
Pilar	Viento a 270° con succión interior	Uniforme	---	4.14 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, 1.00)
Pilar	Viento a 270° con succión interior	Uniforme	---	2.34 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, 1.00)
Pilar	Viento a 270° con presión interior	Uniforme	---	0.69 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, 1.00)
Pilar	Viento a 270° con presión interior	Uniforme	---	4.14 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, 1.00)
Pilar	Viento a 270° con presión interior	Uniforme	---	1.13 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, -1.00)
Cubierta	Carga permanente	Uniforme	---	1.08 kN/m	EG: (0.00, 0.00, -1.00)
Cubierta	Viento a 0°, presion exterior tipo 1 con presión interior	Faja	0.00/0.21 (R)	4.79 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, 1.00)
Cubierta	Viento a 0°, presion exterior tipo 1 con presión interior	Faja	0.21/1.00 (R)	1.74 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, 1.00)
Cubierta	Viento a 0°, presion exterior tipo 1 con presión interior	Faja	0.00/0.21 (R)	4.79 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, 1.00)
Cubierta	Viento a 0°, presion exterior tipo 1 con presión interior	Faja	0.21/1.00 (R)	1.74 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, 1.00)
Cubierta	Viento a 0°, presion exterior tipo 1 con presión interior	Uniforme	---	1.39 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, -1.00)
Cubierta	Viento a 0°, presion exterior tipo 2 con presión interior	Faja	0.00/0.21 (R)	1.14 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, -1.00)
Cubierta	Viento a 0°, presion exterior tipo 2 con presión interior	Faja	0.21/1.00 (R)	1.14 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, -1.00)
Cubierta	Viento a 0°, presion exterior tipo 2 con presión interior	Faja	0.00/0.21 (R)	1.14 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, -1.00)
Cubierta	Viento a 0°, presion exterior tipo 2 con presión interior	Faja	0.21/1.00 (R)	1.14 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, -1.00)
Cubierta	Viento a 0°, presion exterior tipo 2 con presión interior	Uniforme	---	1.39 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, -1.00)
Cubierta	Viento a 90° con presión interior	Uniforme	---	4.59 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, 1.00)
Cubierta	Viento a 90° con presión interior	Uniforme	---	4.59 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, 1.00)
Cubierta	Viento a 90° con presión interior	Uniforme	---	1.13 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, -1.00)
Cubierta	Viento a 180°, presion exterior tipo 1 con succión interior	Faja	0.00/0.79 (R)	5.17 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, 1.00)
Cubierta	Viento a 180°, presion exterior tipo 1 con succión interior	Faja	0.79/1.00 (R)	8.57 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, 1.00)
Cubierta	Viento a 180°, presion exterior tipo 1 con succión interior	Uniforme	---	2.46 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, 1.00)
Cubierta	Viento a 180°, presion exterior tipo 1 con presión interior	Faja	0.00/0.79 (R)	5.17 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, 1.00)
Cubierta	Viento a 180°, presion exterior tipo 1 con presión interior	Faja	0.79/1.00 (R)	8.57 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, 1.00)
Cubierta	Viento a 180°, presion exterior tipo 1 con presión interior	Uniforme	---	1.39 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, -1.00)
Cubierta	Viento a 180°, presion exterior tipo 2 con succión interior	Faja	0.00/0.79 (R)	5.17 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, 1.00)
Cubierta	Viento a 180°, presion exterior tipo 2 con succión interior	Faja	0.79/1.00 (R)	0.02 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, 1.00)
Cubierta	Viento a 180°, presion exterior tipo 2 con succión interior	Uniforme	---	2.46 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, 1.00)
Cubierta	Viento a 180°, presion exterior tipo 2 con presión interior	Faja	0.00/0.79 (R)	5.17 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, 1.00)
Cubierta	Viento a 180°, presion exterior tipo 2 con presión interior	Faja	0.79/1.00 (R)	0.02 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, 1.00)
Cubierta	Viento a 180°, presion exterior tipo 2 con presión interior	Uniforme	---	1.39 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, -1.00)
Cubierta	Viento a 270° con succión interior	Uniforme	---	4.60 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, 1.00)
Cubierta	Viento a 270° con succión interior	Uniforme	---	2.34 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, 1.00)
Cubierta	Viento a 270° con presión interior	Uniforme	---	4.60 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, 1.00)
Cubierta	Viento a 270° con presión interior	Uniforme	---	1.13 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, -1.00)
Cubierta	(H1-Libre H1-Libre) (H1-Libre H1-Libre)	Uniforme	---	3.25 kN/m	EG: (0.00, 0.00, -1.00)
Cubierta	(H2-Libre H2-Libre) (H1-Libre H1-Libre)	Uniforme	---	1.63 kN/m	EG: (0.00, 0.00, -1.00)
Cubierta	(H1-Libre H1-Libre) (H2-Libre H2-Libre)	Uniforme	---	3.25 kN/m	EG: (0.00, 0.00, -1.00)
Cubierta	Carga permanente	Uniforme	---	1.08 kN/m	EG: (0.00, 0.00, -1.00)
Cubierta	Viento a 0°, presion exterior tipo 1 con presión interior	Faja	0.00/0.79 (R)	2.31 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, 1.00)
Cubierta	Viento a 0°, presion exterior tipo 1 con presión interior	Faja	0.79/1.00 (R)	5.70 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, 1.00)
Cubierta	Viento a 0°, presion exterior tipo 1 con presión interior	Faja	0.00/0.79 (R)	2.31 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, 1.00)
Cubierta	Viento a 0°, presion exterior tipo 1 con presión interior	Faja	0.79/1.00 (R)	5.70 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, 1.00)
Cubierta	Viento a 0°, presion exterior tipo 1 con presión interior	Uniforme	---	1.39 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, -1.00)
Cubierta	Viento a 0°, presion exterior tipo 2 con presión interior	Faja	0.00/0.79 (R)	0.02 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, 1.00)
Cubierta	Viento a 0°, presion exterior tipo 2 con presión interior	Faja	0.79/1.00 (R)	0.02 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, 1.00)

Barra	Hipótesis	Tipo	Posición	Valor	Orientación
Cubierta	Viento a 0°, presion exterior tipo 2 con presión interior	Faja	0.00/0.79 (R)	0.02 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, 1.00)
Cubierta	Viento a 0°, presion exterior tipo 2 con presión interior	Faja	0.79/1.00 (R)	0.02 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, 1.00)
Cubierta	Viento a 0°, presion exterior tipo 2 con presión interior	Uniforme	---	1.39 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, -1.00)
Cubierta	Viento a 90° con presión interior	Uniforme	---	4.59 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, 1.00)
Cubierta	Viento a 90° con presión interior	Uniforme	---	4.59 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, 1.00)
Cubierta	Viento a 90° con presión interior	Uniforme	---	1.13 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, -1.00)
Cubierta	Viento a 180°, presion exterior tipo 1 con succión interior	Faja	0.00/0.21 (R)	4.79 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, 1.00)
Cubierta	Viento a 180°, presion exterior tipo 1 con succión interior	Faja	0.21/1.00 (R)	1.74 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, 1.00)
Cubierta	Viento a 180°, presion exterior tipo 1 con succión interior	Uniforme	---	2.46 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, 1.00)
Cubierta	Viento a 180°, presion exterior tipo 1 con presión interior	Faja	0.00/0.21 (R)	4.79 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, 1.00)
Cubierta	Viento a 180°, presion exterior tipo 1 con presión interior	Faja	0.21/1.00 (R)	1.74 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, 1.00)
Cubierta	Viento a 180°, presion exterior tipo 1 con presión interior	Uniforme	---	1.39 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, -1.00)
Cubierta	Viento a 180°, presion exterior tipo 2 con succión interior	Faja	0.00/0.21 (R)	1.14 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, -1.00)
Cubierta	Viento a 180°, presion exterior tipo 2 con succión interior	Faja	0.21/1.00 (R)	1.14 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, -1.00)
Cubierta	Viento a 180°, presion exterior tipo 2 con succión interior	Uniforme	---	2.46 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, 1.00)
Cubierta	Viento a 180°, presion exterior tipo 2 con presión interior	Faja	0.00/0.21 (R)	1.14 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, -1.00)
Cubierta	Viento a 180°, presion exterior tipo 2 con presión interior	Faja	0.21/1.00 (R)	1.14 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, -1.00)
Cubierta	Viento a 180°, presion exterior tipo 2 con presión interior	Uniforme	---	1.39 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, -1.00)
Cubierta	Viento a 270° con succión interior	Uniforme	---	4.60 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, 1.00)
Cubierta	Viento a 270° con succión interior	Uniforme	---	2.34 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, 1.00)
Cubierta	Viento a 270° con presión interior	Uniforme	---	4.60 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, 1.00)
Cubierta	Viento a 270° con presión interior	Uniforme	---	1.13 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, -1.00)
Cubierta	(H1-Libre H1-Libre) (H1-Libre H1-Libre)	Uniforme	---	3.25 kN/m	EG: (0.00, 0.00, -1.00)
Cubierta	(H2-Libre H2-Libre) (H1-Libre H1-Libre)	Uniforme	---	3.25 kN/m	EG: (0.00, 0.00, -1.00)
Cubierta	(H1-Libre H1-Libre) (H2-Libre H2-Libre)	Uniforme	---	1.63 kN/m	EG: (0.00, 0.00, -1.00)

Pórtico 7

Barra	Hipótesis	Tipo	Posición	Valor	Orientación
Pilar	Carga permanente	Uniforme	---	0.50 kN/m	EG: (0.00, 0.00, -1.00)
Pilar	Viento a 0°, presion exterior tipo 1 con presión interior	Uniforme	---	2.12 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, -1.00)
Pilar	Viento a 0°, presion exterior tipo 1 con presión interior	Uniforme	---	2.12 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, -1.00)
Pilar	Viento a 0°, presion exterior tipo 1 con presión interior	Uniforme	---	0.69 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, -1.00)
Pilar	Viento a 0°, presion exterior tipo 2 con presión interior	Uniforme	---	2.12 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, -1.00)
Pilar	Viento a 0°, presion exterior tipo 2 con presión interior	Uniforme	---	2.12 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, -1.00)
Pilar	Viento a 0°, presion exterior tipo 2 con presión interior	Uniforme	---	0.69 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, -1.00)
Pilar	Viento a 90° con presión interior	Uniforme	---	1.44 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, 1.00)
Pilar	Viento a 90° con presión interior	Uniforme	---	1.44 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, 1.00)
Pilar	Viento a 90° con presión interior	Uniforme	---	0.56 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, -1.00)
Pilar	Viento a 180°, presion exterior tipo 1 con succión interior	Uniforme	---	1.08 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, 1.00)
Pilar	Viento a 180°, presion exterior tipo 1 con succión interior	Uniforme	---	1.23 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, 1.00)
Pilar	Viento a 180°, presion exterior tipo 1 con presión interior	Uniforme	---	1.08 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, 1.00)
Pilar	Viento a 180°, presion exterior tipo 1 con presión interior	Uniforme	---	0.69 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, -1.00)

Barra	Hipótesis	Tipo	Posición	Valor	Orientación
Pilar	Viento a 180°, presion exterior tipo 2 con succión interior	Uniforme	---	1.08 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, 1.00)
Pilar	Viento a 180°, presion exterior tipo 2 con succión interior	Uniforme	---	1.23 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, 1.00)
Pilar	Viento a 180°, presion exterior tipo 2 con presión interior	Uniforme	---	1.08 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, 1.00)
Pilar	Viento a 180°, presion exterior tipo 2 con presión interior	Uniforme	---	0.69 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, -1.00)
Pilar	Viento a 270° con succión interior	Uniforme	---	3.45 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, 1.00)
Pilar	Viento a 270° con succión interior	Uniforme	---	1.17 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, 1.00)
Pilar	Viento a 270° con presión interior	Uniforme	---	3.45 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, 1.00)
Pilar	Viento a 270° con presión interior	Uniforme	---	0.56 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, -1.00)
Pilar	Carga permanente	Uniforme	---	0.50 kN/m	EG: (0.00, 0.00, -1.00)
Pilar	Viento a 0°, presion exterior tipo 1 con presión interior	Uniforme	---	1.08 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, 1.00)
Pilar	Viento a 0°, presion exterior tipo 1 con presión interior	Uniforme	---	1.08 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, 1.00)
Pilar	Viento a 0°, presion exterior tipo 1 con presión interior	Uniforme	---	0.69 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, -1.00)
Pilar	Viento a 0°, presion exterior tipo 2 con presión interior	Uniforme	---	1.08 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, 1.00)
Pilar	Viento a 0°, presion exterior tipo 2 con presión interior	Uniforme	---	1.08 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, 1.00)
Pilar	Viento a 0°, presion exterior tipo 2 con presión interior	Uniforme	---	0.69 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, -1.00)
Pilar	Viento a 90° con presión interior	Uniforme	---	1.44 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, 1.00)
Pilar	Viento a 90° con presión interior	Uniforme	---	1.44 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, 1.00)
Pilar	Viento a 90° con presión interior	Uniforme	---	0.56 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, -1.00)
Pilar	Viento a 180°, presion exterior tipo 1 con succión interior	Uniforme	---	2.12 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, -1.00)
Pilar	Viento a 180°, presion exterior tipo 1 con succión interior	Uniforme	---	1.23 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, 1.00)
Pilar	Viento a 180°, presion exterior tipo 1 con presión interior	Uniforme	---	2.12 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, -1.00)
Pilar	Viento a 180°, presion exterior tipo 1 con presión interior	Uniforme	---	0.69 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, -1.00)
Pilar	Viento a 180°, presion exterior tipo 2 con succión interior	Uniforme	---	2.12 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, -1.00)
Pilar	Viento a 180°, presion exterior tipo 2 con succión interior	Uniforme	---	1.23 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, 1.00)
Pilar	Viento a 180°, presion exterior tipo 2 con presión interior	Uniforme	---	2.12 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, -1.00)
Pilar	Viento a 180°, presion exterior tipo 2 con presión interior	Uniforme	---	0.69 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, -1.00)
Pilar	Viento a 270° con succión interior	Uniforme	---	3.45 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, 1.00)
Pilar	Viento a 270° con succión interior	Uniforme	---	1.17 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, 1.00)
Pilar	Viento a 270° con presión interior	Uniforme	---	3.45 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, 1.00)
Pilar	Viento a 270° con presión interior	Uniforme	---	0.56 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, -1.00)
Cubierta	Carga permanente	Uniforme	---	0.54 kN/m	EG: (0.00, 0.00, -1.00)
Cubierta	Viento a 0°, presión exterior tipo 1 con presión interior	Faja	0.00/0.21 (R)	2.60 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, 1.00)
Cubierta	Viento a 0°, presión exterior tipo 1 con presión interior	Faja	0.21/1.00 (R)	0.87 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, 1.00)
Cubierta	Viento a 0°, presión exterior tipo 1 con presión interior	Faja	0.00/0.21 (R)	2.60 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, 1.00)
Cubierta	Viento a 0°, presión exterior tipo 1 con presión interior	Faja	0.21/1.00 (R)	0.87 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, 1.00)
Cubierta	Viento a 0°, presión exterior tipo 1 con presión interior	Uniforme	---	0.69 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, -1.00)
Cubierta	Viento a 0°, presión exterior tipo 2 con presión interior	Faja	0.00/0.21 (R)	0.57 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, -1.00)
Cubierta	Viento a 0°, presión exterior tipo 2 con presión interior	Faja	0.21/1.00 (R)	0.57 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, -1.00)
Cubierta	Viento a 0°, presión exterior tipo 2 con presión interior	Faja	0.00/0.21 (R)	0.57 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, -1.00)
Cubierta	Viento a 0°, presión exterior tipo 2 con presión interior	Faja	0.21/1.00 (R)	0.57 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, -1.00)
Cubierta	Viento a 0°, presión exterior tipo 2 con presión interior	Uniforme	---	0.69 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, -1.00)
Cubierta	Viento a 90° con presión interior	Uniforme	---	2.30 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, 1.00)
Cubierta	Viento a 90° con presión interior	Uniforme	---	2.30 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, 1.00)
Cubierta	Viento a 90° con presión interior	Uniforme	---	0.56 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, -1.00)
Cubierta	Viento a 180°, presión exterior tipo 1 con succión interior	Faja	0.00/0.79 (R)	2.59 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, 1.00)
Cubierta	Viento a 180°, presión exterior tipo 1 con succión interior	Faja	0.79/1.00 (R)	4.28 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, 1.00)

Barra	Hipótesis	Tipo	Posición	Valor	Orientación
Cubierta	Viento a 180°, presión exterior tipo 1 con succión interior	Uniforme	---	1.23 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, 1.00)
Cubierta	Viento a 180°, presión exterior tipo 1 con presión interior	Faja	0.00/0.79 (R)	2.59 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, 1.00)
Cubierta	Viento a 180°, presión exterior tipo 1 con presión interior	Faja	0.79/1.00 (R)	4.28 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, 1.00)
Cubierta	Viento a 180°, presión exterior tipo 1 con presión interior	Uniforme	---	0.69 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, -1.00)
Cubierta	Viento a 180°, presión exterior tipo 2 con succión interior	Faja	0.00/0.79 (R)	2.59 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, 1.00)
Cubierta	Viento a 180°, presión exterior tipo 2 con succión interior	Faja	0.79/1.00 (R)	0.01 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, 1.00)
Cubierta	Viento a 180°, presión exterior tipo 2 con succión interior	Uniforme	---	1.23 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, 1.00)
Cubierta	Viento a 180°, presión exterior tipo 2 con presión interior	Faja	0.00/0.79 (R)	2.59 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, 1.00)
Cubierta	Viento a 180°, presión exterior tipo 2 con presión interior	Faja	0.79/1.00 (R)	0.01 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, 1.00)
Cubierta	Viento a 180°, presión exterior tipo 2 con presión interior	Uniforme	---	0.69 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, -1.00)
Cubierta	Viento a 270° con succión interior	Faja	0.00/0.50 (R)	3.28 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, 1.00)
Cubierta	Viento a 270° con succión interior	Faja	0.50/1.00 (R)	2.24 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, 1.00)
Cubierta	Viento a 270° con succión interior	Uniforme	---	0.92 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, 1.00)
Cubierta	Viento a 270° con succión interior	Uniforme	---	1.17 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, 1.00)
Cubierta	Viento a 270° con presión interior	Faja	0.00/0.50 (R)	3.28 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, 1.00)
Cubierta	Viento a 270° con presión interior	Faja	0.50/1.00 (R)	2.24 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, 1.00)
Cubierta	Viento a 270° con presión interior	Uniforme	---	0.92 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, 1.00)
Cubierta	Viento a 270° con presión interior	Uniforme	---	0.56 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, -1.00)
Cubierta	(H1-Libre H1-Libre) (H1-Libre H1-Libre)	Uniforme	---	1.63 kN/m	EG: (0.00, 0.00, -1.00)
Cubierta	(H2-Libre H2-Libre) (H1-Libre H1-Libre)	Uniforme	---	0.81 kN/m	EG: (0.00, 0.00, -1.00)
Cubierta	(H1-Libre H1-Libre) (H2-Libre H2-Libre)	Uniforme	---	1.63 kN/m	EG: (0.00, 0.00, -1.00)
Cubierta	Carga permanente	Uniforme	---	0.54 kN/m	EG: (0.00, 0.00, -1.00)
Cubierta	Viento a 0°, presión exterior tipo 1 con presión interior	Faja	0.00/0.79 (R)	1.15 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, 1.00)
Cubierta	Viento a 0°, presión exterior tipo 1 con presión interior	Faja	0.79/1.00 (R)	2.85 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, 1.00)
Cubierta	Viento a 0°, presión exterior tipo 1 con presión interior	Faja	0.00/0.79 (R)	1.15 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, 1.00)
Cubierta	Viento a 0°, presión exterior tipo 1 con presión interior	Faja	0.79/1.00 (R)	2.85 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, 1.00)
Cubierta	Viento a 0°, presión exterior tipo 1 con presión interior	Uniforme	---	0.69 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, -1.00)
Cubierta	Viento a 0°, presión exterior tipo 2 con presión interior	Faja	0.00/0.79 (R)	0.01 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, 1.00)
Cubierta	Viento a 0°, presión exterior tipo 2 con presión interior	Faja	0.79/1.00 (R)	0.01 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, 1.00)
Cubierta	Viento a 0°, presión exterior tipo 2 con presión interior	Faja	0.00/0.79 (R)	0.01 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, 1.00)
Cubierta	Viento a 0°, presión exterior tipo 2 con presión interior	Faja	0.79/1.00 (R)	0.01 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, 1.00)
Cubierta	Viento a 0°, presión exterior tipo 2 con presión interior	Uniforme	---	0.69 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, -1.00)
Cubierta	Viento a 90° con presión interior	Uniforme	---	2.30 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, 1.00)
Cubierta	Viento a 90° con presión interior	Uniforme	---	2.30 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, 1.00)
Cubierta	Viento a 90° con presión interior	Uniforme	---	0.56 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, -1.00)
Cubierta	Viento a 180°, presión exterior tipo 1 con succión interior	Faja	0.00/0.21 (R)	2.60 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, 1.00)
Cubierta	Viento a 180°, presión exterior tipo 1 con succión interior	Faja	0.21/1.00 (R)	0.87 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, 1.00)
Cubierta	Viento a 180°, presión exterior tipo 1 con succión interior	Uniforme	---	1.23 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, 1.00)
Cubierta	Viento a 180°, presión exterior tipo 1 con presión interior	Faja	0.00/0.21 (R)	2.60 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, 1.00)
Cubierta	Viento a 180°, presión exterior tipo 1 con presión interior	Faja	0.21/1.00 (R)	0.87 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, 1.00)
Cubierta	Viento a 180°, presión exterior tipo 1 con presión interior	Uniforme	---	0.69 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, -1.00)
Cubierta	Viento a 180°, presión exterior tipo 2 con succión interior	Faja	0.00/0.21 (R)	0.57 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, -1.00)
Cubierta	Viento a 180°, presión exterior tipo 2 con succión interior	Faja	0.21/1.00 (R)	0.57 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, -1.00)
Cubierta	Viento a 180°, presión exterior tipo 2 con succión interior	Uniforme	---	1.23 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, 1.00)
Cubierta	Viento a 180°, presión exterior tipo 2 con presión interior	Faja	0.00/0.21 (R)	0.57 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, -1.00)
Cubierta	Viento a 180°, presión exterior tipo 2 con presión interior	Faja	0.21/1.00 (R)	0.57 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, -1.00)

Barra	Hipótesis	Tipo	Posición	Valor	Orientación
Cubierta	Viento a 180°, presión exterior tipo 2 con presión interior	Uniforme	---	0.69 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, -1.00)
Cubierta	Viento a 270° con succión interior	Faja	0.00/0.50 (R)	3.28 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, 1.00)
Cubierta	Viento a 270° con succión interior	Faja	0.50/1.00 (R)	2.24 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, 1.00)
Cubierta	Viento a 270° con succión interior	Uniforme	---	0.92 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, 1.00)
Cubierta	Viento a 270° con succión interior	Uniforme	---	1.17 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, 1.00)
Cubierta	Viento a 270° con presión interior	Faja	0.00/0.50 (R)	3.28 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, 1.00)
Cubierta	Viento a 270° con presión interior	Faja	0.50/1.00 (R)	2.24 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, 1.00)
Cubierta	Viento a 270° con presión interior	Uniforme	---	0.92 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, 1.00)
Cubierta	Viento a 270° con presión interior	Uniforme	---	0.56 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, -1.00)
Cubierta	(H1-Libre H1-Libre) (H1-Libre H1-Libre)	Uniforme	---	1.63 kN/m	EG: (0.00, 0.00, -1.00)
Cubierta	(H2-Libre H2-Libre) (H1-Libre H1-Libre)	Uniforme	---	1.63 kN/m	EG: (0.00, 0.00, -1.00)
Cubierta	(H1-Libre H1-Libre) (H2-Libre H2-Libre)	Uniforme	---	0.81 kN/m	EG: (0.00, 0.00, -1.00)

Descripción de las abreviaturas:

R : Posición relativa a la longitud de la barra.

EG : Ejes de la carga coincidentes con los globales de la estructura.

EXB : Ejes de la carga en el plano de definición de la misma y con el eje X coincidente con la barra

Una vez determinados los parámetros de estos elementos se exporta la obra a “Nuevo Metal 3D” y en este programa se crean los elementos restantes. Dichos elementos serán los correspondientes a la estructura de la entreplanta, las puertas y la marquesina lateral.

En “Nuevo Metal 3D” se introducen todas las barras necesarias, excepto los pórticos y las correas, y todos los parámetros necesarios para la determinación de los perfiles a dimensionar, como pueden ser los parámetros referentes al pandeo, al pandeo lateral, a la calidad del material, la disposición del material, las flechas, etc.

Por otro lado, además de las cargas y combinaciones creadas por el propio programa, se han introducido las siguientes cargas para completar las solicitaciones que deberá soportar la estructura:

En la entreplanta, se han introducido las cargas correspondientes:

- Carga permanente = 4,20 kN/m²
 - Peso forjado = 2,20 kN/m²
 - Peso de elementos sobre el forjado = 2 kN/m²

- Sobrecarga de uso oficinas = 3 kN/m^2
- En el sistema de correas implantado para la sustentación del techo de la entreplanta se colocarán una serie de cargas gravitatorias puntuales de carácter permanente:
 - En las correas UPE y en los cruces con las vigas de sujeción de estas entre los pilarillos de los dos primeros pórticos, dicha carga supone $0,12 \text{ kN}$ cada $0,5 \text{ m}$, tal y como se disponen los tirantes de sujeción del techo suspendido mediante este sistema.
 - Sin embargo, en la jácena del segundo pórtico dispuesta sobre la entreplanta, perteneciente al sistema mencionado de sustentación del techo de esta, la carga es de $0,06 \text{ kN}$ cada $0,5 \text{ m}$, siguiendo evidentemente la disposición de los tirantes de sujeción implantados.

Antes de introducir las cargas de la marquesina, se debe tener en cuenta lo establecido en el apartado de cálculo de cerramientos de marquesina mediante CTE-SE-DB-AE y el Eurocódigo, siendo posible que el deslizamiento de nieve desde la cubierta de la nave hacia la marquesina aumente las solicitaciones de esta.

Las cargas introducidas en la marquesina son las siguientes:

- Carga permanente = $0,1915 \text{ kN/m}^2$
 - Peso chapa = $0,0925 \text{ kN/m}^2$
 - Peso de correas UPE 160 = $0,099 \text{ kN/m}^2$
- Cargas variables: se introducen como cargas lineales sobre los perfiles que forman el pórtico de la marquesina, esto es multiplicando cada carga por el ancho de área tributaria de las vigas ($2,5 \text{ m}$ en el caso de los pórticos extremos y 5 m en los pórticos centrales).
 - Sobrecarga de uso = $0,4 \text{ kN/m}^2$

$$Q_{SU\text{extremo}} \rightarrow 1 \text{ kN/m}^2$$

$$Q_{SU\text{central}} \rightarrow 2 \text{ kN/m}^2$$

- Sobrecarga de nieve = 1,346 kN/m²

$$Q_{N\text{extremo}} \rightarrow 3,365 \text{ kN/m}^2$$

$$Q_{N\text{central}} \rightarrow 6,73 \text{ kN/m}^2$$

- Viento. Según su situación y la dirección del viento (180° o 0°) cada viga de marquesina se verá afectada por unas cargas u otras. A continuación se muestran las más peligrosas para cada caso que son las introducidas en el programa de cálculo.

Vigas 1 y 7 (Ancho de $A_t = 2,5 \text{ m}$)		
Viento 1 (180°)	Presión	4,775 kN/m ²
	Succión	3,875 kN/m ²
Viento 2 (0°)	Presión	4,775 kN/m ²
	Succión	4,975 kN/m ²

Tabla 105. Valores cargas de viento sobre vigas 1 y 7.

Vigas 2 y 6 (Ancho de $A_t = 5 \text{ m}$)		
Viento 1 (180°)	Presión	6,31 kN/m ²
	Succión	8,155 kN/m ²
Viento 2 (0°)	Presión	6,31 kN/m ²
	Succión	11,255 kN/m ²

Tabla 106. Valores cargas de viento sobre vigas 2 y 6.

Vigas 3, 4 y 5 (Ancho de $A_t = 5 \text{ m}$)		
Viento 1 (180°)	Presión	5,95 kN/m ²
	Succión	8,2 kN/m ²
Viento 2 (0°)	Presión	5,95 kN/m ²
	Succión	11,4 kN/m ²

Tabla 107. Valores cargas de viento sobre vigas 3, 4 y 5.

3.1.10.1 ELEMENTOS DE LA NAVE

A continuación, se exponen las comprobaciones pertinentes para la situación más desfavorable de cada elemento implantado con sus correspondientes consideraciones.

3.1.10.1.1 Pórticos

Dinteles

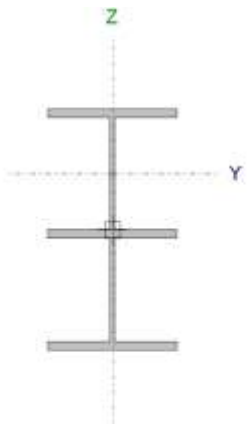
Se colocaran dinteles acartelados en la unión con los pilares, ya que, al ser pórticos rígidos en esos puntos se concentraran los mayores momentos. Además, no será necesario colocar dinteles de sección variable a lo largo de toda su longitud, ya que, los dinteles son de longitud moderada.

Por la misma razón, se considera conveniente la implantación de cartelas en la unión en cumbrera entre los dinteles del pórtico, puesto que también se consideran puntos de concentración de esfuerzos.

Los dinteles más desfavorables son los centrales, y de estos los que no se encuentran arriostrados, por lo que, todos los dinteles, incluyendo los extremos, se dimensionaran en función de estos, para lograr una simetría que simplifique el montaje y para que sea posible una ampliación de la nave en caso de ser necesaria en un futuro.

Por lo tanto, el resultado es el siguiente:

Perfil: HE 220 B , Simple con cartelas (Cartela inicial inferior: 2.50 m. Cartela final inferior: 1.30 m.)
Material: Acero (S275)

	Nudos		Longitud (m)	Características mecánicas ⁽¹⁾				
	Inicial	Final		Área (cm ²)	I _y ⁽²⁾ (cm ⁴)	I _z ⁽²⁾ (cm ⁴)	I _t ⁽³⁾ (cm ⁴)	y _a ⁽⁴⁾ (mm)
	N22	N25	7.762	142.76	32156.60	4263.98	111.59	0.00
<p>Notas:</p> <p>⁽¹⁾ Las características mecánicas y el dibujo mostrados corresponden a la sección inicial del perfil (N22)</p> <p>⁽²⁾ Inercia respecto al eje indicado</p> <p>⁽³⁾ Momento de inercia a torsión uniforme</p> <p>⁽⁴⁾ Coordenadas del centro de gravedad</p>								
		Pandeo		Pandeo lateral				
		Plano XY	Plano XZ	Ala sup.	Ala inf.			
		β	1.00	1.00	0.50	0.50		
		L _K	7.762	7.762	3.881	3.881		
		C _m	1.000	1.000	1.000	1.000		
<p>Notación:</p> <p>β: Coeficiente de pandeo</p> <p>L_K: Longitud de pandeo (m)</p> <p>C_m: Coeficiente de momentos</p>								

Barra	COMPROBACIONES (CTE DB SE-A)													Estado	
	N _t	N _c	M _y	M _z	V _z	V _y	M _y V _z	M _z V _y	NM _y M _z	NM _y M _z V _y V _z	M _t	M _t V _z	M _t V _y		λ̄
N22/N25	x: 6.46 m η = 3.8	x: 2.69 m η = 10.2	x: 0.187 m η = 56.3	x: 0.187 m η < 0.1	x: 2.69 m η = 15.7	V _{Ed} = 0.00 N.P. ⁽¹⁾	η < 0.1	N.P. ⁽²⁾	x: 0.187 m η = 59.1	η < 0.1	M _{Ed} = 0.00 N.P. ⁽³⁾	N.P. ⁽⁴⁾	N.P. ⁽⁴⁾	x: 0.187 m λ̄ < 2.0	CUMPLE η = 59.1
<p>Notación:</p> <p>N_t: Resistencia a tracción N_c: Resistencia a compresión M_y: Resistencia a flexión eje Y M_z: Resistencia a flexión eje Z V_z: Resistencia a corte Z V_y: Resistencia a corte Y M_yV_z: Resistencia a momento flector Y y fuerza cortante Z combinados M_zV_y: Resistencia a momento flector Z y fuerza cortante Y combinados NM_yM_z: Resistencia a flexión y axil combinados NM_yM_zV_yV_z: Resistencia a flexión, axil y cortante combinados M_t: Resistencia a torsión M_tV_z: Resistencia a cortante Z y momento torsor combinados M_tV_y: Resistencia a cortante Y y momento torsor combinados λ̄: Limitación de esbeltez x: Distancia al origen de la barra η: Coeficiente de aprovechamiento (%) N.P.: No procede</p> <p>Comprobaciones que no proceden (N.P.):</p> <p>⁽¹⁾ La comprobación no procede, ya que no hay esfuerzo cortante. ⁽²⁾ No hay interacción entre momento flector y esfuerzo cortante para ninguna combinación. Por lo tanto, la comprobación no procede. ⁽³⁾ La comprobación no procede, ya que no hay momento torsor. ⁽⁴⁾ No hay interacción entre momento torsor y esfuerzo cortante para ninguna combinación. Por lo tanto, la comprobación no procede.</p>															

Resistencia a tracción (CTE DB SE-A, Artículo 6.2.3)

Se debe satisfacer:

$$\eta = \frac{N_{t,Ed}}{N_{t,Rd}} \leq 1$$

η : **0.038** ✓

El esfuerzo solicitante de cálculo pésimo se produce en un punto situado a una distancia de 6.463 m del nudo N22, para la combinación de acciones $0.8 \cdot G + 1.35 \cdot \text{PesoCorreasyCubiertaMarquesina} + 1.05 \cdot \text{SobrecargadeUsoMarquesina} + 1.5 \cdot V(270^\circ)H1 + 0.75 \cdot \text{NieveMarquesina}$.

$N_{t,Ed}$: Axil de tracción solicitante de cálculo pésimo.

$$N_{t,Ed} : \underline{90.26} \text{ kN}$$

La resistencia de cálculo a tracción $N_{t,Rd}$ viene dada por:

$$N_{t,Rd} : \underline{\frac{2383.33}{33}} \text{ kN}$$

Donde:

A : Área bruta de la sección transversal de la barra.

$$A : \underline{91.00} \text{ cm}^2$$

f_{yd} : Resistencia de cálculo del acero.

$$f_{yd} : \underline{261.9} \text{ MPa}$$

Siendo:

f_y : Límite elástico.

$$f_y : \underline{275.0} \text{ MPa}$$

γ_{M0} : Coeficiente parcial de seguridad del material.

$$\gamma_{M0} : \underline{1.05}$$

Resistencia a compresión (CTE DB SE-A, Artículo 6.2.5)

Se debe satisfacer:

$$\eta = \frac{N_{c,Ed}}{N_{c,Rd}} \leq 1$$

$$\eta : \underline{0.029} \quad \checkmark$$

$$\eta = \frac{N_{c,Ed}}{N_{b,Rd}} \leq 1$$

$$\eta : \underline{0.102} \quad \checkmark$$

El esfuerzo solicitante de cálculo pésimo se produce en un punto situado a una distancia de 2.686 m del nudo N22, para la combinación de acciones $1.35 \cdot G + 0.8 \cdot \text{PesoCorreasyCubiertaMarquesina} + 0.9 \cdot V(0^\circ)H4 + 0.9 \cdot V(0^\circ)\text{MarquesinaSucción} + 1.5 \cdot \text{Nieve:estadoinicial}$.

$N_{c,Ed}$: Axil de compresión solicitante de cálculo pésimo.

$$N_{c,Ed} : \underline{68.87} \text{ kN}$$

La resistencia de cálculo a compresión $N_{c,Rd}$ viene dada por:

$$N_{c,Rd} : \underline{2383.33} \text{ kN}$$

Donde:

Clase: Clase de la sección, según la capacidad de deformación y de desarrollo de la resistencia plástica de los elementos planos comprimidos de una sección.

$$\text{Clase} : \underline{1}$$

A : Área de la sección bruta para las secciones de clase 1, 2 y 3.

$$A : \underline{91.00} \text{ cm}^2$$

f_{yd} : Resistencia de cálculo del acero.

$$f_{yd} = \frac{261.9}{1} \text{ MPa}$$

Siendo:

f_y : Límite elástico.

$$f_y = \frac{275.0}{1} \text{ MPa}$$

γ_{M0} : Coeficiente parcial de seguridad del material.

$$\gamma_{M0} = \frac{1.05}{1}$$

Resistencia a pandeo: (CTE DB SE-A, Artículo 6.3.2)

La resistencia de cálculo a pandeo $N_{b,Rd}$ en una barra comprimida viene dada por:

$$N_{b,Rd} = \frac{677.65}{1} \text{ kN}$$

Donde:

A : Área de la sección bruta para las secciones de clase 1, 2 y 3.

$$A = \frac{91.00}{1} \text{ cm}^2$$

f_{yd} : Resistencia de cálculo del acero.

$$f_{yd} = \frac{261.9}{1} \text{ MPa}$$

Siendo:

f_y : Límite elástico.

$$f_y = \frac{275.0}{1} \text{ MPa}$$

γ_{M1} : Coeficiente parcial de seguridad del material.

$$\gamma_{M1} = \frac{1.05}{1}$$

χ : Coeficiente de reducción por pandeo.

$$\chi_y = \frac{0.63}{1}$$

$$\chi_z = \frac{0.28}{1}$$

$$\chi_T = \frac{0.82}{1}$$

Siendo:

$$\phi_y = \frac{1.08}{1}$$

$$\phi_z = \frac{2.12}{1}$$

$$\phi_T = \frac{0.73}{1}$$

α : Coeficiente de imperfección elástica.

$$\alpha_y = \frac{0.34}{1}$$

$$\alpha_z = \frac{0.49}{1}$$

$$\alpha_T = \frac{0.49}{1}$$

$\bar{\lambda}$: Esbeltez reducida.

$$\bar{\lambda}_y = \frac{0.95}{1}$$

$$\bar{\lambda}_z = 1.60$$

$$\bar{\lambda}_T = 0.54$$

$$N_{cr} = 978.00 \text{ kN}$$

N_{cr} : Axil crítico de pandeo elástico.

El axil crítico de pandeo elástico N_{cr} es el menor de los valores obtenidos en a), b) y c):

a) Axil crítico elástico de pandeo por flexión respecto al eje Y. $N_{cr, v} = 2783.33 \text{ kN}$

b) Axil crítico elástico de pandeo por flexión respecto al eje Z. $N_{cr, z} = 978.00 \text{ kN}$

c) Axil crítico elástico de pandeo por torsión. $N_{cr, T} = 8544.80 \text{ kN}$

Donde:

I_y : Momento de inercia de la sección bruta, respecto al eje Y. $I_y = 8091.00 \text{ cm}^4$

I_z : Momento de inercia de la sección bruta, respecto al eje Z. $I_z = 2843.00 \text{ cm}^4$

I_t : Momento de inercia a torsión uniforme. $I_t = 76.57 \text{ cm}^4$

I_w : Constante de alabeo de la sección. $I_w = 295400.0 \text{ cm}^6$

E : Módulo de elasticidad $E = 210000 \text{ MPa}$

G : Módulo de elasticidad transversal. $G = 81000 \text{ MPa}$

L_{ky} : Longitud efectiva de pandeo por flexión, respecto al eje Y. $L_{ky} = 7.762 \text{ m}$

L_{kz} : Longitud efectiva de pandeo por flexión, respecto al eje Z. $L_{kz} = 7.762 \text{ m}$

L_{kt} : Longitud efectiva de pandeo por torsión. $L_{kt} = 3.881 \text{ m}$

i_o : Radio de giro polar de la sección bruta, respecto al centro de torsión. $i_o = 10.96 \text{ cm}$

Siendo:

i_y, i_z : Radios de giro de la sección bruta, respecto a los ejes principales de inercia Y y Z. $i_y = 9.43 \text{ cm}$

$i_z = 5.59 \text{ cm}$

y_o, z_o : Coordenadas del centro de torsión en la dirección de los ejes principales Y y Z, $y_o = 0.00 \text{ mm}$

respectivamente, relativas al centro de gravedad de la sección.

$$z_0 : \underline{0.00} \text{ mm}$$

Resistencia a flexión eje Y (CTE DB SE-A, Artículo 6.2.6)

Se debe satisfacer:

$$\eta - \frac{M_{Ed}}{M_{t,Rd}} \leq 1$$

$$\eta : \underline{0.481} \quad \checkmark$$

$$\eta - \frac{M_{Ed}}{M_{b,Rd}} \leq 1$$

$$\eta : \underline{0.563} \quad \checkmark$$

El esfuerzo solicitante de cálculo pésimo se produce en un punto situado a una distancia de 0.187 m del nudo N22, para la combinación de acciones $0.8 \cdot G + 0.8 \cdot \text{PesoCorreasyCubiertaMarquesina} + 1.5 \cdot V(180^\circ)H1 + 0.9 \cdot V(180^\circ)\text{MarquesinaSucción}$.

El esfuerzo solicitante de cálculo pésimo se produce en un punto situado a una distancia de 0.187 m del nudo N22, para la combinación de acciones $1.35 \cdot G + 1.35 \cdot \text{PesoCorreasyCubiertaMarquesina} + 1.05 \cdot \text{SobrecargadeUsoMarquesina} + 0.9 \cdot V(0^\circ)H4 + 0.9 \cdot V(0^\circ)\text{MarquesinaPresión} + 1.5 \cdot \text{Nieve:estadoinicial} + 1.5 \cdot \text{NieveMarquesina}$.

M_{Ed}^+ : Momento flector solicitante de cálculo pésimo.

$$M_{Ed}^+ : \underline{121.92} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

M_{Ed}^- : Momento flector solicitante de cálculo pésimo.

$$M_{Ed}^- : \underline{227.83} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

El momento flector resistente de cálculo $M_{c,Rd}$ viene dado por:

$$M_{c,Rd} : \underline{473.55} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

Donde:

Clase: Clase de la sección, según la capacidad de deformación y de desarrollo de la resistencia plástica de los elementos planos de una sección a flexión simple.

$$\text{Clase} : \underline{1}$$

$W_{pl,y}$: Módulo resistente plástico correspondiente a la fibra con mayor tensión, para las secciones de clase 1 y 2.

$$W_{pl,y} : \underline{1808.12} \text{ cm}^3$$

f_{yd} : Resistencia de cálculo del acero.

$$f_{yd} : \underline{261.9} \text{ MPa}$$

Siendo:

f_y : Límite elástico.

$$f_y : \underline{275.0} \text{ MPa}$$

γ_{M0} : Coeficiente parcial de seguridad del material.

$$\gamma_{M0} : \underline{1.05}$$

Resistencia a pandeo lateral: (CTE DB SE-A, Artículo 6.3.3.2)

El momento flector resistente de cálculo $M_{b,Rd}$ viene dado por:

$$M_{b,Rd}^+ : \underline{405.02} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$M_{b,Rd}^- : \underline{404.36} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

Donde:

$W_{pl,y}$: Módulo resistente plástico correspondiente a la fibra con mayor tensión, para las secciones de clase 1 y 2.

$$W_{pl,y} : \underline{1808.12} \text{ cm}^3$$

f_{yd} : Resistencia de cálculo del acero.

$$f_{yd} : \underline{261.9} \text{ MPa}$$

Siendo:

f_y : Límite elástico.

$$f_y : \underline{275.0} \text{ MPa}$$

γ_{M1} : Coeficiente parcial de seguridad del material.

$$\gamma_{M1} : \underline{1.05}$$

χ_{LT} : Factor de reducción por pandeo lateral.

$$\chi_{LT} : \underline{0.86}$$

Siendo:

α_{LT} : Coeficiente de imperfección elástica.

$$\alpha_{LT} : \underline{0.21}$$

$$\bar{\lambda}_{LT} : \underline{0.68}$$

M_{cr} : Momento crítico elástico de pandeo lateral.

$$M_{cr}^+ : \underline{1063.79} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$M_{cr}^- : \underline{1054.36} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

El momento crítico elástico de pandeo lateral M_{cr} se determina según la teoría de la elasticidad:

Siendo:

M_{LTV} : Componente que representa la resistencia por torsión uniforme de la barra.

$$M_{LTV} : \underline{729.41} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

M_{LTW} : Componente que representa la resistencia por torsión no uniforme de la barra.

$$M_{LTW}^+ : \underline{774.34} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$M_{LTW}^- : \underline{761.34} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

Siendo:

$W_{el,y}$: Módulo resistente elástico de la sección bruta, obtenido para la fibra más comprimida.

$$W_{el,y}^+ : \underline{1639.96} \text{ cm}^3$$

$$W_{el,y}^- : \underline{1612.43} \text{ cm}^3$$

I_z : Momento de inercia de la sección bruta, respecto al eje Z.

$$I_z : \underline{4264.07} \text{ cm}^4$$

I_t : Momento de inercia a torsión uniforme.

$$I_t : \underline{111.95} \text{ cm}^4$$

E : Módulo de elasticidad.

$$E : \underline{210000} \text{ MPa}$$

G : Módulo de elasticidad transversal.

$$G : \underline{81000} \text{ MPa}$$

L_c^+ : Longitud efectiva de pandeo lateral del ala superior.

$$L_c^+ : \underline{3.881} \text{ m}$$

L_c^- : Longitud efectiva de pandeo lateral del ala inferior.

$$L_c^- : \underline{3.881} \text{ m}$$

C_1 : Factor que depende de las condiciones de apoyo y de la forma de la ley de momentos flectores sobre la barra.

$$C_1 : \underline{1.00}$$

$i_{f,z}$: Radio de giro, respecto al eje de menor inercia de la sección, del soporte formado por el ala comprimida y la tercera parte de la zona comprimida del alma adyacente al ala comprimida.

$$i_{f,z}^+ : \underline{5.86} \text{ cm}$$

$$i_{f,z}^- : \underline{5.86} \text{ cm}$$

Resistencia a flexión eje Z (CTE DB SE-A, Artículo 6.2.6)

Se debe satisfacer:

$$\eta = \frac{M_{Ed}}{M_{c,Rd}} \leq 1$$

$$\eta < \underline{0.001}$$



El esfuerzo solicitante de cálculo pésimo se produce en un punto situado a una distancia de 0.187 m del nudo N22, para la combinación de acciones $0.8 \cdot G + 0.8 \cdot \text{PesoCorreasyCubiertaMarquesina} + 1.5 \cdot V(180^\circ)$ H4.

M_{Ed}^+ : Momento flector solicitante de cálculo pésimo.

$$M_{Ed}^+ : \underline{0.00} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

M_{Ed}^- : Momento flector solicitante de cálculo pésimo.

$$M_{Ed}^- : \underline{0.00} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

El momento flector resistente de cálculo $M_{c,Rd}$ viene dado por:

$$M_{c,Rd} : \underline{152.2} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

Donde:

Clase: Clase de la sección, según la capacidad de deformación y de desarrollo de la resistencia plástica de los elementos planos de una sección a flexión simple.

$$\text{Clase} : \underline{1}$$

$W_{pl,z}$: Módulo resistente plástico correspondiente a la fibra con mayor tensión, para las secciones de clase 1 y 2.

$$W_{pl,z} : \underline{581.4} \text{ cm}^3$$

f_{yd} : Resistencia de cálculo del acero.

$$f_{yd} : \underline{261.9} \text{ MPa}$$

Siendo:

f_y : Límite elástico.

$$f_y : \underline{275.0} \text{ MPa}$$

γ_{M0} : Coeficiente parcial de seguridad del material.

$$\gamma_{M0} : \underline{1.05}$$

Resistencia a corte Z (CTE DB SE-A, Artículo 6.2.4)

Se debe satisfacer:

$$\eta = \frac{V_{Ed}}{V_{c,Rd}} \leq 1$$

$$\eta : \underline{0.157}$$



El esfuerzo solicitante de cálculo pésimo se produce en un punto situado a una distancia de 2.688 m del nudo N22, para la combinación de acciones $1.35 \cdot G + 1.35 \cdot \text{PesoCorreasyCubiertaMarquesina} + 1.05 \cdot \text{SobrecargadeUsoMarquesina} + 0.9 \cdot V(0^\circ)H4 + 0.9 \cdot V(0^\circ)\text{MarquesinaPresión} + 1.5 \cdot \text{Nieve:estadoinicial} + 1.5 \cdot \text{NieveMarquesina}$.

V_{Ed} : Esfuerzo cortante solicitante de cálculo pésimo.

$$V_{Ed} : \underline{49.65} \text{ kN}$$

El esfuerzo cortante resistente de cálculo $V_{c,Rd}$ viene dado por:

$$V_{c,Rd} : \underline{316.03} \text{ kN}$$

Donde:

A_v : Área transversal a cortante.

$$A_v : \underline{20.90} \text{ cm}^2$$

Siendo:

h : Canto de la sección.

$$h : \underline{220.00} \text{ mm}$$

t_w : Espesor del alma.

$$t_w : \underline{9.50} \text{ mm}$$

f_{yd} : Resistencia de cálculo del acero.

$$f_{yd} : \underline{261.9} \text{ MPa}$$

Siendo:

f_y : Límite elástico.

$$f_y : \underline{275.0} \text{ MPa}$$

γ_{M0} : Coeficiente parcial de seguridad del material.

$$\gamma_{M0} : \underline{1.05}$$

Abolladura por cortante del alma: (CTE DB SE-A, Artículo 6.3.3.4)

Aunque no se han dispuesto rigidizadores transversales, no es necesario comprobar la resistencia a la abolladura del alma, puesto que se cumple:

$$\frac{d}{t_w} < 70 \cdot \epsilon$$

$$19.79 < 64.71$$

Donde:

λ_w : Esbeltez del alma.

$$\lambda_w : \underline{19.79}$$

$\lambda_{m\acute{a}x}$: Esbeltez máxima.

$$\lambda_{m\acute{a}x} : \underline{64.71}$$

ϵ : Factor de reducción.

$$\epsilon : \underline{0.92}$$

Siendo:

f_{ref} : Límite elástico de referencia.

$$f_{ref} : \underline{235.0} \text{ MPa}$$

f_y : Límite elástico.

$$f_y : \underline{275.0} \text{ MPa}$$

Resistencia a corte Y (CTE DB SE-A, Artículo 6.2.4)

La comprobación no procede, ya que no hay esfuerzo cortante.

Resistencia a momento flector Y y fuerza cortante Z combinados (CTE DB SE-A, Artículo 6.2.8)

No es necesario reducir la resistencia de cálculo a flexión, ya que el esfuerzo cortante solicitante de cálculo pésimo V_{Ed} no es superior al 50% de la resistencia de cálculo a cortante $V_{c,Rd}$.

$$V_{Ed} < \frac{V_{c,Rd}}{2}$$

$$7.633 \leq 30.956$$

Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen para la combinación de acciones

$1.35 \cdot G + 1.35 \cdot \text{PesoCorreasyCubiertaMarquesina} + 1.05 \cdot \text{SobrecargadeUsoMarquesina} + 0.9 \cdot V(0^\circ)H4 + 0.9 \cdot V(0^\circ)\text{MarquesinaPresión} + 1.5 \cdot \text{Nieve:estadoinicial} + 1.5 \cdot \text{NieveMarquesina}$.

V_{Ed} : Esfuerzo cortante solicitante de cálculo pésimo.

$$V_{Ed} : \underline{74.88} \text{ kN}$$

$V_{c,Rd}$: Esfuerzo cortante resistente de cálculo.

$$V_{c,Rd} : \underline{607.35} \text{ kN}$$

Resistencia a momento flector Z y fuerza cortante Y combinados (CTE DB SE-A, Artículo 6.2.8)

No hay interacción entre momento flector y esfuerzo cortante para ninguna combinación. Por lo tanto, la comprobación no procede.

Resistencia a flexión y axil combinados (CTE DB SE-A, Artículo 6.2.8)

Se debe satisfacer:

$$\eta = \frac{N_{c,Ed}}{N_{pl,Rd}} + \frac{M_{y,Ed}}{M_{pl,Rd,y}} + \frac{M_{z,Ed}}{M_{pl,Rd,z}} \leq 1$$

$$\eta : \underline{0.490} \quad \checkmark$$

$$\eta = \frac{N_{c,Ed}}{\chi_y \cdot A \cdot f_{yd}} + k_y \cdot \frac{C_{m,y} \cdot M_{y,Ed}}{\chi_{LT} \cdot W_{pl,y} \cdot f_{yd}} + \alpha_z \cdot k_z \cdot \frac{C_{m,z} \cdot M_{z,Ed}}{W_{pl,z} \cdot f_{yd}} \leq 1$$

$$\eta : \underline{0.575} \quad \checkmark$$

$$\eta = \frac{N_{c,Ed}}{\chi_z \cdot A \cdot f_{yd}} + k_{y,LT} \cdot \frac{M_{y,Ed}}{\chi_{LT} \cdot W_{pl,y} \cdot f_{yd}} + k_z \cdot \frac{C_{m,z} \cdot M_{z,Ed}}{W_{pl,z} \cdot f_{yd}} \leq 1$$

$$\eta : \underline{0.591} \quad \checkmark$$

Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen en un punto situado a una distancia de 0.187 m del nudo N22, para la combinación de acciones $1.35 \cdot G + 1.35 \cdot \text{PesoCorreasyCubiertaMarquesina} + 1.05 \cdot \text{SobrecargadeUsoMarquesina} + 0.9 \cdot V(0^\circ)H4 + 0.9 \cdot V(0^\circ)\text{MarquesinaPresión} + 1.5 \cdot \text{Nieve:estadoinicial} + 1.5 \cdot \text{NieveMarquesina}$.

Donde:

$N_{c,Ed}$: Axil de compresión solicitante de cálculo pésimo.

$$N_{c,Ed} : \underline{33.64} \text{ kN}$$

$M_{y,Ed}$, $M_{z,Ed}$: Momentos flectores solicitantes de cálculo pésimos, según los ejes Y y Z, respectivamente.

$$M_{y,Ed} : \underline{227.83} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$M_{z,Ed}^+ : \underline{0.00} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$\text{Clase} : \underline{1}$$

Clase: Clase de la sección, según la capacidad de deformación y de desarrollo de la resistencia plástica de sus elementos planos, para axil y flexión simple.

$N_{pl,Rd}$: Resistencia a compresión de la sección bruta.

$$N_{pl,Rd} : \underline{3770.01} \text{ kN}$$

$M_{pl,Rd,y}$, $M_{pl,Rd,z}$: Resistencia a flexión de la sección bruta en condiciones plásticas, respecto a los ejes Y y Z, respectivamente.

$$M_{pl,Rd,y} : \underline{473.55} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$M_{pl,Rd,z} : \underline{152.29} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

Resistencia a pandeo: (CTE DB SE-A, Artículo 6.3.2)

A: Área de la sección bruta.

$W_{pl,y}$, $W_{pl,z}$: Módulos resistentes plásticos correspondientes a la fibra comprimida, alrededor de los ejes Y y Z, respectivamente.

f_{yd} : Resistencia de cálculo del acero.

$$\begin{aligned} \mathbf{A} &: \underline{143.95} \text{ cm}^2 \\ \mathbf{W_{pl,y}} &: \underline{1808.12} \text{ cm}^3 \\ \mathbf{W_{pl,z}} &: \underline{581.46} \text{ cm}^3 \\ \mathbf{f_{yd}} &: \underline{261.9} \text{ MPa} \end{aligned}$$

Siendo:

f_y : Límite elástico.

γ_{M1} : Coeficiente parcial de seguridad del material.

$$\begin{aligned} \mathbf{f_y} &: \underline{275.0} \text{ MPa} \\ \mathbf{\gamma_{M1}} &: \underline{1.05} \end{aligned}$$

k_y , k_z , $k_{y,LT}$: Coeficientes de interacción.

$$\mathbf{k_y} : \underline{1.00}$$

$$\mathbf{k_z} : \underline{1.04}$$

$$\mathbf{k_{y,LT}} : \underline{1.00}$$

$C_{m,y}$, $C_{m,z}$, $C_{m,LT}$: Factores de momento flector uniforme equivalente.

$$\begin{aligned} \mathbf{C_{m,y}} &: \underline{1.00} \\ \mathbf{C_{m,z}} &: \underline{1.00} \\ \mathbf{C_{m,LT}} &: \underline{1.00} \end{aligned}$$

χ_y , χ_z : Coeficientes de reducción por pandeo, alrededor de los ejes Y y Z, respectivamente.

$$\begin{aligned} \mathbf{\chi_y} &: \underline{0.90} \\ \mathbf{\chi_z} &: \underline{0.29} \end{aligned}$$

χ_{LT} : Coeficiente de reducción por pandeo lateral.

$\bar{\lambda}_y$, $\bar{\lambda}_z$: Esbelteces reducidas con valores no mayores que 1.00, en relación a los ejes Y y Z, respectivamente.

$$\begin{aligned} \mathbf{\chi_{LT}} &: \underline{0.86} \\ \mathbf{\bar{\lambda}_y} &: \underline{0.58} \\ \mathbf{\bar{\lambda}_z} &: \underline{1.64} \end{aligned}$$

α_y , α_z : Factores dependientes de la clase de la sección.

$$\begin{aligned} \mathbf{\alpha_y} &: \underline{0.60} \\ \mathbf{\alpha_z} &: \underline{0.60} \end{aligned}$$

Resistencia a flexión, axil y cortante combinados (CTE DB SE-A, Artículo 6.2.8)

No es necesario reducir las resistencias de cálculo a flexión y a axil, ya que se puede ignorar el efecto de abolladura por esfuerzo cortante y, además, el esfuerzo cortante solicitante de cálculo pésimo V_{Ed} es menor o igual que el 50% del esfuerzo cortante resistente de cálculo $V_{c,Rd}$.

Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen para la combinación de acciones
 $0.8 \cdot G + 0.8 \cdot \text{PesoCorreasyCubiertaMarquesina} + 1.5 \cdot V(180^\circ)H1 + 0.9 \cdot V(180^\circ)\text{MarquesinaS}$
 ucción.

$$V_{Ed,z} < \frac{V_{c,Rd,z}}{2}$$

$$5.980 \leq 30.956$$

Donde:

$V_{Ed,z}$: Esfuerzo cortante solicitante de cálculo pésimo.

$$\mathbf{V_{Ed,z}} : \underline{58.67} \text{ kN}$$

$V_{c,Rd,z}$: Esfuerzo cortante resistente de cálculo.

$$\mathbf{V_{c,Rd,z}} : \underline{607.35} \text{ kN}$$

Resistencia a torsión (CTE DB SE-A, Artículo 6.2.7)

La comprobación no procede, ya que no hay momento torsor.

Resistencia a cortante Z y momento torsor combinados (CTE DB SE-A, Artículo 6.2.8)

No hay interacción entre momento torsor y esfuerzo cortante para ninguna combinación. Por lo tanto, la comprobación no procede.

Resistencia a cortante Y y momento torsor combinados (CTE DB SE-A, Artículo 6.2.8)

No hay interacción entre momento torsor y esfuerzo cortante para ninguna combinación. Por lo tanto, la comprobación no procede.

Limitación de esbeltez (CTE DB SE-A, Artículo Artículos 6.3.1 y 6.3.2.1 - Tabla 6.3)

La esbeltez reducida $\bar{\lambda}$ de las barras comprimidas debe ser inferior al valor 2.0.

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{A \cdot f_y}{N_{cr}}}$$

$\bar{\lambda}$: **1.64**



Donde:

Clase: Clase de la sección, según la capacidad de deformación y de desarrollo de la resistencia plástica de los elementos planos comprimidos de una sección.

Clase : 1

A: Área de la sección bruta para las secciones de clase 1, 2 y 3.

A : 143.95 cm²

f_y: Límite elástico.

f_y : 275.0 MPa

N_{cr}: Axil crítico elástico de pandeo, obtenido como el menor de los siguientes valores:

N_{cr} : 1466.85 kN

N_{cr, y}: Axil crítico elástico de pandeo por flexión respecto al eje Y.

N_{cr, y} : 11825.10 kN

N_{cr, z}: Axil crítico elástico de pandeo por flexión respecto al eje Z.

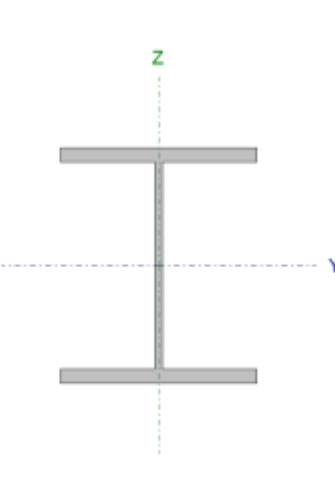
N_{cr, z} : 1466.85 kN

N_{cr, T}: Axil crítico elástico de pandeo por torsión.

N_{cr, T} : 9405.75 kN

Pilares

Al igual que ocurría con los dinteles, los pilares también mantendrán los perfiles implantados en los pórticos intermedios, pero en este caso sin acartelarse. De esta manera, se mantienen las facilidades de montaje.

Perfil: HE 360 B , Perfil simple Material: Acero (S275)							
	Nudos		Longitud (m)	Características mecánicas			
	Inicial	Final		Área (cm ²)	I _y ⁽¹⁾ (cm ⁴)	I _z ⁽¹⁾ (cm ⁴)	I _t ⁽²⁾ (cm ⁴)
	N23	N24	6.000	180.60	43190.00	10140.00	292.50
	Notas: ⁽¹⁾ Inercia respecto al eje indicado ⁽²⁾ Momento de inercia a torsión uniforme						
			Pandeo		Pandeo lateral		
			Plano XY	Plano XZ	Ala sup.	Ala inf.	
β		0.70	0.70	0.20	1.00		
L _K		4.200	9.198	1.200	6.000		
C _m		1.000	1.000	□.000	1.000		
Notación: β: Coeficiente de pandeo L _K : Longitud de pandeo (m) C _m : Coeficiente de momentos							

Barra	COMPROBACIONES (CTE DB SE-A)													Estado	
	N _t	N _c	M _y	M _z	V _z	V _y	M _y V _z	M _z V _y	NM _y M _z	NM _y M _z V _y V _z	M _t	M _t V _z	M _t V _y		$\bar{\lambda}$
N23/N24	x: 5.72 m η = 1.5	x: 0 m η = 2.6	x: 0 m η = 53.8	x: 0 m η = 2.4	x: 0 m η = 12.6	η = 0.1	η < 0.1	η < 0.1	x: 0 m η = 53.1	η < 0.1	η < 0.1	x: 0 m η = 2.8	η < 0.1	$\bar{\lambda} < 2.0$	CUMPLE η = 53.8
Notación: N _t : Resistencia a tracción N _c : Resistencia a compresión M _y : Resistencia a flexión eje Y M _z : Resistencia a flexión eje Z V _z : Resistencia a corte Z V _y : Resistencia a corte Y M _y V _z : Resistencia a momento flector Y y fuerza cortante Z combinados M _z V _y : Resistencia a momento flector Z y fuerza cortante Y combinados NM _y M _z : Resistencia a flexión y axil combinados NM _y M _z V _y V _z : Resistencia a flexión, axil y cortante combinados M _t : Resistencia a torsión M _t V _z : Resistencia a cortante Z y momento torsor combinados M _t V _y : Resistencia a cortante Y y momento torsor combinados $\bar{\lambda}$: Limitación de esbeltez x: Distancia al origen de la barra η: Coeficiente de aprovechamiento (%)															

Resistencia a tracción (CTE DB SE-A, Artículo 6.2.3)

Se debe satisfacer:

$$\eta = \frac{N_{t,d}}{N_{t,Rd}} \leq 1$$

η : **0.015** ✓

El esfuerzo solicitante de cálculo pésimo se produce en un punto situado a una distancia de 5.716 m del nudo N23, para la combinación de acciones $0.8 \cdot G + 1.35 \cdot \text{PesoCorreasyCubiertaMarquesina} + 1.05 \cdot \text{SobrecargadeUsoMarquesina} + 1.5 \cdot V(270^\circ)H1 + 0.75 \cdot \text{NieveMarquesina}$.

$N_{t,Ed}$: Axil de tracción solicitante de cálculo pésimo.

$N_{t,Ed}$: 69.01 kN

La resistencia de cálculo a tracción $N_{t,Rd}$ viene dada por:

$N_{t,Rd}$: 4730.00 kN

Donde:

A : Área bruta de la sección transversal de la barra.

A : 180.60 cm²

f_{yd} : Resistencia de cálculo del acero.

f_{yd} : 261.9 MPa

Siendo:

f_y : Límite elástico.

f_y : 275.0 MPa

γ_{Mo} : Coeficiente parcial de seguridad del material.

γ_{Mo} : 1.05

Resistencia a compresión (CTE DB SE-A, Artículo 6.2.5)

Se debe satisfacer:

$$\eta = \frac{N_{c,Ed}}{N_{c,Rd}} \leq 1$$

η : 0.020 ✓

$$\eta = \frac{N_{c,Ed}}{N_{b,Rd}} \leq 1$$

η : 0.026 ✓

El esfuerzo solicitante de cálculo pésimo se produce en el nudo N23, para la combinación de acciones $1.35 \cdot G + 0.8 \cdot \text{PesoCorreasyCubiertaMarquesina} + 0.9 \cdot V(0^\circ)H4 + 0.9 \cdot V(0^\circ)\text{MarquesinaSucción} + 1.5 \cdot \text{Nieve:estadoinicial}$.

$N_{c,Ed}$: Axil de compresión solicitante de cálculo pésimo.

$N_{c,Ed}$: 94.64 kN

La resistencia de cálculo a compresión $N_{c,Rd}$ viene dada por:

$N_{c,Rd}$: 4730.00 kN

Donde:

Clase: Clase de la sección, según la capacidad de deformación y de desarrollo de la resistencia plástica de los elementos planos comprimidos de una sección.

Clase: 1

A : Área de la sección bruta para las secciones de clase 1, 2 y 3.

A : 180.60 cm²

f_{yd} : Resistencia de cálculo del acero.

f_{yd} : 261.9 MPa

Siendo:

f_y : Límite elástico.

f_y : 275.0 MPa

γ_{M0} : Coeficiente parcial de seguridad del material.

$$\gamma_{M0} : \underline{1.05}$$

Resistencia a pandeo: (CTE DB SE-A, Artículo 6.3.2)

La resistencia de cálculo a pandeo $N_{b,Rd}$ en una barra comprimida viene dada por:

$$N_{b,Rd} : \underline{3585.39} \text{ kN}$$

Donde:

A: Área de la sección bruta para las secciones de clase 1, 2 y 3.

$$A : \underline{180.60} \text{ cm}^2$$

f_{yd}: Resistencia de cálculo del acero.

$$f_{yd} : \underline{261.9} \text{ MPa}$$

Siendo:

f_y: Límite elástico.

$$f_y : \underline{275.0} \text{ MPa}$$

γ_{M1} : Coeficiente parcial de seguridad del material.

$$\gamma_{M1} : \underline{1.05}$$

χ : Coeficiente de reducción por pandeo.

$$\chi_y : \underline{0.96}$$

$$\chi_z : \underline{0.76}$$

$$\chi_T : \underline{0.78}$$

Siendo:

$$\phi_y : \underline{0.57}$$

$$\phi_z : \underline{0.82}$$

$$\phi_T : \underline{0.78}$$

α : Coeficiente de imperfección elástica.

$$\alpha_y : \underline{0.34}$$

$$\alpha_z : \underline{0.49}$$

$$\alpha_T : \underline{0.49}$$

$\bar{\lambda}$: Esbeltez reducida.

$$\bar{\lambda}_y : \underline{0.31}$$

$$\bar{\lambda}_z : \underline{0.65}$$

$$\bar{\lambda}_T : \underline{0.60}$$

N_{cr}: Axil crítico de pandeo elástico.

$$N_{cr} : \underline{11914.02} \text{ kN}$$

El axil crítico de pandeo elástico **N_{cr}** es el menor de los valores obtenidos en a), b) y c):

a) Axil crítico elástico de pandeo por flexión respecto al eje Y.

$$N_{cr, y} : \underline{50746.22} \text{ kN}$$

b) Axil crítico elástico de pandeo por flexión respecto al eje Z.

$$N_{cr, z} : \underline{11914.02} \text{ kN}$$

c) Axil crítico elástico de pandeo por torsión.

$$N_{cr, T} : \underline{13644.29} \text{ kN}$$

Donde:

I_y: Momento de inercia de la sección bruta, respecto al eje Y.

$$I_y : \underline{43190.00} \text{ cm}^4$$

I_z: Momento de inercia de la sección bruta, respecto al eje Z.

$$I_z : \underline{10140.00} \text{ cm}^4$$

I_t: Momento de inercia a torsión uniforme.

$$I_t : \underline{292.50} \text{ cm}^4$$

I_w: Constante de alabeo de la sección.

$$I_w : \underline{2883000.0} \text{ cm}^6$$

E : Módulo de elasticidad	E : <u>210000</u> MPa
G : Módulo de elasticidad transversal.	G : <u>81000</u> MPa
L_{ky} : Longitud efectiva de pandeo por flexión, respecto al eje Y.	L_{ky} : <u>4.200</u> m
L_{kz} : Longitud efectiva de pandeo por flexión, respecto al eje Z.	L_{kz} : <u>4.200</u> m
L_{kt} : Longitud efectiva de pandeo por torsión.	L_{kt} : <u>6.000</u> m
i_o : Radio de giro polar de la sección bruta, respecto al centro de torsión.	i_o : <u>17.18</u> cm

Siendo:

i_y , i_z : Radios de giro de la sección bruta, respecto a los ejes principales de inercia Y y Z.	i_y : <u>15.46</u> cm
	i_z : <u>7.49</u> cm
y_o , z_o : Coordenadas del centro de torsión en la dirección de los ejes principales Y y Z, respectivamente, relativas al centro de gravedad de la sección.	y_o : <u>0.00</u> mm
	z_o : <u>0.00</u> mm

Resistencia a flexión eje Y (CTE DB SE-A, Artículo 6.2.6)

Se debe satisfacer:

$$\eta = \frac{M_{Ed}}{M_{c,Rd}} \leq 1$$

$$\eta : \underline{0.456} \quad \checkmark$$

$$\eta = \frac{M_{Ed}}{M_{b,Rd}} \leq 1$$

$$\eta : \underline{0.538} \quad \checkmark$$

El esfuerzo solicitante de cálculo pésimo se produce en el nudo N23, para la combinación de acciones
 $1.35 \cdot G + 0.8 \cdot \text{PesoCorreasyCubiertaMarquesina} + 0.9 \cdot V(0^\circ)H4 + 1.5 \cdot V(0^\circ)\text{MarquesinaSucción} + 0.75 \cdot \text{Nieve:estadoinicial}$.

El esfuerzo solicitante de cálculo pésimo se produce en el nudo N23, para la combinación de acciones
 $0.8 \cdot G + 1.35 \cdot \text{PesoCorreasyCubiertaMarquesina} + 1.05 \cdot \text{SobrecargadeUsoMarquesina} + 1.5 \cdot V(180^\circ)H1 + 0.9 \cdot V(180^\circ)\text{MarquesinaPresión} + 0.75 \cdot \text{NieveMarquesina}$.

M_{Ed}⁺: Momento flector solicitante de cálculo pésimo.

M_{Ed}⁺ : 228.67 kN·m

M_{Ed}⁻: Momento flector solicitante de cálculo pésimo.

M_{Ed}⁻ : 320.36 kN·m

El momento flector resistente de cálculo **M_{c,Rd}** viene dado por:

M_{c,Rd} : 702.69 kN·m

Donde:

Clase: Clase de la sección, según la capacidad de deformación y de desarrollo de la resistencia plástica de los elementos planos de una sección a flexión simple.

Clase : 1

W_{pl,y}: Módulo resistente plástico correspondiente a la fibra con mayor tensión, para las secciones de clase 1 y 2.

W_{pl,y} : 2683.00 cm³

f_{yd}: Resistencia de cálculo del acero.

f_{yd} : 261.9 MPa

Siendo:

$$\begin{aligned} f_y &: \text{Límite elástico.} & f_y &: \underline{275.0} \text{ MPa} \\ \gamma_{M0} &: \text{Coeficiente parcial de seguridad del material.} & \gamma_{M0} &: \underline{1.05} \end{aligned}$$

Resistencia a pandeo lateral: (CTE DB SE-A, Artículo 6.3.3.2)

El momento flector resistente de cálculo $M_{b,Rd}$ viene dado por:

$$M_{b,Rd}^+ : \underline{702.69} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$M_{b,Rd}^- : \underline{595.90} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

Donde:

$$W_{pl,y} : \text{Módulo resistente plástico correspondiente a la fibra con mayor tensión, para las secciones de clase 1 y 2.} \quad W_{pl,y} : \underline{2683.00} \text{ cm}^3$$

$$f_{yd} : \text{Resistencia de cálculo del acero.} \quad f_{yd} : \underline{261.9} \text{ MPa}$$

Siendo:

$$\begin{aligned} f_y &: \text{Límite elástico.} & f_y &: \underline{275.0} \text{ MPa} \\ \gamma_{M1} &: \text{Coeficiente parcial de seguridad del material.} & \gamma_{M1} &: \underline{1.05} \end{aligned}$$

χ_{LT} : Factor de reducción por pandeo lateral.

$$\chi_{LT}^+ : \underline{1.00}$$

$$\chi_{LT}^- : \underline{0.85}$$

Siendo:

$$\phi_{LT}^+ : \underline{0.51}$$

$$\phi_{LT}^- : \underline{0.80}$$

α_{LT} : Coeficiente de imperfección elástica.

$$\alpha_{LT} : \underline{0.21}$$

$\bar{\lambda}_{LT}$: Esbeltez reducida.

$$\bar{\lambda}_{LT}^+ : \underline{0.17}$$

$$\bar{\lambda}_{LT}^- : \underline{0.70}$$

M_{cr} : Momento crítico elástico de pandeo lateral.

$$M_{cr}^+ : \underline{24331.86} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$M_{cr}^- : \underline{1508.34} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

El momento crítico elástico de pandeo lateral M_{cr} se determina según la teoría de la elasticidad:

Siendo:

M_{LTV} : Componente que representa la resistencia por torsión uniforme de la barra.

$$M_{LTV}^+ : \underline{5880.34} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$M_{LTV}^- : \underline{1176.07} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

M_{LTW} : Componente que representa la resistencia por torsión no uniforme de la barra.

$$M_{LTW}^+ : \underline{23610.61} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$M_{LTW}^- : \underline{944.42} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

Siendo:

$W_{el,y}$: Módulo resistente elástico de la sección bruta, obtenido para la fibra más comprimida.

$$W_{el,y} : \underline{2399.44} \text{ cm}^3$$

I_z : Momento de inercia de la sección bruta, respecto al eje Z.

$$I_z : \underline{10140.00} \text{ cm}^4$$

I_t : Momento de inercia a torsión uniforme.

$$I_t : \underline{292.50} \text{ cm}^4$$

E : Módulo de elasticidad.

$$E : \underline{210000} \text{ MPa}$$

G : Módulo de elasticidad transversal.

$$G : \underline{81000} \text{ MPa}$$

L_c^+ : Longitud efectiva de pandeo lateral del ala superior.

$$L_c^+ : \underline{1.200} \text{ m}$$

L_c^- : Longitud efectiva de pandeo lateral del ala inferior.

$$L_c^- : \underline{6.000} \text{ m}$$

C_1 : Factor que depende de las condiciones de apoyo y de la forma de la ley de momentos flectores sobre la barra.

$$C_1 : \underline{1.00}$$

$i_{f,z}$: Radio de giro, respecto al eje de menor inercia de la sección, del soporte formado por el ala comprimida y la tercera parte de la zona comprimida del alma adyacente al ala comprimida.

$$i_{f,z}^+ : \underline{8.27} \text{ cm}$$

$$i_{f,z}^- : \underline{8.27} \text{ cm}$$

Resistencia a flexión eje Z (CTE DB SE-A, Artículo 6.2.6)

Se debe satisfacer:

$$\eta = \frac{M_{Ed}}{M_{c,Rd}} \leq 1$$

$$\eta : \underline{0.024} \quad \checkmark$$

El esfuerzo solicitante de cálculo pésimo se produce en el nudo N23, para la combinación de acciones
 $0.8 \cdot G + 0.8 \cdot \text{PesoCorreasyCubiertaMarquesina} + 1.5 \cdot V(90^\circ)H1 + 0.75 \cdot \text{Nieve:redistribución2}$.

El esfuerzo solicitante de cálculo pésimo se produce en el nudo N23, para la combinación de acciones
 $0.8 \cdot G + 1.35 \cdot \text{PesoCorreasyCubiertaMarquesina} + 1.05 \cdot \text{SobrecargadeUsoMarquesina} + 1.5 \cdot V(270^\circ)H2 + 0.75 \cdot \text{Nieve:redistribución1} + 0.75 \cdot \text{NieveMarquesina}$.

M_{Ed}^+ : Momento flector solicitante de cálculo pésimo.

$$M_{Ed}^+ : \underline{5.48} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

M_{Ed}^- : Momento flector solicitante de cálculo pésimo.

$$M_{Ed}^- : \underline{6.42} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

El momento flector resistente de cálculo $M_{c,Rd}$ viene dado por:

$$M_{c,Rd} : \underline{270.29} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

Donde:

Clase: Clase de la sección, según la capacidad de deformación y de desarrollo de la resistencia plástica de los elementos planos de una sección a flexión simple.

$$\text{Clase} : \underline{1}$$

$W_{pl,z}$: Módulo resistente plástico correspondiente a la fibra con mayor tensión, para las secciones de clase 1 y 2.

$$W_{pl,z} : \underline{1032.0} \text{ cm}^3$$

f_{yd} : Resistencia de cálculo del acero.

$$f_{yd} : \underline{261.9} \text{ MPa}$$

Siendo:

f_y : Límite elástico.

$$f_y : \underline{275.0} \text{ MPa}$$

γ_{M0} : Coeficiente parcial de seguridad del material.

$$\gamma_{M0} : \underline{1.05}$$

Resistencia a corte Z (CTE DB SE-A, Artículo 6.2.4)

Se debe satisfacer:

$$\eta = \frac{V_{Ed}}{V_{c,Rd}} \leq 1$$

$$\eta : \underline{0.126} \quad \checkmark$$

El esfuerzo solicitante de cálculo pésimo se produce en el nudo N23, para la combinación de acciones

$0.8 \cdot G + 1.35 \cdot \text{PesoCorreasyCubiertaMarquesina} + 1.05 \cdot \text{SobrecargadeUsoMarquesina} + 1.5 \cdot V(180^\circ)H1 + 0.9 \cdot V(180^\circ)\text{MarquesinaPresión} + 0.75 \cdot \text{NieveMarquesina}$.

V_{Ed} : Esfuerzo cortante solicitante de cálculo pésimo.

$$V_{Ed} : \underline{85.90} \text{ kN}$$

El esfuerzo cortante resistente de cálculo $V_{c,Rd}$ viene dado por:

$$V_{c,Rd} : \underline{680.45} \text{ kN}$$

Donde:

A_v : Área transversal a cortante.

$$A_v : \underline{45.00} \text{ cm}^2$$

Siendo:

h : Canto de la sección.

$$h : \underline{360.00} \text{ mm}$$

t_w : Espesor del alma.

$$t_w : \underline{12.50} \text{ mm}$$

f_{yd} : Resistencia de cálculo del acero.

$$f_{yd} : \underline{261.9} \text{ MPa}$$

Siendo:

f_y : Límite elástico.

$$f_y : \underline{275.0} \text{ MPa}$$

γ_{M0} : Coeficiente parcial de seguridad del material.

$$\gamma_{M0} : \underline{1.05}$$

Abolladura por cortante del alma: (CTE DB SE-A, Artículo 6.3.3.4)

Aunque no se han dispuesto rigidizadores transversales, no es necesario comprobar la resistencia a la abolladura del alma, puesto que se cumple:

$$\frac{d}{t_w} < 70 \cdot \epsilon$$

$$25.20 < 64.71$$

Donde:

λ_w : Esbeltez del alma.

$$\lambda_w : \underline{25.20}$$

$\lambda_{\text{máx}}$: Esbeltez máxima.

$\lambda_{\text{máx}}$: 64.71

ε : Factor de reducción.

ε : 0.92

Siendo:

f_{ref} : Límite elástico de referencia.

f_{ref} : 235.0 MPa

f_y : Límite elástico.

f_y : 275.0 MPa

Resistencia a corte Y (CTE DB SE-A, Artículo 6.2.4)

Se debe satisfacer:

$$\eta = \frac{V_{Ed}}{V_{c,Rd}} \leq 1$$

η : **0.001** ✓

El esfuerzo solicitante de cálculo pésimo se produce para la combinación de acciones $0.8 \cdot G + 1.35 \cdot \text{PesoCorreasyCubiertaMarquesina} + 1.05 \cdot \text{SobrecargadeUsoMarquesina} + 1.5 \cdot V(270^\circ)H2 + 0.75 \cdot \text{Nieve:redistribución1} + 0.75 \cdot \text{NieveMarquesina}$.

V_{Ed} : Esfuerzo cortante solicitante de cálculo pésimo.

V_{Ed} : 1.07 kN

El esfuerzo cortante resistente de cálculo $V_{c,Rd}$ viene dado por:

$V_{c,Rd}$: 2135.47 kN

Donde:

A_v : Área transversal a cortante.

A_v : 141.23 cm²

Siendo:

A : Área de la sección bruta.

A : 180.60 cm²

d : Altura del alma.

d : 315.00 mm

t_w : Espesor del alma.

t_w : 12.50 mm

f_{yd} : Resistencia de cálculo del acero.

f_{yd} : 261.9 MPa

Siendo:

f_y : Límite elástico.

f_y : 275.0 MPa

γ_{M0} : Coeficiente parcial de seguridad del material.

γ_{M0} : 1.05

Resistencia a momento flector Y y fuerza cortante Z combinados (CTE DB SE-A, Artículo 6.2.8)

No es necesario reducir la resistencia de cálculo a flexión, ya que el esfuerzo cortante solicitante de cálculo pésimo V_{Ed} no es superior al 50% de la resistencia de cálculo a cortante $V_{c,Rd}$.

$$V_{Ed} < \frac{V_{c,Rd}}{2}$$

$$8.756 \leq 34.681$$

Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen para la combinación de acciones
 $0.8 \cdot G + 1.35 \cdot \text{PesoCorreasyCubiertaMarquesina} + 1.05 \cdot \text{SobrecargadeUsoMarquesina} + 1.5 \cdot V(180^\circ)H1 + 0.9 \cdot V(180^\circ)\text{MarquesinaPresión} + 0.75 \cdot \text{NieveMarquesina}$.

V_{Ed} : Esfuerzo cortante solicitante de cálculo pésimo.

$$V_{Ed} : \underline{85.90} \text{ kN}$$

$V_{c,Rd}$: Esfuerzo cortante resistente de cálculo.

$$V_{c,Rd} : \underline{680.45} \text{ kN}$$

Resistencia a momento flector Z y fuerza cortante Y combinados (CTE DB SE-A, Artículo 6.2.8)

No es necesario reducir la resistencia de cálculo a flexión, ya que el esfuerzo cortante solicitante de cálculo pésimo V_{Ed} no es superior al 50% de la resistencia de cálculo a cortante $V_{c,Rd}$.

$$V_{Ed} < \frac{V_{c,Rd}}{2}$$

$$0.109 \leq 108.842$$

Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen para la combinación de acciones
 $0.8 \cdot G + 1.35 \cdot \text{PesoCorreasyCubiertaMarquesina} + 1.05 \cdot \text{SobrecargadeUsoMarquesina} + 1.5 \cdot V(270^\circ)H2 + 0.75 \cdot \text{Nieve:redistribución1} + 0.75 \cdot \text{NieveMarquesina}$.

V_{Ed} : Esfuerzo cortante solicitante de cálculo pésimo.

$$V_{Ed} : \underline{1.07} \text{ kN}$$

$V_{c,Rd}$: Esfuerzo cortante resistente de cálculo.

$$V_{c,Rd} : \underline{2135.47} \text{ kN}$$

Resistencia a flexión y axil combinados (CTE DB SE-A, Artículo 6.2.8)

Se debe satisfacer:

$$\eta = \frac{N_{t,Ed}}{N_{pl,Rd}} + \frac{M_{y,Ed}}{M_{pl,Rd,y}} + \frac{M_{z,Ed}}{M_{pl,Rd,z}} \leq 1$$

$$\eta : \underline{0.471} \quad \checkmark$$

$$\eta = \frac{M_{ef,Ed}}{M_{b,Rd,y}} + \frac{M_{z,Ed}}{M_{pl,Rd,z}} \leq 1$$

$$\eta : \underline{0.531} \quad \checkmark$$

Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen en el nudo N23, para la combinación de acciones
 $0.8 \cdot G + 1.35 \cdot \text{PesoCorreasyCubiertaMarquesina} + 1.05 \cdot \text{SobrecargadeUsoMarquesina} + 1.5 \cdot V(180^\circ)H1 + 0.9 \cdot V(180^\circ)\text{MarquesinaPresión} + 0.75 \cdot \text{NieveMarquesina}$.

Donde:

$N_{t,Ed}$: Axil de tracción solicitante de cálculo pésimo.

$$N_{t,Ed} : \underline{50.66} \text{ kN}$$

$M_{y,Ed}$, $M_{z,Ed}$: Momentos flectores solicitantes de cálculo pésimos, según los ejes Y y Z, respectivamente.

$$M_{y,Ed}^- : \underline{320.36} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$M_{z,Ed}^+ : \underline{1.06} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

Clase: Clase de la sección, según la capacidad de deformación y de desarrollo de la resistencia plástica de sus elementos planos, para axil y flexión simple.

$$\text{Clase} : \underline{1}$$

$N_{pl,Rd}$: Resistencia a tracción.

$$N_{pl,Rd} : \underline{4730.00} \text{ kN}$$

$M_{pl,Rd,y}$, $M_{pl,Rd,z}$: Resistencia a flexión de la sección bruta en condiciones plásticas, respecto a los ejes Y y Z, respectivamente.

$$M_{pl,Rd,y} : \underline{702.69} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$M_{pl,Rd,z} : \underline{270.29} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

Resistencia a pandeo: (CTE DB SE-A, Artículo 6.3.2)

$M_{ef,Ed}$: Momento flector solicitante de cálculo pésimo.

$$M_{ef,Ed} : \underline{-314.34} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

Siendo:

$\sigma_{com,Ed}$: Tensión combinada en la fibra extrema comprimida.

$$\sigma_{com,Ed} : \underline{117.2} \text{ MPa}$$

$W_{y,com}$: Módulo resistente de la sección referido a la fibra extrema comprimida, alrededor del eje Y.

$$W_{y,com} : \underline{2683.00} \text{ cm}^3$$

A : Área de la sección bruta.

$$A : \underline{180.60} \text{ cm}^2$$

$M_{b,Rd,y}$: Momento flector resistente de cálculo.

$$M_{b,Rd,y} : \underline{595.90} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

Resistencia a flexión, axil y cortante combinados (CTE DB SE-A, Artículo 6.2.8)

No es necesario reducir las resistencias de cálculo a flexión y a axil, ya que se puede ignorar el efecto de abolladura por esfuerzo cortante y, además, el esfuerzo cortante solicitante de cálculo pésimo V_{Ed} es menor o igual que el 50% del esfuerzo cortante resistente de cálculo $V_{c,Rd}$.

Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen para la combinación de acciones

$0.8 \cdot G + 1.35 \cdot \text{PesoCorreasyCubiertaMarquesina} + 1.05 \cdot \text{SobrecargadeUsoMarquesina} + 1.5 \cdot V(180^\circ)H1 + 0.9 \cdot V(180^\circ)\text{MarquesinaPresión} + 0.75 \cdot \text{NieveMarquesina}$.

$$V_{Ed,z} < \frac{V_{c,Rd,z}}{2}$$

$$8.756 \leq 34.681$$

Donde:

$V_{Ed,z}$: Esfuerzo cortante solicitante de cálculo pésimo.

$$V_{Ed,z} : \underline{85.90} \text{ kN}$$

$V_{c,Rd,z}$: Esfuerzo cortante resistente de cálculo.

$$V_{c,Rd,z} : \underline{680.43} \text{ kN}$$

Resistencia a torsión (CTE DB SE-A, Artículo 6.2.7)

Se debe satisfacer:

$$\eta = \frac{M_{T,Ed}}{M_{T,Rd}} \leq 1$$

$$\eta < \underline{0.001}$$



El esfuerzo solicitante de cálculo pésimo se produce para la combinación de acciones $0.8 \cdot G + 0.8 \cdot \text{PesoCorreasyCubiertaMarquesina} + 1.5 \cdot V(180^\circ)H4$.

$M_{T,Ed}$: Momento torsor solicitante de cálculo pésimo.

$$M_{T,Ed} : \underline{0.00} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

El momento torsor resistente de cálculo $M_{T,Rd}$ viene dado por:

$$M_{T,Rd} : \underline{19.66} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

Donde:

W_T : Módulo de resistencia a torsión.

$$W_T : \underline{130.00} \text{ cm}^3$$

f_{yd} : Resistencia de cálculo del acero.

$$f_{yd} : \underline{261.9} \text{ MPa}$$

Siendo:

f_y : Límite elástico.

$$f_y : \underline{275.0} \text{ MPa}$$

γ_{M0} : Coeficiente parcial de seguridad del material.

$$\gamma_{M0} : \underline{1.05}$$

Resistencia a cortante Z y momento torsor combinados (CTE DB SE-A, Artículo 6.2.8)

Se debe satisfacer:

$$\eta - \frac{V_{Ed}}{V_{pl,T,Rd}} \leq 1$$

$$\eta : \underline{0.028} \quad \checkmark$$

Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen en el nudo N23, para la combinación de acciones

1.35·G+1.35·PesoCorreasyCubiertaMarquesina+1.5·Q+1.5·Q1+1.5·SobrecargadeUsoMarquesina+0.9·V(180°)H4+0.9·V(180°)MarquesinaSucción+0.75·Nieve:redistribución2+0.75·NieveMarquesina.

V_{Ed} : Esfuerzo cortante solicitante de cálculo pésimo.

$$V_{Ed} : \underline{18.93} \text{ kN}$$

$M_{T,Ed}$: Momento torsor solicitante de cálculo pésimo.

$$M_{T,Ed} : \underline{0.00} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

El esfuerzo cortante resistente de cálculo reducido $V_{pl,T,Rd}$ viene dado por:

$$V_{pl,T,Rd} : \underline{680.43} \text{ kN}$$

Donde:

$V_{pl,Rd}$: Esfuerzo cortante resistente de cálculo.

$$V_{pl,Rd} : \underline{680.45} \text{ kN}$$

$\tau_{T,Ed}$: Tensiones tangenciales por torsión.

$$\tau_{T,Ed} : \underline{0.0} \text{ MPa}$$

Siendo:

W_T : Módulo de resistencia a torsión.

$$W_T : \underline{130.00} \text{ cm}^3$$

f_{yd} : Resistencia de cálculo del acero.

$$f_{yd} : \underline{261.9} \text{ MPa}$$

Siendo:

f_y : Límite elástico.

$$f_y : \underline{275.0} \text{ MPa}$$

γ_{M0} : Coeficiente parcial de seguridad del material.

$$\gamma_{M0} : \underline{1.05}$$

Resistencia a cortante Y y momento torsor combinados (CTE DB SE-A, Artículo 6.2.8)

Se debe satisfacer:

$$\eta - \frac{V_{Ed}}{V_{pl,T,Rd}} \leq 1$$

$$\eta < \mathbf{0.001} \quad \checkmark$$

Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen para la combinación de acciones
 1.35·G+1.35·PesoCorreasyCubiertaMarquesina+1.5·Q+1.5·Q1+1.5·Sobrecar
 gadeUsoMarquesina+0.9·V(180°)H4+0.9·V(180°)MarquesinaSucción+0.75·
 Nieve:redistribución2+0.75·NieveMarquesina.

V_{Ed} : Esfuerzo cortante solicitante de cálculo pésimo.

$$V_{Ed} : \underline{0.02} \text{ kN}$$

$M_{T,Ed}$: Momento torsor solicitante de cálculo pésimo.

$$M_{T,Ed} : \underline{0.00} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

El esfuerzo cortante resistente de cálculo reducido $V_{pl,T,Rd}$ viene dado por:

$$V_{pl,T,Rd} : \underline{2135.42} \text{ kN}$$

Donde:

$V_{pl,Rd}$: Esfuerzo cortante resistente de cálculo.

$$V_{pl,Rd} : \underline{2135.47} \text{ kN}$$

$\tau_{T,Ed}$: Tensiones tangenciales por torsión.

$$\tau_{T,Ed} : \underline{0.0} \text{ MPa}$$

Siendo:

W_T : Módulo de resistencia a torsión.

$$W_T : \underline{130.00} \text{ cm}^3$$

f_{vd} : Resistencia de cálculo del acero.

$$f_{vd} : \underline{261.9} \text{ MPa}$$

Siendo:

f_y : Límite elástico.

$$f_y : \underline{275.0} \text{ MPa}$$

γ_{M0} : Coeficiente parcial de seguridad del material.

$$\gamma_{M0} : \underline{1.05}$$

Limitación de esbeltez (CTE DB SE-A, Artículo Artículos 6.3.1 y 6.3.2.1 - Tabla 6.3)

La esbeltez reducida $\bar{\lambda}$ de las barras comprimidas debe ser inferior al valor 2.0.

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{A \cdot f_y}{N_{cr}}}$$

$$\bar{\lambda} : \mathbf{0.65} \quad \checkmark$$

Donde:

Clase: Clase de la sección, según la capacidad de deformación y de desarrollo de la resistencia plástica de los elementos planos comprimidos de una sección.

$$\mathbf{Clase} : \underline{1}$$

A: Área de la sección bruta para las secciones de clase 1, 2 y 3.

$$A : \underline{180.60} \text{ cm}^2$$

f_y : Límite elástico.

$$f_y : \underline{275.0} \text{ MPa}$$

N_{cr} : Axil crítico elástico de pandeo, obtenido como el menor de los siguientes valores:

$$N_{cr} : \underline{11914.02} \text{ kN}$$

$N_{cr, y}$: Axil crítico elástico de pandeo por flexión respecto al eje Y.

$N_{cr, z}$: Axil crítico elástico de pandeo por flexión respecto al eje Z.

$N_{cr, T}$: Axil crítico elástico de pandeo por torsión.

$N_{cr, y}$: 50746.22 kN

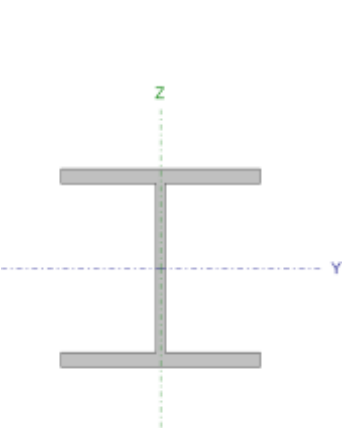
$N_{cr, z}$: 11914.02 kN

$N_{cr, T}$: 13644.29 kN

3.1.10.1.2 Pilarillos

Pilarillos del pórtico hastial final y pórtico sexto (entreplanta)

Estos pilarillos soportan especialmente a los esfuerzos generados por la entreplanta. Al igual que en los casos anteriores se dimensionan en función del más solicitado.

Perfil: HE 180 B , Perfil simple Material: Acero (S275)						
	Nudos		Longitud (m)	Características mecánicas		
	Inicial	Final		Área (cm ²)	I _y ⁽¹⁾ (cm ⁴)	I _z ⁽¹⁾ (cm ⁴)
	N51	N48	7.300	65.30	3831.00	1363.00
Notas: ⁽¹⁾ Inercia respecto al eje indicado ⁽²⁾ Momento de inercia a torsión uniforme						
		Pandeo		Pandeo lateral		
		Plano XY	Plano XZ	Ala sup.	Ala inf.	
β		0.70	0.70	0.00	0.00	
L_K		2.100	9.198	0.000	0.000	
C_m		1.000	1.000	1.000	1.000	
Notación: β : Coeficiente de pandeo L_K : Longitud de pandeo (m) C_m : Coeficiente de momentos						

Barra	COMPROBACIONES (CTE DB SE-A)													Estado	
	N _t	N _c	M _y	M _z	V _z	V _y	M _y V _z	M _z V _y	NM _y M _z	NM _y M _z V _y V _z	M _t	M _t V _z	M _t V _y		$\bar{\lambda}$
N51/N48	N _{Ed} = 0.00 N.P. ⁽¹⁾	x: 0 m $\eta = 13.9$	x: 0 m $\eta = 33.5$	x: 0 m $\eta = 11.8$	x: 0 m $\eta = 16.0$	$\eta = 0.6$	$\eta < 0.1$	$\eta < 0.1$	x: 0 m $\eta = 58.3$	$\eta < 0.1$	$\eta = 0.2$	x: 0 m $\eta = 4.7$	$\eta = 0.2$	$\bar{\lambda} < 2.0$	CUMPLE $\eta = 58.3$
Notación: N _t : Resistencia a tracción N _c : Resistencia a compresión M _y : Resistencia a flexión eje Y M _z : Resistencia a flexión eje Z V _z : Resistencia a corte Z V _y : Resistencia a corte Y M _y V _z : Resistencia a momento flector Y y fuerza cortante Z combinados M _z V _y : Resistencia a momento flector Z y fuerza cortante Y combinados NM _y M _z : Resistencia a flexión y axil combinados NM _y M _z V _y V _z : Resistencia a flexión, axil y cortante combinados M _t : Resistencia a torsión M _t V _z : Resistencia a cortante Z y momento torsor combinados M _t V _y : Resistencia a cortante Y y momento torsor combinados $\bar{\lambda}$: Limitación de esbeltez x: Distancia al origen de la barra η : Coeficiente de aprovechamiento (%) N.P.: No procede															
Comprobaciones que no proceden (N.P.): ⁽¹⁾ La comprobación no procede, ya que no hay axil de tracción.															

Resistencia a tracción (CTE DB SE-A, Artículo 6.2.3)

La comprobación no procede, ya que no hay axil de tracción.

Resistencia a compresión (CTE DB SE-A, Artículo 6.2.5)

Se debe satisfacer:

$$\eta = \frac{N_{c,Ed}}{N_{c,Rd}} \leq 1$$

$$\eta : \underline{0.115} \quad \checkmark$$

$$\eta = \frac{N_{c,Ed}}{N_{b,Rd}} \leq 1$$

$$\eta : \underline{0.139} \quad \checkmark$$

El esfuerzo solicitante de cálculo pésimo se produce en el nudo N51, para la combinación de acciones

1.35·G+1.35·PesoCorreasyCubiertaMarquesina+1.5·Q1+1.5·SobrecargadeUsoMarquesina+0.9·V(180°)H4+0.9·V(180°)MarquesinaPresión+0.75·Nieve:redistribución1+0.75·NieveMarquesina.

$N_{c,Ed}$: Axil de compresión solicitante de cálculo pésimo.

$$N_{c,Ed} : \underline{196.31} \text{ kN}$$

La resistencia de cálculo a compresión $N_{c,Rd}$ viene dada por:

$$N_{c,Rd} : \underline{1710.24} \text{ kN}$$

Donde:

Clase: Clase de la sección, según la capacidad de deformación y de desarrollo de la resistencia plástica de los elementos planos comprimidos de una sección.

$$\text{Clase} : \underline{1}$$

A: Área de la sección bruta para las secciones de clase 1, 2 y 3.

$$A : \underline{65.30} \text{ cm}^2$$

f_{yd} : Resistencia de cálculo del acero.

$$f_{yd} : \underline{261.9} \text{ MPa}$$

Siendo:

f_y : Límite elástico.

$$f_y : \underline{275.0} \text{ MPa}$$

γ_{M0} : Coeficiente parcial de seguridad del material.

$$\gamma_{M0} : \underline{1.05}$$

Resistencia a pandeo: (CTE DB SE-A, Artículo 6.3.2)

La resistencia de cálculo a pandeo $N_{b,Rd}$ en una barra comprimida viene dada por:

$$N_{b,Rd} : \underline{1413.29} \text{ kN}$$

Donde:

A: Área de la sección bruta para las secciones de clase 1, 2 y 3.

$$A : \underline{65.30} \text{ cm}^2$$

f_{yd} : Resistencia de cálculo del acero.

$$f_{yd} : \underline{261.9} \text{ MPa}$$

Siendo:

f_y : Límite elástico.

$$f_y : \underline{275.0} \text{ MPa}$$

γ_{M1} : Coeficiente parcial de seguridad del material.

$$\gamma_{M1} : \underline{1.05}$$

χ : Coeficiente de reducción por pandeo.

$$\chi_y : \underline{0.96}$$

$$\chi_z : \underline{0.83}$$

Siendo:

 α : Coeficiente de imperfección elástica. $\bar{\lambda}$: Esbeltez reducida. N_{cr} : Axil crítico de pandeo elástico.El axil crítico de pandeo elástico N_{cr} es el menor de los valores obtenidos en a), b) y c):

a) Axil crítico elástico de pandeo por flexión respecto al eje Y.

b) Axil crítico elástico de pandeo por flexión respecto al eje Z.

c) Axil crítico elástico de pandeo por torsión.

$$\phi_y : \underline{0.57}$$

$$\phi_z : \underline{0.72}$$

$$\alpha_y : \underline{0.34}$$

$$\alpha_z : \underline{0.49}$$

$$\bar{\lambda}_y : \underline{0.32}$$

$$\bar{\lambda}_z : \underline{0.53}$$

$$N_{cr} : \underline{6405.84} \text{ kN}$$

$$N_{cr, y} : \underline{18004.98} \text{ kN}$$

$$N_{cr, z} : \underline{6405.84} \text{ kN}$$

$$N_{cr, T} : \underline{\infty}$$

Donde:

 I_y : Momento de inercia de la sección bruta, respecto al eje Y. I_z : Momento de inercia de la sección bruta, respecto al eje Z. I_t : Momento de inercia a torsión uniforme. I_w : Constante de alabeo de la sección. E : Módulo de elasticidad G : Módulo de elasticidad transversal. L_{ky} : Longitud efectiva de pandeo por flexión, respecto al eje Y. L_{kz} : Longitud efectiva de pandeo por flexión, respecto al eje Z. L_{kt} : Longitud efectiva de pandeo por torsión. i_0 : Radio de giro polar de la sección bruta, respecto al centro de torsión.

$$I_y : \underline{3831.00} \text{ cm}^4$$

$$I_z : \underline{1363.00} \text{ cm}^4$$

$$I_t : \underline{42.16} \text{ cm}^4$$

$$I_w : \underline{93750.00} \text{ cm}^6$$

$$E : \underline{210000} \text{ MPa}$$

$$G : \underline{81000} \text{ MPa}$$

$$L_{ky} : \underline{2.100} \text{ m}$$

$$L_{kz} : \underline{2.100} \text{ m}$$

$$L_{kt} : \underline{0.000} \text{ m}$$

$$i_0 : \underline{8.92} \text{ cm}$$

Siendo:

 i_y, i_z : Radios de giro de la sección bruta, respecto a los ejes principales de inercia Y y Z. y_0, z_0 : Coordenadas del centro de torsión en la dirección de los ejes principales Y y Z, respectivamente, relativas al centro de gravedad de la sección.

$$i_y : \underline{7.66} \text{ cm}$$

$$i_z : \underline{4.57} \text{ cm}$$

$$y_0 : \underline{0.00} \text{ mm}$$

$$z_0 : \underline{0.00} \text{ mm}$$

Resistencia a flexión eje Y (CTE DB SE-A, Artículo 6.2.6)

Se debe satisfacer:

$$\eta = \frac{M_{Ed}}{M_{c,Rd}} \leq 1$$

$$\eta : 0.335 \quad \checkmark$$

El esfuerzo solicitante de cálculo pésimo se produce en el nudo N51, para la combinación de acciones
 $1.35 \cdot G + 0.8 \cdot \text{PesoCorreasyCubiertaMarquesina} + 1.5 \cdot V(180^\circ)H1 + 0.9 \cdot V(180^\circ)Marquesina$
 $\text{aSucción} + 0.75 \cdot \text{Nieve:redistribución1}$.

El esfuerzo solicitante de cálculo pésimo se produce en el nudo N51, para la combinación de acciones
 $0.8 \cdot G + 1.35 \cdot \text{PesoCorreasyCubiertaMarquesina} + 1.05 \cdot \text{SobrecargadeUsoMarquesina} + 1.5 \cdot V(90^\circ)H2 + 0.75 \cdot \text{Nieve:redistribución2} + 0.75 \cdot \text{NieveMarquesina}$.

M_{Ed}^+ : Momento flector solicitante de cálculo pésimo.

$$M_{Ed}^+ : \underline{42.23} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

M_{Ed}^- : Momento flector solicitante de cálculo pésimo.

$$M_{Ed}^- : \underline{31.44} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

El momento flector resistente de cálculo $M_{c,Rd}$ viene dado por:

$$M_{c,Rd} : \underline{126.08} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

Donde:

Clase: Clase de la sección, según la capacidad de deformación y de desarrollo de la resistencia plástica de los elementos planos de una sección a flexión simple.

$$\text{Clase} : \underline{1}$$

$W_{pl,y}$: Módulo resistente plástico correspondiente a la fibra con mayor tensión, para las secciones de clase 1 y 2.

$$W_{pl,y} : \underline{481.40} \text{ cm}^3$$

f_{yd} : Resistencia de cálculo del acero.

$$f_{yd} : \underline{261.9} \text{ MPa}$$

Siendo:

f_y : Límite elástico.

$$f_y : \underline{275.0} \text{ MPa}$$

γ_{MO} : Coeficiente parcial de seguridad del material.

$$\gamma_{MO} : \underline{1.05}$$

Resistencia a flexión eje Z (CTE DB SE-A, Artículo 6.2.6)

Se debe satisfacer:

$$\eta = \frac{M_{Ed}}{M_{c,Rd}} \leq 1$$

$$\eta : 0.118 \quad \checkmark$$

El esfuerzo solicitante de cálculo pésimo se produce en el nudo N51, para la combinación de acciones
 $0.8 \cdot G + 0.8 \cdot \text{PesoCorreasyCubiertaMarquesina} + 1.05 \cdot Q1 + 0.9 \cdot V(0^\circ)H3 + 1.5 \cdot V(0^\circ)Marquesina$
 $\text{aSucción} + 0.75 \cdot \text{Nieve:redistribución2}$.

El esfuerzo solicitante de cálculo pésimo se produce en el nudo N51, para la combinación de acciones
 $1.35 \cdot G + 1.35 \cdot \text{PesoCorreasyCubiertaMarquesina} + 1.05 \cdot \text{SobrecargadeUsoMarquesina} + 1.5 \cdot V(180^\circ)H4 + 0.9 \cdot V(180^\circ)Marquesina$
 $\text{Presión} + 0.75 \cdot \text{Nieve:redistribución1} + 0.75 \cdot \text{NieveMarquesina}$.

M_{Ed}^+ : Momento flector solicitante de cálculo pésimo.

$$M_{Ed}^+ : \underline{4.66} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

M_{Ed}^- : Momento flector solicitante de cálculo pésimo.

$$M_{Ed}^- : \underline{7.13} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

El momento flector resistente de cálculo $M_{c,Rd}$ viene dado por:

$$M_{c,Rd} : \underline{60.50} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

Donde:

Clase: Clase de la sección, según la capacidad de deformación y de desarrollo de la resistencia plástica de los elementos planos de una sección a flexión simple.

$$\text{Clase} : \underline{1}$$

$W_{pl,z}$: Módulo resistente plástico correspondiente a la fibra con mayor tensión, para las secciones de clase 1 y 2.

$$W_{pl,z} : \underline{231.00} \text{ cm}^3$$

f_{yd} : Resistencia de cálculo del acero.

$$f_{yd} : \underline{261.9} \text{ MPa}$$

Siendo:

f_y : Límite elástico.

$$f_y : \underline{275.0} \text{ MPa}$$

γ_{M0} : Coeficiente parcial de seguridad del material.

$$\gamma_{M0} : \underline{1.05}$$

Resistencia a corte Z (CTE DB SE-A, Artículo 6.2.4)

Se debe satisfacer:

$$\eta - \frac{V_{Ed}}{V_{c,Rd}} \leq 1$$

$$\eta : \underline{0.160}$$



El esfuerzo solicitante de cálculo pésimo se produce en el nudo N51, para la combinación de acciones

1.35·G+0.8·PesoCorreasyCubiertaMarquesina+1.5·V(180°)H1+0.9·V(180°)MarquesinaSucción+0.75·Nieve:redistribución1.

V_{Ed} : Esfuerzo cortante solicitante de cálculo pésimo.

$$V_{Ed} : \underline{37.06} \text{ kN}$$

El esfuerzo cortante resistente de cálculo $V_{c,Rd}$ viene dado por:

$$V_{c,Rd} : \underline{231.35} \text{ kN}$$

Donde:

A_v : Área transversal a cortante.

$$A_v : \underline{15.30} \text{ cm}^2$$

Siendo:

h : Canto de la sección.

$$h : \underline{180.00} \text{ mm}$$

t_w : Espesor del alma.

$$t_w : \underline{8.50} \text{ mm}$$

f_{yd} : Resistencia de cálculo del acero.

$$f_{yd} : \underline{261.9} \text{ MPa}$$

Siendo:

f_y : Límite elástico.

$$f_y : \underline{275.0} \text{ MPa}$$

γ_{M0} : Coeficiente parcial de seguridad del material.

$$\gamma_{M0} : \underline{1.05}$$

Abolladura por cortante del alma: (CTE DB SE-A, Artículo 6.3.3.4)

Aunque no se han dispuesto rigidizadores transversales, no es necesario comprobar la resistencia a la abolladura del alma, puesto que se cumple:

$$\frac{d}{t_w} < 70 \cdot \varepsilon$$

$$17.88 < 64.71$$

Donde:

λ_w : Esbeltez del alma.

$$\lambda_w : \underline{17.88}$$

$\lambda_{m\acute{a}x}$: Esbeltez máxima.

$$\lambda_{m\acute{a}x} : \underline{64.71}$$

ε : Factor de reducción.

$$\varepsilon : \underline{0.92}$$

Siendo:

f_{ref} : Límite elástico de referencia.

$$f_{ref} : \underline{235.0} \text{ MPa}$$

f_y : Límite elástico.

$$f_y : \underline{275.0} \text{ MPa}$$

Resistencia a corte Y (CTE DB SE-A, Artículo 6.2.4)

Se debe satisfacer:

$$\eta = \frac{V_{Ed}}{V_{c,Rd}} \leq 1$$

$$\eta : \underline{0.006} \checkmark$$

El esfuerzo solicitante de cálculo pésimo se produce para la combinación de acciones $0.8 \cdot G + 1.35 \cdot \text{PesoCorreasyCubiertaMarquesina} + 1.05 \cdot \text{SobrecargadeUsoMarquesina} + 1.5 \cdot V(180^\circ)H4 + 0.9 \cdot V(180^\circ)\text{MarquesinaPresion} + 0.75 \cdot \text{Nieve:redistribución} + 0.75 \cdot \text{Nieve Marquesina}$.

V_{Ed} : Esfuerzo cortante solicitante de cálculo pésimo.

$$V_{Ed} : \underline{4.54} \text{ kN}$$

El esfuerzo cortante resistente de cálculo $V_{c,Rd}$ viene dado por:

$$V_{c,Rd} : \underline{792.04} \text{ kN}$$

Donde:

A_v : rea transversal a cortante.

$$A_v : \underline{52.38} \text{ cm}^2$$

Siendo:

A : rea de la sección bruta.

$$A : \underline{65.30} \text{ cm}^2$$

d : Altura del alma.

$$d : \underline{152.00} \text{ mm}$$

t_w : Espesor del alma.

$$t_w : \underline{8.50} \text{ mm}$$

f_{yd} : Resistencia de cálculo del acero.

$$f_{yd} : \underline{261.9} \text{ MPa}$$

Siendo:

f_y : Límite elástico.

$$f_y : \underline{275.0} \text{ MPa}$$

γ_{Mo} : Coeficiente parcial de seguridad del material.

$$\gamma_{Mo} : \underline{1.05}$$

Resistencia a momento flector Y y fuerza cortante Z combinados (CTE DB SE-A, Artículo 6.2.8)

No es necesario reducir la resistencia de cálculo a flexión, ya que el esfuerzo cortante solicitante de cálculo pésimo V_{Ed} no es superior al 50% de la resistencia de cálculo a cortante $V_{c,Rd}$.

$$V_{Ed} < \frac{V_{c,Rd}}{2}$$

$$3.778 \leq 11.792$$

Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen para la combinación de acciones

1.35·G+0.8·PesoCorreasyCubiertaMarquesina+1.5·V(180°)H1+0.9·V(180°)MarquesinaSucción+0.75·Nieve:redistribución1.

V_{Ed} : Esfuerzo cortante solicitante de cálculo pésimo.

$$V_{Ed} : \underline{37.06} \text{ kN}$$

$V_{c,Rd}$: Esfuerzo cortante resistente de cálculo.

$$V_{c,Rd} : \underline{231.35} \text{ kN}$$

Resistencia a momento flector Z y fuerza cortante Y combinados (CTE DB SE-A, Artículo 6.2.8)

No es necesario reducir la resistencia de cálculo a flexión, ya que el esfuerzo cortante solicitante de cálculo pésimo V_{Ed} no es superior al 50% de la resistencia de cálculo a cortante $V_{c,Rd}$.

$$V_{Ed} < \frac{V_{c,Rd}}{2}$$

$$0.463 \leq 40.369$$

Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen para la combinación de acciones

0.8·G+1.35·PesoCorreasyCubiertaMarquesina+1.05·SobrecargadeUsoMarquesina+1.5·V(180°)H4+0.9·V(180°)MarquesinaPresión+0.75·Nieve:redistribución1+0.75·NieveMarquesina.

V_{Ed} : Esfuerzo cortante solicitante de cálculo pésimo.

$$V_{Ed} : \underline{4.54} \text{ kN}$$

$V_{c,Rd}$: Esfuerzo cortante resistente de cálculo.

$$V_{c,Rd} : \underline{792.04} \text{ kN}$$

Resistencia a flexión y axil combinados (CTE DB SE-A, Artículo 6.2.8)

Se debe satisfacer:

$$\eta = \frac{N_{c,Ed}}{N_{pl,Rd}} + \frac{M_{y,Ed}}{M_{pl,Rd,y}} + \frac{M_{z,Ed}}{M_{pl,Rd,z}} \leq 1$$

$$\eta : \underline{0.557} \quad \checkmark$$

$$\eta = \frac{N_{c,Ed}}{\chi_y \cdot A \cdot f_{yd}} + k_y \cdot \frac{C_{m,y} \cdot M_{y,Ed}}{\chi_{LT} \cdot W_{pl,y} \cdot f_{yd}} + \alpha_z \cdot k_z \cdot \frac{C_{m,z} \cdot M_{z,Ed}}{W_{pl,z} \cdot f_{yd}} \leq 1$$

$$\eta : \underline{0.523} \quad \checkmark$$

$$\eta = \frac{N_{c,Ed}}{\chi_z \cdot A \cdot f_{yd}} + k_{y,LT} \cdot \frac{M_{y,Ed}}{\chi_{LT} \cdot W_{pl,y} \cdot f_{yd}} + k_z \cdot \frac{C_{m,z} \cdot M_{z,Ed}}{W_{pl,z} \cdot f_{yd}} \leq 1$$

$$\eta : \underline{0.583} \quad \checkmark$$

Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen en el nudo N51, para la combinación de acciones

$1.35 \cdot G + 1.35 \cdot \text{PesoCorreas} + \text{CubiertaMarquesina} + 1.05 \cdot Q1 + 1.05 \cdot \text{Sobrecarga de Usos} + 1.05 \cdot \text{Marquesina} + 1.5 \cdot V(180^\circ)H3 + 0.9 \cdot V(180^\circ)\text{Marquesina} + 0.75 \cdot \text{Nieve: redistribución} + 0.75 \cdot \text{NieveMarquesina}$.

Donde:

$N_{c,Ed}$: Axil de compresión solicitante de cálculo pésimo.

$M_{y,Ed}$, $M_{z,Ed}$: Momentos flectores solicitantes de cálculo pésimos, según los ejes Y y Z, respectivamente.

Clase: Clase de la sección, según la capacidad de deformación y de desarrollo de la resistencia plástica de sus elementos planos, para axil y flexión simple.

$N_{pl,Rd}$: Resistencia a compresión de la sección bruta.

$M_{pl,Rd,y}$, $M_{pl,Rd,z}$: Resistencia a flexión de la sección bruta en condiciones plásticas, respecto a los ejes Y y Z, respectivamente.

Resistencia a pandeo: (CTE DB SE-A, Artículo 6.3.2)

A: Área de la sección bruta.

$W_{pl,y}$, $W_{pl,z}$: Módulos resistentes plásticos correspondientes a la fibra comprimida, alrededor de los ejes Y y Z, respectivamente.

f_{yd} : Resistencia de cálculo del acero.

Siendo:

f_y : Límite elástico.

γ_{M1} : Coeficiente parcial de seguridad del material.

k_y , k_z , $k_{y,LT}$: Coeficientes de interacción.

$C_{m,y}$, $C_{m,z}$, $C_{m,LT}$: Factores de momento flector uniforme equivalente.

χ_y , χ_z : Coeficientes de reducción por pandeo, alrededor de los ejes Y y Z, respectivamente.

χ_{LT} : Coeficiente de reducción por pandeo lateral.

$\bar{\lambda}_y$, $\bar{\lambda}_z$: Esbelteces reducidas con valores no mayores que 1.00, en relación a los ejes Y y Z, respectivamente.

α_y , α_z : Factores dependientes de la clase de la sección.

$$N_{c,Ed} : \frac{181.78}{1} \text{ kN}$$

$$M_{y,Ed}^+ : \frac{42.14}{1} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$M_{z,Ed}^- : \frac{7.05}{1} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$\text{Clase} : \frac{1}{1}$$

$$N_{pl,Rd} : \frac{1710.24}{1} \text{ kN}$$

$$M_{pl,Rd,y} : \frac{126.08}{1} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$M_{pl,Rd,z} : \frac{60.50}{1} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$A : \frac{65.30}{1} \text{ cm}^2$$

$$W_{pl,y} : \frac{481.40}{1} \text{ cm}^3$$

$$W_{pl,z} : \frac{231.00}{1} \text{ cm}^3$$

$$f_{yd} : \frac{261.9}{1} \text{ MPa}$$

$$f_y : \frac{275.0}{1} \text{ MPa}$$

$$\gamma_{M1} : \frac{1.05}{1}$$

$$k_y : \frac{1.01}{1}$$

$$k_z : \frac{1.06}{1}$$

$$k_{y,LT} : \frac{0.99}{1}$$

$$C_{m,y} : \frac{1.00}{1}$$

$$C_{m,z} : \frac{1.00}{1}$$

$$C_{m,LT} : \frac{1.00}{1}$$

$$\chi_y : \frac{0.96}{1}$$

$$\chi_z : \frac{0.83}{1}$$

$$\chi_{LT} : \frac{1.00}{1}$$

$$\bar{\lambda}_y : \frac{0.32}{1}$$

$$\bar{\lambda}_z : \frac{0.53}{1}$$

$$\alpha_y : \frac{0.60}{1}$$

$$\alpha_z : \frac{0.60}{1}$$

Resistencia a flexión, axil y cortante combinados (CTE DB SE-A, Artículo 6.2.8)

No es necesario reducir las resistencias de cálculo a flexión y a axil, ya que se puede ignorar el efecto de abolladura por esfuerzo cortante y, además, el esfuerzo cortante solicitante de cálculo pésimo V_{Ed} es menor o igual que el 50% del esfuerzo cortante resistente de cálculo $V_{c,Rd}$.

Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen para la combinación de acciones

1.35·G+0.8·PesoCorreasyCubiertaMarquesina+1.5·V(180°)H1+0.9·V(180°)MarquesinaSucción+0.75·Nieve:redistribución1.

$$V_{Ed,z} \leq \frac{V_{c,Rd,z}}{2}$$

$$3.778 \leq 11.790$$

Donde:

$V_{Ed,z}$: Esfuerzo cortante solicitante de cálculo pésimo.

$$V_{Ed,z} : \underline{37.06} \text{ kN}$$

$V_{c,Rd,z}$: Esfuerzo cortante resistente de cálculo.

$$V_{c,Rd,z} : \underline{231.31} \text{ kN}$$

Resistencia a torsión (CTE DB SE-A, Artículo 6.2.7)

Se debe satisfacer:

$$\eta = \frac{M_{T,Ed}}{M_{T,Rd}} \leq 1$$

$$\eta : \underline{0.002} \checkmark$$

El esfuerzo solicitante de cálculo pésimo se produce para la combinación de acciones 0.8·G+0.8·PesoCorreasyCubiertaMarquesina+1.5·V(180°)H1.

$M_{T,Ed}$: Momento torsor solicitante de cálculo pésimo.

$$M_{T,Ed} : \underline{0.01} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

El momento torsor resistente de cálculo $M_{T,Rd}$ viene dado por:

$$M_{T,Rd} : \underline{4.55} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

Donde:

W_T : Módulo de resistencia a torsión.

$$W_T : \underline{30.11} \text{ cm}^3$$

f_{yd} : Resistencia de cálculo del acero.

$$f_{yd} : \underline{261.9} \text{ MPa}$$

Siendo:

f_y : Límite elástico.

$$f_y : \underline{275.0} \text{ MPa}$$

γ_{Mo} : Coeficiente parcial de seguridad del material.

$$\gamma_{Mo} : \underline{1.05}$$

Resistencia a cortante Z y momento torsor combinados (CTE DB SE-A, Artículo 6.2.8)

Se debe satisfacer:

$$\eta = \frac{V_{Ed}}{V_{p,T,Rd}} \leq 1$$

$$\eta : \underline{0.047} \checkmark$$

Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen en el nudo N51, para la combinación de acciones
 $1.35 \cdot G + 1.35 \cdot \text{PesoCorreasyCubiertaMarquesina} + 1.5 \cdot Q + 1.5 \cdot Q1 + 1.5 \cdot \text{SobrecargadeUsoMarquesina} + 0.9 \cdot V(180^\circ)H4 + 0.9 \cdot V(180^\circ)\text{MarquesinaSucción} + 0.75 \cdot \text{Nieve: redistribución}2 + 0.75 \cdot \text{NieveMarquesina}$.

V_{Ed} : Esfuerzo cortante solicitante de cálculo pésimo.

$$V_{Ed} : \underline{10.91} \text{ kN}$$

$M_{T,Ed}$: Momento torsor solicitante de cálculo pésimo.

$$M_{T,Ed} : \underline{0.00} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

El esfuerzo cortante resistente de cálculo reducido $V_{pl,T,Rd}$ viene dado por:

$$V_{pl,T,Rd} : \underline{231.31} \text{ kN}$$

Donde:

$V_{pl,Rd}$: Esfuerzo cortante resistente de cálculo.

$$V_{pl,Rd} : \underline{231.35} \text{ kN}$$

$\tau_{T,Ed}$: Tensiones tangenciales por torsión.

$$\tau_{T,Ed} : \underline{0.1} \text{ MPa}$$

Siendo:

W_T : Módulo de resistencia a torsión.

$$W_T : \underline{30.11} \text{ cm}^3$$

f_{yd} : Resistencia de cálculo del acero.

$$f_{yd} : \underline{261.9} \text{ MPa}$$

Siendo:

f_y : Límite elástico.

$$f_y : \underline{275.0} \text{ MPa}$$

γ_{Mo} : Coeficiente parcial de seguridad del material.

$$\gamma_{Mo} : \underline{1.05}$$

Resistencia a cortante Y y momento torsor combinados (CTE DB SE-A, Artículo 6.2.8)

Se debe satisfacer:

$$\eta - \frac{V_{Ed}}{V_{pl,T,Rd}} \leq 1$$

$$\eta : \underline{0.002} \checkmark$$

Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen para la combinación de acciones
 $1.35 \cdot G + 1.35 \cdot \text{PesoCorreasyCubiertaMarquesina} + 1.5 \cdot Q + 1.5 \cdot Q1 + 1.5 \cdot \text{SobrecargadeUsoMarquesina} + 0.9 \cdot V(180^\circ)H4 + 0.9 \cdot V(180^\circ)\text{MarquesinaSucción} + 0.75 \cdot \text{Nieve: redistribución}2 + 0.75 \cdot \text{NieveMarquesina}$.

V_{Ed} : Esfuerzo cortante solicitante de cálculo pésimo.

$$V_{Ed} : \underline{1.80} \text{ kN}$$

$M_{T,Ed}$: Momento torsor solicitante de cálculo pésimo.

$$M_{T,Ed} : \underline{0.00} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

El esfuerzo cortante resistente de cálculo reducido $V_{pl,T,Rd}$ viene dado por:

$$V_{pl,T,Rd} : \underline{791.91} \text{ kN}$$

Donde:

$V_{pl,Rd}$: Esfuerzo cortante resistente de cálculo.

$$V_{pl,Rd} : \underline{792.04} \text{ kN}$$

$\tau_{T,Ed}$: Tensiones tangenciales por torsión.

$$\tau_{T,Ed} : \underline{0.1} \text{ MPa}$$

Siendo:

W_T : Módulo de resistencia a torsión.

$$W_T : \underline{30.11} \text{ cm}^3$$

f_{yd} : Resistencia de cálculo del acero.

$$f_{yd} : \underline{261.9} \text{ MPa}$$

Siendo:

f_y : Límite elástico.

$$f_y : \underline{275.0} \text{ MPa}$$

γ_{MO} : Coeficiente parcial de seguridad del material.

$$\gamma_{MO} : \underline{1.05}$$

Limitación de esbeltez (CTE DB SE-A, Artículo Artículos 6.3.1 y 6.3.2.1 - Tabla 6.3)

La esbeltez reducida $\bar{\lambda}$ de las barras comprimidas debe ser inferior al valor 2.0.

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{A \cdot f_y}{N_{cr}}}$$

$$\bar{\lambda} : \underline{0.53}$$



Donde:

Clase: Clase de la sección, según la capacidad de deformación y de desarrollo de la resistencia plástica de los elementos planos comprimidos de una sección.

$$\text{Clase} : \underline{1}$$

A: Área de la sección bruta para las secciones de clase 1, 2 y 3.

$$A : \underline{65.30} \text{ cm}^2$$

f_y : Límite elástico.

$$f_y : \underline{275.0} \text{ MPa}$$

N_{cr} : Axil crítico elástico de pandeo, obtenido como el menor de los siguientes valores:

$$N_{cr} : \underline{6405.84} \text{ kN}$$

$N_{cr,y}$: Axil crítico elástico de pandeo por flexión respecto al eje Y.

$$N_{cr,y} : \underline{18004.98} \text{ kN}$$

$N_{cr,z}$: Axil crítico elástico de pandeo por flexión respecto al eje Z.

$$N_{cr,z} : \underline{6405.84} \text{ kN}$$

$N_{cr,T}$: Axil crítico elástico de pandeo por torsión.

$$N_{cr,T} : \underline{\infty}$$

Pilarillos pórtico hastial principal (Puerta principal)

Perfil: HE 180 B , Perfil simple Material: Acero (S275)						
Nudos		Longitud (m)	Características mecánicas			
Inicial	Final		Área (cm ²)	I _y ⁽¹⁾ (cm ⁴)	I _z ⁽¹⁾ (cm ⁴)	I _t ⁽²⁾ (cm ⁴)
N37	N41	7.300	□5.30	3831.00	1363.00	42.16
Notas: ⁽¹⁾ Inercia respecto al eje indicado ⁽²⁾ Momento de inercia a torsión uniforme						
		Pandeo		Pandeo lateral		
		Plano XY	Plano XZ	Ala sup.	Ala inf.	
β		0.70	0.70	0.20	1.00	
L _K		3.500	2.450	0.700	3.500	
C _m		1.000	1.000	1.000	1.00□	
Notación: β: Coeficiente de pandeo L _K : Longitud de pandeo (m) C _m : Coeficiente de momentos						

Barra	COMPROBACIONES (CTE DB SE-A)													Estado	
	N _t	N _c	M _y	M _z	V _z	V _y	M _y V _z	M _z V _y	NM _y M _z	NM _y M _z V _y V _z	M _t	M _t V _z	M _t V _y		$\bar{\lambda}$
N37/N41	x: 3.5 m η = 0.9	x: 0 m η = 5.3	x: 0 m η = 75.8	x: 0 m η = 7.5	x: 0 m η = 22.6	η = 0.1	η < 0.1	η < 0.1	x: 0 m η = 85.1	η < 0.1	M _{Ed} = 0.00 N.P. ⁽¹⁾	N.P. ⁽²⁾	N.P. ⁽²⁾	$\bar{\lambda} < 2.0$	CUMPLE η = 85.1
Notación: N _t : Resistencia a tracción N _c : Resistencia a compresión M _y : Resistencia a flexión eje Y M _z : Resistencia a flexión eje Z V _z : Resistencia a corte Z V _y : Resistencia a corte Y M _y V _z : Resistencia a momento flector Y y fuerza cortante Z combinados M _z V _y : Resistencia a momento flector Z y fuerza cortante Y combinados NM _y M _z : Resistencia a flexión y axil combinados NM _y M _z V _y V _z : Resistencia a flexión, axil y cortante combinados M _t : Resistencia a torsión M _t V _z : Resistencia a cortante Z y momento torsor combinados M _t V _y : Resistencia a cortante Y y momento torsor combinados λ: Limitación de esbeltez x: Distancia al origen de la barra η: Coeficiente de aprovechamiento (%) N.P.: No procede															
Comprobaciones que no proceden (N.P.): ⁽¹⁾ La comprobación no procede, ya que no hay momento torsor. ⁽²⁾ No hay interacción entre momento torsor y esfuerzo cortante para ninguna combinación. Por lo tanto, la comprobación no procede.															

Resistencia a tracción (CTE DB SE-A, Artículo 6.2.3)

Se debe satisfacer:

$$\eta = \frac{N_{t,Ed}}{N_{t,Rd}} \leq 1$$

η : 0.009



El esfuerzo solicitante de cálculo pésimo se produce en el nudo N41, para la combinación de acciones 0.8·G+0.8·PesoCorreasCubiertaMarquesina+1.5·V(270°)H1.

$N_{t,Ed}$: Axil de tracción solicitante de cálculo pésimo.

$N_{t,Ed}$: 15.89 kN

La resistencia de cálculo a tracción $N_{t,Rd}$ viene dada por:

$N_{t,Rd}$: 1710.24 kN

Donde:

A : Área bruta de la sección transversal de la barra.

A : 65.30 cm²

f_{yd} : Resistencia de cálculo del acero.

f_{yd} : 261.9 MPa

Siendo:

f_y : Límite elástico.

f_y : 275.0 MPa

γ_{M0} : Coeficiente parcial de seguridad del material.

γ_{M0} : 1.05

Resistencia a compresión (CTE DB SE-A, Artículo 6.2.5)

Se debe satisfacer:

$$\eta = \frac{N_{c,Ed}}{N_{c,Rd}} \leq 1$$

η : 0.041 ✓

$$\eta = \frac{N_{c,Fd}}{N_{b,Rd}} \leq 1$$

η : 0.053 ✓

El esfuerzo solicitante de cálculo pésimo se produce en el nudo N37, para la combinación de acciones

1.35·G+1.35·PesoCorreasyCubiertaMarquesina+1.05·SobrecargadeUsoMarquesina+0.9·V(180°)H4+0.9·V(180°)MarquesinaPresión+1.5·Nieve:redistribución1+1.5·NieveMarquesina.

$N_{c,Ed}$: Axil de compresión solicitante de cálculo pésimo.

$N_{c,Ed}$: 70.58 kN

La resistencia de cálculo a compresión $N_{c,Rd}$ viene dada por:

$N_{c,Rd}$: 1710.24 kN

Donde:

Clase: Clase de la sección, según la capacidad de deformación y de desarrollo de la resistencia plástica de los elementos planos comprimidos de una sección.

Clase : 1

A : Área de la sección bruta para las secciones de clase 1, 2 y 3.

A : 65.30 cm²

f_{yd} : Resistencia de cálculo del acero.

f_{yd} : 261.9 MPa

Siendo:

f_y : Límite elástico.

f_y : 275.0 MPa

γ_{M0} : Coeficiente parcial de seguridad del material.

γ_{M0} : 1.05

Resistencia a pandeo (CTE DB SE-A, Artículo 6.3.2)

La resistencia de cálculo a pandeo $N_{b,Rd}$ en una barra comprimida viene dada por:

$$N_{b,Rd} : \underline{1325.16} \text{ kN}$$

Donde:

A: Área de la sección bruta para las secciones de clase 1, 2 y 3.

$$A : \underline{65.30} \text{ cm}^2$$

f_{yd}: Resistencia de cálculo del acero.

$$f_{yd} : \underline{261.9} \text{ MPa}$$

Siendo:

f_y: Límite elástico.

$$f_y : \underline{275.0} \text{ MPa}$$

γ_{M1}: Coeficiente parcial de seguridad del material.

$$\gamma_{M1} : \underline{1.05}$$

χ: Coeficiente de reducción por pandeo.

$$\chi_y : \underline{0.94}$$

$$\chi_z : \underline{0.77}$$

$$\chi_T : \underline{0.82}$$

Siendo:

$$\phi_y : \underline{0.60}$$

$$\phi_z : \underline{0.79}$$

$$\phi_T : \underline{0.72}$$

α: Coeficiente de imperfección elástica.

$$\alpha_y : \underline{0.34}$$

$$\alpha_z : \underline{0.49}$$

$$\alpha_T : \underline{0.49}$$

λ̄: Esbeltez reducida.

$$\bar{\lambda}_y : \underline{0.37}$$

$$\bar{\lambda}_z : \underline{0.62}$$

$$\bar{\lambda}_T : \underline{0.53}$$

N_{cr}: Axil crítico de pandeo elástico.

$$N_{cr} : \underline{4706.33} \text{ kN}$$

El axil crítico de pandeo elástico **N_{cr}** es el menor de los valores obtenidos en a), b) y c):

a) Axil crítico elástico de pandeo por flexión respecto al eje Y.

$$N_{cr,y} : \underline{13228.15} \text{ kN}$$

b) Axil crítico elástico de pandeo por flexión respecto al eje Z.

$$N_{cr,z} : \underline{4706.33} \text{ kN}$$

c) Axil crítico elástico de pandeo por torsión.

$$N_{cr,T} : \underline{6287.54} \text{ kN}$$

Donde:

I_y: Momento de inercia de la sección bruta, respecto al eje Y.

$$I_y : \underline{3831.00} \text{ cm}^4$$

I_z: Momento de inercia de la sección bruta, respecto al eje Z.

$$I_z : \underline{1363.00} \text{ cm}^4$$

I_t: Momento de inercia a torsión uniforme.

$$I_t : \underline{42.16} \text{ cm}^4$$

I_w: Constante de alabeo de la sección.

$$I_w : \underline{93750.00} \text{ cm}^6$$

E: Módulo de elasticidad

$$E : \underline{210000} \text{ MPa}$$

G: Módulo de elasticidad transversal.

$$G : \underline{81000} \text{ MPa}$$

L_{ky}: Longitud efectiva de pandeo por flexión, respecto al eje Y.

$$L_{ky} : \underline{2.450} \text{ m}$$

L_{kz}: Longitud efectiva de pandeo por flexión, respecto al eje Z.

$$L_{kz} : \underline{2.450} \text{ m}$$

L_{kt} : Longitud efectiva de pandeo por torsión. $L_{kt} : \underline{3.500} \text{ m}$
 i_0 : Radio de giro polar de la sección bruta, respecto al centro de torsión. $i_0 : \underline{8.92} \text{ cm}$

Siendo:

i_y, i_z : Radios de giro de la sección bruta, respecto a los ejes principales de inercia Y y Z. $i_y : \underline{7.66} \text{ cm}$
 $i_z : \underline{4.57} \text{ cm}$
 y_0, z_0 : Coordenadas del centro de torsión en la dirección de los ejes principales Y y Z, respectivamente, relativas al centro de gravedad de la sección. $y_0 : \underline{0.00} \text{ mm}$
 $z_0 : \underline{0.00} \text{ mm}$

Resistencia a flexión eje Y (CTE DB SE-A, Artículo 6.2.6)

Se debe satisfacer:

$$\eta = \frac{M_{Ed}}{M_{r,Rd}} \leq 1$$

$$\eta : \underline{0.665} \quad \checkmark$$

$$\eta = \frac{M_{Ed}}{M_{b,Rd}} \leq 1$$

$$\eta : \underline{0.758} \quad \checkmark$$

El esfuerzo solicitante de cálculo pésimo se produce en el nudo N37, para la combinación de acciones

1.35·G+1.35·PesoCorreasyCubiertaMarquesina+1.05·SobrecargadeUsoMarquesina+1.5·V(270°)H2+0.75·Nieve:estadoinicial+0.75·NieveMarquesina.

El esfuerzo solicitante de cálculo pésimo se produce en el nudo N37, para la combinación de acciones

0.8·G+0.8·PesoCorreasyCubiertaMarquesina+1.5·V(180°)H1+0.9·V(180°)MarquesinaSucción.

M_{Ed}^+ : Momento flector solicitante de cálculo pésimo.

$$M_{Ed}^+ : \underline{58.30} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

M_{Ed}^- : Momento flector solicitante de cálculo pésimo.

$$M_{Ed}^- : \underline{83.88} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

El momento flector resistente de cálculo $M_{c,Rd}$ viene dado por:

$$M_{c,Rd} : \underline{126.08} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

Donde:

Clase: Clase de la sección, según la capacidad de deformación y de desarrollo de la resistencia plástica de los elementos planos de una sección a flexión simple.

$$\text{Clase} : \underline{1}$$

$W_{pl,y}$: Módulo resistente plástico correspondiente a la fibra con mayor tensión, para las secciones de clase 1 y 2.

$$W_{pl,y} : \underline{481.40} \text{ cm}^3$$

f_{yd} : Resistencia de cálculo del acero.

$$f_{yd} : \underline{261.9} \text{ MPa}$$

Siendo:

f_y : Límite elástico.

$$f_y : \underline{275.0} \text{ MPa}$$

γ_{Mo} : Coeficiente parcial de seguridad del material.

$$\gamma_{Mo} : \underline{1.05}$$

Resistencia a pandeo lateral: (CTE DB SE-A, Artículo 6.3.3.2)

El momento flector resistente de cálculo $M_{b,Rd}$ viene dado por:

$$M_{b,Rd}^+ : \underline{126.08} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$M_{b,Rd}^- : \underline{110.70} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

Donde:

$W_{pl,y}$: Módulo resistente plástico correspondiente a la fibra con mayor tensión, para las secciones de clase 1 y 2.

$$W_{pl,y} : \underline{481.40} \text{ cm}^3$$

f_{yd} : Resistencia de cálculo del acero.

$$f_{yd} : \underline{261.9} \text{ MPa}$$

Siendo:

f_y : Límite elástico.

$$f_y : \underline{275.0} \text{ MPa}$$

γ_{M1} : Coeficiente parcial de seguridad del material.

$$\gamma_{M1} : \underline{1.05}$$

χ_{LT} : Factor de reducción por pandeo lateral.

$$\chi_{LT}^+ : \underline{1.00}$$

$$\chi_{LT}^- : \underline{0.88}$$

Siendo:

$$\phi_{LT}^+ : \underline{0.51}$$

$$\phi_{LT}^- : \underline{0.74}$$

α_{LT} : Coeficiente de imperfección elástica.

$$\alpha_{LT} : \underline{0.21}$$

$\bar{\lambda}_{LT}$: Esbeltez reducida.

$$\bar{\lambda}_{LT}^+ : \underline{0.17}$$

$$\bar{\lambda}_{LT}^- : \underline{0.63}$$

M_{cr} : Momento crítico elástico de pandeo lateral.

$$M_{cr}^+ : \underline{4694.12} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$M_{cr}^- : \underline{332.95} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

El momento crítico elástico de pandeo lateral M_{cr} se determina según la teoría de la elasticidad:

Siendo:

M_{LTV} : Componente que representa la resistencia por torsión uniforme de la barra.

$$M_{LTV}^+ : \underline{1403.14} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$M_{LTV}^- : \underline{280.63} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

M_{LTW} : Componente que representa la resistencia por torsión no uniforme de la barra.

$$M_{LTW}^+ : \underline{4479.50} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$M_{LTW}^- : \underline{179.18} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

Siendo:

W_{el,y}: Módulo resistente elástico de la sección bruta, obtenido para la fibra más comprimida.

W_{el,y} : 425.67 cm³

I_z: Momento de inercia de la sección bruta, respecto al eje Z.

I_z : 1363.00 cm⁴

I_t: Momento de inercia a torsión uniforme.

I_t : 42.16 cm⁴

E: Módulo de elasticidad.

E : 210000 MPa

G: Módulo de elasticidad transversal.

G : 81000 MPa

L_c⁺: Longitud efectiva de pandeo lateral del ala superior.

L_c⁺ : 0.700 m

L_c⁻: Longitud efectiva de pandeo lateral del ala inferior.

L_c⁻ : 3.500 m

C₁: Factor que depende de las condiciones de apoyo y de la forma de la ley de momentos flectores sobre la barra.

C₁ : 1.00

i_{f,z}: Radio de giro, respecto al eje de menor inercia de la sección, del soporte formado por el ala comprimida y la tercera parte de la zona comprimida del alma adyacente al ala comprimida.

i_{f,z}⁺ : 4.99 cm

i_{f,z}⁻ : 4.99 cm

Resistencia a flexión eje Z (CTE DB SE-A, Artículo 6.2.6)

Se debe satisfacer:

$$\eta = \frac{M_{Ed}}{M_{c,Rd}} \leq 1$$

$$\eta = 0.075 \quad \checkmark$$

El esfuerzo solicitante de cálculo pésimo se produce en el nudo N37, para la combinación de acciones

0.8·G+0.8·PesoCorreasyCubiertaMarquesina+0.9·V(0°)H4+1.5·V(0°)MarquesinaSucción+0.75·Nieve:redistribución2.

El esfuerzo solicitante de cálculo pésimo se produce en el nudo N37, para la combinación de acciones

1.35·G+1.35·PesoCorreasyCubiertaMarquesina+1.05·SobrecargadeUsoMarquesina+0.9·V(180°)H3+0.9·V(180°)MarquesinaPresión+1.5·Nieve:redistribución1+1.5·NieveMarquesina.

M_{Ed}⁺: Momento flector solicitante de cálculo pésimo.

M_{Ed}⁺ : 2.54 kN·m

M_{Ed}⁻: Momento flector solicitante de cálculo pésimo.

M_{Ed}⁻ : 4.55 kN·m

El momento flector resistente de cálculo **M_{c,Rd}** viene dado por:

M_{c,Rd} : 60.50 kN·m

Donde:

Clase: Clase de la sección, según la capacidad de deformación y de desarrollo de la resistencia plástica de los elementos planos de una sección a flexión simple.

Clase : 1

W_{pl,z}: Módulo resistente plástico correspondiente a la fibra con mayor tensión, para las secciones de clase 1 y 2.

W_{pl,z} : 231.00 cm³

f_{yd}: Resistencia de cálculo del acero.

f_{yd} : 261.9 MPa

Siendo:

f_y: Límite elástico.

f_y : 275.0 MPa

γ_{M0}: Coeficiente parcial de seguridad del material.

γ_{M0} : 1.05

Resistencia a corte Z (CTE DB SE-A, Artículo 6.2.4)

Se debe satisfacer:

$$\eta = \frac{V_{Ed}}{V_{c,Rd}} \leq 1$$

$$\eta : \underline{0.226}$$



El esfuerzo solicitante de cálculo pésimo se produce en el nudo N37, para la combinación de acciones
 $0.8 \cdot G + 0.8 \cdot \text{PesoCorreasyCubiertaMarquesina} + 1.5 \cdot V(180^\circ)H1 + 0.9 \cdot V(180^\circ)\text{Marquesi}$
 naSucción.

V_{Ed} : Esfuerzo cortante solicitante de cálculo pésimo.

$$V_{Ed} : \underline{52.18} \text{ kN}$$

El esfuerzo cortante resistente de cálculo $V_{c,Rd}$ viene dado por:

$$V_{c,Rd} : \underline{231.35} \text{ kN}$$

Donde:

A_v : Área transversal a cortante.

$$A_v : \underline{15.30} \text{ cm}^2$$

Siendo:

h : Canto de la sección.

$$h : \underline{180.00} \text{ mm}$$

t_w : Espesor del alma.

$$t_w : \underline{8.50} \text{ mm}$$

f_{yd} : Resistencia de cálculo del acero.

$$f_{yd} : \underline{261.9} \text{ MPa}$$

Siendo:

f_y : Límite elástico.

$$f_y : \underline{275.0} \text{ MPa}$$

γ_{M0} : Coeficiente parcial de seguridad del material.

$$\gamma_{M0} : \underline{1.05}$$

Abolladura por cortante del alma: (CTE DB SE-A, Artículo 6.3.3.4)

Aunque no se han dispuesto rigidizadores transversales, no es necesario comprobar la resistencia a la abolladura del alma, puesto que se cumple:

$$\frac{d}{t_w} < 70 \cdot \varepsilon$$

$$17.88 < 64.71$$

Donde:

λ_w : Esbeltez del alma.

$$\lambda_w : \underline{17.88}$$

$\lambda_{m\acute{a}x}$: Esbeltez máxima.

$$\lambda_{m\acute{a}x} : \underline{64.71}$$

ε : Factor de reducción.

$$\varepsilon : \underline{0.92}$$

Siendo:

 f_{ref} : Límite elástico de referencia. f_{ref} : 235.0 MPa f_y : Límite elástico. f_y : 275.0 MPa**Resistencia a corte Y** (CTE DB SE-A, Artículo 6.2.4)

Se debe satisfacer:

$$\eta = \frac{V_{Ed}}{V_{c,Rd}} \leq 1$$

 η : 0.001 ✓

El esfuerzo solicitante de cálculo pésimo se produce para la combinación de acciones $1.35 \cdot G + 1.35 \cdot \text{PesoCorreasyCubiertaMarquesina} + 1.05 \cdot \text{SobrecargadeUsoMarquesina} + 0.9 \cdot V(180^\circ)H3 + 0.9 \cdot V(180^\circ)\text{MarquesinaPresión} + 1.5 \cdot \text{Nieve:redistribución} + 1.5 \cdot \text{NieveMarquesina}$.

 V_{Ed} : Esfuerzo cortante solicitante de cálculo pésimo. V_{Ed} : 0.77 kNEl esfuerzo cortante resistente de cálculo $V_{c,Rd}$ viene dado por: $V_{c,Rd}$: 792.04 kN

Donde:

 A_v : Área transversal a cortante. A_v : 52.38 cm²

Siendo:

 A : Área de la sección bruta. A : 65.30 cm² d : Altura del alma. d : 152.00 mm t_w : Espesor del alma. t_w : 8.50 mm f_{yd} : Resistencia de cálculo del acero. f_{yd} : 261.9 MPa

Siendo:

 f_y : Límite elástico. f_y : 275.0 MPa γ_{M0} : Coeficiente parcial de seguridad del material. γ_{M0} : 1.05**Resistencia a momento flector Y y fuerza cortante Z combinados** (CTE DB SE-A, Artículo 6.2.8)

No es necesario reducir la resistencia de cálculo a flexión, ya que el esfuerzo cortante solicitante de cálculo pésimo V_{Ed} no es superior al 50% de la resistencia de cálculo a cortante $V_{c,Rd}$.

$$V_{Ed} < \frac{V_{c,Rd}}{2}$$

 $\frac{5.31}{9} \leq 11.792$

Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen para la combinación de acciones $0.8 \cdot G + 0.8 \cdot \text{PesoCorreasyCubiertaMarquesina} + 1.5 \cdot V(180^\circ)H1 + 0.9 \cdot V(180^\circ)\text{MarquesinaSucción}$.

V_{Ed} : Esfuerzo cortante solicitante de cálculo pésimo.

$$V_{Ed} : \underline{52.18} \text{ kN}$$

$V_{c,Rd}$: Esfuerzo cortante resistente de cálculo.

$$V_{c,Rd} : \underline{231.35} \text{ kN}$$

Resistencia a momento flector Z y fuerza cortante Y combinados (CTE DB SE-A, Artículo 6.2.8)

No es necesario reducir la resistencia de cálculo a flexión, ya que el esfuerzo cortante solicitante de cálculo pésimo V_{Ed} no es superior al 50% de la resistencia de cálculo a cortante $V_{c,Rd}$.

$$V_{Ed} < \frac{V_{c,Rd}}{2}$$

$$0.078 \leq 40.369$$

Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen para la combinación de acciones

1.35·G+1.35·PesoCorreasyCubiertaMarquesina+1.05·SobrecargadeUsoMarquesina+0.9·V(180°)H3+0.9·V(180°)MarquesinaPresión+1.5·Nieve:redistribución1+1.5·NieveMarquesina.

V_{Ed} : Esfuerzo cortante solicitante de cálculo pésimo.

$$V_{Ed} : \underline{0.77} \text{ kN}$$

$V_{c,Rd}$: Esfuerzo cortante resistente de cálculo.

$$V_{c,Rd} : \underline{792.04} \text{ kN}$$

Resistencia a flexión y axil combinados (CTE DB SE-A, Artículo 6.2.8)

Se debe satisfacer:

$$\eta = \frac{N_{c,Ed}}{N_{pl,Rd}} + \frac{M_{y,Ed}}{M_{pl,Rd,y}} + \frac{M_{z,Ed}}{M_{pl,Rd,z}} \leq 1$$

$$\eta : \underline{0.751} \quad \checkmark$$

$$\eta = \frac{N_{c,Ed}}{\chi_y \cdot A \cdot f_{yd}} + k_y \cdot \frac{C_{m,y} \cdot M_{y,Ed}}{\chi_{LT} \cdot W_{pl,y} \cdot f_{yd}} + \alpha_z \cdot k_z \cdot \frac{C_{m,z} \cdot M_{z,Ed}}{W_{pl,z} \cdot f_{yd}} \leq 1$$

$$\eta : \underline{0.820} \quad \checkmark$$

$$\eta = \frac{N_{c,Ed}}{\chi_z \cdot A \cdot f_{yd}} + k_{y,LT} \cdot \frac{M_{y,Ed}}{\chi_{LT} \cdot W_{pl,y} \cdot f_{yd}} + k_z \cdot \frac{C_{m,z} \cdot M_{z,Ed}}{W_{pl,z} \cdot f_{yd}} \leq 1$$

$$\eta : \underline{0.851} \quad \checkmark$$

Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen en el nudo N37, para la combinación de acciones

1.35·G+1.35·PesoCorreasyCubiertaMarquesina+1.05·SobrecargadeUsoMarquesina+1.5·V(180°)H3+0.9·V(180°)MarquesinaPresión+0.75·Nieve:redistribución1+0.75·NieveMarquesina.

Donde:

$N_{c,Ed}$: Axil de compresión solicitante de cálculo pésimo.

$$N_{c,Ed} : \underline{60.54} \text{ kN}$$

$M_{y,Ed}$, $M_{z,Ed}$: Momentos flectores solicitantes de cálculo pésimos, según los ejes Y y Z, respectivamente.

$$M_{y,Ed} : \underline{81.19} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$M_{z,Ed} : \underline{4.36} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

Clase: Clase de la sección, según la capacidad de deformación y de desarrollo de la resistencia plástica de sus elementos planos, para axil y flexión simple.

$$\text{Clase} : \underline{1}$$

$N_{pl,Rd}$: Resistencia a compresión de la sección bruta.

$$N_{pl,Rd} : \underline{1710.24} \text{ kN}$$

$M_{pl,Rd,y}$, $M_{pl,Rd,z}$: Resistencia a flexión de la sección bruta en condiciones plásticas, respecto a los ejes Y y Z, respectivamente.

$$M_{pl,Rd,y} : \underline{126.08} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$M_{pl,Rd,z} : \underline{60.50} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

Resistencia a pandeo: (CTE DB SE-A, Artículo 6.3.2)

A: Área de la sección bruta.

$W_{pl,y}$, $W_{pl,z}$: Módulos resistentes plásticos correspondientes a la fibra comprimida, alrededor de los ejes Y y Z, respectivamente.

f_{yd} : Resistencia de cálculo del acero.

$$\begin{aligned} A &: 65.30 \text{ cm}^2 \\ W_{pl,y} &: 481.40 \text{ cm}^3 \\ W_{pl,z} &: 231.00 \text{ cm}^3 \\ f_{yd} &: 261.9 \text{ MPa} \end{aligned}$$

Siendo:

f_y : Límite elástico.

γ_{M1} : Coeficiente parcial de seguridad del material.

k_y , k_z , $k_{y,LT}$: Coeficientes de interacción.

$$\begin{aligned} f_y &: 275.0 \text{ MPa} \\ \gamma_{M1} &: 1.05 \end{aligned}$$

$$k_y : 1.01$$

$$k_z : 1.03$$

$$k_{y,LT} : 1.00$$

$C_{m,y}$, $C_{m,z}$, $C_{m,LT}$: Factores de momento flector uniforme equivalente.

χ_y , χ_z : Coeficientes de reducción por pandeo, alrededor de los ejes Y y Z, respectivamente.

χ_{LT} : Coeficiente de reducción por pandeo lateral.

$\bar{\lambda}_y$, $\bar{\lambda}_z$: Esbelteces reducidas con valores no mayores que 1.00, en relación a los ejes Y y Z, respectivamente.

α_y , α_z : Factores dependientes de la clase de la sección.

$$\begin{aligned} C_{m,y} &: 1.00 \\ C_{m,z} &: 1.00 \\ C_{m,LT} &: 1.00 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \chi_y &: 0.94 \\ \chi_z &: 0.77 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \chi_{LT} &: 0.88 \\ \bar{\lambda}_y &: 0.37 \\ \bar{\lambda}_z &: 0.62 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \alpha_y &: 0.60 \\ \alpha_z &: 0.60 \end{aligned}$$

Resistencia a flexión, axil y cortante combinados (CTE DB SE-A, Artículo 6.2.8)

No es necesario reducir las resistencias de cálculo a flexión y a axil, ya que se puede ignorar el efecto de abolladura por esfuerzo cortante y, además, el esfuerzo cortante solicitante de cálculo pésimo V_{Ed} es menor o igual que el 50% del esfuerzo cortante resistente de cálculo $V_{c,Rd}$.

Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen para la combinación de acciones

$$1.35 \cdot G + 1.35 \cdot \text{PesoCorreasyCubiertaMarquesina} + 1.05 \cdot \text{SobrecargadeUsoMarquesina} + 1.5 \cdot V(270^\circ)H2 + 0.75 \cdot \text{Nieve:estadoinicial} + 0.75 \cdot \text{NieveMarquesina}$$

$$V_{Ed,x} < \frac{V_{c,Rd,z}}{2}$$

$$\frac{3.66}{2} \leq 11.792$$

Donde:

$V_{Ed,z}$: Esfuerzo cortante solicitante de cálculo pésimo.

$V_{c,Rd,z}$: Esfuerzo cortante resistente de cálculo.

$$V_{Ed,z} : 35.92 \text{ kN}$$

$$V_{c,Rd,z} : 231.35 \text{ kN}$$

Resistencia a torsión (CTE DB SE-A, Artículo 6.2.7)

La comprobación no procede, ya que no hay momento torsor.

Resistencia a cortante Z y momento torsor combinados (CTE DB SE-A, Artículo 6.2.8)

No hay interacción entre momento torsor y esfuerzo cortante para ninguna combinación. Por lo tanto, la comprobación no procede.

Resistencia a cortante Y y momento torsor combinados (CTE DB SE-A, Artículo 6.2.8)

No hay interacción entre momento torsor y esfuerzo cortante para ninguna combinación. Por lo tanto, la comprobación no procede.

Limitación de esbeltez (CTE DB SE-A, Artículos 6.3.1 y 6.3.2.1 - Tabla 6.3)

La esbeltez reducida $\bar{\lambda}$ de las barras comprimidas debe ser inferior al valor 2.0.

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{A \cdot f_y}{N_{cr}}}$$

$\bar{\lambda}$: 0.62 ✓

Donde:

Clase: Clase de la sección, según la capacidad de deformación y de desarrollo de la resistencia plástica de los elementos planos comprimidos de una sección.

Clase : 1

A: Área de la sección bruta para las secciones de clase 1, 2 y 3.

A : 65.30 cm²

f_y: Límite elástico.

f_y : 275.0 MPa

N_{cr}: Axil crítico elástico de pandeo, obtenido como el menor de los siguientes valores:

N_{cr} : 4706.33 kN

N_{cr, y}: Axil crítico elástico de pandeo por flexión respecto al eje Y.

N_{cr, y} : 13228.15 kN

N_{cr, z}: Axil crítico elástico de pandeo por flexión respecto al eje Z.

N_{cr, z} : 4706.33 kN

N_{cr, T}: Axil crítico elástico de pandeo por torsión.

N_{cr, T} : 6287.54 kN

Pilarillo puerta de incendios

Perfil: HE 100 B , Perfil simple Material: Acero (S275)						
Nudos		Longitud (m)	Características mecánicas			
Inicial	Final		Área (cm ²)	I _y ⁽¹⁾ (cm ⁴)	I _z ⁽¹⁾ (cm ⁴)	I _t ⁽²⁾ (cm ⁴)
N75	N77	2.050	26.00	449.50	167.30	9.25
Notas: ⁽¹⁾ Inercia respecto al eje indicado ⁽²⁾ Momento de inercia a torsión uniforme						
		Pandeo		Pandeo lateral		
		Plano XY	Plano XZ	Ala sup.	Ala inf.	
β		1.00	1.00	0.50	0.50	
L _K		1.435	2.050	1.025	1.025	
C _m		1.000	1.000	1.000	1.000	
Notación: β: Coeficiente de pandeo L _K : Longitud de pandeo (m) C _m : Coeficiente de momentos						

Barra	COMPROBACIONES (CTE DB SE-A)														Estado
	N _t	N _c	M _y	M _z	V _z	V _y	M _y V _z	M _z V _y	NM _y M _z	NM _y M _z V _y V _z	M _t	M _t V _z	M _t V _y	$\bar{\lambda}$	
N75/N77	N _{Ed} = 0.00 N.P. ⁽¹⁾	x: 0 m η = 0.5	x: 0 m η = 22.1	x: 0 m η = 1.0	x: 0 m η = 6.6	η < 0.1	x: 0 m η < 0.1	x: 0 m η < 0.1	x: 0 m η = 22.5	x: 0 m η < 0.1	M _{Ed} = 0.00 N.P. ⁽²⁾	N.P. ⁽³⁾	N.P. ⁽³⁾	$\bar{\lambda} < 2.0$	CUMPLE η = 22.5
Notación: N _t : Resistencia a tracción N _c : Resistencia a compresión M _y : Resistencia a flexión eje Y M _z : Resistencia a flexión eje Z V _z : Resistencia a corte Z V _y : Resistencia a corte Y M _y V _z : Resistencia a momento flector Y y fuerza cortante Z combinados M _z V _y : Resistencia a momento flector Z y fuerza cortante Y combinados NM _y M _z : Resistencia a flexión y axil combinados NM _y M _z V _y V _z : Resistencia a flexión, axil y cortante combinados M _t : Resistencia a torsión M _t V _z : Resistencia a cortante Z y momento torsor combinados M _t V _y : Resistencia a cortante Y y momento torsor combinados λ̄: Limitación de esbeltez x: Distancia al origen de la barra η: Coeficiente de aprovechamiento (%) N.P.: No procede															
Comprobaciones que no proceden (N.P.): ⁽¹⁾ La comprobación no procede, ya que no hay axil de tracción. ⁽²⁾ La comprobación no procede, ya que no hay momento torsor. ⁽³⁾ No hay interacción entre momento torsor y esfuerzo cortante para ninguna combinación. Por lo tanto, la comprobación no procede.															

Resistencia a tracción (CTE DB SE-A, Artículo 6.2.3)

La comprobación no procede, ya que no hay axil de tracción.

Resistencia a compresión (CTE DB SE-A, Artículo 6.2.5)

Se debe satisfacer:

$$\eta = \frac{N_{c,Ed}}{N_{c,Rd}} \leq 1$$

η : **0.003** ✓

$$\eta = \frac{N_{c,Ed}}{N_{b,Rd}} \leq 1$$

$$\eta : 0.005$$



El esfuerzo solicitante de cálculo pésimo se produce en el nudo N75, para la combinación de acciones 1.35·G+0.8·PesoCorreasyCubiertaMarquesina+0.9·V(0°)H4+1.5·Nieve:estadoinicial.

$N_{c,Ed}$: Axil de compresión solicitante de cálculo pésimo.

$$N_{c,Ed} : 2.06 \text{ kN}$$

La resistencia de cálculo a compresión $N_{c,Rd}$ viene dada por:

$$N_{c,Rd} : 680.95 \text{ kN}$$

Donde:

Clase: Clase de la sección, según la capacidad de deformación y de desarrollo de la resistencia plástica de los elementos planos comprimidos de una sección.

$$\text{Clase} : 1$$

A: Área de la sección bruta para las secciones de clase 1, 2 y 3.

$$A : 26.00 \text{ cm}^2$$

f_{yd} : Resistencia de cálculo del acero.

$$f_{yd} : 261.9 \text{ MPa}$$

Siendo:

f_y : Límite elástico.

$$f_y : 275.0 \text{ MPa}$$

γ_{M0} : Coeficiente parcial de seguridad del material.

$$\gamma_{M0} : 1.05$$

Resistencia a pandeo: (CTE DB SE-A, Artículo 6.3.2)

La resistencia de cálculo a pandeo $N_{b,Rd}$ en una barra comprimida viene dada por:

$$N_{b,Rd} : 395.62 \text{ kN}$$

Donde:

A: Área de la sección bruta para las secciones de clase 1, 2 y 3.

$$A : 26.00 \text{ cm}^2$$

f_{yd} : Resistencia de cálculo del acero.

$$f_{yd} : 261.9 \text{ MPa}$$

Siendo:

f_y : Límite elástico.

$$f_y : 275.0 \text{ MPa}$$

γ_{M1} : Coeficiente parcial de seguridad del material.

$$\gamma_{M1} : 1.05$$

χ : Coeficiente de reducción por pandeo.

$$\chi_y : 0.85$$

$$\chi_z : 0.58$$

$$\chi_T : 0.93$$

Siendo:

$$\phi_y : 0.72$$

$$\phi_z : 1.11$$

$$\phi_T : 0.60$$

α : Coeficiente de imperfección elástica.

$$\alpha_y : 0.34$$

$$\alpha_z : 0.49$$

$$\alpha_T : 0.49$$

$\bar{\lambda}$: Esbeltez reducida.

$$\bar{\lambda}_y : 0.57$$

$$\bar{\lambda}_z : 0.93$$

$$\bar{\lambda}_T : 0.35$$

N_{cr} : Axil crítico de pandeo elástico.

$$N_{cr} : 825.10 \text{ kN}$$

El axil crítico de pandeo elástico N_{cr} es el menor de los valores obtenidos en a), b) y c):

a) Axil crítico elástico de pandeo por flexión respecto al eje Y.

$$N_{cr, y} : 2216.87 \text{ kN}$$

b) Axil crítico elástico de pandeo por flexión respecto al eje Z.

$$N_{cr, z} : 825.10 \text{ kN}$$

c) Axil crítico elástico de pandeo por torsión.

$$N_{cr, T} : 5969.03 \text{ kN}$$

Donde:

I_y : Momento de inercia de la sección bruta, respecto al eje Y.

$$I_y : 449.50 \text{ cm}^4$$

I_z : Momento de inercia de la sección bruta, respecto al eje Z.

$$I_z : 167.30 \text{ cm}^4$$

I_t : Momento de inercia a torsión uniforme.

$$I_t : 9.25 \text{ cm}^4$$

I_w : Constante de alabeo de la sección.

$$I_w : 3380.00 \text{ cm}^6$$

E : Módulo de elasticidad

$$E : 210000 \text{ MPa}$$

G : Módulo de elasticidad transversal.

$$G : 81000 \text{ MPa}$$

L_{ky} : Longitud efectiva de pandeo por flexión, respecto al eje Y.

$$L_{ky} : 2.050 \text{ m}$$

L_{kz} : Longitud efectiva de pandeo por flexión, respecto al eje Z.

$$L_{kz} : 2.050 \text{ m}$$

L_{kt} : Longitud efectiva de pandeo por torsión.

$$L_{kt} : 1.025 \text{ m}$$

i_0 : Radio de giro polar de la sección bruta, respecto al centro de torsión.

$$i_0 : 4.87 \text{ cm}$$

Siendo:

i_y, i_z : Radios de giro de la sección bruta, respecto a los ejes principales de inercia Y y Z.

$$i_y : 4.16 \text{ cm}$$

$$i_z : 2.54 \text{ cm}$$

y_0, z_0 : Coordenadas del centro de torsión en la dirección de los ejes principales Y y Z, respectivamente, relativas al centro de gravedad de la sección.

$$y_0 : 0.00 \text{ mm}$$

$$z_0 : 0.00 \text{ mm}$$

Resistencia a flexión eje Y (CTE DB SE-A, Artículo 6.2.6)

Se debe satisfacer:

$$\eta = \frac{M_{Ed}}{M_{r,Rd}} \leq 1$$

$$\eta : 0.221 \quad \checkmark$$

El esfuerzo solicitante de cálculo pésimo se produce en el nudo N75, para la combinación de acciones
 $1.35 \cdot G + 0.8 \cdot \text{PesoCorreasyCubiertaMarquesina} + 1.5 \cdot V(270^\circ)H1 + 0.75 \cdot \text{Nieve:estado inicial}$.

El esfuerzo solicitante de cálculo pésimo se produce en el nudo N75, para la combinación de acciones
 $0.8 \cdot G + 1.35 \cdot \text{PesoCorreasyCubiertaMarquesina} + 1.05 \cdot \text{SobrecargadeUsoMarquesina} + 1.5 \cdot V(180^\circ)H2 + 0.9 \cdot V(180^\circ)\text{MarquesinaPresión} + 0.75 \cdot \text{NieveMarquesina}$.

M_{Ed}^+ : Momento flector solicitante de cálculo pésimo.

$$M_{Ed}^+ : \underline{4.59} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

M_{Ed}^- : Momento flector solicitante de cálculo pésimo.

$$M_{Ed}^- : \underline{6.03} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

El momento flector resistente de cálculo $M_{c,Rd}$ viene dado por:

$$M_{c,Rd} : \underline{27.29} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

Donde:

Clase: Clase de la sección, según la capacidad de deformación y de desarrollo de la resistencia plástica de los elementos planos de una sección a flexión simple.

$$\text{Clase} : \underline{1}$$

$W_{pl,y}$: Módulo resistente plástico correspondiente a la fibra con mayor tensión, para las secciones de clase 1 y 2.

$$W_{pl,y} : \underline{104.20} \text{ cm}^3$$

f_{yd} : Resistencia de cálculo del acero.

$$f_{yd} : \underline{261.9} \text{ MPa}$$

Siendo:

f_y : Límite elástico.

$$f_y : \underline{275.0} \text{ MPa}$$

γ_{M0} : Coeficiente parcial de seguridad del material.

$$\gamma_{M0} : \underline{1.05}$$

Resistencia a pandeo lateral: (CTE DB SE-A, Artículo 6.3.3.2)

Para esbeltos $\bar{\lambda}_{LT} \leq 0.4$ se puede omitir la comprobación frente a pandeo, y comprobar únicamente la resistencia de la sección transversal.

$$\bar{\lambda}_{LT} : \underline{0.37}$$

M_{cr} : Momento crítico elástico de pandeo lateral.

$$M_{cr} : \underline{208.48} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

El momento crítico elástico de pandeo lateral M_{cr} se determina según la teoría de la elasticidad:

Siendo:

M_{LTV} : Componente que representa la resistencia por torsión uniforme de la barra.

$$M_{LTV} : \underline{157.25} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

M_{LTW} : Componente que representa la resistencia por torsión no uniforme de la barra.

$$M_{LTW} : \underline{136.88} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

Siendo:

$W_{el,y}$: Módulo resistente elástico de la sección bruta, obtenido para la fibra más comprimida.

$$W_{el,y} : \underline{89.90} \text{ cm}^3$$

I_z : Momento de inercia de la sección bruta, respecto al eje Z.	I_z : <u>167.30</u> cm ⁴
I_t : Momento de inercia a torsión uniforme.	I_t : <u>9.25</u> cm ⁴
E : Módulo de elasticidad.	E : <u>210000</u> MPa
G : Módulo de elasticidad transversal.	G : <u>81000</u> MPa
L_c^+ : Longitud efectiva de pandeo lateral del ala superior.	L_c^+ : <u>1.025</u> m
L_c^- : Longitud efectiva de pandeo lateral del ala inferior.	L_c^- : <u>1.025</u> m
C_1 : Factor que depende de las condiciones de apoyo y de la forma de la ley de momentos flectores sobre la barra.	C_1 : <u>1.00</u>
$i_{f,z}$: Radio de giro, respecto al eje de menor inercia de la sección, del soporte formado por el ala comprimida y la tercera parte de la zona comprimida del alma adyacente al ala comprimida.	$i_{f,z}^+$: <u>2.78</u> cm
	$i_{f,z}^-$: <u>2.78</u> cm

Resistencia a flexión eje Z (CTE DB SE-A, Artículo 6.2.6)

Se debe satisfacer:

$$\eta = \frac{M_{Ed}}{M_{c,Rd}} \leq 1$$

$$\eta : \mathbf{0.010} \checkmark$$

El esfuerzo solicitante de cálculo pésimo se produce en el nudo N75, para la combinación de acciones
0.8·G+0.8·PesoCorreasyCubiertaMarquesina+1.5·V(90°)H1+0.75·Nieve:redistribución2

El esfuerzo solicitante de cálculo pésimo se produce en el nudo N75, para la combinación de acciones
0.8·G+0.8·PesoCorreasyCubiertaMarquesina+1.5·V(270°)H2+0.75·Nieve:redistribución1+0.75·NieveMarquesina.

M_{Ed}^+ : Momento flector solicitante de cálculo pésimo.

$$M_{Ed}^+ : \underline{0.12} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

M_{Ed}^- : Momento flector solicitante de cálculo pésimo.

$$M_{Ed}^- : \underline{0.13} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

El momento flector resistente de cálculo $M_{c,Rd}$ viene dado por:

$$M_{c,Rd} : \underline{13.47} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

Donde:

Clase: Clase de la sección, según la capacidad de deformación y de desarrollo de la resistencia plástica de los elementos planos de una sección a flexión simple.

$$\text{Clase} : \underline{1}$$

$W_{pl,z}$: Módulo resistente plástico correspondiente a la fibra con mayor tensión, para las secciones de clase 1 y 2.

$$W_{pl,z} : \underline{51.42} \text{ cm}^3$$

f_{yd} : Resistencia de cálculo del acero.

$$f_{yd} : \underline{261.9} \text{ MPa}$$

Siendo:

f_y : Límite elástico.

$$f_y : \underline{275.0} \text{ MPa}$$

γ_{M0} : Coeficiente parcial de seguridad del material.

$$\gamma_{M0} : \underline{1.05}$$

Resistencia a corte Z (CTE DB SE-A, Artículo 6.2.4)

Se debe satisfacer:

$$\eta = \frac{V_{Ed}}{V_{c,Rd}} \leq 1$$

$$\eta : \underline{0.066} \quad \checkmark$$

El esfuerzo solicitante de cálculo pésimo se produce en el nudo N75, para la combinación de acciones
 $0.8 \cdot G + 1.35 \cdot \text{PesoCorreasyCubiertaMarquesina} + 1.05 \cdot \text{SobrecargadeUsoMarquesina} + 1.5 \cdot V(180^\circ)H2 + 0.9 \cdot V(180^\circ)\text{MarquesinaPresión} + 0.75 \cdot \text{NieveMarquesina}$.

V_{Ed} : Esfuerzo cortante solicitante de cálculo pésimo.

$$V_{Ed} : \underline{5.97} \text{ kN}$$

El esfuerzo cortante resistente de cálculo $V_{c,Rd}$ viene dado por:

$$V_{c,Rd} : \underline{90.73} \text{ kN}$$

Donde:

A_v : Área transversal a cortante.

$$A_v : \underline{6.00} \text{ cm}^2$$

Siendo:

h : Canto de la sección.

$$h : \underline{100.00} \text{ mm}$$

t_w : Espesor del alma.

$$t_w : \underline{6.00} \text{ mm}$$

f_{yd} : Resistencia de cálculo del acero.

$$f_{yd} : \underline{261.9} \text{ MPa}$$

Siendo:

f_y : Límite elástico.

$$f_y : \underline{275.0} \text{ MPa}$$

γ_{Mo} : Coeficiente parcial de seguridad del material.

$$\gamma_{Mo} : \underline{1.05}$$

Abolladura por cortante del alma: (CTE DB SE-A, Artículo 6.3.3.4)

Aunque no se han dispuesto rigidizadores transversales, no es necesario comprobar la resistencia a la abolladura del alma, puesto que se cumple:

$$\frac{d}{t_w} < 70 \cdot \varepsilon$$

$$13.33 < 64.71$$

Donde:

λ_w : Esbeltez del alma.

$$\lambda_w : \underline{13.33}$$

$\lambda_{m\acute{a}x}$: Esbeltez máxima.

$$\lambda_{m\acute{a}x} : \underline{64.71}$$

ε : Factor de reducción.

$$\varepsilon : \underline{0.92}$$

Siendo:

f_{ref} : Límite elástico de referencia.

$$f_{ref} : \underline{235.0} \text{ MPa}$$

f_y : Límite elástico.

$$f_y : \underline{275.0} \text{ MPa}$$

Resistencia a corte Y (CTE DB SE-A, Artículo 6.2.4)

Se debe satisfacer:

$$\eta = \frac{V_{Ed}}{V_{c,Rd}} \leq 1$$

$$\eta < 0.001$$



El esfuerzo solicitante de cálculo pésimo se produce para la combinación de acciones

0.8·G+0.8·PesoCorreasyCubiertaMarquesina+1.5·V(270°)H2+0.75·NieveMarquesina.

V_{Ed}: Esfuerzo cortante solicitante de cálculo pésimo.

$$V_{Ed} : \underline{0.06} \text{ kN}$$

El esfuerzo cortante resistente de cálculo **V_{c,Rd}** viene dado por:

$$V_{c,Rd} : \underline{320.57} \text{ kN}$$

Donde:

A_v: Área transversal a cortante.

$$A_v : \underline{21.20} \text{ cm}^2$$

Siendo:

A: Área de la sección bruta.

$$A : \underline{26.00} \text{ cm}^2$$

d: Altura del alma.

$$d : \underline{80.00} \text{ mm}$$

t_w: Espesor del alma.

$$t_w : \underline{6.00} \text{ mm}$$

f_{yd}: Resistencia de cálculo del acero.

$$f_{yd} : \underline{261.9} \text{ MPa}$$

Siendo:

f_y: Límite elástico.

$$f_y : \underline{275.0} \text{ MPa}$$

γ_{M0}: Coeficiente parcial de seguridad del material.

$$\gamma_{M0} : \underline{1.05}$$

Resistencia a momento flector Y y fuerza cortante Z combinados (CTE DB SE-A, Artículo 6.2.8)No es necesario reducir la resistencia de cálculo a flexión, ya que el esfuerzo cortante solicitante de cálculo pésimo **V_{Ed}** no es superior al 50% de la resistencia de cálculo a cortante **V_{c,Rd}**.

$$V_{Ed} < \frac{V_{c,Rd}}{2}$$

$$0.609 \leq 4.624$$

Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen en el nudo N75, para la combinación de acciones

0.8·G+1.35·PesoCorreasyCubiertaMarquesina+1.05·SobrecargadeUsoMarquesina+1.5·V(180°)H2+0.9·V(180°)MarquesinaPresión+0.75·NieveMarquesina.

V_{Ed}: Esfuerzo cortante solicitante de cálculo pésimo.

$$V_{Ed} : \underline{5.97} \text{ kN}$$

V_{c,Rd}: Esfuerzo cortante resistente de cálculo.

$$V_{c,Rd} : \underline{90.73} \text{ kN}$$

Resistencia a momento flector Z y fuerza cortante Y combinados (CTE DB SE-A, Artículo 6.2.8)

No es necesario reducir la resistencia de cálculo a flexión, ya que el esfuerzo cortante solicitante de cálculo pésimo V_{Ed} no es superior al 50% de la resistencia de cálculo a cortante $V_{c,Rd}$.

$$V_{Ed} < \frac{V_{c,Rd}}{2}$$

$$0.006 \leq 16.339$$

Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen en el nudo N75, para la combinación de acciones
 $0.8 \cdot G + 0.8 \cdot \text{PesoCorreasyCubiertaMarquesina} + 1.5 \cdot V(270^\circ)H2 + 0.75 \cdot \text{NieveMarquesina}$.

V_{Ed} : Esfuerzo cortante solicitante de cálculo pésimo.

$$V_{Ed} : \underline{0.06} \text{ kN}$$

$V_{c,Rd}$: Esfuerzo cortante resistente de cálculo.

$$V_{c,Rd} : \underline{320.57} \text{ kN}$$

Resistencia a flexión y axil combinados (CTE DB SE-A, Artículo 6.2.8)

Se debe satisfacer:

$$\eta = \frac{N_{c,Ed}}{N_{pl,Rd}} + \frac{M_{y,Ed}}{M_{pl,Rd,y}} + \frac{M_{z,Ed}}{M_{pl,Rd,z}} \leq 1$$

$$\eta : \underline{0.223} \checkmark$$

$$\eta = \frac{N_{c,Ed}}{\chi_y \cdot A \cdot f_{yd}} + k_y \cdot \frac{C_{m,y} \cdot M_{y,Ed}}{\chi_{LT} \cdot W_{pl,y} \cdot f_{yd}} + \alpha_z \cdot k_z \cdot \frac{C_{m,z} \cdot M_{z,Ed}}{W_{pl,z} \cdot f_{yd}} \leq 1$$

$$\eta : \underline{0.224} \checkmark$$

$$\eta = \frac{N_{c,Ed}}{\chi_z \cdot A \cdot f_{yd}} + k_{y,LT} \cdot \frac{M_{y,Ed}}{\chi_{LT} \cdot W_{pl,y} \cdot f_{yd}} + k_z \cdot \frac{C_{m,z} \cdot M_{z,Ed}}{W_{pl,z} \cdot f_{yd}} \leq 1$$

$$\eta : \underline{0.225} \checkmark$$

Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen en el nudo N75, para la combinación de acciones

$1.35 \cdot G + 1.35 \cdot \text{PesoCorreasyCubiertaMarquesina} + 1.05 \cdot \text{SobrecargadeUsoMarquesina} + 1.5 \cdot V(180^\circ)H2 + 0.9 \cdot V(180^\circ)\text{MarquesinaPresión} + 0.75 \cdot \text{NieveMarquesina}$.

Donde:

$N_{c,Ed}$: Axil de compresión solicitante de cálculo pésimo.

$$N_{c,Ed} : \underline{2.04} \text{ kN}$$

$M_{y,Ed}$, $M_{z,Ed}$: Momentos flectores solicitantes de cálculo pésimos, según los ejes Y y Z, respectivamente.

$$M_{y,Ed} : \underline{6.00} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$M_{z,Ed} : \underline{0.00} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

Clase: Clase de la sección, según la capacidad de deformación y de desarrollo de la resistencia plástica de sus elementos planos, para axil y flexión simple.

$$\text{Clase} : \underline{1}$$

$N_{pl,Rd}$: Resistencia a compresión de la sección bruta.

$$N_{pl,Rd} : \underline{680.95} \text{ kN}$$

$M_{pl,Rd,y}$, $M_{pl,Rd,z}$: Resistencia a flexión de la sección bruta en condiciones plásticas, respecto a los ejes Y y Z, respectivamente.

$$M_{pl,Rd,y} : \underline{27.29} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$M_{pl,Rd,z} : \underline{13.47} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

Resistencia a pandeo: (CTE DB SE-A, Artículo 6.3.2)

A : Área de la sección bruta.

$$A : \underline{26.00} \text{ cm}^2$$

$W_{pl,y}$, $W_{pl,z}$: Módulos resistentes plásticos correspondientes a la fibra comprimida, alrededor de los ejes Y y Z, respectivamente.

$$W_{pl,y} : \underline{104.20} \text{ cm}^3$$

$$W_{pl,z} : \underline{51.42} \text{ cm}^3$$

f_{yd} : Resistencia de cálculo del acero.

$$f_{yd} : \underline{261.9} \text{ MPa}$$

Siendo:

f_y : Límite elástico.	f_y :	<u>275.0</u> MPa
γ_{M1} : Coeficiente parcial de seguridad del material.	γ_{M1} :	<u>1.05</u>
$k_y, k_z, k_{y,LT}$: Coeficientes de interacción.		
	k_y :	<u>1.00</u>
	k_z :	<u>1.01</u>
	$k_{y,LT}$:	<u>1.00</u>
$C_{m,y}, C_{m,z}, C_{m,LT}$: Factores de momento flector uniforme equivalente.	$C_{m,y}$:	<u>1.00</u>
	$C_{m,z}$:	<u>1.00</u>
	$C_{m,LT}$:	<u>1.00</u>
χ_y, χ_z : Coeficientes de reducción por pandeo, alrededor de los ejes Y y Z, respectivamente.	χ_y :	<u>0.85</u>
	χ_z :	<u>0.58</u>
χ_{LT} : Coeficiente de reducción por pandeo lateral.	χ_{LT} :	<u>1.00</u>
$\bar{\lambda}_y, \bar{\lambda}_z$: Esbelteces reducidas con valores no mayores que 1.00, en relación a los ejes Y y Z, respectivamente.	$\bar{\lambda}_y$:	<u>0.57</u>
	$\bar{\lambda}_z$:	<u>0.93</u>
α_y, α_z : Factores dependientes de la clase de la sección.	α_y :	<u>0.60</u>
	α_z :	<u>0.60</u>

Resistencia a flexión, axil y cortante combinados (CTE DB SE-A, Artículo 6.2.8)

No es necesario reducir las resistencias de cálculo a flexión y a axil, ya que se puede ignorar el efecto de abolladura por esfuerzo cortante y, además, el esfuerzo cortante solicitante de cálculo pésimo V_{Ed} es menor o igual que el 50% del esfuerzo cortante resistente de cálculo $V_{c,Rd}$.

Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen en el nudo N75, para la combinación de acciones $1.35 \cdot G + 0.8 \cdot \text{PesoCorreasyCubiertaMarquesina} + 1.5 \cdot V(270^\circ)H1 + 0.75 \cdot \text{Nieve:estadoinicial}$.

$$V_{Ed,z} < \frac{V_{c,Rd,z}}{2}$$

$$0.514 \leq 4.624$$

Donde:

$V_{Ed,z}$: Esfuerzo cortante solicitante de cálculo pésimo.

$$V_{Ed,z} : \underline{5.05} \text{ kN}$$

$V_{c,Rd,z}$: Esfuerzo cortante resistente de cálculo.

$$V_{c,Rd,z} : \underline{90.73} \text{ kN}$$

Resistencia a torsión (CTE DB SE-A, Artículo 6.2.7)

La comprobación no procede, ya que no hay momento torsor.

Resistencia a cortante Z y momento torsor combinados (CTE DB SE-A, Artículo 6.2.8)

No hay interacción entre momento torsor y esfuerzo cortante para ninguna combinación. Por lo tanto, la comprobación no procede.

Resistencia a cortante Y y momento torsor combinados (CTE DB SE-A, Artículo 6.2.8)

No hay interacción entre momento torsor y esfuerzo cortante para ninguna combinación. Por lo tanto, la comprobación no procede.

Limitación de esbeltez (CTE DB SE-A, Artículo Artículos 6.3.1 y 6.3.2.1 - Tabla 6.3)

La esbeltez reducida $\bar{\lambda}$ de las barras comprimidas debe ser inferior al valor 2.0.

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{A \cdot f_y}{N_{cr}}}$$

$\bar{\lambda}$: **0.93**



Donde:

Clase: Clase de la sección, según la capacidad de deformación y de desarrollo de la resistencia plástica de los elementos planos comprimidos de una sección.

Clase : 1

A: Área de la sección bruta para las secciones de clase 1, 2 y 3.

A : 26.00 cm²

f_y: Límite elástico.

f_y : 275.0 MPa

N_{cr}: Axil crítico elástico de pandeo, obtenido como el menor de los siguientes valores:

N_{cr} : 825.10 kN

N_{cr, y}: Axil crítico elástico de pandeo por flexión respecto al eje Y.

N_{cr, y} : 2216.87 kN

N_{cr, z}: Axil crítico elástico de pandeo por flexión respecto al eje Z.

N_{cr, z} : 825.10 kN

N_{cr, T}: Axil crítico elástico de pandeo por torsión.

N_{cr, T} : 5969.03 kN

3.1.10.1.3 Jácenas

Jácenas de entreplanta

Soportarán los esfuerzos generados por la entreplanta además, forman la estructura sobre la que se asientan tanto las correas que sustentan el techo de la entreplanta, como el forjado del suelo.

Perfil: IPE 270, Perfil simple Material: Acero (S275)						
Nudos	Longitud (m)	Características mecánicas				
		Área (cm ²)	$I_y^{(1)}$ (cm ⁴)	$I_z^{(1)}$ (cm ⁴)	$I_t^{(2)}$ (cm ⁴)	
Inicial	Final					
N44	N49	5.000	45.90	5790.00	419.90	15.94
Notas: ⁽¹⁾ Inercia respecto al eje indicado ⁽²⁾ Momento de inercia a torsión uniforme						
Pandeo		Pandeo lateral				
		Plano XY	Plano XZ	Ala sup.	Ala inf.	
β	1.00	1.00	1.00	0.50	0.50	
L_K	5.000	5.000	5.000	2.500	2.500	
C_m	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	
Notación: β : Coeficiente de pandeo L_K : Longitud de pandeo (m) C_m : Coeficiente de momentos						

Barra	COMPROBACIONES (CTE DB SE-A)														Estado
	N_t	N_c	M_y	M_z	V_z	V_y	$M_y V_z$	$M_z V_y$	$N M_y M_z$	$N M_y M_z V_y V_z$	M_t	$M_t V_z$	$M_t V_y$	$\bar{\lambda}$	
N44/N49	$\eta = 3.2$	$\eta = 23.5$	x: 0.18 m $\eta = 76.2$	x: 5 m $\eta = 3.7$	x: 0.18 m $\eta = 30.8$	$\eta = 0.1$	$\eta < 0.1$	$\eta < 0.1$	x: 0.18 m $\eta = 96.7$	$\eta < 0.1$	$\eta = 0.2$	x: 0.18 m $\eta = 29.2$	$\eta < 0.1$	$\bar{\lambda} < 2.0$	CUMPLE $\eta = 96.7$
Notación: N_t : Resistencia a tracción N_c : Resistencia a compresión M_y : Resistencia a flexión eje Y M_z : Resistencia a flexión eje Z V_z : Resistencia a corte Z V_y : Resistencia a corte Y $M_y V_z$: Resistencia a momento flector Y y fuerza cortante Z combinados $M_z V_y$: Resistencia a momento flector Z y fuerza cortante Y combinados $N M_y M_z$: Resistencia a flexión y axil combinados $N M_y M_z V_y V_z$: Resistencia a flexión, axil y cortante combinados M_t : Resistencia a torsión $M_t V_z$: Resistencia a cortante Z y momento torsor combinados $M_t V_y$: Resistencia a cortante Y y momento torsor combinados $\bar{\lambda}$: Limitación de esbeltez x: Distancia al origen de la barra η : Coeficiente de aprovechamiento (%)															

Resistencia a tracción (CTE DB SE-A, Artículo 6.2.3)

Se debe satisfacer:

$$\eta = \frac{N_{t,Ed}}{N_{t,Rd}} \leq 1$$

$$\eta : \underline{0.032}$$



El esfuerzo solicitante de cálculo pésimo se produce para la combinación de acciones 0.8·G+0.8·PesoCorreasyCubiertaMarquesina+1.5·V(0°)MarquesinaSucción+0.75·Nieve :estadoinicial.

$N_{t,Ed}$: Axil de tracción solicitante de cálculo pésimo.

$$N_{t,Ed} : \underline{38.98} \text{ kN}$$

La resistencia de cálculo a tracción $N_{t,Rd}$ viene dada por:

$$N_{t,Rd} : \underline{1202.14} \text{ kN}$$

Donde:

A : Área bruta de la sección transversal de la barra.

$$A : \underline{45.90} \text{ cm}^2$$

f_{yd} : Resistencia de cálculo del acero.

$$f_{yd} : \underline{261.9} \text{ MPa}$$

Siendo:

f_y : Límite elástico.

$$f_y : \underline{275.0} \text{ MPa}$$

γ_{M0} : Coeficiente parcial de seguridad del material.

$$\gamma_{M0} : \underline{1.05}$$

Resistencia a compresión (CTE DB SE-A, Artículo 6.2.5)

Se debe satisfacer:

$$\eta = \frac{N_{c,Ed}}{N_{c,Rd}} \leq 1$$

$$\eta : \underline{0.054}$$



$$\eta = \frac{N_{c,Ed}}{N_{b,Rd}} \leq 1$$

$$\eta : \underline{0.235}$$



El esfuerzo solicitante de cálculo pésimo se produce para la combinación de acciones

1.35·G+1.35·PesoCorreasyCubiertaMarquesina+1.05·Q1+1.05·SobrecargadeUsoMarquesina+0.9·V(180°)H2+0.9·V(180°)MarquesinaPresión+1.5·NieveMarquesina.

$N_{c,Ed}$: Axil de compresión solicitante de cálculo pésimo.

$$N_{c,Ed} : \underline{64.62} \text{ kN}$$

La resistencia de cálculo a compresión $N_{c,Rd}$ viene dada por:

$$N_{c,Rd} : \underline{1202.14} \text{ kN}$$

Donde:

Clase: Clase de la sección, según la capacidad de deformación y de desarrollo de la resistencia plástica de los elementos planos comprimidos de una sección.

$$\text{Clase} : \underline{3}$$

A : Área de la sección bruta para las secciones de clase 1, 2 y 3.

$$A : \underline{45.90} \text{ cm}^2$$

f_{yd} : Resistencia de cálculo del acero.

$$f_{yd} : \underline{261.9} \text{ MPa}$$

Siendo:

 f_y : Límite elástico.

$f_y : \underline{275.0} \text{ MPa}$

 γ_{M0} : Coeficiente parcial de seguridad del material.

$\gamma_{M0} : \underline{1.05}$

Resistencia a pandeo: (CTE DB SE-A, Artículo 6.3.2)La resistencia de cálculo a pandeo $N_{b,Rd}$ en una barra comprimida viene dada por:

$N_{b,Rd} : \underline{274.65} \text{ kN}$

Donde:

 A : Área de la sección bruta para las secciones de clase 1, 2 y 3.

$A : \underline{45.90} \text{ cm}^2$

 f_{yd} : Resistencia de cálculo del acero.

$f_{yd} : \underline{261.9} \text{ MPa}$

Siendo:

 f_y : Límite elástico.

$f_y : \underline{275.0} \text{ MPa}$

 γ_{M1} : Coeficiente parcial de seguridad del material.

$\gamma_{M1} : \underline{1.05}$

 χ : Coeficiente de reducción por pandeo.

$\chi_y : \underline{0.92}$

$\chi_z : \underline{0.23}$

$\chi_T : \underline{0.79}$

Siendo:

$\phi_y : \underline{0.66}$

$\phi_z : \underline{2.60}$

$\phi_T : \underline{0.82}$

 α : Coeficiente de imperfección elástica.

$\alpha_y : \underline{0.21}$

$\alpha_z : \underline{0.34}$

$\alpha_T : \underline{0.34}$

 $\bar{\lambda}$: Esbeltez reducida.

$\bar{\lambda}_y : \underline{0.51}$

$\bar{\lambda}_z : \underline{1.90}$

$\bar{\lambda}_T : \underline{0.69}$

 N_{cr} : Axil crítico de pandeo elástico.

$N_{cr} : \underline{348.12} \text{ kN}$

El axil crítico de pandeo elástico N_{cr} es el menor de los valores obtenidos en a), b) y c):

a) Axil crítico elástico de pandeo por flexión respecto al eje Y.

$N_{cr, y} : \underline{4800.18} \text{ kN}$

b) Axil crítico elástico de pandeo por flexión respecto al eje Z.

$N_{cr, z} : \underline{348.12} \text{ kN}$

c) Axil crítico elástico de pandeo por torsión.

$N_{cr, T} : \underline{2684.35} \text{ kN}$

Donde:

 I_y : Momento de inercia de la sección bruta, respecto al eje Y.

$I_y : \underline{5790.00} \text{ cm}^4$

 I_z : Momento de inercia de la sección bruta, respecto al eje Z.

$I_z : \underline{419.90} \text{ cm}^4$

I_t : Momento de inercia a torsión uniforme.	I_t : <u>15.94</u> cm ⁴
I_w : Constante de alabeo de la sección.	I_w : <u>70580.00</u> cm ⁶
E : Módulo de elasticidad	E : <u>210000</u> MPa
G : Módulo de elasticidad transversal.	G : <u>81000</u> MPa
L_{ky} : Longitud efectiva de pandeo por flexión, respecto al eje Y.	L_{ky} : <u>5.000</u> m
L_{kz} : Longitud efectiva de pandeo por flexión, respecto al eje Z.	L_{kz} : <u>5.000</u> m
L_{kt} : Longitud efectiva de pandeo por torsión.	L_{kt} : <u>2.500</u> m
i_0 : Radio de giro polar de la sección bruta, respecto al centro de torsión.	i_0 : <u>11.63</u> cm

Siendo:

i_y, i_z : Radios de giro de la sección bruta, respecto a los ejes principales de inercia Y y Z.	i_y : <u>11.23</u> cm
	i_z : <u>3.02</u> cm
y_0, z_0 : Coordenadas del centro de torsión en la dirección de los ejes principales Y y Z, respectivamente, relativas al centro de gravedad de la sección.	y_0 : <u>0.00</u> mm
	z_0 : <u>0.00</u> mm

Resistencia a flexión eje Y (CTE DB SE-A, Artículo 6.2.6)

Se debe satisfacer:

$$\eta = \frac{M_{Ed}}{M_{c,Rd}} \leq 1$$

$$\eta : \mathbf{0.619} \quad \checkmark$$

$$\eta = \frac{M_{Ed}}{M_{b,Rd}} \leq 1$$

$$\eta : \mathbf{0.762} \quad \checkmark$$

El esfuerzo solicitante de cálculo pésimo se produce en un punto situado a una distancia de 0.180 m del nudo N44, para la combinación de acciones 1.35·G+1.35·PesoCorreasyCubiertaMarquesina+1.5·Q1+1.5·SobrecargadeUsoMarquesina+0.9·V(180°)H4+0.9·V(180°)MarquesinaPresión+0.75·Nieve:redistribución1+0.75·NieveMarquesina.

M_{Ed}^+ : Momento flector solicitante de cálculo pésimo.	M_{Ed}^+ : <u>0.00</u> kN·m
M_{Ed}^- : Momento flector solicitante de cálculo pésimo.	M_{Ed}^- : <u>78.46</u> kN·m

El momento flector resistente de cálculo $M_{c,Rd}$ viene dado por:

$$M_{c,Rd} : \underline{126.76} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

Donde:

Clase: Clase de la sección, según la capacidad de deformación y de desarrollo de la resistencia plástica de los elementos planos de una sección a flexión simple.

$$\mathbf{Clase} : \underline{1}$$

$W_{pl,y}$: Módulo resistente plástico correspondiente a la fibra con mayor tensión, para las secciones de clase 1 y 2.

$$W_{pl,y} : \underline{484.00} \text{ cm}^3$$

f_{yd} : Resistencia de cálculo del acero.

$$f_{yd} : \underline{261.9} \text{ MPa}$$

Siendo:

f_y : Límite elástico.

$$f_y : \underline{275.0} \text{ MPa}$$

γ_{M0} : Coeficiente parcial de seguridad del material.

$$\gamma_{M0} : \underline{1.05}$$

Resistencia a pandeo lateral: (CTE DB SE-A, Artículo 6.3.3.2)

El momento flector resistente de cálculo $M_{b,Rd}$ viene dado por:

$$M_{b,Rd} : \underline{102.99} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

Donde:

$W_{pl,y}$: Módulo resistente plástico correspondiente a la fibra con mayor tensión, para las secciones de clase 1 y 2.

$$W_{pl,y} : \underline{484.00} \text{ cm}^3$$

f_{yd} : Resistencia de cálculo del acero.

$$f_{yd} : \underline{261.9} \text{ MPa}$$

Siendo:

f_y : Límite elástico.

$$f_y : \underline{275.0} \text{ MPa}$$

γ_{M1} : Coeficiente parcial de seguridad del material.

$$\gamma_{M1} : \underline{1.05}$$

χ_{LT} : Factor de reducción por pandeo lateral.

$$\chi_{LT} : \underline{0.81}$$

Siendo:

$$\phi_{LT} : \underline{0.86}$$

α_{LT} : Coeficiente de imperfección elástica.

$$\alpha_{LT} : \underline{0.21}$$

$$\bar{\lambda}_{LT} : \underline{0.77}$$

M_{cr} : Momento crítico elástico de pandeo lateral.

$$M_{cr} : \underline{224.60} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

El momento crítico elástico de pandeo lateral M_{cr} se determina según la teoría de la elasticidad:

Siendo:

M_{LTV} : Componente que representa la resistencia por torsión uniforme de la barra.

$$M_{LTV} : \underline{134.08} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

M_{LTW} : Componente que representa la resistencia por torsión no uniforme de la barra.

$$M_{LTW} : \underline{180.18} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

Siendo:

$W_{el,y}$: Módulo resistente elástico de la sección bruta, obtenido para la fibra más comprimida.

$$W_{el,y} : \underline{428.89} \text{ cm}^3$$

I_z : Momento de inercia de la sección bruta, respecto al eje Z.

$$I_z : \underline{419.90} \text{ cm}^4$$

I_t : Momento de inercia a torsión uniforme.

$$I_t : \underline{15.94} \text{ cm}^4$$

E : Módulo de elasticidad.	E : <u>210000</u> MPa
G : Módulo de elasticidad transversal.	G : <u>81000</u> MPa
L_c⁺ : Longitud efectiva de pandeo lateral del ala superior.	L_c⁺ : <u>2.500</u> m
L_c⁻ : Longitud efectiva de pandeo lateral del ala inferior.	L_c⁻ : <u>2.500</u> m
C₁ : Factor que depende de las condiciones de apoyo y de la forma de la ley de momentos flectores sobre la barra.	C₁ : <u>1.00</u>
i_{f,z}⁺ : Radio de giro, respecto al eje de menor inercia de la sección, del soporte formado por el ala comprimida y la tercera parte de la zona comprimida del alma adyacente al ala comprimida.	i_{f,z}⁺ : <u>3.56</u> cm
	i_{f,z}⁻ : <u>3.56</u> cm

Resistencia a flexión eje Z (CTE DB SE-A, Artículo 6.2.6)

Se debe satisfacer:

$$\eta = \frac{M_{Ed}}{M_{c,Rd}} \leq 1$$

$$\eta : \mathbf{0.037} \checkmark$$

El esfuerzo solicitante de cálculo pésimo se produce en el nudo N49, para la combinación de acciones
 $0.8 \cdot G + 1.35 \cdot \text{PesoCorreasyCubiertaMarquesina} + 1.05 \cdot \text{SobrecargadeUsoMarquesina} + 1.5 \cdot V(90^\circ)H2 + 0.75 \cdot \text{NieveMarquesina}$.

El esfuerzo solicitante de cálculo pésimo se produce en el nudo N49, para la combinación de acciones
 $0.8 \cdot G + 0.8 \cdot \text{PesoCorreasyCubiertaMarquesina} + 1.5 \cdot V(180^\circ)H3 + 0.9 \cdot V(180^\circ)\text{MarquesinaSucción}$.

M_{Ed}⁺: Momento flector solicitante de cálculo pésimo.

$$\mathbf{M_{Ed}^+} : \underline{0.61} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

M_{Ed}⁻: Momento flector solicitante de cálculo pésimo.

$$\mathbf{M_{Ed}^-} : \underline{0.93} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

El momento flector resistente de cálculo **M_{c,Rd}** viene dado por:

$$\mathbf{M_{c,Rd}} : \underline{25.39} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

Donde:

Clase: Clase de la sección, según la capacidad de deformación y de desarrollo de la resistencia plástica de los elementos planos de una sección a flexión simple.

$$\mathbf{Clase} : \underline{1}$$

W_{pl,z}: Módulo resistente plástico correspondiente a la fibra con mayor tensión, para las secciones de clase 1 y 2.

$$\mathbf{W_{pl,z}} : \underline{96.95} \text{ cm}^3$$

f_{yd}: Resistencia de cálculo del acero.

$$\mathbf{f_{yd}} : \underline{261.9} \text{ MPa}$$

Siendo:

f_y: Límite elástico.

$$\mathbf{f_y} : \underline{275.0} \text{ MPa}$$

γ_{MO}: Coeficiente parcial de seguridad del material.

$$\mathbf{\gamma_{MO}} : \underline{1.05}$$

Resistencia a corte Z (CTE DB SE-A, Artículo 6.2.4)

Se debe satisfacer:

$$\eta = \frac{V_{Ed}}{V_{c,Rd}} \leq 1$$

$$\eta : \underline{0.308} \quad \checkmark$$

El esfuerzo solicitante de cálculo pésimo se produce en un punto situado a una distancia de 0.180 m del nudo N44, para la combinación de acciones $1.35 \cdot G + 1.35 \cdot \text{PesoCorreasyCubiertaMarquesina} + 1.5 \cdot Q1 + 1.5 \cdot \text{SobrecargadeUsoMarquesina} + 0.9 \cdot V(180^\circ)H4 + 0.9 \cdot V(180^\circ)\text{MarquesinaPresión} + 0.75 \cdot \text{Nieve:redistribución} + 0.75 \cdot \text{NieveMarquesina}$.

V_{Ed} : Esfuerzo cortante solicitante de cálculo pésimo.

$$V_{Ed} : \underline{83.00} \text{ kN}$$

El esfuerzo cortante resistente de cálculo $V_{c,Rd}$ viene dado por:

$$V_{c,Rd} : \underline{269.46} \text{ kN}$$

Donde:

A_v : Área transversal a cortante.

$$A_v : \underline{17.82} \text{ cm}^2$$

Siendo:

h : Canto de la sección.

$$h : \underline{270.00} \text{ mm}$$

t_w : Espesor del alma.

$$t_w : \underline{6.60} \text{ mm}$$

f_{yd} : Resistencia de cálculo del acero.

$$f_{yd} : \underline{261.9} \text{ MPa}$$

Siendo:

f_y : Límite elástico.

$$f_y : \underline{275.0} \text{ MPa}$$

γ_{M0} : Coeficiente parcial de seguridad del material.

$$\gamma_{M0} : \underline{1.05}$$

Abolladura por cortante del alma: (CTE DB SE-A, Artículo 6.3.3.4)

Aunque no se han dispuesto rigidizadores transversales, no es necesario comprobar la resistencia a la abolladura del alma, puesto que se cumple:

$$\frac{d}{t_w} < 70 \cdot \varepsilon$$

$$37.82 < 64.71$$

Donde:

λ_w : Esbeltez del alma.

$$\lambda_w : \underline{37.82}$$

$\lambda_{m\acute{a}x}$: Esbeltez máxima.

$$\lambda_{m\acute{a}x} : \underline{64.71}$$

ε : Factor de reducción.

$$\varepsilon : \underline{0.92}$$

Siendo:

f_{ref} : Límite elástico de referencia.

$$f_{ref} : \underline{235.0} \text{ MPa}$$

f_y : Límite elástico.

$$f_y : \underline{275.0} \text{ MPa}$$

Resistencia a corte Y (CTE DB SE-A, Artículo 6.2.4)

Se debe satisfacer:

$$\eta = \frac{V_{Ed}}{V_{c,Rd}} \leq 1$$

$$\eta : \mathbf{0.001}$$



El esfuerzo solicitante de cálculo pésimo se produce para la combinación de acciones

0.8·G+0.8·PesoCorreasyCubiertaMarquesina+1.5·V(180°)H3+0.9·V(180°)MarquesinaSucción.

 V_{Ed} : Esfuerzo cortante solicitante de cálculo pésimo.

$$V_{Ed} : \underline{0.38} \text{ kN}$$

El esfuerzo cortante resistente de cálculo $V_{c,Rd}$ viene dado por:

$$V_{c,Rd} : \underline{444.96} \text{ kN}$$

Donde:

 A_v : Área transversal a cortante.

$$A_v : \underline{29.43} \text{ cm}^2$$

Siendo:

 A : Área de la sección bruta.

$$A : \underline{45.90} \text{ cm}^2$$

 d : Altura del alma.

$$d : \underline{249.60} \text{ mm}$$

 t_w : Espesor del alma.

$$t_w : \underline{6.60} \text{ mm}$$

 f_{yd} : Resistencia de cálculo del acero.

$$f_{yd} : \underline{261.9} \text{ MPa}$$

Siendo:

 f_y : Límite elástico.

$$f_y : \underline{275.0} \text{ MPa}$$

 γ_{M0} : Coeficiente parcial de seguridad del material.

$$\gamma_{M0} : \underline{1.05}$$

Resistencia a momento flector Y y fuerza cortante Z combinados (CTE DB SE-A, Artículo 6.2.8)No es necesario reducir la resistencia de cálculo a flexión, ya que el esfuerzo cortante solicitante de cálculo pésimo V_{Ed} no es superior al 50% de la resistencia de cálculo a cortante $V_{c,Rd}$.

$$V_{Ed} < \frac{V_{c,Rd}}{2}$$

$$\mathbf{8.460 \leq 13.734}$$

Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen para la combinación de acciones

1.35·G+1.35·PesoCorreasyCubiertaMarquesina+1.5·Q1+1.5·SobrecargadeUsoMarquesina+0.9·V(180°)H4+0.9·V(180°)MarquesinaPresión+0.75·Nieve:redistribución1+0.75·NieveMarquesina.

 V_{Ed} : Esfuerzo cortante solicitante de cálculo pésimo.

$$V_{Ed} : \underline{83.00} \text{ kN}$$

 $V_{c,Rd}$: Esfuerzo cortante resistente de cálculo.

$$V_{c,Rd} : \underline{269.46} \text{ kN}$$

Resistencia a momento flector Z y fuerza cortante Y combinados (CTE DB SE-A, Artículo 6.2.8)

No es necesario reducir la resistencia de cálculo a flexión, ya que el esfuerzo cortante solicitante de cálculo pésimo V_{Ed} no es superior al 50% de la resistencia de cálculo a cortante $V_{c,Rd}$.

$$V_{Ed} < \frac{V_{c,Rd}}{2}$$

$$0.039 \leq 22.679$$

Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen para la combinación de acciones
0.8·G+0.8·PesoCorreasyCubiertaMarquesina+1.5·V(180°)H3+0.9·V(180°)MarquesinaSucción.

V_{Ed} : Esfuerzo cortante solicitante de cálculo pésimo.

$$V_{Ed} : \underline{0.38} \text{ kN}$$

$V_{c,Rd}$: Esfuerzo cortante resistente de cálculo.

$$V_{c,Rd} : \underline{444.96} \text{ kN}$$

Resistencia a flexión y axil combinados (CTE DB SE-A, Artículo 6.2.8)

Se debe satisfacer:

$$\eta = \frac{N_{c,Ed}}{N_{pl,Rd}} + \frac{M_{y,Ed}}{M_{pl,Rd,y}} + \frac{M_{z,Ed}}{M_{pl,Rd,z}} \leq 1$$

$$\eta : \underline{0.669} \checkmark$$

$$\eta = \frac{N_{c,Ed}}{\chi_y \cdot A \cdot f_{yd}} + k_y \cdot \frac{C_{m,y} \cdot M_{y,Ed}}{\chi_{LT} \cdot W_{pl,y} \cdot f_{yd}} + \alpha_x \cdot k_z \cdot \frac{C_{m,z} \cdot M_{z,Ed}}{W_{pl,z} \cdot f_{yd}} \leq 1$$

$$\eta : \underline{0.825} \checkmark$$

$$\eta = \frac{N_{c,Ed}}{\chi_z \cdot A \cdot f_{yd}} + k_{y,LT} \cdot \frac{M_{y,Ed}}{\chi_{LT} \cdot W_{pl,y} \cdot f_{yd}} + k_z \cdot \frac{C_{m,z} \cdot M_{z,Ed}}{W_{pl,z} \cdot f_{yd}} \leq 1$$

$$\eta : \underline{0.967} \checkmark$$

Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen en un punto situado a una distancia de 0.180 m del nudo N44, para la combinación de acciones
1.35·G+1.35·PesoCorreasyCubiertaMarquesina+1.05·Q1+1.05·SobrecargadeUs o Marquesina+0.9·V(180°)H4+0.9·V(180°)MarquesinaPresión+1.5·NieveMarquesina.

Donde:

$N_{c,Ed}$: Axil de compresión solicitante de cálculo pésimo.

$$N_{c,Ed} : \underline{63.42} \text{ kN}$$

$M_{y,Ed}$, $M_{z,Ed}$: Momentos flectores solicitantes de cálculo pésimos, según los ejes Y y Z, respectivamente.

$$M_{y,Ed} : \underline{76.90} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$M_{z,Ed} : \underline{0.23} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

Clase: Clase de la sección, según la capacidad de deformación y de desarrollo de la resistencia plástica de sus elementos planos, para axil y flexión simple.

$$\text{Clase} : \underline{1}$$

$N_{pl,Rd}$: Resistencia a compresión de la sección bruta.

$$N_{pl,Rd} : \underline{1202.14} \text{ kN}$$

$M_{pl,Rd,y}$, $M_{pl,Rd,z}$: Resistencia a flexión de la sección bruta en condiciones plásticas, respecto a los ejes Y y Z, respectivamente.

$$M_{pl,Rd,y} : \underline{126.76} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$M_{pl,Rd,z} : \underline{25.39} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

Resistencia a pandeo: (CTE DB SE-A, Artículo 6.3.2)

A: Área de la sección bruta.

$$A : \underline{45.90} \text{ cm}^2$$

$W_{pl,y}$, $W_{pl,z}$: Módulos resistentes plásticos correspondientes a la fibra comprimida, alrededor de los ejes Y y Z, respectivamente.

$$W_{pl,y} : \underline{484.00} \text{ cm}^3$$

$$W_{pl,z} : \underline{96.95} \text{ cm}^3$$

f_{yd} : Resistencia de cálculo del acero.

$$f_{yd} : \underline{261.9} \text{ MPa}$$

Siendo:

f_y : Límite elástico.

$$f_y : \underline{275.0} \text{ MPa}$$

γ_{M1} : Coeficiente parcial de seguridad del material.

$$\gamma_{M1} : \underline{1.05}$$

k_y , k_z , $k_{y,LT}$: Coeficientes de interacción.

$$k_y : \underline{1.02}$$

$$k_z : \underline{1.32}$$

$$k_{y,LT} : \underline{0.97}$$

$C_{m,y}$, $C_{m,z}$, $C_{m,LT}$: Factores de momento flector uniforme equivalente.

$$C_{m,y} : \underline{1.00}$$

$$C_{m,z} : \underline{1.00}$$

$$C_{m,LT} : \underline{1.00}$$

χ_y , χ_z : Coeficientes de reducción por pandeo, alrededor de los ejes Y y Z, respectivamente.

$$\chi_y : \underline{0.92}$$

$$\chi_z : \underline{0.23}$$

χ_{LT} : Coeficiente de reducción por pandeo lateral.

$$\chi_{LT} : \underline{0.81}$$

$\bar{\lambda}_y$, $\bar{\lambda}_z$: Esbelteces reducidas con valores no mayores que 1.00, en relación a los ejes Y y Z, respectivamente.

$$\bar{\lambda}_y : \underline{0.51}$$

$$\bar{\lambda}_z : \underline{1.90}$$

α_y , α_z : Factores dependientes de la clase de la sección.

$$\alpha_y : \underline{0.60}$$

$$\alpha_z : \underline{0.60}$$

Resistencia a flexión, axil y cortante combinados (CTE DB SE-A, Artículo 6.2.8)

No es necesario reducir las resistencias de cálculo a flexión y a axil, ya que se puede ignorar el efecto de abolladura por esfuerzo cortante y, además, el esfuerzo cortante solicitante de cálculo pésimo V_{Ed} es menor o igual que el 50% del esfuerzo cortante resistente de cálculo $V_{c,Rd}$.

Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen para la combinación de acciones

1.35·G+1.35·PesoCorreasyCubiertaMarquesina+1.5·Q1+1.5·SobrecargadeUsoMarquesina+0.9·V(180°)H4+0.9·V(180°)MarquesinaPresión+0.75·Nieve:redistribución1+0.75·NieveMarquesina.

$$V_{Ed,z} < \frac{V_{c,Rd,z}}{2}$$

$$8.460 \leq 13.731$$

Donde:

$V_{Ed,z}$: Esfuerzo cortante solicitante de cálculo pésimo.

$$V_{Ed,z} : \underline{83.00} \text{ kN}$$

$V_{c,Rd,z}$: Esfuerzo cortante resistente de cálculo.

$$V_{c,Rd,z} : \underline{269.40} \text{ kN}$$

Resistencia a torsión (CTE DB SE-A, Artículo 6.2.7)

Se debe satisfacer:

$$\eta = \frac{M_{T,Ed}}{M_{T,Rd}} \leq 1$$

$$\eta : \underline{0.002} \quad \checkmark$$

El esfuerzo solicitante de cálculo pésimo se produce para la combinación de acciones 0.8·G+0.8·PesoCorreasyCubiertaMarquesina+1.5·V(180°)H3.

$M_{T,Ed}$: Momento torsor solicitante de cálculo pésimo.

$$M_{T,Ed} : \underline{0.00} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

El momento torsor resistente de cálculo $M_{T,Rd}$ viene dado por:

$$M_{T,Rd} : \underline{2.36} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

Donde:

W_T : Módulo de resistencia a torsión.

$$W_T : \underline{15.63} \text{ cm}^3$$

f_{yd} : Resistencia de cálculo del acero.

$$f_{yd} : \underline{261.9} \text{ MPa}$$

Siendo:

f_y : Límite elástico.

$$f_y : \underline{275.0} \text{ MPa}$$

γ_{Mo} : Coeficiente parcial de seguridad del material.

$$\gamma_{Mo} : \underline{1.05}$$

Resistencia a cortante Z y momento torsor combinados (CTE DB SE-A, Artículo 6.2.8)

Se debe satisfacer:

$$\eta = \frac{V_{Ed}}{V_{pl,T,Rd}} \leq 1$$

$$\eta : \underline{0.292} \quad \checkmark$$

Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen en un punto situado a una distancia de 0.180 m del nudo N44, para la combinación de acciones 1.35·G+1.35·PesoCorreasyCubiertaMarquesina+1.5·Q+1.5·Q1+1.5·SobrecargadeUsoMarquesina+0.9·V(180°)H4+0.9·V(180°)MarquesinaSucción+0.75·Nieve:redis tribución2+0.75·NieveMarquesina.

V_{Ed} : Esfuerzo cortante solicitante de cálculo pésimo.

$$V_{Ed} : \underline{78.59} \text{ kN}$$

$M_{T,Ed}$: Momento torsor solicitante de cálculo pésimo.

$$M_{T,Ed} : \underline{0.00} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

El esfuerzo cortante resistente de cálculo reducido $V_{pl,T,Rd}$ viene dado por:

$$V_{pl,T,Rd} : \underline{269.40} \text{ kN}$$

Donde:

$V_{pl,Rd}$: Esfuerzo cortante resistente de cálculo.

$$V_{pl,Rd} : \underline{269.46} \text{ kN}$$

$\tau_{T,Ed}$: Tensiones tangenciales por torsión.

$$\tau_{T,Ed} : \underline{0.1} \text{ MPa}$$

Siendo:

W_T : Módulo de resistencia a torsión.
 f_{yd} : Resistencia de cálculo del acero.

W_T : 15.63 cm³
 f_{yd} : 261.9 MPa

Siendo:

f_y : Límite elástico.
 γ_{M0} : Coeficiente parcial de seguridad del material.

f_y : 275.0 MPa
 γ_{M0} : 1.05

Resistencia a cortante Y y momento torsor combinados (CTE DB SE-A, Artículo 6.2.8)

Se debe satisfacer:

$$\eta - \frac{V_{Ed}}{V_{pl,T,Rd}} \leq 1$$

$\eta < \mathbf{0.001}$ ✓

Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen para la combinación de acciones

1.35·G+1.35·PesoCorreasyCubiertaMarquesina+1.5·Q+1.5·Q1+1.5·Sobrecargade
 UsoMarquesina+0.9·V(180°)H4+0.9·V(180°)MarquesinaSucción+0.75·Nieve:redis
 tribución2+0.75·NieveMarquesina.

V_{Ed} : Esfuerzo cortante solicitante de cálculo pésimo.

V_{Ed} : 0.10 kN

$M_{T,Ed}$: Momento torsor solicitante de cálculo pésimo.

$M_{T,Ed}$: 0.00 kN·m

El esfuerzo cortante resistente de cálculo reducido $V_{pl,T,Rd}$ viene dado por:

$V_{pl,T,Rd}$: 444.87 kN

Donde:

$V_{pl,Rd}$: Esfuerzo cortante resistente de cálculo.

$V_{pl,Rd}$: 444.96 kN

$\tau_{T,Ed}$: Tensiones tangenciales por torsión.

$\tau_{T,Ed}$: 0.1 MPa

Siendo:

W_T : Módulo de resistencia a torsión.
 f_{yd} : Resistencia de cálculo del acero.

W_T : 15.63 cm³
 f_{yd} : 261.9 MPa

Siendo:

f_y : Límite elástico.
 γ_{M0} : Coeficiente parcial de seguridad del material.

f_y : 275.0 MPa
 γ_{M0} : 1.05

Limitación de esbeltez (CTE DB SE-A, Artículos 6.3.1 y 6.3.2.1 - Tabla 6.3)

La esbeltez reducida $\bar{\lambda}$ de las barras comprimidas debe ser inferior al valor 2.0.

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{A \cdot f_y}{N_{cr}}}$$

$$\bar{\lambda} : 1.90$$



Donde:

Clase: Clase de la sección, según la capacidad de deformación y de desarrollo de la resistencia plástica de los elementos planos comprimidos de una sección.

Clase : 3

A: Área de la sección bruta para las secciones de clase 1, 2 y 3.

A : 45.90 cm²

f_y: Límite elástico.

f_y : 275.0 MPa

N_{cr}: Axil crítico elástico de pandeo, obtenido como el menor de los siguientes valores:

N_{cr} : 348.12 kN

N_{cr, y}: Axil crítico elástico de pandeo por flexión respecto al eje Y.

N_{cr, y} : 4800.18 kN

N_{cr, z}: Axil crítico elástico de pandeo por flexión respecto al eje Z.

N_{cr, z} : 348.12 kN

N_{cr, T}: Axil crítico elástico de pandeo por torsión.

N_{cr, T} : 2684.35 kN

Jácena puerta principal

Formará parte de la estructura que soportará la puerta principal ubicada en el pórtico hastial de la nave junto con los pilarillos anteriormente estudiados.

Perfil: HE 120 B , Perfil simple Material: Acero (S275)						
Nudos	Longitud (m)	Características mecánicas				
		Área (cm ²)	I _y ⁽¹⁾ (cm ⁴)	I _z ⁽¹⁾ (cm ⁴)	I _t ⁽²⁾ (cm ⁴)	
Inicial	Final					
N40	N41	5.000	34.00	864.40	317.50	13.84
Notas: ⁽¹⁾ Inercia respecto al eje indicado ⁽²⁾ Momento de inercia a torsión uniforme						
Pandeo		Pandeo lateral				
		Plano XY	Plano XZ	Ala sup.	Ala inf.	
β		1.00	1.00	0.50	0.50	
L _K		5.000	5.000	2.500	2.500	
C _m		1.000	1.000	1.000	1.000	
Notación: β: Coeficiente de pandeo L _K : Longitud de pandeo (m) C _m : Coeficiente de momentos						

Barra	COMPROBACIONES (CTE DB SE-A)														Estado
	N _t	N _c	M _y	M _z	V _z	V _y	M _y V _z	M _z V _y	NM _y M _z	NM _y M _z V _y V _z	M _t	M _t V _z	M _t V _y	$\bar{\lambda}$	
N40/N41	$\eta < 0.1$	$\eta < 0.1$	x: 2.5 m $\eta = 2.9$	M _{Ed} = 0.00 N.P. ⁽¹⁾	x: 0 m $\eta = 0.7$	V _{Ed} = 0.00 N.P. ⁽²⁾	x: 0.313 m $\eta < 0.1$	N.P. ⁽³⁾	x: 2.5 m $\eta = 2.9$	x: 2.81 m $\eta < 0.1$	M _{Ed} = 0.00 N.P. ⁽⁴⁾	N.P. ⁽⁵⁾	N.P. ⁽⁵⁾	$\bar{\lambda} < 2.0$	CUMPLE $\eta = 2.9$
Notación: N _t : Resistencia a tracción N _c : Resistencia a compresión M _y : Resistencia a flexión eje Y M _z : Resistencia a flexión eje Z V _z : Resistencia a corte Z V _y : Resistencia a corte Y M _y V _z : Resistencia a momento flector Y y fuerza cortante Z combinados M _z V _y : Resistencia a momento flector Z y fuerza cortante Y combinados NM _y M _z : Resistencia a flexión y axil combinados NM _y M _z V _y V _z : Resistencia a flexión, axil y cortante combinados M _t : Resistencia a torsión M _t V _z : Resistencia a cortante Z y momento torsor combinados M _t V _y : Resistencia a cortante Y y momento torsor combinados $\bar{\lambda}$: Limitación de esbeltez x: Distancia al origen de la barra η: Coeficiente de aprovechamiento (%) N.P.: No procede															
Comprobaciones que no proceden (N.P.): ⁽¹⁾ La comprobación no procede, ya que no hay momento flector. ⁽²⁾ La comprobación no procede, ya que no hay esfuerzo cortante. ⁽³⁾ No hay interacción entre momento flector y esfuerzo cortante para ninguna combinación. Por lo tanto, la comprobación no procede. ⁽⁴⁾ La comprobación no procede, ya que no hay momento torsor. ⁽⁵⁾ No hay interacción entre momento torsor y esfuerzo cortante para ninguna combinación. Por lo tanto, la comprobación no procede.															

Resistencia a tracción (CTE DB SE-A, Artículo 6.2.3)

Se debe satisfacer:

$$\eta = \frac{N_{t,Ed}}{N_{t,Rd}} \leq 1$$

$$\eta < \underline{0.001} \quad \checkmark$$

El esfuerzo solicitante de cálculo pésimo se produce para la combinación de acciones $1.35 \cdot G + 1.35 \cdot \text{PesoCorreasyCubiertaMarquesina} + 1.05 \cdot \text{SobrecargadeUsoMarquesina} + 1.5 \cdot V(180^\circ)H3 + 0.9 \cdot V(180^\circ)\text{MarquesinaPresión} + 0.75 \cdot \text{Nieve:estadoinicial} + 0.75 \cdot \text{NieveM Marquesina}$.

$N_{t,Ed}$: Axil de tracción solicitante de cálculo pésimo.

$$N_{t,Ed} : \underline{0.30} \text{ kN}$$

La resistencia de cálculo a tracción $N_{t,Rd}$ viene dada por:

$$N_{t,Rd} : \underline{890.48} \text{ kN}$$

Donde:

A : Área bruta de la sección transversal de la barra.

$$A : \underline{34.00} \text{ cm}^2$$

f_{yd} : Resistencia de cálculo del acero.

$$f_{yd} : \underline{261.9} \text{ MPa}$$

Siendo:

f_y : Límite elástico.

$$f_y : \underline{275.0} \text{ MPa}$$

γ_{Mo} : Coeficiente parcial de seguridad del material.

$$\gamma_{Mo} : \underline{1.05}$$

Resistencia a compresión (CTE DB SE-A, Artículo 6.2.5)

Se debe satisfacer:

$$\eta = \frac{N_{c,Ed}}{N_{c,Rd}} \leq 1$$

$$\eta < \underline{0.001} \quad \checkmark$$

$$\eta = \frac{N_{c,Ed}}{N_{b,Rd}} \leq 1$$

$$\eta < \underline{0.001} \quad \checkmark$$

El esfuerzo solicitante de cálculo pésimo se produce para la combinación de acciones $0.8 \cdot G + 0.8 \cdot \text{PesoCorreasyCubiertaMarquesina} + 1.5 \cdot V(0^\circ)\text{MarquesinaSucción}$.

$N_{c,Ed}$: Axil de compresión solicitante de cálculo pésimo.

$$N_{c,Ed} : \underline{0.07} \text{ kN}$$

La resistencia de cálculo a compresión $N_{c,Rd}$ viene dada por:

$$N_{c,Rd} : \underline{890.48} \text{ kN}$$

Donde:

Clase: Clase de la sección, según la capacidad de deformación y de desarrollo de la resistencia plástica de los elementos planos comprimidos de una sección.

$$\text{Clase} : \underline{1}$$

A : Área de la sección bruta para las secciones de clase 1, 2 y 3.

$$A : \underline{34.00} \text{ cm}^2$$

f_{yd} : Resistencia de cálculo del acero.

$$f_{yd} : \underline{261.9} \text{ MPa}$$

Siendo:

f_y : Límite elástico.

$$f_y : \frac{275.0}{1} \text{ MPa}$$

γ_{M0} : Coeficiente parcial de seguridad del material.

$$\gamma_{M0} : \frac{1.05}{1}$$

Resistencia a pandeo: (CTE DB SE-A, Artículo 6.3.2)

La resistencia de cálculo a pandeo $N_{b,Rd}$ en una barra comprimida viene dada por:

$$N_{b,Rd} : \frac{193.31}{1} \text{ kN}$$

Donde:

A : Área de la sección bruta para las secciones de clase 1, 2 y 3.

$$A : \frac{34.00}{1} \text{ cm}^2$$

f_{yd} : Resistencia de cálculo del acero.

$$f_{yd} : \frac{261.9}{1} \text{ MPa}$$

Siendo:

f_y : Límite elástico.

$$f_y : \frac{275.0}{1} \text{ MPa}$$

γ_{M1} : Coeficiente parcial de seguridad del material.

$$\gamma_{M1} : \frac{1.05}{1}$$

χ : Coeficiente de reducción por pandeo.

$$\chi_y : \frac{0.51}{1}$$

$$\chi_z : \frac{0.22}{1}$$

$$\chi_T : \frac{0.86}{1}$$

Siendo:

$$\phi_y : \frac{1.31}{1}$$

$$\phi_z : \frac{2.69}{1}$$

$$\phi_T : \frac{0.68}{1}$$

α : Coeficiente de imperfección elástica.

$$\alpha_y : \frac{0.34}{1}$$

$$\alpha_z : \frac{0.49}{1}$$

$$\alpha_T : \frac{0.49}{1}$$

$\bar{\lambda}$: Esbeltez reducida.

$$\bar{\lambda}_y : \frac{1.14}{1}$$

$$\bar{\lambda}_z : \frac{1.88}{1}$$

$$\bar{\lambda}_T : \frac{0.48}{1}$$

N_{cr} : Axil crítico de pandeo elástico.

$$N_{cr} : \frac{263.22}{1} \text{ kN}$$

El axil crítico de pandeo elástico N_{cr} es el menor de los valores obtenidos en a), b) y c):

a) Axil crítico elástico de pandeo por flexión respecto al eje Y.

$$N_{cr, y} : \frac{716.63}{1} \text{ kN}$$

b) Axil crítico elástico de pandeo por flexión respecto al eje Z.

$$N_{cr, z} : \frac{263.22}{1} \text{ kN}$$

c) Axil crítico elástico de pandeo por torsión.

$$N_{cr, T} : \frac{4122.61}{1} \text{ kN}$$

Donde:

I_y : Momento de inercia de la sección bruta, respecto al eje Y.

$$I_y : \frac{864.40}{1} \text{ cm}^4$$

I_z : Momento de inercia de la sección bruta, respecto al eje Z.	I_z : <u>317.50</u> cm ⁴
I_t : Momento de inercia a torsión uniforme.	I_t : <u>13.84</u> cm ⁴
I_w : Constante de alabeo de la sección.	I_w : <u>9410.00</u> cm ⁶
E : Módulo de elasticidad	E : <u>210000</u> MPa
G : Módulo de elasticidad transversal.	G : <u>81000</u> MPa
L_{ky} : Longitud efectiva de pandeo por flexión, respecto al eje Y.	L_{ky} : <u>5.000</u> m
L_{kz} : Longitud efectiva de pandeo por flexión, respecto al eje Z.	L_{kz} : <u>5.000</u> m
L_{kt} : Longitud efectiva de pandeo por torsión.	L_{kt} : <u>2.500</u> m
i_0 : Radio de giro polar de la sección bruta, respecto al centro de torsión.	i_0 : <u>5.90</u> cm

Siendo:

i_y, i_z : Radios de giro de la sección bruta, respecto a los ejes principales de inercia Y y Z.	i_y : <u>5.04</u> cm
	i_z : <u>3.06</u> cm
y_0, z_0 : Coordenadas del centro de torsión en la dirección de los ejes principales Y y Z, respectivamente, relativas al centro de gravedad de la sección.	y_0 : <u>0.00</u> mm
	z_0 : <u>0.00</u> mm

Resistencia a flexión eje Y (CTE DB SE-A, Artículo 6.2.6)

Se debe satisfacer:

$$\eta = \frac{M_{Ed}}{M_{t,Rd}} \leq 1$$

$$\eta : \mathbf{0.026} \quad \checkmark$$

$$\eta = \frac{M_{Ed}}{M_{b,Rd}} \leq 1$$

$$\eta : \mathbf{0.029} \quad \checkmark$$

El esfuerzo solicitante de cálculo pésimo se produce en un punto situado a una distancia de 2.500 m del nudo N40, para la combinación de acciones 1.35·G+0.8·PesoCorreasyCubiertaMarquesina.

M_{Ed}^+ : Momento flector solicitante de cálculo pésimo.

$$M_{Ed}^+ : \underline{1.10} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

M_{Ed}^- : Momento flector solicitante de cálculo pésimo.

$$M_{Ed}^- : \underline{0.00} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

El momento flector resistente de cálculo $M_{c,Rd}$ viene dado por:

$$M_{c,Rd} : \underline{43.27} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

Donde:

Clase: Clase de la sección, según la capacidad de deformación y de desarrollo de la resistencia plástica de los elementos planos de una sección a flexión simple.

$$\mathbf{Clase} : \underline{1}$$

$W_{pl,y}$: Módulo resistente plástico correspondiente a la fibra con mayor tensión, para las secciones de clase 1 y 2.

$$W_{pl,y} : \underline{165.20} \text{ cm}^3$$

f_{yd} : Resistencia de cálculo del acero.

$$f_{yd} : \underline{261.9} \text{ MPa}$$

Siendo:

f_y : Límite elástico.

$$f_y : \underline{275.0} \text{ MPa}$$

γ_{M0} : Coeficiente parcial de seguridad del material.

$$\gamma_{M0} : \underline{1.05}$$

Resistencia a pandeo lateral: (CTE DB SE-A, Artículo 6.3.3.2)

El momento flector resistente de cálculo $M_{b,Rd}$ viene dado por:

$$M_{b,Rd} : \underline{38.29} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

Donde:

$W_{pl,y}$: Módulo resistente plástico correspondiente a la fibra con mayor tensión, para las secciones de clase 1 y 2.

$$W_{pl,y} : \underline{165.20} \text{ cm}^3$$

f_{yd} : Resistencia de cálculo del acero.

$$f_{yd} : \underline{261.9} \text{ MPa}$$

Siendo:

f_y : Límite elástico.

$$f_y : \underline{275.0} \text{ MPa}$$

γ_{M1} : Coeficiente parcial de seguridad del material.

$$\gamma_{M1} : \underline{1.05}$$

χ_{LT} : Factor de reducción por pandeo lateral.

$$\chi_{LT} : \underline{0.89}$$

Siendo:

$$\phi_{LT} : \underline{0.73}$$

α_{LT} : Coeficiente de imperfección elástica.

$$\alpha_{LT} : \underline{0.21}$$

$$\bar{\lambda}_{LT} : \underline{0.61}$$

M_{cr} : Momento crítico elástico de pandeo lateral.

$$M_{cr} : \underline{120.91} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

El momento crítico elástico de pandeo lateral M_{cr} se determina según la teoría de la elasticidad:

Siendo:

M_{LTV} : Componente que representa la resistencia por torsión uniforme de la barra.

$$M_{LTV} : \underline{108.64} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

M_{LTW} : Componente que representa la resistencia por torsión no uniforme de la barra.

$$M_{LTW} : \underline{53.07} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

Siendo:

$W_{el,y}$: Módulo resistente elástico de la sección bruta, obtenido para la fibra más comprimida.

$$W_{el,y} : \underline{144.07} \text{ cm}^3$$

I_z : Momento de inercia de la sección bruta, respecto al eje Z.

$$I_z : \underline{317.50} \text{ cm}^4$$

I_t : Momento de inercia a torsión uniforme.	I_t : <u>13.84</u> cm ⁴
E : Módulo de elasticidad.	E : <u>210000</u> MPa
G : Módulo de elasticidad transversal.	G : <u>81000</u> MPa
L_c⁺ : Longitud efectiva de pandeo lateral del ala superior.	L_c⁺ : <u>2.500</u> m
L_c⁻ : Longitud efectiva de pandeo lateral del ala inferior.	L_c⁻ : <u>2.500</u> m
C₁ : Factor que depende de las condiciones de apoyo y de la forma de la ley de momentos flectores sobre la barra.	C₁ : <u>1.00</u>
i_{f,z} : Radio de giro, respecto al eje de menor inercia de la sección, del soporte formado por el ala comprimida y la tercera parte de la zona comprimida del alma adyacente al ala comprimida.	i_{f,z}⁺ : <u>3.33</u> cm
	i_{f,z}⁻ : <u>3.33</u> cm

Resistencia a flexión eje Z (CTE DB SE-A, Artículo 6.2.6)

La comprobación no procede, ya que no hay momento flector.

Resistencia a corte Z (CTE DB SE-A, Artículo 6.2.4)

Se debe satisfacer:

$$\eta = \frac{V_{Ed}}{V_{c,Rd}} \leq 1$$

$$\eta : \underline{0.007}$$



El esfuerzo solicitante de cálculo pésimo se produce en el nudo N40, para la combinación de acciones 1.35·G+0.8·PesoCorreasyCubiertaMarquesina.

V_{Ed}: Esfuerzo cortante solicitante de cálculo pésimo.

$$\mathbf{V_{Ed}} : \underline{0.88} \text{ kN}$$

El esfuerzo cortante resistente de cálculo **V_{c,Rd}** viene dado por:

$$\mathbf{V_{c,Rd}} : \underline{117.94} \text{ kN}$$

Donde:

A_v: Área transversal a cortante.

$$\mathbf{A_v} : \underline{7.80} \text{ cm}^2$$

Siendo:

h: Canto de la sección.

$$\mathbf{h} : \underline{120.00} \text{ mm}$$

t_w: Espesor del alma.

$$\mathbf{t_w} : \underline{6.50} \text{ mm}$$

f_{vd}: Resistencia de cálculo del acero.

$$\mathbf{f_{vd}} : \underline{261.9} \text{ MPa}$$

Siendo:

f_y: Límite elástico.

$$\mathbf{f_y} : \underline{275.0} \text{ MPa}$$

γ_{M0}: Coeficiente parcial de seguridad del material.

$$\mathbf{\gamma_{M0}} : \underline{1.05}$$

Abolladura por cortante del alma: (CTE DB SE-A, Artículo 6.3.3.4)

Aunque no se han dispuesto rigidizadores transversales, no es necesario comprobar la resistencia a la abolladura del alma, puesto que se cumple:

$$\frac{d}{t_w} < 70 \cdot \varepsilon$$

$$15.08 < 64.71$$

Donde:

λ_w : Esbeltez del alma.

$$\lambda_w : 15.08$$

$\lambda_{m\acute{a}x}$: Esbeltez máxima.

$$\lambda_{m\acute{a}x} : 64.71$$

ε : Factor de reducción.

$$\varepsilon : 0.92$$

Siendo:

f_{ref} : Límite elástico de referencia.

$$f_{ref} : 235.0 \text{ MPa}$$

f_y : Límite elástico.

$$f_y : 275.0 \text{ MPa}$$

Resistencia a corte Y (CTE DB SE-A, Artículo 6.2.4)

La comprobación no procede, ya que no hay esfuerzo cortante.

Resistencia a momento flector Y y fuerza cortante Z combinados (CTE DB SE-A, Artículo 6.2.8)

No es necesario reducir la resistencia de cálculo a flexión, ya que el esfuerzo cortante solicitante de cálculo pésimo V_{Ed} no es superior al 50% de la resistencia de cálculo a cortante $V_{c,Rd}$.

$$V_{Ed} < \frac{V_{c,Rd}}{2}$$

$$0.079 \leq 6.011$$

Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen en un punto situado a una distancia de 0.313 m del nudo N40, para la combinación de acciones 1.35·G+0.8·PesoCorreasyCubiertaMarquesina.

V_{Ed} : Esfuerzo cortante solicitante de cálculo pésimo.

$$V_{Ed} : 0.77 \text{ kN}$$

$V_{c,Rd}$: Esfuerzo cortante resistente de cálculo.

$$V_{c,Rd} : 117.94 \text{ kN}$$

Resistencia a momento flector Z y fuerza cortante Y combinados (CTE DB SE-A, Artículo 6.2.8)

No hay interacción entre momento flector y esfuerzo cortante para ninguna combinación. Por lo tanto, la comprobación no procede.

Resistencia a flexión y axil combinados (CTE DB SE-A, Artículo 6.2.8)

Se debe satisfacer:

$$\eta = \frac{N_{c,Ed}}{N_{pl,Rd}} + \frac{M_{y,Ed}}{M_{pl,Rd,y}} + \frac{M_{z,Ed}}{M_{pl,Rd,z}} \leq 1$$

$\eta : 0.026$ ✓

$$\eta = \frac{N_{c,Ed}}{\chi_y \cdot A \cdot f_{yd}} + k_y \cdot \frac{C_{m,y} \cdot M_{y,Ed}}{\chi_{LT} \cdot W_{pl,y} \cdot f_{yd}} + \alpha_z \cdot k_z \cdot \frac{C_{m,z} \cdot M_{z,Ed}}{W_{pl,z} \cdot f_{yd}} \leq 1$$

$\eta : 0.029$ ✓

$$\eta = \frac{N_{c,Ed}}{\chi_z \cdot A \cdot f_{yd}} + k_{y,LT} \cdot \frac{M_{y,Ed}}{\chi_{LT} \cdot W_{pl,y} \cdot f_{yd}} + k_z \cdot \frac{C_{m,z} \cdot M_{z,Ed}}{W_{pl,z} \cdot f_{yd}} \leq 1$$

$\eta : 0.029$ ✓

Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen en un punto situado a una distancia de 2.500 m del nudo N40, para la combinación de acciones 1.35·G+0.8·PesoCorreasyCubiertaMarquesina+1.5·V(0°)MarquesinaSucción.

Donde:

$N_{c,Ed}$: Axil de compresión solicitante de cálculo pésimo.

$N_{c,Ed} : 0.06 \text{ kN}$

$M_{y,Ed}$, $M_{z,Ed}$: Momentos flectores solicitantes de cálculo pésimos, según los ejes Y y Z, respectivamente.

$M_{y,Ed}^+ : 1.10 \text{ kN}\cdot\text{m}$

$M_{z,Ed}^+ : 0.00 \text{ kN}\cdot\text{m}$

Clase: Clase de la sección, según la capacidad de deformación y de desarrollo de la resistencia plástica de sus elementos planos, para axil y flexión simple.

$\text{Clase} : 1$

$N_{pl,Rd}$: Resistencia a compresión de la sección bruta.

$N_{pl,Rd} : 890.48 \text{ kN}$

$M_{pl,Rd,y}$, $M_{pl,Rd,z}$: Resistencia a flexión de la sección bruta en condiciones plásticas, respecto a los ejes Y y Z, respectivamente.

$M_{pl,Rd,y} : 43.27 \text{ kN}\cdot\text{m}$

$M_{pl,Rd,z} : 21.21 \text{ kN}\cdot\text{m}$

Resistencia a pandeo: (CTE DB SE-A, Artículo 6.3.2)

A : Área de la sección bruta.

$A : 34.00 \text{ cm}^2$

$W_{pl,y}$, $W_{pl,z}$: Módulos resistentes plásticos correspondientes a la fibra comprimida, alrededor de los ejes Y y Z, respectivamente.

$W_{pl,y} : 165.20 \text{ cm}^3$

$W_{pl,z} : 80.97 \text{ cm}^3$

f_{yd} : Resistencia de cálculo del acero.

$f_{yd} : 261.9 \text{ MPa}$

Siendo:

f_y : Límite elástico.

$f_y : 275.0 \text{ MPa}$

γ_{M1} : Coeficiente parcial de seguridad del material.

$\gamma_{M1} : 1.05$

k_y , k_z , $k_{y,LT}$: Coeficientes de interacción.

$k_y : 1.00$

$k_z : 1.00$

$k_{y,LT} : 1.00$

$C_{m,y}$, $C_{m,z}$, $C_{m,LT}$: Factores de momento flector uniforme equivalente.

$C_{m,y} : 1.00$

$C_{m,z} : 1.00$

$C_{m,LT} : 1.00$

χ_y, χ_z : Coeficientes de reducción por pandeo, alrededor de los ejes Y y Z, respectivamente.

$$\chi_y : 0.51$$

$$\chi_z : 0.22$$

χ_{LT} : Coeficiente de reducción por pandeo lateral.

$$\chi_{LT} : 0.89$$

$\bar{\lambda}_y, \bar{\lambda}_z$: Esbelteces reducidas con valores no mayores que 1.00, en relación a los ejes Y y Z, respectivamente.

$$\bar{\lambda}_y : 1.14$$

$$\bar{\lambda}_z : 1.88$$

α_y, α_z : Factores dependientes de la clase de la sección.

$$\alpha_y : 0.60$$

$$\alpha_z : 0.60$$

Resistencia a flexión, axil y cortante combinados (CTE DB SE-A, Artículo 6.2.8)

No es necesario reducir las resistencias de cálculo a flexión y a axil, ya que se puede ignorar el efecto de abolladura por esfuerzo cortante y, además, el esfuerzo cortante solicitante de cálculo pésimo V_{Ed} es menor o igual que el 50% del esfuerzo cortante resistente de cálculo $V_{c,Rd}$.

Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen en un punto situado a una distancia de 2.813 m del nudo N40, para la combinación de acciones 1.35·G+0.8·PesoCorreasyCubiertaMarquesina.

$$V_{Ed,z} < \frac{V_{c,Rd,z}}{2}$$

$$0.011 \leq 6.011$$

Donde:

$V_{Ed,z}$: Esfuerzo cortante solicitante de cálculo pésimo.

$$V_{Ed,z} : 0.11 \text{ kN}$$

$V_{c,Rd,z}$: Esfuerzo cortante resistente de cálculo.

$$V_{c,Rd,z} : 117.94 \text{ kN}$$

Resistencia a torsión (CTE DB SE-A, Artículo 6.2.7)

La comprobación no procede, ya que no hay momento torsor.

Resistencia a cortante Z y momento torsor combinados (CTE DB SE-A, Artículo 6.2.8)

No hay interacción entre momento torsor y esfuerzo cortante para ninguna combinación. Por lo tanto, la comprobación no procede.

Resistencia a cortante Y y momento torsor combinados (CTE DB SE-A, Artículo 6.2.8)

No hay interacción entre momento torsor y esfuerzo cortante para ninguna combinación. Por lo tanto, la comprobación no procede.

Limitación de esbeltez (CTE DB SE-A, Artículo Artículos 6.3.1 y 6.3.2.1 - Tabla 6.3)

La esbeltez reducida $\bar{\lambda}$ de las barras comprimidas debe ser inferior al valor 2.0.

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{A \cdot f_y}{N_{cr}}}$$

$$\bar{\lambda} : 1.88$$



Donde:

Clase: Clase de la sección, según la capacidad de deformación y de desarrollo de la resistencia plástica de los elementos planos comprimidos de una sección.

Clase : 1

A: Área de la sección bruta para las secciones de clase 1, 2 y 3.

A : 34.00 cm²

f_y: Límite elástico.

f_y : 275.0 MPa

N_{cr}: Axil crítico elástico de pandeo, obtenido como el menor de los siguientes valores:

N_{cr} : 263.22 kN

N_{cr, y}: Axil crítico elástico de pandeo por flexión respecto al eje Y.

N_{cr, y} : 716.63 kN

N_{cr, z}: Axil crítico elástico de pandeo por flexión respecto al eje Z.

N_{cr, z} : 263.22 kN

N_{cr, T}: Axil crítico elástico de pandeo por torsión.

N_{cr, T} : 4122.61 kN

Jácena puerta de incendios

Formará parte de la estructura que soportará la puerta corta fuegos ubicada en el lateral de la nave junto con los pilarillos anteriormente estudiados.

Perfil: HE 100 B , Perfil simple Material: Acero (S275)						
Nudos		Longitud (m)	Características mecánicas			
Inicial	Final		Área (cm ²)	I _y ⁽¹⁾ (cm ⁴)	I _z ⁽¹⁾ (cm ⁴)	I _t ⁽²⁾ (cm ⁴)
N77	N78	2.000	26.00	449.50	167.30	9.25
Notas: ⁽¹⁾ Inercia respecto al eje indicado ⁽²⁾ Momento de inercia a torsión uniforme						
		Pandeo		Pandeo lateral		
		Plano XY	Plano XZ	Ala sup.	Ala inf.	
β		1.00	1.00	0.50	0.50	
L _K		2.000	2.000	1.000	1.000	
C _m		1.000	1.000	1.000	1.000	
Notación: β : Coeficiente de pandeo L _K : Longitud de pandeo (m) C _m : Coeficiente de momentos						

Barra	COMPROBACIONES (CTE DB SE-A)													Estado	
	N _t	N _c	M _y	M _z	V _z	V _y	M _y V _z	M _z V _y	NM _y M _z	NM _y M _z V _y V _z	M _t	M _t V _z	M _t V _y		$\bar{\lambda}$
N77/N78	$\eta = 0.1$	$\eta < 0.1$	x: 0 m $\eta = 0.4$	x: 0 m $\eta = 8.4$	x: 0 m $\eta = 0.3$	$\eta < 0.1$	x: 0 m $\eta < 0.1$	$\eta < 0.1$	x: 0 m $\eta = 8.6$	$\eta < 0.1$	M _{Ed} = 0.00 N.P. ⁽¹⁾	N.P. ⁽²⁾	N.P. ⁽²⁾	$\bar{\lambda} < 2.0$	CUMPLE $\eta = 8.6$
Notación: N _t : Resistencia a tracción N _c : Resistencia a compresión M _y : Resistencia a flexión eje Y M _z : Resistencia a flexión eje Z V _z : Resistencia a corte Z V _y : Resistencia a corte Y M _y V _z : Resistencia a momento flector Y y fuerza cortante Z combinados M _z V _y : Resistencia a momento flector Z y fuerza cortante Y combinados NM _y M _z : Resistencia a flexión y axil combinados NM _y M _z V _y V _z : Resistencia a flexión, axil y cortante combinados M _t : Resistencia a torsión M _t V _z : Resistencia a cortante Z y momento torsor combinados M _t V _y : Resistencia a cortante Y y momento torsor combinados $\bar{\lambda}$: Limitación de esbeltez x: Distancia al origen de la barra η : Coeficiente de aprovechamiento (%) N.P.: No procede															
Comprobaciones que no proceden (N.P.): ⁽¹⁾ La comprobación no procede, ya que no hay momento torsor. ⁽²⁾ No hay interacción entre momento torsor y esfuerzo cortante para ninguna combinación. Por lo tanto, la comprobación no procede.															

Resistencia a tracción (CTE DB SE-A, Artículo 6.2.3)

Se debe satisfacer:

$$\eta = \frac{N_{t,Ed}}{N_{t,Rd}} \leq 1$$

$$\eta : \mathbf{0.001}$$



El esfuerzo solicitante de cálculo pésimo se produce para la combinación de acciones $0.8 \cdot G + 0.8 \cdot \text{PesoCorreasyCubiertaMarquesina} + 1.5 \cdot V(180^\circ)H1 + 0.9 \cdot V(180^\circ)\text{Marquesina} + 0.75 \cdot \text{Nieve:redistribución2}$.

$N_{t,Ed}$: Axil de tracción solicitante de cálculo pésimo.

$$N_{t,Ed} : \underline{0.37} \text{ kN}$$

La resistencia de cálculo a tracción $N_{t,Rd}$ viene dada por:

$$N_{t,Rd} : \underline{680.95} \text{ kN}$$

Donde:

A : Área bruta de la sección transversal de la barra.

$$A : \underline{26.00} \text{ cm}^2$$

f_{vd} : Resistencia de cálculo del acero.

$$f_{vd} : \underline{261.9} \text{ MPa}$$

Siendo:

f_y : Límite elástico.

$$f_y : \underline{275.0} \text{ MPa}$$

γ_{M0} : Coeficiente parcial de seguridad del material.

$$\gamma_{M0} : \underline{1.05}$$

Resistencia a compresión (CTE DB SE-A, Artículo 6.2.5)

Se debe satisfacer:

$$\eta = \frac{N_{c,Ed}}{N_{c,Rd}} \leq 1$$

$$\eta < \mathbf{0.001}$$



$$\eta = \frac{N_{c,Ed}}{N_{b,Rd}} \leq 1$$

$$\eta < \mathbf{0.001}$$



El esfuerzo solicitante de cálculo pésimo se produce para la combinación de acciones $0.8 \cdot G + 1.35 \cdot \text{PesoCorreasyCubiertaMarquesina} + 1.05 \cdot \text{SobrecargadeUsoMarquesina} + 1.5 \cdot V(270^\circ)H2 + 0.75 \cdot \text{Nieve:redistribución1} + 0.75 \cdot \text{NieveMarquesina}$.

$N_{c,Ed}$: Axil de compresión solicitante de cálculo pésimo.

$$N_{c,Ed} : \underline{0.17} \text{ kN}$$

La resistencia de cálculo a compresión $N_{c,Rd}$ viene dada por:

$$N_{c,Rd} : \underline{680.95} \text{ kN}$$

Donde:

Clase: Clase de la sección, según la capacidad de deformación y de desarrollo de la resistencia plástica de los elementos planos comprimidos de una sección.

$$\text{Clase} : \underline{1}$$

A : Área de la sección bruta para las secciones de clase 1, 2 y 3.

$$A : \underline{26.00} \text{ cm}^2$$

f_{vd} : Resistencia de cálculo del acero.

$$f_{vd} : \underline{261.9} \text{ MPa}$$

Siendo:

 f_y : Límite elástico.

$f_y : \frac{275.0}{1.05} \text{ MPa}$

 γ_{M0} : Coeficiente parcial de seguridad del material.

$\gamma_{M0} : \frac{1.05}{1.05}$

Resistencia a pandeo: (CTE DB SE-A, Artículo 6.3.2)La resistencia de cálculo a pandeo $N_{b,Rd}$ en una barra comprimida viene dada por:

$N_{b,Rd} : \frac{405.04}{1.05} \text{ kN}$

Donde:

A: Área de la sección bruta para las secciones de clase 1, 2 y 3.

$A : \frac{26.00}{1.05} \text{ cm}^2$

 f_{yd} : Resistencia de cálculo del acero.

$f_{yd} : \frac{261.9}{1.05} \text{ MPa}$

Siendo:

 f_y : Límite elástico.

$f_y : \frac{275.0}{1.05} \text{ MPa}$

 γ_{M1} : Coeficiente parcial de seguridad del material.

$\gamma_{M1} : \frac{1.05}{1.05}$

 χ : Coeficiente de reducción por pandeo.

$\chi_y : \frac{0.86}{1.05}$

$\chi_z : \frac{0.59}{1.05}$

$\chi_T : \frac{0.93}{1.05}$

Siendo:

$\phi_y : \frac{0.71}{1.05}$

$\phi_z : \frac{1.09}{1.05}$

$\phi_T : \frac{0.59}{1.05}$

 α : Coeficiente de imperfección elástica.

$\alpha_y : \frac{0.34}{1.05}$

$\alpha_z : \frac{0.49}{1.05}$

$\alpha_T : \frac{0.49}{1.05}$

 $\bar{\lambda}$: Esbeltez reducida.

$\bar{\lambda}_y : \frac{0.55}{1.05}$

$\bar{\lambda}_z : \frac{0.91}{1.05}$

$\bar{\lambda}_T : \frac{0.34}{1.05}$

 N_{cr} : Axil crítico de pandeo elástico.

$N_{cr} : \frac{866.87}{1.05} \text{ kN}$

El axil crítico de pandeo elástico N_{cr} es el menor de los valores obtenidos en a), b) y c):

a) Axil crítico elástico de pandeo por flexión respecto al eje Y.

$N_{cr, y} : \frac{2329.10}{1.05} \text{ kN}$

b) Axil crítico elástico de pandeo por flexión respecto al eje Z.

$N_{cr, z} : \frac{866.87}{1.05} \text{ kN}$

c) Axil crítico elástico de pandeo por torsión.

$N_{cr, T} : \frac{6111.33}{1.05} \text{ kN}$

Donde:

 I_y : Momento de inercia de la sección bruta, respecto al eje Y.

$I_y : \frac{449.50}{1.05} \text{ cm}^4$

 I_z : Momento de inercia de la sección bruta, respecto al eje Z.

$I_z : \frac{167.30}{1.05} \text{ cm}^4$

I_t : Momento de inercia a torsión uniforme.	I_t : <u>9.25</u> cm ⁴
I_w : Constante de alabeo de la sección.	I_w : <u>3380.00</u> cm ⁶
E : Módulo de elasticidad	E : <u>210000</u> MPa
G : Módulo de elasticidad transversal.	G : <u>81000</u> MPa
L_{ky} : Longitud efectiva de pandeo por flexión, respecto al eje Y.	L_{ky} : <u>2.000</u> m
L_{kz} : Longitud efectiva de pandeo por flexión, respecto al eje Z.	L_{kz} : <u>2.000</u> m
L_{kt} : Longitud efectiva de pandeo por torsión.	L_{kt} : <u>1.000</u> m
i_o : Radio de giro polar de la sección bruta, respecto al centro de torsión.	i_o : <u>4.87</u> cm

Siendo:

i_y , i_z : Radios de giro de la sección bruta, respecto a los ejes principales de inercia Y y Z.	i_y : <u>4.16</u> cm
	i_z : <u>2.54</u> cm
y_o , z_o : Coordenadas del centro de torsión en la dirección de los ejes principales Y y Z, respectivamente, relativas al centro de gravedad de la sección.	y_o : <u>0.00</u> mm
	z_o : <u>0.00</u> mm

Resistencia a flexión eje Y (CTE DB SE-A, Artículo 6.2.6)

Se debe satisfacer:

$$\eta = \frac{M_{Ed}}{M_{c,Rd}} \leq 1$$

$$\eta : \mathbf{0.004} \quad \checkmark$$

El esfuerzo solicitante de cálculo pésimo se produce en el nudo N77, para la combinación de acciones
1.35·G+0.8·PesoCorreasyCubiertaMarquesina+0.9·V(0°)H4+1.5·Nieve:estadoinicial.

M_{Ed}⁺ : Momento flector solicitante de cálculo pésimo.	M_{Ed}⁺ : <u>0.00</u> kN·m
M_{Ed}⁻ : Momento flector solicitante de cálculo pésimo.	M_{Ed}⁻ : <u>0.10</u> kN·m

El momento flector resistente de cálculo **M_{c,Rd}** viene dado por:

$$\mathbf{M_{c,Rd}} : \mathbf{27.29} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

Donde:

Clase: Clase de la sección, según la capacidad de deformación y de desarrollo de la resistencia plástica de los elementos planos de una sección a flexión simple.

$$\mathbf{Clase} : \mathbf{1}$$

W_{pl,y}: Módulo resistente plástico correspondiente a la fibra con mayor tensión, para las secciones de clase 1 y 2.

$$\mathbf{W_{pl,y}} : \mathbf{104.20} \text{ cm}^3$$

f_{yd}: Resistencia de cálculo del acero.

$$\mathbf{f_{yd}} : \mathbf{261.9} \text{ MPa}$$

Siendo:

f_y : Límite elástico.	f_y : <u>275.0</u> MPa
γ_{MO} : Coeficiente parcial de seguridad del material.	γ_{MO} : <u>1.05</u>

Resistencia a pandeo lateral: (CTE DB SE-A, Artículo 6.3.3.2)

Para esbeltos $\bar{\lambda}_{LT} \leq 0.4$ se puede omitir la comprobación frente a pandeo, y comprobar únicamente la resistencia de la sección transversal.

$$\bar{\lambda}_{LT} : 0.36$$

M_{cr} : Momento crítico elástico de pandeo lateral.

$$M_{cr} : 216.01 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

El momento crítico elástico de pandeo lateral M_{cr} se determina según la teoría de la elasticidad:

Siendo:

M_{LTV} : Componente que representa la resistencia por torsión uniforme de la barra.

$$M_{LTV} : 161.18 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

M_{LTW} : Componente que representa la resistencia por torsión no uniforme de la barra.

$$M_{LTW} : 143.81 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

Siendo:

$W_{el,y}$: Módulo resistente elástico de la sección bruta, obtenido para la fibra más comprimida.

$$W_{el,y} : 89.90 \text{ cm}^3$$

I_z : Momento de inercia de la sección bruta, respecto al eje Z.

$$I_z : 167.30 \text{ cm}^4$$

I_t : Momento de inercia a torsión uniforme.

$$I_t : 9.25 \text{ cm}^4$$

E: Módulo de elasticidad.

$$E : 210000 \text{ MPa}$$

G: Módulo de elasticidad transversal.

$$G : 81000 \text{ MPa}$$

L_c^+ : Longitud efectiva de pandeo lateral del ala superior.

$$L_c^+ : 1.000 \text{ m}$$

L_c^- : Longitud efectiva de pandeo lateral del ala inferior.

$$L_c^- : 1.000 \text{ m}$$

C_1 : Factor que depende de las condiciones de apoyo y de la forma de la ley de momentos flectores sobre la barra.

$$C_1 : 1.00$$

$i_{f,z}$: Radio de giro, respecto al eje de menor inercia de la sección, del soporte formado por el ala comprimida y la tercera parte de la zona comprimida del alma adyacente al ala comprimida.

$$i_{f,z}^+ : 2.78 \text{ cm}$$

$$i_{f,z}^- : 2.78 \text{ cm}$$

Resistencia a flexión eje Z (CTE DB SE-A, Artículo 6.2.6)

Se debe satisfacer:

$$\eta - \frac{M_{Ed}}{M_{cr,Rd}} \leq 1$$

$$\eta : 0.084 \checkmark$$

El esfuerzo solicitante de cálculo pésimo se produce en el nudo N77, para la combinación de acciones
 $1.35 \cdot G + 0.8 \cdot \text{PesoCorreasyCubiertaMarquesina} + 1.5 \cdot V(180^\circ)H4 + 0.9 \cdot V(180^\circ)\text{Marquesina} + 0.75 \cdot \text{Nieve:estadoinicial}$.

El esfuerzo solicitante de cálculo pésimo se produce en el nudo N77, para la combinación de acciones
 $0.8 \cdot G + 1.35 \cdot \text{PesoCorreasyCubiertaMarquesina} + 1.05 \cdot \text{SobrecargadeUsoMarquesina} + 1.5 \cdot V(270^\circ)H1 + 0.75 \cdot \text{NieveMarquesina}$.

M_{Ed}^+ : Momento flector solicitante de cálculo pésimo.

$$M_{Ed}^+ : \underline{0.72} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

M_{Ed}^- : Momento flector solicitante de cálculo pésimo.

$$M_{Ed}^- : \underline{1.13} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

El momento flector resistente de cálculo $M_{c,Rd}$ viene dado por:

$$M_{c,Rd} : \underline{13.47} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

Donde:

Clase: Clase de la sección, según la capacidad de deformación y de desarrollo de la resistencia plástica de los elementos planos de una sección a flexión simple.

$$\text{Clase} : \underline{1}$$

$W_{pl,z}$: Módulo resistente plástico correspondiente a la fibra con mayor tensión, para las secciones de clase 1 y 2.

$$W_{pl,z} : \underline{51.42} \text{ cm}^3$$

f_{yd} : Resistencia de cálculo del acero.

$$f_{yd} : \underline{261.9} \text{ MPa}$$

Siendo:

f_y : Límite elástico.

$$f_y : \underline{275.0} \text{ MPa}$$

γ_{M0} : Coeficiente parcial de seguridad del material.

$$\gamma_{M0} : \underline{1.05}$$

Resistencia a corte Z (CTE DB SE-A, Artículo 6.2.4)

Se debe satisfacer:

$$\eta - \frac{V_{Ed}}{V_{c,Rd}} \leq 1$$

$$\eta : \underline{0.003} \quad \checkmark$$

El esfuerzo solicitante de cálculo pésimo se produce en el nudo N77, para la combinación de acciones 1.35·G+0.8·PesoCorreasyCubiertaMarquesina.

V_{Ed} : Esfuerzo cortante solicitante de cálculo pésimo.

$$V_{Ed} : \underline{0.27} \text{ kN}$$

El esfuerzo cortante resistente de cálculo $V_{c,Rd}$ viene dado por:

$$V_{c,Rd} : \underline{90.73} \text{ kN}$$

Donde:

A_v : Área transversal a cortante.

$$A_v : \underline{6.00} \text{ cm}^2$$

Siendo:

h : Canto de la sección.

$$h : \underline{100.00} \text{ mm}$$

t_w : Espesor del alma.

$$t_w : \underline{6.00} \text{ mm}$$

f_{yd} : Resistencia de cálculo del acero.

$$f_{yd} : \underline{261.9} \text{ MPa}$$

Siendo:

f_y : Límite elástico.

$$f_y : \underline{275.0} \text{ MPa}$$

γ_{M0} : Coeficiente parcial de seguridad del material.

$$\gamma_{M0} : \underline{1.05}$$

Abolladura por cortante del alma: (CTE DB SE-A, Artículo 6.3.3.4)

Aunque no se han dispuesto rigidizadores transversales, no es necesario comprobar la resistencia a la abolladura del alma, puesto que se cumple:

$$\frac{d}{t_w} < 70 \cdot \varepsilon$$

$$13.33 < 64.71$$

Donde:

λ_w : Esbeltez del alma.

$$\lambda_w : 13.33$$

$\lambda_{m\acute{a}x}$: Esbeltez máxima.

$$\lambda_{m\acute{a}x} : 64.71$$

ε : Factor de reducción.

$$\varepsilon : 0.92$$

Siendo:

f_{ref} : Límite elástico de referencia.

$$f_{ref} : 235.0 \text{ MPa}$$

f_y : Límite elástico.

$$f_y : 275.0 \text{ MPa}$$

Resistencia a corte Y (CTE DB SE-A, Artículo 6.2.4)

Se debe satisfacer:

$$\eta - \frac{V_{Ed}}{V_{c,Rd}} \leq 1$$

$$\eta < 0.001$$



El esfuerzo solicitante de cálculo pésimo se produce para la combinación de acciones 0.8·G+0.8·PesoCorreasyCubiertaMarquesina+1.5·V(270)H1.

V_{Ed} : Esfuerzo cortante solicitante de cálculo pésimo.

$$V_{Ed} : 0.00 \text{ kN}$$

El esfuerzo cortante resistente de cálculo $V_{c,Rd}$ viene dado por:

$$V_{c,Rd} : 320.57 \text{ kN}$$

Donde:

A_v : rea transversal a cortante.

$$A_v : 21.20 \text{ cm}^2$$

Siendo:

A : rea de la sección bruta.

$$A : 26.00 \text{ cm}^2$$

d : Altura del alma.

$$d : 80.00 \text{ mm}$$

t_w : Espesor del alma.

$$t_w : 6.00 \text{ mm}$$

f_{yd} : Resistencia de cálculo del acero.

$$f_{yd} : 261.9 \text{ MPa}$$

Siendo:

f_y : Límite elástico.

f_y : $\frac{275.0}{1}$ MPa

γ_{M0} : Coeficiente parcial de seguridad del material.

γ_{M0} : $\frac{1.05}{1}$

Resistencia a momento flector Y y fuerza cortante Z combinados (CTE DB SE-A, Artículo 6.2.8)

No es necesario reducir la resistencia de cálculo a flexión, ya que el esfuerzo cortante solicitante de cálculo pésimo V_{Ed} no es superior al 50% de la resistencia de cálculo a cortante $V_{c,Rd}$.

$$V_{Ed} < \frac{V_{c,Rd}}{2}$$

$$0.028 \leq 4.624$$

Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen en el nudo N77, para la combinación de acciones 1.35·G+0.8·PesoCorreasyCubiertaMarquesina.

V_{Ed} : Esfuerzo cortante solicitante de cálculo pésimo.

V_{Ed} : $\frac{0.27}{1}$ kN

$V_{c,Rd}$: Esfuerzo cortante resistente de cálculo.

$V_{c,Rd}$: $\frac{90.73}{1}$ kN

Resistencia a momento flector Z y fuerza cortante Y combinados (CTE DB SE-A, Artículo 6.2.8)

No es necesario reducir la resistencia de cálculo a flexión, ya que el esfuerzo cortante solicitante de cálculo pésimo V_{Ed} no es superior al 50% de la resistencia de cálculo a cortante $V_{c,Rd}$.

$$V_{Ed} < \frac{V_{c,Rd}}{2}$$

$$0.000 \leq 16.339$$

Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen para la combinación de acciones 0.8·G+0.8·PesoCorreasyCubiertaMarquesina+1.5·V(270°)H1.

V_{Ed} : Esfuerzo cortante solicitante de cálculo pésimo.

V_{Ed} : $\frac{0.00}{1}$ kN

$V_{c,Rd}$: Esfuerzo cortante resistente de cálculo.

$V_{c,Rd}$: $\frac{320.57}{1}$ kN

Resistencia a flexión y axil combinados (CTE DB SE-A, Artículo 6.2.8)

Se debe satisfacer:

$$\eta = \frac{N_{c,Ed}}{N_{pl,Rd}} + \frac{M_{y,Ed}}{M_{pl,Rd,y}} + \frac{M_{z,Ed}}{M_{pl,Rd,z}} \leq 1$$

$$\eta : \underline{0.086} \quad \checkmark$$

$$\eta = \frac{N_{c,Ed}}{\chi_y \cdot A \cdot f_{yd}} + k_y \cdot \frac{C_{m,y} \cdot M_{y,Ed}}{\chi_{LT} \cdot W_{pl,y} \cdot f_{yd}} + \alpha_z \cdot k_z \cdot \frac{C_{m,z} \cdot M_{z,Ed}}{W_{pl,z} \cdot f_{yd}} \leq 1$$

$$\eta : \underline{0.052} \quad \checkmark$$

$$\eta = \frac{N_{c,Ed}}{\chi_z \cdot A \cdot f_{yd}} + k_{y,LT} \cdot \frac{M_{y,Ed}}{\chi_{LT} \cdot W_{pl,y} \cdot f_{yd}} + k_z \cdot \frac{C_{m,z} \cdot M_{z,Ed}}{W_{pl,z} \cdot f_{yd}} \leq 1$$

$$\eta : \underline{0.086} \quad \checkmark$$

Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen en el nudo N77, para la combinación de acciones

$0.8 \cdot G + 1.35 \cdot \text{PesoCorreas y Cubierta Marquesina} + 1.05 \cdot \text{Sobrecarga de Uso Marquesina} + 1.5 \cdot V(270^\circ)H1 + 0.75 \cdot \text{Nieve Marquesina}$.

Donde:

$N_{c,Ed}$: Axil de compresión solicitante de cálculo pésimo.

$$N_{c,Ed} : \underline{0.00} \text{ kN}$$

$M_{y,Ed}$, $M_{z,Ed}$: Momentos flectores solicitantes de cálculo pésimos, según los ejes Y y Z, respectivamente.

$$M_{y,Ed} : \underline{0.04} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$M_{z,Ed} : \underline{1.13} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

Clase: Clase de la sección, según la capacidad de deformación y de desarrollo de la resistencia plástica de sus elementos planos, para axil y flexión simple.

$$\text{Clase} : \underline{1}$$

$N_{pl,Rd}$: Resistencia a compresión de la sección bruta.

$$N_{pl,Rd} : \underline{680.95} \text{ kN}$$

$M_{pl,Rd,y}$, $M_{pl,Rd,z}$: Resistencia a flexión de la sección bruta en condiciones plásticas, respecto a los ejes Y y Z, respectivamente.

$$M_{pl,Rd,y} : \underline{27.29} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$M_{pl,Rd,z} : \underline{13.47} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

Resistencia a pandeo: (CTE DB SE-A, Artículo 6.3.2)

A: Área de la sección bruta.

$$A : \underline{26.00} \text{ cm}^2$$

$W_{pl,y}$, $W_{pl,z}$: Módulos resistentes plásticos correspondientes a la fibra comprimida, alrededor de los ejes Y y Z, respectivamente.

$$W_{pl,y} : \underline{104.20} \text{ cm}^3$$

$$W_{pl,z} : \underline{51.42} \text{ cm}^3$$

f_{yd} : Resistencia de cálculo del acero.

$$f_{yd} : \underline{261.9} \text{ MPa}$$

Siendo:

f_y : Límite elástico.

$$f_y : \underline{275.0} \text{ MPa}$$

γ_{M1} : Coeficiente parcial de seguridad del material.

$$\gamma_{M1} : \underline{1.05}$$

k_y , k_z , $k_{y,LT}$: Coeficientes de interacción.

$$k_y : \underline{1.00}$$

$$k_z : \underline{1.00}$$

$$k_{y,LT} : \underline{1.00}$$

$C_{m,y}$, $C_{m,z}$, $C_{m,LT}$: Factores de momento flector uniforme equivalente.

$$C_{m,y} : \underline{1.00}$$

$$C_{m,z} : \underline{1.00}$$

$$C_{m,LT} : \underline{1.00}$$

χ_y , χ_z : Coeficientes de reducción por pandeo, alrededor de los ejes Y y Z, respectivamente.

$$\chi_y : \underline{0.86}$$

$$\chi_z : \underline{0.59}$$

χ_{LT} : Coeficiente de reducción por pandeo lateral.

$$\chi_{LT} : \underline{1.00}$$

$\bar{\lambda}_y$, $\bar{\lambda}_z$: Esbelteces reducidas con valores no mayores que 1.00, en relación a los ejes Y y Z, respectivamente.

$$\bar{\lambda}_y : \underline{0.55}$$

$$\bar{\lambda}_z : \underline{0.91}$$

α_y , α_z : Factores dependientes de la clase de la sección.

$$\alpha_y : \underline{0.60}$$

$$\alpha_z : \underline{0.60}$$

Resistencia a flexión, axil y cortante combinados (CTE DB SE-A, Artículo 6.2.8)

No es necesario reducir las resistencias de cálculo a flexión y a axil, ya que se puede ignorar el efecto de abolladura por esfuerzo cortante y, además, el esfuerzo cortante solicitante de cálculo pésimo V_{Ed} es menor o igual que el 50% del esfuerzo cortante resistente de cálculo $V_{c,Rd}$.

Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen para la combinación de acciones $1.35 \cdot G + 0.8 \cdot \text{PesoCorreasyCubiertaMarquesina} + 1.5 \cdot V(90^\circ)H1$.

$$V_{Ed,z} < \frac{V_{c,Rd,z}}{2}$$

$$0.028 \leq 4.624$$

Donde:

$V_{Ed,z}$: Esfuerzo cortante solicitante de cálculo pésimo.

$$V_{Ed,z} : \underline{0.27} \text{ kN}$$

$V_{c,Rd,z}$: Esfuerzo cortante resistente de cálculo.

$$V_{c,Rd,z} : \underline{90.73} \text{ kN}$$

Resistencia a torsión (CTE DB SE-A, Artículo 6.2.7)

La comprobación no procede, ya que no hay momento torsor.

Resistencia a cortante Z y momento torsor combinados (CTE DB SE-A, Artículo 6.2.8)

No hay interacción entre momento torsor y esfuerzo cortante para ninguna combinación. Por lo tanto, la comprobación no procede.

Resistencia a cortante Y y momento torsor combinados (CTE DB SE-A, Artículo 6.2.8)

No hay interacción entre momento torsor y esfuerzo cortante para ninguna combinación. Por lo tanto, la comprobación no procede.

Limitación de esbeltez (CTE DB SE-A, Artículos 6.3.1 y 6.3.2.1 - Tabla 6.3)

La esbeltez reducida $\bar{\lambda}$ de las barras comprimidas debe ser inferior al valor 2.0.

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{A \cdot f_y}{N_{cr}}}$$

$$\bar{\lambda} : \underline{0.91}$$



Donde:

Clase: Clase de la sección, según la capacidad de deformación y de desarrollo de la resistencia plástica de los elementos planos comprimidos de una sección.

$$\text{Clase} : \underline{1}$$

A: Área de la sección bruta para las secciones de clase 1, 2 y 3.

$$A : \underline{26.00} \text{ cm}^2$$

f_y: Límite elástico.

$$f_y : \underline{275.0} \text{ MPa}$$

N_{cr}: Axil crítico elástico de pandeo, obtenido como el menor de los siguientes valores:

$$N_{cr} : \underline{866.87} \text{ kN}$$

N_{cr,y}: Axil crítico elástico de pandeo por flexión respecto al eje Y.

$$N_{cr,y} : \underline{2329.10} \text{ kN}$$

N_{cr,z}: Axil crítico elástico de pandeo por flexión respecto al eje Z.

$$N_{cr,z} : \underline{866.87} \text{ kN}$$

N_{cr,T}: Axil crítico elástico de pandeo por torsión.

$$N_{cr,T} : \underline{6111.33} \text{ kN}$$

3.1.13.1.4 Marquesina

Vigas

Al igual que en el caso de los pilares y vigas de los pórticos, las vigas que forman la estructura de la marquesina se dimensionan en función de la más solicitada, que en este caso es la perteneciente al pórtico intermedio situado en tercer lugar.

Perfil: HE 160 B , Simple con cartelas (Cartela inicial inferior: 2.00 m.) Material: Acero (S275)								
Nudos		Longitud (m)	Características mecánicas ⁽¹⁾					
Inicial	Final		Área (cm ²)	I _y ⁽²⁾ (cm ⁴)	I _z ⁽²⁾ (cm ⁴)	I _t ⁽³⁾ (cm ⁴)	y _a ⁽⁴⁾ (mm)	z _a ⁽⁴⁾ (mm)
N64	N84	4.806	84.88	9766.84	1333.45	45.04	0.00	67.60
Notas: ⁽¹⁾ Las características mecánicas y el dibujo mostrados corresponden a la sección inicial del perfil (N64) ⁽²⁾ Inercia respecto al eje indicado ⁽³⁾ Momento de inercia a torsión uniforme ⁽⁴⁾ Coordenadas del centro de gravedad								
			Pandeo		Pandeo lateral			
			Plano XY	Plano XZ	Ala sup.	Ala inf.		
β			1.00	1.00	0.50	0.50		
L _K			4.806	4.806	2.403	2.403		
C _m			1.000	1.000	1.000	1.000		
Notación: β: Coeficiente de pandeo L _K : Longitud de pandeo (m) C _m : Coeficiente de momentos								

Barra	COMPROBACIONES (CTE DB SE-A)														Estado
	N _t	N _c	M _y	M _z	V _z	V _y	M _y V _z	M _z V _y	NM _y M _z	NM _y M _z V _y V _z	M _t	M _t V _z	M _t V _y	$\bar{\lambda}$	
N64/N84	x: 2.18 m η = 6.9	x: 2.18 m η = 30.9	x: 4.81 m η = 43.2	M _{Ed} = 0.00 N.P. ⁽¹⁾	x: 4.81 m η = 19.0	V _{Ed} = 0.00 N.P. ⁽²⁾	η < 0.1	N.P. ⁽³⁾	x: 4.81 m η = 71.5	η < 0.1	M _{Ed} = 0.00 N.P. ⁽⁴⁾	N.P. ⁽⁵⁾	N.P. ⁽⁵⁾	x: 0.181 m $\bar{\lambda} < 2.0$	CUMPLE η = 71.5
Notación: N _t : Resistencia a tracción N _c : Resistencia a compresión M _y : Resistencia a flexión eje Y M _z : Resistencia a flexión eje Z V _z : Resistencia a corte Z V _y : Resistencia a corte Y M _y V _z : Resistencia a momento flector Y y fuerza cortante Z combinados M _z V _y : Resistencia a momento flector Z y fuerza cortante Y combinados NM _y M _z : Resistencia a flexión y axil combinados NM _y M _z V _y V _z : Resistencia a flexión, axil y cortante combinados M _t : Resistencia a torsión M _t V _z : Resistencia a cortante Z y momento torsor combinados M _t V _y : Resistencia a cortante Y y momento torsor combinados $\bar{\lambda}$: Limitación de esbeltez x: Distancia al origen de la barra η: Coeficiente de aprovechamiento (%) N.P.: No procede															

Barra	COMPROBACIONES (CTE DB SE-A)													Estado
	N _t	N _c	M _y	M _z	V _z	V _y	M _y V _z	M _z V _y	NM _y M _z	NM _y M _z V _y V _z	M _t	M _t V _z	M _t V _y	
Comprobaciones que no proceden (N.P.):														
⁽¹⁾ La comprobación no procede, ya que no hay momento flector.														
⁽²⁾ La comprobación no procede, ya que no hay esfuerzo cortante.														
⁽³⁾ No hay interacción entre momento flector y esfuerzo cortante para ninguna combinación. Por lo tanto, la comprobación no procede.														
⁽⁴⁾ La comprobación no procede, ya que no hay momento torsor.														
⁽⁵⁾ No hay interacción entre momento torsor y esfuerzo cortante para ninguna combinación. Por lo tanto, la comprobación no procede.														

Resistencia a tracción (CTE DB SE-A, Artículo 6.2.3)

Se debe satisfacer:

$$\eta = \frac{N_{t,Ed}}{N_{t,Rd}} \leq 1$$

$$\eta : 0.069$$



El esfuerzo solicitante de cálculo pésimo se produce en un punto situado a una distancia de 2.180 m del nudo N64, para la combinación de acciones 0.8·G+0.8·PesoCorreasyCubiertaMarquesina+0.9·V(0°)H1+1.5·V(0°)MarquesinaSucción.

N_{t,Ed}: Axil de tracción solicitante de cálculo pésimo.

$$\mathbf{N_{t,Ed}} : 98.48 \text{ kN}$$

La resistencia de cálculo a tracción **N_{t,Rd}** viene dada por:

$$\mathbf{N_{t,Rd}} : 1422.14 \text{ kN}$$

Donde:

A: Área bruta de la sección transversal de la barra.

$$\mathbf{A} : 54.30 \text{ cm}^2$$

f_{vd}: Resistencia de cálculo del acero.

$$\mathbf{f_{vd}} : 261.9 \text{ MPa}$$

Siendo:

f_y: Límite elástico.

$$\mathbf{f_y} : 275.0 \text{ MPa}$$

γ_{Mo}: Coeficiente parcial de seguridad del material.

$$\mathbf{\gamma_{Mo}} : 1.05$$

Resistencia a compresión (CTE DB SE-A, Artículo 6.2.5)

Se debe satisfacer:

$$\eta = \frac{N_{c,Ed}}{N_{c,Rd}} \leq 1$$

$$\eta : 0.112$$



$$\eta = \frac{N_{c,Ed}}{N_{b,Rd}} \leq 1$$

$$\eta : 0.309$$



El esfuerzo solicitante de cálculo pésimo se produce en un punto situado a una distancia de 2.180 m del nudo N64, para la combinación de acciones 1.35·G+1.35·PesoCorreasyCubiertaMarquesina+1.05·SobrecargadeUsoMarquesina+0.9·V(0°)H4+0.9·V(0°)MarquesinaPresión+1.5·Nieve:estadoinicial+1.5·NieveMarquesina.

N_{c,Ed}: Axil de compresión solicitante de cálculo pésimo.

$$\mathbf{N_{c,Ed}} : 158.66 \text{ kN}$$

La resistencia de cálculo a compresión **N_{c,Rd}** viene dada por:

$$N_{c,Rd} : \underline{1422.14} \text{ kN}$$

Donde:

Clase: Clase de la sección, según la capacidad de deformación y de desarrollo de la resistencia plástica de los elementos planos comprimidos de una sección.

$$\text{Clase} : \underline{1}$$

A: Área de la sección bruta para las secciones de clase 1, 2 y 3.

$$A : \underline{54.30} \text{ cm}^2$$

f_{yd}: Resistencia de cálculo del acero.

$$f_{yd} : \underline{261.9} \text{ MPa}$$

Siendo:

f_y: Límite elástico.

$$f_y : \underline{275.0} \text{ MPa}$$

γ_{Mo}: Coeficiente parcial de seguridad del material.

$$\gamma_{Mo} : \underline{1.05}$$

Resistencia a pandeo: (CTE DB SE-A, Artículo 6.3.2)

La resistencia de cálculo a pandeo **N_{b,Rd}** en una barra comprimida viene dada por:

$$N_{b,Rd} : \underline{513.78} \text{ kN}$$

Donde:

A: Área de la sección bruta para las secciones de clase 1, 2 y 3.

$$A : \underline{54.30} \text{ cm}^2$$

f_{yd}: Resistencia de cálculo del acero.

$$f_{yd} : \underline{261.9} \text{ MPa}$$

Siendo:

f_y: Límite elástico.

$$f_y : \underline{275.0} \text{ MPa}$$

γ_{M1}: Coeficiente parcial de seguridad del material.

$$\gamma_{M1} : \underline{1.05}$$

χ: Coeficiente de reducción por pandeo.

$$\chi_y : \underline{0.71}$$

$$\chi_z : \underline{0.36}$$

$$\chi_T : \underline{0.86}$$

Siendo:

$$\phi_y : \underline{0.94}$$

$$\phi_z : \underline{1.72}$$

$$\phi_T : \underline{0.67}$$

α: Coeficiente de imperfección elástica.

$$\alpha_y : \underline{0.34}$$

$$\alpha_z : \underline{0.49}$$

$$\alpha_T : \underline{0.49}$$

λ̄: Esbeltez reducida.

$$\bar{\lambda}_y : \underline{0.82}$$

$$\bar{\lambda}_z : \underline{1.37}$$

$$\bar{\lambda}_T : \underline{0.47}$$

N_{cr}: Axil crítico de pandeo elástico.

$$N_{cr} : \underline{797.74} \text{ kN}$$

El axil crítico de pandeo elástico **N_{cr}** es el menor de los valores obtenidos en a), b) y c):

a) Axil crítico elástico de pandeo por flexión respecto al eje Y.

$$N_{cr, y} : \underline{2235.68} \text{ kN}$$

b) Axil crítico elástico de pandeo por flexión respecto al eje Z. $N_{cr, z} : \underline{797.74} \text{ kN}$

c) Axil crítico elástico de pandeo por torsión. $N_{cr, T} : \underline{6826.53} \text{ kN}$

Donde:

I_y : Momento de inercia de la sección bruta, respecto al eje Y.	$I_y : \underline{2492.00} \text{ cm}^4$
I_z : Momento de inercia de la sección bruta, respecto al eje Z.	$I_z : \underline{889.20} \text{ cm}^4$
I_t : Momento de inercia a torsión uniforme.	$I_t : \underline{31.24} \text{ cm}^4$
I_w : Constante de alabeo de la sección.	$I_w : \underline{47940.00} \text{ cm}^6$
E : Módulo de elasticidad	$E : \underline{210000} \text{ MPa}$
G : Módulo de elasticidad transversal.	$G : \underline{81000} \text{ MPa}$
L_{ky} : Longitud efectiva de pandeo por flexión, respecto al eje Y.	$L_{ky} : \underline{4.806} \text{ m}$
L_{kz} : Longitud efectiva de pandeo por flexión, respecto al eje Z.	$L_{kz} : \underline{4.806} \text{ m}$
L_{kt} : Longitud efectiva de pandeo por torsión.	$L_{kt} : \underline{2.403} \text{ m}$
i_0 : Radio de giro polar de la sección bruta, respecto al centro de torsión.	$i_0 : \underline{7.89} \text{ cm}$

Siendo:

i_y, i_z : Radios de giro de la sección bruta, respecto a los ejes principales de inercia Y y Z.	$i_y : \underline{6.77} \text{ cm}$
	$i_z : \underline{4.05} \text{ cm}$
y_0, z_0 : Coordenadas del centro de torsión en la dirección de los ejes principales Y y Z, respectivamente, relativas al centro de gravedad de la sección.	$y_0 : \underline{0.00} \text{ mm}$
	$z_0 : \underline{0.00} \text{ mm}$

Resistencia a flexión eje Y (CTE DB SE-A, Artículo 6.2.6)

Se debe satisfacer:

$$\eta = \frac{M_{Ed}}{M_{r,Rd}} \leq 1$$

$$\eta : \underline{0.396} \quad \checkmark$$

$$\eta = \frac{M_{Ed}}{M_{b,Rd}} \leq 1$$

$$\eta : \underline{0.432} \quad \checkmark$$

El esfuerzo solicitante de cálculo pésimo se produce en el nudo N84, para la combinación de acciones

$0.8 \cdot G + 0.8 \cdot \text{PesoCorreasyCubiertaMarquesina} + 1.5 \cdot V(0^\circ) \text{MarquesinaSucción}$.

El esfuerzo solicitante de cálculo pésimo se produce en el nudo N84, para la combinación de acciones

$1.35 \cdot G + 1.35 \cdot \text{PesoCorreasyCubiertaMarquesina} + 1.05 \cdot \text{SobrecargadeUsoMarquesina} + 0.9 \cdot V(0^\circ) \text{MarquesinaPresión} + 1.5 \cdot \text{NieveMarquesina}$.

M_{Ed}^+ : Momento flector solicitante de cálculo pésimo.

$$M_{Ed}^+ : \underline{26.61} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

M_{Ed}^- : Momento flector solicitante de cálculo pésimo.

$$M_{Ed}^- : \underline{36.74} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

El momento flector resistente de cálculo $M_{c,Rd}$ viene dado por:

$$M_{c,Rd} : \underline{92.71} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

Donde:

Clase: Clase de la sección, según la capacidad de deformación y de desarrollo de la resistencia plástica de los elementos planos de una sección a flexión simple.

$$\text{Clase} : \underline{1}$$

$W_{pl,y}$: Módulo resistente plástico correspondiente a la fibra con mayor tensión, para las secciones de clase 1 y 2.

$$W_{pl,y} : \underline{354.00} \text{ cm}^3$$

f_{yd} : Resistencia de cálculo del acero.

$$f_{yd} : \underline{261.9} \text{ MPa}$$

Siendo:

f_y : Límite elástico.

$$f_y : \underline{275.0} \text{ MPa}$$

γ_{M0} : Coeficiente parcial de seguridad del material.

$$\gamma_{M0} : \underline{1.05}$$

Resistencia a pandeo lateral: (CTE DB SE-A, Artículo 6.3.3.2)

El momento flector resistente de cálculo $M_{b,Rd}$ viene dado por:

$$M_{b,Rd} : \underline{85.09} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

Donde:

$W_{pl,y}$: Módulo resistente plástico correspondiente a la fibra con mayor tensión, para las secciones de clase 1 y 2.

$$W_{pl,y} : \underline{354.00} \text{ cm}^3$$

f_{yd} : Resistencia de cálculo del acero.

$$f_{yd} : \underline{261.9} \text{ MPa}$$

Siendo:

f_y : Límite elástico.

$$f_y : \underline{275.0} \text{ MPa}$$

γ_{M1} : Coeficiente parcial de seguridad del material.

$$\gamma_{M1} : \underline{1.05}$$

χ_{LT} : Factor de reducción por pandeo lateral.

$$\chi_{LT} : \underline{0.92}$$

Siendo:

$$\phi_{LT} : \underline{0.67}$$

α_{LT} : Coeficiente de imperfección elástica.

$$\alpha_{LT} : \underline{0.21}$$

$$\bar{\lambda}_{LT} : \underline{0.52}$$

M_{cr} : Momento crítico elástico de pandeo lateral.

$$M_{cr} : \underline{359.16} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

El momento crítico elástico de pandeo lateral M_{cr} se determina según la teoría de la elasticidad:

Siendo:

M_{LTV} : Componente que representa la resistencia por torsión uniforme de la barra.

$$M_{LTW} : \underline{284.16} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

M_{LTW} : Componente que representa la resistencia por torsión no uniforme de la barra.

$$M_{LTW} : \underline{219.66} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

Siendo:

$W_{el,y}$: Módulo resistente elástico de la sección bruta, obtenido para la fibra más comprimida.

$$W_{el,y} : \underline{311.50} \text{ cm}^3$$

I_z : Momento de inercia de la sección bruta, respecto al eje Z.

$$I_z : \underline{889.20} \text{ cm}^4$$

I_t : Momento de inercia a torsión uniforme.

$$I_t : \underline{31.24} \text{ cm}^4$$

E: Módulo de elasticidad.

$$E : \underline{210000} \text{ MPa}$$

G: Módulo de elasticidad transversal.

$$G : \underline{81000} \text{ MPa}$$

L_c^+ : Longitud efectiva de pandeo lateral del ala superior.

$$L_c^+ : \underline{2.403} \text{ m}$$

L_c^- : Longitud efectiva de pandeo lateral del ala inferior.

$$L_c^- : \underline{2.403} \text{ m}$$

C_1 : Factor que depende de las condiciones de apoyo y de la forma de la ley de momentos flectores sobre la barra.

$$C_1 : \underline{1.00}$$

$i_{f,z}$: Radio de giro, respecto al eje de menor inercia de la sección, del soporte formado por el ala comprimida y la tercera parte de la zona comprimida del alma adyacente al ala comprimida.

$$i_{f,z}^+ : \underline{4.43} \text{ cm}$$

$$i_{f,z}^- : \underline{4.43} \text{ cm}$$

Resistencia a flexión eje Z (CTE DB SE-A, Artículo 6.2.6)

La comprobación no procede, ya que no hay momento flector.

Resistencia a corte Z (CTE DB SE-A, Artículo 6.2.4)

Se debe satisfacer:

$$\eta = \frac{V_{Ed}}{V_{c,Rd}} \leq 1$$

$$\eta : \underline{0.190} \checkmark$$

El esfuerzo solicitante de cálculo pésimo se produce en el nudo N84, para la combinación de acciones

1.35·G+1.35·PesoCorreasyCubiertaMarquesina+1.05·SobrecargadeUsoMarquesina+0.9·V(0°)H4+0.9·V(0°)MarquesinaPresión+1.5·Nieve:estadoinicial+1.5·NieveMarquesina.

V_{Ed} : Esfuerzo cortante solicitante de cálculo pésimo.

$$V_{Ed} : \underline{36.85} \text{ kN}$$

El esfuerzo cortante resistente de cálculo $V_{c,Rd}$ viene dado por:

$$V_{c,Rd} : \underline{193.55} \text{ kN}$$

Donde:

A_v : Área transversal a cortante.

$$A_v : \underline{12.80} \text{ cm}^2$$

Siendo:

 h : Canto de la sección.

$h : \underline{160.00} \text{ mm}$

 t_w : Espesor del alma.

$t_w : \underline{8.00} \text{ mm}$

 f_{yd} : Resistencia de cálculo del acero.

$f_{yd} : \underline{261.9} \text{ MPa}$

Siendo:

 f_y : Límite elástico.

$f_y : \underline{275.0} \text{ MPa}$

 γ_{M0} : Coeficiente parcial de seguridad del material.

$\gamma_{M0} : \underline{1.05}$

Abolladura por cortante del alma: (CTE DB SE-A, Artículo 6.3.3.4)

Aunque no se han dispuesto rigidizadores transversales, no es necesario comprobar la resistencia a la abolladura del alma, puesto que se cumple:

$$\frac{d}{t_w} < 70 \cdot \varepsilon$$

$$16.75 < 64.71$$

Donde:

 λ_w : Esbeltez del alma.

$\lambda_w : \underline{16.75}$

 $\lambda_{m\acute{a}x}$: Esbeltez máxima.

$\lambda_{m\acute{a}x} : \underline{64.71}$

 ε : Factor de reducción.

$\varepsilon : \underline{0.92}$

Siendo:

 f_{ref} : Límite elástico de referencia.

$f_{ref} : \underline{235.0} \text{ MPa}$

 f_y : Límite elástico.

$f_y : \underline{275.0} \text{ MPa}$

Resistencia a corte Y (CTE DB SE-A, Artículo 6.2.4)

La comprobación no procede, ya que no hay esfuerzo cortante.

Resistencia a momento flector Y y fuerza cortante Z combinados (CTE DB SE-A, Artículo 6.2.8)No es necesario reducir la resistencia de cálculo a flexión, ya que el esfuerzo cortante solicitante de cálculo pésimo V_{Ed} no es superior al 50% de la resistencia de cálculo a cortante $V_{c,Rd}$.

$$V_{Ed} < \frac{V_{c,Rd}}{2}$$

$$4.626 \leq 18.875$$

Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen para la combinación de acciones

$$1.35 \cdot G + 1.35 \cdot \text{PesoCorreasyCubiertaMarquesina} + 1.05 \cdot \text{SobrecargadeUsoMarquesina} + 0.9 \cdot V(180^\circ)H1 + 0.9 \cdot V(180^\circ)\text{MarquesinaPresión} + 1.5 \cdot \text{NieveMarquesina}$$

 V_{Ed} : Esfuerzo cortante solicitante de cálculo pésimo.

$V_{Ed} : \underline{45.38} \text{ kN}$

 $V_{c,Rd}$: Esfuerzo cortante resistente de cálculo.

$V_{c,Rd} : \underline{370.32} \text{ kN}$

Resistencia a momento flector Z y fuerza cortante Y combinados (CTE DB SE-A, Artículo 6.2.8)

No hay interacción entre momento flector y esfuerzo cortante para ninguna combinación. Por lo tanto, la comprobación no procede.

Resistencia a flexión y axil combinados (CTE DB SE-A, Artículo 6.2.8)

Se debe satisfacer:

$$\eta = \frac{N_{c,Ed}}{N_{pl,Rd}} + \frac{M_{y,Ed}}{M_{pl,Rd,y}} + \frac{M_{z,Ed}}{M_{pl,Rd,z}} \leq 1$$

$$\eta : \mathbf{0.505} \quad \checkmark$$

$$\eta = \frac{N_{c,Ed}}{\gamma_y \cdot A \cdot f_{yd}} + k_y \cdot \frac{C_{m,y} \cdot M_{y,Ed}}{\chi_{LT} \cdot W_{pl,y} \cdot f_{yd}} + \alpha_z \cdot k_z \cdot \frac{C_{m,z} \cdot M_{z,Ed}}{W_{pl,z} \cdot f_{yd}} \leq 1$$

$$\eta : \mathbf{0.624} \quad \checkmark$$

$$\eta = \frac{N_{c,Ed}}{\chi_z \cdot A \cdot f_{yd}} + k_{y,LT} \cdot \frac{M_{y,Ed}}{\chi_{LT} \cdot W_{pl,y} \cdot f_{yd}} + k_z \cdot \frac{C_{m,z} \cdot M_{z,Ed}}{W_{pl,z} \cdot f_{yd}} \leq 1$$

$$\eta : \mathbf{0.715} \quad \checkmark$$

Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen en el nudo N84, para la combinación de acciones
 1.35·G+1.35·PesoCorreasyCubiertaMarquesina+1.05·SobrecargadeUsoMarquesina
 +0.9·V(0°)H4+0.9·V(0°)MarquesinaPresión+1.5·Nieve:estadoinicial+1.5·NieveMarquesina.

Donde:

N_{c,Ed}: Axil de compresión solicitante de cálculo pésimo.

$$\mathbf{N_{c,Ed}} : \frac{154.49}{1} \text{ kN}$$

M_{y,Ed}, **M_{z,Ed}**: Momentos flectores solicitantes de cálculo pésimos, según los ejes Y y Z, respectivamente.

$$\mathbf{M_{y,Ed}} : \frac{36.74}{1} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$\mathbf{M_{z,Ed}} : \frac{0.00}{1} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

Clase: Clase de la sección, según la capacidad de deformación y de desarrollo de la resistencia plástica de sus elementos planos, para axil y flexión simple.

$$\mathbf{Clase} : \frac{1}{1}$$

N_{pl,Rd}: Resistencia a compresión de la sección bruta.

$$\mathbf{N_{pl,Rd}} : \frac{1422.1}{4} \text{ kN}$$

M_{pl,Rd,y}, **M_{pl,Rd,z}**: Resistencia a flexión de la sección bruta en condiciones plásticas, respecto a los ejes Y y Z, respectivamente.

$$\mathbf{M_{pl,Rd,y}} : \frac{92.71}{1} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$\mathbf{M_{pl,Rd,z}} : \frac{44.52}{1} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

Resistencia a pandeo: (CTE DB SE-A, Artículo 6.3.2)

A: Área de la sección bruta.

$$\mathbf{A} : \frac{54.30}{1} \text{ cm}^2$$

W_{pl,y}, **W_{pl,z}**: Módulos resistentes plásticos correspondientes a la fibra comprimida, alrededor de los ejes Y y Z, respectivamente.

$$\mathbf{W_{pl,y}} : \frac{354.00}{1} \text{ cm}^3$$

$$\mathbf{W_{pl,z}} : \frac{170.00}{1} \text{ cm}^3$$

f_{yd}: Resistencia de cálculo del acero.

$$\mathbf{f_{yd}} : \frac{261.9}{1} \text{ MPa}$$

Siendo:

f_y: Límite elástico.

$$\mathbf{f_y} : \frac{275.0}{1} \text{ MPa}$$

γ_{M1}: Coeficiente parcial de seguridad del material.

$$\mathbf{\gamma_{M1}} : \frac{1.05}{1}$$

k_y, **k_z**, **k_{y,LT}**: Coeficientes de interacción.

$$k_y : \underline{1.09}$$

$$k_z : \underline{1.42}$$

$$k_{v,LT} : \underline{0.96}$$

$C_{m,y}$, $C_{m,z}$, $C_{m,LT}$: Factores de momento flector uniforme equivalente.

$$C_{m,y} : \underline{1.00}$$

$$C_{m,z} : \underline{1.00}$$

$$C_{m,LT} : \underline{1.00}$$

χ_y , χ_z : Coeficientes de reducción por pandeo, alrededor de los ejes Y y Z, respectivamente.

$$\chi_y : \underline{0.71}$$

$$\chi_z : \underline{0.36}$$

χ_{LT} : Coeficiente de reducción por pandeo lateral.

$$\chi_{LT} : \underline{0.92}$$

$\bar{\lambda}_y$, $\bar{\lambda}_z$: Esbelteces reducidas con valores no mayores que 1.00, en relación a los ejes Y y Z, respectivamente.

$$\bar{\lambda}_y : \underline{0.82}$$

$$\bar{\lambda}_z : \underline{1.37}$$

α_y , α_z : Factores dependientes de la clase de la sección.

$$\alpha_y : \underline{0.60}$$

$$\alpha_z : \underline{0.60}$$

Resistencia a flexión, axil y cortante combinados (CTE DB SE-A, Artículo 6.2.8)

No es necesario reducir las resistencias de cálculo a flexión y a axil, ya que se puede ignorar el efecto de abolladura por esfuerzo cortante y, además, el esfuerzo cortante solicitante de cálculo pésimo V_{Ed} es menor o igual que el 50% del esfuerzo cortante resistente de cálculo $V_{c,Rd}$.

Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen para la combinación de acciones $0.8 \cdot G + 0.8 \cdot \text{PesoCorrea} + \text{CubiertaMarquesina} + 0.9 \cdot V(0^\circ)H4 + 1.5 \cdot V(0^\circ)\text{Marquesina} + 0.75 \cdot \text{Nieve:estadoinicial}$.

$$V_{Ed,z} < \frac{V_{c,Rd,z}}{2}$$

$$2.724 \leq 18.875$$

Donde:

$V_{Ed,z}$: Esfuerzo cortante solicitante de cálculo pésimo.

$$V_{Ed,z} : \underline{26.72} \text{ kN}$$

$V_{c,Rd,z}$: Esfuerzo cortante resistente de cálculo.

$$V_{c,Rd,z} : \underline{370.32} \text{ kN}$$

Resistencia a torsión (CTE DB SE-A, Artículo 6.2.7)

La comprobación no procede, ya que no hay momento torsor.

Resistencia a cortante Z y momento torsor combinados (CTE DB SE-A, Artículo 6.2.8)

No hay interacción entre momento torsor y esfuerzo cortante para ninguna combinación. Por lo tanto, la comprobación no procede.

Resistencia a cortante Y y momento torsor combinados (CTE DB SE-A, Artículo 6.2.8)

No hay interacción entre momento torsor y esfuerzo cortante para ninguna combinación. Por lo tanto, la comprobación no procede.

Limitación de esbeltez (CTE DB SE-A, Artículo Artículos 6.3.1 y 6.3.2.1 - Tabla 6.3)

La esbeltez reducida $\bar{\lambda}$ de las barras comprimidas debe ser inferior al valor 2.0.

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{A \cdot f_y}{N_{cr}}}$$

$\bar{\lambda}$: **1.40**



Donde:

Clase: Clase de la sección, según la capacidad de deformación y de desarrollo de la resistencia plástica de los elementos planos comprimidos de una sección.

Clase : 1

A: Área de la sección bruta para las secciones de clase 1, 2 y 3.

A : 85.75 cm²

f_y: Límite elástico.

f_y : 275.0 MPa

N_{cr}: Axil crítico elástico de pandeo, obtenido como el menor de los siguientes valores:

N_{cr} : 1196.34 kN

N_{cr, y}: Axil crítico elástico de pandeo por flexión respecto al eje Y.

N_{cr, y} : 9502.78 kN

N_{cr, z}: Axil crítico elástico de pandeo por flexión respecto al eje Z.

N_{cr, z} : 1196.34 kN

N_{cr, T}: Axil crítico elástico de pandeo por torsión.

N_{cr, T} : 7559.91 kN

Tirante

Para el cálculo del tirante de la marquesina, al no existir la posibilidad en el programa de cálculo de seleccionar perfiles redondos huecos, se ha dimensionado con un perfil en L para luego emplear un perfil Ø 155 mm y espesor =6 mm cuyo área e inercias son ligeramente superiores al previamente dimensionado en Cype. Es por ello, que el perfil que finalmente se empleará cumple con mayor margen las especificaciones del Código Técnico de la Edificación.

Perfil: L 150 x 150 x 10, Perfil simple Material: Acero (S275)									
Nudos		Longitud (m)	Características mecánicas						
Inicial	Final		Área (cm ²)	I _y ⁽¹⁾ (cm ⁴)	I _z ⁽¹⁾ (cm ⁴)	I _t ⁽²⁾ (cm ⁴)	y _a ⁽³⁾ (mm)	z _a ⁽³⁾ (mm)	
N84	N97	5.124	29.30	624.00	624.00	9.67	34.70	-34.70	
Notas: (1) Inercia respecto al eje indicado (2) Momento de inercia a torsión uniforme (3) Coordenadas del centro de gravedad									
		Pandeo			Pandeo lateral				
		Plano XY		Plano XZ		Ala sup.		Ala inf.	
β		1.00		1.00		0.00		0.00	
L _K		5.124		5.124		0.000		0.000	
C _m		1.000		1.000		1.000		1.000	
Notación: β: Coeficiente de pandeo L _K : Longitud de pandeo (m) C _m : Coeficiente de momentos									

Barra	COMPROBACIONES (CTE DB SE-A)													Estado	
	N _t	N _c	M _y	M _z	V _z	V _y	M _y V _z	M _z V _y	NM _y M _z	NM _y M _z V _y V _z	M _t	M _t V _z	M _t V _y		λ̄
N84/N97	x: 4.93 m η = 22.0	x: 0.183 m η = 65.8	x: 2.56 m η = 6.9	M _{Ed} = 0,00 N.P. ⁽¹⁾	x: 0.183 m η = 0.3	V _{Ed} = 0,00 N.P. ⁽²⁾	x: 0.185 m η < 0.1	N.P. ⁽³⁾	x: 0.185 m η = 87.2	x: 2.85 m η < 0.1	M _{Ed} = 0,00 N.P. ⁽⁴⁾	N.P. ⁽⁵⁾	N.P. ⁽⁵⁾	λ̄ < 2.0	CUMPLE η = 87.2
Notación: N _t : Resistencia a tracción N _c : Resistencia a compresión M _y : Resistencia a flexión eje Y M _z : Resistencia a flexión eje Z V _z : Resistencia a corte Z V _y : Resistencia a corte Y M _y V _z : Resistencia a momento flector Y y fuerza cortante Z combinados M _z V _y : Resistencia a momento flector Z y fuerza cortante Y combinados NM _y M _z : Resistencia a flexión y axil combinados NM _y M _z V _y V _z : Resistencia a flexión, axil y cortante combinados M _t : Resistencia a torsión M _t V _z : Resistencia a cortante Z y momento torsor combinados M _t V _y : Resistencia a cortante Y y momento torsor combinados λ̄: Limitación de esbeltez x: Distancia al origen de la barra η: Coeficiente de aprovechamiento (%) N.P.: No procede															

Barra	COMPROBACIONES (CTE DB SE-A)														Estado
	N _t	N _c	M _y	M _z	V _z	V _y	M _y V _z	M _z V _y	NM _y M _z	NM _y M _z V _y V _z	M _t	M _t V _z	M _t V _y	$\bar{\lambda}$	
Comprobaciones que no proceden (N.P.):															
⁽¹⁾ La comprobación no procede, ya que no hay momento flector.															
⁽²⁾ La comprobación no procede, ya que no hay esfuerzo cortante.															
⁽³⁾ No hay interacción entre momento flector y esfuerzo cortante para ninguna combinación. Por lo tanto, la comprobación no procede.															
⁽⁴⁾ La comprobación no procede, ya que no hay momento torsor.															
⁽⁵⁾ No hay interacción entre momento torsor y esfuerzo cortante para ninguna combinación. Por lo tanto, la comprobación no procede.															

Resistencia a tracción (CTE DB SE-A, Artículo 6.2.3)

Se debe satisfacer:

$$\eta = \frac{N_{t,Ed}}{N_{t,Rd}} \leq 1$$

$$\eta : \underline{0.220} \quad \checkmark$$

El esfuerzo solicitante de cálculo pésimo se produce en un punto situado a una distancia de 4.929 m del nudo N84, para la combinación de acciones 1.35·G+1.35·PesoCorreasyCubiertaMarquesina+1.05·SobrecargadeUsoMarquesina+0.9·V(0°)H4+0.9·V(0°)MarquesinaPresión+1.5·Nieve:estadoinicial+1.5·NieveMarquesina.

N_{t,Ed}: Axil de tracción solicitante de cálculo pésimo.

$$\mathbf{N_{t,Ed}} : \underline{168.44} \text{ kN}$$

La resistencia de cálculo a tracción **N_{t,Rd}** viene dada por:

$$\mathbf{N_{t,Rd}} : \underline{767.38} \text{ kN}$$

Donde:

A: Área bruta de la sección transversal de la barra.

$$\mathbf{A} : \underline{29.30} \text{ cm}^2$$

f_{yd}: Resistencia de cálculo del acero.

$$\mathbf{f_{yd}} : \underline{261.9} \text{ MPa}$$

Siendo:

f_y: Límite elástico.

$$\mathbf{f_y} : \underline{275.0} \text{ MPa}$$

γ_{MO}: Coeficiente parcial de seguridad del material.

$$\mathbf{\gamma_{MO}} : \underline{1.05}$$

Resistencia a compresión (CTE DB SE-A, Artículo 6.2.5)

Se debe satisfacer:

$$\eta = \frac{N_{c,Ed}}{N_{c,Rd}} \leq 1$$

$$\eta : \underline{0.152} \quad \checkmark$$

$$\eta = \frac{N_{c,Ed}}{N_{b,Rd}} \leq 1$$

$$\eta : \underline{0.658} \quad \checkmark$$

El esfuerzo solicitante de cálculo pésimo se produce en un punto situado a una distancia de 0.183 m del nudo N84, para la combinación de acciones 0.8·G+0.8·PesoCorreasyCubiertaMarquesina+0.9·V(0°)H1+1.5·V(0°)MarquesinaSucción.

N_{c,Ed}: Axil de compresión solicitante de cálculo pésimo.

$$\mathbf{N_{c,Ed}} : \underline{104.78} \text{ kN}$$

La resistencia de cálculo a compresión $N_{c,Rd}$ viene dada por:

$$N_{c,Rd} : \underline{688.86} \text{ kN}$$

Donde:

Clase: Clase de la sección, según la capacidad de deformación y de desarrollo de la resistencia plástica de los elementos planos comprimidos de una sección.

$$\text{Clase} : \underline{4}$$

A_{ef}: Área de la sección eficaz para las secciones de clase 4.

$$A_{ef} : \underline{26.30} \text{ cm}^2$$

f_{yd}: Resistencia de cálculo del acero.

$$f_{yd} : \underline{261.9} \text{ MPa}$$

Siendo:

f_y: Límite elástico.

$$f_y : \underline{275.0} \text{ MPa}$$

γ_{M0}: Coeficiente parcial de seguridad del material.

$$\gamma_{M0} : \underline{1.05}$$

Resistencia a pandeo: (CTE DB SE-A, Artículo 6.3.2)

La resistencia de cálculo a pandeo $N_{b,Rd}$ en una barra comprimida viene dada por:

$$N_{b,Rd} : \underline{159.18} \text{ kN}$$

Donde:

A_{ef}: Área de la sección eficaz para las secciones de clase 4.

$$A_{ef} : \underline{26.30} \text{ cm}^2$$

f_{yd}: Resistencia de cálculo del acero.

$$f_{yd} : \underline{261.9} \text{ MPa}$$

Siendo:

f_y: Límite elástico.

$$f_y : \underline{275.0} \text{ MPa}$$

γ_{M1}: Coeficiente parcial de seguridad del material.

$$\gamma_{M1} : \underline{1.05}$$

χ: Coeficiente de reducción por pandeo.

$$\chi_{FT} : \underline{0.23}$$

Siendo:

$$\phi_{FT} : \underline{2.58}$$

α_{FT}: Coeficiente de imperfección elástica.

$$\alpha_{FT} : \underline{0.34}$$

λ̄: Esbeltez reducida.

$$\bar{\lambda}_{FT} : \underline{1.89}$$

El axil crítico de pandeo elástico N_{cr} es el valor de la menor de las raíces de la siguiente ecuación cúbica:

$$N_{cr} : \underline{202.07} \text{ kN}$$

Donde:

N_{cr,y}: Axil crítico elástico de pandeo por flexión respecto al eje Y.

$$N_{cr,y} : \underline{202.07} \text{ kN}$$

$N_{cr, z}$: Axil crítico elástico de pandeo por flexión respecto al eje Z. $N_{cr, z}$: 202.07 kN

$N_{cr, T}$: Axil crítico elástico de pandeo por torsión. $N_{cr, T}$: ∞

I_y : Momento de inercia de la sección bruta, respecto al eje Y. I_y : 624.00 cm⁴
 I_z : Momento de inercia de la sección bruta, respecto al eje Z. I_z : 624.00 cm⁴
 I_t : Momento de inercia a torsión uniforme. I_t : 9.67 cm⁴
 I_w : Constante de alabeo de la sección. I_w : 169.37 cm⁶
 E : Módulo de elasticidad E : 21000 MPa
 G : Módulo de elasticidad transversal. G : 81000 MPa
 L_{ky} : Longitud efectiva de pandeo por flexión, respecto al eje Y. L_{ky} : 8.000 m
 L_{kz} : Longitud efectiva de pandeo por flexión, respecto al eje Z. L_{kz} : 8.000 m
 L_{kt} : Longitud efectiva de pandeo por torsión. L_{kt} : 0.000 m
 i_o : Radio de giro polar de la sección bruta, respecto al centro de torsión. i_o : 11.86 cm

Siendo:

i_y, i_z : Radios de giro de la sección bruta, respecto a los ejes principales de inercia Y y Z. i_y : 4.61 cm
 i_z : 4.61 cm
 y_o, z_o : Coordenadas del centro de torsión en la dirección de los ejes principales Y y Z, respectivamente, relativas al centro de gravedad de la sección. y_o : 70.00 mm
 z_o : -70.00 mm

Resistencia a flexión eje Y (CTE DB SE-A, Artículo 6.2.6)

Se debe satisfacer:

$$\eta - \frac{M_{Ed}}{M_{r,Rd}} \leq 1$$

η : **0.069** ✓

El esfuerzo solicitante de cálculo pésimo se produce en un punto situado a una distancia de 2.557 m del nudo N84, para la combinación de acciones 1.35·G+0.8·PesoCorreasyCubiertaMarquesina.

M_{Ed}^+ : Momento flector solicitante de cálculo pésimo. M_{Ed}^+ : 0.80 kN·m

M_{Ed}^- : Momento flector solicitante de cálculo pésimo. M_{Ed}^- : 0.00 kN·m

El momento flector resistente de cálculo $M_{c,Rd}$ viene dado por:

$M_{c,Rd}^+$: 11.61 kN·m

$M_{c,Rd}^-$: 11.61 kN·m

Donde:

Clase: Clase de la sección, según la capacidad de deformación y de desarrollo de la resistencia plástica de los elementos planos de una sección a flexión simple.

Clase
+ : 3

$W_{el,y}^+$: Módulo resistente elástico correspondiente a la fibra con mayor tensión, para las secciones de clase 3.

Clase
- : 4
 $W_{el,y}^+$: 44.32 cm³

$W_{ef,y}^-$: Módulo resistente elástico de la sección eficaz correspondiente a la fibra con mayor tensión, para las secciones de clase 4.

$W_{ef,y}^-$: 44.32 cm³

f_{yd} : Resistencia de cálculo del acero.

f_{yd} : 261.9 MPa

Siendo:

f_y : Límite elástico.

f_y : 275.0 MPa

γ_{MO} : Coeficiente parcial de seguridad del material.

γ_{MO} : 1.05

Resistencia a flexión eje Z (CTE DB SE-A, Artículo 6.2.6)

La comprobación no procede, ya que no hay momento flector.

Resistencia a corte Z (CTE DB SE-A, Artículo 6.2.4)

Se debe satisfacer:

$$\eta = \frac{V_{Ed}}{V_{c,Rd}} \leq 1$$

η : 0.003 ✓

El esfuerzo solicitante de cálculo pésimo se produce en un punto situado a una distancia de 0.183 m del nudo N84, para la combinación de acciones 1.35·G+0.8·PesoCorreasyCubiertaMarquesina.

V_{Ed} : Esfuerzo cortante solicitante de cálculo pésimo.

V_{Ed} : 0.73 kN

El esfuerzo cortante resistente de cálculo $V_{c,Rd}$ viene dado por:

$V_{c,Rd}$: 226.82 kN

Donde:

A_v : Área transversal a cortante.

A_v : 15.00 cm²

Siendo:

$h_{vert.}$: Longitud del ala vertical.

$h_{vert.}$: 150.00 mm

t : Espesor de la chapa.

t : 10.00 mm

f_{yd} : Resistencia de cálculo del acero.

f_{yd} : 261.9 MPa

Siendo:

f_y : Límite elástico.

f_y : 275.0 MPa

γ_{Mo} : Coeficiente parcial de seguridad del material.

γ_{Mo} : 1.05

Resistencia a corte Y (CTE DB SE-A, Artículo 6.2.4)

La comprobación no procede, ya que no hay esfuerzo cortante.

Resistencia a momento flector Y y fuerza cortante Z combinados (CTE DB SE-A, Artículo 6.2.8)

No es necesario reducir la resistencia de cálculo a flexión, ya que el esfuerzo cortante solicitante de cálculo pésimo V_{Ed} no es superior al 50% de la resistencia de cálculo a cortante $V_{c,Rd}$.

$$V_{Ed} < \frac{V_{c,Rd}}{2}$$

$$0.069 \leq 11.560$$

Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen en un punto situado a una distancia de 0.185 m del nudo N84, para la combinación de acciones 1.35·G+0.8·PesoCorreasyCubiertaMarquesina.

V_{Ed} : Esfuerzo cortante solicitante de cálculo pésimo.

V_{Ed} : 0.68 kN

$V_{c,Rd}$: Esfuerzo cortante resistente de cálculo.

$V_{c,Rd}$: 226.82 kN

Resistencia a momento flector Z y fuerza cortante Y combinados (CTE DB SE-A, Artículo 6.2.8)

No hay interacción entre momento flector y esfuerzo cortante para ninguna combinación. Por lo tanto, la comprobación no procede.

Resistencia a flexión y axil combinados (CTE DB SE-A, Artículo 6.2.8)

Se debe satisfacer:

$$\eta = \frac{N_{c,Ed}}{N_{u,Rd}} + \frac{M_{y,Ed} + N_{c,Ed} \cdot e_{Ny}}{M_{0,Rd,y}} + \frac{M_{z,Ed} + N_{c,Ed} \cdot e_{Nz}}{M_{0,Rd,z}} \leq 1$$

$$\eta : \underline{0.255} \quad \checkmark$$

$$\eta = \frac{N_{c,Ed}}{\chi_y \cdot A_{ef} \cdot f_{yd}} + k_y \cdot \frac{c_{m,y} \cdot M_{y,Ed} + e_{N,y} \cdot N_{c,Ed}}{\chi_{LT} \cdot W_{ef,y} \cdot f_{yd}} + \alpha_z \cdot k_z \cdot \frac{c_{m,z} \cdot M_{z,Ed} + e_{N,z} \cdot N_{c,Ed}}{W_{ef,z} \cdot f_{yd}}$$

$$\eta : \underline{0.872} \quad \checkmark$$

$$\eta = \frac{N_{c,Ed}}{\chi_z \cdot A_{ef} \cdot f_{yd}} + k_{y,LT} \cdot \frac{M_{y,Ed} + e_{N,y} \cdot N_{c,Ed}}{\chi_{LT} \cdot W_{ef,y} \cdot f_{yd}} + k_z \cdot \frac{c_{m,z} \cdot M_{z,Ed} + e_{N,z} \cdot N_{c,Ed}}{W_{ef,z} \cdot f_{yd}} \leq 1$$

$$\eta : \underline{0.848} \quad \checkmark$$

Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen en un punto situado a una distancia de 0.185 m del nudo N84, para la combinación de acciones $0.8 \cdot G + 0.8 \cdot \text{PesoCorreasyCubiertaMarquesina} + 0.9 \cdot V(0^\circ)H1 + 1.5 \cdot V(0^\circ)\text{MarquesinaSucción}$.

Donde:

$N_{c,Ed}$: Axil de compresión solicitante de cálculo pésimo.

$M_{y,Ed}$, $M_{z,Ed}$: Momentos flectores solicitantes de cálculo pésimos, según los ejes Y y Z, respectivamente.

Clase: Clase de la sección, según la capacidad de deformación y de desarrollo de la resistencia plástica de sus elementos planos, para axil y flexión simple.

$N_{u,Rd}$: Resistencia a compresión de la sección eficaz.

$M_{0,Rd,y}$, $M_{0,Rd,z}$: Resistencia a flexión de la sección eficaz en condiciones elásticas, respecto a los ejes Y y Z, respectivamente.

e_{Ny} , e_{Nz} : Desplazamiento del centro de gravedad de la sección eficaz respecto al de la sección bruta, en relación a los ejes Y y Z, respectivamente.

Resistencia a pandeo: (CTE DB SE-A, Artículo 6.3.2)

A_{ef} : Área de la sección eficaz para las secciones de clase 4.

$W_{ef,y}$, $W_{ef,z}$: Módulos resistentes de la sección eficaz correspondientes a la fibra comprimida, alrededor de los ejes Y y Z, respectivamente.

f_{yd} : Resistencia de cálculo del acero.

Siendo:

f_y : Límite elástico.

γ_{M1} : Coeficiente parcial de seguridad del material.

k_y , k_z , $k_{y,LT}$: Coeficientes de interacción.

:	
$N_{c,Ed}$	<u>104.78</u> kN
:	
$M_{y,Ed}^+$	<u>0.00</u> kN·m
:	
$M_{z,Ed}^+$	<u>0.00</u> kN·m
:	
Clase	<u>4</u>
:	
$N_{u,Rd}$	<u>688.89</u> kN
:	
$M_{0,Rd,y}$	<u>7.72</u> kN·m
:	
$M_{0,Rd,z}$	<u>7.72</u> kN·m
:	
e_{Ny}	<u>-0.38</u> cm
:	
e_{Nz}	<u>0.38</u> cm
:	
A_{ef}	<u>26.30</u> cm ²
:	
$W_{ef,y}$	<u>29.46</u> cm ³
:	
$W_{ef,z}$	<u>29.46</u> cm ³
:	
f_{yd}	<u>261.9</u> MPa
:	
f_y	<u>275.0</u> MPa
:	
γ_{M1}	<u>1.05</u>
:	
k_y	<u>1.43</u>
:	
k_z	<u>1.43</u>

	:	$k_{v,LT}$	<u>0.95</u>
$C_{m,y}, C_{m,z}, C_{m,LT}$: Factores de momento flector uniforme equivalente.	:	$C_{m,y}$	<u>1.00</u>
	:	$C_{m,z}$	<u>1.00</u>
	:	$C_{m,LT}$	<u>1.00</u>
χ_y, χ_z : Coeficientes de reducción por pandeo, alrededor de los ejes Y y Z, respectivamente.	:	χ_y	<u>0.21</u>
	:	χ_z	<u>0.21</u>
χ_{LT} : Coeficiente de reducción por pandeo lateral.	:	χ_{LT}	<u>1.00</u>
$\bar{\lambda}_y, \bar{\lambda}_z$: Esbelteces reducidas con valores no mayores que 1.00, en relación a los ejes Y y Z, respectivamente.	:	$\bar{\lambda}_y$	<u>2.00</u>
	:	$\bar{\lambda}_z$	<u>2.00</u>
α_y, α_z : Factores dependientes de la clase de la sección.	:	α_y	<u>0.80</u>
	:	α_z	<u>1.00</u>

Resistencia a flexión, axil y cortante combinados (CTE DB SE-A, Artículo 6.2.8)

No es necesario reducir las resistencias de cálculo a flexión y a axil, ya que se puede ignorar el efecto de abolladura por esfuerzo cortante y, además, el esfuerzo cortante solicitante de cálculo pésimo V_{Ed} es menor o igual que el 50% del esfuerzo cortante resistente de cálculo $V_{c,Rd}$.

Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen en un punto situado a una distancia de 2.854 m del nudo N84, para la combinación de acciones 1.35·G+0.8·PesoCorreasyCubiertaMarquesina.

$$V_{Ed,z} < \frac{V_{c,Rd,z}}{2}$$

$$0.009 \leq 11.560$$

Donde:

$V_{Ed,z}$: Esfuerzo cortante solicitante de cálculo pésimo.

$$V_{Ed,z} : \underline{0.08} \text{ kN}$$

$V_{c,Rd,z}$: Esfuerzo cortante resistente de cálculo.

$$V_{c,Rd,z} : \underline{226.82} \text{ kN}$$

Resistencia a torsión (CTE DB SE-A, Artículo 6.2.7)

La comprobación no procede, ya que no hay momento torsor.

Resistencia a cortante Z y momento torsor combinados (CTE DB SE-A, Artículo 6.2.8)

No hay interacción entre momento torsor y esfuerzo cortante para ninguna combinación. Por lo tanto, la comprobación no procede.

Resistencia a cortante Y y momento torsor combinados (CTE DB SE-A, Artículo 6.2.8)

No hay interacción entre momento torsor y esfuerzo cortante para ninguna combinación. Por lo tanto, la comprobación no procede.

Limitación de esbeltez (CTE DB SE-A, Artículo Artículos 6.3.1 y 6.3.2.1 - Tabla 6.3)

La esbeltez reducida $\bar{\lambda}$ de las barras comprimidas debe ser inferior al valor 2.0.

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{A_{cr} \cdot f_y}{N_{cr}}}$$

$\bar{\lambda} : 1.89$



Donde:

Clase: Clase de la sección, según la capacidad de deformación y de desarrollo de la resistencia plástica de los elementos planos comprimidos de una sección.

Clase : 4

A_{ef}: Área de la sección eficaz para las secciones de clase 4.

A_{ef} : 26.30 cm²

f_y: Límite elástico.

f_y : 275.0 MPa

N_{cr}: Axil crítico elástico de pandeo, obtenido como el menor de los siguientes valores:

N_{cr} : 202.07 kN

N_{cr, y}: Axil crítico elástico de pandeo por flexión respecto al eje Y.

N_{cr, y} : 202.07 kN

N_{cr, z}: Axil crítico elástico de pandeo por flexión respecto al eje Z.

N_{cr, z} : 202.07 kN

N_{cr, T}: Axil crítico elástico de pandeo por torsión.

N_{cr, T} : ∞

N_{cr, FT}: Axil crítico elástico de pandeo por flexotorsión.

N_{cr, FT} : 202.07 kN

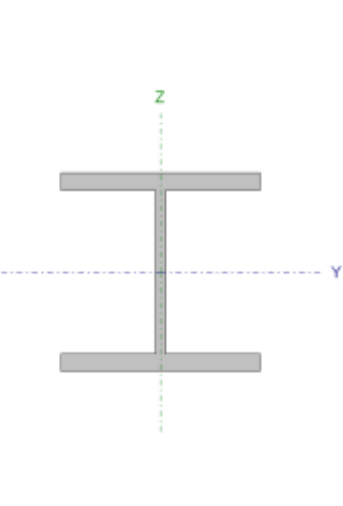
3.1.13.1.5 Estabilización horizontal

Para evitar el desplome longitudinal, se establecen una serie de elementos que hacen frente a los esfuerzos que promocionan dicho efecto.

Viga contraviento

Se establecen entre los pórticos hastiales y los pórticos adyacentes a estos. Para estos elementos se ha procurado el empleo de tirantes del mismo perfil y material, sin embargo, dados los requisitos técnicos y constructivos aparentes.

Viga de atado (viga contraviento)

Perfil: HE 120 B , Perfil simple Material: Acero (S275)							
Nudos	Longitud (m)		Características mecánicas				
	Inicial	Final	Área (cm ²)	I _v ⁽¹⁾ (cm ⁴)	I _z ⁽¹⁾ (cm ⁴)	I _t ⁽²⁾ (cm ⁴)	
N58	N39	5.000	34.00	864.40	317.50	13.84	
Notas: ⁽¹⁾ Inercia respecto al eje indicado ⁽²⁾ Momento de inercia a torsión uniforme							
	Pandeo		Pandeo lateral				
	Plano XY	Plano XZ	Ala sup.	Ala inf.			
	β	1.00	1.00	0.00	0.00		
	L _K	5.000	5.000	0.000	0.000		
C _m	1.000	1.000	1.000	1.000			
Notación: β : Coeficiente de pandeo L _K : Longitud de pandeo (m) C _m : Coeficiente de momentos							

Barra	COMPROBACIONES (CTE DB SE-A)														Estado
	N _t	N _c	M _y	M _z	V _z	V _y	M _y V _z	M _z V _y	NM _y M _z	NM _y M _z V _y V _z	M _t	M _t V _z	M _t V _y	$\bar{\lambda}$	
N58/N39	$\eta = 0.2$	$\eta = 12.8$	x: 2.5 m $\eta = 2.6$	M _{Ed} = 0.00 N.P. ⁽¹⁾	x: 0 m $\eta = 0.7$	V _{Ed} = 0.00 N.P. ⁽²⁾	x: 0.313 m $\eta < 0.1$	N.P. ⁽³⁾	x: 2.5 m $\eta = 15.3$	x: 2.81 m $\eta < 0.1$	M _{Ed} = 0.00 N.P. ⁽⁴⁾	N.P. ⁽⁵⁾	N.P. ⁽⁵⁾	$\bar{\lambda} < 2.0$	CUMPLE $\eta = 15.3$
Notación: N _t : Resistencia a tracción N _c : Resistencia a compresión M _y : Resistencia a flexión eje Y M _z : Resistencia a flexión eje Z V _z : Resistencia a corte Z V _y : Resistencia a corte Y M _y V _z : Resistencia a momento flector Y y fuerza cortante Z combinados M _z V _y : Resistencia a momento flector Z y fuerza cortante Y combinados NM _y M _z : Resistencia a flexión y axil combinados NM _y M _z V _y V _z : Resistencia a flexión, axil y cortante combinados M _t : Resistencia a torsión M _t V _z : Resistencia a cortante Z y momento torsor combinados M _t V _y : Resistencia a cortante Y y momento torsor combinados $\bar{\lambda}$: Limitación de esbeltez x: Distancia al origen de la barra η : Coeficiente de aprovechamiento (%) N.P.: No procede															

Barra	COMPROBACIONES (CTE DB SE-A)													Estado
	N _t	N _c	M _y	M _z	V _z	V _y	M _y V _z	M _z V _y	NM _y M _z	NM _y M _z V _y V _z	M _t	M _t V _z	M _t V _y	
Comprobaciones que no proceden (N.P.):														
⁽¹⁾ La comprobación no procede, ya que no hay momento flector.														
⁽²⁾ La comprobación no procede, ya que no hay esfuerzo cortante.														
⁽³⁾ No hay interacción entre momento flector y esfuerzo cortante para ninguna combinación. Por lo tanto, la comprobación no procede.														
⁽⁴⁾ La comprobación no procede, ya que no hay momento torsor.														
⁽⁵⁾ No hay interacción entre momento torsor y esfuerzo cortante para ninguna combinación. Por lo tanto, la comprobación no procede.														

Resistencia a tracción (CTE DB SE-A, Artículo 6.2.3)

Se debe satisfacer:

$$\eta = \frac{N_{t,Ed}}{N_{t,Rd}} \leq 1$$

$$\eta : 0.002 \quad \checkmark$$

El esfuerzo solicitante de cálculo pésimo se produce para la combinación de acciones 1.35·G+1.35·PesoCorreasyCubiertaMarquesina+1.05·SobrecargadeUsoMarquesina+1.5·V(180°)H3+0.9·V(180°)MarquesinaPresión+0.75·Nieve:estadoinicial+0.75·NieveMarquesina.

N_{t,Ed}: Axil de tracción solicitante de cálculo pésimo.

$$N_{t,Ed} : 2.10 \text{ kN}$$

La resistencia de cálculo a tracción **N_{t,Rd}** viene dada por:

$$N_{t,Rd} : \frac{890.4}{8} \text{ kN}$$

Donde:

A: Área bruta de la sección transversal de la barra.

$$A : 34.00 \text{ cm}^2$$

f_{vd}: Resistencia de cálculo del acero.

$$f_{vd} : 261.9 \text{ MPa}$$

Siendo:

f_y: Límite elástico.

$$f_y : 275.0 \text{ MPa}$$

γ_{Mo}: Coeficiente parcial de seguridad del material.

$$\gamma_{Mo} : 1.05$$

Resistencia a compresión (CTE DB SE-A, Artículo 6.2.5)

Se debe satisfacer:

$$\eta = \frac{N_{c,Ed}}{N_{c,Rd}} \leq 1$$

$$\eta : 0.028 \quad \checkmark$$

$$\eta = \frac{N_{c,Ed}}{N_{b,Rd}} \leq 1$$

$$\eta : 0.128 \quad \checkmark$$

El esfuerzo solicitante de cálculo pésimo se produce para la combinación de acciones

0.8·G+1.35·PesoCorreasyCubiertaMarquesina+1.05·SobrecargadeUsoMarquesina+1.5·V(270°)H2+0.75·Nieve:redistribución1+0.75·NieveMarquesina.

N_{c,Ed}: Axil de compresión solicitante de cálculo pésimo.

$$N_{c,Ed} : 24.81 \text{ kN}$$

La resistencia de cálculo a compresión $N_{c,Rd}$ viene dada por:

$$N_{c,Rd} : \underline{890.48} \text{ kN}$$

Donde:

Clase: Clase de la sección, según la capacidad de deformación y de desarrollo de la resistencia plástica de los elementos planos comprimidos de una sección.

$$\text{Clase} : \underline{1}$$

A: Área de la sección bruta para las secciones de clase 1, 2 y 3.

$$A : \underline{34.00} \text{ cm}^2$$

f_{yd} : Resistencia de cálculo del acero.

$$f_{yd} : \underline{261.9} \text{ MPa}$$

Siendo:

f_y : Límite elástico.

$$f_y : \underline{275.0} \text{ MPa}$$

γ_{M0} : Coeficiente parcial de seguridad del material.

$$\gamma_{M0} : \underline{1.05}$$

Resistencia a pandeo: (CTE DB SE-A, Artículo 6.3.2)

La resistencia de cálculo a pandeo $N_{b,Rd}$ en una barra comprimida viene dada por:

$$N_{b,Rd} : \underline{193.31} \text{ kN}$$

Donde:

A: Área de la sección bruta para las secciones de clase 1, 2 y 3.

$$A : \underline{34.00} \text{ cm}^2$$

f_{yd} : Resistencia de cálculo del acero.

$$f_{yd} : \underline{261.9} \text{ MPa}$$

Siendo:

f_y : Límite elástico.

$$f_y : \underline{275.0} \text{ MPa}$$

γ_{M1} : Coeficiente parcial de seguridad del material.

$$\gamma_{M1} : \underline{1.05}$$

χ : Coeficiente de reducción por pandeo.

$$\chi_y : \underline{0.51}$$

$$\chi_z : \underline{0.22}$$

Siendo:

$$\phi_y : \underline{1.31}$$

$$\phi_z : \underline{2.69}$$

α : Coeficiente de imperfección elástica.

$$\alpha_y : \underline{0.34}$$

$$\alpha_z : \underline{0.49}$$

$\bar{\lambda}$: Esbeltez reducida.

$$\bar{\lambda}_y : \underline{1.14}$$

$$\bar{\lambda}_z : \underline{1.88}$$

N_{cr} : Axil crítico de pandeo elástico.

$$N_{cr} : \underline{263.22} \text{ kN}$$

El axil crítico de pandeo elástico N_{cr} es el menor de los valores obtenidos en a), b) y c):

a) Axil crítico elástico de pandeo por flexión respecto al eje Y.

$$N_{cr, y} : \underline{716.63} \text{ kN}$$

b) Axil crítico elástico de pandeo por flexión respecto al eje Z.

$$N_{cr, z} : \underline{263.22} \text{ kN}$$

c) Axil crítico elástico de pandeo por torsión.

$$N_{cr, T} : \underline{\quad \infty \quad}$$

Donde:

I_y : Momento de inercia de la sección bruta, respecto al eje Y.

$$I_y : \underline{864.40} \text{ cm}^4$$

I_z : Momento de inercia de la sección bruta, respecto al eje Z.

$$I_z : \underline{317.50} \text{ cm}^4$$

I_t : Momento de inercia a torsión uniforme.

$$I_t : \underline{13.84} \text{ cm}^4$$

I_w : Constante de alabeo de la sección.

$$I_w : \underline{9410.00} \text{ cm}^6$$

E : Módulo de elasticidad

$$E : \underline{210000} \text{ MPa}$$

G : Módulo de elasticidad transversal.

$$G : \underline{81000} \text{ MPa}$$

L_{ky} : Longitud efectiva de pandeo por flexión, respecto al eje Y.

$$L_{ky} : \underline{5.000} \text{ m}$$

L_{kz} : Longitud efectiva de pandeo por flexión, respecto al eje Z.

$$L_{kz} : \underline{5.000} \text{ m}$$

L_{kt} : Longitud efectiva de pandeo por torsión.

$$L_{kt} : \underline{0.000} \text{ m}$$

i_0 : Radio de giro polar de la sección bruta, respecto al centro de torsión.

$$i_0 : \underline{5.90} \text{ cm}$$

Siendo:

i_y, i_z : Radios de giro de la sección bruta, respecto a los ejes principales de inercia Y y Z.

$$i_y : \underline{5.04} \text{ cm}$$

$$i_z : \underline{3.06} \text{ cm}$$

y_0, z_0 : Coordenadas del centro de torsión en la dirección de los ejes principales Y y Z, respectivamente, relativas al centro de gravedad de la sección.

$$y_0 : \underline{0.00} \text{ mm}$$

$$z_0 : \underline{0.00} \text{ mm}$$

Resistencia a flexión eje Y (CTE DB SE-A, Artículo 6.2.6)

Se debe satisfacer:

$$\eta - \frac{M_{Ed}}{M_{c,Rd}} \leq 1$$

$$\eta : \underline{0.026}$$



El esfuerzo solicitante de cálculo pésimo se produce en un punto situado a una distancia de 2.500 m del nudo N58, para la combinación de acciones 1.35·G+0.8·PesoCorreasyCubiertaMarquesina.

M_{Ed}^+ : Momento flector solicitante de cálculo pésimo.

$$M_{Ed}^+ : \underline{1.10} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

M_{Ed}^- : Momento flector solicitante de cálculo pésimo.

$$M_{Ed}^- : \underline{0.00} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

El momento flector resistente de cálculo $M_{c,Rd}$ viene dado por:

$$M_{c,Rd} : \underline{43.27} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

Donde:

Clase: Clase de la sección, según la capacidad de deformación y de desarrollo de la resistencia plástica de los elementos planos de una sección a flexión simple.

$$\text{Clase} : \underline{1}$$

$W_{pl,y}$: Módulo resistente plástico correspondiente a la fibra con mayor tensión, para las secciones de clase 1 y 2.

$$W_{pl,y} : \underline{165.20} \text{ cm}^3$$

f_{yd} : Resistencia de cálculo del acero.

f_{yd} : 261.9 MPa

Siendo:

f_y : Límite elástico.

f_y : 275.0 MPa

γ_{M0} : Coeficiente parcial de seguridad del material.

γ_{M0} : 1.05

Resistencia a pandeo lateral: (CTE DB SE-A, Artículo 6.3.3.2)

No procede, dado que las longitudes de pandeo lateral son nulas.

Resistencia a flexión eje Z (CTE DB SE-A, Artículo 6.2.6)

La comprobación no procede, ya que no hay momento flector.

Resistencia a corte Z (CTE DB SE-A, Artículo 6.2.4)

Se debe satisfacer:

$$\eta = \frac{V_{Ed}}{V_{c,Rd}} \leq 1$$

η : 0.007 ✓

El esfuerzo solicitante de cálculo pésimo se produce en el nudo N58, para la combinación de acciones 1.35·G+0.8·PesoCorreasyCubiertaMarquesina.

V_{Ed} : Esfuerzo cortante solicitante de cálculo pésimo.

V_{Ed} : 0.88 kN

El esfuerzo cortante resistente de cálculo $V_{c,Rd}$ viene dado por:

$V_{c,Rd}$: 117.94 kN

Donde:

A_v : Área transversal a cortante.

A_v : 7.80 cm²

Siendo:

h : Canto de la sección.

h : 120.00 mm

t_w : Espesor del alma.

t_w : 6.50 mm

f_{yd} : Resistencia de cálculo del acero.

f_{yd} : 261.9 MPa

Siendo:

f_y : Límite elástico.

f_y : 275.0 MPa

γ_{M0} : Coeficiente parcial de seguridad del material.

γ_{M0} : 1.05

Abolladura por cortante del alma: (CTE DB SE-A, Artículo 6.3.3.4)

Aunque no se han dispuesto rigidizadores transversales, no es necesario comprobar la resistencia a la abolladura del alma, puesto que se cumple:

$$\frac{d}{t_w} < 70 \cdot \epsilon$$

15.08 < 64.71

Donde:

λ_w : Esbeltez del alma.	λ_w : <u>15.08</u>
$\lambda_{m\acute{a}x}$: Esbeltez máxima.	$\lambda_{m\acute{a}x}$: <u>64.71</u>
ε : Factor de reducción.	ε : <u>0.92</u>

Siendo:

f_{ref} : Límite elástico de referencia.	f_{ref} : <u>235.0</u> MPa
f_y : Límite elástico.	f_y : <u>275.0</u> MPa

Resistencia a corte Y (CTE DB SE-A, Artículo 6.2.4)

La comprobación no procede, ya que no hay esfuerzo cortante.

Resistencia a momento flector Y y fuerza cortante Z combinados (CTE DB SE-A, Artículo 6.2.8)

No es necesario reducir la resistencia de cálculo a flexión, ya que el esfuerzo cortante solicitante de cálculo pésimo V_{Ed} no es superior al 50% de la resistencia de cálculo a cortante $V_{c,Rd}$.

$$V_{Ed} < \frac{V_{c,Rd}}{2}$$

$$0.079 \leq 6.011$$

Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen en un punto situado a una distancia de 0.313 m del nudo N58, para la combinación de acciones 1.35·G+0.8·PesoCorreasyCubiertaMarquesina.

V_{Ed} : Esfuerzo cortante solicitante de cálculo pésimo.	V_{Ed} : <u>0.77</u> kN
$V_{c,Rd}$: Esfuerzo cortante resistente de cálculo.	$V_{c,Rd}$: <u>117.94</u> kN

Resistencia a momento flector Z y fuerza cortante Y combinados (CTE DB SE-A, Artículo 6.2.8)

No hay interacción entre momento flector y esfuerzo cortante para ninguna combinación. Por lo tanto, la comprobación no procede.

Resistencia a flexión y axil combinados (CTE DB SE-A, Artículo 6.2.8)

Se debe satisfacer:

$$\eta = \frac{N_{c,Ed}}{N_{pl,Rd}} + \frac{M_{y,Ed}}{M_{pl,Rd,y}} + \frac{M_{z,Ed}}{M_{pl,Rd,z}} \leq 1$$

$$\eta : \underline{0.053} \quad \checkmark$$

$$\eta = \frac{N_{c,Ed}}{\chi_Y \cdot A \cdot f_{yd}} + k_Y \cdot \frac{C_{m,y} \cdot M_{y,Ed}}{\chi_{LT} \cdot W_{pl,y} \cdot f_{yd}} + \alpha_z \cdot k_z \cdot \frac{C_{m,z} \cdot M_{z,Ed}}{W_{pl,z} \cdot f_{yd}} \leq 1$$

$$\eta : \underline{0.081} \quad \checkmark$$

$$\eta = \frac{N_{c,Ed}}{\chi_Z \cdot A \cdot f_{yd}} + k_{Y,LT} \cdot \frac{M_{y,Ed}}{\chi_{LT} \cdot W_{pl,y} \cdot f_{yd}} + k_z \cdot \frac{C_{m,z} \cdot M_{z,Ed}}{W_{pl,z} \cdot f_{yd}} \leq 1$$

$$\eta : \underline{0.153} \quad \checkmark$$

Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen en un punto situado a una distancia de 2.500 m del nudo N58, para la combinación de acciones $1.35 \cdot G + 1.35 \cdot \text{PesoCorreasyCubiertaMarquesina} + 1.05 \cdot \text{SobrecargadeUsoMarquesina} + 1.5 \cdot V(270^\circ)H2 + 0.75 \cdot \text{Nieve:redistribución1} + 0.75 \cdot \text{NieveMarquesina}$.

Donde:

$N_{c,Ed}$: Axil de compresión solicitante de cálculo pésimo.

$$N_{c,Ed} : \underline{24.78} \text{ kN}$$

$M_{y,Ed}$, $M_{z,Ed}$: Momentos flectores solicitantes de cálculo pésimos, según los ejes Y y Z, respectivamente.

$$M_{y,Ed}^+ : \underline{1.10} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$M_{z,Ed}^+ : \underline{0.00} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

Clase: Clase de la sección, según la capacidad de deformación y de desarrollo de la resistencia plástica de sus elementos planos, para axil y flexión simple.

$$\text{Clase} : \underline{1}$$

$N_{pl,Rd}$: Resistencia a compresión de la sección bruta.

$$N_{pl,Rd} : \underline{890.48} \text{ kN}$$

$M_{pl,Rd,y}$, $M_{pl,Rd,z}$: Resistencia a flexión de la sección bruta en condiciones plásticas, respecto a los ejes Y y Z, respectivamente.

$$M_{pl,Rd,y} : \underline{43.27} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$M_{pl,Rd,z} : \underline{21.21} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

Resistencia a pandeo: (CTE DB SE-A, Artículo 6.3.2)

A : Área de la sección bruta.

$$A : \underline{34.00} \text{ cm}^2$$

$W_{pl,y}$, $W_{pl,z}$: Módulos resistentes plásticos correspondientes a la fibra comprimida, alrededor de los ejes Y y Z, respectivamente.

$$W_{pl,y} : \underline{165.20} \text{ cm}^3$$

$$W_{pl,z} : \underline{80.97} \text{ cm}^3$$

f_{yd} : Resistencia de cálculo del acero.

$$f_{yd} : \underline{261.9} \text{ MPa}$$

Siendo:

f_y : Límite elástico.

$$f_y : \underline{275.0} \text{ MPa}$$

γ_{M1} : Coeficiente parcial de seguridad del material.

$$\gamma_{M1} : \underline{1.05}$$

k_y , k_z , $k_{y,LT}$: Coeficientes de interacción.

$$k_y : \underline{1.04}$$

$$k_z : \underline{1.18}$$

$$k_{y,LT} : \underline{0.98}$$

$C_{m,y}$, $C_{m,z}$, $C_{m,LT}$: Factores de momento flector uniforme equivalente.

$$C_{m,y} : \underline{1.00}$$

$$C_{m,z} : \underline{1.00}$$

$$C_{m,LT} : \underline{1.00}$$

χ_y , χ_z : Coeficientes de reducción por pandeo, alrededor de los ejes Y y Z, respectivamente.

$$\chi_y : \underline{0.51}$$

$$\chi_z : \underline{0.22}$$

χ_{LT} : Coeficiente de reducción por pandeo lateral.

$$\chi_{LT} : \underline{1.00}$$

$\bar{\lambda}_y, \bar{\lambda}_z$: Esbelteces reducidas con valores no mayores que 1.00, en relación a los ejes Y y Z, respectivamente.

α_y, α_z : Factores dependientes de la clase de la sección.

$$\begin{array}{l} \bar{\lambda}_y : \underline{1.14} \\ \bar{\lambda}_z : \underline{1.88} \\ \alpha_y : \underline{0.60} \\ \alpha_z : \underline{0.60} \end{array}$$

Resistencia a flexión, axil y cortante combinados (CTE DB SE-A, Artículo 6.2.8)

No es necesario reducir las resistencias de cálculo a flexión y a axil, ya que se puede ignorar el efecto de abolladura por esfuerzo cortante y, además, el esfuerzo cortante solicitante de cálculo pésimo V_{Ed} es menor o igual que el 50% del esfuerzo cortante resistente de cálculo $V_{c,Rd}$.

Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen en un punto situado a una distancia de 2.813 m del nudo N58, para la combinación de acciones $1.35 \cdot G + 0.8 \cdot \text{PesoCorreasyCubiertaMarquesina}$.

$$V_{Ed,z} < \frac{V_{c,Rd,z}}{2}$$

$$0.011 \leq 6.011$$

Donde:

$V_{Ed,z}$: Esfuerzo cortante solicitante de cálculo pésimo.

$$V_{Ed,z} : \underline{0.11} \text{ kN}$$

$V_{c,Rd,z}$: Esfuerzo cortante resistente de cálculo.

$$V_{c,Rd,z} : \underline{117.94} \text{ kN}$$

Resistencia a torsión (CTE DB SE-A, Artículo 6.2.7)

La comprobación no procede, ya que no hay momento torsor.

Resistencia a cortante Z y momento torsor combinados (CTE DB SE-A, Artículo 6.2.8)

No hay interacción entre momento torsor y esfuerzo cortante para ninguna combinación. Por lo tanto, la comprobación no procede.

Resistencia a cortante Y y momento torsor combinados (CTE DB SE-A, Artículo 6.2.8)

No hay interacción entre momento torsor y esfuerzo cortante para ninguna combinación. Por lo tanto, la comprobación no procede.

Limitación de esbeltez (CTE DB SE-A, Artículos 6.3.1 y 6.3.2.1 - Tabla 6.3)

La esbeltez reducida $\bar{\lambda}$ de las barras comprimidas debe ser inferior al valor 2.0.

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{A \cdot f_y}{N_{cr}}}$$

$$\bar{\lambda} : \underline{1.88}$$



Donde:

Clase: Clase de la sección, según la capacidad de deformación y de desarrollo de la resistencia plástica de los elementos planos comprimidos de una sección. **Clase** : 1

A: Área de la sección bruta para las secciones de clase 1, 2 y 3.

$$\mathbf{A} : \underline{34.00} \text{ cm}^2$$

f_y: Límite elástico.

$$\mathbf{f}_y : \underline{275.0} \text{ MPa}$$

N_{cr}: Axil crítico elástico de pandeo, obtenido como el menor de los siguientes valores:

$$\mathbf{N}_{cr} : \underline{263.22} \text{ kN}$$

N_{cr, y}: Axil crítico elástico de pandeo por flexión respecto al eje Y.

$$\mathbf{N}_{cr, y} : \underline{716.63} \text{ kN}$$

N_{cr, z}: Axil crítico elástico de pandeo por flexión respecto al eje Z.

$$\mathbf{N}_{cr, z} : \underline{263.22} \text{ kN}$$

N_{cr, T}: Axil crítico elástico de pandeo por torsión.

$$\mathbf{N}_{cr, T} : \underline{\infty}$$

Arriostramiento en Cruz de San Andrés (viga contraviento)

Perfil: Ø18, Perfil simple Material: Acero (S275)						
Nudos		Longitud (m)	Características mecánicas			
Inicial	Final		Área (cm ²)	I _v ⁽¹⁾ (cm ⁴)	I _z ⁽¹⁾ (cm ⁴)	I _t ⁽²⁾ (cm ⁴)
N29	N39	7.196	2.54	0.52	0.52	1.03
Notas: (1) Inercia respecto al eje indicado (2) Momento de inercia a torsión uniforme						
		Pandeo		Pandeo lateral		
		Plano XY	Plano XZ	Ala sup.	Ala inf.	
β		0.00	0.00	0.00	0.00	
L _K		0.000	0.000	0.000	0.000	
C _m		1.000	1.000	1.000	1.000	
Notación: β: Coeficiente de pandeo L _K : Longitud de pandeo (m) C _m : Coeficiente de momentos						

Barra	COMPROBACIONES (CTE DB SE-A)														Estado
	N _t	N _c	M _y	M _z	V _z	V _y	M _y V _z	M _z V _y	NM _y M _z	NM _y M _z V _y V _z	M _t	M _t V _z	M _t V _y	$\bar{\lambda}$	
N29/N39	η = 55.9	N _{Ed} = 0.00 N.P. ⁽¹⁾	M _{Ed} = 0.00 N.P. ⁽²⁾	M _{Ed} = 0.00 N.P. ⁽²⁾	V _{Ed} = 0.00 N.P. ⁽³⁾	V _{Ed} = 0.00 N.P. ⁽³⁾	N.P. ⁽⁴⁾	N.P. ⁽⁴⁾	N.P. ⁽⁵⁾	N.P. ⁽⁶⁾	M _{Ed} = 0.00 N.P. ⁽⁷⁾	N.P. ⁽⁸⁾	N.P. ⁽⁸⁾	$\bar{\lambda} \leq 4.0$	CUMPLE η = 55.9
Notación: N _t : Resistencia a tracción N _c : Resistencia a compresión M _y : Resistencia a flexión eje Y M _z : Resistencia a flexión eje Z V _z : Resistencia a corte Z V _y : Resistencia a corte Y M _y V _z : Resistencia a momento flector Y y fuerza cortante Z combinados M _z V _y : Resistencia a momento flector Z y fuerza cortante Y combinados NM _y M _z : Resistencia a flexión y axil combinados NM _y M _z V _y V _z : Resistencia a flexión, axil y cortante combinados M _t : Resistencia a torsión M _t V _z : Resistencia a cortante Z y momento torsor combinados M _t V _y : Resistencia a cortante Y y momento torsor combinados λ: Limitación de esbeltez x: Distancia al origen de la barra η: Coeficiente de aprovechamiento (%) N.P.: No procede															
Comprobaciones que no proceden (N.P.): (1) La comprobación no procede, ya que no hay axil de compresión. (2) La comprobación no procede, ya que no hay momento flector. (3) La comprobación no procede, ya que no hay esfuerzo cortante. (4) No hay interacción entre momento flector y esfuerzo cortante para ninguna combinación. Por lo tanto, la comprobación no procede. (5) No hay interacción entre axil y momento flector ni entre momentos flectores en ambas direcciones para ninguna combinación. Por lo tanto, la comprobación no procede. (6) No hay interacción entre momento flector, axil y cortante para ninguna combinación. Por lo tanto, la comprobación no procede. (7) La comprobación no procede, ya que no hay momento torsor. (8) No hay interacción entre momento torsor y esfuerzo cortante para ninguna combinación. Por lo tanto, la comprobación no procede.															

Resistencia a tracción (CTE DB SE-A, Artículo 6.2.3)

Se debe satisfacer:

$$\eta = \frac{N_{t,Ed}}{N_{t,Rd}} \leq 1$$

$$\eta : 0.559 \quad \checkmark$$

El esfuerzo solicitante de cálculo pésimo se produce para la combinación de acciones $1.35 \cdot G + 0.8 \cdot \text{PesoCorreasyCubiertaMarquesina} + 1.5 \cdot V(180^\circ)H1 + 0.9 \cdot V(180^\circ)MarquesinaS$ ucción + $0.75 \cdot \text{Nieve: redistribución2}$.

$N_{t,Ed}$: Axil de tracción solicitante de cálculo pésimo.

$$N_{t,Ed} : 37.24 \text{ kN}$$

La resistencia de cálculo a tracción $N_{t,Rd}$ viene dada por:

$$N_{t,Rd} : 66.65 \text{ kN}$$

Donde:

A : Área bruta de la sección transversal de la barra.

$$A : 2.54 \text{ cm}^2$$

f_{yd} : Resistencia de cálculo del acero.

$$f_{yd} : 261.9 \text{ MPa}$$

Siendo:

f_y : Límite elástico.

$$f_y : 275.0 \text{ MPa}$$

γ_{MO} : Coeficiente parcial de seguridad del material.

$$\gamma_{MO} : 1.05$$

Resistencia a compresión (CTE DB SE-A, Artículo 6.2.5)

La comprobación no procede, ya que no hay axil de compresión.

Resistencia a flexión eje Y (CTE DB SE-A, Artículo 6.2.6)

La comprobación no procede, ya que no hay momento flector.

Resistencia a flexión eje Z (CTE DB SE-A, Artículo 6.2.6)

La comprobación no procede, ya que no hay momento flector.

Resistencia a corte Z (CTE DB SE-A, Artículo 6.2.4)

La comprobación no procede, ya que no hay esfuerzo cortante.

Resistencia a corte Y (CTE DB SE-A, Artículo 6.2.4)

La comprobación no procede, ya que no hay esfuerzo cortante.

Resistencia a momento flector Y y fuerza cortante Z combinados (CTE DB SE-A, Artículo 6.2.8)

No hay interacción entre momento flector y esfuerzo cortante para ninguna combinación. Por lo tanto, la comprobación no procede.

Resistencia a momento flector Z y fuerza cortante Y combinados (CTE DB SE-A, Artículo 6.2.8)

No hay interacción entre momento flector y esfuerzo cortante para ninguna combinación. Por lo tanto, la comprobación no procede.

Resistencia a flexión y axil combinados (CTE DB SE-A, Artículo 6.2.8)

No hay interacción entre axil y momento flector ni entre momentos flectores en ambas direcciones para ninguna combinación. Por lo tanto, la comprobación no procede.

Resistencia a flexión, axil y cortante combinados (CTE DB SE-A, Artículo 6.2.8)

No hay interacción entre momento flector, axil y cortante para ninguna combinación. Por lo tanto, la comprobación no procede.

Resistencia a torsión (CTE DB SE-A, Artículo 6.2.7)

La comprobación no procede, ya que no hay momento torsor.

Resistencia a cortante Z y momento torsor combinados (CTE DB SE-A, Artículo 6.2.8)

No hay interacción entre momento torsor y esfuerzo cortante para ninguna combinación. Por lo tanto, la comprobación no procede.

Resistencia a cortante Y y momento torsor combinados (CTE DB SE-A, Artículo 6.2.8)

No hay interacción entre momento torsor y esfuerzo cortante para ninguna combinación. Por lo tanto, la comprobación no procede.

Limitación de esbeltez (CTE DB SE-A, Artículos 6.3.1 y 6.3.2.1 - Tabla 6.3)

La esbeltez reducida $\bar{\lambda}$ de las barras de arriostramiento traccionadas no debe superar el valor 4.0.

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{A \cdot f_y}{N_{cr}}}$$

$$\bar{\lambda} < 0.01$$



Donde:

A: Área bruta de la sección transversal de la barra.

f_y: Límite elástico.

N_{cr}: Axil crítico de pandeo elástico.

A : 2.54 cm²

f_y : 275.0 MPa

N_{cr} : ∞

Vigas de arriostramiento

Estos elementos atan las cabezas de los pliares de los pórticos, enmarcan las cruces de San Andrés... De este modo, contribuyen con el sistema de arriostramiento longitudinal de la nave.

Perfil: Ø18, Perfil simple Material: Acero (S275)						
Nudos	Longitud (m)	Características mecánicas				
		Área (cm ²)	I _y ⁽¹⁾ (cm ⁴)	I _z ⁽¹⁾ (cm ⁴)	I _t ⁽²⁾ (cm ⁴)	
Inicial	Final					
N33	N29	7.810	2.54	0.52	0.52	1.03
Notas: (1) Inercia respecto al eje indicado (2) Momento de inercia a torsión uniforme						
Pandeo		Pandeo lateral				
	Plano XY	Plano XZ	Ala sup.	Ala inf.		
β	0.00	0.00	0.00	0.00		
L _K	0.000	0.000	0.000	0.000		
C _m	1.000	1.000	1.000	1.000		
Notación: β: Coeficiente de pandeo L _K : Longitud de pandeo (m) C _m : Coeficiente de momentos						

Barra	COMPROBACIONES (CTE DB SE-A)														Estado
	N _t	N _c	M _y	M _z	V _z	V _y	M _y V _z	M _z V _y	NM _y M _z	NM _y M _z V _y V _z	M _t	M _t V _z	M _t V _y	$\bar{\lambda}$	
N33/N29	η = 25.0	N _{Ed} = 0.00 N.P. ⁽¹⁾	M _{Ed} = 0.00 N.P. ⁽²⁾	M _{Ed} = 0.00 N.P. ⁽²⁾	V _{Ed} = 0.00 N.P. ⁽³⁾	V _{Ed} = 0.00 N.P. ⁽³⁾	N.P. ⁽⁴⁾	N.P. ⁽⁴⁾	N.P. ⁽⁵⁾	N.P. ⁽⁶⁾	M _{Ed} = 0.00 N.P. ⁽⁷⁾	N.P. ⁽⁸⁾	N.P. ⁽⁸⁾	$\bar{\lambda} \leq 4.0$	CUMPLE η = 25.0
Notación: N _t : Resistencia a tracción N _c : Resistencia a compresión M _y : Resistencia a flexión eje Y M _z : Resistencia a flexión eje Z V _z : Resistencia a corte Z V _y : Resistencia a corte Y M _y V _z : Resistencia a momento flector Y y fuerza cortante Z combinados M _z V _y : Resistencia a momento flector Z y fuerza cortante Y combinados NM _y M _z : Resistencia a flexión y axil combinados NM _y M _z V _y V _z : Resistencia a flexión, axil y cortante combinados M _t : Resistencia a torsión M _t V _z : Resistencia a cortante Z y momento torsor combinados M _t V _y : Resistencia a cortante Y y momento torsor combinados λ: Limitación de esbeltez x: Distancia al origen de la barra η: Coeficiente de aprovechamiento (%) N.P.: No procede															
Comprobaciones que no proceden (N.P.): (1) La comprobación no procede, ya que no hay axil de compresión. (2) La comprobación no procede, ya que no hay momento flector. (3) La comprobación no procede, ya que no hay esfuerzo cortante. (4) No hay interacción entre momento flector y esfuerzo cortante para ninguna combinación. Por lo tanto, la comprobación no procede. (5) No hay interacción entre axil y momento flector ni entre momentos flectores en ambas direcciones para ninguna combinación. Por lo tanto, la comprobación no procede. (6) No hay interacción entre momento flector, axil y cortante para ninguna combinación. Por lo tanto, la comprobación no procede. (7) La comprobación no procede, ya que no hay momento torsor. (8) No hay interacción entre momento torsor y esfuerzo cortante para ninguna combinación. Por lo tanto, la comprobación no procede.															

Resistencia a tracción (CTE DB SE-A, Artículo 6.2.3)

Se debe satisfacer:

$$\eta = \frac{N_{t,Ed}}{N_{t,Rd}} \leq 1$$

$$\eta : \underline{0.250} \quad \checkmark$$

El esfuerzo solicitante de cálculo pésimo se produce para la combinación de acciones $0.8 \cdot G + 1.35 \cdot \text{PesoCorreasyCubiertaMarquesina} + 1.05 \cdot \text{SobrecargadeUsoMarquesina} + 1.5 \cdot V(270^\circ)H2 + 0.75 \cdot \text{Nieve:redistribución} + 0.75 \cdot \text{NieveMarquesina}$.

$N_{t,Ed}$: Axil de tracción solicitante de cálculo pésimo.

$$N_{t,Ed} : \underline{16.64} \text{ kN}$$

La resistencia de cálculo a tracción $N_{t,Rd}$ viene dada por:

$$N_{t,Rd} : \underline{66.65} \text{ kN}$$

Donde:

A : Área bruta de la sección transversal de la barra.

$$A : \underline{2.54} \text{ cm}^2$$

f_{yd} : Resistencia de cálculo del acero.

$$f_{yd} : \underline{261.9} \text{ MPa}$$

Siendo:

f_y : Límite elástico.

$$f_y : \underline{275.0} \text{ MPa}$$

γ_{MO} : Coeficiente parcial de seguridad del material.

$$\gamma_{MO} : \underline{1.05}$$

Resistencia a compresión (CTE DB SE-A, Artículo 6.2.5)

La comprobación no procede, ya que no hay axil de compresión.

Resistencia a flexión eje Y (CTE DB SE-A, Artículo 6.2.6)

La comprobación no procede, ya que no hay momento flector.

Resistencia a flexión eje Z (CTE DB SE-A, Artículo 6.2.6)

La comprobación no procede, ya que no hay momento flector.

Resistencia a corte Z (CTE DB SE-A, Artículo 6.2.4)

La comprobación no procede, ya que no hay esfuerzo cortante.

Resistencia a corte Y (CTE DB SE-A, Artículo 6.2.4)

La comprobación no procede, ya que no hay esfuerzo cortante.

Resistencia a momento flector Y y fuerza cortante Z combinados (CTE DB SE-A, Artículo 6.2.8)

No hay interacción entre momento flector y esfuerzo cortante para ninguna combinación. Por lo tanto, la comprobación no procede.

Resistencia a momento flector Z y fuerza cortante Y combinados (CTE DB SE-A, Artículo 6.2.8)

No hay interacción entre momento flector y esfuerzo cortante para ninguna combinación. Por lo tanto, la comprobación no procede.

Resistencia a flexión y axil combinados (CTE DB SE-A, Artículo 6.2.8)

No hay interacción entre axil y momento flector ni entre momentos flectores en ambas direcciones para ninguna combinación. Por lo tanto, la comprobación no procede.

Resistencia a flexión, axil y cortante combinados (CTE DB SE-A, Artículo 6.2.8)

No hay interacción entre momento flector, axil y cortante para ninguna combinación. Por lo tanto, la comprobación no procede.

Resistencia a torsión (CTE DB SE-A, Artículo 6.2.7)

La comprobación no procede, ya que no hay momento torsor.

Resistencia a cortante Z y momento torsor combinados (CTE DB SE-A, Artículo 6.2.8)

No hay interacción entre momento torsor y esfuerzo cortante para ninguna combinación. Por lo tanto, la comprobación no procede.

Resistencia a cortante Y y momento torsor combinados (CTE DB SE-A, Artículo 6.2.8)

No hay interacción entre momento torsor y esfuerzo cortante para ninguna combinación. Por lo tanto, la comprobación no procede.

Limitación de esbeltez (CTE DB SE-A, Artículo Artículos 6.3.1 y 6.3.2.1 - Tabla 6.3)

La esbeltez reducida $\bar{\lambda}$ de las barras de arriostramiento traccionadas no debe superar el valor 4.0.

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{A \cdot f_y}{N_{cr}}}$$

$$\bar{\lambda} < \underline{0.01}$$



Donde:

A: Área bruta de la sección transversal de la barra.

f_y: Límite elástico.

N_{cr}: Axil crítico de pandeo elástico.

A : 2.54 cm²

f_y : 275.0 MPa

N_{cr} : ∞

3.1.13.2 UNIONES

Con el objetivo de determinar un cálculo y dimensionamiento óptimo de las uniones principales llevadas a cabo en la obra, se establece la necesidad de estimar una serie de consideraciones procuradas previamente.

3.1.13.2.1 Especificaciones

Norma

La ejecución de las comprobaciones pertinentes se ajusta a las prescripciones dispuestas en el apartado “8.6. Resistencia de los medios de unión. Uniones soldadas”, del “Código Técnico de la Edificación. Seguridad estructural. Acero” (CTE DB SE-A pág.70).

Materiales

El material base que se utilizará mayoritariamente para los perfiles empleados en la estructura es un acero laminado S-275, salvo rectificaciones puntuales de requerimiento de un acero superior (S-355).

Por otro lado, en cuanto al material de aportación (soldaduras) se determina que las características mecánicas de estos materiales serán en todos los casos superiores a las del material base, según se describe en el primer punto del apartado “4.4 Materiales de aportación” del CTE (4.4.1 CTE DB SE-A pág. 13).

Disposiciones constructivas

Las siguientes prescripciones se aplican a uniones soldadas donde los espesores de las piezas a unir sean al menos de 4 mm.

- Los cordones de las soldaduras en ángulo no podrán tener un espesor de garganta inferior a 3 mm ni superior al menor espesor de las piezas a unir.
- Los cordones de las soldaduras en ángulo cuyas longitudes sean menores de 40 mm o 6 veces el espesor de garganta, no se tendrán en cuenta para calcular la resistencia de la unión.

- En el detalle de las soldaduras en ángulo se indica la longitud efectiva del cordón (longitud sobre la cual el cordón tiene su espesor de garganta completo). Para cumplirla, puede ser necesario prolongar el cordón rodeando las esquinas, con el mismo espesor de garganta y una longitud de 2 veces dicho espesor. La longitud efectiva de un cordón de soldadura deberá ser mayor o igual que 4 veces el espesor de garganta.
- Las soldaduras en ángulo entre dos piezas que forman un ángulo β deberán cumplir con la condición de que dicho ángulo esté comprendido entre 60 y 120 grados. En caso contrario:
 - Si se cumple que $\beta > 120^\circ$ (grados): se considerará que no transmiten esfuerzos.
 - Si se cumple que $\beta < 60^\circ$ (grados): se considerarán como soldaduras a tope con penetración parcial.

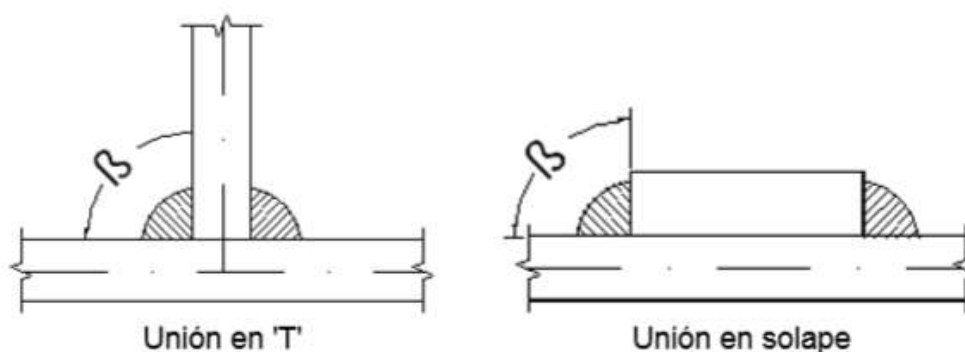


Figura 41. Soldaduras.

Comprobaciones

En lo referente a las comprobaciones, se precisa considerable destacar las siguientes estimaciones:

- Cordones de soldadura a tope con penetración total:

En este caso, no es necesaria ninguna comprobación. La resistencia de la unión será igual a la de la más débil de las piezas unidas.

- Cordones de soldadura a tope con penetración parcial y con preparación de bordes:

Se comprueban como soldaduras en ángulo considerando un espesor de garganta igual al canto nominal de la preparación menos 2 mm, tal y como indica el artículo 8.6.3.3b del CTE DB SE-A (pág. 73).

- Cordones de soldadura en ángulo:

Se realiza la comprobación de tensiones en cada cordón de soldadura según el artículo 8.6.2.3 del CTE DB SE-A (pág. 73).

Se comprueban los siguientes tipos de tensión.

Tensión de Von Mises

$$\sqrt{\sigma_{\perp}^2 + 3(\tau_{\perp}^2 + \tau_{\parallel}^2)} \leq \frac{f_u}{\beta_w \gamma_{M2}}$$

Tensión normal

$$\sigma_{\perp} \leq K \frac{f_u}{\gamma_{M2}}$$

Donde $K = 1$.

Los valores que se muestran en las tablas de comprobación resultan de las combinaciones de esfuerzos que hacen máximo el aprovechamiento tensional para ambas comprobaciones, por lo que es posible que aparezcan dos valores distintos de la tensión normal si cada aprovechamiento máximo resulta en combinaciones distintas.

3.1.13.2.2 Referencias y simbología

Se destacan las siguientes referencias:

- a [mm]: Espesor de garganta del cordón de soldadura en ángulo, que será la altura mayor, medida perpendicularmente a la cara exterior, entre todos los

triángulos que se pueden inscribir entre las superficies de las piezas que hayan alcanzado la fusión y la superficie exterior de las soldaduras. Según el apartado 8.6.2.a del CTE DB SE-A (pág. 72).

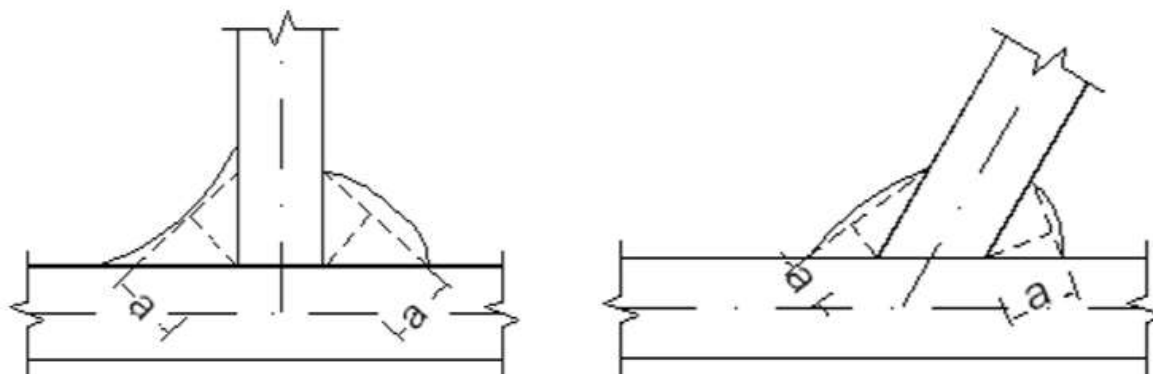


Figura 42. Soldaduras.

- L [mm]: longitud efectiva del cordón de soldadura

Método de representación de soldaduras

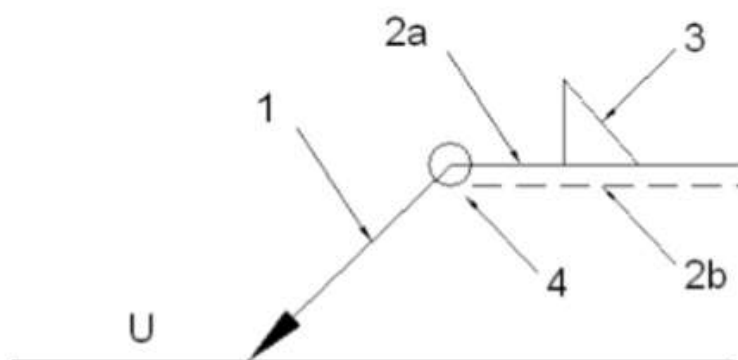


Figura 43. Nomenclatura soldadura. Referencias: 1: línea de la flecha 2a: línea de referencia (línea continua) 2b: línea de identificación (línea a trazos) 3: símbolo de soldadura 4: indicaciones complementarias U: Unión.

Referencias 1, 2a y 2b

El cordón de soldadura que se detalla se encuentra en el lado de la flecha.

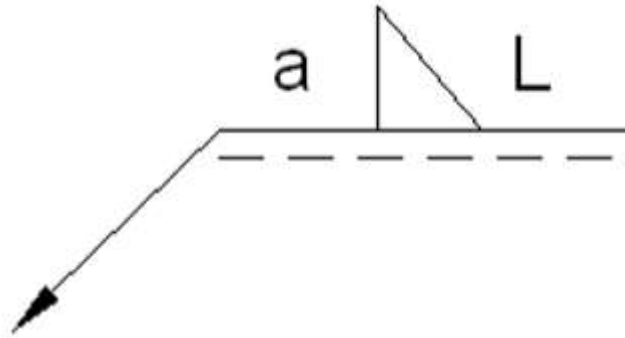


Figura 44. Nomenclatura soldadura.

El cordón de soldadura que se detalla se encuentra en el lado opuesto al de la flecha.

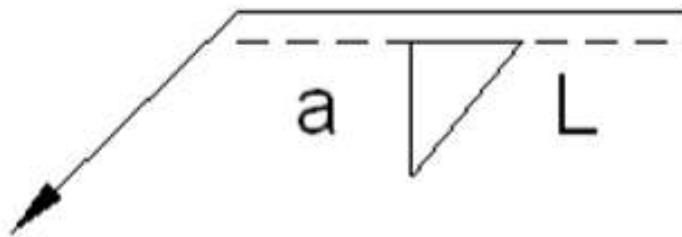
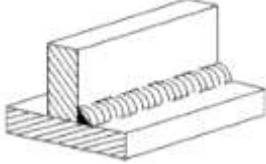

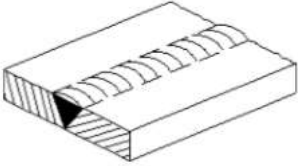

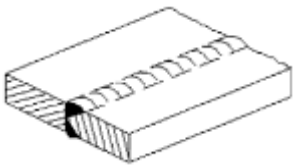
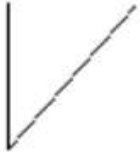
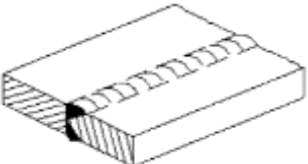
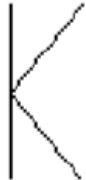
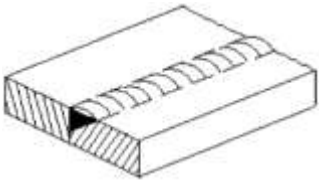
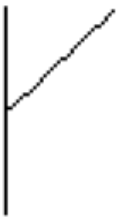
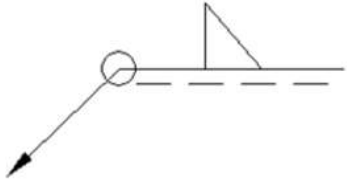
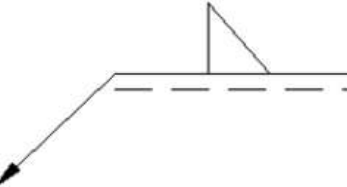
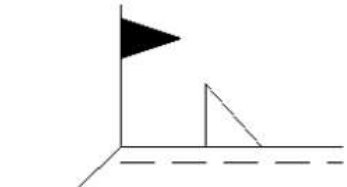


Figura 45. Nomenclatura soldadura.

Referencia 3

Designación	Ilustración	Símbolo
Soldadura en ángulo		
Soldadura a tope en 'V' simple (con chaflán)		
Soldadura a tope en bisel simple		
Soldadura a tope en bisel doble		
Soldadura a tope en bisel simple con talón de raíz amplio		

Referencia 4

Representación	Descripción
	Soldadura realizada en todo el perímetro de la pieza
	Soldadura realizar en taller
	Soldadura realizar en el lugar de montaje

3.1.13.2.3 Comprobaciones en placas de anclaje

En cada placa de anclaje se realizan las siguientes comprobaciones (asumiendo la hipótesis de placa rígida):

- Hormigón sobre el que apoya la placa.

Se comprueba que la tensión de compresión en la interfaz placa de anclaje-hormigón es menor a la tensión admisible del hormigón según la naturaleza de cada combinación.

- Pernos de anclaje.

Resistencia del material de los pernos: Se descomponen los esfuerzos actuantes sobre la placa en axiles y cortantes en los pernos y se comprueba que ambos esfuerzos, por separado y con interacción entre ellos (tensión de Von Mises), producen tensiones menores a la tensión límite del material de los pernos.

Anclaje de los pernos: Se comprueba el anclaje de los pernos en el hormigón de tal manera que no se produzca el fallo de deslizamiento por adherencia, arrancamiento del cono de rotura o fractura por esfuerzo cortante (aplastamiento).

Aplastamiento: Se comprueba que en cada perno no se supera el cortante que produciría el aplastamiento de la placa contra el perno.

- Placa de anclaje

Tensiones globales: En placas con vuelo, se analizan cuatro secciones en el perímetro del perfil, y se comprueba en todas ellas que las tensiones de Von Mises sean menores que la tensión límite según la norma.

Flechas globales relativas: Se comprueba que en los vuelos de las placas no aparezcan flechas mayores que $1/250$ del vuelo.

Tensiones locales: Se comprueban las tensiones de Von Mises en todas las placas locales en las que tanto el perfil como los rigidizadores dividen a la placa de anclaje propiamente dicha. Los esfuerzos en cada una de las subplacas se obtienen a partir de las tensiones de contacto con el hormigón y los axiles de los pernos. El modelo generado se resuelve por diferencias finitas.

3.1.13.2.4 Relación

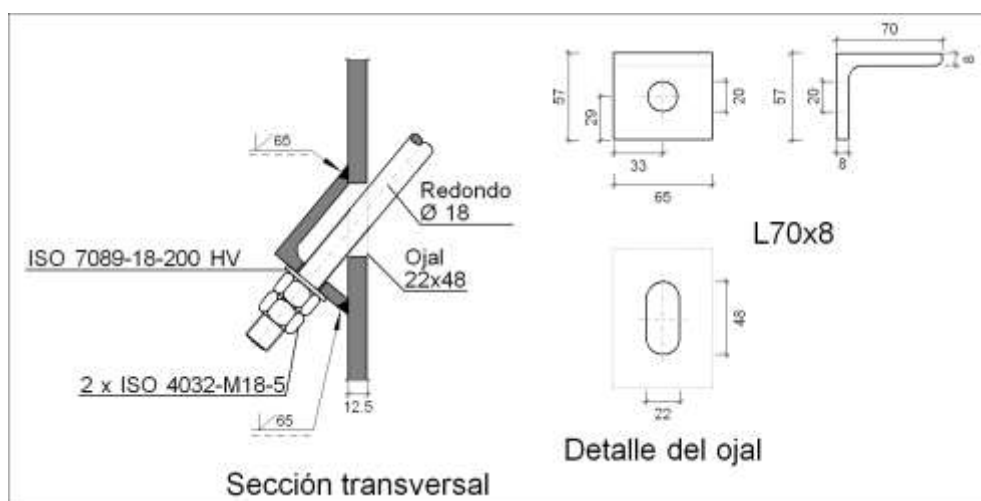
Según el dimensionamiento y los cálculos realizados, se establecen las siguientes uniones principales.

<u>Tipo</u>	<u>Unión</u>
1	Pilar con dintel pórticos hastiales y arriostramientos
2	Pilar con dintel pórtico intermedio
3	Dinteles en cumbrera
4	Pilar con dintel de marquesina
5	Pilar con jácena de suelo de entreplanta y arriostramiento
6	Pilar con jácena de techo de entreplanta
7	Pilarillo con jácenas de entreplanta
8	Pilarillo con puerta pórtico hastial
9	Pilar con jácena puerta de incendios
10	Pilarillo con jácena puerta de incendios

3.1.13.2.5 Memoria de cálculo

TIPO 1 (Pilar con dintel pórticos hastiales y arriostramientos)**1.- TIPO 1.1**

a) Detalle



b) Comprobación

1) Redondo Ø18

Según el artículo 8.6.3 del CTE DB SE-A, las soldaduras a tope con penetración total de esta unión no necesitan ser comprobadas.

c) Medición

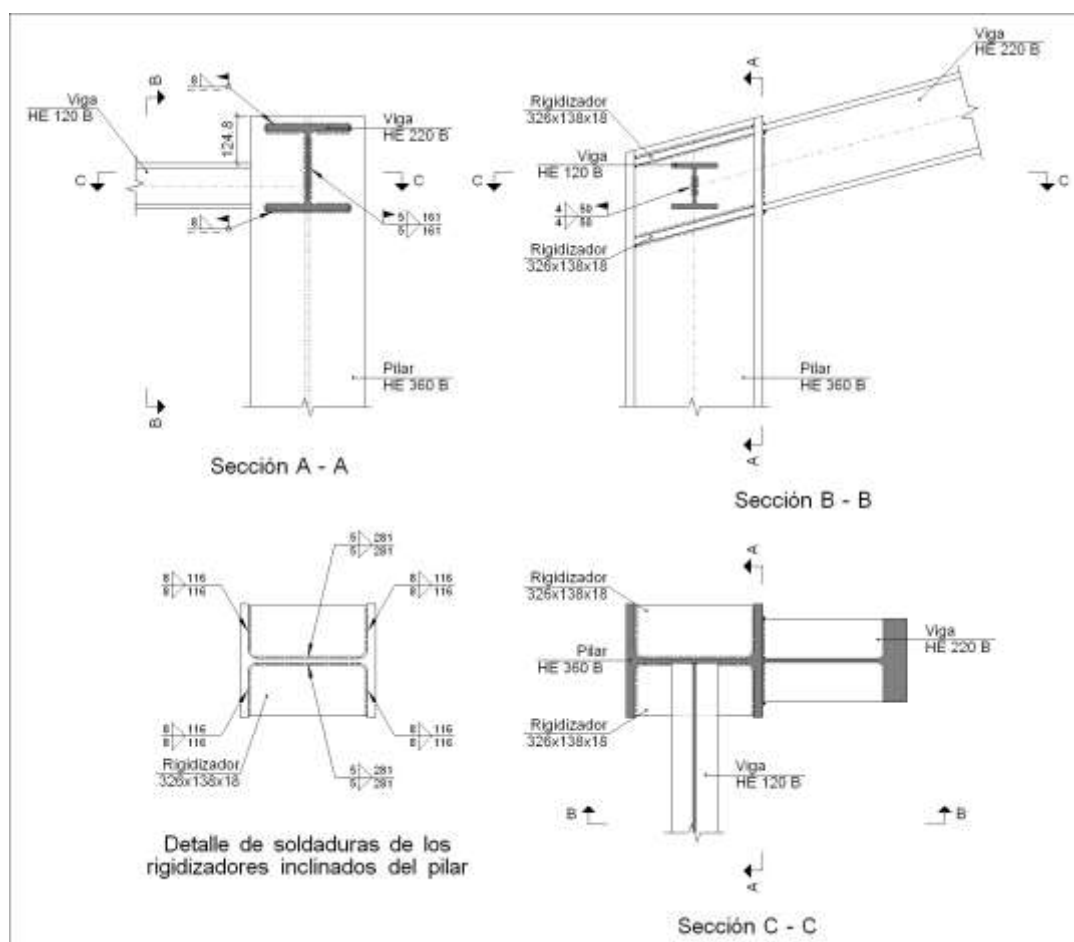
Soldaduras				
f_u (MPa)	Ejecución	Tipo	Espesor de garganta (mm)	Longitud de cordones (mm)
430.0	En taller	A tope en bisel simple	8	130

Angulares				
Material	Tipo	Descripción (mm)	Longitud (mm)	Peso (kg)
S275	Anclajes de tirantes	L70x8	65	0.54
	Total			0.54

Elementos de tornillería			
Tipo	Material	Cantidad	Descripción
Tuercas	Clase 5	2	ISO 4032 - M18
Arandelas	Dureza 200 HV	1	ISO 7089 - 18

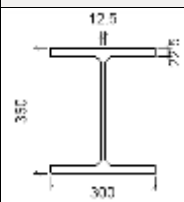
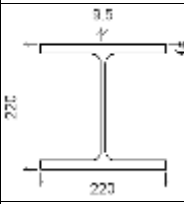
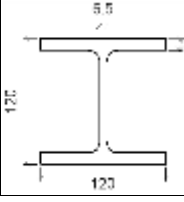
2.- TIPO 1.2

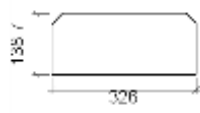
a) Detalle



b) Descripción de los componentes de la unión

Perfiles										
Pieza	Descripción	Esquema	Geometría				Acero			
			Canto total (mm)	Ancho del ala (mm)	Espesor del ala (mm)	Espesor del alma (mm)	Tipo	f_v (MPa)	f_u (MPa)	

Perfiles									
Pieza	Descripción	Esquema	Geometría				Acero		
			Canto total (mm)	Ancho del ala (mm)	Espesor del ala (mm)	Espesor del alma (mm)	Tipo	f_v (MPa)	f_u (MPa)
Pilar	HE 360 B		360.0	300.0	22.5	12.5	S275	275.0	430.0
Viga	HE 220 B		220.0	220.0	16.0	9.5	S275	275.0	430.0
Viga	HE 120 B		120.0	120.0	11.0	6.5	S275	275.0	430.0

Elementos complementarios							
Pieza	Esquema	Geometría			Acero		
		Ancho (mm)	Canto (mm)	Espesor (mm)	Tipo	f_v (MPa)	f_u (MPa)
Rigidizador		326.0	138.7	18.0	S275	275.0	430.0

c) Comprobación

1) Pilar HE 360 B

Comprobaciones de resistencia					
Zona	Comprobación	Unidades	Pésimo	Resistente	Aprov. (%)
Panel	Esbeltez	-	21.60	64.71	33.38
	Cortante	kN	198.545	359.156	55.28
Alma	Punzonamiento	kN	32.629	291.540	11.19

Soldaduras en ángulo										
Descripción	a (mm)	Tensión de Von Mises					Tensión normal		f_u (MPa)	β_w
		σ_{\perp} (MPa)	τ_{\perp} (MPa)	$\tau_{//}$ (MPa)	Valor (MPa)	Aprov. (%)	σ_{\perp} (MPa)	Aprov. (%)		
Soldadura del rigidizador superior a las alas del pilar	8	45.0	58.6	1.1	111.1	27.44	45.0	13.09	430.0	0.85
Soldadura del rigidizador superior al alma del pilar	5	0.0	0.0	56.5	97.8	24.17	0.0	0.00	430.0	0.85
Soldadura del rigidizador inferior a las alas del pilar	8	52.2	67.9	1.1	128.8	31.82	52.2	15.18	430.0	0.85
Soldadura del rigidizador inferior al alma del pilar	5	0.0	0.0	56.5	97.8	24.17	0.0	0.00	430.0	0.85

2) Viga HE 220 B

Soldaduras en ángulo										
Descripción	a (mm)	Tensión de Von Mises					Tensión normal		f_u (MPa)	β_w
		σ_{\perp} (MPa)	τ_{\perp} (MPa)	$\tau_{//}$ (MPa)	Valor (MPa)	Aprov. (%)	σ_{\perp} (MPa)	Aprov. (%)		
Soldadura del ala superior	8	71.8	55.2	0.7	119.6	29.54	71.8	20.88	430.0	0.85
Soldadura del alma	5	49.6	49.6	21.4	105.9	26.17	50.0	14.52	430.0	0.85
Soldadura del ala inferior	8	61.9	80.5	1.2	152.6	37.70	64.8	18.84	430.0	0.85

3) Viga HE 120 B

Soldaduras en ángulo										
Descripción	a (mm)	Tensión de Von Mises					Tensión normal		f_u (MPa)	β_w
		σ_{\perp} (MPa)	τ_{\perp} (MPa)	$\tau_{//}$ (MPa)	Valor (MPa)	Aprov. (%)	σ_{\perp} (MPa)	Aprov. (%)		
Soldadura del alma	4	57.7	57.7	1.3	115.4	28.51	57.7	16.77	430.0	0.85

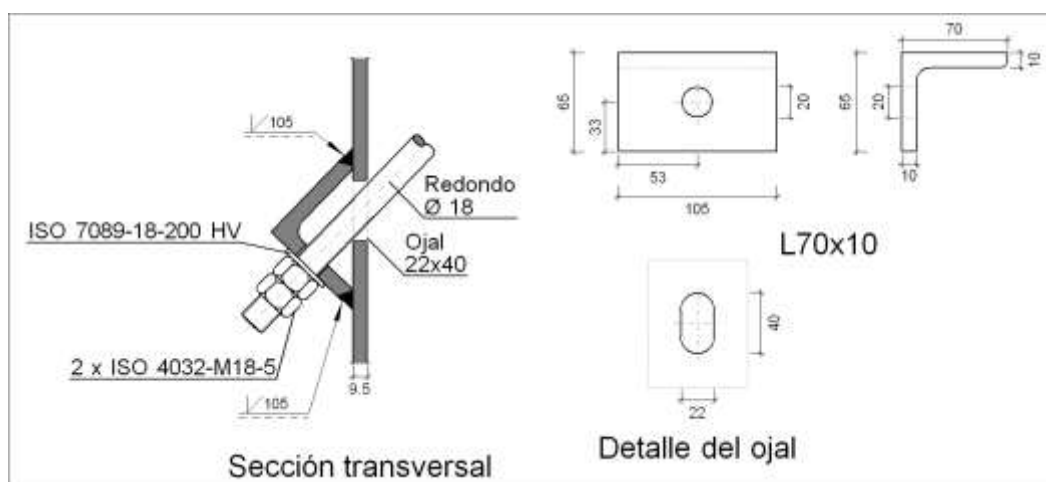
d) Medición

Soldaduras				
f_u (MPa)	Ejecución	Tipo	Espesor de garganta (mm)	Longitud de cordones (mm)
430.0	En taller	En ángulo	5	2248
			8	1860
	En el lugar de montaje	En ángulo	4	100
			5	323
			8	863

Chapas				
Material	Tipo	Cantidad	Dimensiones (mm)	Peso (kg)
S275	Rigidizadores	4	326x138x18	25.57
			Total	25.57

3.- TIPO 1.3

a) Detalle



b) Comprobación

1) Redondo Ø18

Según el artículo 8.6.3 del CTE DB SE-A, las soldaduras a tope con penetración total de esta unión no necesitan ser comprobadas.

c) Medición

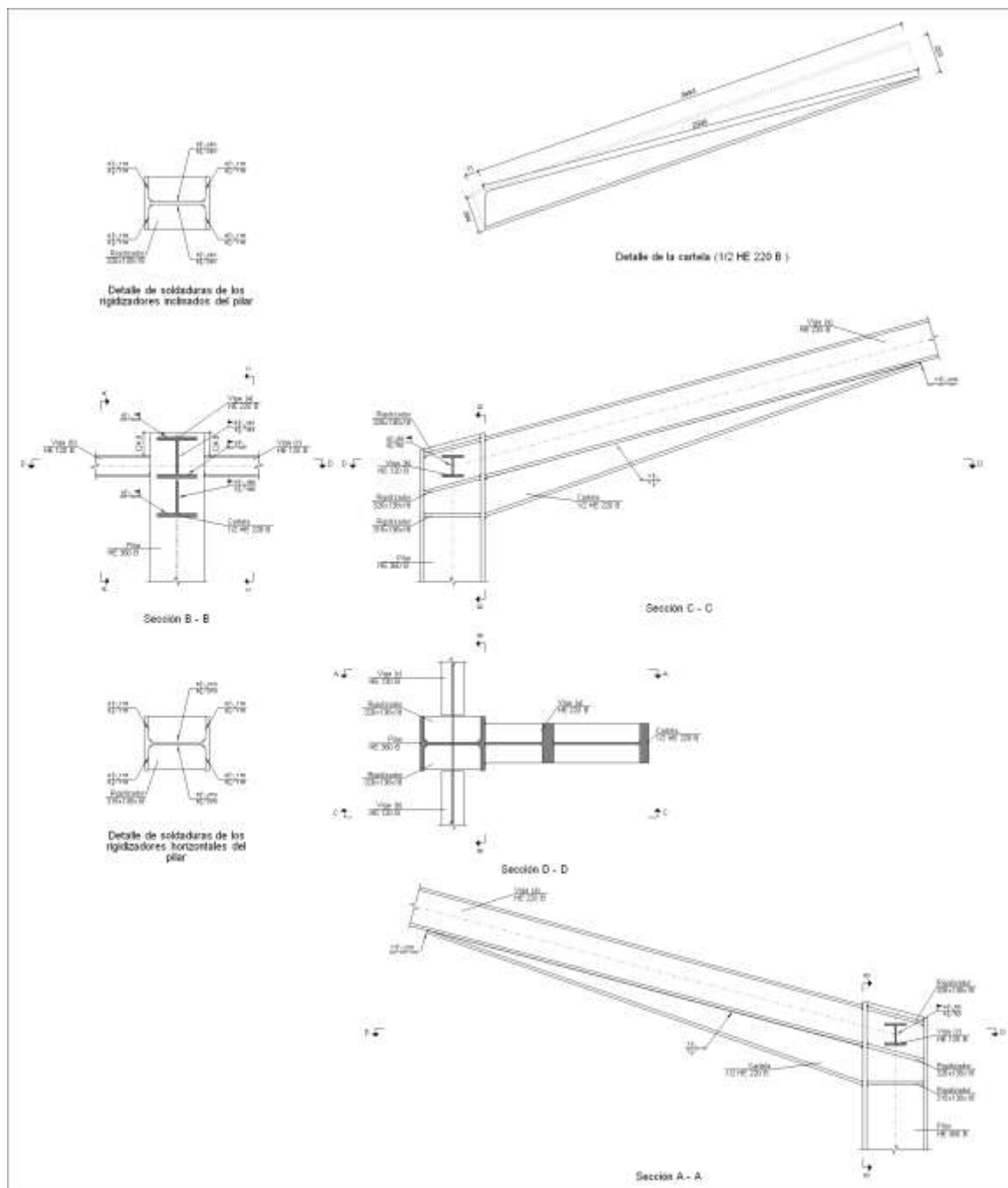
Soldaduras				
f_u (MPa)	Ejecución	Tipo	Espesor de garganta (mm)	Longitud de cordones (mm)
430.0	En taller	A tope en bisel simple	10	210

Angulares				
Material	Tipo	Descripción (mm)	Longitud (mm)	Peso (kg)
S275	Anclajes de tirantes	L70x10	105	1.07
				Total

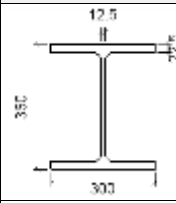
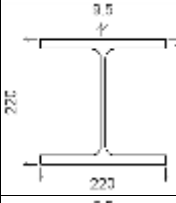
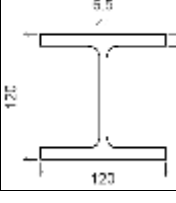
Elementos de tornillería			
Tipo	Material	Cantidad	Descripción
Tuercas	Clase 5	2	ISO 4032 - M18
Arandelas	Dureza 200 HV	1	ISO 7089 - 18


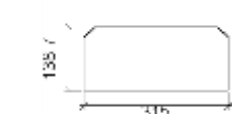
TIPO 2 (Pilar con dintel p $\acute{o$ rticos intermedios)**1.- TIPO 2.1**

a) Detalle



b) Descripción de los componentes de la unión

Perfiles									
Pieza	Descripción	Geometría					Acero		
		Esquema	Canto total (mm)	Ancho del ala (mm)	Espesor del ala (mm)	Espesor del alma (mm)	Tipo	f_v (MPa)	f_u (MPa)
Pilar	HE 360 B		360.0	300.0	22.5	12.5	S275	275.0	430.0
Viga	HE 220 B		220.0	220.0	16.0	9.5	S275	275.0	430.0
Viga	HE 120 B		120.0	120.0	11.0	6.5	S275	275.0	430.0

Elementos complementarios							
Pieza	Geometría				Acero		
	Esquema	Ancho (mm)	Canto (mm)	Espesor (mm)	Tipo	f_v (MPa)	f_u (MPa)
Rigidizador		326.0	138.7	18.0	S275	275.0	430.0
Rigidizador		315.0	138.7	18.0	S275	275.0	430.0

c) Comprobación

1) Pilar HE 360 B

Comprobaciones de resistencia						
Zona	Comprobación	Unidades	Pésimo	Resistente	Aprov. (%)	
Panel	Esbeltez	-	21.60	64.71	33.38	
	Cortante	kN	688.669	726.723	94.76	
Viga (b) HE 120 B	Alma	Punzonamiento	kN	45.911	291.540	15.75
Viga (c) HE 120 B	Alma	Punzonamiento	kN	45.911	291.540	15.75

Soldaduras en ángulo										
Descripción	a (mm)	Tensión de Von Mises					Tensión normal		f _u (MPa)	β _w
		σ _⊥ (MPa)	τ _⊥ (MPa)	τ _{//} (MPa)	Valor (MPa)	Aprov. (%)	σ _⊥ (MPa)	Aprov. (%)		
Soldadura del rigidizador de las alas de la viga al ala del pilar	8	87.6	114.0	0.0	216.0	53.38	87.6	25.46	430.0	0.85
Soldadura del rigidizador de las alas de la viga al alma del pilar	5	0.0	0.0	96.8	167.7	41.43	0.0	0.00	430.0	0.85
Soldadura del rigidizador del ala de la cartela a las alas del pilar	8	103.1	103.1	0.0	206.1	50.93	103.1	29.96	430.0	0.85
Soldadura del rigidizador del ala de la cartela al alma del pilar	5	0.0	0.0	100.8	174.5	43.12	0.0	0.00	430.0	0.85

2) Viga (a) HE 220 B

Soldaduras en ángulo										
Descripción	a (mm)	Tensión de Von Mises					Tensión normal		f _u (MPa)	β _w
		σ _⊥ (MPa)	τ _⊥ (MPa)	τ _{//} (MPa)	Valor (MPa)	Aprov. (%)	σ _⊥ (MPa)	Aprov. (%)		
Soldadura del ala superior	8	82.3	107.1	0.0	202.9	50.14	120.3	34.96	430.0	0.85
Soldadura del alma	5	89.5	89.5	24.8	184.1	45.48	89.5	26.01	430.0	0.85
Soldadura del ala inferior	8	4.4	3.4	7.8	15.4	3.80	7.7	2.24	430.0	0.85
Soldadura del alma de la cartela al ala del pilar	5	90.7	90.7	24.8	186.4	46.05	90.7	26.36	430.0	0.85
Soldadura del ala de la cartela al ala del pilar	8	89.1	125.4	0.0	234.8	58.02	111.7	32.47	430.0	0.85
Soldadura del ala de la cartela al ala inferior	7	0.0	0.0	13.3	23.0	5.68	0.0	0.00	430.0	0.85

Soldaduras en ángulo										
Descripción	a (mm)	Tensión de Von Mises					Tensión normal		f _u (MPa)	β _w
		σ _⊥ (MPa)	τ _⊥ (MPa)	τ _{//} (MPa)	Valor (MPa)	Aprov. (%)	σ _⊥ (MPa)	Aprov. (%)		
Soldadura del alma de la cartela al ala inferior	11	Para este cordón en ángulo, se adopta el espesor de garganta máximo compatible con los espesores de las piezas a unir.								

3) Viga (b) HE 120 B

Soldaduras en ángulo										
Descripción	a (mm)	Tensión de Von Mises					Tensión normal		f _u (MPa)	β _w
		σ _⊥ (MPa)	τ _⊥ (MPa)	τ _{//} (MPa)	Valor (MPa)	Aprov. (%)	σ _⊥ (MPa)	Aprov. (%)		
Soldadura del alma	4	81.2	81.2	2.2	162.4	40.12	81.2	23.59	430.0	0.85

4) Viga (c) HE 120 B

Soldaduras en ángulo										
Descripción	a (mm)	Tensión de Von Mises					Tensión normal		f _u (MPa)	β _w
		σ _⊥ (MPa)	τ _⊥ (MPa)	τ _{//} (MPa)	Valor (MPa)	Aprov. (%)	σ _⊥ (MPa)	Aprov. (%)		
Soldadura del alma	4	81.2	81.2	2.2	162.4	40.12	81.2	23.59	430.0	0.85

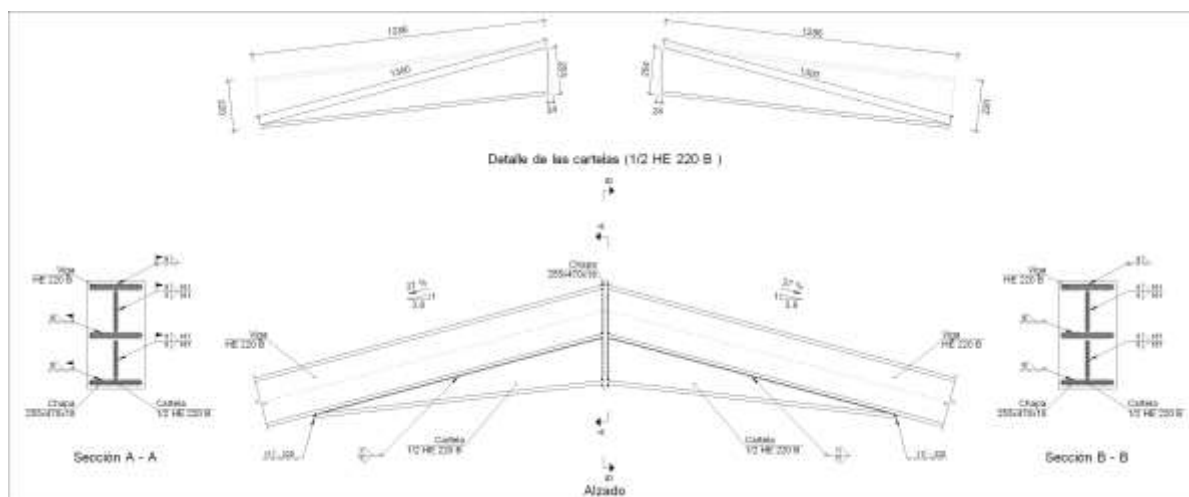
d) Medición

Soldaduras				
f _u (MPa)	Ejecución	Tipo	Espesor de garganta (mm)	Longitud de cordones (mm)
430.0	En taller	En ángulo	5	3328
			7	4968
			8	2790
			11	220
	En el lugar de montaje	En ángulo	4	200
			5	655
			8	1296

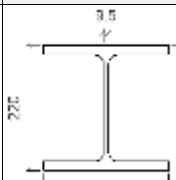
Chapas				
Material	Tipo	Cantidad	Dimensiones (mm)	Peso (kg)
S275	Rigidizadores	4	326x138x18	25.57
		2	315x138x18	12.35
		Total		

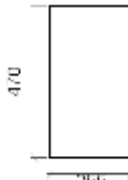
TIPO 3 (Dinteles en cumbre)**1.- TIPO 3.1**

a) Detalle



b) Descripción de los componentes de la unión

Perfiles									
Pieza	Descripción	Geometría					Acero		
		Esquema	Canto total (mm)	Ancho del ala (mm)	Espesor del ala (mm)	Espesor del alma (mm)	Tipo	f_v (MPa)	f_u (MPa)
Vigas	HE 220 B		220.0	220.0	16.0	9.5	S275	275.0	430.0

Elementos complementarios							
Pieza	Esquema	Geometría			Acero		
		Ancho (mm)	Canto (mm)	Espesor (mm)	Tipo	f_v (MPa)	f_u (MPa)
Chapa frontal		255.0	470.0	18.0	S275	275.0	430.0

c) Comprobación

1) Viga izquierda HE 220 B

Soldaduras en ángulo										
Descripción	a (mm)	Tensión de Von Mises					Tensión normal		f _u (MPa)	β _w
		σ _⊥ (MPa)	τ _⊥ (MPa)	τ _{//} (MPa)	Valor (MPa)	Aprov. (%)	σ _⊥ (MPa)	Aprov. (%)		
Soldadura del ala superior	8	24.6	32.1	0.0	60.8	15.02	28.6	8.32	430.0	0.85
Soldadura del alma	5	24.0	24.0	1.9	48.0	11.87	24.0	6.97	430.0	0.85
Soldadura del ala inferior	8	4.8	6.2	0.6	11.9	2.93	7.0	2.03	430.0	0.85
Soldadura del alma de la cartela a la chapa	5	23.5	23.5	1.7	47.2	11.65	23.5	6.84	430.0	0.85
Soldadura del ala de la cartela a la chapa	8	29.7	26.5	0.1	54.6	13.50	29.7	8.64	430.0	0.85
Soldadura del ala de la cartela al ala inferior	7	0.0	0.0	3.8	6.6	1.63	0.0	0.01	430.0	0.85
Soldadura del alma de la cartela al ala inferior	11	Para este cordón en ángulo, se adopta el espesor de garganta máximo compatible con los espesores de las piezas a unir.								

2) Viga derecha HE 220 B

Soldaduras en ángulo										
Descripción	a (mm)	Tensión de Von Mises					Tensión normal		f _u (MPa)	β _w
		σ _⊥ (MPa)	τ _⊥ (MPa)	τ _{//} (MPa)	Valor (MPa)	Aprov. (%)	σ _⊥ (MPa)	Aprov. (%)		
Soldadura del ala superior	8	24.7	32.1	0.0	60.8	15.04	28.7	8.33	430.0	0.85
Soldadura del alma	5	23.6	23.6	5.3	48.1	11.90	24.0	6.97	430.0	0.85
Soldadura del ala inferior	8	4.8	6.2	0.1	11.8	2.92	7.0	2.03	430.0	0.85
Soldadura del alma de la cartela a la chapa	5	23.6	23.6	1.9	47.2	11.67	23.6	6.85	430.0	0.85
Soldadura del ala de la cartela a la chapa	8	29.7	26.5	0.0	54.7	13.51	29.7	8.65	430.0	0.85

Soldaduras en ángulo										
Descripción	a (mm)	Tensión de Von Mises					Tensión normal		f _u (MPa)	β _w
		σ _⊥ (MPa)	τ _⊥ (MPa)	τ _{//} (MPa)	Valor (MPa)	Aprov. (%)	σ _⊥ (MPa)	Aprov. (%)		
Soldadura del ala de la cartela al ala inferior	7	0.0	0.0	6.7	11.7	2.88	0.0	0.01	430.0	0.85
Soldadura del alma de la cartela al ala inferior	11	Para este cordón en ángulo, se adopta el espesor de garganta máximo compatible con los espesores de las piezas a unir.								

d) Medición

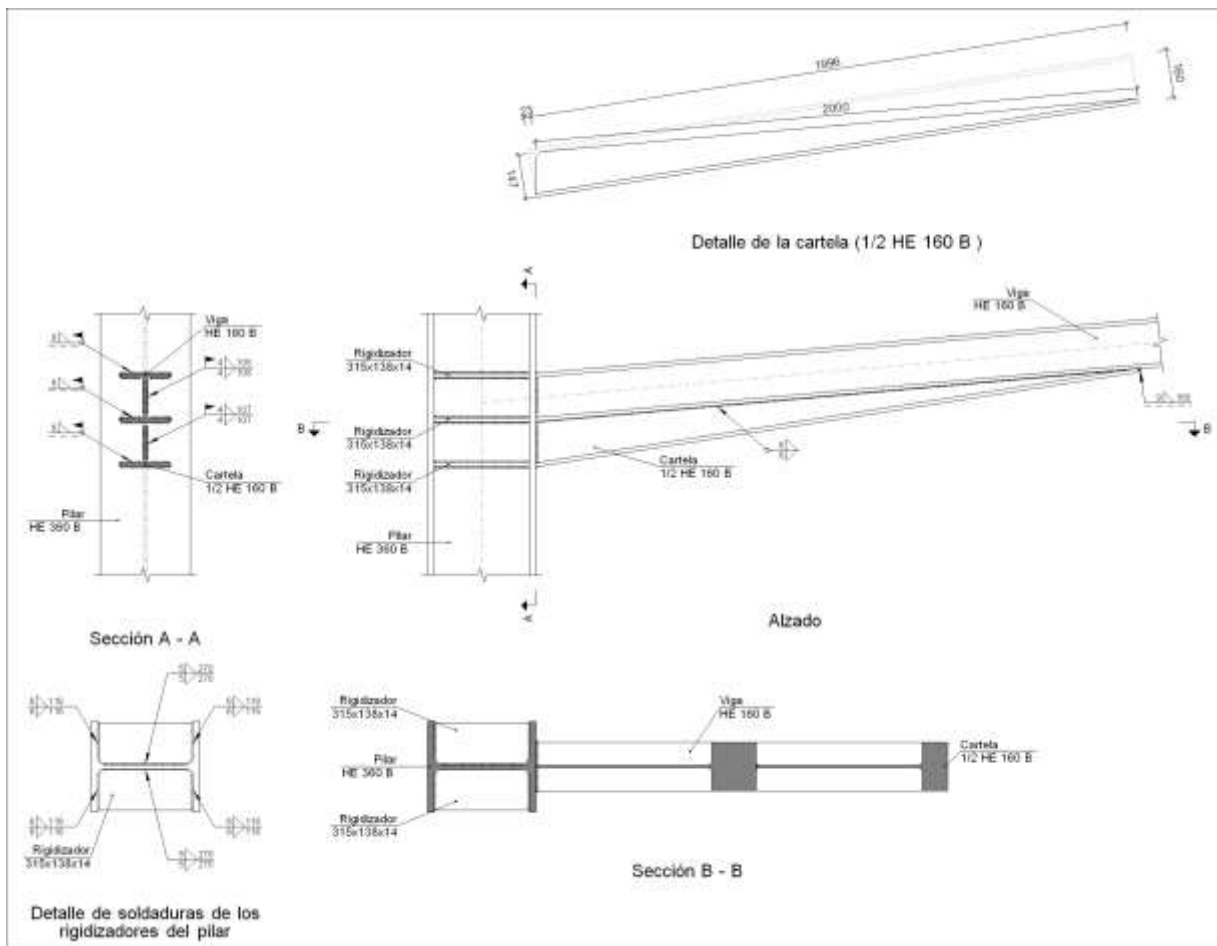
Soldaduras				
f _u (MPa)	Ejecución	Tipo	Espesor de garganta (mm)	Longitud de cordones (mm)
430.0	En taller	En ángulo	5	637
			7	5136
			8	1294
			11	440
	En el lugar de montaje	En ángulo	5	637
			8	1294

Chapas				
Material	Tipo	Cantidad	Dimensiones (mm)	Peso (kg)
S275	Chapas	1	255x470x18	16.93
				Total

TIPO 4 (Pilar con dintel de marquesina)

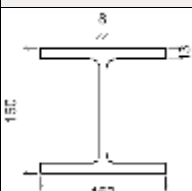
1.- TIPO 4.1

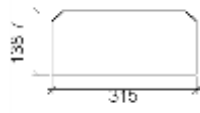
a) Detalle



b) Descripción de los componentes de la unión

Perfiles									
Pieza	Descripción	Geometría					Acero		
		Esquema	Canto total (mm)	Ancho del ala (mm)	Espesor del ala (mm)	Espesor del alma (mm)	Tipo	f_v (MPa)	f_u (MPa)
Pilar	HE 360 B		360.0	300.0	22.5	12.5	S275	275.0	430.0

Perfiles									
Pieza	Descripción	Esquema	Geometría				Acero		
			Canto total (mm)	Ancho del ala (mm)	Espesor del ala (mm)	Espesor del alma (mm)	Tipo	f_v (MPa)	f_u (MPa)
Viga	HE 160 B		160.0	160.0	13.0	8.0	S275	275.0	430.0

Elementos complementarios							
Pieza	Esquema	Geometría			Acero		
		Ancho (mm)	Canto (mm)	Espesor (mm)	Tipo	f_v (MPa)	f_u (MPa)
Rigidizador		315.0	138.7	14.0	S275	275.0	430.0

c) Comprobación

1) Pilar HE 360 B

Comprobaciones de resistencia					
Zona	Comprobación	Unidades	Pésimo	Resistente	Aprov. (%)
Panel	Esbeltz	-	21.60	64.71	33.38
	Cortante	kN	210.580	504.154	41.77

Soldaduras en ángulo										
Descripción	a (mm)	Tensión de Von Mises					Tensión normal		f_u (MPa)	β_w
		σ_{\perp} (MPa)	τ_{\perp} (MPa)	$\tau_{//}$ (MPa)	Valor (MPa)	Aprov. (%)	σ_{\perp} (MPa)	Aprov. (%)		
Soldadura del rigidizador de las alas de la viga al ala del pilar	6	27.4	27.4	0.0	54.7	13.52	27.4	7.95	430.0	0.85
Soldadura del rigidizador de las alas de la viga al alma del pilar	5	0.0	0.0	44.4	76.9	19.01	0.0	0.00	430.0	0.85
Soldadura del rigidizador del ala de la cartela a las alas del pilar	6	54.1	54.1	0.0	108.2	26.73	54.1	15.72	430.0	0.85
Soldadura del rigidizador del ala de la cartela al alma del pilar	5	0.0	0.0	44.4	76.9	19.01	0.0	0.00	430.0	0.85

2) Viga HE 160 B

Soldaduras en ángulo										
Descripción	a (mm)	Tensión de Von Mises					Tensión normal		f _u (MPa)	β _w
		σ _⊥ (MPa)	τ _⊥ (MPa)	τ _{//} (MPa)	Valor (MPa)	Aprov. (%)	σ _⊥ (MPa)	Aprov. (%)		
Soldadura del ala superior	6	45.6	41.7	0.0	85.4	21.11	45.6	13.25	430.0	0.85
Soldadura del alma	4	32.6	32.6	37.5	92.0	22.74	32.7	9.50	430.0	0.85
Soldadura del ala inferior	6	18.8	20.5	0.0	40.2	9.93	18.8	5.46	430.0	0.85
Soldadura del alma de la cartela al ala del pilar	4	65.1	65.1	37.5	145.5	35.94	65.1	18.92	430.0	0.85
Soldadura del ala de la cartela al ala del pilar	6	70.1	81.9	0.0	158.2	39.10	74.1	21.54	430.0	0.85
Soldadura del ala de la cartela al ala inferior	6	0.0	0.0	13.3	23.0	5.68	0.0	0.00	430.0	0.85
Soldadura del alma de la cartela al ala inferior	9	Para este cordón en ángulo, se adopta el espesor de garganta máximo compatible con los espesores de las piezas a unir.								

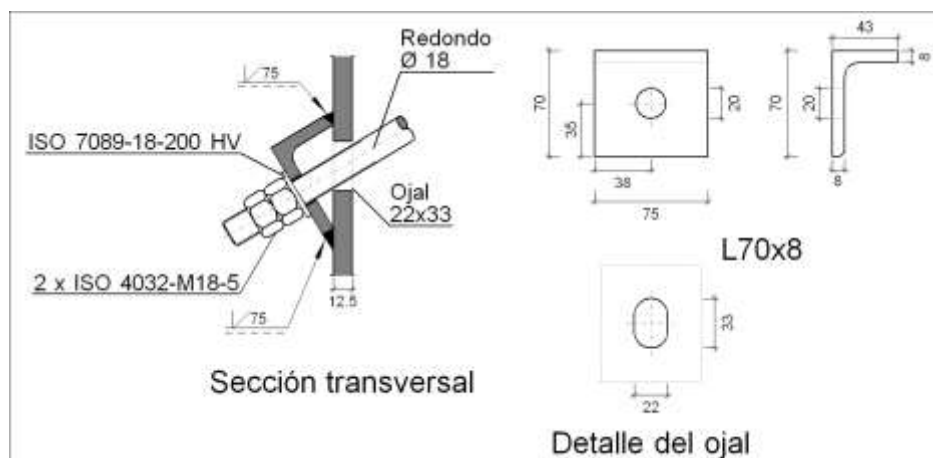
d) Medición

Soldaduras				
f _u (MPa)	Ejecución	Tipo	Espesor de garganta (mm)	Longitud de cordones (mm)
430.0	En taller	En ángulo	5	3240
			6	6760
			9	160
	En el lugar de montaje	En ángulo	4	432
			6	937

Chapas				
Material	Tipo	Cantidad	Dimensiones (mm)	Peso (kg)
S275	Rigidizadores	6	315x138x14	28.82
				Total

TIPO 5 (Pilar con jácena de suelo de entreplanta y arriostramiento)**1.- TIPO 5.1**

a) Detalle



b) Comprobación

1) Redondo Ø18

Según el artículo 8.6.3 del CTE DB SE-A, las soldaduras a tope con penetración total de esta unión no necesitan ser comprobadas.

c) Medición

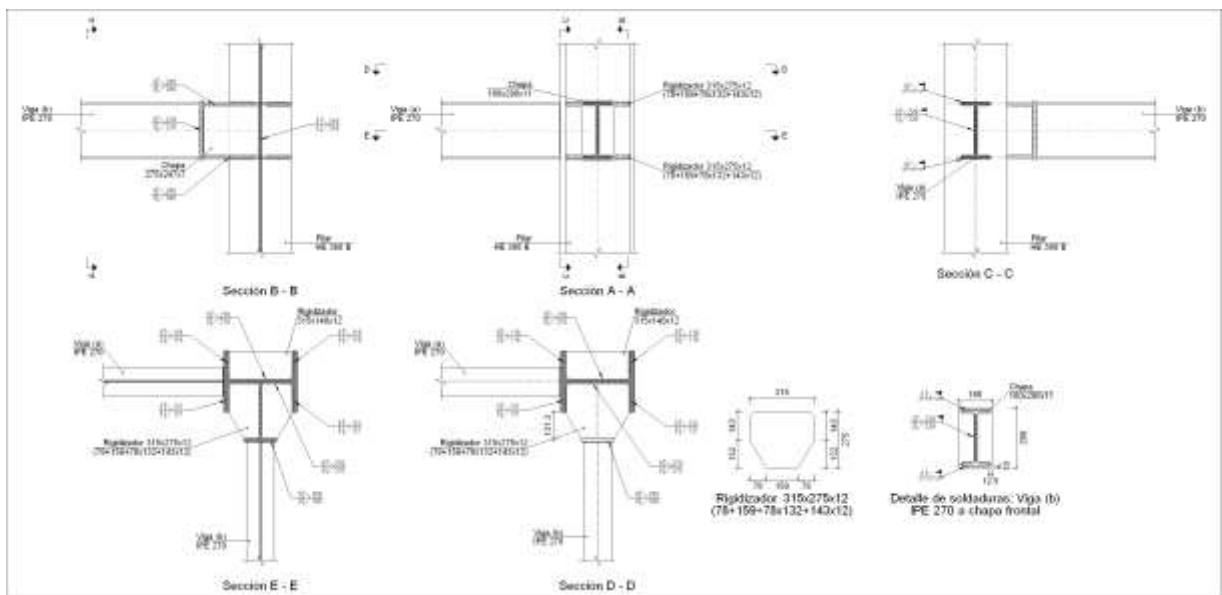
Soldaduras				
f_u (MPa)	Ejecución	Tipo	Espesor de garganta (mm)	Longitud de cordones (mm)
430.0	En taller	A tope en bisel simple	8	150

Angulares				
Material	Tipo	Descripción (mm)	Longitud (mm)	Peso (kg)
S275	Anclajes de tirantes	L70x8	75	0.62
			Total	0.62

Elementos de tornillería			
Tipo	Material	Cantidad	Descripción
Tuercas	Clase 5	2	ISO 4032 - M18
Arandelas	Dureza 200 HV	1	ISO 7089 - 18

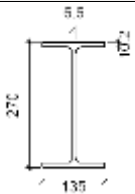
2.- TIPO 5.2

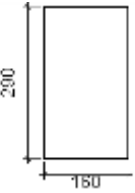

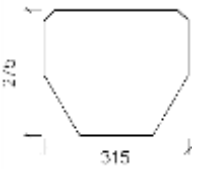

a) Detalle



b) Descripción de los componentes de la unión

Perfiles									
Pieza	Descripción	Geometría					Acero		
		Esquema	Canto total (mm)	Ancho del ala (mm)	Espesor del ala (mm)	Espesor del alma (mm)	Tipo	f_v (MPa)	f_u (MPa)
Pilar	HE 360 B		360.0	300.0	22.5	12.5	S275	275.0	430.0

Perfiles									
Pieza	Descripción	Esquema	Geometría				Acero		
			Canto total (mm)	Ancho del ala (mm)	Espesor del ala (mm)	Espesor del alma (mm)	Tipo	f_y (MPa)	f_u (MPa)
Viga	IPE 270		270.0	135.0	10.2	6.6	S275	275.0	430.0

Elementos complementarios							
Pieza	Geometría				Acero		
	Esquema	Ancho (mm)	Canto (mm)	Espesor (mm)	Tipo	f_y (MPa)	f_u (MPa)
Chapa frontal de la viga IPE 270		160.0	290.0	11.0	S275	275.0	430.0
Chapa vertical de la viga IPE 270		275.0	247.8	7.0	S275	275.0	430.0
Rigidizador		315.0	275.0	12.0	S275	275.0	430.0
Rigidizador		315.0	140.0	12.0	S275	275.0	430.0

c) Comprobación

1) Pilar HE 360 B

Comprobaciones de resistencia					
Zona	Comprobación	Unidades	Pésimo	Resistente	Aprov. (%)
Panel	Esbeltez	-	21.60	64.71	33.38
	Cortante	kN	262.116	680.449	38.52
Ala	Desgarro	MPa	83.945	261.905	32.05
	Cortante	MPa	78.159	261.905	29.84

Soldaduras en ángulo										
Descripción	a (mm)	Tensión de Von Mises					Tensión normal		f _u (MPa)	β _w
		σ _⊥ (MPa)	τ _⊥ (MPa)	τ _{//} (MPa)	Valor (MPa)	Aprov. (%)	σ _⊥ (MPa)	Aprov. (%)		
Soldadura del rigidizador superior a la chapa frontal	5	19.3	19.3	0.1	38.6	9.53	19.3	5.60	430.0	0.85
Soldadura del rigidizador inferior a la chapa frontal	5	20.1	20.1	0.1	40.3	9.95	20.1	5.85	430.0	0.85
Soldadura de la chapa vertical al alma del pilar	3	0.0	0.0	8.4	14.6	3.61	0.0	0.00	430.0	0.85
Soldadura de la chapa vertical al rigidizador superior	3	0.0	0.0	8.7	15.0	3.70	0.0	0.00	430.0	0.85
Soldadura de la chapa vertical al rigidizador inferior	3	0.0	0.0	8.7	15.0	3.70	0.0	0.00	430.0	0.85
Soldadura de la chapa vertical a la chapa frontal	3	0.0	0.0	8.4	14.6	3.61	0.0	0.00	430.0	0.85
Soldadura del rigidizador superior a las alas del pilar	5	126.6	126.6	2.1	253.2	62.57	126.6	36.80	430.0	0.85
Soldadura del rigidizador superior al alma del pilar	5	0.0	0.0	40.6	70.4	17.39	0.0	0.00	430.0	0.85
Soldadura del rigidizador inferior a las alas del pilar	5	152.9	152.9	1.9	305.8	75.57	152.9	44.45	430.0	0.85
Soldadura del rigidizador inferior al alma del pilar	5	0.0	0.0	49.0	84.9	20.97	0.0	0.00	430.0	0.85
Soldadura del rigidizador superior a las alas del pilar	5	132.2	132.2	0.0	264.4	65.33	132.2	38.43	430.0	0.85
Soldadura del rigidizador superior al alma del pilar	5	0.0	0.0	42.4	73.5	18.15	0.0	0.00	430.0	0.85
Soldadura del rigidizador inferior a las alas del pilar	5	149.9	149.9	0.0	299.8	74.08	149.9	43.58	430.0	0.85
Soldadura del rigidizador inferior al alma del pilar	5	0.0	0.0	48.1	83.3	20.58	0.0	0.00	430.0	0.85

2) Viga (a) IPE 270

Soldaduras en ángulo										
Descripción	a (mm)	Tensión de Von Mises					Tensión normal		f _u (MPa)	β _w
		σ _⊥ (MPa)	τ _⊥ (MPa)	τ _{//} (MPa)	Valor (MPa)	Aprov. (%)	σ _⊥ (MPa)	Aprov. (%)		
Soldadura del ala superior	5	157.5	157.5	0.5	315.0	77.83	157.5	45.78	430.0	0.85
Soldadura del alma	3	142.4	142.4	60.4	303.4	74.97	142.6	41.45	430.0	0.85
Soldadura del ala inferior	5	173.7	173.7	0.4	347.4	85.85	173.7	50.50	430.0	0.85

3) Viga (b) IPE 270

Soldaduras en ángulo										
Descripción	a (mm)	Tensión de Von Mises					Tensión normal		f _u (MPa)	β _w
		σ _⊥ (MPa)	τ _⊥ (MPa)	τ _{//} (MPa)	Valor (MPa)	Aprov. (%)	σ _⊥ (MPa)	Aprov. (%)		
Soldadura del ala superior	5	27.6	27.6	0.1	55.3	13.66	27.6	8.04	430.0	0.85
Soldadura del alma	3	0.0	0.0	8.0	13.9	3.43	0.0	0.00	430.0	0.85
Soldadura del ala inferior	5	30.3	30.3	0.1	60.7	14.99	30.3	8.82	430.0	0.85

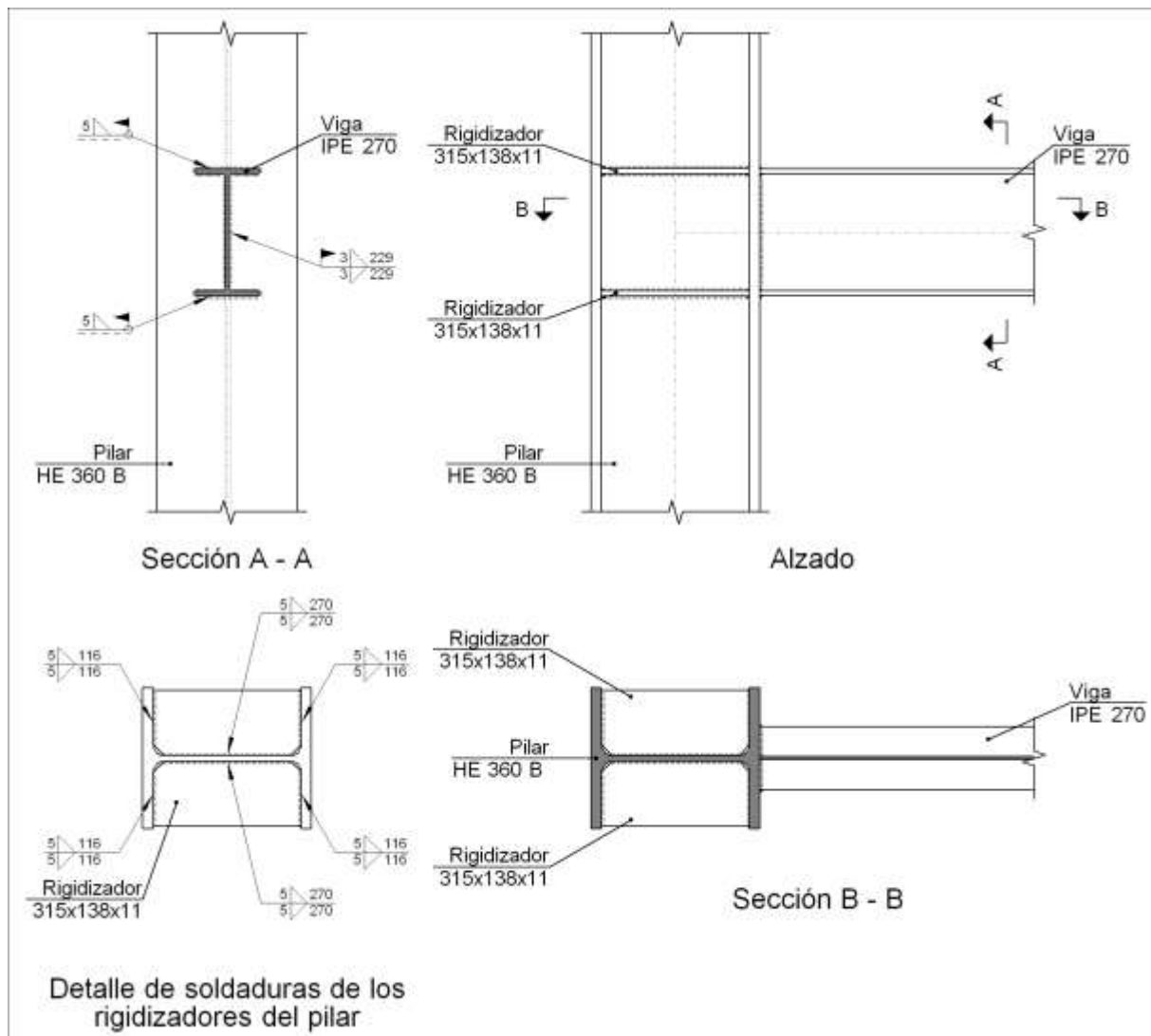
d) Medición

Soldaduras				
f _u (MPa)	Ejecución	Tipo	Espesor de garganta (mm)	Longitud de cordones (mm)
430.0	En taller	En ángulo	3	1851
			5	3755
	En el lugar de montaje	En ángulo	3	917
			5	1054

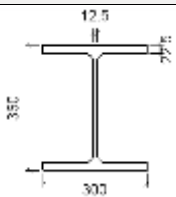
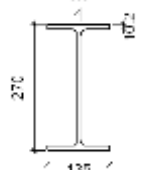
Chapas				
Material	Tipo	Cantidad	Dimensiones (mm)	Peso (kg)
S275	Rigidizadores	2	315x275x12 (78+159+78x132+143x12)	14.38
		2	315x140x12	8.31
	Chapas	1	275x247x7	3.74
		1	160x290x11	4.01
	Total			

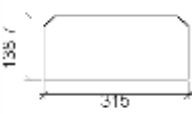
TIPO 6 (Pilar con jácena de techo de entreplanta)**1.- TIPO 6.1**

a) Detalle



b) Descripción de los componentes de la unión

Perfiles									
Pieza	Descripción	Geometría					Acero		
		Esquema	Canto total (mm)	Ancho del ala (mm)	Espesor del ala (mm)	Espesor del alma (mm)	Tipo	f_v (MPa)	f_u (MPa)
Pilar	HE 360 B		360.0	300.0	22.5	12.5	S275	275.0	430.0
Viga	IPE 270		270.0	135.0	10.2	6.6	S275	275.0	430.0

Elementos complementarios							
Pieza	Geometría				Acero		
	Esquema	Ancho (mm)	Canto (mm)	Espesor (mm)	Tipo	f_v (MPa)	f_u (MPa)
Rigidizador		315.0	138.7	11.0	S275	275.0	430.0

c) Comprobación

1) Pilar HE 360 B

Comprobaciones de resistencia					
Zona	Comprobación	Unidades	Pésimo	Resistente	Aprov. (%)
Panel	Esbitez	-	21.60	64.71	33.38
	Cortante	kN	94.740	441.951	21.44

Soldaduras en ángulo										
Descripción	a (mm)	Tensión de Von Mises					Tensión normal		f_u (MPa)	β_w
		σ_{\perp} (MPa)	τ_{\perp} (MPa)	$\tau_{//}$ (MPa)	Valor (MPa)	Aprov. (%)	σ_{\perp} (MPa)	Aprov. (%)		
Soldadura del rigidizador superior a las alas del pilar	5	29.1	29.1	0.0	58.2	14.37	29.1	8.45	430.0	0.85
Soldadura del rigidizador superior al alma del pilar	5	0.0	0.0	22.8	39.5	9.75	0.0	0.00	430.0	0.85
Soldadura del rigidizador inferior a las alas del pilar	5	37.9	37.9	0.0	75.8	18.72	37.9	11.01	430.0	0.85
Soldadura del rigidizador inferior al alma del pilar	5	0.0	0.0	22.8	39.5	9.75	0.0	0.00	430.0	0.85

2) Viga IPE 270

Soldaduras en ángulo										
Descripción	a (mm)	Tensión de Von Mises					Tensión normal		f_u (MPa)	β_w
		σ_{\perp} (MPa)	τ_{\perp} (MPa)	$\tau_{//}$ (MPa)	Valor (MPa)	Aprov. (%)	σ_{\perp} (MPa)	Aprov. (%)		
Soldadura del ala superior	5	56.1	56.1	0.1	112.2	27.72	56.1	16.30	430.0	0.85
Soldadura del alma	3	53.3	53.3	6.4	107.1	26.47	53.3	15.49	430.0	0.85
Soldadura del ala inferior	5	66.8	66.8	0.1	133.7	33.03	66.8	19.43	430.0	0.85

d) Medición

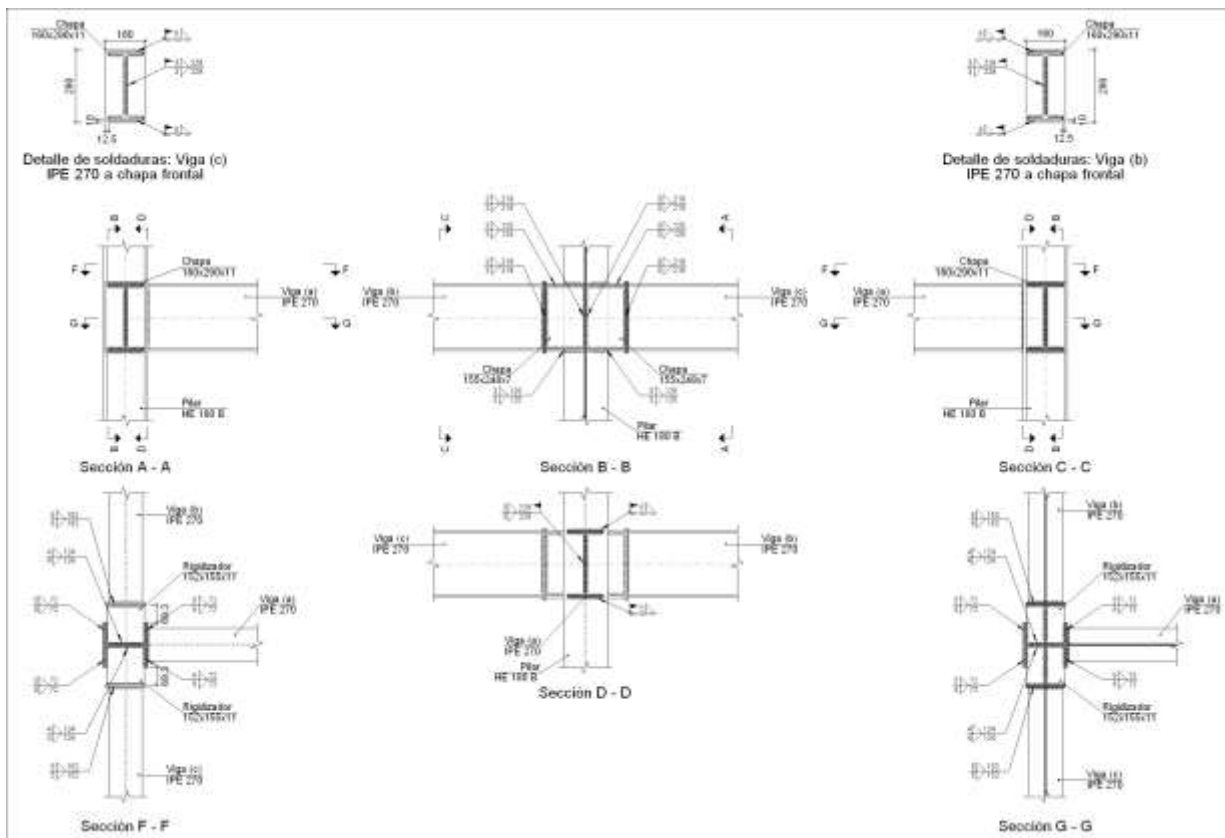
Soldaduras				
f_u (MPa)	Ejecución	Tipo	Espesor de garganta (mm)	Longitud de cordones (mm)
430.0	En taller	En ángulo	5	4020
	En el lugar de montaje	En ángulo	3	458
			5	527

Chapas				
Material	Tipo	Cantidad	Dimensiones (mm)	Peso (kg)
S275	Rigidizadores	4	315x138x11	15.10
				Total

TIPO 7 (Pilarillo con jácenas de entreplanta)

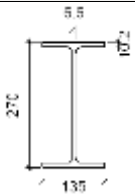
1.- TIPO 7.1

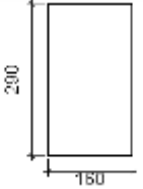

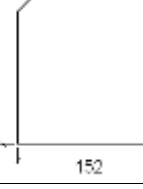
a) Detalle



b) Descripción de los componentes de la unión

Perfiles									
Pieza	Descripción	Esquema	Geometría				Acero		
			Canto total (mm)	Ancho del ala (mm)	Espesor del ala (mm)	Espesor del alma (mm)	Tipo	f_v (MPa)	f_u (MPa)
Pilar	HE 180 B		180.0	180.0	14.0	8.5	S275	275.0	430.0

Perfiles									
Pieza	Descripción	Esquema	Geometría				Acero		
			Canto total (mm)	Ancho del ala (mm)	Espesor del ala (mm)	Espesor del alma (mm)	Tipo	f_y (MPa)	f_u (MPa)
Viga	IPE 270		270.0	135.0	10.2	6.6	S275	275.0	430.0

Elementos complementarios							
Pieza	Geometría				Acero		
	Esquema	Ancho (mm)	Canto (mm)	Espesor (mm)	Tipo	f_y (MPa)	f_u (MPa)
Chapa frontal de la viga IPE 270		160.0	290.0	11.0	S275	275.0	430.0
Chapa vertical de la viga IPE 270		155.0	248.8	7.0	S275	275.0	430.0
Rigidizador		152.0	155.0	11.0	S275	275.0	430.0

c) Comprobación

1) Pilar HE 180 B

Comprobaciones de resistencia					
Zona	Comprobación	Unidades	Pésimo	Resistente	Aprov. (%)
Panel	Esbeltez	-	14.59	64.71	22.54
	Cortante	kN	14.449	231.353	6.25
Ala	Desgarro	MPa	167.002	261.905	63.76
	Cortante	MPa	71.499	261.905	27.30

Soldaduras en ángulo										
Descripción	a (mm)	Tensión de Von Mises					Tensión normal		f _u (MPa)	β _w
		σ _⊥ (MPa)	τ _⊥ (MPa)	τ _{//} (MPa)	Valor (MPa)	Aprov. (%)	σ _⊥ (MPa)	Aprov. (%)		
Soldadura del rigidizador superior a la chapa frontal	5	36.9	36.9	0.1	73.8	18.22	36.9	10.72	430.0	0.85
Soldadura del rigidizador inferior a la chapa frontal	5	55.5	55.5	0.0	111.0	27.42	55.5	16.13	430.0	0.85
Soldadura de la chapa vertical al alma del pilar	3	0.0	0.0	8.5	14.8	3.65	0.0	0.00	430.0	0.85
Soldadura de la chapa vertical al rigidizador superior	3	0.0	0.0	9.9	17.2	4.26	0.0	0.00	430.0	0.85
Soldadura de la chapa vertical al rigidizador inferior	3	0.0	0.0	9.9	17.2	4.26	0.0	0.00	430.0	0.85
Soldadura de la chapa vertical a la chapa frontal	3	0.0	0.0	8.5	14.8	3.65	0.0	0.00	430.0	0.85
Soldadura del rigidizador superior a las alas del pilar	5	0.0	0.0	55.9	96.7	23.91	13.8	4.01	430.0	0.85
Soldadura del rigidizador superior al alma del pilar	4	0.0	0.0	12.2	21.2	5.24	0.0	0.00	430.0	0.85
Soldadura del rigidizador inferior a las alas del pilar	5	2.3	2.3	81.8	141.8	35.03	11.5	3.34	430.0	0.85
Soldadura del rigidizador inferior al alma del pilar	4	0.0	0.0	10.3	17.9	4.42	0.0	0.00	430.0	0.85
Soldadura del rigidizador superior a la chapa frontal	5	42.7	42.7	0.0	85.3	21.08	42.7	12.40	430.0	0.85
Soldadura del rigidizador inferior a la chapa frontal	5	47.8	47.8	0.1	95.5	23.60	47.8	13.88	430.0	0.85
Soldadura de la chapa vertical al alma del pilar	3	0.0	0.0	8.2	14.1	3.50	0.0	0.00	430.0	0.85
Soldadura de la chapa vertical al rigidizador superior	3	0.0	0.0	9.5	16.5	4.08	0.0	0.00	430.0	0.85
Soldadura de la chapa vertical al rigidizador inferior	3	0.0	0.0	9.5	16.5	4.08	0.0	0.00	430.0	0.85
Soldadura de la chapa vertical a la chapa frontal	3	0.0	0.0	8.2	14.1	3.50	0.0	0.00	430.0	0.85
Soldadura del rigidizador superior a las alas del pilar	5	7.1	7.1	64.3	112.3	27.74	12.4	3.61	430.0	0.85
Soldadura del rigidizador superior al alma del pilar	4	0.0	0.0	11.0	19.1	4.72	0.0	0.00	430.0	0.85
Soldadura del rigidizador inferior a las alas del pilar	5	0.0	0.0	70.9	122.9	30.36	10.5	3.05	430.0	0.85
Soldadura del rigidizador inferior al alma del pilar	4	0.0	0.0	9.3	16.2	3.99	0.0	0.00	430.0	0.85

2) Viga (a) IPE 270

Soldaduras en ángulo										
Descripción	a (mm)	Tensión de Von Mises					Tensión normal		f_u (MPa)	β_w
		σ_{\perp} (MPa)	τ_{\perp} (MPa)	$\tau_{//}$ (MPa)	Valor (MPa)	Aprov. (%)	σ_{\perp} (MPa)	Aprov. (%)		
Soldadura del ala superior	5	20.2	20.2	0.2	40.3	9.96	20.2	5.86	430.0	0.85
Soldadura del alma	3	7.6	7.6	1.6	15.5	3.83	7.6	2.22	430.0	0.85
Soldadura del ala inferior	5	17.2	17.2	0.2	34.4	8.51	17.2	5.00	430.0	0.85

3) Viga (b) IPE 270

Soldaduras en ángulo										
Descripción	a (mm)	Tensión de Von Mises					Tensión normal		f_u (MPa)	β_w
		σ_{\perp} (MPa)	τ_{\perp} (MPa)	$\tau_{//}$ (MPa)	Valor (MPa)	Aprov. (%)	σ_{\perp} (MPa)	Aprov. (%)		
Soldadura del ala superior	5	55.9	55.9	0.1	111.8	27.62	55.9	16.25	430.0	0.85
Soldadura del alma	3	0.0	0.0	7.8	13.5	3.34	0.0	0.00	430.0	0.85
Soldadura del ala inferior	5	64.6	64.6	0.1	129.3	31.94	64.6	18.79	430.0	0.85

4) Viga (c) IPE 270

Soldaduras en ángulo										
Descripción	a (mm)	Tensión de Von Mises					Tensión normal		f_u (MPa)	β_w
		σ_{\perp} (MPa)	τ_{\perp} (MPa)	$\tau_{//}$ (MPa)	Valor (MPa)	Aprov. (%)	σ_{\perp} (MPa)	Aprov. (%)		
Soldadura del ala superior	5	51.0	51.0	0.1	102.0	25.20	51.0	14.82	430.0	0.85
Soldadura del alma	3	0.0	0.0	8.1	14.1	3.48	0.0	0.00	430.0	0.85
Soldadura del ala inferior	5	71.7	71.7	0.1	143.3	35.42	71.7	20.83	430.0	0.85

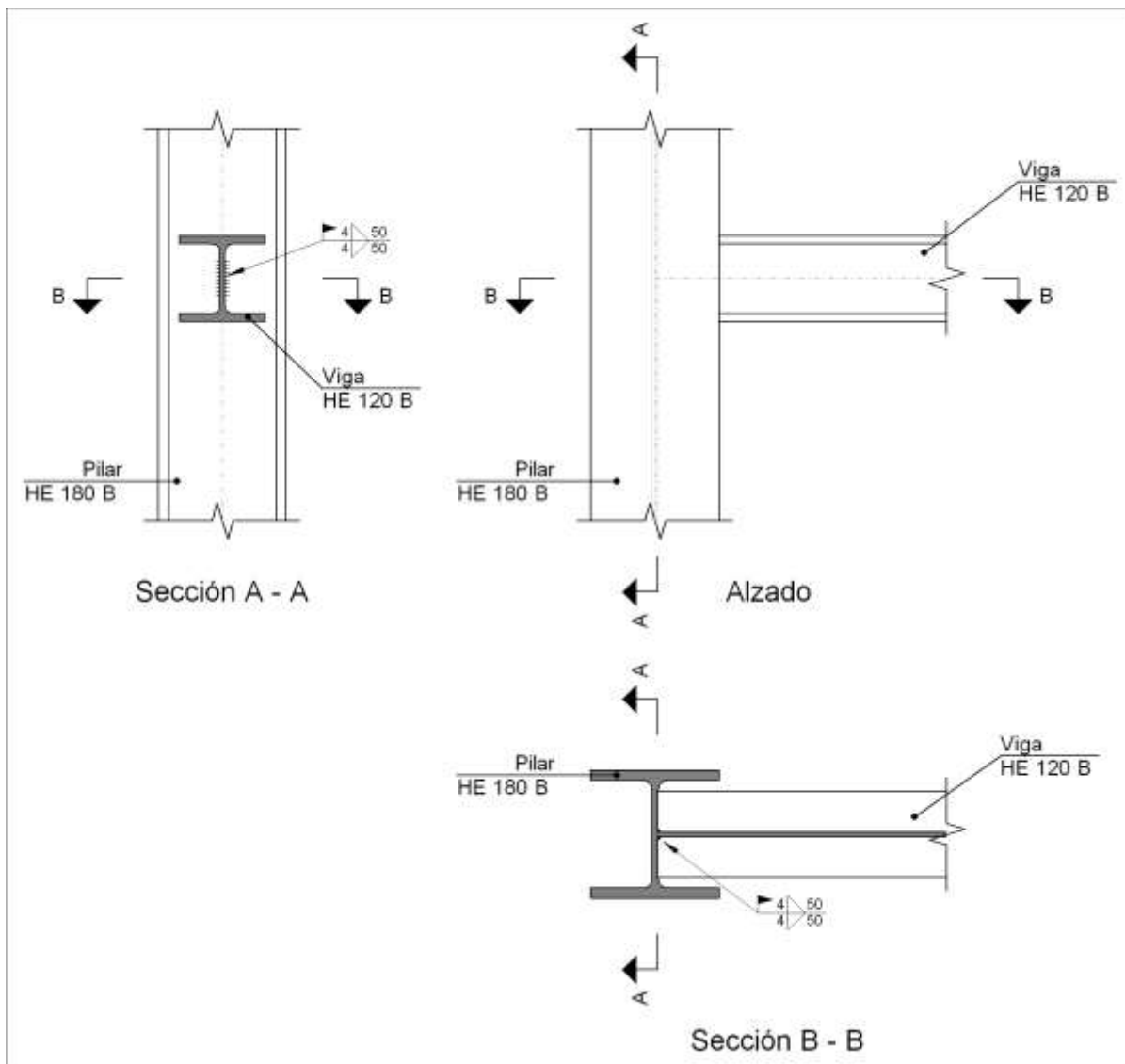
d) Medición

Soldaduras				
f_u (MPa)	Ejecución	Tipo	Espesor de garganta (mm)	Longitud de cordones (mm)
430.0	En taller	En ángulo	3	2750
			4	992
			5	1790
	En el lugar de montaje	En ángulo	3	1375
			5	1580

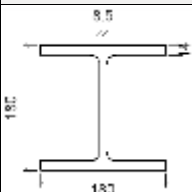
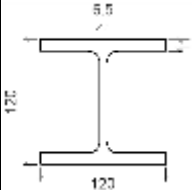
Chapas				
Material	Tipo	Cantidad	Dimensiones (mm)	Peso (kg)
S275	Rigidizadores	4	152x155x11	8.14
	Chapas	2	155x248x7	4.24
		2	160x290x11	8.01
	Total			

TIPO 8 (Pilarillo con puerta pórtico hastial)**1.- TIPO 8.1**

a) Detalle



b) Descripción de los componentes de la unión

Perfiles									
Pieza	Descripción	Esquema	Geometría				Acero		
			Canto total (mm)	Ancho del ala (mm)	Espesor del ala (mm)	Espesor del alma (mm)	Tipo	f_v (MPa)	f_u (MPa)
Pilar	HE 180 B		180.0	180.0	14.0	8.5	S275	275.0	430.0
Viga	HE 120 B		120.0	120.0	11.0	6.5	S275	275.0	430.0

c) Comprobación

1) Pilar HE 180 B

Comprobaciones de resistencia					
Zona	Comprobación	Unidades	Pésimo	Resistente	Aprov. (%)
Alma	Punzonamiento	kN	0.297	198.247	0.15

2) Viga HE 120 B

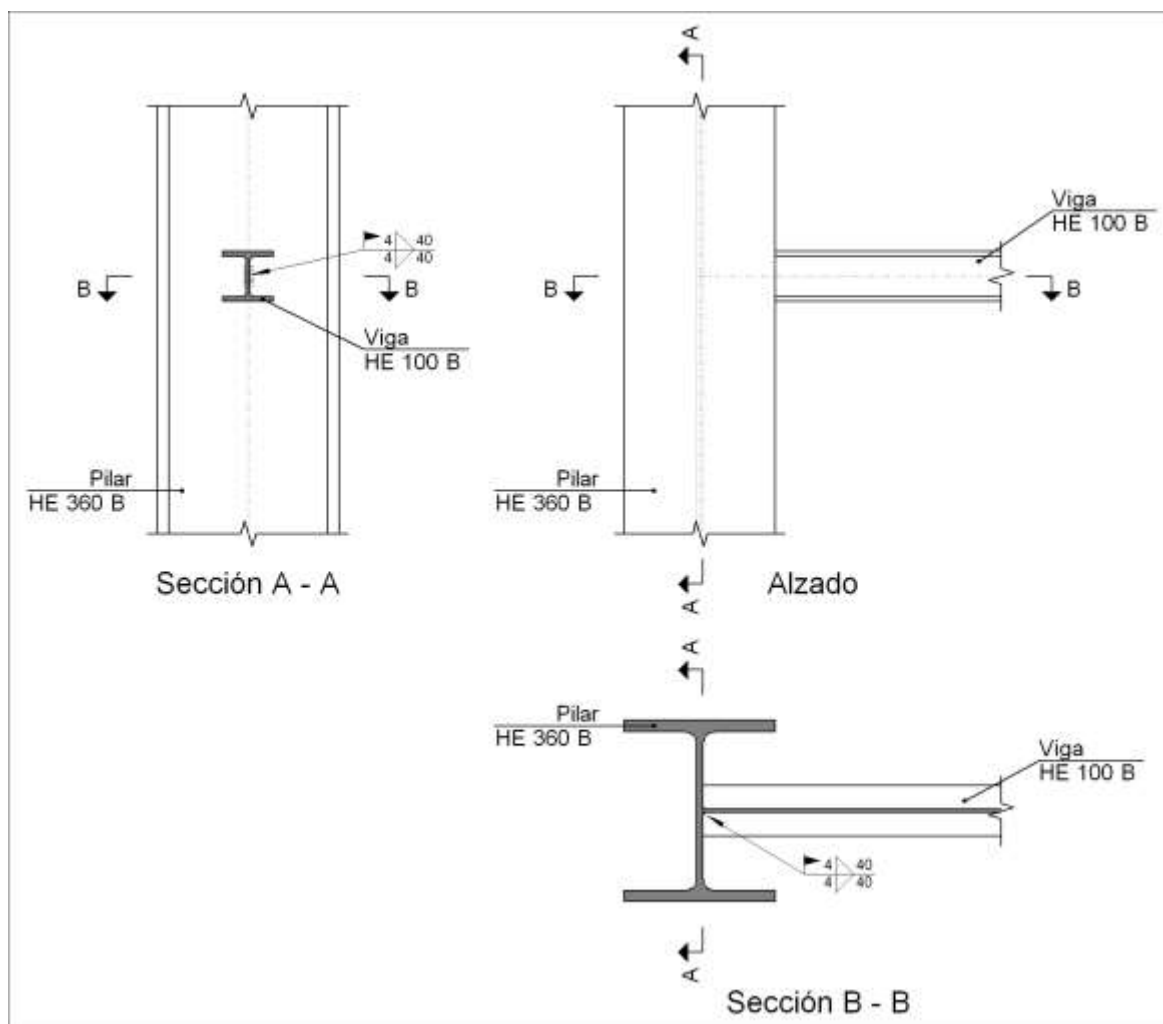
Soldaduras en ángulo										
Descripción	a (mm)	Tensión de Von Mises					Tensión normal		f_u (MPa)	β_w
		σ_{\perp} (MPa)	τ_{\perp} (MPa)	$\tau_{//}$ (MPa)	Valor (MPa)	Aprov. (%)	σ_{\perp} (MPa)	Aprov. (%)		
Soldadura del alma	4	0.5	0.5	2.2	4.0	0.98	0.5	0.15	430.0	0.85

d) Medición

Soldaduras				
f_u (MPa)	Ejecución	Tipo	Espesor de garganta (mm)	Longitud de cordones (mm)
430.0	En el lugar de montaje	En ángulo	4	100

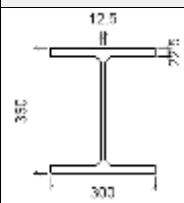
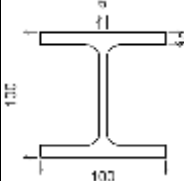
TIPO 9 (Pilar con jácena de puerta de incendios)**1.- TIPO 9.1**

a) Detalle



b) Descripción de los componentes de la unión

Perfiles									
Pieza	Descripción	Esquema	Geometría				Tipo	Acero	
			Canto total (mm)	Ancho del ala (mm)	Espesor del ala (mm)	Espesor del alma (mm)		f_v (MPa)	f_u (MPa)

Perfiles									
Pieza	Descripción	Esquema	Geometría				Acero		
			Canto total (mm)	Ancho del ala (mm)	Espesor del ala (mm)	Espesor del alma (mm)	Tipo	f_y (MPa)	f_u (MPa)
Pilar	HE 360 B		360.0	300.0	22.5	12.5	S275	275.0	430.0
Viga	HE 100 B		100.0	100.0	10.0	6.0	S275	275.0	430.0

c) Comprobación

1) Pilar HE 360 B

Comprobaciones de resistencia					
Zona	Comprobación	Unidades	Pésimo	Resistente	Aprov. (%)
Alma	Punzonamiento	kN	0.374	237.360	0.16

2) Viga HE 100 B

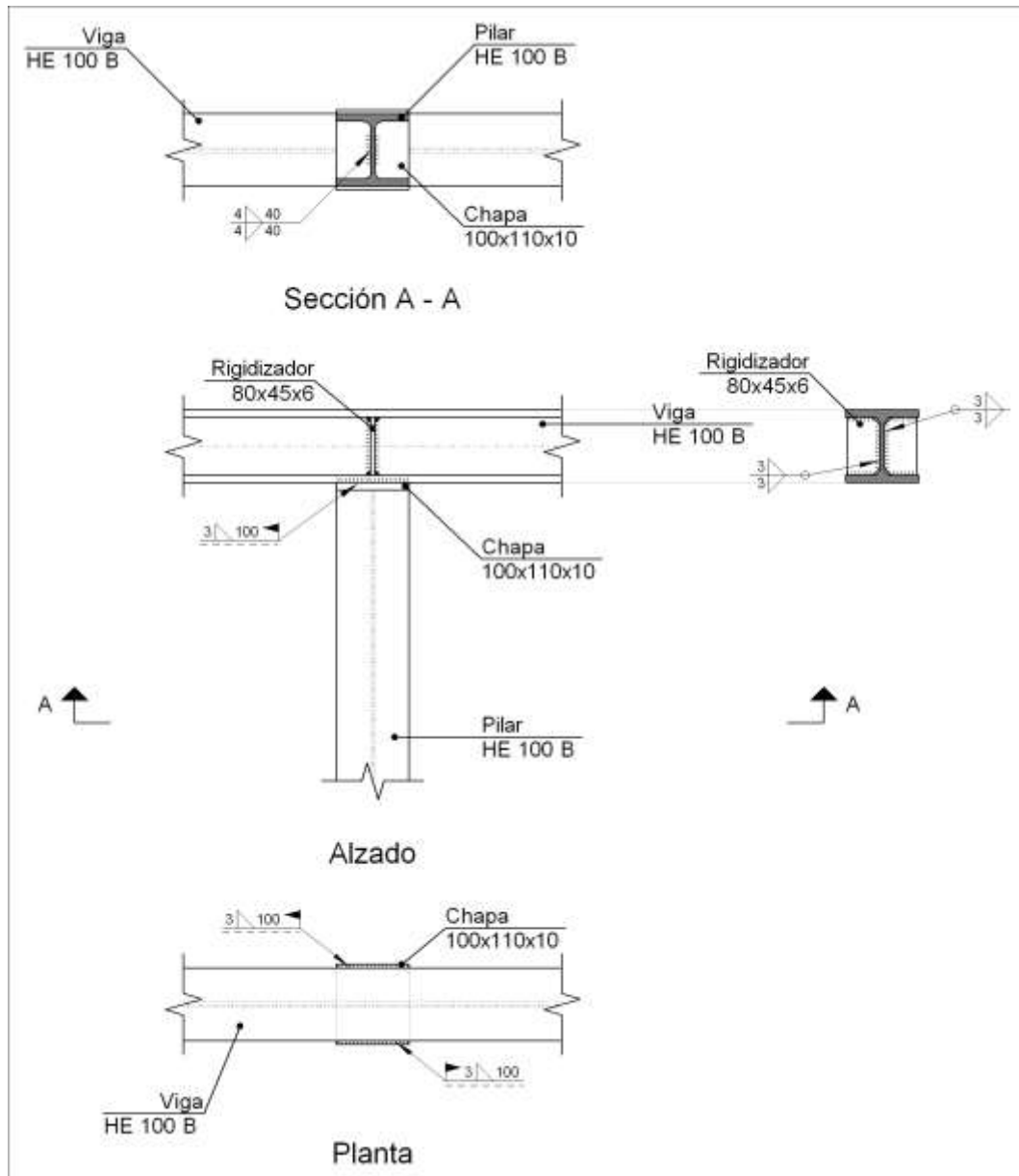
Soldaduras en ángulo										
Descripción	a (mm)	Tensión de Von Mises					Tensión normal		f_u (MPa)	β_w
		σ_{\perp} (MPa)	τ_{\perp} (MPa)	$\tau_{//}$ (MPa)	Valor (MPa)	Aprov. (%)	σ_{\perp} (MPa)	Aprov. (%)		
Soldadura del alma	4	1.5	1.8	0.3	3.5	0.87	1.5	0.45	430.0	0.85

d) Medición

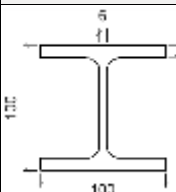
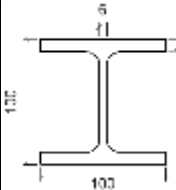
Soldaduras				
f_u (MPa)	Ejecución	Tipo	Espesor de garganta (mm)	Longitud de cordones (mm)
430.0	En el lugar de montaje	En ángulo	4	80

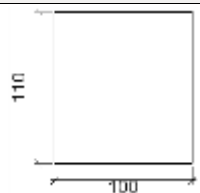

TIPO 10 (Pilarillo con jácena de puerta de incendios)**1.- TIPO 10.1**

a) Detalle



b) Descripción de los componentes de la unión

Perfiles									
Pieza	Descripción	Geometría					Acero		
		Esquema	Canto total (mm)	Ancho del ala (mm)	Espesor del ala (mm)	Espesor del alma (mm)	Tipo	f_v (MPa)	f_u (MPa)
Pilar	HE 100 B		100.0	100.0	10.0	6.0	S275	275.0	430.0
Viga	HE 100 B		100.0	100.0	10.0	6.0	S275	275.0	430.0

Elementos complementarios							
Pieza	Esquema	Geometría			Tipo	Acero	
		Ancho (mm)	Canto (mm)	Espesor (mm)		f_v (MPa)	f_u (MPa)
Chapa frontal		100.0	110.0	10.0	S275	275.0	430.0
Rigidizador		80.0	45.0	6.0	S275	275.0	430.0

c) Comprobación

1) Pilar HE 100 B

Soldaduras en ángulo										
Descripción	a (mm)	Tensión de Von Mises					Tensión normal		f _u (MPa)	β _w
		σ _⊥ (MPa)	τ _⊥ (MPa)	τ _{//} (MPa)	Valor (MPa)	Aprov. (%)	σ _⊥ (MPa)	Aprov. (%)		
Soldadura del alma	4	1.0	1.3	2.3	4.7	1.17	1.2	0.35	430.0	0.85

2) Viga HE 100 B

Soldaduras en ángulo										
Descripción	a (mm)	Tensión de Von Mises					Tensión normal		f _u (MPa)	β _w
		σ _⊥ (MPa)	τ _⊥ (MPa)	τ _{//} (MPa)	Valor (MPa)	Aprov. (%)	σ _⊥ (MPa)	Aprov. (%)		
Soldadura de rigidizador al alma de la viga	3	0.0	0.0	0.8	1.3	0.32	0.0	0.00	430.0	0.85
Soldadura de la viga a la chapa	3	1.5	1.5	0.1	3.0	0.74	1.5	0.43	430.0	0.85

d) Medición

Soldaduras				
f _u (MPa)	Ejecución	Tipo	Espesor de garganta (mm)	Longitud de cordones (mm)
430.0	En taller	En ángulo	3	520
			4	80
	En el lugar de montaje	En ángulo	3	200

Chapas				
Material	Tipo	Cantidad	Dimensiones (mm)	Peso (kg)
S275	Rigidizadores	2	80x45x6	0.34
	Chapas	1	100x110x10	0.86
				Total

3.1.13.3 PLACAS DE ANCLAJE

Debido a que los pilares metálicos no podrían asentar directamente sobre el hormigón de la cimentación, ya que éste no resistiría las tensiones transmitidas, se dispondrán unas placas metálicas entre el pilar y la cimentación. Su misión fundamental será la de disminuir las tensiones para que puedan ser admisibles para el hormigón. Los soportes distribuirán los esfuerzos de compresión, transmitidos por las zonas comprimidas del pilar, sobre una superficie suficiente de hormigón por medio de elementos de transición, como son las placas de anclaje o basas, para que no se supere la resistencia de cálculo del citado hormigón. Las placas asentarán preferiblemente sobre un mortero de nivelación sin retracción interpuesto entre ambos materiales, estableciéndose una capa de 25-60 mm.

La unión de la placa base con las zapatas de cimentación se llevará a cabo mediante pernos de anclaje embebidos en el hormigón, los cuales inmovilizarán el pilar ante posibles fuerzas de arrancamiento o momentos. El material utilizado será un acero S-275 para las placas y los pernos serán barras corrugadas B-400-S.

Las soluciones constructivas adoptadas se basan en el método recogido en el libro “Cálculo de Estructuras”, Tomo II, de D. Ramón Argüelles Álvarez, además de cumplir con lo establecido en el CTE.

Según el CTE, para asegurar la resistencia de esfuerzos tangentes, como cortantes o momentos torsores, y en caso de no disponerse de elementos específicos para ello, tales como topes o conectadores de cortante, se debe justificar la capacidad resistente en la sección de contacto entre el soporte y el hormigón mediante:

- a) el rozamiento entre la placa base y el hormigón
- b) la resistencia a cortante de los pernos de anclaje

La comprobación de resistencia de la superficie de hormigón frente a las tensiones de contacto, y la de las regiones circundantes en la masa de éste para los esfuerzos internos necesarios para equilibrar los de contacto se realizará de acuerdo a la instrucción aplicable a los elementos estructurales de hormigón armado.

Finalmente, con el objetivo de procurar un sistema bastante homogéneo entre las placas de anclaje implantadas en la obra, se considera apropiada la segregación de estos elementos en varios grupos.

- Grupo 1: (Placas de anclaje de los pilares de los pilares de esquina)
N1, N4, N19 y N22
- Grupo 2: (Placas de anclaje de los pilarillos de entreplanta)
N16, N17, N20 y N21
- Grupo 3: (Placas de anclaje de los pilarillos de la puerta principal)
N2 y N3
- Grupo 4: (Placas de anclaje de los pilarillos de la puerta de incendios)
N13 y N14
- Grupo 5: (Placas de anclaje de los pilares de los pórticos intermedios 2 a7)
N5, N6, N7, N8, N9, N10, N11, N12, N15 y N18

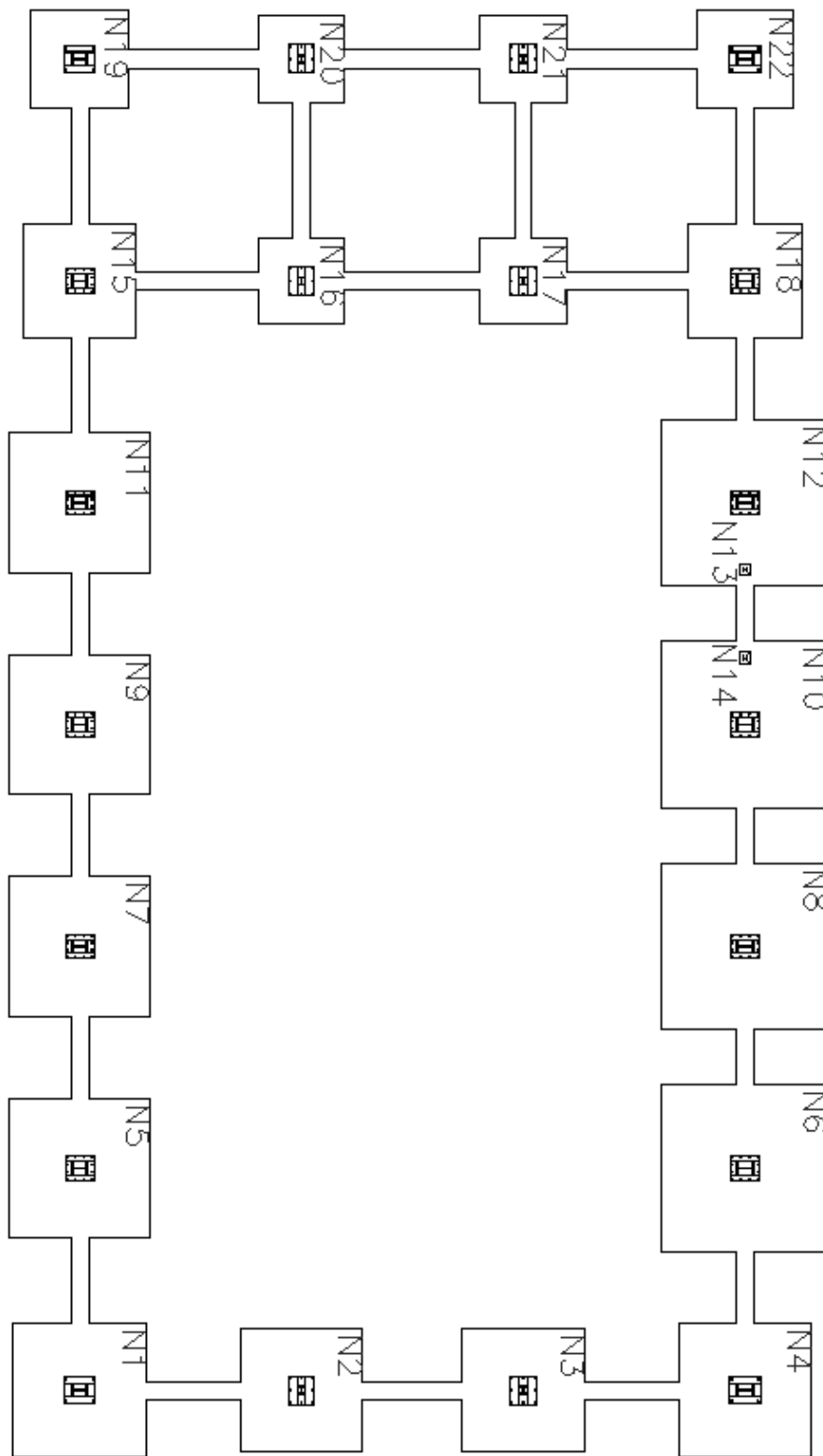


Figura 46. Disposición de placas de anclaje.

3.1.13.3.1 Comprobación

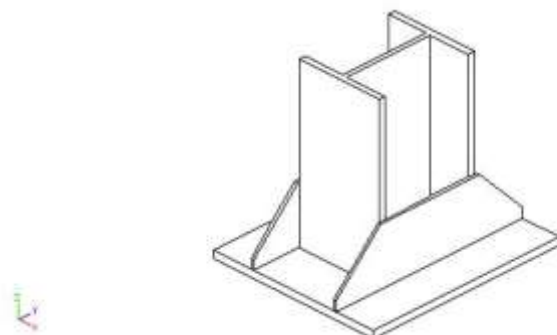
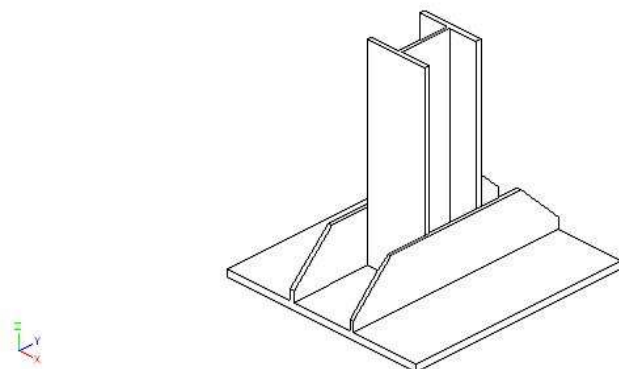
GRUPO 1: N1, N4, N19 y N22

Figura 47. Placa de Anclaje Grupo 1.

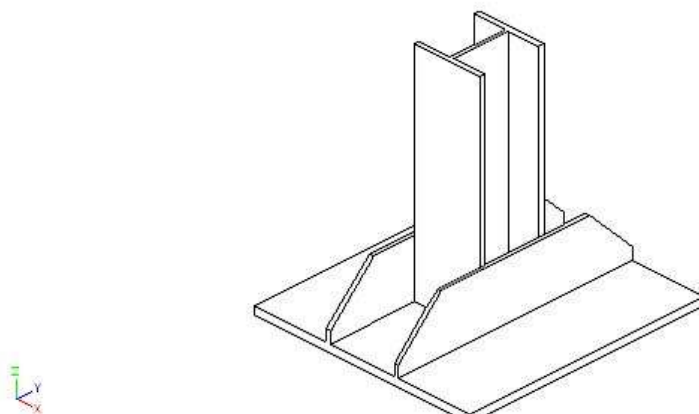
Referencia: N4 -Placa base: Ancho X: 600 mm Ancho Y: 700 mm Espesor: 25 mm -Pernos: 4Ø32 mm L=70 cm Gancho a 180 grados -Disposición: Posición X: Centrada Posición Y: Centrada -Rigidizadores: Paralelos X: - Paralelos Y: 2(200x35x10.0)		
Comprobación	Valores	Estado
Separación mínima entre pernos: <i>3 diámetros</i>	Mínimo: 96 mm Calculado: 501 mm	Cumple
Separación mínima pernos-borde: <i>1.5 diámetros</i>	Mínimo: 48 mm Calculado: 50 mm	Cumple
Esbeltez de rigidizadores: - Paralelos a Y:	Máximo: 50 Calculado: 45.5	Cumple
Longitud mínima del perno: <i>Se calcula la longitud de anclaje necesaria por adherencia.</i>	Mínimo: 32 cm Calculado: 70 cm	Cumple
Anclaje perno en hormigón: - Tracción: - Cortante: - Tracción + Cortante:	Máximo: 248.91 kN Calculado: 218.23 kN Máximo: 174.24 kN Calculado: 16.15 kN Máximo: 248.91 kN Calculado: 241.3 kN	Cumple Cumple Cumple
Tracción en vástago de pernos:	Máximo: 257.28 kN Calculado: 203.97 kN	Cumple

Referencia: N4 -Placa base: Ancho X: 600 mm Ancho Y: 700 mm Espesor: 25 mm -Pernos: 4Ø32 mm L=70 cm Gancho a 180 grados -Disposición: Posición X: Centrada Posición Y: Centrada -Rigidizadores: Paralelos X: - Paralelos Y: 2(200x35x10.0)		
Comprobación	Valores	Estado
Tensión de Von Mises en vástago de pernos:	Máximo: 400 MPa Calculado: 255.888 MPa	Cumple
Aplastamiento perno en placa: <i>Límite del cortante en un perno actuando contra la placa</i>	Máximo: 440 kN Calculado: 15.11 kN	Cumple
Tensión de Von Mises en secciones globales:	Máximo: 275 MPa	
- Derecha:	Calculado: 159.974 MPa	Cumple
- Izquierda:	Calculado: 245.962 MPa	Cumple
- Arriba:	Calculado: 165.304 MPa	Cumple
- Abajo:	Calculado: 137.942 MPa	Cumple
Flecha global equivalente: <i>Limitación de la deformabilidad de los vuelos</i>	Mínimo: 250	
- Derecha:	Calculado: 851.905	Cumple
- Izquierda:	Calculado: 806.966	Cumple
- Arriba:	Calculado: 5387.96	Cumple
- Abajo:	Calculado: 7009.46	Cumple
Tensión de Von Mises local: <i>Tensión por tracción de pernos sobre placas en voladizo</i>	Máximo: 275 MPa Calculado: 0 MPa	Cumple
Se cumplen todas las comprobaciones		
Información adicional:		
- Relación rotura pésima sección de hormigón: 0.189		

GRUPO 2: N16, N17, N20 y N21*Figura 48. Placa de Anclaje Grupo 2.*

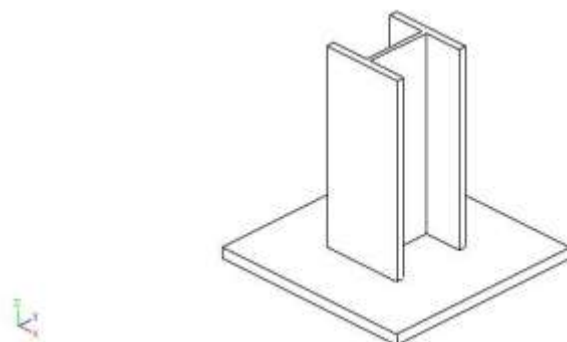
Referencia: N16 -Placa base: Ancho X: 600 mm Ancho Y: 650 mm Espesor: 20 mm -Pernos: 8Ø25 mm L=50 cm Gancho a 180 grados -Disposición: Posición X: Centrada Posición Y: Centrada -Rigidizadores: Paralelos X: - Paralelos Y: 2(150x30x10.0)		
Comprobación	Valores	Estado
Separación mínima entre pernos: <i>3 diámetros</i>	Mínimo: 75 mm Calculado: 260 mm	Cumple
Separación mínima pernos-borde: <i>1.5 diámetros</i>	Mínimo: 37 mm Calculado: 40 mm	Cumple
Esbeltez de rigidizadores: - Paralelos a Y:	Máximo: 50 Calculado: 48.3	Cumple
Longitud mínima del perno: <i>Se calcula la longitud de anclaje necesaria por adherencia.</i>	Mínimo: 25 cm Calculado: 50 cm	Cumple
Anclaje perno en hormigón: - Tracción: - Cortante: - Tracción + Cortante:	Máximo: 138.9 kN Calculado: 22.88 kN Máximo: 97.23 kN Calculado: 2.6 kN Máximo: 138.9 kN Calculado: 26.6 kN	Cumple Cumple Cumple
Tracción en vástago de pernos:	Máximo: 157.12 kN Calculado: 22.89 kN	Cumple
Tensión de Von Mises en vástago de pernos:	Máximo: 400 MPa Calculado: 47.5784 MPa	Cumple
Aplastamiento perno en placa: <i>Límite del cortante en un perno actuando contra la placa</i>	Máximo: 275 kN Calculado: 2.44 kN	Cumple

Referencia: N16 -Placa base: Ancho X: 600 mm Ancho Y: 650 mm Espesor: 20 mm -Pernos: 8Ø25 mm L=50 cm Gancho a 180 grados -Disposición: Posición X: Centrada Posición Y: Centrada -Rigidizadores: Paralelos X: - Paralelos Y: 2(150x30x10.0)		
Comprobación	Valores	Estado
Tensión de Von Mises en secciones globales:	Máximo: 275 MPa	
- Derecha:	Calculado: 174.498 MPa	Cumple
- Izquierda:	Calculado: 158.472 MPa	Cumple
- Arriba:	Calculado: 92.1423 MPa	Cumple
- Abajo:	Calculado: 86.3915 MPa	Cumple
Flecha global equivalente:	Mínimo: 250	
<i>Limitación de la deformabilidad de los vuelos</i>		
- Derecha:	Calculado: 295.01	Cumple
- Izquierda:	Calculado: 330.18	Cumple
- Arriba:	Calculado: 6172.15	Cumple
- Abajo:	Calculado: 5858.27	Cumple
Tensión de Von Mises local:	Máximo: 275 MPa	
<i>Tensión por tracción de pernos sobre placas en voladizo</i>	Calculado: 44.7904 MPa	Cumple
Se cumplen todas las comprobaciones		
Información adicional:		
- Relación rotura pésima sección de hormigón: 0.0333		
- Punto de tensión local máxima: (-0.09, -0.325)		

GRUPO 3: N2 y N3*Figura 49. Placa de Anclaje Grupo 3.*

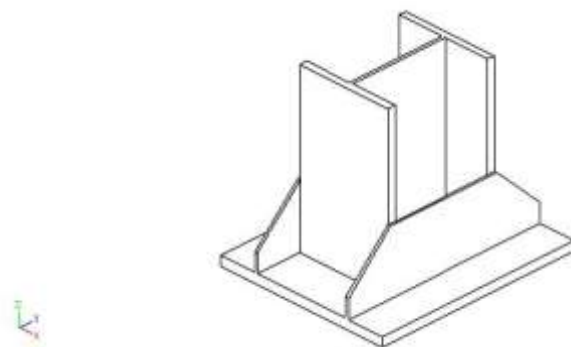
Referencia: N2 -Placa base: Ancho X: 600 mm Ancho Y: 650 mm Espesor: 20 mm -Pernos: 8Ø25 mm L=50 cm Gancho a 180 grados -Disposición: Posición X: Centrada Posición Y: Centrada -Rigidizadores: Paralelos X: - Paralelos Y: 2(150x30x10.0)		
Comprobación	Valores	Estado
Separación mínima entre pernos: <i>3 diámetros</i>	Mínimo: 75 mm Calculado: 260 mm	Cumple
Separación mínima pernos-borde: <i>1.5 diámetros</i>	Mínimo: 37 mm Calculado: 40 mm	Cumple
Esbeltez de rigidizadores: - Paralelos a Y:	Máximo: 50 Calculado: 48.3	Cumple
Longitud mínima del perno: <i>Se calcula la longitud de anclaje necesaria por adherencia.</i>	Mínimo: 25 cm Calculado: 50 cm	Cumple
Anclaje perno en hormigón: - Tracción: - Cortante: - Tracción + Cortante:	Máximo: 138.9 kN Calculado: 49.26 kN Máximo: 97.23 kN Calculado: 6.96 kN Máximo: 138.9 kN Calculado: 59.19 kN	Cumple Cumple Cumple
Tracción en vástago de pernos:	Máximo: 157.12 kN Calculado: 46.43 kN	Cumple
Tensión de Von Mises en vástago de pernos:	Máximo: 400 MPa Calculado: 97.9618 MPa	Cumple

Referencia: N2 -Placa base: Ancho X: 600 mm Ancho Y: 650 mm Espesor: 20 mm -Pernos: 8Ø25 mm L=50 cm Gancho a 180 grados -Disposición: Posición X: Centrada Posición Y: Centrada -Rigidizadores: Paralelos X: - Paralelos Y: 2(150x30x10.0)		
Comprobación	Valores	Estado
Aplastamiento perno en placa: <i>Límite del cortante en un perno actuando contra la placa</i>	Máximo: 275 kN Calculado: 6.52 kN	Cumple
Tensión de Von Mises en secciones globales: - Derecha: - Izquierda: - Arriba: - Abajo:	Máximo: 275 MPa Calculado: 105.661 MPa Calculado: 98.6737 MPa Calculado: 165.66 MPa Calculado: 188.399 MPa	Cumple Cumple Cumple Cumple
Flecha global equivalente: <i>Limitación de la deformabilidad de los vuelos</i> - Derecha: - Izquierda: - Arriba: - Abajo:	Mínimo: 250 Calculado: 1695.13 Calculado: 837.472 Calculado: 2575.43 Calculado: 2604.2	Cumple Cumple Cumple Cumple
Tensión de Von Mises local: <i>Tensión por tracción de pernos sobre placas en voladizo</i>	Máximo: 275 MPa Calculado: 102.242 MPa	Cumple
Se cumplen todas las comprobaciones		
Información adicional: - Relación rotura pésima sección de hormigón: 0.0706 - Punto de tensión local máxima: (-0.09, 0.09)		

GRUPO 4: N13 y N14*Figura 50. Placa de Anclaje Grupo 4.*

Referencia: N13 -Placa base: Ancho X: 250 mm Ancho Y: 250 mm Espesor: 14 mm -Pernos: 4Ø10 mm L=30 cm Gancho a 180 grados -Disposición: Posición X: Centrada Posición Y: Centrada		
Comprobación	Valores	Estado
Separación mínima entre pernos: <i>3 diámetros</i>	Mínimo: 30 mm Calculado: 210 mm	Cumple
Separación mínima pernos-borde: <i>1.5 diámetros</i>	Mínimo: 15 mm Calculado: 20 mm	Cumple
Longitud mínima del perno: <i>Se calcula la longitud de anclaje necesaria por adherencia.</i>	Mínimo: 15 cm Calculado: 30 cm	Cumple
Anclaje perno en hormigón: - Tracción: - Cortante: - Tracción + Cortante:	Máximo: 33.34 kN Calculado: 14.91 kN Máximo: 23.34 kN Calculado: 1.59 kN Máximo: 33.34 kN Calculado: 17.18 kN	Cumple Cumple Cumple
Tracción en vástago de pernos:	Máximo: 25.12 kN Calculado: 14.04 kN	Cumple
Tensión de Von Mises en vástago de pernos:	Máximo: 400 MPa Calculado: 182.526 MPa	Cumple
Aplastamiento perno en placa: <i>Límite del cortante en un perno actuando contra la placa</i>	Máximo: 77 kN Calculado: 1.49 kN	Cumple
Tensión de Von Mises en secciones globales: - Derecha: - Izquierda: - Arriba:	Máximo: 275 MPa Calculado: 61.0355 MPa Calculado: 60.971 MPa Calculado: 190.529 MPa	Cumple Cumple Cumple

Referencia: N13		
-Placa base: Ancho X: 250 mm Ancho Y: 250 mm Espesor: 14 mm		
-Pernos: 4Ø10 mm L=30 cm Gancho a 180 grados		
-Disposición: Posición X: Centrada Posición Y: Centrada		
Comprobación	Valores	Estado
- Abajo:	Calculado: 193.741 MPa	Cumple
Flecha global equivalente: <i>Limitación de la deformabilidad de los vuelos</i>	Mínimo: 250	
- Derecha:	Calculado: 5300.74	Cumple
- Izquierda:	Calculado: 5313.26	Cumple
- Arriba:	Calculado: 367.176	Cumple
- Abajo:	Calculado: 363.979	Cumple
Tensión de Von Mises local: <i>Tensión por tracción de pernos sobre placas en voladizo</i>	Máximo: 275 MPa Calculado: 0 MPa	Cumple
Se cumplen todas las comprobaciones		
Información adicional:		
- Relación rotura pésima sección de hormigón: 0.0922		

GRUPO 5: N5, N6, N7, N8, N9, N10, N11, N12, N15 y N18*Figura 51. Placa de Anclaje Grupo 5.*

Referencia: N6 -Placa base: Ancho X: 550 mm Ancho Y: 650 mm Espesor: 30 mm -Pernos: 12Ø25 mm L=60 cm Gancho a 180 grados -Disposición: Posición X: Centrada Posición Y: Centrada -Rigidizadores: Paralelos X: - Paralelos Y: 2(200x60x9.0)		
Comprobación	Valores	Estado
Separación mínima entre pernos: <i>3 diámetros</i>	Mínimo: 75 mm Calculado: 157 mm	Cumple
Separación mínima pernos-borde: <i>1.5 diámetros</i>	Mínimo: 37 mm Calculado: 40 mm	Cumple
Esbeltez de rigidizadores: - Paralelos a Y:	Máximo: 50 Calculado: 47.5	Cumple
Longitud mínima del perno: <i>Se calcula la longitud de anclaje necesaria por adherencia.</i>	Mínimo: 25 cm Calculado: 60 cm	Cumple
Anclaje perno en hormigón: - Tracción: - Cortante: - Tracción + Cortante:	Máximo: 166.68 kN Calculado: 132.95 kN Máximo: 116.68 kN Calculado: 7.3 kN Máximo: 166.68 kN Calculado: 143.38 kN	Cumple Cumple Cumple
Tracción en vástago de pernos:	Máximo: 157.12 kN Calculado: 125.83 kN	Cumple
Tensión de Von Mises en vástago de pernos:	Máximo: 400 MPa Calculado: 257.704 MPa	Cumple
Aplastamiento perno en placa: <i>Límite del cortante en un perno actuando contra la placa</i>	Máximo: 412.5 kN Calculado: 6.94 kN	Cumple
Tensión de Von Mises en secciones globales:	Máximo: 275 MPa	

Referencia: N6 -Placa base: Ancho X: 550 mm Ancho Y: 650 mm Espesor: 30 mm -Pernos: 12Ø25 mm L=60 cm Gancho a 180 grados -Disposición: Posición X: Centrada Posición Y: Centrada -Rigidizadores: Paralelos X: - Paralelos Y: 2(200x60x9.0)		
Comprobación	Valores	Estado
- Derecha:	Calculado: 96.7309 MPa	Cumple
- Izquierda:	Calculado: 100.924 MPa	Cumple
- Arriba:	Calculado: 200.488 MPa	Cumple
- Abajo:	Calculado: 151.858 MPa	Cumple
Flecha global equivalente: <i>Limitación de la deformabilidad de los vuelos</i>		
- Derecha:	Mínimo: 250 Calculado: 4944.69	Cumple
- Izquierda:	Calculado: 4479.73	Cumple
- Arriba:	Calculado: 5236.31	Cumple
- Abajo:	Calculado: 8175.75	Cumple
Tensión de Von Mises local: <i>Tensión por tracción de pernos sobre placas en voladizo</i>		
	Máximo: 275 MPa Calculado: 226.234 MPa	Cumple
Se cumplen todas las comprobaciones		
Información adicional: - Relación rotura pésima sección de hormigón: 0.226 - Punto de tensión local máxima: (-0.15, 0.18)		

3.1.13.4 CIMENTACIÓN

3.1.13.4.1 Elementos de cimentación aislados

Durante el proceso de diseño y estimación de cálculos, se ha procurado optimizar y mantener las prestaciones de la cimentación implantada, para lo cual se ha determinado factible la posibilidad de procurar un resultado de cimentación lo más homogéneo posible.

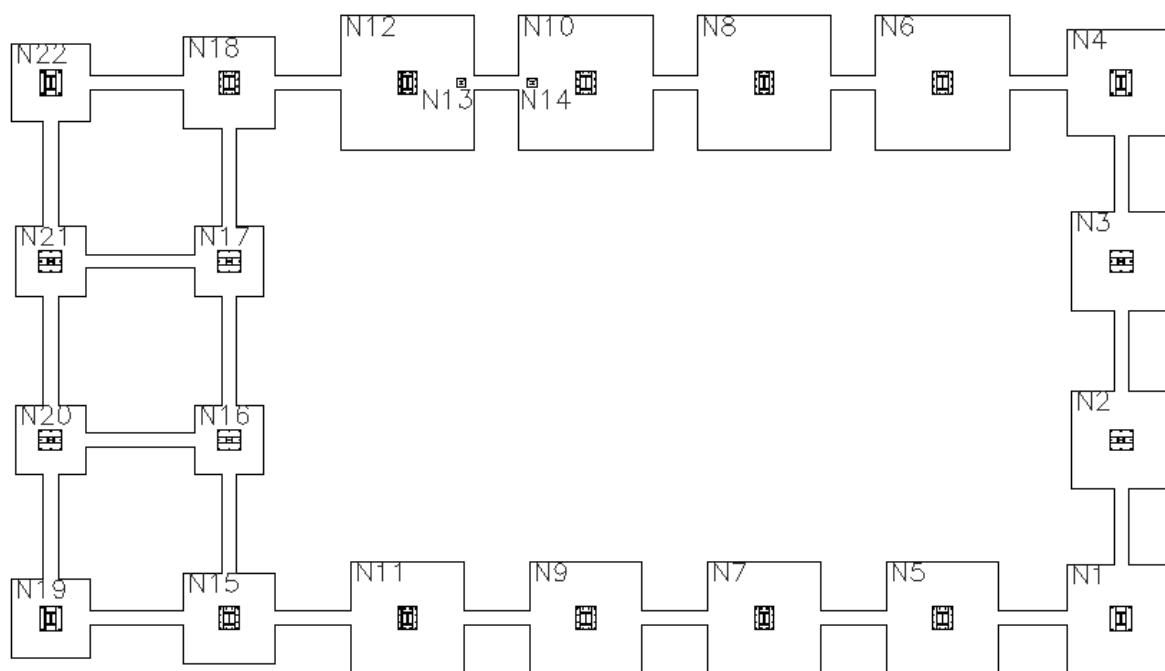


Figura 52. Disposición de las zapatas de hormigón.

Mediante la figura anterior, se establecen los códigos de referencia de cada zapata de hormigón armado empleada en la cimentación del presente proyecto.

Asimismo, dadas las circunstancias mencionadas, tal y como se puede apreciar en la figura anterior, existen varios tipos distintos de zapatas implantadas, con lo cual, se pueden establecer una serie de agrupaciones que serán bastante útiles a la hora de establecer descripciones, mediciones e incluso comprobaciones de estos elementos.

Por tanto, los grupos son los siguientes:

- Grupo 1: (Zapatas de los pilares del lateral de la marquesina, de los 2 a 5)
N5, N7, N9 y N11
- Grupo 2: (Zapatas de los pilares del lateral de la puerta de incendios, de los pórticos intermedios 2 y 3)
N6 y N8
- Grupo 3: (Zapatas de los pilares del lateral de la puerta de incendios y pilarillos de puerta de incendios, pórticos 4 y 5)
N10, N12, N13 y N14
- Grupo 4: (Zapatas de los pilarillos de la puerta principal, del pórtico hastial frontal)
N2 y N3
- Grupo 5: (Zapatas de los pilarillos de entreplanta, de los pórticos 6 y 7)
N16, N17, N20 y N21
- Grupo 6: (Zapatas de los pilares de esquina del pórtico hastial principal)
N1 y N4
- Grupo 7: (Zapatas de los pilares del pórtico 6)
N15 y N18
- Grupo 8: (Zapatas de los pilares de esquina del pórtico hastial final)
N19 y N22

3.1.13.4.1.1 Comprobación

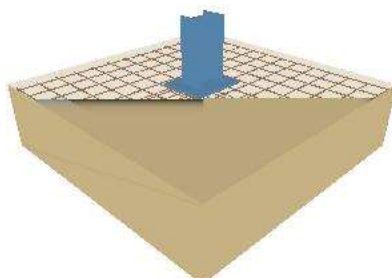
GRUPO 1: N5, N7, N9 y N11

Figura 53. Zapata "Grupo 1".

Referencia: N5		
Dimensiones: 315 x 315 x 80		
Armados: Xi:Ø16c/25 Yi:Ø16c/25 Xs:Ø16c/25 Ys:Ø16c/25		
Comprobación	Valores	Estado
Tensiones sobre el terreno: <i>Criterio de CYPE Ingenieros</i>		
- Tensión media en situaciones persistentes:	Máximo: 0.2 MPa Calculado: 0.040221 MPa	Cumple
- Tensión máxima en situaciones persistentes sin viento:	Máximo: 0.249959 MPa Calculado: 0.0567999 MPa	Cumple
- Tensión máxima en situaciones persistentes con viento:	Máximo: 0.249959 MPa Calculado: 0.0808344 MPa	Cumple
Vuelco de la zapata: <i>Si el % de reserva de seguridad es mayor que cero, quiere decir que los coeficientes de seguridad al vuelco son mayores que los valores estrictos exigidos para todas las combinaciones de equilibrio.</i>		
- En dirección X:	Reserva seguridad: 3567.9 %	Cumple
- En dirección Y:	Reserva seguridad: 23.2 %	Cumple
Flexión en la zapata:		
- En dirección X:	Momento: 73.20 kN·m	Cumple
- En dirección Y:	Momento: 175.00 kN·m	Cumple
Cortante en la zapata:		
- En dirección X:	Cortante: 49.64 kN	Cumple
- En dirección Y:	Cortante: 127.73 kN	Cumple

Referencia: N5		
Dimensiones: 315 x 315 x 80		
Armados: Xi:Ø16c/25 Yi:Ø16c/25 Xs:Ø16c/25 Ys:Ø16c/25		
Comprobación	Valores	Estado
Compresión oblicua en la zapata: - Situaciones persistentes: <i>Criterio de CYPE Ingenieros</i>	Máximo: 5000 kN/m ² Calculado: 161.3 kN/m ²	Cumple
Canto mínimo: <i>Artículo 59.8.1 (norma EHE-08)</i>	Mínimo: 25 cm Calculado: 80 cm	Cumple
Espacio para anclar arranques en cimentación: - N4:	Mínimo: 68 cm Calculado: 72 cm	Cumple
Cuantía geométrica mínima: <i>Criterio de CYPE Ingenieros</i>	Mínimo: 0.002	
- En dirección X:	Calculado: 0.0021	Cumple
- En dirección Y:	Calculado: 0.0021	Cumple
Cuantía mínima necesaria por flexión: <i>Artículo 42.3.2 (norma EHE-08)</i>	Calculado: 0.0011	
- Armado inferior dirección X:	Mínimo: 0.0002	Cumple
- Armado inferior dirección Y:	Mínimo: 0.0005	Cumple
- Armado superior dirección X:	Mínimo: 0.0001	Cumple
- Armado superior dirección Y:	Mínimo: 0.0003	Cumple
Diámetro mínimo de las barras: <i>Recomendación del Artículo 59.8.2 (norma EHE-08)</i>	Mínimo: 12 mm	
- Parrilla inferior:	Calculado: 16 mm	Cumple
- Parrilla superior:	Calculado: 16 mm	Cumple
Separación máxima entre barras: <i>Artículo 59.8.2 (norma EHE-08)</i>	Máximo: 30 cm	
- Armado inferior dirección X:	Calculado: 25 cm	Cumple
- Armado inferior dirección Y:	Calculado: 25 cm	Cumple
- Armado superior dirección X:	Calculado: 25 cm	Cumple
- Armado superior dirección Y:	Calculado: 25 cm	Cumple
Separación mínima entre barras: <i>Recomendación del libro "Cálculo de estructuras de cimentación", J. Calavera. ed. INTEMAC, 1991</i>	Mínimo: 10 cm	
- Armado inferior dirección X:	Calculado: 25 cm	Cumple
- Armado inferior dirección Y:	Calculado: 25 cm	Cumple
- Armado superior dirección X:	Calculado: 25 cm	Cumple
- Armado superior dirección Y:	Calculado: 25 cm	Cumple

Referencia: N5		
Dimensiones: 315 x 315 x 80		
Armados: Xi:Ø16c/25 Yi:Ø16c/25 Xs:Ø16c/25 Ys:Ø16c/25		
Comprobación	Valores	Estado
Longitud de anclaje: <i>Criterio del libro "Cálculo de estructuras de cimentación", J. Calavera. ed. INTEMAC, 1991</i>	Mínimo: 16 cm	
- Armado inf. dirección X hacia der:	Calculado: 66 cm	Cumple
- Armado inf. dirección X hacia izq:	Calculado: 66 cm	Cumple
- Armado inf. dirección Y hacia arriba:	Calculado: 62 cm	Cumple
- Armado inf. dirección Y hacia abajo:	Calculado: 62 cm	Cumple
- Armado sup. dirección X hacia der:	Calculado: 66 cm	Cumple
- Armado sup. dirección X hacia izq:	Calculado: 66 cm	Cumple
- Armado sup. dirección Y hacia arriba:	Calculado: 62 cm	Cumple
- Armado sup. dirección Y hacia abajo:	Calculado: 62 cm	Cumple
Se cumplen todas las comprobaciones		
Información adicional:		
- Zapata de tipo rígido (Artículo 59.2 (norma EHE-08))		
- Relación rotura pésima (En dirección X): 0.14		
- Relación rotura pésima (En dirección Y): 0.32		
- Cortante de agotamiento (En dirección X): 584.58 kN		
- Cortante de agotamiento (En dirección Y): 584.58 kN		

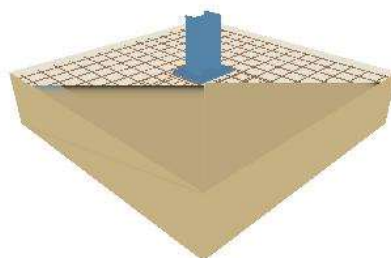
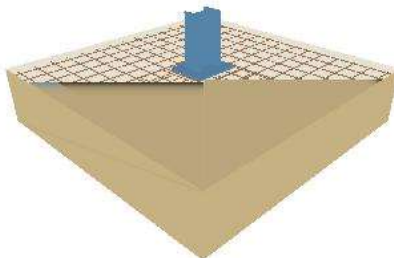
GRUPO 2: N6 y N8

Figura 54. Zapata "Grupo 2".

Referencia: N8		
Dimensiones: 375 x 375 x 80		
Armados: Xi:Ø16c/25 Yi:Ø16c/25 Xs:Ø16c/25 Ys:Ø16c/25		
Comprobación	Valores	Estado
Tensiones sobre el terreno: <i>Criterio de CYPE Ingenieros</i>		
- Tensión media en situaciones persistentes:	Máximo: 0.2 MPa Calculado: 0.0354141 MPa	Cumple
- Tensión máxima en situaciones persistentes sin viento:	Máximo: 0.249959 MPa Calculado: 0.031392 MPa	Cumple
- Tensión máxima en situaciones persistentes con viento:	Máximo: 0.249959 MPa Calculado: 0.0710244 MPa	Cumple
Vuelco de la zapata: <i>Si el % de reserva de seguridad es mayor que cero, quiere decir que los coeficientes de seguridad al vuelco son mayores que los valores estrictos exigidos para todas las combinaciones de equilibrio.</i>		
- En dirección X:	Reserva seguridad: 5913.7 %	Cumple
- En dirección Y:	Reserva seguridad: 2.7 %	Cumple
Flexión en la zapata:		
- En dirección X:	Momento: 39.30 kN·m	Cumple
- En dirección Y:	Momento: 259.19 kN·m	Cumple
Cortante en la zapata:		
- En dirección X:	Cortante: 26.49 kN	Cumple
- En dirección Y:	Cortante: 179.13 kN	Cumple
Compresión oblicua en la zapata:		
- Situaciones persistentes: <i>Criterio de CYPE Ingenieros</i>	Máximo: 5000 kN/m ² Calculado: 69 kN/m ²	Cumple

Referencia: N8		
Dimensiones: 375 x 375 x 80		
Armados: Xi:Ø16c/25 Yi:Ø16c/25 Xs:Ø16c/25 Ys:Ø16c/25		
Comprobación	Valores	Estado
Canto mínimo: <i>Artículo 59.8.1 (norma EHE-08)</i>	Mínimo: 25 cm Calculado: 80 cm	Cumple
Espacio para anclar arranques en cimentación: - N8:	Mínimo: 68 cm Calculado: 72 cm	Cumple
Cuantía geométrica mínima: <i>Criterio de CYPE Ingenieros</i>	Mínimo: 0.002	
- En dirección X:	Calculado: 0.0021	Cumple
- En dirección Y:	Calculado: 0.0021	Cumple
Cuantía mínima necesaria por flexión: <i>Artículo 42.3.2 (norma EHE-08)</i>	Calculado: 0.0011	
- Armado inferior dirección X:	Mínimo: 0.0001	Cumple
- Armado inferior dirección Y:	Mínimo: 0.0006	Cumple
- Armado superior dirección X:	Mínimo: 0.0001	Cumple
- Armado superior dirección Y:	Mínimo: 0.0004	Cumple
Diámetro mínimo de las barras: <i>Recomendación del Artículo 59.8.2 (norma EHE-08)</i>	Mínimo: 12 mm	
- Parrilla inferior:	Calculado: 16 mm	Cumple
- Parrilla superior:	Calculado: 16 mm	Cumple
Separación máxima entre barras: <i>Artículo 59.8.2 (norma EHE-08)</i>	Máximo: 30 cm	
- Armado inferior dirección X:	Calculado: 25 cm	Cumple
- Armado inferior dirección Y:	Calculado: 25 cm	Cumple
- Armado superior dirección X:	Calculado: 25 cm	Cumple
- Armado superior dirección Y:	Calculado: 25 cm	Cumple
Separación mínima entre barras: <i>Recomendación del libro "Cálculo de estructuras de cimentación", J. Calavera. ed. INTEMAC, 1991</i>	Mínimo: 10 cm	
- Armado inferior dirección X:	Calculado: 25 cm	Cumple
- Armado inferior dirección Y:	Calculado: 25 cm	Cumple
- Armado superior dirección X:	Calculado: 25 cm	Cumple
- Armado superior dirección Y:	Calculado: 25 cm	Cumple
Longitud de anclaje: <i>Criterio del libro "Cálculo de estructuras de cimentación", J. Calavera. ed. INTEMAC, 1991</i>	Mínimo: 16 cm	
- Armado inf. dirección X hacia der:	Calculado: 96 cm	Cumple

Referencia: N8		
Dimensiones: 375 x 375 x 80		
Armados: Xi:Ø16c/25 Yi:Ø16c/25 Xs:Ø16c/25 Ys:Ø16c/25		
Comprobación	Valores	Estado
- Armado inf. dirección X hacia izq:	Calculado: 96 cm	Cumple
- Armado inf. dirección Y hacia arriba:	Calculado: 92 cm	Cumple
- Armado inf. dirección Y hacia abajo:	Calculado: 92 cm	Cumple
- Armado sup. dirección X hacia der:	Calculado: 96 cm	Cumple
- Armado sup. dirección X hacia izq:	Calculado: 96 cm	Cumple
- Armado sup. dirección Y hacia arriba:	Calculado: 92 cm	Cumple
- Armado sup. dirección Y hacia abajo:	Calculado: 92 cm	Cumple
Se cumplen todas las comprobaciones		
Información adicional:		
- Zapata de tipo rígido (Artículo 59.2 (norma EHE-08))		
- Relación rotura pésima (En dirección X): 0.06		
- Relación rotura pésima (En dirección Y): 0.39		
- Cortante de agotamiento (En dirección X): 697.10 kN		
- Cortante de agotamiento (En dirección Y): 697.10 kN		

GRUPO 3: N10, N12, N13 y N14*Figura 55. Zapata "Grupo 3".*

Referencia: N10		
Dimensiones: 375 x 375 x 80		
Armados: Xi:Ø16c/25 Yi:Ø16c/25 Xs:Ø16c/25 Ys:Ø16c/25		
Comprobación	Valores	Estado
Tensiones sobre el terreno: <i>Criterio de CYPE Ingenieros</i>		
- Tensión media en situaciones persistentes:	Máximo: 0.2 MPa Calculado: 0.0354141 MPa	Cumple
- Tensión máxima en situaciones persistentes sin viento:	Máximo: 0.249959 MPa Calculado: 0.031392 MPa	Cumple
- Tensión máxima en situaciones persistentes con viento:	Máximo: 0.249959 MPa Calculado: 0.0710244 MPa	Cumple
Vuelco de la zapata: <i>Si el % de reserva de seguridad es mayor que cero, quiere decir que los coeficientes de seguridad al vuelco son mayores que los valores estrictos exigidos para todas las combinaciones de equilibrio.</i>		
- En dirección X:	Reserva seguridad: 5913.7 %	Cumple
- En dirección Y:	Reserva seguridad: 2.7 %	Cumple
Flexión en la zapata:		
- En dirección X:	Momento: 39.30 kN·m	Cumple
- En dirección Y:	Momento: 259.19 kN·m	Cumple
Cortante en la zapata:		
- En dirección X:	Cortante: 26.49 kN	Cumple
- En dirección Y:	Cortante: 179.13 kN	Cumple
Compresión oblicua en la zapata:		
- Situaciones persistentes: <i>Criterio de CYPE Ingenieros</i>	Máximo: 5000 kN/m ² Calculado: 69 kN/m ²	Cumple

Referencia: N10		
Dimensiones: 375 x 375 x 80		
Armados: Xi:Ø16c/25 Yi:Ø16c/25 Xs:Ø16c/25 Ys:Ø16c/25		
Comprobación	Valores	Estado
Canto mínimo: <i>Artículo 59.8.1 (norma EHE-08)</i>	Mínimo: 25 cm Calculado: 80 cm	Cumple
Espacio para anclar arranques en cimentación: - N10:	Mínimo: 68 cm Calculado: 72 cm	Cumple
Cuantía geométrica mínima: <i>Criterio de CYPE Ingenieros</i>	Mínimo: 0.002	
- En dirección X:	Calculado: 0.0021	Cumple
- En dirección Y:	Calculado: 0.0021	Cumple
Cuantía mínima necesaria por flexión: <i>Artículo 42.3.2 (norma EHE-08)</i>	Calculado: 0.0011	
- Armado inferior dirección X:	Mínimo: 0.0001	Cumple
- Armado inferior dirección Y:	Mínimo: 0.0006	Cumple
- Armado superior dirección X:	Mínimo: 0.0001	Cumple
- Armado superior dirección Y:	Mínimo: 0.0004	Cumple
Diámetro mínimo de las barras: <i>Recomendación del Artículo 59.8.2 (norma EHE-08)</i>	Mínimo: 12 mm	
- Parrilla inferior:	Calculado: 16 mm	Cumple
- Parrilla superior:	Calculado: 16 mm	Cumple
Separación máxima entre barras: <i>Artículo 59.8.2 (norma EHE-08)</i>	Máximo: 30 cm	
- Armado inferior dirección X:	Calculado: 25 cm	Cumple
- Armado inferior dirección Y:	Calculado: 25 cm	Cumple
- Armado superior dirección X:	Calculado: 25 cm	Cumple
- Armado superior dirección Y:	Calculado: 25 cm	Cumple
Separación mínima entre barras: <i>Recomendación del libro "Cálculo de estructuras de cimentación", J. Calavera. ed. INTEMAC, 1991</i>	Mínimo: 10 cm	
- Armado inferior dirección X:	Calculado: 25 cm	Cumple
- Armado inferior dirección Y:	Calculado: 25 cm	Cumple
- Armado superior dirección X:	Calculado: 25 cm	Cumple
- Armado superior dirección Y:	Calculado: 25 cm	Cumple
Longitud de anclaje: <i>Criterio del libro "Cálculo de estructuras de cimentación", J. Calavera. ed. INTEMAC, 1991</i>	Mínimo: 16 cm	
- Armado inf. dirección X hacia der:	Calculado: 96 cm	Cumple

Referencia: N10		
Dimensiones: 375 x 375 x 80		
Armados: Xi:Ø16c/25 Yi:Ø16c/25 Xs:Ø16c/25 Ys:Ø16c/25		
Comprobación	Valores	Estado
- Armado inf. dirección X hacia izq:	Calculado: 96 cm	Cumple
- Armado inf. dirección Y hacia arriba:	Calculado: 92 cm	Cumple
- Armado inf. dirección Y hacia abajo:	Calculado: 92 cm	Cumple
- Armado sup. dirección X hacia der:	Calculado: 96 cm	Cumple
- Armado sup. dirección X hacia izq:	Calculado: 96 cm	Cumple
- Armado sup. dirección Y hacia arriba:	Calculado: 92 cm	Cumple
- Armado sup. dirección Y hacia abajo:	Calculado: 92 cm	Cumple
Se cumplen todas las comprobaciones		
Información adicional:		
- Zapata de tipo rígido (Artículo 59.2 (norma EHE-08))		
- Relación rotura pésima (En dirección X): 0.06		
- Relación rotura pésima (En dirección Y): 0.39		
- Cortante de agotamiento (En dirección X): 697.10 kN		
- Cortante de agotamiento (En dirección Y): 697.10 kN		

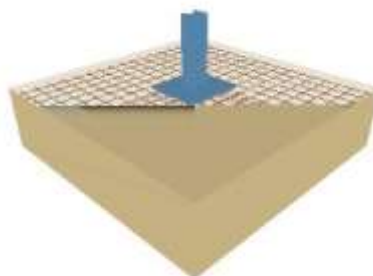
GRUPO 4: N2 y N3

Figura 56. Zapata “Grupo 4”.

Referencia: N2		
Dimensiones: 275 x 275 x 70		
Armados: Xi:Ø12c/16 Yi:Ø12c/16 Xs:Ø12c/16 Ys:Ø12c/16		
Comprobación	Valores	Estado
Tensiones sobre el terreno: <i>Criterio de CYPE Ingenieros</i>		
- Tensión media en situaciones persistentes:	Máximo: 0.2 MPa Calculado: 0.0249174 MPa	Cumple
- Tensión máxima en situaciones persistentes sin viento:	Máximo: 0.249959 MPa Calculado: 0.0227592 MPa	Cumple
- Tensión máxima en situaciones persistentes con viento:	Máximo: 0.249959 MPa Calculado: 0.0481671 MPa	Cumple
Vuelco de la zapata: <i>Si el % de reserva de seguridad es mayor que cero, quiere decir que los coeficientes de seguridad al vuelco son mayores que los valores estrictos exigidos para todas las combinaciones de equilibrio.</i>		
- En dirección X:	Reserva seguridad: 4707.9 %	Cumple
- En dirección Y:	Reserva seguridad: 45.1 %	Cumple
Flexión en la zapata:		
- En dirección X:	Momento: 21.77 kN·m	Cumple
- En dirección Y:	Momento: 68.09 kN·m	Cumple
Cortante en la zapata:		
- En dirección X:	Cortante: 17.17 kN	Cumple
- En dirección Y:	Cortante: 63.77 kN	Cumple
Compresión oblicua en la zapata:		
- Situaciones persistentes: <i>Criterio de CYPE Ingenieros</i>	Máximo: 5000 kN/m ² Calculado: 55.9 kN/m ²	Cumple

Referencia: N2		
Dimensiones: 275 x 275 x 70		
Armados: Xi:Ø12c/16 Yi:Ø12c/16 Xs:Ø12c/16 Ys:Ø12c/16		
Comprobación	Valores	Estado
Canto mínimo: <i>Artículo 59.8.1 (norma EHE-08)</i>	Mínimo: 25 cm Calculado: 70 cm	Cumple
Espacio para anclar arranques en cimentación: - N2:	Mínimo: 58 cm Calculado: 63 cm	Cumple
Cuantía geométrica mínima: <i>Criterio de CYPE Ingenieros</i>	Mínimo: 0.002	
- En dirección X:	Calculado: 0.0021	Cumple
- En dirección Y:	Calculado: 0.0021	Cumple
Cuantía mínima necesaria por flexión: <i>Artículo 42.3.2 (norma EHE-08)</i>	Calculado: 0.0011	
- Armado inferior dirección X:	Mínimo: 0.0001	Cumple
- Armado inferior dirección Y:	Mínimo: 0.0003	Cumple
- Armado superior dirección X:	Mínimo: 0.0001	Cumple
- Armado superior dirección Y:	Mínimo: 0.0002	Cumple
Diámetro mínimo de las barras: <i>Recomendación del Artículo 59.8.2 (norma EHE-08)</i>	Mínimo: 12 mm	
- Parrilla inferior:	Calculado: 12 mm	Cumple
- Parrilla superior:	Calculado: 12 mm	Cumple
Separación máxima entre barras: <i>Artículo 59.8.2 (norma EHE-08)</i>	Máximo: 30 cm	
- Armado inferior dirección X:	Calculado: 16 cm	Cumple
- Armado inferior dirección Y:	Calculado: 16 cm	Cumple
- Armado superior dirección X:	Calculado: 16 cm	Cumple
- Armado superior dirección Y:	Calculado: 16 cm	Cumple
Separación mínima entre barras: <i>Recomendación del libro "Cálculo de estructuras de cimentación", J. Calavera. ed. INTEMAC, 1991</i>	Mínimo: 10 cm	
- Armado inferior dirección X:	Calculado: 16 cm	Cumple
- Armado inferior dirección Y:	Calculado: 16 cm	Cumple
- Armado superior dirección X:	Calculado: 16 cm	Cumple
- Armado superior dirección Y:	Calculado: 16 cm	Cumple
Longitud de anclaje: <i>Criterio del libro "Cálculo de estructuras de cimentación", J. Calavera. ed. INTEMAC, 1991</i>	Mínimo: 15 cm	
- Armado inf. dirección X hacia der:	Calculado: 56 cm	Cumple

Referencia: N2		
Dimensiones: 275 x 275 x 70		
Armados: Xi:Ø12c/16 Yi:Ø12c/16 Xs:Ø12c/16 Ys:Ø12c/16		
Comprobación	Valores	Estado
- Armado inf. dirección X hacia izq:	Calculado: 56 cm	Cumple
- Armado inf. dirección Y hacia arriba:	Calculado: 55 cm	Cumple
- Armado inf. dirección Y hacia abajo:	Calculado: 55 cm	Cumple
- Armado sup. dirección X hacia der:	Calculado: 56 cm	Cumple
- Armado sup. dirección X hacia izq:	Calculado: 56 cm	Cumple
- Armado sup. dirección Y hacia arriba:	Calculado: 55 cm	Cumple
- Armado sup. dirección Y hacia abajo:	Calculado: 55 cm	Cumple
Se cumplen todas las comprobaciones		
Información adicional:		
- Zapata de tipo rígido (Artículo 59.2 (norma EHE-08))		
- Relación rotura pésima (En dirección X): 0.06		
- Relación rotura pésima (En dirección Y): 0.19		
- Cortante de agotamiento (En dirección X): 455.58 kN		
- Cortante de agotamiento (En dirección Y): 455.58 kN		

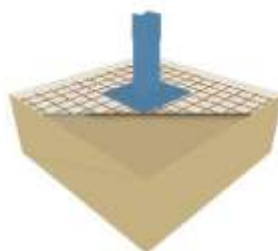
GRUPO 5: N16, N17, N20 y N21

Figura 57. Zapata "Grupo 5".

Referencia: N21		
Dimensiones: 195 x 195 x 70		
Armados: Xi:Ø12c/16 Yi:Ø12c/16 Xs:Ø12c/16 Ys:Ø12c/16		
Comprobación	Valores	Estado
Tensiones sobre el terreno: <i>Criterio de CYPE Ingenieros</i>		
- Tensión media en situaciones persistentes:	Máximo: 0.2 MPa Calculado: 0.057879 MPa	Cumple
- Tensión máxima en situaciones persistentes sin viento:	Máximo: 0.249959 MPa Calculado: 0.054936 MPa	Cumple
- Tensión máxima en situaciones persistentes con viento:	Máximo: 0.249959 MPa Calculado: 0.101043 MPa	Cumple
Vuelco de la zapata: <i>Si el % de reserva de seguridad es mayor que cero, quiere decir que los coeficientes de seguridad al vuelco son mayores que los valores estrictos exigidos para todas las combinaciones de equilibrio.</i>		
- En dirección X:	Reserva seguridad: 1478.7 %	Cumple
- En dirección Y:	Reserva seguridad: 89.4 %	Cumple
Flexión en la zapata:		
- En dirección X:	Momento: 37.86 kN·m	Cumple
- En dirección Y:	Momento: 56.10 kN·m	Cumple
Cortante en la zapata:		
- En dirección X:	Cortante: 18.15 kN	Cumple
- En dirección Y:	Cortante: 27.66 kN	Cumple
Compresión oblicua en la zapata:		
- Situaciones persistentes: <i>Criterio de CYPE Ingenieros</i>	Máximo: 5000 kN/m ² Calculado: 160.1 kN/m ²	Cumple
Canto mínimo: <i>Artículo 59.8.1 (norma EHE-08)</i>	Mínimo: 25 cm Calculado: 70 cm	Cumple

Referencia: N21		
Dimensiones: 195 x 195 x 70		
Armados: Xi:Ø12c/16 Yi:Ø12c/16 Xs:Ø12c/16 Ys:Ø12c/16		
Comprobación	Valores	Estado
Espacio para anclar arranques en cimentación: - N21:	Mínimo: 58 cm Calculado: 63 cm	Cumple
Cuantía geométrica mínima: <i>Criterio de CYPE Ingenieros</i>	Mínimo: 0.002	
- En dirección X:	Calculado: 0.0021	Cumple
- En dirección Y:	Calculado: 0.0021	Cumple
Cuantía mínima necesaria por flexión: <i>Artículo 42.3.2 (norma EHE-08)</i>	Calculado: 0.0011	
- Armado inferior dirección X:	Mínimo: 0.0003	Cumple
- Armado inferior dirección Y:	Mínimo: 0.0004	Cumple
- Armado superior dirección Y:	Mínimo: 0.0001	Cumple
Diámetro mínimo de las barras: <i>Recomendación del Artículo 59.8.2 (norma EHE-08)</i>	Mínimo: 12 mm	
- Parrilla inferior:	Calculado: 12 mm	Cumple
- Parrilla superior:	Calculado: 12 mm	Cumple
Separación máxima entre barras: <i>Artículo 59.8.2 (norma EHE-08)</i>	Máximo: 30 cm	
- Armado inferior dirección X:	Calculado: 16 cm	Cumple
- Armado inferior dirección Y:	Calculado: 16 cm	Cumple
- Armado superior dirección X:	Calculado: 16 cm	Cumple
- Armado superior dirección Y:	Calculado: 16 cm	Cumple
Separación mínima entre barras: <i>Recomendación del libro "Cálculo de estructuras de cimentación", J. Calavera. Ed. INTEMAC, 1991</i>	Mínimo: 10 cm	
- Armado inferior dirección X:	Calculado: 16 cm	Cumple
- Armado inferior dirección Y:	Calculado: 16 cm	Cumple
- Armado superior dirección X:	Calculado: 16 cm	Cumple
- Armado superior dirección Y:	Calculado: 16 cm	Cumple
Longitud de anclaje: <i>Criterio del libro "Cálculo de estructuras de cimentación", J. Calavera. Ed. INTEMAC, 1991</i>	Mínimo: 15 cm	
- Armado inf. Dirección X hacia der:	Calculado: 16 cm	Cumple
- Armado inf. Dirección X hacia izq:	Calculado: 16 cm	Cumple
- Armado inf. Dirección Y hacia arriba:	Calculado: 15 cm	Cumple
- Armado inf. Dirección Y hacia abajo:	Calculado: 15 cm	Cumple

Referencia: N21		
Dimensiones: 195 x 195 x 70		
Armados: Xi:Ø12c/16 Yi:Ø12c/16 Xs:Ø12c/16 Ys:Ø12c/16		
Comprobación	Valores	Estado
- Armado sup. Dirección X hacia der:	Calculado: 16 cm	Cumple
- Armado sup. Dirección X hacia izq:	Calculado: 16 cm	Cumple
- Armado sup. Dirección Y hacia arriba:	Calculado: 15 cm	Cumple
- Armado sup. Dirección Y hacia abajo:	Calculado: 15 cm	Cumple
Se cumplen todas las comprobaciones		
Información adicional:		
- Zapata de tipo rígido (Artículo 59.2 (norma EHE-08))		
- Relación rotura pésima (En dirección X): 0.15		
- Relación rotura pésima (En dirección Y): 0.22		
- Cortante de agotamiento (En dirección X): 321.38 Kn		
- Cortante de agotamiento (En dirección Y): 321.38 Kn		

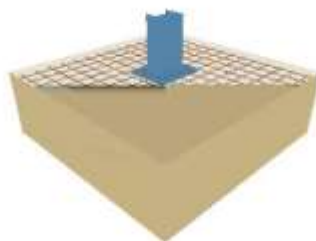
GRUPO 6: N1 y N4

Figura 58. Zapata "Grupo 6".

Referencia: N4		
Dimensiones: 300 x 300 x 95		
Armados: Xi:Ø16c/21 Yi:Ø16c/21 Xs:Ø16c/21 Ys:Ø16c/21		
Comprobación	Valores	Estado
Tensiones sobre el terreno: <i>Criterio de CYPE Ingenieros</i>		
- Tensión media en situaciones persistentes:	Máximo: 0.2 MPa Calculado: 0.0830907 MPa	Cumple
- Tensión máxima en situaciones persistentes sin viento:	Máximo: 0.249959 MPa Calculado: 0.0466956 MPa	Cumple
- Tensión máxima en situaciones persistentes con viento:	Máximo: 0.249959 MPa Calculado: 0.183153 MPa	Cumple
Vuelco de la zapata: <i>Si el % de reserva de seguridad es mayor que cero, quiere decir que los coeficientes de seguridad al vuelco son mayores que los valores estrictos exigidos para todas las combinaciones de equilibrio.</i>		
- En dirección X:	Reserva seguridad: 351.9 %	Cumple
- En dirección Y:	Reserva seguridad: 2.1 %	Cumple
Flexión en la zapata:		
- En dirección X:	Momento: 29.52 kN·m	Cumple
- En dirección Y:	Momento: 186.77 kN·m	Cumple
Cortante en la zapata:		
- En dirección X:	Cortante: 16.68 kN	Cumple
- En dirección Y:	Cortante: 182.37 kN	Cumple
Compresión oblicua en la zapata:		
- Situaciones persistentes: <i>Criterio de CYPE Ingenieros</i>	Máximo: 5000 kN/m ² Calculado: 24.9 kN/m ²	Cumple
Canto mínimo: <i>Artículo 59.8.1 (norma EHE-08)</i>		
	Mínimo: 25 cm Calculado: 95 cm	Cumple

Referencia: N4		
Dimensiones: 300 x 300 x 95		
Armados: Xi:Ø16c/21 Yi:Ø16c/21 Xs:Ø16c/21 Ys:Ø16c/21		
Comprobación	Valores	Estado
Espacio para anclar arranques en cimentación: - N4:	Mínimo: 81 cm Calculado: 87 cm	Cumple
Cuantía geométrica mínima: <i>Criterio de CYPE Ingenieros</i>	Mínimo: 0.002	
- En dirección X:	Calculado: 0.0021	Cumple
- En dirección Y:	Calculado: 0.0021	Cumple
Cuantía mínima necesaria por flexión: <i>Artículo 42.3.2 (norma EHE-08)</i>	Calculado: 0.0011	
- Armado inferior dirección X:	Mínimo: 0.0001	Cumple
- Armado inferior dirección Y:	Mínimo: 0.0004	Cumple
- Armado superior dirección X:	Mínimo: 0.0001	Cumple
- Armado superior dirección Y:	Mínimo: 0.0002	Cumple
Diámetro mínimo de las barras: <i>Recomendación del Artículo 59.8.2 (norma EHE-08)</i>	Mínimo: 12 mm	
- Parrilla inferior:	Calculado: 16 mm	Cumple
- Parrilla superior:	Calculado: 16 mm	Cumple
Separación máxima entre barras: <i>Artículo 59.8.2 (norma EHE-08)</i>	Máximo: 30 cm	
- Armado inferior dirección X:	Calculado: 21 cm	Cumple
- Armado inferior dirección Y:	Calculado: 21 cm	Cumple
- Armado superior dirección X:	Calculado: 21 cm	Cumple
- Armado superior dirección Y:	Calculado: 21 cm	Cumple
Separación mínima entre barras: <i>Recomendación del libro "Cálculo de estructuras de cimentación", J. Calavera. ed. INTEMAC, 1991</i>	Mínimo: 10 cm	
- Armado inferior dirección X:	Calculado: 21 cm	Cumple
- Armado inferior dirección Y:	Calculado: 21 cm	Cumple
- Armado superior dirección X:	Calculado: 21 cm	Cumple
- Armado superior dirección Y:	Calculado: 21 cm	Cumple
Longitud de anclaje: <i>Criterio del libro "Cálculo de estructuras de cimentación", J. Calavera. ed. INTEMAC, 1991</i>	Mínimo: 16 cm	
- Armado inf. dirección X hacia der:	Calculado: 45 cm	Cumple
- Armado inf. dirección X hacia izq:	Calculado: 45 cm	Cumple
- Armado inf. dirección Y hacia arriba:	Calculado: 41 cm	Cumple

Referencia: N4		
Dimensiones: 300 x 300 x 95		
Armados: Xi:Ø16c/21 Yi:Ø16c/21 Xs:Ø16c/21 Ys:Ø16c/21		
Comprobación	Valores	Estado
- Armado inf. dirección Y hacia abajo:	Calculado: 41 cm	Cumple
- Armado sup. dirección X hacia der:	Calculado: 45 cm	Cumple
- Armado sup. dirección X hacia izq:	Calculado: 45 cm	Cumple
- Armado sup. dirección Y hacia arriba:	Calculado: 41 cm	Cumple
- Armado sup. dirección Y hacia abajo:	Calculado: 41 cm	Cumple
Se cumplen todas las comprobaciones		
Información adicional:		
- Zapata de tipo rígido (Artículo 59.2 (norma EHE-08))		
- Relación rotura pésima (En dirección X): 0.04		
- Relación rotura pésima (En dirección Y): 0.25		
- Cortante de agotamiento (En dirección X): 647.26 kN		
- Cortante de agotamiento (En dirección Y): 647.26 kN		

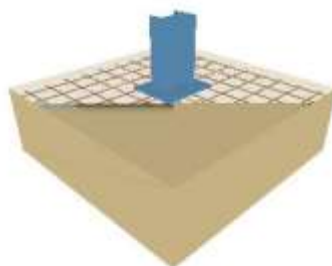
GRUPO 7: N15 y N18

Figura 59. Zapata "Grupo 7".

Referencia: N18		
Dimensiones: 255 x 255 x 80		
Armados: Xi:Ø16c/25 Yi:Ø16c/25 Xs:Ø16c/25 Ys:Ø16c/25		
Comprobación	Valores	Estado
Tensiones sobre el terreno: <i>Criterio de CYPE Ingenieros</i>		
- Tensión media en situaciones persistentes:	Máximo: 0.2 MPa Calculado: 0.03924 MPa	Cumple
- Tensión máxima en situaciones persistentes sin viento:	Máximo: 0.249959 MPa Calculado: 0.0389457 MPa	Cumple
- Tensión máxima en situaciones persistentes con viento:	Máximo: 0.249959 MPa Calculado: 0.0826002 MPa	Cumple
Vuelco de la zapata: <i>Si el % de reserva de seguridad es mayor que cero, quiere decir que los coeficientes de seguridad al vuelco son mayores que los valores estrictos exigidos para todas las combinaciones de equilibrio.</i>		
- En dirección X:	Reserva seguridad: 427.4 %	Cumple
- En dirección Y:	Reserva seguridad: 18.1 %	Cumple
Flexión en la zapata:		
- En dirección X:	Momento: 35.43 kN·m	Cumple
- En dirección Y:	Momento: 89.16 kN·m	Cumple
Cortante en la zapata:		
- En dirección X:	Cortante: 21.68 kN	Cumple
- En dirección Y:	Cortante: 76.62 kN	Cumple
Compresión oblicua en la zapata:		
- Situaciones persistentes: <i>Criterio de CYPE Ingenieros</i>	Máximo: 5000 kN/m ² Calculado: 98.1 kN/m ²	Cumple

Referencia: N18		
Dimensiones: 255 x 255 x 80		
Armados: Xi:Ø16c/25 Yi:Ø16c/25 Xs:Ø16c/25 Ys:Ø16c/25		
Comprobación	Valores	Estado
Canto mínimo: <i>Artículo 59.8.1 (norma EHE-08)</i>	Mínimo: 25 cm Calculado: 80 cm	Cumple
Espacio para anclar arranques en cimentación: - N18:	Mínimo: 68 cm Calculado: 72 cm	Cumple
Cuantía geométrica mínima: <i>Criterio de CYPE Ingenieros</i>	Mínimo: 0.002	
- En dirección X:	Calculado: 0.0021	Cumple
- En dirección Y:	Calculado: 0.0021	Cumple
Cuantía mínima necesaria por flexión: <i>Artículo 42.3.2 (norma EHE-08)</i>	Calculado: 0.0011	
- Armado inferior dirección X:	Mínimo: 0.0002	Cumple
- Armado inferior dirección Y:	Mínimo: 0.0003	Cumple
- Armado superior dirección X:	Mínimo: 0.0001	Cumple
- Armado superior dirección Y:	Mínimo: 0.0002	Cumple
Diámetro mínimo de las barras: <i>Recomendación del Artículo 59.8.2 (norma EHE-08)</i>	Mínimo: 12 mm	
- Parrilla inferior:	Calculado: 16 mm	Cumple
- Parrilla superior:	Calculado: 16 mm	Cumple
Separación máxima entre barras: <i>Artículo 59.8.2 (norma EHE-08)</i>	Máximo: 30 cm	
- Armado inferior dirección X:	Calculado: 25 cm	Cumple
- Armado inferior dirección Y:	Calculado: 25 cm	Cumple
- Armado superior dirección X:	Calculado: 25 cm	Cumple
- Armado superior dirección Y:	Calculado: 25 cm	Cumple
Separación mínima entre barras: <i>Recomendación del libro "Cálculo de estructuras de cimentación", J. Calavera. ed. INTEMAC, 1991</i>	Mínimo: 10 cm	
- Armado inferior dirección X:	Calculado: 25 cm	Cumple
- Armado inferior dirección Y:	Calculado: 25 cm	Cumple
- Armado superior dirección X:	Calculado: 25 cm	Cumple
- Armado superior dirección Y:	Calculado: 25 cm	Cumple
Longitud de anclaje: <i>Criterio del libro "Cálculo de estructuras de cimentación", J. Calavera. ed. INTEMAC, 1991</i>	Mínimo: 16 cm	
- Armado inf. dirección X hacia der:	Calculado: 36 cm	Cumple

Referencia: N18		
Dimensiones: 255 x 255 x 80		
Armados: Xi:Ø16c/25 Yi:Ø16c/25 Xs:Ø16c/25 Ys:Ø16c/25		
Comprobación	Valores	Estado
- Armado inf. dirección X hacia izq:	Calculado: 36 cm	Cumple
- Armado inf. dirección Y hacia arriba:	Calculado: 32 cm	Cumple
- Armado inf. dirección Y hacia abajo:	Calculado: 32 cm	Cumple
- Armado sup. dirección X hacia der:	Calculado: 36 cm	Cumple
- Armado sup. dirección X hacia izq:	Calculado: 36 cm	Cumple
- Armado sup. dirección Y hacia arriba:	Calculado: 32 cm	Cumple
- Armado sup. dirección Y hacia abajo:	Calculado: 32 cm	Cumple
Se cumplen todas las comprobaciones		
Información adicional:		
- Zapata de tipo rígido (Artículo 59.2 (norma EHE-08))		
- Relación rotura pésima (En dirección X): 0.08		
- Relación rotura pésima (En dirección Y): 0.20		
- Cortante de agotamiento (En dirección X): 472.06 kN		
- Cortante de agotamiento (En dirección Y): 472.06 kN		

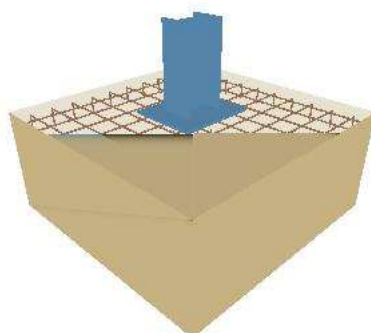
GRUPO 8: N19 y N22

Figura 60. Zapata "Grupo 8".

Referencia: N22		
Dimensiones: 220 x 220 x 95		
Armados: Xi:Ø16c/21 Yi:Ø16c/21 Xs:Ø16c/21 Ys:Ø16c/21		
Comprobación	Valores	Estado
Tensiones sobre el terreno: <i>Criterio de CYPE Ingenieros</i>		
- Tensión media en situaciones persistentes:	Máximo: 0.2 MPa Calculado: 0.0678852 MPa	Cumple
- Tensión máxima en situaciones persistentes sin viento:	Máximo: 0.249959 MPa Calculado: 0.0532683 MPa	Cumple
- Tensión máxima en situaciones persistentes con viento:	Máximo: 0.249959 MPa Calculado: 0.150583 MPa	Cumple
Vuelco de la zapata: <i>Si el % de reserva de seguridad es mayor que cero, quiere decir que los coeficientes de seguridad al vuelco son mayores que los valores estrictos exigidos para todas las combinaciones de equilibrio.</i>		
- En dirección X:	Reserva seguridad: 215.8 %	Cumple
- En dirección Y:	Reserva seguridad: 13.7 %	Cumple
Flexión en la zapata:		
- En dirección X:	Momento: 29.70 kN·m	Cumple
- En dirección Y:	Momento: 84.05 kN·m	Cumple
Cortante en la zapata:		
- En dirección X:	Cortante: 0.00 kN	Cumple
- En dirección Y:	Cortante: 0.00 kN	Cumple
Compresión oblicua en la zapata:		
- Situaciones persistentes: <i>Criterio de CYPE Ingenieros</i>	Máximo: 5000 kN/m ² Calculado: 68.4 kN/m ²	Cumple

Referencia: N22		
Dimensiones: 220 x 220 x 95		
Armados: Xi:Ø16c/21 Yi:Ø16c/21 Xs:Ø16c/21 Ys:Ø16c/21		
Comprobación	Valores	Estado
Canto mínimo: <i>Artículo 59.8.1 (norma EHE-08)</i>	Mínimo: 25 cm Calculado: 95 cm	Cumple
Espacio para anclar arranques en cimentación: - N22:	Mínimo: 81 cm Calculado: 87 cm	Cumple
Cuantía geométrica mínima: <i>Criterio de CYPE Ingenieros</i>	Mínimo: 0.002	
- En dirección X:	Calculado: 0.0021	Cumple
- En dirección Y:	Calculado: 0.0021	Cumple
Cuantía mínima necesaria por flexión: <i>Artículo 42.3.2 (norma EHE-08)</i>	Calculado: 0.0011	
- Armado inferior dirección X:	Mínimo: 0.0001	Cumple
- Armado inferior dirección Y:	Mínimo: 0.0003	Cumple
- Armado superior dirección X:	Mínimo: 0.0001	Cumple
- Armado superior dirección Y:	Mínimo: 0.0001	Cumple
Diámetro mínimo de las barras: <i>Recomendación del Artículo 59.8.2 (norma EHE-08)</i>	Mínimo: 12 mm	
- Parrilla inferior:	Calculado: 16 mm	Cumple
- Parrilla superior:	Calculado: 16 mm	Cumple
Separación máxima entre barras: <i>Artículo 59.8.2 (norma EHE-08)</i>	Máximo: 30 cm	
- Armado inferior dirección X:	Calculado: 21 cm	Cumple
- Armado inferior dirección Y:	Calculado: 21 cm	Cumple
- Armado superior dirección X:	Calculado: 21 cm	Cumple
- Armado superior dirección Y:	Calculado: 21 cm	Cumple
Separación mínima entre barras: <i>Recomendación del libro "Cálculo de estructuras de cimentación", J. Calavera. ed. INTEMAC, 1991</i>	Mínimo: 10 cm	
- Armado inferior dirección X:	Calculado: 21 cm	Cumple
- Armado inferior dirección Y:	Calculado: 21 cm	Cumple
- Armado superior dirección X:	Calculado: 21 cm	Cumple
- Armado superior dirección Y:	Calculado: 21 cm	Cumple
Longitud de anclaje: <i>Criterio del libro "Cálculo de estructuras de cimentación", J. Calavera. ed. INTEMAC, 1991</i>	Mínimo: 16 cm	
- Armado inf. dirección X hacia der:	Calculado: 16 cm	Cumple

Referencia: N22		
Dimensiones: 220 x 220 x 95		
Armados: Xi:Ø16c/21 Yi:Ø16c/21 Xs:Ø16c/21 Ys:Ø16c/21		
Comprobación	Valores	Estado
- Armado inf. dirección X hacia izq:	Calculado: 16 cm	Cumple
- Armado inf. dirección Y hacia arriba:	Calculado: 16 cm	Cumple
- Armado inf. dirección Y hacia abajo:	Calculado: 16 cm	Cumple
- Armado sup. dirección X hacia der:	Calculado: 16 cm	Cumple
- Armado sup. dirección X hacia izq:	Calculado: 16 cm	Cumple
- Armado sup. dirección Y hacia arriba:	Calculado: 16 cm	Cumple
- Armado sup. dirección Y hacia abajo:	Calculado: 16 cm	Cumple
Longitud mínima de las patillas:	Mínimo: 16 cm	
- Armado inf. dirección X hacia der:	Calculado: 16 cm	Cumple
- Armado inf. dirección X hacia izq:	Calculado: 16 cm	Cumple
- Armado inf. dirección Y hacia arriba:	Calculado: 16 cm	Cumple
- Armado inf. dirección Y hacia abajo:	Calculado: 16 cm	Cumple
- Armado sup. dirección X hacia der:	Calculado: 16 cm	Cumple
- Armado sup. dirección X hacia izq:	Calculado: 16 cm	Cumple
- Armado sup. dirección Y hacia arriba:	Calculado: 16 cm	Cumple
- Armado sup. dirección Y hacia abajo:	Calculado: 16 cm	Cumple
Se cumplen todas las comprobaciones		
Información adicional:		
- Zapata de tipo rígido (Artículo 59.2 (norma EHE-08))		
- Relación rotura pésima (En dirección X): 0.06		
- Relación rotura pésima (En dirección Y): 0.16		
- Cortante de agotamiento (En dirección X): 0.00 kN		
- Cortante de agotamiento (En dirección Y): 0.00 kN		

3.1.13.4.2 Vigas de atado

Se disponen vigas de arriostramiento entre las zapatas con el fin de proporcionar mayor estabilidad a la estructura e impedir los desplazamientos horizontales.

Todas las vidas de cimentación responden a la siguiente descripción.

Geometría	Armado
Ancho: 40,00 cm	Superior: 2 Ø 12
Canto: 40,00 cm	Inferior: 2 Ø 12

Tabla 108. Características vigas de atado.

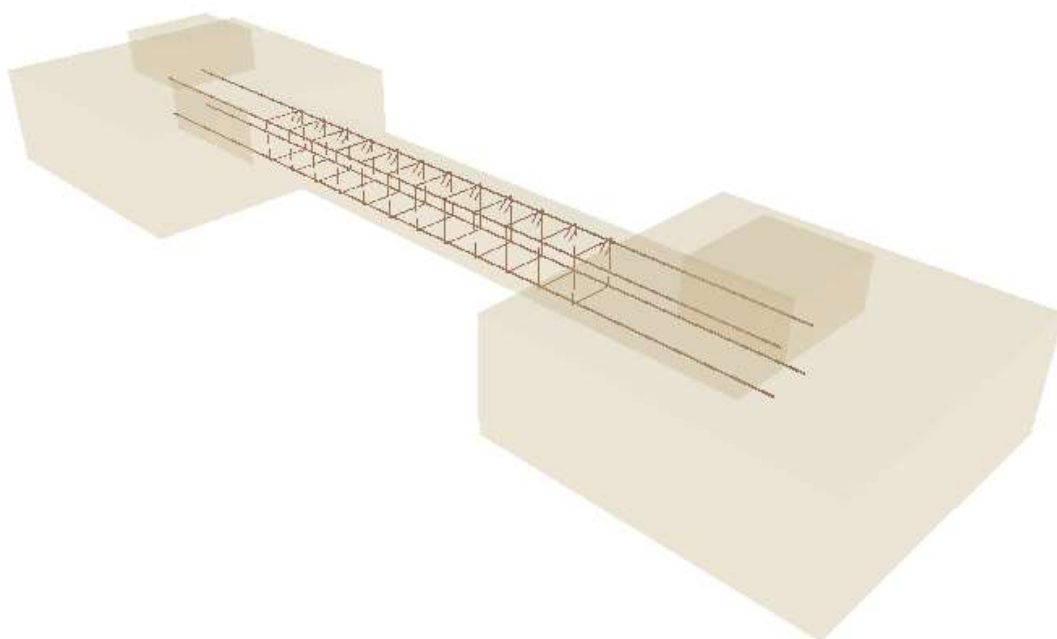


Figura 61. Viga de atado de cimentación.

Sin embargo, el estribado variará entre los distintos grupos de vigas de atado que se han creado en función de su longitud. Esto es debido a los distintos tipos de zapatas descritos en el apartado anterior. Por tanto, en función de su longitud, se han creado los siguientes grupos de vigas de atado:

- Grupo 1 (2.250 mm entre zapatas): N2-N3
- Grupo 2 (2.125 mm entre zapatas): N3-N4 y N1-N2
- Grupo 3 (1.925 mm entre zapatas): N1-N5
- Grupo 4 (1.625 mm entre zapatas): N4-N6
- Grupo 5 (1.850 mm entre zapatas): N5-N7, N7-N9, N9-N11 y N12-N18
- Grupo 6 (1.250 mm entre zapatas): N6-N8, N8-N10 y N10-N12
- Grupo 7 (2.150 mm entre zapatas): N11-N15
- Grupo 8 (2.625 mm entre zapatas): N15-N19 y N18-N22
- Grupo 9 (2.750 mm entre zapatas): N15-N16 y N17-N18
- Grupo 10 (2.925 mm entre zapatas): N19-N20 y N21-N22
- Grupo 11 (3.050 mm entre zapatas): N16-N17, N16-N21, N17-N21 y N20-N21

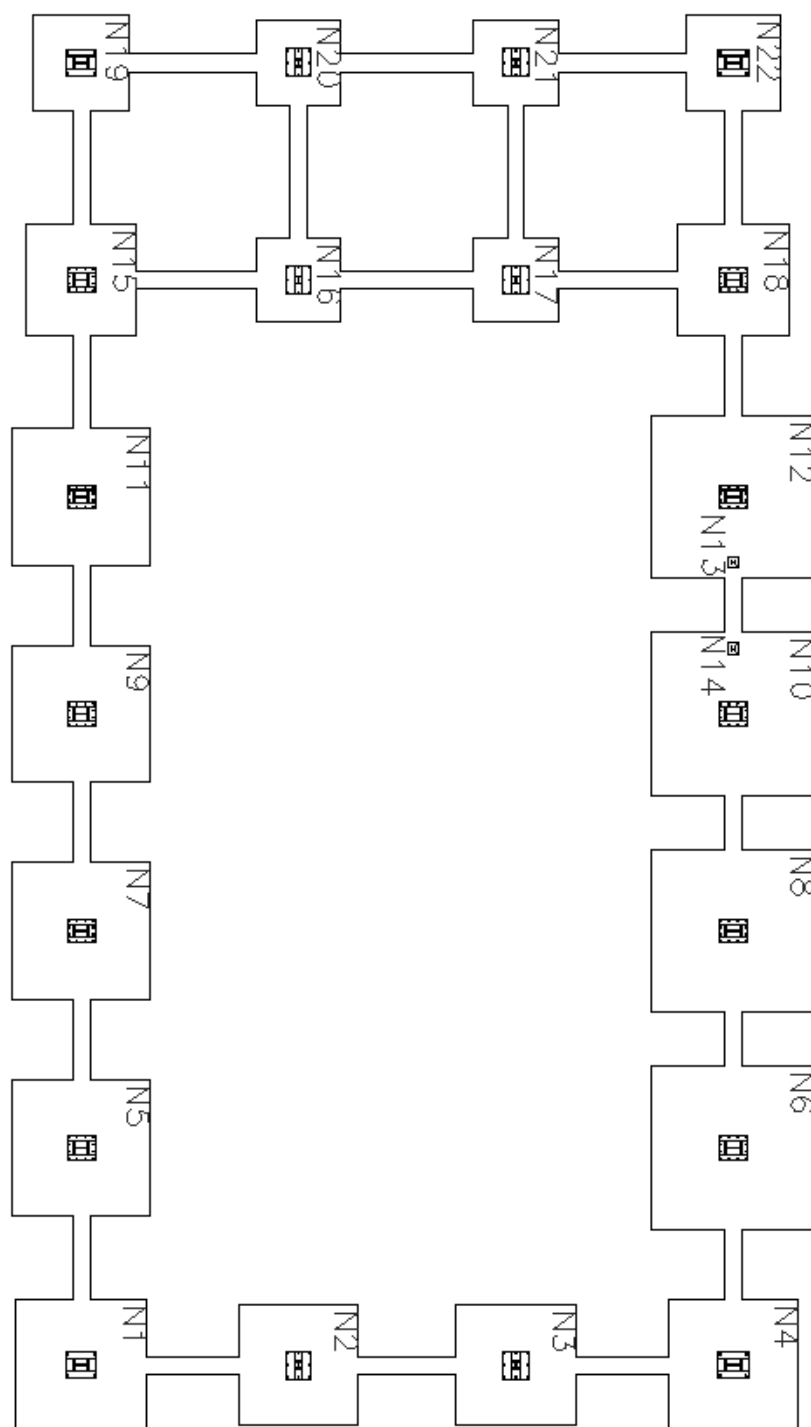


Figura 62. Situación vigas de atado.

3.1.13.4.2.1 Comprobación de vigas de atado

Grupo 1 (2.250 mm entre zapatas): N2-N3

Referencia: C.1 [N2-N3] (Viga de atado) -Dimensiones: 40.0 cm x 40.0 cm -Armadura superior: 2 Ø12 -Armadura inferior: 2 Ø12 -Estribos: 1xØ8c/30		
Comprobación	Valores	Estado
Recomendación para el ancho mínimo de la viga de atado: <i>J. Calavera, 'Cálculo de Estructuras de Cimentación' 4ª edición, INTEMAC. Apartado 3.15 (pag.126).</i>	Mínimo: 11.2 cm Calculado: 40 cm	Cumple
Recomendación para el canto mínimo de la viga de atado: <i>J. Calavera, 'Cálculo de Estructuras de Cimentación' 4ª edición, INTEMAC. Apartado 3.15 (pag.126).</i>	Mínimo: 11.2 cm Calculado: 40 cm	Cumple
Diámetro mínimo estribos:	Mínimo: 6 mm Calculado: 8 mm	Cumple
Separación mínima entre estribos: <i>Artículo 66.4.1 (norma EHE-08)</i>	Mínimo: 3.7 cm Calculado: 29.2 cm	Cumple
Separación mínima armadura longitudinal: <i>Artículo 66.4.1 (norma EHE-08)</i> - Armadura superior:	Mínimo: 3.7 cm Calculado: 26 cm	Cumple
- Armadura inferior:	Calculado: 26 cm	Cumple
Separación máxima estribos: - Sin cortantes: <i>Artículo 44.2.3.4.1 (norma EHE-08)</i>	Máximo: 30 cm Calculado: 30 cm	Cumple
Separación máxima armadura longitudinal: <i>Artículo 42.3.1 (norma EHE-08)</i> - Armadura superior:	Máximo: 30 cm Calculado: 26 cm	Cumple
- Armadura inferior:	Calculado: 26 cm	Cumple
Se cumplen todas las comprobaciones		
Información adicional: - Diámetro mínimo de la armadura longitudinal (Recomendación del Artículo 59.8.2 de la EHE-08): Mínimo: 12.0 mm, Calculado: 12.0 mm (Cumple) - No llegan estados de carga a la cimentación.		

GRUPO 2 (2.125 mm entre zapatas): N3-N4 y N1-N2

Referencia: C.1 [N3-N4] (Viga de atado) -Dimensiones: 40.0 cm x 40.0 cm -Armadura superior: 2 Ø12 -Armadura inferior: 2 Ø12 -Estribos: 1xØ8c/30		
Comprobación	Valores	Estado
Recomendación para el ancho mínimo de la viga de atado: <i>J. Calavera, 'Cálculo de Estructuras de Cimentación' 4ª edición, INTEMAC. Apartado 3.15 (pag.126).</i>	Mínimo: 10.6 cm Calculado: 40 cm	Cumple
Recomendación para el canto mínimo de la viga de atado: <i>J. Calavera, 'Cálculo de Estructuras de Cimentación' 4ª edición, INTEMAC. Apartado 3.15 (pag.126).</i>	Mínimo: 10.6 cm Calculado: 40 cm	Cumple
Diámetro mínimo estribos:	Mínimo: 6 mm Calculado: 8 mm	Cumple
Separación mínima entre estribos: <i>Artículo 66.4.1 (norma EHE-08)</i>	Mínimo: 3.7 cm Calculado: 29.2 cm	Cumple
Separación mínima armadura longitudinal: <i>Artículo 66.4.1 (norma EHE-08)</i> - Armadura superior: - Armadura inferior:	Mínimo: 3.7 cm Calculado: 26 cm Calculado: 26 cm	Cumple Cumple
Separación máxima estribos: - Sin cortantes: <i>Artículo 44.2.3.4.1 (norma EHE-08)</i>	Máximo: 30 cm Calculado: 30 cm	Cumple
Separación máxima armadura longitudinal: <i>Artículo 42.3.1 (norma EHE-08)</i> - Armadura superior: - Armadura inferior:	Máximo: 30 cm Calculado: 26 cm Calculado: 26 cm	Cumple Cumple
Se cumplen todas las comprobaciones		
Información adicional: - Diámetro mínimo de la armadura longitudinal (Recomendación del Artículo 59.8.2 de la EHE-08): Mínimo: 12.0 mm, Calculado: 12.0 mm (Cumple) - No llegan estados de carga a la cimentación.		

GRUPO 3 (1.925 mm entre zapatas): N1-N5

Referencia: C.1 [N1-N5] (Viga de atado) -Dimensiones: 40.0 cm x 40.0 cm -Armadura superior: 2 Ø12 -Armadura inferior: 2 Ø12 -Estribos: 1xØ8c/30		
Comprobación	Valores	Estado
Recomendación para el ancho mínimo de la viga de atado: <i>J. Calavera, 'Cálculo de Estructuras de Cimentación' 4ª edición, INTEMAC. Apartado 3.15 (pag.126).</i>	Mínimo: 9.6 cm Calculado: 40 cm	Cumple
Recomendación para el canto mínimo de la viga de atado: <i>J. Calavera, 'Cálculo de Estructuras de Cimentación' 4ª edición, INTEMAC. Apartado 3.15 (pag.126).</i>	Mínimo: 9.6 cm Calculado: 40 cm	Cumple
Diámetro mínimo estribos:	Mínimo: 6 mm Calculado: 8 mm	Cumple
Separación mínima entre estribos: <i>Artículo 66.4.1 (norma EHE-08)</i>	Mínimo: 3.7 cm Calculado: 29.2 cm	Cumple
Separación mínima armadura longitudinal: <i>Artículo 66.4.1 (norma EHE-08)</i> - Armadura superior: - Armadura inferior:	Mínimo: 3.7 cm Calculado: 26 cm Calculado: 26 cm	Cumple Cumple
Separación máxima estribos: - Sin cortantes: <i>Artículo 44.2.3.4.1 (norma EHE-08)</i>	Máximo: 30 cm Calculado: 30 cm	Cumple
Separación máxima armadura longitudinal: <i>Artículo 42.3.1 (norma EHE-08)</i> - Armadura superior: - Armadura inferior:	Máximo: 30 cm Calculado: 26 cm Calculado: 26 cm	Cumple Cumple
Se cumplen todas las comprobaciones		
Información adicional: - Diámetro mínimo de la armadura longitudinal (Recomendación del Artículo 59.8.2 de la EHE-08): Mínimo: 12.0 mm, Calculado: 12.0 mm (Cumple) - No llegan estados de carga a la cimentación.		

GRUPO 4 (1.625 mm entre zapatas): N4-N6

Referencia: C.1 [N4-N6] (Viga de atado) -Dimensiones: 40.0 cm x 40.0 cm -Armadura superior: 2 Ø12 -Armadura inferior: 2 Ø12 -Estribos: 1xØ8c/30		
Comprobación	Valores	Estado
Recomendación para el ancho mínimo de la viga de atado: <i>J. Calavera, 'Cálculo de Estructuras de Cimentación' 4ª edición, INTEMAC. Apartado 3.15 (pag.126).</i>	Mínimo: 8.1 cm Calculado: 40 cm	Cumple
Recomendación para el canto mínimo de la viga de atado: <i>J. Calavera, 'Cálculo de Estructuras de Cimentación' 4ª edición, INTEMAC. Apartado 3.15 (pag.126).</i>	Mínimo: 8.1 cm Calculado: 40 cm	Cumple
Diámetro mínimo estribos:	Mínimo: 6 mm Calculado: 8 mm	Cumple
Separación mínima entre estribos: <i>Artículo 66.4.1 (norma EHE-08)</i>	Mínimo: 3.7 cm Calculado: 29.2 cm	Cumple
Separación mínima armadura longitudinal: <i>Artículo 66.4.1 (norma EHE-08)</i> - Armadura superior: - Armadura inferior:	Mínimo: 3.7 cm Calculado: 26 cm Calculado: 26 cm	Cumple Cumple
Separación máxima estribos: - Sin cortantes: <i>Artículo 44.2.3.4.1 (norma EHE-08)</i>	Máximo: 30 cm Calculado: 30 cm	Cumple
Separación máxima armadura longitudinal: <i>Artículo 42.3.1 (norma EHE-08)</i> - Armadura superior: - Armadura inferior:	Máximo: 30 cm Calculado: 26 cm Calculado: 26 cm	Cumple Cumple
Se cumplen todas las comprobaciones		
Información adicional: - Diámetro mínimo de la armadura longitudinal (Recomendación del Artículo 59.8.2 de la EHE-08): Mínimo: 12.0 mm, Calculado: 12.0 mm (Cumple) - No llegan estados de carga a la cimentación.		

Grupo 5 (1.850 mm entre zapatas): N5-N7, N7-N9, N9-N11 y N12-N18

Referencia: C.1 [N5-N7] (Viga de atado) -Dimensiones: 40.0 cm x 40.0 cm -Armadura superior: 2 Ø12 -Armadura inferior: 2 Ø12 -Estribos: 1xØ8c/30		
Comprobación	Valores	Estado
Recomendación para el ancho mínimo de la viga de atado: <i>J. Calavera, 'Cálculo de Estructuras de Cimentación' 4ª edición, INTEMAC. Apartado 3.15 (pag.126).</i>	Mínimo: 9.2 cm Calculado: 40 cm	Cumple
Recomendación para el canto mínimo de la viga de atado: <i>J. Calavera, 'Cálculo de Estructuras de Cimentación' 4ª edición, INTEMAC. Apartado 3.15 (pag.126).</i>	Mínimo: 9.2 cm Calculado: 40 cm	Cumple
Diámetro mínimo estribos:	Mínimo: 6 mm Calculado: 8 mm	Cumple
Separación mínima entre estribos: <i>Artículo 66.4.1 (norma EHE-08)</i>	Mínimo: 3.7 cm Calculado: 29.2 cm	Cumple
Separación mínima armadura longitudinal: <i>Artículo 66.4.1 (norma EHE-08)</i> - Armadura superior: - Armadura inferior:	Mínimo: 3.7 cm Calculado: 26 cm Calculado: 26 cm	Cumple Cumple
Separación máxima estribos: - Sin cortantes: <i>Artículo 44.2.3.4.1 (norma EHE-08)</i>	Máximo: 30 cm Calculado: 30 cm	Cumple
Separación máxima armadura longitudinal: <i>Artículo 42.3.1 (norma EHE-08)</i> - Armadura superior: - Armadura inferior:	Máximo: 30 cm Calculado: 26 cm Calculado: 26 cm	Cumple Cumple
Se cumplen todas las comprobaciones		
Información adicional: - Diámetro mínimo de la armadura longitudinal (Recomendación del Artículo 59.8.2 de la EHE-08): Mínimo: 12.0 mm, Calculado: 12.0 mm (Cumple) - No llegan estados de carga a la cimentación.		

Grupo 6 (1.250 mm entre zapatas): N6-N8, N8-N10 y N10-N12

Referencia: C.1 [N6-N8] (Viga de atado) -Dimensiones: 40.0 cm x 40.0 cm -Armadura superior: 2 Ø12 -Armadura inferior: 2 Ø12 -Estribos: 1xØ8c/30		
Comprobación	Valores	Estado
Recomendación para el ancho mínimo de la viga de atado: <i>J. Calavera, 'Cálculo de Estructuras de Cimentación' 4ª edición, INTEMAC. Apartado 3.15 (pag.126).</i>	Mínimo: 6.2 cm Calculado: 40 cm	Cumple
Recomendación para el canto mínimo de la viga de atado: <i>J. Calavera, 'Cálculo de Estructuras de Cimentación' 4ª edición, INTEMAC. Apartado 3.15 (pag.126).</i>	Mínimo: 6.2 cm Calculado: 40 cm	Cumple
Diámetro mínimo estribos:	Mínimo: 6 mm Calculado: 8 mm	Cumple
Separación mínima entre estribos: <i>Artículo 66.4.1 (norma EHE-08)</i>	Mínimo: 3.7 cm Calculado: 29.2 cm	Cumple
Separación mínima armadura longitudinal: <i>Artículo 66.4.1 (norma EHE-08)</i> - Armadura superior: - Armadura inferior:	Mínimo: 3.7 cm Calculado: 26 cm Calculado: 26 cm	Cumple Cumple
Separación máxima estribos: - Sin cortantes: <i>Artículo 44.2.3.4.1 (norma EHE-08)</i>	Máximo: 30 cm Calculado: 30 cm	Cumple
Separación máxima armadura longitudinal: <i>Artículo 42.3.1 (norma EHE-08)</i> - Armadura superior: - Armadura inferior:	Máximo: 30 cm Calculado: 26 cm Calculado: 26 cm	Cumple Cumple
Se cumplen todas las comprobaciones		
Información adicional: - Diámetro mínimo de la armadura longitudinal (Recomendación del Artículo 59.8.2 de la EHE-08): Mínimo: 12.0 mm, Calculado: 12.0 mm (Cumple) - No llegan estados de carga a la cimentación.		

Grupo 7 (2.150 mm entre zapatas): N11-N15

Referencia: C.1 [N11-N15] (Viga de atado) -Dimensiones: 40.0 cm x 40.0 cm -Armadura superior: 2 Ø12 -Armadura inferior: 2 Ø12 -Estribos: 1xØ8c/30		
Comprobación	Valores	Estado
Recomendación para el ancho mínimo de la viga de atado: <i>J. Calavera, 'Cálculo de Estructuras de Cimentación' 4ª edición, INTEMAC. Apartado 3.15 (pag.126).</i>	Mínimo: 10.7 cm Calculado: 40 cm	Cumple
Recomendación para el canto mínimo de la viga de atado: <i>J. Calavera, 'Cálculo de Estructuras de Cimentación' 4ª edición, INTEMAC. Apartado 3.15 (pag.126).</i>	Mínimo: 10.7 cm Calculado: 40 cm	Cumple
Diámetro mínimo estribos:	Mínimo: 6 mm Calculado: 8 mm	Cumple
Separación mínima entre estribos: <i>Artículo 66.4.1 (norma EHE-08)</i>	Mínimo: 3.7 cm Calculado: 29.2 cm	Cumple
Separación mínima armadura longitudinal: <i>Artículo 66.4.1 (norma EHE-08)</i> - Armadura superior: - Armadura inferior:	Mínimo: 3.7 cm Calculado: 26 cm Calculado: 26 cm	Cumple Cumple
Separación máxima estribos: - Sin cortantes: <i>Artículo 44.2.3.4.1 (norma EHE-08)</i>	Máximo: 30 cm Calculado: 30 cm	Cumple
Separación máxima armadura longitudinal: <i>Artículo 42.3.1 (norma EHE-08)</i> - Armadura superior: - Armadura inferior:	Máximo: 30 cm Calculado: 26 cm Calculado: 26 cm	Cumple Cumple
Se cumplen todas las comprobaciones		
Información adicional: - Diámetro mínimo de la armadura longitudinal (Recomendación del Artículo 59.8.2 de la EHE-08): Mínimo: 12.0 mm, Calculado: 12.0 mm (Cumple) - No llegan estados de carga a la cimentación.		

Grupo 8 (2.625 mm entre zapatas): N15-N19 y N18-N22

Referencia: C.1 [N15-N19] (Viga de atado) -Dimensiones: 40.0 cm x 40.0 cm -Armadura superior: 2 Ø12 -Armadura inferior: 2 Ø12 -Estribos: 1xØ8c/30		
Comprobación	Valores	Estado
Recomendación para el ancho mínimo de la viga de atado: <i>J. Calavera, 'Cálculo de Estructuras de Cimentación' 4ª edición, INTEMAC. Apartado 3.15 (pag.126).</i>	Mínimo: 13.1 cm Calculado: 40 cm	Cumple
Recomendación para el canto mínimo de la viga de atado: <i>J. Calavera, 'Cálculo de Estructuras de Cimentación' 4ª edición, INTEMAC. Apartado 3.15 (pag.126).</i>	Mínimo: 13.1 cm Calculado: 40 cm	Cumple
Diámetro mínimo estribos:	Mínimo: 6 mm Calculado: 8 mm	Cumple
Separación mínima entre estribos: <i>Artículo 66.4.1 (norma EHE-08)</i>	Mínimo: 3.7 cm Calculado: 29.2 cm	Cumple
Separación mínima armadura longitudinal: <i>Artículo 66.4.1 (norma EHE-08)</i> - Armadura superior: - Armadura inferior:	Mínimo: 3.7 cm Calculado: 26 cm Calculado: 26 cm	Cumple Cumple
Separación máxima estribos: - Sin cortantes: <i>Artículo 44.2.3.4.1 (norma EHE-08)</i>	Máximo: 30 cm Calculado: 30 cm	Cumple
Separación máxima armadura longitudinal: <i>Artículo 42.3.1 (norma EHE-08)</i> - Armadura superior: - Armadura inferior:	Máximo: 30 cm Calculado: 26 cm Calculado: 26 cm	Cumple Cumple
Se cumplen todas las comprobaciones		
Información adicional: - Diámetro mínimo de la armadura longitudinal (Recomendación del Artículo 59.8.2 de la EHE-08): Mínimo: 12.0 mm, Calculado: 12.0 mm (Cumple) - No llegan estados de carga a la cimentación.		

Grupo 9 (2.750 mm entre zapatas): N15-N16 y N17-N18

Referencia: C.1 [N17-N18] (Viga de atado) -Dimensiones: 40.0 cm x 40.0 cm -Armadura superior: 2 Ø12 -Armadura inferior: 2 Ø12 -Estribos: 1xØ8c/30		
Comprobación	Valores	Estado
Recomendación para el ancho mínimo de la viga de atado: <i>J. Calavera, 'Cálculo de Estructuras de Cimentación' 4ª edición, INTEMAC. Apartado 3.15 (pag.126).</i>	Mínimo: 13.7 cm Calculado: 40 cm	Cumple
Recomendación para el canto mínimo de la viga de atado: <i>J. Calavera, 'Cálculo de Estructuras de Cimentación' 4ª edición, INTEMAC. Apartado 3.15 (pag.126).</i>	Mínimo: 13.7 cm Calculado: 40 cm	Cumple
Diámetro mínimo estribos:	Mínimo: 6 mm Calculado: 8 mm	Cumple
Separación mínima entre estribos: <i>Artículo 66.4.1 (norma EHE-08)</i>	Mínimo: 3.7 cm Calculado: 29.2 cm	Cumple
Separación mínima armadura longitudinal: <i>Artículo 66.4.1 (norma EHE-08)</i> - Armadura superior: - Armadura inferior:	Mínimo: 3.7 cm Calculado: 26 cm Calculado: 26 cm	Cumple Cumple
Separación máxima estribos: - Sin cortantes: <i>Artículo 44.2.3.4.1 (norma EHE-08)</i>	Máximo: 30 cm Calculado: 30 cm	Cumple
Separación máxima armadura longitudinal: <i>Artículo 42.3.1 (norma EHE-08)</i> - Armadura superior: - Armadura inferior:	Máximo: 30 cm Calculado: 26 cm Calculado: 26 cm	Cumple Cumple
Se cumplen todas las comprobaciones		
Información adicional: - Diámetro mínimo de la armadura longitudinal (Recomendación del Artículo 59.8.2 de la EHE-08): Mínimo: 12.0 mm, Calculado: 12.0 mm (Cumple) - No llegan estados de carga a la cimentación.		

Grupo 10 (2.925 mm entre zapatas): N19-N20 y N21-N22

Referencia: C.1 [N21-N22] (Viga de atado) -Dimensiones: 40.0 cm x 40.0 cm -Armadura superior: 2 Ø12 -Armadura inferior: 2 Ø12 -Estribos: 1xØ8c/30		
Comprobación	Valores	Estado
Recomendación para el ancho mínimo de la viga de atado: <i>J. Calavera, 'Cálculo de Estructuras de Cimentación' 4ª edición, INTEMAC. Apartado 3.15 (pag.126).</i>	Mínimo: 14.6 cm Calculado: 40 cm	Cumple
Recomendación para el canto mínimo de la viga de atado: <i>J. Calavera, 'Cálculo de Estructuras de Cimentación' 4ª edición, INTEMAC. Apartado 3.15 (pag.126).</i>	Mínimo: 14.6 cm Calculado: 40 cm	Cumple
Diámetro mínimo estribos:	Mínimo: 6 mm Calculado: 8 mm	Cumple
Separación mínima entre estribos: <i>Artículo 66.4.1 (norma EHE-08)</i>	Mínimo: 3.7 cm Calculado: 29.2 cm	Cumple
Separación mínima armadura longitudinal: <i>Artículo 66.4.1 (norma EHE-08)</i> - Armadura superior: - Armadura inferior:	Mínimo: 3.7 cm Calculado: 26 cm Calculado: 26 cm	Cumple Cumple
Separación máxima estribos: - Sin cortantes: <i>Artículo 44.2.3.4.1 (norma EHE-08)</i>	Máximo: 30 cm Calculado: 30 cm	Cumple
Separación máxima armadura longitudinal: <i>Artículo 42.3.1 (norma EHE-08)</i> - Armadura superior: - Armadura inferior:	Máximo: 30 cm Calculado: 26 cm Calculado: 26 cm	Cumple Cumple
Se cumplen todas las comprobaciones		
Información adicional: - Diámetro mínimo de la armadura longitudinal (Recomendación del Artículo 59.8.2 de la EHE-08): Mínimo: 12.0 mm, Calculado: 12.0 mm (Cumple) - No llegan estados de carga a la cimentación.		

Grupo 11 (3.050 mm entre zapatas): N16-N17, N16-N21, N17-N21 y N20-N21

Referencia: C.1 [N17-N21] (Viga de atado) -Dimensiones: 40.0 cm x 40.0 cm -Armadura superior: 2 Ø12 -Armadura inferior: 2 Ø12 -Estribos: 1xØ8c/30		
Comprobación	Valores	Estado
Recomendación para el ancho mínimo de la viga de atado: <i>J. Calavera, 'Cálculo de Estructuras de Cimentación' 4ª edición, INTEMAC. Apartado 3.15 (pag.126).</i>	Mínimo: 15.2 cm Calculado: 40 cm	Cumple
Recomendación para el canto mínimo de la viga de atado: <i>J. Calavera, 'Cálculo de Estructuras de Cimentación' 4ª edición, INTEMAC. Apartado 3.15 (pag.126).</i>	Mínimo: 15.2 cm Calculado: 40 cm	Cumple
Diámetro mínimo estribos:	Mínimo: 6 mm Calculado: 8 mm	Cumple
Separación mínima entre estribos: <i>Artículo 66.4.1 (norma EHE-08)</i>	Mínimo: 3.7 cm Calculado: 29.2 cm	Cumple
Separación mínima armadura longitudinal: <i>Artículo 66.4.1 (norma EHE-08)</i> - Armadura superior: - Armadura inferior:	Mínimo: 3.7 cm Calculado: 26 cm Calculado: 26 cm	Cumple Cumple
Separación máxima estribos: - Sin cortantes: <i>Artículo 44.2.3.4.1 (norma EHE-08)</i>	Máximo: 30 cm Calculado: 30 cm	Cumple
Separación máxima armadura longitudinal: <i>Artículo 42.3.1 (norma EHE-08)</i> - Armadura superior: - Armadura inferior:	Máximo: 30 cm Calculado: 26 cm Calculado: 26 cm	Cumple Cumple
Se cumplen todas las comprobaciones		
Información adicional: - Diámetro mínimo de la armadura longitudinal (Recomendación del Artículo 59.8.2 de la EHE-08): Mínimo: 12.0 mm, Calculado: 12.0 mm (Cumple) - No llegan estados de carga a la cimentación.		

3.1.14 SOLERA

A continuación, se establece una pequeña estimación sobre la solera a implantar sujeta a posibles modificaciones de mejora.

Según la norma NTE-RSS referente a soleras, en locales con una sobrecarga estática prevista superior a 5 t/m^2 , se utilizan soleras pesadas (RSS-6).

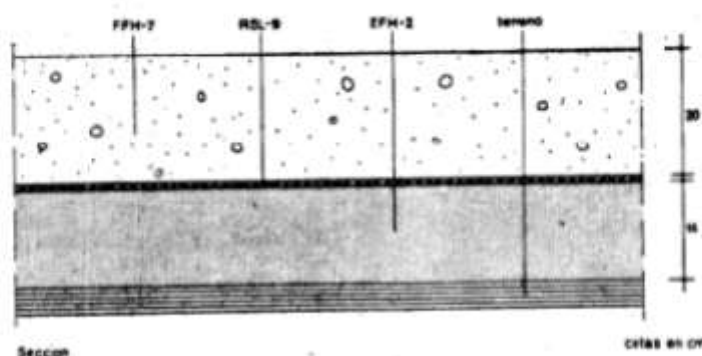


Figura 63. Solera.

Este tipo de solera se compone de una capa inicial de arena de río con tamaño máximo de grano 0,5 cm de espesor, extendida sobre el terreno compactado mecánicamente. Esta capa se terminará enrasándola previo compactado en dos capas.

A continuación se dispone una lámina aislante de polietileno y después se pone una capa de hormigón de resistencia característica 250 kg/cm^2 , formando una capa de 20 cm de espesor, extendido sobre la lámina aislante. Normalmente la superficie se terminará mediante reglado y el curado del hormigón se realizará mediante riego que no produzca deslavado.

En la mayor parte de las naves, sin procesos industriales, es necesario y suficiente un acabado antipolvo y antideslizante, si bien pueden utilizarse recubrimientos con otro material cuando existan requisitos especiales (estéticos, señalización, circunstancias especiales de desgaste, etc.).

Además, se incluirá una junta de contorno, a modo de separación, alrededor de cualquier elemento que interrumpa la solera, como en los pilares, y se colocará antes de verter el hormigón. El separador tendrá una altura igual al espesor de la capa de hormigón.

3.1.15 SANEAMIENTO Y FONTANERÍA

Se prevé para el proyecto en estudio, una instalación separativa de fecales y pluviales para la red de Saneamiento.

3.1.15.1 INSTALACIÓN DE RECOGIDA DE AGUAS PLUVIALES

En este apartado se explica la instalación de evacuación de aguas pluviales referente a la red de saneamiento y se calcula cuáles son las dimensiones necesarias de los elementos que componen dicha instalación.

El material que se va a utilizar para los tubos es el plástico de P.V.C. Aunque este material suele ser más caro que el fibrocemento, tiene una superficie menos rugosa, evitándose que se produzcan acumulaciones de agua.

Para el dimensionamiento de los elementos que forman parte de esta instalación, se hace uso de la normativa NTE-ISS referente a saneamiento. Además, como se viene haciendo a lo largo de este proyecto, se cumplirán las prescripciones que establece el Código Técnico de la Edificación en su Documento Básico de Salubridad (DB-HS).

Antes de comenzar con el dimensionamiento, es necesario conocer algunos datos:

- Superficie de cerramiento correspondiente a cada zona de canalización. Para ello, se tendrá en cuenta la proyección horizontal de los sumideros.
- Intensidad pluviométrica de la zona.
- Inclinación de los tubos.

Los tubos tendrán una inclinación distinta dependiendo de la zona de la nave en la que se encuentren. Por un lado están los tubos verticales (bajantes) y por el otro los tubos de evacuación de agua en general. Los tubos verticales se encargarán de evacuar el agua a la tubería general, que se encuentra soterrada, de manera que se considera que los tubos verticales tienen una pendiente mayor que el 100%.

Por otro lado se encuentra la tubería general, situada bajo tierra, que evacua el agua proveniente de las bajantes a la arqueta, con una inclinación del 2%.

Los tubos serán de sección constante en toda su longitud y se calcularán para un caudal máximo.

El agua que proviene de la lluvia se recogerá en los canalones para después, a través de los sumideros, ser evacuada por las bajantes hasta llegar a los colectores situados bajo tierra. De ahí pasará a las arquetas para llegar finalmente a la red de saneamiento general del polígono industrial.

3.1.15.1.1 Sumideros

La disposición de los sumideros está regulada por el documento DB-SE-HS del Código Técnico. Estos elementos facilitan la evacuación de las aguas pluviales recogidas en la cubierta de la nave. Dicho de otra manera, son los orificios que se hacen en los canalones que sirven de unión con las bajantes.

El cálculo del número de sumideros depende de la superficie de cubierta y a cada sumidero le corresponde la mitad de la proyección horizontal de la cubierta. Para ello, se utiliza la siguiente tabla extraída del CTE (DB-SE-HS apartado 4.2.1):

Superficie de cubierta en proyección horizontal (m ²)	Número de sumideros
S < 100	2
100 ≤ S < 200	3
200 ≤ S < 500	4
S > 500	1 cada 150 m ²

Tabla 109. Número de sumideros en función de la superficie de cubierta.

Superficie de cubierta en proyección horizontal:

$$S = 15 \cdot 30 = 450 \text{ m}^2 \rightarrow 200 \text{ m}^2 < 450 \text{ m}^2 < 500 \text{ m}^2 \rightarrow 4 \text{ sumideros}$$

En este caso, habrá 2 sumideros a lo largo de cada canalón y contando la nave con un total de 4 sumideros.

3.1.15.1.2 Canalones

Las dimensiones de los canalones también dependen del volumen de agua que deberán evacuar y, en consecuencia, de la superficie de cubierta medida en proyección horizontal.

En primer lugar, es necesario conocer la intensidad pluviométrica de la zona donde se sitúa la nave, determinada por sus coordenadas geográficas. El CTE en su Documento Básico de Salubridad (DB-SE-HS5) nos facilita el siguiente mapa para determinarla:

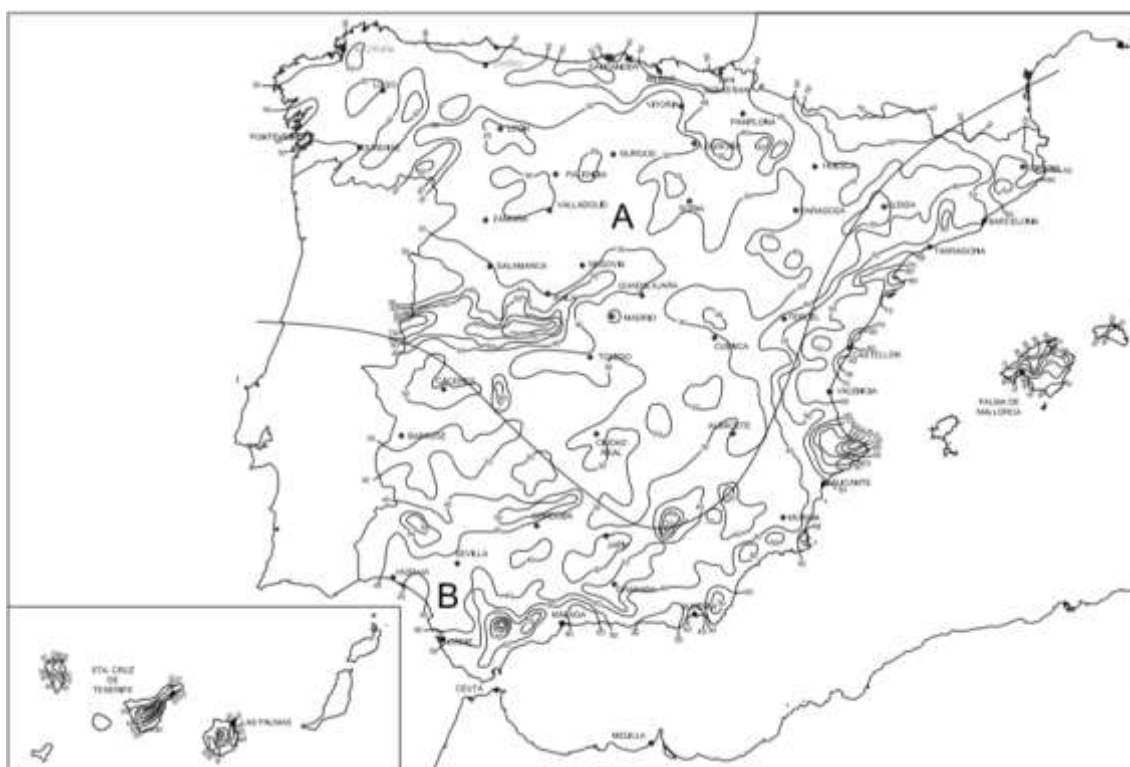


Figura 64. Mapa de isoyetas y zonas pluviométricas.

Mediante este mapa se determina que el emplazamiento de la nave que nos ocupa se sitúa en la isoyeta A - 30.

Por consiguiente, a través de la siguiente tabla se determina finalmente cuál es la intensidad pluviométrica de la zona, que con estos datos, es de 90 mm/h.

Tabla B.1
Intensidad Pluviométrica i (mm/h)

Isoyeta	10	20	30	40	50	60	70	80	90	100	110	120
Zona A	30	65	90	125	155	180	210	240	275	300	330	365
Zona B	30	50	70	90	110	135	150	170	195	220	240	265

Tabla 110. Intensidad Pluviométrica.

La proyección horizontal de la superficie de la cubierta ocupa concretamente 450 m², pero cada canalón, al situarse a cada lado de la nave, sólo abarca la mitad de dicha superficie, es decir, 225 m². Teniendo en cuenta que la inclinación de los canalones será del 2%, y que la intensidad pluviométrica de la zona es de 90 mm/h y no de 100 mm/h, el CTE establece:

- Para un régimen con intensidad pluviométrica diferente de 100 mm/h, debe aplicarse un factor f de corrección a la superficie servida tal que: $f = i/100$.

Por tanto, con la intensidad pluviométrica calculada anteriormente se obtiene dicho factor de corrección:

$$f = i/100 = 90/100 = 0,9 \rightarrow \text{Superficie por canalón} = 225 \cdot 0,9 = 202,5 \text{ m}^2$$

La nueva área correspondiente a cada canalón, una vez aplicado el factor de corrección es de 202,5 m². Entrando con este dato en la tabla siguiente y con la pendiente conocida del 2%, se obtiene el diámetro mínimo que deberán tener los canalones.

Tabla 4.7 Diámetro del canalón para un régimen pluviométrico de 100 mm/h

Máxima superficie de cubierta en proyección horizontal (m ²)				Diámetro nominal del canalón (mm)
Pendiente del canalón				
0.5 %	1 %	2 %	4 %	
35	45	65	95	100
60	80	115	165	125
90	125	175	255	150
185	260	370	520	200
335	475	670	930	250

Tabla 111. Diámetro de canalones.

Como la norma no contempla la superficie calculada, se adoptará como diámetro mínimo el correspondiente al área más cercana a la calculada siendo siempre superior. En este caso, se tomaría el diámetro correspondiente a un área de 370 m².

Diámetro de canalones → Ø = 200 mm

3.1.15.1.3 Bajantes

Al igual que en los apartados anteriores, para el cálculo de las bajantes también se tiene en cuenta la mitad de la proyección horizontal de la superficie de cubierta. En el cálculo de los canalones se ha establecido esa área como:

$$\text{Superficie por canalón} = 225 \cdot 0,9 = 202,5 \text{ m}^2$$

Con este dato se obtiene el diámetro de las bajantes a través de la tabla perteneciente al Documento Básico de salubridad del CTE (DB-SE-HS5 apartado 4.2.3).

Superficie en proyección horizontal servida (m ²)	Diámetro nominal de la bajante (mm)
65	50
113	63
177	75
318	90
580	110
805	125
1.544	160
2.700	200

Tabla 112. Diámetro de canalones.

Como la norma no contempla la superficie calculada, se adoptará como diámetro mínimo el correspondiente al área más cercana a la calculada siendo siempre superior. En este caso, se tomaría el diámetro correspondiente a una superficie de 318 m².

Diámetro mínimo de las bajantes → Ø = 90 mm

3.1.15.1.4 Colectores

Estas tuberías que se encuentran bajo tierra sirven para transportar el agua recogida en las arquetas hasta los pozos de registro, recogiendo las aguas de todas las arquetas en una sola tubería. Estas tuberías enterradas tienen una pendiente del 2%.

Los colectores pueden cambiar su sección a lo largo de su recorrido, ya que el caudal de agua recogida en algunas arquetas puede ser mayor que en otras. Por eso, se dimensionan primero para la mitad de la superficie de cubierta y después para toda la cubierta en su totalidad.

Para calcular el diámetro de dichos colectores el CTE facilita la siguiente tabla (DB-SE-HS5 apartado 4.2.4):

Tabla 4.9 Diámetro de los colectores de aguas pluviales para un régimen pluviométrico de 100 mm/h

Superficie proyectada (m ²)			Diámetro nominal del colector (mm)
Pendiente del colector			
1 %	2 %	4 %	
125	178	253	90
229	323	458	110
310	440	620	125
614	862	1.228	160
1.070	1.510	2.140	200
1.920	2.710	3.850	250
2.016	4.589	6.500	315

Tabla 113. Diámetro de colectores.

Entrando en la tabla con la superficie calculada para un solo canalón (202,5 m²) y con una pendiente del 2%, se obtiene la sección de los colectores individuales. Como la norma no contempla la superficie calculada, se adoptará como diámetro mínimo el correspondiente al área más cercana a la calculada siendo siempre superior. En este caso, se tomaría el diámetro correspondiente a una superficie de 323 m².

Diámetro mínimo de los colectores individuales → Ø = 110 mm

En el caso del colector en el que se unen los anteriores se emplea la superficie de la nave completa ($S = 450 \cdot 0,9 = 405 \text{ m}^2$) y una pendiente del 2%. Con estos datos y entrando en la tabla anterior se extrae el diámetro del colector a estudio. Como la norma no contempla la superficie calculada, se adoptará como diámetro mínimo el correspondiente al área más cercana a la calculada siendo siempre superior. En este caso, se tomaría el diámetro correspondiente a una superficie de 440 m².

Diámetro mínimo del colector final → Ø = 125 mm

3.1.15.1.5 Arquetas

En este apartado se determinará el número de arquetas que se deben disponer para este proyecto.

Las arquetas se sitúan donde exista algún cambio de dirección y también debajo de cada bajante. Para calcular las dimensiones de las arquetas, es necesario conocer el diámetro de las tuberías que llegarán a ellas, siendo este diámetro como mínimo de 110 mm, tal y como se ha visto en el apartado anterior.

Se obtiene el tamaño mínimo de las arquetas empleando la siguiente tabla extraída del CTE (DB-SE-HS5 apartado 4.5):

Tabla 4.13 Dimensiones de las arquetas

L x A [cm]	Diámetro del colector de salida [mm]								
	100	150	200	250	300	350	400	450	500
	40 x 40	50 x 50	60 x 60	60 x 70	70 x 70	70 x 80	80 x 80	80 x 90	90 x 90

Tabla 114. Dimensiones de las arquetas.

Así, se establece que las dimensiones de las arquetas serán, como mínimo, **50x50 cm**. Con estos datos, se puede encontrar el tipo de arqueta necesario en cualquier catálogo comercial.

3.1.15.2 INSTALACIÓN DE RECOGIDA DE AGUAS RESIDUALES

Para la ejecución de la red de fecales se prevé un sistema similar de bajantes de PVC y colectores enterrados hasta arquetas registrables.

El trazo de las instalaciones de saneamiento de los servicios se ajustará a un sistema unitario que evacue todo tipo de aguas por una sola red de conductos. Los aparatos sanitarios se situarán buscando la agrupación alrededor de la bajante y quedando los inodoros a una distancia de esta no mayor de 1m.

El desagüe de inodoros se hará siempre directamente a la bajante, mientras que el desagüe de lavaderos y demás aparatos se harán con sifones individuales.

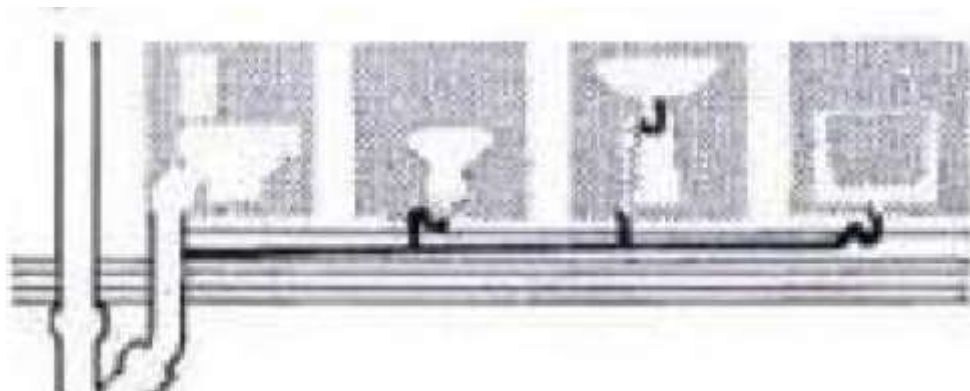


Figura 65. Sifones individuales.

A continuación, se diseñarán las instalaciones de saneamiento y las bajantes. Para ello se calcularán las secciones mínimas de los tubos. Para llevar a cabo el diseño de la instalación, se procederá en primer lugar a definir diferentes aspectos, con el objetivo de seguir unos criterios de diseño.

Los tubos y piezas especiales a implantar serán de policloruro de vinilo rígido, más conocido como PVC. Este material es muy caro, pero al ser su acabado interior muy bueno, teniendo una pared interior lisa según Norma UNE 53.114, evita la acumulación interior de desperdicios por los tubos, por lo que no necesita mantenimiento, lo que supone una ventaja considerable a largo plazo a pesar de que el desembolso inicial pueda ser mayor respecto a otras posibles soluciones.

De este modo, atendiendo a las prescripciones dispuestas anteriormente, se destaca el requisito impuesto por el Código Técnico de la Edificación, por el cual se establece el dimensionamiento de la red de aguas residuales de forma independiente de la red referente a pluviales.

Así, para dimensionar la red de aguas residuales se procederá a analizar la cantidad de elementos que aparecen en los diferentes espacios. Estos se dividirán en 2 partes, por un lado los baños y por otro las diferentes instalaciones.

La nave dispondrá de una planta baja dedicada a talleres de mantenimiento y limpieza. Adosados a estos talleres, se ubicarán los vestuarios tanto masculinos, como femeninos y el aseo para minusválidos. Mientras que en la entreplanta, se ubicarán un aseo masculino y uno femenino.

Los vestuarios irán acompañados de sus respectivas duchas y taquillas. Los aseos por su parte incluirán los lavabos y urinarios pertinentes.

Para el dimensionamiento debe determinarse el número de unidades de desagüe (UD) que corresponden a cada sanitario en función de su uso (público o privado). Teniendo en cuenta que el edificio es de uso privado se desglosa el número de aparatos sanitarios que se instalarán:

Sanitarios	Vestuario Masc.	Vestuario Fem.	Aseo Masc.	Aseo Fem.	Aseo Minus.	Total
DUCHAS	4	4	-	-	-	8
INODOROS	1	1	1	1	1	5
LAVABOS	1	1	1	1	1	5

Tabla 115. Número de sanitarios por espacio.

Una vez establecido el número y tipo de sanitarios a instalar, se procede a la consideración del número de unidades de desagüe UD correspondientes a cada aparato, el diámetro mínimo de sifón de estas y su derivación según la Tabla “UDs correspondientes a los distintos aparatos sanitarios” del CTE-DB-HS y prestando especial atención al uso de carácter restringido y privado para el que se concibe la nave.

Tipo de aparato sanitario	Unidades de desagüe UD		Diámetro mínimo sifón y derivación individual (mm)	
	Uso privado	Uso público	Uso privado	Uso público
Lavabo	1	2	32	40
Bidé	2	3	32	40
Ducha	2	3	40	50
Bañera (con o sin ducha)	3	4	40	50
Inodoro	Con cisterna	5	100	100
	Con fluxómetro	8	100	100
Urinario	Pedestal	4	-	50
	Suspendido	2	-	40
	En batería	3.5	-	-
Fregadero	De cocina	6	40	50
	De laboratorio, restaurante, etc.	2	-	40
Lavadero	3	-	40	-
Vertedero	-	8	-	100
Fuente para beber	-	0.5	-	25
Sumidero sifónico	1	3	40	50
Lavavajillas	3	6	40	50
Lavadora	3	6	40	50
Cuarto de baño (lavabo, inodoro, bañera y bidé)	Inodoro con cisterna	7	100	-
	Inodoro con fluxómetro	8	100	-
Cuarto de aseo (lavabo, inodoro y ducha)	Inodoro con cisterna	6	100	-
	Inodoro con fluxómetro	8	100	-

Tabla 116. Unidades de desagüe.

Con lo cual, se extraen de la tabla los siguientes diámetros y número de unidades de desagüe UD:

Sanitarios	UD	Ø sifón y derivación individual	Total Sanitarios	Total UD
DUCHAS	2	40 mm	8	16
INODOROS	4	100 mm	5	20
LAVABOS	1	32 mm	5	5

Tabla 117. Unidades de desagüe.

Teniendo en cuenta todos los sanitarios se obtiene la siguiente cantidad total de unidades de desagüe: $16 + 20 + 5 = 41$ UD

3.1.15.2.1 Ramales colectores

A continuación se obtendrá el diámetro de los ramales colectores entre los aparatos sanitarios y la bajante, según el número máximo de unidades de desagüe y la pendiente del ramal, de acuerdo a la Tabla “Diámetros de ramales colectores entre aparatos sanitarios y bajante” del CTE-DB-HS.

Máximo número de UD			Diámetro (mm)
Pendiente			
1 %	2 %	4 %	
-	1	1	32
-	2	3	40
-	6	8	50
-	11	14	63
-	21	28	75
47	60	75	90
123	151	181	110
180	234	280	125
438	582	800	160
870	1.150	1.680	200

Tabla 118. Diámetros ramales colectores entre aparatos sanitarios y bajante.

Como la norma no contempla el número de UD calculado, se adoptará como diámetro mínimo el correspondiente al número de UD más cercano al calculado siendo siempre superior. En este caso, se tomaría el diámetro correspondiente a 60 UD. Por tanto el diámetro mínimo de los ramales colectores será:

Diámetro mínimo de los ramales colectores $\rightarrow \varnothing = 90 \text{ mm}$

3.1.15.2.2 Bajantes de aguas residuales

El dimensionamiento de las bajantes debe realizarse de forma que no se rebase el límite de $\pm 250\text{Pa}$ de variación de presión. El diámetro de las bajantes se obtiene de la Tabla “Diámetro de las bajantes según el número de alturas del edificio y el número de UD” del CTE-DB-HS, con el mayor de los valores obtenidos considerando el máximo número de UD en la bajante y el máximo número de UD en cada ramal en función del número de plantas.

Máximo número de UD, para una altura de bajante de:		Máximo número de UD, en cada ramal para una altura de bajante de:		Diámetro (mm)
Hasta 3 plantas	Más de 3 plantas	Hasta 3 plantas	Más de 3 plantas	
10	25	6	6	50
19	38	11	9	63
27	53	21	13	75
135	280	70	53	90
360	740	181	134	110
540	1.100	280	200	125
1.208	2.240	1.120	400	160
2.200	3.600	1.680	600	200
3.800	5.600	2.500	1.000	250
6.000	9.240	4.320	1.650	315

Tabla 119. Diámetros de las bajantes según el número de alturas del edificio y el número de UD.

Tomando los datos expuestos anteriormente (41 UD y pendiente del 2%), se obtiene de la tabla adjunta una sección mínima para los tubos verticales:

Diámetro mínimo de las bajantes → Ø = 90 mm

3.1.15.2.3 Colectores horizontales de aguas residuales

Los colectores horizontales se dimensionan para funcionar a media sección, hasta un máximo de tres cuartos de sección, bajo condiciones de flujo uniforme.

El diámetro de los colectores horizontales se obtiene en la Tabla “Diámetro de los colectores horizontales en función del número máximo de UD y la pendiente adoptada”.

Máximo número de UD			Diámetro (mm)
Pendiente			
1 %	2 %	4 %	
-	20	25	50
-	24	29	63
-	38	57	75
96	130	160	90
264	321	382	110
390	480	580	125
880	1.056	1.300	160
1.600	1.920	2.300	200
2.900	3.500	4.200	250
5.710	6.920	8.290	315
8.300	10.000	12.000	350

Tabla 120. Diámetros de los colectores horizontales en función del número máximo de UD y la pendiente adoptada.

El número total de UD es de 41. Para una pendiente del 2% se obtiene de la tabla la sección mínima para los colectores horizontales de aguas residuales:

Diámetro mínimo de los colectores horizontales → Ø = 90 mm

3.1.15.2.4 Arquetas de fecales

La Tabla “Dimensiones de las arquetas” del CTE-DB-HS determina la longitud L y anchura A mínimas necesarias de una arqueta según el diámetro del colector de salida de ésta.

Tabla 4.13 Dimensiones de las arquetas									
L x A [cm]	Diámetro del colector de salida [mm]								
	100	150	200	250	300	350	400	450	500
L x A [cm]	40 x 40	50 x 50	60 x 60	60 x 70	70 x 70	70 x 80	80 x 80	80 x 90	90 x 90

Tabla 121. Dimensiones de las arquetas.

Para el colector de fecales las dimensiones necesarias son de **40x40 cm**.

Nota: Todos los tubos serán de sección constante y en toda su longitud se podrá conseguir un caudal máximo.

3.1.15.3 SUMINISTRO DE AGUA

Para la ejecución de este apartado, es preciso prestar especial atención a las disposiciones expuestas en el Documento Básico de Salubridad del CTE (DB-SE-HS 5) y a las prescripciones de las Normas Tecnológicas en la Edificación referentes a las instalaciones de fontanería, como por ejemplo la NTE-IFF (de agua fría) o la NTE-IFC (de agua caliente). También resulta interesante tener en cuenta las condiciones de las Normas básicas para las instalaciones interiores de suministro de agua.

En primer lugar, mediante la Tabla “Caudal instantáneo mínimo para cada tipo de aparato” del CTE-DB-HS, se destacan las condiciones mínimas de suministro, en concreto, el caudal que debe suministrar la instalación a los aparatos y equipos del equipamiento higiénico.

Tipo de aparato	Caudal instantáneo mínimo de agua fría [dm ³ /s]	Caudal instantáneo mínimo de ACS [dm ³ /s]
Lavamanos	0,05	0,03
Lavabo	0,10	0,065
Ducha	0,20	0,10
Bañera de 1,40 m o más	0,30	0,20
Bañera de menos de 1,40 m	0,20	0,15
Bidé	0,10	0,065
Inodoro con cisterna	0,10	-
Inodoro con fluxor	1,25	-
Urinaros con grifo temporizado	0,15	-
Urinaros con cisterna (c/u)	0,04	-
Fregadero doméstico	0,20	0,10
Fregadero no doméstico	0,30	0,20
Lavavajillas doméstico	0,15	0,10
Lavavajillas industrial (20 servicios)	0,25	0,20
Lavadero	0,20	0,10
Lavadora doméstica	0,20	0,15
Lavadora industrial (8 kg)	0,60	0,40
Grifo aislado	0,15	0,10
Grifo garaje	0,20	-
Vertedero	0,20	-

Tabla 122. Caudal instantáneo mínimo.

De este modo, según la norma descrita, los caudales mínimos en cada aparato serán los siguientes:

Sanitario	Agua fría (dm ³ /s)	Agua caliente(dm ³ /s)	Total sanitarios	Total agua fría (dm ³ /s)	Total agua caliente (dm ³ /s)
Lavabo	0,1	0,065	5	0,5	0,325
Ducha	0,2	0,1	8	1,6	0,8
Inodoro con cisterna	0,1	-	5	0,5	-

Tabla 123. Caudal instantáneo total.

Caudales totales instantáneos:

- **Agua fría:** $0,5 + 1,6 + 0,5 = 2,6 \text{ dm}^3/\text{s}$
- **Agua caliente:** $0,325 + 0,8 = 1,125 \text{ dm}^3/\text{s}$

Además, se establece por norma que en los puntos de consumo la presión mínima debe ser de 100 kPa para grifos comunes y 150 kPa para fluxores y calentadores, sin superar en ningún punto de consumo 500 kPa.

3.1.15.3.1 Instalación de agua caliente

Para llevar a cabo las estimaciones pertinentes en torno a la instalación de agua caliente en los aseos y vestuarios de la nave, se considera conveniente prestar especial atención a la Norma Tecnológica de la Edificación de Instalaciones de Fontanería de Agua Caliente (NTE-IFC).

3.1.15.3.1.1 Cálculo del calentador acumulador centralizado

Con el fin de abastecer de agua caliente los servicios de la nave industrial tratada, se ha optado por la implantación de termos eléctricos de gran capacidad con resistencia blindada e instalación sobre suelo.

Según lo establecido en la NTE-IFC (para agua caliente), se destaca la siguiente tabla de cálculo de capacidad:

		Número de grifos servidos por el acumulador													
Uso del edificio	Público	13	20	27	33	50	66	100	135	190	327	475	640	1.000	1.350
	Privado	20	30	40	50	75	100	150	200	300	500	750	1.000	1.500	2.000
C en litros		750	1.000	1.250	1.500	2.050	2.500	3.400	4.300	6.000	9.200	13.600	17.800	26.200	34.600
P en kcal/h		21.560	28.700	35.940	43.125	58.940	71.875	97.750	123.625	172.500	270.250	391.000	511.750	753.250	994.750

Tabla 124. Cálculo acumulador.

De modo que, al abastecer de agua caliente únicamente a los lavabos y a las duchas de la nave, lo que supone 13 grifos (8 duchas y 5 lavabos), la capacidad requerida es de 750 litros y la potencia es de 21.560 kcal/h. Con lo cual, se considera la implantación de dos calentadores del modelo seleccionado a continuación para satisfacer las necesidades emergentes en la instalación y cumplir la normativa vigente.

En concreto el calentador eléctrico seleccionado pertenece a la gama de productos de la empresa JUNKERS y se trata del modelo HS 500, cuyas características técnicas se muestran en la siguiente tabla.

Modelo	HS 500
Capacidad útil (l.)	500
Alto (mm) x diámetro (ø)	1.870 x 714
Potencia eléctrica (kW)	6
Tiempo calentamiento $\Delta T=50^{\circ}\text{C}$ (l/min.)	5 h.*
Termostato regulable desde el exterior	NO
Temperatura de acumulación $^{\circ}\text{C}^{**}$	80
Presión máxima (bar)	6

* $\Delta T= 45^{\circ}\text{C}$

**Regulable en la fase de insta

Tabla 125. Características técnicas termo HS 500.



Figura 66. Termo eléctrico fabricante JUNKERS modelo HS 500.

3.1.15.3.1.2 Cálculo de diámetros

Por otro lado, el diámetro preciso para cualquier tramo de la conducción se determina mediante la tabla siguiente de la Norma Tecnológica de la Edificación del apartado de Instalaciones de Fontanería concerniente al agua caliente.

Tabla 1		Número de grifos servidos por el tramo										
Uso del edificio	Público	3	8	15	33	51	99	206	322	663	1217	2008
	Privado	3	9	18	42	67	134	291	469	1027	1929	3286
Tipo de tubería	Acero	15	20	25	32	40	50	65	80	100	125	150
	Cobre	18	22	28	36	42	50	80	80	100	125	160
		Diámetro D en mm										

Tabla 126. Diámetros tramos de conducción.

La determinación del diámetro a utilizar en cada tramo viene definido por el número de grifos servidos por el tramo en estudio y el uso a que se destine el edificio, además del tipo de tubería seleccionado.

Por tanto, al tratarse de un edificio de uso privado y optar por las tuberías de acero, dado su menor diámetro para las mismas condiciones de uso, se establecen los siguientes diámetros de tuberías según su destino:

TERMO		TRAMO 1	TRAMO 2	TRAMO 3
1	Nº Grifos	6	5	1
	Ø	20 mm	20 mm	15 mm
2	Nº Grifos	7	5	2
	Ø	20 mm	20 mm	15 mm

Tabla 127. Diámetros tramos de conducción.

3.1.15.3.1.3 Cálculo de llaves y contadores

Cabe destacar también, el cálculo de llaves y contadores llevado a cabo mediante la siguiente tabla de la norma de agua caliente en instalaciones de fontanería (NTE-IFC).

Tabla 7		Diámetro D en mm del tramo										
Tipo de tubería	Acero	15	20	25	32	40	50	65	80	100	125	150
	Cobre	12	18	22	28	36	42	50	80	100	125	160
Diámetro de llaves (mm)		15	20	25	32	40	50	65	80	100	125	150
Calibre S del contador (mm)		10	13	15	20	30	40	50	65	80	100	125

Tabla 128. Diámetro de llaves y calibre del contador.

En esta tabla el diámetro de las llaves y el calibre S del contador se determinan a partir del diámetro del tramo en que se instalen, calculado anteriormente. Así se establecen los siguientes resultados:

TERMO		TRAMO 1	TRAMO 2	TRAMO 3
1	Ø de la llave	20 mm	20 mm	15 mm
	Calibre S del contador	13 mm	13 mm	10 mm
2	Ø de la llave	20 mm	20 mm	15 mm
	Calibre S del contador	13 mm	13 mm	10 mm

Tabla 129. Diámetro de llaves y calibre del contador por tramo.

3.1.15.3.1.4 Cálculo de grupo de presión

Por otro lado, según lo establecido en la norma mencionada (NTE-IFC), para instalaciones individuales con calentador-acumulador y para instalaciones centralizadas, el cálculo del grupo de presión se hará según la normativa de Instalaciones de Fontanería de Agua Fría (NTE-IFF).

Con lo cual, prestando atención a la normativa dispuesta, se considera precisa la instalación de un grupo de presión cuando la presión en la acometida sea inferior a la indicada a continuación:

- Presión mínima admisible en la acometida de red de grifos: 12 m.c.a.
- Presión mínima admisible en la acometida de red de fluxores: 17 m.c.a.

Como en la instalación de agua caliente no interviene ningún fluxor, se considerarán únicamente los 12 m.c.a. para los grifos tanto de duchas como de lavabos.

3.1.15.3.1.5 Cálculo de la válvula reductora

Otro aspecto a tener en cuenta es la válvula reductora, cuyo dimensionamiento, al igual que ocurría con el grupo de presión, se determina a partir de la normativa de Instalaciones de Fontanería de Agua Fría (NTE-IFF).

Por tanto, dicha válvula es precisa cuando la presión en la acometida sea superior a la indicada a continuación:

- Presión máxima admisible en la acometida de red de grifos: 39 m.c.a.
- Presión máxima admisible en la acometida de red de fluxores: 44 m.c.a.

Evidentemente, al igual que sucedía con el grupo de presión, en la instalación de agua caliente no intervienen los fluxores, de modo que únicamente se tendrá en cuenta la presión máxima admisible en la acometida de red de grifos (39 m.c.a.).

3.1.15.3.1.6 Cálculo de la bomba aceleradora

Finalmente, se destaca la implantación de bombas aceleradoras, cuyo cálculo se determina de acuerdo a las disposiciones establecidas por la normativa de Instalaciones de Fontanería de Agua Caliente (NTE-IFC).

De este modo, el caudal Q, en l/min, la presión H, en m.c.a. y la potencia P en C.V. que debe suministrar la bomba aceleradora se determina mediante la siguiente tabla:

		10	15	20	25	32	40	50	65	80	
Longitud L en m	Q	84	13,8	22,2	31,8	53,4	76,2	113	210	310	Q
	12	3,8 1/100	2,8 1/100	1,6 1/100	1,2 1/100	0,6 1/100	0,6 1/100	0,4 1/800	0,4 1/50	0,4 1/40	H P
	20	6,3 1/80	4,7 1/50	2,6 1/50	1,9 1/50	1,0 1/50	0,9 1/50	0,7 1/50	0,6 1/30	0,5 1/20	H P
	40	12,6 1/40	9,4 1/30	5,2 1/30	3,8 1/30	2,0 1/30	1,9 1/30	1,4 1/25	1,3 1/15	1,2 1/10	H P
	60	19 1/25	14 1/25	7,8 1/25	5,8 1/25	3,0 1/25	2,8 1/20	2,1 1/15	1,9 1/10	1,8 1/8	H P
	80	25,3 1/20	18,7 1/20	10,4 1/20	7,7 1/20	4,0 1/20	3,7 1/15	2,8 1/15	2,5 1/8	2,4 1/6	H P
100	28,5 1/15	23,4 1/15	11,7 1/15	9,6 1/15	5,0 1/15	4,7 1/10	3,4 1/10	3,2 1/6	3,0 1/5	H P	

Tabla 130. Cálculo de bomba aceleradora.

Por tanto, puesto que la longitud máxima de cada tramo no supera los 20 metros, se tomará este valor de longitud, posicionando el cálculo como siempre del lado de la seguridad. En consecuencia, para los dos tipos de diámetros implantados por tramo se establecen las siguientes conclusiones:

Características de la bomba	Tramos Ø 15 mm	Tramos Ø 20 mm
Q (l/min)	13,8	22,2
H (m.c.a.)	4,7	2,6
P (C.V.)	1/50	1/50

Tabla 131. Características de bomba aceleradora.

3.1.15.3.2 Instalación de agua fría

Para llevar a cabo las estimaciones oportunas del sistema de implantación de la instalación de agua fría en los aseos y vestuarios de la nave, se considera conveniente el seguimiento de la Norma Tecnológica de la edificación de Instalaciones de Fontanería de Agua Fría (NTE-IFF).

3.1.15.3.2.1 Cálculo de diámetros

En primer lugar, el cálculo de diámetros de tuberías se establece en función del número de grifos o fluxores servidos por cada tramo, mediante las siguientes tablas:

Tabla 1		N.º total de grifos servidos por el tramo										
Uso del edificio	Público	3	8	15	33	61	99	206	322	663	1217	2008
	Privado	3	9	18	42	67	134	291	409	1027	1929	3286
Tipo de tubería	Acero	15	20	25	32	40	50	65	80	100	125	150
	Cobre	10	15	20	25	30	40	60	80	100	125	150
	o PVC	Diámetro D en mm										

Tabla 132. Cálculo diámetros tramos de agua fría.

Por consiguiente, puesto que se trata de un edificio de uso restringido y las tuberías a utilizar son de acero, se estipulan los siguientes diámetros para cada tramo, según su destino:

Tramo	Nº de grifos	Ø Tubería
1 Entrada Tubería	18	25 mm
2 Vestuario Masculino	6	20 mm
3 Aseo Minusválidos	2	15 mm
4 Vestuario Femenino	6	20 mm
5 Aseos entreplanta	4	20 mm
6 Aseo Entreplanta Masc.	2	15 mm
7 Aseo Entreplanta Fem.	2	15 mm

Tabla 133. Diámetros tramos de conducción.

3.1.15.3.2.2 Cálculo de llaves y contadores

Mediante la siguiente tabla facilitada por la norma mencionada (NTE-IFF), se determina el diámetro de las llaves y el calibre S del contador a partir del diámetro D del tramo en que se instalen:

Diámetro del tramo D en mm	Acero	15	20	25	32	40	50	65	80	100	125	150
	Cobre o PVC	10	15	20	25	30	40	60	80	100	125	150
Ø de llaves (mm)		15	20	25	32	40	50	65	80	100	125	150
Calibre del contador (mm)		10	13	15	20	30	40	50	65	80	100	125

Tabla 134. Diámetro de llaves y calibre del contador.

En esta tabla el diámetro de las llaves y el calibre S del contador se determinan a partir del diámetro del tramo en que se instalen, calculado anteriormente. Así se establecen los siguientes resultados:

Tramo	Ø de la llave	Calibre S del contador
1 Entrada Tubería	25 mm	15 mm
2 Vestuario Masculino	20 mm	13 mm
3 Aseo Minusválidos	15 mm	10 mm
4 Vestuario Femenino	20 mm	13 mm
5 Aseos entreplanta	20 mm	13 mm
6 Aseo Entreplanta Masc.	15 mm	10 mm
7 Aseo Entreplanta Fem.	15 mm	10 mm

Tabla 135. Diámetro de llaves y calibre del contador por tramo.

3.1.15.3.2.3 Cálculo de grupo de presión

La instalación del grupo de presión será precisa cuando la presión en la acometida sea inferior a la indicada a continuación:

- Presión mínima admisible en la acometida de red de grifos: 12 m.c.a.
- Presión mínima admisible en la acometida de red de fluxores: 17 m.c.a.

3.1.15.3.2.4 Cálculo de válvula reductora

La implantación de la válvula reductora es precisa cuando la presión en la acometida sea superior a la indicada:

- Presión máxima admisible en la acometida de red de grifos: 39 m.c.a.
- Presión máxima admisible en la acometida de red de fluxores: 44 m.c.a

