

GRADO EN INGENIERÍA MECÁNICA
TRABAJO FIN DE GRADO

***CAPACIDAD DE ADAPTACIÓN
ESTRUCTURAL EN EDIFICIOS
PATRIMONIALES DE ESTRUCTURA
METÁLICA DEL S XIX: CASO DEL EDIFICIO
MUELLE ALMACÉN Y DE
LA MARQUESINA ANEXA AL EDIFICIO DE
VIAJEROS DE LA ESTACIÓN DE TREN DE
PALENCIA***

Alumno: Mendiá, Aguirre, Alexander

Director: Marcos, Rodríguez, Iñaki

Curso: 2019-2020

Fecha: 5 de noviembre del 2019

Resumen

El objetivo de este proyecto es el análisis estructural de las cubiertas de dos estructuras datadas a mediados de siglo XIX., ubicadas en la estación de ferrocarril de Palencia. Para ello se realizará una búsqueda de propiedades de las propiedades de elasticidad de los elementos metálicos constructivos. Finalmente se realizarán las comprobaciones pertinentes de acuerdo al Código Técnico de la Edificación.

Laburpena

Projektu honen helburua XIX-garren mendeko bi konstrukzioen estalkien analisia da, Palentziako trenbideko geltokian kokatuta izana. Analisisia materializatzeko, burdinezko materialearen elastizitate propietateen aurkipena egingo da, hauek CTE –aren frogapenak egiteko erabiliz.

Abstract

The object of this Project is the structural analysis of two structures decks dated in the mid of XIX centuries and located in Palencia's railway stations. For this analysis, it will be made a research to find the elastic properties of the iron, those being used for the verifications of the CTE.

Palabras clave: Cercha, hierro, ferrocarril, marquesina, límite elástico, Palencia

Tabla de contenido

1. LISTA DE FIGURAS/ TABLAS	5
2. INTRODUCCIÓN	9
3. OBJETO DEL TFG	9
4. HISTORIA DE LA ESTACIÓN DE PALENCIA	10
5. CONTEXTO HISTÓRICO-TÉCNICA DE LA CONSTRUCCIÓN METÁLICA	12
6. HIPÓTESIS DE PARTIDA	13
7. DESCRIPCIÓN ESTRUCTURAL DE LAS CUBIERTAS	14
7.1. EDIFICIO ALMACÉN	14
7.1.1. Introducción.....	14
7.1.2. Cerramiento	15
7.1.3. Correas.....	15
7.1.4. Cerchas.....	16
7.1.5. Triangulaciones	16
7.2. MARQUESINA.....	17
7.2.1. Introducción.....	17
7.2.2. Cerramiento	18
7.2.3. Correas	19
7.2.4. Vigas transversales	19
7.2.5. Vigas longitudinales.....	20
8. ESTADO ACTUAL DEL EDIFICIO ALMACÉN Y DE LA MARQUESINA	21
8.1. Edificio almacén	21
8.1.1. Cubierta.....	21
8.1.2. Estructura metálica.....	22
8.2. Marquesina	23
9. EVALUACIÓN ESTRUCTURAL	26
9.1. METODOLOGÍA DE ESTUDIO	26
9.2. ACCIONES SOBRE EL EDIFICIO ALMACÉN.....	27
9.2.1. CERRAMIENTO	27
9.2.2. CORREAS	35

9.2.3.	CERCHAS	43
9.2.4.	TRIANGULACIONES	47
9.3.	COMBINACION DE ACCIONES	52
9.4.	EDIFICIO ALMACÉN: MODELIZADO	54
9.4.1.	Correas	54
9.4.2.	Cercha	55
9.4.3.	Ménsula	57
9.5.	CÁLCULO ESTRUCTURAL DE LA CUBIERTA	59
9.5.1.	Introducción	59
9.5.2.	Correas	59
9.5.3.	Cerchas	60
9.5.4.	Ménsulas	63
9.6.	RESULTADOS OBTENIDOS	65
9.6.1.	Correas	65
9.6.2.	Cerchas	66
9.6.3.	Ménsulas	67
9.7.	ANÁLISIS DE LOS RESULTADOS	68
9.7.1.	Correas	68
9.7.2.	Cerchas	68
9.7.3.	Ménsulas	69
9.8.	ACCIONES SOBRE LA MARQUESINA	70
9.8.1.	CUBIERTA	70
9.8.2.	CORREAS	77
9.8.3.	VIGA TRANSVERSAL	80
9.8.4.	VIGA LONGITUDINAL	82
9.9.	COMBINACIÓN DE ACCIONES	83
9.10.	MODELIZADO	85
9.10.1.	Correas	85
9.10.2.	Viga transversal:	85
9.10.3.	Viga longitudinal:	86
9.11.	CÁLCULO ESTRUCTURAL	87
9.11.1.	Introducción	87
9.11.2.	Correas	87
9.11.3.	Vigas	87

9.12.	RESULTADOS OBTENIDOS	92
9.12.1.	Correas:.....	92
9.12.2.	Viga transversal:.....	92
9.12.3.	Viga longitudinal:.....	98
9.13.	ANÁLISIS DE RESULTADOS.....	99
9.13.1.	Correas	99
9.13.2.	Viga transversal.....	99
9.13.3.	Viga longitudinal	100
10.	CONCLUSIONES	101
11.	RECOMENDACIONES	103
12.	REFERENCIAS	104
13.	AGRADECIMIENTOS	104
14.	ANEXO I PLANOS	105

1. Lista de figuras/ Tablas

FIGURAS:

Ilustración 1: Plano de palencia; El libro e palencia,1874.....	11
Ilustración 2: Estación de tren de Palencia sigloXIX. J Laurent	11
Ilustración 3: ensayos sobre chapas de hierro forjado, O`Sullivan 2007	13
Ilustración 4: Propiedades de elasticidad,ROP.....	13
Ilustración 5: Edificio almacén	14
Ilustración 6: Vuelo de las correas	15
Ilustración 7: Cercha.....	16
Ilustración 8: Disposición de ménsulas	16
Ilustración 9: Alineaciones de las vigas en la marquesina	17
Ilustración 10: Sección transversal de viga en la alineación de apoyo sobre pilar	17
Ilustración 11: a) Cerramiento de policarbonato b) Soldadura del perfil de sujeción sobre la correa	18
Ilustración 12: Correas	19
Ilustración 13: Vigas Transversales	19
Ilustración 14: Viga longitudinal.....	20
Ilustración 15: Grietas sobre entablados	21
Ilustración 16: Ausencia y deterioro del entablado perimetral	21
Ilustración 17: Soldaduras en las cerchas	22
Ilustración 18: Unión de elemento metálico sobre ménsula	22
Ilustración 19: Corrosión en la correa de mayor exposición.....	23
Ilustración 20: Corrosión de uno de los nudos.....	23
Ilustración 21: Corrosión el los perfiles de sujeción del cerramiento.....	23
Ilustración 22: Pandeo de las cruces	24
Ilustración 23: Giro del cordón inferior.....	25
Ilustración 24:a) Entablado perimetral, b) Tablero de aglomerado	27
Ilustración 25: Viento transversal sobre cerramiento	33
Ilustración 26: Viento longitudinal sobre cerramiento	34
Ilustración 27: a) 2vanos+vuelo, b) 2vanos.....	37
Ilustración 28: a) 2vanos + vuelo, b) 1vano+vuelo.....	37
Ilustración 29: Correa de dos vanos	54
Ilustración 30: Correa de vano único	54
Ilustración 31: Correas sobre cercha.....	54
Ilustración 32: Propiedades geométricas de las correas.....	55
Ilustración 33: Uniones en la cercha	55
Ilustración 34: Modelo de la cercha.....	55
Ilustración 35: Disposición de perfiles en la cercha	56
Ilustración 36: Uniones de la ménsula	57
Ilustración 37: Modelo 1 ménsula articulada.....	57

Ilustración 38: Modelo 2 trasmisión de momentos entre barras	58
Ilustración 39: Modelo ménsula con transmisión de momentos entre cercha y barras	58
Ilustración 40. Punto singular y desalineación	60
Ilustración 41: Máximos axiles bajo cubierta original	66
Ilustración 42: Máximos esfuerzos en la cercha bajo cubierta reparada	66
Ilustración 43 : Esfuerzos en la cercha asumiendo el fallo del punto singular	66
Ilustración 44: Deformaciones en la dirección de la cubierta	68
Ilustración 45 Modelo simplificado	85
Ilustración 46: Modelo real	85
Ilustración 47: Modelo pandeo a succión	86
Ilustración 48 Modelo pandeo a presión	86
Ilustración 49. Modelo de la viga bajo canalón.....	86
Ilustración 50: Esfuerzos flectores a presión en modelo simplificado	92
Ilustración 51. Esfuerzos flectores a succión en modelo simplificado	92
Ilustración 52: Diagrama de flectores y deformación a presión (alineación 20 y 2).....	94
Ilustración 53: Esfuerzos flectores de los dinteles a succión	95
Ilustración 54: Esfuerzos flectores a presión (pandeo).....	96
Ilustración 55: Esfuerzos flectores a succión	97
Ilustración 56: esfuerzos flectores a presión en viga longitudinal	98
Ilustración 57: Esfuerzos flectores a succión en viga longitudinal	98
Ilustración 58: Alineación 20	99
Ilustración 59: Flectores	99
Ilustración 60. Pandeo en alineación 16	100

Tablas

Tabla 1: Coeficientes de presión con viento transversal	33
Tabla 2: Carga de viento transversal en kN/m ²	33
Tabla 3: Coeficientes de presión con viento longitudinal	34
Tabla 4: Carga de viento longitudinal (kN/m ²).....	34
Tabla 5: Áreas tributarias de las correas.....	35
Tabla 6: Sobrecarga de uso y nieve (kN/m)	35
Tabla 7: peso cerramiento (kN/m).....	36
Tabla 8: Comparación de flechas y momentos en correas de 2vanos+vuelo y 2 vanos	37
Tabla 9: Comparación de flechas y momentos en correas de 2vanos+vuelo y 1 vano+vuelo....	37
Tabla 11: Zonas de viento en correas	38
Tabla 12: Zonas de Viento longitudinal.....	40
Tabla 13. Correas a analizar	42
Tabla 14: cargas máximas en correas kN/m ²	42
Tabla 15: Áreas de las alineaciones.....	43
Tabla 16: Sobrecarga de uso y nieve sobre alineación 2 y 12.....	43
Tabla 17: Carga muerta de alineación 2 y 12	43
Tabla 18: Peso propio sobre nudos.....	44
Tabla 19: Peso de perfiles angulares.....	44
Tabla 20: Sobrecargas sobre la cercha 2 y 12	46
Tabla 21: Áreas tributarias sobre las alineaciones.....	47
Tabla 22: Sobrecargas de uso y nieve	47
Tabla 23: Carga muerta	47
Tabla 24: Peso Propio ménsula	48
Tabla 25: Carga de viento transversal (A=3,86m ²) en kN/m ²	49
Tabla 26: Áreas tributarias sobre de las zonas.....	50
Tabla 27: Cargas sobre las zonas de viento kN/m ² (A=3,86m ²)	50
Tabla 28: Cargas de peso, uso y nieve.....	51
Tabla 29: Cargas de Viento en N	51
Tabla 30: Inercias de perfiles angulares de la cercha.....	56
Tabla 31: Tensiones en correas edificio almacén (SE)	65
Tabla 32: Tensiones en correas (NE) tramo reparado	65
Tabla 33: ELU de las barras de la cercha	67
Tabla 34: Tensiones ménsula	67
Tabla 35: Carga muerta de la marquesina	70
Tabla 36: Viento marquesina a dos aguas.....	75
Tabla 37: Coeficientes de presión	75
Tabla 38: Cargas de viento sobre marquesina kN/m ²	76
Tabla 39: Áreas tributarias de las correas.....	77
Tabla 40: Cargas en kN/m en ejes locales.....	77
Tabla 41: Carga muerta sobre correas en ejes locales.....	78
Tabla 42: Área tributaria de las vigas transversales.....	80
Tabla 43: Inercias de los cordones de la viga transversal	85
Tabla 44: Inercias los cordones de la viga longitudinal.....	86

Tabla 45: ELU correa 2 vanos + vuelo.....	92
Tabla 46: ELU correa 1 vano + vuelo	92
Tabla 47: Tensiones sobre los cordones en modelo simplificado.....	92
Tabla 48: Esbelted reducida de las cruces	93
Tabla 50: Axiles en las cruces	93
Tabla 51: Resistencia de las secciones en los dinteles	94
Tabla 52: Resistencia de las barras del cordón superior.....	94
Tabla 53: Resistencia de las secciones a succión	95
Tabla 54: Resistencia de barras del cordón inferior.....	95
Tabla 55: Flecha máxima.....	95
Tabla 56: Resistencia de las secciones a presión (pandeo).....	96
Tabla 57: Resistencia de las secciones succión (pandeo).....	97
Tabla 58: resistencia de las barras a succión	97
Tabla 59: Tensiones en los cordones	98

2. Introducción

Durante el siglo XIX se generalizó el empleo de estructura metálica para la construcción de edificaciones y obra civil. Es un material muy apropiado para el soporte de la infraestructura ferroviaria debido a su alta resistencia específica de elevada resistencia con relación con su peso propio, por comparación con materiales existentes como era la mampostería, e incluso la madera. Este permite la creación de nuevas formas estructurales con luces más elevadas y más ligeras, dando lugar a tipologías constructivas y arquitectónicas específicas del material metálico. Algunas de estas estructuras han llegado a nuestros días, adquiriendo carácter patrimonial, por ser testigos de una industria y una tecnología de una época histórica determinada.

Por otra parte, el patrimonio cultural se ha visto afectado por un número cada vez mayor de peligros relacionados con el clima, lo que plantea nuevos desafíos para los conservadores y administradores del patrimonio. Se trabaja actualmente con el objetivo de aumentar su resiliencia, reducir la vulnerabilidad y promover una reconstrucción mejor y más segura en áreas históricas. La mejora de la resiliencia está asociado por un lado a la mejora en la comprensión del comportamiento los impactos directos e indirectos de los cambios climáticos y ambientales y los peligros naturales en sitios y edificios históricos y por otra, para un emplazamiento cultural concreto, al conocimiento del comportamiento de su comportamiento general, incluido el estructural.

El presente trabajo analiza el comportamiento de dos estructuras metálicas de mediados del siglo XIX situadas en las estación de Adif en Palencia orientada a valorar su adaptación a la normativa actual, unos 150 años más reciente, como primer paso para, en una fase posterior, mejorar la resiliencia de la propia estación.

3. Objeto del TFG

El presente proyecto tiene como objetivo el análisis del comportamiento de los elementos metálicos que soportan la cubierta del edificio muelle almacén y de la marquesina, se reflejaran los datos a tener en cuenta para la posible rehabilitación a futuro.

Para poder realizar un análisis efectivo y debido a que las estructuras datan de mediados del siglo XIX, las propiedades de los metales constructivos de la época distan de los que se conocen actualmente. Se realizará una búsqueda del tipo de material y de sus propiedades, tales como el límite y modulo elástico.

Mediante la visualización de los anexos fotográficos, se crearán modelos simplificados con el software de cálculo CESPLA. En base a estos, se realizarán las comprobaciones según el Código Técnico de la Edificación.

Este trabajo está basado en la documentación del proyecto de rehabilitación de la estación de tren de Palencia, propiedad de ADIF, llevado a cabo en enero de 2019. Los datos utilizados, son principalmente geométricos y fotográficos.

4. Historia de la Estación de Palencia

Con la llegada de la revolución industrial procedente de Inglaterra, a principios del siglo XIX, consecuencia de un comercio en expansión y una economía orientada al mercado, se desarrolla un fenómeno de búsqueda de eficiencia con el principal objetivo de obtener mayores beneficios da paso a la introducción de nuevas técnicas en los procesos. Este despunte de desarrollo británico se debió al abandono de las sociedades feudales con mayor rapidez respecto al resto de países europeos. [1].

Este fenómeno trajo grandes avances en todos los sectores, en especial en la construcción y el transporte. El ferrocarril, transporte por excelencia que comunicaba los puertos con el interior de las localidades.

En España, lejos de los avances que el resto de países vecinos especialmente los del Norte experimentaban, finalizada primera guerra carlista (1840) y comienza el reinado de Isabel II. En este periodo se ofrecieron gran cantidad de concesiones para la construcción de vías férreas a constructores tanto nacionales, como franceses e ingleses, debido al impacto económico positivo que el ferrocarril generaba en los países que gozaban de él. Finalmente, en 1844 se construye la primera línea de ferrocarril en la península, este trayecto comercial recorría las localidades de Barcelona a Mataró[2].

El ferrocarril llegó a la ciudad de Palencia por primera vez con la aprobación de la concesión en 1856 como parte del trazado de San Isidro de Dueñas –Alar de rey [3], estando en explotación a fecha de 1861[4]. La estación, no es la que se analiza en este estudio. Hoy en día todavía se mantiene una estructura tipo almacén en la ubicación donde una vez estuvo la primera estación de ferrocarril de la ciudad. A esta estación se le llamaba de Alar, probablemente por la línea a la que pertenecía. En el siguiente plano de 1875 se observan ambas estaciones.

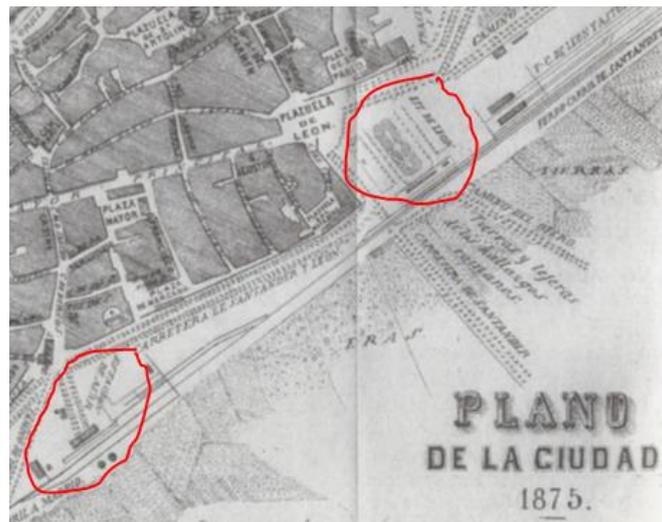


Ilustración 1: Plano de palencia; El libro e palencia,1874

La estación que hoy en día se mantiene y sobre la que se realiza el análisis se construyó como parte de la línea Palencia-León, que tenía como fin llegar a Ponferrada para conectar las minas de hierro con el resto de España. La obra la realizó el contratista francés Hubert Debrousse con la dirección del ingeniero de caminos Eduardo Saavedra en 1863 [5]. Se describe como una estación de 60 x 9m que consta de un gran muelle para mercancías y una cochera. Actualmente únicamente se mantiene el edificio principal con sus respectivas marquesinas, una caseta de seguridad y el edificio muelle almacén.

Finalmente, en 1864 comenzó su explotación [6].



Ilustración 2: Estación de tren de Palencia sigloXIX. J Laurent

5. Contexto histórico-técnica de la construcción metálica

El siglo XIX fue la época dorada del hierro, se inició con la construcción del primer puente de hierro en 1779. Siglo en el cual se organizaban Exposiciones Universales [7], en las que se construían celebres estructuras como alarde del avance tecnológico que cada país tenía, ejemplo de ello es la mundialmente conocida Torre Eiffel.

Inicialmente, los materiales de mayor utilización eran el hierro fundido y el forjado. El hierro fundido se utilizaba para columnas, ya que ofrecía gran resistencia a la compresión y facilidad de moldeado. En cambio, para piezas con solicitaciones a flexión el idóneo era el hierro forjado[8].

6. Hipótesis de partida

El análisis estructural se lleva a cabo mediante dos hipótesis principales, la primera consiste en el límite elástico del material y la segunda en la selección de perfiles.

El material sobre el que se trabaja es el del hierro forjado, se han encontrado varios artículos y estudios sobre las propiedades de este material. Es un material en el que sus propiedades de elasticidad difieren según la geometría y más importante su calidad se será fundamentalmente debido a su proceso de fabricación. Es importante que aún seleccionando un límite elástico se trabaje con un coeficiente de seguridad elevado.

El siguiente gráfico muestra la gran dispersión que el límite elástico del hierro forjado ofrece, estudio realizado por O`Sullivan [10].

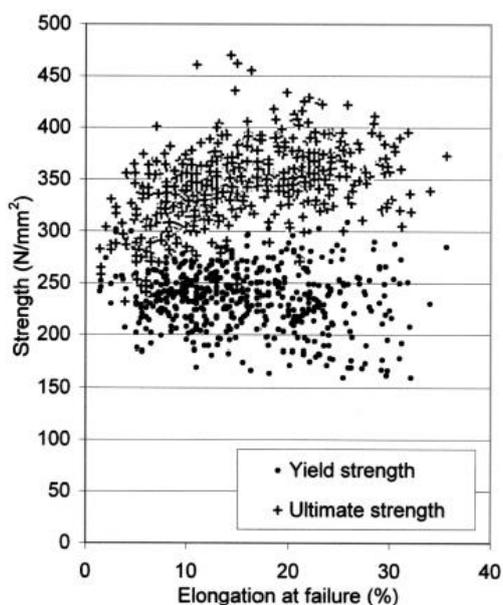


Ilustración 3: ensayos sobre chapas de hierro forjado, O`Sullivan 2007

La revista de Obras Públicas de España a fecha de 1866 caracterizó el material con las siguientes propiedades [11]:

	CARGA DE ROTURA.		COEFICIENTE DE ELASTICIDAD.		LÍMITES DE ELASTICIDAD.	
	Tension.	Compresion.	Tension.	Compresion.	Tension.	Compresion.
Acero.	6272	»	21.000,000,000	»	3000	»
Hierro forjado.	3920	2600	20.000,000,000	1.700,000,000	1500	1400
Hierro fundido.	1410	7680	9.000,000,000	8.000,000,000	500	1400
Alambre.	6720	»	8.500,000,000	»	1500	»

Ilustración 4: Propiedades de elasticidad,ROP

Por otro lado, un estudio fundamentado en el ensayo a flexión realizado sobre una muestra del puente de Wisserke construido a inicios del siglo XIX en Bélgica ofrece un límite de elasticidad de 257Mpa al que se le aplica un coeficiente de seguridad de 1,285 que finalmente se resulta en un límite elástico de diseño de 200Mpa[12].

Se opta por un límite elástico de diseño de 200Mpa y un coeficiente de elasticidad de 200000Mpa, debido a la concordancia entre los tres artículos mencionados.

Finalmente, la segunda hipótesis consiste en la aproximación de los perfiles existentes en la estructura a perfiles normalizados. Se realiza una aproximación geométrica, por lo que, en función del canto del perfil original, se escoge en el prontuario el perfil que más se aproxime a este valor y se realizan los cálculos estructurales con sus propiedades correspondientes. Los perfiles doble T se aproximan a IPN debido a la mayor proximidad geométrica frente a los IPE.

7. Descripción estructural de las cubiertas

7.1. Edificio almacén

7.1.1. Introducción

Se trata de una estructura adosada a la estación de tren principal, ubicada en Palencia, que originalmente se usaba de almacén. La estructura data del 1863 y corresponde con la tipología clásica de muelle almacén ferroviario que se construían en las estaciones. Presenta 4 muros de ladrillo de 45,2m de largo y 8m de ancho. La cubierta se sustenta mediante una cercha metálica que apoya sobre los muros longitudinales. Presenta voladizos a lo largo de todo el perímetro, en los lados suroeste y noreste están sujetos por una correa sustentada por triangulaciones. En cambio, en los tramos noreste y sureste se realizan mediante la extensión de las correas. Posteriormente se describen cada uno de los elementos de sujeción de la cubierta objeto de estudio.

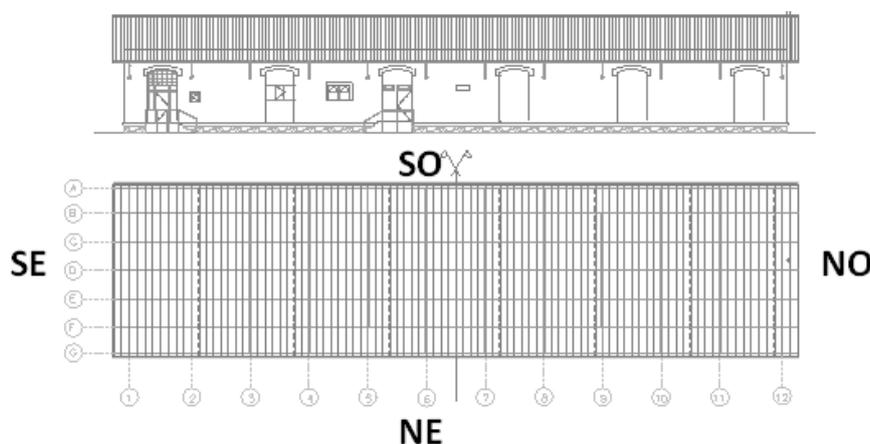


Ilustración 5: Edificio almacén

7.1.2. Cerramiento

Cubierta a dos aguas, de $28,5^\circ$ de inclinación, con voladizos a lo largo de todo el perímetro. El cerramiento original está compuesto por tejas planas resuelto mediante un entramado de cabios y rastreles que a su vez apoyan sobre las correas, estas transmiten las cargas a los nudos de la cercha.

Los tramos de las cubiertas en voladizo, se componen por cabios colocados cada 50 cm y un entablado sobre el que se apoyan las tejas planas.

La unión entre los cabios y las correas se realizan mediante tableros de madera. La sección transversal de las piezas de madera varía en función del perfil de correa sobre el que apoya.

La mitad sureste del cerramiento contiene los mismos elementos que el cerramiento perimetral en voladizo, en cambio, en lugar del entablado perimetral las tejas apoyan sobre rastreles.

La mitad noroeste de la cubierta corresponde con una reparación realizada, se sustituyen los rastreles por una tabla de madera aglomerada de 25mm de espesor.

7.1.3. Correas

Las correas que sustentan la cubierta de las mitades sureste y noroeste son de perfil UPN140 e IPN140 en cumbrera, de longitud 8m , que corresponde a dos vanos, y de $9,35\text{m}$ en los extremos producto del alargamiento. Dos de las correas apoyan directamente sobre el muro.

Las correas en voladizo que soportan la cubierta perimetral, tramos sureste noroeste, son de sección UPN. En las alineaciones 5 a 11 de canto 140mm , en el resto de 100mm , de misma longitud que las previamente citadas a excepción de la alineación 11 a 12 que es de vano único más el voladizo.



Ilustración 6: Vuelo de las correas

7.1.4. Cerchas

El edificio almacén está compuesto por diez cerchas dispuestas entre las alineaciones dos a once, con una separación $4m$ entre sí, aproximadamente.

Se componen de dobles perfiles angulares atornillados entre sí mediante una chapa metálica. Las secciones son de $2L50.5mm$ en el cordón superior y $35.4mm$ en el inferior, montantes y diagonales.



Ilustración 7: Cercha

7.1.5. Triangulaciones

Triangulaciones metálicas dispuestas cada $4m$, coincidiendo con la separación entre cerchas, cuya función es la sujeción de la correa en voladizo de los extremos noreste y suroeste.

Se componen de perfiles angulares de sección $2L30.4mm$.



Ilustración 8: Disposición de ménsulas

7.2. Marquesina

7.2.1. Introducción

Se trata de una marquesina anexa al edificio de viajeros de la estación, construido en la misma época que el edificio muelle almacén. Cubre un área de 60 x 7,5m aproximadamente, desde el edificio principal hasta el andén. Está compuesto por vigas transversales en celosía de inercia constante de 6m con vuelos de inercia variable de 1,5m. El número total de alineaciones es de 21, distanciadas cada 3m. Las vigas correspondientes a las alineaciones impares apoyan sobre pilares de 3,6m de altura, las pares, en cambio, lo hacen sobre vigas longitudinales. Estas tienen una longitud de 6m y apoyan también sobre los pilares.

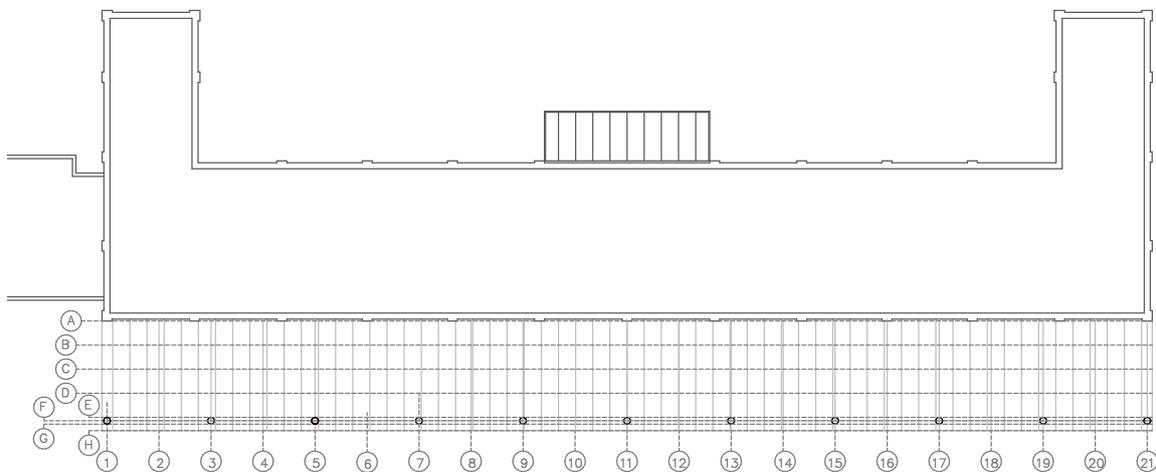


Ilustración 9: Alineaciones de las vigas en la marquesina

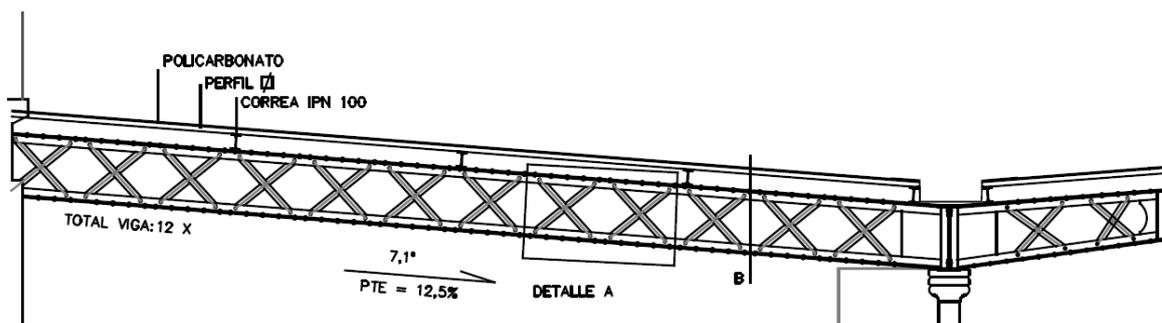


Ilustración 10: Sección transversal de viga en la alineación de apoyo sobre pilar

A continuación, se describen cada uno de los elementos que componen la cubierta de la marquesina.

7.2.2. Cerramiento

El cerramiento es de policarbonato, su fijación se realiza mediante el atornillamiento sobre la perfilaría liviana, a su vez, soldada sobre las correas. Corresponde con una rehabilitación, la cubierta original estaría compuesta por tejas y enlistonado de madera, al igual que la cubierta del edificio muelle almacén.



Ilustración 11: a) Cerramiento de policarbonato b) Soldadura del perfil de sujeción sobre la correa

7.2.3. Correas

Las correas son de sección doble T de 100mm de canto, el número de correas sobre la viga transversal es de 6 y sobre el vuelo de 2. Las correas de extremo presentan pequeños voladizos.



Ilustración 12: Correas

7.2.4. Vigas transversales

Las vigas transversales se componen por los cordones superior e inferior de dobles perfiles angulares en T de 50mm de canto, con un distanciamiento de 6mm para él alojamiento de las cruces de san Andrés. Los cordones tienen en los aleros, chapas de sección 8x210mm con el objetivo de dotar a la sección de mayor inercia.



Ilustración 13: Vigas Transversales

7.2.5. Vigas longitudinales

Las vigas longitudinales alojan el canalón, su tipología constructiva es similar a la viga transversal a diferencia del canto de los angulares 60.5, y de la ausencia de las chapas de los aleros.



Ilustración 14: Viga longitudinal

8.Estado actual del edificio almacén y de la marquesina del edificio principal.

8.1.Edificio almacén

Únicamente se analiza el estado de las cubiertas y estructura metálica, se obvian los desórdenes de los muros.

8.1.1. Cubierta

El estado de la cubierta no es óptimo, el tramo de la cubierta reparado el tablero de aglomerado se encuentra degradado. Los tableros que sirven de apoyo de los cabios sobre los cabios se encuentran agrietados.



Ilustración 15: Grietas sobre entablados

El entablado perimetral carece de alguno de sus elementos y presenta signos de deterioro



Ilustración 16: Ausencia y deterioro del entablado perimetral

8.1.2. Estructura metálica

La estructura metálica no presenta signos de degradación debido a la corrosión. En la segunda alineación se observa una pieza de unión en el cordón inferior de la cercha y una angulación inferior a 180° no se ha podido comprobar si existe el mismo elemento en la alineación 11. Se observan también elementos soldados a la cercha.



Ilustración 17: Soldaduras en las cerchas

Por otra parte, se observa un elemento de fijación en las alineaciones 6 y 7 de las triangulaciones que sustentan el alero. La pintura que protege la estructura metálica se encuentra deteriorada en la mayoría de los elementos.



Ilustración 18: Unión de elemento metálico sobre ménsula

En general, la estructura metálica del edificio muelle almacén presenta buenas condiciones de conservación.

8.2. Marquesina

La estructura metálica de la marquesina presenta signos puntuales de corrosión en los siguientes elementos:

- La correa de voladizo correspondiente a la alineación H se encuentra corrida.



Ilustración 19: Corrosión en la correa de mayor exposición

- Algunos de los nudos debido a la filtración de agua del canalón, presenta abombamiento de sus chapas



Ilustración 20: Corrosión de uno de los nudos

- Finalmente se observa claros signos de corrosión en la mayoría de perfiles de sujeción del cerramiento.



Ilustración 21: Corrosión en los perfiles de sujeción del cerramiento

Se detectan varias varias cruces de san Andrés deformadas, pero estas no se dan en los extremos donde las solicitaciones son mayores. La alineación 16 presenta la mayoría de sus cruces deformadas



Ilustración 22: Pandeo de las cruces

Se observa también un giro en el apoyo del cordón inferior sobre la pared.

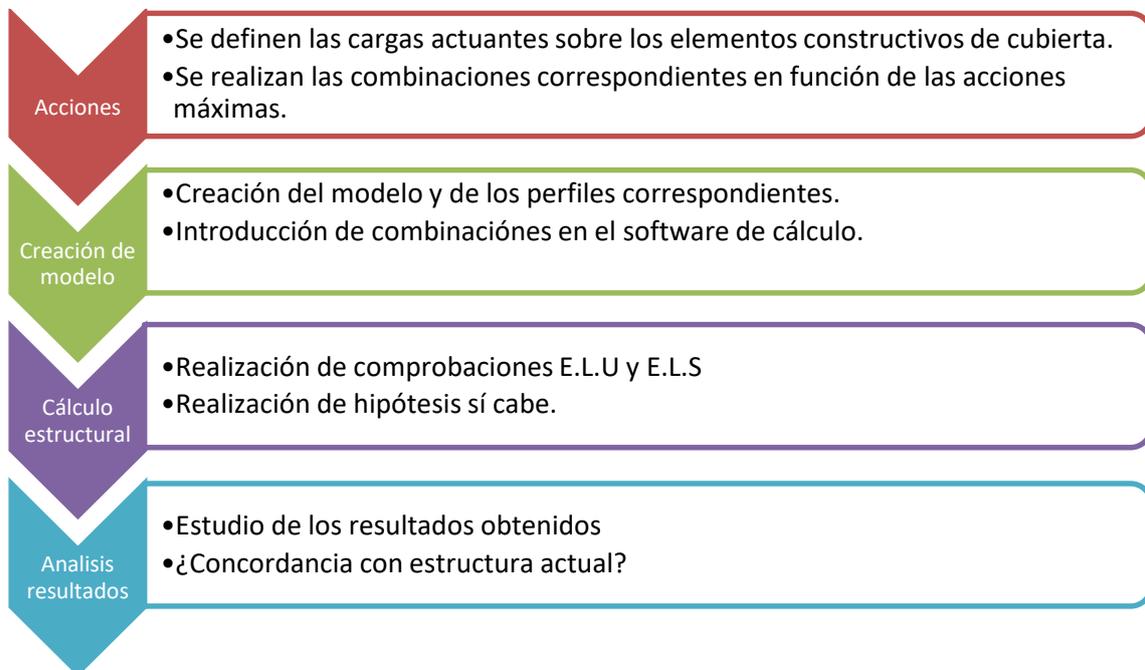


Ilustración 23: Giro del cordón inferior

9. Evaluación estructural

9.1. METODOLOGÍA DE ESTUDIO

El procedimiento a seguir es el siguiente:



9.2. ACCIONES SOBRE EL EDIFICIO ALMACÉN

En primer lugar, se calculan las cargas que actúan sobre el cerramiento en kN/m² para áreas mayores a 10m², posteriormente se calculan las cargas que actúan sobre cada elemento que la compone. En caso de haber áreas menores a 10m² se realiza la interpolación logarítmica correspondiente.

9.2.1. CERRAMIENTO

Las cargas que actúan sobre el cerramiento se diferencian en permanentes, las referentes a los pesos propios, y variables como el uso, la nieve y el viento.

9.2.1.1. Carga Muerta

La cubierta está dividida por tres zonas, que se diferencian según los elementos constructivos que la componen, por lo que, al ser distintos ofrecen pesos dispares:

- Zona perimetral: Compuesta por cabios y entablado de madera en toda superficie de 25cm de espesor.
- Mitad sureste (SE): Compuesta por cabios y rastreles.
- Mitad noroeste (NO): Compuesta por cabios y una tabla de aglomerado sobre la que apoyan las tejas.



Ilustración 24:a) Entablado perimetral, b) Tablero de aglomerado

A continuación, se calculan los pesos por unidad de superficie de cada uno de los elementos que componen la cubierta. Los pesos específicos se obtienen del DB SE-AE Anejo C:

- Cabios: Dispuestos cada 50 cm aproximadamente, de sección transversal (50 mmx75 mm)

$$q = 5 \frac{kN}{m^3} \times 0,075m \times 0,05 m \times 93 \frac{cabios}{faldón} \times \frac{1faldón}{46,7m} = 0,037 \frac{kN}{m^2}$$

- Rastreles:

$$q = 5 \frac{kN}{m^3} \times 0,03m \times 0,02 m \times 12 \frac{cabios}{faldón} \times \frac{1faldón}{4,42m} = 0,013 \frac{kN}{m^2}$$

- Enlistonado: Cabios + Rastreles

$$q = 0,013 \frac{kN}{m^2} + 0,037 \frac{kN}{m^2} = 0,05 \frac{kN}{m^2}$$

$$q = 0,05 \frac{kN}{m^2} (\text{SE-AE Anejo C})$$

Se observa que el valor calculado es idéntico al valor proporcionado por el CTE.

- Enablado perimetral: Tablero madera de 25mm espesor

$$q = 0,15 \frac{kN}{m^2}$$

- Teja plana pesada:

$$q = 0,5 \frac{kN}{m^2}$$

- Tablero sobre correa:

UPN/IPN140

$$\text{Alero} \rightarrow q = 5 \frac{kN}{m^3} \times 0,05m \times 0,066m \times 1\text{tablero} \times \frac{1}{2,13m \text{ faldón}} = 0,008 \frac{kN}{m^2}$$

$$\text{Zona central} \rightarrow q = 5 \frac{kN}{m^3} \times 0,05m \times 0,066m \times 3\text{tableros} \times \frac{1}{4,42m \text{ faldón}} = 0,011 \frac{kN}{m^2}$$

UPN100

$$\text{Alero} \rightarrow q = 5 \frac{kN}{m^3} \times 0,09 m \times 0,05m \times 1\text{tablero} \times \frac{1}{2,13m \text{ alero}} = 0,011 \frac{kN}{m^2}$$

- Tablero aglomerado, mitad noroeste: Las densidades de los tableros pueden variar, a falta de especificaciones sobre su calidad se define una densidad de $6,5 \frac{kN}{m^3}$

$$q = 6,5 \frac{kN}{m^3} \times 0,025m = 0,163 \frac{kN}{m^2}$$

Tramo	Zona perimetral		Mitad sureste	Mitad noroeste	
	upn100	upn140		Con aglomerado	Sin aglomerado
q total (kN/m²)	0,674	0,671	0,561	0,687	0,524

9.2.1.2. Pesos propios

- Peso correas:

$$IPN140 \text{ p} = 0,144 \frac{kN}{m} \quad UPN140 \text{ p} = 0,160 \frac{kN}{m} \quad UPN100 \text{ p} = 0,106 \frac{kN}{m}$$

- Peso perfiles L:

$$L 50.5 \text{ p} = 0,0377 \frac{kN}{m} \quad L 30.4 \text{ p} = 0,0178 \frac{kN}{m} \quad L 30.4 \text{ p} = 0,0178 \frac{kN}{m}$$

- Peso mínimo cubierta:

El peso de la cubierta ha de valer como mínimo la carga a succión máxima, calculado en el apartado 6.1.2.4 Sobrecarga de Viento apartado Viento transversal, de modo que no despegue.

$$\text{Tramo perimetral} \rightarrow P_{mín} = \frac{qvs}{\cos 28,5} = \frac{0,468 \frac{kN}{m^2}}{\cos 28,5} = 0,533 \frac{kN}{m^2} < 0,628 \frac{kN}{m^2}$$

$$\text{Tramo central} \rightarrow P_{mín} = \frac{qvs}{\cos 28,5} = \frac{0,274 \frac{kN}{m^2}}{\cos 28,5} = 0,312 \frac{kN}{m^2} < 0,561 \frac{kN}{m^2}$$

Se observa que los pesos correspondientes son mayores que los pesos mínimos que debería tener para vencer a la succión. En el tramo central se compara con el valor del peso con el que se calculó la estructura.

9.2.1.3. Sobrecarga de Uso

La sobrecarga de uso corresponde al peso que puede gravitar sobre el edificio a razón de su uso. La cubierta en cuestión, corresponde a la categoría G, accesible únicamente para conservación. Se caracteriza la cubierta como ligera al ser su peso propio menor a $1 \frac{kN}{m^2}$, como se indica en el apartado 3.1 del DB SE-AE.

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⁾⁽⁶⁾	2
			Cubiertas ligeras sobre correas (sin forjado) ⁽⁵⁾	0,4 ⁽⁸⁾	1
		G2	Cubiertas con inclinación superior a 40°	0	2

El valor $0,4 \frac{kN}{m^2}$ corresponde a la proyección horizontal, esta carga se proyecta a lo largo del faldón multiplicando por el coseno del ángulo del faldón.

$$q_{u \perp} = 0,4 \times \cos 28,5 = 0,35 \frac{kN}{m^2} \quad (1)$$

9.2.1.4. Sobrecarga de Nieve

La sobrecarga de nieve viene dada como valor de carga de nieve por unidad de proyección horizontal, puede tomarse:

$$q_n = \mu \times s_k \quad (2)$$

Siendo:

s_k : El valor característico de la carga de nieve sobre un terreno horizontal, según la tabla 3.8 SE-AE 11

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	680	0,6	Pontevedra	0	0,3
Alicante / Alacant	0	0,2	Huelva	0	0,2	Salamanca	780	0,5
Almería	0	0,2	Huesca	470	0,7	SanSebas- tían/Donostia	0	0,3
Ávila	1.130	1,0	Jaén	570	0,4	Santander	1.000	0,3
Badajoz	180	0,2	León	820	1,2	Segovia	10	0,7
Barcelona	0	0,4	Lérida / Lleida	150	0,5	Sevilla	1.090	0,2
Bilbao / Bilbo	0	0,3	Logroño	380	0,6	Soria	0	0,9
Burgos	860	0,6	Lugo	470	0,6	Tarragona	0	0,4
Cáceres	440	0,4	Madrid	660	0,7	Tenerife	950	0,2
Cádiz	0	0,4	Málaga	0	0,6	Teruel	550	0,9
Castellón	0	0,2	Murcia	40	0,2	Toledo	0	0,5
Castellón	640	0,2	Murcia	130	0,2	Valencia/València	690	0,2
Ciudad Real	100	0,6	Orense / Ourense	230	0,4	Valladolid	520	0,4
Córdoba	100	0,2	Oviedo	740	0,5	Vitoria / Gasteiz	650	0,7
Coruña / A Coruña	0	0,3	Palencia	0	0,4	Zamora	210	0,4
Cuenca	1.010	1,0	Palma de Mallorca	0	0,2	Zaragoza	0	0,5
Gerona / Girona	70	0,4	Palmas, Las	0	0,2	Ceuta y Melilla	0	0,2
Granada	690	0,5	Pamplona/Iruña	450	0,7			

$$s_k = 0,4 \frac{kN}{m^2}$$

μ : Coeficiente de forma de la cubierta, toma valor unitario al ser el ángulo de la cubierta menor a 30° según el apartado 3.5.3 SE-AE 11, párrafo dos:

$$\mu = 1$$

Finalmente, el valor de la carga por unidad de superficie a lo largo del faldón toma el siguiente valor:

$$q_n = 1 \times 0,4 \cos 28,5 = 0,35 \frac{kN}{m^2}$$

9.2.1.5. Sobrecarga de Viento

La sobrecarga de viento viene definida por el producto de los siguientes tres términos que se definirán a continuación:

$$q_e = q_b \times c_e \times c_p \quad (3)$$

La presión dinámica, q_b , parámetro determinado en el anejo D.1 SE-AE23, que al estar en Palencia adquiere el siguiente valor:

$$q_b = 0,45 \frac{kN}{m^2}$$

El coeficiente de exposición, c_e , tiene en cuenta los efectos de las turbulencias originadas por el relieve y la topografía del terreno. Se obtiene de la tabla 3.4 SE-AE 8 a partir de la altura del punto considerado de la medida, respecto de la rasante media de la fachada a barlovento.

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

Siendo el punto considerado la cumbre de 8 m de altura, interpolando se obtiene el siguiente valor:

$$c_e = 1.6$$

El coeficiente de presión, c_p , depende de la forma y la orientación de la superficie respecto del viento.

El análisis del efecto del viento se realiza mediante las siguientes situaciones:

- Viento transversal
- Viento longitudinal

El viento no se analizará en las dos direcciones al ser la estructura simétrica.

Viento transversal

$$d = 12m$$

$$b = 46,7m$$

$$2\varnothing = 2 \times 8 = 16m$$

$$e = \min(46,7; 16) = 16m$$

$$\frac{e}{4} = 4m$$

$$\frac{e}{10} = 1,6 \rightarrow \frac{1,6}{\cos 28,5} = 1,82m$$

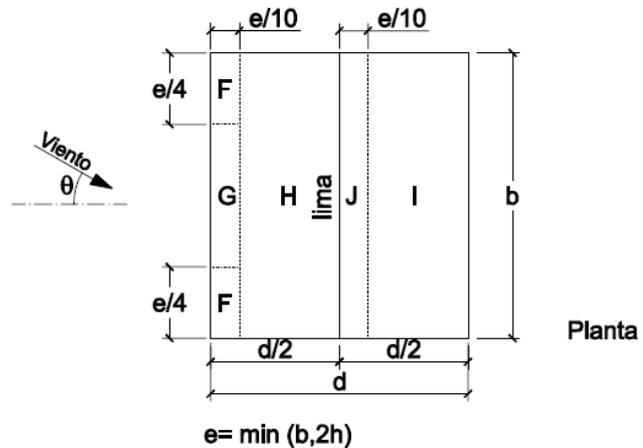


Ilustración 25: Viento transversal sobre cerramiento

Los valores de los coeficientes de presión exterior se encuentran en el documento SE-AE 30 anejo D.6, cubiertas a dos aguas, interpolando se obtiene lo siguiente:

			Zona				
Coefficientes	Pendiente cubierta	Área	F	G	H	I	J
PRESIÓN	28,5°	≥10	-0,54	-0,53	-0,21	-0,4	-0,55
SUCCIÓN			0,65	0,65	0,38	0	0

Tabla 1. Coeficientes de presión con viento transversal

Posteriormente se calculan los coeficientes en las zonas de análisis no superiores a $10m^2$, si los hubiere.

A continuación, se calcula la carga (q_e) por metro cuadrado de cada una de las zonas, mediante (3)

ZONA	Presión	Succión
F	-0,389	0,468 ^(*)
G	-0,382	0,468
H	-0,151	0,274
I	-0,288	
J	-0,396	

Tabla 2: Carga de viento transversal en kN/m^2

(*) Carga máxima succión

Viento longitudinal

$$d = 46,7m$$

$$b = 12m$$

$$2\varnothing = 2 \times 8 = 16m$$

$$e = \min(12; 16) = 12m$$

$$\frac{e}{4} = 3 \rightarrow vm: \frac{3}{\cos 28,5} = 3,41m$$

$$\frac{e}{10} = 1,2m$$

$$\frac{e}{2} = 6m$$

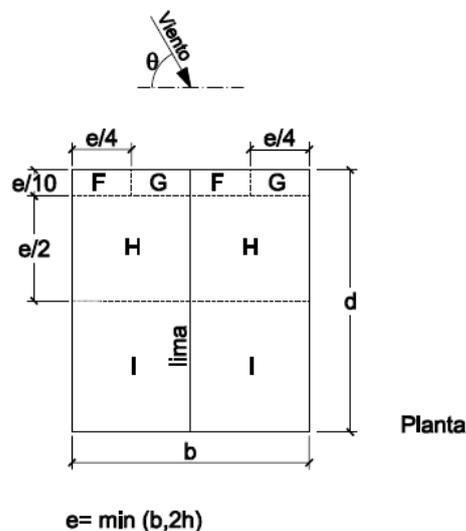


Ilustración 26: Viento longitudinal sobre cerramiento

Tabla 3: Coeficientes de presión con viento longitudinal

			Zona			
Coeficientes	Pendiente cubierta	Área	F	G	H	I
PRESIÓN	28,5°	≥10	-1,165	-1,367	-0,735	-0,5
SUCCIÓN						

Se observa que el viento longitudinal carece de succión. A igualdad del viento transversal se calculan las cargas por metro cuadrado expuestas en la siguiente tabla:

ZONA	Presión	Succión
F	-0,839	
G	-0,984	
H	-0,529	
I	-0,36	

Tabla 4: Carga de viento longitudinal (kN/m²)

9.2.2. CORREAS

Una vez calculadas las cargas en kN/m^2 se procede a calcular las cargas actuantes sobre cada correa.

CORREAS		A,G	B,F	C,E	D
ANCHO(m)		1,195	2,05	2,15	2,15
LARGO(m)	2 vanos	8	8	8	8
	2 vanos+voladizo	9,35	9,35	9,35	9,35
	1 vano+voladizo	5,35			
AREA(m ²)	2 vanos	9,56	16,4	17,2	17,2
	2 vanos+voladizo	11,173	19,1675	20,103	20,103
	1 vano+voladizo	6,393			

Tabla 5. Áreas tributarias de las correas

9.2.2.1. Uso, Nieve

La siguiente tabla muestra las sobrecargas por metro lineal que soportan cada una de las correas de cubierta. Se observa que la nieve y el uso adquieren el mismo valor, como ya se comprobó en las formulas previas (1) y (2).

	USO, NIEVE	
	⊥	
	Correa A,G	0,368
Correa B,F	0,631	0,354
Correa C,E	0,662	0,361
Correa D	0,753	

Tabla 6: Sobrecarga de uso y nieve (kN/m)

Por tanto, las correas de perfil UPN140 a analizar según mayor el área son las C y E.

9.2.2.2. Carga muerta

El peso por metro lineal del cerramiento varía en función del tramo en el que se encuentre la correa. Al ser la nave simétrica las correas se analizan por pares, a excepción de la cumbre. Se recuerda que cada correa tiene una longitud de dos vanos, excepto en los extremos NO-SE que es de dos vanos más voladizo y en los aleros de vano único más voladizo.

Correa A,G:Correas en voladizo

$$q_{pc} = 0,674 \frac{kN}{m^2} \times 1,195m = 0,81 \frac{kN}{m}$$

Correa B,F:Los cantos son constantes a lo largo de toda longitudde valor UPN140. Apoyan directamente sobre los muros de carga.

- Mitad sureste $\rightarrow q_{pc} = 0,674 \frac{kN}{m^2} \times 0,975m + 0,561 \frac{kN}{m^2} \times 1,075m = 1,26 \frac{kN}{m}$
- Mitad noroeste $\rightarrow q_{pc} = 0,674 \frac{kN}{m^2} \times 0,975m + 0,687 \frac{kN}{m^2} \times 1,075m = 1,40 \frac{kN}{m}$
- Tramo perimetral $\rightarrow q_{pc} = 0,674 \frac{kN}{m^2} \times 2,05m = 1,38 \frac{kN}{m}$

Correa C,E:Mismas características que las correas B,C a diferencia de su área tributaria.

- Mitad sureste $\rightarrow q_{pc} = 0,561 \frac{kN}{m^2} \times 2,15m = 1,21 \frac{kN}{m}$
- Mitad noroeste $\rightarrow q_{pc} = 0,687 \frac{kN}{m^2} \times 2,15m = 1,48 \frac{kN}{m}$
- Tramo perimetral $\rightarrow q_{pc} = 0,674 \frac{kN}{m^2} \times 2,15m = 1,45 \frac{kN}{m}$

Correa D:Ubicada en cumbre, de perfil IPN140 en toda su longitud:

- Mitad sureste $\rightarrow q_{pc} = 0,561 \frac{kN}{m^2} \times 2,15m = 1,21 \frac{kN}{m}$
- Mitad noroeste $\rightarrow q_{pc} = 0,687 \frac{kN}{m^2} \times 2,15m = 1,48 \frac{kN}{m}$
- Tramo perimetral $\rightarrow q_{pc} = 0,674 \frac{kN}{m^2} \times 2,15m = 1,45 \frac{kN}{m}$

. Se descomponen las cargas en ejes locales:

	Correa A,G		Correa B,F		Correa C,E		Correa D
	⊥	∥	⊥	∥	⊥	∥	
Mitad SE			1,109	0,605	1,061	0,579	1,206
Mitad NO			1,228	0,670	1,300	0,709	1,477
Tramo Perimetral	0,709	0,387	1,21	0,660	1,270	0,690	1,450

Tabla 7: peso cerramiento (kN/m)

9.2.2.3. Vano crítico

Se comprueba mediante el software de cálculo CESPLA, a igualdad de cargas y ancho tributario, el tramo de mayor sollicitación.

Primero se compara la correa de dos vanos más voladizo, con la de dos vanos, ya que, simplificará el análisis de las correas del tramo central. La carga introducida es aleatoria.

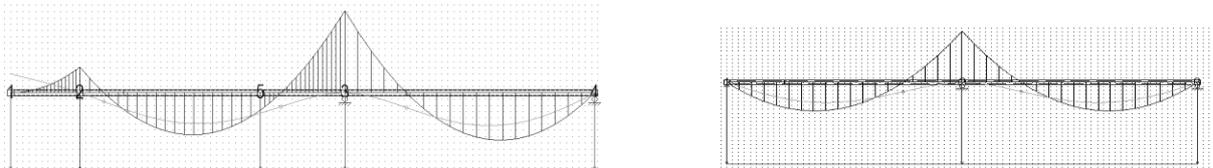


Ilustración 27: a) 2vanos+vuelo, b) 2vanos

	M _{máx}	δ _{máx}
2vanos + vuelo	7,24E+05	1,59
2 vanos	7,36E+05	1,56

Tabla 8: Comparación de flechas y momentos en correas de 2vanos+vuelo y 2 vanos

En conclusión, se observa que el momento positivo del voladizo reduce el momento negativo del vano contiguo, levemente menor en comparativa con la correa de dos vanos. Por contra, la deformación máxima es mayor. Al ser generalmente el E.L.S más restrictivo, a igualdad de cargas, se analizará la correa de dos vanos más voladizo frente a la de dos vanos. Dicho lo cual, las variaciones son mínimas.

Finalmente se compara la correa de dos vanos más voladizo con la de vano único.

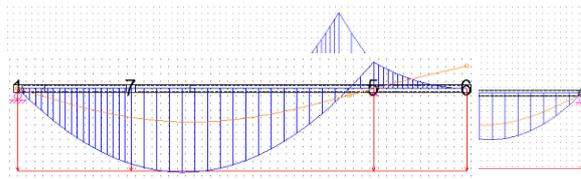


Ilustración 28: a) 2vanos + vuelo, b) 1vano+vuelo

	M _{máx}	δ _{máx}
2vanos + vuelo	7,24E+05	1,59
1vanos + vuelo	7,17E+05	3,93

Tabla 9: Comparación de flechas y momentos en correas de 2vanos+vuelo y 1 vano+vuelo

En este caso los resultados son más concluyentes, la deformación máxima es 2,47 veces mayor en la correa de vano único para un momento similar.

9.2.2.4. Viento transversal

En primer lugar, se analiza el viento a transversal. Se identifican las zonas de actuación del viento sobre las correas y se multiplica la carga, calculada en el apartado 6.1.2. Sobrecarga de viento, por el área tributaria de cada una de ellas. Se analiza únicamente en una dirección debido a la simetría.

Áreas		Zonas		Ancho tributario
F	1,82m × 4m	2 vanos		
G	1,82m × 38,7m	Correa A	F,G,F	1,195
H	5m × 46,7m	Correa B	F+H,G+H,F+H	2,05
J	1,82m × 46,7m	Correa C	H	2,15
I	5m × 46,7m	Correa D	J+H	2,15
		Correa E	J+I	2,15
		Correa F	I	2,05
		Correa G	I	1,195

Tabla 10: Zonas de viento en correas

Correa A:

- UPN100 1vano +voladizo: (F→ 4m, G→1,35m)

Para analizar este tramo debido a que su área tributaria es de 6,4m² se realiza la interpolación logarítmica resultando una carga por metro cuadrado de presión para la zona F de 0,516y para la zona la G de 0,514. La succión no varía respecto a las calculadas previamente.

$$\mathbf{F} \rightarrow q_{Vp} = 0,516 \times 1,195m = 0,617 \frac{kN}{m}$$

$$q_{Vs} = 0,468 \frac{kN}{m^2} \times 1,195 m = 0,559 \frac{kN}{m}$$

$$\mathbf{G} \rightarrow q_{Vp} = 0,514 \frac{kN}{m^2} \times 1,195 m = 0,614 \frac{kN}{m}$$

$$q_{Vs} = 0,468 \frac{kN}{m^2} \times 1,195 m = 0,559 \frac{kN}{m}$$

- UPN 140 2 vanos (G→8m)

$$\mathbf{G} \rightarrow q_{Vp} = 0,514 \frac{kN}{m^2} \times 1,195 m = -0,614 \frac{kN}{m}$$

$$q_{Vs} = 0,468 \frac{kN}{m^2} \times 1,195 m = 0,559 \frac{kN}{m}$$

Correa B: Correa apoyada en el muro de carga.

- UPN140 2 vanos +voladizo: (F+H→ 4m, G+H→5,35m)
 $\mathbf{F+H} \rightarrow q_{VP} = -0,389 \frac{kN}{m^2} \times 0,625m - 0,151 \frac{kN}{m^2} \times 1,425m = -0,458 \frac{kN}{m}$
 $q_{VS} = 0,468 \frac{kN}{m^2} \times 0,625m + 0,274 \frac{kN}{m^2} \times 1,425m = 1,992 \frac{kN}{m}$
 $\mathbf{G+H} \rightarrow q_{VP} = -0,382 \frac{kN}{m^2} \times 0,625m - 0,151 \frac{kN}{m^2} \times 1,425m = -0,454 \frac{kN}{m}$
 $q_{VS} = 0,468 \frac{kN}{m^2} \times 0,625m + 0,274 \frac{kN}{m^2} \times 1,425m = 1,992 \frac{kN}{m}$

Correa C:

- UPN140 2 vanos +voladizo: (H→ 9,35m)
 $\mathbf{H} \rightarrow q_{VP} = -0,151 \frac{kN}{m^2} \times 2,15m = -0,325 \frac{kN}{m}$
 $q_{VS} = 0,274 \frac{kN}{m^2} \times 2,15m = 0,589 \frac{kN}{m}$

Correa D: Correa ubicada en cumbre

- UPN140 2 vanos +voladizo: (J+H→ 9,35m)
 $\mathbf{J+H} \rightarrow q_{VP} = -(0,396 + 0,151) \frac{kN}{m^2} \times 1,075m \times \cos 28,5 = -0,517 \frac{kN}{m}$
 $q_{VS} = (0 + 0,274) \frac{kN}{m^2} \times 1,075m \times \cos 28,5 = 0,259 \frac{kN}{m}$

Correa E:

- UPN140 2 vanos +voladizo: (J+I→ 9,35m)
 $\mathbf{J+I} \rightarrow q_{VP} = -0,396 \frac{kN}{m^2} \times 0,745m - 0,288 \frac{kN}{m^2} \times 1,405m = -0,700 \frac{kN}{m}$

Correa F:

- UPN140 2 vanos +voladizo: (I→ 9,35m)
 $\mathbf{I} \rightarrow q_{VP} = -0,396 \frac{kN}{m^2} \times 2,05m = -0,590 \frac{kN}{m}$

Correa G: No se analiza al ser idéntica a la correa A, pero con menor sollicitación y carecer de succión.

9.2.2.5. Viento longitudinal

A continuación, se realiza el mismo proceso con el viento longitudinal, carece de succión, para determinar finalmente la mayor sollicitación a presión de cada perfil.

Áreas	
F	3,41m × 1,2m
G	3,41m × 1,2m
H	6,83m × 6m
I	6,83m × 39,5m

Tabla 11: Zonas de Viento longitudinal

Correa A: Se analiza el viento longitudinal en la dirección en la que la zona F cae sobre la correa de vano único, es decir, viento Noroeste.

- UPN100 1 vano + voladizo: (F → 1,2m, H → 4,15 m)

 Se realiza la interpolación logarítmica para un área de 6,4 m², resultando una carga por $\frac{kN}{m^2}$ para las zonas F, G, H de 0,86, 1,09 y 0,62 respectivamente.

$$F \rightarrow q_{Vp} = 0,86 \frac{kN}{m^2} \times 1,195m = 1,03 \frac{kN}{m}$$

$$H \rightarrow q_{Vp} = 0,62 \frac{kN}{m^2} \times 1,195m = 0,74 \frac{kN}{m}$$
- UPN 140 2 vanos (H → 8m)

$$H \rightarrow q_{Vp} = 0,62 \frac{kN}{m^2} \times 1,195m = 0,74 \frac{kN}{m}$$

Correa B: Correa apoyada en el muro de carga.

- UPN140 2 vanos + voladizo: (F → 1,2m, H → 6m, I → 2,15m)

$$F \rightarrow q_{VP} = 0,839 \frac{kN}{m^2} \times 2,05m = -1,002 \frac{kN}{m}$$

$$H \rightarrow q_{VP} = -0,529 \frac{kN}{m^2} \times 2,05m = -0,456 \frac{kN}{m}$$

$$I \rightarrow q_{VP} = -0,360 \frac{kN}{m^2} \times 2,05m = -0,430 \frac{kN}{m}$$

Correa C:

- UPN140 2 vanos + voladizo: (F+G → 1,2m, H → 6m, I → 2,15m)

$$F+G \rightarrow q_{Vp} = -0,839 \frac{kN}{m^2} \times 0,165m - 0,984 \frac{kN}{m^2} \times 1,985m = -2,091 \frac{kN}{m}$$

$$H \rightarrow q_{Vp} = -0,529 \frac{kN}{m^2} \times 2,15m = -1,137 \frac{kN}{m}$$

$$I \rightarrow q_{Vp} = -0,360 \frac{kN}{m^2} \times 2,15m = -0,774 \frac{kN}{m}$$

Correa D: Correa ubicada en cumbre

- IPN140 2 vanos +voladizo: (F+G → 1,2m, H →6m, I →2,15m)

$$\mathbf{F+G} \rightarrow q_{Vp} = -(0,839 + 0,529) \frac{kN}{m^2} \times 1,075m \times \cos 28,5 = -1,292 \frac{kN}{m}$$

$$\mathbf{H} \rightarrow q_{Vp} = -0,529 \frac{kN}{m^2} \times 2,15 m \times \cos 28,5 = -1,000 \frac{kN}{m}$$

$$\mathbf{I} \rightarrow q_{Vp} = -0,360 \frac{kN}{m^2} \times 2,15 m \times \cos 28,5 = -0,680 \frac{kN}{m}$$

Correa E:

- UPN140 2 vanos +voladizo: (F+G → 1,2m, H →6m, I →2,15m)

$$\mathbf{F+G} \rightarrow q_{Vp} = -0,839 \frac{kN}{m^2} \times 1,985 - 0,984 \frac{kN}{m^2} \times 0,165 m = -1,830 \frac{kN}{m}$$

$$\mathbf{H} \rightarrow q_{Vp} = -0,529 \frac{kN}{m^2} \times 2,15 m = -1,137 \frac{kN}{m}$$

$$\mathbf{I} \rightarrow q_{Vp} = -0,360 \frac{kN}{m^2} \times 2,15 m = -0,774 \frac{kN}{m}$$

Correa F:

- UPN140 2 vanos +voladizo: (G → 1,2m, H →6m, I →2,15m)

$$\mathbf{G} \rightarrow q_{Vp} = -0,984 \frac{kN}{m^2} \times 2,05 m = -2,017 \frac{kN}{m}$$

$$\mathbf{H} \rightarrow q_{Vp} = -0,529 \frac{kN}{m^2} \times 2,05 m = -1,084 \frac{kN}{m}$$

$$\mathbf{I} \rightarrow q_{Vp} = -0,360 \frac{kN}{m^2} \times 2,05 m = -0,738 \frac{kN}{m}$$

Correa G:

- UPN100 2 vanos +voladizo: (G → 1,2m, H →6m, I →2,15m)

$$\mathbf{G} \rightarrow q_{Vp} = -1,09 \frac{kN}{m^2} \times 1,195 m = -1,303$$

$$\mathbf{H} \rightarrow q_{Vp} = -0,620 \frac{kN}{m^2} \times 1,195 m = -0,741 \frac{kN}{m}$$

9.2.2.6. Cargas sobre correas objeto de análisis:

Las correas se analizan en función de las máximas solicitaciones en cada uno de los perfiles.

Las longitudes de las correas a estudiar son, en aleros de un vano más voladizo y en las intermedias de dos vanos más el voladizo.

La de cumbrera; D, de perfil IPN140 es única, por lo que siempre se analiza.

Se exponen los parámetros de selección y se escogen las correas a estudiar:

Perfil	Área tributaria máxima(m2)	Vp transversal máximo	Vs transversal máximo	Vp longitudinal máximo
UPN100	A	A	A	G
UPN140	C,E	E	C*	C
IPN140	D	D	D	D

Tabla 12. Correas a analizar

Las correas C y E son simétricas, en la situación de viento longitudinal se escoge la C y en la de viento transversal, la E. Lo mismo sucede en las UPN100.

Se muestran las cargas máximas actuantes. Las correspondientes al uso y la nieve están representadas en ejes generales, el viento en cambio en locales.

	Áncho tributario(m2)	Uso, Nieve	Vp transversal máximo	Vs transversal máximo	Vp longitudinal máximo
UPN100	1,195	0,418	0,617	0,559	1,300
UPN140	2,150	0,753	0,700	0,589	2,091
IPN140	2,150	0,753	0,517	0,259	1,292

Tabla 13: cargas máximas en correas kN/m²

9.2.3. CERCHAS

Se seleccionan las cerchas a estudiar en función de la carga máxima de viento tanto a presión como a succión y del área tributaria correspondiente.

Cercha	Ancho tributario (m)	Largo (m)	faldones	Área tributaria total (m ²)
Alineación 2 y 12	4,12	3,225	2	26,57
Alineación 3-10	4	3,225	2	25,80

Tabla 14: Áreas de las alineaciones

Debido a que el área tributaria de las cerchas de los extremos es mayor y las solicitaciones de los vientos también lo son, se analizan únicamente las alineaciones 2 y 12.

9.2.3.1. Uso, Nieve

La siguiente tabla muestra las sobrecargas, nieve y uso, que soportan cada uno de los nudos de las cerchas, se obtienen multiplicando el área tributaria de cada nudo por la carga por metro cuadrado:

$q=0,35\text{kN/m}^2$

Alineación	Nudos	ÁREA TRIBUTARIA(m ²)	USO, NIEVE (N)
2 y 12	C	8,86	3100,30
	D	8,86	3100,30
	E	8,86	3100,30

Tabla 15: Sobrecarga de uso y nieve sobre alineación 2 y 12

9.2.3.2. Carga Muerta

El peso del cerramiento depende de la zona en la que esté situada cada cercha, zona NO o SE;. Para obtener el peso del cerramiento, se multiplica la carga por metro cuadrado por el ancho y la longitud tributaria de cada cercha y nudo. Se mantiene el criterio previamente mencionado.

SE: 0,561kN/m²

NO: 0,678kN/m²

Alineación	Nudos	Área tributaria(m ²)	PESO CERRAMIENTO (N)	
			NO	SE
2,12	C	8,86	6007,08	4970,46
	D		6007,08	4970,46
	E		6007,08	4970,46

Tabla 16: Carga muerta de alineación 2 y 12

9.2.3.3. Pesos Propios

- Peso correas: Se calculan las cargas que soporta la cercha debido al peso de las correas:

$$\text{UPN140} \quad q_{upn} = 160 \frac{N}{m}$$

$$\text{IPN140} \quad q_{ipn} = 144 \frac{N}{m} = 66,98 \frac{N}{m}$$

Se analiza únicamente las alineaciones de mayor área tributaria:

Alineación 2 y 12:

$$\text{Nudos C y E} \quad q_{perfiles} = 160 \frac{N}{m} \times 4,12m = 659,2N$$

$$\text{Nudo D} \quad q_{perfiles} = 144 \frac{N}{m} \times 4,12m = 659,2N$$

- Peso de los perfiles angulares Se calcula el peso que percibe cada nudo debido a las barras que aloja. El cálculo se realiza multiplicando la carga por la longitud de la barra y dividiendo entre dos, en este caso al ser dos angulares por barra se multiplica directamente la carga por la longitud.

$$\text{L30.4} \quad q = 17,5 \frac{N}{m}$$

$$\text{L50.5} \quad q = 37,7 \frac{N}{m}$$

Tabla 17: Peso propio sobre nudos

Nudo	Peso (N)
A	175,74
B	175,74
C	175,23
D	276,60
E	175,23

Tabla 18:

	Barra	longitud	Peso/nudo
Cordón inferior L30.4	1	1,59	28,302
	2	3,90	69,42
	3	1,59	28,302
Cordón superior L50.5	4	1,81	68,21
	5	2,22	83,65
	6	2,22	83,65
	7	1,81	68,21
Montantes L.30.4	8	1,31	23,37
	9	1,31	23,37
Diagonales L30.4	10	3,07	54,65
	11	3,07	54,65

Peso de perfiles angulares

9.2.3.4. Viento transversal

Se analiza únicamente las cerchas de mayor área tributaria, 2, ya que, todas ellas están sometidas a las mismas zonas de viento; H, J e I.

Nudo C:

Zona H

$$q_{VP} = -0,151 \frac{kN}{m^2} \times 4,12 \times 2,15m \times \frac{1000N}{1kN} = -1337,56N$$

$$q_{VS} = 0,274 \frac{kN}{m^2} \times 4,12 \times 2,15m \times \frac{1000N}{1kN} = 2427,09N$$

Áreas	
F	1,82m × 4m
G	1,82m × 38,7m
H	5m × 46,7m
J	1,82m × 46,7m
I	5m × 46,7m

Nudo D:

Zona H+J

$$q_{VP} = -(0,396 + 0,151) \frac{kN}{m^2} \times 1,075m \times \cos 28,5 \times 4,12m \times \frac{1000N}{1kN} = 2129,10N$$

$$q_{VS} = (0 + 0,274) \frac{kN}{m^2} \times 1,075m \times \cos 28,5 \times 4,12m \times \frac{1000N}{1kN} = 1066,48N$$

Nudo E:

Zona J+I

$$\begin{aligned}
 q_{VP} &= \left(-0,396 \frac{kN}{m^2} \times 0,745m \times 4,12m - 0,288 \frac{kN}{m^2} \times 1,405m \times 4,12m \right) \times \frac{1000N}{1kN} \\
 &= -2882,60N
 \end{aligned}$$

9.2.3.5. Viento longitudinal

A continuación, se realiza el mismo proceso con el viento longitudinal.

Se analiza únicamente la cercha 2 en dirección única, debido tanto a su área tributaria, como a la ubicación en la zona de mayor sollicitación.

Áreas	
F	3,41m × 1,2m
G	3,41m × 1,2m
H	6,83m × 6m
I	6,83m × 39,5m

Nudos C, E, D:

Zona H+ I

$$\begin{aligned}
 q_{vp} &= \left(-0,529 \frac{kN}{m^2} \times 2,15 m \times 3,97m - 0,360 \frac{kN}{m^2} \times 2,15 m \times 0,15m\right) \times \frac{1000N}{1kN} \\
 &= -4631,38N
 \end{aligned}$$

Cargas sobre cercha objeto de estudio:

Alineación	Nudos	Área tributaria(m)	Uso, Nieve	Vp transversal	Vs transversal	Vp longitudinal
2 y 12	C	8,86	3100,3	-1337,56	2427,09	-4631,38
	D			-2129,10	1066,48	-4075,61
	E			-2882,60		-4631,38

Tabla 19: Sobrecargas sobre la cercha 2 y 12

9.2.4. TRIANGULACIONES

Se agrupan las ménsulas en función del área tributaria:

Alineación	Ancho tributario (m)	Largo(m)	Área tributaria (m ²)
1 y 12	3,23	1,195	3,86
2 y 11	4,12	1,195	4,92
3-10	4	1,195	4,78

Tabla 20: Áreas tributarias sobre las alineaciones

9.2.4.1. Uso, Nieve

La siguiente tabla muestra las sobrecargas, nieve y uso, en N, que soportan la triangulación metálica en su extremo:

Alineación	Uso, Nieve
1 y 12	1350,95
2 y 11	1723,19
3-10	1673,00

Tabla 21: Sobrecargas de uso y nieve

9.2.4.2. Carga Muerta

El peso del cerramiento corresponde al tramo perimetral, este varía en función del canto del tablero apoyado sobre las correas, al ser la diferencia mínima se considera una carga uniforme de 0,674kN/m². Multiplicando por el área tributaria:

Alineación	Área tributaria (m ²)	Carga cerramiento(N)
1 y 12	3,86	2601,54
2 y 11	4,92	3318,37
3-10	4,78	3221,72

Tabla 22: Carga muerta

9.2.4.3. *Peso correas*

La carga que soporta la triangulación metálica debido a al peso de la correa depende del tramo en el que este se encuentre. A continuación, se calculan las cargas puntuales:

Peso perfiles:

$$\text{UPN100} \quad q_{upn100} = 106 \frac{N}{m}$$

$$\text{UPN140} \quad q_{upn140} = 160 \frac{N}{m}$$

Las alineaciones 5 y 11 corresponden a los cambios de canto, por tanto, los pesos adquieren los siguientes valores:

$$\text{Alineación 5} \quad q_{perfiles} = \left(106 \frac{N}{m} + 160 \frac{N}{m}\right) \times 2m = 532N$$

$$\text{Alineación 11} \quad q_{perfiles} = 106 \frac{N}{m} \times 2,12 + 160 \frac{N}{m} \times 2m = 544,72N$$

A continuación, se muestran el resto de alineaciones, agrupadas por áreas tributarias:

$$\text{Alineación 1 y 12:} \quad q_{perfiles} = 106 \frac{N}{m} \times 3,23m = 342,38N$$

$$\text{Alineación 2:} \quad q_{perfiles} = 106 \frac{N}{m} \times 4,12m = 436,72N$$

$$\text{Alineación 3 y 4:} \quad q_{perfiles} = 106 \frac{N}{m} \times 4m = 424N$$

$$\text{Alineaciones 6-10:} \quad q_{perfiles} = 160 \frac{N}{m} \times 4m = 640N$$

9.2.4.4. *Peso total*

Finalmente sumando los pesos de las correas y del cerramiento se obtiene la carga total:

Alineación	Carga peso(N)
1 y 12	2943,92
2	3755,09
3 y 4	3645,72
5	3753,72
6-10	3861,72
11	3863,09

Tabla 23: Peso Propio ménsula

9.2.4.5. Viento transversal

En viento transversal se analizan únicamente las alineaciones a barlovento. Para las zonas de presión se realiza la interpolación logarítmica correspondiente a las áreas de cada alineación. Como la diferencia entre áreas es pequeña, se interpolará únicamente con el menor área tributaria, $3,86m^2$, al ser esta la de mayor sollicitación.

Tabla viento		24: Carga de transversal	Áreas	
F	G		F	G
0,69	0,67		$1,82m \times 4m$	
(A=3,86m ²) en kN/m ²			$1,82m \times 38,7m$	
			$5m \times 46,7m$	
			$1,82m \times 46,7m$	
			$5m \times 46,7m$	

Alineación 1 y 12

Zona F

$$q_{VP} = -0,69 \frac{kN}{m^2} \times 3,23m \times 1,195m \times \frac{1000N}{1kN} = 2663,30$$

$$q_{VS} = 0,468 \frac{kN}{m^2} \times 3,23m \times 1,195m \times \frac{1000N}{1kN} = 1806,41N$$

Alineación 2y 11

Zona F+G

$$q_{VP} = - \left(0,69 \frac{kN}{m^2} \times 0,77m + 0,67 \frac{kN}{m^2} \times 3,35m \right) \times 1,195m \times \frac{1000N}{1kN} = 3317,10N$$

$$q_{VS} = \left(0,468 \frac{kN}{m^2} \times 0,77m + 0,468 \frac{kN}{m^2} \times 3,35m \right) \times 1,195m \times \frac{1000N}{1kN} = 2304,15N$$

Alineación 3-10

Zona G

$$q_{VP} = -0,69 \frac{kN}{m^2} \times 4m \times 1,195m \times \frac{1000N}{1kN} = 3298,2N$$

$$q_{VS} = 0,468 \frac{kN}{m^2} \times 4m \times 1,195m \times \frac{1000N}{1kN} = 2237,04N$$

9.2.4.6. Viento longitudinal

A continuación, se realiza el mismo proceso con el viento longitudinal.

Áreas	
F	3,41m × 1,2m
G	3,41m × 1,2m
H	6,83m × 6m
I	6,83m × 39,5m

Tabla 25. Áreas tributarias sobre de las zonas

Se analiza el viento en las dos direcciones, únicamente el lado longitudinal en el que la alineación 1 o 12 cae en la zona G al ser esta la de mayor sollicitación.

G	H	I
1,18	0,68	0,36

Tabla 26: Cargas sobre las zonas de viento kN/m² (A=3,86m²)

Alineación 1 (0°) y 12 (180°)

Zona G+H

$$q_{VP} = -(1,18 \frac{kN}{m^2} \times 1,2m + 0,68 \frac{kN}{m^2} \times 2,03m) \times 1,195m \times \frac{1000N}{1kN} = 3341,69N$$

Alineación 2 (0°) y 11 (180°)

Zona H+I

$$q_{VP} = -(0,68 \frac{kN}{m^2} \times 3,97m + 0,36 \frac{kN}{m^2} \times 0,15m) \times 1,195m \times \frac{1000N}{1kN} = 3290,55N$$

Alineación 3-10

Zona I

$$q_{VP} = -0,36 \frac{kN}{m^2} \times 4m \times 1,195m \times \frac{1000N}{1kN} = 1720,80N$$

Alineación 11 (0°) y 2 (180°)

Zona I

$$q_{VP} = -0,36 \frac{kN}{m^2} \times 4,12m \times 1,195m \times \frac{1000N}{1kN} = 1772,42N$$

Alineación 12 (0°) y 1(180°)

Zona I

$$q_{VP} = -0,36 \frac{kN}{m^2} \times 3,23m \times 1,195m \times \frac{1000N}{1kN} = 1389,55N$$

9.2.4.7. Ménsulas objeto de estudio

En las ménsulas aparte de los criterios de selección previamente mencionados, se considera también, el peso de las correas, ya que, varían de canto.

Alineación	Carga peso(N)	Uso, Nieve
1 y 12	2943,92	1350,95
2	3755,09	1723,19
5	3753,72	1673
3 y 4	3645,72	1673
5	3753,72	1673
6-10	3861,72	1673
11	3863,09	1723,19

Tabla 27: Cargas de peso, uso y nieve

En la siguiente tabla se muestran las cargas de viento que soportan todas y cada una de las ménsulas.

Alineación (0°)	Vp transversal	Vs transversal	Vp longitudinal	Alineación(180°)
1	2663,3	1806,41	3341,69	12
2	3317,1	2304,15	3290,55	11
5	3298,2	2237,04	1720,8	5
3 y 4-10	3298,2	2237,04	1720,8	3 y 4-10
11	3317,1	2304,15	1772,42	2
12	2663,30	1806,41	1389,55	1

Tabla 28: Cargas de Viento en N

Para las combinaciones de presión se analiza la alineación once, ya que, es la que mayor sollicitación de viento, área y peso ofrece.

En cambio, para las combinaciones de succión, se analiza la alineación dos, por tener mayor succión y la uno debido a su menor peso y área tributaria. Las demás alineaciones no se analizan, ya que la diferencia entre pesos es mínima y la succión máxima se da en la cercha dos.

9.3.COMBINACION DE ACCIONES

Una vez identificados los elementos a analizar se realizan las combinaciones de acciones tal y como establece el DB-SE apartado 4.2.2.

4.2.2 Combinación de acciones

- 1 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

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} \cdot G_{k,j} + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q,1} \cdot Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \cdot \psi_{0,i} \cdot Q_{k,i} \quad (4.3)$$

es decir, considerando la actuación 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 adoptarse 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 4.1 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, ψ , se establecen en la tabla 4.2

Como se menciona en el apartado c) los coeficientes de seguridad y simultaneidad se establecen en las tablas 4.1 y 4.2 del DB-SE apartado 4.2.4

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

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

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

Tabla 4.2 Coeficientes de simultaneidad (ψ)

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

Se analizan las siguientes combinaciones, aplicadas en cada uno de los elementos:

$$1,35P + 1,5VP(TRANS) + 1,5 \times 0,5N$$

$$1,35P + 1,5N + 1,5 \times 0,6VP(TRANS)$$

$$1,35P + 1,5VP(LONG) + 1,5 \times 0,5N$$

$$1,35P + 1,5N + 1,5 \times 0,6VP(LONG)$$

$$1,35P + 1,5U$$

$$0,8P + 1,5VS(TRANS)$$

9.4.EDIFICIO ALMACÉN: MODELIZADO

El modelizado de los elementos estructurales que componen la cubierta, se realiza mediante el software de cálculo CESPLA, si bien es un programa básico, ofrece herramientas suficientes para el análisis. El procedimiento a seguir consta de dos pasos:

- Visualizar las fotografías y planos, para identificar las uniones y los perfiles que después se crearán en el software. La creación de estos perfiles se realiza introduciendo el área y la inercia correspondiente.
- Escoger los esfuerzos y flechas que el programa de cálculo ofrece, para posteriormente calcular manualmente las tensiones asociadas a estos esfuerzos aplicados en los perfiles.

9.4.1. Correas

Las correas a analizar, como ya se comentó previamente son de vano único más voladizo en el extremo y de dos vanos más vuelo en el resto. Los apoyos son, uno articulado y otro deslizante, para que trabajen a flexión pura.

2 vanos + vuelo: Correas intermedias de perfiles UPN140 e IPN140



Ilustración 29: Correa de dos vanos

1 vano + vuelo: Correas de extremo formadas por perfiles UPN100 e UPN140

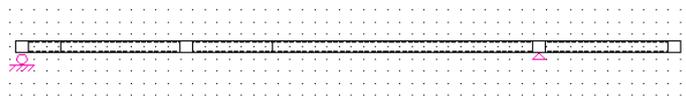


Ilustración 30: Correa de vano único

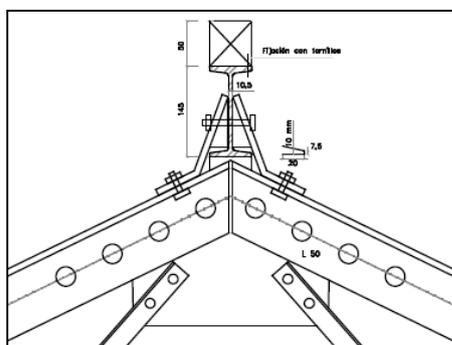
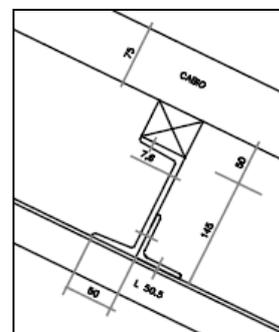
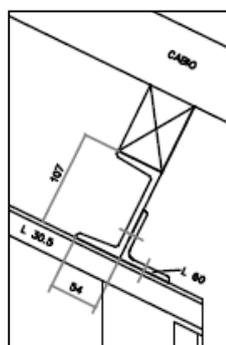


Ilustración 31: Correas sobre cercha



Perfil	Dimensiones							Términos de sección									Agujeros				
	h	b	e-t	e _s	r ₁	h ₁	u	A	S _x	I _x	W _x	i _x	I _y	W _y	i _y	r ₁	r ₂	w	a	e _s	
	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	cm ²	cm ³	cm ⁴	cm ³	cm	cm ⁴	cm ³	cm	cm ⁴	cm ⁴	mm	mm	mm	
IPN 140	140	66	5,7	8,6	3,4	109	502	18,30	47,7	573,0	81,9	5,61	3520	10,70	1,40	4,66	1540,0	34	11	6,29	14,40
UPN 100	100	50	6,0	8,5	4,5	64	372	13,5	24,5	206	41,2	3,91	29,3	8,49	1,47	2,96	1,55	2,93	30	13	10,60
UPN 140	140	60	7,0	10,0	5,0	98	489	20,4	51,4	605	86,4	5,45	62,7	14,80	1,75	6,02	1,75	3,37	35	17	16,00

Ilustración 32: Propiedades geométricas de las correas

9.4.2. Cercha

La cercha se modeliza mediante barras biarticuladas y articulaciones fijas en sus apoyos.



Ilustración 33: Uniones en la cercha

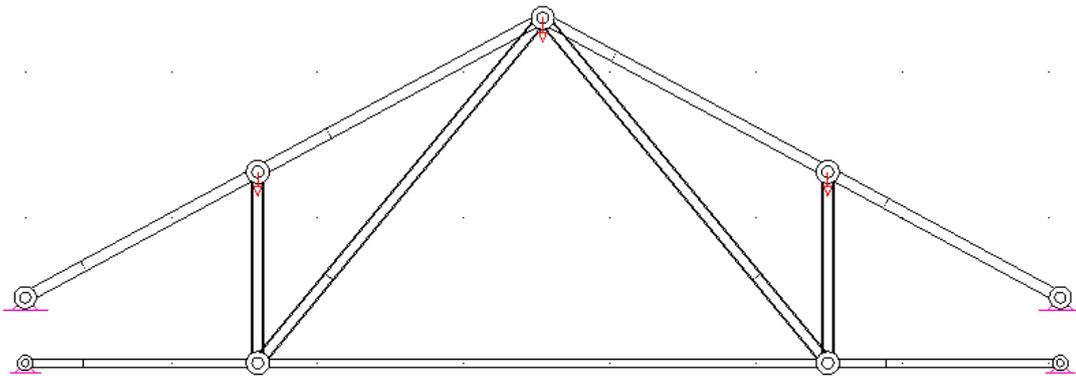


Ilustración 34: Modelo de la cercha

Las cerchas se componen de dobles perfiles angulares, en el cordón superior de 2L(50.5) y en resto de 2L(30.4). Su disposición corresponde a una geometría en T excepto en las montantes que su colocación es en Z.

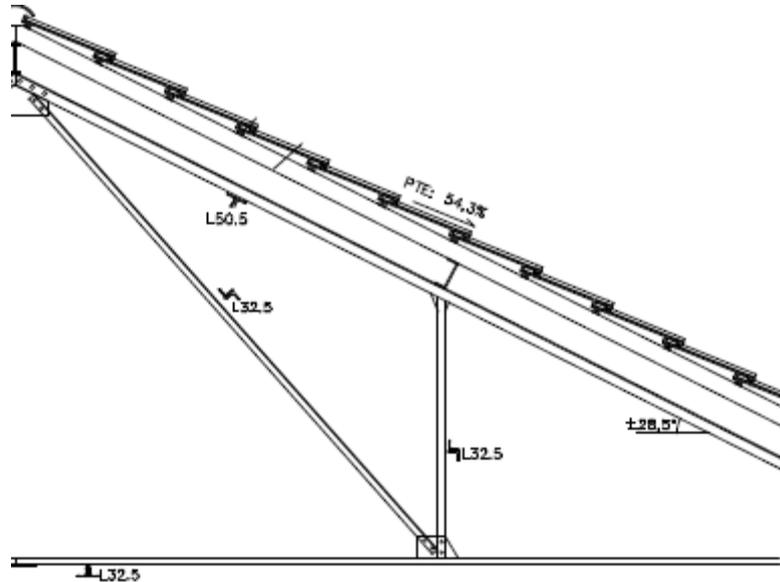


Ilustración 35: Disposición de perfiles en la cercha

Las propiedades geométricas son las siguientes:

2L(30.4)		Montantes 2L(30.4)	
I_y	8,80E+04	I_y	8,80E+04
I_z	3,61E+04	I_z	5,34E+04
A	453,4	A	453,4

2L(50.5)	
I_y	4,653E+05
I_z	2,194E+05
A	960,52

Tabla 29: Inercias de perfiles angulares de la cercha

Las inercias se calculan partiendo de la inercia del perfil único que ofrece el prontuario para posteriormente aplicar Steiner a dos perfiles según su disposición.

9.4.3. Ménsula

Se modeliza la estructura de tres formas distintas, para posteriormente realizar las comprobaciones pertinentes y seleccionar el que más se ajuste a la realidad. Se destaca que son modelos simplificados basados en la visualización de las uniones en la documentación fotográfica aportada. Se desconoce a qué vano corresponden cada una de estas. En la figura2, se observa una continuidad cercha-ménsula, no así en la figura4. Se aprecian cartelas en los extremos de cada barra, pueden deberse tanto como para absorber los momentos de extremo, como para aportar rigidez a la triangulación.



Ilustración 36: Uniones de la ménsula

En el primer modelo de cálculo se supone que únicamente hay transmisión de momentos entre las diagonales y la pequeña barra vertical del extremo:

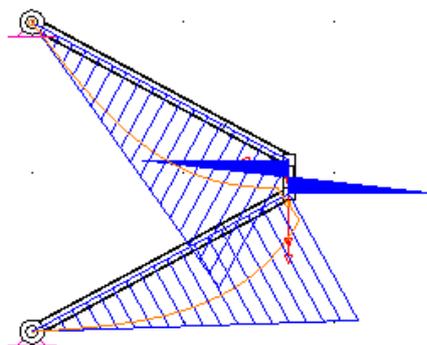


Ilustración 37: Modelo 1 ménsula articulada

En el segundo modelo se supone la transmisión de momentos entre todas y cada uno de las barras que componen la ménsula, no así sobre el muro sobre el que apoya.

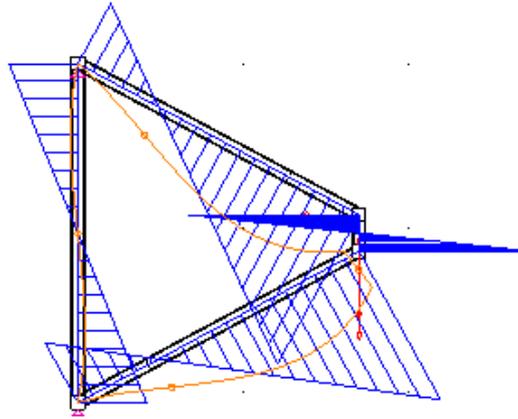


Ilustración 38: Modelo 2 trasmisión de momentos entre barras

En el tercer modelo se asume la transmisión de momentos cercha-ménsula.

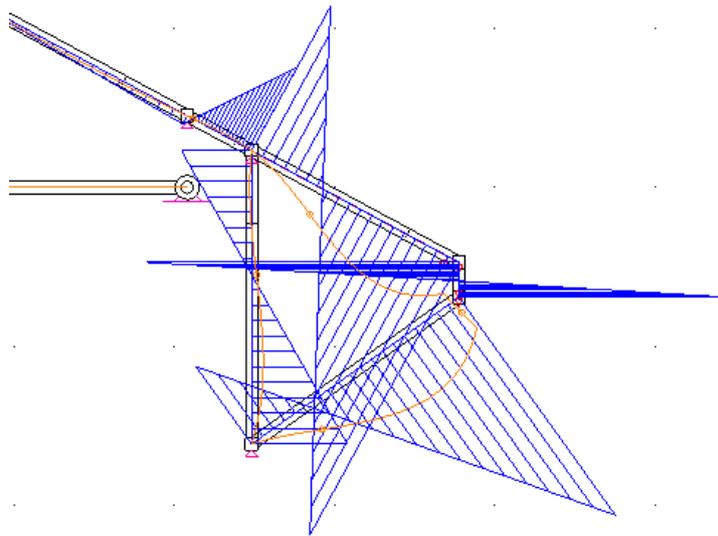


Ilustración 39: Modelo ménsula con transmisión de momentos entre cercha y barras

9.5. CÁLCULO ESTRUCTURAL DE LA CUBIERTA

9.5.1. Introducción

El procedimiento a seguir para el cálculo estructural sobre los elementos previamente escogidos es el siguiente:

Primero se seleccionan de entre todas las combinaciones de carga las más desfavorables, a continuación, se introducen en el software de cálculo actuando sobre los elementos pertinentes. Finalmente se realizan las siguientes comprobaciones en régimen elástico:

- Resistencia de las secciones: Apartado 6.2 SE-A29.
- Resistencia de las barras: Apartado 6.3 SE-A-33.
- Deformaciones

El cálculo de las comprobaciones se realiza en régimen elástico, clase 3.

9.5.2. Correas

Se realizan las comprobaciones correspondientes de resistencia de secciones y flechas en los tramos SE y NE sobre las combinaciones previamente citadas. La resistencia se comprueba a flexión compuesta sin cortante, puesto que absorben flectores en ambos planos, de acuerdo al DB-SE-A apartado 6.2.8.

6.2.8 Interacción de esfuerzos en secciones

1 Flexión compuesta sin cortante:

c) en general se utilizarán las fórmulas de interacción, de carácter prudente, indicadas a continuación:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{pl,Rd}} + \frac{M_{y,Ed}}{M_{pl,Rdy}} + \frac{M_{z,Ed}}{M_{pl,Rdz}} \leq 1 \quad \text{Para secciones de clase 1 y 2}$$

$$\frac{N_{Ed}}{N_{pl,Rd}} + \frac{M_{y,Ed}}{M_{el,Rdy}} + \frac{M_{z,Ed}}{M_{el,Rdz}} \leq 1 \quad \text{Para secciones de clase 3} \quad (6.11)$$

$$\frac{N_{Ed}}{N_{u,Rd}} + \frac{M_{y,Ed} + N_{Ed} \cdot e_{Ny}}{M_{0,Rdy}} + \frac{M_{z,Ed} + N_{SEd} \cdot e_{Ny}}{M_{0,Rdz}} \leq 1 \quad \text{Para secciones de clase 4}$$

siendo

$$f_{yd} = \frac{f_y}{\gamma_{M0}}$$

La misma formulación puede ser aplicada en el caso de flexión esviada

d) en el caso de perfiles laminados en I o H el efecto del axil puede despreciarse si no llega a la mitad de la resistencia a tracción del alma.

9.5.3. Cerchas

La resistencia de las secciones y de las barras se comprueba con dos solicitaciones de peso diferentes y una hipótesis sobre la combinación crítica. Las dos solicitaciones corresponden a la cubierta en estado original, que se encuentra en la mitad sureste de la cubierta y a la mitad noroeste, sobre la que se realizó una reparación mediante el recambio de los rastreles por un tablero de aglomerado en toda la superficie.

La hipótesis se realiza debido a que en la alineación 2 del tramo sureste, se observa un elemento de unión en la mitad de la barra intermedia del cordón inferior, es decir, esta barra se compone al parecer, de dos barras unidas mediante un elemento, en la que se observa una angulación inferior a 180° (*Imagen*), así se constata en el informe original. Esto supone una concentración de tensiones, que, con solicitaciones a presión sobre cubierta, puede suponer un peligro en la estabilidad. La hipótesis se basa en el estudio de los esfuerzos del resto de barras mediante la supresión de esta.



Ilustración 40. Punto singular y desalineación

La comprobación del estado límite último se realiza según lo establecido en el DB-SE-A apartados;6.2.3. Resistencia de las secciones a tracción y 6.3.2. Resistencia de las barrascompresión.

6.2.3 Resistencia de las secciones a tracción

- 1 Como resistencia de las secciones a tracción, $N_{t,Rd}$, puede emplearse la plástica de la sección bruta sin superar la última de la sección neta:

$$N_{t,Rd} \leq N_{pl,Rd} = A \cdot f_{yd} \quad (6.2)$$

$$N_{t,Rd} \leq N_{u,Rd} = 0,9 \cdot A_{neta} \cdot f_{ud} \quad (6.3)$$

- 2 Cuando se proyecte conforme a criterios de capacidad, la resistencia última de la sección neta será mayor que la plástica de la sección bruta.
- 3 En las secciones extremas en las que se practican los agujeros y rebajes de alas requeridos para la unión, se comprobará el desgarro del alma según se indica en el apartado 8.5.2.

6.2.5 Resistencia de las secciones a compresión

- 1 La resistencia de las secciones a compresión, $N_{c,Rd}$, será
 - a) la resistencia plástica de la sección bruta (ecuación 6.2) para las secciones de clases 1 a 3;
 - b) la resistencia de la sección eficaz para las secciones de clase 4:

$$N_{u,Rd} = A_{ef} \cdot f_{yd} \quad (6.6)$$

- 2 Se descontará el área de los agujeros cuando no se dispongan los correspondientes tornillos o cuando se trate de agujeros rasgados o sobredimensionados.

6.3.2 Compresión

- 1 La resistencia de las barras a compresión, $N_{c,Rd}$, no superará la resistencia plástica de la sección bruta, $N_{pl,Rd}$, calculada según el apartado 6.2, y será menor que la resistencia última de la barra a pandeo, $N_{b,Rd}$, calculada según se indica en los siguientes apartados.

- 2 En general será necesario comprobar la resistencia a pandeo en cada posible plano en que pueda flectar la pieza. Este DB no cubre el fenómeno de pandeo por torsión, que puede presentarse en piezas, generalmente abiertas con paredes delgadas, en las que el eje de la barra deformada no queda contenido en un plano.
- 3 Como capacidad a pandeo por flexión, en compresión centrada, de una barra de sección constante, puede tomarse

$$N_{b,Rd} = \chi \cdot A \cdot f_{yd} \quad (6.17)$$

siendo

A área de la sección transversal en clases 1, 2 y 3, o área eficaz A_{eff} en secciones de clase 4,

f_{yd} resistencia de cálculo del acero, tomando $f_{yd} = f_y / \gamma_{M1}$ con $\gamma_{M1} = 1,05$ de acuerdo a 2.3.3

χ coeficiente de reducción por pandeo, cuyo valor puede obtenerse en los epígrafes siguientes en función de la esbeltez reducida y la curva de pandeo apropiada al caso.

6.3.2.1 Barras rectas de sección constante y axil constante

- 1 Se denomina esbeltez reducida $\bar{\lambda}$, a la raíz cuadrada del cociente entre la resistencia plástica de la sección de cálculo y la compresión crítica por pandeo, de valor

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{A \cdot f_y}{N_{cr}}} \quad (6.18)$$
$$N_{cr} = \left(\frac{\pi}{L_k} \right)^2 \cdot E \cdot I$$

siendo

E módulo de elasticidad;

I momento de inercia del área de la sección para flexión en el plano considerado;

L_k longitud de pandeo de la pieza, equivalente a la distancia entre puntos de inflexión de la deformación de pandeo que la tenga mayor. Para los casos canónicos se define en la tabla 6.1 en función de la longitud de la pieza. Para condiciones diferentes para la carga axial o la sección se define en apartados posteriores.

9.5.4. Ménsulas

En los modelos se realiza la comprobación de las secciones a flexión compuesta, ya que, las barras están sometidas tanto a momentos flectores como a esfuerzos axiales. Estos esfuerzos se suman o restan en función del tramo de la sección que se analice.

6.2.8 Interacción de esfuerzos en secciones

1 Flexión compuesta sin cortante:

c) en general se utilizarán las fórmulas de interacción, de carácter prudente, indicadas a continuación:

$$\begin{aligned}
 & \frac{N_{Ed}}{N_{pl,Rd}} + \frac{M_{y,Ed}}{M_{pl,Rdy}} + \frac{M_{z,Ed}}{M_{pl,Rdz}} \leq 1 && \text{Para secciones de clase 1 y 2} \\
 & \frac{N_{Ed}}{N_{pl,Rd}} + \frac{M_{y,Ed}}{M_{el,Rdy}} + \frac{M_{z,Ed}}{M_{el,Rdz}} \leq 1 && \text{Para secciones de clase 3} \quad (6.11) \\
 & \frac{N_{Ed}}{N_{u,Rd}} + \frac{M_{y,Ed} + N_{Ed} \cdot e_{Ny}}{M_{0,Rdy}} + \frac{M_{z,Ed} + N_{SEd} \cdot e_{Nz}}{M_{0,Rdz}} \leq 1 && \text{Para secciones de clase 4}
 \end{aligned}$$

siendo

$$f_{yd} = \frac{f_y}{\gamma_{M0}}$$

La misma formulación puede ser aplicada en el caso de flexión esviada

d) en el caso de perfiles laminados en I o H el efecto del axil puede despreciarse si no llega a la mitad de la resistencia a tracción del alma.

6.3.4.2 Elementos comprimidos y flectados

1 A menos que se lleve a cabo un estudio más preciso mediante el procedimiento general descrito en 5.4, las comprobaciones de estabilidad de pieza se realizarán aplicando las fórmulas que se indican a continuación, distinguiendo entre las que sean sensibles o no a la torsión (por ejemplo secciones abiertas o cerradas respectivamente).

La comprobación se llevará a cabo con las fórmulas siguientes:

Para toda pieza:

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_y \cdot A^* \cdot f_{yd}} + k_y \cdot \frac{c_{m,y} \cdot M_{y,Ed} + e_{Ny} \cdot N_{Ed}}{\chi_{LT} W_y \cdot f_{yd}} + \alpha_z \cdot k_z \cdot \frac{c_{m,z} \cdot M_{z,Ed} + e_{Nz} \cdot N_{Ed}}{W_z \cdot f_{yd}} \leq 1 \quad (6.51)$$

Además, sólo en piezas no susceptibles de pandeo por torsión

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_z \cdot A^* \cdot f_{yd}} + \alpha_y \cdot k_y \cdot \frac{c_{m,y} \cdot M_{y,Ed} + e_{Ny} \cdot N_{Ed}}{W_y \cdot f_{yd}} + k_z \cdot \frac{c_{m,z} \cdot M_{z,Ed} + e_{Nz} \cdot N_{Ed}}{W_z \cdot f_{yd}} \leq 1 \quad (6.52)$$

Además, sólo en piezas susceptibles de pandeo por torsión

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_z \cdot A^* \cdot f_{yd}} + k_{yLT} \cdot \frac{M_{y,Ed} + e_{Ny} \cdot N_{Ed}}{\chi_{LT} W_y \cdot f_{yd}} + k_z \cdot \frac{c_{m,z} \cdot M_{z,Ed} + e_{Nz} \cdot N_{Ed}}{W_z \cdot f_{yd}} \leq 1 \quad (6.53)$$

donde

N_{Ed} , $M_{y,Ed}$, $M_{z,Ed}$ son los valores de la fuerza axial y de los momentos de cálculo de mayor valor absoluto de la pieza,

$$f_{yd} = f_y / \gamma_{M1}$$

los valores de A^* ; W_y ; W_z ; α_y ; α_z ; $e_{N,y}$; $e_{N,z}$ están indicados en la tabla 6.8;

χ_y y χ_z son los coeficientes de pandeo en cada dirección;

χ_{LT} es el coeficiente de pandeo lateral, según 6.3.3; se tomará igual a 1,00 en piezas no susceptibles de pandeo por torsión.

$e_{N,y}$ y $e_{N,z}$ desplazamientos del centro de gravedad de la sección transversal efectiva con respecto a la posición del centro de gravedad de la sección transversal bruta, en piezas con secciones de clase 4.

Los coeficientes k_y , k_z , k_{yLT} se indican en la tabla 6.9.

Los factores de momento flector uniforme equivalente $c_{m,y}$, $c_{m,z}$, c_{mLT} se obtienen de la tabla 6.10 en función de la forma del diagrama de momentos flectores entre puntos arriostrados tal como se indica en la tabla.

En las barras de pórticos de estructuras sin arriostrar con longitudes de pandeo superiores a la de las propias barras debe tomarse:

$$c_m = 0,9 \tag{6.53}$$

Tabla 6.8 Términos de comprobación, según peor clase de sección en la pieza

Clase	A^*	W_y	W_z	α_y	α_z	$e_{N,y}$	$e_{N,z}$
1	A	$W_{pl,y}$	$W_{pl,z}$	0,6	0,6	0	0
2	A	$W_{pl,y}$	$W_{pl,z}$	0,6	0,6	0	0
3	A	$W_{el,y}$	$W_{el,z}$	0,8	1	0	0
4	A_{eff}	$W_{eff,y}$	$W_{eff,z}$	0,8	1	Según pieza y tensiones	Según pieza y tensiones

9.6.RESULTADOS OBTENIDOS

9.6.1. Correas

Combinaciones	My	Mz	σ_{flex} TOT	fyd	
1,35P+1,5VP(TRANS)+1,5*0,5N	4,20E+06	1,31E+06	106,41	200,00	UPN100 A y G
1,35P+1,5N+1,5*0,6VP(TRANS)	4,02E+06	1,60E+06	103,03		
1,35P+1,5VP(LONG)+1,5*0,5N	4,33E+06	1,31E+06	109,57		
1,35P+1,5N+1,5*0,6VP(LONG)	4,10E+06	1,60E+06	104,98		
1,35P+1,5U	2,94E+06	1,60E+06	76,82		
0,8P+1,5VS(TRANS)	5,29E+05	6,04E+05	14,90		
1,35P+1,5VP(TRANS)+1,5*0,5N	5,88E+06	2,04E+06	51,85		UPN140 C y E
1,35P+1,5N+1,5*0,6VP(TRANS)	6,03E+06	2,56E+06	53,92		
1,35P+1,5VP(LONG)+1,5*0,5N	6,67E+06	2,04E+06	58,38		
1,35P+1,5N+1,5*0,6VP(LONG)	6,50E+06	2,56E+06	57,80		
1,35P+1,5U	4,79E+06	2,56E+06	43,67		
0,8P+1,5VS(TRANS)	1,60E+05	1,89E+06	4,34		
1,35P+1,5VP(TRANS)+1,5*0,5N	5,08E+06		44,33		IPN140 D
1,35P+1,5N+1,5*0,6VP(TRANS)	6,30E+06		54,97		
1,35P+1,5VP(LONG)+1,5*0,5N	6,68E+06		58,29		
1,35P+1,5N+1,5*0,6VP(LONG)	6,83E+06		59,60		
1,35P+1,5U	5,39E+06		47,03		
0,8P+1,5VS(TRANS)	1,10E+06		9,60		

Tabla 30: Tensiones en correas edificio almacén (SE)

Combinaciones	My máx.	Mz	σ_{flex} TOT	fyd	
1,35P+1,5VP(TRANS)+1,5*0,5N	6,52E+06	2,41E+06	57,73	200,00	UPN140
1,35P+1,5N+1,5*0,6VP(TRANS)	6,67E+06	2,93E+06	63,60		
1,35P+1,5VP(LONG)+1,5*0,5N	7,31E+06	2,41E+06	64,26		
1,35P+1,5N+1,5*0,6VP(LONG)	7,13E+06	2,93E+06	63,60		
1,35P+1,5U	5,42E+06	2,93E+06	7,24		
0,8P+1,5VS(TRANS)	3,11E+05	1,12E+06	4,36		
1,35P+1,5VP(TRANS)+1,5*0,5N	6,50E+06		65,10		IPN140
1,35P+1,5N+1,5*0,6VP(TRANS)	7,00E+06		66,32		
1,35P+1,5VP(LONG)+1,5*0,5N	7,46E+06		65,10		
1,35P+1,5N+1,5*0,6VP(LONG)	7,60E+06		66,32		
1,35P+1,5U	6,08E+06		53,05		
0,8P+1,5VS(TRANS)	1,51E+06		13,18		

Tabla 31: Tensiones en correas (NE) tramo reparado

9.6.2. Cerchas

Los mayores axiles sobre las barras se dan en la combinación de viento presión longitudinal como variable principal, por lo que serán estos sobre los que se realizan las comprobaciones. No se analiza la succión debido a que el peso vence a la succión y el modo de trabajo es el mismo, pero con menores solicitaciones.

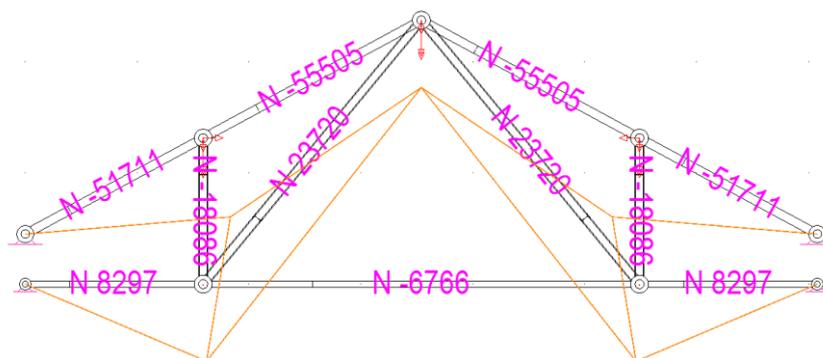


Ilustración 41: Máximos axiles bajo cubierta original

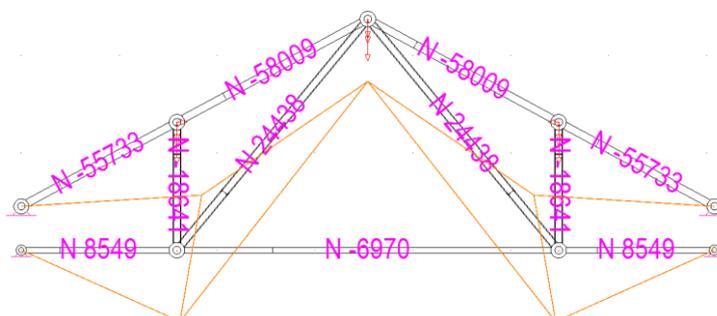


Ilustración 42: Máximos esfuerzos en la cercha bajo cubierta reparada

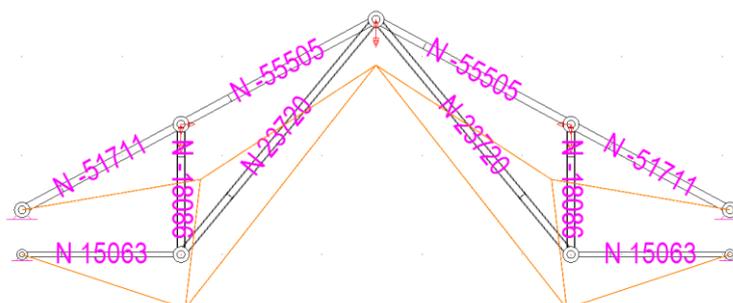


Ilustración 43 : Esfuerzos en la cercha asumiendo el fallo del punto singular

	Barra	Longitud(mm)	RESISTENCIA DE SECCIONES					RESISTENCIA DE BARRAS														
			Axiles originales	Axiles modificado	Axiles hipotesis	A _{T,red}	β	plano y					plano z									
								L _k	λ	χ	Nb,Rd=χ A f _{yd}	β	L _k	λ	χ	Nb,Rd=χ A f _{yd}						
Cordón inferior	1	1.590,00	8.297,00	8.549,00	15.063,00	90.680,00																
L30.4	2	3.900,00	-6.766,00	-6.970,00		90.680,00	1	3900	4,399				9.068,00	1	3.900,00	2,818		0,1				9.068,00
	3	1.590,00	8.297,00	8.549,00	15.063,00	90.680,00																
Cordón superior	4	1.809,30	-51.711,00	-55.733,00	-51.711,00	192.104,00	1	1809,3	1,21		0,4		76.841,60	1	1.809,30	0,83		0,57				109.499,28
L50.5	5	2.218,90	-55.505,00	-58.009,00	-55.505,00	192.104,00	1	2218,9	1,48		0,28		53.789,12	1	2218,9	1,01		0,5				96.052,00
	6	2.218,90	-55.505,00	-58.009,00	-55.505,00	192.104,00	1	2218,9	1,48		0,28		53.789,12	1	2.218,90	1,01		0,53				101.815,12
	7	1.809,30	-51.711,00	-55.733,00	-51.711,00	192.104,00	1	1809,3	1,21		0,4		76.841,60	1	1809,3	0,83		0,57				109.499,28
Montantes	8	1.313,00	-18.086,00	-18.641,00	-18.086,00	90.680,00	1	1313	1,22		0,4		36.272,00	1	1313	0,95		0,58				52.594,40
L30.4	9	1.313,00	-18.086,00	-18.641,00	-18.086,00	90.680,00	1	1313	1,22		0,4		36.272,00	1	1313	0,95		0,58				52.594,40
Diagonales	10	3070	23.720,00	24.438,00	23.720,00	90.680,00																
L30.4	11	3070	23.720,00	24.438,00	23.720,00	90.680,00																

Tabla 32: ELU de las barras de la cercha

9.6.3. Ménsulas

Modelo 1						
COMBINACIONES	BARRA 1		BARRA 3		σ _{flex} TOT	
	FLECTOR	AXIAL	AXIAL	flector		
1,35P+1,5Vp(TRANS)+1,5*0,5N	9,56E+05	7078,00	-10467	8,26E+05	561,418283	
Modelo 2						
COMBINACIONES	BARRA 1		BARRA 3		σ _{flex} TOT	
	FLECTOR	AXIAL	FLECTOR	AXIAL		
1,35P+1,5Vp(TRANS)+1,5*0,5N	1,11E+06	8992,98	1,12E+06	-11693,9	651,855956	
Modelo 3						
COMBINACIONES	BARRA 1		BARRA 2		σ _{flex} TOT	
	FLECTOR	AXIAL	FLECTOR	AXIAL		
1,35P+1,5Vp(TRANS)+1,5*0,5N	1,06E+06	8629,31	1,06E+06	-11329,3	622,493075	

Tabla 33: Tensiones ménsula

9.7. ANÁLISIS DE LOS RESULTADOS

9.7.1. Correas

Las tensiones provocadas por la flexión debido a las sobrecargas actuantes sobre la cubierta están por debajo del límite elástico.

No ocurre lo mismo al analizar las flechas, estas, concretamente en el sentido paralelo al faldón, debido a la débil inercia superan el límite que establece el DB-SE. Se resalta también, la excesiva flecha de la correa de extremo UPN100 tanto en el plano, como fuera de él, debido a su menor canto. La fotografía confirma los cálculos, ya que, las deformaciones comentadas son observables en la dirección de la cubierta, no así en dirección perpendicular, esto puede deberse a la rigidez aportada por el tablero.



Ilustración 44: Deformaciones en la dirección de la cubierta

En el resto de imágenes aportadas no se ha podido observar una perspectiva clara que confirme las deformaciones calculadas.

9.7.2. Cerchas

Las longitudes de pandeo tanto dentro como fuera del plano corresponden a su propia longitud.

Respecto a la cubierta original, ninguna de las barras supera ni la resistencia plástica de las secciones, ni la resistencia última de las barras a pandeo. Se resalta la excesiva esbeltez reducida de la barra intermedia del cordón inferior, que adquiere valores muy elevados tanto en el plano como fuera de él, fruto de la elevada longitud. Este hecho se contrarresta debido a la débil compresión a la que está sometida, pero se recuerda que la barra está dividida en dos, unidas mediante un elemento atornillado. Por lo tanto, la angulación observada puede ser consecuencia precisamente, por la concentración de tensiones que

este elemento de unión provoca ante la barra sometida a compresión. Por consiguiente, se analizan los esfuerzos en el resto de barras en caso de que esta falle.

La hipótesis resulta en unos esfuerzos dentro de los límites tanto de resistencia, como de pandeo. Estos excesos, son soportados por las diagonales y por las barras restantes del cordón inferior, por lo que en principio, la estabilidad de la cubierta quedaría asegurada.

En cuanto a la cubierta reparada, se observa un leve aumento de los esfuerzos axiales, pero de nuevo dentro de los límites, se desconoce si en la cercha 12 correspondiente a la mitad noroeste también existe esta singularidad.

9.7.3. Ménsulas

Los tres primeros modelos, ofrecen unas tensiones que superan el límite elástico. Este excesivo valor se debe especialmente al valor del flector en el punto de aplicación de la carga, aunque presenta cartelas, no ofrecen longitud suficiente para absorber el elevado flector en el extremo. Se desconoce el funcionamiento de la triangulación, ya que, en los anexos fotográficos no se observan ningún signo que cerciore las tensiones calculadas.

9.8. ACCIONES SOBRE LA MARQUESINA

El procedimiento a seguir en el cálculo de acciones es similar al del edificio almacén.

9.8.1. CUBIERTA

Las cargas que actúan sobre la cubierta se diferencian en permanentes, las referentes a la carga muerta y pesos propios de los perfiles, y variables como el uso, la nieve y el viento.

9.8.1.1. Carga muerta

A continuación, se calculan los pesos por unidad de superficie de cada uno de los elementos que componen el cerramiento. Se consideran dos cerramientos, el actual de policarbonato y el supuesto cerramiento original compuesto por tejas y enlistonado de madera.

Los pesos específicos se obtienen del DB SE-AE Anejo C:

- Cubierta policarbonato (6mm)

$$q = 0,013 \frac{kN}{m^2}$$

- Perfilería liviana: Dispuestas a lo largo del faldón, cuya función es el anclaje del cerramiento. Se considera como tal, un perfil hueco de 40mm de canto y 4mm de espesor.

$$q = 0,041 \frac{kN/m}{60m} \times 3 \frac{perfiles}{vano} \times 20 vanos = 0,041 \frac{kN}{m^2}$$

- Enlistonado: Cabios + Rastreles

$$q = 0,05 \frac{kN}{m^2} \text{ (SE-AE Anejo C)}$$

- Teja plana pesada:

$$q = 0,5 \frac{kN}{m^2}$$

- Carga muerta total:

	Policarbonato	Teja y madera
Peso (kN/m ²)	0,054	0,55

Tabla 34: Carga muerta de la marquesina

9.8.1.2. Pesos propios

Carga permanente sobre la estructura compuesta por los siguientes elementos:

- Correas: De IPN100 peso por unidad de longitud es el siguiente:

$$q = 0,0832 \frac{kN}{m}$$

- Perfiles angulares: Dispuestos en las cabezas superiores e inferiores de las vigas transversales (2L50.5) y longitudinales(2L60.6).

$$(2L50.5) \quad q = 0,0377 \frac{kN}{m} \times 2 = 0.0754 \frac{kN}{m}$$

$$(2L60.6) \quad q = 0,0542 \frac{kN}{m} \times 2 = 0.184 \frac{kN}{m}$$

- Chapas de alero: Alojados en las alas de las vigas transversales de la marquesina de sección $8 \times 210 \text{ mm}$.

$$q = 77,8 \frac{kN}{m^3} \times 0.008m \times 0.21m = 0.131 \frac{kN}{m}$$

- Chapa estilo cruz de san Andrés de 6mm de espesor y 40mm de canto con una longitud de 525 mm.

$$77.8 \frac{kN}{m^3} \times 0.006m \times 0.04m \times \frac{1000N}{1kN} = 0,019 \frac{kN}{m}$$

- Peso propio de los dinteles: Se suman los pesos de cada elemento que los compone.

$$\text{Transversal: } q = (0.0754 + 0.131) \frac{kN}{m} = 0.21 \frac{kN}{m}$$

**Nota: Como simplificación, se estima la misma carga lineal para el vuelo.*

$$\text{Longitudinal: } q = 0.184 \frac{kN}{m}$$

9.8.1.3. Sobrecarga de Uso

La sobrecarga de uso corresponde al peso que puede gravitar sobre el edificio a razón de su uso. La cubierta en cuestión, corresponde a la categoría G, accesible únicamente para conservación. Se caracteriza la cubierta como ligera al ser su peso propio menor a $1 \frac{kN}{m^2}$, como se indica en el apartado 3.1 del DB SE-AE.

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

El valor $0,4 \frac{kN}{m^2}$ corresponde a la proyección horizontal, esta carga se proyecta a lo largo del faldón multiplicando por el coseno del ángulo del faldón.

$$q_u = 0,4 \times \cos 7,1 = 0,39 \frac{kN}{m^2} \quad (1)$$

9.8.1.4. Sobrecarga de Nieve

La sobrecarga de nieve viene dada como valor de carga de nieve por unidad de proyección horizontal, puede tomarse:

$$q_n = \mu \times s_k \quad (2)$$

Siendo:

s_k : El valor característico de la carga de nieve sobre un terreno horizontal, según la tabla 3.8 SE-AE 11

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	680	0,6	Pontevedra	0	0,3
Alicante / Alacant	0	0,2	Huelva	0	0,2	Salamanca	780	0,5
Almería	0	0,2	Huesca	470	0,2	SanSebastián/Donostia	0	0,3
Ávila	1.130	1,0	Jaén	570	0,7	Santander	0	0,3
Badajoz	180	0,2	León	820	0,4	Santander	1.000	0,7
Barcelona	0	0,2	Lérida / Lleida	150	1,2	Segovia	10	0,7
Bilbao / Bilbo	0	0,4	Logroño	380	0,5	Sevilla	1.090	0,2
Burgos	860	0,3	Lugo	470	0,6	Soria	0	0,9
Cáceres	440	0,6	Madrid	660	0,7	Tarragona	0	0,4
Cádiz	0	0,4	Málaga	0	0,6	Tenerife	950	0,2
Castellón	0	0,2	Murcia	40	0,2	Teruel	550	0,9
Ciudad Real	640	0,2	Orense / Ourense	130	0,2	Toledo	0	0,5
Córdoba	100	0,4	Oviedo	230	0,4	Valencia/València	690	0,2
Coruña / A Coruña	0	0,2	Palencia	740	0,5	Valladolid	520	0,4
Cuenca	1.010	0,3	Palma de Mallorca	0	0,4	Vitoria / Gasteiz	650	0,7
Gerona / Girona	70	0,2	Palmas, Las	0	0,2	Zamora	210	0,4
Granada	690	0,4	Pamplona/Iruña	450	0,2	Zaragoza	0	0,5
		0,5			0,7	Ceuta y Melilla		0,2

$$s_k = 0,4 \frac{kN}{m^2}$$

μ : Coeficiente de forma de la cubierta, toma valor unitario al ser el ángulo de la cubierta menor a 30° según el apartado 3.5.3 SE-AE 11, párrafo dos:

$$\mu = 1$$

Finalmente, el valor de la carga por unidad de superficie a lo largo del faldón toma el siguiente valor:

$$q_u = 0,4 \times \cos 7,1 = 0,39 \frac{kN}{m^2} \quad (1)$$

*Al ser los ángulos pequeños adquieren el mismo valor

9.8.1.5. Sobrecarga de Viento

La sobrecarga de viento viene definida por el producto de los siguientes tres términos que se definirán a continuación:

$$q_e = q_b \times c_e \times c_p$$

La presión dinámica, q_b , parámetro determinado en el anejo D.1 SE-AE23, que al estar en Palencia adquiere el siguiente valor:

$$q_b = 0,45 \frac{kN}{m^2}$$

El coeficiente de exposición, c_e , tiene en cuenta los efectos de las turbulencias originadas por el relieve y la topografía del terreno. Se obtiene de la tabla 3.4 SE-AE 8,a partir de la altura del punto considerado de la medida, respecto de la rasante media de la fachada a barlovento.

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

Siendo el punto considerado la cumbre de 4,4 m de altura, interpolando se obtiene el siguiente valor:

$$c_e = 1.35$$

El coeficiente de presión, c_p , depende de la forma y la orientación de la superficie respecto del viento.

$$d = \frac{7,5}{\cos 7,1}$$

$$b = 61m \quad \frac{b}{10} = 6,1m$$

$$\frac{d}{10} = 0,75$$

$$\frac{d}{5} = 1,5$$

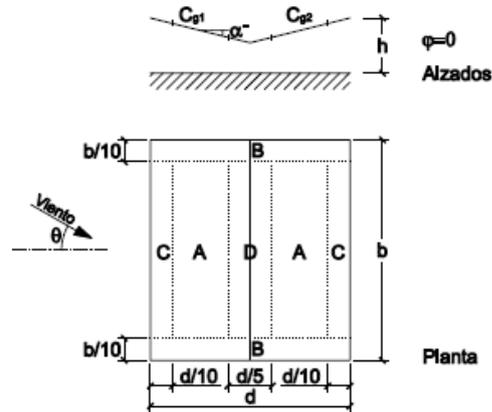


Tabla 35: Viento marquesina a dos aguas

*Debido a los pequeños valores de los ángulos se toman las distancias en planta.

La estructura objeto de análisis se compone de una marquesina y un voladizo, por tanto, en el cálculo del viento, se considera como una marquesina a dos aguas. Los coeficientes de presión son distintos debido a la diferencia de ángulos. El voladizo, debido a la geometría, carece de zona A, ya que, los tramos que acota el DB-SE-AE son los correspondientes a C y D y estos ocupan toda la superficie.

Los valores de los coeficientes de presión exterior se encuentran en el documento SE-AE 35 anejo D.10, marquesinas a dosaguas. Interpolando se obtiene lo siguiente:

α	Factor obstrucción	A	B	C	D
-7,1°	0 <math>\phi < 1</math>	0,542	1,458	0,758	0,926
	0				
	1	-1,542	-2,526	-2,484	-0,6
7,1°	0 <math>\phi < 1</math>	0,584	1,958	1,4	0,4
	0				
	1	-1,3	-2,316	-1,484	-2,274

Tabla 36: Coeficientes de presión

A continuación, se calcula la carga (q_e) por metro cuadrado de cada una de las zonas, mediante (3)

	Zona	Presión (kN/m ²)	Succión(kN/m ²)
-7,1 ^e	A	0,33	-0,94
	B	0,89	-1,53
	C	0,46	-1,51
	D	0,56	-0,36
7,1 ^e	A	0,35	-0,79
	B	1,19	-1,41
	C	0,85	-0,90
	D	0,24	-1,38

Tabla 37: Cargas de viento sobre marquesina kN/m²

(*) Carga máxima succión

9.8.2. CORREAS

En primer lugar, se analiza la continuidad o no de las correas y su longitud, para después aplicar las cargas que actúan sobre estas. Y finalmente seleccionarlas de mayor sollicitación.

Una vez analizadas las fotografías, en la documentación aportada se observan uniones dispares, unas con tramos soldados, otras en cambio, con juntas. Esto indica que las correas se remodelaron y no corresponden con las originales. Las originales seguramente serían de uno o dos vanos de longitud unidos mediante juntas.

Ante la imposibilidad de saber su longitud se realizan las siguientes hipótesis de cálculo:

- Primero, se caracterizan las correas de vano único, 3m.
- A continuación, se comprueban con una longitud de 2 vanos, 6m.

Las hipótesis se realizan con el fin de aproximarse al modo de trabajo tanto original, como actual. Se muestran las áreas tributarias de cada una de ellas, agrupadas en función de su disposición:

CORREAS	LARGO (m)	ANCHO (m)	ÁREA(m ²)
A	3	0,6	1,8
B	3	1,2	3,6
C	3	1,2	3,6
D	3	1,2	3,6
E	3	1,2	3,6
F	3	0,6	1,8
G	3	0,7	2,1
H	3	0,7	2,1

Tabla 38: Áreas tributarias de las correas

9.8.2.1. Uso, Nieve

La siguiente tabla muestra las sobrecargas por metro lineal que soportan cada una de las correas de cubierta. Se observa que la nieve y el uso adquieren el mismo valor, como ya se comprobó en las formulas previas (1) y (2).

Correas	⊥	∥
A,F	0,232	0,029
B,C,D,E	0,463	0,057
G,H	0,270	0,033

Tabla 39. Cargas en kN/m en ejes locales

9.8.2.2. Carga muerta

Correa A, G:

$$q_{pc} = 0,054 \frac{kN}{m^2} \times 0,6m = 0,032 \frac{kN}{m}$$

Correa B, C, D, E:

$$q_{pc} = 0,054 \frac{kN}{m^2} \times 1,2m = 0,065 \frac{kN}{m}$$

Correa G, H:

$$q_{pc} = 0,054 \frac{kN}{m^2} \times 0,7m = 0,038 \frac{kN}{m}$$

. Se descomponen las cargas en ejes locales:

	POLICARBONATO	
	⊥	∥
A,F	0,032	0,004
B,C,D,E	0,064	0,008
G,H	0,037	0,008

Tabla 40: Carga muerta sobre correas en ejes locales

9.8.2.3. Viento

En las correas los coeficientes de presión corresponden a un ángulo de $-7,1^\circ$. Estos coeficientes, se multiplican por el ancho tributario de cada correa, obteniendo una carga de viento por metro lineal. A partir de ahora, al faldón de voladizo se le denomina faldón 1 y al empotrado, faldón 2.

Se presentan las áreas de las zonas de viento:

Áreas	
C	$0,75m \times 48,2m$
B	$6,1m \times (1,5 + 6)m$
A	$4,5m \times 48,2m$
D	$(0,75 + 0,75)m \times 48,2m$

CORREAS	ZONAS
A	B, C, B
B	B, (A+C), B
C	B, A, B
D	B, A, B
E	B, (A+D), B
F	B, D, B
G	B, D, B
H	B, C, B

Las correas de extremo, presentan voladizos de 500mm. Sobre las hipótesis presentadas anteriormente los criterios de selección son los siguientes; la carga máxima de viento y ancho tributario.

Según lo citado, se analizan únicamente las correas de los extremos, ya que, caen en la zona de mayor sollicitación, B.

Correa sobre faldón 1

La zona objeto de cálculo es la misma para ambas correas a igualdad de ancho tributario.

1 vano + voladizo: (B → 3,5m)

2 vanos + voladizo: (B → 6,1m A → 0,4m)

$$B \rightarrow q_{Vp} = 0,89 \frac{kN}{m} \times 0,7m = 0,62 \frac{kN}{m}$$

$$q_{Vs} = 1,53 \frac{kN}{m^2} \times 0,7m = 1,07 \frac{kN}{m}$$

$$A \rightarrow q_{Vp} = 0,33 \frac{kN}{m} \times 0,7m = 0,23 \frac{kN}{m}$$

$$q_{Vs} = 0,94 \frac{kN}{m^2} \times 0,7m = 0,66 \frac{kN}{m}$$

Correa intermedia sobre faldón2

Se estudia una correa intermedia de extremo, debido a su mayor sollicitación y ancho tributario.

1 vano +voladizo: ($B \rightarrow 3,5\text{m}$)

2 vanos +voladizo: ($B \rightarrow 6,1\text{m}, A \rightarrow 0,4\text{m}$)

$$B \rightarrow q_{Vp} = 0,89 \frac{kN}{m} \times 1,2\text{m} = 1,07 \frac{kN}{m}$$

$$q_{Vs} = 1,53 \frac{kN}{m^2} \times 1,2\text{m} = 1,84 \frac{kN}{m}$$

$$A \rightarrow q_{Vp} = 0,33 \frac{kN}{m} \times 1,2\text{m} = 0,40 \frac{kN}{m}$$

$$q_{Vs} = 0,94 \frac{kN}{m^2} \times 1,2\text{m} = 1,13 \frac{kN}{m}$$

9.8.3. VIGA TRANSVERSAL

Se estudia la alineación 20 y 2, debido al mayor coeficiente de presión de viento a igualdad de áreas tributarias, también se calcula el viento para la alineación 16 debido a los desórdenes de pandeo observados. A continuación, se muestran las dimensiones:

Ancho	largo	Area tributaria(m2)
3	7,5	22,5

Tabla 41: Área tributaria de las vigas transversales

La longitud de la viga es de 6m con un vuelo de 1,5m aproximadamente. Las cargas sobre la viga se aplican de manera puntual sobre los puntos de apoyo de las correas.

9.8.3.1. Uso, Nieve

Se calculan las sobrecargas de uso y nieve

$$q = 0,39 \frac{kN}{m^2} \times 3\text{m} \times 1,2 = 1404N$$

9.8.3.2. Carga Muerta

Del mismo modo que en las correas, se calcula el peso que gravita sobre las vigas con el cerramiento actual, policarbonato, y con el hipotético cerramiento original compuesta de teja y enlistonado de madera:

$$q = 0,054 \times 3 \times 1,2 = 194,4N$$

9.8.3.3. Peso Propio

- Correas: El peso de los perfiles es el siguiente:

$$\text{IPN100} \quad q_{ipn} = 0.0832 \frac{kN}{m}$$

$$q_p = 0.0832 \frac{kN}{m} \times 3m \frac{1000N}{1kN} = 249,5N$$

En el software de cálculo se define como peso propio la suma de los pesos distribuidos de cada elemento y los pesos de las correas aplicadas como puntuales.

9.8.3.4. Viento

Se presentan las áreas de cada una de las zonas y las zonas que corresponden a cada correa:

Áreas	
C	$0,75m \times 48,2m$
B	$6,1m \times (1,5 + 6)m$
A	$4,5m \times 48,2m$
D	$(0,75 + 0,75)m \times 48,2m$

CORREAS	ZONAS
A	B, C, B
B	B, (A+C), B
C	B, A, B
D	B, A, B
E	B, (A+D), B
F	B, D, B
G	B, D, B
H	B, C, B

Según el DB-SE-AE anejo 3 tabla 11 a efectos del dimensionado se considera la acción del viento actuando sobre el centro de la superficie de cada faldón. También se considera el viento actuando únicamente sobre uno de los faldones.

Por tanto, esto resulta en 3 situaciones de viento:

Alineación 20 y 2

En esta situación se considera el viento actuando simultáneamente en el centro de gravedad de cada faldón

Faldón1

$$\mathbf{B} \rightarrow q_{vp} = 1,19 \frac{kN}{m} \times 3m = 3570N$$

$$q_{vs} = 1,41 \frac{kN}{m} \times 3m = 4230N$$

Faldón2

$$\mathbf{B} \rightarrow q_{vp} = 0,89 \frac{kN}{m} \times 3m = 2670N$$

$$q_{vs} = 1,53 \frac{kN}{m} \times 3m = 4590 \frac{kN}{m}$$

Alineación 16

Faldón1

$$\mathbf{A} \rightarrow q_{Vp} = 0,35 \frac{kN}{m} \times 3m = 1750N$$

$$q_{Vs} = 0,79 \frac{kN}{m} \times 3m = 2370N$$

Faldón2

$$\mathbf{A} \rightarrow q_{Vp} = 0,33 \frac{kN}{m} \times 3m = 990N$$

$$q_{Vs} = 0,94 \frac{kN}{m} \times 3m = 2820N$$

9.8.4. VIGA LONGITUDINAL

La viga transversal carece de área tributaria, en cambio al servir de apoyo a las vigas transversales, se aplica la reacción de esta sobre cada combinación.

e

9.9.COMBINACIÓN DE ACCIONES

Una vez identificadas las cerchas a analizar se y las cargas sobre los nudos se, realizan las combinaciones de acciones tal y como establece el DB-SE apartado 4.2.2.

4.2.2 Combinación de acciones

- 1 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

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} \cdot G_{k,j} + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q,1} \cdot Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \cdot \psi_{0,i} \cdot Q_{k,i} \quad (4.3)$$

es decir, considerando la actuación 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 adoptarse 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 4.1 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, ψ , se establecen en la tabla 4.2

Como se menciona en el apartado c) los coeficientes de seguridad y simultaneidad se establecen en las tablas 4.1 y 4.2 del DB-SE apartado 4.2.4

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

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

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

Tabla 4.2 Coeficientes de simultaneidad (ψ)

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

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

Correas

$$1,35PCARB+1,5VP+1,5*0,5N$$

$$1,35PCARB+1,5N+1,5*0,6VP$$

$$0,8PCARB+1,5VS$$

Vigas

$$1,35PCARB+1,5VP1+1,5*0,5N=262,44+4005+1053=5320,44N$$

$$1,35PCARB+1,5N+1,5*0,6VP1=262,44+2106+2403=4861,11N$$

$$0,8PCARB+1,5VS=+155,52-6885=-6729,48N$$

9.10. MODELIZADO

9.10.1. Correas

El modelizado se realiza del mismo modo que en el edificio almacén.

9.10.2. Viga transversal:

A la hora de analizar la flexión que soporta la viga se opta por un modelo simplificado, formado por dos barras unidas rígidamente y articuladas en sus apoyos. Este modelo corresponde al posible modo de cálculo que se empleó originalmente en su diseño. Si bien es un modelo conservador, ya que se considera que toda la sección absorbe la flexión debida a las sollicitaciones, es totalmente válido y lógico en el contexto en el que se diseñó.

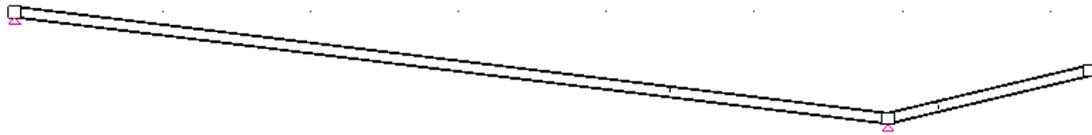


Ilustración 45: Modelo simplificado

Se realiza también un modelo que se asemeja de manera más próxima al modo de trabajo real, mediante una barra rígida en los cordones superior e inferior, unidos entre sí mediante barras biarticuladas dispuestas a modo de cruces de san Andrés. Este modelo se utiliza, para analizar el posible pandeo de las barras biarticuladas en la alineación 2 y 20 que corresponden con las de mayor sollicitación. Los apoyos sobre la fachada del edificio se realizan mediante articulaciones, ya que son simples apoyos. El apoyo sobre la viga en cambio, se modeliza mediante un apoyo deslizante, debido a que la viga longitudinal no tiene capacidad de absorber esfuerzos fuera del plano, estos los absorbe la fachada.

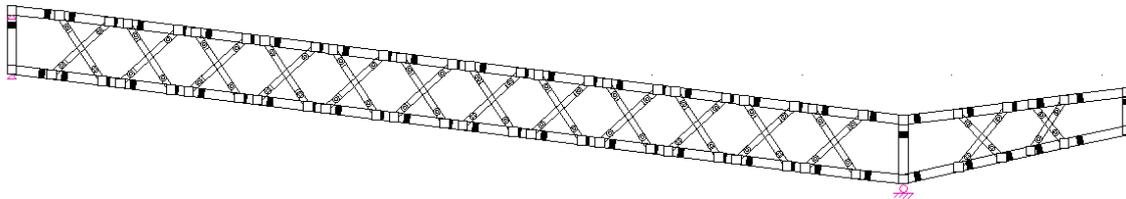


Ilustración 46: Modelo real

	Alero	angular	Total
Iz(dentro plano)	8,10E+04	3,46E+05	4,27E+05
Iy (fuera plano)	6,17E+06	4,97E+05	6,67E+06

Tabla 42: Inercias de los cordones de la viga transversal

También se modeliza la alineación 16 debido a los desórdenes de pandeo observados, se modeliza la viga sin barras compresivas en cada una de las combinaciones.

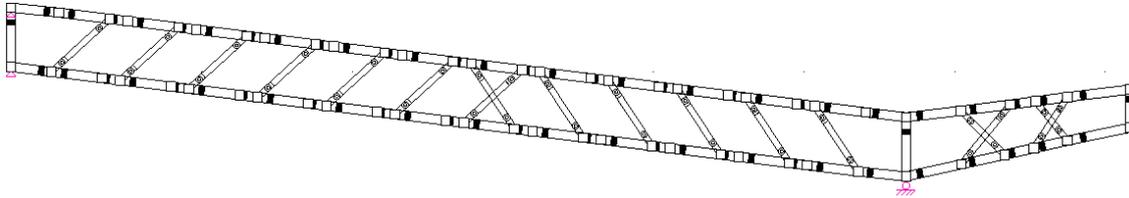


Ilustración 47 Modelo pandeo a succión

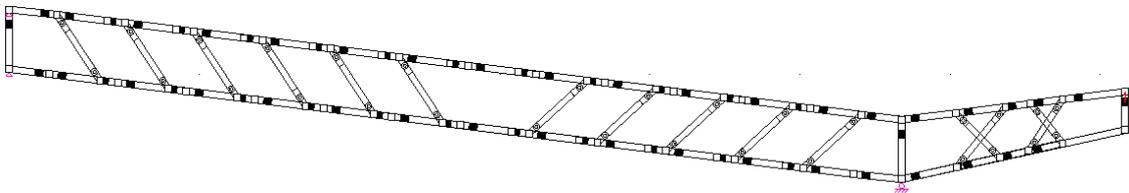


Ilustración 48 Modelo pandeo a presión

9.10.3. Viga longitudinal:

Se modeliza únicamente el modelo real con articulaciones fijas en los extremos.

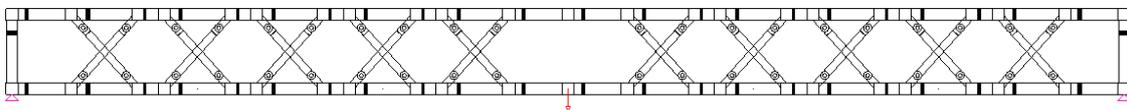


Ilustración 49. Modelo de la viga bajo canalón

2L60.6	Iz dentro plano	4,56E+05
	Iy fuera plano	1,55E+06

Tabla 43: Inercias los cordones de la viga longitudinal

9.11. CÁLCULO ESTRUCTURAL

9.11.1. Introducción

El procedimiento a seguir para el cálculo estructural sobre los elementos previamente escogidos es el siguiente:

Primero se seleccionan de entre todas las combinaciones las más desfavorables, a continuación, se introducen en el software de cálculo actuando sobre los elementos pertinentes. Finalmente se realizan las siguientes comprobaciones en régimen elástico:

- Resistencia de las secciones
- Resistencia de las barras
- Deformaciones

9.11.2. Correas

Las comprobaciones de las correas, son idénticas a las realizadas en el edificio almacén.

9.11.3. Vigas

Se analiza el estado límite último en los dos modelos citados. En el primero se comprueba únicamente la resistencia a flexión compuesta, según el DB-SE-A 6.2.8 *Interacción de esfuerzos en secciones apartado 1 Flexión compuesta sin contante*.

En el modelo 2 se comprueba la resistencia de las barras y de las secciones de los cordones superiores, inferiores y de las cruces de san Andrés. El procedimiento a seguir es el siguiente:

Primero, se calcula 6.2.3. *Resistencia de las secciones a tracción*, después se obtiene el límite de pandeo de las cruces, según 6.3.2. *Resistencia de las barras compresión*. y se eliminan todas las barras que superen este límite.

6.2.5 Resistencia de las secciones a compresión

1 La resistencia de las secciones a compresión, $N_{c,Rd}$, será

- a) la resistencia plástica de la sección bruta (ecuación 6.2) para las secciones de clases 1 a 3;
- b) la resistencia de la sección eficaz para las secciones de clase 4:

$$N_{u,Rd} = A_{ef} \cdot f_{yd} \quad (6.6)$$

2 Se descontará el área de los agujeros cuando no se dispongan los correspondientes tornillos o cuando se trate de agujeros rasgados o sobredimensionados.

6.2.3 Resistencia de las secciones a tracción

- 1 Como resistencia de las secciones a tracción, $N_{t,Rd}$, puede emplearse la plástica de la sección bruta sin superar la última de la sección neta:

$$N_{t,Rd} \leq N_{pl,Rd} = A \cdot f_{yd} \quad (6.2)$$

$$N_{t,Rd} \leq N_{u,Rd} = 0,9 \cdot A_{neta} \cdot f_{ud} \quad (6.3)$$

- 2 Cuando se proyecte conforme a criterios de capacidad, la resistencia última de la sección neta será mayor que la plástica de la sección bruta.
- 3 En las secciones extremas en las que se practican los agujeros y rebajes de alas requeridos para la unión, se comprobará el desgarro del alma según se indica en el apartado 8.5.2.

N_{Ed} , $M_{y,Ed}$, $M_{z,Ed}$ son los valores de la fuerza axial y de los momentos de cálculo de mayor valor absoluto de la pieza,

$$f_{yd} = f_y / \gamma_{M1}$$

los valores de A^* ; W_y ; W_z ; α_y ; α_z ; $e_{N,y}$; $e_{N,z}$ están indicados en la tabla 6.8;

χ_y y χ_z son los coeficientes de pandeo en cada dirección;

χ_{LT} es el coeficiente de pandeo lateral, según 6.3.3; se tomará igual a 1,00 en piezas no susceptibles de pandeo por torsión.

$e_{N,y}$ y $e_{N,z}$ desplazamientos del centro de gravedad de la sección transversal efectiva con respecto a la posición del centro de gravedad de la sección transversal bruta, en piezas con secciones de clase 4.

Los coeficientes k_y , k_z , k_{yLT} se indican en la tabla 6.9.

Los factores de momento flector uniforme equivalente $c_{m,y}$, $c_{m,z}$, c_{mLT} se obtienen de la tabla 6.10 en función de la forma del diagrama de momentos flectores entre puntos arriostrados tal como se indica en la tabla.

En las barras de pórticos de estructuras sin arriostrar con longitudes de pandeo superiores a la de las propias barras debe tomarse:

$$c_m = 0,9 \quad (6.53)$$

Tabla 6.8 Términos de comprobación, según peor clase de sección en la pieza

Clase	A^*	W_y	W_z	α_y	α_z	$e_{N,y}$	$e_{N,z}$
1	A	$W_{pl,y}$	$W_{pl,z}$	0,6	0,6	0	0
2	A	$W_{pl,y}$	$W_{pl,z}$	0,6	0,6	0	0
3	A	$W_{el,y}$	$W_{el,z}$	0,8	1	0	0
4	A_{eff}	$W_{eff,y}$	$W_{eff,z}$	0,8	1	Según pieza y tensiones	Según pieza y tensiones

6.3.2 Compresión

- 1 La resistencia de las barras a compresión, $N_{c,Rd}$, no superará la resistencia plástica de la sección bruta, $N_{pl,Rd}$, calculada según el apartado 6.2, y será menor que la resistencia última de la barra a pandeo, $N_{b,Rd}$, calculada según se indica en los siguientes apartados.
- 2 En general será necesario comprobar la resistencia a pandeo en cada posible plano en que pueda flectar la pieza. Este DB no cubre el fenómeno de pandeo por torsión, que puede presentarse en piezas, generalmente abiertas con paredes delgadas, en las que el eje de la barra deformada no queda contenido en un plano.
- 3 Como capacidad a pandeo por flexión, en compresión centrada, de una barra de sección constante, puede tomarse

$$N_{b,Rd} = \chi \cdot A \cdot f_{yd} \quad (6.17)$$

siendo

- A área de la sección transversal en clases 1, 2 y 3, o área eficaz A_{eff} en secciones de clase 4,
- f_{yd} resistencia de cálculo del acero, tomando $f_{yd} = f_y / \gamma_{M1}$ con $\gamma_{M1} = 1,05$ de acuerdo a 2.3.3
- χ coeficiente de reducción por pandeo, cuyo valor puede obtenerse en los epígrafes siguientes en función de la esbeltez reducida y la curva de pandeo apropiada al caso.

6.3.2.1 Barras rectas de sección constante y axil constante

- 1 Se denomina esbeltez reducida $\bar{\lambda}$, a la raíz cuadrada del cociente entre la resistencia plástica de la sección de cálculo y la compresión crítica por pandeo, de valor

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{A \cdot f_y}{N_{cr}}} \quad (6.18)$$

$$N_{cr} = \left(\frac{\pi}{L_k} \right)^2 \cdot E \cdot I$$

siendo

- E módulo de elasticidad;
- I momento de inercia del área de la sección para flexión en el plano considerado;
- L_k longitud de pandeo de la pieza, equivalente a la distancia entre puntos de inflexión de la deformación de pandeo que la tenga mayor. Para los casos canónicos se define en la tabla 6.1 en función de la longitud de la pieza. Para condiciones diferentes para la carga axial o la sección se define en apartados posteriores.

A continuación, se estudia el comportamiento de toda pieza que compone la viga en estas condiciones. Por tanto se verifica en los cordones superiores e inferiores los siguientes apartados de DB-SE-A 6.2.8 *Interacción de esfuerzos en secciones* apartado 1 *Flexión compuesta sin cortante* y 6.3.4.2 *Elementos comprimidos y flectados*.

6.2.8 Interacción de esfuerzos en secciones

1 Flexión compuesta sin cortante:

- c) en general se utilizarán las fórmulas de interacción, de carácter prudente, indicadas a continuación:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{pl,Rd}} + \frac{M_{y,Ed}}{M_{pl,Rdy}} + \frac{M_{z,Ed}}{M_{pl,Rdz}} \leq 1 \quad \text{Para secciones de clase 1 y 2}$$

$$\frac{N_{Ed}}{N_{pl,Rd}} + \frac{M_{y,Ed}}{M_{el,Rdy}} + \frac{M_{z,Ed}}{M_{el,Rdz}} \leq 1 \quad \text{Para secciones de clase 3} \quad (6.11)$$

$$\frac{N_{Ed}}{N_{u,Rd}} + \frac{M_{y,Ed} + N_{Ed} \cdot e_{Ny}}{M_{0,Rdy}} + \frac{M_{z,Ed} + N_{SEd} \cdot e_{Nz}}{M_{0,Rdz}} \leq 1 \quad \text{Para secciones de clase 4}$$

siendo

$$f_{yd} = \frac{f_y}{\gamma_{M0}}$$

La misma formulación puede ser aplicada en el caso de flexión esviada

- d) en el caso de perfiles laminados en I o H el efecto del axil puede despreciarse si no llega a la mitad de la resistencia a tracción del alma.

6.3.4.2 Elementos comprimidos y flectados

- 1 A menos que se lleve a cabo un estudio más preciso mediante el procedimiento general descrito en 5.4, las comprobaciones de estabilidad de pieza se realizarán aplicando las fórmulas que se indican a continuación, distinguiendo entre las que sean sensibles o no a la torsión (por ejemplo secciones abiertas o cerradas respectivamente).

La comprobación se llevará a cabo con las fórmulas siguientes:

Para toda pieza:

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_y \cdot A^* \cdot f_{yd}} + k_y \cdot \frac{c_{m,y} \cdot M_{y,Ed} + e_{Ny} \cdot N_{Ed}}{\chi_{LT} W_y \cdot f_{yd}} + \alpha_z \cdot k_z \cdot \frac{c_{m,z} \cdot M_{z,Ed} + e_{Nz} \cdot N_{Ed}}{W_z \cdot f_{yd}} \leq 1 \quad (6.51)$$

Además, sólo en piezas no susceptibles de pandeo por torsión

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_z \cdot A^* \cdot f_{yd}} + \alpha_y \cdot k_y \cdot \frac{c_{m,y} \cdot M_{y,Ed} + e_{Ny} \cdot N_{Ed}}{W_y \cdot f_{yd}} + k_z \cdot \frac{c_{m,z} \cdot M_{z,Ed} + e_{Nz} \cdot N_{Ed}}{W_z \cdot f_{yd}} \leq 1 \quad (6.52)$$

Además, sólo en piezas susceptibles de pandeo por torsión

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_z \cdot A^* \cdot f_{yd}} + k_{yLT} \cdot \frac{M_{y,Ed} + e_{Ny} \cdot N_{Ed}}{\chi_{LT} W_y \cdot f_{yd}} + k_z \cdot \frac{c_{m,z} \cdot M_{z,Ed} + e_{Nz} \cdot N_{Ed}}{W_z \cdot f_{yd}} \leq 1 \quad (6.53)$$

donde

N_{Ed} , $M_{y,Ed}$, $M_{z,Ed}$ son los valores de la fuerza axial y de los momentos de cálculo de mayor valor absoluto de la pieza,

$$f_{yd} = f_y / \gamma_{M1}$$

los valores de A^* ; W_y ; W_z ; α_y ; α_z ; $e_{N,y}$; $e_{N,z}$ están indicados en la tabla 6.8;

χ_y y χ_z son los coeficientes de pandeo en cada dirección;

χ_{LT} es el coeficiente de pandeo lateral, según 6.3.3; se tomará igual a 1,00 en piezas no susceptibles de pandeo por torsión.

$e_{N,y}$ y $e_{N,z}$ desplazamientos del centro de gravedad de la sección transversal efectiva con respecto a la posición del centro de gravedad de la sección transversal bruta, en piezas con secciones de clase 4.

Los coeficientes k_y , k_z , k_{yLT} se indican en la tabla 6.9.

Los factores de momento flector uniforme equivalente $c_{m,y}$, $c_{m,z}$, c_{mLT} se obtienen de la tabla 6.10 en función de la forma del diagrama de momentos flectores entre puntos arriostrados tal como se indica en la tabla.

En las barras de pórticos de estructuras sin arriostrar con longitudes de pandeo superiores a la de las propias barras debe tomarse:

$$c_m = 0,9 \tag{6.53}$$

Tabla 6.8 Términos de comprobación, según peor clase de sección en la pieza

Clase	A^*	W_y	W_z	α_y	α_z	$e_{N,y}$	$e_{N,z}$
1	A	$W_{pl,y}$	$W_{pl,z}$	0,6	0,6	0	0
2	A	$W_{pl,y}$	$W_{pl,z}$	0,6	0,6	0	0
3	A	$W_{el,y}$	$W_{el,z}$	0,8	1	0	0
4	A_{eff}	$W_{eff,y}$	$W_{eff,z}$	0,8	1	Según pieza y tensiones	Según pieza y tensiones

Finalmente se comprueba la flecha en ambos cordones según DB-SE apartado 4.3.3.1 *Flechas*.

4.3.3.1 Flechas

- 1 Cuando se considere la integridad de los elementos constructivos, se admite que la estructura horizontal de un piso o cubierta es suficientemente rígida si, para cualquiera de sus piezas, ante cualquier combinación de acciones característica, considerando sólo las deformaciones que se producen después de la puesta en obra del elemento, la flecha relativa es menor que:
 - a) 1/500 en pisos con tabiques frágiles (como los de gran formato, rasillones, o placas) o pavimentos rígidos sin juntas;
 - b) 1/400 en pisos con tabiques ordinarios o pavimentos rígidos con juntas;
 - c) 1/300 en el resto de los casos.
- 2 Cuando se considere el confort de los usuarios, se admite que la estructura horizontal de un piso o cubierta es suficientemente rígida si, para cualquiera de sus piezas, ante cualquier combinación de acciones característica, considerando solamente las acciones de corta duración, la flecha relativa, es menor que 1/350.
- 3 Cuando se considere la apariencia de la obra, se admite que la estructura horizontal de un piso o cubierta es suficientemente rígida si, para cualquiera de sus piezas, ante cualquier combinación de acciones casi permanente, la flecha relativa es menor que 1/300.

9.12. RESULTADOS OBTENIDOS

9.12.1. Correas:

2VANOS+VUELO								
Combinaciones	My	Mz	$\sigma_{flex\ TOT}$	f _{yd}	FLECHA Y	FLECHA Z	FLECHA TOT	FLECHA LÍMITE
1,35PCARB+1,5VP+1,5*0,5N	2,21E+06	5,85E+04	76,61	200,00	2,26	0,82	2,40	10
1,35PCARB+1,5N+1,5*0,6VP	1,89E+06	1,05E+05	76,78		1,93	1,48	2,43	10
0,8PCARB+1,5VS	5,29E+05	3,62E+03	16,21		3	0,1	3,00	10

Tabla 44: ELU correa 2 vanos + vuelo

1VANO+VUELO								
Combinaciones	My	Mz	$\sigma_{flex\ TOT}$	f _{yd}	FLECHA Y	FLECHA X	FLECHA TOT	FLECHA LÍMITE
1,35PCARB+1,5VP+1,5*0,5N	2,28E+06	5,69E+04	78,33	200,00	6,1	2,1	6,45	10
1,35PCARB+1,5N+1,5*0,6VP	1,95E+06	1,02E+05	77,92		5,22	3,77	6,44	10
0,8PCARB+1,5VS	3,04E+06	6,80E+03	90,28		8,1	0,25	8,10	10

Tabla 45: ELU correa 1 vano + vuelo

9.12.2. Viga transversal:

Modelo simplificado:

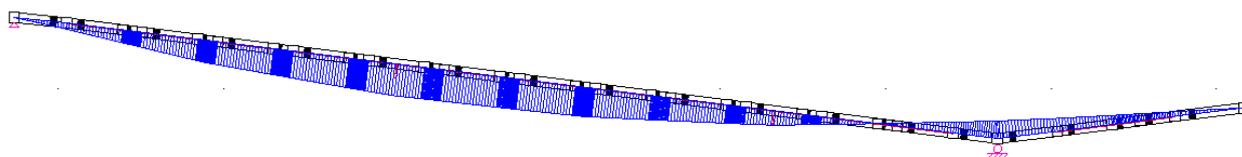


Ilustración 50: Esfuerzos flectores a presión en modelo simplificado

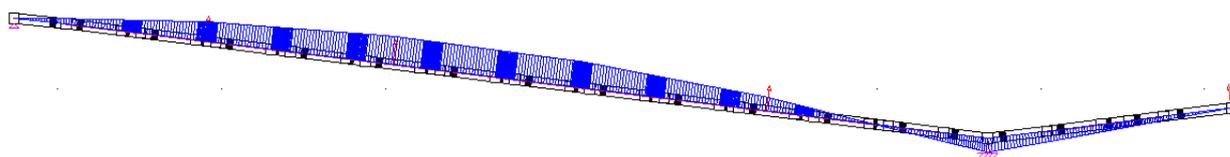


Ilustración 51: Esfuerzos flectores a succión en modelo simplificado

$\sigma_{yd}=200\text{ Mpa}$

Barra	flector	axial	σ cordón superior	σ cordón inferior
33	-1,70E+07	2,65E+04	32,07	-22,04

Tabla 46. tensiones sobre los cordones en modelo simplificado

Modelo real:

Cruces de san Andrés

Se presentan los resultados obtenidos en el análisis de la resistencia de las barras de las cruces de san Andrés:

λ		Ncr	
dentro	fuera	dentro	fuera
0,176	1,173	1,55E+06	3,49E+04
0,352	2,346	3,88E+05	8,72E+03

L	403,6
Lkz	201,8
Lky	201,8
E	2,00E+05
Iy	32000
Iz	720
A	240
Fyd	200,00
Fy	200

Tabla 47. Esbelted reducida de las cruces

El límite de pandeo es el siguiente:

plano y				plano z			
L_k	λ	χ	Nb,Rd= χ A fyd	L_k	λ	χ	Nb,Rd= χ A fyd
201,8	0,176	0,99	4,75E+04	201,80	1,173	0,49	23520,00
403,6	0,352	0,95	4,56E+04	403,6	2,346	0,18	8640,00

La segunda fila corresponde con el límite al eliminar las que pandean.

Los axiles que se presentan corresponden a las situaciones de viento como variable principal:

Nº BARRA	alineación 2 y 20		alineación 16	
	1,35CM+1,35PP+1,5VP+1,5*0,5N	0,8CM(PC)+0,8PP+1,5VS	1,35CM+1,35PP+1,5VP+1,5*0,5N	0,8CM(PC)+0,8PP+1,5VS
	AXILES			
1	1,39E+04	-1,34E+03	9097	
2	-1,50E+04	1,43E+04		375
3	1,09E+04	-1,05E+04	-1866	
4	-1,28E+04	1,28E+04		911
5	6,58E+03	-6,00E+03	-1710	
6	-8,96E+03	8,68E+03		375
7	7,42E+03	-7,31E+03	-465	
8	-6,70E+03	6,67E+03		964
9	2,09E+03	-1,86E+03	-3644	
10	-5,93E+03	6,48E+03		1184
11	1,42E+03	-1,66E+03	-7742	
12	-8,98E+02	1,02E+03		5988
13	-6,25E+02	3,08E+02		-1948
14	-1,62E+03	2,32E+03		-8489
15	-4,85E+03	4,75E+03		7868
16	2,59E+03	-2,13E+03	-702	
17	-4,13E+03	3,48E+03		-325
18	4,64E+03	-4,06E+03	483	
19	-9,05E+03	8,76E+03		1558
20	5,36E+03	-4,44E+03	-1645	
21	-1,03E+04	9,72E+03		-67
22	9,66E+03	-9,09E+03	-1219	
23	-1,02E+04	9,25E+03		8687
24	1,20E+03	-1,08E+04	12711	

Tabla 48: Axiles en las cruces

ALINEACIÓN 20 Y 2

ELU-PRESIÓN:

A continuación, se presentan los resultados de los esfuerzos en los cordones con acciones a presión:

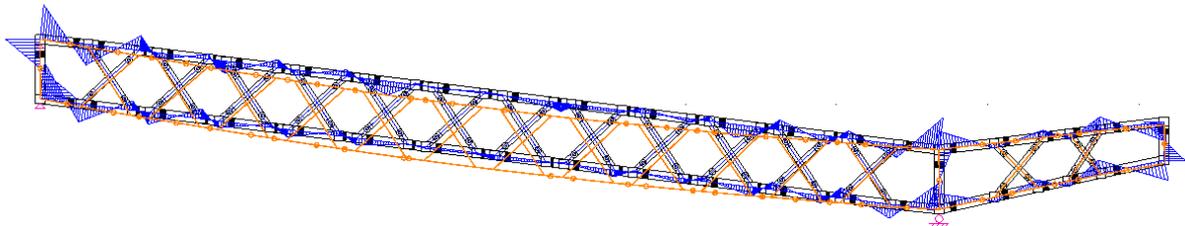


Ilustración 52: Diagrama de flectores y deformación a presión (alineación 20 y 2)

Barra	Cordón superior				Cordón inferior				
	flector	axial	σ sección superior	σ sección inferior	Barra	flector	axial	σ sección superior	σ sección inferior
25	2,65E+04	2,65E+04	9,69	11,55	48	7,35E+05	-2,53E+04	-51,78	-0,20
26	-6,04E+05	1,67E+04	14,04	-28,31	49	4,76E+05	-1,63E+04	-33,52	-0,10
27	2,48E+05	9,68E+03	0,50	17,90	50	4,76E+05	-8,07E+03	-30,40	3,02
28	4,75E+05	1,40E+03	-5,53	27,80	51	-4,03E+05	-1,00E+03	22,76	-5,52
29	4,75E+05	-3,08E+03	-7,23	26,11	52	2,76E+05	4,80E+03	-14,01	5,34
30	-3,28E+05	-8,88E+03	0,83	-22,21	53	2,98E+05	9,04E+03	-13,68	7,23
31	-2,52E+05	-1,37E+04	-1,98	-19,62	54	2,98E+05	1,34E+04	-12,04	8,87
32	-2,52E+05	-1,80E+04	-3,62	-21,27	55	2,67E+05	1,82E+04	-8,43	10,29
33	-6,69E+04	-1,94E+04	-6,49	-11,18	56	2,67E+05	2,20E+04	-6,99	11,72
34	-6,69E+04	-2,46E+03	-0,08	-4,77	57	6,98E+04	2,33E+04	4,82	9,72
35	-6,15E+04	-2,49E+03	-0,16	-4,47	58	6,98E+04	2,39E+04	5,04	9,94
36	-6,15E+04	-2,50E+04	-8,67	-12,99	59	1,61E+05	2,48E+04	0,13	11,45
37	2,30E+05	-2,46E+04	-12,24	3,87	60	1,61E+05	2,58E+04	0,52	11,84
38	3,38E+05	-2,58E+04	-14,10	9,63	61	-7,17E+04	2,54E+04	13,74	8,71
39	1,20E+05	-2,27E+04	-10,13	-1,74	62	2,65E+05	2,37E+04	-6,22	12,37
40	-1,78E+05	-2,10E+04	-5,70	-18,18	63	2,65E+05	2,06E+04	-7,42	11,17
41	-1,78E+05	-1,84E+04	-4,69	-17,16	64	1,65E+05	1,76E+04	-2,82	8,76
42	-1,86E+05	-1,54E+04	-3,46	-16,47	65	1,49E+04	1,49E+04	4,78	5,83
43	5,11E+05	-9,73E+03	-10,20	25,61	66	3,63E+05	1,14E+04	-16,50	8,95
44	-4,12E+05	-6,27E+03	2,88	-26,00	67	3,63E+05	5,53E+03	-18,73	6,72
45	-4,12E+05	4,14E+02	5,41	-23,47	68	-7,40E+02	3,14E+05	119,08	119,03
46	-3,15E+05	6,66E+03	6,54	-15,57	69	-4,22E+05	-7,43E+03	21,42	-8,20
47	1,33E+04	5,19E+05	196,34	197,27	70	5,65E+05	-1,52E+04	-38,15	1,46

Tabla 49: Resistencia de las secciones en los dinteles

	cordón superior
A	2640,52
χ_y	0,7
χ_z	0,9
α_y	0,8
α_z	1
cm _y	0,95
Wy ₁	1,74E+04
Wy ₂	7,84E+04
λ_y	0,763
λ_z	0,269
Ncr _y	1,13E+06
Ncr _z	9,15E+06
E	2,00E+05
L _{ky}	1200
L _{kz}	1200

extremo inf
extremo sup

Cordón superior	sección superior	flexo-compresión					
		Axil	Flector	ky	kz	Toda pieza	No torsión
	sección inferior	2,58E+04	6,69E+05	1,02E+00	1,01E+00	0,09	0,07
		2,58E+04	6,69E+05	1,02E+00	1,01E+00	0,22	0,05

Tabla 50: Resistencia de las barras del cordón superior

ELS-SUCCIÓN

Barra	flecha (mm)	flecha lím (mm)
60	1,73	20

ELU- SUCCIÓN

Mismo procedimiento con acciones a succión:

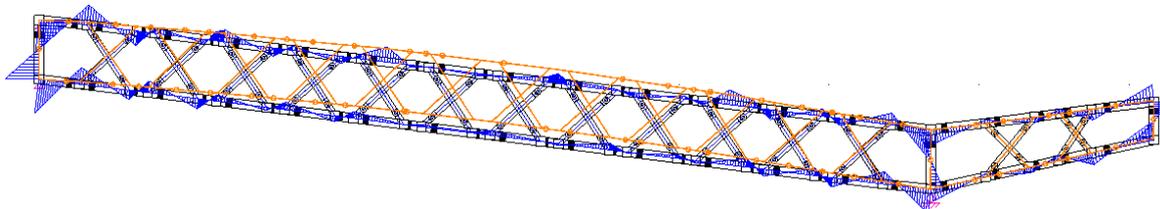


Ilustración 53: Esfuerzos flectores de los dinteles a succión

Barra	Cordón superior				Cordón inferior				
	flector	axial	σ sección sup	σ sección inf	Barra	flector	axial	σ sección sup	σ sección inf
25	-8,08E+05	-2,49E+04	10,52	-99,21	48	-6,92E+05	2,53E+04	26,66	-67,33
26	5,94E+05	-1,57E+04	-20,60	60,05	49	-4,80E+05	1,66E+04	18,13	-47,05
27	-2,26E+05	-8,86E+03	2,22	-28,43	50	-4,80E+05	8,30E+03	15,00	-50,19
28	-4,87E+05	-6,38E+02	11,78	-54,34	51	3,98E+05	1,50E+03	-9,28	44,86
29	-4,87E+05	3,24E+03	13,25	-52,87	52	-2,57E+05	-4,13E+03	4,78	-30,08
30	3,34E+05	8,86E+03	-4,90	40,49	53	-3,00E+05	-8,01E+03	4,38	-36,37
31	2,65E+05	1,36E+04	-1,40	34,60	54	-3,00E+05	-1,23E+04	2,74	-38,01
32	2,65E+05	1,79E+04	0,23	36,24	55	-2,68E+05	-1,71E+04	0,15	-36,22
33	-5,88E+05	1,91E+04	21,75	-58,10	56	-2,68E+05	-2,13E+04	-1,44	-37,81
34	8,08E+04	2,32E+04	6,81	17,78	57	-7,03E+04	-2,25E+04	-6,78	-16,33
35	8,29E+04	2,43E+04	7,16	18,42	58	-7,03E+04	-2,32E+04	-7,03	-16,59
36	8,29E+04	2,50E+04	7,41	18,67	59	-1,87E+05	-2,42E+04	-4,54	-30,01
37	-2,38E+05	2,48E+04	15,26	-17,10	60	-1,87E+05	-2,57E+04	-5,11	-30,58
38	3,84E+05	2,63E+04	0,45	52,66	61	6,58E+04	-2,55E+04	-11,30	-2,36
39	-5,36E+04	2,31E+04	10,08	2,80	62	-2,66E+05	-2,42E+04	-2,57	-38,74
40	1,72E+05	2,17E+04	3,98	27,38	63	-2,66E+05	-2,11E+04	-1,41	-37,58
41	1,72E+05	1,95E+04	3,12	26,53	64	-1,39E+05	-1,85E+04	-3,56	-22,45
42	1,65E+05	1,68E+04	2,31	24,71	65	-1,39E+05	-1,62E+04	-2,71	-21,59
43	-5,75E+05	1,12E+04	18,43	-59,64	66	-3,54E+05	-1,34E+04	3,68	-44,38
44	4,03E+05	8,25E+03	-6,84	47,94	67	-3,54E+05	-7,69E+03	5,83	-42,23
45	4,03E+05	1,95E+03	-9,23	45,56	68	-2,99E+05	-1,81E+03	6,71	-33,94
46	-2,92E+05	-3,95E+03	5,72	-33,94	69	3,81E+05	4,49E+03	-7,71	44,01
47	-4,77E+05	-9,95E+03	8,01	-56,76	70	-5,07E+05	1,15E+04	16,88	-52,03

Tabla 51: Resistencia de las secciones a succión

		cordón inferior	
	A	2640,52	
	Xy	0,1	
	Xz	0,67	
	ay	0,8	
	az	1	
	cmy	0,95	
extremo inf	Wy1	7,84E+04	
	Wy2	1,74E+04	
extremo sup	ly	2,862	
	lz	1,008	
	Ncry	8,06E+04	
	Ncrz	6,50E+05	
	E	2,00E+05	
	Lky	4500	
	Lkz	4500	

		flexo-compresión			
		Axial	Flector	ky	kz
Cordón inferior	sección superior	2,57E+04	3,54E+05	1,02E+00	1,04E+00
	Sección inferior	2,57E+04	3,54E+05	1,02E+00	1,04E+00

		Toda pieza	No torsión
		0,49	0,13
		0,43	0,06

Tabla 52: Resistencia de barras del cordón inferior

ELS-SUCCIÓN

Barra	flecha (mm)	flecha lím (mm)
60	1,68	20

Tabla 53. flecha máxima

ALINEACIÓN 16

ELU-PRESIÓN

Mismo procedimiento que en la alineación 2 y 20. Las acciones a presión sobre la alineación con la supresión de las barras a compresión y posteriormente las que pandean como resultado del mismo son las siguientes:

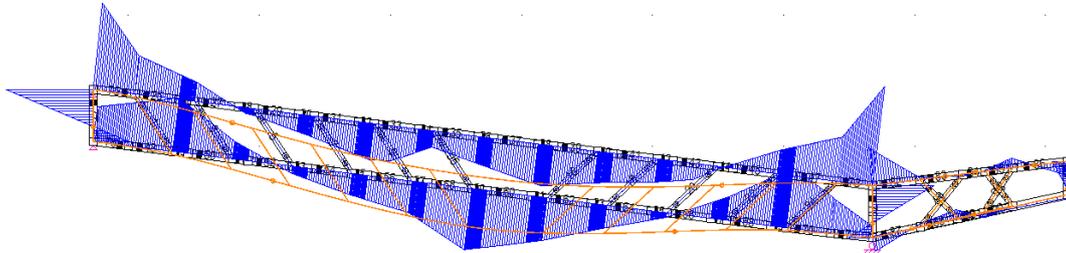


Ilustración 54: Esfuerzos flectores a presión (pandeo)

fyd=200 Mpa	Cordón superior					Cordón inferior				
	Barra	flector	axial	σ sección sup	σ sección inf	Barra	flector	axial	σ sección sup	σ sección inf
25	-2,37E+06	-1,20E+04	54,01	-267,99	48	-3,33E+06	6,65E+03	84,80	-367,63	
26	-1,48E+06	-1,20E+04	32,02	-169,06	49	-3,33E+06	1,25E+04	87,02	-365,41	
27	-1,18E+06	-1,08E+04	25,06	-135,26	50	-2,74E+06	1,25E+04	72,44	-299,83	
28	4,06E+05	-1,10E+04	-14,22	40,98	51	-1,09E+06	1,13E+04	31,21	-116,88	
29	1,05E+06	-9,94E+03	-29,71	112,95	52	-6,88E+05	1,13E+04	21,28	-72,19	
30	1,28E+06	-9,95E+03	-35,39	138,51	53	6,67E+05	1,02E+04	-12,62	77,98	
31	2,00E+06	-9,65E+03	-53,07	218,66	54	1,30E+06	1,02E+04	-28,27	148,36	
32	2,25E+06	-9,67E+03	-59,25	246,44	55	1,47E+06	9,87E+03	-32,58	167,14	
33	2,25E+06	-1,22E+04	-60,23	245,47	56	1,94E+06	9,86E+03	-44,20	219,38	
34	1,46E+06	-1,22E+04	-40,71	157,65	57	2,44E+06	1,22E+04	-55,66	275,85	
35	1,62E+06	-7,24E+03	-42,77	177,33	58	3,80E+06	1,22E+04	-89,27	427,02	
36	1,84E+06	-7,25E+03	-48,21	201,78	59	3,80E+06	7,18E+03	-91,17	425,11	
37	2,44E+06	-7,26E+03	-63,04	268,47	60	3,57E+06	7,17E+03	-85,49	399,55	
38	2,54E+06	-7,47E+03	-65,59	279,51	61	2,89E+06	7,16E+03	-68,70	323,95	
39	2,45E+06	-7,48E+03	-63,37	269,50	62	2,64E+06	7,61E+03	-62,35	296,34	
40	1,94E+06	-7,93E+03	-50,94	212,64	63	1,74E+06	7,59E+03	-40,12	196,29	
41	1,82E+06	-7,95E+03	-47,98	199,30	64	1,41E+06	7,28E+03	-32,08	159,49	
42	1,44E+06	-7,64E+03	-38,47	157,17	65	5,85E+05	7,27E+03	-11,70	67,77	
43	1,26E+06	-7,86E+03	-34,11	137,08	66	-1,00E+06	8,33E+03	27,86	-108,00	
44	-2,42E+05	-8,93E+03	2,60	-30,30	67	-1,48E+06	8,32E+03	39,72	-161,36	
45	-1,46E+06	-8,93E+03	32,69	-165,67	68	-3,13E+06	9,10E+03	80,78	-344,47	
46	-1,47E+06	-9,73E+03	32,64	-167,09	69	-3,70E+06	9,09E+03	94,86	-407,84	
47	-2,75E+06	-9,74E+03	64,26	-309,37	70	-3,73E+06	8,53E+02	92,48	-414,29	

Tabla 54: Resistencia de las secciones a presión (pandeo)

ELS-PRESIÓN

No se analizan las flechas debido al fallo en el estado límite último.

ELU-SUCCIÓN

Del mismo modo, las tensiones con acciones a succión son las siguientes:

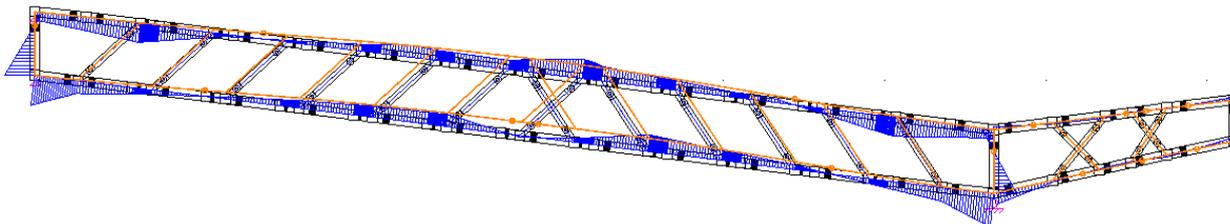


Ilustración 55: Esfuerzos flexores a succión

Barra	Cordón superior				Cordón inferior				
	flector	axial	σ sección sup	σ sección inf	Barra	flector	axial	σ sección sup	σ sección inf
25	2,65E+06	7,26E+03	-62,73	297,32	48	1,81E+06	-1,20E+04	-49,26	196,65
26	2,65E+06	1,28E+04	-60,63	299,42	49	9,45E+05	-1,20E+04	-27,89	100,51
27	2,12E+06	1,28E+04	-47,53	240,50	50	6,35E+05	-1,26E+04	-20,45	65,76
28	6,24E+05	1,34E+04	-10,36	74,48	51	-2,62E+05	-1,26E+04	1,70	-33,88
29	2,39E+05	1,33E+04	-0,86	31,64	52	-8,52E+05	-1,28E+04	16,18	-99,52
30	-4,03E+05	1,36E+04	15,09	-39,62	53	-1,00E+06	-1,28E+04	19,84	-116,02
31	-9,72E+05	1,36E+04	29,17	-102,90	54	-1,40E+06	-1,35E+04	29,49	-160,72
32	-1,20E+06	1,42E+04	35,02	-128,02	55	-1,57E+06	-1,35E+04	33,69	-179,62
33	-1,67E+06	1,42E+04	46,63	-180,26	56	-1,65E+06	-1,43E+04	35,37	-188,81
34	-1,45E+06	1,49E+04	41,47	-155,54	57	-1,65E+06	-1,43E+04	35,37	-188,81
35	-1,40E+06	1,49E+04	40,23	-149,98	58	-1,69E+06	-1,81E+04	34,89	-194,72
36	-1,76E+06	1,88E+04	50,59	-188,53	59	-2,59E+05	-1,81E+04	-0,47	-35,64
37	-2,69E+06	2,00E+04	74,05	-291,43	60	-5,50E+05	-1,26E+04	8,79	-65,90
38	-2,69E+06	1,45E+04	71,96	-293,51	61	-1,00E+06	-1,39E+04	19,44	-116,43
39	-2,00E+06	9,38E+03	52,97	-218,76	62	-2,33E+06	-1,39E+04	52,30	-264,27
40	-1,50E+06	9,37E+03	40,61	-163,19	63	-2,33E+06	-8,84E+03	54,22	-262,34
41	-1,33E+06	9,58E+03	36,49	-144,21	64	-2,09E+06	-8,84E+03	48,29	-235,67
42	-7,59E+05	9,57E+03	22,37	-80,72	65	-1,40E+06	-9,06E+03	31,16	-159,05
43	-5,61E+05	8,56E+03	17,11	-59,12	66	-1,20E+06	-9,07E+03	26,22	-136,82
44	7,53E+05	8,51E+03	-15,37	86,88	67	-6,28E+05	-8,06E+03	12,47	-72,87
45	2,20E+06	8,55E+03	-51,12	247,78	68	-6,59E+05	-8,07E+03	13,22	-76,28
46	2,70E+06	8,54E+03	-63,48	303,36	69	9,82E+05	-8,11E+03	-27,34	106,12
47	2,70E+06	2,91E+03	-65,61	301,23	70	1,88E+06	-8,12E+03	-49,53	205,90

Tabla 55: Resistencia de las secciones succión (pandeo)

cordón inferior	
A	2640,52
χ_y	0,1
χ_z	0,67
α_y	0,8
α_z	1
cmy	0,95
Wy1	7,84E+04
Wy2	1,74E+04
ly	3,816
lz	1,343
Ncry	4,53E+04
Ncrz	3,66E+05
E	2,00E+05
Lky	6000
Lkz	6000

		flexo-compresión					
		Axil	Flector	ky	kz	Toda pieza	No torsión
Cordón inferior	sección super	1,81E+04	2,33E+06	1,02E+00	1,03E+00	0,83	0,48
	Sección inferi	1,81E+04	2,33E+06	1,02E+00	1,03E+00	0,41	0,04

Tabla 56: resistencia de las barras a succión

ELS- SUCCIÓN

Del mismo modo que en presión tampoco se analiza la flecha.

9.12.3. Viga longitudinal:

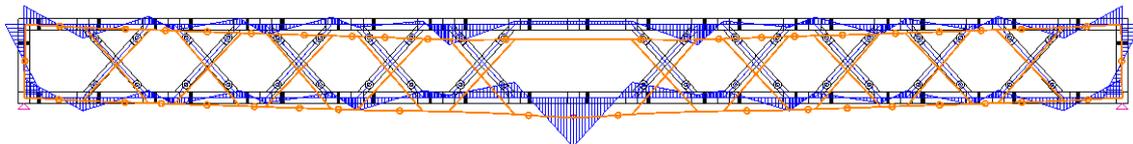


Ilustración 56: esfuerzos flectores a presión en viga longitudinal

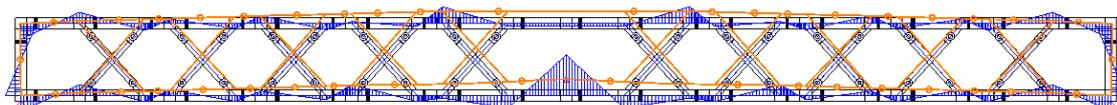


Ilustración 57: Esfuerzos flectores a succión en viga longitudinal

fyd 200

Barra	Ry		flector	axial	σ sección superior	σ sección inferior
52 Y 53		19087	2,33E+06	3,09E+04	-197,89	108,69
53 Y 53		-16025	-1,95E+06	-2,59E+04	165,56	-91,02

Tabla 57: Tensiones en los cordones

9.13. ANÁLISIS DE RESULTADOS

9.13.1. Correas

Las correas en ambas hipótesis cumplen con los estados límite propuestos por el DB.

9.13.2. Viga transversal

La viga correspondiente a las alineaciones 20 y 2, las de mayor sollicitación, cumplen los requisitos establecidos por el DS-SE-A. Las tensiones máximas sobre las barras resultan cuando la marquesina trabaja a succión concretamente de la barra de mayor sollicitación se da en la barra del cordón superior más cercana a la cartela. Esta barra aparte de la flexión soporta un axil de compresión que en conjunto resultan en tensiones compresivas en la sección inferior de 99Mpa y tractivas en la superior de 10,52 Mpa. En esta situación no se produce el pandeo de las cruces de san Andrés. Las longitudes de pandeo de éstas, la mitad de su longitud en ambos planos evita que pandeen, fuera del plano le corresponde esta longitud debido a la deformación implícita que tiene debido al montaje. En las fotografías de estas alineaciones no se observan signos de pandeo, cabe destacar que no se observa de tal cercanía.



Ilustración 58: Alineación 20

La viga de la alineación 16, se analiza debido a que se visualizan la mayoría de sus cruces pandeando. Los resultados de este análisis detallan que los dinteles no son capaces de soportar la flexión en ausencia de las barras compresivas y que se produce la fractura. En contraposición con lo que se ha observado en la alineación previa, las tensiones máximas se dan a presión y en el dintel inferior, concretamente en la sección inferior de valor 425Mpa. Estas tensiones excesivas se deben a al punto de aplicación de las cargas en relación a la disposición en V de las barras, que al estar ambas a compresión producen una carga vertical que se transforma en una flexión excesiva.

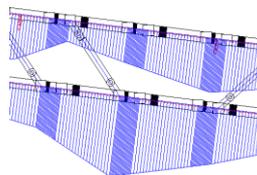


Ilustración 59: Fletores

La viga a succión ofrece menores tensiones aun siendo mayores las acciones.

Estos resultados de fractura no se corresponden con lo que se observa en esta viga, el dintel no presenta ningún síntoma de agotamiento.



Ilustración 60. Pandeo en alineación 16

Los resultados obtenidos en el modelo simplificado no se asemejan a las tensiones calculadas en el modelo preciso. La tensión máxima en este modelo es de 32 Mpa.

9.13.3. Viga longitudinal

Los esfuerzos sobre la viga longitudinal cumplen los estados límite, aun habiendo aplicado la carga puntualmente sobre el cordón inferior. En la realidad esto no es así pero al servir únicamente de apoyo a la viga transversal y del canalón se considera válida esta simplificación.

10. Conclusiones

Una vez analizadas todas las fotografías aportadas, se ha podido confirmar que las estructuras metálicas de ambas presentan buenas condiciones de conservación.

Después de haber analizado los resultados los modelos ambas estructuras que cumplen con la normativa aplicable con salvedades.

Tras la inspección visual, puede concluirse que las labores de fabricación y montaje podrían haber condicionado el comportamiento mecánico; existen vigas de la marquesina afectadas por falta de verticalidad y elementos de las cruces deformados, que en apariencia pudieran provenir de la propia fase de montaje original, y que por lo tanto pudieran afectar a su comportamiento resistente.

En primer lugar, el material sobre el que se ha fundamentado el análisis se denomina hierro forjado, material que ofrecía las mejores propiedades a mediados del siglo XIX. Al ser la base del estudio, es de gran importancia aproximarse con la mayor rigurosidad posible. Se ha realizado el análisis con un límite elástico de diseño de 200Mpa y un coeficiente de elasticidad de 200000Mpa. Cabe destacar que es una aproximación que al no estar fundamenta en un ensayo realizado con el propio material, los resultados pueden diferir de la realidad. Una mejor caracterización del material mediante ensayos podría permitir un ajuste más depurado de los resultados obtenidos.

En el **edificio almacén** se han identificado todos los elementos constructivos de la cubierta. El cerramiento, al presentar distintos elementos en cada tramo tales como entablado perimetral, reparación de la mitad de la cubierta y cambios de canto de las correas, traslada pesos propios distintos en cada tramo que se traducen en solicitaciones dispares.

La cercha de la alineación 2 en su cordón inferior presenta una falta de linealidad en el centro de la barra, lo que unido al esfuerzo de compresión obtenido en el cálculo crea un punto singular que podría afectar a la estabilidad de la cercha. Aunque el resto de barras es capaz de absorber los esfuerzos en ausencia de ésta, caso de que pandease, conviene mantener bajo control de cara a posibles rehabilitaciones del cerramiento, sin incrementar las solicitaciones sobre las actuales. El tramo de la cubierta reparado en condiciones normales no produce efecto negativo sobre la cercha metálica. Se desconoce si esta tipología de unión se encuentra presente también en la alineación correspondiente al tramo reparado.

Por lo tanto, a la hora de realizar reparaciones como la adición de elementos de cerramiento hay que tener en cuenta, que estos cambios cambian el modo de funcionamiento de la estructura, especialmente en estructuras antiguas compuestas por tejas donde el peso del cerramiento adquiere especial importancia, ya que, es el que evita que la cubierta se vea afectada negativamente por solicitaciones de succión. Se desaconseja altear el peso global del material de cobertura, tanto en el sentido de hacerlo más pesado, como de sustituirlo por materiales ligeros. En este caso en particular se recomienda no aumentar el peso del cerramiento respetando el peso mínimo de 0,56 kN/m².

Por otro lado, en el análisis de las ménsulas del modelo generado se produce la rotura, cosa que no sucede en la realidad. Esto lleva pensar que no se conoce en su totalidad el modelo de funcionamiento estructural de la ménsula y si esta transmite esfuerzos a la cercha.

En lo referente a la **marquesina** anexa a la estación principal, el modelo generado de la alineación de mayor sollicitación (alineación 20) cumple con los requisitos de estabilidad y resistencia. No obstante, el cálculo a pandeo viene determinado por las propiedades del material, de tal manera que variaciones en los mismos producen cambios significativos en su capacidad resistente. Dicho lo cual, las fotografías aportadas confirman este hecho, puesto que a primera vista no se observa el pandeo de sus cruces.

Podemos concluir, por tanto, que los pandeos que se observan en el resto de alineaciones no necesariamente son debidos a las acciones exteriores.

Se ha analizado de manera específica alineación 16 afectada por deformaciones en algunos elementos de las cruces que forman el entramado central de la viga. Esta viga se ve afectada por menores sollicitaciones (las cargas de viento son inferiores). Si se despreciasen las barras comprimidas por su posible efecto de pandeo, se produciría el fallo estructural en el modelo.

Finalmente, podemos concluir que a rasgos generales el comportamiento estructural es satisfactorio, con dos salvedades: los pandeos no justificados en las vigas de la marquesina y el comportamiento de las ménsulas de la cubierta almacén. No obstante, tal y como se ha expuesto, existen incertidumbres en los modelos empleados, cuya mejora podría alterar estas conclusiones. Estos son la propia geometría de los perfiles, las características mecánicas del material empleado y el detalle constructivos de las ménsulas en el edificio almacén.

En suma, y pese a que las estructuras se encuentran bien conservadas y no han sufrido intervenciones de consolidación relevantes durante casi 150 años existen algunas circunstancias que podrían condicionar su comportamiento frente a sollicitaciones actuales. Y también frente a incrementos derivados del cambio climático.

11. Recomendaciones

Se plantean recomendaciones para obtener una mayor aproximación del comportamiento estructural de las construcciones analizadas, basadas en las limitaciones de este estudio.

Se recomienda identificar mediante ensayos la naturaleza de los materiales metálicos empleados a ambas estructuras, mínimo ensayos de tracción y de composición. Esto permitiría optimizar los modelos de cálculo ya planteados y los valores de cargas admisibles individualizadas por cada elemento.

En el caso del edificio **almacén**, se sugiere comprobar la posible existencia de uniones en la zona central del cordón inferior de las celosías. Además, habría que investigar la naturaleza exacta de la construcción de las ménsulas y su posible conexión con las celosías del interior.

En lo referente a la **marquesina**, ante posibles rehabilitaciones de cubierta futuras, se recomienda realizar un estudio con un modelo más preciso prestando especial atención al comportamiento de la viga con las cruces a pandeo. Si tras la caracterización del material no se obtuviese una explicación sólida para el pandeo de ciertos componentes de alguna de las vigas, se recomienda proceder a la realización de modelos que tengan en cuenta también las imperfecciones geométricas.

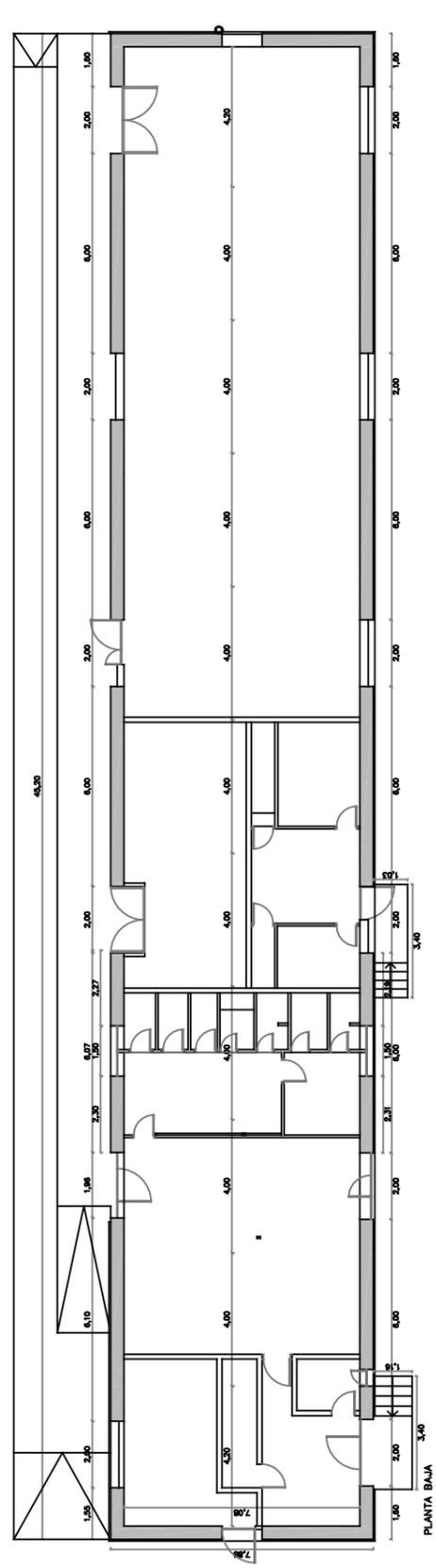
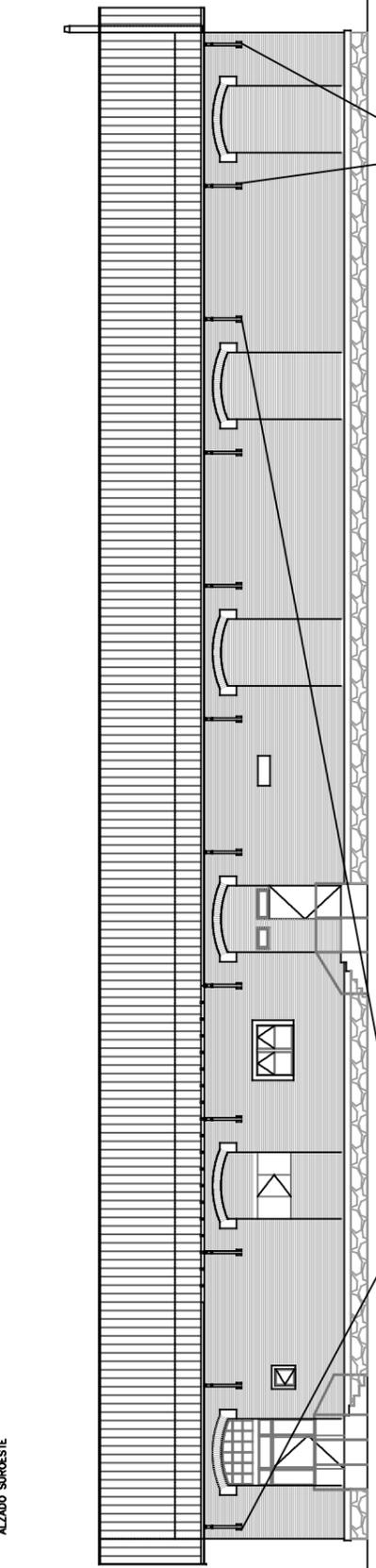
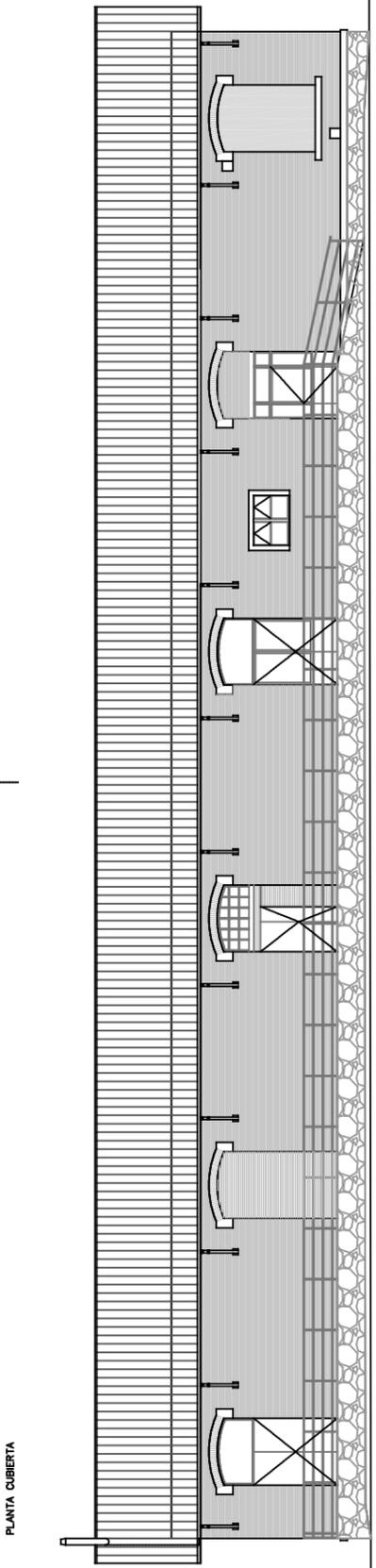
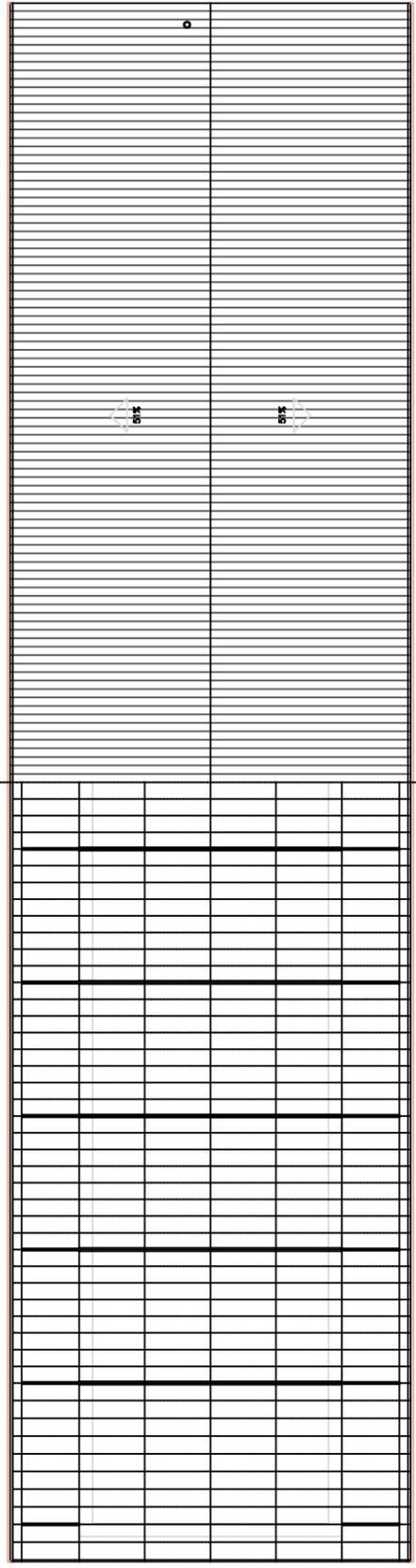
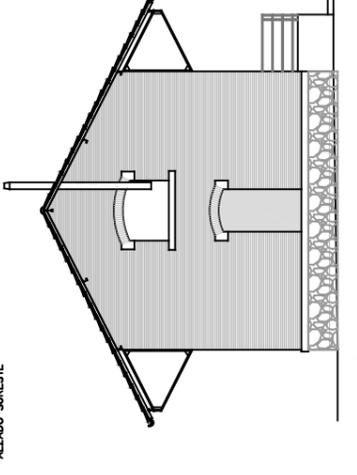
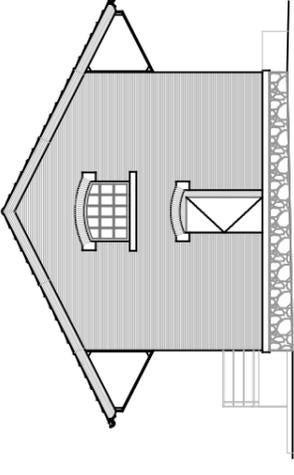
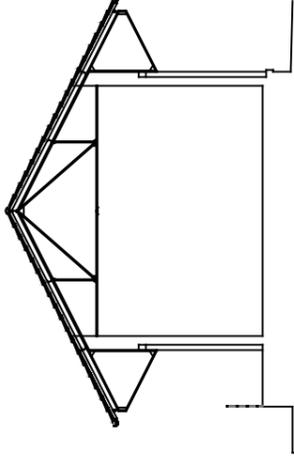
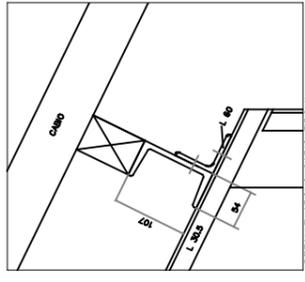
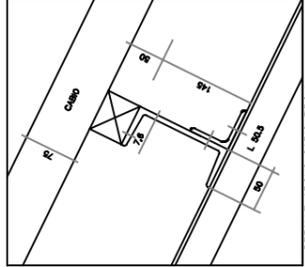
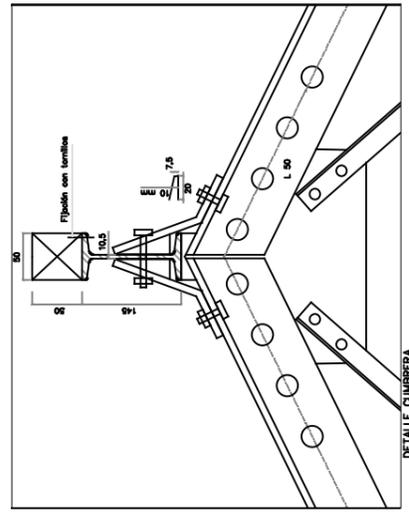
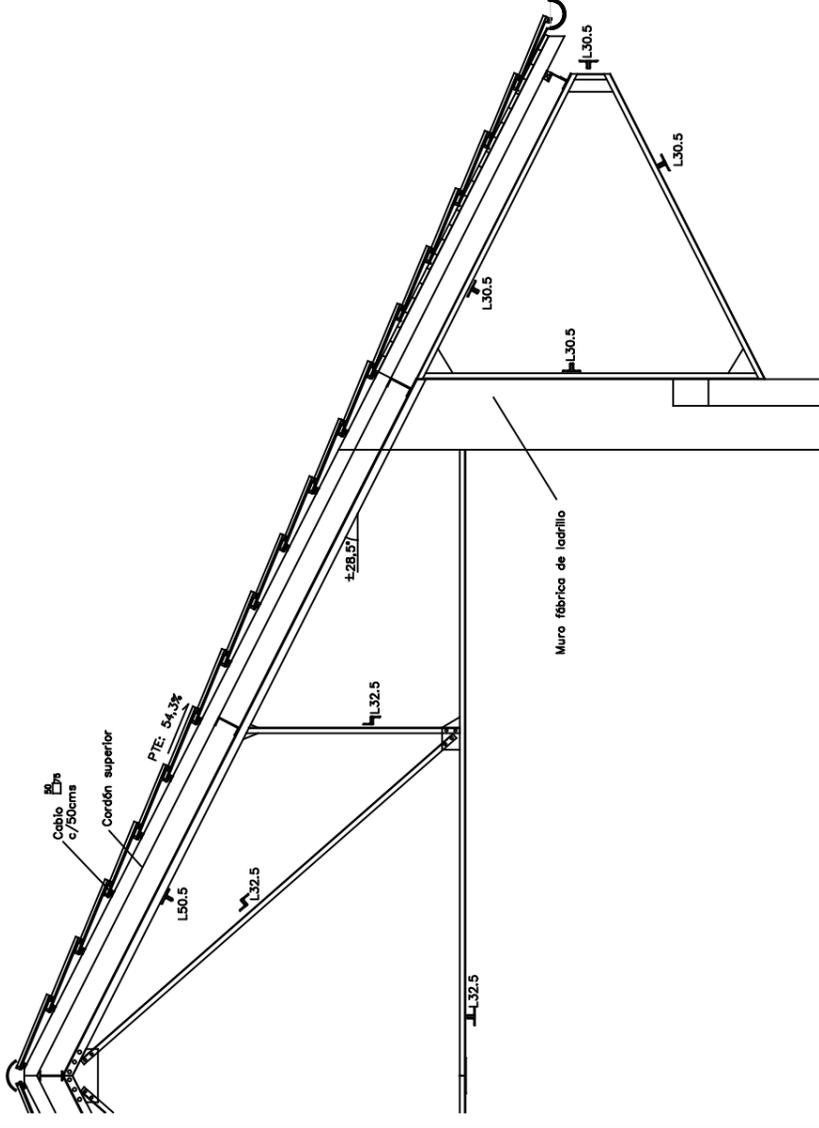
12. Referencias

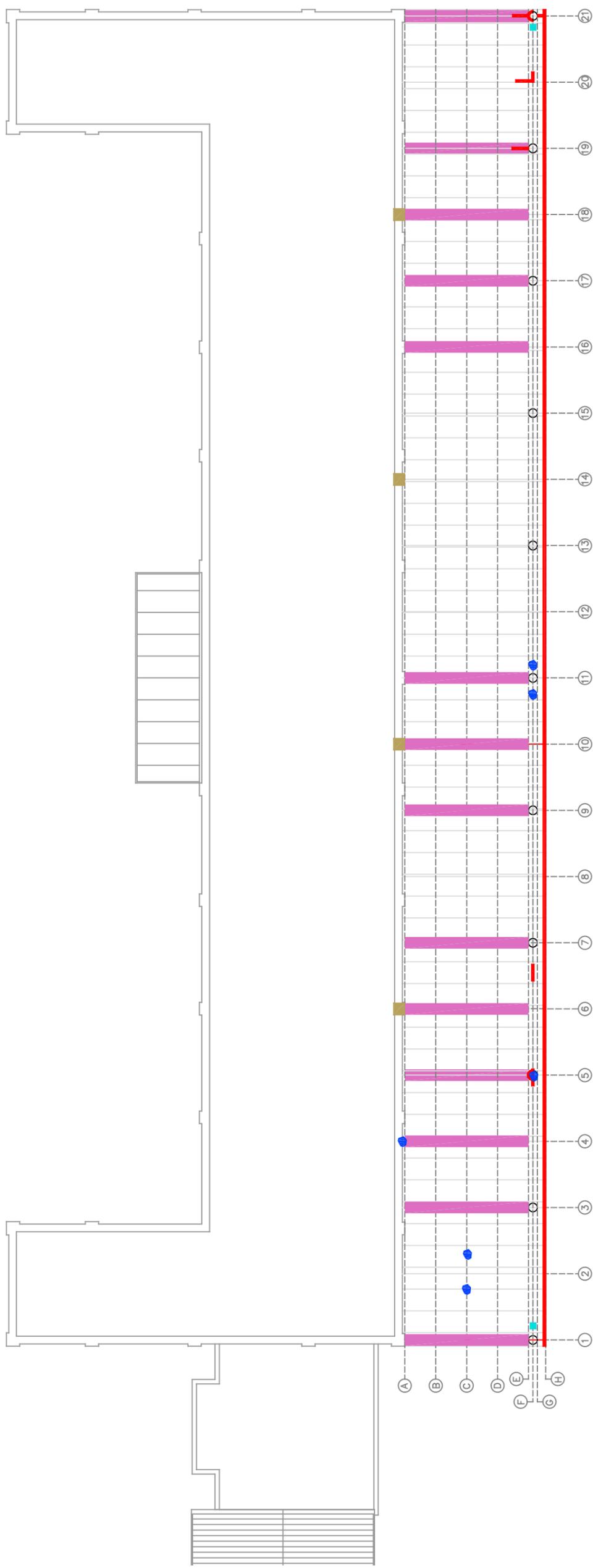
- [1] Kemp, Tom: *La revolución industrial en Europa del siglo XIX*, Barcelona 1979
- [2] Alcaide González, Rafael, Revista Bibliográfica de Geografía y Ciencias Sociales N190º: *El ferrocarril en España(1829-1844): Las primeras concesiones, el marco legal y la presencia de la geografía en las memorias de los anteproyectos de construcción e las líneas férreas*, Universidad de Barcelona, 1999 <http://www.ub.edu/geocrit/b3w-190.htm>
- [3] Revistas de obras públicas, tomo 22: *Estado de los ferrocarriles pañoles en fin de octubre de 1856* Madrid, 1856.
- [4] Revista de obras públicas, tomo 19: *Ferrocarriles*, Madrid, 1861
- [5] Barrón Avignon, Eugenio; Revista de obras públicas, tomo 23: *Ferrocarril de Palencia a Ponferrada*, Madrid 1863
- [6] Revista de obras públicas, tomo 19: *Ferrocarril del Norte*, Madrid 1864
- [7] Pedro Navascués Palacio; Bernardo Revuelta Pol: *Arquitectura e ingeniería del hierro en España (1814-1936)*, 2007
- [8] Serrano López, Roberto; Tesis doctoral: *Arquitectura e ingeniería del hierro en las provincias de Burgos y Palencia (1830-1940)*, Universidad de Burgos, 2011
- [9] M.O`Sullivan; T. Swailes: *A study of historical test data for better informed assessment of wrought-iron structures*, University of Manchester, 2008.
- [10] Sheilds, W.J, Revista de obras públicas, tomo 14: *De las fuerzas que actúan en las obras se hierro*, 1866
- [11] Michael de Bouw; Ine Wouters : *The iron suspension footbridge of Wissekerke : Material characteristics*, Second international conference, 2005

13. Agradecimientos

El autor quiere expresar su agradecimiento a ADIF, a Tecnalia y a los grupos de investigación del Gobierno Vasco IT1314-19 y UPV/EHU GIU19/029, así como a la financiación de la UPV/EHU PPGA19/61.

14. Anexo I Planos





PLANTA MARQUESINA

LEYENDA

█	CORROSIÓN
█	PERDIDA DE SECCIÓN POR CORTE
█	ELEMENTOS AÑADIDOS
█	GIRO DE VIGA EN UNIÓN CON MURO
█	VIGAS CON ELEMENTOS DE CRUCES DEFORMADOS

NOTAS

- *PILARES CON BAJANTE: P5,P11, P17
- *ARJOS DE CORREAS: CORROSIÓN INCRIENTE EN ZONAS DE SOLDADURA SOBRE CORDÓN SUPERIOR
- *CORREA "H" CORROSIÓN EN TODA SU LONGITUD



TÍTULO PROYECTO DE REHABILITACIÓN DEL EDIFICIO DE VIAJEROS Y EDIFICIO NAVE MUELLE ALMACÉN DE LA ESTACIÓN DE PALENCIA
-ESTUDIOS PREVIOS-
FECHA ENERO 2019



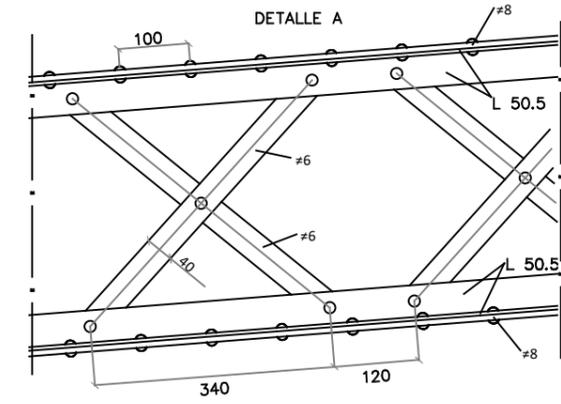
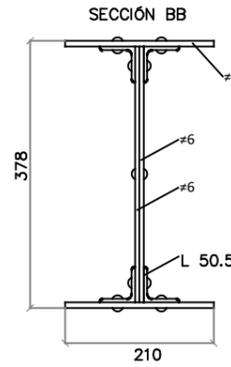
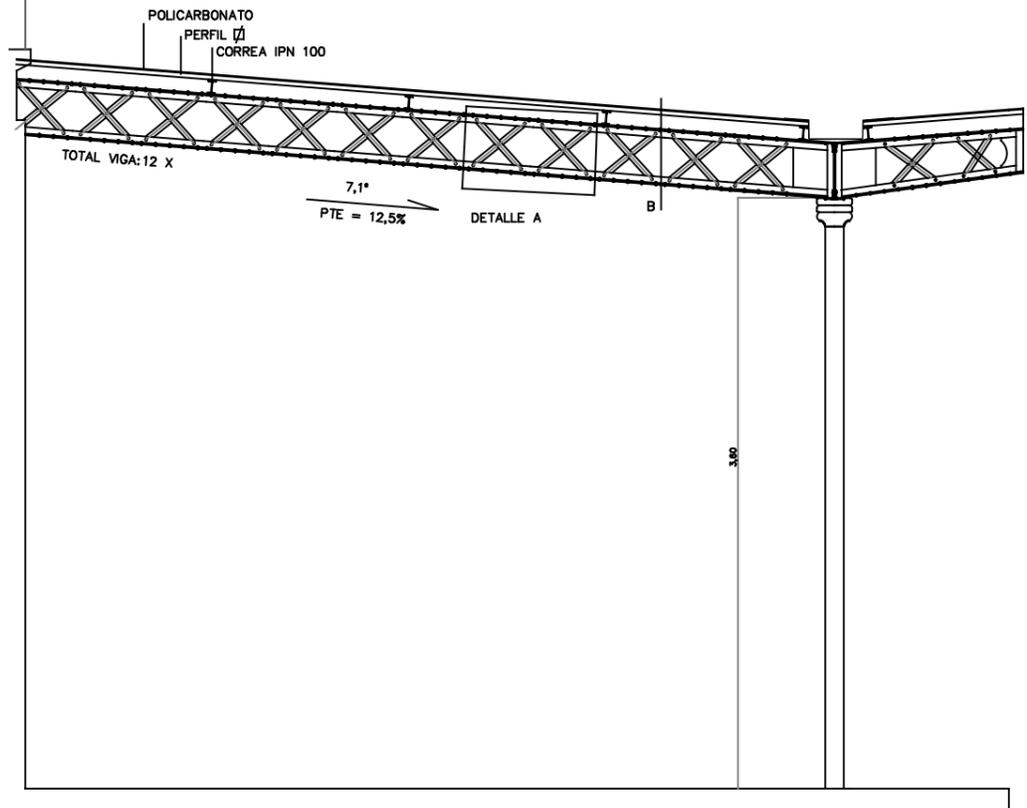
Referencia Proyecto 075023

Dibujado:	Fecha	Nombre
Comprobado:	ENERO 2019	ONKAI
Jefe Proyecto:	ENERO 2019	Rocio San Mateo
	ENERO 2019	Natalia Loarte

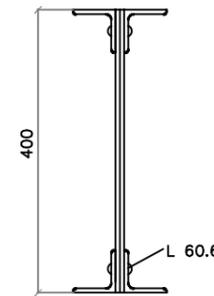
ESCALA 1/2.000 | 1/10.000

TÍTULO DEL PLANO DAÑOS EN LA MARQUESINA ADOSADA AL EDIFICIO DE VIAJEROS

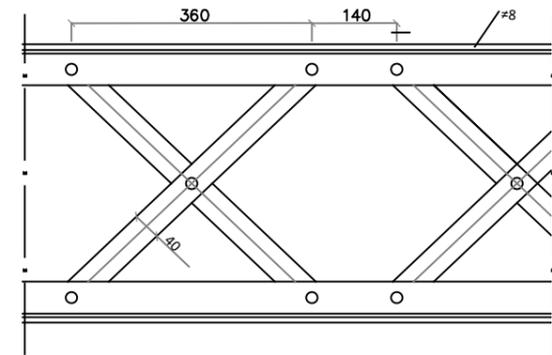
Nº DE PLANO Hoja 6 de 7



VIGA BAJO CANALON SECCION ALINEACION F

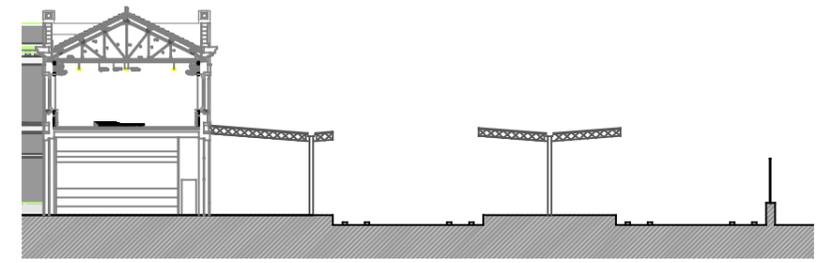
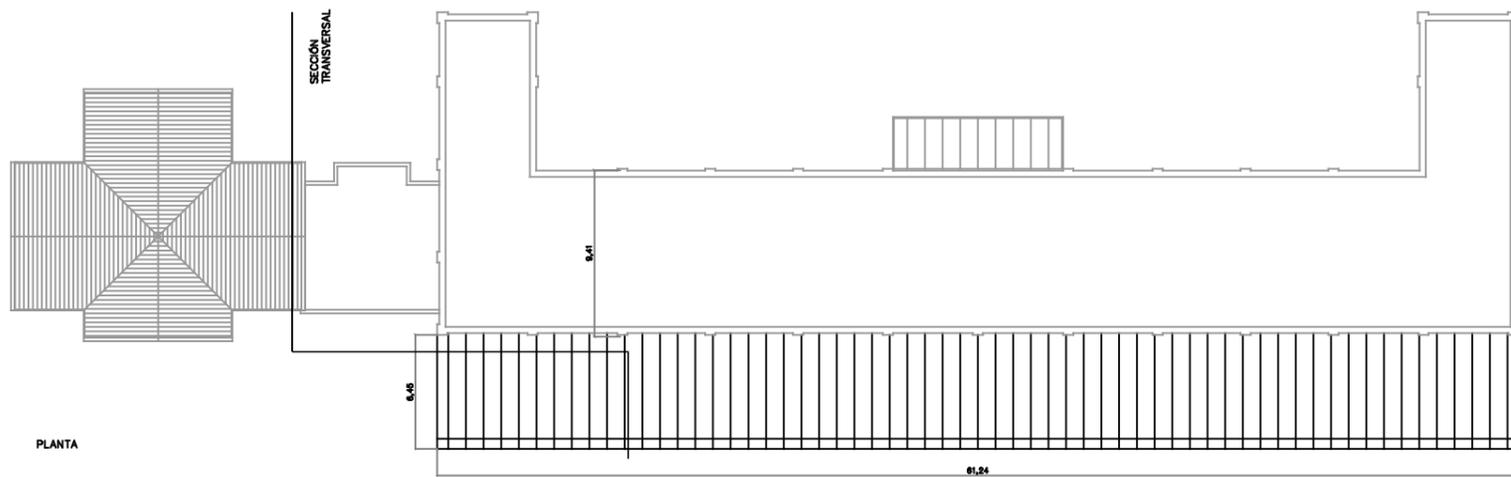


VIGA BAJO CANALON ALZADO ALINEACION F



DETALLE DE ELEMENTOS DE LA CELOSIA

DETALLE DE SECCION TRANSVERSAL



SECCION TRANSVERSAL